



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE CIVIL

**TRABAJO DE DISERTACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL**

PROPIEDADES MECÁNICAS DE SUELOS PARCIALMENTE SATURADOS

MARÍA NATALIA JIMÉNEZ ALMEIDA

DIRECTOR: ING. JORGE ALBUJA, M.SC

QUITO, 2019

AGRADECIMIENTO

A mis padres, Rosa y Roberto

A mis abuelos, Bélgica y Jorge

DEDICATORIA

A mis padres, Rosa y Roberto

A mis abuelos, Bélgica y Jorge

RESUMEN

El presente trabajo de disertación tiene como objetivo investigar el origen, el desarrollo, el estado del arte, las propiedades mecánicas y las teorías fundamentales de los suelos parcialmente saturados. Durante la década de los años 70 se plantearon las teorías y conceptos principales que conforman la Mecánica de Suelos Parcialmente Saturados, debido a la necesidad de entender el comportamiento de algunos suelos que causaron problemas a las estructuras; en la práctica no se aplica la Mecánica de Suelos Parcialmente Saturados, las teorías y conceptos que la conforman no se estudian a nivel de pregrado (Meza, 2012). Se realizó esta investigación de la parte teórica de la Mecánica de Suelos Parcialmente Saturados, para destacar su importancia de incluirla en la cátedra universitaria hacia su futura aplicación en la práctica y así dar solución a los problemas de la ingeniería geotécnica relacionados con este tipo de suelos que se presentan en el país.

Palabras clave: suelos parcialmente saturados, succión, curva característica.

ABSTRACT

The objective of this dissertation work is to investigate the origin, development, state of the art, mechanical properties and the fundamental theories of partially saturated soils. During the decade of the 70s, the main theories and concepts that make up the mechanics of partially saturated soils were considered, due to the need to understand the behavior of some soils that caused problems to the structures; In practice, the mechanics of partially saturated soils are not applied, the theories and concepts that comprise it are not studied at the undergraduate level (Meza, 2012). This research was carried out on the theoretical part of the mechanics of partially saturated soils, to emphasize its importance of including it in the university chair towards its future application in practice and thus to solve the problems of geotechnical engineering related to this type of soil that occur in the country.

Keywords: partially saturated soils, suction, characteristic curve.

ÍNDICE DE CONTENIDO

RESUMEN	iv
ABSTRACT	v
ÍNDICE DE FIGURAS	viii
ÍNDICE DE TABLAS	xv
1.Capítulo 1: Generalidades	1
1.1. Introducción	1
1.2.Objetivo General	8
1.3. Objetivos específicos	8
1.4. Alcance	8
1.5. Definiciones de suelos parcialmente saturados.....	9
2. Capítulo 2: Naturaleza, propiedades y variables de los suelos parcialmente saturados ..	12
2.1. Clasificación de los suelos	12
2.2. Propiedades de fase.....	15
2.3. Variables volumen-masa.....	42
2.4. Compactación de suelo	50
2.5. Bases para las variables de cambios de esfuerzos de suelos parcialmente saturados	56
2.6. Representación de los estados de esfuerzos.....	79
2.7. Ecuaciones del Círculo de Mohr.....	85
2.8. Rol de la succión osmótica	90
3. Capítulo 3: Succión del suelo	93

3.1. Definición de la succión del suelo	93
3.2. Medida de la succión del suelo en laboratorio.....	99
3.3. Técnicas de medida.....	101
4. Capítulo 4: Curva característica suelo-agua (Soil-Water-Characteristic-Curve-SWCC)	
114	
4.1. Comportamiento general de la curva característica suelo – agua.....	114
4.2. Histéresis hidráulica de la curva retención suelo – agua	120
4.3. Errores experimentales de la curva característica suelo – agua	127
5. Capítulo 5: Condiciones de cambio de humedad superficial en los suelos	129
5.1. Introducción a los cambios de humedad superficial en los suelos.....	129
5.2. Clasificación climática para una obra	133
5.3. Marco de referencia para diseño	136
6. Capítulo 6: Esfuerzo de corte de los suelos parcialmente saturados	142
6.1. Introducción y teoría del esfuerzo de corte.....	142
6.2. Medida del esfuerzo de corte en laboratorio.....	146
6.3. Conceptos de cambio de volumen, deformación y su medición en suelos parcialmente saturados.....	160
7. Capítulo 7: Aplicaciones y estado del arte de los suelos parcialmente saturados.....	164
7.1. Aplicaciones en Ingeniería Civil y Geotécnica.....	164
7.2. Estado del arte: investigaciones y teorías actuales suelos parcialmente saturados.	171
8. Capítulo 8: Conclusiones y recomendaciones	186

8.1. Conclusiones	186
8.2. Recomendaciones	190
9. Bibliografía	191

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Definiciones de uso común de las trayectorias para la SWCC (Soil-Water Characteristic Curve) e ilustraciones de histéresis agua- suelo. Tomado de Fredlund y Morgenstern, 1977.....	5
Figura 2: Clasificación de las zonas dentro de un perfil de suelo saturado - insaturado. S, grado de saturación. Tomado de Fredlund, 2000, p.964.	11
Figura 3: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos. Tomado de Narsilio y Santamarina, 2016, p.3.	13
Figura 4: Diagrama de fase para suelo parcialmente saturado. Tomado de Fredlund et al., 2012, p.48.	16
Figura 5: Densidad del agua en función de la temperatura para concentraciones de sal que varían de 0 a 100 g / kg. Tomado de Fredlund et al., 2012, p.51.	21
Figura 6: Diagrama de estado del agua. Tomado de Haveren y Brown, 1972.	30
Figura 7: Fenómeno de tensión superficial en la interfaz aire-agua. (a) Fuerzas intermoleculares que actúan sobre la piel contráctil. (b) Las fuerzas de tensión superficial asociadas con la superficie curva bidimensional. Tomado de Fredlund et al., 2012, p.62..	33
Figura 8: Tensión superficial sobre membrana deformada tridimensional. Tomado de Fredlund et al., 2012, p.62.....	34
Figura 9: Modelo físico de la capilaridad. Tomado de Fredlund et al., 2012, p.63.....	36

Figura 10: Relación entre la succión matricial con el tamaño de poro para varios suelos. Tomado de Fredlund et al., 2012, p.64.....	39
Figura 11: Fuerzas que actúan sobre el tubo capilar. Tomado de Fredlund et al., 2012, p.65.	40
Figura 12: Disposición de partículas utilizadas para calcular el espacio abierto entre partículas. (a) Disposición de partículas en forma cúbica. (b) Geometría de una capa simple cúbica. Tomado de Fredlund et al., 2012, p.66.	41
Figura 13: Relación entre volumen y masa del suelo parcialmente saturado.(Fredlund et al., 2012).....	43
Figura 14: Principios de compactación. Tomado de Das, 2007, p.79.	51
Figura 15: Curvas de compactación estándar y modificadas American Association of State Highway and Transportation Organization (AASHTO). Tomado de Fredlund et al., 2012, p.73.	52
Figura 16: Comparación de las curvas de compactación precedidas y experimentales para suelos de arena arcillosa. Tomado de Kenai, Bahar y Benazzoug, 2006.	56
Figura 17: (a) Prueba triaxial drenada en limo suelto no saturado con variación de σ_3 , u_a y u_w , manteniendo constante $(\sigma_3 - u_a)$ y $(u_a - u_w)$. (b) Cambios de presión vs. deformación. (c) Esfuerzo desviador vs. deformación. Tomado de Bishop y Donald, 1961.	64
Figura 18: Determinación de la succión matricial utilizando la técnica de traslación axial. Tomado de Hilf, 1956.....	66
Figura 19: Resultados de las pruebas nulas N-37 y N-38 de caolín compactado. Tomado de Fredlund, 1973.....	68

Figura 20: Tensiones normales de la superficie y tensiones de corte en elementos cúbicos de suelo de dimensiones infinitesimales, dx, dy y dz. Tomado de Fredlund et al., 2012, p.88.	71
Figura 21: Estado de esfuerzo en el punto basado en las tensiones de superficie extraídas de las ecuaciones de equilibrio de fuerza de la estructura del suelo para el suelo parcialmente saturado (es decir, las direcciones x, y, z). Tomado de Fredlund et al., 2012, p.91.....	78
Figura 22: (a) Perfil de esfuerzo normal neto in situ bajo condiciones geoestáticas (a) esfuerzo vertical normal neto; (b) esfuerzo horizontal normal neto. Tomado de Fredlund et al., 2012, p.94.	80
Figura 23: Gráfica esfuerzo (σ) vs. Deformación (ϵ). Tomado de Pérez, 2014.....	82
Figura 24: Relación entre el coeficiente de presión de la tierra en reposo (K_0) y la succión matricial. Tomado de Fredlund et al., 2012, p.97.....	84
Figura 25: Relación entre ángulo efectivo de fricción interna y el coeficiente de presión de la tierra en reposo (K_0). Tomado de Bishop (1957).....	84
Figura 26: Esfuerzo neto normal y esfuerzo de corte en un plano inclinado en un punto de la masa del suelo bajo la superficie horizontal del suelo. Tomado de Fredlund et al., 2012, p.99.	86
Figura 27: Estado de esfuerzo en un punto del suelo parcialmente saturado. Tomado de Fredlund et al., 2012, p.102.....	88
Figura 28: Diagrama de Mohr extendido que muestra el estado de esfuerzo en un suelo parcialmente saturado. Tomado de Fredlund et al., 2012, p.103.....	89
Figura 29: Uso del diagrama de Mohr extendido para representar estados de esfuerzo en suelos parcialmente saturados. Tomado de Fredlund et al., 2012, p.101.....	90

Figura 30: Medidas de succión total, matricial y osmótica en arcilla compactada Regina. Tomado de Krahn y Fredlund, 1972.....	91
Figura 31: Adsorción y absorción. Tomado de Viades, 2013, p.1	95
Figura 32: Los dos fenómenos que influyen en la succión matricial, (a) capilaridad-modelo capilar y (b) absorción del agua en la superficie de la partícula de arcilla. Tomado de Mitchell y Kenichi, 2002.....	96
Figura 33: Tensiómetro convencional manufacturado por Soilmoisture Equipment Corporation. Tomado de Fredlund et al., 2012, p.116.....	103
Figura 34: Principio de funcionamiento de la técnica de traslación del eje. Tomado de Marinho, Take y Tarantino, 2008, p.626.....	104
Figura 35: Uso de la técnica de traslación de ejes para evitar estados metaestables. (a) Condiciones atmosféricas. (b) eje de traslación. Tomado de Marinho, Take y Tarantino, 2008.	105
Figura 36: Papel de filtro Whatman No. 42. Tomado de Fisher Scientific (2019).	108
Figura 37: Configuración para la prueba de papel filtro método "en contacto", para medir la succión matricial. Tomado de Ning y Likos, 2004, p.450.....	110
Figura 38: Configuración para la prueba de papel filtro método "no contacto", para medir la succión total. Tomado de Ning y Likos, 2004, p.450.....	111
Figura 39: Curvas de calibración contenido de humedad del papel filtro con respecto a la succión. Tomado de ASTM International, 2010, p.4.	112
Figura 40: Diagrama esquemático de la SWCC. Tomado de Al Haj y Standing, 2016, p.72.	115
Figura 41: Variables relacionadas con la curva característica suelo-agua (Soil-Water-Characteristic-Curve-SWCC). Tomado de Fredlund y Rahardjo, 1993.....	117

Figura 42: SWCC para suelos arenosos, limosos y arcillosos. Tomado de Standing, Ghail y Coyne, 2013, p.295.....	118
Figura 43: Variables asociadas con la curva característica agua-suelo en términos del grado de saturación. Tomado de Melgarejo Corredor, 2004, p.18.....	119
Figura 44: Determinación del grado final residual y el índice de distribución del tamaño de poro. (a) grado de saturación – succión, (b) relación entre el grado de saturación efectivo y la succión. Tomado de Brooks y Corey, 1964, p.20.....	120
Figura 45: Modelo de tubo capilar para demostrar el efecto “ink-bottle”. Tomado de Ning y Likos, 2004, p.185.	123
Figura 46: Representación de las etapas progresivas de drenaje y remojo en la sección transversal de una muestra de suelo. Tomado de Ning y Likos, 2004, p.185.	124
Figura 47: Gota de agua en una superficie inclinada que muestra la histéresis entre los ángulos de contacto entre el humedecimiento y el secado. Tomado de Likos y Lu, 2004, p.186.	125
Figura 48: SWCC para arcilla Weald de las muestras A y B en términos de la succión y el grado de saturación. Tomado de Melgarejo Corredor, 2004, p.128.....	126
Figura 49: Deformación y fenómenos de flujo de fluidos en un depósito cerca de la superficie de un suelo expansivo insaturado. Tomado de Ning y Likos, 2004, p.8.	130
Figura 50: Representación del sistema de cobertura del suelo. Tomado de Fredlund et al., 2012, p.274.	132
Figura 51: Efecto de la variación en la distribución de la precipitación a lo largo del año. Tomado de Fredlund et al., 2012, p.286.....	139
Figura 52: Relación entre la intensidad de lluvia versus el tiempo junto con la capacidad del suelo para aceptar agua. Tomado de Fredlund et al., 2012, p.287.	139

Figura 53: Flujo de humedad en la superficie del suelo asociado con la escorrentía. Tomado de Fredlund et al., 2012, p.290.	140
Figura 54: Ilustración de los distintos tipos de flujos evaporativos. Tomado de Fredlund et al., 2012, p.292.	141
Figura 55: Superficie de falla extendida de Mohr-Coulomb para suelos parcialmente saturados. Tomado de Ning y Likos, 2004, p.231.....	144
Figura 56: Concepto de deformación aplicado a un espécimen en la prueba triaxial. Tomado de Fredlund et al., 2012, p.522.	146
Figura 57: Diagrama esquemático del sistema de prueba de corte directo modificado para medir la resistencia al corte del suelo parcialmente saturado. Tomado de Ning y Likos, 2004, p.227.	149
Figura 58: Resultados de las pruebas de corte directo para arcilla gris de Madrid no saturada (datos de Escario, 1980): (a) esfuerzo de corte máximo como función del esfuerzo normal neto y (b) esfuerzo de corte máximo como función de la succión matricial. Tomado de Ning y Likos, 2004, p.228.	150
Figura 59: Comparación de la apariencia de secado al aire de muestras (a) naturales y (b) compactadas. Tomada de Zhan y Ng, 2006, p.752.....	151
Figura 60: Envoltentes de falla de Mohr - Coulomb para las muestras naturales con succión cero. Tomada de Zhan y Ng, 2006, p.755.	153
Figura 61: Modificaciones en cámaras triaxiales convencionales para ensayar suelos parcialmente saturados. Tomado de Fredlund et al., 2012, p.545.	154
Figura 62: Diagrama esquemático del sistema triaxial modificado para medir la resistencia al corte del suelo parcialmente saturado. Tomado de Ning y Likos, 2004, p.222.....	157

Figura 63: Resultados de la prueba triaxial con drenaje para limo parcialmente saturado consolidado (datos de Blight, 1967). Se realizaron seis pruebas: (a) las pruebas A, B y C se realizaron a un esfuerzo neto de confinamiento ($\sigma_3 - u_a$) de 13.8 kPa y tres niveles de succión matricial ($u_a - u_w$), (b) las pruebas D, E y F se realizaron con un esfuerzo neto de confinamiento ($\sigma_3 - u_a$) de 27.6 kPa y los mismos niveles de succión matricial que las pruebas A, B y C. Tomado de Ning y Likos, 2004, p.224.	158
Figura 64: Traslación y deformación del elemento bidimensional de un suelo parcialmente saturado. Tomado de Fredlund et al., 2012, p.672.	162
Figura 65: Relación de vacíos y relaciones constitutivas del contenido de agua para suelo parcialmente saturado: (a) relación de vacíos vs. logaritmo de la relación del estado de esfuerzo; (b) compresión de las curvas de la relación de vacíos en un eje variable del estado de esfuerzo común; (c) contenido de agua vs. logaritmo de la relación del estado de esfuerzo; (d) compresión de las curvas de contenido de agua en un eje variable de estado de esfuerzo común. Tomado de Fredlund et al., 2012, p.724.	163
Figura 66: Efecto de la succión en la capacidad de carga. Tomado de Leong et al., 2001, p.6.	167
Figura 67: Efecto de la succión en pendiente. Tomado de Leong et al., 2001, p.6.	168
Figura 68: Sección de la presa El Oviachic, Sonora. Tomado de López y Mendoza, 2016,	168
Figura 69: Curvas características asumidas para el modelo de la presa El Oviachic. Tomado de López y Mendoza, 2016, p.59.....	169
Figura 70: Funciones de conductividad hidráulica utilizadas en el modelo numérico de la presa El Oviachic. Tomado de López y Mendoza, 2016, p.60.....	170

Figura 71: Distribución de la presión de poro (kPa). Tomado de López y Mendoza, 2016, p.63.	170
Figura 72: Succión (kPa) (El Oviachic). Tomado de López y Mendoza, 2016, p.63.	170
Figura 73: Sistema de tomografía computarizada de células y rayos X. Tomada de Manahiloh et al., 2016, p.8.	173
Figura 74: Cambio en el comportamiento de resistencia del suelo con diferentes succiones matriciales ($u_a - u_w$). Tomada de Nejad y Manahiloh, 2017, p.596.	174
Figura 75: Esquema conceptual de muestras de capas horizontales y capas verticales de una mezcla de suelo homogénea compactada estáticamente. Tomado de (Priono, Rahardjo, Chatterjea, Leong y Wang, 2016, p.2).....	175
Figura 76: SWRC para cinco fases de secado / humedecimiento de una muestra reconstituida y un recorrido de secado-humectación de una muestra intacta del suelo negro trazada en términos de: (a) w vs. S_r ; (b) s vs. S_r ; (c) w vs. e ; (d) s vs. e ; (e) s vs. ϵ ; (f) s vs. w . Tomada de Al Haj y Standing, 2016, p.75.	179
Figura 77: Canales de agua grabados en la platina. Tomado de Leong et al., 2013, p.34.	181
Figura 78: Prueba de SWCC realizada con aparato triaxial modificado. Tomado de Priono et al., 2016, p.6.	182

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Gravedad específica y propiedades térmicas de sólidos – minerales.....	18
Tabla 2: Propiedades térmicas del agua a varias temperaturas	22
Tabla 3: Viscosidad del agua a 101.3 kPa.	22
Tabla 4: Propiedades térmicas del aire a varias temperaturas	27
Tabla 5: Viscosidad del aire a 101.3 kPa.....	27

Tabla 6: Valores típicos de porosidad, relación de vacíos y densidad seca. $G_s=2.65$ para suelos granulares, $G_s=2.70$ para arcillas y $G_s=2.60$ para suelos orgánicos.	44
Tabla 7: Valores de succión.....	98
Tabla 8: Detalles de técnicas y dispositivos de medición de succión	101
Tabla 9: Rangos de error estimados de las variables utilizadas para realizar la SWCC ...	128
Tabla 10: Criterios para la clasificación del clima	135
Tabla 11: Pruebas de corte directo en muestras naturales y compactadas.	152
Tabla 12: Varios ensayos triaxiales para suelos parcialmente saturados	160

1. Capítulo 1: Generalidades

1.1. Introducción

La presente disertación de grado se trata de los suelos parcialmente saturados, su origen, desarrollo, historia, estado del arte y sus propiedades mecánicas.

Los conceptos y teorías primordiales de la Mecánica de Suelos Parcialmente Saturados se plantearon en la década de los años 70, por la necesidad de entender el comportamiento de algunos suelos que causaron problemas como afectación a las estructuras. (Meza, 2012)

“Debido a la dificultad para la aplicación de la Mecánica de Suelos Clásica, se han realizado varias investigaciones con el objetivo de estudiar el comportamiento de los suelos parcialmente saturados” (Barrera y Garnica, 2002). Durante muchos años se dio más atención al estudio de la Mecánica de Suelos Saturados, por lo cual se tiene un conocimiento suficiente del comportamiento de estos suelos, el mismo que ha sido representado mediante modelos mecánicos considerando la deformación volumétrica y la resistencia al corte del suelo.

Para Al Haj (2013): Se debe considerar que existen muchas condiciones en las que los suelos no alcanzan la saturación. Hay varias maneras en las que un suelo puede cambiar de un estado saturado a insaturado, por ejemplo: exposición en un ambiente seco, cambios climáticos, procesos de excavación, remodelación y recompactación del suelo.

Existe una gran diversidad de suelos parcialmente saturados como arcillas expansivas muy plásticas, depósitos aluviales, coluviales y eólicos, suelos compactados, etc. Según Barrera y Garnica (2002): “Estos problemas se han estudiado por separado, por lo que proponen un estudio global desde la perspectiva del comportamiento controlado por la succión” (p.7). La mayoría de los suelos se encuentran en estado parcialmente saturado, ligados a variables ambientales como el clima, condiciones hidrológicas, meteorológicas y topográficas. Se define al suelo parcialmente saturado como un sistema multifásico conformado por sólidos, agua, aire y una cuarta fase llamada interfaz aire-agua o piel contráctil. Fredlund (1973) describe: “al suelo parcialmente saturado como un suelo que tiene más de dos fases (agua y suelo) y su presión de agua intersticial es negativa en relación con la presión de aire”.

Una gran parte de la superficie del planeta y muchas de sus estructuras terrestres consisten en un suelo en el que el agua se mantiene en el vacío por un esfuerzo conocido como la succión del suelo. En muchos casos el vacío contiene aire y agua y junto con el suelo se describen como suelos parcialmente saturados.

Según Ridley (1993) al considerar las variables de estado de esfuerzos dentro de la Mecánica de Suelos Parcialmente Saturados se debe medir la succión del suelo, la cual se refiere al esfuerzo necesario para que una molécula de agua en estado líquido se mueva a la fase de vapor es decir cambie a estado gaseoso. La succión total está conformada por la succión matricial la cual se relaciona con el fenómeno capilar y la succión osmótica relacionada con la existencia de sales en el agua.

Ashayeri, Biglari y Shafiee (2008) definen a la succión del suelo como: “Una presión isotrópica ejercida por el agua intersticial para absorber más agua, producida por la

fuerza de meniscos y acciones fisicoquímicas”. Lee y Wray (como se citó en Meza, 2012) manifestaron que la succión total se refiere a la capacidad del suelo para retener agua.

La succión matricial se expresa como la diferencia entre la presión del agua y la presión del aire en los poros ($u_w - u_a$), se relaciona con la adsorción de las partículas del suelo y la tensión superficial, la cual se produce por la presencia de la piel contráctil o interfase agua-aire (Meza, 2012).

La presencia de sales disueltas en el agua provocan una reducción de la presión de vapor por encima de la piel contráctil, por lo que se necesita más energía para remover una molécula de agua, esta energía es la succión osmótica (π) la cual no se relaciona con la capilaridad (Meza, 2012). “Cuando se produce evaporación dentro de un espacio cerrado, la presión parcial que produce las moléculas de vapor se llama presión de vapor” (Giles, 1994). La succión total es considerada como la suma algebraica de los componentes matricial y osmótica. La succión del suelo puede ser expresada con unidades de energía por unidad de masa. En ingeniería geotécnica, la succión se expresa en unidades de presión, Kilopascales (kPa) en el sistema internacional de unidades (SI). (Meza, 2012, p.29)

“Con el método del papel filtro se puede medir la succión del suelo, esta técnica se originó en 1930, sin embargo, no se utilizaba para fines geotécnicos” (Gardner, 1937).

El método consiste en colocar el papel filtro contra la muestra de suelo, sellando la misma para evitar que se evapore el agua. El papel filtro se moja hasta alcanzar una humedad en equilibrio con la magnitud de la succión del suelo, se mide el contenido de humedad del papel filtro lo que permite obtener la succión del suelo de una

correlación establecida. Esto proporciona la medición de la succión matricial, la cual se asume que es la misma que la presión capilar. (Chandler y Gutierrez, 1986, p.35)

Para entender el comportamiento hidromecánico de los suelos parcialmente saturados se ha desarrollado la curva característica de agua y suelo, SWCC (Soil- Water Characteristic Curve), la cual representa la relación entre el grado de saturación y el logaritmo de succión. Esta curva es fundamental para los modelos constitutivos propuestos y ha sido utilizada para predecir la compresibilidad durante la carga virgen. (Al Haj, 2013). “En el tramo virgen de la curva de compresibilidad el suelo soporta presiones a las cuales nunca ha sido sometido”. (Poliotti y Sierra, 2007). La Curva Característica Suelo-Agua se considera una parte fundamental dentro del Mecánica de Suelos Parcialmente Saturados por esta razón se han realizados investigaciones de la SWCC relacionandola con las propiedades y parámetros del suelo (Meza, 2012).

La SWCC se gráfica con el valor de la succión matricial en las abscisas y con el contenido de agua en las ordenadas, el cual se puede representar como: humedad gravimétrica (w), grado de saturación (S) o humedad volumétrica (θ), generalmente se representa con el grado de saturación (Meza, 2012).

Los problemas dentro de la ingeniería geotécnica se deben principalmente a los cambios en el ambiente, los cuales afectan directamente a la succión matricial del suelo debido a esto se la utiliza en representación de la SWCC. Se consideran los efectos de la succión osmótica en el caso de existir contaminación química del suelo (Fredlund, 1973). Es importante reconocer que no existe una sola SWCC para un suelo, lo cual se debe al fenómeno de histéresis producido durante los procesos de humedecimiento y secado (Meza, 2012). Por ejemplo, un suelo se encuentra en un proceso de secado por

evaporación o por drenaje, y otro suelo en un proceso de humedecimiento a causa de la lluvia o por capilaridad. En ambos casos y para la misma succión, el suelo en proceso de secado retiene más agua que el suelo en humedecimiento.

“La histéresis es un fenómeno que ocurre en varios aspectos del comportamiento de los suelos parcialmente saturados, el más notorio se produce durante el secado y humedecimiento del suelo” (Likos y Lu, 2004). La estructura del suelo puede alterarse debido al aire atrapado, la no uniformidad, los diferentes tamaños de poros, la distribución de tamaños de partículas, el contenido de arcilla y la mineralogía del suelo la expansión y contracción del suelo, estas características influyen en la forma de la SWCC del suelo (Meza, 2012).

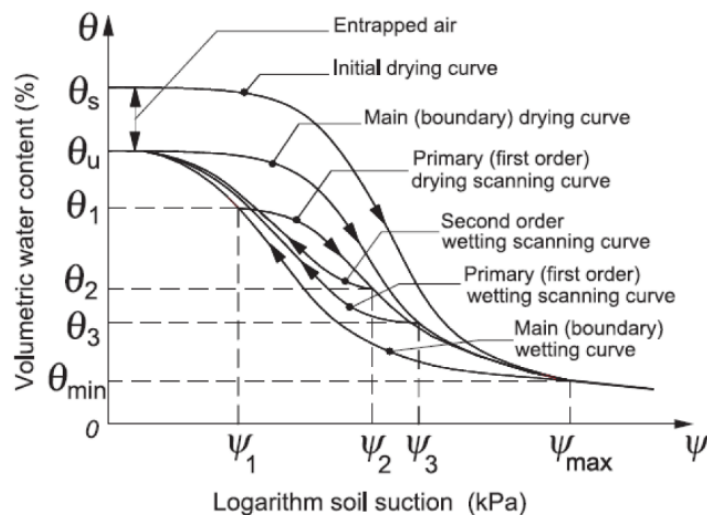


Figura 1: Definiciones de uso común de las trayectorias para la SWCC (Soil-Water Characteristic Curve) e ilustraciones de histéresis agua- suelo. Tomado de Fredlund y Morgenstern, 1977.

La Curva Característica Suelo-Agua se divide en tres zonas: zona de efecto de borde, zona de transición y zona de saturación residual, el valor de entrada de aire y el grado de saturación marcan el límite de cada zona (Meza, 2012).

Para obtener la SWCC se realizan mediciones en el laboratorio de muestras de suelo para varios valores del contenido de agua. Existen métodos directos e indirectos para determinar la succión matricial y osmótica. En los métodos directos se mide la presión del agua de los poros del suelo o se controlan las presiones del agua y del aire en los poros, de esta manera se obtiene la succión, los métodos indirectos se basan en la condición de equilibrio de la humedad del suelo (Meza, 2012).

En el análisis de la estabilidad de taludes es necesario determinar la resistencia al corte para conocer el comportamiento del suelo al igual que en la determinación de la capacidad de soporte del suelo y al diseñar estructuras de contención. La determinación de la resistencia al corte en suelos parcialmente saturados se realiza mediante una ecuación que relaciona las variables de estado de esfuerzos con las propiedades del suelo (Meza, 2012).

En la Mecánica de Suelos Saturados, el comportamiento del suelo se determina con el esfuerzo efectivo ($\sigma - u_w$), mientras que para los suelos no saturados se utilizan dos variables de estado de esfuerzos: el esfuerzo normal neto ($\sigma - u_a$) y la succión matricial ($u_a - u_w$) (Fredlund y Rahardjo, 1993).

La mayoría de los problemas en la ingeniería geotécnica se producen por las condiciones del suelo en estado parcialmente saturado relacionados con los esfuerzos, deformación y flujo. Los problemas relacionados con la deformación se producen por los cambios de volumen en los suelos. Dentro del análisis de un suelo en específico se

consideran los posibles cambios ambientales, los cuales provocan aumentos y descensos del nivel freático lo que causa cambios de presión en los poros. Los problemas relacionados con el flujo del agua se producen en la construcción y operación de presas de tierra (Meza, 2012). El comportamiento del suelo parcialmente saturado está relacionado con la deformación volumétrica al variar el grado de saturación debido a la influencia de la succión. Dranichnikova (2008) afirma que la medición de la succión sirve para determinar la expansión o el colapso del suelo.

El estudio del comportamiento de los suelos parcialmente saturados se ha desarrollado en algunas investigaciones ya que la aplicación de la Mecánica de Suelos tradicional no es suficiente para solucionar los problemas geotécnicos que se presentan en este tipo de suelo. En investigaciones recientes se han realizado modelos elastoplásticos que relacionan el cambio de volumen y la resistencia al corte de los suelos parcialmente saturados. (Barrera y Garnica, 2002, p.42)

Aún no existe la información suficiente que permita describir el comportamiento de los suelos en saturación parcial cuando se producen variaciones en los esfuerzos y en la succión. Sin embargo, algunos investigadores han estudiado su comportamiento en términos del concepto de estado crítico y el límite elástico cuando el suelo es sometido a un ciclo de carga y descarga (Alonso, Gens y Josa, 1990).

Dentro de la cátedra universitaria a nivel nacional existe un conocimiento escaso de los suelos parcialmente saturados, existe insuficiente información de este tema ni se han realizado ensayos especializados, por esta razón, la presente investigación se enfoca en el entendimiento teórico de los suelos parcialmente saturados.

1.2. Objetivo General

El objetivo de esta disertación de grado es investigar el origen, desarrollo y estado del arte de los suelos parcialmente saturados, además comprender y estudiar sus propiedades mecánicas.

1.3. Objetivos específicos

- Mencionar los conceptos de los suelos parcialmente saturados.
- Clasificar e identificar la naturaleza, propiedades y variables de los suelos parcialmente saturados mediante la representación de los estados de esfuerzos, rol de la succión osmótica y el modelo ecuaciones del Círculo de Mohr.
- Analizar la succión del suelo parcialmente saturado a través de sus técnicas de medida.
- Determinar el comportamiento general de la curva de retención suelo – agua mediante la aplicación de la histéresis hidráulica y los errores experimentales.
- Identificar las condiciones de cambio de humedad superficial en los suelos mediante la clasificación climática para una obra y diseñar el marco de referencia.
- Describir las aplicaciones en Ingeniería Civil y Geotécnica y el estado del arte de los suelos parcialmente saturados.
- Determinar el esfuerzo de corte de los suelos parcialmente saturados a través de la teoría del esfuerzo de corte y su medida en el laboratorio.

1.4. Alcance

El alcance de la presente investigación es analizar y describir las propiedades mecánicas de los suelos parcialmente saturados que permita catalogar y definir sus

características de interrelación de las fases agua, suelo, aire y su interfaz aire-agua, con el fin de iniciar investigaciones en esta área de la Geotecnia en nuestro país.

1.5. Definiciones de suelos parcialmente saturados

Fredlund y Morgenstern (1976) definieron al suelo parcialmente saturado como un suelo que tiene más de dos fases (agua y suelo) y su presión de agua intersticial es negativa en relación con la presión de aire. Las tres fases principales de un suelo parcialmente saturado son: las partículas sólidas, el agua y el aire. Aparte de las tres fases mencionadas se debe considerar una cuarta fase la cual es la interfase aire-agua o también llamada piel contráctil.

La importancia de la piel contráctil se debe a su capacidad para ejercer tensión, por esta razón, se considera al suelo parcialmente saturado como un sistema de cuatro fases cuando se realiza un análisis de esfuerzos (Al Haj, 2013). La piel contráctil actúa como una membrana delgada entretejida a lo largo de los poros del suelo, actuando como una división entre las fases de aire y agua. La interacción de la piel contráctil con la estructura del suelo hace que varíe el volumen y la resistencia al corte del suelo insaturado. “Las propiedades del suelo parcialmente saturado cambian debido a la posición de la piel del contráctil es decir dependen del grado de saturación del agua.” (Fredlund, 2002)

Fredlund y Morgenstern (1976) describieron las fases del suelo parcialmente saturado considerando su comportamiento, representado como una mezcla con dos fases que llegan al equilibrio bajo un gradiente de esfuerzo (partículas del suelo y piel contráctil) y dos fases que fluyen bajo un gradiente de esfuerzo (aire y agua).

Sugirieron que desde el punto de vista de la relación volumen-masa para un suelo insaturado, es adecuado considerar el suelo como un sistema trifásico ya que el volumen de la piel contráctil es muy pequeño y su masa se puede considerar como parte de la masa de agua. Sin embargo, al considerar el análisis de esfuerzo de un sistema multifásico continuo, sugirió que la interfaz aire-agua se comporta como una fase independiente. (Al Haj, 2013)

La zona saturada y parcialmente saturada del suelo se divide por la presencia del nivel freático. Debajo del nivel freático los suelos se encuentran en estado saturado es decir que los poros están llenos de agua, la presión del agua de los poros (u_w) es positiva por lo que ejerce la misma fuerza en todas las direcciones. Por encima del nivel freático existen tres zonas: la franja capilar ($S \rightarrow 100\%$), la zona de dos fases ($20\% < S < 80\%$) y la zona de suelo seco ($S \rightarrow 0\%$). La franja capilar se encuentra encima del nivel freático, los suelos tienen la mayoría de los poros llenos de agua y puede existir aire de forma discontinua. En la zona de dos fases los poros del suelo están ocupados por agua y aire, lo cual significa que la fase de aire y de agua son continuas. La zona de suelo seco comprende a los suelos en los que la mayoría de los poros están llenos de aire y puede existir la fase de agua de forma discontinua. Los suelos que se encuentran por encima del nivel freático tienen la presión de agua de los poros negativa (u_w), esto se debe a la diferencia entre la presión del agua en los poros (u_w) y a la presión del aire en los poros (u_a) (Meza, 2012).

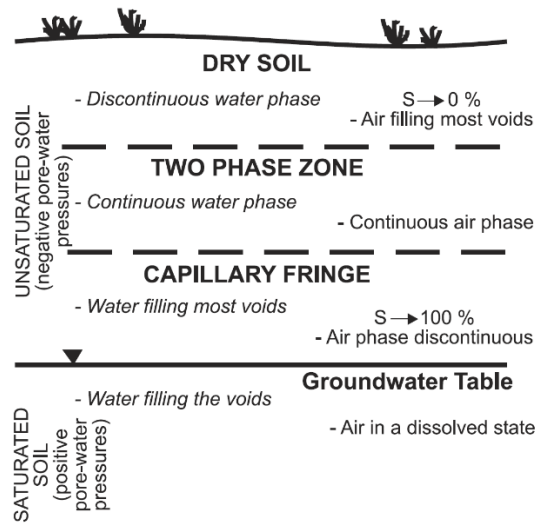


Figura 2: Clasificación de las zonas dentro de un perfil de suelo saturado - insaturado.

S, grado de saturación. Tomado de Fredlund, 2000, p.964.

2. Capítulo 2: Naturaleza, propiedades y variables de los suelos parcialmente saturados

2.1. Clasificación de los suelos

Según Giles (1994):

La complejidad del comportamiento del suelo se debe a su naturaleza granular y a la presencia de partículas sólidas con fluido intersticial (agua, aire, contaminantes orgánicos e inorgánicos, etc.). Los fluidos son sustancias capaces de fluir y se adaptan a la forma de espacio que los contienen, los fluidos se dividen en líquidos y gases (pág. 48)

“Las distintas clasificaciones tratan de describir al suelo para sus usos y aplicaciones como la construcción de obras civiles: carreteras, edificios, presas, puentes; agricultura y minería” (Narsilio y Santamaria, 2016). Los sistemas de clasificación de suelos más utilizados son el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) y el Sistema AASTHO (American Association of State Highway and Transportation Officials).

El sistema de la AASHTO (AASHTO M 145-82) fue desarrollado en los años '20, está basado en las características de estabilidad de los suelos empleados en la construcción de carreteras. Se sustenta en la distribución granulométrica y los límites de Atterberg: límite líquido y plástico (Narsilio y Santamarina, 2016).

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, SUCS es el de mayor uso en el campo de la geotecnia. Fue inicialmente propuesto por Arthur Casagrande en 1932, adoptado por el Departamento de Ingeniería de los EE. UU. en 1942 y presentado a la ASCE en 1948. La U.S. Army Corps of Engineers comenzó a

emplearla en 1953 y la U.S. Bureau of Reclamation lo utilizó en 1974. (Narsilio y Santamarina, 2016)

Está basado en el análisis granulométrico y en los límites de Atterberg (límites líquido y plástico) de los suelos. El contenido de finos corresponde a partículas de diámetro equivalente menor a 0,075 mm, pasante del tamiz #200. Si menos del 50% en peso del suelo pasa el tamiz #200, entonces el suelo es “grueso” y se subclasifica en arena o grava usando el tamiz #4. De otro modo, el suelo es “fino” y se subclasifica en limo o arcilla, usando los límites de plasticidad (Narsilio y Santamarina, 2016).

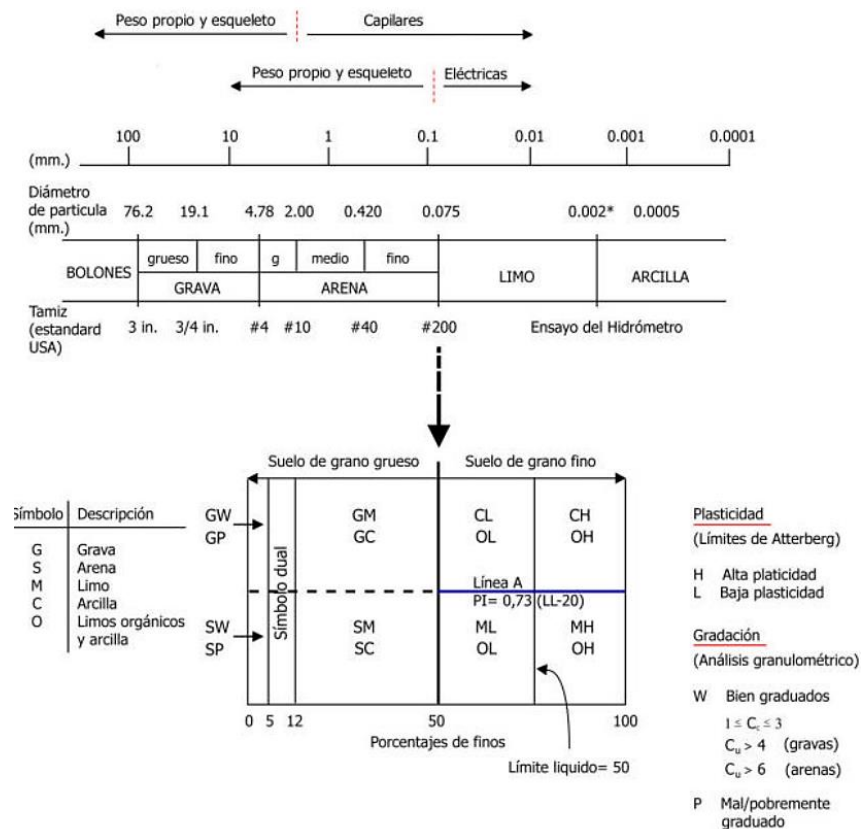


Figura 3: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos. Tomado de Narsilio y Santamarina, 2016, p.3.

Para Palomino (2016):

Las condiciones de carga “drenadas” están relacionadas con suelos de grano grueso y las de carga “no drenadas” con suelos de grano fino. Sin embargo, un suelo grueso con la presencia de 10% de finos se ve afectado considerablemente en su permeabilidad. El SUCS tiene un rango del 5% al 12% de contenido de finos que modifica la clasificación de suelos. En efecto, un suelo granular con relación de vacíos $e \sim 0,6$ rellena su espacio intersticial con $\sim 5\%$ a 15% de finos.

(p.4)

“En la ausencia de finos, el empaquetamiento de granos en suelos gruesos (gravas o arenas) depende del coeficiente de uniformidad $C_u = D_{60}/D_{10}$; el cual determina las relaciones máximas y mínimas de vacíos que un determinado suelo granular puede alcanzar” (Narsilio y Santamarina, 2016).

El coeficiente de curvatura $C_c = D_{30}^2 / (D_{10} * D_{60})$ considera la convexidad de la curva granulométrica, indicando la presencia de diámetros extremos. Por otro lado, los límites de Atterberg son escogidos para clasificar los suelos finos, los cuales consideran la superficie específica. Los ensayos de límites de consistencia deben ser realizados con el mismo fluido que estará involucrado durante la vida útil del proyecto ya que diferentes iones y concentraciones afectan la capa difusa y las fuerzas de repulsión (Narsilio y Santamarina, 2016).

Existen dos pruebas de laboratorio que se utilizan para la clasificación de los suelos: la curva de distribución grano-tamaño y los límites de Atterberg. La curva de distribución grano-tamaño proporciona información sobre la distribución de las partículas sólidas o el porcentaje de cada tamaño de partícula. Esta distribución se relaciona con la distribución de los espacios vacíos y su información se utiliza para

estimar la relación entre el contenido de agua y la succión del suelo (SWCC). En consecuencia, la distribución del tamaño de grano se vuelve de mayor valor para comprender el comportamiento del suelo insaturado.

Para Fredlund, Rahardjo y Fredlund (2012):

Los límites de Atterberg, límite líquido, límite plástico y límite de contracción son características de plasticidad de un suelo. El límite de contracción (curva de contracción) se mide dejando que el suelo se seque y se mide el volumen y masa del suelo con lo que se puede calcular la relación de vacíos y el contenido de agua. Algunas características importantes del comportamiento del suelo parcialmente saturado se observan en la curva de contracción la cual proporciona el valor de entrada de aire del suelo y condiciones de humedad residual.

2.2. Propiedades de fase

La fase de un suelo es una porción que difiere en sus propiedades con el material contiguo y que se define por superficies delimitadas. Es posible que una fase cambie de estado como es el caso del agua cuando se congela o evapora. El hielo se convierte en una fase independiente de la del agua al analizar en problemas de ingeniería. Dentro de un suelo parcialmente saturado el agua puede estar en los tres estados (Fredlund et al., 2012). La Figura 4 muestra las cantidades de masa y volumen relacionadas con cada fase de un suelo parcialmente saturado.

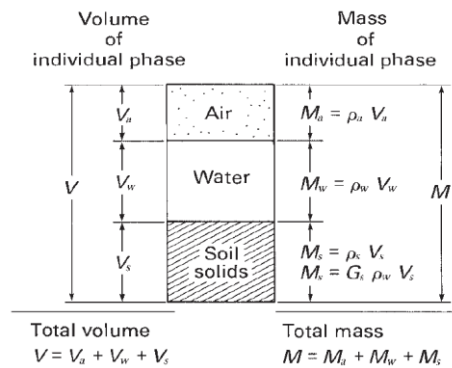


Figura 4: Diagrama de fase para suelo parcialmente saturado. Tomado de Fredlund et al., 2012, p.48.

Es importante conocer las propiedades de cada fase del suelo parcialmente saturado ya que influyen en el estado del esfuerzo. Un suelo parcialmente saturado es un sistema multifásico que contiene las siguientes fases: los sólidos del suelo, el agua, el aire y la piel contráctil. La piel contráctil se considera como una parte de la fase del agua ya que el espesor de esta es de orden molecular y no es necesaria la subdivisión para establecer las relaciones de volumen- masa para un suelo parcialmente saturado.

Para Fredlund (1973):

Por otro lado, la piel contráctil juega un papel importante al considerarse el estado de esfuerzo. Es decir, un suelo parcialmente saturado puede ser considerado como un sistema de tres fases con respecto a las propiedades de volumen-masa, pero debe considerarse como un sistema de cuatro fases con respecto a las condiciones del estado de esfuerzo. (p.75)

Fase sólida

Las propiedades más importantes de los sólidos son la densidad, el volumen específico y las propiedades térmicas.

– **Densidad de los sólidos (ρ_s)**

La densidad y el volumen específico se utilizan para definir la relación volumen-masa de cada fase. La densidad (ρ) es la relación entre la masa y el volumen.

$$\rho_s = \frac{M_s}{V_s}$$

Donde:

ρ_s = densidad de los sólidos, kg/m³

M_s = masa de los sólidos, kg

V_s = volumen de los sólidos, m³

El volumen específico (V_0) es el inverso de la densidad por lo tanto es la relación entre el volumen y la masa.

$$V_0 = \frac{V_s}{M_s}$$

Donde:

V_0 = volumen específico, m³/kg

V_s = volumen de los sólidos, m³

M_s = masa de los sólidos, kg

La gravedad específica (G_s) de las partículas del suelo es la relación entre la densidad de las partículas del suelo y la densidad del agua a una temperatura de 4°C bajo condiciones de presión estándar (101.3 kPa) (Pérez, 2017).

$$G_s = \frac{\rho_s}{\rho_w}$$

Donde

G_s = gravedad específica

ρ_s = densidad de los sólidos, kg/m³

ρ_w = densidad del agua, kg/m³

– Propiedades térmicas de los sólidos

Las propiedades térmicas de mayor interés dentro de la ingeniería geotécnica son la capacidad calorífica específica y la conductividad térmica. Algunas propiedades de fase que cambian al variar la temperatura.

Capacidad calorífica específica (C_s): es la cantidad de calor requerida para elevar la temperatura de una unidad de masa de material a un grado Kelvin. Las unidades en el Sistema Internacional son kilojoules por kilogramo por grado Kelvin (kJ/kg K).

Conductividad térmica (λ_s): es la capacidad del material para transmitir el calor a través de la conducción. Las unidades en el Sistema Internacional son Watts por metro por grado Kelvin (W/m/K). (Fredlund et al., 2012).

Tabla 1: *Gravedad específica y propiedades térmicas de sólidos – minerales*

Minerals and Rocks	Specific Heat Capacity, C_s (kJ/kg K)	Thermal Conductivity, λ_s (W/m K)	Specific Gravity, G_s
Quartz	0.698	7.69	2.65
Calcite	0.793	3.57	2.71
Dolomite	0.930	5.50	2.86
Orthoclase	0.610	2.31	2.58
Muscovite	—	2.32	2.85
Biotite	—	1.17	2.98
Chlorite	—	5.14	2.64
Talc	0.870	6.10	2.82
Hematite	0.610	11.28	5.14
Granite	0.880–1.382	1.65–2.83	2.60–2.65
Gneiss	0.766–0.871	2.58–2.94	2.70–2.73
Marble	0.750	2.79–2.89	2.60–2.69
Limestone	0.825–0.950	1.70–2.68	2.41–2.67
Sandstone	0.762–1.072	2.18–5.10	2.35–2.97
Slate	0.779	1.89–2.59	2.70–2.76
Organics	1.923	0.25	1.30

Nota: Tomada de Tarnawski y Wagner, 1991.

Fase del agua

La fase del agua juega un papel importante en el comportamiento del suelo. El agua puede estar en uno de los tres estados (líquido, sólido y gaseoso) y sus propiedades están en función de la temperatura y la presión.

– Densidad del agua (ρ_w)

$$\rho_w = \frac{M_w}{V_w}$$

Donde:

ρ_w = densidad del agua, kg/m³

M_w = masa del agua, kg

V_w = volumen del agua, m³

“La densidad del agua varía debido a la temperatura, lo cual es más significativo que la variación debida a la presión aplicada en problemas de ingeniería geotécnica”. (Fredlund, 1973) propusieron una ecuación empírica para la densidad del agua con respecto a los cambios de temperatura.

$$\rho_w = 1000 \left[1 - \frac{(T+288.9414)(T-3.9863)^2}{508929.2(T+68.12963)} \right] \quad \text{McCutcheon, Martin y Barnell}$$

(1993)

Donde:

ρ_w = densidad del agua, kg/m³

T= temperatura, °C.

La densidad del agua en condiciones isotérmicas es 1000 kg/m³ para la mayoría de los problemas de la ingeniería geotécnica. La densidad del agua salada es mayor a la

densidad del agua pura. La sal (NaCl) tiene una densidad de 2160 kg/m³. La masa o el volumen del agua deben cambiar para que cambie la densidad de una mezcla de agua pura y sal.

La densidad de la mezcla del agua con sal aumenta por dos razones, debido a que la densidad de la sal es mayor a la densidad del agua y porque la adición de sal causa una reducción del volumen. Este fenómeno se da por la naturaleza dipolar del agua y los ligeros cambios en la disposición molecular y la unión que se produce cuando se agregan sales al agua (Fredlund et al., 2012).

La molécula del agua está formada por dos átomos de hidrógeno y uno de oxígeno, es una molécula dipolar ya que tiene una región electropositiva y otra electronegativa por lo que la molécula del agua puede atraer a otras moléculas. En una mezcla de agua y sal (NaCl), los átomos de sodio (Na) y de cloro (Cl) son disueltos por el agua. “En una disolución acuosa de NaCl, los iones Na⁺ y Cl⁻ se rodean de las moléculas de agua, las cuales tienen un gran momento dipolar” (Chang y College, 2002, p.420).

Mc Cutcheon, Martin y Barnell (1993) propusieron una ecuación empírica de la densidad del agua cuando existe concentración de sales, la densidad del agua cuando la temperatura y la concentración de sal, *s*, varían, se expresa como:

$$\rho_{ws} = \rho_w + As + Bs^{1.5} + Cs^2$$

Donde:

ρ_{ws} = densidad del agua que contiene sales, kg/m³

s = concentración de sal, g/kg

$$A = 0.824493 - 0.0040899T + 7.6438 \times 10^{-5}T^2 - 8.2467 \times 10^{-7}T^3 + 5.3675 \times 10^{-9}T^4$$

$$B = -0.005724 + 1.0227 \times 10^{-4}T - 1.6546 \times 10^{-6}T^2$$

$$C = 0.00048314$$

T = temperatura, °C

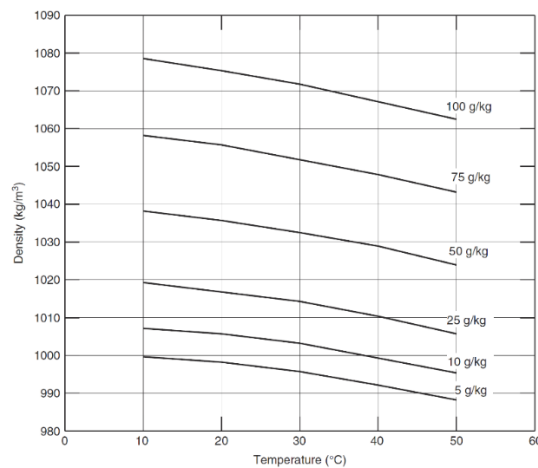


Figura 5: Densidad del agua en función de la temperatura para concentraciones de sal que varían de 0 a 100 g / kg. Tomado de Fredlund et al., 2012, p.51.

– Propiedades térmicas del agua

Cada estado del agua (líquido, sólido y gaseoso) tiene sus propiedades térmicas: la capacidad calorífica específica (C_w) y la conductividad térmica (λ_w), las cuales dependen de la temperatura. El agua cambia de estado líquido a estado sólido a 0°C. La fase líquida cambia a la fase gaseosa a 100°C a una presión de 1 atm. (Fredlund, 2002)

Tabla 2: *Propiedades térmicas del agua a varias temperaturas*

Temperature (°C)	Specific Heat Capacity, C_w (kJ/kg K) ^a	Thermal Conductivity, λ_w (W/m K) ^b
5	4.204	
10	4.193	0.582
15	4.186	
20	4.183	0.560
25	4.181	0.608
30	4.179	0.615
35	4.178	
40	4.179	0.629
50	4.182	0.640
60	4.185	0.651
70	4.191	0.659
80	4.198	0.667
90	4.208	0.673
100	4.219	0.677

Nota: Tomada de Fredlund et al., 2012, p.52.

– Viscosidad del agua

“La viscosidad absoluta (dinámica), ν , de un fluido se refiere a la resistencia opuesta a la fuerza cortante, se debe a la interacción entre las moléculas del fluido” (Giles, 1994)

Para Fredlund (2002): la viscosidad es la resistencia del fluido a la fuerza de corte aplicada al deslizar una placa sobre otra con el fluido en el medio. La viscosidad absoluta depende de la presión y la temperatura. Sin embargo, la influencia de la presión es despreciable para el rango de presiones que se encuentran en las aplicaciones de ingeniería civil.

Tabla 3: *Viscosidad del agua a 101.3 kPa.*

Temperature (°C)	Absolute (Dynamic) Viscosity, ν ($\times 10^{-3}$ N · s/m ²)
5	1.519
10	1.310
20	1.009
30	0.800
40	0.654
50	0.548

Nota: Tomada de Fredlund et al., 2012, p.52

– Cavitación del agua

“La cavitación es la creación de una cavidad o la expansión de una cavidad ya existente en un líquido”. (Young, 1989)

Para Fredlund et al. (2012):

La cavidad o burbuja se encuentra suspendida en el líquido o está atrapada en las grietas que se forman entre el límite de un líquido y un sólido, la burbuja puede contener vapor de agua o gases. Si las cavidades contienen vapor de agua, al reducirse la presión a una temperatura constante se produce una vaporización explosiva conocida como cavitación; el fenómeno opuesto a la cavitación es la ebullición, la cual se produce al aumentar la presión.

Young (1989) describió cuatro formas de crecimiento de la burbuja: (1) *la cavitación gaseosa* puede ocurrir por la reducción de la presión o el aumento de la temperatura, (2) *la cavitación de vapor* ocurre cuando se reduce la presión en una burbuja de vapor, (3) *desgasificación* ocurre cuando el gas sale de una burbuja a través del proceso de difusión, y (4) *la ebullición* ocurre cuando hay suficiente aumento de la temperatura. La ebullición y la cavitación se refieren al mismo proceso de transformación de fase, pero en condiciones fundamentalmente diferentes.

Para Likos y Lu (2004): La cavitación y la ebullición son iguales, ya que las dos llegan a la formación o nucleación de burbujas de vapor en un líquido. Cada una sucede cuando la presión de vapor del líquido es más alta que la presión absoluta del líquido y pueden producirse desde una burbuja macroscópica o microscópica.

Si las burbujas de gas o vapor colapsan, el fluido (agua) ya no tiene núcleo de cavitación. Los núcleos de cavitación en el agua colapsan a causa de la presurización, el agua cambia de un estado líquido estable a un estado de vapor sin cambiar de fase es decir que el agua está en un estado metaestable. Para Apfel (1970): “El fenómeno de la cavitación es de utilidad en la ingeniería geotécnica, ya que se han producido sensores directos de alta succión mediante el procedimiento de presurización para uso en el laboratorio”.(p.213)

Fase de aire

La fase de aire tiene propiedades físicas que varían con la temperatura y la presión.

Densidad del aire (ρ_a)

$$\rho_a = \frac{M_a}{V_a}$$

Donde:

M_a = masa del aire

V_a = volumen del aire

La mezcla de gases se llama aire seco cuando no hay vapor de agua y se llama aire húmedo cuando hay vapor de agua. Es importante tener en cuenta que el vapor de agua se comporta como un gas y no como un líquido. Se puede considerar que el aire seco y húmedo se comportan como un gas ideal bajo presiones y temperaturas usualmente encontradas en la ingeniería geotécnica. (Fredlund et al., 2012).

“Un gas ideal es un gas hipotético cuyo comportamiento de presión, volumen y temperatura se puede describir completamente por la ecuación del gas ideal” (Chang y College, 2002).

La ley del gas ideal es la siguiente:

$$\bar{u}_a V_a = \frac{M_a}{\omega_a} R T_K$$

Donde:

\bar{u}_a = presión absoluta de aire, kPa

u_a = presión de aire del manómetro, kPa

V_a = volumen del aire, m³

ω_a = masa molecular del aire, kg/kmol

R = constante de gas universal (molar), J/mol K

T_K = temperatura absoluta, ($T_K = T + 273.16$, K)

T = temperatura, °C

“La presión absoluta es la presión total del sistema, se mide a partir de la presión cero de un vacío absoluto. La presión manométrica o relativa es la relación aritmética entre la presión absoluta y la presión atmosférica” (Offman, Azquez, Ichardo y Enenbaum, 2009).

“La presión atmosférica es la fuerza que experimenta cualquier superficie expuesta a la atmósfera de la Tierra y es igual al peso de la columna de aire que está encima de ella” (Chang y College, 2002, p.156).

– **Propiedades del vapor de agua en el aire**

La concentración del vapor de agua en el aire se expresa en términos de la humedad relativa. La humedad relativa (h_r) es la relación entre la presión parcial de vapor de agua en el aire (u_v) y la presión de saturación del vapor de agua (u_{v0}) a la misma temperatura, indica qué tan cerca está el aire de la saturación (Fredlund et al., 2012).

Para Olmo y Nave (2000): La presión parcial de vapor de agua en el aire se produce porque el aire puede mantener una cierta cantidad de vapor de agua lo que significa que el vapor de agua puede estar en el aire como un componente del aire. Si en un espacio cerrado se produce evaporación, llegará un momento en que haya tantas moléculas volviendo al estado líquido, como las que cambian al estado gaseoso, en este punto se dice que el vapor está saturado, y la presión de ese vapor se llama presión de saturación de vapor de agua (p.77).

$$RH = h_r = \frac{u_v(100)}{u_{vo}}$$

Donde:

RH =humedad relativa, $h_r = \%$

u_v =presión parcial del vapor de agua en el aire, kPa

u_{vo} =presión de saturación del vapor de agua a la misma temperatura, kPa

Existen otras variables para definir la concentración del vapor de agua en el aire. Estas variables se refieren a una relación de masa o una relación de masa-volumen. Otras variables llevan una relación con la presión parcial del vapor de agua.

La relación de humedad o contenido de humedad, MR_i , es la relación de la masa de vapor de agua, M_w , y la masa de aire seco, M_d , a una presión dada:

$$MR_i = \frac{M_w}{M_d}$$

La humedad específica, SH (*Specific Humidity*), es la relación de la masa de vapor de agua, M_w , y la masa de aire húmedo, $M_a + M_w$.

$$SH = \frac{M_w}{M_a + M_w}$$

La humedad absoluta, AH (*Absolute Humidity*), se define como la masa de vapor de agua, M_w , en un volumen particular de aire, V_a :

$$AH = \frac{M_w}{V_a}$$

– **Propiedades térmicas del aire**

El calor específico del aire, C_a , y la conductividad térmica del aire, λ_a , son funciones de la temperatura.

Tabla 4: *Propiedades térmicas del aire a varias temperaturas*

Temperature, T (°C)	Specific Heat Capacity, C_a (kJ/kg K)	Thermal Conductivity, λ_a (W/m K)
–50	1.005	0.0204
0	1.005	0.0243
20	1.005	0.0257
40	1.005	0.0271
60	1.009	0.0285
80	1.009	0.0299
100	1.009	0.0314

Nota: Tomada de Fredlund et al., 2012, p.57.

– **Viscosidad del aire**

La viscosidad del aire aumenta a medida que aumenta la temperatura.

Tabla 5: *Viscosidad del aire a 101.3 kPa.*

Temperature (°C)	Absolute (dynamic) Viscosity, ν ($\times 10^{-5}$ N · s/m ²)
–10	1.667
0	1.705
10	1.761
20	1.785
30	1.864
40	1.909

Nota: Tomada de Fredlund et al., 2012, p.57

Interfaz aire-agua (piel contráctil)

“Reconocer la particularidad de la cuarta fase (piel contráctil) ayuda a comprender las variables del estado de esfuerzo para un suelo parcialmente saturado”.(Fredlund y Morgenstern, 1976). “La piel contráctil se comporta como una membrana elástica sujeta a un esfuerzo, entretejida en la estructura del suelo” (Fredlund et al., 2012).

Desde el punto de vista del comportamiento físico, se puede considerar a un suelo parcialmente saturado como una mezcla de dos fases (sólidos y piel contráctil) que llegan al equilibrio bajo los gradientes de esfuerzo y dos fases (aire y agua) que fluyen bajo gradientes de esfuerzo.

Desde el punto de vista de las relaciones volumen-masa para un suelo parcialmente saturado, es posible considerar el suelo como un sistema trifásico, ya que el volumen de la piel contráctil es pequeño y su masa puede considerarse como parte de la masa del agua (Fredlund et al., 2012). Al considerar el análisis de esfuerzo de un sistema multifásico continuo, se debe considerar a la interfaz aire-agua como una fase independiente

– Interacción del aire y el agua

El aire y el agua se comportan como una mezcla inmisible y como una mezcla miscible. La mezcla inmisible es una combinación de aire libre y agua pura sin ninguna interacción, se caracteriza por la separación de líquido y gas producida por la piel contráctil. Una mezcla miscible de aire y agua puede tener dos formas.

“En la primera forma, el aire se disuelve en agua y puede ocupar aproximadamente el 2% del volumen de agua. En la segunda forma, el vapor de agua puede estar presente en el aire” (Fredlund et al., 2012).

– **Estados del agua: sólido, líquido y vapor**

El agua se puede encontrar en uno de los tres estados: el estado sólido como el hielo, el estado líquido como el agua, o el estado gaseoso como el vapor de agua. El estado del agua depende de la presión y temperatura del ambiente.

Para Fredlund (2002):

En el diagrama de estado del agua (Figura 6) existen tres curvas: la curva de vaporización AB, la curva de fusión AC y la curva de sublimación AD. La curva de vaporización AB es la curva de presión de vapor del agua, proporciona valores de temperatura y presión para los cuales los estados líquido y vapor del agua pueden coexistir en equilibrio. La curva de fusión AC separa los estados sólido y líquido del agua, y la curva de sublimación AD separa el estado sólido y el estado de vapor del agua. El estado sólido puede coexistir en equilibrio con el estado líquido a lo largo de la curva de fusión y con el estado de vapor a lo largo de la curva de sublimación. (p.39)

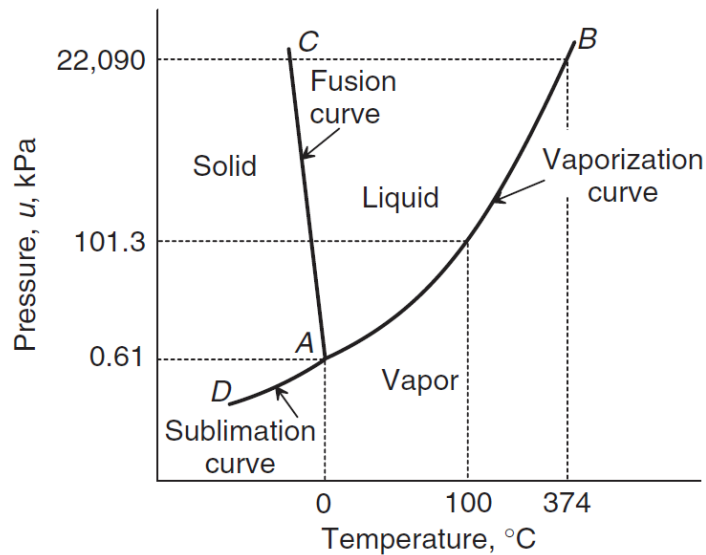


Figura 6: Diagrama de estado del agua. Tomado de Haveren y Brown, 1972.

– Vapor de agua

La curva de vaporización AB en la figura 5 representa una condición de equilibrio entre los estados líquido y vapor del agua. En este estado de equilibrio, los procesos de evaporación y condensación se producen simultáneamente a la misma velocidad. La evaporación es el proceso por el cual las moléculas en estado líquido (agua) cambian a estado gaseoso espontáneamente (vapor de agua).

La condensación es el cambio en la materia de una sustancia a una fase más densa, como por ejemplo de gas (vapor) a líquido. La condensación generalmente ocurre cuando el vapor se enfría, pero también puede ocurrir si se comprime (es decir, si se aumenta la presión) o se somete a una combinación de refrigeración y compresión.

La velocidad de condensación depende de la presión en el vapor de agua que alcanza su valor de saturación en la línea de vaporización. Por otro lado, la tasa de evaporación depende solo de la temperatura. Por lo tanto, existe una relación única entre la presión

de vapor de agua de saturación y la temperatura, que se conoce como la curva de vaporización (Fredlund, 2002).

El vapor de agua se mezcla con el aire en la atmósfera, el aire no influye en el comportamiento del vapor de agua. Este fenómeno se expresa en la ley de Dalton de presiones parciales, la cual establece que la presión de una mezcla de gases es igual a la suma de las presiones parciales a las que cada componente individual del gas ejercería si llenara todo el volumen (Fredlund et al., 2012).

– **Disolución del aire en agua**

Las moléculas de agua forman una estructura con aberturas llamadas "jaulas" que pueden ser ocupadas por un gas (Rodebush y Buswell, 1958). El aire se disuelve en el agua y llena las "jaulas" que tienen un volumen de aproximadamente 2% del volumen total. La red de agua es rígida y estable (Dorsey, 1940), y la densidad del agua cambia poco por la presencia del aire disuelto.

– **Difusión del aire a través del agua**

La ley de difusión de Fick describe la velocidad a la que el aire puede atravesar por el agua, esta velocidad es igual al producto del coeficiente de difusión D y el gradiente de concentración.

Cuando la presión en el aire libre aumenta se produce una diferencia de presión entre el aire libre y el aire disuelto, esta diferencia se convierte en el potencial de conducción para que el aire libre se disuelva en el agua. Barden y Sides (1967) midieron el coeficiente de difusión del aire a través del agua de las arcillas en estrado saturado y compactadas.

Con este estudio se determinó que el coeficiente de difusión disminuye al disminuir el contenido de agua. El coeficiente de difusión de aire a través del agua en un suelo difiere en varios órdenes de magnitud del coeficiente de difusión de aire a través del agua libre (Fredlund et al., 2012).

– **Tensión superficial**

Una molécula dentro del agua recibe fuerzas iguales en todas las direcciones a diferencia de una molécula de agua dentro de la piel contráctil la cual experimenta una fuerza desequilibrada hacia el interior del agua, debido a esta fuerza se genera un impulso de tracción a lo largo de la piel contráctil para que se encuentre en equilibrio.

La propiedad de la piel contráctil que le permite ejercer este impulso se llama tensión superficial, T_s . La tensión superficial se mide como la fuerza de tensión por unidad de longitud de la piel contráctil, N / m, es tangencial a la superficie de la piel contráctil y su magnitud disminuye ligeramente al aumentar la temperatura. (Fredlund et al., 2012).

La piel contráctil o interfaz aire-agua se puede representar como una membrana elástica debido a la tensión superficial que la caracteriza. Si una membrana flexible bidimensional está sujeta a diferentes presiones en cada lado, la membrana debe tomar una curva cóncava hacia la presión mayor y ejercer una tensión en la membrana para estar en equilibrio. “La diferencia de presión a través de la superficie curva se puede relacionar con la tensión superficial y el radio de curvatura de la membrana” (Fredlund et al., 2012).

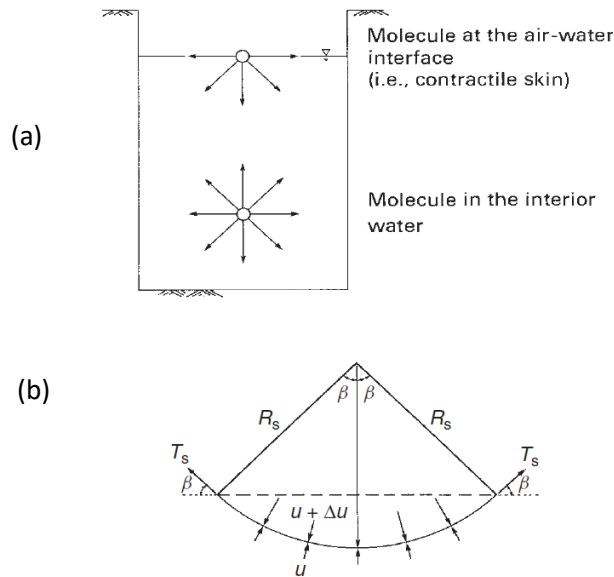


Figura 7: Fenómeno de tensión superficial en la interfaz aire-agua. (a) Fuerzas intermoleculares que actúan sobre la piel contráctil. (b) Las fuerzas de tensión superficial asociadas con la superficie curva bidimensional. Tomado de Fredlund et al., 2012, p.62.

Las presiones que actúan sobre la piel contráctil son u y $u + \Delta u$. La piel contráctil tiene un radio de curvatura R_s y la tensión superficial, T_s , actúa a lo largo de la misma. Las fuerzas horizontales de la piel contráctil se igualan entre sí. Al realizar el equilibrio en dirección vertical se obtiene la siguiente ecuación:

$$2T_s \sin \beta = 2\Delta u R_s \sin \beta \quad (1)$$

Donde:

β = ángulo entre la tensión superficial, T_s , y el plano horizontal

T_s = tensión superficial, N/m

Δu = diferencia de presión, Pa

$2R_s \sin \beta$ = longitud de la membrana proyectada en el plano horizontal, m

Despejando Δu de la Ec. (1)

$$\Delta u = \frac{T_s}{R_s} \quad (2)$$

La Ec. (2) muestra la diferencia de presión de una superficie curva bidimensional. Para una superficie deformada, la diferencia de presión se da con la siguiente ecuación, aplicando la ecuación de Laplace:

$$\Delta u = T_s \left(\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2} \right)$$

Donde:

R_1, R_2 =radios de curvatura de una membrana deformada en dos planos ortogonales, m

Si el radio de curvatura es el mismo en todas las direcciones. Se tiene la siguiente ecuación:

$$\Delta u = \frac{2T_s}{R_s}$$

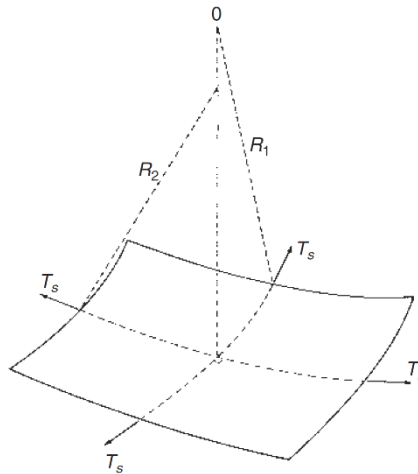


Figura 8: Tensión superficial sobre membrana deformada tridimensional. Tomado de Fredlund et al., 2012, p.62.

La presión del aire, u_a , actúa sobre la piel contráctil del suelo parcialmente saturado, esta presión es mayor a la presión de agua, u_w . La diferencia de presión ($u_a - u_w$) se conoce como succión matricial o presión capilar en un suelo. La diferencia de presión hace que la piel contráctil se doble a una curvatura mostrada por la siguiente ecuación:

$$u_a - u_w = \frac{2T_s}{R_s} \quad \text{Ecuación de modelo capilar Kelvin}$$

– Fenómeno capilar

Este fenómeno se da cuando el agua se eleva debido a la tensión superficial, T_s , de la piel contráctil, y a la resistencia del agua al humedecer la superficie del tubo capilar. “La elevación o descenso de un líquido en un tubo capilar (medio poroso) se producen por la tensión superficial dependiendo de las fuerzas de cohesión y adhesión del líquido a las paredes del tubo capilar” (Giles, 1994, p.4)

La cohesión es la atracción intermolecular entre moléculas semejantes como las moléculas del agua y la adhesión es la atracción entre moléculas distintas como las del agua y del tubo capilar. (Chang y College, 2002)

La tensión superficial actúa alrededor de la circunferencia del menisco en un ángulo de contacto α_l , desde la pared vertical del tubo capilar y depende de la adhesión entre las moléculas de la piel contráctil y el material del tubo. El aumento capilar es diferente en el humedecimiento y secado de un suelo debido a la variación en el tamaño de los poros capilares.

“El aumento de la altura de agua en un tubo capilar y el radio de curvatura en la interfaz aire-agua influyen en la relación del contenido de agua-succión matricial en los suelos.” (Fredlund et al., 2012).

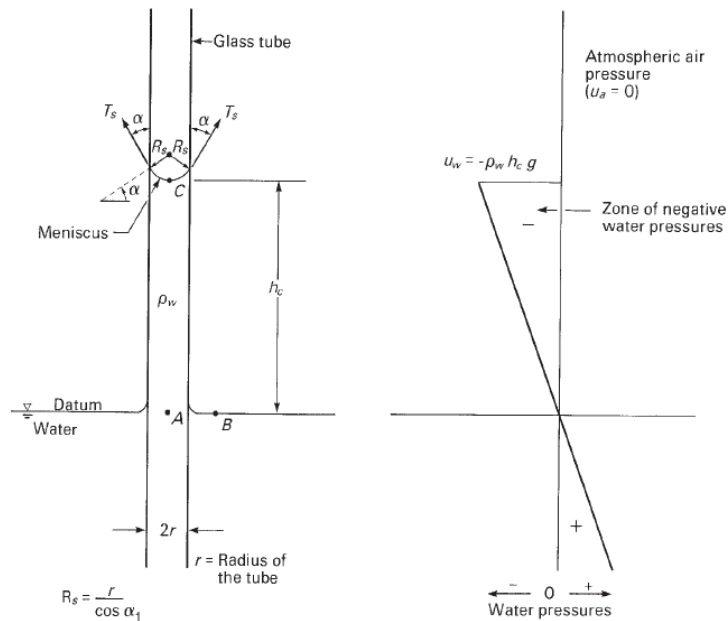


Figura 9: Modelo físico de la capilaridad. Tomado de Fredlund et al., 2012, p.63.

Presión capilar

Los puntos A, B y C están en equilibrio hidrostático en el sistema capilar (Figura 9). Las presiones del agua en los puntos A y B son atmosféricas (es decir, la presión del agua de los poros en el punto A es igual a la presión del agua de los poros en el punto B, que es igual a 0). La elevación de los puntos A y B en la superficie del agua se considera el dato del sistema. Como resultado, los gradientes hidráulicos en los puntos A y B son iguales a cero.

El gradiente hidráulico se define como la pérdida de energía por unidad de longitud recorrida por el agua (Rebollo, n.d.). El punto C se ubica a una altura, h_c , desde el punto de referencia. El equilibrio hidrostático entre los puntos C, B y A requiere que los gradientes hidráulicos en los tres puntos sean iguales. La presión del agua en el punto C se puede calcular como:

$$u_w = -\rho_w g h_c \quad (3)$$

Donde:

u_w = presión del agua, Pa

ρ_w = densidad del agua, kg/m³

g = aceleración gravitacional, m/s²

h_c = altura del punto C desde el nivel de referencia, m

Las presiones del agua sobre el punto A en el tubo capilar son negativas, el agua en el tubo capilar está bajo tensión. Las presiones de agua debajo del punto A (nivel freático) son positivas debido a las condiciones de presión hidrostática. En el punto C, la presión del aire es atmosférica, $u_a = 0$, y la presión del agua es negativa, $u_w = -\rho_w g h_c$. La succión matricial, $u_a - u_w$, en el punto C se puede expresar de la siguiente manera:

$$u_a - u_w = -\rho_w g h_c \quad (4)$$

La succión matricial en función de la tensión superficial:

$$u_a - u_w = \frac{2T_s}{R_s}$$

Deducción

$$-\downarrow \sum F_c = 0$$

$$-W_w + T_s = 0$$

$$W_w = T_s \quad (5)$$

Donde

W_w = peso del agua, N

T_s = tensión superficial, N/m

Reemplazando $W_w = V_w \gamma_w$ en la Ec. (5), se obtiene:

$$V_w \gamma_w = T_s P_t \quad (6)$$

Donde:

V_w = volumen del agua, m³

γ_w = peso específico del agua, N/ m³

T_s = tensión superficial, N/m

P_t = perímetro del tubo capilar , m

r = radio del tubo capilar, m

Reemplazando $V_w = \pi r^2 h_c$, $P_t = 2\pi r$ en la, se obtiene:

$$\pi r^2 h_c \gamma_w = 2T_s \pi r \quad (7)$$

Donde:

r = radio del tubo capilar, m

h_c = altura del punto C desde el nivel de referencia, m

γ_w = peso específico del agua, N/ m³

Despejando h_c de la ecuación (7), se obtiene:

$$h_c = \frac{2T_s \pi r}{\pi r^2 \gamma_w}$$
$$h_c = \frac{2T_s}{r \gamma_w} \quad (8)$$

$$R_s = \frac{r}{\cos \alpha}$$

$$\alpha = 0, \cos 0 = 1$$

$$R_s = r$$

Reemplazando $R_s = r$ en la ecuación (8)

$$h_c = \frac{2T_s}{R_s \gamma_w} \quad (9)$$

$$u_a - u_w = \gamma_w h_c \quad (10)$$

Reemplazando Ec. (9) en Ec. (10)

$$u_a - u_w = \gamma_w \frac{2T_s}{R_s \gamma_w}$$

$$u_a - u_w = \frac{2T_s}{R_s} \quad (11)$$

Esta ecuación se aplica a la diferencia de presión en la piel contráctil. El radio de curvatura, R_s , puede considerarse equivalente al radio de poro, r , en un suelo al suponer un ángulo de contacto cero, $\alpha_f = 0$. A medida que el radio de los poros se hace más pequeño, la succión matricial en el suelo se hace más grande, como se muestra en la Figura 10.

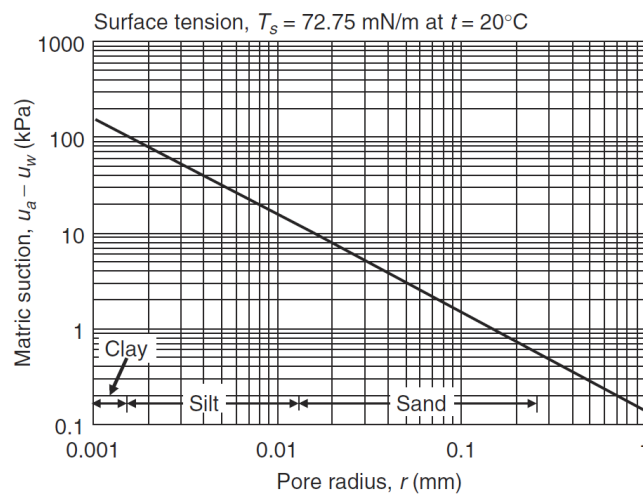


Figura 10: Relación entre la succión matricial con el tamaño de poro para varios suelos. Tomado de Fredlund et al., 2012, p.64.

La tensión superficial puede soportar una columna de agua, h_c , en un tubo capilar. La piel contráctil transmite el peso de la columna de agua al tubo capilar o medio poroso, esto se produce por el componente vertical de esta fuerza de reacción, la cual produce compresión en el tubo. La piel contráctil produce compresión en la zona capilar del suelo. La succión matricial en el suelo parcialmente saturado produce una disminución del volumen y aumento en la resistencia al corte del suelo.

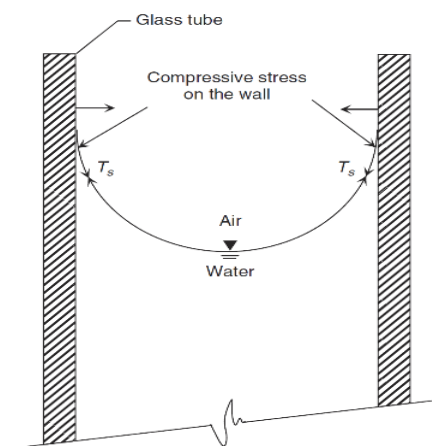


Figura 11: Fuerzas que actúan sobre el tubo capilar. Tomado de Fredlund et al., 2012, p.65.

Modelo capilar y valor de entrada de aire de un suelo

El valor de entrada del aire puede estimarse utilizando el modelo capilar, si el suelo tiene sólidos de tamaño similar (Gvirtzman y Roberts, 1991). La entrada del aire se produce cuando el poro más grande permite que el aire desplace el agua dentro del poro (Fredlund et al., 2012). Al ser las esferas del mismo tamaño, el poro más grande del sistema ocurre con una disposición cubica de esferas como se muestra en la figura 12.

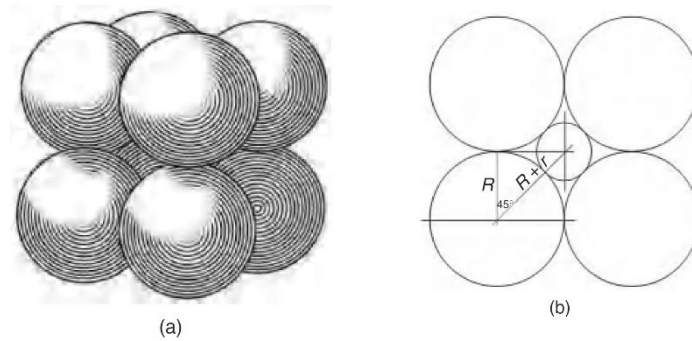


Figura 12: Disposición de partículas utilizadas para calcular el espacio abierto entre partículas. (a) Disposición de partículas en forma cúbica. (b) Geometría de una capa simple cúbica. Tomado de Fredlund et al., 2012, p.66.

La teoría de la capilaridad se puede utilizar para calcular la succión matricial correspondiente al valor de entrada de aire. Se forma un triángulo rectángulo al trazar una línea desde el punto de contacto de dos de las esferas hasta el centro del círculo capilar interno, como se muestra en la figura 12 (b). La relación geométrica entre el radio del círculo capilar, r , y el radio de la partícula esférica, R , es:

$$r = \frac{R}{\cos 45} - R \quad (12)$$

Donde:

r =radio del poro capilar

R =radio de la partícula esférica

Al suponer que el ángulo de contacto es cero, $\alpha_l = 0$. La succión matricial en el punto de entrada del aire se puede calcular sustituyendo la ec.12 en la ecuación capilar, ec.11:

$$u_a - u_w = \frac{2T_s}{R/(\cos 45) - 45}$$

Donde:

$u_a - u_w$ = succión matricial

T_s = tensión superficial

R = radio de la partícula esférica

2.3. Variables volumen-masa

Las relaciones de volumen, masa y volumen-masa forman propiedades útiles en la práctica de la ingeniería geotécnica.

Porosidad

La porosidad (n) es la relación entre el volumen de vacíos (V_v) y el volumen total del suelo, en porcentaje (%).

$$n = \frac{V_v(100)}{V} \quad (13)$$

La porosidad se puede aplicar como la porción volumétrica de cada fase con referencia al volumen total.

$$n_w = \frac{V_w(100)}{V}$$

Donde

n_w = porosidad de la fase de agua

V_w = volumen de la fase de agua

$$n_a = \frac{V_a(100)}{V}$$

Donde

n_a = porosidad de la fase de aire

V_a = volumen de la fase de aire

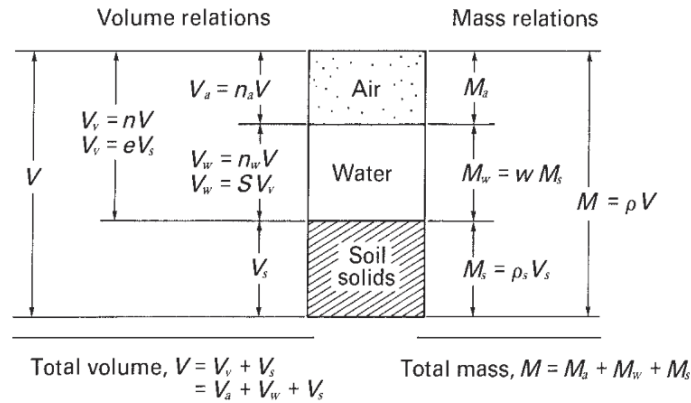


Figura 13: Relación entre volumen y masa del suelo parcialmente saturado. (Fredlund et al., 2012)

El volumen de la piel contráctil se considera como parte de la fase del agua.

Relación de vacíos

La relación de vacíos (e) es la relación entre el volumen de vacíos (V_v) y el volumen de los sólidos del suelo (V_s).

$$e = \frac{V_v}{V_s} \tag{14}$$

La relación entre la porosidad total del suelo (n) y la relación de vacíos (e) se obtiene igualando la Ec. (13) con la Ec. (14).

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

Grado de saturación

El grado de saturación (S) se expresa como el porcentaje (%) de los vacíos que contienen agua.

$$S = \frac{V_w(100)}{V_v}$$

Tabla 6: Valores típicos de porosidad, relación de vacíos y densidad seca. $G_s=2.65$ para suelos granulares, $G_s=2.70$ para arcillas y $G_s=2.60$ para suelos orgánicos.

Soil Type	Void Ratio, e		Porosity, n (%)		Density, ρ (kg/m ³)	
	maximum	minimum	maximum	minimum	maximum	minimum
Granular Materials: Uniform Materials						
(a) Equal spheres (theoretical values)	0.92	0.35	47.6	26.0	—	—
(b) Standard Ottawa sand	0.80	0.50	44.0	33.0	1762	1474
(c) Clean, uniform sand (fine or medium)	1.0	0.40	50.0	29.0	1890	1330
(d) Uniform, inorganic silt	1.1	0.40	52.0	29.0	1890	1281
Granular Materials: Well-Graded Materials						
(a) Silt sand	0.90	0.30	47.0	23.0	2034	1394
(b) Clean, fine to coarse sand	0.95	0.20	49.0	17.0	2210	1362
(c) Micaceous sand	1.20	0.40	55.0	29.0	1922	1217
(d) Silt sand and gravel	0.85	0.14	46.0	12.0	2239	1426
Mixed Soils						
(a) Sandy or silty clay	1.8	0.25	64.0	20.0	2162	961
(b) Skip-graded silt clay with stones or rock fragments	1.0	0.20	50.0	17.0	2243	1346
(c) Well-graded gravel, sand, silt, and clay mixture	0.70	0.13	41.0	11.0	2371	1602
Clay Soils						
(a) Clay (30–50% clay sizes)	2.4	0.50	71.0	33.0	1794	801
(b) Colloidal clay (-0.002 mm \geq 50%)	12.0	0.60	92.0	37.0	1698	308
Organic Soils						
(a) Organic silt	3.0	0.55	75.0	35.0	1762	641
(b) Organic clay (30–50% clay sizes)	4.4	0.70	81.0	41.0	1602	481

Nota: Tomada de Hough, 1969.

De acuerdo con el grado de saturación (S) del suelo, los suelos se dividen en tres grupos: los suelos secos ($S=0\%$) se conforman por sólidos del suelo y aire, los suelos saturados ($S=100\%$) se conforman por sólidos del suelo y agua y los suelos parcialmente saturados ($0\% < S < 100\%$) se conforman por sólidos del suelo, aire y agua de los poros.

Un suelo parcialmente saturado puede clasificarse según la continuidad de la fase de aire y la de agua. A grados de saturación altos ($85\% < S < 100\%$), la fase de agua puede contener burbujas de aire ocluidas por lo cual la fase de aire es discontinua. En estas condiciones, el aire de poro y el agua de poro se combinan para formar una fase de fluido compresible. A grados de saturación bajos ($0\% < S < 15\%$) la fase de agua se vuelve discontinua y el flujo de líquido se interrumpe a través del suelo (Fredlund et al., 2012).

Contenido volumétrico de agua

El contenido volumétrico de agua (θ) es la relación del volumen de agua (V_w) y el volumen total del suelo ($V\theta = \frac{V_w}{V}$)

El contenido volumétrico ese puede expresar en términos de porosidad (n), grado de saturación (S) y relación de vacíos (e) con la siguiente ecuación:

$$\theta = \frac{SV_v}{V} \quad (15)$$

Al reemplazar la Ec. (13) en la Ec. (15), se obtiene:

$$\theta = Sn$$

La relación entre el contenido de agua (w) y el contenido volumétrico de agua (θ), aplicando la relación básica de volumen-masa $Se = wG_s$.

$$\theta = \frac{wG_s}{1 + e}$$

El contenido volumétrico de agua (θ) se puede expresar en términos de la gravedad específica ($G_s = \rho_s/\rho_w$) aplicando el concepto de densidad seca del suelo.

$$\theta = w \frac{\rho_d}{\rho_w}$$

Hay una disposición adicional de las propiedades de volumen-masa que se puede usar para definir el contenido volumétrico de agua de un suelo:

$$\theta = \frac{SwG_s}{S + wG_s}$$

El contenido volumétrico del agua (θ) es la porosidad de la fase del agua (n_w) expresada en decimales. En los problemas geotécnicos que involucran a suelos parcialmente

saturados para la medición del contenido gravimétrico de agua (w) generalmente se utiliza el contenido de agua volumétrico (θ). Al ser el contenido de agua volumétrico (θ) la relación del volumen de agua (V_w) y el volumen total del suelo (V), se debe tener en cuenta que el volumen total del suelo puede cambiar por lo cual se debe tener cuidado al momento de considerar las propiedades del suelo.

Cuando se realiza una prueba para la relación contenido de agua-succión del suelo (SWCC), la cantidad de agua en el suelo se refiere al volumen original de la muestra del suelo. Sin embargo, si la muestra de suelo cambia de volumen a medida que aumenta la succión del suelo, habría una diferencia entre el volumen total original y el volumen total instantáneo (Fredlund et al., 2012).

Contenido gravimétrico de agua

“El contenido gravimétrico de agua (w %) es la relación entre la masa de agua (M_w) y la masa de los sólidos del suelo (M_s)” (Barrera y Garnica, 2002).

$$w = \frac{M_w(100)}{M_s}$$

Relaciones volumen-masa

Con la densidad (ρ) y el peso unitario del suelo se establecen las relaciones de volumen y masa.

Densidad del suelo

La densidad total del suelo (ρ) es la relación entre la masa total (M) y el volumen total del suelo (V), también es llamada la densidad bulk o densidad húmeda del suelo. La

densidad saturada o buoyant es igual a la densidad total del suelo cuando los poros están llenos de agua ($V_a=0$, $S=100\%$)

$$\rho = \frac{M}{V}$$

La densidad seca del suelo (ρ_d) es la relación entre la masa de los sólidos del suelo (M_d) y el volumen total del suelo (V).

$$\rho_d = \frac{M_d}{V}$$

La densidad total (ρ) y seca (ρ_d) se pueden expresar con propiedades de volumen-masa, las cuales son: grado de saturación (S), relación de vacíos (e), contenido gravimétrico de agua (w %) y la gravedad específica (G_s). Se asume que la masa del aire (M_a) es despreciable por lo cual la masa total del suelo (M) se conforma por la masa del agua (M_w) y la masa de los sólidos del suelo (M_s). El volumen total del suelo (V) es la suma del volumen de los sólidos del suelo (V_s) y el volumen de los vacíos (V_v). Considerando estas propiedades la densidad se puede expresar con las siguientes ecuaciones:

$$\rho = \frac{M_s + M_w}{V_s + V_w}$$

$$\rho = \frac{G_s \rho_w V_s + w G_s \rho_w V_s}{V_s + e V_s}$$

$$\rho = \frac{G_s (1 + w)}{1 + e} \rho_w \quad (16)$$

Reemplazando la relación básica de volumen-masa, $Se = wG_s$, en la Ec. (16) se obtiene la siguiente ecuación para la densidad total (ρ).

$$\rho = \frac{G_s + Se}{1 + e} \rho_w$$

La densidad seca (ρ_d) es:

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

Peso unitario

El peso unitario de la masa del suelo (γ) es el producto entre la densidad total del suelo (ρ) y la aceleración gravitacional (g). Se refiere a la fuerza del cuerpo cuando la aceleración gravitacional actúa sobre el suelo. Las ecuaciones de densidad pueden ser expresadas por el peso unitario.

$$\gamma = \frac{G_s(1 + w)}{1 + e} \gamma_w$$

$$\gamma = \frac{G_s + Se}{1 + e} \gamma_w$$

El peso unitario de un suelo (γ) cambia a medida que cambia la cantidad de agua en un suelo (w). La cantidad de agua en un suelo puede definirse en términos de contenido gravimétrico de agua (w), contenido volumétrico de agua (θ) o grado de saturación (S).

Los problemas de suelos parcialmente saturados que involucran el cálculo del estado de esfuerzo total implican la acción de la aceleración gravitacional por lo cual se considera peso unitario del suelo para el cálculo.

Los cambios en el peso unitario se pueden acomodar a través de la incorporación del SWCC, la cual relaciona el contenido volumétrico de agua (θ) y la succión del suelo (ψ).

$$\gamma = \frac{G_s + \theta \psi(1 + w)}{1 + e} \gamma_w$$

$$\gamma = \frac{G_s + w \psi(\rho_d/\rho_w)}{1 + e} \gamma_w$$

Relaciones básicas de volumen-masa

La masa de agua del suelo (M_w) es el producto del volumen (V_w) y la densidad del agua (ρ_w).

$$M_w = \rho_w V_w \quad (17)$$

El volumen del agua (V_w) se expresa con las relaciones de volumen.

$$V_w = S e V_s \quad (18)$$

Reemplazando la Ec. (18) en la Ec. (17), se obtiene:

$$M_w = \rho_w S e V_s \quad (19)$$

La masa del agua del suelo (M_w) se puede relacionar con la masa de los sólidos del suelo (M_s) mediante el contenido gravimétrico de agua (w).

$$M_w = w M_s \quad (20)$$

La masa de los sólidos del suelo (M_s) es el producto de la gravedad específica (G_s), la densidad del agua (ρ_w) y el volumen de los sólidos del suelo (V_s).

$$M_s = G_s \rho_w V_s \quad (21)$$

Reemplazando la Ec. (21) en la Ec. (20), se obtiene:

$$M_s = w G_s \rho_w V_s \quad (22)$$

Al igualar la Ec. (19) y la Ec. (22), se obtiene:

$$Se = wG_s \quad (23)$$

La Ec. (23) representa la relación básica de volumen-masa, se utiliza para determinar las propiedades del suelo parcialmente saturado.

2.4. Compactación de suelo

En la construcción de obras de ingeniería el suelo debe ser compactado para que aumente su capacidad de carga. La compactación evita el asentamiento del suelo y a su vez de las estructuras.

Como lo menciona Das (2007):

Se define a la compactación como el proceso mecánico para incrementar la densidad del suelo con la eliminación del aire. El objetivo de la compactación en el campo es aumentar la densidad del suelo, disminuir la compresibilidad, aumentar la resistencia al corte del suelo y reducir la permeabilidad del agua. (p. 45)

Principios de la compactación

El grado de compactación del suelo se mide en términos de su peso unitario seco, γ_d . El peso unitario seco (γ_d) después de la compactación, primero aumenta a medida que aumenta el contenido de humedad (w). Cuando el contenido de humedad es cero ($w=0$), el peso unitario húmedo (γ) y el peso unitario seco (γ_d) son iguales.

$$\gamma = \gamma_{d(w=0)} = \gamma_1$$

A medida que el contenido de humedad aumenta ($w = w_1$) y se aplica la misma fuerza de compactación, el peso de los sólidos del suelo en una unidad de volumen aumenta gradualmente. El peso unitario húmedo es:

$$\gamma = \gamma_2$$

El peso unitario seco a este contenido de humedad ($w = w_1$) está dado por la siguiente ecuación:

$$\gamma_{d(w=w_1)} = \gamma_{d(w=0)} + \Delta\gamma_d$$

Después de un contenido de humedad ($w = w_2$), cualquier incremento del contenido de humedad produce una reducción del peso unitario seco (γ_d), esto ocurre porque el agua ocupa los espacios que deberían ser ocupados por los sólidos del suelo. El contenido de humedad al cual se alcanza el peso seco máximo es el contenido de humedad óptimo. (Das, 2007)

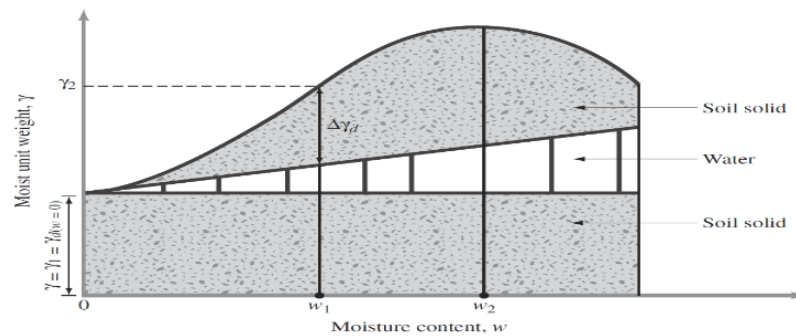


Figura 14: Principios de compactación. Tomado de Das, 2007, p.79.

La prueba de laboratorio utilizada para obtener el peso seco máximo y el contenido de humedad óptimo es la Prueba de compactación Proctor (Proctor, 1933). El procedimiento para la Prueba Proctor Estándar se muestra en la ASTM Test Designation D-698 y en la AASHTO Test Designation T-99.

La curva de compactación determinada con los resultados de la Prueba Proctor Estándar sirve de guía para controlar el proceso de compactación en el campo. El contenido de agua en el pico de la curva de compactación es el contenido óptimo de agua y representa el contenido de agua al cual la densidad seca es la máxima para una

energía de compactación determinada. Las propiedades del suelo cambian a medida que el contenido de agua de compactación varía de las condiciones óptimas (Fredlund et al., 2012).

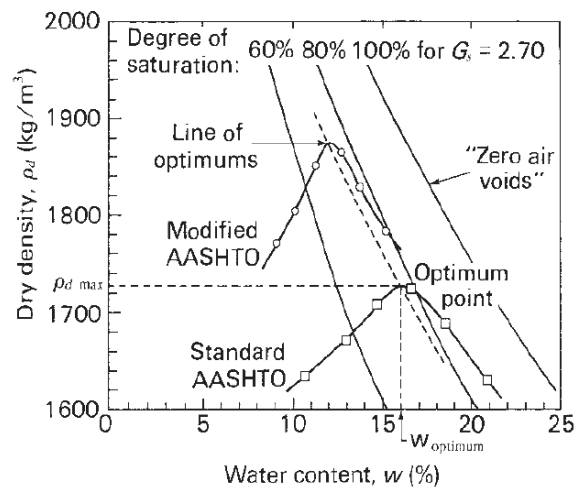


Figura 15: Curvas de compactación estándar y modificadas American Association of State Highway and Transportation Organization (AASHTO). Tomado de Fredlund et al., 2012, p.73.

La línea correspondiente al grado de saturación del 100% se denomina la curva de “cero vacíos de aire”. La ecuación de la línea de saturación es:

$$\gamma_d = \left(\frac{G_s}{1 + w \frac{G_s}{S}} \right) \gamma_w$$

γ_d = peso específico seco del suelo, kg/m³

G_s = gravedad específica del suelo

w = contenido de agua, %

γ_w = peso específico del agua, kg/m³

Según Fredlund (1973): la ecuación de la línea de saturación es teórica y no depende de los resultados del ensayo ya que en la práctica no es posible eliminar todo el aire del suelo mediante la compactación. Kurucuk, Kodikara, y Fredlund (2007) realizaron el modelado de la curva de compactación del suelo en el contexto de la mecánica de suelos parcialmente saturados. La investigación proporciona información sobre varias variables del suelo parcialmente saturado que afectan la forma de la curva de compactación.

Desarrollo de la presión del poro durante la compactación estática

Durante el proceso de compactación la carga se aplica sin drenar el suelo. Hilf (1948) desarrolló una relación entre los cambios en la presión del aire de poro (u_a) y el esfuerzo total aplicado, otras condiciones adoptadas por de Hilf (1948) era la suposición de una compresión unidimensional (K_0) y que la ley de Boyle y la ley de Henry eran aplicables.

La ley de Boyle establece que *la presión de una cantidad fija de un gas mantenido a temperatura constante es inversamente proporcional al volumen del gas*. La ley de Henry establece que *la solubilidad de un gas en un líquido es proporcional a la presión del gas sobre la disolución*. (Chang y College, 2002). La ecuación de Hilf (1948) es:

$$\Delta u_a = \left[\frac{1}{1 + \frac{(1-S_0+hS_0)n_0}{[(\bar{u}_{a0}+\Delta u_a)m_v]}} \right] \Delta \sigma_y \quad \text{Hilf (1948)}$$

Donde:

Δu_a = variación en la presión del aire de poro

S_0 = grado inicial de saturación

h = coeficiente de solubilidad

n_0 = porosidad inicial

\bar{u}_{ao} = presión absoluta inicial del aire

$\Delta\sigma_y$ = variación en el esfuerzo vertical aplicado

El coeficiente (m_v) representa el cambio de volumen del suelo. Se asumió que el cambio de volumen total es igual a la cantidad de aire que se disuelve en el agua y la compresión del aire libre. Las fases líquida y sólida se consideraron incompresibles. También se asumió que el cambio en la presión del aire de poro era igual al cambio en la presión del agua de poro, y, por lo tanto, los cambios en la succión matricial eran insignificantes. Sin embargo, los resultados experimentales muestran que, durante la compactación, los cambios de succión pueden ser grandes.

Tras la compactación se descarga el suelo, es decir que se retira la fuerza aplicada durante la compactación. La descarga del suelo obliga a la succión matricial cambiar de la SWCC húmeda hacia la SWCC seca. La relación entre el cambio de volumen (ΔV_v) y la carga aplicada (K_0) de un suelo parcialmente saturado, se puede representar en términos de dos variables de esfuerzo independientes (Fredlund y Morgenstern, 1976).

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta V_v}{V_0} = m_1^s \Delta(\sigma_y - u_a) + m_2^s \Delta(u_a - u_w) \quad (\text{Fredlund y Morgenstern, 1976})$$

Donde:

ε_v = deformación volumétrica

ΔV_v = variación general de volumen del suelo

V_0 = volumen total inicial del suelo

m_1^s = compresibilidad de la estructura del suelo con respecto al esfuerzo neto aplicada

$$(\sigma_y - u_a)$$

m_2^s =compresibilidad de la estructura del suelo con respecto a la succión matricial

$$(u_a - u_w)$$

$\Delta(\sigma_y - u_a)$ = variación en el esfuerzo neto aplicada

$\Delta(u_a - u_w)$ = variación en la succión matricial

La deformación del suelo durante la carga sin drenar se debe principalmente a la compresibilidad de la fase de aire-poro y al aire que entra en el suelo. La relación constitutiva de cambio de volumen junto con la ecuación de Hilf (1948) proporciona la relación física básica para formular un modelo de compactación para suelos parcialmente saturados. El reto es determinar los parámetros del suelo apropiados para la predicción de la curva de compactación (Fredlund, 2002).

Se realizaron algunas suposiciones para el modelo de compactación, se asumió que los coeficientes de compresibilidad eran constantes. Sin embargo, no se obtuvo la forma parabólica de la curva de compactación en el lado seco del contenido óptimo de agua (Kurucuk et al., 2007).

Se notó que el cambio de volumen del suelo se debe a la compresibilidad del suelo con respecto a la variable de estado de tensión total para el suelo (m_1^s).

Las teorías de la Mecánica de suelos parcialmente saturados producen la forma parabólica invertida la curva de compactación. Se deben establecer algunas suposiciones para predecir la curva de compactación. Como ya se mencionó la propiedad del suelo que controla el proceso de compactación parece ser el coeficiente de compresibilidad con respecto al esfuerzo total neto aplicado (m_1^s) (Fredlund et al., 2012).

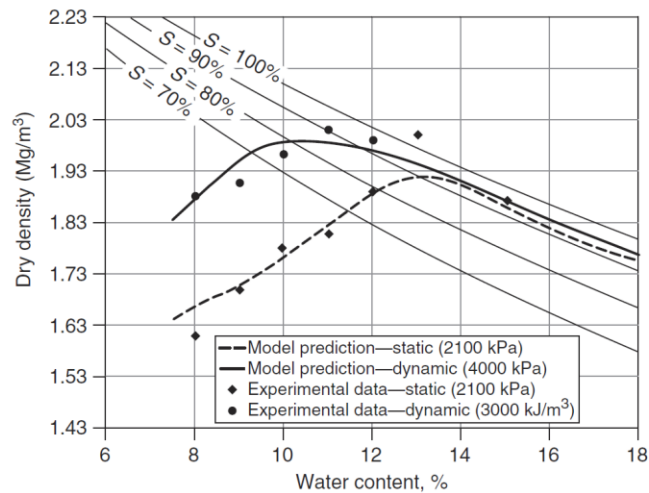


Figura 16: Comparación de las curvas de compactación precedidas y experimentales para suelos de arena arcillosa. Tomado de Kenai, Bahar y Benazzoug, 2006.

2.5. Bases para las variables de cambios de esfuerzos de suelos parcialmente saturados

Las variables de estado de esfuerzo son variables no materiales requeridas para la determinación de las condiciones de equilibrio del esfuerzo. La identificación de las variables de estado satisfactorias forma el mecanismo de construcción básico para el marco científico de mecánica continua para el comportamiento del suelo parcialmente saturado es decir que las variables de estado son los elementos básicos para el desarrollo de una ciencia. Por definición, estas variables deben ser independientes de las propiedades físicas del suelo (Fung, 1965).

Las variables de estado de esfuerzo se deben colocar en la forma de un tensor de esfuerzo debido al sistema de coordenadas cartesiano que se utiliza generalmente para resolver problemas de ingeniería. Es posible que para un sistema multifase haya dos o más tensores independientes que contengan variables de estado de esfuerzo (Fredlund et al., 2012).

En el comportamiento del suelo parcialmente saturado se debe tomar en cuenta que la temperatura es una variable de estado que juega un papel importante en los procesos físicos como en la evaporación de la superficie del suelo, esto se debe a que los suelos parcialmente saturados se encuentran cerca de la superficie y están expuestos a cambios térmicos.

“La base de las variables de estado para un material considera las leyes conservadoras básicas de la física: la conservación de la energía y la conservación de la masa. La conservación de la energía se refiere a que la energía es la misma todo el tiempo” (Bragado, 2003).

La conservación de la masa se refiere a que en cualquier cambio de estado, la masa total se conserva (Tamir y Beviá, 2005). Si se supone que el sistema está en un entorno isotérmico, las variables de estado incluidas en la conservación de la energía son aquellas relacionadas con el estado de esfuerzo.

Para Fredlund et al. (2012) se puede considerar que un sistema multifase se encuentra en equilibrio estático con excepción de las fuerzas sísmicas, por lo que se considera la segunda ley estática de Newton (sumatoria de fuerzas y momentos). Se pueden dibujar diagramas de cuerpo libre con una variación espacial designada para cada fase del sistema. Los principios de la mecánica continua proporcionan una relación importante entre las leyes conservadoras de la física y el desarrollo de una ciencia para el comportamiento de un sistema multifase. (p.67)

Un medio continuo se define como un conjunto infinito de partículas que en este caso forman parte de un suelo, el medio se estudia de manera macroscópica es decir que no se consideran las discontinuidades a nivel microscópico, por lo que se admite que no

existen discontinuidades entre las partículas y la descripción matemática del medio y sus propiedades se puede realizar mediante funciones continuas (Oliver y Agelet de Saracibar, 2002).

Antecedentes del estado de esfuerzo para suelos parcialmente saturados

Biot (1941) “propuso una teoría general de consolidación para suelos parcialmente saturados con burbujas de aire”. (pag.38)

Las ecuaciones se formularon en términos de dos variables de estado, el esfuerzo efectivo ($\sigma - u_w$) y la presión de agua de poro (u_w).

Coleman (1962) propuso el uso de tres variables de esfuerzo: la presión axial ($\sigma_1 - u_a$), la presión de confinamiento ($\sigma_3 - u_a$) y la presión de agua de poro ($u_w - u_a$) para establecer las relaciones del cambio de volumen en suelos parcialmente saturados. Bishop y Blight (1963) reevaluaron su ecuación de esfuerzo efectivo para suelos parcialmente saturados y notaron que la variación en la succión matricial ($u_a - u_w$), no produjo el mismo cambio en el comportamiento del suelo como lo hizo en el esfuerzo normal neto ($\sigma - u_a$), por lo que el esfuerzo normal neto y la succión matricial se presentaron como variables de esfuerzo independientes.

Matyas y Radhakrishna (1968) representaron el comportamiento del cambio de volumen de los suelos parcialmente saturados como una superficie gráfica tridimensional con respecto a dos parámetros de estado: el esfuerzo neto aplicado ($\sigma - u_a$) y la succión matricial ($u_a - u_w$). Los cambios en el grado de saturación también se representaron gráficamente frente a la succión matricial y el esfuerzo normal neto, lo

que indica que se requieren dos relaciones constitutivas independientes para la caracterización completa del comportamiento volumen-masa.

Barden, Madedor y Sides (1969) también sugirieron que el cambio de volumen en suelos parcialmente saturados se analice en términos del esfuerzo neto aplicado ($\sigma - u_a$) y la succión matricial ($u_a - u_w$). D. G. Fredlund (1973), D.G. Fredlund y Morgenstern (1977) desarrollaron un análisis de equilibrio teórico para un suelo parcialmente saturado aplicando los conceptos de la mecánica continua multifase.

Se consideraba que el suelo parcialmente saturado está compuesto por tres fases sin embargo se demostró que la piel contráctil se debe incluir como una cuarta fase independiente al estudiar las condiciones de equilibrio.

Se asumió que las partículas del suelo eran incompresibles y el suelo se trató como químicamente inerte. El análisis concluyó que se pueden usar dos de las tres posibles variables de estado de esfuerzo para describir el estado de esfuerzo de un suelo parcialmente saturado. Las tres combinaciones posibles para un suelo parcialmente saturado son (1) ($\sigma - u_a$) y ($u_a - u_w$), (2) ($\sigma - u_w$) y ($u_a - u_w$), y (3) ($\sigma - u_a$) y ($\sigma - u_w$).

En conclusión, los dos tensores de esfuerzo independientes que contienen variables de estado de esfuerzo: el esfuerzo normal neto ($\sigma - u_a$) y la succión matricial ($u_a - u_w$) conforman una base fundamental para el desarrollo de la Mecánica de suelos parcialmente saturados.

Las relaciones constitutivas que conectan varias variables de estado se pueden usar con las propiedades del suelo para resolver los problemas prácticos de ingeniería. Todas las relaciones constitutivas propuestas deben probarse en el laboratorio para determinar su singularidad en la variedad de tipos de suelo existente.

El equipo de laboratorio debe ser capaz de controlar independientemente cada componente de esfuerzo de las variables de estado de esfuerzo (Fredlund et al., 2012).

Bishop (1959) “propuso la relación de esfuerzo efectivo referida a un solo valor. La ecuación se conoce como la ecuación de esfuerzo efectivo de Bishop para suelos parcialmente saturados.” (p.23)

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + X(u_a - u_w) \quad \text{Bishop (1959)}$$

σ' = esfuerzo efectivo

X = parámetro del suelo relacionado con el grado de saturación, varía de 0 a 1.

u_a = presión del aire de poro

u_w = presión del agua de poro

$(\sigma - u_a)$ = esfuerzo normal neto

$(u_a - u_w)$ = succión matricial

El parámetro “ X ” relaciona el esfuerzo normal neto con la succión matricial. Morgenstern (1979) estableció que la ecuación de esfuerzo efectivo de Bishop tiene poco impacto en la práctica, ya que al determinarse el cambio de volumen se halló que el parámetro X difería al determinar el comportamiento para la resistencia de corte. Se realizaron experimentos en los que se encontró que este parámetro iba más allá del grado de saturación.

El esfuerzo efectivo se relaciona solo con condiciones de equilibrio. Dentro de la mecánica continua, no es apropiado realzar la ecuación de Bishop al estado de una variable de estado de esfuerzo para un suelo parcialmente saturado.

Varios investigadores han propuesto otras ecuaciones similares a la ecuación de Bishop (1959) para el desarrollo de modelos de comportamiento de suelos parcialmente saturados. Jommi (2000) propuso la siguiente ecuación:

$$\sigma_{ij}^* = \sigma_{ij} - (Su_w + (1 - S)u_a) \delta_{ij} \quad (\text{Jommi, 2000})$$

Donde:

σ_{ij}^* = esfuerzo promedio de la estructura del suelo de Bishop

σ_{ij} = tensor total de esfuerzo

δ_{ij} = delta de Kroneker o tensor de sustitución

S = grado de saturación

u_a = presión del aire de poro

u_w = presión del agua de poro

Esta ecuación es empírica por lo que se debe determinar si es satisfactoria dentro de la práctica de la ingeniería geotécnica.

En este caso se utilizan tensores de esfuerzo independientes que contienen variables de estado de esfuerzo para determinar el esfuerzo de suelo. A pesar de esto, se sigue intentando establecer una relación del esfuerzo efectivo entre los esfuerzos totales y la succión del suelo. (Fredlund et al., 2012).

Las variables de estado asociadas con las condiciones de esfuerzo desempeñan el papel más importante en el comportamiento del suelo. Las variables de esfuerzos se deben basar en algunos criterios: (1) variables que puedan probarse experimentalmente en el laboratorio, (2) variables que puedan justificarse teóricamente usando consideraciones de equilibrio, (3) variables donde los esfuerzos pueden medirse en la práctica de la

ingeniería y (4) variables que cumplan con los requisitos establecidos por la definición de variables de estado en la mecánica continua.

Es posible que las condiciones anteriores se cumplan con más de un conjunto de variables de estado de esfuerzo. En cualquier caso, no es prudente incorporar las propiedades del suelo en la selección de variables de estado de esfuerzo. El marco de la mecánica continua ha demostrado ser una teoría global y unificadora que abarca el comportamiento de muchos tipos de materiales.

Se han realizado experimentos de laboratorio que ayudan a comprender la descripción del estado de esfuerzo de los suelos parcialmente saturados. Las pruebas de laboratorio no son una prueba de "singularidad", la singularidad se refiere a la característica del suelo que se distingue de los demás suelos, sino que son pruebas basadas en desviaciones de las condiciones de equilibrio. Las variables de estado de esfuerzo solo pueden ser probadas por consideraciones de equilibrio (Fredlund et al., 2012).

Evidencia experimental para variables de estado de esfuerzo

La validez de las variables de estado de esfuerzo debe ser probada experimentalmente. Fredlund y Morgenstern (1977) establecieron el siguiente criterio: Un conjunto adecuado de variables de estado de esfuerzo independientes es aquel que no produce distorsión o cambio de volumen de un elemento, cuando se modifican los componentes individuales de las variables de estado de esfuerzo, pero las variables de estado de esfuerzo se mantienen constantes. Por lo tanto, las variables de estado de esfuerzo para cada fase deben producir equilibrio en esa fase cuando se considera un punto de esfuerzo en el espacio.

El principio para una prueba nula se basa en el criterio anterior para probar las variables de estado de esfuerzo, la prueba nula considera el cambio del volumen general y del volumen de agua o las condiciones de equilibrio de un suelo parcialmente saturado (Fredlund y Rahardjo, 1993).

Bishop y Donald (1961) realizaron un experimento clave en los suelos parcialmente saturados. Este experimento consistió en someter a una muestra de limo de Braehead (Reino Unido) a compresión triaxial drenada realizando un control independiente de la presión total de confinamiento (σ_3), de la presión del aire (u_a) y de la presión del agua (u_w).

La presión neta de confinamiento ($\sigma_3 - u_a$) y la succión matricial ($u_a - u_w$) se mantuvieron en cero mientras se cambiaban los componentes individuales del esfuerzo. Los esfuerzos desviadores y el esfuerzo volumétrico se controlaron y se encontró que varían de forma monótona con el esfuerzo axial.

Las variables de estado ($\sigma_3 - u_a$), ($u_a - u_w$), ($\sigma_3 - u_w$) no se alteraron por lo que el comportamiento del suelo siguió de forma monótona. Los resultados de este experimento apoyan a la ecuación de esfuerzo efectivo de Bishop (1959) ya que las propiedades del suelo que enlazan a las variables de estado permanecen constantes.

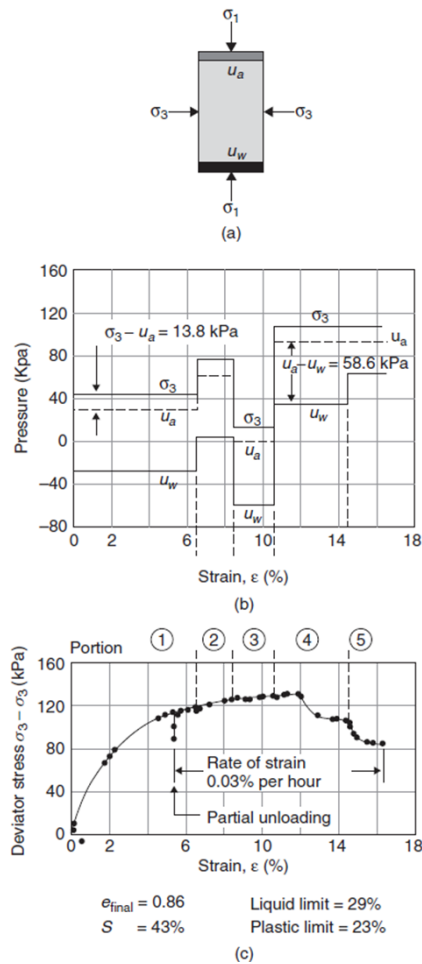


Figura 17: (a) Prueba triaxial drenada en limo suelto no saturado con variación de σ_3 , u_a y u_w , manteniendo constante $(\sigma_3 - u_a)$ y $(u_a - u_w)$. (b) Cambios de presión vs. deformación. (c) Esfuerzo desviador vs. deformación. Tomado de Bishop y Donald, 1961.

Para Hilf (1956) propuso la técnica de prueba de traslación de ejes en varios suelos. La succión matricial en una muestra de suelo parcialmente saturado se define como la diferencia entre la presión del aire de poro (u_a) y la presión del agua de poro (u_w).

La presión de aire de los poros en un suelo parcialmente saturado es cero y respecto a la presión atmosférica la presión de agua de los poros es negativa (Meza, 2012). La técnica de traslación de ejes se usa para determinar o aplicar succión matricial a

muestras de suelo (más alta que la presión atmosférica, es decir, más de 100 kPa) en un entorno de laboratorio sin ningún problema asociado con la cavitación (Hilf, 1956; Richards, 1931).

El equipo utilizado para medir la succión matricial de una muestra de suelo parcialmente saturado que utiliza la técnica de traslación de ejes se denomina *aparato de placa de presión nula*. Esta técnica permite medir y controlar la presión del agua de poro (u_w) de un suelo parcialmente saturado, utilizando un disco de cerámica con poros finos llamado *disco de alta entrada de aire*.

Este disco actúa como la interfaz que separa la fase de aire de la fase de agua. El valor de entrada de aire se refiere a la succión matricial máxima a la que puede someterse el disco de alta entrada de aire (HAE- High Air Entry) antes de que el aire libre pase a través del disco. La diferencia máxima entre la presión del aire (u_a) y la presión del agua (u_w) es una función de la tensión superficial (T_s) y del tamaño de poro efectivo máximo del material del disco de cerámica (Fredlund y Rahardjo, 1993; Ning y Likos, 2004).

Los resultados en la Figura 18 muestran que cuando la presión del aire (u_a) sobre la muestra del suelo se modifica, la presión del agua de los poros (u_w) es igual al cambio de la presión del aire (Fredlund et al., 2012).

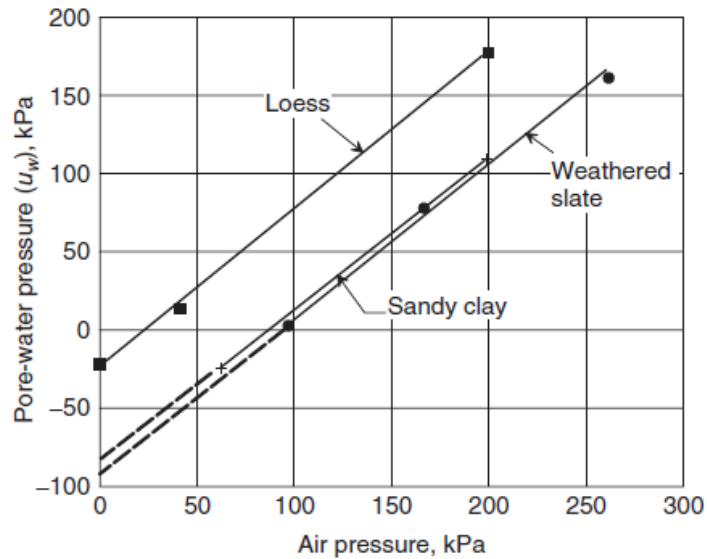


Figura 18: Determinación de la succión matricial utilizando la técnica de traslación axial. Tomado de Hilf, 1956.

El procedimiento del experimento constituyó un tipo de prueba especial nula en la que el estado de esfuerzo permanece constante. Por lo tanto, las variables de estado de esfuerzo: el esfuerzo normal neto ($\sigma - u_a$) y la succión matricial ($u_a - u_w$), permanecieron constantes durante la prueba de traslación del eje.

Como resultado, la prueba de traslación del eje se puede utilizar para medir el estado de esfuerzo de un suelo parcialmente saturado (Fredlund et al., 2012).

Fredlund y Morgenstern (1976) realizaron pruebas de tipo nulo en arcillas compactadas y naturales. Se sometió a una muestra de suelo parcialmente saturado a cambios de igual magnitud en la presión total (σ_3), en la presión del aire (u_a) y en la presión del agua de los poros (u_w), mientras que se controlaron el volumen total y de agua. Los componentes de esfuerzo se variaron en magnitudes iguales $\Delta\sigma_x = \Delta\sigma_y = \Delta\sigma_z = \Delta u_w = \Delta u_a$, y los cambios de volumen total y de agua fueron monitoreados.

Mientras que se mantuvieron constantes las variables de esfuerzo: el esfuerzo normal neto ($\sigma - u_a$), la succión matricial ($u_a - u_w$) y el esfuerzo efectivo ($\sigma - u_w$).

Un resultado positivo de esta prueba nula es que no debe existir variación en el volumen total y de agua. Las variables de estado de esfuerzo propuestas deben conservar las condiciones de equilibrio, las cuales deben aplicarse a la estructura del suelo y a la piel contráctil. El equilibrio relacionado con la piel contráctil se mantiene si no hay cambios en el grado de saturación cuando se realiza la prueba de tipo nulo. La piel contráctil constituye un límite de equilibrio entre las fases de aire y de agua (Fredlund et al., 2012).

Se realizaron pruebas nulas en 19 muestras de caolín compactado (Fredlund, 1973). Estas muestras se compactaron de acuerdo con el procedimiento de la AASHTO Test Designation T-99. Se aplicó la técnica de traslación del eje. Se utilizaron dos equipos, un edómetro cerrado unidimensional modificado y el segundo equipo utilizó una carga isotrópica en una célula triaxial modificada, se utilizó la técnica de traslación del eje en los dos métodos. Los cambios de volumen total en la muestra del suelo y la entrada o salida de agua se midieron durante cada prueba (Fredlund et al., 2012).

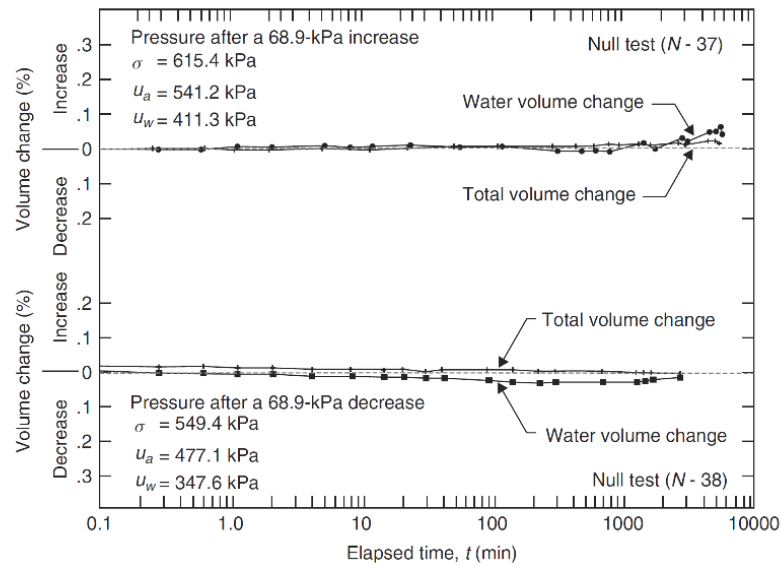


Figura 19: Resultados de las pruebas nulas N-37 y N-38 de caolín compactado. Tomado de Fredlund, 1973.

Los resultados no muestran ningún cambio de volumen en la muestra y existió poco flujo de agua, por lo cual el sistema se encuentra en equilibrio. Las variables de estado de esfuerzo (el esfuerzo normal neto ($\sigma - u_a$), la succión matricial ($u_a - u_w$) y el esfuerzo efectivo ($\sigma - u_w$)) no variaron mientras que los componentes del esfuerzo variaron en cantidades iguales. En conclusión, las variables de estado de esfuerzo propuestas son adecuadas para describir el comportamiento mecánico de los suelos insaturados.

La diferencia entre los componentes del esfuerzo forma las variables de estado de esfuerzo que mantienen las condiciones de equilibrio en la muestra de suelo parcialmente saturado. También se debe tener en cuenta que es imposible verificar experimentalmente que existe una combinación única de variables de esfuerzo para la descripción del estado de esfuerzo. (Fredlund, D; Rahardjo, H; Fredlund, M, 2012)

Evidencia teórica para variables de estado de esfuerzo

Un sistema multifásico se puede dividir en las fases que lo conforman donde la suma de estas fases constituye el sistema global. Fredlund y Morgenstern (1977) utilizaron el concepto de mecánica continua de múltiples fases para escribir las ecuaciones de equilibrio que actúan sobre la fase de partículas del suelo de un suelo parcialmente saturado.

El número de ecuaciones de equilibrio de fuerza independientes que se pueden escribir para un sistema multifase es igual al número de direcciones de coordenadas cartesianas (x, y, z) multiplicado por el número de fases que constituyen el campo de esfuerzo continuo. Las ecuaciones de equilibrio también se pueden escribir para varias combinaciones de fases, pero el número de ecuaciones independientes está limitado por el número de fases (Fredlund et al., 2012).

Las variables de esfuerzo que aparecen en las ecuaciones de equilibrio para la estructura del suelo se pueden tomar como las variables de estado de esfuerzo. Las variables de estado de esfuerzo deben expresarse en términos de los esfuerzos medibles, como el esfuerzo total (σ), la presión de agua de poro (u_w) y la presión de aire de poro (u) en un suelo parcialmente saturado. Se observó que las tensiones de la superficie que aparecían en las ecuaciones de equilibrio de fuerzas para la estructura del suelo eran las mismas que las de las ecuaciones de equilibrio para la piel contráctil.

La selección de la combinación más adecuada de variables de estado de esfuerzo debe basarse en consideraciones prácticas de en lugar de consideraciones teóricas. El esfuerzo normal neto ($\sigma - u_a$) y la succión matricial ($u_a - u_w$) forman la combinación

de las variables de estado de esfuerzo más fácil de usar en la práctica de la ingeniería geotécnica.

Esta combinación de variables de estado de esfuerzo permite la consideración independiente de los efectos de los esfuerzos totales externos y el efecto de la presión del agua de poro (u_w). El comportamiento mecánico de los suelos está controlado por las mismas variables de esfuerzo que controlan el equilibrio de la estructura del suelo (Fredlund et al., 2012).

Análisis del equilibrio de un sólido monofásico

Existen dos tipos de fuerzas que pueden actuar sobre el suelo: las fuerzas del cuerpo y las fuerzas de la superficie. Las fuerzas del cuerpo actúan a través del centroide de un elemento del suelo y se expresan como una fuerza por unidad de volumen, las fuerzas gravitacionales y de interacción entre las fases son fuerzas del cuerpo.

Las fuerzas de superficie, como las cargas externas, actúan solo en las superficies de un elemento de suelo. El valor promedio de una fuerza de superficie por unidad de área tiende a un valor límite a medida que el área de superficie se aproxima a cero.

Este valor límite se denomina vector de tensión o tensión superficial en una cara particular del elemento. La componente del vector de tensión perpendicular a una cara del elemento se define como una tensión normal, σ . Los componentes de tensión paralelos a una cara de un elemento se denominan tensiones de corte, τ (Fredlund et al., 2012).

El estado de esfuerzo en un punto puede analizarse considerando todas las tensiones que actúan sobre los planos de un elemento cúbico de dimensiones infinitesimales. El elemento cúbico se denomina volumen elemental referencial.

La Figura 20 muestra un elemento cúbico de suelo con dimensiones infinitesimales (dx , dy y dz) en el sistema de coordenadas cartesiano. Se muestran las tensiones normales y cortantes en cada superficie del elemento. Las fuerzas del cuerpo no se muestran (Fredlund et al., 2012).

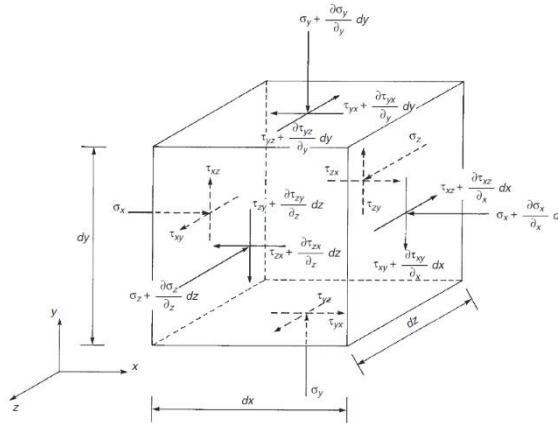


Figura 20: Tensiones normales de la superficie y tensiones de corte en elementos cúbicos de suelo de dimensiones infinitesimales, dx , dy y dz . Tomado de Fredlund et al., 2012, p.88.

El análisis de equilibrio de un sólido monofásico se puede escribir en función de la conservación del momento lineal.

$$\left(\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial z} + \rho g \right) dx \, dy \, dz = \left(\rho \frac{Dv_y}{Dt} \right)$$

Donde:

τ_{xy} = esfuerzo cortante en el plano x en la dirección y

σ_y = tensión normal total en el plano y

τ_{zy} = esfuerzo cortante en el plano z en la dirección y

ρ = densidad del suelo

g = aceleración gravitacional

$\partial_x \partial_y \partial_z =$ dimensión del elemento en las direcciones x , y y z , respectivamente

$$\frac{Dv_y}{Dt} = \frac{\partial v_y}{\partial t} + \frac{\partial v_y}{\partial y} \frac{\partial y}{\partial t} = \text{aceleración en la dirección } y$$

$v_y =$ velocidad en la dirección y

Supongamos que no actúa la aceleración sobre el volumen elemental referencial, por lo que, el lado derecho de la ecuación es cero y se conoce como la ecuación de equilibrio newtoniana:

En dirección y ,

$$\left(\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial z} + \rho g \right) \partial x \partial y \partial z = 0$$

En dirección x ,

$$\left(\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} \right) \partial x \partial y \partial z = 0$$

En dirección z ,

$$\left(\frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} \right) \partial x \partial y \partial z = 0$$

Es posible extraer las tensiones de la superficie y colocarlas en forma de un tensor (matriz de 3×3). El tensor representa el estado de esfuerzo en un punto para un sólido de una fase:

$$\begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{yx} & \tau_{zx} \\ \tau_{xy} & \sigma_y & \tau_{zy} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_z \end{bmatrix}$$

El tensor de tensión se puede utilizar como el componente básico de una ciencia para cualquier material monofásico. También el tensor de tensión general se puede aplicar para un material multifásico (Fredlund et al., 2012).

Ecuaciones de equilibrio para un sistema multifásico

El análisis de equilibrio se puede aplicar a un elemento cúbico de un sistema multifase, las ecuaciones de equilibrio se pueden escribir para cada fase (aire, agua, partículas de suelo y piel contráctil) de un elemento de suelo parcialmente saturado. Se supone que cada fase se comporta como un campo de tensión independiente, lineal, continua y coincidente en cada una de las tres direcciones de coordenadas cartesianas (Fredlund et al., 2012).

Las ecuaciones de equilibrio pueden ser superpuestas o sumadas utilizando el principio de superposición. Las ecuaciones de equilibrio de fuerza para la fase de aire, la fase de agua, la piel contráctil y la ecuación de equilibrio total para el elemento del suelo se pueden usar para formular la ecuación de equilibrio para la estructura del suelo (Fredlund, 1973).

Es necesario combinar las fases independientes para que aparezcan esfuerzos medibles en la ecuación de equilibrio para los sólidos del suelo ya que pueden existir esfuerzos que no se puede medir como los esfuerzos entre partículas de los sólidos del suelo.

Fredlund y Morgenstern (1977) “mostraron que las variables de esfuerzo que controlan el equilibrio de la estructura del suelo son las mismas que las que controlan el equilibrio de la piel contráctil.” (p.46)

Equilibrio de fase independiente

Se supone que las partículas del suelo y la piel contráctil se comportan como sólidos en un suelo parcialmente saturado, estas fases llegan al equilibrio bajo los gradientes de tensión aplicados. Las fases de agua y de aire se comportan como fluidos ya que fluyen bajo un gradiente de esfuerzo aplicado.

Las áreas o volúmenes de cada fase pueden escribirse en relación con las dimensiones del elemento del suelo (dx , dy y dz), usando una porosidad para el volumen y el área de las fases individuales. La porosidad (n) de una fase es la relación de su volumen con respecto al volumen total. Se supone que la porosidad del volumen es igual a la relación de área de cada fase con el área de la sección transversal total.

Este concepto se conoce como el “*teorema de la igualdad de volumen y porosidades de superficie en un medio poroso homogéneo*” (Faizullaev, 1969). Por lo tanto, el mismo término de porosidad se puede aplicar a la fuerza del cuerpo como a las tensiones de la superficie.

Equilibrio de la fase del agua

Es necesario incluir una fuerza de interacción que actúe entre las partículas del suelo y el agua, cuando la fase del agua se separe del resto del elemento del suelo parcialmente saturado. La fuerza de interacción es una fuerza del cuerpo (F_{sy}^w).

El equilibrio de la fase del agua en la dirección y incluye la fuerza de gravedad debida al volumen del agua. La suma de las fuerzas en la dirección y para la fase de agua es:

$$\left(n_w \frac{\partial u_w}{\partial y} + n_w \rho_w g + F_{sy}^w \right) \partial x \partial y \partial z = 0$$

Donde:

u_w = presión de agua de poro

ρ_w =densidad del agua

n_w =porosidad con respecto a la fase del agua

F_{sy}^w =fuerza de interacción entre la fase del agua y las partículas del suelo en la dirección y

La fuerza de interacción entre el agua y los sólidos del suelo, F_{sy}^w , tiene la forma de una "fuerza de filtración" asociada con el flujo de agua a través de un suelo saturado. Se pueden escribir ecuaciones de equilibrio similares en las direcciones x y z para la fase de agua (Fredlund et al., 2012).

Equilibrio de la fase del aire

Al considerar un suelo completamente seco se trata de un sistema de dos fases formado por sólidos del suelo y aire. Las ecuaciones de equilibrio se pueden escribir para la fase de aire de una manera similar que para la fase de agua (Fredlund y Rahardjo, 1993).

Dado que la suma de las partes es igual al elemento general, es posible restar la ecuación de equilibrio de la fase de aire de la ecuación de equilibrio total, la ecuación resultante es la ecuación de equilibrio para los sólidos del suelo cuando el fluido de los poros es aire (Fredlund et al., 2012).

Equilibrio de la piel contráctil

La piel contráctil afecta a las condiciones de equilibrio en un suelo parcialmente saturado ya que influye en la estructura del suelo a través de su capacidad para ejercer

tensión superficial (T_s). La magnitud de la tensión superficial es constante a una temperatura particular.

La piel contráctil permite que se mantengan las condiciones de equilibrio entre las fases de aire y agua. Eso significa que se pueden establecer condiciones constantes para el grado de saturación en un suelo parcialmente saturado y se puede dar el flujo independiente de aire y agua, debido a que la piel contráctil mantiene un grado de saturación constante en el suelo (Fredlund y Morgenstern, 1976).

Equilibrio para la estructura del suelo

El equilibrio de la estructura del suelo en la dirección y puede escribirse como la diferencia entre la ecuación de equilibrio total y la suma de las ecuaciones de equilibrio de agua, aire y piel contráctil. La siguiente ecuación se obtiene cuando se usa la fase de aire como una fase de referencia durante la derivación de la ecuación de equilibrio para la estructura del suelo en la dirección y :

$$\left\{ \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} - n_a \frac{\partial u_a}{\partial y} - n_w \frac{\partial u_w}{\partial y} + n_c f^* \frac{\partial (u_a - u_w)}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial z} + \rho g - n_a \rho_a g - n_w \rho_w g - n_c \rho_c g - F_{sy}^w - F_{sy}^a + n_c (u_a - u_w) \frac{\partial f^*}{\partial y} \right\} \partial x \partial y \partial z = 0$$

Donde:

n_a = porosidad con respecto a la fase de aire

n_c = porosidad con respecto a la piel contráctil

f^* = función de interacción entre la piel contráctil y la estructura del suelo (Fredlund y Rahardjo, 1993).

F_{sy}^a = fuerza de interacción entre las partículas del suelo y la fase de aire en la dirección y .

En dirección x

$$\left\{ \frac{\partial \tau_x}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{yx}}{\partial y} - n_a \frac{\partial u_a}{\partial y} - n_w \frac{\partial u_w}{\partial y} + n_c f^* \frac{\partial (u_a - u_w)}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} - F_{sx}^w - F_{sy}^a + n_c (u_a - u_w) \frac{\partial f^*}{\partial y} \right\} \partial x \partial y \partial z = 0$$

En dirección z

$$\left\{ \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{yz}}{\partial y} - n_a \frac{\partial u_a}{\partial y} - n_w \frac{\partial u_w}{\partial y} + n_c f^* \frac{\partial (u_a - u_w)}{\partial y} + \frac{\partial \tau_z}{\partial z} - F_{sz}^w - F_{sz}^a + n_c (u_a - u_w) \frac{\partial f^*}{\partial y} \right\} \partial x \partial y \partial z = 0$$

Las variables de esfuerzo que controlan el equilibrio de la estructura del suelo son las variables de estado de esfuerzo que controlan el comportamiento mecánico de los suelos. Hay tres conjuntos independientes de tensiones normales que pueden extraerse de las ecuaciones de equilibrio para que la estructura del suelo forme las variables del estado de esfuerzo.

Las tres variables de estado de esfuerzo son: el esfuerzo normal neto ($\sigma - u_a$), la succión matricial ($u_a - u_w$) y la presión del aire (u_a). La variable de esfuerzo u_a puede eliminarse si se supone que las partículas del suelo son incompresibles. Por lo tanto, el esfuerzo normal neto ($\sigma - u_a$) y la succión matricial ($u_a - u_w$) conforman el conjunto de variables de estado de esfuerzo para determinar el comportamiento de un suelo parcialmente saturado considerando la presencia de la piel contráctil (Pérez, 2017).

Las variables de estado de esfuerzo actúan en tres direcciones de las coordenadas cartesianas, se pueden recopilar las variables para formar dos tensores de esfuerzo independientes. Los dos tensores de esfuerzo independientes se pueden representar

como el estado de esfuerzo de un punto en un suelo parcialmente saturado (Fredlund et al., 2012).

$$\begin{bmatrix} \sigma_x - u_a & \tau_{yx} & \tau_{zx} \\ \tau_{xy} & \sigma_y - u_a & \tau_{zy} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_z - u_a \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} u_a - u_w & 0 & 0 \\ 0 & u_a - u_w & 0 \\ 0 & 0 & u_a - u_w \end{bmatrix}$$

“La presión del aire de poro (u_a) aparece en ambos tensores de esfuerzo; sin embargo, es la diferencia entre los componentes de tensión lo que permite que los dos tensores califiquen como variables de estado de tensión independientes” (Fredlund et al., 2012, p.91). Cuando el grado de saturación (S) de un suelo parcialmente saturado se acerca al 100%, la presión del agua de poro (u_w) se aproxima a la presión del aire de poro (u_a) y la succión matricial ($u_a - u_w$) se convierte en cero. Es necesario este aumento de la presión del agua de poro para que el suelo se comporte como un sistema de dos fases (suelo saturado) (Fredlund et al., 2012).

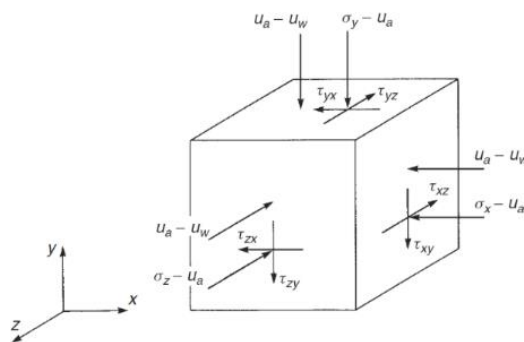


Figura 21: Estado de esfuerzo en el punto basado en las tensiones de superficie extraídas de las ecuaciones de equilibrio de fuerza de la estructura del suelo para el suelo parcialmente saturado (es decir, las direcciones x, y, z). Tomado de Fredlund et al., 2012, p.91.

2.6. Representación de los estados de esfuerzos

Los componentes de estado del esfuerzo se representan en tres dimensiones del sistema cartesiano de coordenadas (x, y, z) , en algunos casos se puede utilizar una o dos dimensiones. Es necesario determinar cada componente del esfuerzo en condiciones de campo del proyecto de ingeniería. Con la distribución de los componentes de esfuerzo se realizan los de perfiles in situ del esfuerzo normal neto $(\sigma - u_a)$ y la succión matricial $(u_a - u_w)$.

Para determinar los perfiles de estado de esfuerzo finales o futuros se asumen condiciones a partir de la experiencia o se calculan con base en otras consideraciones teóricas (Fredlund et al., 2012).

La magnitud y la distribución del esfuerzo neto vertical $(\sigma_v - u_a)$ varían por la aplicación de cargas externas, como el peso de una estructura o a través de la excavación del suelo. Se considera que la superficie del suelo es horizontal y los planos vertical y horizontal no tienen esfuerzos cortantes (Lambe y Whitman, 1979). El esfuerzo neto vertical $(\sigma_v - u_a)$ llamado presión de sobrecarga se puede calcular con la siguiente ecuación:

$$\sigma_v - u_a = \int_{y_2}^{y_1} \rho(y)g dy - u_a \quad (24)$$

Donde:

$\sigma_v - u_a$ = esfuerzo vertical normal neto

u_a = presión de aire de poro

dy = distancia que se incrementa en dirección vertical

$\rho(y)$ = densidad del suelo como función de la profundidad

y_1 = elevación de la superficie del terreno

y_2 = elevación bajo consideración

g = aceleración gravitacional

Si la densidad del suelo es un valor constante, la distribución del esfuerzo vertical normal neto con respecto a la profundidad es una línea recta. Cuando hay estratos de suelo con diferentes densidades, los esfuerzos totales netos se pueden calcular mediante la integración de la Ec. (24). Se supone que la presión del aire de poro está en equilibrio con la presión atmosférica. La Figura 23 muestra un perfil típico de esfuerzo vertical normal neto ($\sigma_v - u_a$) para las condiciones geoestáticas.

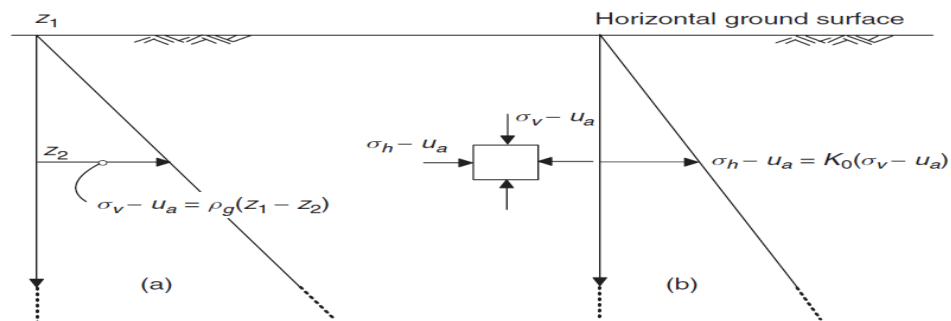


Figura 22: (a) Perfil de esfuerzo normal neto in situ bajo condiciones geoestáticas (a) esfuerzo vertical normal neto; (b) esfuerzo horizontal normal neto. Tomado de Fredlund et al., 2012, p.94.

El esfuerzo vertical total (σ_v) se determina con la siguiente ecuación, si solo interviene un tipo de suelo.

$$\sigma_v = \int_0^H \rho g dy \quad (25)$$

Donde:

y = distancia vertical desde la superficie del suelo

H = profundidad del suelo bajo consideración

Las condiciones climáticas influyen en las presiones del agua de los poros de la superficie cercana al suelo, por lo que se debe tener en cuenta que la presión de agua en los poros y de succión del suelo varían significativamente a lo largo del tiempo.

Coefficiente de la presión lateral de la tierra

El coeficiente de presión lateral de tierra en reposo (K_0) es la relación entre el esfuerzo horizontal normal neto ($\sigma_h - u_a$) y esfuerzo vertical normal neto ($\sigma_v - u_a$).

$$K_0 = \frac{\sigma_h - u_a}{\sigma_v - u_a}$$

Donde:

$\sigma_h - u_a$ = esfuerzo horizontal normal neto

$\sigma_v - u_a$ = esfuerzo vertical normal neto

El coeficiente de presión lateral de la tierra en reposo depende de varios factores, como el tipo de suelo, su historial de esfuerzos y su densidad. Los suelos parcialmente saturados están demasiado consolidados y pueden tener coeficientes de presión de la tierra en reposo superiores a 1.0 (Brooker y Ireland, 1965).

La teoría de la elasticidad se aplica para calcular los cambios en los estados de esfuerzo total, esta teoría establece relaciones lineales entre los esfuerzos y las deformaciones del suelo (Constantino y Suelos, 2004).

Los parámetros de elasticidad, incluidos el módulo de Young (E) y la relación de Poisson (ν) se determinan para cada capa de suelo. El módulo de Young o de elasticidad (E) es una característica de cada material, se refiere a la relación entre la variación del esfuerzo y de la deformación longitudinal unitaria durante el ensayo de tracción (Pérez, 2014).

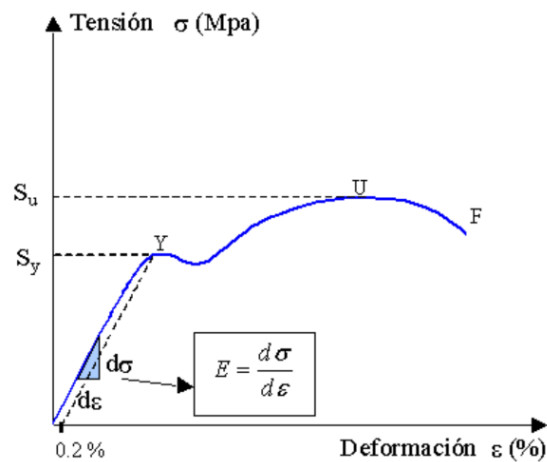


Figura 23: Gráfica esfuerzo (σ) vs. Deformación (ϵ). Tomado de Pérez, 2014.

La relación de Poisson (ν) indica la relación entre las deformaciones longitudinales que sufre el material en sentido perpendicular a la fuerza aplicada y las deformaciones longitudinales en dirección de la fuerza aplicada sobre el mismo. (Perez, 2014)

La deformación vertical (ϵ_v) para un suelo homogéneo, isotrópico, elástico lineal, parcialmente saturado, se expresa con la siguiente ecuación:

$$\epsilon_v = \frac{\sigma_v - u_a}{E} - \frac{2\mu}{E}(\sigma_h - u_a) + \frac{u_a - u_w}{H}$$

Donde:

ϵ_v = deformación normal en la dirección vertical

σ_v = esfuerzo normal total en la dirección vertical

σ_h = esfuerzo normal total en la dirección horizontal

μ = coeficiente de Poisson

E = módulo elástico con respecto a un cambio en $\sigma - u_a$

H = módulo elástico con respecto a un cambio en $u_a - u_w$

u_a = presión de aire de poro

u_w = presión de agua de poro

La deformación horizontal (ε_h) para un suelo es:

$$\varepsilon_h = \frac{\sigma_h - u_a}{E} - \frac{\mu}{E}(\sigma_v + \sigma_h - 2u_a) + \frac{u_a - u_w}{H}$$

El esfuerzo horizontal neto ($\sigma_h - u_a$) puede establecerse en función del esfuerzo vertical ($\sigma_v - u_a$), la deformación horizontal (ε_h) se puede asumir como cero en un suelo con el coeficiente de presión lateral de tierra en reposo (K_0), intacto y homogéneo, se obtiene la siguiente ecuación:

$$\sigma_h - u_a = \frac{\mu}{1 - \mu}(\sigma_v - u_a) - (1 - \mu)\frac{E}{H}(u_a - u_w)$$

El coeficiente de presión de tierra en reposo (K_0) disminuye a medida que aumenta la succión matricial del suelo. Un coeficiente de reposo K_0 de cero indica una tendencia al agrietamiento y se reduce el esfuerzo horizontal, esta reducción del esfuerzo horizontal es una función de la profundidad en consideración. En la figura 25 se muestra la relación entre el coeficiente de presión de la tierra en reposo (K_0) y la succión matricial para varias presiones de sobrecarga (Fredlund et al., 2012).

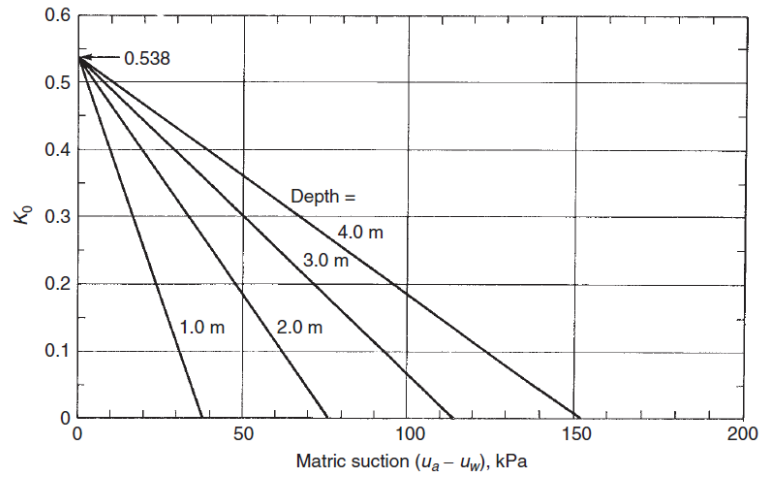


Figura 24: Relación entre el coeficiente de presión de la tierra en reposo (K_0) y la succión matricial. Tomado de Fredlund et al., 2012, p.97.

Bishop (1957) presentó los resultados de un estudio de laboratorio sobre el coeficiente de presión de la tierra en reposo (K_0). Los resultados apoyaron la expresión de Jaky (1944), la cual es:

$$K_0 = 1 - \sin \phi'$$

ϕ' = ángulo efectivo de fricción interna.

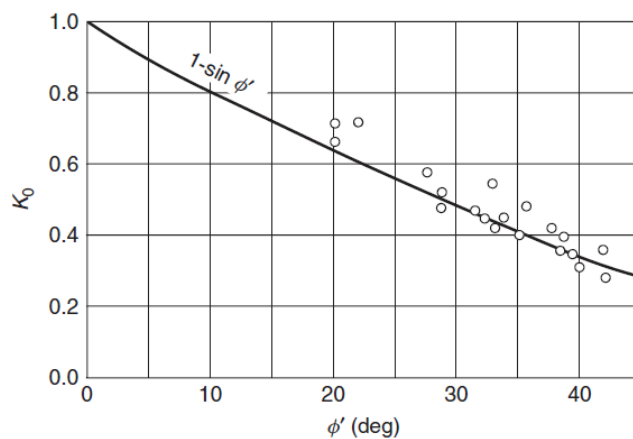


Figura 25: Relación entre ángulo efectivo de fricción interna y el coeficiente de presión de la tierra en reposo (K_0). Tomado de Bishop (1957).

La compactación de suelos granulares contra un cuerpo rígido (muro de contención) puede causar presiones horizontales mayores que la presión vertical (es decir, $K_0 > 1.0$). Los suelos expansivos pueden ejercer presiones laterales mayores que la presión vertical.

Incluso es posible alcanzar el estado de presión pasiva, momento en el cual el suelo puede fallar en el corte. Se ha demostrado que el valor de K_0 para los suelos es una función de la relación de sobre consolidación del suelo. Un aumento en la relación de sobre consolidación produce un aumento en K_0 . (Fredlund et al., 2012).

El estado activo del suelo ocurre cuando existe una relajación en la masa que le permite moverse hacia fuera del espacio confinado, por ejemplo, cuando un muro de tierra se rompe, y el suelo falla al extenderse. Ésta es la presión mínima a la que el suelo puede ser sometido para que no se rompa. Al contrario, el estado pasivo ocurre cuando la masa de suelo está sometida a una fuerza externa que lleva al suelo a la tensión límite de confinamiento. (Escobar y Duque, 2017, p.368)

2.7. Ecuaciones del Círculo de Mohr

El estado de esfuerzo en un punto del suelo es tridimensional, pero en un problema práctico de ingeniería puede representarse en forma bidimensional. En dos dimensiones, siempre existen dos planos principales ortogonales con esfuerzos principales, no hay esfuerzos cortantes.

La dirección de los planos principales depende del estado de esfuerzo general en un punto. El esfuerzo principal más grande se denomina esfuerzo principal (σ_1). El esfuerzo principal más pequeño se denomina esfuerzo principal menor (σ_3). Los planos

horizontal y vertical constituyen los planos principales en el caso de una superficie horizontal del suelo.

El esfuerzo vertical normal neto usualmente está cerca del esfuerzo principal mayor neto ($\sigma_1 - u_a$) y el esfuerzo normal neto horizontal está cerca del esfuerzo principal menor neto ($\sigma_3 - u_a$). El esfuerzo normal neto y el esfuerzo de corte en cualquier plano inclinado se pueden calcular a partir de los esfuerzos principales netos conocidos.

En la Figura 25 se muestran el esfuerzo normal neto y el esfuerzo de corte en un plano con un ángulo de inclinación α desde el plano horizontal. El plano inclinado tiene una longitud infinitesimal ds y da como resultado un elemento de cuerpo libre triangular con planos horizontales y verticales.

El plano horizontal tiene una longitud infinitesimal de dx . Su longitud se puede escribir en términos de la longitud inclinada ds y el ángulo α . Se considera a un suelo parcialmente saturado en condiciones de reposo debajo de una superficie horizontal del suelo.

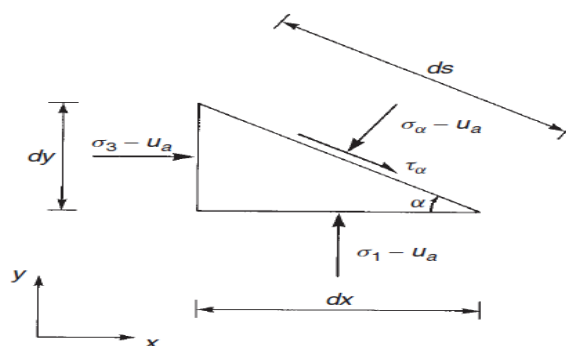


Figura 26: Esfuerzo neto normal y esfuerzo de corte en un plano inclinado en un punto de la masa del suelo bajo la superficie horizontal del suelo. Tomado de Fredlund et al., 2012, p.99.

Todos los planos tienen un grosor unitario en la dirección perpendicular. El equilibrio del elemento triangular requiere que la suma de fuerzas en las direcciones horizontal y vertical sea igual a cero.

Sumando las fuerzas horizontales:

$$-(\sigma_\alpha - u_a)ds \sin \alpha + \tau_\alpha ds \cos \alpha + (\sigma_3 - u_a)dy = 0$$

Sumando las fuerzas verticales:

$$-(\sigma_\alpha - u_a)ds \cos \alpha - \tau_\alpha ds \sin \alpha + (\sigma_1 - u_a)dx = 0$$

El esfuerzo normal neto y el esfuerzo de corte en un punto también se pueden determinar utilizando un método gráfico.

$$\left[(\sigma_\alpha - u_a) - \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - u_a \right) \right]^2 + \tau_\alpha^2 = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right)^2$$

El círculo se conoce como el diagrama de Mohr y representa el estado de esfuerzo en un punto. En suelos saturados, el diagrama de Mohr se representa en términos del esfuerzo principal normal efectivo en la abscisa y el esfuerzo de corte en la ordenada. Para los suelos parcialmente saturados se utiliza una forma extendida del diagrama de Mohr, el cual utiliza un tercer eje ortogonal para representar la succión matricial $(u_a - u_w)$.

Los esfuerzos principales mayor $(\sigma_1 - u_a)$ y menor $(\sigma_3 - u_a)$ se grafican en las abscisas, el radio del círculo es $(\sigma_1 - \sigma_3) / 2$. Con el círculo de Mohr se puede representar el esfuerzo normal neto y el esfuerzo cortante en un punto de cualquier plano de un suelo parcialmente saturado, los cuales se determinan a partir del origen del plano. Cualquier

plano graficado por el origen se interseca con el diagrama de Mohr y se obtiene el esfuerzo normal neto y el esfuerzo cortante.

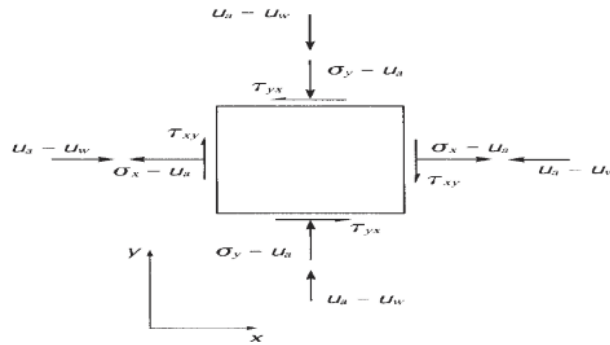


Figura 27: Estado de esfuerzo en un punto del suelo parcialmente saturado. Tomado de Fredlund et al., 2012, p.102.

En el círculo de Mohr extendido (Figura 27) la posición del eje de la succión matricial ($u_a - u_w$) se determina con la magnitud de misma. Primero se deben graficar los puntos de esfuerzo de los planos horizontal y vertical, $(\sigma_x - u_a)$, τ_{xy} y $(\sigma_y - u_a)$, τ_{yx} , la línea que une a los dos puntos se interseca con el eje de $(\sigma - u_a)$ en el punto $(\sigma_1 + \sigma_3) / 2 - u_a$, este punto es el centro del círculo de Mohr.

El círculo de Mohr se puede graficar con dos puntos de esfuerzo, que forman el diámetro del círculo. Los puntos de intersección ente el círculo de Mohr y el eje del esfuerzo normal neto $(\sigma - u_a)$ son los esfuerzos principales mayor $(\sigma_1 - u_a)$ y menor $(\sigma_3 - u_a)$, es esfuerzo principal menor es negativo, lo cual indica que está en tensión.

El segundo paso es ubicar el origen, graficando un plano horizontal a través del punto $(\sigma_y - u_a), \tau_{yx}$; la intersección entre la línea horizontal y el círculo de Mohr es el origen. También se puede hallar el origen graficando una línea vertical desde el punto $(\sigma_x - u_a), \tau_{xy}$. La línea que une el origen con el punto del esfuerzo principal mayor $(\sigma_1 - u_a)$ o menor $(\sigma_3 - u_a)$ proporciona la orientación del plano principal mayor o menor. Los planos principales mayor y menor están ubicados a un ángulo α y β con respecto al plano horizontal respectivamente. Los puntos de la parte superior e inferior del círculo de Mohr corresponden a los planos del esfuerzo cortante máximo y mínimo, estos planos están orientados a 45° de los planos principales. (Fredlund et al., 2012)

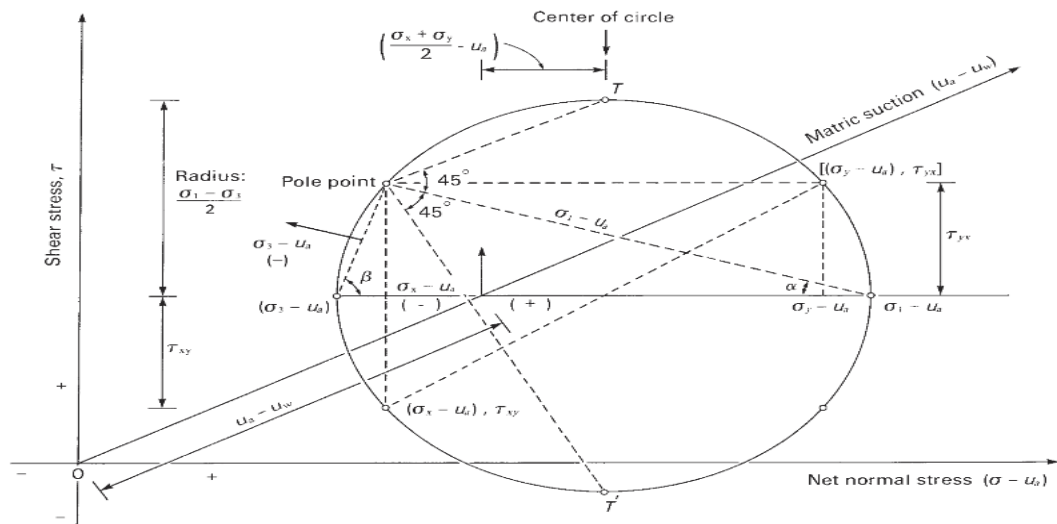


Figura 28: Diagrama de Mohr extendido que muestra el estado de esfuerzo en un suelo parcialmente saturado. Tomado de Fredlund et al., 2012, p.103.

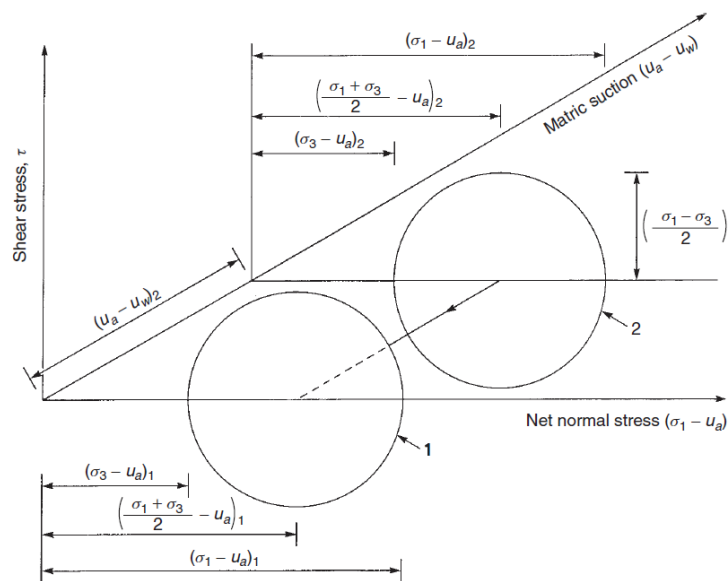


Figura 29: Uso del diagrama de Mohr extendido para representar estados de esfuerzo en suelos parcialmente saturados. Tomado de Fredlund et al., 2012, p.101.

2.8. Rol de la succión osmótica

La succión osmótica se produce por la presencia de sales en el agua de los poros del suelo (Pérez, 2017). El papel de la succión osmótica es aplicable a suelos insaturados y saturados. Los cambios en la succión osmótica pueden tener un efecto en el comportamiento mecánico de un suelo. Puede haber un cambio en el volumen general y en la resistencia al corte del suelo si el contenido de sal cambia. Hay situaciones donde cambia el contenido de sal de un suelo y pueden variar las propiedades físicas del suelo. (Fredlund et al., 2012).

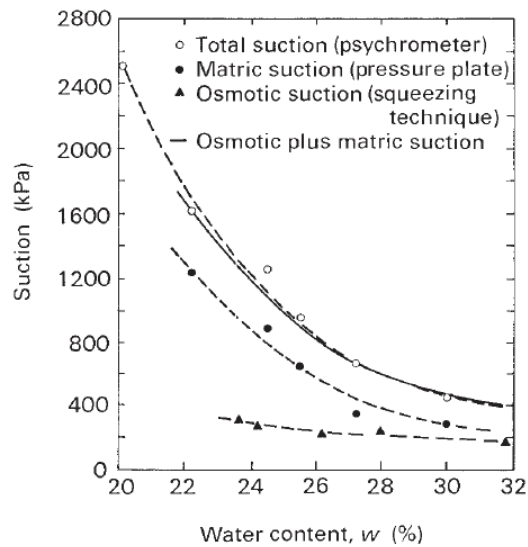


Figura 30: Medidas de succión total, matricial y osmótica en arcilla compactada Regina. Tomado de Krahn y Fredlund, 1972.

La Figura 30 muestra la importancia de los cambios en la succión osmótica en comparación con los cambios en la succión matricial cuando varía el contenido de agua. Las curvas de succión total y matricial son casi congruentes entre sí en el rango de mayor contenido de agua.

Los cambios matriciales de succión son casi iguales a los cambios totales de succión, y viceversa, al no existir sales en el suelo, para muchos problemas geotécnicos. Hay otra razón por la que generalmente no es necesario tener en cuenta la succión osmótica, esta razón está relacionada con los procedimientos de prueba de laboratorio adoptados al resolver problemas de ingeniería geotécnica. Los cambios en la succión osmótica que ocurren en el campo se simulan durante las pruebas de laboratorio para determinar las propiedades pertinentes del suelo.

Por ejemplo, se considera el proceso de hinchamiento de un suelo causado por la infiltración de la lluvia, por lo cual se diluye el agua de poros y cambia la succión

osmótica. En el laboratorio, la muestra de suelo se sumerge en agua destilada al comienzo de la prueba, la succión matricial se reduce a cero al sumergir la muestra de suelo.

La succión osmótica en la muestra puede cambiar en el proceso, no es necesario conocer este cambio, siempre que los cambios que ocurren en el campo se simulen en la prueba de laboratorio. En el caso de que el contenido de sal del suelo se altere por la contaminación o el cambio químico deliberado, el efecto del cambio de succión osmótica en el comportamiento del suelo puede ser significativo. En este caso, es necesario considerar la succión osmótica como parte del estado de esfuerzo o como una variable independiente del estado de esfuerzo (Fredlund et al., 2012).

3. Capítulo 3: Succión del suelo

3.1. Definición de la succión del suelo

La succión del suelo es la presión isotrópica ejercida por el agua de poro para absorber más agua, esta presión se produce por las fuerzas de los meniscos y las acciones fisicoquímicas. En ingeniería geotécnica, la succión se define como una cantidad que mide el potencial termodinámico del agua del poro del suelo en relación con el potencial de referencia del agua libre. El potencial de agua de poro se puede dar por efectos de adsorción capilar y osmótica (Manahiloh, Muhunthan y Likos, 2016).

La succión del suelo se conforma por dos componentes: succión matricial y osmótica. La succión matricial se determina como la diferencia entre la presión del aire de poro y la presión del agua de poro ($u_w - u_a$) (Pérez, 2017). La succión matricial en la mayoría de los casos es igual a la presión de agua de poro (u_w) debido a que la presión de aire de los poros es atmosférica (Al Haj, 2013).

La succión matricial es producida por la capilaridad y la adsorción superficial. El fenómeno de capilaridad se produce por la capacidad que tiene el líquido para ascender por las aberturas pequeñas o poros en oposición a fuerzas externas como la gravedad y se relaciona con la tensión superficial del agua.

Esta capacidad del líquido para ascender se produce por la combinación de la tensión superficial y las fuerzas adhesivas entre el líquido y la pared del tubo capilar. En un suelo la altura de capilaridad depende del tamaño de los poros que existen entre los granos lo cual se relaciona con la distribución del tamaño de partículas del suelo. (Al Haj, 2013).

Cuando el agua se encuentra con el aire se forma un menisco entre las partículas del suelo adyacentes de manera similar al agua que asciende por un tubo capilar como se muestra en el modelo capilar de la Figura 32.

“El modelo capilar considera la fuerza en equilibrio que existe en la interfaz aire-agua del tubo capilar, para que el menisco esté en equilibrio, la fuerza ejercida hacia abajo por el aire debe ser igual a la fuerza ejercida hacia arriba por el agua”. (Ridley, 1993).

El modelo capilar es aplicable en suelos granulares donde la mayoría de los granos del suelo son de forma redondeada, su superficie es químicamente inerte y el agua entre las partículas adyacentes se mantiene en contacto con la partícula debido a la tensión superficial. En el caso de las arcillas, la superficie de sus partículas es plana y están rodeadas por una doble capa de agua. Junto a la partícula de arcilla existe una capa de agua adsorbida que está unida químicamente a la estructura cristalina del mineral de arcilla. (Ridley, 1993).

Estas partículas tienen carga negativa en su superficie por lo que buscan ser compensadas por una carga positiva (Mitchell y Kenichi, 2002). Esta carga eléctrica sin equilibrio alrededor de la partícula de arcilla atrae las moléculas de agua, las cuales tienen carga positiva.

La adsorción superficial depende del tipo de arcilla, al tratarse de una arcilla con una superficie específica grande, esta retiene mayor cantidad de agua y permanece saturada incluso en altos niveles de succión (Al Haj, 2013). La adsorción se produce cuando las moléculas de una sustancia que se encuentran en una fase ya sea líquida, sólida o gaseosa son retenidas en la superficie de otra sustancia que está en una fase diferente (González, 2010).

La existencia de la siguiente capa se debe a las fuerzas electrostáticas, la cual se conoce como el agua absorbida (Ridley, 1993). La absorción se da cuando existe la penetración física de una fase en otra fase (Viades, 2013).

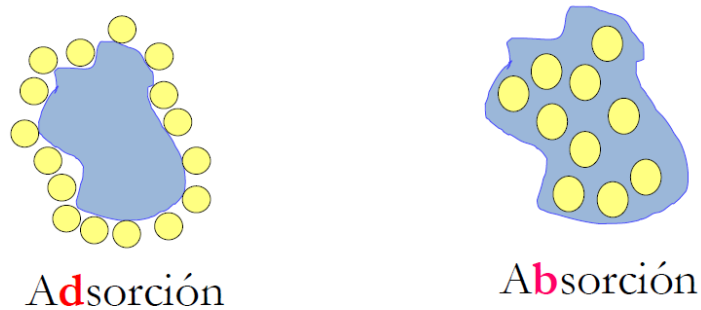


Figura 31: Adsorción y absorción. Tomado de Viades, 2013, p.1

Bolt (1956) adoptó la teoría de la doble capa e introdujo la idea de cationes intercambiables que causan una diferencia de presión osmótica a través de la interfaz entre el agua absorbida y el agua libre. Esto se conoce como el modelo osmótico y no se relaciona con la succión osmótica (π).

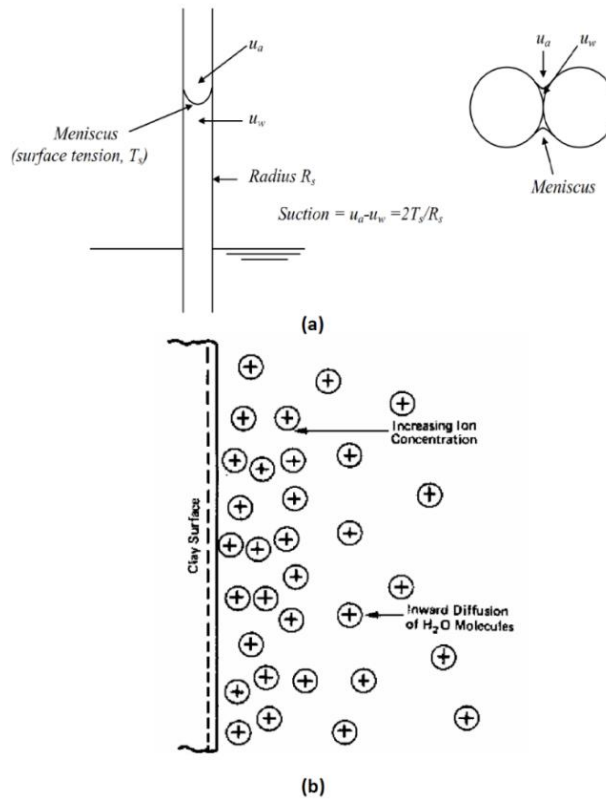


Figura 32: Los dos fenómenos que influyen en la succión matricial, (a) capilaridad-modelo capilar y (b) absorción del agua en la superficie de la partícula de arcilla. Tomado de Mitchell y Kenichi, 2002.

Aitchison (1965) estableció las siguientes definiciones de succión total, matricial y osmótica.

Succión matricial, componente capilar de energía libre ($S = u_w - u_a$)

En términos de succión, es la succión equivalente obtenida de la medición de la presión parcial del vapor de agua en equilibrio con el agua del suelo, en relación con la presión parcial del vapor de agua en equilibrio con una solución idéntica en composición al agua del suelo (Hoyos, 2012).

Succión osmótica, componente soluto de energía libre (π)

En términos de succión, es la succión equivalente obtenida de la medición de la presión parcial del vapor de agua en equilibrio con una solución idéntica en composición al agua del suelo, relativa a la presión parcial del vapor de agua en equilibrio con agua pura libre (Hoyos, 2012).

Succión total, energía libre del agua del suelo

En succión, es la succión equivalente obtenida de la medición de la presión parcial del vapor de agua en equilibrio con el agua del suelo, relativa a la presión parcial del vapor de agua en equilibrio con agua pura libre (Hoyos, 2012).

La succión total consta de dos componentes principales: la succión matricial ($u_a - u_w$) y succión osmótica (π) y puede representarse matemáticamente por:

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

Donde:

ψ = succión total

$(u_a - u_w)$ = succión matricial

π = succión osmótica

La succión matricial varía con el tiempo principalmente por los cambios ambientales.

La mayoría de los problemas de ingeniería que involucran suelos parcialmente saturados son comúnmente causados por cambios ambientales.

El agua fluye desde un suelo con baja succión matricial o suelo húmedo hacia un suelo con una alta succión o suelo seco (ASTM International, 2010). Cualquier cambio en

la succión afecta el equilibrio general de la masa del suelo. Los cambios en la succión del suelo pueden ser causados por un cambio en uno o ambos componentes de la succión del suelo.

La succión matricial del suelo tiene importancia dentro de la ingeniería geotécnica, su existencia no se limita solo en las regiones áridas o semiáridas ya que ocurren problemas geotécnicos en climas templados.

Los rellenos y suelos compactados tienen una succión inherente al formarse, las pendientes naturales o construidas tienen succiones in situ y todas las muestras que se extraen del suelo poseen una succión del suelo en su estado no confinado (Ridley, Dineen, Burland, y Vaughan, 2003).

La succión está presente en todo suelo que se encuentre sobre el nivel freático, ya sea un terreno natural, material de relleno u otras estructuras de tierra que se construyen sobre el nivel freático. Recientes análisis numéricos han demostrado que la succión del suelo puede incorporarse en las pruebas de estabilidad para pendientes y terraplenes. (Kovacevic, Potts y Vaughan, 2001; Potts et al., 1997).

Tabla 7: Valores de succión

Succión	
Alta	$S > 4.18 \text{ pF (1 500 kPa)}$
Media	$3.01 \text{ pF (100 kPa)} < S < 4.18 \text{ pF (1 500 kPa)}$
Baja	$S < 2.31 \text{ pF (20 kPa)}$

Nota: Tomada de Queen y Miller, 1968.

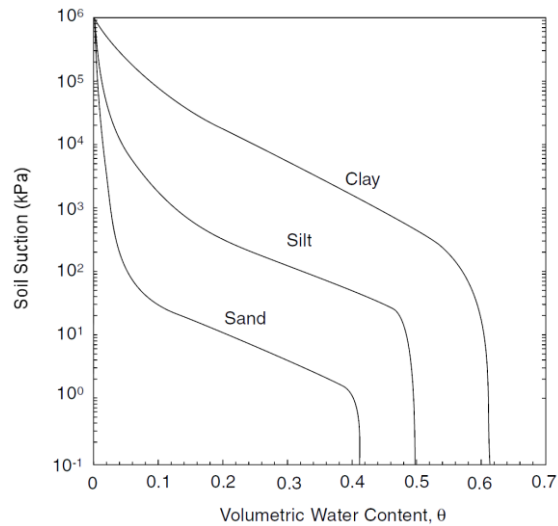


Figura 33: Curvas características de succión representativas para arenas, limos y arcillas. Tomado de Lu y Likos, 2004, p.42.

3.2. Medida de la succión del suelo en laboratorio

La aplicación de la mecánica de suelos parcialmente saturados en ingeniería está relacionada con la capacidad de medir la succión del suelo (Fredlund et al., 2012). La succión del suelo es una medida de la capacidad del suelo para retener agua y proporciona información de los parámetros del suelo que están influenciados por el agua del suelo como el cambio de volumen, la deformación y la resistencia del suelo (ASTM International, 2010)

La medición de la succión matricial permite: (1) identificar perturbaciones y/o desecación en muestras de suelo, (2) estimar el esfuerzo efectivo promedio in situ cuando ya se ha determinado el efecto de la perturbación y/o la desecación; (3) aplicar controles más rigurosos en la compactación de materiales de relleno donde el hinchamiento puede causar problemas y (4) evaluar la estabilidad en pendientes naturales y construidas. (Ridley et al., 2003).

Existen métodos directos e indirectos para medir la succión de suelo. Los métodos directos o in situ miden la presión del agua de poro, su capacidad está restringida al tratarse de una succión lenta o alta. Los métodos indirectos utilizan dispositivos calibrados contra algunas propiedades físicas como la humedad (el psicrómetro), la absorción (papel de filtro) o la resistencia eléctrica (yeso o bloque térmico). La mayoría de los métodos de medición de la succión duran algunas horas, semanas hasta incluso pueden tardar meses (Ridley y Burland, 1993).

Los instrumentos de medición directa de la succión realizan un intercambio de agua entre el suelo y el instrumento, la fuerza que produce este intercambio es la presión negativa del agua de los poros. El flujo de agua en un medio poroso saturado se produce desde un punto de mayor hasta un punto menor de presión de agua de poro, el flujo continua hasta que ambos puntos se encuentren a una presión igual de agua de poro (Ridley y Burland, 1993). Existen algunos dispositivos de medición directa de la succión como los tensiómetros, la técnica de traslación de eje se usa en el laboratorio.

La medición de la succión total se realiza en la fase de vapor del suelo, la presión de vapor en el modelo capilar está relacionada con la succión en la interfaz aire-agua o piel contráctil, por lo tanto, la succión total se mide como la presión de vapor del aire en equilibrio con el suelo. La succión matricial se mide en la fase líquida por lo que debe producirse un intercambio de líquido durante su medición, en el modelo capilar la fuerza que causa este intercambio es causada por la tensión superficial y el radio del poro. En el modelo osmótico la fuerza asciende debido al intercambio del agua adsorbida y el agua libre. Al considerarse la succión matricial como una tensión de la

molécula de agua, pueden existir fuerzas adicionales por lo cual se dificulta su medición. (Ridley, 1993).

Tabla 8: *Detalles de técnicas y dispositivos de medición de succión*

		Método	Rango (kPa)	Tiempo de equilibrio	
Medición Directa	Succión	Técnica de traslación de eje	0 - 1 500	Horas	
	Matricial	Tensiómetro	0 - 1 500	Horas	
		Sonda de succión	0 - 1 500	Minutos	
Medición Indirecta		Reflectometría de dominio de tiempo	0 - 1 500	Horas	
	Succión	Sensor de conductividad eléctrica	50 - 1 500	6 - 50 horas	
	Matricial	Sensor de conductividad térmica	0 - 1 500	horas - días	
		Papel filtro en contacto	10 - 100 000	7-14 días	
	Succión	"Squeezing Technique"	0 - 1 500	Días	
	Total		Psicrometría	100 - 10 000	1 hora
		Succión	Sensor de humedad relativa	100 - 8000	horas - días
		Higrómetro con espejo refrigerado	500 - 100 000	10 minutos	
		Papel filtro sin contacto	10 - 100 000	7-14 días	

Nota: Tomada de Carrasco, 2017, p.22.

3.3. Técnicas de medida

Sicrómetros

Los sicrómetros son dispositivos que se usan para medir la succión total de un suelo. Se mide la humedad relativa en la fase de aire de los poros del suelo. La humedad relativa obtenida de la medición se puede expresar en términos de presión de vapor relativa, la cual está relacionada con la succión total.

Existen dos tipos de psicrómetros: el tipo de bucle húmedo (Richards y Ogata, 1958) y el tipo Peltier (Spanner, 1951). Los dos tipos de psicrómetros funcionan con las mediciones de la diferencia de temperatura entre una superficie no evaporadora y una superficie de evaporación. La diferencia de las temperaturas entre estas superficies está relacionada con la humedad relativa. Los sicrómetros tipo bucle húmedo y Peltier

difieren en la forma en que se humedece la unión de evaporación para inducir la evaporación.(Fredlund et al., 2012).

Tensiómetros

Los tensiómetros se conforman por una copa porosa de cerámica de alta entrada de aire (HAE- High Air Entry) conectada con un tubo de diámetro pequeño al medidor de presión. El tubo es de plástico por lo cual tiene baja conducción de calor y no es corrosivo. El tubo y la copa se llena con agua sin aire, la copa se inserta en la perforación del suelo, debe existir contacto entre la copa porosa de cerámica y el suelo. El agua en el tensiómetro tendrá la misma presión negativa que el agua de poro en el suelo una vez que exista equilibrio entre el suelo y el sistema de medición. El límite de la presión del agua de poro que se puede medir en un tensiómetro es aproximadamente 90 kPa negativos debido a la posibilidad de cavitación del agua en el tensiómetro.

La presión negativa del agua de los poros es igual a la succión matricial cuando la presión del aire de los poros es atmosférica (Meza, 2012). Cuando la presión del aire del poro es mayor que la presión atmosférica, la lectura del tensiómetro se puede agregar a la lectura de la presión del aire del poro ambiente para hallar la succión matricial del suelo. La succión matricial medida no debe exceder el valor de entrada de aire de la copa de cerámica en el tensiómetro. El componente osmótico de la succión del suelo no se mide con tensiómetros, ya que las sales solubles se mueven libremente a través de la copa porosa (Fredlund et al., 2012).

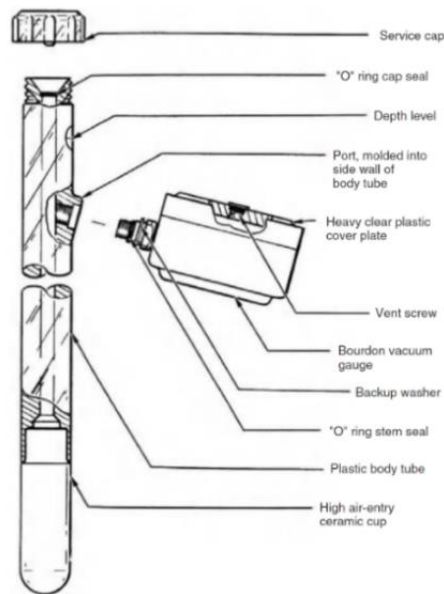


Figura 34: Tensiómetro convencional manufacturado por Soilmoisture Equipment Corporation. Tomado de Fredlund et al., 2012, p.116.

Técnica de traslación del eje

Richards (1941) desarrolló una técnica de laboratorio alternativa debido a la limitación de la medición con el tensiómetro tradicional, superando esta limitación al elevar artificialmente la presión atmosférica de la muestra de suelo.

El principio de funcionamiento de esta técnica se basa en el modelo de un poro capilar bajo presión atmosférica, en el cual el agua que asciende por el tubo capilar tiene una presión menor a la presión atmosférica (Figura 33a). Si en el laboratorio, este mismo tubo capilar se cierra y se somete a una presión de aire elevada, el sistema responde como se muestra en la Figura 33b, en el cual se considera que el límite entre el agua y los sólidos es incompresible de esta manera la curvatura de la interfaz aire-agua del

menisco no se altera (Olson y Langfelder, 1965). El resultado final es que las presiones de agua dentro del tubo capilar aumentan a presiones manométricas positivas.

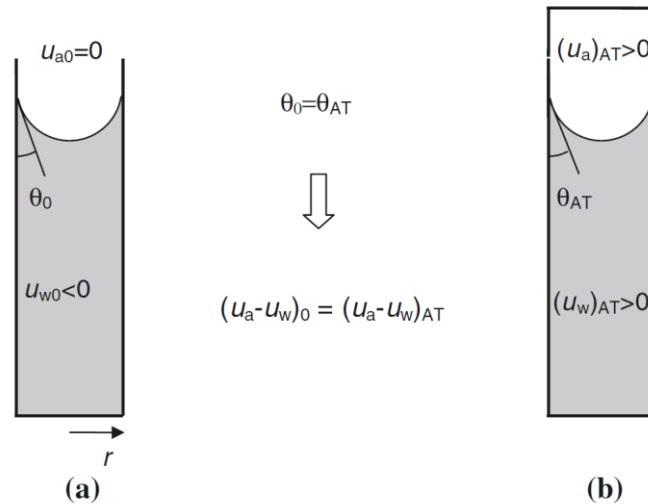


Figura 35: Principio de funcionamiento de la técnica de traslación del eje. Tomado de Marinho, Take y Tarantino, 2008, p.626.

En la figura 34, la muestra del suelo tiene una succión matricial ($u_a - u_w$) mayor a 100 kPa. Si esta succión se va a medir, se debe registrar una presión de agua de poro inferior a -100 kPa. Sin embargo, si esta misma muestra se somete a una gran presión de aire positiva, la presión del agua en el suelo puede elevarse a una presión manométrica positiva fácilmente medible.

Al evitar el drenaje del agua de los poros de la muestra, la succión matricial en el suelo se puede calcular como la diferencia de estas dos presiones conocidas. Por lo cual, esta técnica se conoce como la "técnica de traslación del eje" ya que la presión del agua se ha trasladado hacia arriba con el origen de la presión del aire y lejos de la región de estados metaestables. El estado metaestable del agua se produce cuando las

perturbaciones externas desencadenan la aparición de una o más fases, esta condición pertenece un equilibrio transitorio llamado equilibrio metaestable (Debenedetti, 1996). Esta técnica también se puede utilizar para imponer o controlar la succión del suelo. Esto se logra elevando la presión del aire dentro de la celda de prueba, controlando la presión del agua del poro a través de un filtro poroso saturado en contacto con la muestra y permitiendo el drenaje del agua de la muestra hasta llegar al equilibrio (Marinho et al., 2008).

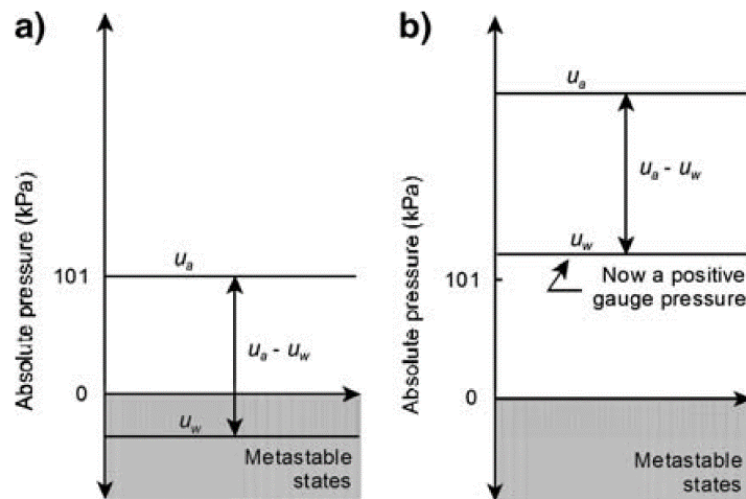


Figura 36: Uso de la técnica de traslación de ejes para evitar estados metaestables. (a) Condiciones atmosféricas. (b) eje de traslación. Tomado de Marinho, Take y Tarantino, 2008.

La aplicación de la técnica de traslación del eje se realiza en el aparato de placa de presión que se utiliza para determinar la curva de retención de agua en el suelo.

Técnica del papel filtro

El método de papel filtro se desarrolló por primera vez para aplicaciones agrícolas, su costo es bajo en comparación con otras técnicas de medida de succión del suelo (Al Haj, 2013).

El principio de la técnica del papel filtro está en la capacidad de absorción del papel filtro para extraer la humedad del suelo hasta que la succión del suelo y el papel lleguen al equilibrio. Esta técnica se puede aplicar en muestras no alteradas o alteradas en el campo o en el laboratorio. El rango de medición de la succión con la técnica del papel filtro es de 10 a 100 000 kPa (ASTM International, 2010).

El método del papel filtro se utiliza para medir la succión total y matricial del suelo. En este método se controlan las variables para medir el contenido de agua del papel filtro. El papel filtro se encuentra en contacto con el suelo o en equilibrio con la presión parcial del vapor de agua en el aire de un recipiente hermético que contiene a la muestra de suelo (Meza, 2012).

El papel filtro se coloca en la muestra del suelo dentro del recipiente hermético hasta llegar al equilibrio de humedad, lo cual significa que la presión parcial del vapor de agua en el aire está en equilibrio con la presión de vapor del agua de poros de la muestra del suelo (ASTM International, 2010).

Existen dos métodos que permiten que el papel llegue al equilibrio con el suelo. Cuando se coloca el papel filtro en contacto con un suelo, que tiene un alto contenido de humedad, el papel filtro se equilibra con el agua en el suelo a través del flujo del líquido, la succión matricial se determina al medir el contenido de agua del papel filtro. Al no estar en contacto el papel filtro con el suelo (Meza, 2012), el papel de filtro

alcanza el equilibrio con el vapor de agua en el aire que rodea el suelo y se determina la succión total del suelo. (Al Haj, 2013; Ridley, 1993).

La succión de la muestra se determina a partir de una relación de calibración del contenido de agua del papel filtro con la succión aplicable al tipo de papel filtro y al procedimiento de prueba de este método de prueba (ASTM International, 2010).

Las técnicas de papel filtro de “contacto” y de “no contacto” estiman la succión del suelo indirectamente midiendo la cantidad de humedad transferida de una muestra de suelo parcialmente saturado a un papel filtro inicialmente seco. En ambos casos, el contenido de humedad del papel de filtro en equilibrio se mide gravimétricamente y se relaciona con la succión del suelo a través de una curva de calibración predeterminada para el tipo particular de papel utilizado.

La succión de un suelo puede alcanzar valores de miles de atmósferas de presión negativa expresada como valores positivos, es común utilizar escala logarítmica. También se puede interpretar como el logaritmo en base diez de la altura en centímetros que una columna de agua subirá por acción capilar. La unidad utilizada es el pF. Donde h es la presión negativa expresada en cm de agua. ($1pF = \log_{10} h$)

Equipo y materiales

Papel de filtro: el papel utilizado debe ser papel de filtro cuantitativo Tipo II libre de cenizas, debe cumplir con la norma ASTM E 832, se pueden utilizar los siguientes papeles de filtro: Whatman No. 42, Fisherbrand 9 790A, 4 Schleicher y Schuell No. 589 White Ribbon.4, generalmente con un diámetro de 5.5 cm (ASTM International, 2010). Su costo es \$50 cada caja de 100 unidades (Novachem del Ecuador, 2019).



Figura 37: Papel de filtro Whatman No. 42. Tomado de Fisher Scientific (2019).

Para prevenir el crecimiento de organismos o la descomposición biológica del papel de filtro, se deben sumergir los papeles filtro en una solución de formaldehído con una concentración al 2%, la descomposición biológica del papel de filtro puede provocar alteraciones en los resultados, al exponerse en un ambiente cálido por más de 14 días.

Recipiente de ensayo (hermético): recipiente de 120 a 240 ml de capacidad, de metal o de vidrio, incluyendo su tapa, resistente a la corrosión u oxidación, se puede utilizar cera para retrasar este efecto.

Recipientes para el papel filtro: recipientes herméticos que se utilizan al sacar el papel filtro de la muestra de suelo después de alcanzar la succión de equilibrio. Se pueden utilizar recipientes metálicos (aluminio o acero inoxidable) resistentes a la oxidación o corrosión de una capacidad de 70 ml, estos recipientes se deben colocar en el horno. Una bolsa plástica hermética sería otra alternativa para almacenar los papeles de filtro.

Caja aislante: caja aislada con poliestireno u otro material capaz de mantener la temperatura. Se puede utilizar una cámara de temperatura.

Balanza: con una capacidad mínima de 20 g, con una precisión de 0.0001g.

Horno: Controlado termostáticamente, capaz de mantener uniformemente la temperatura a $110^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$.

Bloque de metal: Deberá ser de más de 500 g con una superficie plana con el objetivo de acelerar el enfriamiento de los recipientes de metal que contiene el papel de filtro.

Termómetro: Para determinar la temperatura del suelo, con una exactitud de $\pm 1^{\circ}\text{C}$.

Desecador: cámara diseñada para mantener el papel filtro sin humedad.

Equipo complementario: Pinzas, guantes quirúrgicos, cuchillos, cinta adhesiva, cortador de papel, sellos hidráulicos (O-rings), base o separador de alambre, discos de latón.

Procedimiento del método del papel filtro

The American Society for Testing and Materials (ASTM) Standard D5298 describe el procedimiento de calibración y prueba para la medición de la succión matricial utilizando la técnica de papel filtro de “contacto” o la succión total utilizando la técnica de papel filtro “no contacto”.

Los papeles de filtro que se utilizan en el ensayo deben secarse por 16 horas como mínimo y luego ser colocados en el desecador hasta realizar el ensayo. En el recipiente de ensayo se debe ubicar la muestra del suelo con una masa de 200 a 400 g, ya sea alterada o inalterada. Para disminuir el tiempo de alcanzar el equilibrio, la muestra deberá ocupar el mayor espacio del recipiente.

Para medir la succión matricial y total del suelo, el procedimiento es similar con la diferencia del lugar de colocación del papel de filtro en la muestra. Al ubicar el papel filtro en contacto directo con la muestra de suelo, se obtiene la succión matricial al permitir la transferencia de los fluidos. Se colocan tres papeles de filtro entre la muestra de suelo, el papel del medio es de un diámetro menor, para impedir su contaminación con el suelo.

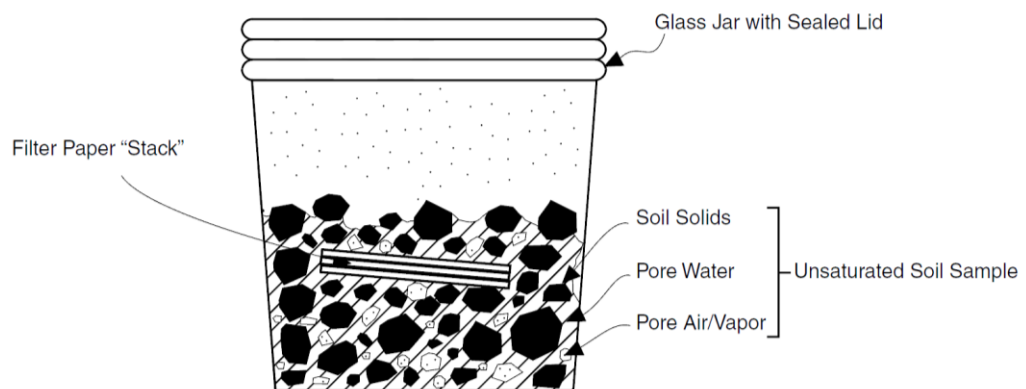


Figura 38: Configuración para la prueba de papel filtro método "en contacto", para medir la succión matricial. Tomado de Likos y Lu, 2004, p.450.

Para obtener la succión total del suelo, el papel filtro no se encuentra en contacto con la muestra, la transferencia de la humedad se restringe a la transferencia de vapor mediante el aire del recipiente. Se utilizan dos papeles de filtro extraídos del desecador, los cuales se colocan sobre la muestra separándolos con una base.

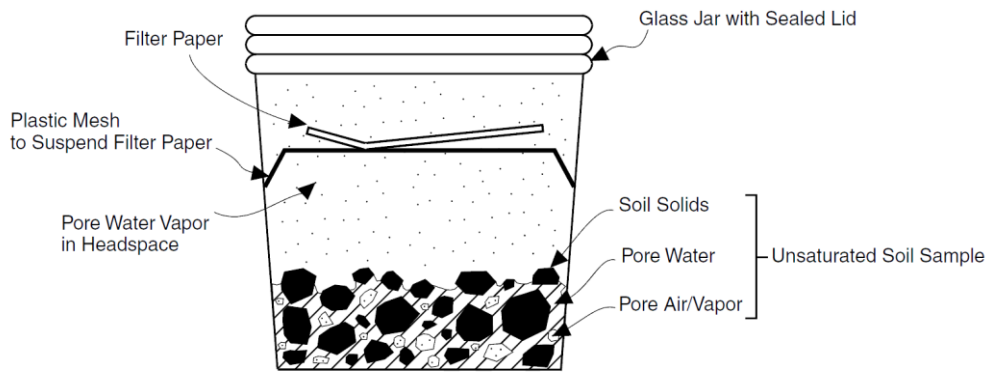


Figura 39: Configuración para la prueba de papel filtro método "no contacto", para medir la succión total. Tomado de Likos y Lu, 2004, p.450.

Luego de la colocación de los papeles filtro, el recipiente del ensayo se debe sellar con cinta adhesiva y colocarlo en la caja aislante para que se mantenga la temperatura, durante siete días hasta alcanzar el equilibrio de el papel de filtro, la muestra de suelo y el aire del recipiente hermético. Después de alcanzar el equilibrio, se pesan los recipientes para colocar los papeles filtro (T_c – tare-cold, recipiente frío), se extraen los papeles filtro de los recipientes y se colocan en los recipientes ya pesados. Se deben tapar todos los recipientes lo más rápido para evitar alguna alteración. La precisión del ensayo está en evitar la pérdida de humedad al trasladar los papeles de filtro. Se determina la masa de cada recipiente con los papeles filtro (M_1).

Se colocan los recipientes con los papeles filtro en el horno durante dos horas, al retirar los recipientes del horno se determinará su masa (M_2). Luego se retira el papel de filtro y se pesa nuevamente el recipiente (T_h – tare-hot, recipiente caliente).

Se determina la masa seca (M_f) y la masa de agua (M_w) de cada papel de filtro con los siguientes cálculos:

$$M_f = M_2 - T_h$$

$$M_w = M_1 - M_2 + T_h - T_c$$

Donde:

M_f = masa seca del papel filtro, g

M_1 = masa total del recipiente y el papel filtro, g

M_2 = masa seca del recipiente y el papel filtro, g

T_h = masa del recipiente caliente, g

M_w = masa de agua del papel filtro, g

T_c = masa del recipiente frío, g

Se obtiene la humedad del papel filtro, $w_f = \frac{M_w}{M_f} \times 100$

El valor de la humedad del papel filtro (w_f) se transforma a un valor de succión, con una curva específica de acuerdo con el tipo de papel de filtro utilizado.

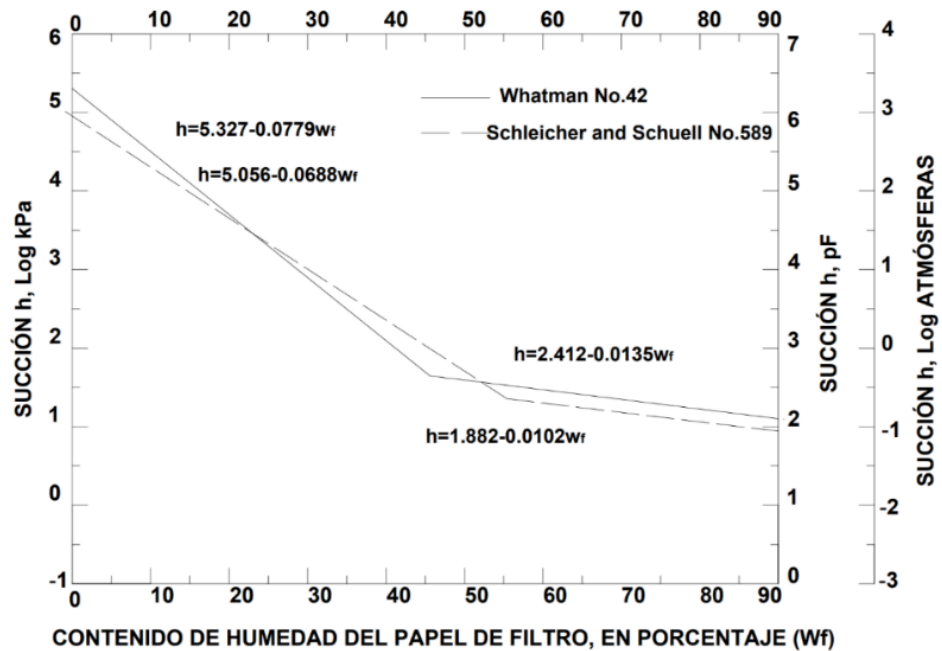


Figura 40: Curvas de calibración del contenido de humedad del papel filtro con respecto a la succión. Tomado de ASTM International D5298 -16, 2010, p.4.

La técnica del papel filtro se originó en la década de 1930 (Gardner, 1937), McKeen (1980) utilizó esta técnica para realizar estudios de pavimentos en aeropuertos y Ching y Fredlund (1984) la utilizaron para el examinar perfiles de arcilla. Fawcett y Collis-George (1967) realizaron una correlación del contenido de agua en equilibrio del papel de filtro Whatman No. 42 en las succiones conocidas.

4. Capítulo 4: Curva característica suelo-agua (Soil-Water-Characteristic-Curve-SWCC)

4.1. Comportamiento general de la curva característica suelo – agua

La curva característica suelo-agua (Soil-Water Characteristic Curve-SWCC) facilita el entendimiento conceptual entre la masa y/o el volumen de agua en un suelo y el estado energético de la fase de agua (Fredlund et al., 2012).

La succión del suelo constituye una parte fundamental de las curvas características suelo-agua (SWCC), las cuales se utilizan para determinar el comportamiento hidromecánico de los suelos parcialmente saturados.

La SWCC se expresa generalmente como una relación entre el logaritmo de succión y el grado de saturación (S_r), también se puede expresar como una relación entre el logaritmo de la succión del suelo y la relación de vacíos (e), el contenido volumétrico de agua (θ_w) o el contenido gravimétrico de agua (w) (Al Haj y Standing, 2016).

Esta curva desempeña un papel importante en los modelos constitutivos y ha sido utilizada para determinar la compresibilidad durante la carga virgen (Wheeler, Trotter, Dawes y Grant, 2003), el esfuerzo cortante (Tombolato y Tarantino, 2005) y el cambio de volumen en los suelos parcialmente saturados.

La forma de la curva característica suelo-agua es una curva en forma de “S”, esta forma depende de algunos factores como: la distribución del tamaño de las partículas, la distribución del tamaño de los poros, la textura, el humedecimiento y secado del suelo. (Al Haj, 2013). Las SWCC se determinan experimentalmente en el laboratorio y se pueden relacionar con otras propiedades del suelo parcialmente saturado.

Los datos para desarrollar la SWCC se obtienen secando gradualmente las muestras de suelo inicialmente saturadas, las cuales alcanzan un estado residual final es decir el grado constante de saturación, al final de cada etapa se mide la succión, el contenido de agua, la masa y las dimensiones de la muestra (Al Haj, 2013), con lo cual se determina la curva de secado primaria (PDC-Primary Drying Curve).

La curva de humedecimiento primaria (PWC-Primary Wetting Curve) se establece a partir del humedecimiento gradual después del estado residual y se compara con la PDC. Las rutas continuas al humedecer o secar desde puntos intermedios en el PDC o PWC, respectivamente, llamadas curvas de escaneo primarias (PSC- Primary Scanning Curves), se encuentran entre la PDC y la PWC. De manera similar, las rutas de humedecimiento o secado de las PSC se denominan curvas de exploración secundarias (SSC-Secondary Scanning Curves). (Al Haj y Standing, 2016). Las curvas descritas se muestran en la figura 41.

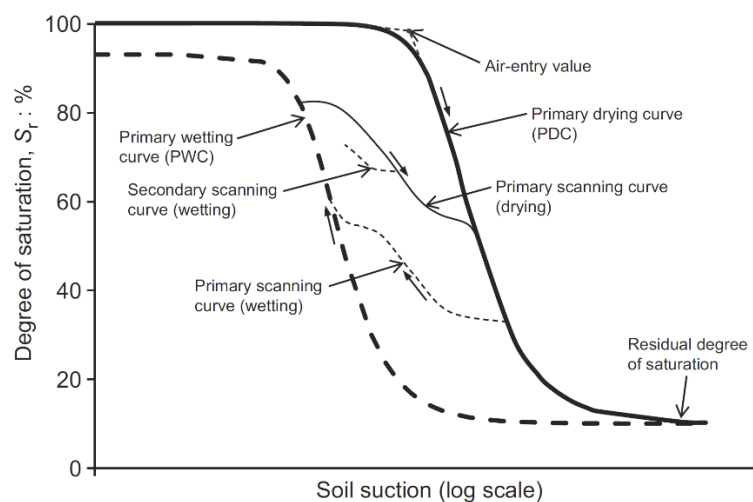


Figura 41: Diagrama esquemático de la SWCC. Tomado de Al Haj y Standing, 2016, p.72.

La desaturación del suelo se divide en tres zonas: zona de saturación, zona de desaturación y etapa residual (Figura 42). Estas zonas se dividen por dos puntos a lo largo de la SWCC, por el valor de entrada de aire del suelo AEV (Air Entry Value) y las condiciones residuales. La zona de saturación se limita por el valor de entrada de aire, se puede representar utilizando los principios de la mecánica de suelos saturados.

La zona de desaturación se encuentra entre el valor de la entrada de aire y las condiciones residuales, en esta zona se requieren las teorías de la mecánica de suelos parcialmente saturados. Las propiedades del suelo parcialmente saturado en la zona de desaturación se vuelven no lineales. Al ingresar en la etapa residual hay diferencias en el comportamiento del suelo. (Fredlund et al., 2012).

El punto de desaturación se define como la succión a la cual el aire empieza a entrar en el suelo, por lo general desde el límite de aire el cual tiene un alto grado de saturación. Al reducirse el grado de saturación, se aproxima el valor de entrada de aire (AEV) de un suelo, punto en el cual el aire se encuentra en forma de burbujas ocluidas dentro de la fase de agua. “El valor de entrada de aire depende del tamaño de los poros, esto significa que mientras los poros sean más pequeños el valor de entrada de aire es mayor”. (Al Haj, 2013).

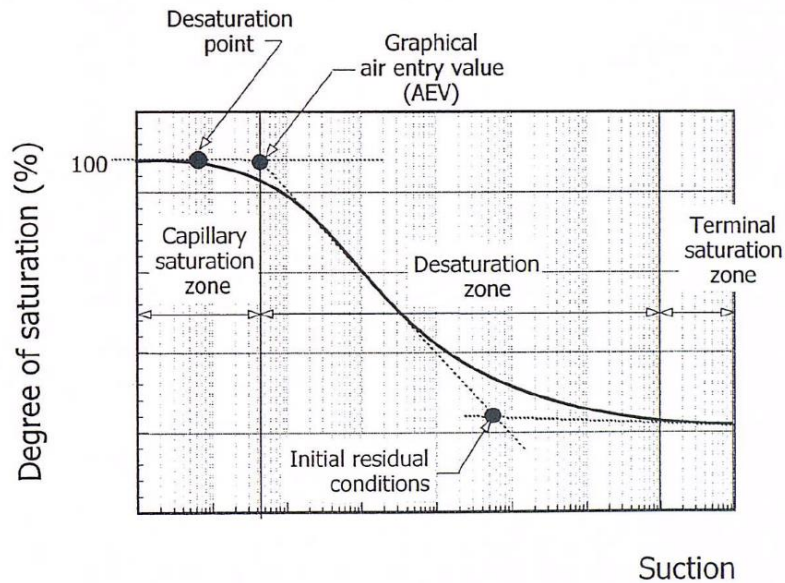


Figura 42: Variables relacionadas con la curva característica suelo-agua (Soil-Water-Characteristic-Curve-SWCC). Tomado de Fredlund y Rahardjo, 1993.

El AEV se produce en altos grados de saturación (90% al 100%). Gráficamente, el AEV se puede determinar a partir de la intersección de la línea de pendiente recta y la línea de la saturación inicial ($S_r = 100\%$).

El inicio de la etapa residual ocurre cuando la succión está en el rango de 500 a 1500 kPa para arcillas con baja plasticidad y es menor para arenas y limos. Para arcillas de plasticidad media a alta, el inicio de la etapa residual se produce en succiones superiores a 1500 kPa. (Al Haj, 2013).

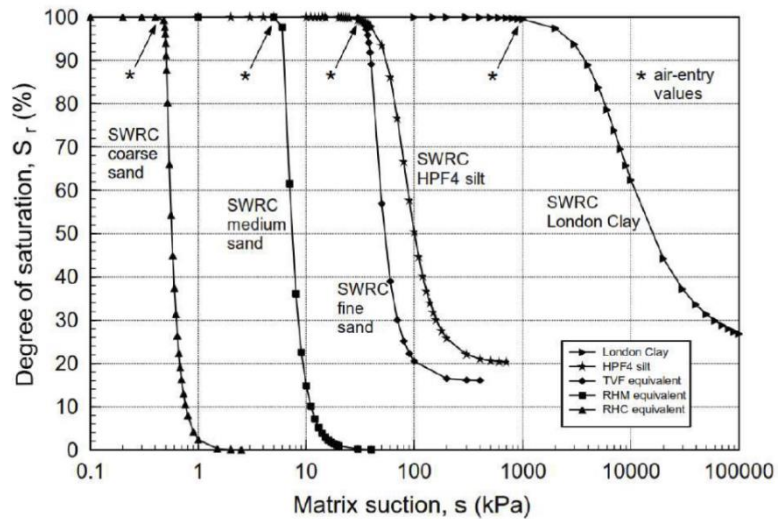


Figura 43: SWCC para suelos arenosos, limosos y arcillosos. Tomado de Standing, Ghail y Coyne, 2013, p.295.

El grado de saturación en el contenido de aire residual (S_a) es el máximo grado de saturación después del proceso de humedecimiento cuando la succión se reduce a cero. El grado de saturación residual inicial (S_r), es el grado de saturación en el cual un aumento en la succión matricial no produce un cambio significativo en el grado de saturación y en la etapa final se denomina el grado residual terminal de saturación (S_f), donde la curva es casi plana. El índice de distribución del tamaño de los poros (λ_p) se define como la pendiente negativa del grado de saturación efectivo, frente a la curva de succión matricial logarítmica (Brooks y Corey, 1964).

$$S_e = \frac{S_r - S_f}{1 - S_f}$$

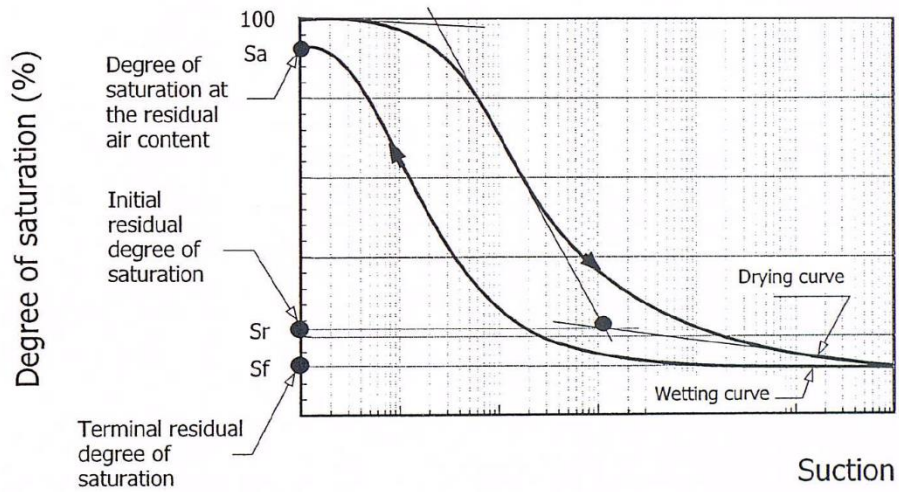


Figura 44: Variables asociadas con la curva característica agua-suelo en términos del grado de saturación. Tomado de Melgarejo, 2004, p.18.

Otra forma de determinar el grado de saturación efectivo es utilizando la siguiente ecuación:

$$S_e = \left[\frac{(u_a - u_w)_{AEV}}{(u_a - u_w)} \right]^{\lambda_p} \quad (\text{Brooks y Corey, 1964})$$

Donde:

$(u_a - u_w)$ = succión matricial en cualquier punto de la SWCC

$(u_a - u_w)_{AEV}$ = succión matricial en el AEV

λ_p = índice de la distribución de tamaño de poro.

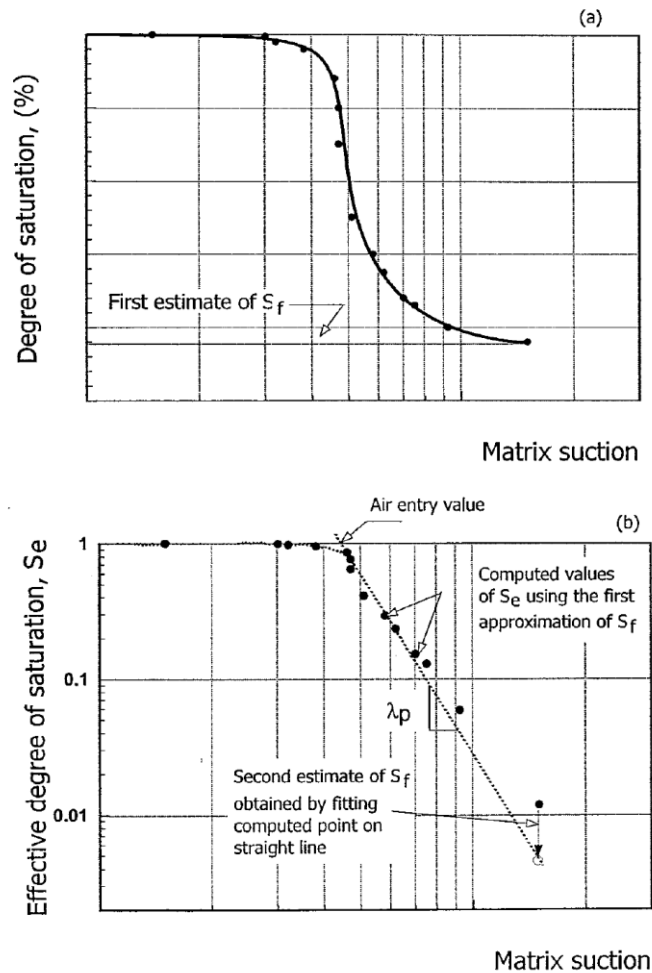


Figura 45: Determinación del grado final residual y el índice de distribución del tamaño de poro. (a) grado de saturación – succión, (b) relación entre el grado de saturación efectivo y la succión. Tomado de Brooks y Corey, 1964, p.20.

4.2. Histéresis hidráulica de la curva retención suelo – agua

La histéresis es un fenómeno que se produce en varios aspectos del comportamiento del suelo parcialmente saturado. Este fenómeno se produce entre los procesos de secado y humedecimiento, en la relación entre la succión del suelo y el grado de saturación, lo cual se refiere a la curva característica suelo-agua (SWCC).

La relación entre el contenido de humedad y la succión del suelo no es única debido al fenómeno de la histéresis (Melgarejo, 2004). Los suelos parcialmente saturados que se someten a procesos de secado, como la evaporación o el drenaje, retienen mayor cantidad de agua que a la misma magnitud de succión durante los procesos de humedecimiento, como la infiltración o el aumento capilar (Likos y Lu, 2004).

La histéresis significa que las variables S_r , θ_w o w pueden tener diferentes magnitudes para una succión determinada (Al Haj y Standing, 2016). El final de la curva de humedecimiento difiere del punto de inicio de la curva de secado, lo que significa que el suelo no vuelve a un estado completamente saturado, debido a esto se produce un comportamiento histerético. Ocurren pequeños ciclos de humedecimiento y secado por lo cual aparecen curvas de escaneo primarias (PSC- Primary Scanning Curves). Estas curvas son más representativas del estado real de un suelo en condiciones de campo. (Al Haj, 2013)

El bucle de histéresis indica que no hay una única SWCC para el suelo, por lo cual se deben tomar precauciones especiales al aplicar la SWCC en ingeniería geotécnica. Las curvas de humedecimiento y secado forman los límites extremos para la relación entre el contenido de agua y la succión del suelo. Existe un número infinito de curvas intermedias de secado y humedecimiento entre estos límites. Las curvas de barrido de secado y humedecimiento se vuelven asintóticas a las curvas delimitadas. (Fredlund et al., 2012).

Al aumentar la succión matricial o total durante el proceso de secado del suelo, el grado de saturación se reduce. Esta reducción se produce a medida que los poros se

vacían progresivamente. Durante el proceso de humedecimiento ocurre lo contrario, al aumentar el grado de saturación disminuye la succión matricial o total del suelo.

Sin embargo, si el secado hasta cierto punto en la SWCC es seguido por el humedecimiento, la trayectoria de humedecimiento no vuelve a trazar la trayectoria de secado, sino que se encuentra debajo de ella y, por lo tanto, es histórica (Al Haj, 2013).

En situaciones prácticas de ingeniería los procesos de humedecimiento y secado ocurren debido a cambios ambientales, por lo cual se puede producir este comportamiento histérico, es importante comprender este fenómeno y su impacto en la resistencia y la deformación de los suelos parcialmente saturados. (Likos y Lu, 2004).

Hillel (1998) determinó las siguientes causas del comportamiento de histéresis hidráulica.

- Efectos geométricos relacionados con la distribución no uniforme del tamaño de poros llamado efecto “tinta de botella” (ink-bottle effect).
- Efecto del ángulo de contacto entre la fase líquida y la superficie del suelo, lo cual se relaciona con la diferencia entre los ángulos de contacto de secado y humedecimiento en la interfaz agua-poro de las partículas del suelo.
- Encapsulamiento del aire en los poros, lo cual constituye a pseudo-partículas que resisten el flujo del agua durante el humedecimiento.
- Fenómenos de hinchamiento y contracción, los cuales cambian la estructura del suelo durante el secado y el humedecimiento.

El efecto “ink-bottle” en medios porosos se produce debido a la falta de uniformidad en el tamaño de los poros y la distribución de la forma. Para entender este efecto se considera un tubo capilar no uniforme.

El tubo capilar tiene dos radios, R es el radio más grande y r es el radio más pequeño. Durante el flujo capilar, la altura máxima (h_w) es controlada por el radio más pequeño del tubo capilar, la cual se detiene en el punto donde se encuentra el radio más grande. Para un ángulo de contacto igual a cero, la succión matricial a la altura máxima es $2T_s/r$. Si el tubo capilar se llena de agua, la altura capilar (h_d) durante el drenaje llega hasta el radio R , en este caso la succión matricial es igual $2T_s/r$. El contenido de agua es mayor durante el drenaje que durante el humedecimiento (Likos y Lu, 2004).

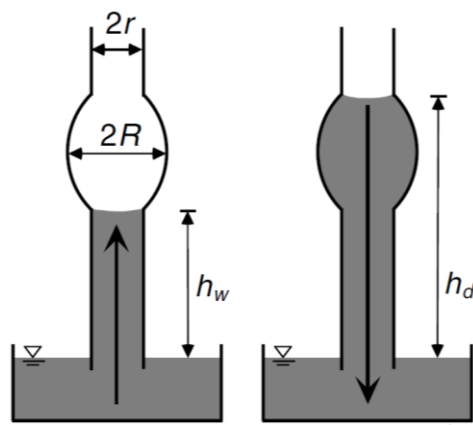


Figura 46: Modelo de tubo capilar para demostrar el efecto “ink-bottle”. Tomado de Ning y Likos, 2004, p.185.

Childs (1969) representó una sección transversal del suelo para aclarar la histeresis del efecto “ink-bottle”. El sistema está saturado inicialmente con la interfaz aire-agua a una elevación sobre la superficie del suelo (Stage 1). En esta etapa la presión de poro es positiva e igual a la presión hidrostática regida por la altura del agua.

Las líneas de la etapa 2 a la etapa 6 muestran las posiciones siguientes de la interfaz aire-agua, a medida que la presión de los poros disminuye gradualmente en un régimen negativo, el agua de los poros fluye a los poros más pequeños de la muestra. La succión matricial en cada etapa se describe por la curvatura de la interfaz aire-agua, que se agrava a medida que el proceso de drenaje continúa bajo una succión creciente.

Las líneas discontinuas de la etapa 7 a la etapa 9 representan las posiciones de la interfaz aire-agua durante un proceso de llenado posterior. Sin embargo, para que la estructura se rellene, la interfaz aire-agua debe descender a través del cuello de poros más ancho cerca de las etapas 8 y 9.

Debido a que la curvatura dentro de este cuello de poro se vuelve progresivamente menos severa, la succión debe reducirse progresivamente hasta un punto lo suficientemente bajo como para estar en equilibrio con la curvatura para que el proceso de llenado continúe. El efecto es que el contenido de agua del sistema durante el proceso de llenado es menor que durante el proceso de drenaje para la misma magnitud de succión. (Ning y Likos, 2004).

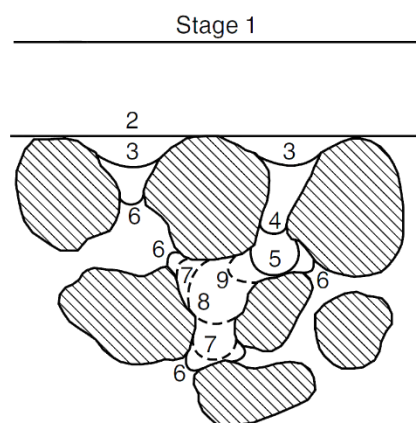


Figura 47: Representación de las etapas progresivas de drenaje y remojo en la sección transversal de una muestra de suelo. Tomado de Likos y Lu, 2004, p.185.

El ángulo de contacto entre el sólido y el líquido durante el humedecimiento es mayor que el ángulo de contacto durante el secado. A medida que la geometría de la gota alcanza un estado estable bajo la influencia de la gravedad, se desarrolla un frente de humedecimiento caracterizado por un ángulo de contacto relativamente grande (α_w) en el borde de avance de la gota.

El frente de secado se caracteriza por un ángulo de contacto menor (α_d), el cual se desarrolla en el borde de retroceso. Los estudios experimentales basados en el aumento de capilares y las pruebas de infiltración horizontal, por ejemplo, han demostrado que los ángulos de contacto de humedecimiento en las arenas pueden ser de 60 a 80 (Kumar y Malik, 1990; Letey, Osborn y Pelishek, 1962). Los ángulos de contacto de secado se estiman en un rango de 0 a 20 a 30 menos que los ángulos de humedecimiento correspondientes (Laroussi y DeBacker, 1979).

Estas diferencias pueden tener un impacto importante en el comportamiento de retención de agua de un suelo no saturado y pueden contribuir a la histéresis en la curva característica del agua del suelo y la curva característica de la tensión de succión (Likos y Lu, 2004).

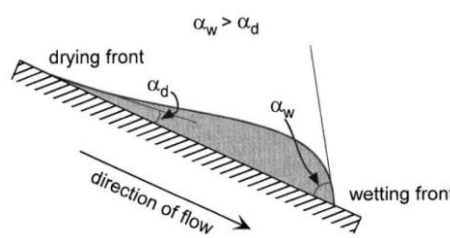


Figura 48: Gota de agua en una superficie inclinada que muestra la histéresis entre los ángulos de contacto entre el humedecimiento y el secado. Tomado de Likos y Lu, 2004, p.186.

Melgarejo Corredor (2004) determinó otros factores que influyen en la SWCC, en los procesos de secado y humedecimiento. Señaló que, en el proceso de humedecimiento, cuando se agrega agua al suelo, los poros pequeños son los primeros en llenarse, seguidos por los poros cada vez más grandes hasta que se llenan todos los poros y la succión matricial es cero.

En el proceso de secado, los poros comenzarán a vaciarse generalmente de mayor a menor. Sin embargo, el agua líquida puede quedar atrapada en grandes poros de tal manera que no se vacíen en el orden en que se llenaron.

Melgarejo Corredor (2004) determinó la SWCC de dos muestras de arcilla Weald obtenidas de Gatwick. Al secarse, el suelo permaneció saturado hasta que la succión alcanzó aproximadamente 1000 kPa es decir que el AEV es aproximadamente 1000 kPa; en el siguiente humedecimiento, incluso en pequeñas succiones, la curva de humedecimiento no se une a la curva de secado y el suelo permanece parcialmente saturado a aproximadamente 20 kPa con un grado de saturación de alrededor del 95%.

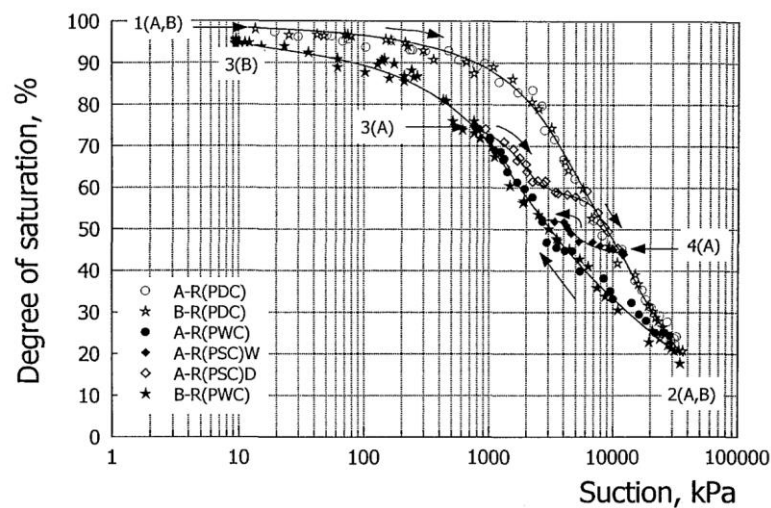


Figura 49: SWCC para arcilla Weald de las muestras A y B en términos de la succión y el grado de saturación. Tomado de Melgarejo Corredor, 2004, p.128.

Un ingeniero no puede determinar si el suelo está en un camino de secado o en un camino de humedecimiento cuando el suelo se muestrea en el campo. La diferencia entre las ramas de secado y humectación del SWCC puede ser tanto como un orden de magnitud en términos de succión del suelo.

Esto significa que el contenido de agua podría corresponder a una succión del suelo que oscila entre, por ejemplo, 10 y 100 kPa. Los cambios leves en la naturaleza del suelo también pueden producir un cambio lateral en los SWCC.

En consecuencia, es difícil usar el SWCC para estimar las succiones in situ del suelo, aparte de obtener un amplio rango de valores aproximados. Por otro lado, los SWCC han demostrado ser útiles para la estimación de las funciones de propiedades del suelo insaturadas en la práctica de la ingeniería geotécnica.

4.3. Errores experimentales de la curva característica suelo – agua

Es inevitable que no se cometan errores al momento de medir el humedecimiento y secado para determinar la SWCC. Estos errores afectan en la determinación del contenido de agua gravimétrico y volumétrico, relación de vacíos, grado de saturación y succión.

La SWCC se grafica secando o humedeciendo un disco de tierra, tomando medidas de los siguientes parámetros en los cuales se pueden producir errores.

- En el método del papel filtro, puede existir un error en el peso de los papeles mojados y secos para determinar el contenido de agua.
- El volumen de la muestra, error en las medidas del diámetro y la altura en diferentes posiciones.

- Masa de la muestra, falta de precisión de la balanza.
- El agrietamiento es una de las principales causas de inexactitud en la medición del cambio del volumen de las muestras. Cuando se produce el agrietamiento las dimensiones y el valor de succión cambian.

Melgarejo (2004) investigó los errores al aplicar el método del papel filtro, los cuales se basan en la experiencia adquirida al realizar miles de mediciones de la succión durante tres años. Se analizó la influencia de los errores en la medición de las variables necesarias para construir la SWCC. Se determinaron los límites superior e inferior de los rangos de valores para las variables utilizadas, tales como la succión, el contenido volumétrico de agua, el grado de saturación y la relación de vacíos.

Tabla 9: *Rangos de error estimados de las variables utilizadas para realizar la SWCC*

Variablen	Aproximate value	Estimated error range (maximum)
Suction, Ψ	High (14 000 kPa)	600 kPa
	Mid (1 300 kPa)	60 kPa
	Low(70 kPa)	1 kPa
Gravimetric water content, w/c	Mid to High (37%)	0.1 %
Volumetric water content, θ_w	Mid to High (48%)	0.3%
Void ratio, e	Mid to High (1.02)	0.01
Degree of saturation, S_r	Mid to High (97%)	1%

Nota: Tomada de Melgarejo , 2004, p.97.

5. Capítulo 5: Condiciones de cambio de humedad superficial en los suelos

5.1. Introducción a los cambios de humedad superficial en los suelos

La superficie del suelo representa el límite de flujo de humedad, la cual cambia continuamente al estar expuesta a precipitaciones de lluvia o nieve en algunas regiones. El suelo que se encuentra inmediatamente debajo de la superficie del suelo es generalmente insaturado. En algunas ocasiones, la humedad se mueve hacia arriba desde la superficie del suelo debido a la evaporación y la transpiración.

El pronóstico del tiempo tiene como objetivo predecir la temperatura, el viento, las tormentas y las precipitaciones en diversas áreas del mundo. El pronóstico del tiempo es difícil de acertar debido a la aleatoriedad de los procesos involucrados y las complejidades de los flujos de las mezclas compresibles.

Al estar las estructuras asentadas sobre la superficie del suelo, es importante considerar las condiciones climáticas dentro del proceso de diseño. La evaluación estadística de las condiciones meteorológicas se realiza con los registros de las estaciones meteorológicas cercanas. Es necesaria la evaluación de los últimos 10 años o más años de información del clima del lugar en consideración. (Fredlund et al., 2012).

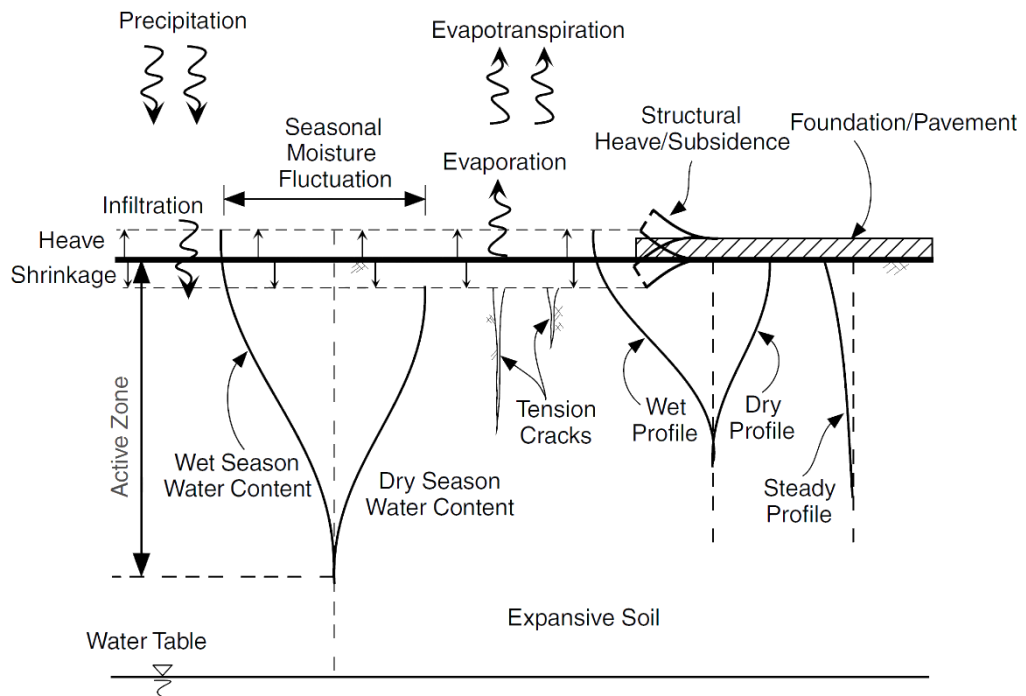


Figura 50: Deformación y fenómenos de flujo de fluidos en un depósito cerca de la superficie de un suelo expansivo insaturado. Tomado de Ning y Likos, 2004, p.8.

La evaluación del movimiento de la humedad hacia arriba desde la superficie del suelo se puede expresar en términos de la evaporación potencial. La evaporación potencial (*PE-Potential Evaporation*) de un cuerpo de agua o una superficie de suelo saturada es más fácil de calcular que la evaporación real (*AE-Actual Evaporation*) de una superficie de suelo, ya que el estado de esfuerzo de la superficie del suelo puede afectar a la velocidad real de evaporación.

La determinación de la *AE* es un parámetro principal para el ingeniero geotécnico al determinar el flujo neto de humedad en la superficie del suelo.

Para la determinación del flujo neto de humedad en la superficie del suelo se realizan varias suposiciones para los cálculos. En otras disciplinas como la agricultura se han

realizado investigaciones en lo que se refiere al flujo neto de humedad, las cuales se pueden aplicar en la mecánica de suelos.

Es importante que los ingenieros geotécnicos reevalúen las teorías de otras disciplinas para garantizar que los supuestos utilizados sean útiles en los problemas de ingeniería geotécnica.

Los sistemas de cobertura del suelo se construyen para prevenir o reducir la infiltración del agua (Williams y Rykaart, 2003). En la década de 1980, los sistemas de cobertura se convirtieron en una solución para la remediación de sitios contaminados en instalaciones de contención de desechos. Dentro del diseño de los sistemas de cobertura existen problemas de análisis de ingeniería.

Hay problemas con la información de entrada requerida y la solución de las ecuaciones matemáticas como la ecuación diferencial parcial del flujo de humedad. Existe una gran cantidad de suposiciones que se deben hacer en varias etapas del proceso de diseño. Estas suposiciones influyen significativamente en el diseño del sistema de cobertura. La cuantificación de las propiedades del suelo parcialmente saturado para cada material involucrado como la permeabilidad y el almacenamiento de agua es un reto para los ingenieros geotécnicos (Fredlund, 2007).

Un sistema de cobertura se puede representar como una interfaz delgada entre la atmósfera y los estratos inferiores del suelo. El clima en la parte superior de la cobertura puede variar de condiciones áridas a húmedas. Un sistema particular de cobertura del suelo no trabaja de igual manera al someterse bajo diferentes condiciones climáticas, por lo cual los sistemas de cobertura del suelo deben diseñarse para cada

sitio teniendo en cuenta los tipos de suelo disponibles para la cobertura del suelo y las condiciones climáticas. (Fredlund et al., 2012).

“Todos los elementos del sistema de cobertura, es decir, la atmósfera, la cobertura del suelo y los suelos subyacentes son variables, por lo cual su comportamiento es no lineal e histórico” (Shackelford, 2006).

El diseño de los sistemas de cobertura del suelo implica el uso de la SWCC. Las SWCC son de carácter histórico, por lo cual es necesario establecer reglas de ingeniería para el cálculo del movimiento del agua dentro y fuera de los suelos parcialmente saturados cerca de la superficie del suelo. (Fredlund et al., 2012).

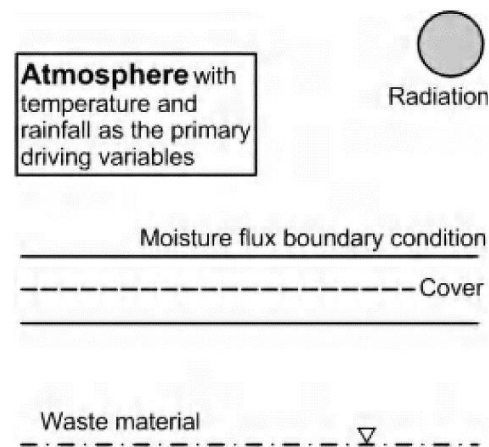


Figura 51: Representación del sistema de cobertura del suelo. Tomado de Fredlund et al., 2012, p.274.

La superficie del suelo constituye un límite de flujo de humedad que interactúa con el entorno atmosférico. Este límite se somete continuamente a un flujo de humedad ascendente relacionado con la evaporación, influenciado por el estado de esfuerzo o un flujo de humedad descendente debido a la precipitación.

Si la superficie del suelo está extremadamente húmeda, es decir, cerca de la succión igual a cero, la velocidad de evaporación de la superficie del suelo es igual a la evaporación potencial (PE). Si el suelo está bastante seco, es decir, con succión alta del suelo, la velocidad real de evaporación de la superficie del suelo se reduce en gran medida de la evaporación potencial. La evaporación real (AE) se requiere para el modelo de ingeniería. (Wilson, Fredlund, Barbour y Pufahl, 1990).

Existen problemas geotécnicos que se pueden estudiar al estimar el flujo de humedad de la superficie del suelo, como la estabilidad de taludes y el diseño de sistemas de cobertura para materiales de desecho. En la estabilidad de taludes, es importante la determinación de la presión del agua de los poros, mientras que, en el diseño de sistemas de cobertura, es importante la determinación del flujo de humedad a través de la cubierta.

Las presiones del agua de los poros en los suelos saturados y parcialmente saturados de la pendiente controlan la resistencia al corte del suelo. Las presiones del agua de los poros son controladas por el flujo de agua que entra y sale de la superficie del suelo. (Wilson, Fredlund, Barbour y Pufahl, 1990).

5.2. Clasificación climática para una obra

La clasificación climática para una obra se basa en el cálculo del balance de agua con referencia a la superficie del suelo. Los cálculos de clasificación climática orientan al ingeniero geotécnico al elegir un tipo particular de sistema de cobertura del suelo. La clasificación climática proporciona información sobre si un tipo particular de sistema de cobertura tiene el potencial para operar de manera satisfactoria.

El clima de un área particular es evaluado utilizando el sistema de clasificación del clima de Thornthwaite (Thornthwaite, 1948). El clima cerca de un sitio en consideración se puede clasificar según la temperatura promedio y las mediciones de precipitación. La temperatura junto con la latitud se usa para estimar el PE.

Thornthwaite (1948) desarrolló un sistema de clasificación para el clima basado en el cálculo de un índice de humedad I_m , el cual considera la precipitación anual total y la evapotranspiración potencial anual.

$$I_m = 100 \left(\frac{P}{PE} - 1 \right) \quad (\text{Thornthwaite y Mather, 1955})$$

Donde:

I_m = índice de humedad

P = precipitación anual total

PE = Evapotranspiración potencial total anual calculada como la suma de las evaporaciones potenciales mensuales de Thornthwaite (1948).

Thornthwaite (1948) incorporó las variables de la duración de las horas de luz, la temperatura media mensual y una constante empírica en la determinación de la evaporación potencial. La evaporación potencial diaria se puede determinar con la siguiente ecuación:

$$PE_d = 0.5333 \left(\frac{L}{12} \right) \left(\frac{N}{30} \right) \left(\frac{10T_a}{I} \right)^{a_t}$$

PE_d = evaporación potencial, mm/día

L = duración de la luz del día, h

N = número de días del mes

T_a = temperatura media mensual del aire, °C

I = suma de 12 meses de la función $(\sum_{mes=1}^{12} (T_a/5)^{1.514})$, basado en correlaciones con mediciones de “evaporación de la bandeja”.

a_t = función compleja de la variable I , $a_t = (6.75 \times 10^{-7}) I^3 - (7.71 \times 10^{-5}) I^2 (1.79 \times 10^{-2}) I + 0.492$

Para un mes de 30 días, asumiendo 12 horas del día para la evaporación. La ecuación para la evaporación potencial es:

$$PE_m = 16.0 \left(\frac{10T_a}{I} \right)^{a_t}$$

Donde:

PE_m = evaporación potencial, mm / mes

Durante 1 año, la evaporación potencial anual de Thornthwaite se puede escribir de la siguiente manera:

$$PE = \sum_{i=1}^{12} PE_m$$

Tabla 10: *Criterios para la clasificación del clima*

I_m	Category of Climate
> 100	Perhumid
20–100	Humid
0–20	Moist humid
–33–0	Dry subhumid
–67 to –33	Semiarid
–100 to –67	Arid

Nota: Tomada de Fredlund et al., 2012, p.277.

La clasificación climática y la variación del clima deben establecerse al considerar el sistema de cobertura particular para el lugar de la obra. Es importante determinar si un sistema en particular será adecuado para el sitio en cuestión. La relación entre la precipitación anual total P y la PE anual total proporcionan una guía para la competitividad de un tipo particular de sistema de cobertura. (Fredlund et al., 2012).

5.3. Marco de referencia para diseño

Dentro del diseño de estructuras hay varios factores que se deben considerar como las condiciones de flujo de humedad en la superficie del suelo, la geometría de la superficie del suelo y las secuencias estratigráficas subyacentes. En los problemas que involucran a los suelos parcialmente saturados se debe caracterizar el límite de flujo de humedad de la superficie del suelo, el cual se basa en las condiciones meteorológicas medidas en el sitio. También se requiere la caracterización de las propiedades del suelo para el proceso de diseño. Se debe tener cuidado en la evaluación de todas las variables relacionadas con las condiciones de flujo de humedad en la superficie del suelo.

Balance de agua en la superficie del suelo

El cálculo del flujo de humedad de la superficie del suelo basado en datos climáticos es una parte importante de la mecánica de suelos parcialmente saturados. La superficie del suelo forma un límite de flujo que interactúa con el clima de la atmósfera. El agua entra en la superficie del suelo como precipitación o sale a través de la evaporación real AE o la transpiración T . El agua también puede salir de la superficie del suelo a través de la escorrentía R . La ecuación de balance de flujo de humedad en la superficie del terreno es la siguiente:

$$I = P - AE - T - R$$

Donde:

I = infiltración neta

P = precipitación

AE = evaporación real

T = transpiración

R = escorrentía

La evaluación de los factores que influyen en la infiltración neta se realiza utilizando las propiedades del suelo y los flujos de humedad diarios promedio. Es posible que los datos promedio no proporcionen una información completa y precisa del rendimiento a largo plazo de un sistema de cobertura. Los eventos extremos o tormentas de alta intensidad pueden tener una influencia significativa y pueden causar daños graves en los sistemas de cobertura. (Fredlund et al., 2012).

Condiciones de flujo atmosférico

En la superficie del suelo se produce un equilibrio de flujo de humedad atmosférica y de flujo térmico. Las condiciones de flujo de humedad y temperatura están involucradas en el cálculo de AE . La precipitación se infiltra en el suelo o fluye. El flujo de humedad en suelos saturados e insaturados se puede describir usando la ley de Darcy. La ecuación de balance de flujo térmico es la siguiente:

$$R_n = R_h + R_l + R_g$$

Donde:

R_n = radiación neta, J / m² / día

R_h = transferencia de calor sensible desde la superficie del suelo al aire, J / m² / día

R_l = calor latente asociado con el cambio de fase del agua, incluida la evaporación o la congelación, J / m² / día

R_g = flujo de calor del suelo, J / m² / día

La AE depende del contenido de agua y la temperatura del suelo en la superficie del suelo. La velocidad de evaporación del agua también depende de la temperatura del aire. La temperatura del aire sobre la superficie del suelo y la temperatura del suelo en la superficie del suelo generalmente no son iguales, pero están interrelacionadas por la radiación neta Q_n , el calor latente Q_l y el calor sensible Q_h . La disponibilidad de agua superficial está controlada por la precipitación total, la evaporación real y el escurrimiento. Estas variables desempeñan un papel importante en la división del flujo de calor por convección en calor sensible y calor latente (Wetzel y Boone, 1995).

Precipitación

Las precipitaciones pueden tomar la forma de lluvia o nieve, su magnitud debe medirse en el sitio o cerca de este. En la figura 48 se muestran dos situaciones diferentes: una distribución uniforme de la precipitación a lo largo del año y dos estaciones de lluvia distintas. Aunque la precipitación total durante un año podría ser la misma para los dos casos, la respuesta de un sistema de cobertura o los suelos cercanos a la superficie del suelo a cada situación sería diferente.

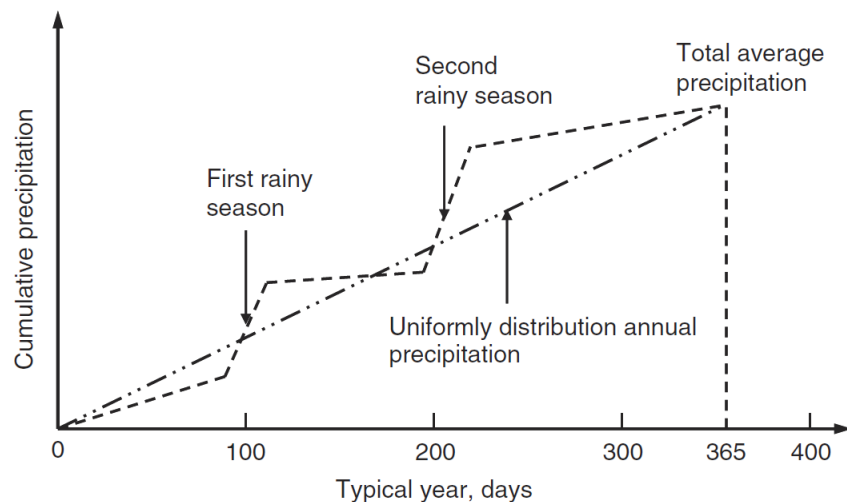


Figura 52: Efecto de la variación en la distribución de la precipitación a lo largo del año. Tomado de Fredlund et al., 2012, p.286.

Un suelo parcialmente saturado solo puede aceptar agua a una velocidad particular, la cual depende de la conductividad hidráulica y la capacidad de almacenamiento de agua cerca de la superficie del suelo. Es posible que la intensidad de la lluvia durante una tormenta supere la capacidad infiltración, por lo cual la humedad comienza a correr o estancarse en la superficie del suelo.

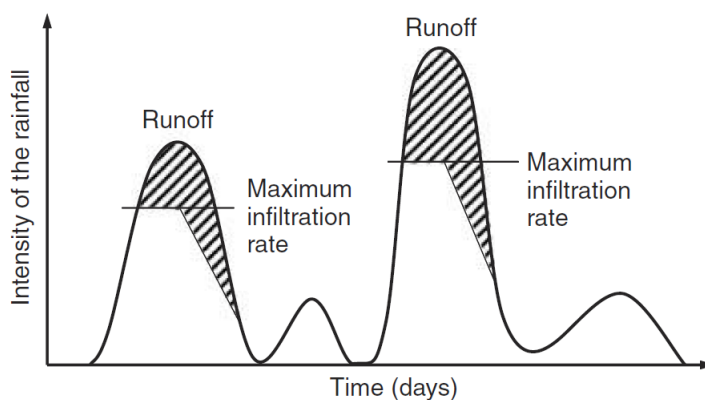


Figura 53: Relación entre la intensidad de lluvia versus el tiempo junto con la capacidad del suelo para aceptar agua. Tomado de Fredlund et al., 2012, p.287.

Escorrentía

La escorrentía (*R-Runoff*) se define como el agua de lluvia que no puede ingresar al suelo durante el período de lluvia. La cantidad de humedad que sale de la superficie del suelo por evaporación real también se puede tomar como escorrentía. La ecuación de balance de agua en la superficie del suelo toma la forma general que se muestra a continuación:

$$R = P \cos \alpha_2 - I - AE$$

Donde:

I = infiltración neta, mm/día

P = precipitación, mm/día

α_2 = pendiente de la superficie del terreno, °

AE = evaporación real, mm/día

R = escorrentía, mm/día

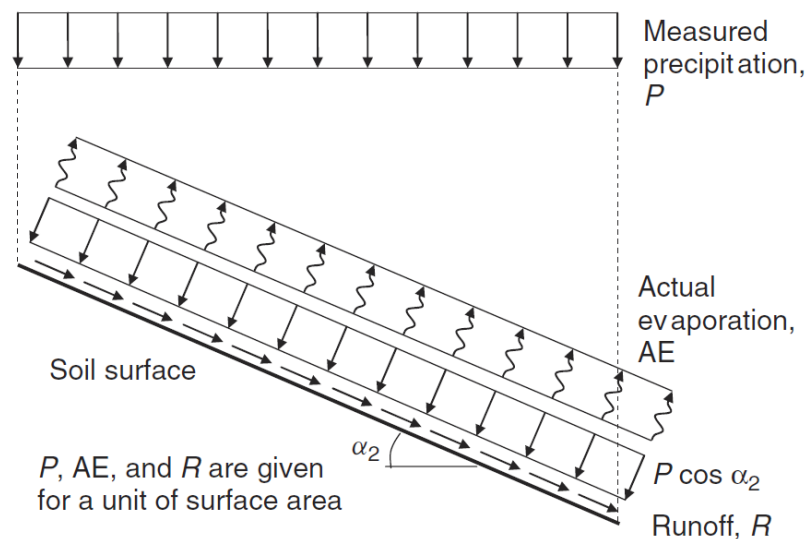


Figura 54: Flujo de humedad en la superficie del suelo asociado con la escorrentía.

Tomado de Fredlund et al., 2012, p.290.

Flujo de evaporación potencial

La evaporación es el movimiento de humedad de la superficie del agua o la superficie del suelo, mientras que la transpiración es el movimiento de humedad hacia arriba a través de la vegetación en la superficie del suelo.

La evaporación potencial es la cantidad de agua que puede evaporarse si hay suficiente agua disponible en la superficie del suelo, depende de algunos factores como la superficie de agua libre, fuente de agua, tipo de suelo y vegetación.

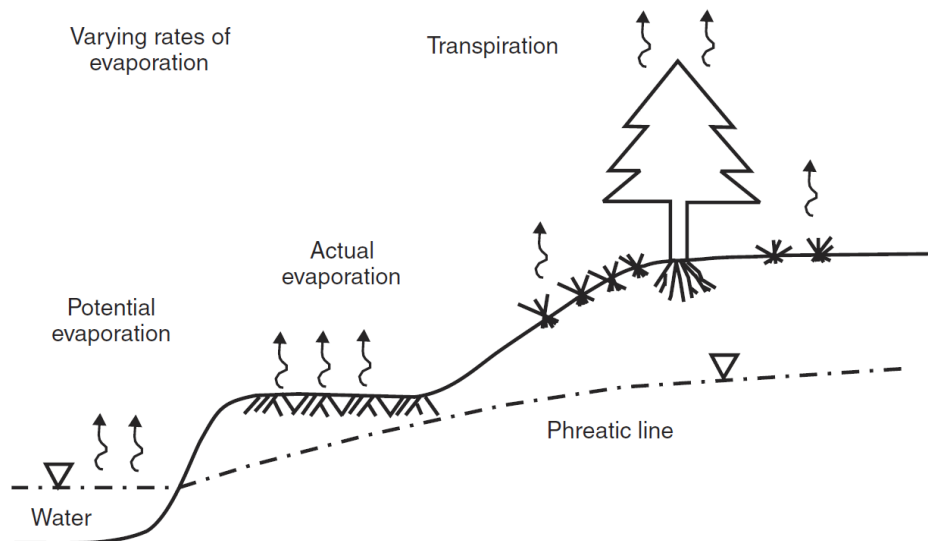


Figura 55: Ilustración de los distintos tipos de flujos evaporativos. Tomado de Fredlund et al., 2012, p.292.

6. Capítulo 6: Esfuerzo de corte de los suelos parcialmente saturados

6.1. Introducción y teoría del esfuerzo de corte

Los suelos sobre los que se asientan las estructuras por lo general son suelos parcialmente saturados, para determinar su comportamiento es importante determinar la resistencia al corte del suelo y considerar los cambios en la resistencia al corte que podrían ocurrir debido a la infiltración del agua.

“Es necesario conocer el comportamiento de la resistencia al corte ya que se relaciona con los problemas de ingeniería donde la estabilidad del suelo bajo una carga aplicada se ve afectada” (Likos y Lu, 2004).

La capacidad de carga, las presiones laterales de la tierra, la estabilidad de los taludes, el diseño de pavimentos y cimentaciones dependen de la resistencia al corte del suelo. La resistencia al corte se relaciona con el estado de esfuerzo del suelo. Para un suelo parcialmente saturado, el estado de esfuerzo se puede expresar en términos del esfuerzo normal neto ($\sigma - u_a$) y la succión matricial ($u_a - u_w$) (Fredlund et al., 2012).

Las teorías de resistencia al corte para un suelo parcialmente saturado se han propuesto como extensiones de los conceptos y ecuaciones matemáticas que se han utilizado para las teorías de resistencia al corte para suelos saturados (Fredlund et al., 2012). Para determinar la resistencia al corte de los suelos parcialmente saturados se aplica una ecuación que relaciona a las variables de estado de esfuerzos con las propiedades del suelo (Meza, 2012).

La resistencia al corte del suelo ya sea saturada o insaturada, se puede definir como la resistencia interna máxima por unidad de área que el suelo es capaz de sostener a lo

largo del plano de falla bajo una carga de esfuerzo externa o interna. (Ning y Likos, 2004, p.220).

Fredlund et al. (1978) ampliaron el criterio de falla de Mohr-Coulomb para incluir a los suelos parcialmente saturados. La ecuación de resistencia al corte para un suelo parcialmente saturado es la siguiente:

$$\tau_{ff} = c' + (\sigma_f - u_a)_f \tan \phi' + (u_a - u_w)_f \tan \phi^b$$

Donde:

τ_{ff} = esfuerzo cortante en el plano de falla al fallar

c' = cohesión efectiva, es la intersección de la envolvente de falla extendida de Mohr Coulomb con el esfuerzo cortante, el esfuerzo normal neto y la succión matricial en la falla son iguales a cero en este punto (Meza, 2012)

$(\sigma_f - u_a)_f$ = esfuerzo normal neto en el plano de falla, en la falla

u_{af} = presión del aire de poro en el plano de falla, en la falla

ϕ' = ángulo efectivo de fricción interna del suelo saturado

$(u_a - u_w)_f$ = succión matricial en el plano de falla, en la falla

ϕ^b = ángulo que muestra el aumento de la resistencia al corte con respecto a un cambio en la succión matricial del suelo $(u_a - u_w)_f$

La ecuación de la resistencia al corte para un suelo parcialmente saturado muestra una transición a la ecuación de resistencia al corte para un suelo saturado. La presión de agua de poro (u_w) se aproxima a la presión de aire de poro (u_a) a medida que el suelo se aproxima a la saturación y la succión matricial ($u_a - u_w$) llega a cero. A medida que

se desvanece el componente de succión matricial se vuelve en la ecuación para un suelo saturado. (Fredlund et al., 2012).

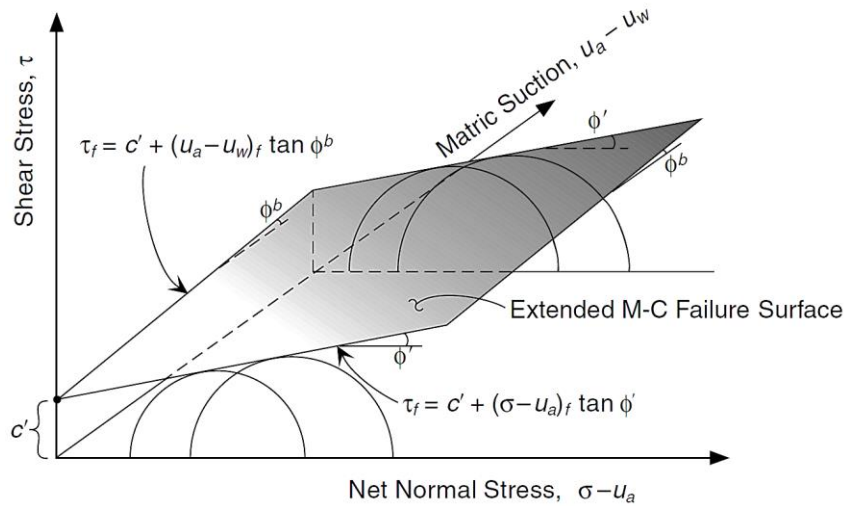


Figura 56: Superficie de falla extendida de Mohr-Coulomb para suelos parcialmente saturados. Tomado de Likos y Lu, 2004, p231.

Envolvente de falla extendida de Mohr Coulomb para suelos parcialmente saturados

La envolvente de resistencia al corte mide la capacidad del suelo para soportar el esfuerzo de corte. En consecuencia, la envolvente de resistencia al corte describe las condiciones de falla. El suelo fallará cuando los esfuerzos de corte aplicados sean iguales o mayores a la resistencia al corte del suelo. La envolvente de falla para un suelo saturado se obtiene al trazar una serie de círculos de Mohr correspondientes a las condiciones de falla en un diagrama bidimensional. Para un suelo parcialmente saturado, los círculos de Mohr correspondientes a las condiciones de falla se trazan de manera tridimensional. La ubicación de la gráfica de los círculos de Mohr en la tercera dimensión es una función de la succión matricial ($u_a - u_w$).

El esfuerzo de corte τ se grafica en las ordenadas y las dos variables del estado de esfuerzo: el esfuerzo normal neto $(\sigma - u_a)$ y la succión matricial $(u_a - u_w)$ en las abscisas. Los círculos de Mohr para un suelo parcialmente saturado se trazan con respecto al eje del esfuerzo normal neto $(\sigma - u_a)$ de la misma manera que los círculos de Mohr se trazan para suelos saturados con respecto al eje del esfuerzo efectivo $(\sigma - u_w)$. La superficie tangente a los círculos de Mohr en el momento de la falla se conoce como la envolvente de falla extendida de Mohr-Coulomb para suelos parcialmente saturados, la cual define la resistencia al corte del suelo. La línea de intersección entre la envolvente de falla extendida de Mohr-Coulomb y el plano frontal es la envolvente de falla para condiciones saturadas.

La inclinación del plano de falla se define al unir el punto tangente en el círculo de Mohr al punto polar. El punto tangente en el círculo de Mohr en caso de falla representa el estado de esfuerzo en el plano de falla. La envoltura de falla extendida de Mohr-Coulomb puede ser una superficie plana o levemente curvada. (Fredlund et al., 2012)

Cada círculo de Mohr se construye con los esfuerzos netos principales menor $(\sigma_{3f} - u_{af})$ y mayor $(\sigma_{1f} - u_{af})$ en la falla. La diferencia entre el esfuerzo principal neto menor y mayor en la falla se denomina esfuerzo máximo desviador.

El concepto de "deformación" se utiliza para presentar los resultados de las pruebas triaxiales en las curvas de esfuerzo vs. deformación. La deformación normal o longitudinal es la relación entre la variación en la longitud y la longitud original. Cuando una muestra de suelo se somete a una tensión axial normal, la deformación normal en la dirección axial se determina de la siguiente manera:

$$\varepsilon_y = \frac{L_0 - L}{L_0} \times 100$$

Donde:

ε_y = deformación axial normal en la dirección y, expresada en porcentaje

L_0 = longitud original de la muestra de suelo

L = longitud final de la muestra de suelo

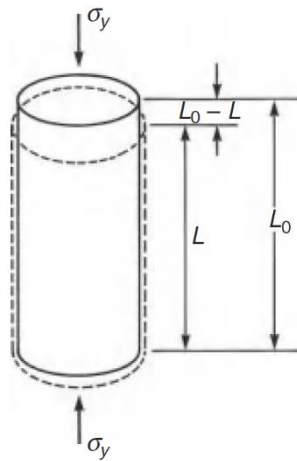


Figura 57: Concepto de deformación aplicado a un espécimen en la prueba triaxial.

Tomado de Fredlund et al., 2012, p.522.

6.2. Medida del esfuerzo de corte en laboratorio

Para determinar la resistencia al corte del suelo en el laboratorio se pueden utilizar dos métodos: prueba de corte directo y triaxial. La prueba de laboratorio debe representar las condiciones in situ y condiciones de carga que posiblemente ocurran en el campo. Los equipos de prueba de corte directo y triaxial se deben modificar para controlar la presión del aire de los poros en los suelos parcialmente saturados (Ning y Likos, 2004).

Se deben considerar varios factores relacionados con la naturaleza de un suelo parcialmente saturado al modificar el equipo. La presencia de aire y agua en los poros

del suelo dificulta los procedimientos y técnicas de prueba por lo que se vuelven más complejos que al analizar un suelo saturado. Las modificaciones se relacionan con la medición independiente y el control de la presión del agua y aire de los poros. La presión del agua de los poros al ser negativa puede causar cavitación del agua en el sistema de medición cuando las presiones del agua son demasiado bajas. (Fredlund et al., 2012)

Ensayo de corte directo en suelos parcialmente saturados

Los ensayos de corte directo tienen una duración menor a la de la prueba triaxial, ya que la longitud de la trayectoria de drenaje relacionada con la igualdad de la presión del agua de los poros es más corta en el ensayo de corte directo. El procedimiento de prueba es similar al utilizado en un aparato de corte directo convencional. (Fredlund et al., 2012).

En el ensayo de corte directo en suelos parcialmente saturados la muestra está confinada por una caja que permite que la mitad superior de la muestra se desplace con respecto a la mitad inferior a lo largo de un plano horizontal de falla. Se coloca un disco de cerámica saturado de alta entrada de aire (HAE- High Air Entry) en la base de la caja de corte y la caja completa está en una cámara hermética, de manera que se puede aplicar una presión de aire elevada. Se coloca una piedra porosa gruesa en contacto con la parte superior de la muestra, la cual permite la conexión entre la muestra y la presión de la cámara.

“La presión del agua de los poros se mantiene a una presión más baja que la presión del aire mediante la traslación del eje a través del disco de cerámica HAE, lo que permite controlar y mantener la succión matricial.” (Likos y Lu, 2004).

El motor del equipo de corte directo provee una tasa constante de desplazamiento horizontal, el cual se conecta a la base de la caja de corte, la cual está asentada en un par de rodillos que se pueden mover a lo largo de pistas ranuradas en la base de la cámara. La caja superior está conectada a una celda de carga que mide la resistencia de la carga de corte. La disposición de tuberías para el panel de control del aparato de corte directo modificado es similar a la utilizada para un ensayo triaxial.

La saturación del disco de alta entrada de aire y la descarga de aire atrapado de la placa base y sus líneas de conexión se deben realizar antes de comenzar la prueba. Las presiones iniciales de aire y agua que se aplicarán a la muestra de suelo se pueden establecer en los reguladores de presión mientras se ensambla la muestra de suelo. (Fredlund et al., 2012)

Las pruebas se realizan como pruebas de corte directo drenado consolidado. La tapa de la cámara se coloca después de la saturación de la muestra de suelo. La carga normal vertical se aplica a través del aparato de carga al mismo tiempo que se aplican las presiones de aire y agua. Es importante asegurarse de que no haya fugas en el sistema. La presión del agua aplicada en la placa base se mide utilizando un transductor de presión. Las mediciones de la deflexión vertical y el movimiento del agua de la muestra se pueden tomar en varios incrementos de tiempo. La consolidación se realiza con la tensión normal vertical aplicada, la presión del aire y la presión del agua. Se supone que el equilibrio está completo cuando no hay más cambio del volumen general y volumen de agua. (Fredlund et al., 2012).

La muestra de suelo se corta a una tasa de desplazamiento de corte horizontal adecuada después de que se haya alcanzado el equilibrio. La resistencia a la carga de corte horizontal se mide utilizando la celda de carga.

También se toman lecturas de desviación vertical, desplazamiento horizontal del corte y cambio de volumen de agua durante el corte. El corte puede terminarse ya sea cuando la resistencia a la tensión de corte horizontal ha alcanzado su valor máximo o cuando el desplazamiento de corte horizontal ha alcanzado un valor límite. En el caso de una prueba de etapas múltiples, el proceso de corte de cada etapa debe detenerse cuando el esfuerzo de corte horizontal máximo parece ser inminente. (Fredlund et al., 2012).

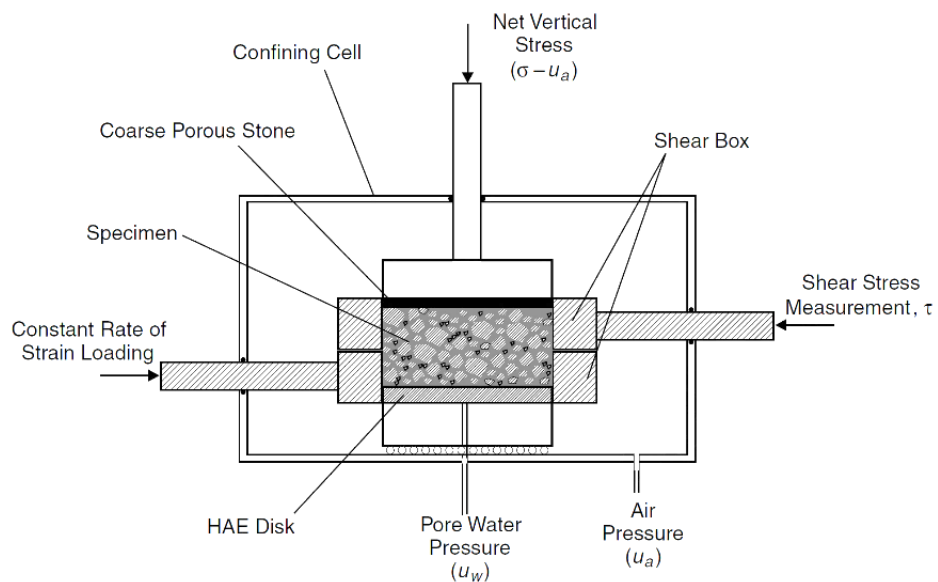


Figura 58: Diagrama esquemático del sistema de prueba de corte directo modificado para medir la resistencia al corte del suelo parcialmente saturado. Tomado de Ning y Likos, 2004, p.227.

Para la prueba de corte directo, la muestra se satura inicialmente y luego se consolida bajo un esfuerzo vertical normal suministrado por el pistón de carga axial. Antes de la fase de corte, la succión matricial se aumenta a un valor deseado elevando la presión del aire de los poros mientras que la presión de agua de los poros debe ser medida o controlada, el esfuerzo normal neto y la succión matricial se miden en equilibrio (Meza, 2012). El esfuerzo de corte se imparte aplicando una carga horizontal a la mitad inferior de la caja de corte a una velocidad constante. La acumulación del esfuerzo cortante y el esfuerzo cortante en el momento de la falla se registran al monitorear la fuerza movilizada hacia la mitad superior de la caja de corte en función de la tensión horizontal.

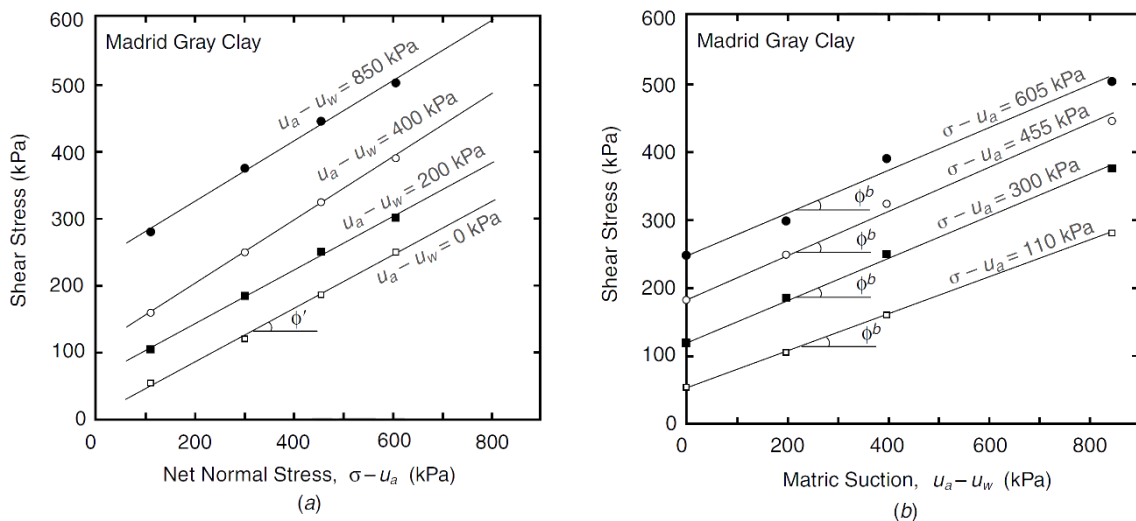


Figura 59: Resultados de las pruebas de corte directo para arcilla gris de Madrid no saturada (datos de Escario, 1980): (a) esfuerzo de corte máximo como función del esfuerzo normal neto y (b) esfuerzo de corte máximo como función de la succión matricial. Tomado de Likos y Lu, 2004, p.228.

En el diseño del canal de transferencia de agua de sur a norte en China, en el kilómetro 180 el canal existe suelo expansivo no saturado. Se realizó un estudio de campo en una pendiente de suelo expansivo no saturado en la provincia de Hubei, se tomaron

muestras del suelo para estudiar las características de la resistencia al corte en el laboratorio. El parámetro de resistencia de corte es necesario para la evaluación de la estabilidad de las pendientes de corte y relleno del canal. Se realizaron ensayos de corte directo en muestras naturales y compactadas.

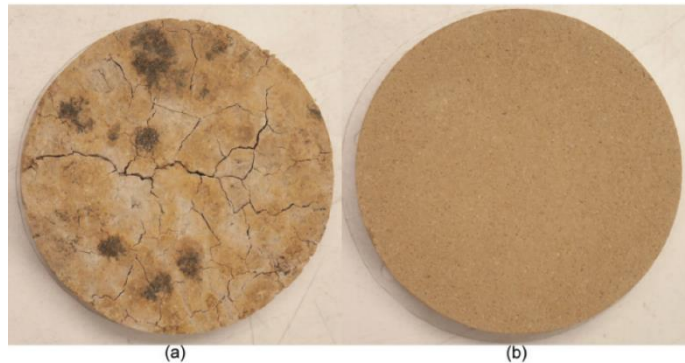


Figura 60: Comparación de la apariencia de secado al aire de muestras (a) naturales y (b) compactadas. Tomada de Zhan y Ng, 2006, p.752.

El aparato de corte directo fue modificado, se realizaron modificaciones en: el diseño de una cámara de presión de aire, que encierra completamente la caja de corte directo, instalación de un disco de alto valor de entrada de aire (5 bar) en la parte inferior de la caja de corte. Con estas modificaciones se puede controlar la succión matricial usando la técnica de traslación de ejes.

Las pruebas de corte directo en las muestras de suelo parcialmente saturado consisten en tres etapas: igualdad de la succión, compresión y corte drenado a una succión constante. Después de la preparación, se aplicó la succión deseada a la muestra de suelo. Luego se dejó que la muestra se igualara mientras que el flujo de agua que entraba o salía de la muestra se redujo a $20 \text{ mm}^3/\text{día}$ es decir cambio 0.02% en el contenido de agua por día.

Durante la ecualización, se aplicó un esfuerzo vertical de 25 kPa para garantizar un buen contacto entre la muestra y el disco de cerámica. La etapa de ecualización duro entre 2 días hasta una semana dependiendo del valor de la succión requerida (Tabla 10).

Tabla 11: *Pruebas de corte directo en muestras naturales y compactadas.*

Muestra No.	s(kPa)	$\sigma_v - u_v$ (kPa)	Duración de la prueba (días)	
			Ecualización	Consolidación
Natural, muestras insaturadas				
NUD1	0	25	7	1
NUD2	0	50	7	1
NUD3	0	100	7	2
NUD4	0	200	7	2
NUD5	25	50	1	1
NUD6	50	50	1.5	1
NUD7	100	50	2.5	1
NUD8	200	50	4	1
Compactadas, muestras insaturadas				
RUD1	0	50	7	1
RUD2	25	50	5	1
RUD3	50	50	6	1
RUD4	100	50	6	1
RUD5	200	50	4	1

La velocidad de corte fue de 0.019 mm/min para todas las pruebas, s: succión matricial después de la ecualización; $\sigma_v - u_v$: esfuerzo neto vertical después de la consolidación.

Nota: Tomada de Zhan y Ng, 2006, p.754.

Durante el corte, la succión en la muestra se mantuvo constante y se controló el volumen de agua que entraba y salía de la muestra. Después de completar el corte, la línea de drenaje se cerró, se liberó la presión de aire en la cámara y la muestra se desmontó rápidamente de la caja de corte para determinar el peso húmedo. (Zhan y Ng, 2006).

Comportamiento al corte de muestras naturales con succión igual a cero

Se realizaron pruebas convencionales de corte directo a succión cero en muestras naturales saturadas (NUD1-NUD4, Tabla 9). La envolvente de falla superior con un ángulo de fricción de 28.7° representa la resistencia máxima al corte y la envolvente inferior con un ángulo de fricción de 26.8° representa la resistencia al corte a un

desplazamiento de 6mm. La intersección de las envolventes indica que la cohesión es de 15 kPa.

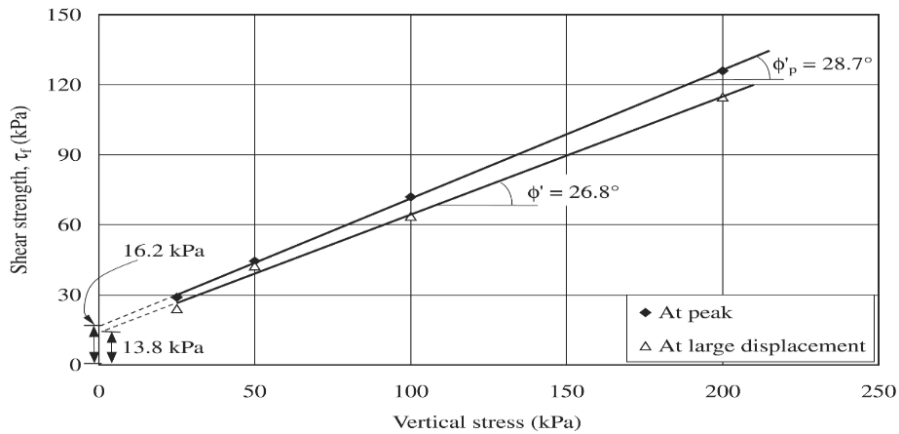


Figura 61: Envolventes de falla de Mohr - Coulomb para las muestras naturales con succión cero. Tomada de Zhan y Ng, 2006, p.755.

Ensayo triaxial en suelos parcialmente saturados

El ensayo triaxial es uno de los ensayos más utilizados en el laboratorio para determinar los parámetros de resistencia al corte. Al realizar un ensayo triaxial convencional se trata de un sistema de dos fases ya que se debe saturar la muestra de suelo por que el equipo no puede medir presiones negativas del agua de poro.

Para el análisis de los suelos parcialmente saturados se introduce la succión matricial ($u_a - u_w$). El equipo triaxial convencional debe ser modificado para medir la resistencia al corte de suelos parcialmente saturados. Las modificaciones se relacionan con la medición y/o control de la succión matricial y la medición independiente de las presiones de agua y de aire de poros.(Pineda y Colmenares, 2004).

Se coloca una muestra de suelo en el pedestal en una celda de confinamiento llena de fluido, separada del fluido de confinamiento por una membrana de látex. Se coloca un disco de cerámica de alta entrada de aire (HAE- High Air Entry) en contacto con la

parte inferior de la muestra para establecer una conexión hidráulica externa con el agua de poro.

Se coloca un disco poroso de entrada de aire entre la muestra y la tapa superior de la muestra para establecer una conexión similar para el control externo de la presión del aire de los poros. Los papeles de filtro, las fibras u otros materiales de baja entrada de aire se pueden colocar a lo largo de los lados de la muestra para crear un área de contacto adicional para el control de la presión del aire de los poros.

“El esfuerzo isotrópico se puede aplicar presurizando el líquido de confinamiento. Un pistón de carga axial permite la aplicación del esfuerzo desviador para la carga de corte”. (Likos y Lu, 2004).

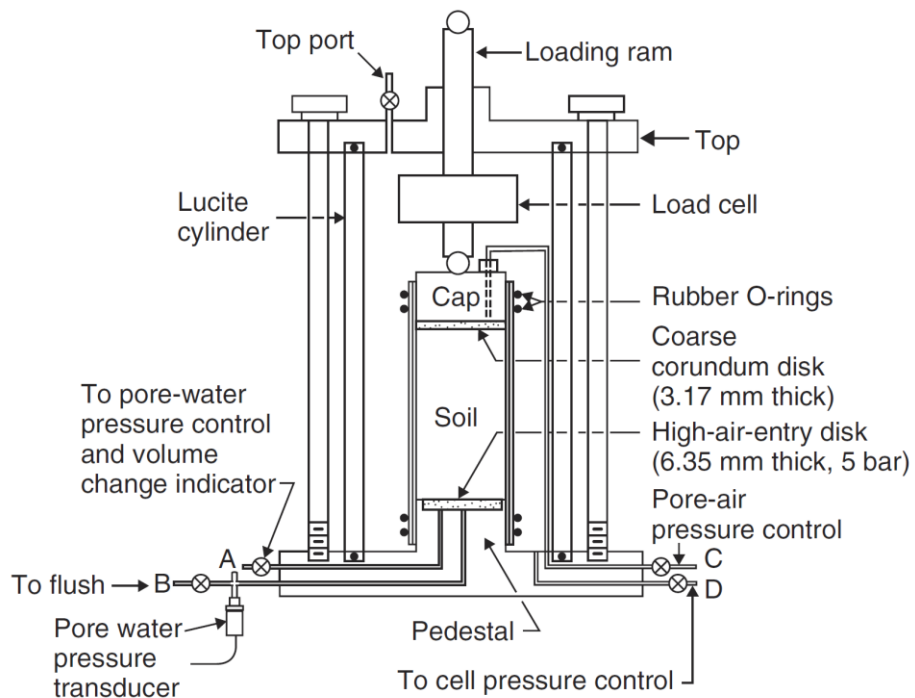


Figura 62: Modificaciones en cámaras triaxiales convencionales para ensayar suelos parcialmente saturados. Tomado de Fredlund et al., 2012, p.545.

Se aplica la técnica de traslación de ejes, la cual permite la medición de presiones negativas mayores a -100 kPa. Hilf, (1956) indicó que al someter una muestra de suelo parcialmente saturado (presión de agua de poro negativa) a un incremento de presión de aire, la presión de agua de poros sufrirá un incremento de igual magnitud sin variar la succión matricial ($u_a - u_w$). Con este incremento se logra trasladar la presión de agua de poro al rango positivo.

Control o medición de la presión de agua de poros

Se controla la presión del agua de poros a un valor determinado cuando la fase de agua se mantiene en condición drenada. Para la medición de la presión del agua de poros, la fase de agua está en condición no drenada. Se utiliza un disco cerámico de alto valor de entrada de aire, el cual se comporta como una membrana semipermeable y separa la fase de aire y de agua. Esta separación de las fases solo se logra cuando el valor de entrada de aire del disco cerámico es mayor que la succión matricial del suelo. El valor de entrada de aire del disco depende del máximo valor de tamaño de sus poros, el cual se determina con la siguiente ecuación de Kelvin:

$$(\mu_a - \mu_w)_d = \frac{2T_s}{R_s}$$

Donde:

$(\mu_a - \mu_w)_d$ = valor de entrada de aire del disco cerámico

T_s = tensión superficial

R_s = radio de curvatura de la piel contráctil o radio de poro

El valor de entrada de aire de la ecuación de Kelvin se refiere a la máxima succión matricial a la que puede ser sometido el disco cerámico antes de que el aire libre pase

a través de este. La máxima succión matricial se relaciona con el radio de curvatura mínimo, R_s , el cual es, en este caso igual al radio del poro más grande en el disco. El valor de entrada de aire de un disco cerámico poroso depende del tamaño de sus poros (Fredlund y Rahardjo, 1993). Un disco cerámico con un tamaño de poros pequeño tendrá un mayor valor de entrada de aire.

La selección del disco de alto valor de entrada de aire depende del máximo valor de succión matricial que puede producirse en el ensayo. El coeficiente de permeabilidad y el espesor del disco cerámico afectan al tiempo requerido para estabilizar la presión de agua de poros. Un disco cerámico con un alto coeficiente de permeabilidad (con poros grandes), produce un equilibrio rápido de la presión de agua de poros en un ensayo triaxial no-drenado. El uso de un disco cerámico delgado reduce el tiempo de estabilización dentro de la muestra. (Pineda y Colmenares, 2004).

Control o medición de la presión del aire de poros

El control o medición de la presión de aire de poros se realiza a través de un elemento poroso, que causa la continuidad entre los vacíos de aire en el suelo y el sistema de medición o control de la presión de aire.

“El elemento poroso debe tener una baja atracción para el agua o un bajo valor de entrada de aire, para prevenir la entrada de agua desde el sistema de presión de aire” (Ho y Fredlund, 1982).

La prueba triaxial de suelos parcialmente saturados requiere un gran cuidado por parte del técnico para obtener resultados confiables. La duración de las pruebas triaxiales del suelo parcialmente saturado es mayor que la duración de las pruebas del suelo saturado. La diferencia en la duración se relaciona con el coeficiente de permeabilidad

reducido de los suelos parcialmente saturados. (Fredlund et al., 2012). Las muestras de suelo parcialmente saturado obtenidas a partir de muestras compactas o sin alterar se usan para las pruebas de resistencia al corte.

El suelo parcialmente saturado puede tener inicialmente una succión matricial alta, pero la prueba podría realizarse con una succión matricial más baja. Por ejemplo, en una prueba de múltiples etapas en un suelo parcialmente saturado, en la primera etapa tiene la succión matricial reducida, mientras que las siguientes etapas se realizan con succiones matriciales mayores (Ho y Fredlund, 1982).

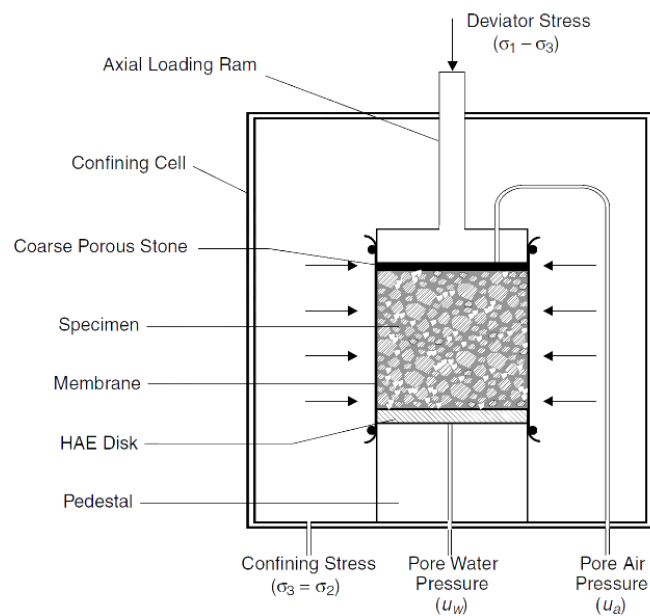


Figura 63: Diagrama esquemático del sistema triaxial modificado para medir la resistencia al corte del suelo parcialmente saturado. Tomado de Likos y Lu, 2004, p.222.

El método de prueba triaxial se realiza mediante las condiciones de drenaje impuestas después de la aplicación de la presión de confinamiento (σ_3) y las condiciones de drenaje impuestas durante la aplicación del esfuerzo desviador ($\sigma_1 - \sigma_3$). Para

condiciones de prueba sin drenaje, el fluido de poros es decir el aire o agua de los poros no se deja drenar. Las presiones excesivas de aire y agua de los poros desarrolladas durante las condiciones de carga sin drenaje deben medirse independientemente (Fredlund et al., 2012).

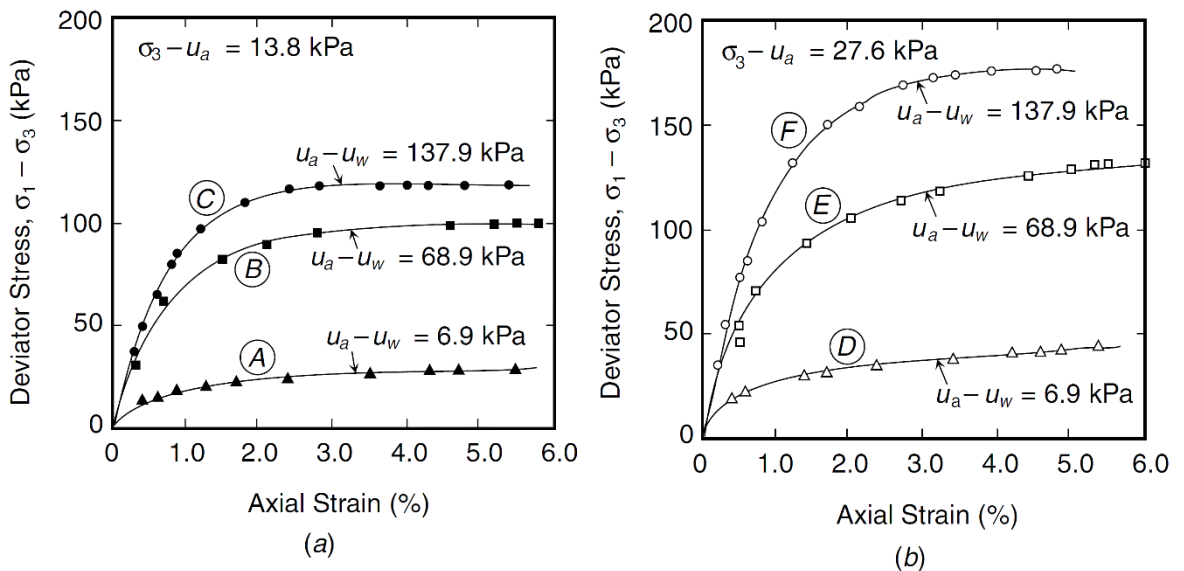


Figura 64: Resultados de la prueba triaxial con drenaje para limo parcialmente saturado consolidado (datos de Blight, 1967). Se realizaron seis pruebas: (a) las pruebas A, B y C se realizaron a un esfuerzo neto de confinamiento ($\sigma_3 - u_a$) de 13.8 kPa y tres niveles de succión matricial ($u_a - u_w$), (b) las pruebas D, E y F se realizaron con un esfuerzo neto de confinamiento ($\sigma_3 - u_a$) de 27.6 kPa y los mismos niveles de succión matricial que las pruebas A, B y C. Tomado de Ning y Likos, 2004, p.224.

Se pueden usar varios procedimientos para el ensayo triaxial de suelos parcialmente saturados. El ensayo triaxial se realiza en una muestra cilíndrica de suelo que está cubierta por una membrana de látex y se la coloca en una célula triaxial. La celda se llena con agua y se presuriza para aplicar una presión constante o de confinamiento constante. La muestra de suelo puede someterse a una compresión axial a través de

un aparato de carga en contacto con la parte superior de la muestra de suelo. (Fredlund et al., 2012).

La aplicación de la presión de confinamiento es la primera etapa de un ensayo triaxial. Se puede permitir que la muestra de suelo drene, es decir, se consolide durante la aplicación de la presión de confinamiento o se puede impedir el drenaje. La consolidación es el proceso mediante el cual se disipan las presiones de poro excesivas debidas a la presión aplicada, lo que provoca un cambio de volumen de la muestra de suelo. Los fluidos de los poros se dejan drenar después de la aplicación de la presión de confinamiento. Si los fluidos de los poros no se dejan drenar, no ocurre el proceso de consolidación. Los términos “consolidado” y “no consolidado” se utilizan para la primera designación al clasificar las pruebas triaxiales.

La segunda etapa del ensayo triaxial es la aplicación de la compresión axial o también llamada etapa de corte. La presión de confinamiento (σ_3) permanece constante durante la etapa de corte, la compresión axial (σ_1) aumenta gradualmente hasta llegar a la falla o a un estado de tensión límite.

Las condiciones de drenaje del líquido de los poros durante el proceso de corte se utilizan para la segunda designación en la clasificación de pruebas triaxiales. La prueba se conoce como prueba drenada cuando se permite que el fluido de los poros fluya dentro o fuera de la muestra de suelo durante el corte. Una prueba se llama prueba no drenada si se evita el flujo de líquido de poros. Los procedimientos del ensayo triaxial para suelos parcialmente saturados se designan con base en las condiciones de drenaje durante la primera y segunda etapa de la prueba triaxial. Los ensayos triaxiales se clasifican en: ensayo drenado consolidado (CD), ensayo de contenido de agua

constante (CW), ensayo consolidado no drenado (CU) con mediciones de presión de poros, ensayo no drenado (UU) y ensayo de compresión no confinada (UC). (Fredlund et al., 2012).

Tabla 12: Varios ensayos triaxiales para suelos parcialmente saturados

Ensayo	Consolidación	Drenaje		Etapa de corte		
		Aire de poro	Agua de poro	Presión del aire de poro, u_a	Presión del agua de poro, u_w	Cambio de volumen del suelo, ΔV
Consolidado Drenado	Si	Si	Si	Controlado	Controlado	Medido
Contenido de Agua Constante	Si	Si	No	Controlado	Medido	Medido
Consolidado No Drenado	Si	No	No	Medido	Medido	-
No Drenado	No	No	No	-	-	-
Compresión No Confinada	No	No	No	-	-	-

Nota: Tomada de Fredlund et al., 2012, p.555.

6.3. Conceptos de cambio de volumen, deformación y su medición en suelos parcialmente saturados

Los cambios de volumen en un suelo parcialmente saturado se pueden expresar en términos de deformaciones o volúmenes relativos de las fases del suelo. Las variables del estado de deformación deben relacionarse con los principios de la mecánica continua. Un cambio en la posición relativa de puntos o partículas de un cuerpo forma la base para establecer las variables de estado de deformación. (Fredlund et al., 2012).

El cambio de volumen total de un suelo se refiere al cambio del volumen de la estructura del suelo. Los cambios de volumen en un suelo saturado se producen por la entrada o salida del agua del suelo. Un suelo parcialmente saturado se puede visualizar como una mezcla con dos fases que llegan al equilibrio bajo los gradientes de esfuerzo aplicado (partículas de suelo y piel contráctil) y dos fases que fluyen bajo los gradientes de esfuerzo aplicado (aire y agua). Al considerar un elemento de suelo que

se deforma bajo un gradiente de esfuerzo aplicado, el cambio de volumen total debe ser igual a la suma de los cambios en los volúmenes relacionados con la fase sólida (partículas del suelo) y la fase fluida (agua). El concepto de igualdad asociado con un sistema multifase se conoce como el "requisito de continuidad" (Fredlund, 1973). El requisito de continuidad para el suelo parcialmente saturado se puede establecer de la siguiente manera al suponer que las partículas del suelo son incompresibles:

$$\frac{\Delta V_v}{V_0} = \frac{\Delta V_w}{V_0} + \frac{\Delta V_a}{V_0} + \frac{\Delta V_c}{V_0}$$

Donde:

V_0 = volumen total inicial del elemento del suelo parcialmente saturado

V_v = volumen de los vacíos del suelo

V_w = volumen del agua

V_a = volumen del aire

V_c = volumen de la piel contráctil

El elemento de suelo parcialmente saturado se considera como un elemento espacial con respecto a las fases de agua y aire. El cambio en el volumen de cada fluido en los vacíos se define como la diferencia entre los volúmenes del fluido en los vacíos antes y después de un cambio en el estado de esfuerzo. El cambio de fluido (aire o agua) por unidad de volumen inicial del elemento del suelo se puede considerar como las variables de estado de deformación o un cambio en el almacenamiento de fluido. Las variables de deformación se establecen como V_w/V_0 para la fase de agua y V_a/V_0 para la fase de aire. (Fredlund et al., 2012).

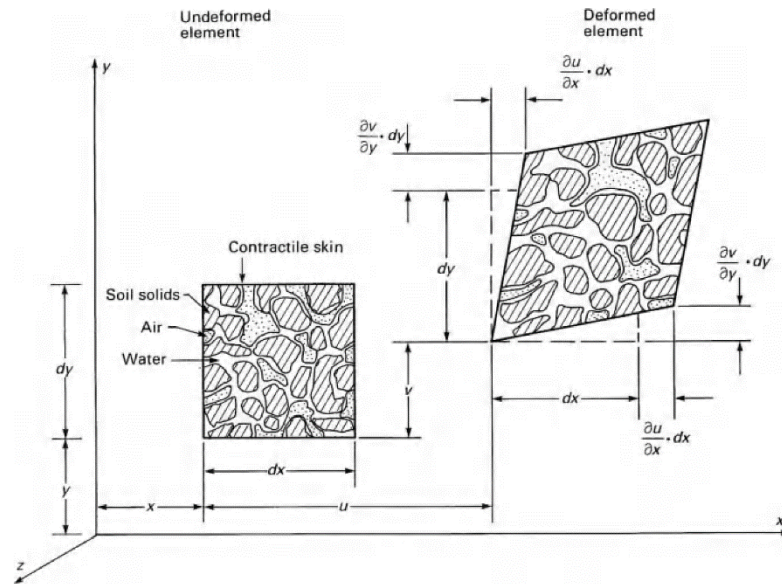


Figura 65: Traslación y deformación del elemento bidimensional de un suelo parcialmente saturado. Tomado de Fredlund et al., 2012, p.672.

Medida del cambio de volumen en suelos parcialmente saturados

Los coeficientes de cambio de volumen y los índices pueden medirse experimentalmente para los suelos parcialmente saturados, en algunos casos es necesario modificar el equipo de prueba. Para los suelos parcialmente saturados, no es posible medir el cambio de volumen directamente del flujo de agua que entra y sale de la muestra, como se realiza en los suelos saturados. Para medir los cambios de volumen en los suelos parcialmente saturados se realizan mediciones independientes de los cambios en el volumen total de la muestra y los cambios en el flujo de entrada y salida del fluido poroso. (Al Haj, 2013)

Los procedimientos y el equipo para la medición de las propiedades de cambio de volumen son usuales en la mayoría de los laboratorios de mecánica de suelos. La norma ASTM D4546 describe los procedimientos para las pruebas de edómetro en muestras de suelo parcialmente saturado. Se describen tres métodos para inundar las

muestras de suelo antes de realizar la prueba del edómetro. La succión matricial del suelo llega a cero a través de la inundación y los resultados se pueden usar para calcular el potencial de hinchamiento de un suelo. La inundación se puede realizar en condiciones de volumen constante o de hinchamiento libre. (Fredlund et al., 2012).

La relación entre los índices de cambio de volumen asociados con la carga de un suelo se puede representar con varias curvas de deformación en un gráfico. (Figura 62)

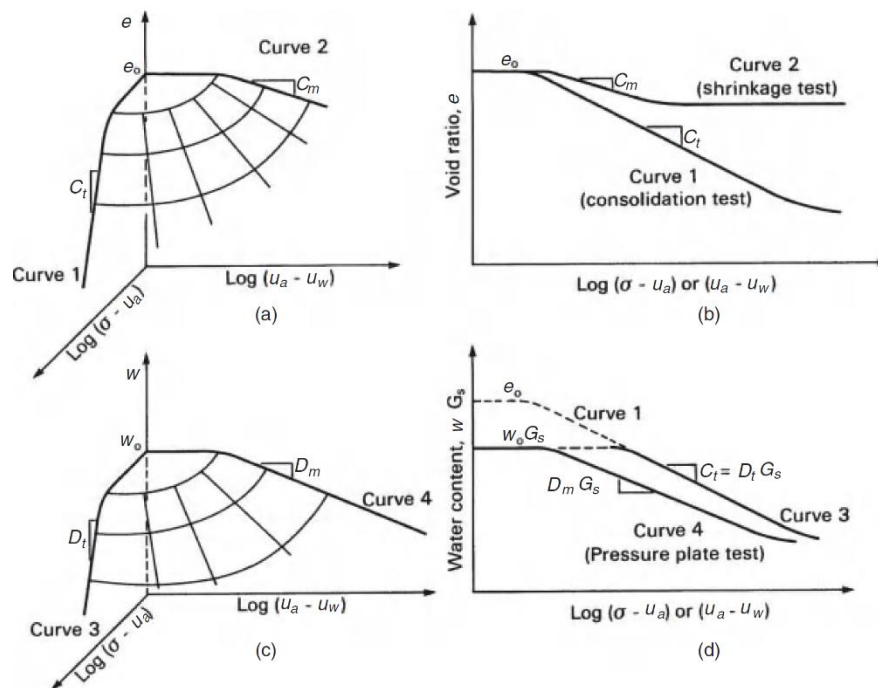


Figura 66: Relación de vacíos y relaciones constitutivas del contenido de agua para suelo parcialmente saturado: (a) relación de vacíos vs. logaritmo de la relación del estado de esfuerzo; (b) compresión de las curvas de la relación de vacíos en un eje variable del estado de esfuerzo común; (c) contenido de agua vs. logaritmo de la relación del estado de esfuerzo; (d) compresión de las curvas de contenido de agua en un eje variable de estado de esfuerzo común. Tomado de Fredlund et al., 2012, p.724.

7. Capítulo 7: Aplicaciones y estado del arte de los suelos parcialmente saturados

7.1. Aplicaciones en Ingeniería Civil y Geotécnica

La mayoría de los problemas que ocurren dentro de la ingeniería geotécnica se debe a la saturación parcial del suelo, tratándose de problemas relacionados con los esfuerzos, la deformación del suelo y el flujo del agua. Las estructuras de contención se construyen con filtros para recoger el agua de infiltración y luego vaciarla. En el diseño se asume que el suelo está seco, sin embargo, lo más probable que esta condición cambie y el suelo alcance un estado parcialmente saturado o saturado.

El análisis de la estabilidad de taludes es un problema relacionado con el esfuerzo. En el análisis se consideran los cambios del clima que afectan al nivel freático produciendo aumentos y descensos de este, por lo cual cambian las presiones de poros. Estos cambios en la presión de poros influyen en la estabilidad del talud y en las deformaciones laterales. La reptación de las laderas es provocada de igual manera por los cambios ambientales, el humedecimiento y secado.

La deformación del suelo se debe a los cambios de volumen en los suelos expansivos, suelos colapsables, suelos compactados y en las grietas por desecación en arcillas. Al presentarse cambios en la humedad del suelo, ocurren cambios en las presiones de poros y luego se producen cambios de volumen. En los suelos expansivos el aumento del volumen es causado por el humedecimiento, mientras que en los suelos colapsables al presentarse humedecimiento se produce una disminución del volumen (Meza, 2012).

Al tratarse de la construcción y operación de las presas de tierra se producen problemas con el flujo de agua. Durante su construcción se realiza la compactación del suelo por capas con el contenido de humedad óptimo, el mismo que corresponde a un porcentaje de saturación entre el 70% y 80% dependiendo del tipo de suelo, por lo que se trata de un suelo en estado de saturación parcial (Meza, 2012).

Los problemas ya mencionados se han tratado utilizando las teorías de la mecánica de suelos saturados en la práctica ingenieril, lo cual se considera inapropiado, se deben aplicar los conceptos y teorías de los suelos parcialmente saturados en los análisis y diseños de las estructuras. Desde el punto de vista de su aplicación práctica en zonas de ladera como la ciudad de Medellín se debe considerar la influencia de la succión en la resistencia al corte del suelo y tomar en cuenta los cambios ambientales ya que estos afectan a la succión y de esta manera se ve afectada la estabilidad de los taludes (Meza, 2012, p.26).

Debido a la naturaleza de los problemas que involucran a los suelos parcialmente saturados se utilizan métodos numéricos para resolver los problemas de ingeniería geotécnica. (Fredlund et al., 2012). La mayoría de los suelos se encuentran en condición insaturada y ahora es posible medir las presiones negativas del agua de los poros en el campo.

Leong, Rahardjo y Fredlund (2001) han utilizado la curva característica suelo-agua SWCC para la determinación de la permeabilidad y la resistencia al corte de dos suelos residuales de Singapur. El uso de la curva característica suelo-agua para determinar las propiedades de suelos parcialmente saturados es útil para los ingenieros que consideren la succión en problemas de ingeniería geotécnica. (p.38)

La consideración de la succión proporciona un diseño de ingeniería geotécnica más realista. La aplicación de la mecánica de suelos insaturados para dos problemas comunes de ingeniería geotécnica: capacidad de carga y estabilidad de taludes, se ilustra con referencia a dos suelos residuales de Singapur.

La capacidad de carga máxima q_f de una zapata en el suelo se expresa como:

$$q_f = cN_c + \gamma DN_q + 0.5 \gamma BN_\gamma$$

Donde:

c = cohesión

γ = peso unitario del suelo

D = profundidad de la cimentación del suelo

B = anchura del pie

N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga

Para una zapata de ancho $B=1\text{m}$, la capacidad de carga final normalizada (q_f/q_{f0}) para diferentes succiones matriciales en los suelos residuales de Bukit Timah y Jurong Formation se muestra en la figura 61. La capacidad de carga final q_{f0} se refiere al caso donde la succión matricial ($u_a - u_w$) es igual a cero. Se puede observar que el aumento en la capacidad de carga final debido a la succión matricial en el suelo residual de Bukit Timah es más efectivo que en el suelo residual de la formación Jurong que se detiene después de una succión matricial de 100 kPa.

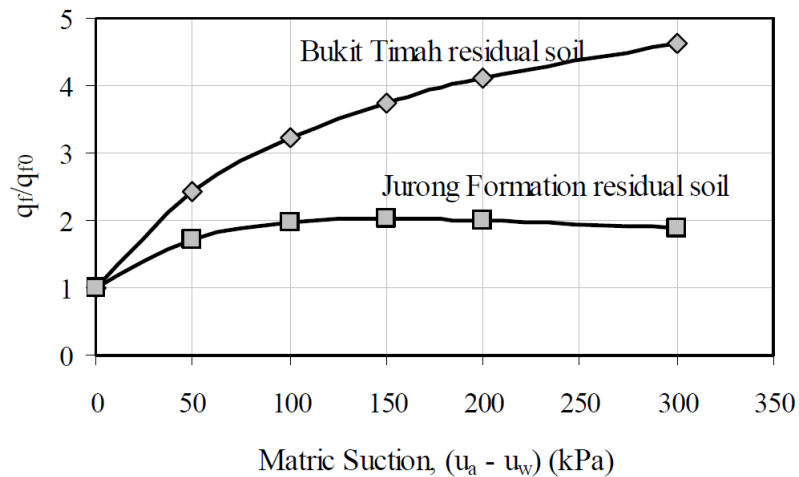


Figura 67: Efecto de la succión en la capacidad de carga. Tomado de Leong et al., 2001, p.6.

El factor de seguridad de una pendiente F se expresa por la siguiente ecuación:

$$F = N_0 \frac{s_u}{\gamma H}$$

Donde:

N_0 = número de estabilidad que es una función del ángulo de la pendiente y la profundidad de la capa rígida

s_u = resistencia al corte no drenado

H = altura de la pendiente

Para una pendiente de altura $H=12\text{m}$, ángulo de inclinación de 45° y una capa rígida a profundidad infinita, $N_0 = 5.53$. Asumiendo un valor de 30 kPa para $(\sigma - u_a)$, el factor de seguridad para las pendientes en los suelos residuales de Bukit Timah y Jurong Formation se puede calcular como se muestra en la figura 62. La pendiente en el suelo residual de Bukit Timah es menor que la unidad para $(u_a - u_w) = 0$ y el factor de seguridad es mayor que la unidad para una succión matricial de 25 kPa .

De manera similar a la observación de la capacidad de carga, el factor de seguridad para la pendiente en los suelos residuales de Jurong no muestra ninguna mejora adicional para una succión matricial superior a 100 kPa. (Leong et al., 2001).

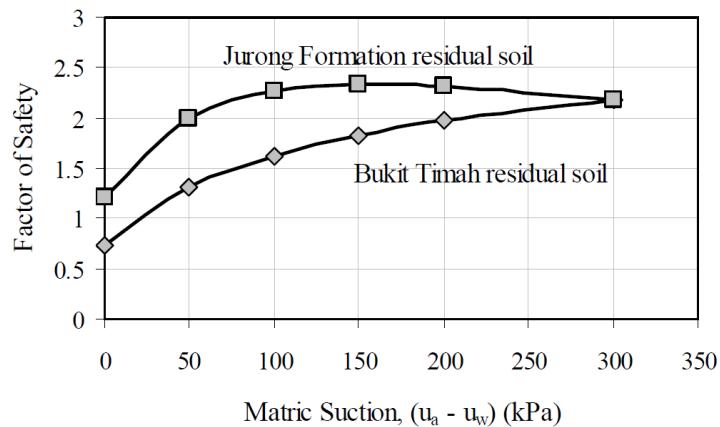


Figura 68: Efecto de la succión en pendiente. Tomado de Leong et al., 2001, p.6.

López y Mendoza (2016) realizaron la evaluación del flujo de agua a través de una presa de tierra y enrocamiento, la presa El Oviachic localizada en el estado de Sonora, México. En el modelado numérico de estructuras de materiales graduados parcialmente saturados, cuando se cuenta con información de pruebas índice de laboratorio, es posible obtener una estimación adecuada de la curva característica suelo-agua y de la conductividad hidráulica.

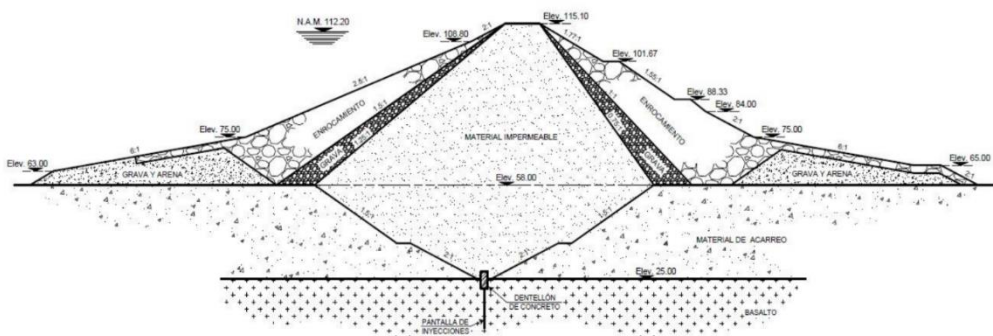


Figura 69: Sección de la presa El Oviachic, Sonora. Tomado de López y Mendoza, 2016, p.50.

La modelación numérica de la presa El Oviachic se realizó bajo dos criterios. El primero, considera la sección completa de la presa y en el segundo criterio se simplificó la sección de despreciando el enrocamiento, debido a que la alta permeabilidad de estos materiales no afecta la disipación de energía, por lo que no influye en la solución del problema.

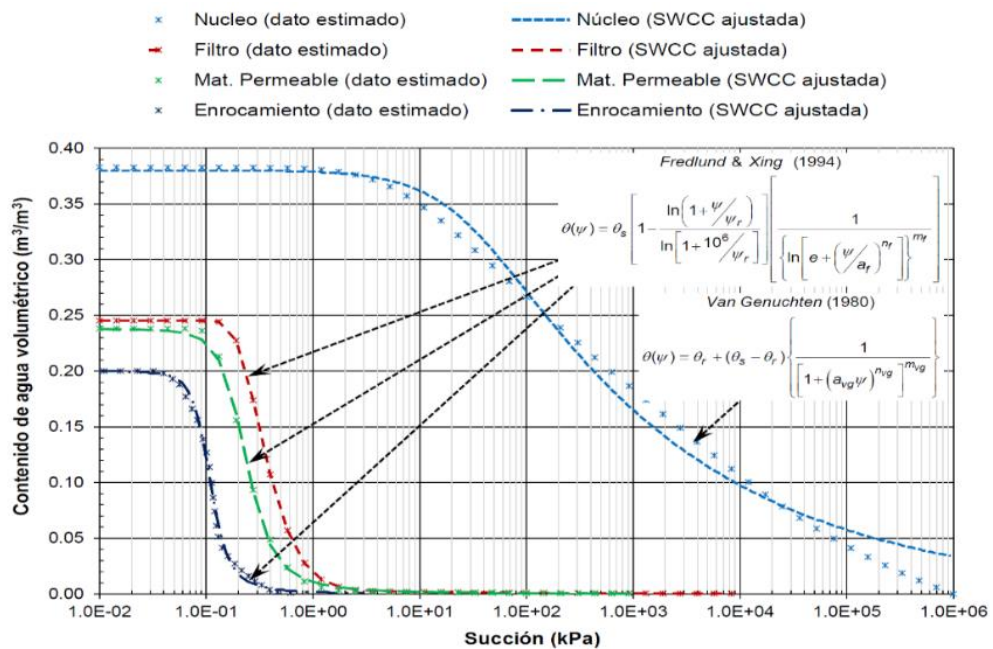


Figura 70: Curvas características asumidas para el modelo de la presa El Oviachic.

Tomado de López y Mendoza, 2016, p.59.

Una vez definidas las curvas características de cada material, se realizó la estimación de la conductividad hidráulica.

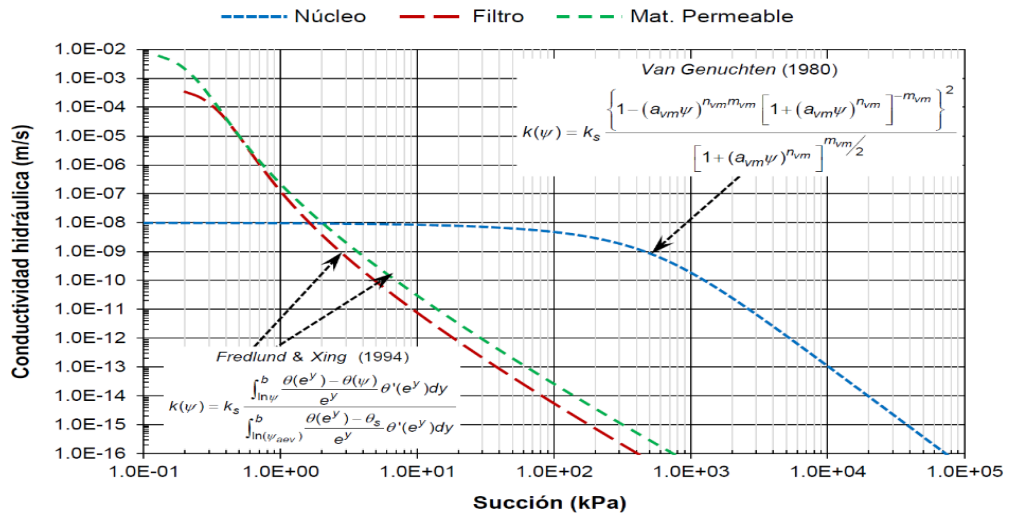


Figura 71: Funciones de conductividad hidráulica utilizadas en el modelo numérico de la presa El Oviachic. Tomado de López y Mendoza, 2016, p.60.

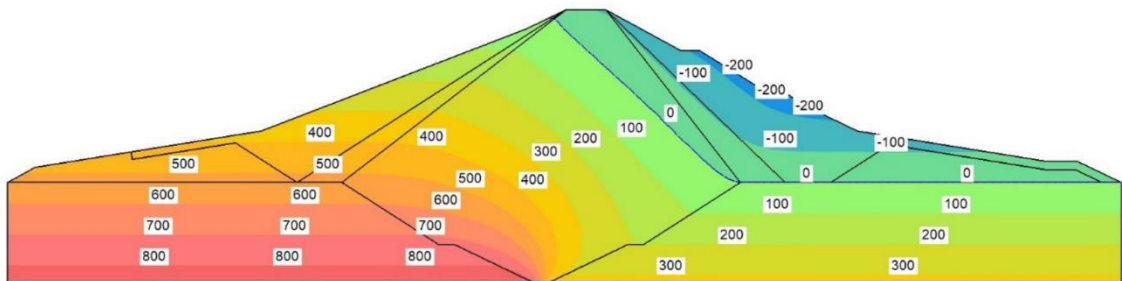


Figura 72: Distribución de la presión de poro (kPa). Tomado de López y Mendoza, 2016, p.63.

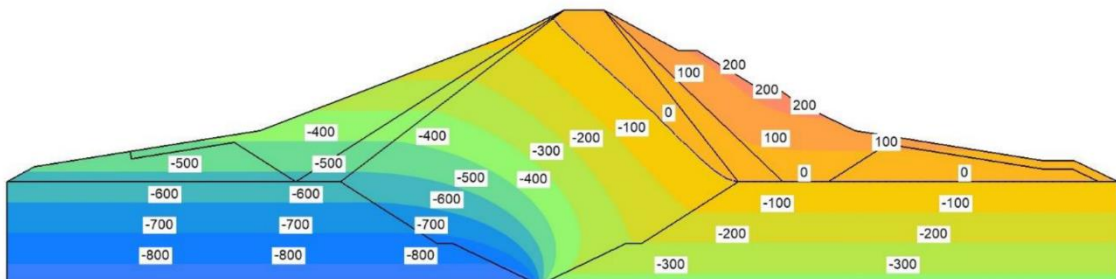


Figura 73: Succión (kPa) (El Oviachic). Tomado de López y Mendoza, 2016, p.63.

7.2. Estado del arte: investigaciones y teorías actuales en suelos parcialmente saturados

Se han realizado investigaciones en los últimos años sobre los suelos parcialmente saturados en las cuales se han incorporado nuevas tecnologías para determinar el esfuerzo efectivo. El cambio de volumen y de resistencia en un suelo depende de las fuerzas intergranulares, las cuales se relacionan con el esfuerzo efectivo.

Rol de la estructura del suelo en suelos insaturados

La estructura del suelo se relaciona con la disposición geométrica de las partículas del suelo y las fuerzas que se producen entre ellas. El esfuerzo efectivo se rige por estas fuerzas que intergranulares, las cuales se relacionan con el cambio del esfuerzo y del volumen del suelo. El principio del esfuerzo efectivo es uno de los conceptos fundamentales en la mecánica del suelo, sin embargo, se ha discutido su aplicabilidad al suelo no saturado. La dificultad es desarrollar una medida para los suelos no saturados que sea equivalente a la del esfuerzo efectivo en los suelos saturados.

Algunas investigaciones sobre el esfuerzo efectivo han identificado una cantidad tensorial que caracteriza a la fase líquida de los suelos parcialmente saturados, esta cantidad se denomina tensor de estructura de la fase líquida y se demostró que es anisotrópica, es decir que tiene propiedades diferentes en las diferentes direcciones, e influye en el esfuerzo efectivo.

Al realizar el análisis micromecánico del esfuerzo efectivo en los suelos parcialmente saturados se comparó el enfoque de Mohr-Coulomb extendido y el esfuerzo efectivo para hallar la resistencia de corte. Los parámetros que caracterizan el comportamiento del suelo están relacionados con la disposición geométrica de las partículas del suelo

y el agua, según lo definido por el tensor de estructura. La no linealidad del ángulo de fricción relacionado con la succión matricial (ϕ^b) se debe a la variación del tensor de la estructura al cambiar las condiciones de carga y a los procesos de humedecimiento y secado lo que se relaciona con la saturación del suelo (Nejad y Manahiloh, 2017).

Determinación del esfuerzo efectivo de los suelos parcialmente saturados basada en la microestructura

Manahiloh, Muhunthan y Likos (2016) combinando las técnicas del análisis microestructural y el procesamiento de imágenes para determinar el esfuerzo efectivo en suelos granulares insaturados. Desarrollaron una moderna configuración experimental controlada por la succión integrada con un sistema de exploración por tomografía computarizada (TC) de rayos X, la cual se usó para visualizar y modelar las características microestructurales del suelo.

El tensor de la estructura de la fase líquida caracterizó el tejido complejo formado por bolsas saturadas y redes de puentes líquidos, el cual se consideró en la formulación propuesta. La tendencia en la variación del tensor de estructura de la fase líquida en función de la succión o saturación se determinó para las trayectorias de humedecimiento y de secado. Se concluyó que, para suelos granulares insaturados, la consideración del tensor de la estructura de la fase líquida es necesaria en las formulaciones del esfuerzo efectivo. (Manahiloh, Muhunthan y Likos, 2016).

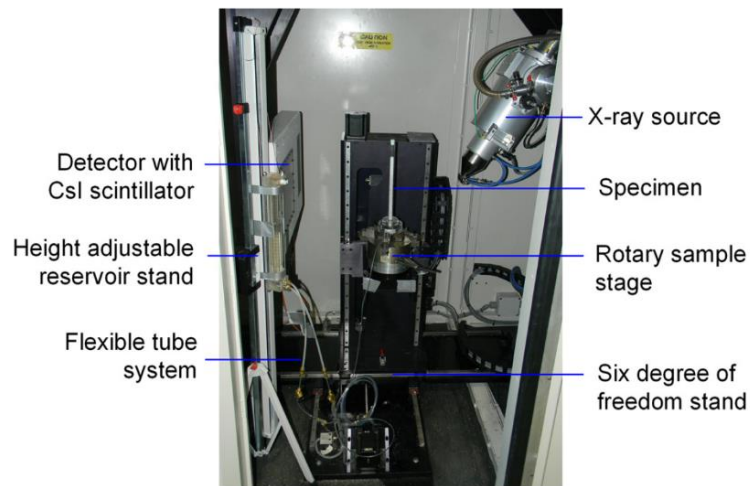


Figura 74: Sistema de tomografía computarizada de células y rayos X. Tomada de Manahiloh et al., 2016, p.8.

En los conjuntos granulares del suelo la tensión superficial y la curvatura de la interfaz aire-agua contribuyen a la succión. En ausencia de carga externa, el líquido de los meniscos da lugar a interacciones entre partículas. Molenkamp y Nazemi (2003) denominaron al tensor resultante tensor de succión efectivo. Li (2003, 2007) demostró que el tensor de succión tiene una parte desviadora que depende de la estructura granular, además de su parte isotrópica.

La intención de la investigación de Manahiloh, Muhunthan y Likos (2016) fue mostrar un procedimiento que utiliza avances en el campo de la formación de imágenes microestructurales y el procesamiento de imágenes, que se puede expandir al desarrollar medios prácticos para la formulación del esfuerzo efectivo y aplicar la formulación a modelos y diseños que resuelven problemas del mundo real relacionados con los suelos parcialmente saturados.

Para los suelos insaturados, el criterio de falla debe incluir la transición de una zona saturada a una zona parcialmente saturada y diferentes grados de saturación. Blight (1967) realizó una serie de pruebas triaxiales con drenaje consolidado para limo insaturado, la cual mostró que, a medida que el agua en el interior del suelo se seca y se introduce succión matricial en el suelo, el esfuerzo relacionado con la falla aumenta a valores más altos. Esta observación indica que los suelos tienen una mayor resistencia cuando no están saturados. (Nejad y Manahiloh, 2017).

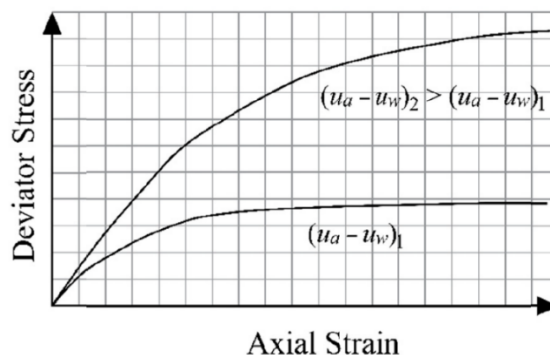


Figura 75: Cambio en el comportamiento de resistencia del suelo con diferentes succiones matriciales $(u_a - u_w)$. Tomada de Nejad y Manahiloh, 2017, p.596.

Efecto de la anisotropía hidráulica sobre la curva característica suelo-agua

La anisotropía se refiere a las condiciones del suelo donde el coeficiente de permeabilidad varía con respecto a la dirección. El coeficiente de permeabilidad relaciona el flujo del agua con la capacidad de conducción debido al gradiente de presión de una fase particular del suelo. (Fredlund et al., 2012). Al tratarse de un suelo parcialmente saturado existen dos coeficientes de permeabilidad en función del contenido de agua y de aire del suelo. La medición directa de la permeabilidad del

suelo es un proceso que consume mucho tiempo (Leong y Rahardjo, 1997), debido a esto la permeabilidad se determina a partir de la SWCC.

Se realizaron los ensayos para determinar la SWCC y permeabilidad saturada en muestras de capas horizontales (HL) y capas verticales (VL), las cuales se prepararon a partir de muestras de arena-caolín homogéneas compactadas estáticamente con varias condiciones iniciales.

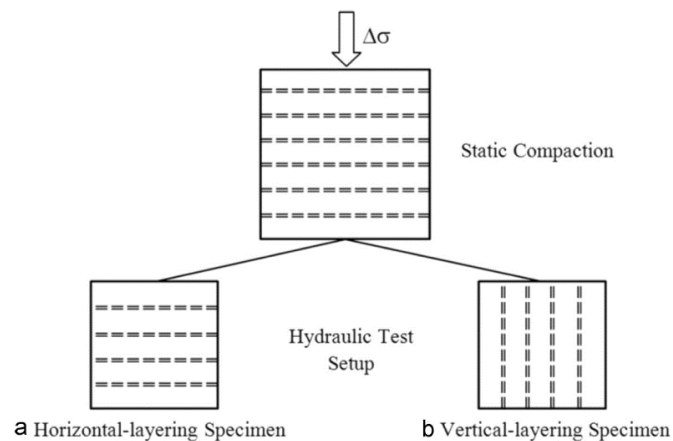


Figura 76: Esquema conceptual de muestras de capas horizontales y capas verticales de una mezcla de suelo homogénea compactada estáticamente. Tomado de (Priono, Rahardjo, Chatterjea, Leong y Wang, 2016, p.2)

Las pruebas en estas muestras se modelaron numéricamente utilizando el software GeoStudio (2007) de SEEP/W combinado con el paquete Air/W (Priono, Rahardjo, Chatterjea, Leong y Wang, 2016).

SEEP/W es un software de elementos finitos para modelar el flujo de agua subterránea en medios porosos. SEEP/W puede modelar problemas simples de suelos saturados de estado estable o sofisticados análisis transitorios saturados/insaturados con acoplamiento atmosférico en la superficie del suelo. SEEP/W se puede aplicar al

análisis y diseño de proyectos de ingeniería geotécnica, civil, hidrogeológica, geoambiental y minera. Análisis de transferencia de aire AIR/W es un software de elementos finitos para modelar la transferencia de aire en desechos de minas y otros medios porosos. AIR/W se puede utilizar para modelar una variedad de escenarios, desde problemas simples de transferencia de aire monofásicos hasta complejos sistemas de aire y agua (Geo-Slope International Ltd., 2007).

Con la investigación se determinó que la SWCC es una propiedad del suelo que no se ve afectada por la anisotropía hidráulica ya que las condiciones iniciales son las mismas. Para cada tipo de muestra con una condición inicial particular, las muestras HL y VL pueden representarse usando los mismos parámetros de los modelos de ajuste SWCC.

Los resultados del modelado experimental y numérico muestran una tendencia similar para cada tipo de espécimen independientemente de la orientación (HL o VL), es decir el tiempo de ecualización necesario durante la prueba SWCC aumenta a medida que aumenta la succión matricial aplicada. Los SWCC para las muestras de HL y VL solo difieren en el tiempo de ecualización durante la aplicación de succión matricial superior a AEV. Se observó y verificó en los experimentos de laboratorio y en el modelado numérico que la relación del tiempo de ecualización para HL en comparación con las muestras de VL es similar a la relación de anisotropía hidráulica de la muestra (Priono, Rahardjo, Chatterjea, Leong y Wang, 2016).

Curvas de retención de agua en el suelo que representan dos suelos arcillosos tropicales de Sudán

Las curvas características agua-suelo (SWCC) forman un componente fundamental en el comportamiento hidromecánico de los suelos parcialmente saturados. Las curvas describen cómo cambia la succión con variables como el grado de saturación. Las SWCC pueden determinarse a partir del proceso de secado gradual de las muestras reconstituidas inicialmente saturadas hasta un estado residual final, desarrollando así la curva de secado primario (PDC).

La curva de humectación primaria (PWC) se establece a partir de la humectación incremental posterior y es histerética en comparación con la PDC. Al Haj y Standing (2016) determinaron varias SWRC para dos suelos tropicales de alta plasticidad utilizando una variedad de tipos de muestras: inalteradas, reconstituidas y compactadas de forma estática y dinámica. Los dos suelos se denominan suelos arcillosos negros y rojos, estos últimos con mayor plasticidad. Se utilizó la técnica de papel de filtro para determinar la succión de los suelos, la succión máxima medible fue de 30 MPa. En esta succión, el grado de saturación para ambos suelos fue superior al 40% y no se redujo en el secado completo en condiciones ambientales de laboratorio.

Con el método del papel filtro se determinó la succión, los papeles filtro se colocaron en contacto en la base y en las caras superiores de los discos de la muestra de suelo para medir la succión matricial. Para las mediciones de la succión total, los papeles de filtro se separaron de la muestra mediante discos perforados de polimetilmetacrilato (PMMA) de 2,5 mm de espesor, de modo que solo pudieran absorber la humedad del vapor adyacente a la muestra.

En ambos casos, la muestra de suelo, los papeles de filtro y los discos perforados se colocaron entre los discos de PMMA de 5 mm de espesor y se sellaron con una película adhesiva y se envolvieron en una capa aislante. Luego se almacenaron en condiciones de temperatura y humedad estables para equilibrarse durante 1 y 2 semanas para las mediciones de la succión matricial y total. Los valores de la succión matricial y total determinados a partir de los papeles de filtro se tomaron como el promedio de las mediciones de papel de filtro superior y de base.

Después de tomar un conjunto de mediciones, los discos se secaron por etapas, realizando mediciones de la succión en cada etapa para desarrollar la SWRC PDC para cada suelo. Cada punto en la SWRC representa una medición de 1 o 2 semanas. Debido al tiempo involucrado, se hicieron esfuerzos para estimar la cantidad de pérdida de agua requerida para desarrollar las curvas de manera eficiente. Idealmente, el secado y las mediciones asociadas se deben continuar hasta alcanzar el estado residual. Sin embargo, debido al límite superior de las mediciones de succión, se estima que ambos suelos alcanzaron este valor (30 MPa) mucho antes de que se alcanzara el estado residual.

En este punto comenzó el humedecimiento incremental del suelo. Como no se alcanzó el estado residual, las curvas generadas a partir de este punto fueron curvas de barrido primarias (humedecimiento). Se realizaron ciclos de secado y humectación subsiguientes para investigar cuándo las curvas de barrido resultantes se unieron al PDC o PWC. Inmediatamente después de retirar los papeles de filtro para la determinación de succión, se midieron la masa y las dimensiones de la muestra de modo que se pudo calcular S_r , e , θ_w y w . El volumen de la muestra se determinó a

partir de varios conjuntos de lecturas de diámetro y grosor de la muestra tomadas con un calibrador digital. Por lo tanto, las SWRC primarias no tenían la forma sigmoideal esperada. Con el fin de investigar la singularidad del PDC y PWC y el efecto de la relación de vacío inicial, se determinaron las SWRC para muestras formadas por compactación dinámica y estática bajo diferentes niveles de energía aplicada y también para muestras inalteradas. Se encontró que estos se encontraban a la izquierda del PDC y, a menudo, también el PWC. (Al Haj y Standing, 2016).

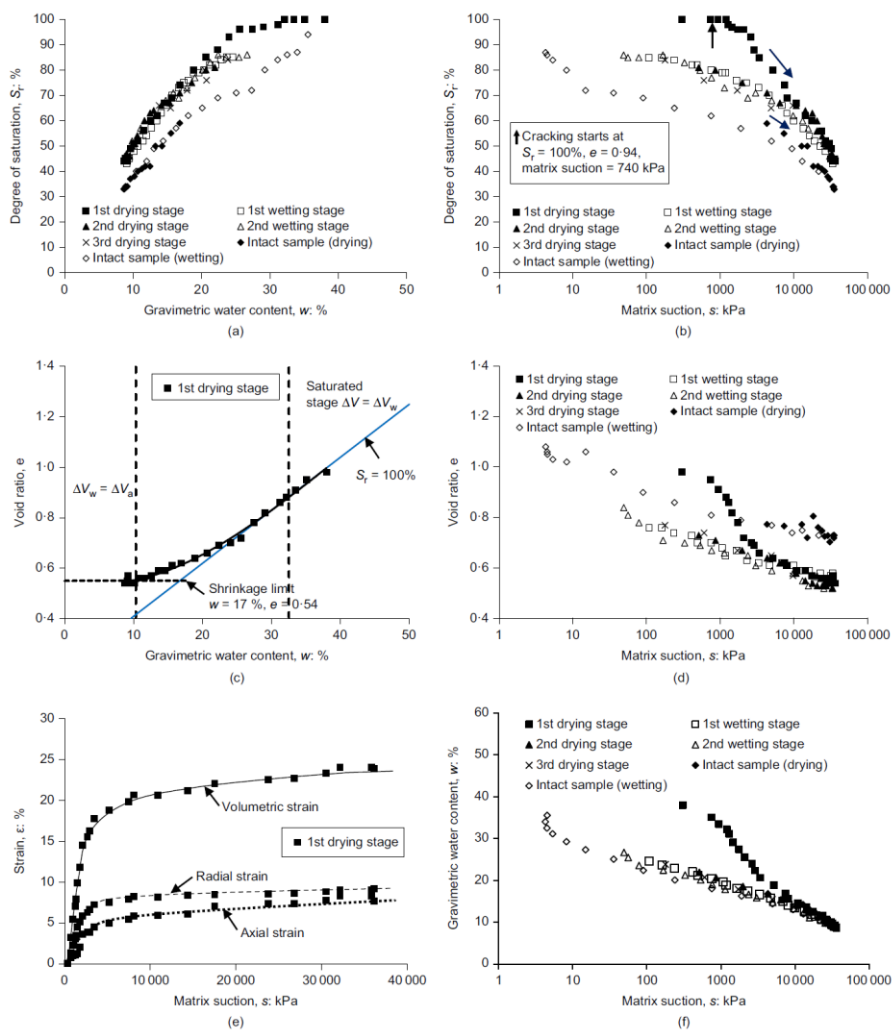


Figura 77: SWRC para cinco fases de secado / humedecimiento de una muestra reconstituida y un recorrido de secado-humectación de una muestra intacta del suelo

negro trazada en términos de: (a) w vs. S_r ; (b) s vs. S_r ; (c) w vs. e ; (d) s vs. e ; (e) s vs. ε ; (f) s vs. w . Tomada de Al Haj y Standing, 2016, p.75.

Modificaciones del ensayo triaxial para suelos parcialmente saturados

Leong, Nyunt y Rahardjo (2013) realizaron ensayos triaxiales consolidado drenado (CU) y contenido de agua constante (CW) para tres esfuerzos diferentes en un suelo residual no alterado. Usando la técnica de traslación de ejes en un aparato triaxial convencional para suelos saturados se puede modificar para suelos parcialmente saturados al controlar la presión de aire de poro es decir que se controla la succión matricial.

El comportamiento de un suelo saturado y parcialmente saturado se diferencia por la existencia de la succión. La succión osmótica no conforma las relaciones constitutivas de la mecánica de suelos no saturados, mientras que la succión matricial es parte de estas relaciones. Katte y Blight (2012) mostraron que los cambios en la succión osmótica no afectan el comportamiento del suelo. Edil, Motan y Toha (1981), Fredlund y Rahardjo (1993) demostraron que la succión matricial es el componente fundamental de la succión que controla el comportamiento del suelo.

Succión matricial

Para aplicar la succión matricial en el aparato triaxial convencional se reemplaza el disco poroso inferior por un disco de cerámica de alta entrada de aire (High Air Entry-HAE), este disco debe estar sellado a la placa inferior de tal manera que cualquier movimiento del fluido solo se realice a través del disco HAE. En la platina existe un canal de agua para que no se produzcan grietas de flexión en el disco HAE (Leong, Tripathy y Rahardjo, 2004).

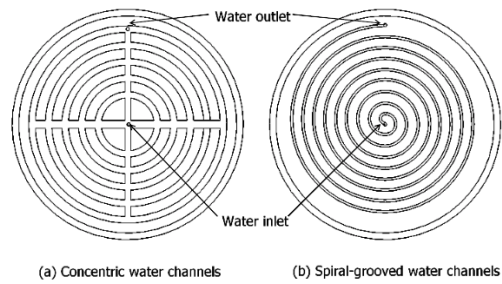


Figura 78: Canales de agua grabados en la platina. Tomado de Leong et al., 2013, p.34.

El disco HAE sellado al estar saturado solo permite el paso del agua, pero no del aire hasta que exceda su valor de entrada de aire. Un disco HAE debidamente sellado cuando está completamente saturado solo permite que pase el agua, pero no el aire hasta que se exceda su valor de entrada de aire. Esto limita efectivamente la aspiración matricial máxima a la que se puede analizar la muestra de suelo a 1500 kPa en este caso. Como la duración de la prueba triaxial para suelos insaturados tiende a ser mucho más larga que la de los suelos saturados, la difusión de aire a través del disco HAE y reaparece como burbujas de aire en el volumen de agua inferior, el disco HAE puede ser un problema. El lavado de las burbujas de aire en el volumen de agua puede facilitarse si se graba una ranura en espiral en la placa inferior como se ilustra en la figura 74b (Leong et al., 2013).

La presencia de aire dificulta la medición del volumen de una muestra de suelo insaturado. Incluso por ser más rígido y presentar cambios de volumen más pequeños se dificulta su medición. Laloui, Péron, Geiser, Rifa y Vulliet (2006) clasificaron la medición del cambio de volumen de muestras de suelo insaturado en tres categorías: medición del líquido de la celda; mediciones directas del volumen de aire y agua y mediciones directas de la muestra.

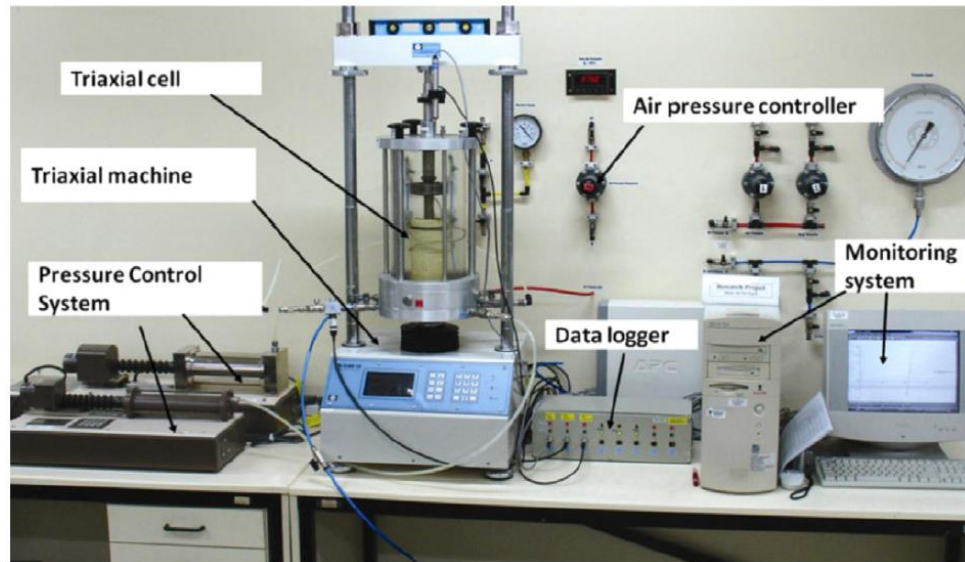


Figura 79: Prueba de SWCC realizada con aparato triaxial modificado. Tomado de Priono et al., 2016, p.6.

Las tres pruebas triaxiales de suelos insaturados que se realizan comúnmente son: la prueba de succión constante (CS), la prueba de contenido de agua constante (CW) y la prueba consolidada sin drenar (CU). La forma más sencilla de interpretar las pruebas CS, CW y CU es usar la ecuación de resistencia al corte de Mohr-Coulomb extendida,

$$\tau_{ff} = c' + (\sigma_f - u_a)_f \tan \phi' + (u_a - u_w)_f \tan \phi^b.$$

Se utilizó un programa para determinar la resistencia al corte de los suelos residuales insaturados de la formación de granito Bukit Timah de Singapur, la cual requiere que se analicen varias muestras de suelo idénticas. Para superar estas dificultades, se adoptó en el programa de prueba la prueba de corte de etapas múltiples que utiliza el procedimiento de carga cíclica como lo describen Ho y Fredlund (1982). Las pruebas triaxiales realizadas fueron pruebas de CW y CU. Se utilizaron diferentes velocidades de corte para investigar su efecto en la resistencia al corte de los suelos residuales insaturados (Leong et al., 2013).

Las muestras de suelo residual analizadas fueron obtenidas a 2 - 3 metros de profundidad. El contenido de agua inicial promedio y la proporción de vacíos promedio de la muestra de suelo residual no perturbada fueron del 42% y 1.3, respectivamente. El suelo residual se clasificó como limo con baja plasticidad (ML) según SUCS con LL = 45% y PL = 30%. El contenido de arena y finos de los suelos residuales fue de 45% y 5%, respectivamente. La tabla 2 resume las propiedades básicas de los suelos residuales. Los parámetros efectivos de resistencia al corte del suelo residual saturado obtenido de la prueba de CU son $c' = 10$ kPa y $\phi' = 33^\circ$.

Los resultados de la prueba mostraron que ϕ^b no es una constante y disminuye a medida que aumenta la succión matricial. Las envolturas de resistencia al corte obtenidas de las pruebas CU y CW son similares. Por lo general, se prefiere la prueba de CW ya que los resultados de la prueba de CU mostraron algunas discrepancias en la medición de la presión del aire debido a la difusión de aire durante la prueba (Leong et al., 2013).

A nivel nacional se ha realizado una investigación sobre el modelado de infiltración en suelo no saturados utilizando la ecuación de Richards, la cual es la combinación de la ley de Darcy-Buckingham y la ecuación de la continuidad. La misma que fue discretizada por el método de volúmenes finitos, tanto para el esquema explícito e implícito de la forma mixta de la ecuación de Richards unidimensional. Se conoce su propiedad de no linealidad, esto es debido a la relación entre el contenido de agua del suelo sobre la presión de cabeza agua suelo y la conductividad hidráulica. (Pineda, 2018).

Interacción suelo-atmósfera en taludes insaturados

Recientemente se ha considerado la interacción suelo-atmósfera bajo la variación de las condiciones climáticas. Sin embargo, dentro del análisis geotécnico se ha considerado la presión de agua de poros en invierno y verano. En el caso de un talud en suelo insaturado, existe la posibilidad de grandes desplazamientos causados por la infiltración del agua. Para estudiar la interacción suelo-atmósfera se realiza un análisis de elementos finitos. Los resultados del análisis se presentan con respecto a la capacidad de servicio y la estabilidad de la pendiente de corte.

Se ha demostrado que la variación de la presión de agua de poros en las pendientes de corte y terraplén afectan la estabilidad y la capacidad de servicio. Esta variación en la presión de agua de poros se produce por la consolidación o por la evapotranspiración y la infiltración de la lluvia. Tsiampousi, Zdravkovic y Potts (2016) realizaron el análisis numérico de una pendiente excavada en un suelo insaturado. Se consideraron diferentes etapas del tipo y la densidad de la vegetación y se estudiaron los efectos sobre la estabilidad y la capacidad de servicio de la pendiente. Se utilizó el código de elemento finito (FE) ICFEP.

El Programa de Elementos Finitos del Imperial College (ICFEP), se ha desarrollado continuamente bajo el liderazgo del Prof.Potts durante casi 40 años, a través de una combinación de proyectos de investigación y aplicaciones prácticas. El equipo numérico de ICFEP se ha expandido con el tiempo y ahora incluye al Prof.Zdravkovic, al Dr. Kontoe, al Dr. Taborda y al Dr. Tsiampousi. EL ICFEP se ha utilizado en algunos de los proyectos de ingeniería geotécnica más desafiantes, como la estabilización de la Torre de Pisa y el análisis posterior del colapso del túnel de

Heathrow Express. Las instalaciones de software se complementan con las instalaciones de hardware a medida y el laboratorio de computación ICFEP (Imperial College London, 2019).

Bajo el efecto combinado de la vegetación, la precipitación y el exceso de disipación de la presión del agua de los poros, el factor de seguridad mostró una disminución general cuando la pendiente se cubrió con vegetación de baja demanda de agua. Sin embargo, se observó una fluctuación estacional en el factor de seguridad. Se obtuvo un aumento significativo en el factor general de seguridad cuando se estableció una gran demanda de agua en la pendiente. Se sabe que este tipo de vegetación causa problemas de servicio en suelos completamente saturados. Sin embargo, los asentamientos diferenciales en el presente análisis permanecieron pequeños, posiblemente debido a la mayor rigidez que exhiben los suelos insaturados. Finalmente, se demostró que el desmonte de la vegetación causa problemas de estabilidad, ya que el factor de seguridad se reduce rápidamente y se desarrolla un mecanismo de falla profundo en un plazo de cinco años (Tsiampousi et al., 2016).

8. Capítulo 8: Conclusiones y recomendaciones

8.1. Conclusiones

La Mecánica de Suelos Saturados ha sido estudiada durante muchos años por lo que se tiene la información suficiente para entender el comportamiento de estos suelos, sin embargo, se debe considerar que existen muchas condiciones en las que los suelos no alcanzan el estado de saturación y por esta razón se deben tratar como suelos parcialmente saturados. Aproximadamente el 60% de la población mundial vive en regiones áridas, en las que el nivel freático se encuentra a una profundidad significativa, por lo que los proyectos geotécnicos involucran a los suelos parcialmente saturados.

Debido a algunos suelos que causaron problemas dentro de la práctica de ingeniería geotécnica como: la estabilidad de taludes, la deformación de los suelos, problemas de flujo de agua en la construcción y operación de presas de tierras, se realizaron investigaciones sobre el comportamiento de este tipo de suelos, con las cuales se desarrolló la Mecánica de Suelos Parcialmente Saturados.

En la década de los años 70 se desarrollaron los conceptos y las teorías fundamentales de los suelos parcialmente saturados, se han realizado investigaciones significativas relacionadas con la deformación, resistencia, flujo de agua, curva característica suelo-agua (SWCC), técnicas de medición de la succión y propiedades del suelo, sin embargo, estos conceptos no se aplican en la práctica profesional.

El papel que desempeña la piel contráctil o interfaz aire-agua se considera importante dentro del comportamiento de los suelos parcialmente saturados ya que su interacción

con la estructura del suelo provoca variaciones en el volumen y en la resistencia al corte.

Para entender el comportamiento hidromecánico de los suelos parcialmente saturados se ha desarrollado la Curva Característica de agua y suelo, SWCC (Soil-Water Characteristic Curve), la cual representa la relación entre el grado de saturación y el logaritmo de succión del suelo. Se han desarrollado investigaciones que relacionan la SWCC con las propiedades físicas del suelo y con parámetros como la resistencia al corte y la permeabilidad del suelo. Esta Curva Característica Suelo-Agua es fundamental dentro de la Mecánica de Suelos Parcialmente Saturados.

La succión está presente en todo suelo que se encuentre sobre el nivel freático ya sea un terreno natural o material de relleno. Una gran cantidad de problemas en la práctica geotécnica se deben a los cambios ambientales, los cuales afectan a la succión matricial del suelo, por esta razón la Curva Característica Suelo-Agua se representa en función de la succión matricial. Por otra parte, la succión osmótica tiene importancia al tratarse de un suelo con contaminación química, lo que produce alteración en el contenido de sales de este.

La succión matricial del suelo depende de la tensión superficial ejercida por la piel contráctil y del radio de los poros del suelo, mientras este radio es más pequeño la succión es mayor, lo cual significa que los suelos finos como las arcillas tienen succiones mayores que las arenas.

La succión es un parámetro que caracteriza al comportamiento de los suelos parcialmente saturados, la cual se relaciona con la resistencia al corte del suelo. Mientras el grado de saturación del suelo es menor, la succión matricial y la resistencia

al corte son mayores, lo cual significa que la variación del contenido de agua, la cual depende de los cambios ambientales, cumple un papel fundamental dentro del comportamiento de los suelos parcialmente saturados.

El método del papel filtro se utiliza para medir la succión del suelo, la cual se obtiene al medir el contenido de humedad del papel filtro lo que permite obtener la succión del suelo mediante una correlación establecida dependiendo del papel utilizado. Para obtener la Curva Característica Suelo-Agua se mide la succión en muestras del suelo con diferentes contenidos de humedad. Este método es el más utilizado para medir la succión debido a su bajo costo, a su simple ejecución y por el amplio rango de medición de la succión (10 a 100 000 kPa).

Para determinar el comportamiento de los suelos parcialmente saturados es necesario estimar la resistencia al corte, las teorías se han desarrollado como extensiones de los conceptos de resistencia al corte para los suelos saturados. Para hallar la resistencia al corte del suelo, se ha propuesto una ecuación que relaciona las propiedades del suelo con las variables de estado de esfuerzo: el esfuerzo normal neto ($\sigma - u_a$) y la succión matricial ($u_a - u_w$).

Las técnicas de medida de la resistencia de corte más utilizadas son la prueba de corte directo y triaxial, estas pruebas de laboratorio deben representar las condiciones in situ y condiciones de carga que posiblemente ocurran en el campo. Es necesario que los equipos de ensayo se modifiquen para medir y/o controlar la succión matricial y para medir de forma independiente las presiones de agua y de aire de los poros. Se utiliza un disco cerámico de alto valor de entrada de aire (High Air Entry disk), el cual se comporta como una membrana semipermeable y separa la fase de aire y de agua.

Se han realizado investigaciones en los últimos años sobre los suelos parcialmente saturados en las cuales se han incorporado nuevas tecnologías para determinar el esfuerzo efectivo, mediante las técnicas del análisis microestructural y el procesamiento de imágenes, se determinó el esfuerzo efectivo para suelos granulares no saturados. Una configuración experimental moderna controlada por la succión se integró con un sistema de exploración por tomografía computarizada (TC) de rayos X y se usó para visualizar y modelar las características microestructurales.

El comportamiento de la anisotropía hidráulica del suelo parcialmente saturado es un tema que no se ha investigado completamente. Una de las investigaciones fue realizada por Priono, Rahardjo, Chatterjea y Leong (2017), en la cual se realizaron mediciones directas de laboratorio y la determinación indirecta de la anisotropía hidráulica, se encontró que la anisotropía hidráulica en condiciones no saturadas es similar a la de las condiciones saturadas.

8.2. Recomendaciones

El atraso de la aplicación de la Mecánica de Suelos Parcialmente Saturados en la práctica profesional se debe a que en nivel de pregrado no se imparte este tema, se deberían incorporar las teorías y conceptos fundamentales de los suelos parcialmente saturados de manera general como parte del plan de estudios en la cátedra universitaria, por lo cual se debería contar con los equipos modificados para los suelos parcialmente saturados, lo cual sería significativo para lograr un avance en la implementación dentro de la práctica geotécnica.

Dentro de la aplicación de la Mecánica de Suelos Parcialmente Saturados en Ingeniería Civil y Geotécnica, se presentan problemas relacionados con los esfuerzos, la deformación del suelo y el flujo de agua, estos problemas afectan a: la estabilidad de taludes, la construcción y operación de presas de tierra, entre otros. Estos problemas se han tratado aplicando la Mecánica de Suelos Saturados con lo cual se logra un diseño conservador, al contrario, deben ser tratados con las teorías y conceptos de la Mecánica de Suelos Parcialmente Saturados para obtener un diseño más realista.

9. Bibliografía

- Aitchison, G. D. (1965). *Moisture equilibria and moisture changes in soils beneath covered areas*. Sydney: Butterworths.
- Al Haj, K. (2013). Mechanical response of two plastic clay soils from Sudan. *Phd Thesis*, (November), 363.
- Al Haj, K., y Standing, J. R. (2016). Soil water retention curves representing two tropical clay soils from Sudan. *Géotechnique*, 66(1), 71–84. <https://doi.org/10.1680/jgeot.15.P.086>
- Alonso, E. E., Gens, A., y Josa, A. (1990). A constitutive model for partially saturated soils. *Géotechnique*, 40(3), 405–430. <https://doi.org/10.1680/geot.1990.40.3.405>
- Apfel, R. C. (1970). The role of impurity in cavitation-threshold determination. *Journal of Acoustic Society of America*, 48, 1179–1186.
- Ashayeri, I., Biglari, M., y Shafiee, A. (2008). Role of critical volumetric water content and net overburden pressure on swelling or collapse behavior of compacted soils. *Role of critical volumetric water content and net overburden pressure on swelling or collapse behavior of compacted soils*, (October 2017). <https://doi.org/10.1201/9780203884430.ch44>
- ASTM International. (2010). D5298 -16 Standard test method for measurement of soil potential (suction) using filter paper. West Conshohocken, PA, 2003: ASTM International. <https://doi.org/10.1520/D5298-16.2>
- Barden, L., Madedor, A. O., y Sides, G. R. (1969). Volume change characteristics of

- unsaturated clay. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, 95, 33–52.
- Barden, L., y Sides, G. R. (1967). The diffusion of air through the pore water of soils. *Proceedings of the Third Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1*, 135–138.
- Barrera, M., y Garnica, P. (2002). Introducción a la mecánica de suelos no saturados en vías terrestres. *Publicación Técnica*, (198), 143. Retrieved from <http://www.imt.mx/archivos/Publicaciones/PublicacionTecnica/pt198.pdf>
- Biot, M. A. (1941). General theory for three-dimensional consolidation. *Journal of Applied Physics*, 12, 15–164.
- Bishop, A., y Donald, I. (1961). The experimental study of partly saturated soil in the triaxial apparatus. *5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 13–21. <https://doi.org/7f3b4d89-54b9-45f1-8533-334205a8a06c>
- Bishop, A. W. (1957). Some Factors Controlling the Pore Pressures set up during the Construction of Earth Dams. In *Proceedings of the Fourth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering* (pp. 294–300). London.
- Bishop, A. W. (1959). The principle of effective stress. *Teknisk Ukeblad, Norwegian Geotechnical Institute*, 106, 859–863.
- Bishop, A. W., y Blight, G. E. (1963). Some aspects of effective stress in saturated and unsaturated soils. *Geotechnique*, 13, 177–197.

- Blight, G. E. (1967). Effective stress evaluation for unsaturated soils. *ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 125–148.
- Bolt, G. (1956). Physico-chemical analysis of the compressibility of pure clays. *Geotechnique*, 6, 86–93.
- Bragado, I. M. (2003). *Física General*. <https://doi.org/10.1109/EITT.2017.70>
- Brooker, E. W., y Ireland, H. O. (1965). Earth pressures at-rest related to stress history. *Canadian Geotechnical Journal*, 2(1), 1–15.
- Brooks, R. H., y Corey, A. T. (1964). *Hydraulic properties of porous media*. Colorado State University.
- Carrasco, J. (2017). *Implementación de ensayos de succión en suelos parcialmente saturados y análisis de resultados en suelos residuales*. Universidad de Chile.
- Chandler, R. J., y Gutierrez, C. I. (1986). The filter-paper method of suction measurement (Technical Note). *Géotechnique*, 36, 265–268. <https://doi.org/10.1680/geot.1986.36.2.265>
- Chang, R., y College, W. (2002). *Química General* (7th ed.). Mexico D.F.: McGRW-HILL.
- Childs, E. C. (1969). *Soil Water Phenomena*. New York: Wiley-Interscience.
- Ching, R. K., y Fredlund, D. G. (1984). A small Saskatchewan town copes with swelling clay problems. In *Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering* (pp. 306–310).
- Coleman, J. D. (1962). Stress/strain relations for partly saturated soils. *Geotechnique*, 12, 348–350.

- Constantino, R. R., y Suelos, O. D. E. L. O. S. (2004). Notas sobre fundamentos de las mecánica de suelos.
- Das, B. M. (2007). *Fundamentals of Geotechnical Engineering* (Third, Vol. 136). Chris Carson.
- Debenedetti, P. G. (1996). *Metastable liquids :concepts and principles*. New Jersey: Princeton University Press.
- Dorsey, N. E. (1940). Properties of Ordinary Water Substances. *American Chemical Society Monograph Series, Reinhold, New York*.
- Edil, T. B., Motan, S. E., y Toha, F. X. (1981). Mechanical Behavior and Testing Methods of Unsaturated Soils. American Society for Testing and Materials.
- Escario, V. (1980). Suction-controlled penetration and shear tests. In *Proceedings of the 4th International Conference on Expansive Soils* (pp. 781–787). Denver.
- Escobar, C., y Duque, G. (2017). *Geotecnia para el trópico andino*. Manizales: Universidad Nacional de Colombia.
- Faizullaev, D. F. (1969). *Laminar motion of multiphase media in conduits*. New York.
- Fawcett, R. G., y Collis-George, N. (1967). A filterpaper method for determining the moisture characteristics of soil. *Amt. J. Exp. Agric. Anim. Husb.*, 7, 162–167.
- Fisher Scientific. (2019). Fisher Scientific. Retrieved February 4, 2019, from <https://www.fishersci.co.uk/shop/products/whatman-quantitative-grade-papers-ashless-circles-sheets-part-2-23/10586921>
- Fredlund, D. G. (1973). *Volume change behaviour of unsaturated soils*. University of Alberta,Edmonton.

- Fredlund, D. G. (2000). The 1999 R . M . Hardy Lecture : The implementation of unsaturated soil mechanics into geotechnical engineering. *Canadian Geotechnical Journal*, 37, 963–986.
- Fredlund, D. G. (2002). Use of soil-water characteristic curve in the implementation of unsaturated soil mechanics. *Third International Conference on Unsaturated Soils, Recife, Brazil*, 3, 10–13. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2009.02.010>
- Fredlund, D. G. (2007). Engineering design protocols for unsaturated soils. In *Proceedings of the Third Asian Conference on Unsaturated Soil UNSAT-ASIA 2007* (pp. 27–45). Nanjing, China.
- Fredlund, D. G., y Morgenstern, N. R. (1976). Constitutive relations for volume change in unsaturated soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 13(3), 261–276. <https://doi.org/10.1139/t76-029>
- Fredlund, D. G., y Morgenstern, N. R. (1977). Stress state variables for unsaturated soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 103(GT5), 447–466.
- Fredlund, D. G., Morgenstern, N. R., y Widger, R. a. (1978). The shear strength of unsaturated soils. *Canadian Geotechnical Revue Canadienne*, 321, 313–321. <https://doi.org/10.1139/t78-029>
- Fredlund, D. G., y Rahardjo, H. (1993). *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*. New York: John Wiley y Sons Inc.
- Fredlund, D. G., Rahardjo, H., y Fredlund, M. D. (2012). *Unsaturated soil mechanics in engineering practice*. Hoboken, NJ: John Wiley and Sons.

<https://doi.org/10.1002/9781118280492>

Fung, Y. C. (1965). *Foundations of Solid Mechanics*. Englewood, New Jersey: Prentice-Hall, Inc.

Gardner, R. (1937). A Method of Measuring the Capillary Tension of Soil Moisture Over a Wide Moisture Range. *Soil Science*. <https://doi.org/10.1097/00010694-193704000-00004>

González, M. (2010). La Guía Química. Retrieved January 30, 2019, from <https://quimica.laguia2000.com/conceptos-basicos/adsorcion>

Gvirtzman, H., y Roberts, P. V. (1991). Pore scale spatial analysis of two immiscible fluids in porous media. *Water Resources Research*, 27(6), 1165–1176. <https://doi.org/10.1029/91WR00303>

Haveren, B. P., y Brown, R. . (1972). The properties and behaviour of water in the soil-plant-atmosphere continuum, in R. W. Brown and B. P. van Haveren (Eds.). *Psychrometry in Water Relations Research, Utah Agric*, 1–27.

Hilf, J. W. (1948). Estimating construction pore pressures in rolled earth dams. In *Proceedings of the Second International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering* (pp. 234–240). Rotterdam, The Netherlands.

Hilf, J. W. (1956). *An investigation of pore-water pressure in compacted cohesive soils*.

Hillel, D. (1998). *Environmental soil physics, Fundamentals, applications, and environmental considerations*. San Diego, California, US: Academic press.

Ho, D. Y. F., y Fredlund, D. G. (1982). A Multistage Triaxial Test for Unsaturated

Soils. *Geotechnical Testing Journal*, 5(1), 18–25.

Hough, B. K. (1969). *Basic Soils Engineering*. New York: Ronald.

Hoyos, F. (2012). *GEOTECNIA diccionario básico*. Medellín.

Imperial College London. (2019). Imperial College London. Retrieved February 3, 2019, from <http://www.imperial.ac.uk/geotechnics/research/icfep/>

Jaky, J. (1944). The coefficient of earth pressure at-rest. *Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers*, 78(22), 355–358.

Jommi, C. (2000). Remarks on the constitutive modeling of unsaturated soils. *Experimental Evidence and Theoretical Approaches in Unsaturated Soils*, 139–15.

Katte, V., y Blight, G. (2012). *The Roles of Solute Suction and Surface Tension in the Strength of Unsaturated Soil*. Springer, Berlin, Heidelberg.

Kenai, S., Bahar, R., y Benazzoug, M. (2006). Experimental analysis of the effect of some compaction methods on mechanical properties and durability of cement stabilized soil. *Journal of Materials Science*, 41(21), 6956–6964. <https://doi.org/10.1007/s10853-006-0226-1>

Kovacevic, K., Potts, D., y Vaughan, P. (2001). Progressive failure in clay embankments due to seasonal climate changes. *Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, 3, 2127–2130. <https://doi.org/http://dx.doi.org/10.1023/A:1015512106336>

Krahn, J., y Fredlund, D. G. (1972). On total matric and osmotic suction. *Journal of Soil Science Journal*, 114(5), 339–348.

- Kumar, S., y Malik, R. S. (1990). Verification of quick capillary rise approach for determining pore geometrical characteristics in soils of varying texture,. *Soil Science*, 150(6), 883–888.
- Kurucuk, N., Kodikara, J., y Fredlund, D. G. (2007). Prediction of compaction curves. In *Proceedings of the Tenth Australia–New Zealand Conference on Geomechanics* (Vol. 2, pp. 115–119). Brisbane, Australia.
- Laloui, L., Péron, H., Geiser, F., Rifa, A., y Vulliet, L. (2006). Advances in volume measurement in unsaturated soil triaxial tests. *Soil and Foundations, Japanese Geotechnical Society*, 46(3), 341–349.
- Lambe, T. W., y Whitman, R. V. (1979). *Soil Mechanics*. New York: Wiley.
- Laroussi, C. H., y DeBacker, L. W. (1979). Relations between geometrical properties of glass bead media and their main hysteresis loops. *Soil Science Society of America Journal*, 43, 646–650.
- Leong, E. C., Nyunt, T. T., y Rahardjo, H. (2013). *Triaxial Testing of Unsaturated Soils*. Singapore: Springer, Berlin, Heidelberg.
- Leong, E. C., y Rahardjo, H. (1997). Permeability functions for unsaturated soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123(12), 1118–1126.
- Leong, E. C., Rahardjo, H., y Fredlund, D. G. (2001). Application of unsaturated soil mechanics in geotechnical engineering. In *The Eighth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering y Construction*. Singapore.
- Leong, E. C., Tripathy, S., y Rahardjo, H. (2004). A modified pressure plate apparatus.

Geotechnical Testing Journal, 27(3), 322–331.

Letey, J., Osborn, J., y Pelishek, R. E. (1962). Measurement of liquid solid contact angles in soil and sand. *Soil Science*, 93(3), 149–153.

Li, X. S. (2003). Tensorial nature of suction in unsaturated granular soil. In *Proc., 16th ASCE Engineering Mechanics Conf., ASCE*. Reston, VA.

Li, X. S. (2007). Thermodynamics-based constitutive framework for unsaturated soils . 1 : Theory, 57(5), 411–422.

Likos, W. J., y Lu, N. (2004). Hysteresis of Capillary Stress in Unsaturated Granular Soil. *Journal of Engineering Mechanics*, 130(6), 646–655.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(2004\)130:6\(646\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(2004)130:6(646))

López, N. P., y Mendoza, J. A. (2016). *Flujo de agua en suelos parcialmente saturados y su aplicación a la ingeniería geotécnica*. Mexico D.F.: Instituto de Ingeniería UNAM.

Ltd. Geo-Slope, I. (2007). GeoStudio.

Lu, N., y Likos, W. J. (2004). *Unsaturated Soil Mechanics*. Hoboken, New Jersey: John Wiley y Sons Inc.

Manahiloh, K. N., Muhunthan, B., y Likos, W. J. (2016). Microstructure-Based Effective Stress Formulation for Unsaturated Granular Soils. *International Journal of Geomechanics*, 16(6), 1–13.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0000617](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000617).

Marinho, F. A. M., Take, W. A., y Tarantino, A. (2008). Measurement of matric suction using tensiometric and axis translation techniques. *Laboratory and Field*

Testing of Unsaturated Soils, 3–19. https://doi.org/10.1007/978-1-4020-8819-3_2

Matyas, E. L., y Radhakrishna, H. S. (1968). Volume change characteristics of partially saturated soils. *Geotechnique*, 18, 432–448.

McCutcheon, S. C., Martin, J. L., y Barnell, Jr., T. O. (1993). Water quality. In D. R. Maidment (Ed.), *Handbook of Hydrology* (p. 11.3). New York: McGraw-Hill.

McKeen, R. G. (1980). Field studies of airport pavements on expansive clay. In *Proceedings of the Fourth International Conference on Expansive Soils* (pp. 242–261).

Melgarejo, M. (2004). *Laboratory and numerical investigations of soil retention curves*. University of London.

Meza, V. (2012). CÁTEDRA UNIVERSITARIA UNSATURATED SOILS , FROM RESEARCH TO THE UNIVERSITY LECTURE, 23–38.

Mitchell, J., y Kenichi, S. (2002). *Fundamentals of Soil Behavior*. New Jersey: John Wiley y Sons Inc. <https://doi.org/10.1111/j.1365-2249.2007.03583.x>

Molenkamp, F., y Nazemi, A. H. (2003). Micromechanical considerations of unsaturated pyramidal packing. *Geotechnique*, 53(2), 195–206.

Morgenstern, N. R. (1979). Properties of compacted soils. In *Proceedings of the Sixth Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering* (pp. 349–354). Lima.

Narsilio, G. A., y Santamarina, C. (2016). Clasificación de Suelos: fundamento físico, prácticas actuales y recomendaciones. *Georgia Institute of Technology, Atlanta*,

GA, USA- Guillermo. Narsilio@ Ce. Gatech. Edu y Carlos. Santamarina@ Ce. Gatech. Edu.

Nejad, M. M., y Manahiloh, K. N. (2017). Investigating the role of soil fabric in unsaturated soils. *ASCE*, 595–605. <https://doi.org/10.1061/9780784480472.063>

Novachem del Ecuador. (2019). Papel filtro.

Offman, J. A. Y. R. H., Azquez, J. O. S. E. V, Ichardo, N. A. P., y Enenbaum, G. E. T. (2009). Presión ¿cuál de todas ? UNAM. Facultad de Química.

Oliver, J., y Agelet de Saracibar, C. (2002). *Mecánica de medios continuos para ingenieros*. <https://doi.org/10.5753/CBIE.WCBIE.2013.379>

Olson, R., y Langfelder, L. (1965). Pore water pressure in saturated soils. *ASCE*, 127–150.

Pérez, A. (2014). Enciclopedia Virtual de Ingeniería Mecánica. Retrieved December 5, 2018, from http://www.mecapedia.uji.es/modulo_de_elasticidad.htm

Pérez, G. (2017). *Influencia de la succión en la deformación cortante de suelos lateríticos*. Universidad Nacional de Colombia.

Pineda Frias, R. T. (2018). *Resolución de la ecuación de Richards unidimensional por el método de volúmenes finitos*.

Pineda, J. A., y Colmenares, J. E. (2004). Ensayo triaxial sobre muestras en condición de saturación parcial, 10–13.

Poliotti, M., y Sierra, P. (2007). Geología y Geotecnia: Consolidación unidimensional de suelos, 41. Retrieved from http://www.fceia.unr.edu.ar/geologiygeotecnia/Consolidacion_unidim_de

suelos_2011s2.pdf

- Potts, D., Kovacevic, N., y Vaughan, P. (1997). Delayed collapse of cut slopes in stiff clay. *Géotechnique*, 47(5), 953–982. <https://doi.org/10.1680/geot.1997.47.5.953>
- Priono, Rahardjo, H., Chatterjea, K., y Leong, E. (2017). Laboratory investigation on hydraulic anisotropy behavior of unsaturated soil. *Canadian Geotechnical Journal*, 54(7), 1034–1046. <https://doi.org/10.1139/cgj-2016-0023>
- Priono, Rahardjo, H., Chatterjea, K., Leong, E., y Wang, J. (2016). Effect of hydraulic anisotropy on soil – water characteristic curve. *The Japanese Geotechnical Society Soils, Soils and Foundations*, 1–12. <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2016.02.006>
- Proctor, R. R. (1933). Fundamental principles of soil compaction. *Engineering News-Record*, 111, 286.
- Rebollo, L. F. (n.d.). Hidrogeología. Universidad de Alcalá.
- Richards, L. A. (1931). Capillary conduction of liquids through porous mediums. *Journal of Applied Physics*, 1(5), 318–333. <https://doi.org/10.1063/1.1745010>
- Richards, L. A. (1941). A Pressure-Membrane Extraction Apparatus for Soil Solution. *Soil Science*, 51(5), 377–386. <https://doi.org/10.1097/00010694-194105000-00005>
- Richards, L. A., y Ogata, G. (1958). A thermocouple for vapour pressure measurement in biological and soil systems at high humidity. *Science*, 128, 1089–1090.
- Ridley, A. (1993). The measurement of soil moisture suction. *University of London*.
- Ridley, A., y Burland, J. (1993). A new instrument for the measurement of soil

moisture suction. *Géotechnique*, 2, 321–324.

Ridley, A., Dineen, K., Burland, J., y Vaughan, P. (2003). Soil matrix suction: some examples of its measurement and application in geotechnical engineering. *Géotechnique*, 53(2), 241–253. <https://doi.org/10.1680/geot.53.2.241.37275>

Rodebush, W. H., y Buswell, A. M. (1958). Properties of water substances. *Special Report No. 40, Highway Research Board, Washington, DC*.

Shackelford, C. D. (2006). Environmental issues in geotechnical engineering. In *Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering* (pp. 95–122). Colorado, USA: Department of Civil Engineering, Colorado State University, Fort Collins, Colorado., <https://doi.org/10.3233/978-1-61499-656-9-95>

Spanner, D. C. (1951). The Peltier effect and its use in the measurement of suction pressure. *Journal of Experimental Botany*, 11, 145–168.

Standing, J., Ghail, R., y Coyne, D. (2013). Gas generation and accumulation by aquifer drawdown and recharge in the London Basin. *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, 46(3), 293–302. <https://doi.org/10.1144/qjegh2013-030>

Tamir, A., y Beviá, F. R. (2005). Ley de conservación de la materia. *Ingeniería Química*, 37(428), 444–446. <https://doi.org/10.1017/CBO9781107415324.004>

Tarnawski, y Wagner. (1991). Thermal properties of soils: The ProSoils, TES-CAD, Thermal Energy Systems, Computer Analysis and Design. *Halifax, NS*.

Thornthwaite, C. W. (1948). An Approach toward a Rational Classification of Climate.

Geographical Review, 38(1), 55–94.

Thornthwaite, C. W., y Mather, J. R. (1955). The water balance; publications in climatology. *Laboratory of Climatology*, 8.

Tombolato, S., y Tarantino, A. (2005). Coupling of hydraulic and mechanical behaviour in unsaturated compacted clay. *Géotechnique*, 55(4), 307–317. <https://doi.org/10.1680/geot.2005.55.4.307>

Tsiampousi, A., Zdravkovic, L., y Potts, D. M. (2016). Soil-atmosphere interaction in unsaturated cut slopes. In *3rd European Conference on Unsaturated Soils* (Vol. 9, pp. 1–6).

Viades, J. (2013). Fenomenos de superficie: Adsorción y Absorción. *Fenomenos de Superficie Adsorcion*. Retrieved from http://depa.fquim.unam.mx/amyd/archivero/Unidad3.Fenomenosuperficiales.Adsorcion_23226.pdf

Wetzel, P. J., y Boone, A. (1995). A parameterization for landatmosphere- cloud exchange, (PLACE): Documentation and testing of a detailed process model of the party cloudy boundary layer over heterogeneous land. *Journal of Climate*, 8, 1810–1837.

Wheeler, G. L., Trotter, E. W., Dawes, I. W., y Grant, C. M. (2003). Coupling of the Transcriptional Regulation of Glutathione Biosynthesis to the Availability of Glutathione and Methionine via the Met4 and Yap1 Transcription Factors. *Journal of Biological Chemistry*, 278(50), 49920–49928. <https://doi.org/10.1074/jbc.M310156200>

Williams, D. J., y Rykaart, M. (2003). The integrity of cover systems, 1–8.

Wilson, G. W., Fredlund, D. G., Barbour, S. L., y Pufahl, D. E. (1990). The use of ground surface moisture flux boundary conditions in geotechnical engineering
Prise en consideration des conditions aux limites du flux d ' humidification de la surface du sol en geotechnique, 2–5.

Zhan, T. L. T., y Ng, C. W. W. (2006). Shear strength characteristics of an unsaturated expansive clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 43(7), 751–763.
<https://doi.org/10.1139/t06-036>