



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**  
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA  
INGENIERÍA CIVIL – GEOTECNIA

**PERMEABILIDAD Y SU RELACIÓN DE ANISOTROPÍA OBTENIDA  
EXPERIMENTALMENTE EN SUELOS FINOS**

TESIS  
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:  
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:  
JOSÉ RAÚL LUCERO RIVERA

TUTOR PRINCIPAL  
DRA. NORMA PATRICIA LÓPEZ ACOSTA, INSTITUTO DE INGENIERÍA

CIUDAD UNIVERSITARIA, CDMX, 2022



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

## **AGRADECIMIENTOS**

A la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM) por brindarme la oportunidad de pertenecer a su programa de posgrado.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) por la beca otorgada para realizar los estudios de Maestría en Ingeniería.

Al Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (IIUNAM) por la beca otorgada para continuar esta investigación. En especial, al Laboratorio de Mecánica de Suelos por la utilización del material, equipos e instalaciones.

A mi tutora de tesis, Dra. Norma Patricia López Acosta, por su valiosa guía, colaboración, paciencia y dedicación para la realización de la presente tesis.

A cada uno de mis sinodales por sus valiosas aportaciones y tiempo dedicado a la revisión de mi trabajo de tesis: Dr. Osvaldo Flores Castrellón, Dr. Rigoberto Rivera Constantino, Dr. Mario Flores Guzmán y al Dr. Raúl Flores Berrones.

A todos los que me apoyaron durante la realización de este trabajo: el M.I. Mario Amaya, a la M.I. Andrea García, a la M.I. Zaira Hernández, al M.I. Mauricio Bernal, al M.I. David Barba y a Javier Hernández por sus valiosas aportaciones, consejos, amistad y sugerencias que contribuyeron en la culminación de este logro.

## **DEDICATORIAS**

A mis padres, que, sin ellos, no sería lo que ahora soy. A mis hermanos por las incontables risas para darme ánimos en los momentos difíciles. A mis abuelos, que son el pilar de la sencillez y humildad que me caracteriza. A Aleydis, que me ha enseñado a no rendirme a pesar de las circunstancias. Gracias.

*Ma chérie :*

*L'essentiel est invisible pour les yeux. Tu dois profiter toujours tout le temps.*

*Je t'aimerai toujours.*

# PERMEABILIDAD Y SU RELACION DE ANISOTROPÍA OBTENIDA EXPERIMENTALMENTE EN SUELOS FINOS

---

RESUMEN.....	VII
1. INTRODUCCIÓN.....	1
2. MARCO TEÓRICO .....	4
2.1 Conceptos generales.....	4
2.1.1 Flujo de agua.....	4
Flujo unidimensional.....	4
Flujo bidimensional.....	5
Flujo tridimensional.....	5
2.1.2 Tensor de permeabilidad.....	6
2.1.3 Variación direccional de la permeabilidad en un medio anisótropo.....	9
2.2 Factores que afectan la permeabilidad.....	12
a) La relación de vacíos.....	12
a.1) Índice de permeabilidad (relación $e - \log k$ ).....	15
b) Grado de saturación del suelo.....	15
c) Distribución del tamaño de partículas.....	16
d) Estado de esfuerzos efectivos.....	16
e) Origen y la composición mineralógica del suelo.....	18
2.3 Anisotropía de la permeabilidad y microestructura de las arcillas.....	19
2.4 Métodos para determinación experimental de la permeabilidad y su relación de anisotropía.....	22
a) Proceso experimental para determinar $k_h$ en un permeámetro de pared flexible... 23	
b) Proceso experimental para determinar $k_h$ (flujo radial) en un consolidómetro modificado o celda Rowe.....	26
2.5 Estudios experimentales sobre la permeabilidad horizontal y la relación de anisotropía $r_k$ .....	27
3. RELACIÓN DE ANISOTROPÍA EN UN PERMEÁMETRO DE PARED FLEXIBLE ...	31
3.1 Descripción de las muestras ensayadas.....	32
3.2 Proceso experimental en el permeámetro FWP-IIUNAM.....	37
3.2.1 Extracción y labrado de las probetas.....	37
a) Labrado de las probetas para ensaye de permeabilidad vertical.....	38

b)	Labrado de las probetas para ensaye de permeabilidad horizontal .....	39
c)	Preparación y labrado de las probetas para ensaye de permeabilidad horizontal induciendo flujo radial para las muestras de Paraíso, Tabasco.....	41
c.1)	Preparación y caracterización de la arena para el dren central .....	41
c.2)	Formación de las probetas de Paraíso, Tabasco para el ensaye de flujo radial. 47	
3.2.2	Calibración y verificación de los transductores de medición .....	53
a)	Transductor de presión .....	54
b)	Calibración y verificación de los transductores de cambio volumétrico.....	55
3.2.3	Montaje de la probeta en el FWP-IIUNAM.....	55
3.2.4	Saturación de la probeta por contrapresión.....	56
3.2.5	Medición de $B$ de Skempton.....	57
3.2.6	Consolidación.....	58
a)	Consolidación isotrópica con drenaje vertical.....	58
a)	Consolidación isotrópica con drenaje horizontal o radial. ....	59
3.2.7	Permeabilidad .....	59
a)	Configuración del esfuerzo efectivo y la distribución de la presión de poro en etapa de ensaye.....	59
b)	Permeabilidad vertical y horizontal .....	60
c)	Permeabilidad en flujo radial .....	62
3.2.8	Relación de anisotropía.....	63
4.	RESULTADOS EXPERIMENTALES .....	65
4.1	Consolidación .....	65
4.2	Permeabilidad.....	74
4.3	Relación de anisotropía .....	84
5.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES GENERALES.....	89
	REFERENCIAS .....	93
Anexo 1	Descripción del equipo disponible en el Laboratorio de Mecánica de Suelos del IIUNAM para determinar la permeabilidad. ....	99
A.1	Subsistemas del permeámetro .....	100
a)	Sistema mecánico.....	100
Suministro y cambio de presión .....	100	
Monitoreo y control de cambio volumétrico .....	101	
Cámara de ensaye .....	101	
b)	Sistema electrónico.....	101
Transductor de cambio volumétrico .....	101	

Transductor de cambio de presión.....	101
c) Sistema digital.....	102
Adquisición de datos.....	102
Anexo 2 Calibración y verificación de los sensores del FWP-IIUNAM.....	103
Anexo 3 Parámetros de compresibilidad de las muestras de suelo fino .....	105
Anexo 4 Valores de permeabilidad medidos en el FWP-IIUNAM .....	107

## RESUMEN

En esta tesis se determinó la relación de anisotropía de la permeabilidad ( $r_k = k_h/k_v$ ) en un permeámetro de pared flexible implementado en el IIUNAM (*Flexible Wall Permeameter, FWP-IIUNAM*). La ventaja de este equipo es que permite determinar la permeabilidad de diferentes tipos de suelos a distintos niveles de esfuerzo efectivo. La relación de anisotropía experimental de la permeabilidad que se estudió en esta investigación se determinó en suelos finos de dos sitios diferentes de México: (a) suelos arcillosos blandos compresibles del ex Lago de Texcoco, y (b) suelos finos arcillosos rígidos de Paraíso, Tabasco. Los análisis de la relación de anisotropía en el FWP-IIUNAM para las muestras inalteradas del suelo del ex Lago de Texcoco se ejecutaron labrando dos especímenes por muestra: el primero respetando el sentido de extracción de campo (para determinar la permeabilidad vertical  $k_v$ ), y el segundo, labrando de manera transversal u horizontal al sentido de extracción de campo (para determinar la permeabilidad horizontal  $k_h$ ). Para evaluar la relación de anisotropía de los suelos finos de Paraíso Tabasco se siguió la misma metodología de labrar dos especímenes en diferentes direcciones y adicionalmente, se utilizó otro procedimiento que involucra el flujo radial para medir  $k_h$  en el FWP-IIUNAM (con modificaciones al equipo implementadas como parte de esta investigación). Adicionalmente, se determinaron las propiedades hidráulicas de la arena que se utilizó como material drenante en las pruebas de flujo radial, y también la permeabilidad del propio sistema. La permeabilidad y su relación anisotropía están afectadas por una serie de factores físicos y químicos que las hacen únicas para cada tipo de suelo. Los resultados obtenidos en esta investigación indican que la relación de anisotropía  $r_k$  de los suelos arcillosos evaluados está influenciada principalmente por la microestructura, el tipo de ensaye en laboratorio y la forma de aplicación de la carga o presión (pues ésta depende del acomodo de las partículas de suelo, incluso a nivel microscópico). Lo anterior, se demostró con fotografías de microscopio electrónico de barrido (MEB), en las que las muestras del ex Lago de Texcoco denotan un arreglo de la microestructura sumamente aleatorio, incluso antes y después de someterlas a un proceso gradual de consolidación, con valores medidos de anisotropía de la permeabilidad  $r_k \leq 1$ . En el caso de las muestras de Tabasco estudiadas, se observó que exhiben un arreglo ligeramente alineado (atribuido al estado preconsolidado de las muestras) incluso antes y después de consolidarlas, con valores medidos de anisotropía  $r_k \geq 1$ . El conocimiento de la relación de anisotropía en la permeabilidad permite el estudio más realista del movimiento del agua a través del suelo en una obra geotécnica. Algunos ejemplos de análisis que resaltan la importancia de la relación de anisotropía de la permeabilidad son el estudio del comportamiento de drenes verticales en suelos sometidos a consolidación, así como, el estudio de la infiltración y desembalse de agua en las caras de un talud por efectos del llenado y vaciado de agua, entre otros. En la práctica profesional, generalmente se sobrestima la relación de anisotropía de la permeabilidad debido a un desconocimiento generalizado, derivado del poco interés en el estudio de las propiedades hidráulicas del suelo.





## ABSTRACT

In this thesis the permeability anisotropy ratio ( $r_k = k_h/k_v$ ) was achieved in a flexible wall permeameter ensembled in the UNAM Institute of Engineering (FWP-IIUNAM). The advantage of this permeameter is that it allows by itself to estimate the value of permeability of different types of soils at different effective stress levels. The experimental anisotropy ratio of permeability that was studied in this research is determined in fine-grained soils from two different sites in Mexico: (a) compressible soils from former Texcoco Lake, and (b) rigid soils from Paraíso, Tabasco. The analysis of the anisotropy ratio of permeability in the FWP-IIUNAM for the undisturbed soil samples from the former Texcoco Lake are carried out by trimming two specimens per sample: the first was trimmed in the direction of field extraction (to determine the vertical permeability  $k_v$ ), and the second, was achieved horizontally trimmed to the field extraction direction (to determine the horizontal permeability  $k_h$ ). To evaluate the anisotropy ratio of the fined-grain soils of Paraíso Tabasco, the same methodology of trimming two specimens in different directions was followed and, additionally, another procedure involving radial flow was used to measure  $k_h$  in the FWP-IIUNAM. In addition, the hydraulic characterization of the sand that served as draining material in the radial flow tests was determined; as well as the permeability of the system itself. Permeability and its anisotropy ratio are affected by several physical and chemical factors that make them unique for each type of soil. The permeability results from this research indicates that the anisotropy ratio of clayed soils is mainly influenced by microstructure, type of laboratory test and the way in which the load or pressure is applied (since it depends on the orientation of the soil particles). This was demonstrated with Scanning Electron Microscope photographs; and Texcoco samples denote a highly random arrangement of the microstructure; even before and after subjecting them to a gradual consolidation process, with values of  $r_k \leq 1$ . Tabasco samples show a slightly aligned microstructure (attributed to the pre-consolidated state of the samples) even before and after consolidating with values of  $r_k \geq 1$ .

The knowledge of  $r_k$  allows the most realistic study of the movement of water through the soil-mass in a geotechnical work. Some of the analysis that highlight the importance of the anisotropy relationship of permeability are the study of the behavior of vertical drains in soils subject to consolidation, as well as the study of infiltration and drainage of water on the faces of a slope due to effects of filling and emptying of water. In professional practice, the anisotropy ratio of permeability is generally overestimated due to a general lack of knowledge, derived from the lack of interest in its study.

## ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 2.1. FLUJO DE AGUA EN ELEMENTO DE SUELO (MODIFICADO DE LÓPEZ – ACOSTA Y MENDOZA, 2016).....	6
FIGURA 2.2. VARIACIÓN DIRECCIONAL DE LA PERMEABILIDAD (MODIFICADO DE DAS, 2008). ....	10
FIGURA 2.3. VARIACIÓN DIRECCIONAL DE LA PERMEABILIDAD (MODIFICADO DE DAS, 2008). ....	11
FIGURA 2.4. RESULTADOS EXPERIMENTALES DE PERMEABILIDAD DE UN SUELO FINO (MODIFICADO DE TAYLOR, 1948). ....	14
FIGURA 2.5. REPRESENTACIÓN ESQUEMÁTICA LA OBSTRUCCIÓN DE LAS BURBUJAS DE AIRE A TRAVÉS DEL SUELO (MODIFICADO DE GARCÍA- ALVA, 2019).....	16
FIGURA 2.6. INFLUENCIA DEL ESFUERZO TOTAL EN LA PERMEABILIDAD DE JALES, ENSAYADOS EN OEDÓMETRO (MODIFICADO DE SHAMSAI ET AL., 2007).....	17
FIGURA 2.7. MODELO IDEALIZADO DE LA TRAYECTORIA TORTUOSA DEL FLUJO (MODIFICADO DE OLSEN, 1961).....	19
FIGURA 2.8. CAMBIO EN LA MICROESTRUCTURA DEBIDO A LA CONSOLIDACIÓN (MODIFICADO DE INGLES, 1968). ....	21
FIGURA 2.9. CAMBIO EN LA MICROESTRUCTURA DEBIDO A LA CONSOLIDACIÓN ISOTRÓPICA. ....	21
FIGURA 2.10. LABRADO DE MUESTRA EN DIFERENTES DIRECCIONES (MODIFICADO DE CHAPUIS & GILL, 1989).....	22
FIGURA 2.11. FLUJO RADIAL INDUCIDO .....	23
FIGURA 2.12. FLUJO RADIAL EN UN PERMEÁMETRO DE PARED FLEXIBLE .....	24
FIGURA 2.13. ENSAYE DE PERMEABILIDAD EN PERMEAMETRO DE PARED FLEXIBLE CON MUESTRAS CÚBICAS. ....	25
FIGURA 2.14. ENSAYE DE PERMEABILIDAD RADIAL EN CELDA ROWE (MODIFICADO DE HEAD, 1994).....	27
FIGURA 2.15. OEDÓMETRO MODIFICADO PARA REALIZAR ENSAYES DE PERMEABILIDAD INDUCIENDO FLUJO RADIAL (MODIFICADO DE AL TABBAA Y WOOD, 1987).....	29
FIGURA 3.1. PROPIEDADES ÍNDICE DE LAS MUESTRAS ENSAYADAS. ....	33
FIGURA 3.2. IMÁGENES CON MICROSCOPIA DE BARRIDO ELECTRÓNICO (SEM) DEL EX LAGO DE TEXCOCO. ....	35
FIGURA 3.3. IMÁGENES CON MICROSCOPIA DE BARRIDO ELECTRÓNICO (SEM) DE PARAÍSO, TABASCO. ...	36
FIGURA 3.4. PROCEDIMIENTO GENERAL DE LA PRUEBA EN FWP-IIUNAM. ....	37
FIGURA 3.5. PREPARACIÓN DE LA MUESTRA. ....	38
FIGURA 3.6. LABRADO DE MUESTRAS PARA PERMEABILIDAD VERTICAL. ....	38
FIGURA 3.7. PROCESO PARA EL LABRADO TRANSVERSAL DE LAS MUESTRAS DE SUELO FINO.....	40
FIGURA 3.8. CRIBADO DE ARENA SÍLICA. ....	41
FIGURA 3.9. DENSIDAD DE SÓLIDOS DE LA ARENA SÍLICA UNIFORME. ....	42
FIGURA 3.10. PREPARACIÓN DE LA PROBETA DE ARENA. ....	43
FIGURA 3.11. MONTAJE DE PROBETA DE ARENA EN FWP-IIUNAM. ....	44
FIGURA 3.12. PROBETA DE ARENA LISTA PARA ENSAYAR EN FWP-IIUNAM.....	45
FIGURA 3.13. COMPRESIBILIDAD Y PERMEABILIDAD DE LA ARENA SÍLICA. ....	46
FIGURA 3.14. MEDICIÓN DE LA PERMEABILIDAD DEL SISTEMA .....	47
FIGURA 3.15. INSTRUMENTOS PARA LA PERFORACIÓN DE PROBETAS PARA EL ENSAYE DE FLUJO RADIAL..	48
FIGURA 3.16. PREPARACIÓN DE LA MUESTRA ANTES DE EXTRAER EL NÚCLEO CENTRAL .....	49
FIGURA 3.17. PROBETA CENTRADA Y NIVELADA JUNTO CON LA HERRAMIENTA DE GUÍA Y CORTE.....	49
FIGURA 3.18. PERFORACIÓN CENTRAL DE LA MUESTRA DE SUELO. ....	50
FIGURA 3.19. MUESTRA DE SUELO CON PERFORACIÓN CENTRAL. ....	51
FIGURA 3.20. PREPARACIÓN DE LA CÁMARA DEL FWP-IUNAM PARA ENSAYE DE FLUJO RADIAL. ....	51
FIGURA 3.21. PREPARACIÓN DE LA CÁMARA QUE ALOJA LA MUESTRA EN EL FWP-IIUNAM. ....	52

FIGURA 3.22. COLOCACIÓN DE GEOTEXTIL Y MEMBRANA EN LA PROBETA PARA ENSAYE DE FLUJO RADIAL EN EL FWP-IIUNAM. ....	53
FIGURA 3.23. CARACTERIZACIÓN DEL SENSOR DE PRESIÓN DE CONFINAMIENTO.....	54
FIGURA 3.24. MONTAJE DE PROBETA DE SUELO FINO EN EL FWP-IIUNAM.....	56
FIGURA 3.25. CURVA DE SATURACIÓN DE UNA PROBETA.....	57
FIGURA 3.26. CONSOLIDACIÓN DE LAS PROBETAS EN DIFERENTE DIRECCIÓN (MODIFICADO DE HEAD, 1994). .....	59
FIGURA 3.27. DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES EN ENSAYE TRIAXIAL DE PERMEABILIDAD (MODIFICADO DE HEAD, 1998).....	60
FIGURA 3.28. CURVAS DE GASTO FILTRADO. ....	61
FIGURA 3.29. CURVA DE VELOCIDAD DE DESCARGA Y GRADIENTE HIDRÁULICO.....	62
FIGURA 4.1. FOTOGRAFÍA DE MEB DE LA MUESTRA SM-37. ....	66
FIGURA 4.2. MUESTRA SM-47.....	67
FIGURA 4.3. MUESTRA M-6 (CLÚSTERS ALINEADOS). ....	68
FIGURA 4.4. MUESTRA M-18 (CLÚSTERS CASI IMPERCEPTIBLES). ....	68
FIGURA 4.5. CURVAS DE CONSOLIDACIÓN DE LA MUESTRA SM-47-H.....	69
FIGURA 4.6. COMPRESIBILIDAD DE LAS MUESTRAS SM-14BIS Y SM-37.....	71
FIGURA 4.7 COMPRESIBILIDAD DE LA MUESTRA SM-47.....	72
FIGURA 4.8. COMPRESIBILIDAD DE LA MUESTRA TBH-356.....	72
FIGURA 4.9. COMPRESIBILIDAD DE LA MUESTRA M-6.....	73
FIGURA 4.10. RESUMEN DE CURVAS DE COMPRESIBILIDAD DE PARAÍSO, TABASCO.....	74
FIGURA 4.11 PERMEABILIDAD VERTICAL DE LA MUESTRA SM-37.....	75
FIGURA 4.12. PERMEABILIDAD HORIZONTAL DE LA MUESTRA SM-37.....	76
FIGURA 4.13. COMPORTAMIENTO DE LA PERMEABILIDAD VERTICAL EN DIFERENTES ETAPAS DE ESFUERZO DE LA MUESTRA SM-47.....	77
FIGURA 4.14. COMPORTAMIENTO DE LA PERMEABILIDAD HORIZONTAL EN DIFERENTES ETAPAS DE ESFUERZO DE LA MUESTRA SM-47.....	78
FIGURA 4.15. RELACIÓN DE LA PERMEABILIDAD RESPECTO A LOS ESFUERZOS EFECTIVOS DE LAS MUESTRAS DE TEXCOCO.....	79
FIGURA 4.16. RESULTADOS DE PERMEABILIDAD DEL EX LAGO DE TEXCOCO.....	80
FIGURA 4.17. RESULTADOS DE PERMEABILIDAD DE PARAÍSO, TABASCO.....	81
FIGURA 4.18. RESULTADOS DE PERMEABILIDAD DE LAS MUESTRAS DE PARAÍSO, TABASCO (RELACIÓN DE VACÍOS).....	81
FIGURA 4.19. RELACIÓN DE AMBAS METODOLOGÍAS PARA OBTENER LA PERMEABILIDAD EN SENTIDO HORIZONTAL.....	81
FIGURA 4.20 COMPARACIÓN DE LOS VALORES DE PERMEABILIDAD OBTENIDA EN FLUJO RADIAL EN PERMEÁMETRO DE PARED FLEXIBLE.....	82
FIGURA 4.21. RELACIÓN $E - \log K (C_k)$ , MUESTRAS DE TEXCOCO.....	83
FIGURA 4.22. RELACIÓN $E - \log K (C_k)$ , MUESTRAS DE PARAÍSO, TABASCO.....	84
FIGURA 4.23. RELACIÓN DE ANISOTROPÍA EN FUNCIÓN DEL ESFUERZO EFECTIVO APLICADO.....	86
FIGURA 4.24. MUESTRAS DE SUELO DEL EX LAGO DE TEXCOCO.....	87

## ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 3.1. MUESTRAS DISPONIBLES PARA LOS ENSAYES DE ANISOTROPÍA (PORTILLO-ARREGUÍN, 2019; ZARAGOZA-CARDIEL, 2020). .....	32
TABLA 3.2. CLASIFICACIÓN SUCS DE LAS MUESTRAS ENSAYADAS.....	32
TABLA 3.3. CONTENIDO DE MATERIA ORGÁNICA, CONDUCTIVIDAD TÉRMICA Y MINERALOGÍA DE LAS MUESTRAS ENSAYADAS (PORTILLO-ARREGUIN, 2019; ZARAGOZA-CARDIEL, 2020).....	34
TABLA 3.4. COMPARACIÓN DE LAS PERMEABILIDADES OBTENIDAS CON CARGA CONSTANTE Y CARGA VARIABLE. ....	46
TABLA 4.1. PROPIEDADES DE CONSOLIDACIÓN PARA LOS SITIOS EN ESTUDIO. ....	70

## NOTACIÓN

$A$	área de la muestra de suelo en $\text{cm}^2$
$A_c$	área corregida de la probeta en $\text{cm}^2$
$a_s$	área específica por unidad de volumen de la matriz de suelo
$B$	parámetro B de Skempton
$b_s$	índice experimental que depende del tipo de suelo fino
$C_1$	constante de Kozeny
$C_s$	constante de forma de las partículas sólidas del suelo
$c_v$	coeficiente de consolidación vertical
$C_{vi}$	cambio volumétrico inferior en $\text{cm}^3$
$C_{vs}$	cambio volumétrico superior en $\text{cm}^3$
$D_s$	diámetro promedio de las partículas sólidas del suelo en cm
$\Delta h$	pérdida de carga hidráulica en cm
$\Delta\sigma$	incremento de la presión confinante en $\text{kg}/\text{cm}^2$
$\Delta u$	incremento de la presión de poro en $\text{kg}/\text{cm}^2$
$\Delta t$	incremento de tiempo para medición en el permeámetro en s
$dT$	variación por unidad de tiempo en s
$dV$	variación del volumen en $\text{cm}^3$
$d_x$	diferencial del elemento en dirección x
$d_y$	diferencial del elemento en dirección y
$d_z$	diferencial del elemento en dirección z
$\frac{\partial h}{\partial x}, \frac{\partial h}{\partial y}, \frac{\partial h}{\partial z}$	gradientes hidráulicos correspondientes a la carga hidráulica $h$ en las direcciones x, y, z, respectivamente
$\frac{\partial h}{\partial m}, \frac{\partial h}{\partial n}$	gradientes hidráulicos correspondientes a la carga hidráulica $h$ en las direcciones $m, n$ , respectivamente.
$E$	exactitud del sensor en %
$E_p$	error parcial de medición en %
$E_T$	error total de medición en %
$e$	relación de vacíos

$e_0$	relación de vacíos inicial de la muestra de suelo
$\varepsilon$	deformación volumétrica en %
$G_s$	densidad de sólidos de la muestra de suelo
$G_w$	grado de saturación de agua en la muestra de suelo
$\gamma_d$	peso volumétrico seco de la muestra del suelo en $t/m^3$
$\gamma_m$	peso volumétrico de la muestra de suelo en $t/m^3$
$\gamma_w$	peso volumétrico del agua en $t/m^3$
$h$	carga hidráulica en cm
$i$	gradiente hidráulico
$\vec{i}$	vector de los gradientes hidráulicos correspondientes a un vector de velocidad de flujo
$\hat{i}, \hat{j}, \hat{k}$	vectores unitarios en las direcciones x, y, z
$i_x$	gradiente hidráulico en la dirección x
$i_y$	gradiente hidráulico en la dirección y
$i_z$	gradiente hidráulico en la dirección z
$k$	tensor de permeabilidad en cm/s
$k_0$	permeabilidad correspondiente a una relación de vacíos $e_0$
$k_\alpha$	permeabilidad en la dirección $\alpha$ en cm/s
$k_\beta$	permeabilidad en la dirección $\beta$ en cm/s
$k_h$	permeabilidad horizontal en cm/s
$k_v$	permeabilidad vertical en cm/s
$k_z$	permeabilidad en dirección del eje z en cm/s
$L$	longitud de la muestra de suelo en cm
$L_p$	lectura del patrón de medición
$L_s$	lectura del sensor de medición
$L_i$	lectura inicial de volumen del sensor en $cm^3$
$L_f$	lectura final de volumen del sensor en $cm^3$
$\mu$	viscosidad del líquido permeante
$MO$	contenido de materia orgánica en %
$m_v$	coeficiente de compresibilidad volumétrica en $cm^2/kg$
$n$	porosidad de una muestra de suelo en %

---

$OCR$	grado de preconsolidación del suelo
$P$	perímetro mojado en cm
$P_p$	presión patrón en kg/cm <sup>2</sup>
$Q$	gasto de infiltración en m <sup>3</sup> /s
$R_h$	radio hidráulico
$r_k$	factor de anisotropía de la permeabilidad
$SUCS$	Sistema Unificado de Clasificación de Suelos
$\sigma'$	esfuerzo efectivo de confinamiento en kg/cm <sup>2</sup>
$\sigma_{cps}$	presión de contrapresión superior en kg/cm <sup>2</sup>
$\sigma_{cpi}$	presión de contrapresión inferior en kg/cm <sup>2</sup>
$\sigma_3$	presión de cámara confinante en kg/cm <sup>2</sup>
$t$	tiempo de ensaye en s
$V_m$	volumen de la muestra en cm <sup>3</sup>
$V_p$	volumen patrón en cm <sup>3</sup>
$V_s$	volumen registrado en el sensor cm <sup>3</sup>
$\vec{v}$	vector de la velocidad de flujo
$V_{sl}$	volumen de las partículas solidas del suelo en cm <sup>3</sup>
$v_x$	velocidad del flujo en dirección del eje x en cm/s
$v_y$	velocidad del flujo en dirección del eje y en cm/s
$v_z$	velocidad del flujo en dirección del eje z en cm/s
$w_0$	contenido de agua en %
$w_l$	límite líquido en %
$w_p$	límite plástico en %





## 1. INTRODUCCIÓN

---

El conocimiento de la relación de anisotropía de la permeabilidad del suelo es importante para analizar el comportamiento de obras geotécnicas que involucran un flujo horizontal de agua. Algunas de las aplicaciones para el uso de la relación de anisotropía es el uso de drenes verticales en suelos finos que están sometidos a una consolidación, así como el estudio de la infiltración de agua en las caras de un talud en un canal y con ello evaluar el potencial de erosión en una estructura térrea.

El parámetro de la relación de anisotropía de la permeabilidad es único para cada tipo de suelo, sin embargo, existen autores (Leroueil, *et al.*, 1990; Baligh y Levadoux, 1986; Clennell *et al.*, 1999) que han realizado generalizaciones, las cuales no son aplicables a los suelos de México y la razón es porque cada suelo tiene diferente origen, microestructura y composición mineralógica.

La relación de anisotropía de los suelos finos en México se sobrestima debido a un desconocimiento generalizado, derivado del poco interés en su estudio, incluso en los proyectos de gran importancia. Los valores considerados para la anisotropía de la permeabilidad generalmente se asignan de forma subjetiva, y usualmente no corresponden con el tipo de suelo analizado.

Existe un estudio realizado por Mitchell (1956) en el cual determinó en el laboratorio una relación de anisotropía menor a la unidad de la permeabilidad para arcilla del Valle de México. Este valor fue determinado por el autor mediante el labrado de las muestras en diferentes direcciones en un oedómetro. Mitchell (1956) atribuyó este valor a la orientación extremadamente aleatoria de su microestructura, causada por los orígenes geológicos tan variables que tuvieron lugar en el pasado. Uno de los factores que causaron tal estructura aleatoria fueron los vientos, que fueron los causantes de que la gran actividad ígnea de la Cuenca de México depositara una cantidad importante de material piroclástico en la formación del antiguo lago salino. Además del ambiente salino, el cual da pauta que se generen microestructuras aleatorias o floculadas.

En esta investigación se efectúa y se comparan dos metodologías para determinar la permeabilidad en dirección horizontal  $k_h$ , las cuales consisten en: a) labrar especímenes inalterados en sentido transversal al sentido de extracción de la muestra y b) adecuación para la medición del flujo radial hacia afuera del espécimen mediante un orificio central con un dren ubicado en el interior de la muestra. Para determinar la permeabilidad en sentido vertical  $k_v$  de las muestras, se debe cuidar el sentido de extracción en campo. Una vez obtenidas las permeabilidades en ambas direcciones, se determina la relación de anisotropía  $r_k = k_h/k_v$ ; es decir, es necesario ensayar dos especímenes a un mismo nivel de esfuerzo de una muestra para obtener una relación de anisotropía  $r_k$ .

El proceso experimental de esta tesis se enfoca en la relación de anisotropía de la permeabilidad en suelos finos de dos sitios diferentes de México: (a) suelos lacustres compresibles del ex Lago de Texcoco, y (b) suelos finos de Paraíso, Tabasco. Las pruebas experimentales de permeabilidad se realizan en un permeámetro de pared flexible implementado en el IIUNAM (*Flexible Wall Permeameter, FWP-IIUNAM*).

Para determinar la relación de anisotropía  $r_k$  de los suelos deformables del ex Lago de Texcoco se determinan permeabilidades  $k_v$  y  $k_h$  de la misma muestra inalterada. Es decir, el primer espécimen labrado, cuidando el sentido de extracción de campo y el segundo labrando otro espécimen de la misma muestra en sentido transversal de campo, respectivamente. Para los suelos de Tabasco la permeabilidad  $k_v$  se obtiene de la misma manera que para los suelos del ex Lago de Texcoco; pero, para la permeabilidad  $k_h$ , se logra de dos maneras: 1) labrando la muestra de manera transversal al sentido de extracción en campo e 2) induciendo un flujo radial mediante un orificio central hacia el perímetro de la muestra.

El objetivo general de esta tesis es evaluar experimentalmente la relación de anisotropía de la permeabilidad en muestras inalteradas de suelos finos, mediante pruebas de permeabilidad en un permeámetro de pared flexible, con el fin de establecer la validez de que la relación de anisotropía de la permeabilidad en suelos de México difiere del factor común de los suelos finos del resto del mundo.

Esta tesis está organizada en cinco capítulos, incluyendo la introducción. En el segundo capítulo se presenta la importancia de la evaluación de la permeabilidad en diferentes direcciones en un análisis de flujo de agua en una o varias direcciones. Al respecto, se describen los diferentes factores que influyen de manera directa la permeabilidad y su anisotropía, mismos que conllevan a establecer que la microestructura del suelo es primordial para atribuir los valores de la relación de anisotropía de la permeabilidad menores a la unidad. Adicionalmente, se incluyen los métodos más comunes para determinar la permeabilidad y con ello su relación de anisotropía en laboratorio y de algunos valores de la relación de anisotropía medidos en suelos de diferentes países. En el tercer capítulo se describen las muestras ensayadas para esta investigación, incluyendo la caracterización de los suelos utilizados, análisis mineralógico y fotografías de microscopio electrónico de

barrido (MEB), con la finalidad de observar la microestructura antes de consolidar las muestras. También, se detalla el proceso empleado en el FWP-IIUNAM para estimar las permeabilidades en diferentes direcciones (vertical, horizontal y radial). Se representan las etapas a seguir para la operación del FWP-IIUNAM, así como las condiciones y procedimientos especiales que requiere cada metodología utilizada. También en este capítulo se explica el proceso de cálculo para las permeabilidades y su relación de anisotropía. En el cuarto capítulo se discuten los resultados obtenidos de cada una de las metodologías empleadas en el FWP-IIUNAM, señalando las variaciones en los esfuerzos efectivos. Se explica la relación directa de la afectación de microestructura debido a la carga aplicada en las muestras; asimismo, se muestra la microestructura afectada por la consolidación mediante MEB. Se incluye la diferencia de las permeabilidades obtenidas mediante el labrado de muestras en dirección transversal y flujo radial para las muestras inalteradas de Paraíso, Tabasco. En el último capítulo, se presentan las conclusiones generales y las recomendaciones respecto a futuros trabajos de investigación.

## 2. MARCO TEÓRICO

---

### 2.1 Conceptos generales

#### 2.1.1 Flujo de agua

El análisis de flujo de agua se utiliza en áreas relacionadas con el diseño de presas de tierra, estabilidad de taludes, muros de retención, diseño de drenes verticales para suelos sometidos a consolidación, excavaciones con suelos saturados y su respectivo abatimiento del nivel freático, entre otras. Los análisis de flujo de agua se realizan para evitar: 1) altos gradientes hidráulicos, los cuales pueden ocasionar una falla local en taludes de algún canal (erosión local o tubificación) e incluso la falla total de la estructura soportada por el suelo; 2) altas presiones de agua, las cuales pueden ocasionar volteo o flotación de las estructuras que interactúan con el suelo; y 3) pérdidas de agua a través de la cortina de una presa y su cimentación o por el flujo en un vaso de almacenamiento (Capítulo B.2.9, MDOC-CFE, 2017). Existen análisis de flujo establecido en un medio anisotrópico que puede intervenir: 1) flujo unidimensional, 2) flujo bidimensional y 3) flujo tridimensional. Para el flujo bidimensional y tridimensional, la permeabilidad se debe considerar como un tensor con diferentes permeabilidades en los ejes principales. Sin embargo, para el flujo establecido unidimensional, la permeabilidad si puede ser considerada como un escalar ya que depende únicamente de una sola dirección de flujo. En los párrafos siguientes se muestra el uso de la permeabilidad en diferentes direcciones.

#### ***Flujo unidimensional***

Considerando la Figura 2.1a, que representa un elemento de suelo de dimensiones  $d_x$ ,  $d_y$  y  $d_z$  sujeta a un flujo ascendente en la dirección  $y$  con velocidad  $v_y$  y tomando en cuenta la *ley de continuidad*, se obtiene:

$$\left( v_y + \frac{\partial v_y}{\partial y} d_y \right) d_x d_z - v_y d_x d_z = 0 \quad (2.1)$$

y el flujo total unidimensional que se presenta a través del suelo se expresa como:

$$\frac{\partial v_y}{\partial y} d_x d_y d_z = 0 \quad (2.2)$$

Sustituyendo la *Ley de Darcy* como  $v_y = -k_v \frac{\partial h}{\partial y}$  en la ecuación 2.2 y en la ecuación 2.1, la siguiente ecuación corresponde a la ecuación unidimensional de flujo:

$$k_v \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0 \quad (2.3)$$

donde  $k_v$  es la permeabilidad en sentido vertical del suelo,  $\frac{\partial h}{\partial y}$  es el gradiente hidráulico correspondiente a la carga hidráulica  $h$  en la dirección  $y$ .

### **Flujo bidimensional**

Considerando un elemento de suelo (Figura 2.1b), con dimensiones  $d_x$ ,  $d_y$  y  $d_z$ , que se somete a un flujo en 2 direcciones, con velocidades positivas  $v_x$  y  $v_y$  en los ejes  $x$  y  $y$ , respectivamente; se deduce la ecuación de continuidad:

$$\left( v_x + \frac{\partial v_x}{\partial x} d_x - v_x \right) d_y d_z + \left( v_y + \frac{\partial v_y}{\partial y} d_y - v_y \right) d_x d_z = 0 \quad (2.3)$$

La ecuación que representa el flujo total en las direcciones  $x$  y  $y$  es:

$$\left( \frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} \right) d_x d_y d_z = 0 \quad (2.4)$$

Sustituyendo la *ley de Darcy*  $v_x = -k_h \frac{\partial h}{\partial x}$  y  $v_y = -k_v \frac{\partial h}{\partial y}$  en 2.3 y 2.4 resulta la ecuación general de flujo bidimensional para un suelo anisótropo.

$$k_v \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_h \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} = 0 \quad (2.5)$$

donde  $k_v$  y  $k_h$  son las permeabilidades correspondientes a las direcciones vertical y horizontal, respectivamente,  $\frac{\partial h}{\partial y}$  es el gradiente hidráulico correspondiente a la carga hidráulica  $h$  en la dirección  $y$ , y  $\frac{\partial h}{\partial x}$  es el gradiente hidráulico correspondiente a la carga hidráulica  $h$  en la dirección  $x$

### **Flujo tridimensional**

Considerando un elemento de suelo (Figura 2.1c), con dimensiones  $d_x$ ,  $d_y$  y  $d_z$ , que se somete a un flujo en 3 direcciones, con velocidades positivas  $v_x$ ,  $v_y$  y  $v_z$  en los ejes  $x$ ,  $y$  y  $z$  respectivamente; se deduce la ecuación de continuidad:

$$\left( v_x + \frac{\partial v_x}{\partial x} d_x - v_x \right) d_y d_z + \left( v_y + \frac{\partial v_y}{\partial y} d_y - v_y \right) d_x d_z + \left( v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z} d_z - v_z \right) d_x d_y = 0 \quad (2.6)$$

En donde el flujo total en las 3 direcciones corresponde a:

$$\left( \frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} \right) d_x d_y d_z = 0 \quad (2.7)$$

Sustituyendo la Ley de Darcy  $v_x = -k_h \frac{\partial h}{\partial x}$ ,  $v_y = -k_v \frac{\partial h}{\partial y}$  y  $v_z = -k_z \frac{\partial h}{\partial z}$  en 2.6 y 2.7 resulta la ecuación general de flujo tridimensional para un suelo anisótropo.

$$k_v \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_h \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (2.8)$$

donde  $k_v$ ,  $k_h$  y  $k_z$  son las permeabilidades correspondientes a las 3 direcciones ortogonales,  $\frac{\partial h}{\partial y}$  es el gradiente hidráulico correspondiente a la carga hidráulica  $h$  en la dirección  $y$ ,  $\frac{\partial h}{\partial x}$  es el gradiente hidráulico correspondiente a la carga hidráulica  $h$  en la dirección  $x$ ,  $\frac{\partial h}{\partial z}$  es el gradiente hidráulico correspondiente a la carga hidráulica  $h$  en la dirección  $z$ .

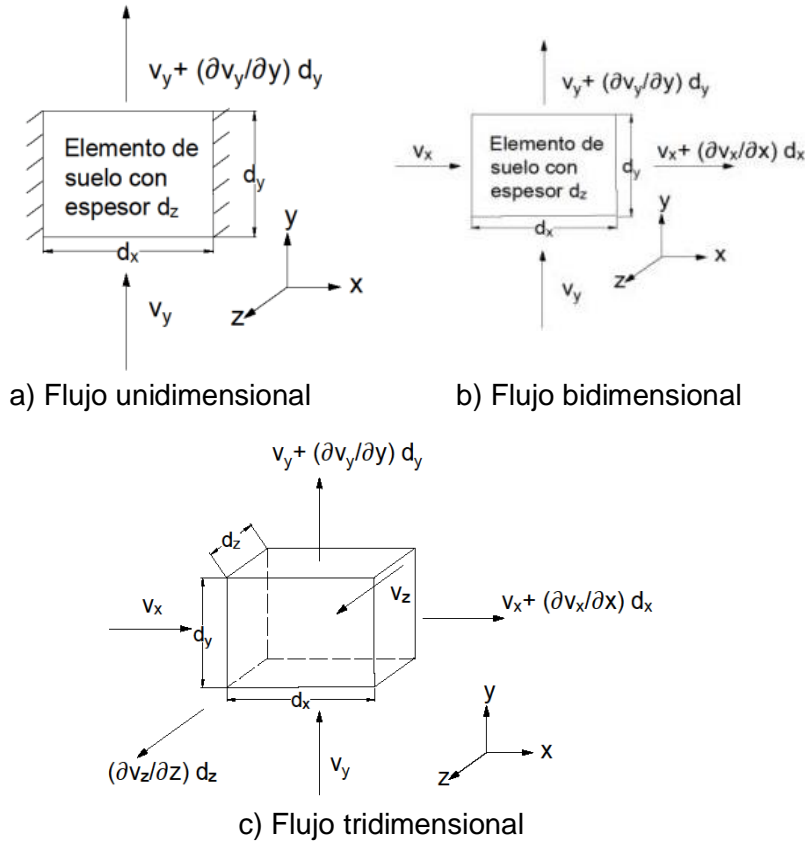


Figura 2.1. Flujo de agua en elemento de suelo (modificado de López – Acosta y Mendoza, 2016).

### 2.1.2 Tensor de permeabilidad

Para desarrollar análisis bidimensionales o tridimensionales de flujo de agua en medios anisótropos, la permeabilidad debe ser representada como un tensor.

Existen métodos experimentales e indirectos que permiten determinar las diferentes permeabilidades en las direcciones correspondientes de análisis, los cuales se describen en el inciso 2.4.

Liakopoulos (2010) demostró que, para un caso general, la permeabilidad es un tensor simétrico de segundo orden que se reduce a un escalar para el caso de suelos isotrópicos. Así, la *Ley de Darcy* puede escribirse en notación vectorial de la siguiente forma:

$$\vec{v} = k\vec{i} \quad (2.9)$$

donde  $\vec{v}$  es el vector de velocidad,  $k$  es el tensor de permeabilidad e  $\vec{i}$  es el vector de gradientes hidráulicos. Los vectores  $\vec{v}$  e  $\vec{i}$  en coordenadas cartesianas se escriben de la siguiente forma:

$$\vec{v} = v_x\hat{i} + v_y\hat{j} + v_z\hat{k} \quad (2.10)$$

$$\vec{i} = i_x\hat{i} + i_y\hat{j} + i_z\hat{k} \quad (2.11)$$

donde los vectores  $\hat{i}$ ,  $\hat{j}$ ,  $\hat{k}$  son los vectores unitarios a lo largo de los ejes  $x, y, z$ , respectivamente. Considerando una región de flujo en donde la velocidad es una función regular de la posición, tal que el vector velocidad a cualquier punto de coordenadas  $(x, y, z)$  puede ser representada por una serie de Taylor alrededor de cualquier otro punto inicial de coordenadas  $(x_0, y_0, z_0)$ . En los tres ejes principales la serie de Taylor puede escribirse como:

$$v_x = v_{x_0} + \frac{(x - x_0)}{1!} \frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{(y - y_0)}{1!} \frac{\partial v_x}{\partial y} + \frac{(z - z_0)}{1!} \frac{\partial v_x}{\partial z} + \frac{(x - x_0)^2}{2!} \frac{\partial^2 v_x}{\partial x^2} + \dots$$

$$v_y = v_{y_0} + \frac{(x - x_0)}{1!} \frac{\partial v_y}{\partial x} + \frac{(y - y_0)}{1!} \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{(z - z_0)}{1!} \frac{\partial v_y}{\partial z} + \frac{(x - x_0)^2}{2!} \frac{\partial^2 v_y}{\partial x^2} + \dots$$

$$v_z = v_{z_0} + \frac{(x - x_0)}{1!} \frac{\partial v_z}{\partial x} + \frac{(y - y_0)}{1!} \frac{\partial v_z}{\partial y} + \frac{(z - z_0)}{1!} \frac{\partial v_z}{\partial z} + \frac{(x - x_0)^2}{2!} \frac{\partial^2 v_z}{\partial x^2} + \dots$$

Debido a que el punto arbitrario  $(x, y, z)$  es escogido muy cerca del punto original  $(x_0, y_0, z_0)$ , se pueden despreciar los términos de potencia igual o mayor a 2. La razón de omisión de los términos demuestra la validez de que en el campo de velocidad en el flujo de Darcy y los componentes de la velocidad de un punto son funciones lineales de sus coordenadas, generando de esta manera un campo de deformación homogénea.

La diferencia de velocidad entre los dos puntos considerados anteriormente está definida por las derivadas parciales de las tres componentes de velocidad  $(v_x, v_y, v_z)$  en las direcciones ortogonales  $(x, y, z)$ . Cada componente de velocidad debe obedecer la *Ley de Darcy*. Entonces, asumiendo un suelo homogéneo y anisotrópico se tiene:



$$\begin{aligned} \frac{\partial v_x}{\partial x} &= k_{xx}i_x & \frac{\partial v_x}{\partial y} &= k_{xy}i_y & \frac{\partial v_x}{\partial z} &= k_{xz}i_z \\ \frac{\partial v_y}{\partial x} &= k_{yx}i_x & \frac{\partial v_y}{\partial y} &= k_{yy}i_y & \frac{\partial v_y}{\partial z} &= k_{yz}i_z \\ \frac{\partial v_z}{\partial x} &= k_{zx}i_x & \frac{\partial v_z}{\partial y} &= k_{zy}i_y & \frac{\partial v_z}{\partial z} &= k_{zz}i_z \end{aligned}$$

La velocidad  $\vec{v}$  no solo es diferente en magnitud, sino que también varía con respecto al gradiente hidráulico  $\vec{i}$  y por lo tanto las tres componentes del vector de velocidad ( $v_x, v_y, v_z$ ) a lo largo de los tres ejes coordenados ( $x, y, z$ ), pueden escribirse como:

$$\begin{aligned} v_x &= k_{xx}i_x + k_{xy}i_y + k_{xz}i_z \\ v_y &= k_{yx}i_x + k_{yy}i_y + k_{yz}i_z \\ v_z &= k_{zx}i_x + k_{zy}i_y + k_{zz}i_z \end{aligned} \quad (2.12)$$

El sistema de ecuaciones anterior representa el caso general para un suelo anisotrópico, en el cual los ejes coordenados ( $x, y, z$ ) son considerados los tres ejes principales del vector velocidad. Los nueve coeficientes de conductividad hidráulica  $k$  del sistema de ecuaciones anterior caracterizan la transformación de las componentes del gradiente hidráulico en vectores de velocidad. El operador  $k$ , por lo tanto, corresponde a un tensor de segundo orden escrito de manera matricial como:

$$k = \begin{bmatrix} k_{xx} & k_{xy} & k_{xz} \\ k_{yx} & k_{yy} & k_{yz} \\ k_{zx} & k_{zy} & k_{zz} \end{bmatrix} \quad (2.13)$$

y por lo tanto, las ecuaciones de las componentes de la velocidad en los diferentes ejes coordenados se puede escribir como:

$$\begin{bmatrix} v_x \\ v_y \\ v_z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{xx} & k_{xy} & k_{xz} \\ k_{yx} & k_{yy} & k_{yz} \\ k_{zx} & k_{zy} & k_{zz} \end{bmatrix} * \begin{bmatrix} i_x \\ i_y \\ i_z \end{bmatrix} \quad (2.14)$$

Cuando la relación entre la velocidad  $\vec{v}$  y el gradiente hidráulico  $\vec{i}$  es referida a los ejes principales, entonces los valores del tensor de permeabilidad se reducen a cero, excepto los de la diagonal principal:

$$k = \begin{bmatrix} k_{xx} & 0 & 0 \\ 0 & k_{yy} & 0 \\ 0 & 0 & k_{zz} \end{bmatrix} \quad (2.15)$$

y el sistema de ecuaciones 2.12 se reduce a:

$$\begin{aligned}v_x &= k_{xx}i_x \\v_y &= k_{yy}i_y \\v_z &= k_{zz}i_z\end{aligned}\tag{2.16}$$

o

$$\begin{aligned}\vec{v} &= v_x\hat{i} + v_y\hat{j} + v_z\hat{k} \\ \vec{v} &= k_{xx}i_x\hat{i} + k_{yy}i_y\hat{j} + k_{zz}i_z\hat{k}\end{aligned}\tag{2.17}$$

Cuando el valor de la permeabilidad tiene el mismo valor en cualquier dirección, el tensor 2.13 se convierte en un valor escalar y la ecuación 2.14 se reduce a

$$\begin{aligned}k &= k_{xx} = k_{yy} = k_{zz} \\ \vec{v} &= k\hat{i} + k\hat{j} + k\hat{k}\end{aligned}\tag{2.18}$$

### 2.1.3 Variación direccional de la permeabilidad en un medio anisótropo

La mayoría de los suelos son anisotrópicos con respecto a la permeabilidad. La relación de anisotropía depende del tipo de suelo. Generalmente los suelos finos lacustres preconsolidados son más anisotrópicos cuando se evalúan en un sentido horizontal, con respecto al vertical; incluso, comparados con suelos granulares (Das, 2008).

Las máximas permeabilidades que un suelo anisotrópico puede presentar se encuentran ortogonales entre sí, siendo en algunos casos la permeabilidad horizontal  $k_{xx} = k_h$  mayor a la permeabilidad vertical  $k_{yy} = k_v$ . Para notar la variación que existe de la permeabilidad direccional, en la Figura 2.2a muestra el flujo de agua en una tablaestaca y en la Figura 2.2b denota un suelo anisotrópico, en el cual la línea equipotencial y la línea de flujo no son ortogonales entre sí. Los ejes horizontal y vertical ilustran la permeabilidad  $k_h$  y la permeabilidad  $k_v$ , respectivamente.

En la Figura 2.2b,  $m$  corresponde a la tangente de la línea de flujo en el punto 0, siendo así, la resultante de la velocidad de descarga  $v$ , y  $n$  es la perpendicular a la línea equipotencial en el mismo punto, resultando ser la dirección del gradiente hidráulico. La *ley de Darcy* establece que la velocidad de descarga  $v$  es proporcional al gradiente hidráulico  $i$ .

$$v_x = -k_h \frac{\partial h}{\partial x}, v_y = -k_v \frac{\partial h}{\partial y}, v_m = -k_\alpha \frac{\partial h}{\partial m}, v_n = -k_\beta \frac{\partial h}{\partial n}\tag{2.19}$$

donde:  $v_x, v_y, v_m, v_n$  son las velocidades de filtración en las direcciones  $x, y, m, n$ , respectivamente;  $k_h$  es la permeabilidad en la dirección  $x$ ;  $k_v$  es la permeabilidad en el eje  $y$ ;  $k_\alpha, k_\beta$  son las permeabilidades en las direcciones  $m, n$ , respectivamente y  $\frac{\partial h}{\partial x}, \frac{\partial h}{\partial y}, \frac{\partial h}{\partial m}, \frac{\partial h}{\partial n}$  son los gradientes hidráulicos en las direcciones  $x, y, m, n$ , respectivamente.

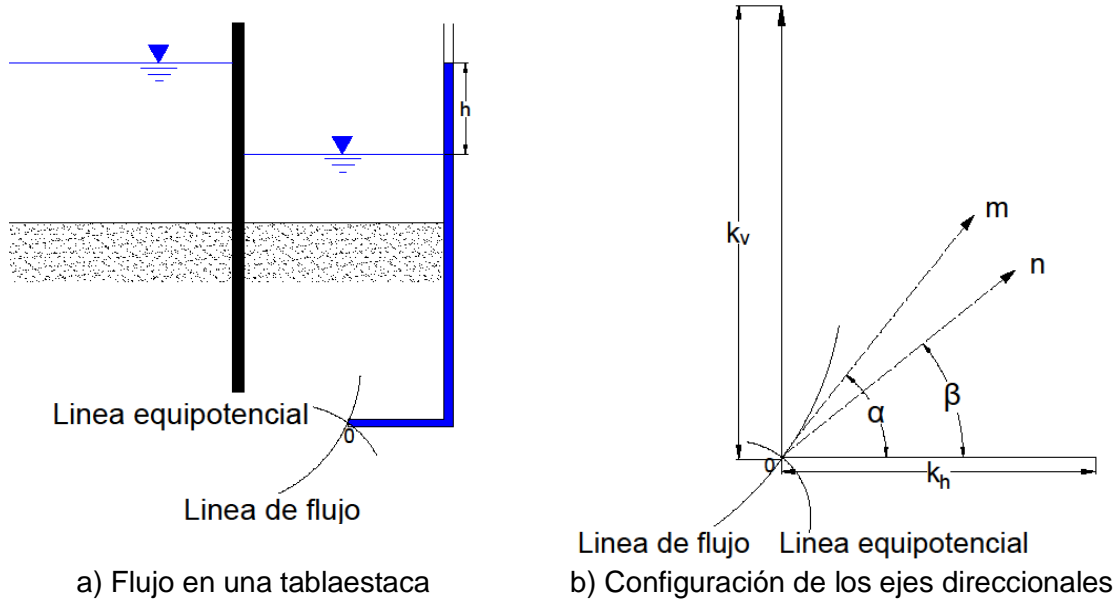


Figura 2.2. Variación direccional de la permeabilidad (modificado de Das, 2008).

El signo negativo de las ecuaciones 2.19 indica que el flujo dentro de la sección de suelo va en el sentido de mayor a menor carga hidráulica. Se puede escribir el gradiente hidráulico en la dirección  $m$  de la siguiente forma:

$$\frac{\partial h}{\partial m} = \frac{\partial h}{\partial x} \cos \alpha + \frac{\partial h}{\partial y} \sin \alpha \quad (2.20)$$

Despejando los gradientes hidráulicos de las ecuaciones 2.19:

$$\frac{\partial h}{\partial x} = -\frac{v_x}{k_h}, \quad \frac{\partial h}{\partial y} = -\frac{v_y}{k_v}, \quad \frac{\partial h}{\partial m} = -\frac{v_m}{k_\alpha}$$

y considerando  $v_x = v_m \cos \alpha$  y  $v_y = v_m \sin \alpha$  se sustituye en la ecuación 2.20, quedando de la siguiente manera:

$$\frac{v_m}{k_\alpha} = \frac{v_m}{k_h} \cos^2 \alpha + \frac{v_m}{k_v} \sin^2 \alpha$$

Simplificando,  $v_m$  queda:

$$\frac{1}{k_\alpha} = \frac{\cos^2 \alpha}{k_h} + \frac{\sin^2 \alpha}{k_v} \quad (2.21)$$

De igual manera, para la suma vectorial de las componentes de la velocidad en la dirección del vector  $n$ , se puede escribir:

$$v_n = v_x \cos \beta + v_y \sin \beta \quad (2.22)$$

Sustituyendo las ecuaciones 2.19 en 2.22, se tiene:

$$k_\beta \frac{\partial h}{\partial n} = k_h \frac{\partial h}{\partial x} \cos \beta + k_v \frac{\partial h}{\partial y} \sin \beta \quad (2.23)$$

Los gradientes hidráulicos en la dirección horizontal y vertical se pueden denotar de la siguiente forma:

$$\frac{\partial h}{\partial x} = \frac{\partial h}{\partial n} \cos \beta \quad \frac{\partial h}{\partial y} = \frac{\partial h}{\partial n} \sin \beta$$

Y, por último, sustituyendo en la ecuación 2.23, queda:

$$k_{\beta} = k_h \cos^2 \beta + k_v \sin^2 \beta \quad (2.24)$$

La ecuación 2.21 denota la variación de la permeabilidad  $k_{\alpha}$  con respecto al ángulo  $\alpha$ . La ecuación 2.24 representa la variación de la permeabilidad  $k_{\beta}$  en la dirección  $\beta$ . Estas ecuaciones son de utilidad para determinar permeabilidades direccionales, las cuales están únicamente en función de las permeabilidades  $k_h$  y  $k_v$  (Figura 2.3). Las permeabilidades en las direcciones  $\alpha$  y  $\beta$  determinan valores ligeramente diferentes de la permeabilidad direccional, sin embargo, la diferencia no deberá ser mayor al 25 % (Das, 2008).

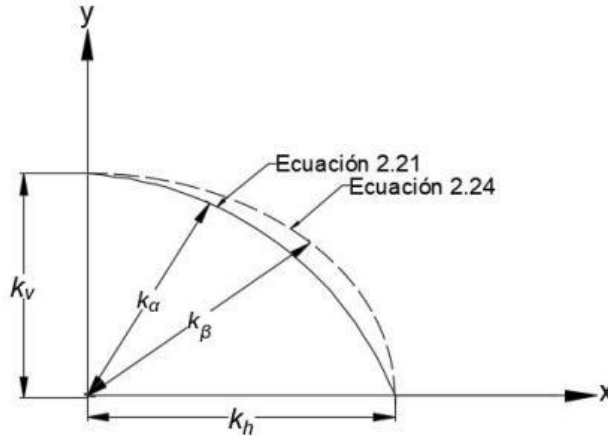


Figura 2.3. Variación direccional de la permeabilidad (modificado de Das, 2008).

De manera tradicional, el uso de las permeabilidades únicamente se enfatiza a las direcciones principales de los ejes  $x, y$ , para un estado plano de análisis. Por lo general, el uso de estas componentes direccionales de la permeabilidad es similares cuando se analiza un estado de esfuerzos y deformaciones en diferentes direcciones, con la diferencia de que en permeabilidad es menos común hacer este tipo de consideraciones.

Para medir el grado de anisotropía en un suelo se introduce la relación de anisotropía de la permeabilidad  $r_k$ , el cual está definido como:

$$r_k = \frac{k_h}{k_v} \quad (2.25)$$

donde  $k_h$  y  $k_v$  son la permeabilidad horizontal y vertical, respectivamente. La relación de anisotropía  $r_k$  usualmente suele ser mayor a la unidad, debido a la estratificación paralela de ciertos tipos de suelos. En los siguientes capítulos se mostrará que existe más de una razón para que el factor  $r_k$  sea menor que 1.

## 2.2 Factores que afectan la permeabilidad

### a) La relación de vacíos

La relación de vacíos es un parámetro intrínseco para determinar la variación de la permeabilidad experimental del suelo. La relación que existe entre estos dos parámetros está en función del tipo de estructura del suelo (en términos de la cantidad de poros y el volumen que representa con respecto al volumen de los sólidos). La configuración geométrica de los poros del suelo es un aspecto que refleja la relación de vacíos. Por lo tanto, son los conductos por donde circula el agua. Así, a menor cantidad de conductos o área por donde circula el agua, menor será la permeabilidad. La permeabilidad para un suelo saturado puede definirse como una función de la relación de vacíos o la porosidad (Huang *et al.*, 1998). Kozeny en 1927 fue el primero en obtener la siguiente función de permeabilidad para un medio poroso saturado.

$$k_s = \frac{C_1 n^3}{a_s^2} \quad (2.26)$$

Donde:  $C_1$  es la constante de Kozeny;  $n$  es la porosidad y  $a_s$  es el área específica por unidad de volumen de la matriz de suelo.

Partiendo del concepto de Kozeny, Taylor en 1948 logra obtener una ecuación de la permeabilidad en función de la relación de vacíos. El autor se basa en el concepto del radio hidráulico  $R_h$ , el cual es una relación que considera área de la sección circular constante  $A$  en un tubo y  $P$  el perímetro mojado.  $L$  es la longitud de la sección tubular.

$$R_h = \frac{A}{P} = \frac{AL}{PL} \quad (2.27)$$

El radio hidráulico indica la relación que existe del volumen y el área de flujo de un canal en el cual el agua circula dentro del suelo. Esta forma alternativa de expresar el radio hidráulico también aplica para el promedio del gradiente hidráulico en un tubo de sección variable (Taylor, 1948). Cuando el flujo de agua toma lugar a través del suelo, el volumen de flujo en los canales es igual al volumen de los vacíos, el cual está representado como  $eV_{sl}$ . El área de la superficie del flujo de los canales es el total del área de las partículas sólidas de suelo  $A_s$ . Así, la expresión para el radio hidráulico en un suelo es:

$$R_h = \frac{eV_{sl}}{A_s} \quad (2.28)$$

La relación  $\frac{V_{sl}}{A_s}$  es una constante para cualquier espécimen de suelo, sin embargo, existe la limitante en algunos suelos de grano fino ya que la superficie de las partículas sólidas del suelo no puede ser determinada fácilmente y una gran parte de la superficie total es contribuida por una pequeña fracción de partículas sólidas muy pequeñas.

Si en la ecuación (2.28) se considera el diámetro  $D_s$  de un grano esférico de suelo, entonces el radio hidráulico se expresa de la siguiente forma:

$$R_h = \frac{eV_{sl}}{A_s} = e \frac{\frac{1}{6}\pi D_s^3}{\pi D_s^2} = e \frac{D_s}{6} \quad (2.29)$$

La idealización para evaluar el gasto a través de un tubo de sección constante, pero de extrema forma irregular, como lo es en un suelo, cuenta con la teoría establecida por la Ley de Pouseuille, la cual, gobierna la relación del flujo laminar de agua a través de pequeños tubos capilares de diámetro pequeño. Por lo tanto, el gasto se evalúa de la siguiente forma:

$$Q = (C_s \frac{\gamma_w}{\mu} R_h^2 n) * iA \quad (2.30)$$

Donde:  $C_s$  es una constante de forma, la cual tiene un valor definido para cualquier forma específica de un área transversal;  $\gamma_w$ = peso volumétrico del agua;  $\mu$ = viscosidad del líquido permeante;  $n$ = la porosidad del suelo;  $i$ = gradiente hidráulico y  $A$ = área transversal total de la sección. Asimismo, tomando en cuenta la porosidad del suelo como:

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

Sustituyendo la ecuación (2.29) en la ecuación (2.30) se obtiene una ecuación (2.31), la cual evalúa el gasto hidráulico a través de un medio poroso:

$$Q = (D_s^2 \frac{\gamma_w}{\mu} \frac{e^3}{1 + e} C_s) * iA \quad (2.31)$$

Comparando 2.31 con la Ley de Darcy  $Q = kiA$

$$k = D_s^2 \frac{\gamma_w}{\mu} \frac{e^3}{1 + e} C_s \quad (2.32)$$

Estudios experimentales realizados por Taylor (1948) muestran que la ecuación (2.32) se encuentra muy lejos de representar el comportamiento de la permeabilidad en función de la relación de vacíos para suelos finos. Las discrepancias entre los resultados teóricos y experimentales se deben a que el espesor de la doble capa de agua difusa, la cual envuelve a los minerales arcillosos y a su vez ocasiona que el flujo de agua circule únicamente en una fracción del espacio entre los poros. Otra diferencia en los resultados para suelos arcillosos se debe a que el grado de orientación de las partículas de arcilla aumenta con una presión de consolidación y por último, que el tamaño de los poros no es constante (Olsen, 1962). El estudio experimental de Taylor (1948) en suelos finos (de tamaño de partícula de 0.10 a 0.0018 mm) de Carolina del Norte señala que el comportamiento de la permeabilidad en escala logarítmica, en función de la relación de vacíos se aproxima a una línea recta. La dispersión que muestra la Figura 2.4 se debe al aire atrapado dentro de la estructura del suelo. Las pruebas mostradas en la Figura 2.4 se determinaron con dos distintas metodologías; la primera en un aparato que induce compresión en un espécimen cilíndrico y la segunda, confinando las

muestras de suelo en tubos rígidos de gran longitud. La relación empírica que muestra la Figura 2.4 denota que se puede conocer la permeabilidad a cualquier valor de relación de vacíos para un suelo en específico conociendo solamente dos puntos de la gráfica, mismos que sirven de referencia para el trazado de una línea recta (Ecuación 2.33).

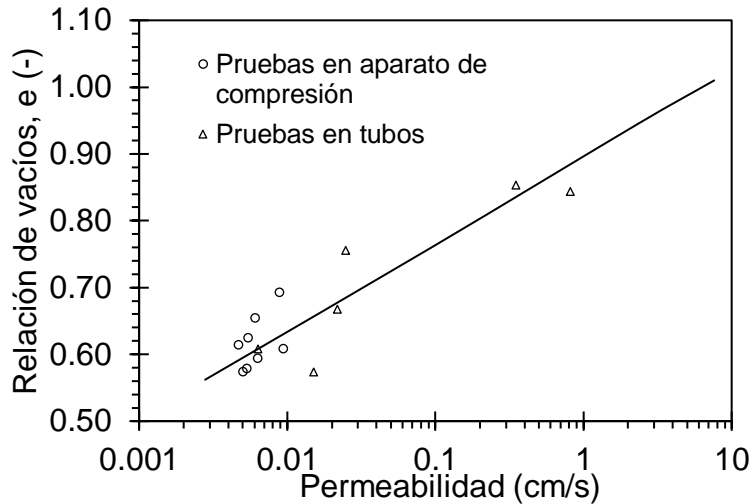


Figura 2.4. Resultados experimentales de permeabilidad de un suelo fino (modificado de Taylor, 1948).

El autor sugiere un método simple para determinar la permeabilidad de un suelo a cualquier relación de vacíos conocida; cuando los valores de permeabilidad son conocidos para 2 o más relaciones de vacíos. La relación empírica obtenida por Taylor en 1948 es:

$$\log k = \log k_0 + b_s (e - e_0) \quad (2.33)$$

donde  $k_0$  es la permeabilidad para una relación de vacíos  $e_0$  y  $b_s$  es un índice experimental.

Mesri et al, 1994, considera una relación del efecto del tamaño y forma de los poros en términos de la actividad ( $A_c$ ) y la fracción arcillosa ( $CF$ ) en muestras de suelo fino, en una relación empírica entre la permeabilidad y relación de vacíos. Esta relación puede ser usada para estimar la permeabilidad de sitio ( $k_{vd}$ ), a partir de  $e_0$  en el que el índice de permeabilidad ( $C_k$ ) se encuentra relacionado. La permeabilidad se encuentra directamente relacionada con la actividad porque indica directamente la mineralogía y con ello, el tamaño de partícula y el tamaño de poro. También, la permeabilidad está directamente relacionada a la relación de vacíos, pero inversamente proporcional a  $CF$  es decir, a mayor contenido de fracción arcillosa, se manifiesta con poros pequeños y sumamente tortuosos.

A medida que disminuye el contenido mineral y orgánico de la arcilla, o, que las arcillas blandas se vuelvan cada vez más y más limosas, bajo condiciones naturales de sedimentación, estas llegan a una condición de equilibrio al alcanzar relaciones de vacíos cada vez más pequeñas. Por lo tanto, en las arcillas de alta plasticidad la

combinación de relaciones de vacíos grandes pero tamaños de vacíos pequeños la condición de equilibrio se alcanza con relaciones de vacíos cada vez más pequeñas. Además, la microestructura en arcillas blandas minimiza el efecto de la composición mineral sobre el tamaño, la forma y el volumen total de los poros.

**a.1) Índice de permeabilidad (relación  $e - \log k$ )**

La relación  $e - \log k$ , denota el índice de permeabilidad ( $C_k$ ) y con ello, la variabilidad de la permeabilidad que existe con el cambio en la relación de vacíos. Valores altos en el índice de permeabilidad denotan pequeños cambios en la permeabilidad para un cambio definido en la relación de vacíos. Por el contrario, valores pequeños de  $C_k$  corresponde a cambios significativos en la permeabilidad. Por ejemplo, un valor pequeño de  $C_k$  se le podría atribuir a un suelo fino rígido, con presencia de grietas, en el cual el cierre de las grietas en el rango de compresión conduciría a un gran decremento en la permeabilidad para decrementos pequeños en la relación de vacíos (Mesri y Cepeda – Diaz, 1987). Por lo tanto, el comportamiento general de  $C_k$  disminuye gradualmente conforme se ejerce presión. Sin embargo, para valores iniciales de  $e_0$  y  $k_0$  correspondientes a una deformación no mayor al 20%, se puede representar por un valor constante de  $C_k$ .

Anteriormente, Mesri y Rohksar, 1974 han determinado correlaciones entre  $C_k$  y  $C_c$  (índice de compresibilidad), justo después del esfuerzo de preconsolidación y la relación entre  $C_k/C_c$  encontrada por estos autores, varía entre 0.5 y 2. Esta correlación es compatible debido a la naturaleza de la determinación de ambos parámetros, expresados de la siguiente forma:

$$C_k = \frac{\Delta e}{\Delta \log k} \qquad C_c = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'_v}$$

**b) Grado de saturación del suelo**

La permeabilidad de un suelo generalmente decrece con el incremento de aire en los poros del suelo. Las burbujas de aire pueden obstaculizar el flujo en los vacíos del suelo. Si el grado de saturación es menor de 85 %, es probable que las burbujas de aire tengan continuidad a través de los poros del suelo; en cambio, si existieran burbujas aisladas (Figura 2.5), entonces se afectarían significativamente las condiciones del flujo, lo cual invalidaría la aplicación de la *ley de Darcy* (García – Alva, 2019).



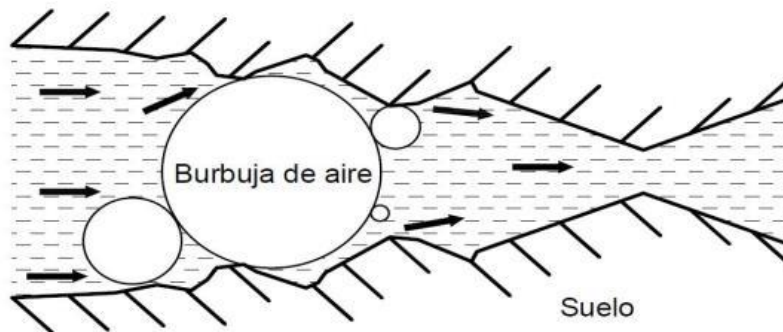


Figura 2.5. Representación esquemática la obstrucción de las burbujas de aire a través del suelo (modificado de García- Alva, 2019).

La consideración que se realiza en un suelo saturado contempla que el flujo de agua se presenta en toda el área de vacíos, debido a que todos ellos se encuentran llenos de agua, mientras que, en suelos no saturados, el flujo se presenta solamente en los poros que están llenos de agua, por lo que el flujo de agua disminuye, ocasionando que el grado de saturación también disminuya (Capítulo B.2.9, MDOC-CFE, 2017). Debido a lo anterior, tanto el flujo como la permeabilidad son menores en los suelos no saturados (Kovacs, 1981).

### c) Distribución del tamaño de partículas

La permeabilidad está directamente relacionada con la distribución, disposición y el tamaño de las partículas del suelo debido a que afectan a la conectividad en los poros. Las partículas angulares ocasionan que la permeabilidad tenga una tendencia a disminuir por la fricción que los bordes generan, a diferencia de partículas las cuales se encuentran redondeadas. Esto se debe a que los bordes y las esquinas de los granos angulares tienen mejor acomodo en los vacíos. Por lo tanto, los suelos con partículas angulares presentan una menor permeabilidad, en comparación con suelos de partículas más redondeadas (Holtz & Kovacs, 1981). Taylor en 1948 plantea que en diámetros efectivos de partículas mayores a 0.50 mm, el flujo se vuelve semi-turbulento.

Para los suelos que contienen un alto contenido de minerales arcillosos, la permeabilidad depende del espesor del agua difusa o adsorbida, por la capacidad de intercambio catiónico y la valencia de los cationes. Uno de los aspectos más importantes para que la permeabilidad sea severamente afectada en los suelos francamente arcillosos es el espesor de la doble capa difusa debido a que el tamaño efectivo de los poros se reduce (Díaz - Rodríguez, 2014).

### d) Estado de esfuerzos efectivos

El estado de esfuerzos efectivos es de los parámetros que más influyen en la variabilidad de la permeabilidad. En general, el aumento de esfuerzo efectivo en un suelo, producido por la aplicación de una carga o presión externa, tiene un efecto de densificación en el cual los vacíos disminuyen su tamaño; y, en consecuencia, la

permeabilidad decrece significativamente; por lo tanto, el decremento de la permeabilidad es ocasionado directamente por el decremento en la relación de vacíos debido al aumento de esfuerzo efectivo. La consolidación en suelos finos afecta de manera directa en la orientación de las partículas, dando como resultado un decremento de la porosidad conforme ocurre un incremento en el esfuerzo efectivo. La orientación gradual que sufren las partículas del suelo está en función de la dirección de la carga aplicada y la forma en que se aplica. La principal consecuencia a nivel microestructural del proceso gradual de consolidación en un material arcilloso es que ésta da a lugar a que los arreglos microestructurales se desestabilicen y formen una mayor tortuosidad en los canales de flujo y por lo tanto disminuyan su permeabilidad (Clennell *et al.*, 1999).

Para demostrar el efecto que tiene el esfuerzo efectivo sobre la permeabilidad, Shamsai *et al.* (2007) efectuaron ensayos de consolidación con medición de permeabilidad vertical en muestras de jales con pesos volumétricos diferentes. Los resultados que obtuvieron los autores se muestran en la Figura 2.6. La variación de  $k_v$  mostrada en la Figura 2.6 disminuye conforme el esfuerzo total aplicado aumenta, pero este decremento tiende a ser menor para esfuerzos mayores a  $3 \text{ kg/cm}^2$  (Shamsai *et al.*, 2007).

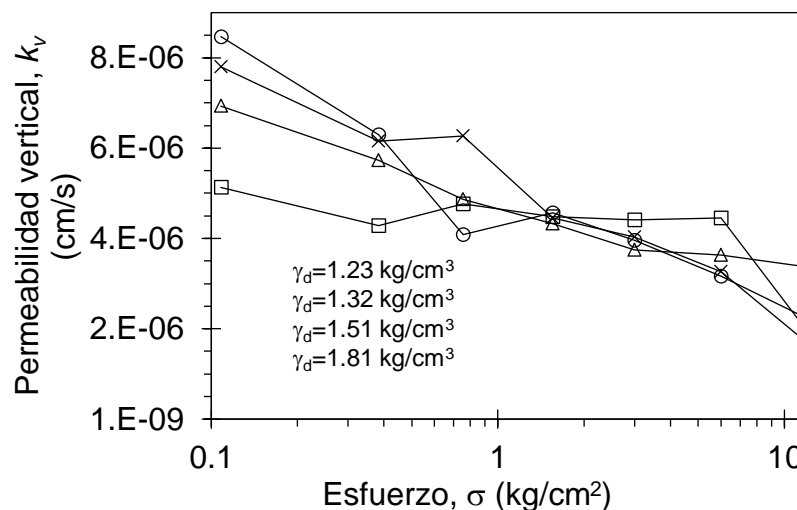


Figura 2.6. Influencia del esfuerzo total en la permeabilidad de jales, ensayados en oedómetro (modificado de Shamsai *et al.*, 2007).

En una serie de ensayos oedométricos en suelos finos, especialmente blandos, O'Kelly (2006) muestra la influencia del esfuerzo efectivo para la medición de permeabilidad vertical y horizontal para materiales finos lacustres, aluviales y de depósito estuario, entre los cuales destacan limos, arcillas y turbas de la región de Irlanda. La forma en la que el autor obtiene las permeabilidades en las direcciones vertical y horizontal es labrando las probetas de muestras inalteradas en sentidos diferentes. La ecuación con la cual el autor determina los valores de permeabilidad de manera indirecta mediante pruebas de consolidación es la siguiente:

$$k_v = m_v c_v \gamma_w \quad (2.34)$$

donde  $m_v$  es el coeficiente de compresibilidad volumétrica en el sentido vertical;  $c_v$  es el coeficiente de consolidación vertical es  $\gamma_w$  es peso volumétrico del agua.

Las características de los suelos ensayados por O'Kelly (2006) son similares a los suelos lacustres estudiados en esta Tesis, ya que algunos de los suelos de ese estudio son limos calcáreos, con alto contenido de mineral arcilloso laminado. Algunos con incrustaciones de conchas y materia orgánica contienen relaciones de vacíos altas, del orden de 3 a 4, contenidos de agua del orden de 80 hasta 150 %, y microestructuras de laminación ligeramente orientada. El autor atribuye que los valores de permeabilidad disminuyen significativamente por el cierre de los agujeros de raíz y fisuras llenas de arena que tienen drenaje preferencial a esfuerzos pequeños. Los valores de la relación de anisotropía de la permeabilidad menores a la unidad se deben a la misma razón para los suelos que presentan materia orgánica, arena y agujeros. Los resultados determinan la dependencia del decremento de la permeabilidad conforme el esfuerzo efectivo incrementa, ya que logra disminuir la permeabilidad en ordenes de magnitud de  $\times 10^{-5}$  hasta  $\times 10^{-8}$  cm/s. El autor logra obtener diferentes valores de la relación de anisotropía  $r_k$  para los suelos antes mencionados, valores que están incluso debajo de la unidad, hasta valores que llegan a ser del orden de 2. Los valores de la relación de anisotropía mayores de la unidad se deben a que la microestructura contiene lentes de arena, materia orgánica y que debido a la aplicación de la carga logran una laminación fina orientada, favoreciendo el drenaje horizontal. Los valores de la relación de anisotropía menores a la unidad se deben a la misma razón para los suelos que presentaban materia orgánica, arena y agrietamientos debidos a existencia de lentes arenosos; es decir, una microestructura muy errática.

### **e) Origen y la composición mineralógica del suelo**

Los procesos mecánicos a través del origen de los suelos definen el grado de consolidación y por lo tanto su nivel de anisotropía. El origen geológico da lugar a la estructura del suelo, la cual está relacionada con el tamaño, forma y acomodo de las partículas, así como los vacíos del suelo, los cuales tienen un papel primordial cuando se evalúa la permeabilidad. Las causas de alteración en los canales de flujo en una muestra de suelo dependen de su anisotropía y las cargas o presiones a las cuales se encuentren sometida (Clennell *et al.*, 1999).

La mineralogía es el factor principal que controla el tamaño, la forma y las propiedades de la microestructura de los suelos arcillosos. Estas características determinan las propiedades físicas y químicas de los suelos. Conociendo el tipo de minerales que lo constituyen, se puede conocer a priori el comportamiento de cualquier suelo (Mitchell & Soga, 2005). Los minerales arcillosos, compuestos principalmente por silicatos de aluminio hidratados están distinguidos principalmente: a) por ser partículas pequeñas (tamaños menores o iguales a 0.002 mm); b) cargas negativas de interacción; c) la plasticidad adquirida cuando se

mezclan con agua y d) la alta resistencia a la erosión. La diferencia clave que logra distinguir los minerales arcillosos de los no arcillosos es que en los minerales no arcillosos están compuestos principalmente por partículas abultadas, mientras que en los arcillosos se distinguen por ser alargadas con característica plana, y en algunos casos, en formas de aguja o tubulares (Mitchell & Soga, 2005). La composición mineralógica en los suelos finos, en particular el tipo de material arcilloso influye en la dificultad del flujo debido al espesor de la doble capa de agua adsorbida, ya que disminuye el tamaño efectivo de los poros. (Díaz – Rodríguez, 2014).

### 2.3 Anisotropía de la permeabilidad y microestructura de las arcillas

La anisotropía de la permeabilidad resulta de la orientación preferida que tienen las partículas alargadas o aplanadas que se definen en la estratificación de los depósitos de suelo. En un estudio realizado por Mitchell en 1956, determinó relaciones de anisotropía  $r_k$  con valores menores a 1 hasta más de 7 para muestras inalteradas en diferentes tipos de arcilla. Olsen (1961), realizó ensayos de consolidación con medición de permeabilidad en dos direcciones diferentes en muestras de caolinita, illita y arcilla azul de Boston. Los resultados de la relación de anisotropía  $r_k$  para las muestras de caolinita resultaron del orden de 1.3 hasta 1.7, mientras que para las muestras de illita y la arcilla azul de Boston fueron relaciones desde 0.9 hasta 4.0. La razón por la que Olsen (1961) considera la variación de los rangos de la relación de anisotropía se debe a la tortuosidad de los caminos de flujo que generan las partículas de arcilla, ocasionados por la microestructura (Figura 2.7).

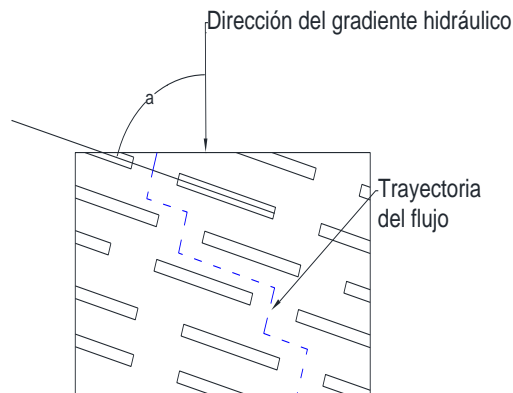


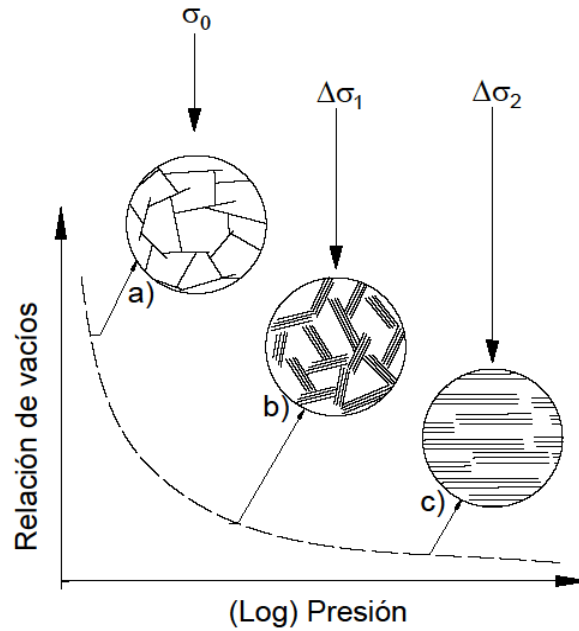
Figura 2.7. Modelo idealizado de la trayectoria tortuosa del flujo (modificado de Olsen, 1961).

Los niveles anisotrópicos de un suelo pueden definirse como inherentes o inducidos. La *anisotropía inherente* resulta: a) de la forma de las partículas que constituyen el suelo, y b) del proceso de cómo se depositaron las partículas (Abbireddy *et al.*, 2009). Casagrande y Carrillo (1944) describen la anisotropía inherente como una característica física del material, que no depende de los esfuerzos y deformaciones aplicados, por el contrario, la *anisotropía inducida* se debe a cambios en los

esfuerzos que ocurren después de que el suelo es depositado. Los cambios en las direcciones principales de los esfuerzos pueden ocasionar la interrupción de las fuertes cadenas de unión de los materiales (Thornton y Zhang, 2010) y como consecuencia, se traducen en un cambio en la orientación de las partículas.

Las partículas de las arcillas son coloides y generalmente tienen una forma alargada y aplanada (Lambe (1953), Skempton & Northey (1952), Rosenqvist (1954), Bjerrum (1954) y Bolt (1954)). La microestructura de los suelos únicamente se refiere a la configuración geométrica de las partículas, constituida por las fuerzas que interactúan entre ellas y el arreglo de los poros interconectados (Holtz y Kovacs, 1980). En los suelos finos, especialmente en las arcillas, existen dos tipos de arreglos microestructurales causados por la interacción de las cargas eléctricas de atracción y repulsión de las partículas que los componen cuando éstos se depositan: a) microestructura floculada (arreglo aleatorio) y b) microestructura paralela (secuencia paralela). Según las fuerzas que interactúan entre las partículas arcillosas, se pueden establecer 3 principios fundamentales que permiten establecer la microestructura compleja en las arcillas: 1) ocurre floculación en una arcilla siempre y cuando las fuerzas de atracción sean mayores a las de repulsión; 2) las fuerzas de repulsión generalmente disminuyen con el incremento de concentración de electrolitos, así como con un incremento en los cationes de valencia; y 3) las partículas arcillosas usualmente floculan cuando son suspendidas en soluciones de alto contenido salino (Mitchell, 1956).

Ciertos tipos de microestructuras con una alta proporción de poros interconectados son mucho más permeables que aquellos con una proporción pequeña de poros. Al remodelar muestras inalteradas de arcilla muy deformable, se reduce la permeabilidad en promedio desde un cuarto hasta la mitad del orden de magnitud. Esta reducción resulta de la fractura de la microestructura floculada y de la destrucción de los poros (Mitchell, 1956). También, la inducción de consolidación (Figura 2.8) en el suelo provoca una reorientación cara a cara de las partículas que componen la microestructura. La microestructura floculada (Figura 2.8a) tiende a volverse orientada debido a que los espacios vacíos son forzados a cerrarse conforme crece la presión aplicada. Las partículas se orientan de tal modo que la estructura se vuelve paralela, beneficiando el drenaje horizontal, lo que se traduce una permeabilidad mayor en el sentido horizontal. Para el caso de un oedómetro, en donde las partículas se orientan de manera perpendicular con respecto a la presión aplicada (Figura 2.8c) (Ingles, 1968).



Presión aplicada únicamente en sentido vertical

Figura 2.8. Cambio en la microestructura debido a la consolidación (modificado de Ingles, 1968).

En cambio, la aplicación de una presión isotrópica en un suelo con arreglo aleatorio (Figura 2.9a) ocasiona que las partículas se vean afectadas de tal modo que no siguen una reorientación definida (Figura 2.9b), por lo que, en este caso, el flujo no es favorecido en una dirección definida, incluso a altos niveles de presión y, por lo tanto, se pueden esperar valores de la relación de anisotropía menores a la unidad (Figura 2.9c).

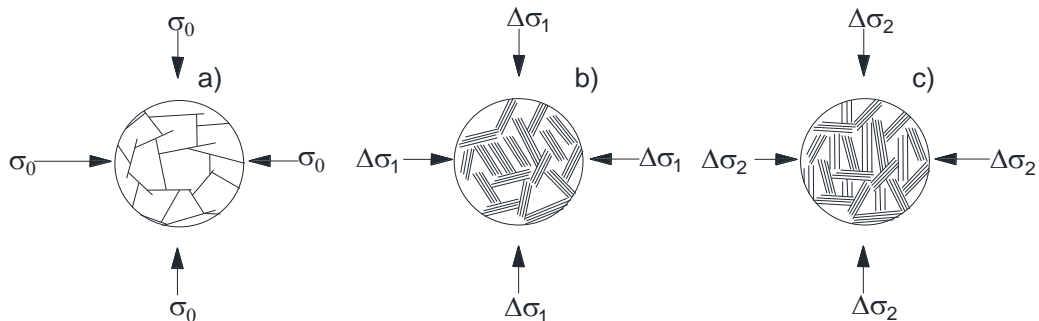


Figura 2.9. Cambio en la microestructura debido a la consolidación isotrópica.

El interés de esta investigación tiene como objetivo observar la relación de anisotropía de la permeabilidad en las muestras en estudio debido a la aplicación de presiones externas. La mayoría de los procedimientos experimentales para obtener las permeabilidades en diferentes direcciones y con ello la relación de anisotropía, inducen a las muestras de suelo a cargas axiales y depende la captación del volumen de agua para determinar la dirección de la permeabilidad, variando la condición de drenaje y dirección de flujo, ya sea central, radial, etc. La

mayoría de los métodos de laboratorio permiten obtener un parámetro mecánico unidireccional, es decir, no se enfatiza en la anisotropía que existe en gran parte de los suelos. Las relaciones de anisotropía de la permeabilidad obtenidas en esta investigación permiten conocer el comportamiento del flujo de agua en dos direcciones diferentes. Los procesos experimentales que se han realizado en diferentes tipos de suelos para conocer la permeabilidad en otro sentido diferente al vertical se detallan en los párrafos siguientes.

#### 2.4 Métodos para determinación experimental de la permeabilidad y su relación de anisotropía

La metodología experimental que siguen la mayoría de los autores para evaluar la relación de anisotropía  $r_k$ , es la de evaluar de primera instancia la permeabilidad  $k_v$  y después la permeabilidad  $k_h$ , esto lo logran gracias a que el drenaje de las muestras puede modificarse de tal modo que el agua fluya en dirección vertical o radial, por medio de un consolidómetro modificado o de una celda Rowe.

Los ensayos de laboratorio incluso se pueden realizar en permeámetros de pared rígida o pared flexible. En el permeámetro de pared flexible se pueden ensayar materiales finos y rocas labrados en diferentes direcciones (Daniel *et al.*, 1984). Para obtener la permeabilidad en dirección vertical  $k_v$  en muestras inalteradas, no requiere un procedimiento especial para su obtención, ya que solamente debe respetarse la orientación de extracción en campo y tener un estricto cuidado en el proceso de labrado. Una de las técnicas más comunes para determinar la permeabilidad en diferentes direcciones es el corte de dos o más especímenes de una misma muestra, tal que las orientaciones de los cortes sean suficientes para definir la dirección del flujo (Figura 2.10). Incluso, es posible obtener valores de permeabilidad  $k_\theta$ , si se rota el ángulo de labrado de la muestra.

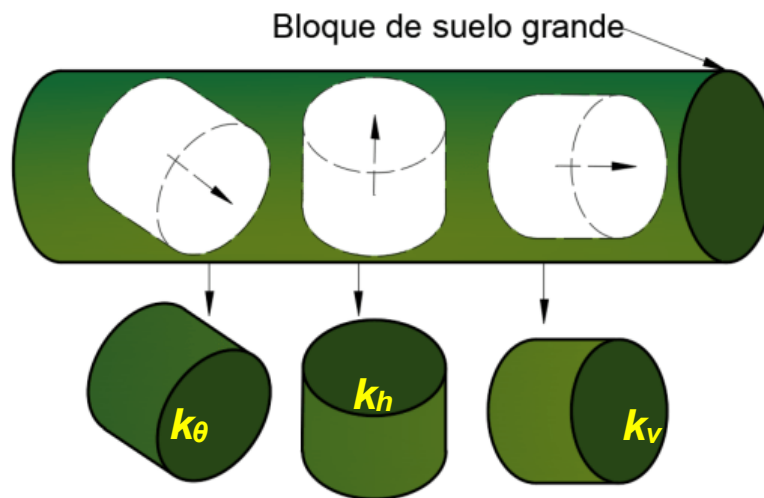


Figura 2.10. Labrado de muestra en diferentes direcciones (modificado de Chapuis & Gill, 1989).

Para medir el flujo radial y a su vez una permeabilidad  $k_h$  en muestras de suelo, es necesario impermeabilizar las partes superior e inferior del espécimen. El flujo radial se puede inducir de dos maneras: 1) se debe filtrar o inducir el flujo desde el perímetro hacia dentro de la muestra y captarlo mediante una perforación concéntrica (Figura 2.11a) inducir el flujo en la parte inferior del dren concéntrico, dirigir un flujo hacia afuera y captarlo en la periferia de la muestra mediante un geotextil perimetral en contacto con un cabezal superior, a través de un *by-pass* constituido por una piedra porosa (Figura. 2.11b).

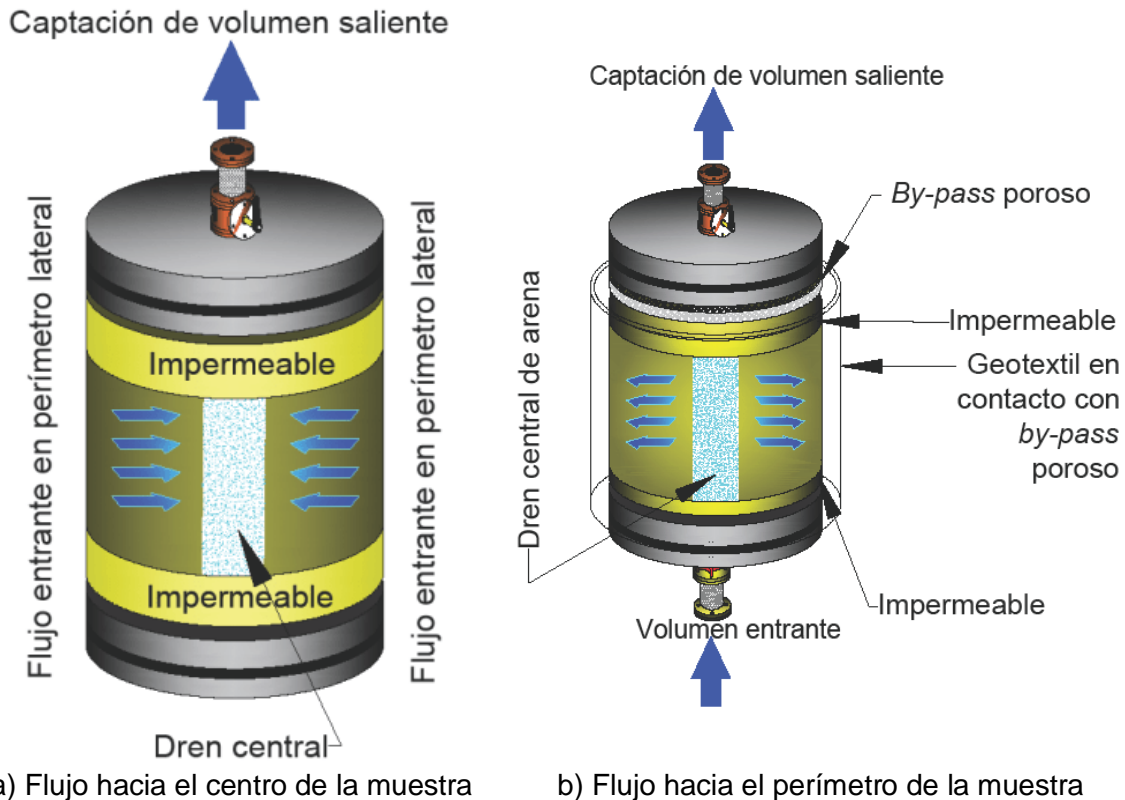


Figura 2.11. Flujo radial inducido

A continuación, se detallan las metodologías para obtener la permeabilidad en dirección horizontal, la cual sirve para determinar el factor  $r_k$  antes mencionado.

**a) Proceso experimental para determinar  $k_h$  en un permeámetro de pared flexible**

El proceso experimental para determinar  $k_h$  en suelos cohesivos para un permeámetro de pared flexible se describe a continuación.

Se realiza una perforación en medio de la probeta y se rellena con un material más permeable que el material a ensayar, arena que pase la malla 20 y sea retenida en la malla 40 (0.85 mm – 0.425 mm) (Shields y Rowe, 1965). Se debe impermeabilizar la parte superior e inferior de la muestra, con la finalidad de evitar filtraciones en



dirección vertical y de manera práctica, re-direccionar el flujo hacia las paredes de la muestra mediante un dren perimetral (geotextil no tejido de 2.5 mm de espesor). El flujo horizontal que circula en el geotextil perimetral se capta hacia un cabezal superior, a través de un *by-pass* constituido por una piedra porosa, como se muestra en la Figura 2.12.



Figura 2.12. Flujo radial en un permeámetro de pared flexible

Esencialmente, el procedimiento seguido en el permeámetro de pared flexible es similar a la metodología para realizar una prueba triaxial tipo CU, constituido por una ventaja importante: poder determinar distintas permeabilidades y sus relaciones de anisotropía a diferentes niveles de esfuerzo – deformación.

Una variación de la medición experimental de la relación de anisotropía de la permeabilidad en un permeámetro de pared flexible consta de labrar muestras cúbicas de 5 a 6 cm de lado (Adams *et al.*, 2013; Chan y Kenney, 1973), cuya ventaja es obtener valores de permeabilidad en diferentes direcciones para un solo espécimen, eliminando la variabilidad potencial que tienen las muestras al cambiar de equipo o muestra. Adams *et al.* (2013) logran obtener las diferentes direcciones de la permeabilidad, de tal modo que el espécimen es girado en 3 direcciones ortogonales: vertical, y dos horizontales ( $k_v, k_{h1}, k_{h2}$ ). La limitante de este método es que para cada dirección de permeabilidad el equipo debe ser desarmado para cambiar manualmente la orientación de la muestra. Esto conlleva a que la presión de la cámara confinante (Figura 2.13a) debe ser reducida. Este procedimiento evita que la muestra sufra cambios volumétricos indeseados. Debido a que Adams *et al.* (2013) determinan dos valores de permeabilidad para la dirección horizontal, la relación de anisotropía, es determinada de la siguiente forma:

$$r_k = \frac{k_{h1} + k_{h2}}{2k_v} \quad (2.35)$$

La investigación de Chan y Kenney (1973) denota el interés en la variabilidad de la relación de anisotropía para suelos varvados (Figura 2.13b). Debido a que este tipo de suelos contienen una fuerte estratificación orientada horizontalmente, el estudio se enfoca en medir la permeabilidad horizontal de manera directa con muestras cúbicas de 6 cm de lado. La limitante encontrada de medir la relación de anisotropía de la permeabilidad de este modo es que resulta complicado mantener los estratos varvados de una muestra tan pequeña, y a su vez tener un valor realista de  $r_k$  para este tipo de suelos. Por lo que los autores determinan una permeabilidad  $k_v$  y  $k_h$  equivalente. Partiendo de las permeabilidades individuales de cada espécimen, de tal modo que al juntar un número de  $n$  ensayos, se forme una columna de suelo equivalente que contenga la mayor parte de los estratos varvados. Las permeabilidades equivalentes en este estudio se obtuvieron con las ecuaciones propuestas por Terzaghi & Peck (1976), para permeabilidad equivalente vertical:

$$k_{ve} = \sum_{i=1}^n \frac{H_g}{\left(\frac{l}{k_{1v}}\right)_1 + \left(\frac{l}{k_{2v}}\right)_2 + \dots + \left(\frac{l}{k_{nv}}\right)_n} \quad (2.36)$$

y para permeabilidad equivalente horizontal:

$$k_{he} = \frac{1}{H_g} \sum_{i=1}^n (k_{1h} * l)_1 + (k_{2h} * l)_2 + \dots + (k_{nh} * l)_n \quad (2.37)$$

donde  $H_g$  es el espesor de la columna de suelo equivalente,  $l$  es el espesor individual de un espécimen,  $k_{nv}$  es la permeabilidad en sentido vertical para un espécimen  $n$  y  $k_{nh}$  es la permeabilidad en sentido horizontal para un espécimen  $n$ .

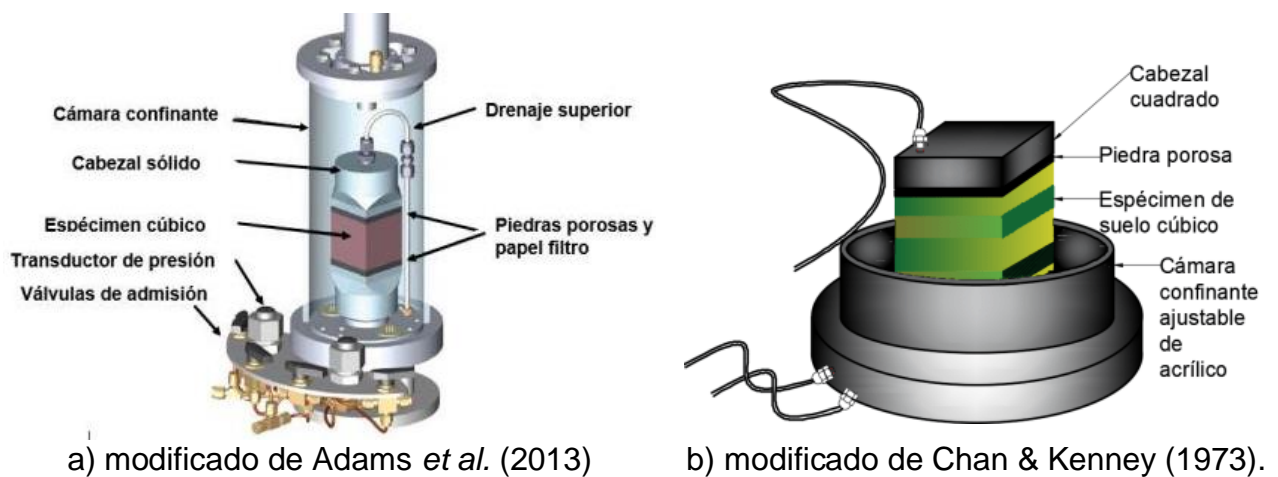


Figura 2.13. Ensayo de permeabilidad en permeámetro de pared flexible con muestras cúbicas.

**b) Proceso experimental para determinar  $k_h$  (flujo radial) en un consolidómetro modificado o celda Rowe.**

Existen diversos estudios (Cortellazzo & Simonini, 2011; Al Tabba & Wood, 1987; Leroueil *et al.*, 1990; Chu *et al.*, 2002; Sridhar *et al.*, 2017; Nordquist, 2015, entre otros) que han determinado la permeabilidad  $k_h$  por medio de una Celda Rowe o en un consolidómetro modificado, induciendo drenaje radial a las muestras. Los autores antes mencionados logran determinar este parámetro induciendo flujo radial a las muestras, ya sea por medio de un dren central o de un anillo confinante ranurado que permite drenaje radial. La permeabilidad radial u horizontal puede ser determinada de tres formas en este tipo de equipos: 1) únicamente el dren central recibe los cambios volumétricos debido a la consolidación por medio de deformación controlada (drenaje hacia dentro de la muestra en un oedómetro convencional), 2) el anillo confinante sirve como frontera drenante para captar el agua expulsada debido a la consolidación (drenaje hacia afuera de la muestra y 3) haciendo circular un flujo que inicia en un dren central y es captado en la frontera drenante perimetral o viceversa, por medio de un sistema independiente de contrapresiones y a su vez, manteniendo un esfuerzo constante. El dren central puede ser arena que pase la malla 20 y sea retenida en la malla 40 (0.85 mm – 0.425 mm) (Shields y Rowe 1965), también el dren puede ser una sección cilíndrica ranurada o porosa.

La diferencia de realizar el ensaye en una celda Rowe y un consolidómetro modificado, es que en la celda es posible monitorear la disipación de la presión de poro conforme existe incremento de esfuerzo a una tasa de deformación controlada (*Constant Rate of Strain*, por sus siglas *CRS*). Otra de las ventajas es que es posible aplicar presiones de contrapresión. Debido a que no es una prueba muy común, la mayoría de los autores han optado por crear su propio diseño y manufactura, basándose en el diseño existente de Rowe & Barden (1966).

La piedra porosa convencional del consolidómetro es sustituida por un disco rígido con el dren de arena conectado, la cual transmite la carga uniformemente a la periferia del suelo sin tocar el dren. Cabe destacar que entre la muestra de suelo y el disco rígido debe haber una membrana impermeable, la cual garantiza el flujo radial. Al igual que en el permeámetro de pared flexible, se pueden controlar los flujos gracias a sus sistemas de contrapresión independientes. El arreglo convencional para el ensaye de permeabilidad radial en la celda Rowe se muestra en la Figura 2.14.

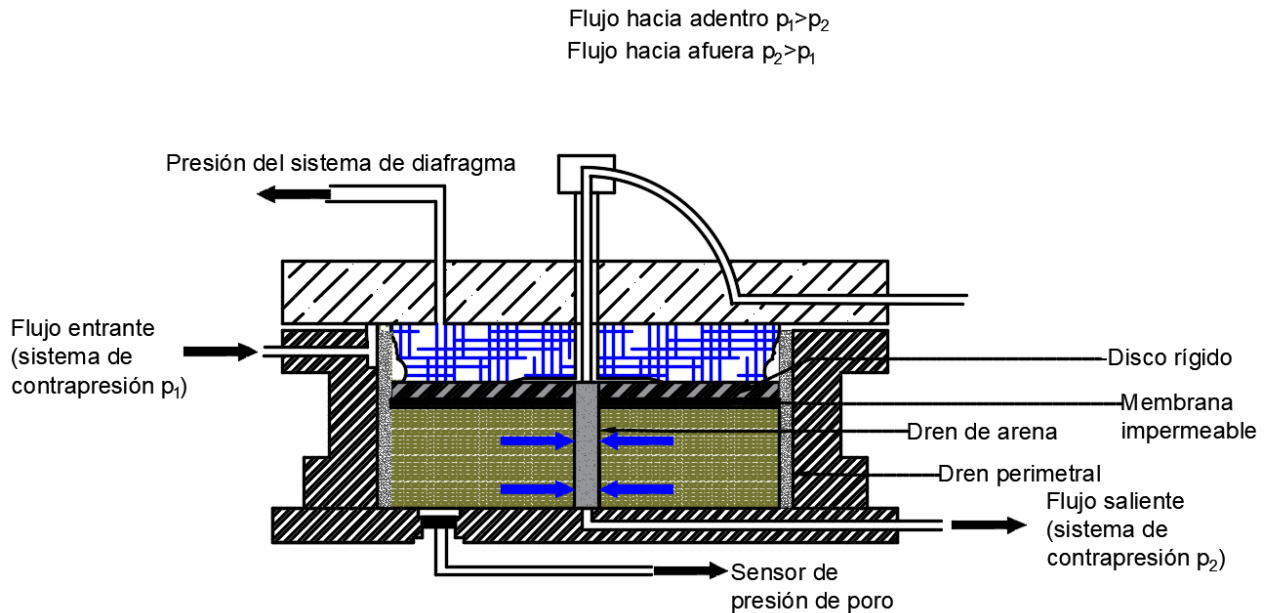


Figura 2.14. Ensayo de permeabilidad radial en celda Rowe (modificado de Head, 1994).

## 2.5 Estudios experimentales sobre la permeabilidad horizontal y la relación de anisotropía $r_k$

Al Tabbaa y Wood que en 1987 examinaron en laboratorio la variación de las permeabilidades  $k_h$  y  $k_v$  con un oedometro modificado para permitir drenaje radial; y con incrementos de esfuerzo vertical en muestras de caolinita consolidada reconstituida. Los autores determinaron que los especímenes homogéneos cambian su relación de anisotropía cuando se someten a un proceso de consolidación gradual. Los autores denotan una relación de anisotropía unitaria cuando el suelo es isotrópico a un índice de liquidez de 1.8. Esta anisotropía incrementa hasta alcanzar un valor de 2.8 a un índice de liquidez de 0 (debido a la consolidación de la muestra hasta alcanzar un estado plástico). Al Tabbaa y Wood, atribuyen que la relación de anisotropía aumenta debido a la reorientación de partículas en dirección perpendicular a la dirección del esfuerzo vertical aplicado en un oedometro modificado.

En arcillas homogéneas saturadas, en las que su contenido de agua se encuentra cercano a su límite plástico, Chandler *et al.* (1989) determinaron valores promedio de anisotropía de 2 en muestras de Bradwell, Londres. Los autores realizaron pruebas de permeabilidad en laboratorio por medio de ensayos oedométricos y triaxiales, obteniendo que en este tipo de suelo la relación de anisotropía aumenta conforme se aplica una carga vertical.

Leroueil *et al.* (1990) realizaron pruebas experimentales para determinar la variación de las permeabilidades horizontal y vertical en especímenes arcillosos de diferentes depósitos lacustres. La manera en la que los autores lograron determinar

la permeabilidad horizontal fue gracias a un permeámetro de flujo radial, que permite ensayar especímenes cilíndricos huecos, haciendo circular un flujo de agua del centro de la probeta hacia un dren circular perimetral ranurado que capta el volumen de agua que circula a través de la probeta. La ventaja de este permeámetro es que permite realizar ensayos de deformabilidad aplicando una presión confinante y una carga axial uniformemente distribuida por medio de placas circulares. Las permeabilidades verticales las determinaron mediante ensayos oedométricos y pruebas triaxiales bajo el régimen de flujo axial (flujo ascendente). Los resultados de la relación de anisotropía que obtuvieron Leroueil *et al.* (1990) para suelos finos lacustres, indican que la permeabilidad es ligeramente mayor a la horizontal en promedio de 1.0 hasta 1.2, para tasas de deformación menores de 25 %. Para deformaciones mayores de 25 %, Lapierre *et al.* (1989) indican que el flujo de agua que circula en el espécimen está controlado principalmente por la red interconectada de poros que constituye la muestra y que al producirse una deformación más alta, la distribución de los poros sigue siendo la misma, pero el tamaño disminuye.

En el 2013, Sridhar *et al.* determinaron únicamente la permeabilidad horizontal ( $k_h$ ) en un permeámetro de pared flexible. Los autores determinaron  $k_h$  mediante el labrado horizontal de los especímenes e induciendo un flujo radial mediante un dren central de arena. Las muestras ensayadas por Sridhar *et al.* (2013) constaron de: a) una muestra inalterada de arcilla marina extraída cerca del Puerto Ennore, en Tamil Nadu, India; y b) muestras reconstituidas de caolinita. Los resultados que obtuvieron de la permeabilidad horizontal a diferentes esfuerzos efectivos, fue con la finalidad de comparar las metodologías antes mencionadas; así mismo, los valores obtenidos con cada una de las metodologías muestran similitud.

Mitchell en 1956 logró determinar una relación de anisotropía de la permeabilidad para arcilla del Valle de México de  $r_k = k_h/k_v = 0.60$  (Chapuis & Gill, 1989) para muestras inalteradas, labrando las muestras en diferentes direcciones. Mitchell atribuye este valor debido a la orientación extremadamente aleatoria de su microestructura, causada por los orígenes geológicos tan variables que tuvieron lugar en el pasado; así como los vientos que fueron el causante de que la gran actividad ígnea depositara gran material piroclástico en la formación del antiguo lago. El estudio de Mitchell de 1956 indica que la muestra seleccionada del Valle de México para determinar la relación de anisotropía  $r_k$  tiene un gran porcentaje de ceniza volcánica erosionada y un pequeño rastro de montmorillonita, y que por esa razón las partículas no siguen una orientación definida, debido a que la microestructura de la ceniza volcánica no es alargada ni aplanada.

Al Tabbaa & Wood (1987) desarrollaron una modificación a un oedómetro convencional para determinar la permeabilidad horizontal. El equipo desarrollado consta de una celda rígida perimetral y placas circulares impermeables, las cuales se colocan en la parte superior e inferior del espécimen. Ambas placas contienen un orificio concéntrico, el cual se acomoda para insertar una columna cilíndrica de

cerámica porosa. El espécimen se envuelve perimetralmente con papel filtro y éste a su vez se encuentra en contacto con una piedra porosa que se encuentra por encima de la placa impermeable, realizando una especie de by – pass hidráulico. La columna porosa de cerámica se conecta a una bureta y así es posible inducir un gradiente hidráulico entre el centro de la probeta y en la parte superior o inferior del espécimen. El equipo desarrollado por Al Tabbá & Wood (1987) se muestra en la Figura 2.15.

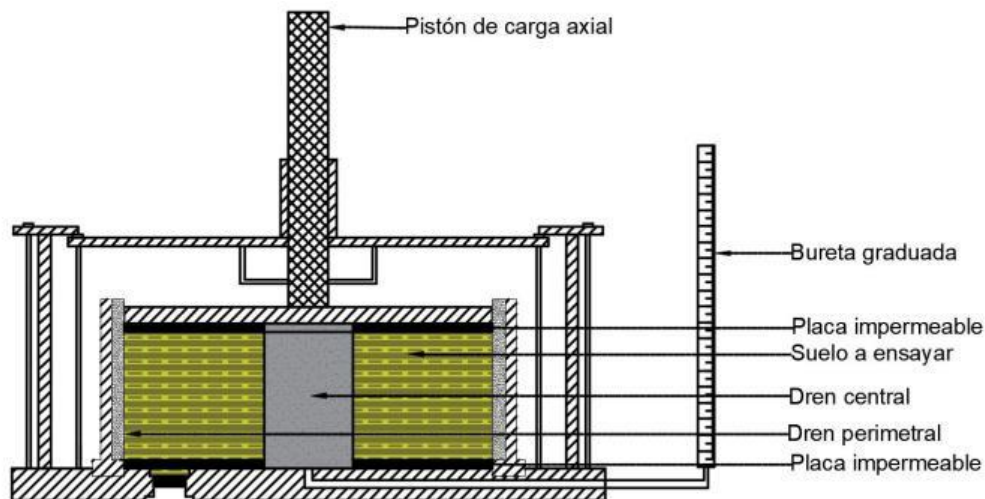


Figura 2.15. Oedómetro modificado para realizar ensayos de permeabilidad induciendo flujo radial (modificado de Al Tabbá y Wood, 1987).

Leroueil *et al.* (1990) realizaron pruebas experimentales para determinar la variación de las permeabilidades horizontal y vertical en especímenes arcillosos de diferentes depósitos lacustres. La manera en la que los autores lograron determinar la permeabilidad horizontal fue gracias la modificación de un oedómetro, el cual induce flujo radial (Figura 2.13), el cual permite ensayar especímenes cilíndricos huecos, haciendo circular un flujo de agua del centro de la probeta hacia un dren circular perimetral ranurado que capta el volumen de agua que circula a través de la probeta.

En el 2002, Chu *et al.* investigaron las características de consolidación y de permeabilidad de arcilla marina de Singapur. El estudio realizado por los autores permite observar y comparar los resultados obtenidos en laboratorio mediante una celda Rowe (con drenaje radial del centro de la muestra hacia el perímetro), así como de campo, mediante pruebas de cono eléctrico con medición de la disipación de presión de poro (CPTu). Los autores concluyen que el coeficiente de consolidación horizontal ( $c_h$ ) obtenido de la celda Rowe para la arcilla de Singapur, resulta muy cercano al  $c_h$ , obtenidos mediante ensayos CPTu.

En el 2017, Sridhar *et al.* determinaron la influencia del coeficiente de consolidación horizontal  $c_h$  en una celda Rowe para muestras de caolín reconstituidas. El proceso experimental llevado a cabo en el estudio antes mencionado se llevó a cabo

adaptando un dren central en la muestra, constituido por arena y un dren perimetral en la celda Rowe constituida de un anillo poroso. El estudio muestra que el valor de  $c_h$  disminuye conforme aumenta el diámetro del dren central para un incremento de presión dado y los autores atribuyen este fenómeno por el acortamiento del camino de drenaje en la muestra. (Shields & Rowe-1965). Cabe destacar que en el estudio de Sridhar *et al.* (2018) muestran la influencia que tiene el movimiento radial del flujo de agua, el cual aumenta conforme se incrementa el esfuerzo efectivo, ya que en términos del coeficiente de consolidación se traduce a un mayor movimiento de agua, debido a una mayor presión aplicada y por lo tanto una menor permeabilidad.

En un estudio experimental realizado por Jakobson (1955) en arcillas de Väsby, en Suecia, destaca unos ensayos de permeabilidad realizados con un esfuerzo vertical constante (CRS). En su estudio, el autor demuestra la tendencia que siguen los valores de permeabilidad conforme incrementa la profundidad, acordando que a pesar de que las muestras fueron labradas en direcciones diferentes, la permeabilidad tiende al mismo valor, con una anisotropía mayor a la unidad.

### 3. RELACIÓN DE ANISOTROPÍA OBTENIDA EXPERIMENTALMENTE EN UN PERMEÁMETRO DE PARED FLEXIBLE

---

El permeámetro de pared flexible implementado en el Instituto de Ingeniería de la UNAM (*FWP-IIUNAM*) permite medir la permeabilidad en el laboratorio y puede utilizarse con muestras inalteradas, reconstituidas y compactadas en materiales con una permeabilidad menor o igual que  $10^{-2}$  cm/s. En el Anexo 1 se muestran los aditamentos mecánicos y eléctricos que permiten el funcionamiento del *FWP-IIUNAM*. La prueba para determinar experimentalmente la permeabilidad en este permeámetro permite realizar una consolidación previa con un esfuerzo efectivo de confinamiento, que corresponde a una etapa de ensaye de medición de la permeabilidad en una dirección con su respectivo gradiente hidráulico. Así, para cada esfuerzo de confinamiento y gradiente hidráulico existe un valor de permeabilidad.

Para determinar la permeabilidad vertical  $k_v$  de muestras inalteradas en este equipo, únicamente se tiene que respetar el sentido de extracción en campo. Para las permeabilidades horizontales  $k_h$ , se pueden determinar de dos maneras: a) el labrado transversal u horizontal al sentido de extracción en campo y b) induciendo el flujo radial en el FWP- IIUNAM.

Para determinar la relación de anisotropía ( $r_k=k_h/k_v$ ) en el Laboratorio de Mecánica de Suelos "*Raul J. Marsal*" en el II-UNAM, siguiendo las metodologías antes mencionadas, es necesario ensayar dos especímenes de una sola muestra para una relación de anisotropía  $r_k$  y sobre todo que correspondan a un mismo nivel de esfuerzo entre ambos especímenes. La anisotropía es una relación que puede determinarse para diversas propiedades del suelo (mecánicas, hidráulicas, térmicas, etc.). En el proceso experimental de esta tesis únicamente se enfoca en la anisotropía de la permeabilidad en suelos finos de dos sitios diferentes de México: (a) suelos lacustres compresibles del ex Lago de Texcoco, y (b) suelos finos de Paraíso, Tabasco.



### 3.1 Descripción de las muestras ensayadas

Las muestras seleccionadas del sitio del ex Lago de Texcoco y de Paraíso, Tabasco para los ensayos de permeabilidad y anisotropía de esta tesis se muestran en la Tabla 3.1. Dicha selección se efectuó considerando la disponibilidad de información para la correcta interpretación de la variación de la permeabilidad anisotrópica mencionada en el Capítulo 2 de esta tesis. La información corresponde a la caracterización completa de cada una de las muestras, las cuales contienen información de propiedades índice, contenido de materia orgánica mediante el método de ignición, contenido mineralógico a partir de la técnica de difracción de Rayos X (DRX), así como fotografías microscópicas obtenidas mediante la técnica del microscopio electrónico de barrido (MEB). Los resultados mostrados la Tabla 3.1 se obtienen de las caracterizaciones realizadas por Portillo-Arreguín (2019) y Zaragoza-Cardiel (2020). En la Figura 3.1 se muestran algunas de las propiedades índice determinadas en el Laboratorio de Mecánica de Suelos del IIUNAM. Los materiales ensayados de ambos sitios corresponden a suelos finos saturados (CH) de alta plasticidad en su mayoría, clasificados según el SUCS –Sistema Unificado de Clasificación de Suelos– (ASTM-D-2487-00) (Tabla 3.2). Los límites de consistencia se determinaron bajo especificaciones de la norma ASTM – D-4318-00. El contenido de materia orgánica se determinó bajo la norma ASTM – D – 2974-14, y la densidad específica de sólidos apegada a la norma ASTM – D – 854 - 00.

Tabla 3.1. Muestras disponibles para los ensayos de anisotropía (Portillo-Arreguín, 2019; Zaragoza-Cardiel, 2020).

Sitio	Muestra	Profundidad (m)	w <sub>l</sub> (%)	w <sub>p</sub> (%)	I <sub>p</sub> (%)	G <sub>s</sub>	w (%)	e <sub>0</sub>	γ <sub>m</sub> (t/m <sup>3</sup> )
Ex Lago de Texcoco	SM-47	2.7	286	58	228	2.56	276	7.10	1.19
	TBH-356	7.80	191	47	69	2.79	185	8.15	1.44
	SM-37	8.60	411	87	324	2.75	310	9.12	1.12
	SM-14	11.80	297	66	231	3.10	228	7.54	1.24
Tabasco	6	14.6	71	31	40	2.77	53	1.38	1.71
	18	36.7	46	21	25	2.77	21	0.83	1.93

Donde: w<sub>l</sub> = Límite líquido; w<sub>p</sub> = Límite plástico; I<sub>p</sub> = Índice plástico; G<sub>s</sub> = Densidad de sólidos; w = Contenido de agua; e<sub>0</sub>=relación de vacíos inicial y γ<sub>m</sub>=peso volumétrico de la muestra.

Tabla 3.2. Clasificación SUCS de las muestras ensayadas

Sitio	Muestra	% Arena	% Finos	SUCS
Ex Lago de Texcoco	SM-47	2	98	CH Arcilla de alta plasticidad
	TBH-356	1	99	CH Arcilla de alta plasticidad
	SM-37	1	99	MH Limo de alta plasticidad
	SM-14	1	99	CH Arcilla de alta plasticidad
Tabasco	6	2	98	CH Arcilla de alta plasticidad
	18	1	99	CL Arcilla de baja plasticidad

Donde: SUCS= Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.



a) Límite líquido



b) Densidad relativa de sólidos



c) Peso volumétrico de la muestra



d) Límite plástico

Figura 3.1. Propiedades índice de las muestras ensayadas.

En la Tabla 3.3 se observa la presencia de los minerales típicos que constituyen en suelo del ex Lago de Texcoco, minerales como ilita, caolinita y esmectita. El alto contenido de halita (sal de roca) y plagioclasa se debe a la alta concentración de sal presente en el sitio, combinado con los depósitos ígneos de la región. La albita encontrada en mayores cantidades en la estructura mineralógica de las muestras arcillosas se debe a la alta actividad ígnea ocurrida en el pasado, ya que este tipo de mineral es un constituyente muy típico del granito. La actinolita suele estar presente cuando existen plagioclasas. En 2019, los resultados mineralógicos obtenidos por Portillo-Arreguín coinciden con lo reportado por diversos autores que han realizado caracterizaciones del suelo del Valle de México (Zeevaert, 1953; Marsal y Mazari, 1959; Mesri *et al.*, 1975; Warren y Rudolph, 1997; Díaz-Rodríguez *et al.*, 1998). El bajo contenido de materia orgánica puede adjudicarse a los restos de microorganismos diatomáceos, los cuales son los responsables de los tonos oscuros en la arcilla del Valle de México (Mesri *et al.*, 1975).

Tabla 3.3. Contenido de materia orgánica, conductividad térmica y mineralogía de las muestras ensayadas (Portillo-Arreguin, 2019; Zaragoza-Cardiel, 2020).

Sitio	Muestra	%MO	Minerales identificados <sup>A,B</sup>									
			Act	Hl	I	Kln	Pl	Sm	Hh	Ct	Q	Or
Ex Lago de Texcoco	SM-47	14.2	*	+	-	*	++++	++	*	+++	*	*
	TBH-356	2.8	-	+	-	-	+++++	+	+	+	*	*
Tabasco	SM-37	9.6	++	++	-	-	++++	+	*	++	*	*
	SM-14	8.8	+	++	*	*	++++	+	*	++	*	*
Tabasco	6	3.1	++	+	++	++	++++	*	*	*	++++	+++
	18	1.7	++	+	+	++	++++	+++	*	*	++++	++++

Donde: <sup>A</sup>+++++ Mayor componente (<50%); +++++ (30-50%); +++ (30-20%); ++ (20-10%) + (10-5%); - (5-1%); \* (0%). <sup>B</sup>Act: Anfíbol tipo actinolita ( $\text{Ca}_2(\text{Mg}_{4.5-2.5}\text{Fe}^{2+}_{0.5-2.5})\text{Si}_8\text{O}_{22}(\text{OH})_2$ ); Hl: Halita ( $\text{NaCl}$ ); I: Illita; Kln: Caolinita; Pl: Plagioclasa intermedia: Albita ( $\text{NaAlSi}_3\text{O}_8\text{-CaAl}_2\text{Si}_2\text{O}_8$ ); Sm: Esmectita; Hh: Hexahidrita; Ct: Calcita; Ab: Albita

Debido a que las partículas de arcilla están en un estado floculado (Figura 3.2), éstas forman patrones interpartícula, generalmente acomodados (A), con poros muy pequeños y tamaños cercanos a 1  $\mu\text{m}$  en los cuales muy poco flujo circula a través de ellos. Estos patrones forman un conjunto denominado como miniestructura. La miniestructura contiene tanto agregaciones de partículas sólidas como poros ensamblados entre ellas. Los poros en este nivel son en promedio de decenas de micrómetros de diámetro y por lo tanto el flujo circula mejor a través de ellos. Por último y en una mayor escala, se encuentra la macroestructura que contiene grietas, fisuras, laminaciones y orificios de materia orgánica (B); a través de estos el flujo es mucho más grande que en los niveles anteriores.

En la Figura 3.2b se ilustra una diatomea, en la cual la subyacen los patrones de partículas de mineral arcilloso. A su vez, se encuentran un conjunto de grietas que pueden atribuirse a espacios que pudieron estar llenos de materia orgánica, así como en la Figura 3.2c, que se puede observar un conjunto de patrones atravesados por una serie microgrietas de tamaños menores a 1  $\mu\text{m}$ . La Figura 3.2d muestra una frústula de diatomea (C) la cual se encuentra embebida en patrones de arcilla, apilados en varias direcciones, con espacios mayores a los 2  $\mu\text{m}$ . La producción de diatomeas está gobernada directamente por sílice contenido en la plagioclasa, el cual se disuelve en el agua y le confieren cierto grado de dureza a las mismas.

En la Figura 3.2e muestra una vista general donde se puede apreciar el estado aleatorio de la microestructura de los suelos del ex Lago de Texcoco. En la Figura 3.2f puede notarse la presencia de calcita rodeada por los clústeres arcillosos que no pueden definir una orientación preferida. Las fotografías mostradas en la Figura 3.2 denotan la heterogeneidad de componentes y arreglos geométricos microestructurales, los cuales al estar en contacto con el flujo de agua afectan de manera directa a las mediciones de anisotropía y su permeabilidad. Generalmente, los componentes mostrados en la Figura 3.2 es lo más común encontrar en suelos del ex Lago de Texcoco.

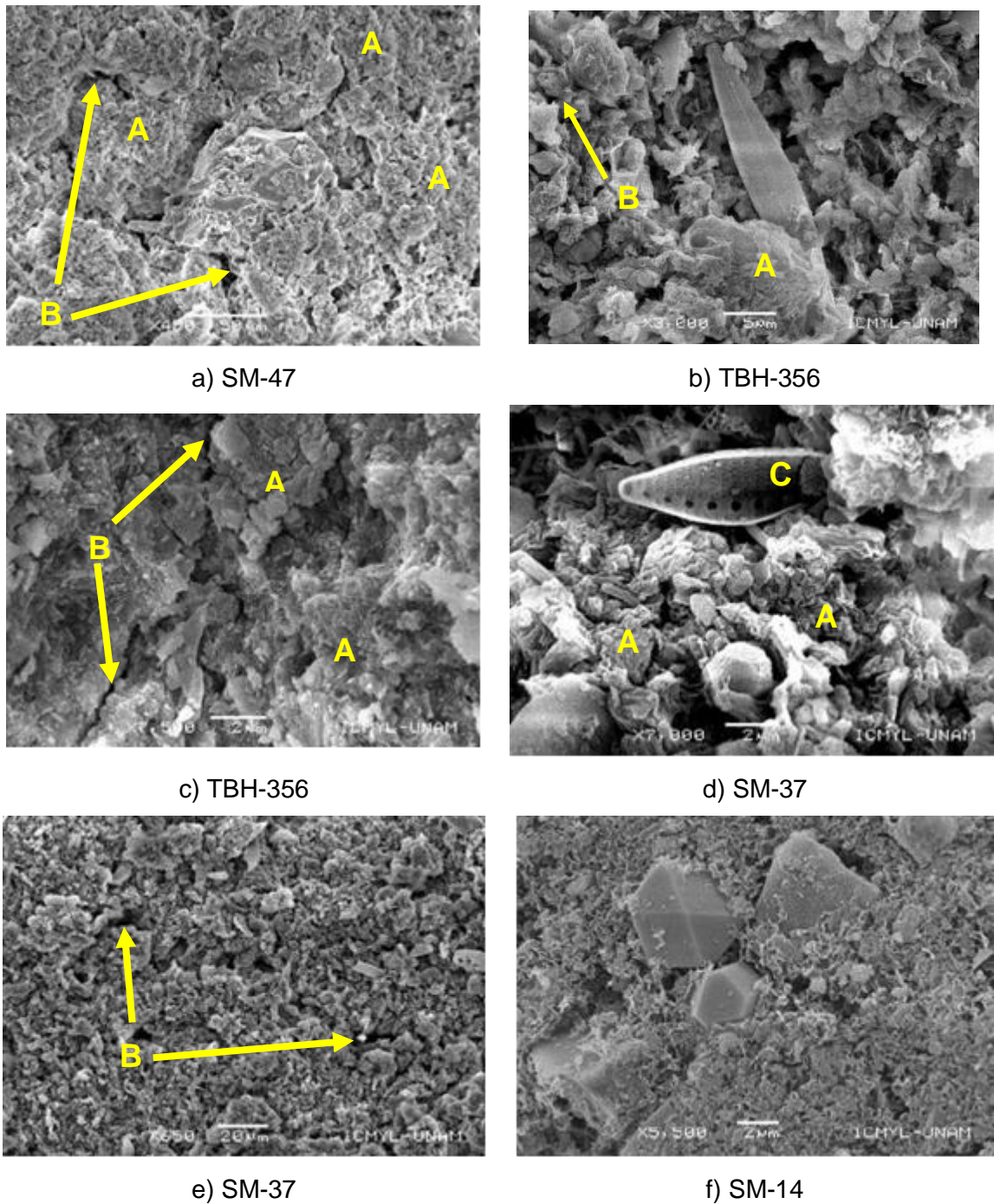
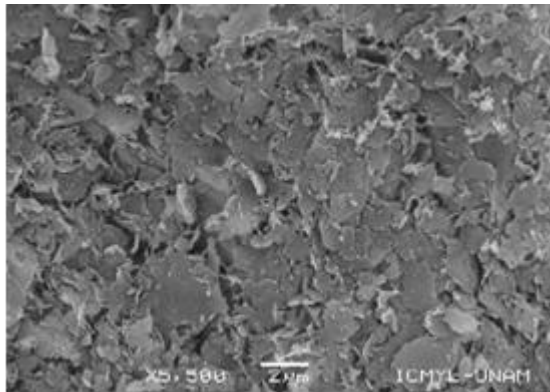


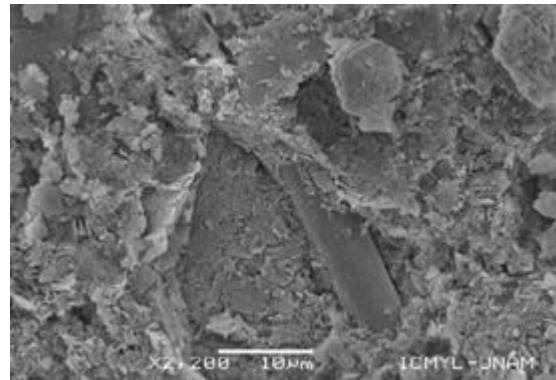
Figura 3.2. Imágenes con microscopía electrónica de barrido (MEB) del ex Lago de Texcoco.

En la Figura 3.3 se presentan fotografías de microscopio electrónico de barrido correspondientes a las muestras de Paraíso, Tabasco. Se distingue una parte de las diferentes partículas arcillosas que conforman las muestras de ese suelo. Se pueden observar los minerales arcillosos laminados, alargados (caolinita, illita y esmectita) e incluso con una menor porosidad (partículas ligeramente alineadas).

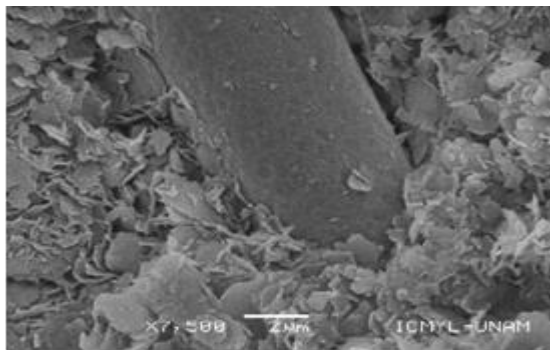
La microestructura del suelo de este sitio muestra un arreglo más cerrado para ambas muestras, incluso los patrones interpartícula son menos imperceptibles en las Figuras 3.3a, 3.3b, 3.3e y 3.3f. La razón principal de este arreglo en este suelo se debe a la naturaleza de las muestras, las cuales se encuentran en un estado preconsolidado, a diferencia de las muestras del ex Lago de Texcoco que poseen una microestructura más abierta. En las Figuras 3.3c y 3.3d se aprecia la laminación de los minerales arcillosos. Cabe destacar que estas laminas están apiladas casi perfectamente de manera paralela.



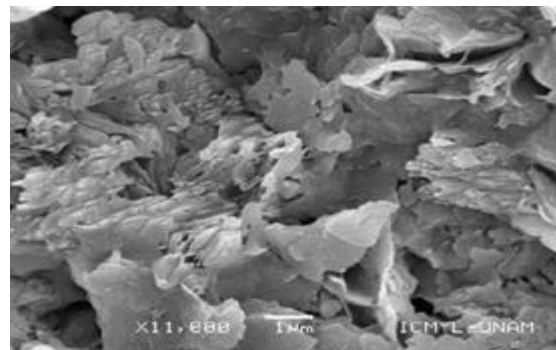
a) M-6 (patrones ligeramente orientados)



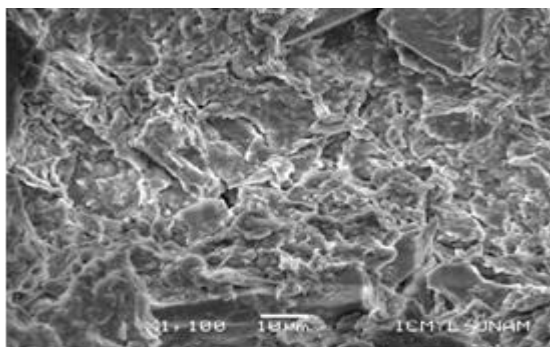
b) M-6 (patrones interpartícula cerrados)



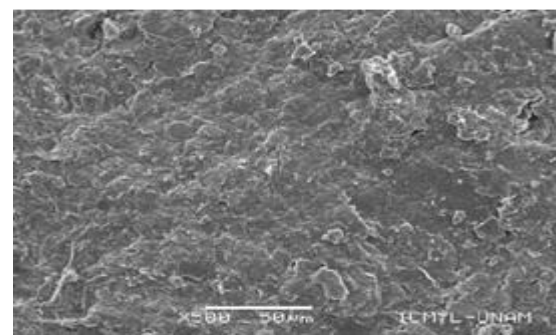
c) M-6



d) M-18



e) M-18 (patrones interpartícula imperceptibles)



f) M-18 (microestructura cerrada)

Figura 3.3. Imágenes con microscopía electrónica de barrido (MEB) de Paraíso, Tabasco.

Todos los fenómenos por los que ha atravesado el suelo en su historia geológica son reflejados en su microestructura, la cual afecta de manera directa al comportamiento ingenieril de la arcilla. Incluso las alteraciones químicas de los minerales depositados afectan la microestructura del suelo (Holtz y Kovacz, 1980).

### 3.2 Proceso experimental en el permeámetro FWP-IIUNAM

El proceso experimental completo para determinar la permeabilidad se divide en 7 etapas, las cuales varían dependiendo la dirección en la cual se quiera determinar la permeabilidad. El proceso mostrado en la Figura 3.4 representa de forma general la obtención de un ensaye de permeabilidad, en el cual, el proceso de labrado difiere para cada dirección de permeabilidad que se desee obtener. En los párrafos siguientes se describe cada una de las etapas correspondientes para determinar la permeabilidad en diferentes direcciones y, por consiguiente, la anisotropía. En la Figura 3.4 se muestra el diagrama general del procedimiento de prueba.

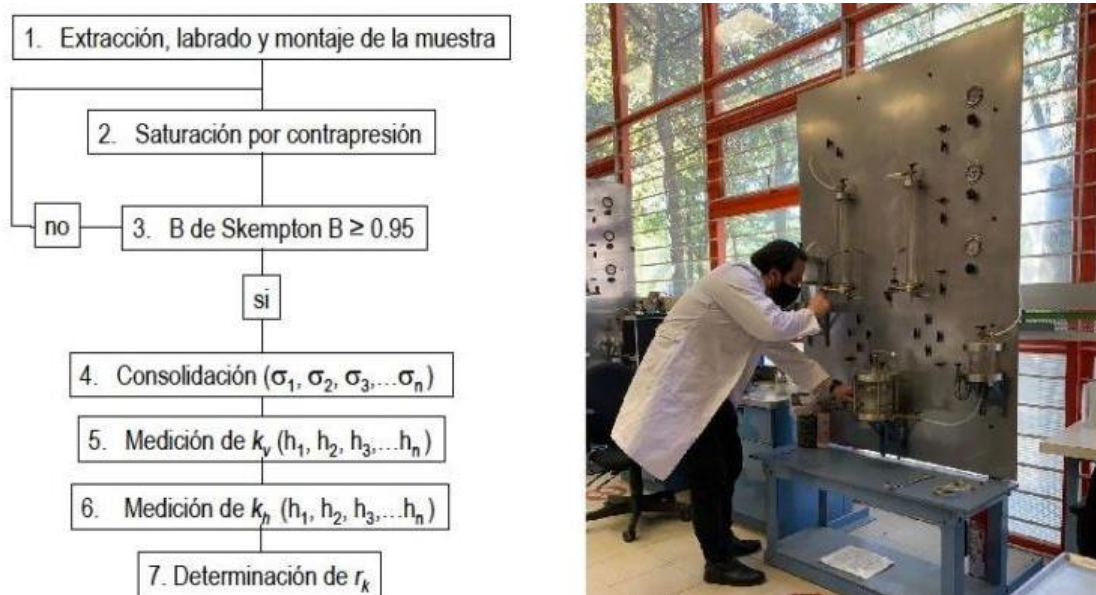


Figura 3.4. Procedimiento general de la prueba en FWP-IIUNAM.

#### 3.2.1 Extracción y labrado de las probetas

La muestra se extrae de tubos de acero de pared delgada de 10 cm de diámetro (denominado tubo Shelby). Existe riesgo de que cuando se extrae se rompa por lo frágil y la consistencia blanda de la muestra. Al extraerla del tubo se debe cuidar de romper la fricción que hace que se adhiera a las paredes de éste, para evitar grietas de tensión al centro de la muestra. Las muestras seleccionadas para los respectivos ensayos de permeabilidad y su anisotropía se encuentran ubicadas en el cuarto húmedo del Laboratorio de Mecánica de Suelos (Figura 3.5a). Esto permite ubicar de manera rápida la muestra del tubo Shelby para el corte, tal como se ilustra en la

Figura 3.5b. Una vez cortada la muestra con la medida específica, se desmonta con el gato hidráulico (Figura 3.5c).



a) conservación de la muestra



b) corte del tubo muestreador

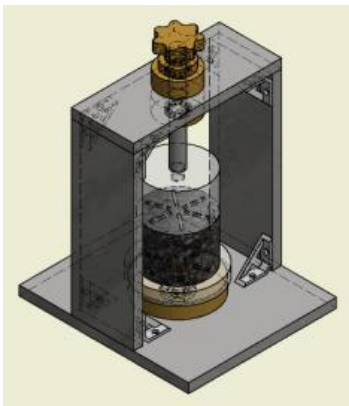


c) extracción de la muestra

Figura 3.5. Preparación de la muestra.

### a) Labrado de las probetas para ensaye de permeabilidad vertical

Para los ensayos de permeabilidad vertical  $k_v$  una vez extraída la muestra del tubo muestreador, se coloca en el torno de labrado (Figura 3.6a y 3.6b), respetando únicamente su sentido de orientación de campo. Una vez colocada la muestra en el torno de labrado, se corta de manera habitual con un arco y cuerda de guitarra tensada. Se afina el perímetro de imperfecciones que pueda tener la muestra con una solera de acero afilada por un borde (Figura 3.6c). El torno de labrado fue fabricado en el Laboratorio de Diseño Mecánico y Manufactura Avanzada del IIUNAM (LADIMA) para probetas de 8 cm de diámetro y 6 cm de altura, el diseño se muestra en la Figura 3.6. Cabe destacar que, para ambos sitios del estudio de esta tesis, se realizaron ensayos los cuales se labraron respetando el sentido de extracción de campo.



a) diseño del torno de labrado



b) labrado convencional



c) afinación del perímetro de la muestra

Figura 3.6. Labrado de muestras para permeabilidad vertical.

### **b) Labrado de las probetas para ensaye de permeabilidad horizontal**

La permeabilidad en sentido horizontal  $k_h$  se obtiene de la misma forma que la permeabilidad en sentido vertical, con la diferencia de que la probeta se labra de manera transversal al sentido de la extracción en campo (girada 90° a la izquierda) (ASTM – D 5084 -10, Chapuis y Gill en 1989; y Mitchell en 1956). Los pasos para seguir el labrado en sentido transversal se detallan y se ilustran en la Figura 3.7.

- a) Cortar 0.5 cm en 2 bordes extremos que sean ortogonales al centro de la muestra, la cual fue previamente extraída del tubo Shelby.
- b) Una vez cortados ambos bordes, las caras obtenidas de la muestra se convertirán en las nuevas caras superior e inferior (girada 90°).
- c) La muestra se centra en el torno y se comienzan los cortes con la cuerda de guitarra tensada.
- d) Se continúa labrando la muestra con la cuerda de guitarra para dar forma de cilindro deseada, removiendo las aristas con la solera de acero afilada.
- e) Se aproxima al diámetro objetivo (8 cm) en la parte frontal del torno de labrado, cuidando de desbaratar la muestra.
- f) Se continúa removiendo las aristas sobrantes con la solera con borde filoso para dejar la muestra lo más lisa posible. Esto ayudará a remover imperfecciones, cuidando de no destruir o desprender un pedazo de material.
- g) Se verifica que el perímetro de la muestra no presente más aristas o imperfecciones e inmediatamente se pesa la muestra.
- h) Se mide 3 veces diámetro final de la muestra (superior, medio e inferior), con ayuda de un vernier.
- i) Se mide la altura final de la muestra con un vernier.

Posteriormente, se acomoda la muestra con los cabezales o drenes superior e inferior. Después se coloca la membrana con el sistema de vacío y se fijan ambos cabezales con los aro-sellos, envolviendo la muestra de suelo. Después de posicionada la probeta en el permeámetro, se coloca la camisa de acrílico y se ajusta a la base de la cámara.

De forma cuidadosa se coloca la tapa, sosteniéndola sobre las varillas de la base, con el propósito de poder conectar el cabezal al dren superior. Cuando se ha verificado que la conexión se realizó correctamente, se coloca pasta de silicón alrededor de la parte superior de la camisa de acrílico y posteriormente se baja la tapa. Para terminar de sellar la cámara, se procede al atornillado de las varillas a la tapa.





Figura 3.7. Proceso para el labrado transversal de las muestras de suelo fino.

**c) Preparación y labrado de las probetas para ensaye de permeabilidad horizontal induciendo flujo radial para las muestras de Paraíso, Tabasco.**

La metodología que se explica en los párrafos siguientes, únicamente fue aplicable a los suelos de Paraíso, Tabasco, debido a que el dren central de arena que hace posible establecer un flujo de adentro hacia afuera de la muestra no tiene un cambio tan súbito en la deformabilidad de las muestras del sitio antes mencionado. En cambio, la razón por la cual la metodología que induce flujo radial no es aplicable a los suelos del ex Lago de Texcoco se debe a que el dren central de arena tiene un cambio radicalmente súbito de deformabilidad en cuanto a la arcilla del ex Lago de Texcoco; limitando así a que la arena en vez de funcionar como un dren funcione como una inclusión muy rígida.

**c.1) Preparación y caracterización de la arena para el dren central**

Como se mencionó en párrafos anteriores, Shields y Rowe (1965) establecen un tamaño de 0.425 mm de diámetro de los granos de arena, con la finalidad de garantizar el drenaje hacia el centro de la muestra de suelo en un ensaye de flujo radial. Para lograr el tamaño del diámetro de la arena, ésta se criba vertiéndola en los tamices para que la arena pase por la malla 20 (Figura 3.8a) y sea retenida en la malla 40 (Figuras 3.8b y 3.8c). Una vez cribada la arena, se lava para librarla de partículas finas (Figura 3.8d). Al tener un solo diámetro de partícula, la arena se clasifica según el SUCS como mal graduada (SP). En los párrafos siguientes se justifica su alta permeabilidad, ya que también fue ensayada en el FWP-IIUNAM bajo las mismas condiciones que los suelos de Tabasco.



a) malla 20 (0.840 mm)



b) malla 40 (0.420 mm)



c) arena retenida en la malla 40



d) lavado de arena retenida en la malla 40

Figura 3.8. Cribado de arena sílica.

Para determinar las relaciones volumétricas y gravimétricas de la arena es necesario conocer la densidad de sólidos (Figura 3.9). Para realizar el ensaye se pesa y se satura con agua destilada y desaireada, 80 g de arena para cada matraz (Figura 3.9a). Una vez saturada la arena, se deposita en cada uno de los matraces con 300 ml de agua destilada. Se conecta al sistema de vacío y a la parrilla eléctrica para ayudar al proceso de desaireación, con una temperatura de entre 30 y 40 °C (Figura 3.9b). La densidad de sólidos determinada en laboratorio de la muestra de arena resulta de 2.67.



a) preparación de la arena



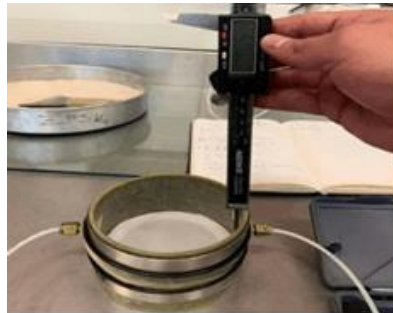
b) matraces conectados al sistema de vacío

Figura 3.9. Densidad de sólidos de la arena sílica uniforme.

La caracterización de la arena sílica también incluye el ensaye de permeabilidad en el FWP-IIUNAM. Esto consiste en formar una probeta de arena con la ayuda de un molde rígido con aplicación de vacío en la membrana que confina a la arena (Figura 3.10). La formación de la probeta de arena consiste en conservar la compacidad en el estado más suelto posible. Esto se logra mezclando la arena con un contenido de agua del 5 %, con el fin de que la capilaridad favorezca a que la arena suelta mantenga la estructura cilíndrica el mayor tiempo posible antes de colocarla en el FWP-IIUNAM (Figura 3.10a). Una vez mezclada con agua, la arena se vierte en 3 capas en el molde rígido de vacío, previamente pesado y medido, junto con el dren inferior, papel filtro y la membrana colocada (Figura 3.10b). El objetivo de rellenar el molde en 3 capas es para nivelar y desplazar los granos de arena, con la ayuda de un pisón, lo cual evita que queden vacíos que comprometan la estructura de la probeta (Figura 3.10c). Es importante no aplicar presión en la arena con el pisón, ya que esto puede ocasionar que se modifique la compacidad. Una vez que el molde se llena con la arena se enrasa evitando rasgar la membrana en el borde del molde (Figura 3.10d). Posteriormente, se limpia el molde del exceso de arena y se pesa para conocer la cantidad de arena en el molde; a su vez, se calculan las propiedades volumétricas y gravimétricas. Es importante que en todo el proceso de formación de la probeta el vacío se mantenga en el molde rígido, junto con la membrana, ya que esto garantiza que la estructura cilíndrica de la probeta sea satisfactoria.



a) mezcla de agua destilada con arena



b) medición y llenado del molde con arena



c) emparejamiento de arena con pisón      d) enrazamiento de arena en el molde

Figura 3.10. Preparación de la probeta de arena.

Después de limpiar y pesar el molde junto con la arena, se coloca en la base del FWP-IIUNAM (Figura 3.11), atornillándolo firmemente en la parte inferior de la base. Una vez atornillado, se aplica succión con la línea de vacío conectada a la salida del dren inferior (Figuras 3.11a y 3.11b), con el propósito de ayudar a que las partículas de la arena se mantengan en contacto todo el tiempo. El motivo primordial de aplicar succión con vacío en la parte inferior del FWP-IIUNAM es para que la estructura cilíndrica de la probeta dependa cada vez menos del molde rígido y así retirarlo (Figura 3.11b). Es importante no retirar el molde de vacío con la membrana, hasta que la succión en la parte inferior del FWP-IIUNAM sea aplicada. Antes de retirar el molde rígido se coloca el dren superior y se asegura la membrana con los arosellos en la parte inferior y superior de la probeta (Figura 3.11c). Después, se retira el molde con ayuda de un desarmador (Figura 3.11d); y una vez retirado el molde, el montaje de la cámara continúa normalmente. Cabe destacar que la succión con vacío no se retira de la parte inferior del FWP-IIUNAM hasta tener la cámara llena de agua.

Por último, cuando la cámara está llena de agua (Figura 3.12a), se aplica una presión confinante de  $0.30 \text{ kg/cm}^2$  para que la probeta de arena pueda mantenerse estable y así poder retirar el vacío de la parte inferior. Asimismo, se circula  $\text{CO}_2$  en la probeta para facilitar la saturación por contrapresión (Figura 3.12b) y se circula en la probeta un volumen de agua equivalente de 2 a 3 veces el volumen de la probeta.

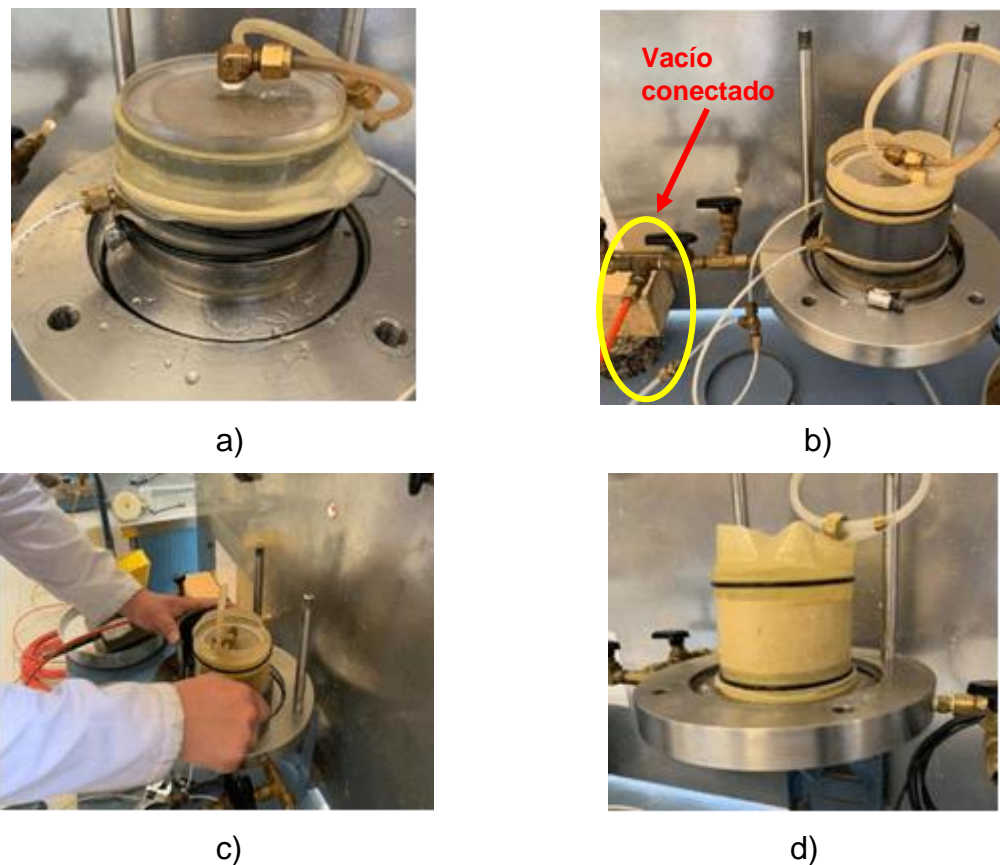


Figura 3.11. Montaje de probeta de arena en FWP-IIUNAM.



Figura 3.12. Probeta de arena lista para ensayar en FWP-IIUNAM

La curva de compresibilidad y la caracterización hidráulica de la arena sílica se muestra en la Figura 3.13, en la cual la permeabilidad  $k_v$  se determina con la expresión 3.1. La utilización de esta expresión se debe a que la variación de carga hidráulica configurada en el FWP-IIUNAM supera el 5 % de su valor inicial para un ensaye de duración de 60 segundos hasta 10 minutos (ASTM-D5084-10).

$$k_{vcv} = \frac{a_{in}a_{out}L_c}{(a_{in}+a_{out}) \cdot A_c \cdot \Delta t} \ln(\Delta h) \quad (3.1)$$

donde  $k_{vcv}$  es la permeabilidad vertical determinada mediante carga variable,  $a_{in}$  es el área de la bureta superior igual a  $0.425 \text{ cm}^2$ ,  $a_{out}$  es el área de la bureta inferior igual a  $0.380 \text{ cm}^2$ ,  $L_c$  es la longitud corregida de la probeta debido a la consolidación,  $A_c$  el área transversal corregida de la probeta debido a la consolidación,  $\Delta t$  es el intervalo de tiempo en que se realiza la medición del gasto de agua,  $\Delta h$  es la pérdida de carga hidráulica en el  $\Delta t$ .

En su defecto, la permeabilidad vertical de la arena también es determinada mediante la expresión que involucra el cambio volumétrico registrado en los sensores. Para esto, se utiliza la siguiente ecuación:

$$k_{vcc} = \frac{\Delta V * L_c}{hA_c\Delta t} \quad (3.2)$$

donde  $k_{v,h}$  es la permeabilidad en el sentido vertical u horizontal;  $\Delta V$  es el cambio volumétrico acumulado debido al flujo establecido en el permeámetro;  $L_c$  es la longitud de la muestra corregida debido a la consolidación;  $h$  es la carga hidráulica establecida;  $A_c$  es el área de la muestra corregida debido a la consolidación y  $\Delta t$  es el tiempo de medición para un cierto cambio de volumen de agua.

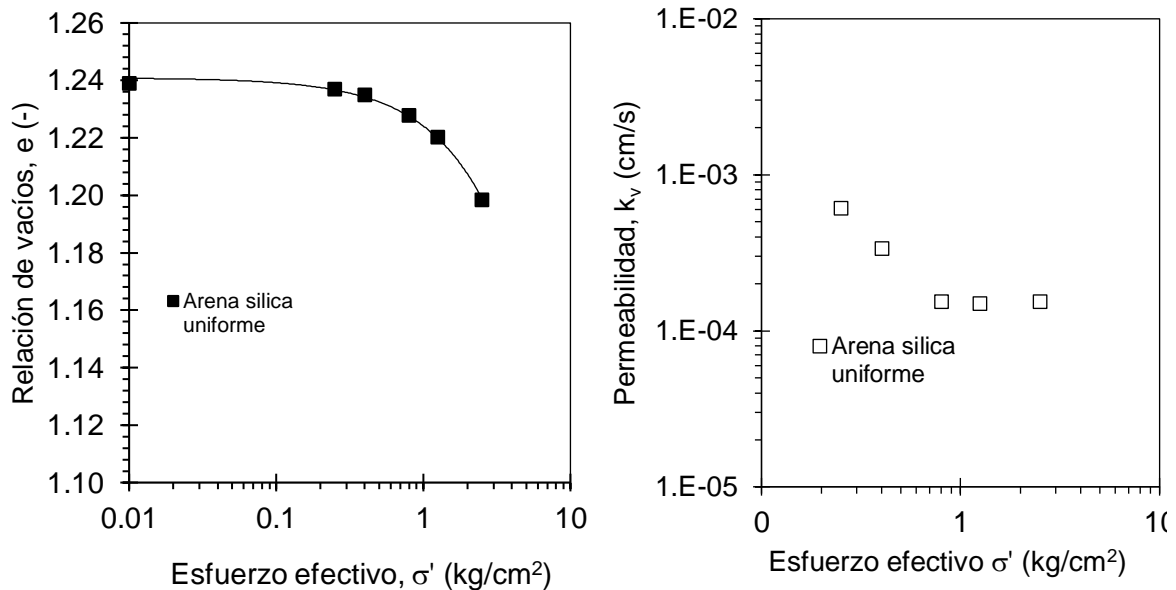
La condición de utilizar la expresión de carga constante se refiere a determinar la permeabilidad en el rango de cambio de volumen en el cual la carga hidráulica configurada al inicio del ensaye permanece constante en un intervalo de cambio de volumen no mayor al 5 %. Por lo tanto, la diferencia de los resultados de

permeabilidad obtenidos para la arena no sobrepasa un orden de magnitud (Tabla 3.4).

Tabla 3.4. Comparación de las permeabilidades obtenidas con carga constante y carga variable.

Esfuerzo efectivo, $\sigma'$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$k_{vcv}$ (cm/s)	$k_{vcc}$ (cm/s)
0.20	$6.09 \times 10^{-4}$	$6.34 \times 10^{-4}$
0.40	$3.38 \times 10^{-4}$	$3.70 \times 10^{-4}$
0.80	$1.54 \times 10^{-4}$	$1.88 \times 10^{-4}$
1.25	$1.50 \times 10^{-4}$	$1.83 \times 10^{-4}$
2.50	$1.54 \times 10^{-4}$	$1.85 \times 10^{-4}$

La Figura 3.13b denota la permeabilidad de la arena a diferentes niveles de esfuerzo efectivo. La condición de la permeabilidad en este suelo prevalece constante a altos niveles de esfuerzo. Esta condición que se establece se debe a la densificación de la arena debido al incremento de esfuerzo efectivo. Al tratarse de una arena uniforme y en estado suelto, el desplazamiento intergranular disminuye conforme el esfuerzo efectivo aplicado aumenta. Esto ocasiona que la permeabilidad mostrada en la Figura 3.13b tienda a un valor constante cuando el incremento de esfuerzo efectivo es alto.



a) Curva de compresibilidad

b) Permeabilidad vertical

Figura 3.13. Compresibilidad y permeabilidad de la arena sílica.

La arena ensayada resulta un material muy permeable. Para comprobar que los valores determinados de permeabilidad de la arena son correctos, es necesario determinar la permeabilidad del propio sistema. Al ensayar un material muy

permeable en el FWP-IIUNAM podría tener la consecuencia de que se esté midiendo la permeabilidad del sistema y no del material de interés. Lo anterior se logra acoplando ambos cabezales en la base del permeámetro (Figuras 3.14a y 3.14b), ajustados mediante un anillo de membrana y sellados con los *o-rings* en la parte superior e inferior (Figura 3.14c y 3.14d). Una vez logrado esto, se ensaya habitualmente configurando una carga hidráulica y estableciendo la variación con respecto al tiempo. La permeabilidad del sistema resulta de  $1.16 \times 10^{-2}$  cm/s; por lo tanto, cualquier valor de permeabilidad menor a la permeabilidad del sistema es confiable.

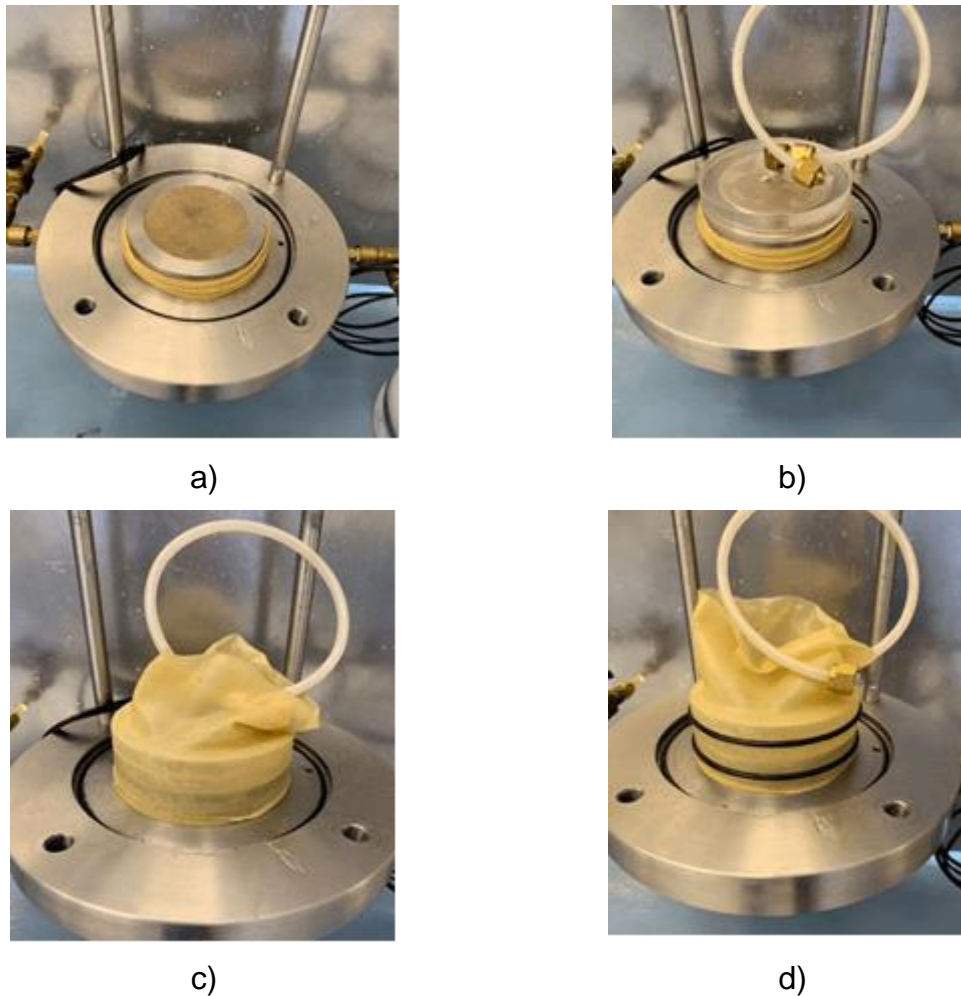


Figura 3.14. Medición de la permeabilidad del sistema

### **c.2) Formación de las probetas de Paraíso, Tabasco para el ensaye de flujo radial.**

El proceso experimental de la permeabilidad horizontal  $k_h$  induciendo un flujo radial consiste en extraer un núcleo central del centro de la muestra. El orificio remanente de la muestra se rellena con la arena previamente caracterizada. La función del dren



central de arena permite dirigir un flujo de agua que vaya en dirección radial hacia el perímetro de la muestra y con ello determinar la permeabilidad horizontal. Para lograr el orificio central de la probeta, es necesario contar con dos placas con soporte metálico que en conjunto proporcionen una guía para asegurar la verticalidad de la perforación central (Figura 3.15a). Las placas contienen unos orificios concéntricos de 14 mm de diámetro, los cuales sirven para guiar el corte central de la muestra. Estas placas, a su vez se insertan en el soporte rectangular que aloja la muestra. También es necesario el uso de una herramienta o broca que asegure la extracción del núcleo central, sin dañar la integridad de la muestra (Head, 1998). En esta investigación se utiliza un tubo de acero de 1 mm de espesor y 14 mm de diámetro, el cual se encuentra debidamente afilado para facilitar el corte de la muestra (Figura 3.15b), ya que existen herramientas con ciertas brocas o puntas que deben usarse para cada tipo de suelo y su consistencia (Head, 1998). En los párrafos siguientes se detalla el proceso de la formación de la probeta para el ensaye de flujo radial. La muestra inalterada se debe extraer convencionalmente del tubo Shelby. Una vez que la muestra es extraída se debe afinar el perímetro de la muestra en el torno de labrado (Figura 3.16a). Cuando la muestra de suelo alcanza el diámetro y altura objetivo, se pesa y se mide para determinar sus relaciones volumétricas y gravimétricas, antes de extraer el núcleo central (Figura 3.16b). Después, la muestra se coloca en el soporte metálico con las placas guía para centrarla y extraer el núcleo central con ayuda de la herramienta de corte (Figuras 3.17a y 3.17b).

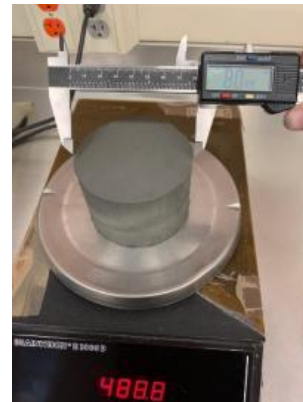


a) soporte metálico con placas guía      b) herramienta afilada (tubo de acero)

*Figura 3.15. Instrumentos para la perforación de probetas para el ensaye de flujo radial.*



a) labrado de muestra



b) medición y pesaje de la muestra

Figura 3.16. Preparación de la muestra antes de extraer el núcleo central



a) centrado de muestra en el soporte metálico con las placas guía



b) inserción de herramienta de corte

Figura 3.17. Probeta centrada y nivelada junto con la herramienta de guía y corte.

Una vez que la herramienta de corte se encuentra posicionada en la primera placa guía, se inserta en dirección descendente, atravesando la muestra de suelo en avances de 5 mm con ayuda de agua y un nivel para facilitar el proceso; asimismo, para asegurar la verticalidad de la perforación (Figura 3.18a). El proceso anterior se repite hasta atravesar la segunda placa guía (Figura 3.18b).



a) inserción de la herramienta de corte con ayuda de agua



b) muestra de suelo debidamente atravesada

*Figura 3.18. Perforación central de la muestra de suelo.*

La herramienta de corte se extrae en dirección ascendente de la muestra y del soporte con las placas guía en distancias de 5 en 5 mm; esto también con ayuda de agua para facilitar el proceso. Una vez retirada la herramienta de corte, se extraen las placas guía del soporte (Figura 3.19a) y se debe verificar la verticalidad del orificio central, colocándola en el pedestal inferior diseñado especialmente para esta prueba (Figura 3.19b). Enseguida, la muestra se vuelve a pesar y se debe medir el diámetro de la perforación central (Figuras 3.19c y 3.19d).



a) extracción de la placa superior



b) verticalidad del orificio central



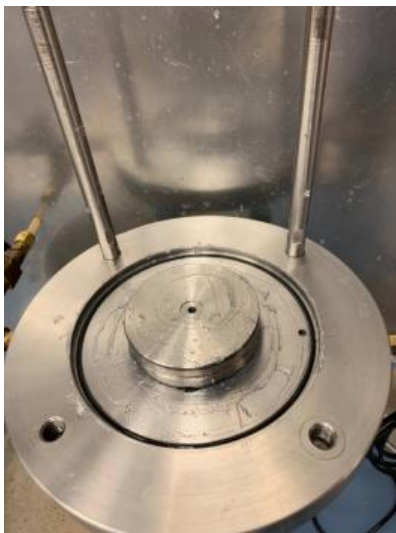
c) pesaje de la muestra



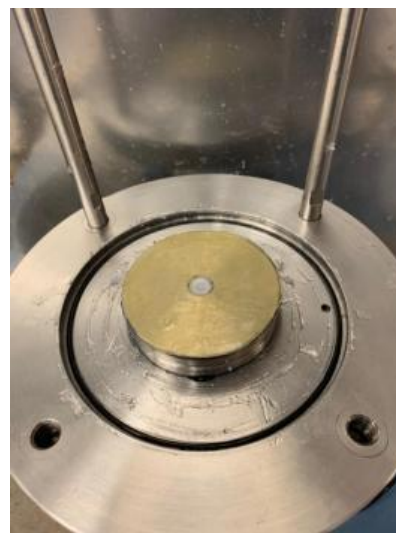
d) diámetro del orificio central

Figura 3.19. Muestra de suelo con perforación central.

Una vez que la probeta es perforada, se debe preparar la base del FWP-IIUNAM, colocando el pedestal inferior en la base del permeámetro, atornillándolo firmemente por la parte baja de la base de la cámara que aloja la muestra (Figura 3.20a). Posteriormente, se coloca papel filtro en el orificio central, así como una membrana impermeable y una película de pasta de silicón por debajo de la membrana (Figura 3.20b).



a) pedestal inferior



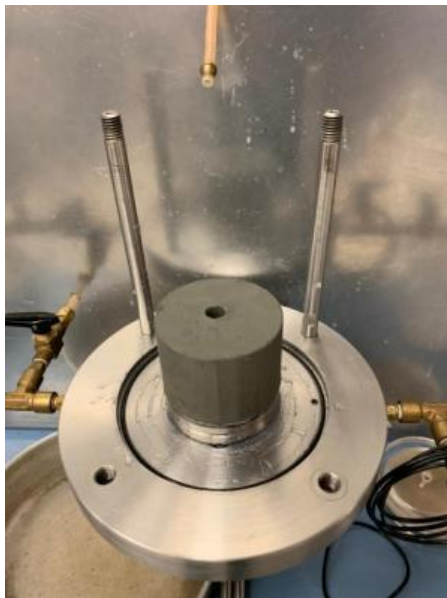
b) papel filtro y membrana impermeable

Figura 3.20. Preparación de la cámara del FWP-IIUNAM para ensaye de flujo radial.

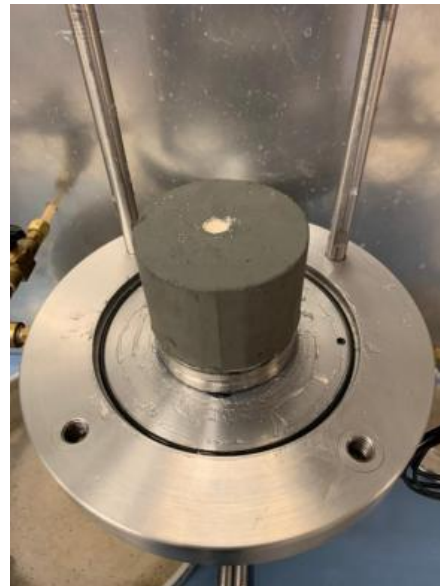
Después, se coloca la probeta en el pedestal y el orificio central se llena con la arena filtrante previamente caracterizada (Figuras 3.21a y 3.21b). Posteriormente, se coloca una membrana impermeable en la parte superior de la probeta y por encima

de la membrana se coloca el *by-pass* poroso (Figuras 3.21c y 3.21d). El objetivo de colocar la membrana impermeable es para evitar filtraciones en sentido vertical. Posteriormente se envuelve el perímetro lateral de la muestra con el geotextil no tejido punzonado, compuesto de fibras cortas de poliéster de la marca *Geotech 300* de 2.55 mm de espesor, con permeabilidad de  $4 \times 10^{-1}$  cm/s (Figura 3.22a).

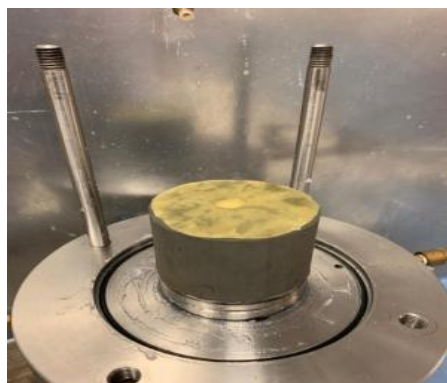
Es importante que el geotextil tenga contacto con el *by-pass* poroso porque es la única manera de que el flujo sea captado por el dren superior de manera radial a través del geotextil (Figura 3.22b). Una vez colocado el geotextil, se prepara el molde de vacío con la membrana y se coloca de manera habitual; así mismo, se colocan los correspondientes arosellos en el pedestal inferior y superior (Figura 3.22c) y se sella la cámara con la camisa de acrílico y la tapa superior de la cámara y se llena de agua (Figura 3.22d). Una vez lista la cámara, se procede con las etapas posteriores del ensaye.



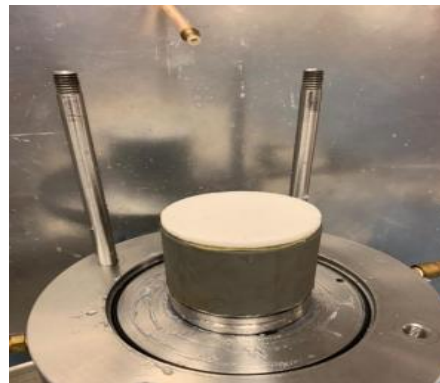
a) probeta colocada



b) orificio central lleno de arena



c) membrana impermeable



d) colocación *by-pass* poroso

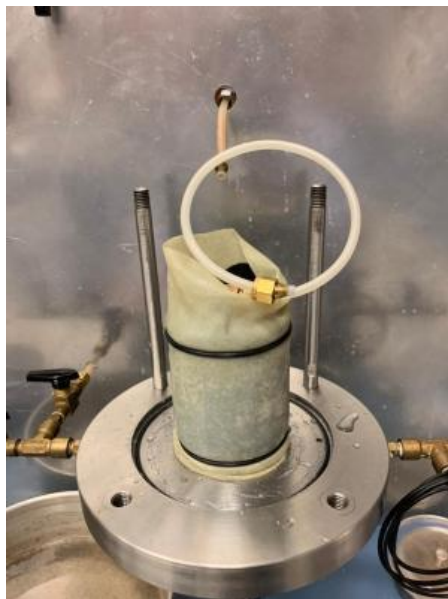
Figura 3.21. Preparación de la cámara que aloja la muestra en el FWP-IIUNAM.



a) molde de vacío con geotextil



b) geotextil colocado en la probeta



c) membrana flexible colocada



d) camara lista para ensaye

Figura 3.22. Colocación de geotextil y membrana en la probeta para ensaye de flujo radial en el FWP-IIUNAM.

### 3.2.2 Calibración y verificación de los transductores de medición

En esta etapa se determina de manera experimental las constantes de calibración de cada uno de los sensores del permeámetro. Dichas constantes son la pendiente y ordenada que los sensores utilizan como valores de transformación de señales (de señales análogas a señales físicas). Una vez concluida la calibración de cada

sensor, se realiza una verificación de este, la cual consiste en comparar los valores que registra el software de medición con las diferentes lecturas del elemento patrón de calibración. Por lo consiguiente en una correcta calibración la pendiente de la curva de verificación es obligatoriamente unitaria.

### a) Transductor de presión

Para la calibración de los sensores de presión (confinamiento, contrapresión superior y contrapresión inferior), es necesario apegarse a un elemento patrón que indique la correcta señal física de salida, por ejemplo, para los sensores de presión, es necesario tener como elemento patrón una columna de mercurio que indique la variación de voltaje vs centímetros de Hg. La calibración de los sensores de presión consiste en aplicar un incremento de presión y al mismo tiempo leer el incremento en la columna de mercurio para su posterior conversión con el factor de conversión de  $1.00 \text{ kg/cm}^2 = 73.56 \text{ cmHg}$ . También, basta multiplicar el incremento en la lectura de los centímetros de mercurio por la densidad del mercurio a temperatura ambiente ( $0.01356 \text{ kg/cm}^3$ ). La calibración y por consiguiente la verificación, se realiza para los tres sensores de presión disponibles en el FWP-IIUNAM. En la Figura 3.23 se muestra la calibración y verificación de un sensor de presión. Las curvas de calibración y verificación de los sensores de presión restantes se muestran en el Anexo 2.

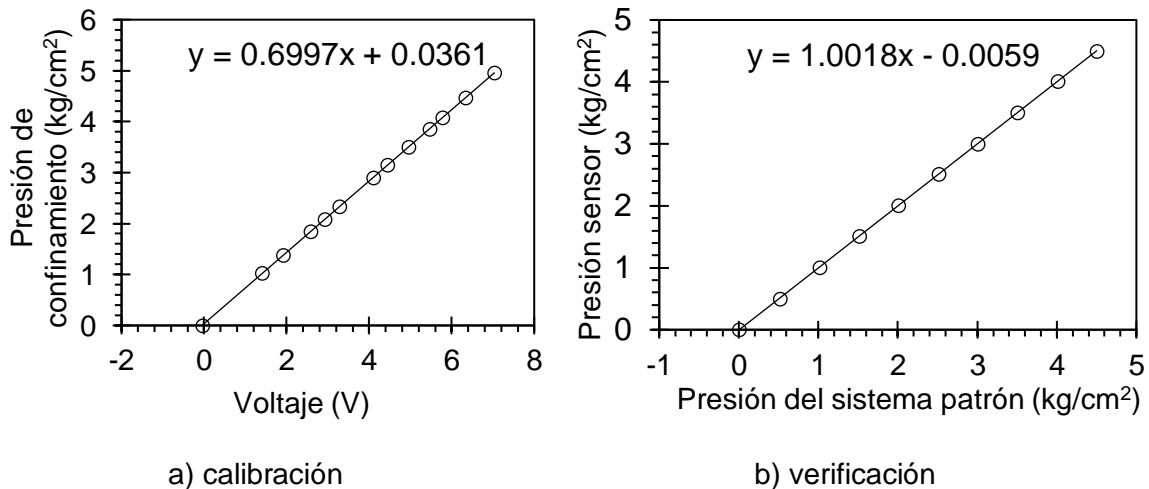


Figura 3.23. Caracterización del sensor de presión de confinamiento.

Para ratificar las calibraciones y verificaciones para los sensores de presión se realiza una verificación cruzada; es decir, los tres sensores del equipo se conectan a un mismo suministro de presión (en este caso al sensor de confinamiento) y a la columna de mercurio (patrón), posteriormente se hacen incrementos de presión y los tres sensores deben registrar el mismo valor de presión, la pendiente de la curva debe resultar cercana a la unidad. La verificación cruzada de cada uno de los sensores de presión se muestra en el Anexo 2.

El porcentaje de error parcial es una diferencia entre una medición de elemento patrón de referencia (columna de mercurio) y la medición real de un elemento

estándar dividido por el patrón de referencia. La precisión es el margen máximo entre el valor medido (patrón) y el real (sensor) se expresa en porcentaje, también es conocido como error de medición. Es la tolerancia de medida o de transmisión del instrumento y define los límites del error del instrumento en condiciones de operación. La exactitud del sensor es la capacidad de un instrumento de dar el valor real en una medición, es el grado de aproximación con que las indicaciones de un instrumento se acercan a los valores verdaderos de las magnitudes medidas, un término similar es la capacidad de reiteración, que es la facultad del instrumento de reproducir lecturas cuando se efectúa una serie de ensayos en un breve intervalo de tiempo y bajo condiciones de uso fijadas. El resultado del porcentaje de error y exactitud de cada uno de los sensores de presión se muestra en el Anexo 2.

### **b) Calibración y verificación de los transductores de cambio volumétrico**

Para los sensores de cambio volumétrico, el elemento patrón existente es una bureta debidamente graduada de 10 cm<sup>3</sup>. La calibración de los sensores de cambio volumétrico consiste en captar el volumen de agua vaciado de las buretas de contrapresión en la bureta patrón; haciendo pasar el volumen de agua por el sensor de cambio volumétrico y registrando el volumen captado en la bureta patrón de 10 cm<sup>3</sup>. Al recibir un volumen de agua, el transductor de cambio volumétrico registra un cambio de voltaje, éste se grafica junto con el volumen captado en el elemento patrón. Es importante que antes de iniciar la calibración de los sensores se registre el área de la bureta de contrapresión (que es la que se utiliza para registrar el volumen de agua entrante y saliente en la probeta). Al igual que los sensores de presión, la calibración y por consiguiente la verificación se realiza para los dos sensores de cambio volumétrico disponibles en el FWP-IIUNAM. Las curvas de calibración y verificación de los sensores cambio volumétrico se muestran en el Anexo 2.

### **3.2.3 Montaje de la probeta en el FWP-IIUNAM**

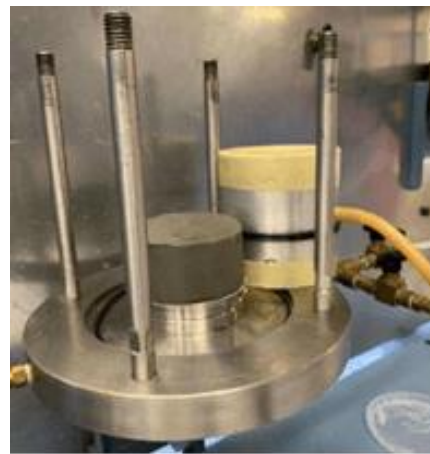
Antes de colocar la probeta en el FWP-IIUNAM, es necesario preparar la cámara que aloja la muestra para que esté en condiciones de llevar a cabo el montaje. Como primer paso se verifica el flujo de agua en las líneas para asegurar que la circulación inicial, la saturación por contrapresión de la probeta y el flujo de agua durante el ensaye estén libres de aire atrapado. Esta verificación se realiza circulando un volumen de agua por todo el circuito del permeámetro (líneas del flujo inferior y superior). Es importante cuidar que no exista aire atrapado dentro de las líneas de conducción, ya que, si existe, aunque sea una pequeña burbuja de aire, ésta afecta de forma directa los resultados de permeabilidad y, debido a la estructura tan cerrada en este tipo de material es muy difícil disolver el aire que pudiera quedar atrapado. Posteriormente, se acomoda la muestra con los cabezales o drenes superior e inferior con la finalidad de centrar la muestra y el papel filtro (Figura 3.24a). Una vez centrada la muestra con los cabezales, se coloca en la base del permeámetro y se prepara el sistema de vacío para la colocación de la membrana flexible (Figura 3.24b). Después se coloca la membrana con el sistema



de vacío y se fijan ambos cabezales con los aro-sellos, envolviendo la muestra de suelo (Figuras 3.24c y 3.24d). Se retira el sistema de vacío y se colocan los aro-sellos que sirven de ajuste para la membrana. Inmediatamente de posicionada la probeta en el permeámetro con la membrana, se coloca la camisa de acrílico y se ajusta a la base de la cámara. Posteriormente, de forma cuidadosa se coloca la tapa sosteniéndola sobre las varillas de la base con el propósito de poder conectar el cabezal al dren superior. Cuando se ha verificado que la conexión se realizó correctamente, se coloca pasta de silicón alrededor de la parte superior de la camisa de acrílico, y posteriormente se baja la tapa. Para terminar de sellar la cámara, se procede al atornillado de las varillas a la tapa.



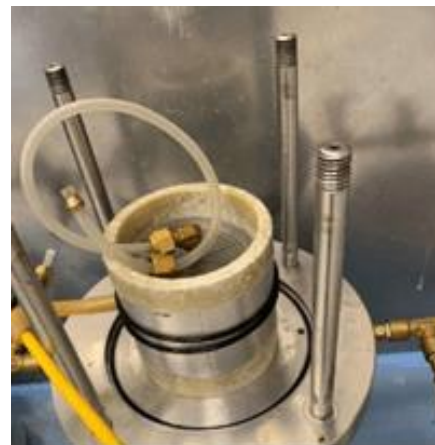
a)



b)



c)



d)

*Figura 3.24. Montaje de probeta de suelo fino en el FWP-IIUNAM.*

### **3.2.4 Saturación de la probeta por contrapresión**

Las probetas se encuentran en un estado saturado debido a la naturaleza de éstas, pero en este volumen de las probetas a ensayar también se encuentra cierto

volumen de aire atrapado que tiene que llenarse con agua, para asegurar que la probeta está completamente saturada. Por lo tanto, se procede a saturar la probeta para continuar con la siguiente etapa. La etapa de saturación por contrapresión logra disolver este volumen de aire atrapado dentro de la probeta.

Para iniciar esta etapa se debe verificar que la muestra está efectivamente aislada, es decir, las válvulas de contrapresión y confinamiento deben estar cerradas.

La etapa consiste en aplicar incrementos de presión de confinamiento y de presión de contrapresión dejando un esfuerzo efectivo de diferencia igual a  $0.10 \text{ kg/cm}^2$ . Se aplica a la muestra la presión de confinamiento, se registra la lectura inicial de la bureta y luego se abre lentamente la válvula de contrapresión inferior y superior, controlando la velocidad con la que el agua ingresa a la muestra. Cuando se logra mantener constante el nivel de agua en la bureta, se cierra la válvula y se registra la lectura final de bureta (Acevedo 2017).

El procedimiento descrito previamente se repite dando incrementos a la presión de confinamiento y a la presión de contrapresión de  $0.50 \text{ kg/cm}^2$ , manteniendo un esfuerzo efectivo de  $0.10 \text{ kg/cm}^2$ , hasta que el cambio volumétrico se vuelva asintótico (Figura 3.25).

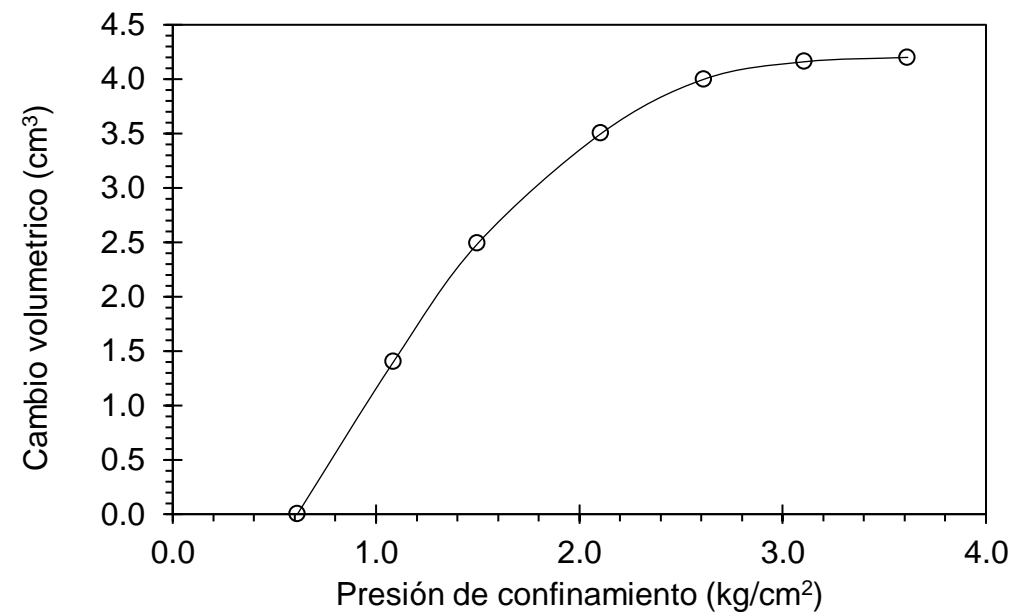


Figura 3.25. Curva de saturación de una probeta.

### 3.2.5 Medición de $B$ de Skempton

El coeficiente  $B$  se define como la relación que existe entre el aumento de presión de poro  $\Delta u$  debido al aumento del esfuerzo de confinamiento  $\Delta \sigma$ :

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma} \quad (3.1)$$

Esta etapa es posterior a la saturación de la probeta, ya que se realiza con un incremento en la presión de confinamiento de 1.0 kg/cm<sup>2</sup> en condiciones no drenadas para poder monitorear el incremento de presión de poro con el sensor de contrapresión inferior; a su vez. En esta etapa se aplica lentamente el confinamiento para que los sensores de presión puedan medir el incremento de presión de poro en la parte interna de la probeta. La saturación se considera completa cuando el parámetro B es mayor que 0.95 (ASTM-D4767-97).

### 3.2.6 Consolidación

La consolidación se inicia inmediatamente después de verificar que el valor de B resulte de 0.96 o mayor. Posteriormente, se ajustan las presiones de confinamiento y contrapresión.

El esfuerzo efectivo al cual el espécimen está sometido al final de la etapa de saturación es usualmente menor que la presión de confinamiento  $\sigma_3$  para consolidar al espécimen. El esfuerzo efectivo se incrementa cuando la presión de confinamiento  $\sigma_3$  se aumenta. Otra posibilidad de aumentar el esfuerzo efectivo en el espécimen es reduciendo las presiones de contrapresión; una vez eligiendo la metodología idónea para ajustar el esfuerzo efectivo deseado para consolidar al espécimen, se permite a la muestra disipar el exceso de presión de poro. Normalmente y en la mayoría de las pruebas de consolidación triaxial, se incrementa la presión de la cámara o de confinamiento  $\sigma_3$ .

#### a) Consolidación isotrópica con drenaje vertical

El drenaje vertical de las probetas bajo consolidación isotrópica únicamente se llevó a cabo para los especímenes los cuales se ensayaron unidimensionalmente, es decir, para los especímenes los cuales se labraron en el sentido de extracción de la muestra (para determinar permeabilidad vertical  $k_v$ ) y para los especímenes, aquellos que se labraron al sentido transversal de extracción de la muestra (para determinar permeabilidad horizontal  $k_h$ ).

La configuración del sistema mecánico y sistema eléctrico se ajusta de tal modo que para un incremento de esfuerzo efectivo dado, se puede elegir el dren con su sensor de cambio volumétrico respectivo para medir el cambio volumétrico que sufre la probeta, y en el dren restante se monitorea la disipación de la presión de poro con el transductor de presión correspondiente. En todos los ensayos, el dren y sensor elegido para la medición de los cambios volumétricos es el dren superior y en el dren inferior, por lo tanto, se mide la disipación de presión de poro (Figura 3.26a).

### a) Consolidación isotrópica con drenaje horizontal o radial.

La consolidación con drenaje horizontal se lleva a cabo captando el agua expulsada de la muestra en las paredes (Figura 3.26b). Es estrictamente necesario impermeabilizar la parte superior e inferior de la muestra, con la finalidad de evitar filtraciones en dirección vertical y de manera práctica, re-direccionar el flujo hacia las paredes de la muestra mediante un dren perimetral (geotextil no tejido de 2.5 mm de espesor). El flujo horizontal que se capta en el geotextil perimetral se capta hacia un cabezal superior, a través de un *by-pass* constituido por una piedra porosa.

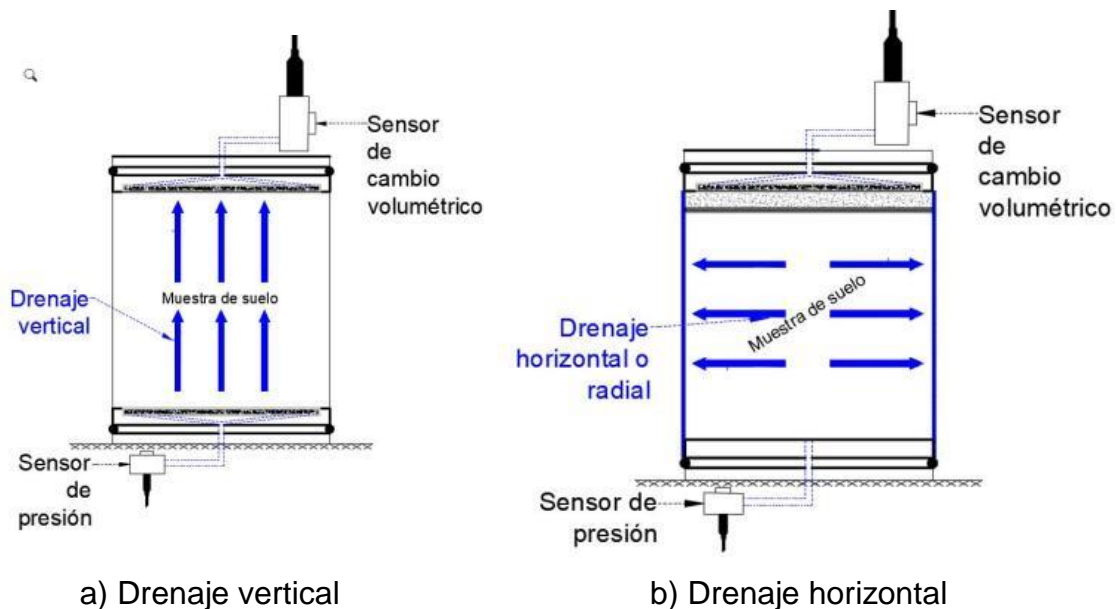


Figura 3.26. Consolidación de las probetas en diferente dirección (modificado de Head, 1994).

### 3.2.7 Obtención de la permeabilidad

#### a) Configuración del esfuerzo efectivo y distribución de la presión de poro en la etapa de ensaye

La prueba de permeabilidad en condiciones de consolidación isotrópica con contrapresiones se muestra en la Figura 3.27. La presión de la celda  $\sigma_3$  es mayor que la presión de contrapresión inferior  $\sigma_{ci}$  (flujo entrante) y a su vez mayor que la presión de contrapresión superior  $\sigma_{cs}$  (flujo saliente).

La distribución de presión de poro a lo largo de la longitud de la muestra se asume lineal, tal como se muestra en la Figura 3.27b. El esfuerzo efectivo  $\sigma'$  a cualquier altura es la cantidad por la cual la presión de la celda  $\sigma_3$  excede la presión de poro (contrapresiones) en ese punto, y aumenta desde la entrada en la base hasta la salida en la parte superior.

La forma de la curva mostrada en la Figura 3.27b con forma parabólica, asume el valor promedio de la presión de poro igual a  $\frac{1}{3} * (\sigma_{cs} + 2\sigma_{ci})$  y el esfuerzo efectivo promedio es igual a:

$$\sigma' = \sigma_3 - \frac{1}{3} * (\sigma_{cs} + 2\sigma_{ci}) \quad (3.2)$$

Para fines prácticos, la presión de poro es igual a  $\frac{1}{2} * (\sigma_{cs} + \sigma_{ci})$  (distribución lineal en mostrada en la Figura 3.27b) el esfuerzo efectivo promedio en toda la muestra es igual a:

$$\sigma' = \sigma_3 - \frac{1}{2} * (\sigma_{cs} + \sigma_{ci}) \quad (3.3)$$

La ecuación 3.3 rige la configuración del esfuerzo efectivo y la presión de poro (contrapresiones) para efectuar el ensaye de permeabilidad en el FWP-IIUNAM. La configuración se logra ajustando de tal modo que las presiones logren el esfuerzo efectivo deseado, así como su carga hidráulica deseada.

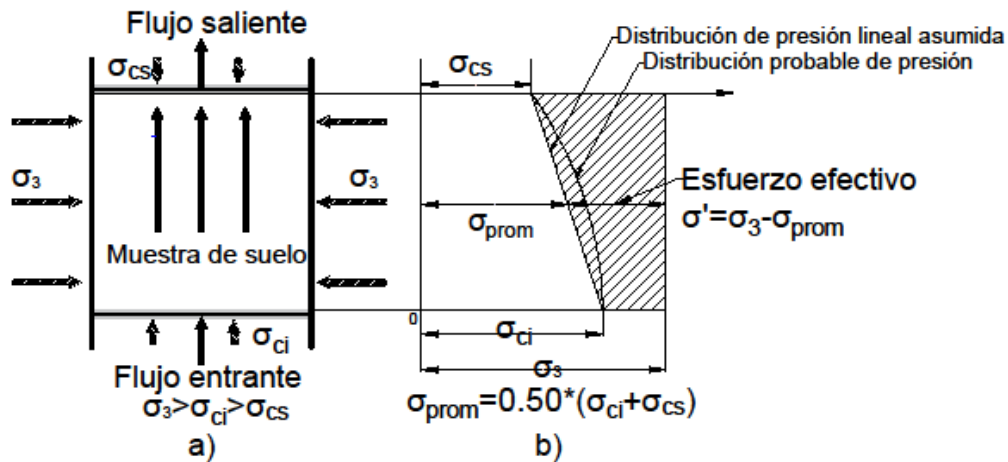


Figura 3.27. Distribución de presiones en ensaye triaxial de permeabilidad (modificado de Head, 1998).

### b) Cálculo de las permeabilidades vertical y horizontal

La permeabilidad vertical y horizontal para los especímenes labrados en distintas direcciones se determinan para cada uno de los esfuerzos efectivos de consolidación aplicados en los ensayos. Se obtienen tres permeabilidades a distintas cargas hidráulicas: 100, 200 y 300 cm para los esfuerzos de consolidación de 0.15-0.55 kg/cm<sup>2</sup>. En los esfuerzos de consolidación mayores que 0.55 kg/cm<sup>2</sup>, las cargas hidráulicas utilizadas son de 200 a 500 cm; lo anterior, debido a que las contrapresiones no logran establecer el flujo por la alta presión en la cámara y en consecuencia se propicia que los especímenes de suelo blando experimenten una consolidación adicional en la etapa de medición de la permeabilidad. La permeabilidad se determina con los cambios volumétricos medidos en el permeámetro FWP-IIUNAM, con ayuda de los sensores de cambio volumétrico. Se

determinan las curvas de volumen acumulado vs tiempo; la pendiente de esta curva resulta el gasto filtrado (Figura 3.28).

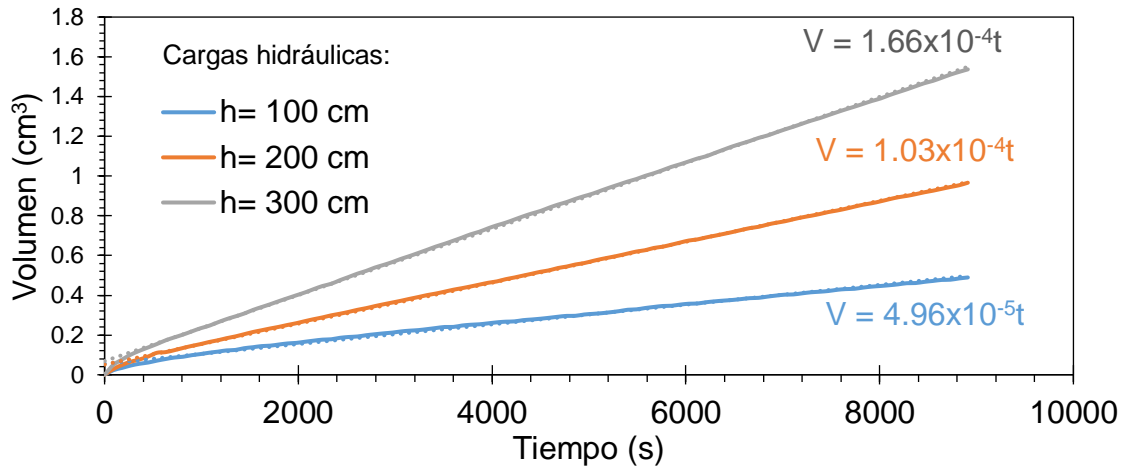


Figura 3.28. Curvas de gasto filtrado.

Una vez obtenido el gasto para el ensaye con 3 cargas hidráulicas distintas, se determina la velocidad de descarga para cada probeta labrada en diferentes direcciones; así como para cada esfuerzo efectivo (Figura 3.29). La pendiente de la Figura 3.29 es la permeabilidad. A su vez, ésta se encuentra en función del área corregida de la probeta y la longitud corregida de la probeta:

$$U_{v,h} = \frac{Q}{A_c} \quad (3.4)$$

$$i = \frac{h}{L_c} \quad (3.5)$$

Donde  $U$  es la velocidad de descarga en sentido vertical u horizontal;  $Q$  es el gasto filtrado;  $A_c$  es el área de la muestra corregida debido a la consolidación;  $i$  es el gradiente hidráulico configurado;  $h$  es la carga hidráulica establecida y  $L_c$  es la longitud de la muestra corregida, debido a la consolidación.

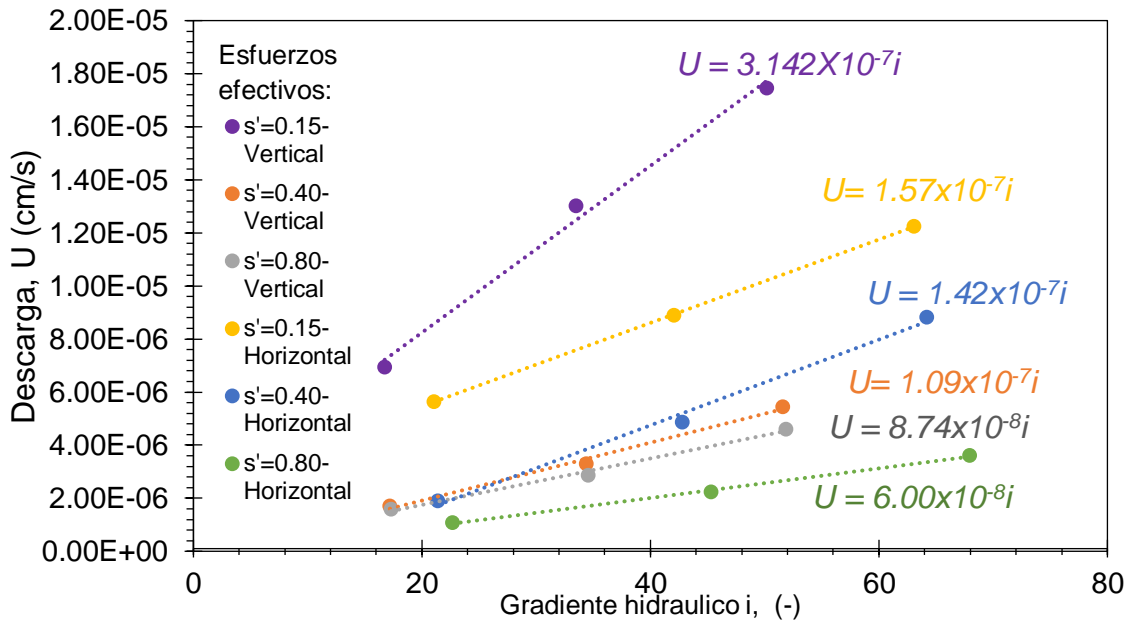


Figura 3.29. Curva de velocidad de descarga y gradiente hidráulico.

La metodología para determinar la altura y diámetro corregido de la muestra debido a la consolidación de los especímenes consta del cálculo de las deformaciones volumétricas para cada incremento de esfuerzo (ecuación 3.6). Con la ecuación 3.6 se puede determinar el cambio en la altura, diámetro, área y volumen del espécimen conforme se incrementa el esfuerzo efectivo. La ventaja de utilizar la ecuación 3.6 es que se puede conocer en cada intervalo de tiempo la evolución de las deformaciones volumétricas de las propiedades geométricas del espécimen.

$$\varepsilon \% = \frac{\Delta V}{v_0} * 100 \quad (3.6)$$

donde:  $\Delta V$  es el cambio de volumen del espécimen por incremento esfuerzo de consolidación en un intervalo de tiempo y  $v_0$  es el volumen calculado por cada una de las etapas de incremento de esfuerzo de consolidación.

### c) Cálculo de la permeabilidad en flujo radial

En los suelos de Paraíso, Tabasco se implementó el funcionamiento bajo flujo y drenaje radial del FWP- IIUNAM. La permeabilidad horizontal para la metodología para flujo y drenaje radial se calcula con la siguiente expresión (Head, 1998):

$$k_h = \left[ \frac{\Delta Q}{2\pi L h \Delta t} \right] * \log \left( \frac{r_2}{r_1} \right) \quad (3.7)$$

donde  $\Delta Q$  es la cantidad de gasto en un determinado  $\Delta t$ ;  $L$  es la longitud del espécimen;  $h$  es la carga hidráulica;  $r_1$  es el radio de la perforación central del espécimen;  $r_2$  es el radio externo del espécimen y  $\Delta t$  es el tiempo.

### 3.2.8 Relación de anisotropía

Una serie de factores independientes puede conducir a la relación de anisotropía de la permeabilidad en depósitos de suelos finos. Un factor es la anisotropía inherente del arreglo geométrico de las partículas estructuradas de la arcilla. Sin embargo, la mayoría de los depósitos de suelo compresible de origen marino consiste en una mezcla de arcilla más o menos homogénea, de minerales floculados, lo que conduce a una estructura aleatoria general. El estudio experimental de esta tesis es comparar permeabilidades en dos direcciones para obtener una relación de anisotropía  $r_k$ , ligadas a un cierto esfuerzo efectivo. Es decir, una anisotropía inducida gracias a agentes externos (consolidación isotrópica).

$$r_k = \frac{k_h}{k_v} \quad (3.8)$$





## 4. RESULTADOS EXPERIMENTALES DE LAS PRUEBAS DE PERMEABILIDAD EJECUTADAS

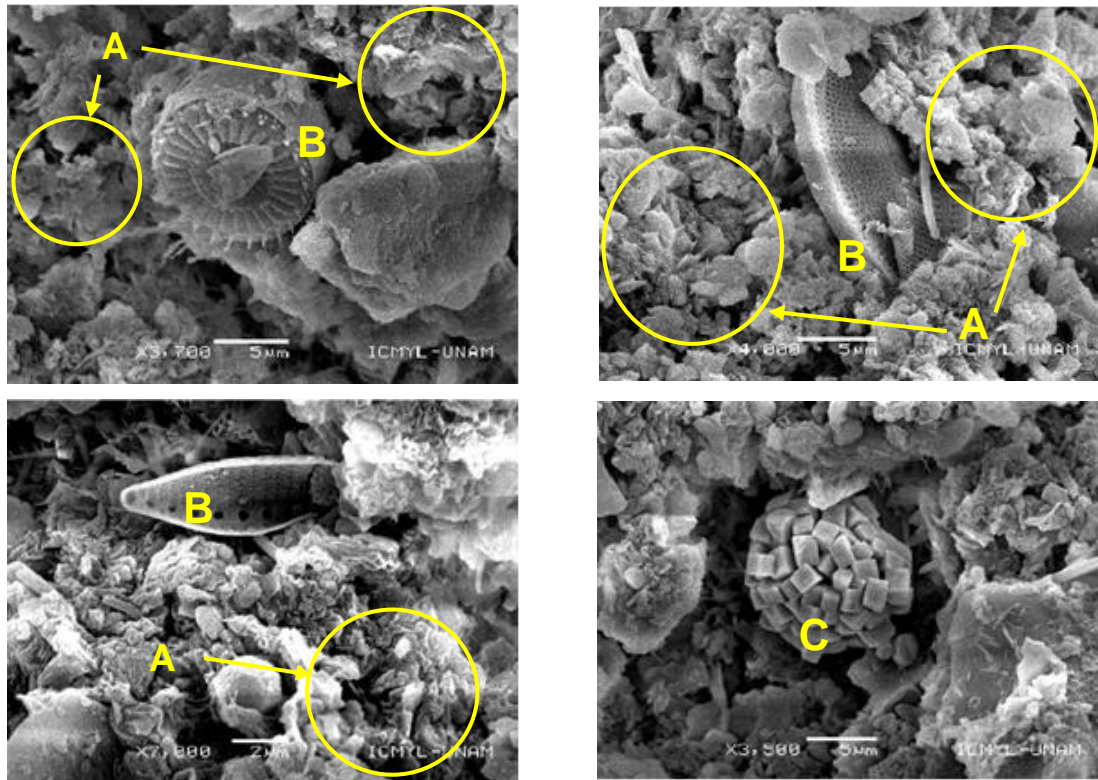
---

Para cada una de las muestras ensayadas, se presentan y discuten a continuación los resultados obtenidos de consolidación, permeabilidad vertical, permeabilidad horizontal, y su relación de anisotropía.

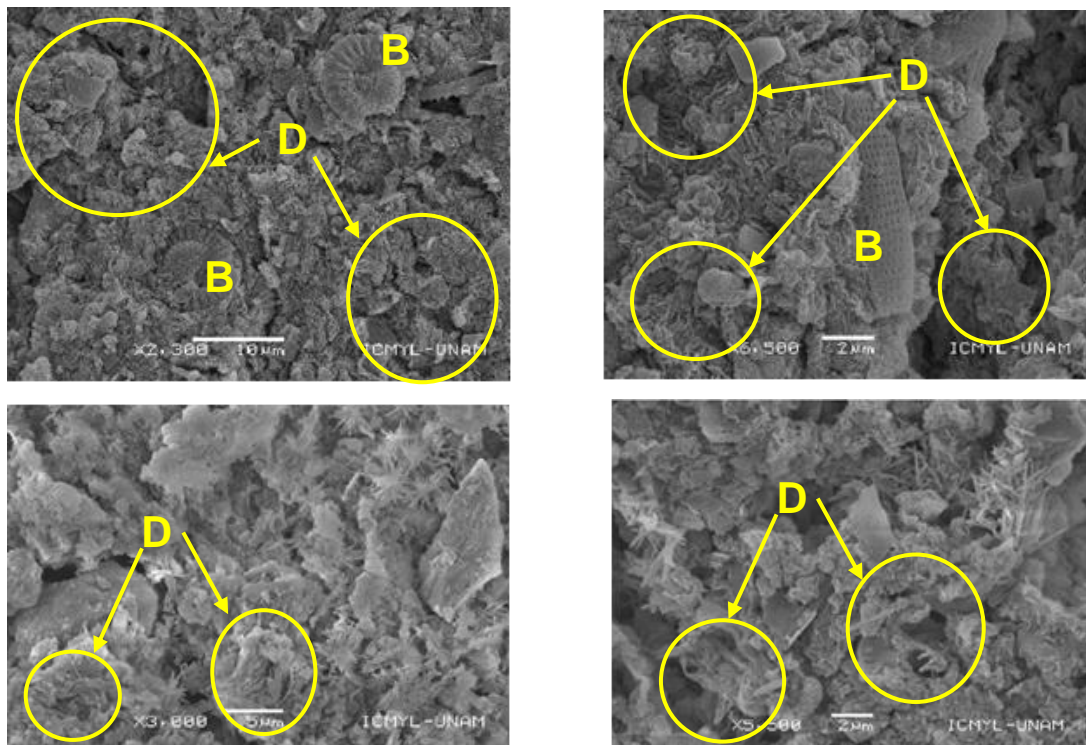
### 4.1 Consolidación

En la Figura 4.1 se presentan fotografías de microscopio electrónico de barrido (MEB) de la muestra SM-37 (del ex Lago de Texcoco) antes y después de consolidar en el FWP-IIUNAM. En la Figura 4.1a se aprecia que las partículas de arcilla presentan una *microestructura floculada* (arreglo aleatorio). Esto es, forman patrones o unidades que se constituyen en clústeres o racimos (A), con poros muy pequeños y tamaños cercanos a  $1\mu\text{m}$  en los que muy poco flujo circula a través de ellos. Por lo tanto, en la Figura 4.1a no es posible distinguir una orientación en la que el flujo de agua sea preferencial; es decir, a bajos esfuerzos efectivos (cercanos a cero) no es posible determinar una anisotropía de la permeabilidad que denote un drenaje preferencial en la morfología de la arcilla. Los patrones interpartícula forman un conjunto denominado *miniestructura*. En la Figura 4.1a se destaca la presencia de microfósiles silíceos (diatomeas) (B). La miniestructura contiene tanto agregaciones de partículas sólidas como poros entre ellas. Los poros en este nivel son en promedio de decenas de micrómetros de diámetro y por lo tanto el flujo puede circular mejor a través de ellos. También en la Figura 4.1a se muestra la presencia de minerales pesados (C) (pirita framboidal) en porcentajes muy pequeños, del orden del 10 al 20 %.

En la Figura 4.1b se puede apreciar el efecto de la consolidación de la muestra al presentar una microestructura más cerrada, con los poros de los clústeres casi inapreciables y las láminas arcillosas dispuestas cara a cara sin seguir una orientación (D). Asimismo, en la Figura 4.1b no es posible determinar una orientación preferente de las partículas, debido a la consolidación isotrópica, lo que permite explicar los resultados del factor o relación de anisotropía de la permeabilidad obtenidos en esta tesis (mostrados más adelante, en el Inciso 4.3).



a) Antes de consolidar



b) Después de consolidar

Figura 4.1. Fotografía de MEB de la muestra SM-37.

Las muestras utilizadas en esta tesis se observaron en el MEB antes y después de consolidar. Los resultados obtenidos para las muestras arcillosas del ex Lago de Texcoco denotan un arreglo sumamente aleatorio, incluso después de someterlas a consolidar, con la diferencia de que los poros interagregados son menos apreciables. La Figura 4.2 demuestra que la cantidad de vacíos de las muestras compresibles del ex Lago de Texcoco es independiente al reacomodo que logran una vez que se consolidan. La alineación de las partículas ocurre de una forma paralela entre las láminas arcillosas, lo que a su vez forman clústers desorientados más grandes, incluso imperceptibles. Además, es posible apreciar que los vacíos logran desaparecer, con lo que la consolidación incluso en niveles microscópicos tiene efectos significativos, independientemente de la forma en que se aplique la presión externa.

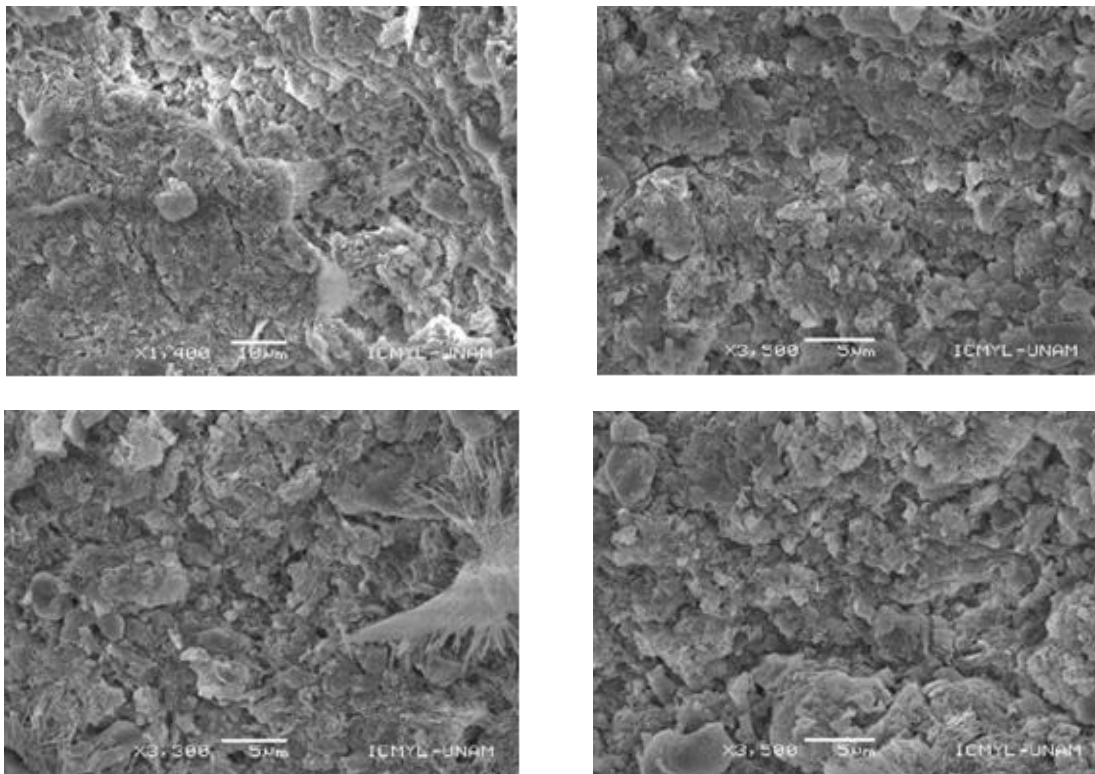


Figura 4.2. Muestra SM-47.

El contraste de deformabilidades es muy significativo en las muestras de suelo fino, de ambos sitios de estudio. La prueba radica en que, al observar las muestras de Tabasco en el MEB, denota una conjunción más pronunciada de los patrones interpartícula arcillosos que las muestras del ex Lago de Texcoco, incluso antes de someterlas a consolidación (Figuras 4.3 y 4.4). La orientación que denotan las muestras de Tabasco se atribuye al estado de esfuerzos que han tenido las muestras a través de su historia geológica. Debido al estado preconsolidado de las muestras de este sitio, resulta favorable el drenaje de las muestras en sentido horizontal. La condición de consolidación isotrópica favoreció la reorientación en

sentido horizontal de las muestras de Tabasco. Esto ocasionó que los valores de la relación de anisotropía para los suelos de Tabasco resulten mayores a 1 en su mayoría.

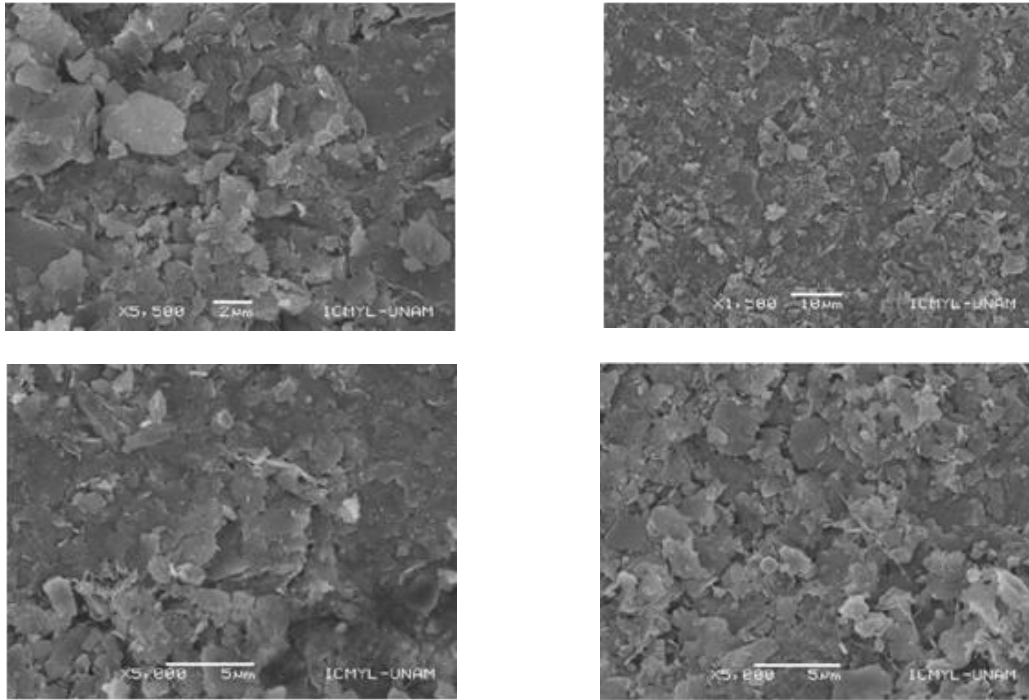


Figura 4.3. Muestra M-6 (patrones interpartícula alineados).

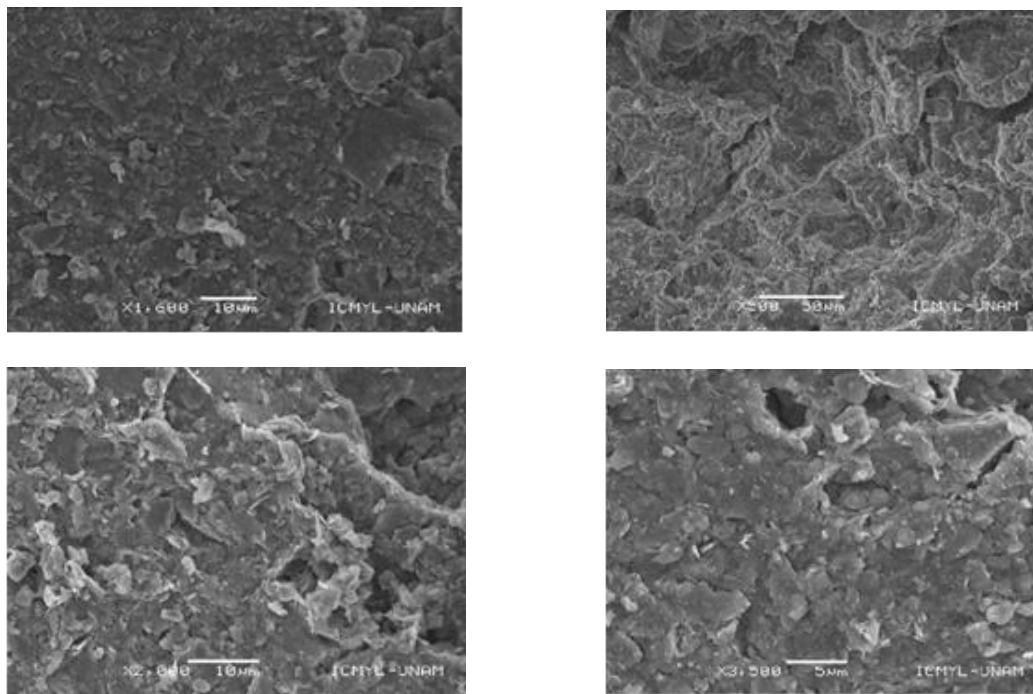


Figura 4.4. Muestra M-18 (clústers casi imperceptibles).

La ventaja principal que tiene el FWP-IIUNAM radica en que es posible realizar ensayos no destructivos, por lo que se logra determinar la permeabilidad conforme al número de incremento de esfuerzos efectivos que se deseen. Asimismo, también es posible determinar los parámetros de compresibilidad (Anexo 3). Al ensayar suelos finos deformables se logra una relación directa de la permeabilidad y la relación de vacíos; y a su vez al esfuerzo efectivo aplicado, coeficientes de consolidación, módulos de compresibilidad volumétrica y coeficientes de compresibilidad. Ya que es posible determinar la deformación volumétrica debido al aumento de esfuerzo, se puede conocer de manera indirecta el comportamiento decreciente de la altura y diámetro de la probeta con la expresión 3.5. La Figura 4.5 muestra una etapa completa de los incrementos y decrementos de esfuerzo efectivo.

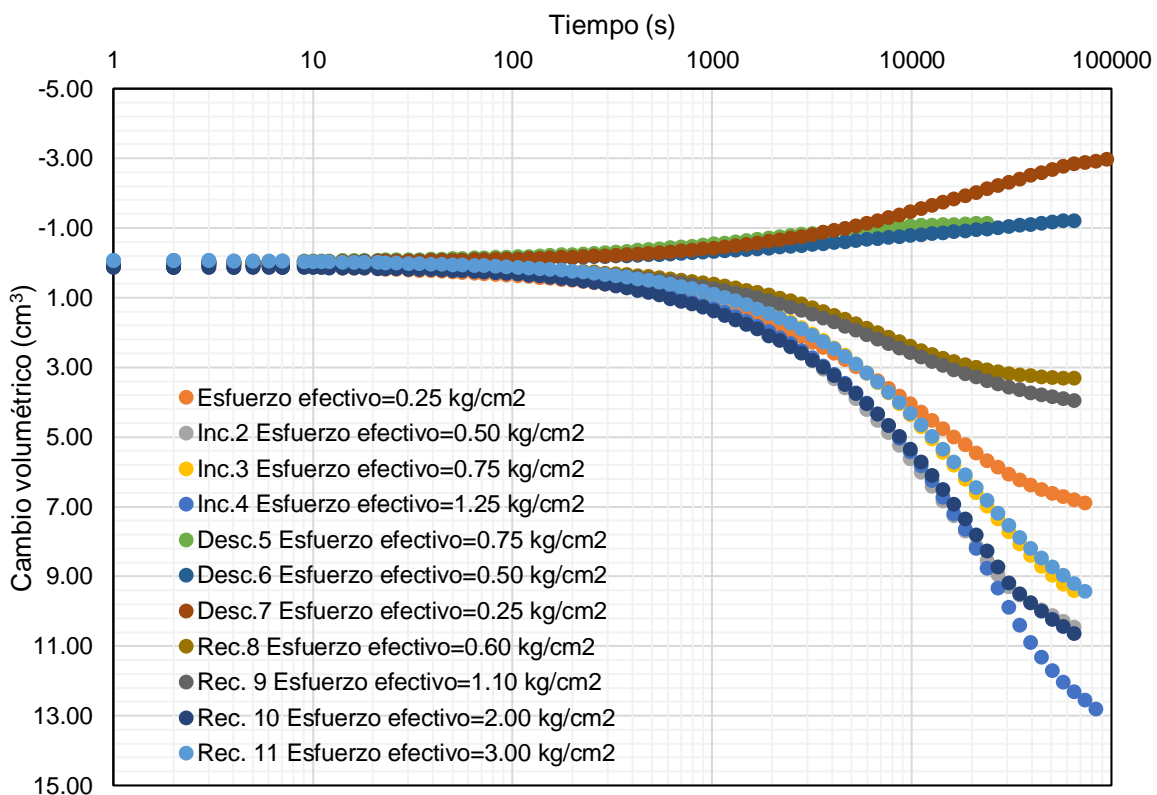


Figura 4.5. Curvas de consolidación de la muestra SM-47-H

De acuerdo con el proceso experimental para determinar la permeabilidad en el FWP – IIUNAM, en las Figuras 4.6 y 4.7 se muestran los resultados correspondientes a las curvas de compresibilidad para las muestras ensayadas. Los resultados son correspondientes a la etapa de consolidación. El interés de mostrar estos resultados recae en mostrar el comportamiento de la relación de anisotropía de la permeabilidad una vez que el esfuerzo efectivo aplicado incrementa o decrementa. El esfuerzo efectivo indica la variación de la permeabilidad y en esta investigación el proceso de incrementar o decrementar el esfuerzo efectivo recae

en el análisis de que la permeabilidad aumenta cuando se decrementa el esfuerzo y disminuye cuando el esfuerzo se incrementa. Al someter a los especímenes del ex Lago de Texcoco en una condición de descarga y recarga, ocurre una deformación que afecta de manera directa la microestructura, cerrando los espacios intraporo, y con ello disminuyendo de tamaño los canales por donde fluye el agua. Es decir, al quitarle presión, la relación de vacíos aumenta y por lo tanto la permeabilidad también, sin llegar a recuperar los valores originales en la etapa previa de carga. Al aplicarle nuevamente presión a las muestras, el decremento de la relación de vacíos y la permeabilidad disminuyen considerablemente cuando la presión alcanza nuevamente la rama normalmente consolidada.

La Figura 4.6 muestra los resultados de la compresibilidad de las 4 muestras ensayadas del ex Lago de Texcoco, que corresponden a los especímenes labrados en direcciones vertical y transversal (para permeabilidad horizontal). Asimismo, se muestran las gráficas en términos de la relación de vacíos y deformación volumétrica. Las Figuras 4.6a, 4.6c y 4.6e muestran el cambio de los vacíos conforme el esfuerzo efectivo aumenta; también, denotan la naturaleza deformable de las muestras de origen lacustre. Las Figuras 4.6b, 4.6d y 4.6f muestran los resultados de compresibilidad en términos de la deformación volumétrica. La finalidad de las Figuras 4.6b, 4.6d y 4.6f establecen que la condición de consolidación isotrópica (condición dada en la cámara del FWP-IIUNAM) no establece una alineación preferencial en las partículas de la microestructura; por lo tanto, no es posible establecer un flujo preferencial en una dirección o en otra. La Figura 4.7 ilustra las compresibilidades de las 2 muestras de Paraíso, Tabasco que corresponde a los especímenes labrados en direcciones vertical y transversal (para permeabilidad horizontal). Asimismo, se incluyen los resultados de la compresibilidad de las probetas de los ensayos de flujo radial. A diferencia de las muestras del ex Lago de Texcoco, las muestras de Tabasco denotan una menor deformabilidad, la cual corresponde a la naturaleza geológica del depósito marino. Debido a esto, los resultados de la relación de anisotropía de la permeabilidad son ligeramente mayores en sentido horizontal que en vertical. Las Figuras 4.7a y 4.7c muestran el cambio de los vacíos conforme el esfuerzo efectivo aumenta, incluso denotan la naturaleza más rígida que las muestras del ex Lago de Texcoco. Las Figuras 4.7b y 4.7d muestran los resultados de compresibilidad en términos de la deformación volumétrica. Los esfuerzos efectivos de campo y de preconsolidación para cada muestra se ilustran en la Tabla 4.1 para cada uno de los sitios en estudio.

Tabla 4.1. Propiedades de consolidación para los sitios en estudio.

Sitio	Muestra	Profundidad (m)	$\sigma_p$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma'_{vo}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	OCR
Ex Lago de Texcoco	SM-47	2.7	0.30	0.17	1.76
	TBH-356	7.80	0.30	0.30	1.00
	SM-37	8.60	0.25	0.35	0.57
	SM-14	11.80	0.40	0.38	1.13
Tabasco	6	14.6	1.25	1.86	1.00
	18	36.7	2.06	2.90	2.05

donde:  $\sigma_p$  es el esfuerzo de preconsolidación,  $\sigma'_{vo}$  es el esfuerzo efectivo y OCR es la relación de sobreconsolidación

La diferencia en las compresibilidades entre los especímenes labrados vertical y horizontalmente del suelo del ex Lago de Texcoco (Figuras 4.6, 4.7 y 4.8), se atribuye a la posible pérdida de agua de cuando se extraen del tubo Shelby. Ya que los especímenes deben ensayarse por separado, almacenando uno de los dos especímenes en el cuarto húmedo. A su vez, esto conlleva a que la muestra tienda a disminuir su volumen incluso antes de ensayarla en el FWP-IIUNAM. En consecuencia, esta disminución de volumen afecta de manera directa a los vacíos de la muestra y por lo tanto se traduce a una disminución de la permeabilidad.

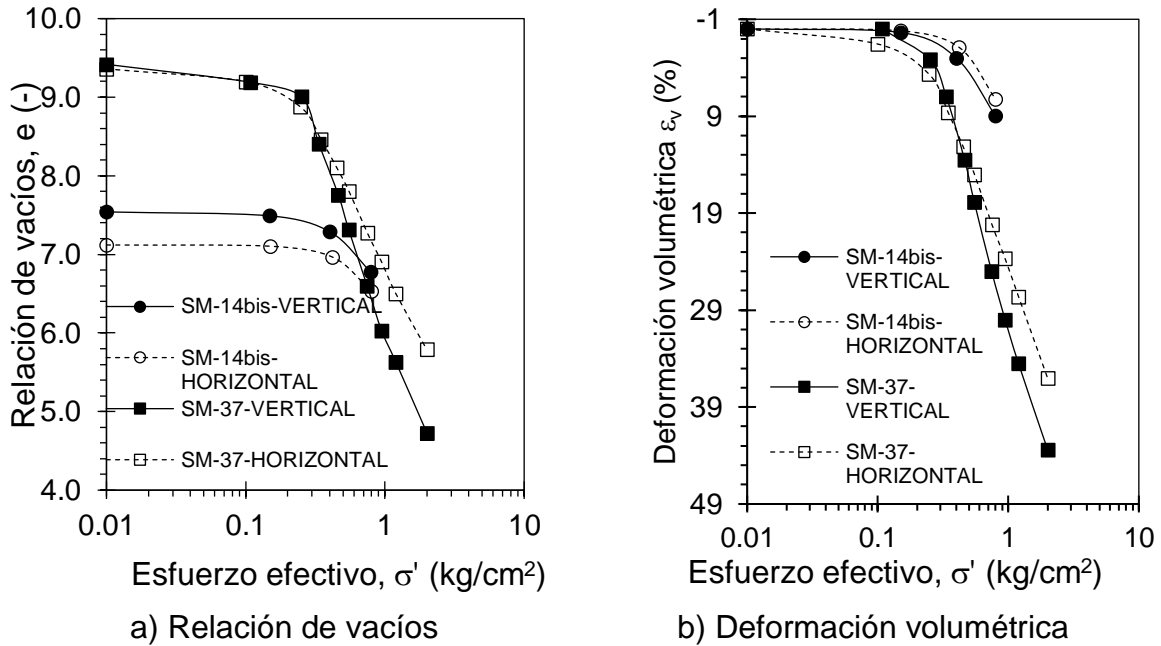
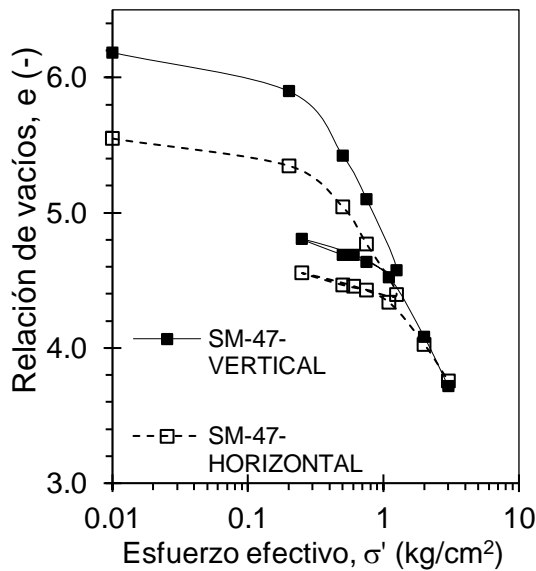


Figura 4.6. Compresibilidad de las muestras SM-14bis y SM-37.

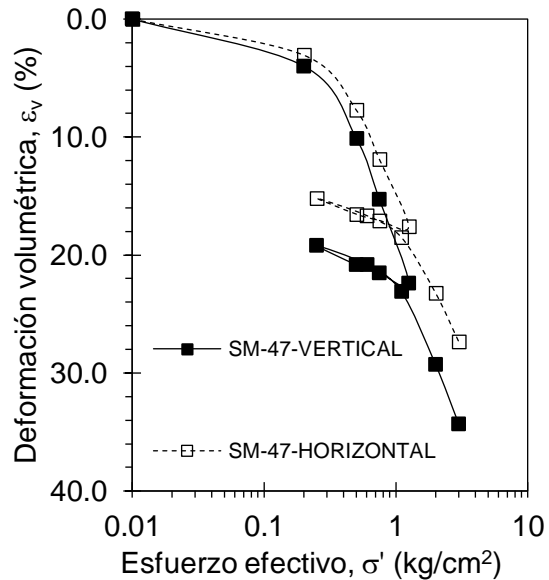
El principal motivo de aplicar carga, descarga y recarga de esfuerzo efectivo (Figuras 4.7 y 4.8) recae en el interés de observar un comportamiento definido en la permeabilidad. El comportamiento observado de este parámetro se muestra posteriormente en el apartado 4.2. Una vez determinado el comportamiento de la permeabilidad con las condiciones antes mencionadas, se comparan las permeabilidades vertical y horizontal para obtener una relación de anisotropía. Al aplicar una descarga de esfuerzo la permeabilidad aumenta (en ambos sentidos); por lo tanto, la relación de anisotropía también. Esto es ocasionado por la cuestión de los espacios intraporo, en los cuales, al estar la probeta en un estado de deformación elastoplástico, denota un ligero aumento de volumen de vacíos. Al aumentar los vacíos, se traduce en un aumento del tamaño de los canales de flujo por donde el agua circula. Al aplicar recarga, estos espacios intraporo se cierran hasta alcanzar la rama preconsolidada y con ello las deformaciones del espécimen se encuentran en un estado permanente.



El comportamiento de la permeabilidad con las condiciones de carga, descarga y recarga de esfuerzos (Figura 4.7 y 4.8), se asemeja a la forma de una curva de compresibilidad, en donde los cambios de pendiente entre las 3 etapas se encuentran muy bien definidas (apartado 4.2). Por consiguiente, lo mencionado anteriormente demuestra la relación estrecha que existe entre relación de vacíos, permeabilidad y esfuerzo efectivo.

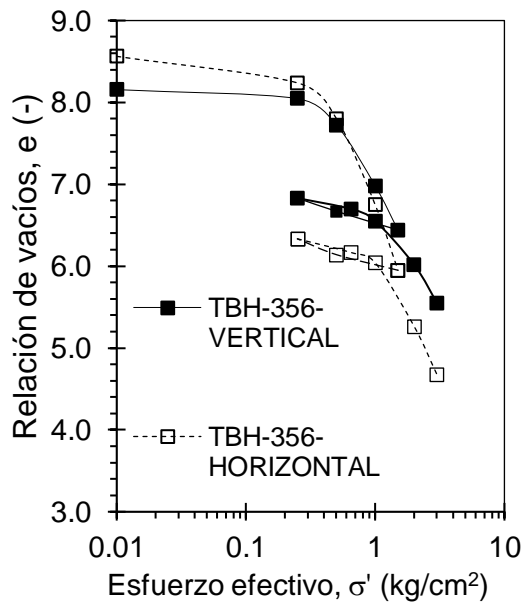


a) Relación de vacíos

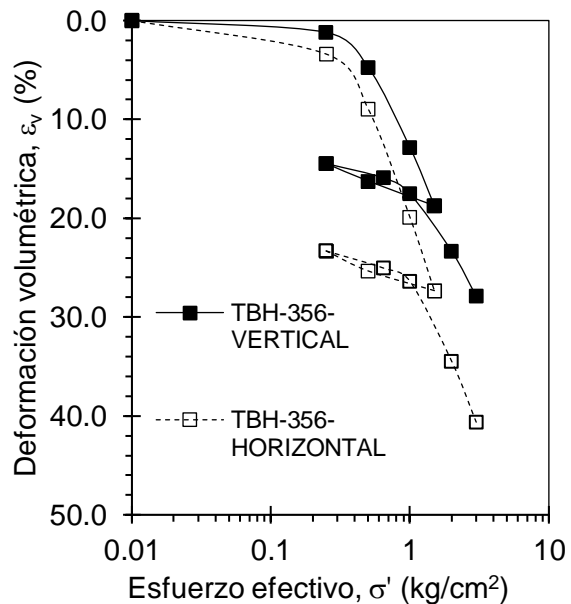


b) Deformación volumétrica

Figura 4.7 Compresibilidad de la muestra SM-47



a) Relación de vacíos



b) Deformación volumétrica

Figura 4.8. Compresibilidad de la muestra TBH-356

La compresibilidad de las muestras de Paraíso, Tabasco se muestra en las Figuras 4.9 y 4.10. Las muestras de este sitio denotan una compresibilidad mucho menor que la de los especímenes de suelo del ex Lago de Texcoco; esta condición hace viables a las muestras de Tabasco para los ensayos de flujo radial en el FWP-IIUNAM. Esto debido a la compatibilidad de la compresibilidad del dren arenoso. La diferencia de compresibilidades en los especímenes labrados en diferentes direcciones (Figura 4.9), se atribuye a la posible pérdida de agua cuando se extraen del tubo Shelby. Asimismo, en la Figura 4.9 se aprecia una compresibilidad mayor en la muestra M-6 ensayada en flujo radial. Esto puede atribuirse que al ser una muestra más compresible que el dren arenoso (relación de vacíos inicial de la M-6 de 1.66 y la relación de vacíos inicial del dren de 1.24) la presión que se genera en la cámara confinante para consolidar al espécimen alcanza a consolidar en mayor parte al dren arenoso. Esto es una limitante que no es posible medir con los aditamentos disponibles en el FWP-IIUNAM ya que, para saber la cantidad exacta del volumen de agua expulsado por el dren arenoso, se necesitaría adaptar una bureta extra con su respectivo sensor de cambio volumétrico. Por lo tanto, la consolidación generada para flujo radial en el FWP-IIUNAM en este estudio se considera como un solo medio (dren-arcilla).

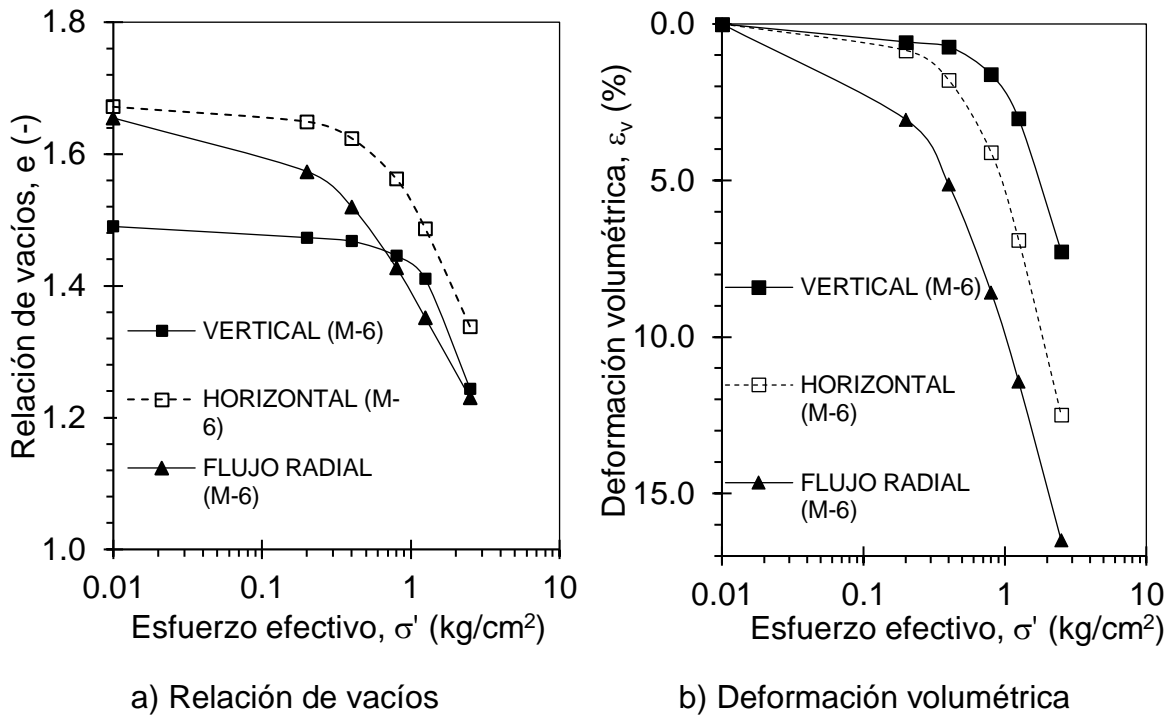


Figura 4.9. Compresibilidad de la muestra M-6

La compresibilidad de la muestra M-18 (Figura 4.10), a diferencia de la muestra M-6 es incluso menor que la compresibilidad del dren arenoso en su estado más suelto (vertido por gravedad). Al tener estas condiciones (relación de vacíos inicial de la muestra M-18 de 0.77 y relación de vacíos inicial del dren arenoso de 1.24) la presión que se genera en la cámara confinante para consolidar al espécimen

alcanza, en menor cantidad, a afectar al dren arenoso; ya que la mayor parte de la presión la absorbe la parte arcillosa. La manera de comprobar lo anterior, recae en habilitar una bureta que monitoree los cambios volumétricos producidos en el dren arenoso. Sin embargo, los resultados mostrados en la Figura 4.10 el ensaye de flujo radial es muy similar a la probeta labrada transversalmente (para permeabilidad horizontal).

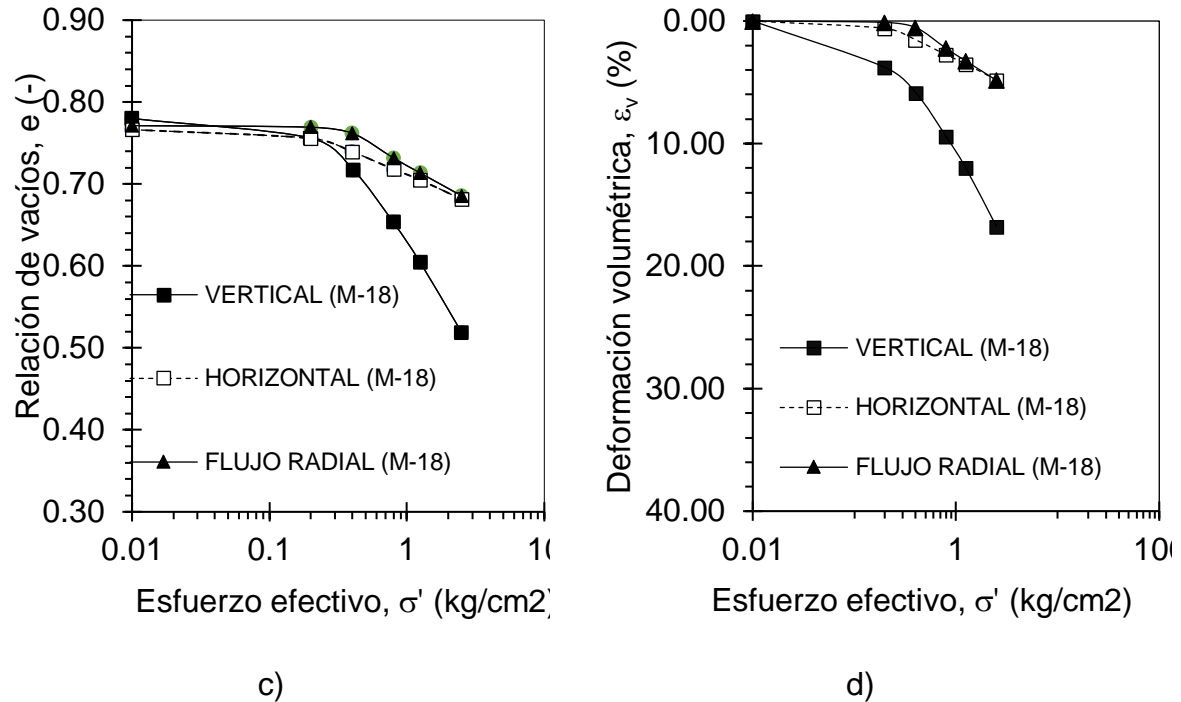
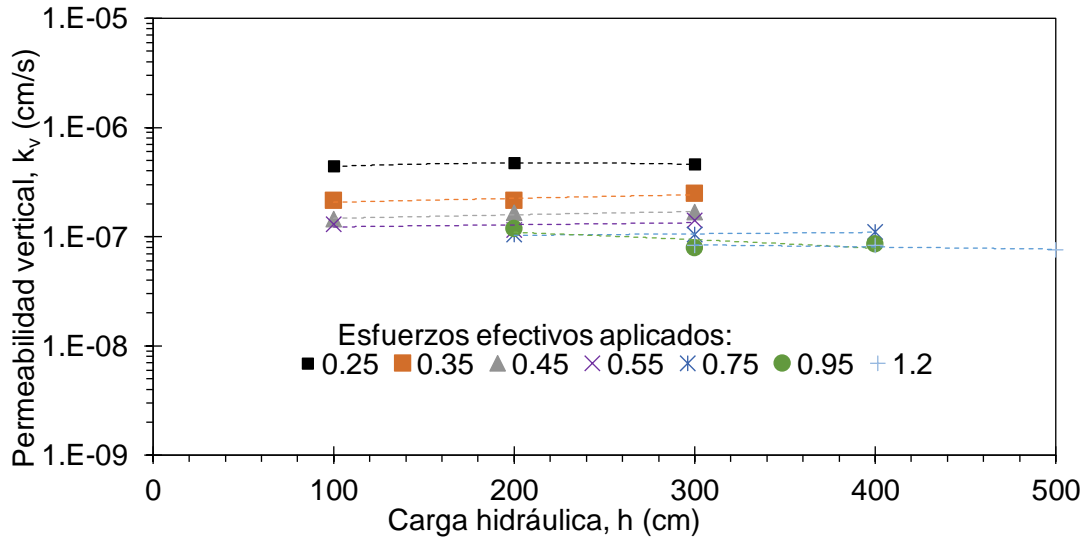


Figura 4.10. Resumen de curvas de compresibilidad de Paraíso, Tabasco

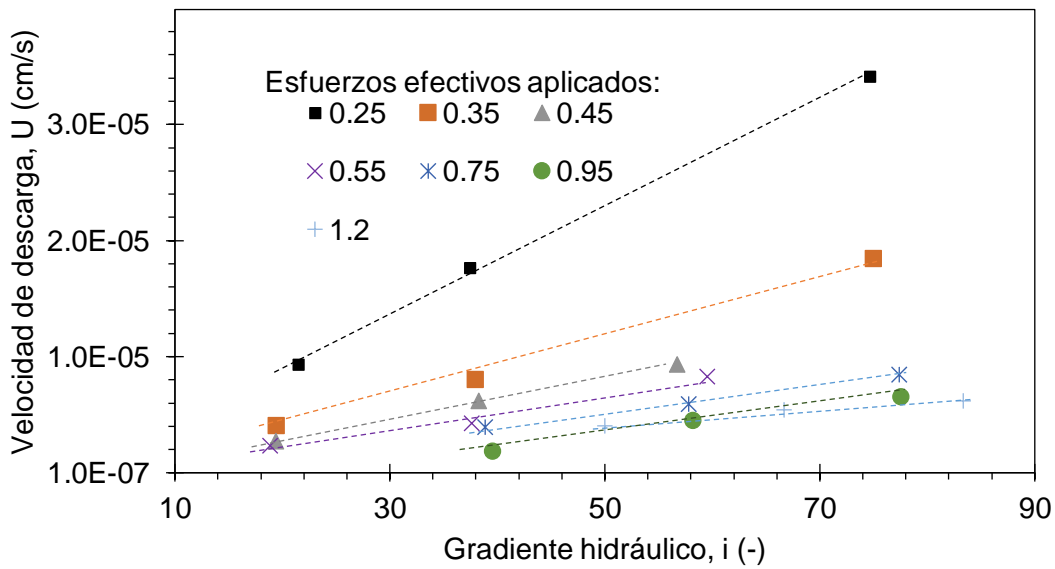
## 4.2 Permeabilidad

En la Figura 4.11 y 4.12 se ilustran las permeabilidades verticales y horizontales obtenidas en cada carga hidráulica del ensaye de la muestra SM-37 del ex Lago de Texcoco (labradas en sentido vertical y horizontal); así como, la curva de velocidad de descarga y gradiente hidráulico utilizado. En estas figuras se observa que las permeabilidades para cada uno de los especímenes permanecen prácticamente constantes con respecto a la variación de la carga hidráulica; así mismo descendentes conforme el esfuerzo efectivo aumenta.

Las curvas mostradas en la Figuras 4.8b, 4.8d, 4.9b y 4.9d son c; así, teniendo 3 permeabilidades por esfuerzo efectivo, es posible tener una pendiente de la permeabilidad con respecto a los gradientes hidráulicos utilizados. Los resultados de todos los especímenes de la permeabilidad con respecto a la carga hidráulica se muestran en el Anexo 4.



a)



b)

Figura 4.11 Permeabilidad vertical de la muestra SM-37

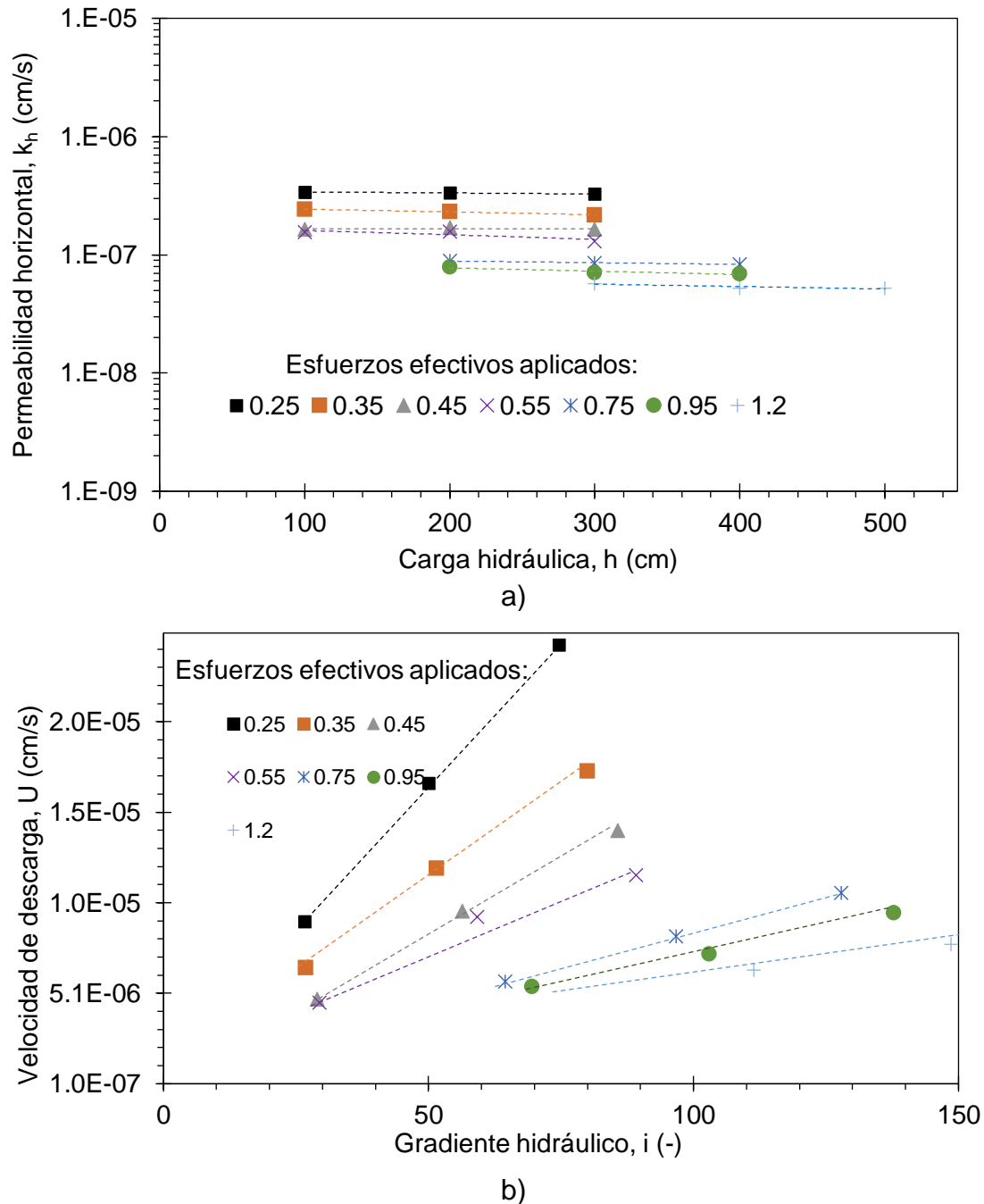


Figura 4.12. Permeabilidad horizontal de la muestra SM-37

En las Figuras 4.13 y 4.14 se muestra el comportamiento de las permeabilidades de la muestra SM-47 del ex Lago de Texcoco, en distintas fases de aplicación de esfuerzos: carga, descarga y recarga. Se muestran las permeabilidades obtenidas por carga hidráulica y las permeabilidades obtenidas de la curva de velocidad de descarga, conforme a los cambios volumétricos obtenidos en el ensaye de permeabilidad para cada espécimen labrado en diferente dirección. El comportamiento de la permeabilidad en la fase de carga disminuye conforme aumenta el esfuerzo efectivo; en la etapa de descarga de esfuerzos, la

permeabilidad incrementa sin llegar a los valores previamente calculados en la etapa de carga. Esto es debido a que las deformaciones de los especímenes, del orden del 10-35 % (Figura 4.6) afectan directamente la microestructura del material. En la etapa de descarga, las deformaciones volumétricas del suelo se encuentran en un estado permanente, las cuales ocasionan que la permeabilidad del suelo no vuelva a su estado original. En la etapa de recarga, la permeabilidad vuelve a tener un comportamiento descendente, alineándose a la tendencia que inicialmente se define en la etapa de carga. El comportamiento de la permeabilidad con las condiciones de carga descarga y recarga de esfuerzos se asemeja a la forma de una curva de compresibilidad, en donde los cambios de pendiente entre las 3 etapas se encuentran muy bien definidas. Por consiguiente, lo mencionado anteriormente demuestra la relación estrecha que existe entre relación de vacíos, permeabilidad y esfuerzo efectivo; es decir, al variar la relación de vacíos en etapa de carga, descarga y recarga, la permeabilidad por lo tanto disminuye, aumenta y vuelve a disminuir dependiendo de la magnitud del esfuerzo aplicado, respectivamente.

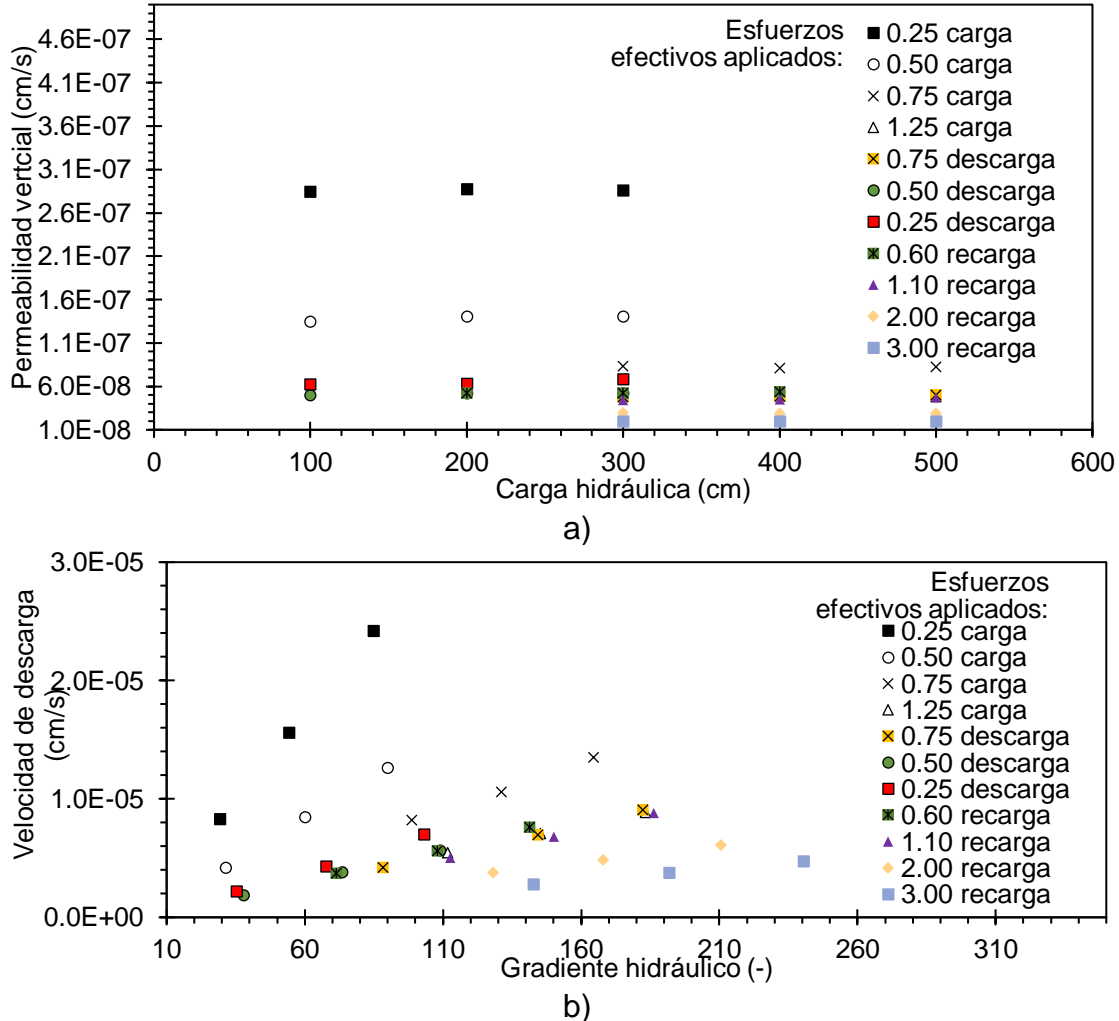


Figura 4.13. Comportamiento de la permeabilidad vertical en diferentes etapas de esfuerzo de la muestra SM-47

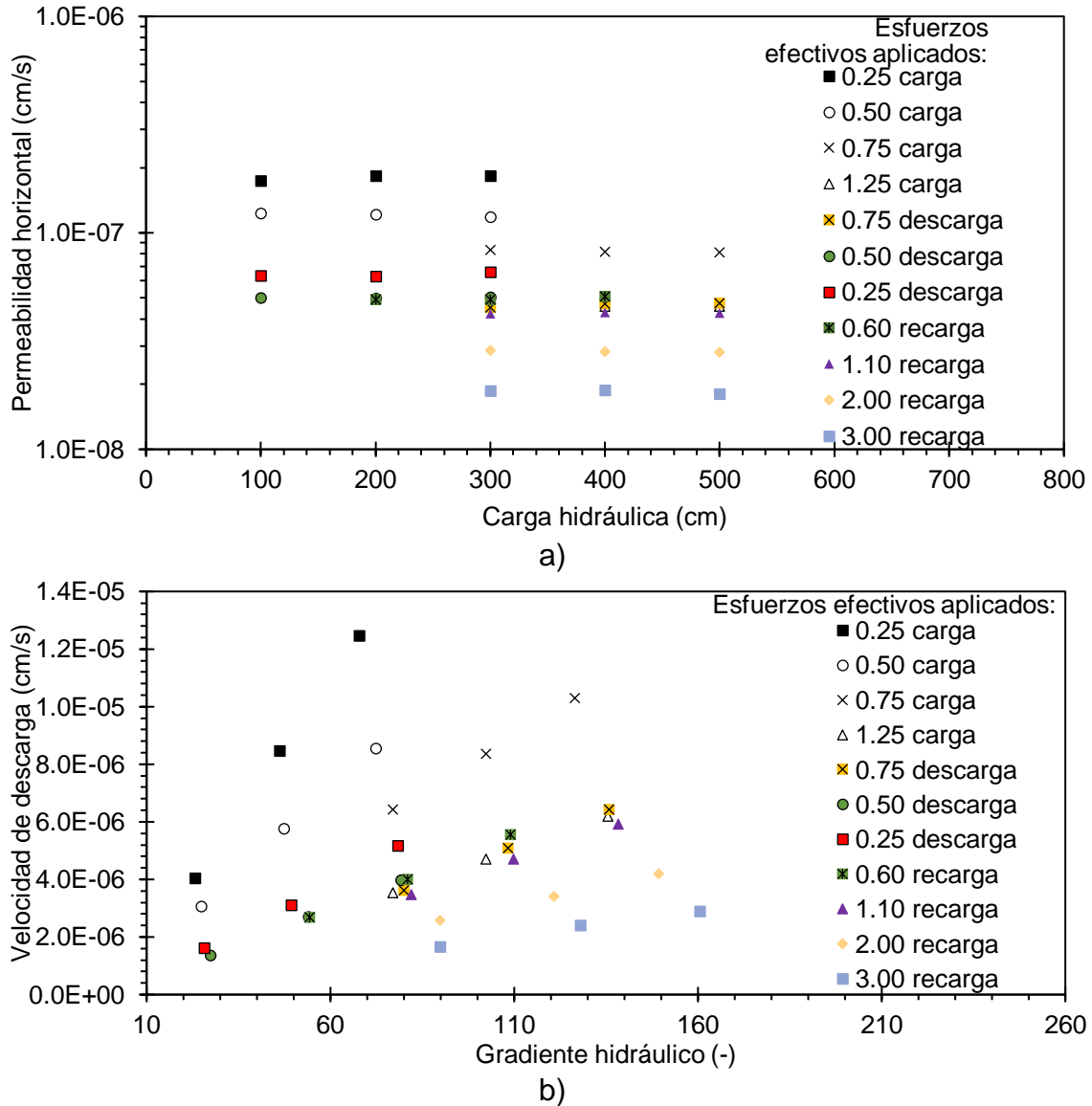


Figura 4.14. Comportamiento de la permeabilidad horizontal en diferentes etapas de esfuerzo de la muestra SM-47

En la Figura 4.15 se muestra el comportamiento que tiene la permeabilidad, obtenida con la pendiente de la curva de velocidad de descarga, conforme aumenta el esfuerzo efectivo en este estudio. La influencia del aumento del esfuerzo efectivo disminuye la permeabilidad hasta en 1 orden de magnitud, con una disminución de la relación de vacíos de hasta 6 unidades (Figura 4.16), incluso comparadas con las permeabilidades obtenidas por Lucero – Rivera (2018) para muestras de suelo fino del ex Lago de Texcoco (Figura 4.15). Las permeabilidades obtenidas por Lucero – Rivera (2018), se determinaron mediante las condiciones del esfuerzo efectivo de campo. Por lo tanto, las muestras ensayadas por Lucero – Rivera (2018) corresponden a una condición de ensaye que corresponde a un estado natural de las muestras. En efecto, la permeabilidad disminuye conforme la relación de vacíos se ve afectada por el incremento de esfuerzo efectivo.

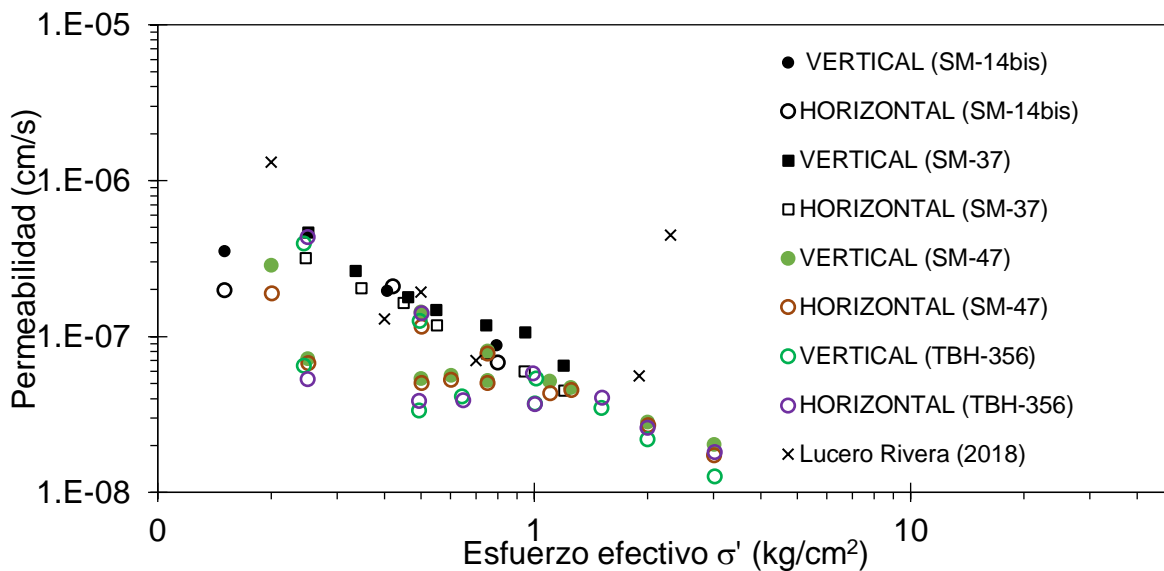


Figura 4.15. Relación de la permeabilidad respecto a los esfuerzos efectivos de las muestras del ex Lago de Texcoco.

En la Figura 4.16 se muestra la tendencia de la permeabilidad conforme la relación de vacíos se disminuye, debido al aumento de esfuerzo efectivo. Mesri *et al.* (1975) lograron obtener valores de permeabilidad para una muestra inalterada de la zona lacustre del Valle de México mediante pruebas de consolidación unidimensional, a diferencia de las permeabilidades de este estudio, las cuales se determinaron mediante un permeámetro de pared flexible (Figura 4.16). A diferencia de las metodologías de Mesri *et al.* (1975) y la de este estudio para determinar la permeabilidad, los valores obtenidos resultan comparables porque las órdenes de magnitud son muy similares, para relaciones de vacíos entre 6 a 9 (Figura 4.16).

El comportamiento decreciente de la relación de vacíos (Figura 4.16) se traduce en un reajuste cualitativo de la microestructura, disminuyendo los vacíos de la muestra y, en consecuencia, la tortuosidad de los canales de flujo del suelo se convierte en una relación compleja que solamente es perceptible con técnicas como el microscopio electrónico de barrido. Cuantitativamente, se puede efectuar un estudio de porosimetría de mercurio, para conocer la tortuosidad de los conductos de los vacíos y así conocer el grado de floculación de la microestructura de la muestra. El comportamiento de la permeabilidad para las muestras del ex Lago de Texcoco (Figura 4.16), presenta una disminución significativa de hasta 1 orden de magnitud. También se aprecia el efecto del esfuerzo efectivo, ya que se observa que a mayor relación de vacíos (cerca de 10) son mucho más permeables que aquellas muestras que logran una relación de vacíos de aproximadamente 2, por el efecto de la consolidación.



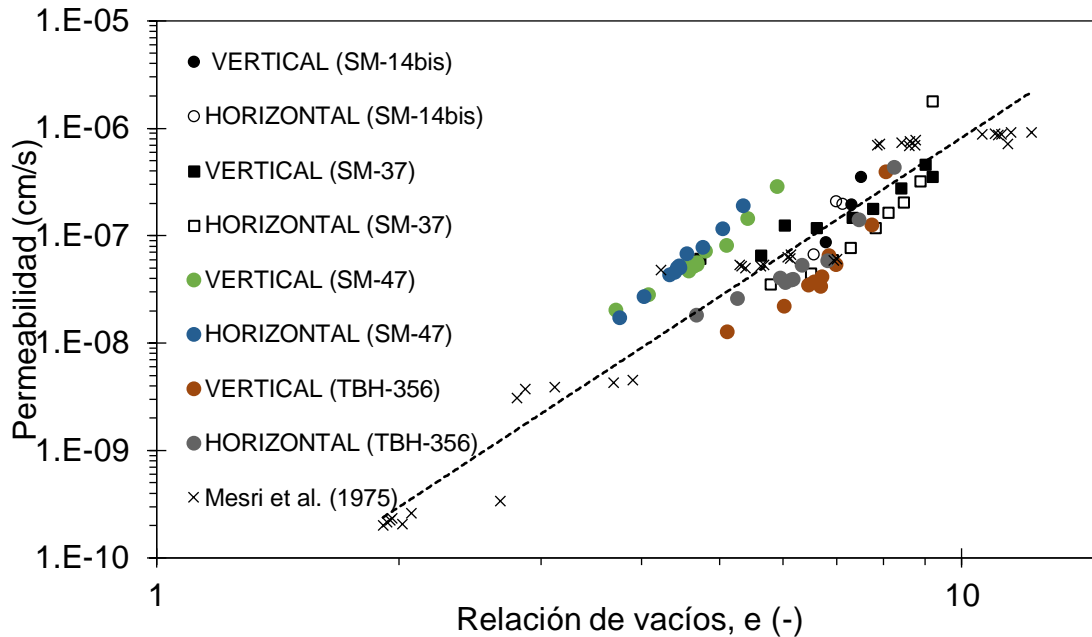


Figura 4.16. Resultados de permeabilidad del ex Lago de Texcoco.

En las muestras de Paraíso, Tabasco, (Figuras 4.17 y 4.18) el decremento de la permeabilidad conforme aumenta el esfuerzo efectivo es menos pronunciado, debido a la rigidez de las muestras, las cuales se encuentran con menos vacíos en comparación con las muestras del ex Lago de Texcoco. Los valores de permeabilidad, medidos con la metodología de flujo radial denota una similitud aceptable a la metodología de labrado transversal u horizontal de las muestras.

La Figura 4.19 muestra la relación entre las metodologías empleadas para determinar la permeabilidad en dirección horizontal de Paraíso, Tabasco. La dependencia entre ambas metodologías es aceptable por la pendiente creciente conforme el esfuerzo efectivo disminuye. Para estos resultados, la prueba requiere un cuidado óptimo en la operación y ejecución del ensaye de flujo radial, debido a que esta metodología requiere de aditamentos y procedimientos especiales que, para fortalecer esta relación, se recomienda también realizar ensayes en consolidómetros, con probetas labradas en dirección transversal u horizontal, celdas Rowe con el aditamento de flujo radial, etc. La investigación queda abierta para futuras pruebas y/o ensayes de permeabilidad en diferentes equipos.

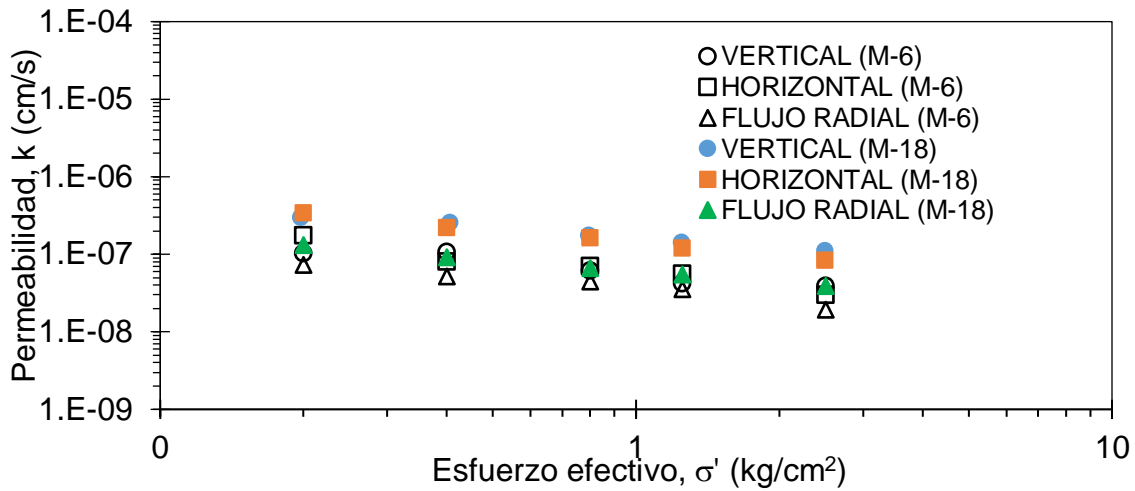


Figura 4.17. Resultados de permeabilidad de Paraíso, Tabasco.

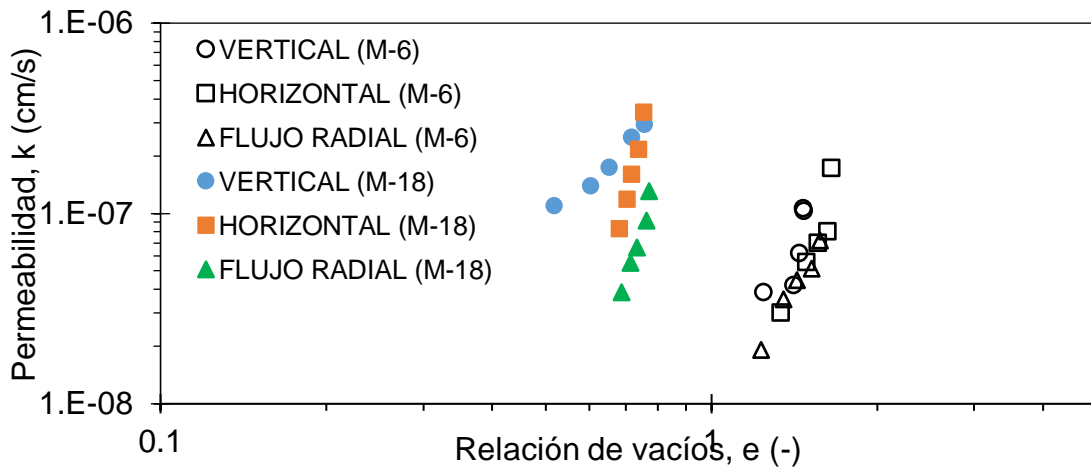


Figura 4.18. Resultados de permeabilidad de las muestras de Paraíso, Tabasco (relación de vacíos).

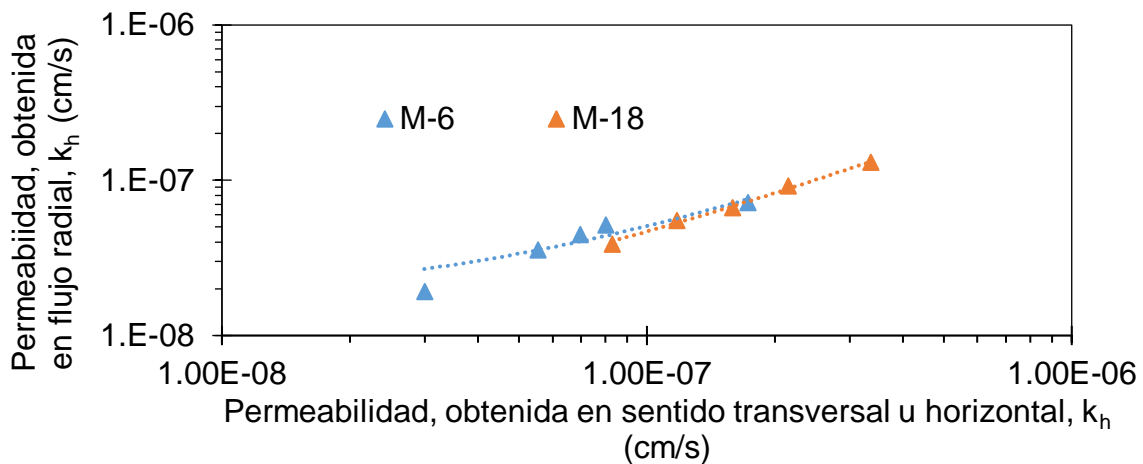


Figura 4.19. Relación de ambas metodologías para obtener la permeabilidad en sentido horizontal.

La similitud entre el estudio de Sridhar y Retnamony, 2013 y este estudio (Figura 4.20), denota que en los ensayos de permeabilidad medida en flujo radial en un permeámetro de pared flexible, resulta menor a los ensayos de permeabilidad medida con el labrado de los especímenes en sentido transversal. Las condiciones de ensayo de los autores antes mencionados parten de muestras reconstituidas e inalteradas con el objetivo de determinar la diferencia de la permeabilidad entre valores medidos mediante el labrado transversal de muestras, en contraste con las de flujo radial. Esto puede atribuirse a diversas razones: la primera se debe a la alteración que existe en las paredes del núcleo central cuando es extraído; la segunda es por la transición de la dirección que existe en el flujo de agua (más tortuoso) al pasar de la arena a la muestra, de la muestra al geotextil y del geotextil a la piedra porosa superior. Incluso, existe la posibilidad de que el dren central de arena se densifique en la operación del montaje y en las etapas de aplicación de esfuerzo, por el estado tan suelto que se encuentra.

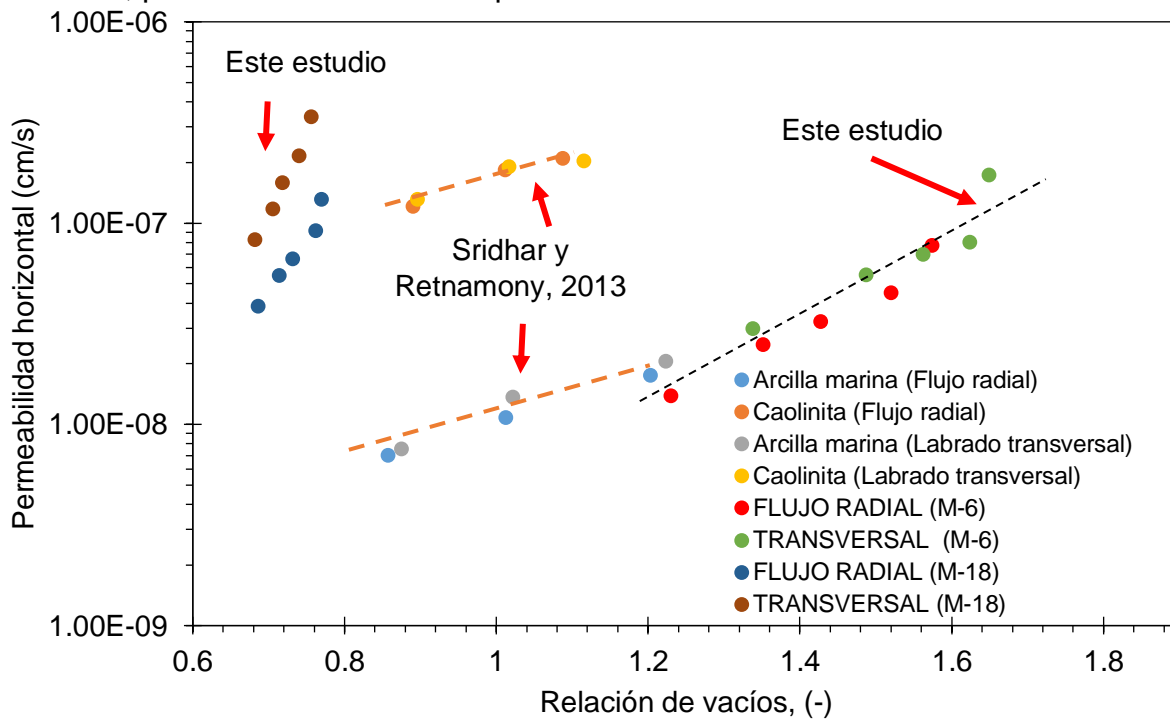


Figura 4.20 Comparación de los valores de permeabilidad obtenida en flujo radial en permeámetro de pared flexible.

La correlación directa entre  $C_k$  y  $e$  implica que, para una disminución dada en la relación de vacíos, las composiciones de arcilla estabilizadas a pequeñas relaciones de vacíos experimentan una mayor disminución en permeabilidad que aquellas arcillas que tienen altas proporciones de vacíos. La explicación de este comportamiento es la compresión de las arcillas la cual involucra principalmente reordenamiento de partículas, además de la descomposición de la microestructura de arcilla. Los valores altos en el índice de permeabilidad (Tabla 4.2 y Figuras 4.21 y 4.22) denotan pequeños cambios en la permeabilidad para un cambio definido en la relación de vacíos (no más de un orden de magnitud en muestras del ex Lago de Texcoco). Por el contrario, valores pequeños de  $C_k$  corresponde a cambios

significativos en la permeabilidad. Por ejemplo, un valor pequeño de  $C_k$  corresponde a un suelo fino rígido (muestras de Tabasco), que debido a la configuración de la microestructura conduce a un gran decremento en la permeabilidad para decrementos pequeños en la relación de vacíos (casi dos órdenes de magnitud).

Tabla 4.2. Índice de compresión y permeabilidad de las muestras ensayadas.

Muestra	Índice de compresión $C_c$		Índice de permeabilidad $C_k$	
	Vertical	Horizontal	Vertical	Horizontal
EX LAGO DE TEXCOCO				
SM-37	4.833	3.279	2.142	1.330
SM-47	2.221	1.610	0.815	0.672
TBH-356	2.654	2.404	0.817	1.074
TABASCO				
M-6	0.271	0.449	0.158	0.281
M-18	0.575	0.071	0.306	0.053

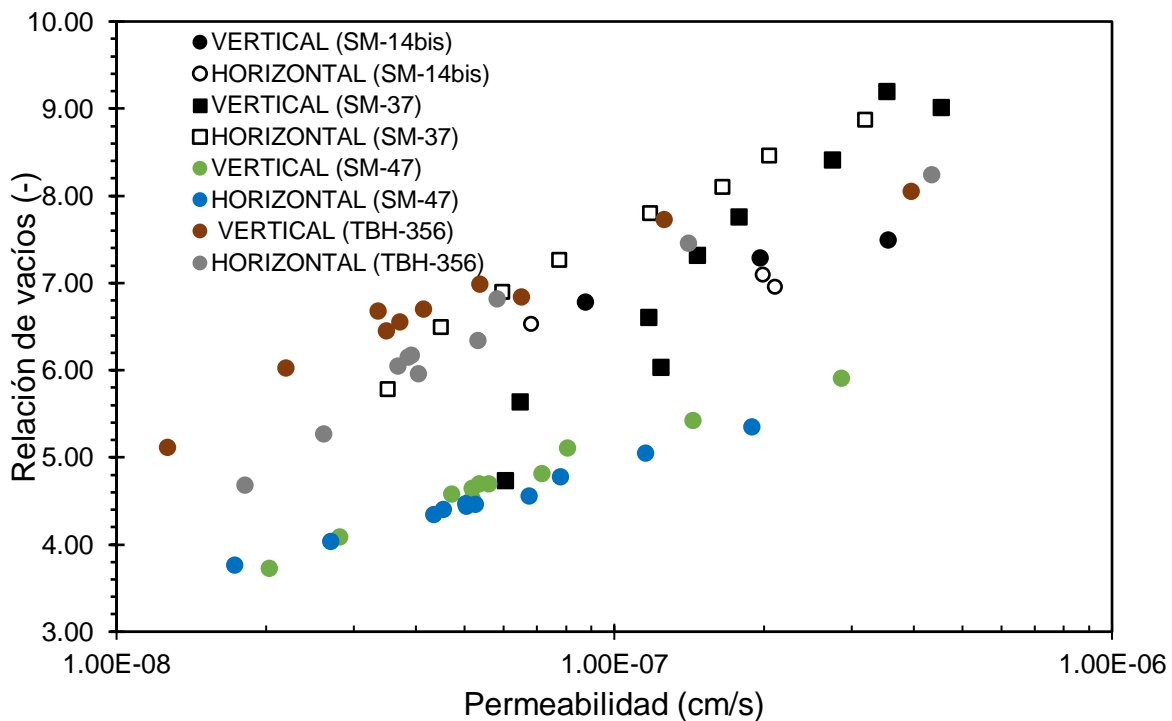


Figura 4.21. Relación  $e - \log k (C_k)$ , muestras del ex Lago de Texcoco.

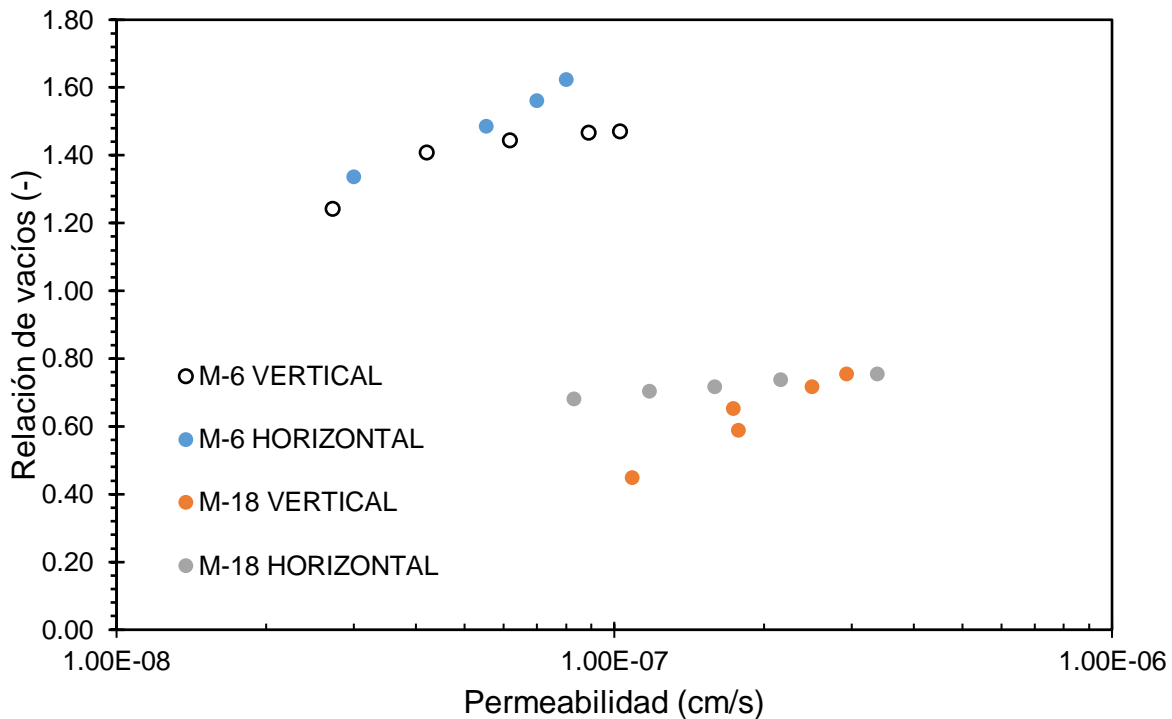


Figura 4.22. Relación  $e - \log k (C_k)$ , muestras de Paraíso, Tabasco

### 4.3 Relación de anisotropía

La Figura 4.23 presenta la relación de anisotropía obtenida en las muestras ensayadas en esta investigación, en función del esfuerzo efectivo. La relación de anisotropía  $r_k = k_H/k_V$  se determina a partir de la pendiente de la curva de velocidad de descarga (Anexo 4). Para las muestras de ambos sitios, se puede apreciar que el comportamiento de la relación de anisotropía cambia con el incremento/decremento de esfuerzo efectivo. El interés de realizar incrementos/decrementos de esfuerzos en los especímenes recae en encontrar una correlación de la relación de anisotropía y el esfuerzo efectivo. El comportamiento de esta variable aumenta en los incrementos iniciales de esfuerzo (logrando definir una tendencia lineal en el rango de esfuerzos efectivos que va de 0.10 – 0.35 kg/cm<sup>2</sup>) (Figura 4.23). A partir de 0.35 kg/cm<sup>2</sup> el comportamiento de la relación de anisotropía tiende a comportarse de una manera irregular (sube y baja conforme el esfuerzo efectivo es retirado/aplicado). Esto último se atribuye al reacomodo aleatorio de las partículas arcillosas que, a su vez, afecta también de manera aleatoria los vacíos de la muestra.

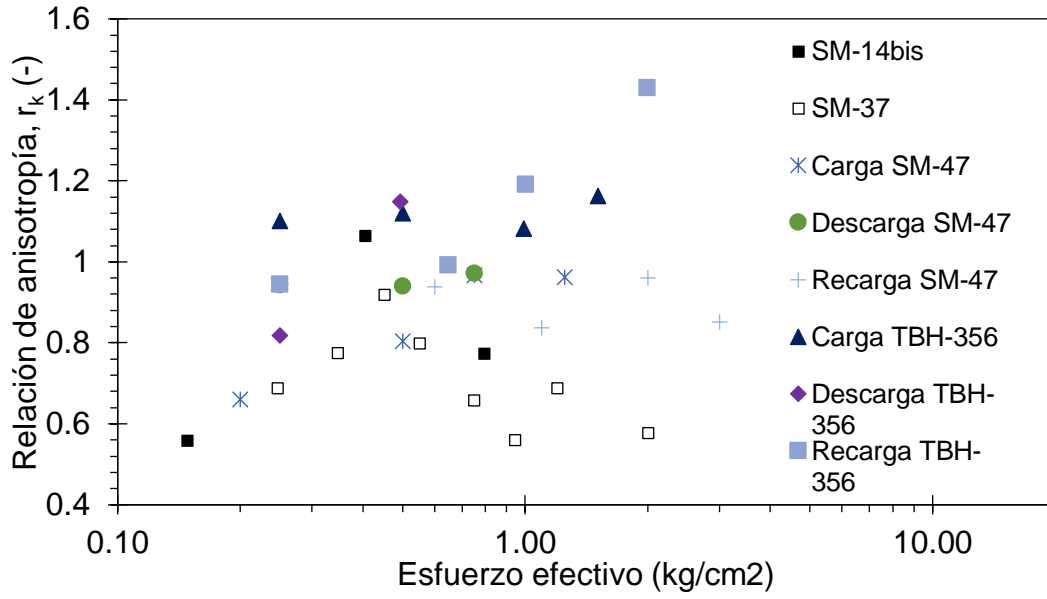
En general, para las muestras de suelo del ex Lago de Texcoco (Figura 4.23a) destacan relaciones de anisotropía menores que la unidad. Lo anterior puede explicarse debido a que el cambio que se genera en la microestructura de la arcilla floculada, analizada cualitativamente, en una condición de consolidación isotrópica (como ocurre en los ensayos con el FWP-IIUNAM) es que los clústeres tienden a densificarse debido a la presión o esfuerzo aplicado en todas direcciones y, por lo

tanto, el flujo no sigue una orientación definida en las direcciones analizadas en este estudio, lo que deriva en relaciones de anisotropía que tienden a ser menores que la unidad.

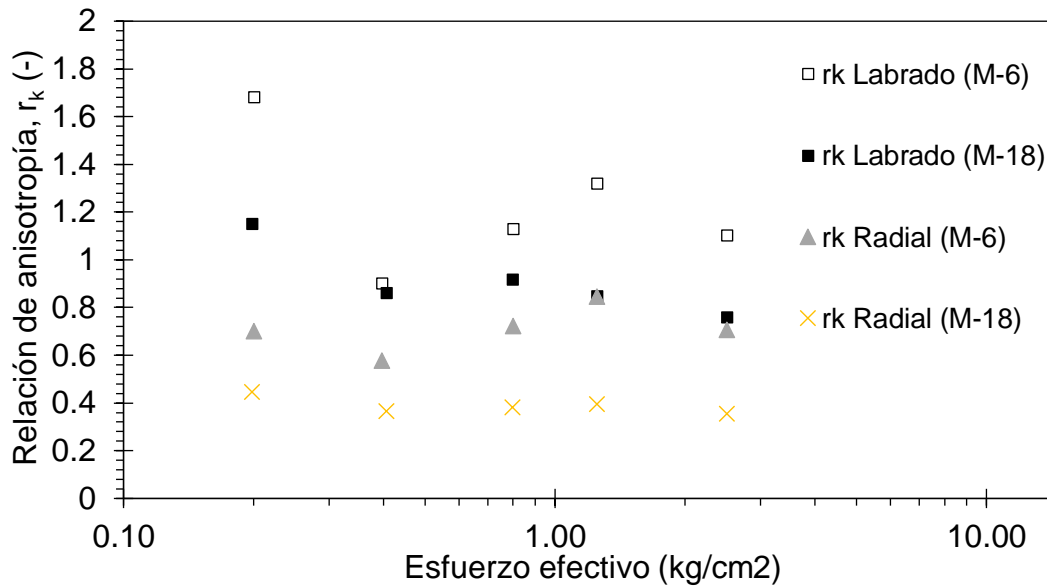
Para las muestras de Paraíso, Tabasco, la relación de anisotropía sobrepasa la unidad. La Figura 4.23b muestra la relación de anisotropía que existe en las muestras de suelo fino de Tabasco calculada con los especímenes labrados en las dos direcciones ortogonales. La relación de anisotropía de estos suelos generalmente se mantiene por arriba de la unidad. Esto se debe al estado rígido y preconsolidado en el que se encuentran las muestras. A diferencia de las muestras del ex Lago de Texcoco, en las fotografías de MEB los clústeres se aprecian ligeramente orientados, lo que deriva un drenaje preferencial en el sentido horizontal. La Figura 4.23b también denota la relación de anisotropía obtenida con la metodología de flujo radial. Estos resultados muestran una menor relación de anisotropía, la cual es poco concurrente con la obtenida mediante el labrado de los especímenes y las fotografías de MEB. La relación de anisotropía, obtenida para los especímenes ensayados con la metodología de flujo radial, es menor a la obtenida con el labrado de muestras en diferentes direcciones. Esta diferencia se atribuye a la alteración tan significativa que ocurre en las probetas de flujo radial y a la diferencia de metodologías ( $r_k$  obtenida con permeabilidad labrada en sentido vertical vs permeabilidad obtenida mediante flujo radial). Estos valores pueden sustentarse con el ensaye de más muestras labradas en diferentes direcciones y con diferentes equipos de laboratorio.

La semejanza que existe entre los suelos del ex Lago de Texcoco y los de Tabasco es que son suelos de naturaleza lacustre; con lo cual, en ambos suelos la microestructura se encuentra en un estado floculado, a diferencia de que las muestras de Tabasco han tenido una mayor historia de carga. Las relaciones de anisotropía de los suelos de Tabasco son similares que las de los suelos del ex Lago de Texcoco con la diferencia que estos en su mayoría sobrepasa la unidad cuando se labran en direcciones diferentes. La razón de la magnitud de los valores de permeabilidad y su anisotropía para los suelos finos de Tabasco se debe a la naturaleza de ese suelo que se encuentra en un estado preconsolidado, favoreciendo la orientación en un sentido horizontal; y con ello, el flujo configurado en el FWP-IIUNAM se beneficia en las probetas labradas en sentido transversal para ambas muestras.

En general para ambos sitios de estudio, la relación de anisotropía no sigue un comportamiento regular conforme aumenta el esfuerzo efectivo. Esto se debe a que las condiciones de consolidación que se establecen en la cámara del permeámetro (similares a las de una cámara triaxial) tiene mayor impacto en las deformaciones en un sentido transversal que en un axial (Figuras 4.24b, 4.24d y 4.24f); al menos para suelos muy blandos. Debido a que no se puede establecer una orientación dominante en la microestructura de la arcilla blanda del ex Lago de Texcoco por razones que se explican en los capítulos anteriores, es posible que la relación de anisotropía de la permeabilidad no siga una tendencia regular.



a) Ex Lago de Texcoco



b) Paraíso, Tabasco

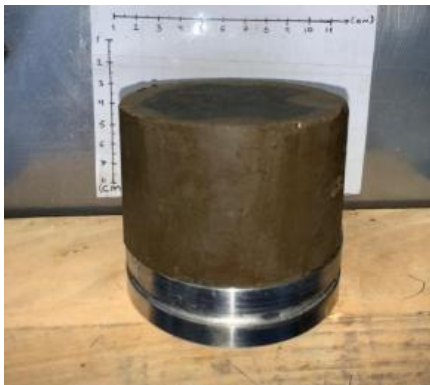
Figura 4.23. Relación de anisotropía en función del esfuerzo efectivo aplicado.



a) SM-47-H antes de consolidar



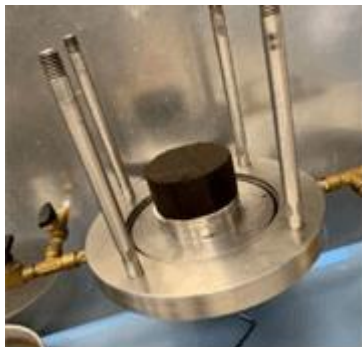
b) SM-47-H después de consolidar



c) TBH-356-V antes de consolidar



d) TBH-356-V después de consolidar



e) SM-37-H antes de consolidar

Ex Lago de Texcoco. Profundidad 8.60 m  
SM-37-Horizontal (especimen después de  
consolidar en el FWP-IIUNAM)



f) SM-37-H después de consolidar

Figura 4.24. Muestras de suelo del ex Lago de Texcoco.





## 5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES GENERALES

---

El objetivo principal de esta tesis fue determinar la relación de anisotropía de la permeabilidad ( $r_k = k_h/k_v$ ) en un permeámetro de pared flexible (FWP-IIUNAM) en dos tipos de suelos finos: (a) suelos arcillosos blandos compresibles del ex Lago de Texcoco, y (b) suelos finos arcillosos rígidos de Paraíso, Tabasco. La particularidad de las pruebas de permeabilidad ejecutadas es que se labraron dos especímenes por muestra: el primero respetando el sentido de extracción de campo (para determinar la permeabilidad vertical  $k_v$ ), y el segundo labrando de manera transversal al sentido de extracción de campo (para determinar la permeabilidad horizontal  $k_h$ ), estableciendo un flujo unidimensional. Con las permeabilidades obtenidas de esta manera se determinaron las relaciones de anisotropía objeto de esta investigación. Adicionalmente, el FWP-IIUNAM se habilitó para realizar pruebas de permeabilidad con flujo radial.

La limitante de ensayar suelos muy deformables en el FWP-IIUNAM, es que no es posible medir los desplazamientos axiales ni radiales que sufre la probeta cuando se aplica cada uno de los esfuerzos efectivos, como lo dicta la norma ASTM – D5084-10. Lo anterior, debido a que el permeámetro no tiene instalado un sensor de desplazamiento que registre lo antes mencionado. Dado que en los suelos del ex Lago de Texcoco es muy significativa la deformación de altura y diámetro, los gradientes hidráulicos aumentan para esfuerzos efectivos muy altos. A falta de los sensores antes mencionados, en los cálculos de la permeabilidad se asume la hipótesis de que los cambios volumétricos totales por cada etapa de consolidación afectan el área transversal de la probeta y la longitud de ésta, corrigiendo al final de cada etapa con el cambio de geometría de las mismas. Cada una de las permeabilidades se calcula considerando el área transversal corregida y la longitud corregida de la probeta. La implementación de estos componentes digitales de medición en el FWP-IIUNAM va más allá del objetivo primordial de esta tesis, por lo que el tema de las deformaciones axiales y radiales en la aplicación de los esfuerzos efectivos queda abierto para futuras investigaciones. Debido a que las

deformaciones del conjunto dren arenoso-arcilla en las muestras del suelo del ex Lago de Texcoco difiere considerablemente en cada material, no es viable realizar ensayos de flujo radial en este tipo de suelos arcillosos deformables. En este caso el dren se comporta como una columna o inclusión sumamente rígida y se corre el riesgo de que ambos materiales se separen en sentido axial.

Existen diversas propiedades que afectan de manera directa las mediciones experimentales de la permeabilidad, y por lo tanto su anisotropía. Estas propiedades dependen del estado físico y químico en el que se encuentra la muestra, así como de la naturaleza y origen de ésta. Las propiedades intrínsecas que afectan de manera considerable la permeabilidad en los suelos finos son: a) la relación de vacíos, b) el esfuerzo efectivo y c) la composición mineralógica de la matriz arcillosa. La relación de vacíos ¿se refiere a? la configuración de los poros y canales por donde circula el agua, y en esta investigación Lucero-Rivera (2018) y Mesri *et al.* (1975) demostraron que al aumentar el esfuerzo efectivo, la relación de vacíos decrece considerablemente hasta en dos órdenes de magnitud, independientemente del equipo de laboratorio en el que se determine la permeabilidad. Por lo tanto, al disminuir la relación de vacíos la permeabilidad puede decrecer hasta en cuatro órdenes de magnitud para suelos lacustres del Valle de México.

La composición mineralógica de los suelos del ex Lago de Texcoco influye en la permeabilidad ya que controla el tamaño, la forma y las propiedades químicas de las partículas arcillosas. Los minerales arcillosos, compuestos principalmente por silicatos de aluminio hidratados, se caracterizan principalmente: a) por ser partículas pequeñas (tamaños menores o iguales a 2  $\mu\text{m}$ ); b) tener cargas negativas muy altas de interacción; c) por la plasticidad adquirida cuando se mezclan con agua y d) la alta resistencia a la erosión, incluso las diatomeas contenidas tienen una gran capacidad de adsorción, disminuyendo el tamaño del poro.

En esta investigación se observó, mediante fotografías de microscopio electrónico de barrido (MEB), que la relación de anisotropía de la permeabilidad  $r_k$  depende de la microestructura de la arcilla analizada. La relación de anisotropía observada en los resultados denota un comportamiento en el que no es posible establecer una relación directa con el esfuerzo efectivo. El análisis visual cualitativo realizado en esta tesis mediante el estudio de fotografías de MEB, demuestra el panorama fluctuante que tiene la relación de anisotropía de la permeabilidad. Para reforzar este resultado, se recomienda realizar análisis cuantitativos mediante pruebas de porosimetría con inclusión de mercurio, las cuales tienen por objetivo determinar la distribución, forma y arreglo de la microestructura de las partículas interagregadas. En efecto, con la consolidación isotrópica que se aplica en los ensayos en el FWP-IIUNAM, las partículas no siguen una reorientación definida debido a la condición de aplicación de presión, por lo que no se favorece el flujo en una dirección específica a altos esfuerzos. Para denotar la fluctuación que existe en los valores de la relación de anisotropía de la permeabilidad en suelos de origen arcilloso

lacustre, se recomienda realizar ensayos de consolidación unidimensional donde las partículas son forzadas a alinearse perpendicularmente a la presión aplicada (beneficiando el drenaje horizontal). Por tanto, en ensayos de consolidación unidimensional se esperaría obtener una permeabilidad mayor en el sentido horizontal.

Los valores altos en el índice de permeabilidad ( $C_k$ ) indican pequeños cambios en la permeabilidad para un cambio definido en la relación de vacíos (no más de un orden de magnitud en muestras del subsuelo del ex Lago de Texcoco). Por el contrario, valores pequeños de  $C_k$  corresponden a cambios significativos en la permeabilidad. Por ejemplo, un valor pequeño de  $C_k$  corresponde a un suelo fino rígido (como las muestras del subsuelo de Tabasco), que debido a la configuración de la microestructura conduce a un gran decremento en la permeabilidad para decrementos pequeños en la relación de vacíos (casi dos órdenes de magnitud).

En el caso de los suelos de Paraíso, Tabasco, la relación de anisotropía de la permeabilidad resulta mayor a 1. Esto se relaciona con el origen geológico de este suelo, ya que las muestras presentan un mayor grado de preconsolidación en comparación con las muestras del Ex Lago de Texcoco, y por lo tanto denota una alineación más notable en la microestructura del suelo, al menos, cualitativamente; Esto último puede apreciarse mediante imágenes de MEB. En los ensayos de flujo radial ejecutados, la permeabilidad horizontal resulta ligeramente menor que la permeabilidad horizontal obtenida labrando las muestras transversalmente. Los valores de permeabilidad medidos con la metodología de flujo radial muestran una similitud aceptable con la metodología de labrado transversal u horizontal de las muestras. La similitud entre el estudio de Sridhar y Retnamony (2013) y los resultados obtenidos en esta tesis, indica que en los ensayos de flujo radial la permeabilidad medida resulta ligeramente menor que en los ensayos donde la permeabilidad se mide con el labrado de los especímenes en sentido transversal u horizontal. Sin embargo, al calcular la relación de anisotropía  $r_k$  con la metodología de flujo radial, el valor de  $r_k$  disminuye considerablemente (hasta el orden de 0.3), alejándose de la compatibilidad de la microestructura observada en fotografías de MEB y los valores comunes de la relación de anisotropía medidos en laboratorio. Uno de los objetivos que tiene la tesis es determinar la relación de anisotropía con la metodología de flujo radial. Al combinar la permeabilidad vertical (labrada en sentido de extracción de campo) y la permeabilidad horizontal determinada en flujo radial, ocasiona que la relación de anisotropía resulte menor; por el simple hecho de que la naturaleza de las metodologías no son las mismas. Lo ideal es que se mida la permeabilidad en flujo vertical y a su vez permeabilidad en flujo radial en el mismo espécimen para que no ocurra esta contrariedad de resultados (este tipo de medición de la permeabilidad es factible en una celda Rowe). Finalmente, se resalta la necesidad de realizar pruebas de permeabilidad complementarias para evaluar

de forma más completa la influencia del esfuerzo efectivo en la relación de anisotropía de la permeabilidad del suelo arcilloso del ex Lago de Texcoco.

Para estos resultados, se requiere un cuidado óptimo en la operación y ejecución del ensaye de flujo radial, debido a que esta metodología demanda aditamentos y procedimientos especiales que, para fortalecer el uso de este método, se recomienda también realizar ensayos en consolidómetros, con probetas labradas en dirección transversal u horizontal, celdas Rowe con el aditamento de flujo radial, etc. La investigación queda abierta para futuras pruebas y/o ensayos de permeabilidad en diferentes equipos.

## REFERENCIAS

- Abbireddy, C. O. R., Clayton, C. R. I. & Huvenne, V. A. I. (2009). A method of estimating the form of fine particulates. *Geotechnique* 59, No. 6, 503–511, doi: 10.1680/geot.2008.P.009.
- Acevedo-Valle, M. E. (2017). “*Influencia de la compacidad relativa en el coeficiente de permeabilidad de jales*”. Tesis de Maestría en Ingeniería. Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería de la UNAM, Coordinación del Posgrado en Ingeniería.
- Adams, A. L., J. T. Germaine, P. B. Flemings, and R. J. Day-Stirrat (2013), Stress induced permeability anisotropy of Resedimented Boston Blue Clay, *Water Resour. Res.*, 49, 6561–6571.
- Al-Tabba, A., & Wood, D.M. (1987). Some measurements of the permeability of kaolin. *Géotechnique*, 37: 499-503.
- ASTM International (2017) D2487 Standard Practice of Soils for Engineering Purposes. Standard Practice for Classification of Soils (Unified Soil Classification System).
- ASTM International (2014) D2974 Standard Test Methods for Moisture, Ash, and Organic Matter of Peat and other Organic Soils. West Conshohocken, PA. ASTM International. (n.d.).
- ASTM International (1998) D4318. Standard Practice of Soils for Engineering Purposes. Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit and Plasticity Index of Soils.
- ASTM Standard (1988) D4767. Standard Test Method for Consolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils. West Conshohocken, PA. ASTM International. (n.d.).
- ASTM International (2010) D5084. Standard Test Methods for Measurements of Hydraulic Conductivity of Saturated Porous Materials using a Flexible Wall Permeameter. West Conshohocken, PA. ASTM International. (n.d.).
- Baligh, M. M., Levadoux, J. N., (1986), “Consolidation after undrained piezocone penetration II: interpretation: Reston Virginia, USA”, *Journal of Geotechnical Engineering ASCE*, Vol.112-7, 727-745.
- Bjerrum, L. (1954), Geotechnical Properties of Norwegian Marine Clays, *Geotechnique*, Vol IV. p 49.
- Bolt. G. H.(1954), Physico – Chemical Properties of the Electric Double Layer on Planar Surfaces. Ph.D. Thesis, Cornell, University.

- Cortellazo, G., y Simonini; P. (2001), "Permeability evaluation and its implications for consolidation analysis of an Italian soft clay deposit" *Canadian Geotechnical Journal*, 38; p1166-1176.
- Casagrande, A. & Carrillo, N. (1944). Shear failure of anisotropic materials. Proc. Boston Soc. Civ. Engrs 31, 74–87.
- CFE, Comisión Federal de Electricidad (2017). "Capítulo B.2.9. Flujo de Agua en Suelos" del Manual de Diseño de Obras Civiles (MDOC). Elaborado por personal del Instituto de Ingeniería de la UNAM (López – Acosta, 2017).
- Chan, H. T., and T. C. Kenney (1973), Laboratory investigation of permeability ratio of New Liskeard varved soil, *Can. Geotech. J.*, 10, 453–472
- Chandler, R.J., Leroueil, S., & Trenter, N.A. (1989). Measurements of the permeability of London clay using a selfboring permeameter. *Géotechnique*, 40: 113-124.
- Chapuis, R.P., & Gill, D.E. (1989). Hydraulic Anisotropy of Homogeneous Soils and Rocks: Influence of the Densification Process. *Engineering Geology*, 39:75-86.
- Chu, J., Bo MW, Chang M.F. and Choa V. (2002) Consolidation and permeability properties of Singapore marine clay. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE* 128(9): 724–732.
- Clennell, M.B., Dewhurst, D.N., Brown, K.M. & Westbrook, G.K. (1999). Permeability anisotropy of consolidated clays. The Geological Society of London.
- Daniel, D. E., (1993), "State-of-the-Art: Laboratory Hydraulic Conductivity Tests for Saturated Soils," *Hydraulic Conductivity and Waste Contaminant Transport in Soil*, ASTM STP 1142, D. Daniel and S. Trautweins, Eds., ASTM International, West Conshohocken, PA, pp. 30–78.
- De La Rosa-Rodríguez, J. M. (2008). "*Diseño, instrumentación y puesta en servicio de un permeámetro de carga constante*". Tesis de Maestría en Ingeniería. Sección de Estudios de Posgrado e Investigación, Unidad Profesional Zacatenco en el Instituto Politécnico Nacional.
- Díaz-Rodríguez, J. A., Lozano-Santa Cruz, R., Dávila-Alcocer, V. M., Vallejo, E., y Girón, P. (1998). Physical, chemical and mineralogical properties of Mexico City sediments: a geotechnical perspective. *Canadian Geotechnical Journal*, 35(1987), 600-610.
- Díaz - Rodríguez, J.A. (2014) "Mecánica de Suelos. Naturaleza y propiedades", primera edición, Editorial Trillas.
- García Alva, A. (2019). *Permeabilidad en muestras inalteradas y remoldeadas de jal*. Tesis para obtener el grado de Maestro en Ingeniería (UNAM).
- Hattab, M., Ching, S. & Chang, P.E. (2015). Interaggregate Forces and Energy Potential Effect on Clay Deformation. American Society of Civil Engineers.

- Head, K. H., (1998) Manual of Soil Laboratory Testing, Vol. 3: Effective Stress Tests, John Wiley & Sons Ltd., UK.
- Holtz, R.D., Kovacs W.D., (1981): An Introduction to Geotechnical Engineering, PrenticeHall, Englewood Cliffs, N.J. Estados Unidos de America.
- Huang, S., Barbour, S. L & Fredlund, D. G. (1998), "Development and verification of a coefficient of permeability function for a deformable unsaturated soil," *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 35, no. 3, pp. 411–425, 1998.
- Ingles, O. G., (1968), Soil chemistry relevant to the engineering behavior of soils, in 1. K. Lee, ed., Soil mechanics-Selected topics: New York, Elsevier, p. 1-57.
- Jakobson, B., (1955): Isotropy of clays. *Géotechniques*, 5 (1), pp. 23–28.
- Kovacs, G (1981) Seepage hydraulics, Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam, 730 p.
- Kozeny, J. (1927). Ueber kapillare leitung des wassers im boden. *Zitzungsber. Akademie der Wissenschaften Wien*. 136: 271–306.
- Lapierre, C., Leroueil, S., & Locat, J. (1989). Mercury intrusion and permeability of Louiseville clay. *Proceedings, 43<sup>rd</sup> Canadian Geotechnical Conference*, Winnipeg, Man., pp. 105-110. *Canadian Geotechnical Journal*.
- Lambe, T.W.(1953), The Structure of Inorganic Soil. *Proceedings, ASCE*, Separate N<sup>o</sup>. 351.
- Leroueil, S., Bouclin, G., Tavenas, F., Bergeron, L. & La Rochelle, P., (1990). Permeability anisotropy of natural clays as a function of strain. *Géotechnique*, 27: 568-579.
- Liakopoulos, A.C. (1965). Darcy's Coefficient of Permeability as Symmetric Tensor of Second Rank, *International Association of Scientific Hydrology. Bulletin*, 10.1080/02626666509493405, 10, 3, (41-48).
- López-Acosta, N.P. y Mendoza-Promotor, J.A., (2016), "Flujo de agua en suelos parcialmente saturados y su aplicación a la ingeniería geotécnica". *Series Del Instituto de Ingeniería, UNAM, n<sup>o</sup> 698, Ciudad de México, México*.
- Lucero Rivera, R., (2018). "Caracterización de la permeabilidad del subsuelo del ex Lago de Texcoco mediante pruebas de laboratorio". *Tesina de especialidad en el posgrado de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México*, Ciudad de México, México.
- Marsal, R. J., y Mazari, M. (1959). El subsuelo de la Ciudad de México, Volumen I. México. Instituto de Ingeniería. Universidad Nacional Autónoma de México.
- Mesri, G. and Rokhsar, A. (1974). Theory of consolidation for clays. *ASCE J. of Geot. Eng. Div.* 100(8):889-904.
- Mesri, G., Rokhsar, A., y Bohor, B. F. (1975). Composition and compressibility of typical simple of Mexico City clay. *Geotechnique*, 25, 527-554.



- Mesri, G., Feng, T.W., Ali, S., y Hayat, T. M., (1994). Permeability Characteristics of Soft Clays. XIII Conférence internationale de mécanique des sols et des travaux de fondation, pp. 452-463, New Delhi, Inde.
- Mitchell, J.K., (1956): The fabric of natural clays and its relation to engineering properties. Proceedings Highway Research Board. 35, p. 693-713.
- Mitchell, J. K. (1976). Fundamentals of soil behavior, Wiley, New York.
- Nordquist, T.J. (2015). "*Permeability Anisotropy of Resedimented Mudrocks*" M. Sc. Thesis at The Massachusetts Institute Of Technology.
- O'Kelly B.C. (2006). Compression and consolidation anisotropy of some soft soils, Geotechnical & Geological Engineering, 24 (6), pp. 1715-1728.
- Olsen, H. W. (1962). Hydraulic flow through saturated clay, *Proceedings of the Ninth National Conference on Clays and Clay Minerals*, Pergamon Press, West Lafayette, IN, pp. 131-161.
- Portillo-Arreguín., D., (2019). *Determinación experimental de las propiedades térmicas del suelo del ex Lago de Texcoco* (Tesis de licenciatura). Universidad Nacional Autónoma de México.
- Pinzón-Franco, E.G. (2007). "*Comportamiento visco – plástico del suelo en pruebas de consolidación a velocidad de desplazamiento constante, aplicadas a la determinación de la permeabilidad*". Tesis de Maestría en Ingeniería. Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería de la UNAM, Coordinación del Posgrado en Ingeniería.
- Renard PH., Genty A. & Stauffer F., (2001), Laboratory determination of the full permeability tensor, Journal of Geophysical Research, Vol. 106, N° B11, pp. 26443-26452.
- Rosenqvist, I.T. (1954), Discussion of the Structure of Inorganic Soil by T.W. Lambe, Proceedings, ASCE, Separate N° 401.
- Rowe, P. W., & Barden, L. (1966). *A New Consolidation Cell. Géotechnique, 16(2), 162–170*.doi:10.1680/geot.1966.16.2.162.
- Sawlowicz, Z. (1993). Pyrite framboids and their development: a new conceptual mechanism. *Geologische Rundschau, 82(1), 148–156*. <https://doi.org/10.1007/bf00563277>.
- Shamsai, A., Pak, A., Bateni, S., & Ayatollahi, S. (2007). Geotechnical characteristics of copper mine tailings: a case study. Geotechnical and Geologic Engineering. Volume 25, Issue 5, October, pp 591-6.
- Shields, D. H. and Rowe, P. W., (1965) "Radial Drainage Oedometer for Laminated Clays," J. Soil Mech. and Found. Div., Vol.91, SM1, pp. 15–23.
- Skempton, A. W., & Northey, R.D. (1952), The Sensitivity of Clays, *Geotechnique*, Vol III, N°1.

- Sridhar, G. and Robinson, Retnamony G. (2013), "Flexible Wall Permeameter to Measure the Hydraulic Conductivity of Soils in Horizontal Direction," *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 36, No. 3, pp. 1–6.
- Sridhar, G., Robinson. G. R., & Rajagopal, K. (2017), "Horizontal coefficient of consolidation from inward and outward flow tests," *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Ground Improvement*, vol. 171, no. 3, pp. 159–166.
- Taylor, D.W. (1948). *Fundamentals of soil mechanics*. John Wiley & Sons, Inc., New York.
- Terzaghi, K. & Peck, R. B. (1967). *Soil mechanics in engineering practice*. John Wiley and Sons Inc., New York, N.Y.
- Warren, C. J., y Rudolph, D. L. (1997). Clay minerals in basin of Mexico lacustrine sediments and their influence on ion mobility in groundwater. *Journal of Contaminant Hydrology*, 27, 177-198.
- Zeevaert, L. (1953). Estratigrafía y problemas de ingeniería en los depósitos de arcilla lacustre de la Ciudad de México. *Memoria del Congreso Científico Mexicano*, Volumen 5, 58-70.



## Anexo 1 Descripción del equipo disponible en el Laboratorio de Mecánica de Suelos del IIUNAM para determinar la permeabilidad.

A diferencia de los permeámetros convencionales, el permeámetro empleado para realizar las pruebas de permeabilidad de esta tesis es un *permeámetro de pared flexible (FWP)*, en el que la muestra a ensayar queda envuelta en una membrana de látex sujeta con *o-rings* o arosellos y cabezal que se coloca en el interior de una cámara de confinamiento de paredes de lucita. Algunas de las características que distinguen a este permeámetro de los demás son:

- Es posible aplicar una presión de confinamiento a la muestra de suelo.
- Se satura mediante contrapresión.
- El ensayo se puede realizar bajo esfuerzos efectivos o totales.
- Permite aplicar un amplio rango de gradientes hidráulicos mientras la muestra lo permita.
- Es posible realizar ensayos con flujo radial (con algunas modificaciones en los cabezales).

El equipo consiste en una consola metálica con un sistema de válvulas interconectadas que transportan aire a presión transferido a tuberías saturadas con agua. Cuenta con dos buretas que alimentan el flujo interno de la probeta y también los volúmenes de agua que entran, salen o circulan a través de la muestra. La presión transferida del aire al agua que satura la muestra se mide por medio de sensores. El volumen de agua que pasa a través de las buretas se cuantifica mediante sensores de cambio volumétrico que dan mediciones de hasta milésima de  $\text{cm}^3$ , tal como se muestra en la Figura A.1.1.



1. Válvula de contrapresión inferior
2. Válvula de contrapresión superior
3. Válvula de presión de confinamiento
4. Bureta de flujo inferior
5. Bureta de flujo superior
6. Deposito que suministra las buretas
7. Sensor de cambio volumétrico inferior
8. Sensor de cambio volumétrico superior
9. Cámara que aloja la muestra
10. Interfaz agua-aire

Figura A.1.1. FWP- IIUNAM.

Una limitante que contiene el permeámetro de pared flexible es que no es posible medir los desplazamientos axiales ni radiales que sufre la probeta cuando se le aplica el esfuerzo efectivo como lo dicta la norma ASTM – D5084-10 debido a que no contiene algún indicador o sensor de desplazamiento que monitoree lo antes mencionado. A falta de este sensor de desplazamiento, en los cálculos de la permeabilidad, especialmente para suelos muy compresibles, se asume la hipótesis de que los cambios volumétricos totales por cada etapa de consolidación afectan únicamente el área transversal de la probeta, dejando constante la longitud o altura de esta.

## **A.1 Subsistemas del permeámetro**

El permeámetro consta de tres subsistemas, que en conjunto permiten monitorear, cambiar y guardar las mediciones correspondientes de los cambios en la probeta. A su vez, esos subsistemas se dividen en distintos componentes, que simultáneamente permiten suministrar y medir las presiones requeridas ya sea en las líneas de conducción, buretas o en la cámara donde la muestra se encuentra alojada.

### **a) Sistema mecánico**

#### ***Suministro y cambio de presión***

Las diferentes etapas programadas para determinar el valor de  $k$  demandan el suministro de tres líneas de presión (confinamiento y contrapresión superior e inferior), cada uno con su respectivo instrumento suministrador (regulador) y su dispositivo de monitoreo (transductor de presión). Por lo general, en cada etapa del ensaye es posible administrar las presiones requeridas con total seguridad y precisión, para lo que se debe llevar a cabo una correcta calibración y caracterización de cada uno de los sensores con su respectivo elemento patrón (columna de mercurio).

Para generar la presión de contrapresión se utilizan dos buretas y un tanque de almacenamiento, las primeras dos son una interfaz de aire-agua conectada a dos líneas saturadas por las que se suministra la presión a la base y cabezal de la probeta. El tanque de almacenamiento también es una interfaz de aire-agua que tiene como función alimentar de agua a las buretas de contrapresión. La presión de confinamiento se suministra a través de un tanque con una interfaz de aire-agua que se conecta a la cámara que aloja la muestra.

### **Monitoreo y control de cambio volumétrico**

El monitoreo para las variaciones del cambio volumétrico se realiza en los depósitos que contienen una bureta interna. Esto permite hacer un registro preciso por medio de sensores de cambio volumétrico y hacer un mejor reconocimiento de los datos obtenidos de la lectura directa del cambio de alturas en la bureta interna, mientras que, el depósito externo permanece con una altura de agua constante. La altura de agua de los depósitos externos define el rango de capacidad de lecturas del sensor de volumen entrante y saliente de agua en la probeta.

### **Cámara de ensaye**

La muestra se encuentra alojada en una cámara con tapas de acero inoxidable y cámara de acrílico. Durante la prueba, la cámara se encuentra llena de agua y bajo un esfuerzo de confinamiento distribuido isotrópicamente. La probeta se apoya en un dren conectado a línea de contrapresión inferior. El cabezal está conectado a la línea de contrapresión superior con mangueras flexibles que permiten preparar probetas de diferentes alturas.

#### **b) Sistema electrónico**

##### ***Transductor de cambio volumétrico***

El sensor de marca Validyne, modelo DP15, provee lecturas de la variación de volumen en las buretas internas. Es un transductor que, debido al diafragma magnético estratégicamente posicionado de acero inoxidable, lo hace de carácter flexible, por lo que es posible el contacto con agua y otra clase de fluidos corrosivos. Por sus siglas DP (*"Differential Pressure"*) es capaz incluso de monitorear variaciones de presión, como lo indica el fabricante.

##### ***Transductor de cambio de presión***

Los transductores utilizados para monitorear la variación de la presión constan de una aleación especial, fabricados en una sola pieza que permite monitorear de forma hermética pequeñas variaciones de presión en fluidos y líquidos ligeramente corrosivos. Los sensores permiten mediciones de 0 – 1054.6 kg/cm<sup>2</sup> con una desviación menor a 1%.

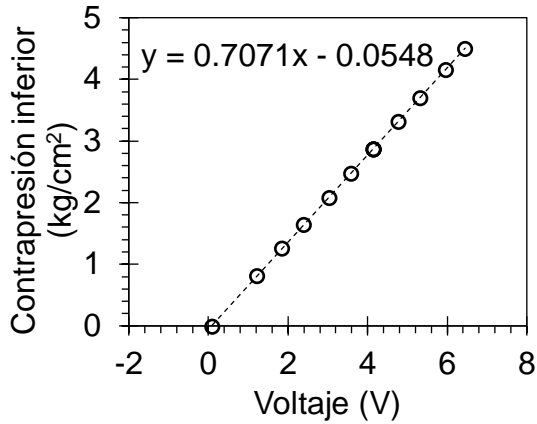
### **c) Sistema digital**

#### ***Adquisición de datos***

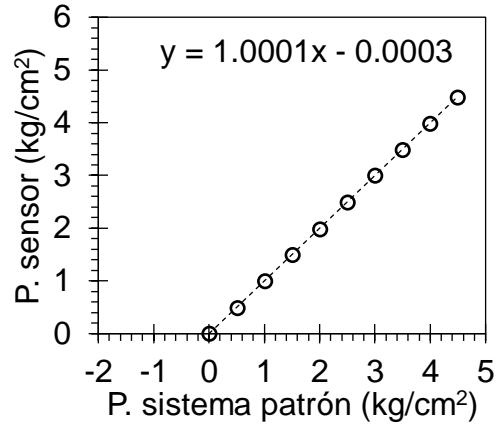
Los transductores del permeámetro utilizan una consola que sirve para interpretar las señales eléctricas registradas en señales físicas de salida. Esta consola realiza la conversión de la señal de entrada hacia una señal de salida mediante una tarjeta de adquisición de datos de *National Instruments*.

Para poder visualizar las señales de salida de la consola es necesario ejecutar el software que funciona como interfaz con el usuario para el manejo y monitoreo del equipo y sus respectivos transductores. El programa que permite completar la medición de la permeabilidad se divide en dos módulos: (a) el de calibración, en el cual se determinan de manera experimental las constantes de calibración que rigen a los sensores, y (b) el de operación, que permite llevar a cabo y monitorear en tiempo real cada una de las etapas del ensaye.

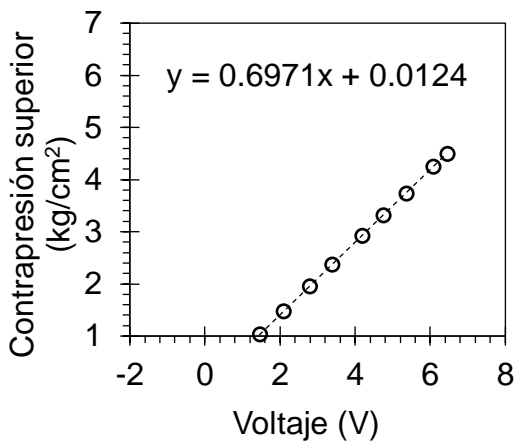
**Anexo 2 Calibración y verificación de los sensores del FWP-IIUNAM.**



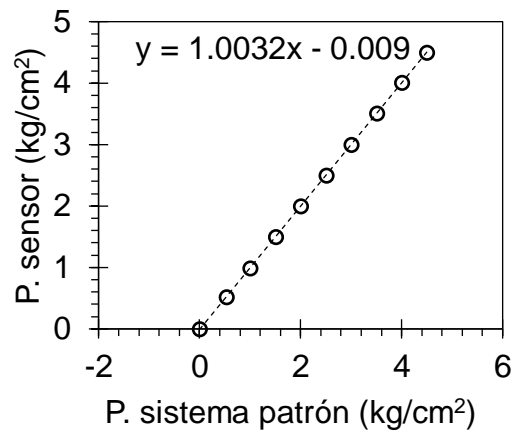
a) Calibración del sensor de contrapresión superior



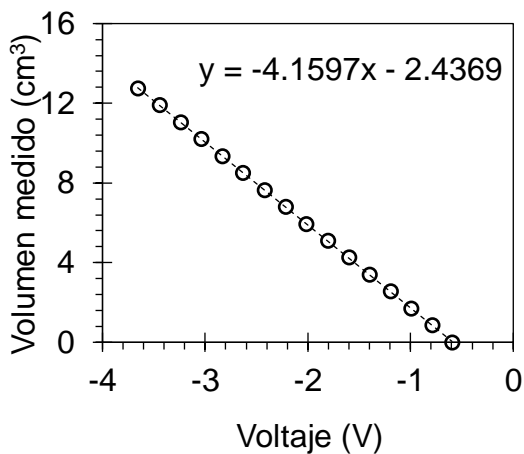
b) Verificación del sensor de contrapresión superior



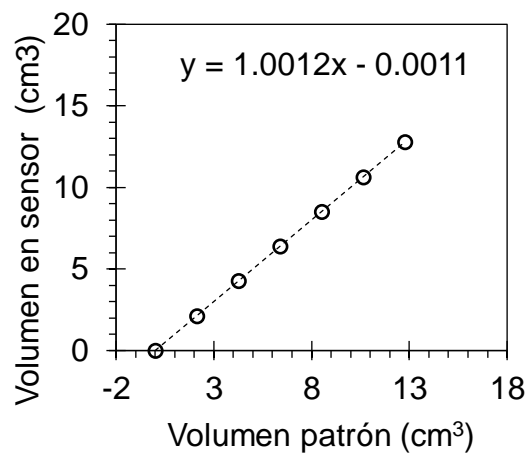
c) Calibración del sensor de contrapresión inferior



d) Verificación del sensor de contrapresión inferior

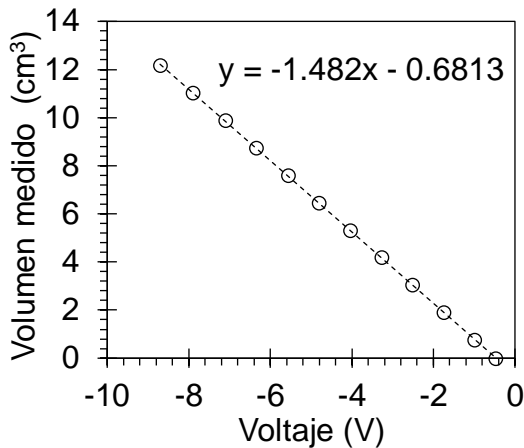


e) Calibración del sensor de cambio volumétrico inferior

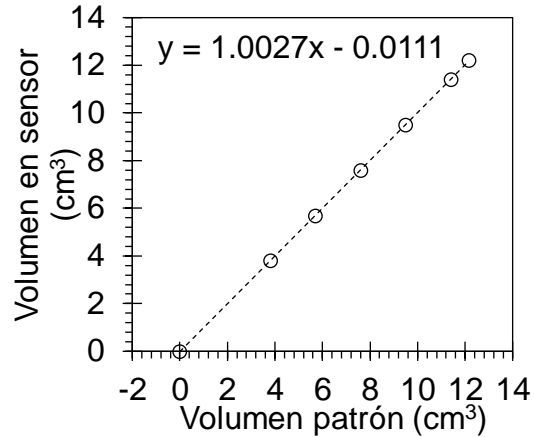


f) Verificación del sensor de cambio volumétrico inferior



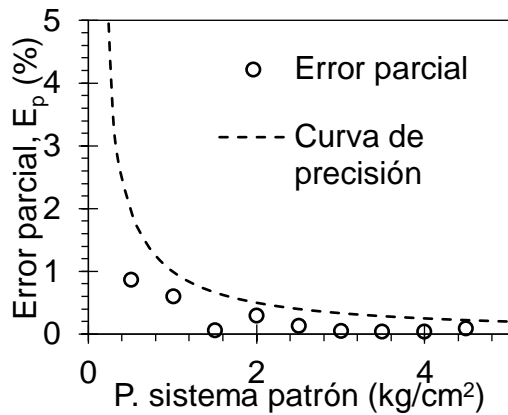


g) Calibración del sensor de cambio volumétrico superior

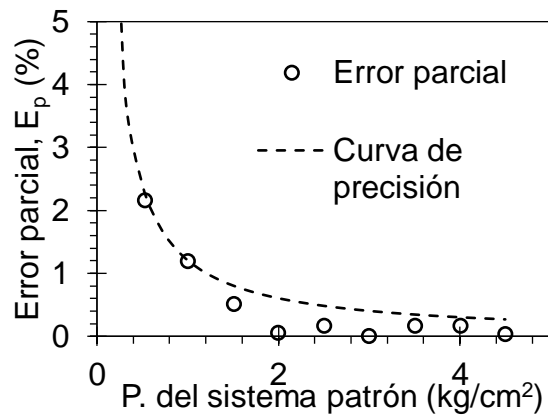


k) Calibración del sensor de cambio volumétrico superior

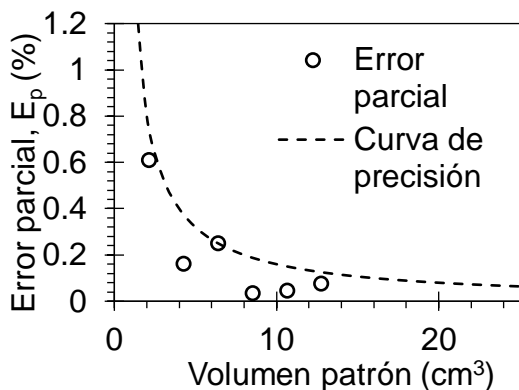
Figura A.2.1. Calibración y verificación de los sensores del FWP-IIUNAM



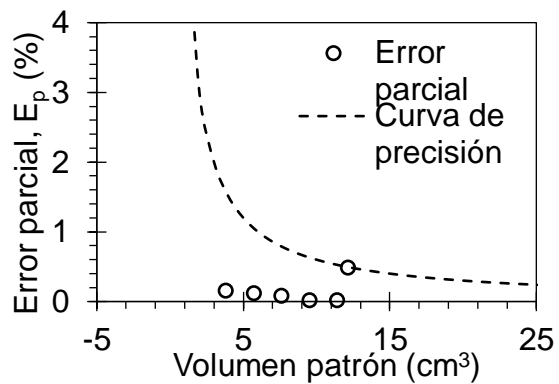
a) Curva de error parcial-precisión del sensor de contrapresión superior



b) Curva de error parcial-precisión del sensor de contrapresión inferior



c) Curva de error parcial-precisión del sensor de cambio volumétrico superior



d) Curva de error parcial-precisión del sensor de cambio volumétrico inferior

Figura A.2.2. Error parcial de los transductores de medición del FWP-IIUNAM

### Anexo 3 Parámetros de compresibilidad de las muestras de suelo fino

Tabla A.3.1. Compresibilidad de la etapa de consolidación de las muestras del ex Lago de Texcoco.

Muestra	$\sigma'_{cons}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Coeficiente de compresibilidad		Módulo de compresibilidad		Coeficiente de consolidación	
		$a_{vertical}$ (1/kg)	$a_{horizontal}$ (1/kg)	$m_{vertical}$ (cm <sup>2</sup> /kg)	$m_{horizontal}$ (cm <sup>2</sup> /kg)	$C_{vertical}$ (cm/s)	$C_{horizontal}$ (cm/s)
TEXCOCO							
SM-47	0.25	0.773	0.609	0.152	0.859	1.21 x10 <sup>-3</sup>	5.75 x10 <sup>-4</sup>
	0.50	0.763	0.534	0.106	0.082	5.34 x10 <sup>-4</sup>	4.69 x10 <sup>-4</sup>
	0.75	0.707	0.487	0.102	0.077	2.45 x10 <sup>-4</sup>	3.30 x10 <sup>-4</sup>
	1.25	0.424	0.274	0.066	0.045	2.66 x10 <sup>-4</sup>	2.57 x10 <sup>-4</sup>
	0.75 <sup>D</sup>	-	-	-	-	-	-
	0.50 <sup>D</sup>	-	-	-	-	-	-
	0.25 <sup>D</sup>	-	-	-	-	-	-
	0.60 <sup>R</sup>	0.276	0.208	0.048	0.038	5.55 x10 <sup>-4</sup>	5.97 x10 <sup>-4</sup>
	1.10 <sup>R</sup>	0.135	0.113	0.023	0.020	4.04 x10 <sup>-4</sup>	5.70 x10 <sup>-4</sup>
	2.00 <sup>R</sup>	0.107	0.078	0.019	0.014	2.11 x10 <sup>-4</sup>	3.13 x10 <sup>-4</sup>
3.00 <sup>R</sup>	0.177	0.124	0.032	0.023	1.47 x10 <sup>-4</sup>	2.08 x10 <sup>-4</sup>	
TBH-356	0.25	0.293	0.534	0.032	0.082	9.88 x10 <sup>-4</sup>	1.81 x10 <sup>-3</sup>
	0.50	0.432	0.405	0.048	0.064	7.35 x10 <sup>-4</sup>	4.58 x10 <sup>-4</sup>
	1.00	0.592	0.219	0.068	0.036	2.66 x10 <sup>-4</sup>	3.33 x10 <sup>-4</sup>
	1.50	0.540	0.372	0.068	0.065	1.36 x10 <sup>-4</sup>	1.21 x10 <sup>-4</sup>
	0.50 <sup>D</sup>	-	-	-	-	-	-
	0.25 <sup>D</sup>	-	-	-	-	-	-
	0.65 <sup>R</sup>	0.358	0.079	0.047	0.014	3.80 x10 <sup>-4</sup>	3.63 x10 <sup>-4</sup>
	1.00 <sup>R</sup>	0.162	0.107	0.021	0.020	2.83 x10 <sup>-4</sup>	3.44 x10 <sup>-4</sup>
	2.00 <sup>R</sup>	0.098	0.064	0.013	0.012	1.74 x10 <sup>-4</sup>	9.36 x10 <sup>-5</sup>
	3.00 <sup>R</sup>	0.213	0.048	0.028	0.009	8.12 x10 <sup>-5</sup>	4.79 x10 <sup>-5</sup>
SM-37	0.25	0.694	1.793	0.067	0.176	4.56 x10 <sup>-4</sup>	5.50 x10 <sup>-4</sup>
	0.35	2.419	1.387	0.235	0.140	6.72 x10 <sup>-4</sup>	4.33 x10 <sup>-4</sup>
	0.45	1.449	0.907	0.151	0.096	5.13 x10 <sup>-4</sup>	2.20 x10 <sup>-4</sup>
	0.55	0.898	0.595	0.100	0.065	4.50 x10 <sup>-4</sup>	1.61 x10 <sup>-4</sup>
	0.75	0.840	0.825	0.098	0.094	2.64 x10 <sup>-4</sup>	1.81 x10 <sup>-4</sup>
	0.95	0.919	0.428	0.115	0.052	1.27 x10 <sup>-4</sup>	1.38 x10 <sup>-4</sup>
	1.20	0.380	0.382	0.053	0.048	1.03 x10 <sup>-4</sup>	1.06 x10 <sup>-4</sup>
	2.00	0.582	0.443	0.085	0.059	8.33 x10 <sup>-5</sup>	2.08 x10 <sup>-4</sup>
SM-14bis	0.15	0.207	0.124	0.024	0.015	4.20 x10 <sup>-3</sup>	2.25 x10 <sup>-3</sup>
	0.40	0.816	0.482	0.096	0.060	6.95 x10 <sup>-4</sup>	1.77 x10 <sup>-3</sup>
	0.80	0.853	0.710	0.103	0.089	1.59 x10 <sup>-3</sup>	6.73 x10 <sup>-4</sup>

<sup>D</sup>: Etapa de descarga

<sup>R</sup>: Etapa de recarga

Tabla A.3.1. *Parámetros de compresibilidad muestras de Paraíso, Tabasco.*

Muestra	$\sigma'_{cons}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Coeficiente de compresibilidad		Módulo de compresibilidad		Coeficiente de consolidación	
		$a_{vertical}$ (1/kg)	$a_{horizontal}$ (1/kg)	$m_{vertical}$ (cm <sup>2</sup> /kg)	$m_{horizontal}$ (cm <sup>2</sup> /kg)	$C_{vertical}$ (cm/s)	$C_{horizontal}$ (cm/s)
Paraíso, Tabasco							
M-6	0.200	0.112	0.129	0.045	0.048	2.28 x10 <sup>-6</sup>	1.13 x10 <sup>-3</sup>
	0.400	0.018	0.084	0.007	0.032	1.45 x10 <sup>-5</sup>	2.30 x10 <sup>-3</sup>
	0.800	0.037	0.103	0.015	0.039	4.09 x10 <sup>-6</sup>	1.14 x10 <sup>-3</sup>
	1.250	0.034	0.073	0.014	0.028	3.00 x10 <sup>-6</sup>	7.38 x10 <sup>-4</sup>
	2.500	0.089	0.080	0.037	0.032	1.04 x10 <sup>-6</sup>	7.54 x10 <sup>-4</sup>
M-18	0.200	0.458	0.035	0.251	0.020	1.19 x10 <sup>-6</sup>	2.82 x10 <sup>-3</sup>
	0.400	0.130	0.027	0.074	0.016	3.44 x10 <sup>-6</sup>	4.59 x10 <sup>-3</sup>
	0.800	0.107	0.021	0.062	0.012	2.84 x10 <sup>-6</sup>	4.49 x10 <sup>-3</sup>
	1.250	0.110	0.002	0.066	0.001	2.12 x10 <sup>-6</sup>	2.58 x10 <sup>-3</sup>
	2.500	0.059	0.011	0.038	0.007	2.87 x10 <sup>-6</sup>	4.92 x10 <sup>-3</sup>

#### Anexo 4 Valores de permeabilidad medidos en el FWP-IIUNAM

Tabla A.4.1. Resultados de la permeabilidad de las muestras *del ex Lago* de Texcoco labradas en dos direcciones.

Muestra	$\sigma'_{\text{cons}}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	h (cm)	Permeabilidad de cada carga hidráulica constante		Pendiente de la curva de velocidad de descarga	
			$k_v$ (cm/s)	$k_h$ (cm/s)	$k_v$ (cm/s)	$k_h$ (cm/s)
SM-47	0.25	100	$2.85 \times 10^{-7}$	$1.74 \times 10^{-7}$	$2.86 \times 10^{-7}$	$1.89 \times 10^{-7}$
		200	$2.88 \times 10^{-7}$	$1.83 \times 10^{-7}$		
		300	$2.86 \times 10^{-7}$	$1.84 \times 10^{-7}$		
	0.50	100	$1.35 \times 10^{-7}$	$1.23 \times 10^{-7}$	$1.44 \times 10^{-7}$	$1.16 \times 10^{-7}$
		200	$1.41 \times 10^{-7}$	$1.21 \times 10^{-7}$		
		300	$1.41 \times 10^{-7}$	$1.18 \times 10^{-7}$		
	0.75	300	$8.34 \times 10^{-8}$	$8.35 \times 10^{-8}$	$8.08 \times 10^{-8}$	$7.81 \times 10^{-8}$
		400	$8.09 \times 10^{-8}$	$8.16 \times 10^{-8}$		
		500	$8.24 \times 10^{-8}$	$8.13 \times 10^{-8}$		
	1.25	300	$4.91 \times 10^{-8}$	$4.60 \times 10^{-8}$	$4.71 \times 10^{-8}$	$4.54 \times 10^{-8}$
		400	$4.87 \times 10^{-8}$	$4.59 \times 10^{-8}$		
		500	$4.84 \times 10^{-8}$	$4.57 \times 10^{-8}$		
	0.75 <sup>D</sup>	300	$4.78 \times 10^{-8}$	$4.51 \times 10^{-8}$	$5.19 \times 10^{-8}$	$5.05 \times 10^{-8}$
		400	$4.84 \times 10^{-8}$	$4.70 \times 10^{-8}$		
		500	$5.00 \times 10^{-8}$	$4.73 \times 10^{-8}$		
	0.50 <sup>D</sup>	100	$5.03 \times 10^{-8}$	$5.02 \times 10^{-8}$	$5.36 \times 10^{-8}$	$5.04 \times 10^{-8}$
		200	$5.22 \times 10^{-8}$	$5.00 \times 10^{-8}$		
		300	$5.25 \times 10^{-8}$	$5.03 \times 10^{-8}$		
	0.25 <sup>D</sup>	100	$6.25 \times 10^{-8}$	$6.33 \times 10^{-8}$	$7.17 \times 10^{-8}$	$6.77 \times 10^{-8}$
		200	$6.38 \times 10^{-8}$	$6.31 \times 10^{-8}$		
		300	$6.85 \times 10^{-8}$	$6.61 \times 10^{-8}$		
	0.60 <sup>R</sup>	200	$5.22 \times 10^{-8}$	$4.92 \times 10^{-8}$	$5.61 \times 10^{-8}$	$5.27 \times 10^{-8}$
		300	$5.24 \times 10^{-8}$	$4.92 \times 10^{-8}$		
		400	$5.42 \times 10^{-8}$	$5.09 \times 10^{-8}$		
1.10 <sup>R</sup>	300	$4.46 \times 10^{-8}$	$4.23 \times 10^{-8}$	$5.19 \times 10^{-8}$	$4.34 \times 10^{-8}$	
	400	$4.53 \times 10^{-8}$	$4.28 \times 10^{-8}$			
	500	$4.74 \times 10^{-8}$	$4.27 \times 10^{-8}$			
2.00 <sup>R</sup>	300	$2.97 \times 10^{-8}$	$2.87 \times 10^{-8}$	$2.81 \times 10^{-8}$	$2.70 \times 10^{-8}$	
	400	$2.90 \times 10^{-8}$	$2.82 \times 10^{-8}$			
	500	$2.90 \times 10^{-8}$	$2.80 \times 10^{-8}$			
3.00 <sup>R</sup>	300	$1.96 \times 10^{-8}$	$1.86 \times 10^{-8}$	$2.03 \times 10^{-8}$	$1.73 \times 10^{-8}$	
	400	$1.99 \times 10^{-8}$	$1.88 \times 10^{-8}$			
	500	$1.99 \times 10^{-8}$	$1.80 \times 10^{-8}$			
TBH-356	0.25	100	$4.46 \times 10^{-7}$	$4.16 \times 10^{-7}$	$3.95 \times 10^{-7}$	$4.35 \times 10^{-7}$
		200	$4.16 \times 10^{-7}$	$3.99 \times 10^{-7}$		
		300	$4.15 \times 10^{-7}$	$4.27 \times 10^{-7}$		
	0.50	100	$1.36 \times 10^{-7}$	$1.38 \times 10^{-7}$	$1.26 \times 10^{-7}$	$1.41 \times 10^{-7}$
		200	$1.30 \times 10^{-7}$	$1.39 \times 10^{-7}$		
		300	$1.30 \times 10^{-7}$	$1.40 \times 10^{-7}$		
	1.00	300	$5.17 \times 10^{-8}$	$5.95 \times 10^{-8}$	$5.38 \times 10^{-8}$	$5.82 \times 10^{-8}$
		400	$5.20 \times 10^{-8}$	$5.95 \times 10^{-8}$		
		500	$5.25 \times 10^{-8}$	$5.90 \times 10^{-8}$		
	1.50	300	$3.43 \times 10^{-8}$	$3.62 \times 10^{-8}$	$3.48 \times 10^{-8}$	$4.05 \times 10^{-8}$
		400	$3.49 \times 10^{-8}$	$3.74 \times 10^{-8}$		
		500	$3.46 \times 10^{-8}$	$3.80 \times 10^{-8}$		
	0.50 <sup>D</sup>	100	$3.40 \times 10^{-8}$	$3.78 \times 10^{-8}$	$3.36 \times 10^{-8}$	$3.86 \times 10^{-8}$
		200	$3.40 \times 10^{-8}$	$3.74 \times 10^{-8}$		
		300	$3.38 \times 10^{-8}$	$3.84 \times 10^{-8}$		
	0.25 <sup>D</sup>	100	$6.28 \times 10^{-8}$	$4.97 \times 10^{-8}$	$6.51 \times 10^{-8}$	$5.33 \times 10^{-8}$
		200	$6.37 \times 10^{-8}$	$4.90 \times 10^{-8}$		
		300	$6.44 \times 10^{-8}$	$5.22 \times 10^{-8}$		
	0.65 <sup>R</sup>	200	$3.60 \times 10^{-8}$	$3.79 \times 10^{-8}$	$4.15 \times 10^{-8}$	$3.92 \times 10^{-8}$
		300	$3.60 \times 10^{-8}$	$3.73 \times 10^{-8}$		
		400	$3.88 \times 10^{-8}$	$3.86 \times 10^{-8}$		
	1.00 <sup>R</sup>	300	$3.49 \times 10^{-8}$	$3.52 \times 10^{-8}$	$3.71 \times 10^{-8}$	$3.68 \times 10^{-8}$
		400	$3.45 \times 10^{-8}$	$3.57 \times 10^{-8}$		
		500	$3.58 \times 10^{-8}$	$3.58 \times 10^{-8}$		
2.00 <sup>R</sup>	300	$2.20 \times 10^{-8}$	$2.26 \times 10^{-8}$	$2.34 \times 10^{-8}$	$2.61 \times 10^{-8}$	
	400	$2.22 \times 10^{-8}$	$2.37 \times 10^{-8}$			

Anexo 4. Valores de permeabilidad medidos en el FWP-IIUNAM.

		500	$2.26 \times 10^{-8}$	$2.41 \times 10^{-8}$		
		400	$1.97 \times 10^{-8}$	$1.70 \times 10^{-8}$		
	3.00 <sup>R</sup>	500	$1.88 \times 10^{-8}$	$1.74 \times 10^{-8}$	$2.01 \times 10^{-8}$	$1.81 \times 10^{-8}$
		600	$1.99 \times 10^{-8}$	$1.74 \times 10^{-8}$		
		100	$4.40 \times 10^{-7}$	$3.39 \times 10^{-798}$		
	0.25	200	$4.74 \times 10^{-7}$	$3.33 \times 10^{-7}$	$4.62 \times 10^{-7}$	$3.18 \times 10^{-7}$
		300	$4.59 \times 10^{-7}$	$3.26 \times 10^{-7}$		
		100	$2.12 \times 10^{-7}$	$2.42 \times 10^{-7}$		
	0.35	200	$2.14 \times 10^{-7}$	$2.33 \times 10^{-7}$	$2.63 \times 10^{-7}$	$2.04 \times 10^{-7}$
		300	$2.47 \times 10^{-7}$	$2.17 \times 10^{-7}$		
		100	$1.44 \times 10^{-7}$	$1.64 \times 10^{-7}$		
	0.45	200	$1.64 \times 10^{-7}$	$1.70 \times 10^{-7}$	$1.78 \times 10^{-7}$	$1.64 \times 10^{-7}$
		300	$1.67 \times 10^{-7}$	$1.64 \times 10^{-7}$		
		100	$1.29 \times 10^{-7}$	$1.55 \times 10^{-7}$		
SM-37	0.55	200	$1.15 \times 10^{-7}$	$1.57 \times 10^{-7}$	$1.47 \times 10^{-7}$	$1.17 \times 10^{-7}$
		300	$1.40 \times 10^{-7}$	$1.30 \times 10^{-7}$		
		200	$1.03 \times 10^{-7}$	$8.88 \times 10^{-8}$		
	0.75	300	$1.04 \times 10^{-7}$	$8.53 \times 10^{-8}$	$1.17 \times 10^{-7}$	$7.3 \times 10^{-8}$
		400	$1.10 \times 10^{-7}$	$8.31 \times 10^{-8}$		
		200	$1.17 \times 10^{-7}$	$7.85 \times 10^{-8}$		
	0.95	300	$7.90 \times 10^{-8}$	$7.05 \times 10^{-8}$	$1.06 \times 10^{-7}$	$5.94 \times 10^{-8}$
		400	$8.57 \times 10^{-8}$	$6.90 \times 10^{-8}$		
		300	$8.32 \times 10^{-8}$	$5.72 \times 10^{-8}$		
	1.20	400	$8.25 \times 10^{-8}$	$5.23 \times 10^{-8}$	$6.48 \times 10^{-8}$	$4.46 \times 10^{-8}$
		500	$7.58 \times 10^{-8}$	$5.21 \times 10^{-8}$		
		100	$5.24 \times 10^{-7}$	$2.96 \times 10^{-7}$		
	0.15	200	$5.51 \times 10^{-7}$	$2.79 \times 10^{-7}$	$4.15 \times 10^{-7}$	$2.39 \times 10^{-7}$
		300	$4.58 \times 10^{-7}$	$2.62 \times 10^{-7}$		
		100	$1.40 \times 10^{-7}$	$1.40 \times 10^{-7}$		
SM-14bis	0.40	200	$1.35 \times 10^{-7}$	$1.34 \times 10^{-7}$	$1.91 \times 10^{-7}$	$1.64 \times 10^{-7}$
		300	$1.70 \times 10^{-7}$	$1.55 \times 10^{-7}$		
		100	$8.77 \times 10^{-8}$	$6.10 \times 10^{-8}$		
	0.80	200	$8.60 \times 10^{-8}$	$6.02 \times 10^{-8}$	$8.54 \times 10^{-8}$	$5.83 \times 10^{-8}$
		300	$8.66 \times 10^{-8}$	$5.92 \times 10^{-8}$		

<sup>D</sup>: Etapa de descarga

<sup>R</sup>: Etapa de recarga

Tabla A.4.2. Resultados de permeabilidad de las muestras de Paraíso, Tabasco.

Sitio	Muestra	$\sigma'_{cons}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	h (cm)	Permeabilidad para carga hidráulica constante			Pendiente de la curva de velocidad de descarga	
				$k_v$ (cm/s)	$k_h$ (cm/s)	$k_h$ (cm/s) (Flujo radial)	$k_v$ (cm/s)	$k_h$ (cm/s)
PARAÍSO, TABASCO	M-6	0.20	150	$1.37 \times 10^{-7}$	$1.46 \times 10^{-7}$	$7.73 \times 10^{-8}$	$1.03 \times 10^{-7}$	$1.73 \times 10^{-7}$
			250	$1.30 \times 10^{-7}$	$1.68 \times 10^{-7}$	$7.72 \times 10^{-8}$		
			350	$1.18 \times 10^{-7}$	$1.65 \times 10^{-7}$	$7.78 \times 10^{-8}$		
		0.40	150	$1.15 \times 10^{-7}$	$9.35 \times 10^{-8}$	$4.60 \times 10^{-8}$	$1.05 \times 10^{-7}$	$8.00 \times 10^{-8}$
			250	$1.07 \times 10^{-7}$	$9.28 \times 10^{-8}$	$4.79 \times 10^{-8}$		
			350	$1.10 \times 10^{-7}$	$8.60 \times 10^{-8}$	$4.12 \times 10^{-8}$		
		0.80	250	$6.08 \times 10^{-8}$	$7.17 \times 10^{-8}$	$3.27 \times 10^{-8}$	$6.16 \times 10^{-8}$	$6.97 \times 10^{-8}$
			350	$5.89 \times 10^{-8}$	$7.04 \times 10^{-8}$	$3.23 \times 10^{-8}$		
			450	$6.10 \times 10^{-8}$	$7.08 \times 10^{-8}$	$3.20 \times 10^{-8}$		
	1.25	250	$4.60 \times 10^{-8}$	$5.64 \times 10^{-8}$	$2.50 \times 10^{-8}$	$4.18 \times 10^{-8}$	$5.53 \times 10^{-8}$	
		350	$4.66 \times 10^{-8}$	$5.48 \times 10^{-8}$	$2.45 \times 10^{-8}$			
		450	$4.39 \times 10^{-8}$	$5.59 \times 10^{-8}$	$2.51 \times 10^{-8}$			
	2.5	350	$3.00 \times 10^{-8}$	$3.10 \times 10^{-8}$	$1.42 \times 10^{-8}$	$3.84 \times 10^{-8}$	$2.99 \times 10^{-8}$	
		450	$3.59 \times 10^{-8}$	$3.08 \times 10^{-8}$	$1.38 \times 10^{-8}$			
		550	$3.46 \times 10^{-8}$	$3.06 \times 10^{-8}$	$1.36 \times 10^{-8}$			
	M-18	0.20	150	$2.71 \times 10^{-7}$	$3.05 \times 10^{-7}$	$1.22 \times 10^{-7}$	$2.92 \times 10^{-7}$	$3.37 \times 10^{-7}$
			250	$2.84 \times 10^{-7}$	$3.38 \times 10^{-7}$	$1.40 \times 10^{-7}$		
			350	$2.81 \times 10^{-7}$	$3.25 \times 10^{-7}$	$1.30 \times 10^{-7}$		
		0.40	150	$2.33 \times 10^{-7}$	$2.11 \times 10^{-7}$	$9.11 \times 10^{-8}$	$2.49 \times 10^{-7}$	$2.15 \times 10^{-7}$
			250	$2.39 \times 10^{-7}$	$2.11 \times 10^{-7}$	$9.12 \times 10^{-8}$		
			350	$2.41 \times 10^{-7}$	$2.13 \times 10^{-7}$	$9.24 \times 10^{-8}$		
		0.80	250	$1.58 \times 10^{-7}$	$1.55 \times 10^{-7}$	$6.62 \times 10^{-8}$	$1.73 \times 10^{-7}$	$1.59 \times 10^{-7}$
			350	$1.70 \times 10^{-7}$	$1.56 \times 10^{-7}$	$6.60 \times 10^{-8}$		
			450	$1.66 \times 10^{-7}$	$1.57 \times 10^{-7}$	$6.67 \times 10^{-8}$		
1.25	350	$1.21 \times 10^{-7}$	$1.34 \times 10^{-7}$	$5.69 \times 10^{-8}$	$1.38 \times 10^{-7}$	$1.17 \times 10^{-7}$		
	450	$1.25 \times 10^{-7}$	$1.27 \times 10^{-7}$	$5.37 \times 10^{-8}$				
	550	$1.30 \times 10^{-7}$	$1.28 \times 10^{-7}$	$5.42 \times 10^{-8}$				
2.5	350	$1.09 \times 10^{-7}$	$8.37 \times 10^{-8}$	$3.54 \times 10^{-8}$	$1.08 \times 10^{-7}$	$8.27 \times 10^{-8}$		
	450	$1.08 \times 10^{-7}$	$8.29 \times 10^{-8}$	$3.51 \times 10^{-8}$				
			550	$1.08 \times 10^{-7}$	$8.34 \times 10^{-8}$	$4.52 \times 10^{-8}$		

D: Etapa de descarga

R: Etapa de recarga