



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

MEJORAMIENTO DE SUELOS UTILIZANDO DRENAJES BIODEGRADABLES

TESIS PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

MAESTRA EN INGENIERÍA

PRESENTA:

LAURA RAMÍREZ SÁNCHEZ

TUTORA:

DRA. NORMA PATRICIA LÓPEZ ACOSTA

Instituto de Ingeniería, UNAM

CIUDAD DE MÉXICO

MAYO 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.

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Rigoberto Rivera Constantino
Secretario: Dr. Osvaldo Flores Castrellón
Vocal: Dra. Norma Patricia López Acosta
1^{er}. Suplente: M.I. Walter Iván Paniagua Zavala
2^{do}. Suplente: Dr. Raúl Flores Berrones

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: INSTITUTO DE INGENIERÍA

TUTOR DE TESIS:

Dra. Norma Patricia López Acosta

FIRMA

A mi padre, que siempre será mi amor más grande. †

AGRADECIMIENTOS

A Dios por darme la fortaleza para realizar todos los proyectos que me he propuesto.

A mi madre por su apoyo incondicional en cada etapa de mi vida.

A mi sobrino Julián por ser una compañía y alegría en mi vida.

A mi hermano Daniel por su alegría y sus enseñanzas.

A Antonio por formar parte de este lindo camino y por su compañía en los momentos más difíciles.

A mi prima Sandra por estar siempre presente a pesar de la distancia.

A la Universidad Nacional Autónoma de México por darme la oportunidad de crecer profesionalmente.

Al Conacyt por el apoyo económico brindado durante la maestría.

A la Dra. Norma Patricia López por su confianza y por el apoyo brindado para la realización de esta tesis.

Al Instituto de Ingeniería por el apoyo económico.

A Alejandra Liliana Espinosa por sus valiosos comentarios en la revisión de esta tesis.

A los sinodales, el Dr. Rigoberto Rivera, el Dr. Osvaldo Flores, el Dr. Raúl Flores y el M.I. Walter Paniagua por la revisión de esta tesis y por sus valiosos comentarios para la mejora de la misma.

A mis amigos Alex, Mabel, Omar y Valeria por su compañía durante la maestría.

RESUMEN

En esta tesis se presenta el mejoramiento de suelos con precarga y drenes verticales como una alternativa para dar solución a ciertas condiciones geotécnicas desfavorables, como la alta compresibilidad y la baja resistencia al esfuerzo cortante de un suelo. La técnica de mejoramiento particular que se estudia en este trabajo es la precarga complementada con *drenes biodegradables* de fibra de coco y yute. Los drenes biodegradables, distintos a los usualmente empleados (drenes prefabricados y de arena), se han utilizado desde hace aproximadamente 30 años en países como Australia, Corea, Japón y Singapur.

Para estudiar el comportamiento de drenes verticales biodegradables en un suelo típico del ex lago de Texcoco, ubicado en el valle de México, se revisan diferentes estudios realizados en los que se determina de forma analítica y mediante ensayos de laboratorio las diferentes características de los drenes biodegradables que pueden influir en la capacidad de los mismos para acelerar el proceso de consolidación de un suelo. Adicionalmente, se muestra la influencia de la biodegradación de un dren en el proceso de mejoramiento de un suelo.

Con base en soluciones analíticas y modelación numérica se analiza la precarga con drenes verticales biodegradables (BPVD) en un suelo del ex Lago de Texcoco. Se determina numéricamente la aceleración en el proceso de consolidación cuando se incluyen drenes biodegradables en un suelo blando, como las arcillas del ex lago de Texcoco, y se compara con el tiempo que tarda la disipación del exceso de presión de poro con una precarga simple (sin drenes) y una precarga complementada con drenes verticales prefabricados (PVD).

Debido a la baja permeabilidad de los estratos blandos del ex lago de Texcoco, la precarga simple no es una alternativa viable para el mejoramiento de este suelo, ya que tarda una cantidad importante de años en disiparse el exceso de presión de poro. Para un periodo de tiempo de 2.9 años y una separación de drenes de 2.0 m, los drenes biodegradables ocasionan un retraso de aproximadamente 7 % en el proceso de consolidación del suelo, en comparación con los drenes prefabricados, ya que la biodegradación que sufren los drenes biodegradables al estar expuestos a las condiciones del ex lago de Texcoco ocasiona que la disipación del exceso de presión de poro disminuya con el paso del tiempo.

Para disminuir el retraso en el proceso de consolidación ocasionado por la biodegradación de los drenes biodegradables, en la modelación numérica se disminuye el espaciamiento entre drenes a 1.5 m, lo que ocasiona para un periodo de 2.9 años un asentamiento (1.2 m) igual que el obtenido con drenes prefabricados separados a cada 2.0 m para el mismo periodo de tiempo.

ABSTRACT

This thesis presents soil improvement with preloading and vertical drains as an alternative to solve certain unfavorable geotechnical conditions, such as high compressibility and low resistance to shear stress of a soil. The particular improvement technique studied in this work is the preloading complemented with *biodegradable drains* of coir and jute fiber. Biodegradable drains, other than those usually used (prefabricated and sand drains), have been used for about 30 years in countries such as Australia, Korea, Japan and Singapore.

To study the behavior of biodegradable vertical drains in a soil typical of the former Lake of Texcoco, located in the Valley of Mexico, different studies carried out are reviewed, in which the different characteristics of biodegradable drains that can influence their ability to accelerate the process of consolidation of soil are determined analytically and through laboratory test. Additionally, the influence of biodegradation of a drain on the soil improvement process is shown.

Based on analytical solutions and numerical modeling, the preloading with biodegradable vertical drains (BPVD) in a soil of the former Lake of Texcoco is analyzed. The acceleration in the consolidation process is numerically determined when biodegradable drains are included in a soft soil, such as the clays of the former lake of Texcoco, and is compared to the time it takes to dissipate excess pore pressure with simple preloading (without drains) and preloading complemented with prefabricated vertical drains (PVD).

Due to the low permeability of the soft layers of the former lake former of Texcoco, simple preloading is not a viable alternative for the improvement of this soil, since it takes a significant number of years for excess pore pressure to dissipate. For a time period of 2.9 years and a drain separation of 2.0 m, biodegradable drains cause a delay of approximately 7 % in the soil consolidation process, compared to prefabricated drains, since the biodegradation suffered by biodegradable drains when exposed to the conditions of the former Lake Texcoco causes the dissipation of excess pore pressure to decrease over time.

To reduce the delay in the consolidation process caused by the degradation of biodegradable drains, in numerical modeling the separation between drains is reduced to 1.5 m, which causes for a period of 2.9 years a settlement (1.2 m) equal to that obtained with prefabricated drains separated every 2.0 m for the same period of time.

CONTENIDO

	Pág.
1 INTRODUCCIÓN.....	11
2 MARCO TEÓRICO	13
2.1 Antecedentes.....	14
2.1.1 Precarga simple	14
2.1.2 Precarga con drenes verticales prefabricados	15
2.1.3 Precarga con drenes verticales biodegradables	19
2.2 Consolidación de un suelo.....	26
2.2.1 Hipótesis.....	27
2.2.2 Asentamiento por consolidación primaria	28
2.2.3 Grado de consolidación primaria.....	30
2.2.4 Coeficiente de consolidación.....	31
2.3 Flujo de agua en un suelo.....	32
2.4 Modelación numérica.....	35
3 SOLUCIONES ANALÍTICAS EXISTENTES	41
3.1 Conductividad hidráulica de un dren biodegradable	41
3.2 Influencia de la biodegradación en el proceso de consolidación.....	43
4 CASO DE ESTUDIO EN UN SUELO DEL VALLE DE MÉXICO.....	49
4.1 Cálculo de la conductividad hidráulica en drenes biodegradables.....	51
4.2 Cálculo de la influencia de la biodegradación en el proceso de consolidación.....	55
4.3 Modelación numérica de terraplén sin drenes	65
4.4 Modelación numérica de terraplén con drenes prefabricados	71
4.5 Modelación numérica de terraplén con drenes biodegradables	77
4.5.1 Algoritmo en Python.....	78
4.5.2 Modelación.....	80
4.5.3 Análisis paramétrico.....	86
5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES GENERALES	95
REFERENCIAS	99

ÍNDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura 2.1. Precarga simple (modificado de Auvinet & Pérez, 2016).	15
Figura 2.2. Drenes verticales prefabricados (modificado de Auvinet Guichard & Rodríguez Rebolledo, 2002).	16
Figura 2.3. Proceso de instalación de drenes verticales prefabricados.	17
Figura 2.4. Esquema de un dren en planta y sección (modificado de Barron, 1947).	17
Figura 2.5. Conversión de una celda unitaria axisimétrica a deformación plana (modificado de Indraratna et al., 2000).	18
Figura 2.6. Estructura macroscópica y microscópica de un dren biodegradable (tomado de Nguyen et al., 2020).	19
Figura 2.7. Conductividad hidráulica vs. porosidad para fibras con diferentes ángulos de torsión (modificado de Nguyen & Indraratna, 2017).	20
Figura 2.8. Disminución de la capacidad de descarga de un dren por la biodegradación de las fibras (modificado de Nguyen et al., 2018a).	22
Figura 2.9. Disipación del exceso de presión de poro para diferentes degradaciones (modificado de Nguyen et al., 2018b).	23
Figura 2.10. Capacidad de descarga para diferentes incrementos iniciales de presión (modificado de Nguyen et al., 2019).	24
Figura 2.11. Variación de la porosidad con el incremento de la presión de confinamiento (modificado de Nguyen et al., 2020).	24
Figura 2.12. Variación de la capacidad de descarga con el incremento del esfuerzo de confinamiento (modificado de Nguyen et al., 2020).	25
Figura 2.13. Forma típica de una curva de consolidación.	27
Figura 2.14. Forma típica de una curva de compresibilidad.	27
Figura 2.15. Modelo elastoplástico perfecto (modificado de PLAXIS, 2021).	36
Figura 2.16. Superficie de fluencia del modelo Mohr Coulomb en el espacio de esfuerzos principales (tomado de PLAXIS, 2021).	36
Figura 2.17. Relación logarítmica entre deformación volumétrica y esfuerzo medio (modificado de PLAXIS, 2021).	37
Figura 2.18. Superficie de fluencia del modelo Soft Soil en el plano $p' - q$ (modificado de PLAXIS, 2021).	38
Figura 3.1. Esquema y capacidad de descarga de un dren biodegradable (modificado de Nguyen et al., 2018b).	42
Figura 3.2. Pérdida de resistencia a la tensión de fibras biodegradables (modificado de Nguyen et al., 2018b).	44
Figura 4.1. Perfil piezométrico típico en el ex lago de Texcoco (modificado de Espinosa-Santiago & López-Acosta, 2020).	50
Figura 4.2. Esfuerzos en el terreno (modificado de Espinosa-Santiago & López-Acosta, 2020).	51
Figura 4.3. Conductividad hidráulica de fibras de coco y yute.	54
Figura 4.4. Reducción capacidad de descarga de un dren biodegradable.	58

Figura 4.5. Disipación del exceso de presión de poro con un dren biodegradable.	61
Figura 4.6. Esfuerzos producidos por un terraplén (tomado de Mánica, 2012).....	63
Figura 4.7. Modelo terraplén sin drenes.	67
Figura 4.8. Piezometría modelo de terraplén sin drenes.	69
Figura 4.9. Desplazamiento vertical terraplén sin drenes.	69
Figura 4.10. Exceso de presión de poro terraplén sin drenes.....	70
Figura 4.11. Consolidación terraplén sin drenes.	70
Figura 4.12. Disipación del exceso de presión de poro en terraplén sin drenes.....	71
Figura 4.13. Asentamiento en terraplén sin drenes.	71
Figura 4.14. Dirección del drenaje (modificado de Chai et al., 2001).	73
Figura 4.15. Dimensiones de un dren prefabricado.....	74
Figura 4.16. Vista en planta de la distribución de los PVD en el terraplén.	75
Figura 4.17. Consolidación terraplén con PVD.....	76
Figura 4.18. Disipación del exceso de presión de poro en terraplén con PVD.	76
Figura 4.19. Asentamiento en terraplén con PVD.....	77
Figura 4.20. Diagrama de flujo del algoritmo en Python.	78
Figura 4.21. Algoritmo en Python para el cálculo de la biodegradación.	79
Figura 4.22. Reducción en la capacidad de descarga de un dren para un confinamiento de 50 kPa.	79
Figura 4.23. Consolidación terraplén con BPVD.....	85
Figura 4.24. Disipación del exceso de presión de poro en terraplén con BPVD.....	85
Figura 4.25. Asentamiento en terraplén con BPVD.....	86
Figura 4.26. Disipación del exceso de presión de poro para los tres terraplenes.	87
Figura 4.27. Asentamiento para los tres terraplenes.....	87
Figura 4.28. Consolidación terraplén de 3 m con BPVD.....	88
Figura 4.29. Disipación del exceso de presión de poro en terraplén de 3 m con BPVD. ..	88
Figura 4.30. Asentamiento en terraplén de 3 m con BPVD.....	89
Figura 4.31. Disipación del exceso de presión de poro con BPVD separados cada 1.5 m.	90
Figura 4.32. Asentamiento en terraplén con BPVD separados cada 1.5 m.....	90
Figura 4.33. Disipación del exceso de presión de poro con BPVD separados cada 1.0 m.	92
Figura 4.34. Asentamiento en terraplén con BPVD separados cada 1.0 m.....	92
Figura 4.35. Exceso de presión de poro con PVD y diferentes separaciones de BPVD. ..	93
Figura 4.36. Asentamiento con PVD y diferentes separaciones de BPVD.....	93

ÍNDICE DE TABLAS

	Pág.
Tabla 2.1. Permeabilidad para diferentes tipos de suelo.	33
Tabla 4.1. Perfil típico de un suelo en el ex lago de Texcoco.....	49
Tabla 4.2. Conductividad hidráulica de fibras de coco y yute (tomado de Nguyen & Indraratna (2017).....	53
Tabla 4.3. Confinamiento y capacidad de descarga de drenes biodegradables.	55
Tabla 4.4. Reducción capacidad de descarga para una presión de confinamiento de 25 kPa.	55
Tabla 4.5. Reducción capacidad de descarga para una presión de confinamiento de 50 kPa.	56
Tabla 4.6. Reducción capacidad de descarga para una presión de confinamiento de 100 kPa.....	57
Tabla 4.7. Parámetros para el cálculo de la disipación del exceso de presión de poro.....	60
Tabla 4.8. Distribución de esfuerzos en el suelo debido al terraplén.	64
Tabla 4.9. Cálculo analítico del asentamiento.....	64
Tabla 4.10. Modelo constitutivo utilizado en la modelación numérica.....	65
Tabla 4.11. Parámetros utilizados en la modelación numérica.	66
Tabla 4.12. Parámetros utilizados en la modelación numérica (continuación).....	67
Tabla 4.13. Piezometría del terreno.....	68
Tabla 4.14. Dimensiones y propiedades de los PVD.....	74
Tabla 4.15. Conductividad hidráulica vertical equivalente para PVD.	74
Tabla 4.16. Determinación del contenido de sales en el agua (Marsal & Graue 1969).	77
Tabla 4.17. Intervalos de tiempo en la reducción de la capacidad de descarga de un dren biodegradable.	80
Tabla 4.18. Dimensiones y propiedades de los BPVD.	81
Tabla 4.19. Conductividad hidráulica vertical equivalente para BPVD en un tiempo $0 < t < 3$ días.....	82
Tabla 4.20. Conductividad hidráulica vertical equivalente para BPVD en un tiempo $4 < t < 50$ días.....	82
Tabla 4.21. Conductividad hidráulica vertical equivalente para BPVD en un tiempo $60 < t < 160$ días.....	83
Tabla 4.22. Conductividad hidráulica vertical equivalente para BPVD en un tiempo $180 < t < 320$ días.....	83
Tabla 4.23. Conductividad hidráulica vertical equivalente para BPVD en un tiempo $340 < t < 800$ días.....	84
Tabla 4.24. Conductividad hidráulica vertical equivalente para BPVD separados cada $S=1.5$ m.....	89
Tabla 4.25. Conductividad hidráulica vertical equivalente para BPVD separados cada $S=1.0$ m.....	91
Tabla 4.26. Resultados de las diferentes alternativas.	94
Tabla 4. 27. Comparación entre distintos tipos de drenes verticales.	94

SIMBOLOGÍA

- A : área de la sección transversal de la muestra de suelo.
 A_0 : superficie específica del medio.
 A_w : área transversal.
 a : ancho del dren.
 a_b : sección transversal de la bureta.
 a_v : coeficiente de compresibilidad
 b : espesor del dren.
 C_c : índice de compresión.
 C_h : coeficiente de consolidación en la dirección horizontal.
 C_s : índice de expansión.
 C_v : coeficiente de consolidación.
 c : cohesión.
 γ : peso volumétrico.
 γ_{sat} : peso volumétrico saturado.
 γ_w : peso volumétrico del agua.
 γ' : peso volumétrico sumergido.
 D_e : diámetro de celda unitaria.
 $D_{f,i}$: diámetro de la fibra.
 d_e : diámetro de la zona de influencia del dren.
 d_m : diámetro del mandril.
 d_s : diámetro de la zona de remoldeo.
 d_w : diámetro equivalente del dren.
 Δe : cambio de la relación de vacíos.
 Δh : pérdida de carga.
 Δu : incremento presión de poro del agua.
 $\Delta \sigma$: incremento esfuerzo total.
 $\Delta \sigma'$: incremento esfuerzo efectivo.
 E : módulo de elasticidad.
 e_0 : relación de vacíos inicial.

Simbología

- $f(t)$: función de la capacidad de descarga variable con el tiempo.
- H : espesor del estrato compresible.
- H_{dr} : trayectoria de drenaje más larga durante el proceso de consolidación.
- h : carga total.
- i : gradiente hidráulico.
- k : conductividad hidráulica.
- k_h : conductividad hidráulica horizontal del suelo.
- k_k : constante de Kozeny (puede variar de 1 a 20).
- k_s : conductividad hidráulica horizontal de la zona de remoldeo del suelo.
- k_v : conductividad hidráulica vertical del suelo.
- k_{ve} : conductividad hidráulica vertical equivalente.
- k_w : degradación de la conductividad hidráulica con el tiempo.
- k^* : índice de expansión modificado.
- L : distancia entre los puntos A y B.
- l : longitud del dren.
- λ^* : índice de compresión modificado.
- m_v : coeficiente de variación volumétrica.
- $\mu_{n,s}$: parámetro que tiene en cuenta el efecto del remoldeo y las zonas de influencia.
- μ_q : indica la reducción en la capacidad de descarga.
- n : número de fibras del medio.
- n_f : porosidad.
- Q : volumen de agua recolectada.
- q_w : capacidad de descarga del dren.
- q_{w0} : capacidad de descarga inicial del dren.
- r_e : radio de la zona de influencia del dren.
- r_s : radio de la zona de remoldeo del dren.
- r_w : radio equivalente del dren.
- S : separación entre drenes.
- S_c : asentamiento por consolidación primaria.

- s : relación entre el diámetro de la zona de remoldeo y el diámetro equivalente del dren.
- T_h : factor tiempo debido al drenaje radial.
- T_v : factor tiempo.
- T_{50} : factor tiempo para un grado de consolidación del 50 %.
- T_{90} : factor tiempo para un grado de consolidación del 90 %.
- t : tiempo.
- U_z : grado de consolidación puntual.
- u : presión de poro del agua.
- u_e : presión de poro en cualquier punto.
- u_0 : exceso de presión de poro inicial.
- v : velocidad de descarga.
- X : parámetro que tiene en cuenta el diámetro de la zona de influencia del dren y el coeficiente de consolidación en la dirección horizontal.
- Z : altura.
- z : profundidad.
- ν : relación de Poisson.
- σ : esfuerzo total.
- σ_z : esfuerzo vertical a la profundidad z .
- σ' : esfuerzo efectivo.
- σ'_0 : presión de sobrecarga efectiva presente.
- σ'_p : presión de preconsolidación.
- ϕ : ángulo de fricción.
- ω : coeficiente de deterioro.

1 INTRODUCCIÓN

El mejoramiento de suelos se ha implementado en los últimos años para dar solución a condiciones geotécnicas desfavorables, como baja resistencia al esfuerzo cortante y alta compresibilidad. La utilización de drenes biodegradables, hechos con fibra de coco y yute, se han utilizado en países como Australia, Corea, Japón y Singapur desde hace aproximadamente 30 años.

Los drenes biodegradables son una alternativa económica y ambiental para el mejoramiento de suelos, sin embargo, su utilización actualmente es limitada debido a los pocos estudios que se han realizado para determinar la capacidad de descarga del dren y su tiempo de biodegradación una vez entra en contacto con el suelo.

Con base en estudios realizados, los drenes de fibra de coco y yute tienen una buena capacidad de descarga, los principales factores que influyen en su conductividad hidráulica son el tamaño, la forma y el ángulo de torsión de las fibras. Estos drenes generalmente están compuestos por cuatro núcleos de fibra de coco, los cuales a su vez están envueltos por una capa de fibra de yute, debido a este diseño los drenes presentan vacíos internos dentro de cada núcleo de fibra de coco y vacíos entre todos los paquetes de fibra que conforman el dren.

La biodegradación de los drenes biodegradables tiene gran influencia en el proceso de consolidación del suelo, ya que, dependiendo de las condiciones de los mismos, los drenes pueden perder considerablemente su resistencia a la tracción. Las fibras de coco presentan mayor resistencia a la biodegradación debido al contenido de lignina que tienen, ya que este biopolímero natural presente en la pared celular de las plantas aporta resistencia a la misma, mientras que la biodegradación de las fibras de yute puede ser considerable si el medio en el que se encuentran contiene bacterias degradantes de celulosa.

1. Introducción

El análisis de elemento finito se ha utilizado ampliamente para modelar el comportamiento de los drenes biodegradables y su efecto en el proceso de consolidación del suelo, es muy importante considerar el efecto de la reducción de la capacidad de descarga del dren, ya que ésta disminuye con el tiempo debido a obstrucciones ocasionadas por material fino y reacomodo de las fibras. Los resultados obtenidos con la simulación numérica en diferentes estudios han demostrado puede predecir de manera satisfactoria el comportamiento hidráulico de las fibras biodegradables y el proceso de consolidación del suelo.

Diferentes autores han propuesto soluciones analíticas y numéricas para predecir el proceso de consolidación del suelo, incluyendo la biodegradación del dren. La reducción en la capacidad de descarga del dren se incorpora al cálculo de la consolidación del suelo, dando como resultado que mientras más rápida sea la biodegradación del dren, más lenta es la disipación del exceso de presión de poro y por consiguiente más lenta la consolidación.

La reducción en la capacidad de descarga de los drenes biodegradables depende de dos factores principales, el primero es la presión de confinamiento inicial a la cual va a estar sometido el dren y el segundo depende de la porosidad inicial del dren.

En este trabajo se recopila información acerca del comportamiento de drenes biodegradables compuestos por fibras de coco y yute, y se propone su utilización para acelerar el proceso de consolidación en un suelo típico del ex lago de Texcoco, ubicado en el valle de México.

Los objetivos generales de esta tesis son:

- Presentar las soluciones analíticas existentes para determinar la conductividad hidráulica y el efecto de la biodegradación de un dren biodegradable en el proceso de consolidación de un suelo.
- Determinar analítica y numéricamente el desarrollo de los asentamientos en el proceso de consolidación y flujo de agua en un suelo del valle de México sometido a mejoramiento con un sistema de precarga con drenes verticales biodegradables.

2 MARCO TEÓRICO

Como consecuencia de la sobrepoblación y las restricciones ambientales, los suelos de buena calidad para la construcción se vuelven cada vez más escasos, por lo que el mejoramiento del terreno se está convirtiendo en una parte fundamental de los proyectos. Bajo condiciones difíciles del terreno, los ingenieros se enfrentan a diferentes problemas durante la construcción y después de ésta, causados por propiedades inadecuadas de resistencia y deformación del suelo, así como condiciones topográficas desfavorables en el sitio de construcción, que pueden llevar a grandes cortes o llenos (Terashi & Juran, 2000).

Para determinar la solución adecuada de cimentación y el procedimiento a seguir, es importante comprender las características y la función de las estructuras que se construirán en un sitio específico, ya que a partir de éstas se lleva a cabo un diseño preliminar para tener claro si se requiere o no una mejora en el terreno. El cambio de cimentación superficial a profunda puede ser una solución para evadir los estratos blandos presentes en el suelo; sin embargo, hay ocasiones donde esta solución no es viable y se requiere un mejoramiento del suelo.

El conocimiento sobre el efecto del mejoramiento y el tipo de suelo apropiado para cada técnica es muy importante para determinar la mejor solución. Durante la construcción, el monitoreo del terreno mejorado se lleva a cabo para ajustar la inexactitud en la etapa de diseño y la etapa de construcción sucesiva (Terashi & Juran, 2000).

La precarga es una técnica para aumentar el esfuerzo efectivo y la resistencia al esfuerzo cortante de suelos cohesivos de baja resistencia y baja permeabilidad, ya que las estructuras construidas sobre este tipo de suelos pueden presentar problemas de estabilidad y asentamientos excesivos a largo plazo. Este tipo de

2. Marco teórico

suelos aumenta su resistencia y reduce su compresibilidad con el tiempo; bajo una carga sostenida.

La precarga que se debe aplicar en el terreno es una carga igual o superior al de la estructura final, generalmente esta precarga se aplica por etapas ya que el suelo a mejorar tiene una baja resistencia. Cuando no hay espacio para construir terraplenes, se pueden utilizar técnicas alternativas para acelerar la disminución de la presión de poro, como la aplicación de vacío y electro-ósmosis.

Cuando el espesor del suelo blando incrementa, el tiempo de consolidación se vuelve mayor, es por esto que en 1930 en Estados Unidos y en países nórdicos nace la idea de disminuir la longitud del drenaje, utilizando drenes verticales de arena o prefabricados (Terashi & Juran, 2000).

2.1 Antecedentes

2.1.1 Precarga simple

El mejoramiento de suelos tiene como objetivo mejorar las características geotécnicas del terreno, aumentando la resistencia al esfuerzo cortante del mismo y minimizando los asentamientos totales o diferenciales que se puedan presentar.

La precarga es una técnica utilizada en suelos finos, con la cual se busca acelerar el proceso de consolidación del suelo y aumentar la resistencia al corte no drenada del mismo (Auvinet Guichard & Rodríguez Rebolledo, 2002).

La estabilidad de los terraplenes utilizados para la precarga es generalmente más crítica a corto plazo, es decir, después de la construcción del mismo; por esto, inicialmente se debe realizar una verificación preliminar calculando un factor de seguridad considerando el terraplén como una zapata superficial. Sin embargo, es necesario realizar un análisis de estabilidad completo utilizando métodos de equilibrio límite o métodos numéricos, dependiendo de las características del terraplén (Auvinet & Pérez, 2016). Para evaluar el comportamiento en campo de los terraplenes durante la etapa constructiva y durante el periodo de observación, se pueden utilizar diferentes instrumentos geotécnicos; las estaciones piezométricas se utilizan para determinar el perfil piezométrico inicial y el exceso de presión de poro generado en las diferentes etapas de construcción; los inclinómetros verticales se utilizan para determinar la distribución de los desplazamientos horizontales con la profundidad; las placas de asentamiento y las referencias topográficas se utilizan para determinar el asentamiento en superficie durante las diferentes etapas; y los extensómetros magnéticos se utilizan para medir los asentamientos en los diferentes estratos del suelo (Espinosa-Santiago & López-Acosta, 2020; López-Acosta et al., 2019).

Existen diferentes tipos de precarga, la precarga simple y la precarga con drenes verticales. En la precarga simple se coloca sobre el terreno una carga igual a la carga que transmitirá la estructura y en algunas ocasiones esta carga se aumenta con una sobrecarga, la cual es retirada una vez se alcance el asentamiento objetivo

(t_{SR}), como se muestra en la Figura 2.1 (Auvinet Guichard & Rodríguez Rebolledo, 2002).

Para aumentar el grado de consolidación en un suelo se debe aumentar su esfuerzo efectivo, lo cual se puede lograr de dos maneras, aumentando el esfuerzo total en la masa del suelo o disminuyendo la presión de poro. El esfuerzo total se puede aumentar aplicando una carga igual o mayor a la carga final que va a soportar el suelo. La reducción de la presión de poro se puede obtener mediante el abatimiento del nivel freático, pozos de bombeo, aplicando vacío y por electro-ósmosis (Auvinet Guichard & Rodríguez Rebolledo, 2002).

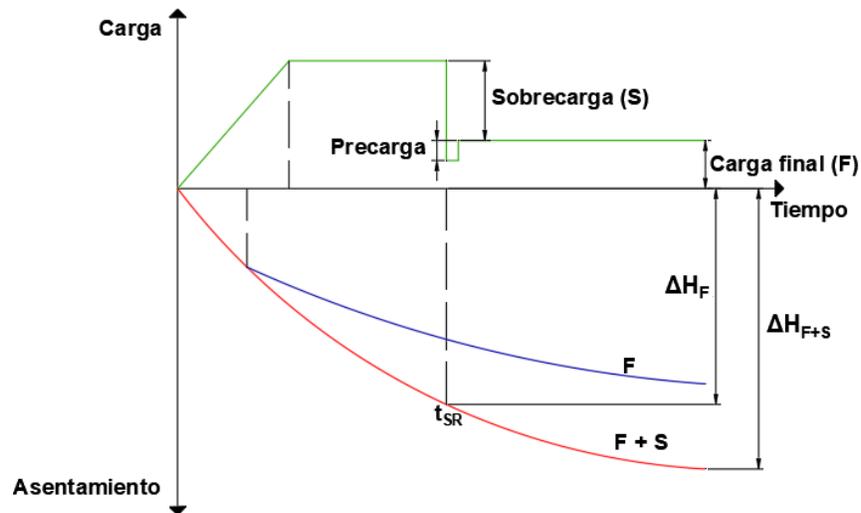


Figura 2.1. Precarga simple (modificado de Auvinet & Pérez, 2016).

2.1.2 Precarga con drenes verticales prefabricados

Para aumentar la eficacia de la precarga se pueden instalar drenes verticales, que se utilizan generalmente en tresbolillo; sin embargo, se requiere mucha precisión en el proceso constructivo, ya que se debe evitar en todo lo posible el remoldeo del suelo circundante, que disminuye la permeabilidad y aumenta el tiempo de consolidación del suelo (Auvinet Guichard & Rodríguez Rebolledo, 2002).

Los drenes más utilizados para acelerar el proceso de consolidación en suelos blandos son los drenes de arena y los drenes prefabricados. El Kamash *et al.* (2021) determinan mediante modelos físicos a escala y modelación numérica que los drenes verticales prefabricados y de arena aumentan la velocidad de consolidación, en comparación con la precarga simple. Además, se observó que los drenes verticales prefabricados provocan un asentamiento mayor respecto a los drenes de arena; sin embargo, estos últimos también tienen capacidad de soportar cargas verticales.

2. Marco teórico

Los drenes verticales prefabricados tienen la ventaja de usarse en suelos que son inestables cuando se realiza una excavación, estos drenes deben tener en la superficie una capa drenante, cuyo espesor varía de 0.5 a 1 m; adicionalmente, el drenaje de esta capa se debe realizar hacia trincheras o cárcamos (Auvinet Guichard & Rodríguez Rebolledo, 2002).

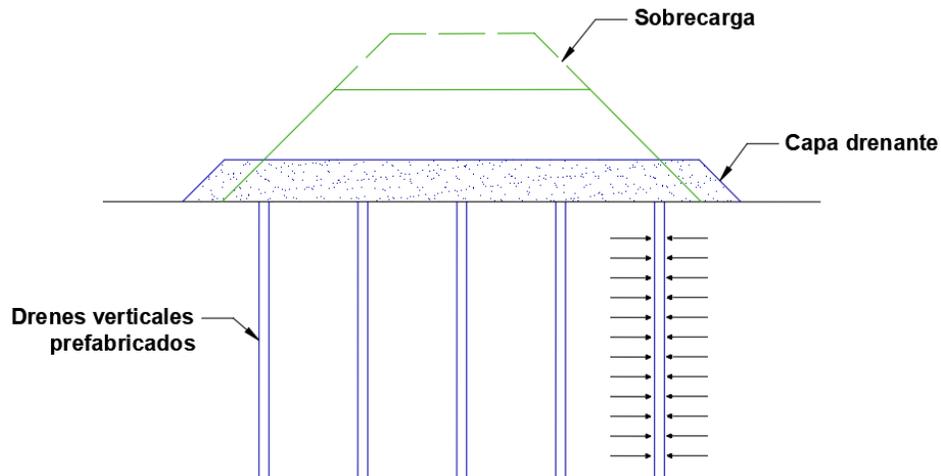


Figura 2.2. Drenes verticales prefabricados (modificado de Auvinet Guichard & Rodríguez Rebolledo, 2002).

El proceso de instalación de los drenes verticales prefabricados es relativamente rápido y sencillo y se pueden alcanzar profundidades de hasta 50 m. La instalación se realiza mediante una perforación estática en el interior de un tubo de perforación (mandril), el cual se fija a un mástil guía que está enganchado al brazo de una excavadora de oruga. En la base de la tubería de perforación, el dren va fijado a una zapata metálica que sirve de anclaje una vez se alcanza la profundidad requerida, posteriormente se procede al ascenso de la tubería de perforación y el dren se corta a unos 15 o 20 cm por encima del nivel del terreno, como se muestra en la Figura 2.3 (Turukmane *et al.*, 2019).

La función principal de los drenes, ya sean prefabricados o biodegradables, es disminuir la distancia que tiene que recorrer el agua dentro del suelo para ser drenada, lo que acelera el proceso de consolidación del suelo. Tedjakusuma (2012) presenta la mejora de un terreno en Indonesia con precarga y drenes verticales, en el cual el asentamiento obtenido utilizando precarga y drenes prefabricados fue el doble al obtenido solo con precarga.

Los drenes permiten la migración del agua en dirección horizontal, reduciendo así el exceso de presión de poro. Barron (1947) presenta la teoría de la consolidación inducida por drenes, teniendo en cuenta el remoldeo ocasionado por la instalación del dren y la resistencia al flujo. La zona de influencia de un dren se define como un círculo y la carga aplicada se distribuye uniformemente sobre esta área, como se muestra en la Figura 2.4.

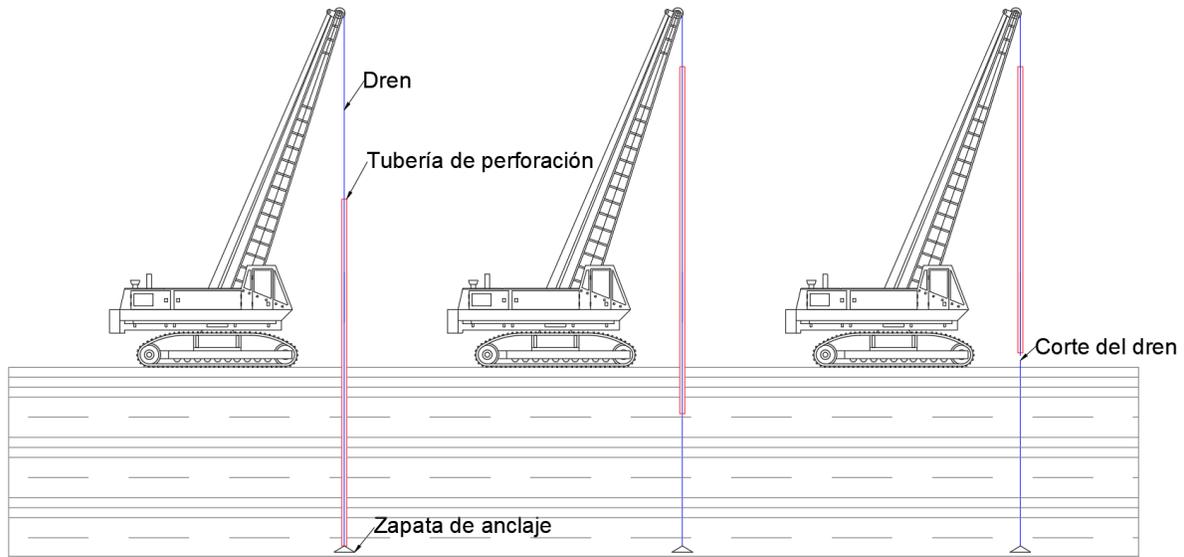
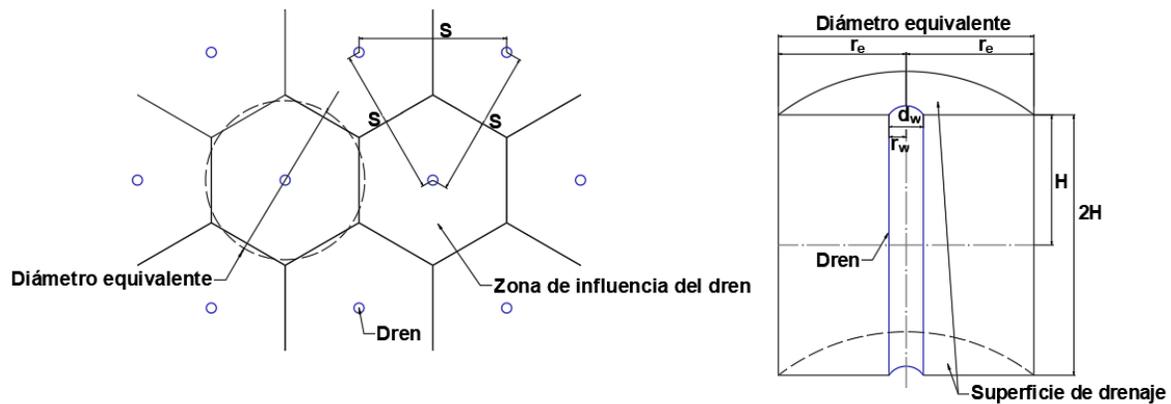


Figura 2.3. Proceso de instalación de drenes verticales prefabricados.



Nota: S = separación entre drenes; r_e = radio equivalente.

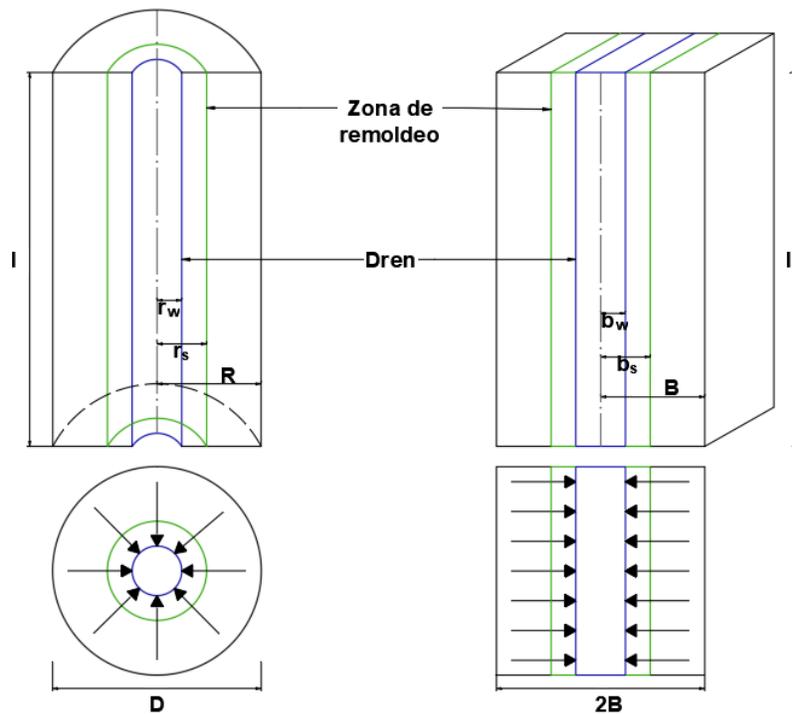
Figura 2.4. Esquema de un dren en planta y sección (modificado de Barron, 1947).

Indraratna *et al.* (2000) presentan un enfoque de deformación plana para modelar el comportamiento de terraplenes con drenes verticales construidos sobre suelos blandos. Este enfoque convierte las soluciones axisimétricas en un modelo de deformación plana equivalente, incorporando el efecto del remoldeo y la resistencia al flujo, como se muestra en la Figura 2.5.

Los autores analizan un caso histórico de un terraplén sobre arcillas blandas con drenes verticales en Malasia, los resultados obtenidos en campo se comparan con los resultados numéricos obtenidos en deformación plana, estos resultados muestran que al incluir en el análisis el efecto del remoldeo y la resistencia al flujo, los asentamientos calculados son muy aproximados a los medidos en campo, mientras que considerar un dren ideal, es decir, sin tener en cuenta el efecto del remoldeo y la resistencia al flujo, los asentamientos obtenidos son sobreestimados.

2. Marco teórico

El estudio demuestra que incluir la resistencia al flujo no es significativa en comparación con el efecto del remoldeo, esto debido a la longitud de los drenes.



Nota: I = longitud del dren; $r_w = b_w$ = radio del dren; $r_s = b_s$ = radio de la zona de remoldeo.

Figura 2.5. Conversión de una celda unitaria axisimétrica a deformación plana (modificado de Indraratna *et al.*, 2000).

Espinosa-Santiago & López-Acosta (2020) presentan el monitoreo del funcionamiento y la evaluación numérica de un terraplén de prueba de 2.8 m de altura y drenes verticales en la arcilla blanda del ex lago de Texcoco. El perfil estratigráfico típico de esta zona del valle de México está conformado por una costra superficial de aproximadamente 0.8 m de espesor, seguida por la formación arcillosa superior que puede llegar hasta los 30.5 m de profundidad, luego se encuentra la capa dura que llega hasta los 32 m de profundidad, a partir de dicha profundidad se encuentra la formación arcillosa inferior que alcanza los 44.40 m de profundidad, seguida de los depósitos profundos que llegan hasta los 50 m de profundidad, aproximadamente, y a partir de los cuales se encuentra la formación arcillosa profunda, localizada hasta los 70 m de exploración.

El tiempo de observación duró 4 años y dos meses, el suelo presente en esta zona es altamente compresible, las arcillas pueden tener hasta un 300 % de contenido de agua y una relación de vacíos que puede variar entre 7 y 9. La carga impuesta por el terraplén fue de 43.4 kPa; los drenes verticales que se instalaron en la formación arcillosa superior fueron 391 drenes de arena de 30 m de profundidad, con una separación de 2 m y 165 drenes prefabricados de 27 m de profundidad, con una separación de 3 m. El comportamiento del terraplén se simuló en PLAXIS 2D Y

3D, calculando los asentamientos y la presión de poro durante la etapa de construcción y observación, resultados que fueron analizados y comparados con los obtenidos en campo. Con base en los resultados obtenidos en campo, el asentamiento por disipación del exceso de presión de poro causado por el terraplén fue de aproximadamente 2 m y el asentamiento por consolidación secundaria fue de 0.62 m en la zona del terraplén con drenes de arena y de 0.71 m en la zona del terraplén con drenes prefabricados, dando como resultado al final del periodo de observación un asentamiento total de 2.61 m en la zona del terraplén con drenes de arena y de 2.71 m en la zona del terraplén con drenes prefabricados. Los resultados obtenidos mediante la modelación numérica proporcionan una buena aproximación de los asentamientos y presiones de poro obtenidos en campo, sin embargo, el exceso de presión de poro calculado por medio de la modelación es ligeramente mayor que el obtenido en campo.

2.1.3 Precarga con drenes verticales biodegradables

Como se menciona anteriormente, el uso de drenes verticales aumenta la eficacia de la precarga, sin embargo, los drenes verticales prefabricados están compuestos de polímeros, lo que los hace resistentes a la biodegradación ya que su estructura molecular es difícil de degradar, y pueden contaminar el agua presente en el subsuelo (Nguyen *et al.*, 2020).

La Figura 2.6 muestra un dren biodegradable compuesto por núcleos de fibra de coco y envuelto en una capa de fibra de yute y la estructura a nivel microscópico de una fibra de coco.

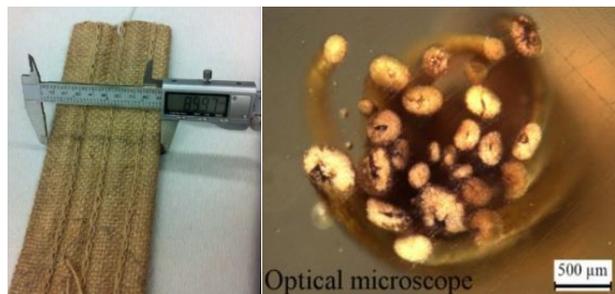


Figura 2.6. Estructura macroscópica y microscópica de un dren biodegradable (tomado de Nguyen *et al.*, 2020).

El proceso de obtención de la fibra de coco consta de varias etapas, inicialmente se tiene el coco entero, posteriormente es pelado y descascarado para ser pasado por una trituradora de coco, de la cual se obtiene fibra y polvo y finalmente se separa la fibra para darle dirección y forma. Todo el proceso para la obtención de la fibra de coco puede hacerse de forma manual o mediante diferentes maquinas en cada etapa (Alas, 2010).

La fibra de yute se encuentra en la capa periférica de su tallo, para la obtención de esta, los tallos de yute se dejan sumergidos en agua durante dos semanas aproximadamente, para que la extracción sea más sencilla, ya que esta se realiza

2. Marco teórico

de forma manual, una vez obtenida la fibra, esta se lava y se seca para su comercialización; los geotextiles de yute se fabrican tejiendo los hilos o fibras en telares motorizados (Nuñez; & Caballero, 2020).

Nguyen & Indraratna (2017) presentan la permeabilidad de drenes de fibra biodegradable, capturando sus micro características. Las fibras de coco y yute se han utilizado en los últimos años para remplazar los drenes prefabricados, sin embargo, este tipo de drenes tienen características muy variables en cuanto al tamaño de sus fibras, la forma y la uniformidad de las mismas, por lo tanto, el comportamiento hidráulico es complejo, además no hay muchas investigaciones que estudien dicho comportamiento. En el estudio realizado se determina la influencia de las micro características en la conductividad hidráulica de los drenes de fibra biodegradable, adoptando el enfoque analítico de Kozeny-Carman para predecir la permeabilidad de éstas. Adicionalmente, se utilizaron 44 paquetes de fibra de coco y 19 de fibra de yute para determinar experimentalmente la conductividad hidráulica de las fibras, en el estudio se utilizaron dos tipos de arreglo; el primero fue un arreglo sin torsión de las fibras, es decir, se colocaron paralelas; el segundo, un arreglo con torsión de las fibras alrededor de su eje longitudinal, como se muestra en la Figura 2.7.

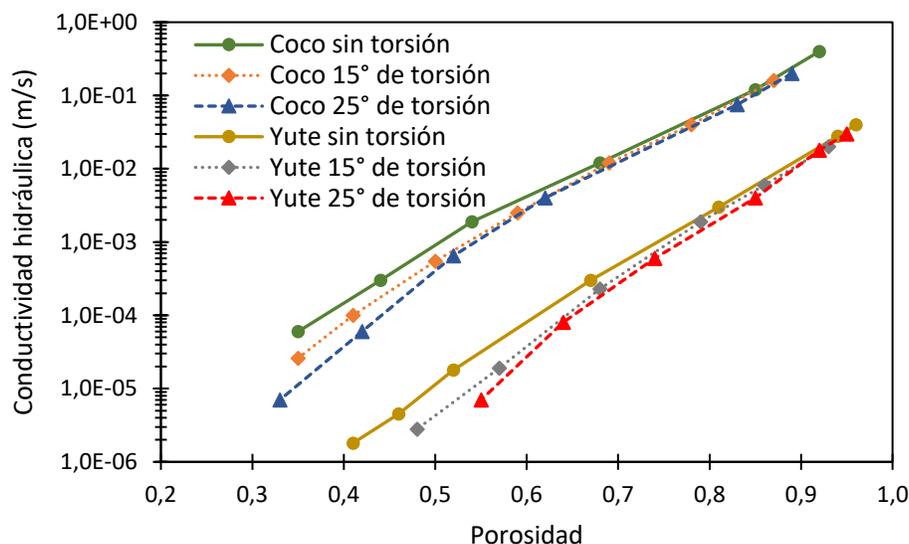


Figura 2.7. Conductividad hidráulica vs. porosidad para fibras con diferentes ángulos de torsión (modificado de Nguyen & Indraratna, 2017).

La densidad y el diámetro medio de las fibras se determinaron por medio de un microscopio, para las fibras de yute se obtuvo un diámetro medio de $41.8 \mu\text{m}$ y una densidad de $1,415 \text{ kg/m}^3$, y para las fibras de coco se obtuvo un diámetro medio de $235 \mu\text{m}$ y una densidad de $1,105 \text{ kg/m}^3$.

Los resultados de la investigación muestran que a mayor uniformidad de las fibras, mayor es la conductividad hidráulica de las mismas. Las fibras de coco presentan mayor conductividad hidráulica en comparación con las fibras de yute, ya que estas

últimas generalmente presentan mayor dispersión en el tamaño de sus fibras. La sección transversal de las fibras influye en su conductividad hidráulica, las fibras de yute tienen una sección casi poligonal y las fibras de coco tienen una sección casi redonda, por lo tanto, el yute tiene un factor de forma más grande y crea un área de contacto fluido-fibra mayor, lo que se traduce en una menor permeabilidad. El enfoque analítico de Kozeny-Carman muestra un resultado aceptable para predecir la conductividad hidráulica en medios porosos, como las fibras de coco y yute, esto para cierto rango de porosidad de las mismas, este método fue aceptable en fibras de coco para un rango de porosidad de 0.45 a 0.9, una constante de Kozeny de 10 y un coeficiente de variación de 20 %, también para un rango de porosidad de 0.55 a 0.9, una constante de Kozeny de 12 y un coeficiente de variación de 30 %. En fibras de yute el método fue aceptable para un rango de porosidad de 0.63 a 0.95, una constante de Kozeny de 9 y un coeficiente de variación de 40 %.

Nguyen *et al.* (2018a) presentan un enfoque numérico con elementos finitos para determinar la influencia que tiene la biodegradación de los drenes de fibras biodegradables en la consolidación del suelo, creando una subrutina que se incorpora al modelo de elementos finitos capaz de simular la reducción en la conductividad hidráulica del dren con el paso del tiempo. La biodegradación de las fibras biodegradables puede darse rápidamente si éstas se encuentran expuestas a climas cálidos o condiciones aeróbicas; sin embargo, las propiedades físicas y químicas de las fibras determinan el tiempo de biodegradación de las mismas, las fibras de yute tienen un contenido de lignina de 12 %, aproximadamente, y las fibras de coco tienen un contenido de lignina de 40 %, aproximadamente, dicho contenido proporciona resistencia a la biodegradación, lo que implica que las fibras de coco son más resistentes. En este estudio se asume que la capacidad de descarga disminuye con el tiempo, pero la longitud y el diámetro de las fibras permanecen constantes. La biodegradación de las fibras tiene un periodo intacto, el cual depende del tiempo que tardan las bacterias y hongos en colonizar el medio, como se muestra en la Figura 2.8; adicionalmente, este proceso se presenta con mayor rapidez en la superficie del suelo, por las condiciones que éste presenta, por lo tanto, la biodegradación varía con la profundidad.

Los resultados de la investigación muestran que la biodegradación parcial de los drenes puede retardar el proceso de consolidación del suelo, mientras menor sea la biodegradación del dren menor es el retraso en la disipación del exceso de presión de poro, por tal motivo es fundamental conocer las propiedades físicas y químicas del suelo (pH y contenido de sales) en la superficie, para detectar la presencia de microorganismos capaces de deteriorar rápidamente las fibras. Los resultados obtenidos con la modelación numérica muestran resultados aceptables en comparación con los datos experimentales.

2. Marco teórico

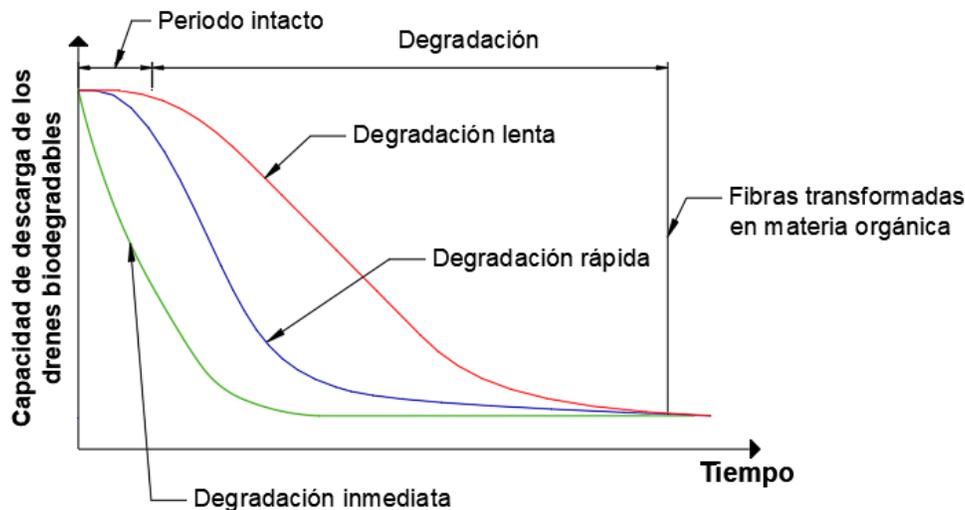
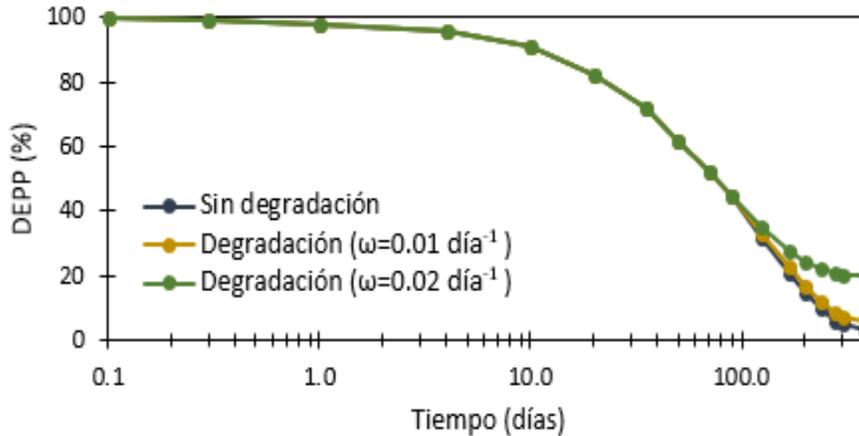


Figura 2.8. Disminución de la capacidad de descarga de un dren por la biodegradación de las fibras (modificado de Nguyen *et al.*, 2018a).

Nguyen *et al.* (2018b) presentan retos y soluciones de los drenes biodegradables, inicialmente muestran los obstáculos que se han tenido en la utilización de este tipo de drenes, como el costo en la mano de obra, las variaciones en cuanto a los materiales y su comportamiento y la biodegradación de las fibras. Posteriormente el estudio plantea soluciones para dichas limitaciones. Se realiza una investigación de laboratorio para determinar la capacidad de descarga en drenes de fibra de coco y yute para diferentes presiones de confinamiento; adicionalmente, se realiza una modelación de los drenes biodegradables que incluye métodos analíticos y numéricos para estudiar el comportamiento hidráulico de estos y el efecto de la biodegradación en la consolidación del suelo.

Los resultados de la investigación muestran que los drenes de fibra de coco y yute (4 núcleos de coco envueltos por una capa de fibra de yute) tienen una buena capacidad de descarga, de aproximadamente $0.51 \text{ m}^3/\text{día}$ a 10 kPa de presión de confinamiento. El tamaño, la forma y el ángulo de torsión de las fibras tienen gran influencia en la conductividad hidráulica del drenaje, a mayor diámetro de las fibras y mayor porosidad, hay mayor conductividad hidráulica. A medida que aumenta el coeficiente de variación de las fibras, disminuye la conductividad hidráulica de las mismas; a mayor ángulo de torsión de las fibras y menor porosidad, la conductividad hidráulica disminuye. La biodegradación de las fibras de yute puede volverse grave cuando el suelo contiene bacterias degradantes de celulosa, las fibras de coco tienen gran resistencia a la biodegradación debido a su contenido de lignina. Se encontró analítica y numéricamente que la reducción en la capacidad de descarga del dren debido a la biodegradación del mismo puede retrasar el proceso de consolidación hasta un 23 %, como se muestra en la Figura 2.9.



Nota: ω = coeficiente de deterioro; DEPP = disipación del exceso de presión de poro.

Figura 2.9. Disipación del exceso de presión de poro para diferentes degradaciones (modificado de Nguyen *et al.*, 2018b).

Nguyen *et al.* (2019) presentan la influencia que tiene la obstrucción del suelo en el rendimiento de los drenes de fibra de coco y yute. La investigación estudia el comportamiento de drenes biodegradables compuestos por 4 núcleos de fibra de coco envueltos por una capa de fibra de yute, los cuales presentan dos tipos de porosidad, los vacíos presentes entre fibras individuales y los vacíos entre paquetes de fibras. Se realizaron ensayos de laboratorio para determinar la influencia de la obstrucción en la capacidad de descarga de drenes biodegradables y compararlos con drenes prefabricados, estos ensayos se llevaron a cabo en tres etapas; la primera, el confinamiento del suelo arcilloso alrededor del dren; la segunda, determinar la capacidad de descarga del dren después de estar confinado y consolidado; y la tercera, determinar la influencia de la obstrucción del suelo en el dren.

La investigación muestra cómo el suelo puede obstruir y dañar la naturaleza porosa y las propiedades hidráulicas de los drenes. Los resultados indican que para un incremento inicial en la presión de confinamiento de 50 kPa, sólo hubo una reducción del 5 % en la porosidad del dren, mientras que para un incremento inicial en la presión de confinamiento de 100 kPa, la porosidad disminuyó en un 17 %, dando como resultado una reducción del 35 % en la capacidad de descarga, como se muestra en la Figura 2.10; por lo tanto, los drenes de fibra de coco y yute con grandes aberturas pueden acelerar el proceso de consolidación del suelo en comparación con los drenes prefabricados.

Nguyen *et al.* (2020) presentan una comparación entre drenes biodegradables con fibras de coco y yute y drenes prefabricados. En el estudio realizado se utilizan técnicas avanzadas con microscopio para observar y cuantificar diferentes propiedades estructurales mediante una observación a través de rayos X, y se definieron las propiedades geométricas de las diferentes fibras biodegradables. La investigación muestra que existen dos tipos de vacíos en los drenes de fibra biodegradable, los vacíos de cada paquete de fibra y los vacíos entre los diferentes

2. Marco teórico

paquetes de fibra que conforman el dren. Para drenes biodegradables y prefabricados con la misma porosidad inicial, a medida que aumenta la presión de confinamiento, la porosidad de los drenes biodegradables disminuye con mayor rapidez, pero esta disminución se vuelve insignificante para presiones de confinamiento mayores a 50 kPa, debido a que las fibras ya no pueden reorganizarse; adicionalmente se determina que la porosidad de cada paquete de fibra resiste mejor el esfuerzo de confinamiento, como se muestra en la Figura 2.11.

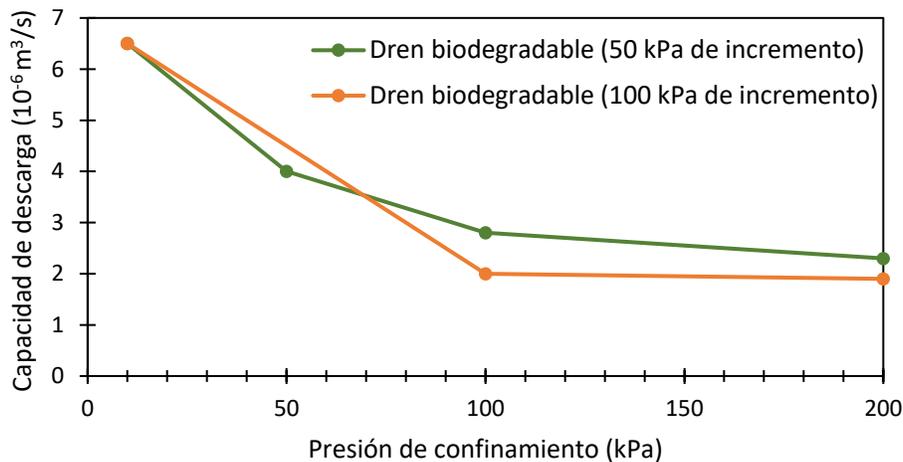


Figura 2.10. Capacidad de descarga para diferentes incrementos iniciales de presión (modificado de Nguyen *et al.*, 2019).

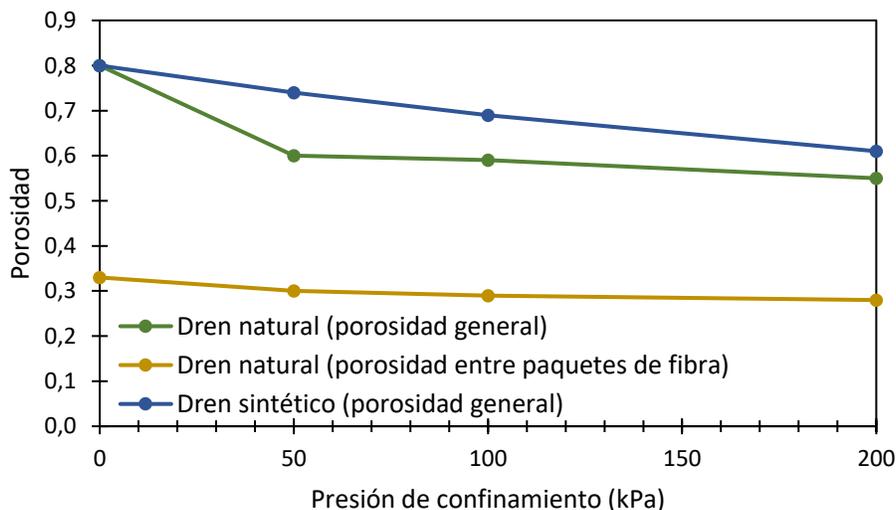


Figura 2.11. Variación de la porosidad con el incremento de la presión de confinamiento (modificado de Nguyen *et al.*, 2020).

Adicionalmente, para determinar en laboratorio el volumen de descarga de los drenes biodegradables, éstos se insertaron dentro de arcillas de Ballina, Australia y se generó un flujo de agua controlado desde el extremo inferior de la muestra y en

la parte superior de la misma se medía el volumen de descarga, en la prueba el esfuerzo de confinamiento se incrementó en un rango de 10 a 200 kPa por medio de una celda de presión, cada incremento se realizaba cuando la muestra estaba consolidada. La capacidad de descarga para el mismo esfuerzo de confinamiento y la misma porosidad inicial es mayor en drenes prefabricados que en drenes biodegradables, ya que en estos últimos hay mayor área de contacto entre la fibra y el fluido y por consiguiente mayor es la fricción del flujo, lo que ocasiona una menor capacidad de descarga, como se muestra en la Figura 2.12.

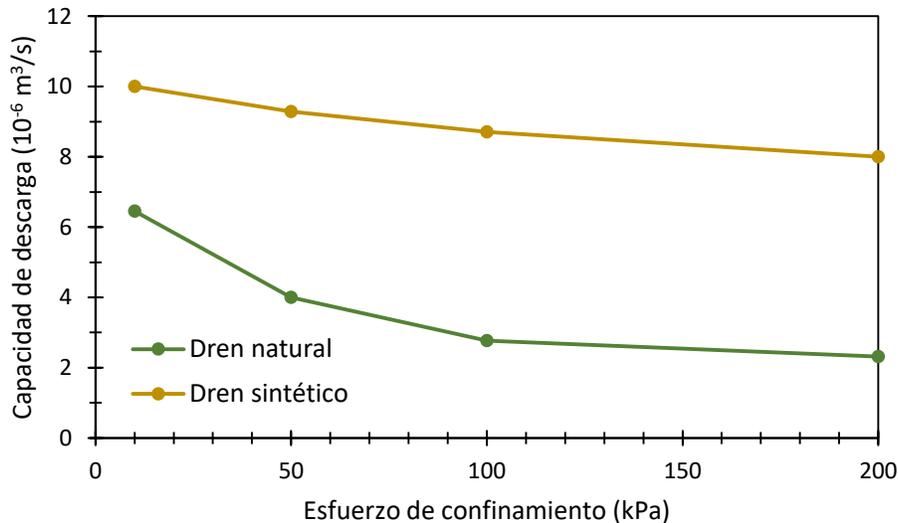


Figura 2.12. Variación de la capacidad de descarga con el incremento del esfuerzo de confinamiento (modificado de Nguyen *et al.*, 2020).

En el estudio se realizó una investigación de campo, en la cual se construyó un terraplén en un suelo blando en Ballina, Australia, donde se utilizaron drenes biodegradables y drenes prefabricados. La investigación muestra que los drenes biodegradables formados por fibras de coco y yute tienen la suficiente capacidad de descarga para acelerar la consolidación del suelo, ya que la mayor parte del suelo se aferra al exterior del dren y su sistema poroso interno permanece en buenas condiciones. La disipación del exceso de presión de poro ocasionado por la construcción del terraplén es similar en drenes biodegradables y prefabricados durante los primeros 700 días. Después de este tiempo esta disipación es menor en drenes biodegradables, sin embargo, el asentamiento medido en el terraplén de prueba es el mismo para ambos tipos de drenes. Luego de tres años de monitoreo en campo, la biodegradación no tuvo efecto en el proceso de consolidación del suelo, sin embargo, la resistencia a la tracción de los drenes biodegradables disminuyó considerablemente.

2.2 Consolidación de un suelo

Cuando un suelo experimenta un cambio en su estado de esfuerzos por la aplicación de cargas sobre el mismo, sufre una deformación causada por asentamiento inmediato, consolidación primaria y secundaria.

En suelos finos, la deformación producida por la aplicación de cargas generalmente no ocurre de forma inmediata, sino que se desarrolla a lo largo del tiempo, dando lugar a una disminución de volumen, proceso conocido como consolidación. Este proceso es unidimensional, ya que el desplazamiento lateral de las partículas es insignificante en comparación con el desplazamiento vertical de las mismas, debido a que el espesor de los estratos es pequeño en comparación con su longitud horizontal (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 2005).

La compresión resulta principalmente del reordenamiento de las partículas del suelo y en algunos casos de la deformación de estas, dando lugar a un aumento en la rigidez y la resistencia del suelo (Mesri & Feng, 2014).

Para determinar de forma aproximada la deformación que tendrán estos suelos en campo se utiliza comúnmente la prueba de laboratorio de consolidación unidimensional, sin embargo, hay diferentes factores que afectan los parámetros obtenidos en la curva de compresibilidad, como el efecto de alteración de la muestra, ya que generalmente las muestras que llegan a laboratorio tienen cierto grado de remoldeo, además de que el proceso de consolidación que se lleva a cabo en laboratorio ocurre en un tiempo muy corto, en comparación con el tiempo que tarda la consolidación del suelo en campo.

La prueba de consolidación unidimensional consiste en colocar una muestra de suelo en el interior de un anillo que proporciona confinamiento lateral a ésta; adicionalmente, se colocan dos piedras porosas en cada cara de la muestra, durante toda la prueba la muestra debe estar bajo agua. La carga sobre la muestra se aplica por medio de un brazo de palanca y la deformación del suelo se mide por medio de un micrómetro, un sensor de desplazamiento axial (electrónico o digital), DCDT o LVDT. A la muestra del suelo se le aplican incrementos de carga cada 24 horas, generalmente esta secuencia de esfuerzos se va duplicando (12, 25, 50, 100, 200, 400, 800 y 1600 kPa) y para cada incremento de esfuerzo se deben tomar lecturas del micrómetro (0.25, 1, 9, 16, 25, 36, 49, 64, 100 y 1440 minutos), actualmente en los laboratorios de mecánica de suelos ya se cuenta con sistemas de adquisición de datos que permite la toma de lecturas menos espaciadas en tiempo, sobre todo en los primeros minutos, luego de la aplicación de la carga.

La Figura 2.13 muestra la forma típica de la curva de consolidación en arcillas.

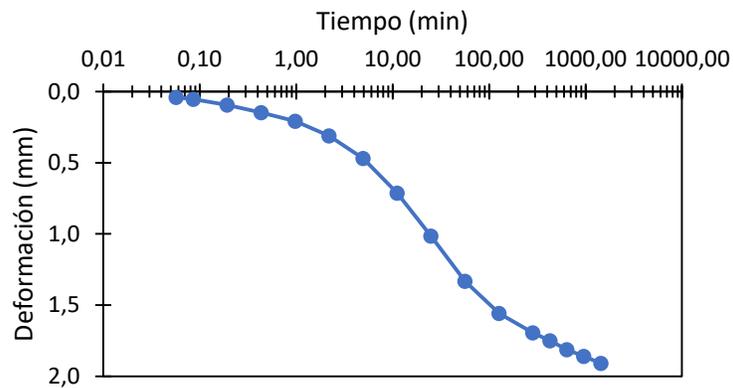


Figura 2.13. Forma típica de una curva de consolidación.

La curva de compresibilidad se obtiene con la relación de vacíos mínima que alcanza la muestra para cada incremento de esfuerzo, como se muestra en la Figura 2.14.

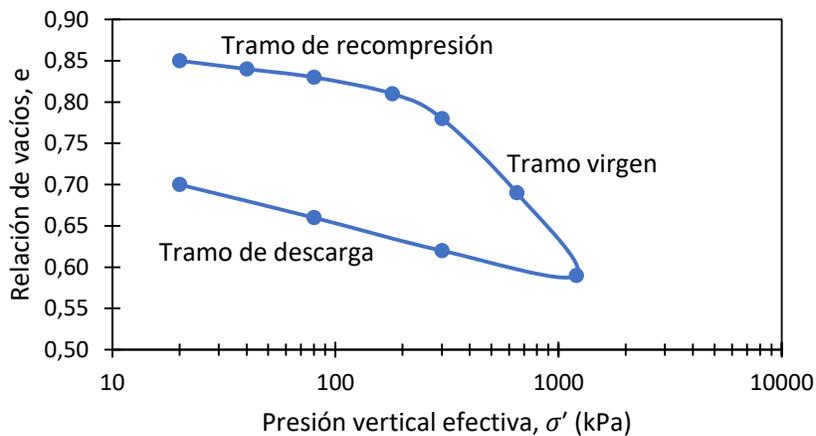


Figura 2.14. Forma típica de una curva de compresibilidad.

2.2.1 Hipótesis

Un estrato de arcilla saturada y confinada por dos estratos permeables, es sometida a un incremento de esfuerzos, dado que la arcilla tiene una baja permeabilidad y el agua es incompresible, el incremento de esfuerzo será tomado por el agua en un tiempo $t=0$, posteriormente, en un tiempo $0 < t < \infty$ el exceso de presión de poro se empezará a disipar gradualmente a medida que el agua sea drenada por los estratos permeables y el esfuerzo efectivo en la masa de suelo se incrementará. Finalmente, en un tiempo $t=\infty$ el exceso de presión de poro se disipará completamente, y el incremento de esfuerzo lo tomará la estructura del suelo.

Esfuerzo total en una masa de suelo:

2. Marco teórico

$$\sigma = \sigma' + u \quad (2.1)$$

donde:

σ : esfuerzo total.

σ' : esfuerzo efectivo.

u : presión de poro del agua.

Para un $t=0$:

$$\Delta\sigma = \Delta u \quad (2.2)$$

donde:

$\Delta\sigma$: incremento esfuerzo total.

Δu : incremento presión de poro del agua.

Para un $0 < t < \infty$:

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma' + \Delta u \quad (2.3)$$

donde:

$\Delta\sigma$: incremento esfuerzo total.

$\Delta\sigma'$: incremento esfuerzo efectivo.

Δu : incremento presión de poro del agua.

Para un $t=\infty$:

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma' \quad (2.4)$$

donde:

$\Delta\sigma$: incremento esfuerzo total.

$\Delta\sigma'$: incremento esfuerzo efectivo.

2.2.2 Asentamiento por consolidación primaria

Con los resultados obtenidos en el ensayo de consolidación unidimensional se calcula el asentamiento provocado por consolidación primaria, con la ecuación 2.5.

$$S_c = H \frac{\Delta e}{1 + e_0} \quad (2.5)$$

donde:

S_c : asentamiento por consolidación primaria.

H : espesor del estrato compresible.

Δe : cambio de la relación de vacíos.

e_0 : relación de vacíos inicial.

Para arcillas normalmente consolidadas, la curva de compresibilidad (e -log σ') presenta un comportamiento lineal, por lo tanto, el asentamiento se puede calcular con la ecuación 2.6.

$$S_c = \frac{C_c H}{1 + e_0} \log \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0} \right) \quad (2.6)$$

donde:

S_c : asentamiento por consolidación primaria.

C_c : índice de compresión.

H : espesor del estrato compresible.

e_0 : relación de vacíos inicial.

σ'_0 : presión de sobrecarga efectiva presente.

$\Delta\sigma'$: incremento esfuerzo efectivo.

Para arcillas preconsolidadas, el asentamiento se puede calcular como se muestra en las ecuaciones 2.7 y 2.8.

Si $\sigma'_0 + \Delta\sigma' \leq \sigma'_p$:

$$S_c = \frac{C_s H}{1 + e_0} \log \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0} \right) \quad (2.7)$$

donde:

S_c : asentamiento por consolidación primaria.

C_s : índice de expansión.

H : espesor del estrato compresible.

e_0 : relación de vacíos inicial.

σ'_0 : presión de sobrecarga efectiva presente.

$\Delta\sigma'$: incremento esfuerzo efectivo.

σ'_p : presión de preconsolidación.

2. Marco teórico

Si $\sigma'_0 + \Delta\sigma' > \sigma'_p$:

$$S_c = \frac{C_s H}{1 + e_0} \log\left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_0}\right) + \frac{C_c H}{1 + e_0} \log\left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_p}\right) \quad (2.8)$$

donde:

S_c : asentamiento por consolidación primaria.

C_s : índice de expansión (se obtiene gráficamente).

C_c : índice de compresión (se obtiene gráficamente).

H : espesor del estrato compresible.

e_0 : relación de vacíos inicial.

σ'_0 : presión de sobrecarga efectiva presente.

$\Delta\sigma'$: incremento esfuerzo efectivo.

σ'_p : presión de preconsolidación.

2.2.3 Grado de consolidación primaria

Para determinar en un estrato de suelo el valor del exceso de presión de poro y la relación de vacíos, en cualquier punto y para cualquier tiempo, se emplea la ecuación diferencial 2.9.

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (2.9)$$

$$C_v = \frac{k(1 + e)}{\gamma_w a_v} \quad (2.10)$$

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma} \quad (2.11)$$

donde:

u : exceso de presión de poro.

t : tiempo.

C_v : coeficiente de consolidación.

z : profundidad.

k : conductividad hidráulica.

e : relación de vacíos.

γ_w : peso volumétrico del agua.

a_v : coeficiente de compresibilidad (se considera constante para un incremento pequeño de presión).

Para solucionar la ecuación diferencial 2.9, es necesario definir condiciones iniciales y de frontera. Para un tiempo $t=0$, el exceso de presión de poro $u_0 = \Delta\sigma$ en todo el estrato de suelo; para un tiempo $t=1$, el exceso de presión de poro $u_0 = \Delta\sigma$ en la mitad del estrato, mientras que, en la frontera con los estratos permeables, el exceso de presión de poro $u=0$.

$$u(z, t) = \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2u_0}{M} \frac{\text{sen}Mz}{H} e^{(-M^2T_v)} \quad (2.12)$$

$$M = \frac{\pi}{2} (2m + 1) \quad (2.13)$$

$$T_v = \frac{C_v t}{H^2} \quad (2.14)$$

donde:

H : mitad del espesor del estrato compresible.

u_0 : exceso de presión de poro.

T_v : factor tiempo.

C_v : coeficiente de consolidación.

El grado de consolidación puntual para cualquier profundidad se calcula con la ecuación 2.15.

$$U_z(\%) = \left(1 - \frac{u_e}{u_0}\right) 100 \quad (2.15)$$

donde:

U_z : grado de consolidación puntual.

u_0 : exceso de presión de poro inicial.

u_e : presión de poro en cualquier punto.

2.2.4 Coeficiente de consolidación

El coeficiente de consolidación depende del incremento de carga sobre el espécimen de suelo, para determinar dicho coeficiente, existen dos métodos, el primero es el método del logaritmo del tiempo, propuesto en 1940 por Casagrande y Fadum, y el segundo es el método de la raíz cuadrada del tiempo, propuesto en 1942 por Taylor (Das, 2013).

2. Marco teórico

Con el método del logaritmo del tiempo se obtiene la deformación correspondiente al 50 % de la consolidación y su tiempo correspondiente (t_{50}), el coeficiente de consolidación se calcula con la ecuación 2.16.

$$C_v = \frac{T_{50}H_{dr}^2}{t_{50}} \quad (2.16)$$

donde:

C_v : coeficiente de consolidación.

T_{50} : factor tiempo, que para un grado de consolidación del 50 % vale 0.197.

H_{dr} : trayectoria de drenaje más larga durante el proceso de consolidación.

Con el método de la raíz cuadrada del tiempo se obtiene la deformación correspondiente al 90 % de la consolidación y su tiempo correspondiente ($\sqrt{t_{90}}$), el coeficiente de consolidación se calcula con la ecuación 2.17.

$$C_v = \frac{T_{90}H_{dr}^2}{t_{90}} \quad (2.17)$$

donde:

C_v : coeficiente de consolidación.

T_{90} : factor tiempo, que para un grado de consolidación del 90 % vale 0.848.

H_{dr} : trayectoria de drenaje más larga durante el proceso de consolidación.

2.3 Flujo de agua en un suelo

El suelo tiene vacíos interconectados entre si, por medio de los cuales el agua fluye de puntos de mayor energía a puntos de menor energía. La carga total en un determinado punto, de acuerdo a la ecuación de Bernoulli, es la suma de las cargas de velocidad, presión y posición; sin embargo, la velocidad del agua a través del suelo es despreciable, obteniendo así la expresión 2.18.

$$h = \frac{u}{\gamma_w} + Z \quad (2.18)$$

donde:

h : carga total.

u : presión.

γ_w : peso volumétrico del agua.

Z : altura.

La pérdida de carga entre dos puntos (A y B) se expresa de forma adimensional como se muestra en la ecuación 2.20.

$$i = \frac{\Delta h}{L} \quad (2.19)$$

$$\Delta h = h_A - h_B = \left(\frac{u_A}{\gamma_w} + Z_A \right) - \left(\frac{u_B}{\gamma_w} + Z_B \right) \quad (2.20)$$

donde:

i: gradiente hidráulico.

Δh : pérdida de carga.

L: distancia entre los puntos A y B.

Para determinar la velocidad de descarga del agua en suelos saturados se emplea la ecuación de Darcy.

$$v = ki \quad (2.21)$$

donde:

v: velocidad de descarga.

k: conductividad hidráulica.

i: gradiente hidráulico.

La permeabilidad de un suelo depende fundamentalmente de varios factores como la viscosidad del fluido, la distribución del tamaño de los poros, la distribución granulométrica, la relación de vacíos y el grado de saturación del suelo. En suelos arcillosos otros factores fundamentales son la concentración iónica y el espesor de agua absorbida.

El valor de la permeabilidad varía ampliamente dependiendo del tipo de suelo, este valor aumenta conforme aumenta el grado de saturación en el mismo. En la Tabla 2.1 se muestran valores típicos para suelos saturados (Das, 2001).

Tabla 2.1. Permeabilidad para diferentes tipos de suelo.

Tipo de suelo	Permeabilidad (cm/s)
Grava media a gruesa	$>10^{-1}$
Arena gruesa a fina	$10^{-1} - 10^{-3}$
Arena fina, arena limosa	$10^{-3} - 10^{-5}$
Limo, limo arcilloso, arcilla limosa	$10^{-4} - 10^{-6}$
Arcillas	10^{-7} o menor

2. Marco teórico

La permeabilidad de un suelo puede determinarse en campo o en laboratorio. A continuación, se explican brevemente los tipos de pruebas más comunes que se utilizan en laboratorio para dicho fin.

a) Prueba de la carga constante:

En este tipo de prueba de laboratorio, el suministro de agua debe ser de tal manera que la diferencia de carga entre la entrada y la salida permanezca constante en todo el desarrollo de la prueba. Una vez se ha establecido un flujo de agua constante, el agua se recolecta en una probeta durante un tiempo determinado.

El coeficiente de permeabilidad se expresa como se muestra en la ecuación 2.22.

$$k = \frac{Q * L}{A * h * t} \quad (2.22)$$

donde:

k : conductividad hidráulica.

Q : volumen de agua recolectada.

L : longitud del espécimen.

A : área de la sección transversal de la muestra de suelo.

t : tiempo de recolección del agua.

b) Prueba de la carga variable:

En este tipo de prueba de laboratorio, el agua de una bureta circula por medio del espécimen de suelo, la diferencia inicial de carga (h_1) se registra en un tiempo inicial igual a cero; posteriormente, se deja fluir el agua a través del suelo, registrando una diferencia final de carga (h_2) en un tiempo determinado.

El coeficiente de permeabilidad se expresa como se muestra en la ecuación 2.23.

$$k = 2.303 \frac{a_b * L}{A * t} \log_{10} \frac{h_1}{h_2} \quad (2.23)$$

donde:

k : conductividad hidráulica.

a_b : sección transversal de la bureta.

L : longitud del espécimen.

A : área de la sección transversal de la muestra de suelo

t : tiempo de recolección del agua.

2.4 Modelación numérica

Dada la complejidad de algunos problemas en ingeniería se recurre a la utilización del método de los elementos finitos, el cual determina el comportamiento de una estructura mediante una solución discontinua o discreta del sistema de ecuaciones diferenciales que conforman el problema. El método discretiza la estructura, es decir, la divide en elementos finitos que están interconectados por nodos (Vázquez & López, 2001).

Una vez se discretiza la estructura se hace un análisis por separado de cada elemento, estableciendo el equilibrio y la compatibilidad de desplazamientos en los nodos, originando así un sistema de ecuaciones algebraicas. La solución del sistema de ecuaciones es un método aproximado y mejora su aproximación cuando aumenta el número de elementos en que se discretiza la estructura (Vázquez & López, 2001).

El programa PLAXIS 8.2 funciona mediante el método de elementos finitos, e incorpora diferentes modelos constitutivos para caracterizar el suelo. A continuación se explican los modelos constitutivos que se utilizan en la modelación numérica desarrollada en esta tesis.

a) Modelo constitutivo Mohr Coulomb

Este modelo representa un comportamiento lineal elastoplástico perfecto y es recomendado para el análisis inicial de un problema considerado. La principal limitación del modelo es el número limitado de funciones para representar el comportamiento real del suelo. El criterio de falla de Mohr Coulomb utiliza los parámetros de resistencia del suelo (cohesión y fricción). En el caso de materiales no drenados, el modelo utiliza un ángulo de fricción igual a cero ($\phi=0$) y una cohesión igual a la cohesión no drenada (c_u); en este caso, el modelo no incrementa el esfuerzo cortante con la consolidación.

Cuando un suelo se somete a un cambio en su estado de esfuerzos, éste se comporta de una forma no lineal. La deformación del suelo depende del nivel de esfuerzo, la trayectoria de esfuerzos y el nivel de deformación. En el modelo de Mohr Coulomb la parte lineal elástica se basa en la ley de Hooke y la parte perfectamente plástica se basa en el criterio de falla de Mohr Coulomb.

La plasticidad representa la deformación irreversible de un material, los estados de deformación ubicados dentro de la superficie de elasticidad representan un comportamiento puramente elástico y las deformaciones son reversibles. En la Figura 2.15 se muestra la idea básica de un modelo elastoplástico perfecto.

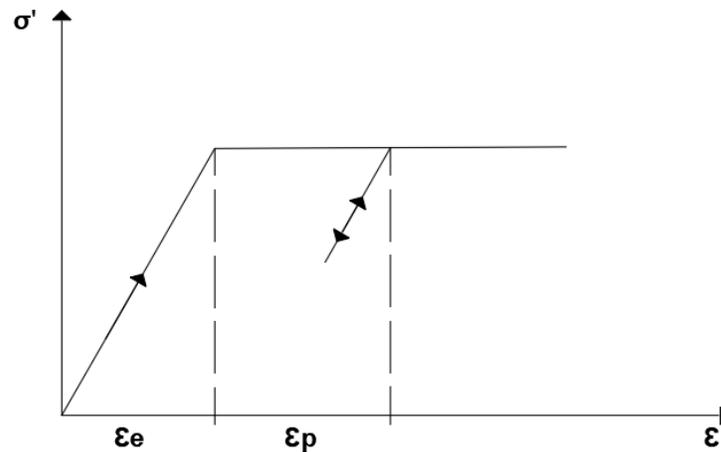


Figura 2.15. Modelo elastoplástico perfecto (modificado de PLAXIS, 2021).

Para determinar si la plasticidad ocurre o no en el suelo, se introducen un conjunto de funciones de fluencia (f), en términos de esfuerzos principales, cohesión y fricción. La condición $f = 0$ para todas las funciones, representadas gráficamente en el espacio de esfuerzos principales, forman una superficie de fluencia fija (cono hexagonal). Para diferentes estados de esfuerzos representados dentro de la superficie de fluencia fija, el comportamiento del material es completamente elástico, y las deformaciones son reversibles (Nieto & Camacho-tauta, 2014).

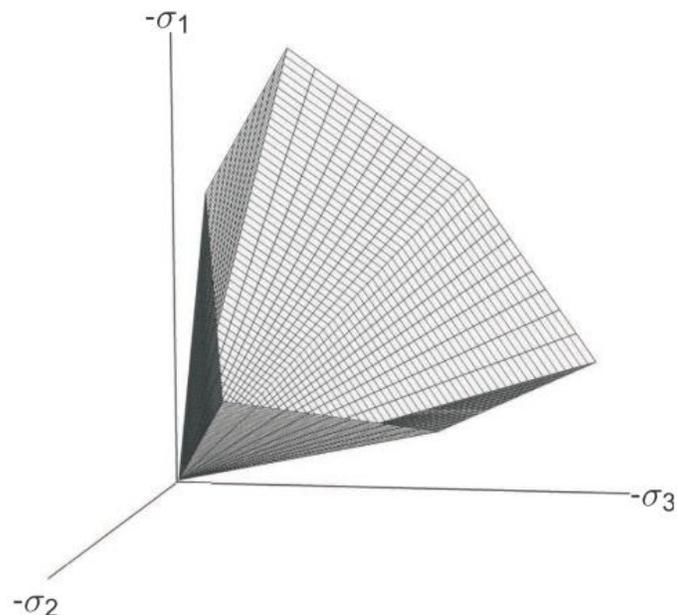


Figura 2.16. Superficie de fluencia del modelo Mohr Coulomb en el espacio de esfuerzos principales (tomado de PLAXIS, 2021).

Adicional a las funciones de fluencia, se definen funciones de potencial plástico, las cuales introducen el ángulo de dilatación, parámetro necesario para modelar incrementos positivos de deformación volumétrica.

Los parámetros requeridos para la modelación numérica son el módulo de Young (E), la relación de Poisson (ν), la cohesión (c), el ángulo de fricción (ϕ) y el ángulo de dilatación del suelo (ψ).

b) Modelo constitutivo Soft Soil

Este modelo está diseñado especialmente para la compresibilidad primaria de suelos arcillosos de alta compresibilidad. La principal limitación es que no se recomienda su uso para problemas de excavación, ya que el modelo apenas supera al modelo de Mohr Coulomb en problemas de descarga.

Las características principales del modelo Soft Soil son (PLAXIS, 2021):

- El esfuerzo es dependiente de la rigidez.
- Distinción entre carga primaria y descarga – recarga.
- Memoria del esfuerzo de preconsolidación.
- Comportamiento de falla según el criterio de Mohr Coulomb.

En el modelo Soft Soil se asume que existe una relación logarítmica entre los cambios de deformación volumétrica y los cambios de esfuerzos medios, el parámetro λ^* es el índice de compresión modificado que determina la compresibilidad primaria del suelo, y el parámetro k^* es el índice de expansión modificado que determina la compresibilidad del suelo en descarga y posterior carga. En la Figura 2.17 se puede observar la relación logarítmica mencionada.

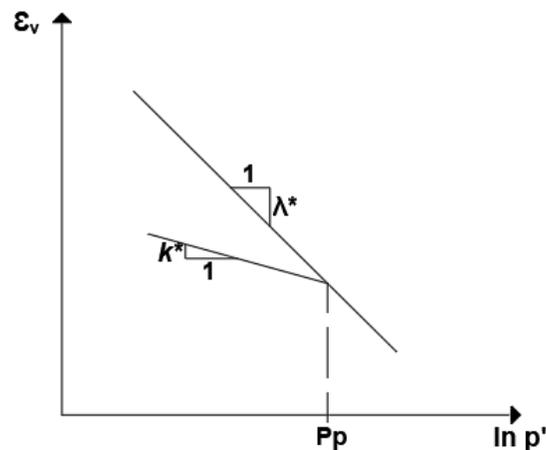


Figura 2.17. Relación logarítmica entre deformación volumétrica y esfuerzo medio (modificado de PLAXIS, 2021).

Los parámetros λ^* y k^* pueden ser obtenidos de una prueba de consolidación unidimensional, ya que están relacionados directamente con los índices de compresión (C_c) y expansión (C_s).

2. Marco teórico

$$\lambda^* = \frac{C_c}{2.3(1+e)} \quad (2.24)$$

$$k^* \approx \frac{2C_s}{2.3(1+e)} \quad (2.25)$$

Donde:

λ^* : índice de compresión modificado.

C_c : índice de compresión.

e : relación de vacíos.

k^* : índice de expansión modificado

C_s : índice de expansión.

La función de fluencia del modelo (f) se define con base en el estado de esfuerzos y el esfuerzo de preconsolidación del suelo, dicha función no es fija, sino que está en función de las deformaciones plásticas. Para $f = 0$ la función de fluencia describe una elipse en el plano $p' - \tilde{q}$, como se muestra en la Figura 2.18.

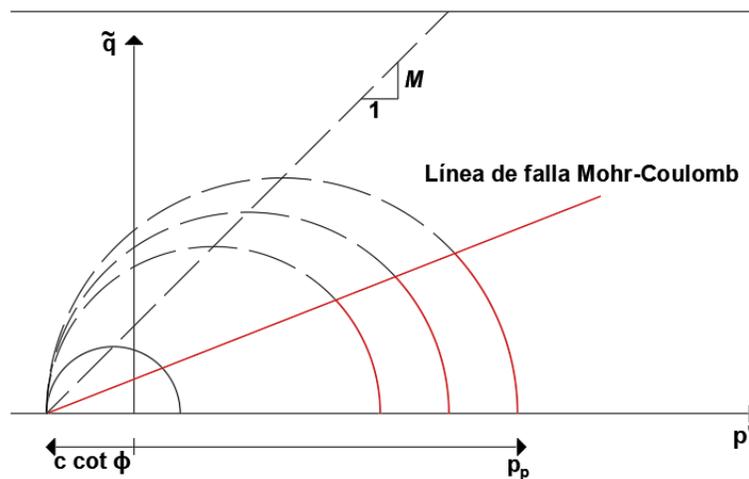


Figura 2.18. Superficie de fluencia del modelo Soft Soil en el plano $p' - \tilde{q}$ (modificado de PLAXIS, 2021).

La parte superior de todas las elipses que se muestran en la Figura 2.18 se encuentran en una línea con pendiente M , que es la línea del estado crítico y está definida por el ángulo de fricción del suelo. El esfuerzo de preconsolidación p_p determina la extensión de la elipse a lo largo del eje p' .

En el modelo Soft Soil, la función de fluencia describe una deformación volumétrica irreversible en la compresión primaria, este modelo utiliza una función de fluencia de tipo Mohr Coulomb perfectamente plástica para modelar el estado de falla, esta línea tiene una pendiente menor que la línea del estado crítico. La línea de falla

Mohr Coulomb es fija, sin embargo, la extensión de la elipse a lo largo del eje p' puede aumentar con la compresión primaria. La línea de falla es el límite del área de esfuerzos elásticos, la trayectoria de esfuerzos por debajo de la línea da incrementos de deformación elástica, mientras que las rutas de esfuerzos que crucen esta línea dan incrementos de deformación elástica y plástica.

Los parámetros requeridos para la modelación numérica son el índice de compresión modificado (λ^*), el índice de expansión modificado (k^*), la cohesión efectiva (c), el ángulo de fricción (ϕ) y el ángulo de dilatancia del suelo (ψ).

3 SOLUCIONES ANALÍTICAS EXISTENTES

3.1 Conductividad hidráulica de un dren biodegradable

Los drenes biodegradables se fabricaron por primera vez en 1987 en Singapur, utilizando fibras como el yute, el coco y la paja, sin embargo, esta última no es recomendable en la práctica debido a que tiene una baja resistencia a la tensión, lo que ocasiona problemas en la instalación del dren. Los drenes biodegradables generalmente constan de un filtro y de uno o varios núcleos, la función del filtro es retener las partículas del suelo e impedir que estas colmaten el dren, y la función principal del núcleo además de contribuir a la conductividad hidráulica del dren, es dar la rigidez suficiente al mismo para facilitar su instalación en campo (Nguyen *et al.*, 2016b).

Los drenes de fibra biodegradable como el coco y el yute, tienen características ingenieriles favorables y se biodegradan con el tiempo. El esquema típico de un dren biodegradable y su capacidad de descarga obtenida experimentalmente en diferentes estudios, se muestra en la Figura 3.1 (Nguyen *et al.*, 2018b).

Los drenes biodegradables generalmente están compuestos por cuatro núcleos de fibra de coco, los cuales a su vez están envueltos por una capa de fibra de yute. La capacidad de descarga de un dren biodegradable depende de la presión de confinamiento a la cual está sometido, a mayor presión de confinamiento menor es la capacidad de descarga del dren, ya que las fibras tienden a retorcerse y como consecuencia el agua tiene un camino más difícil por recorrer.

La conductividad hidráulica de los drenes biodegradables se puede estimar de forma analítica con el método de Kozeny-Carman, el cual es simple y permite calcular la permeabilidad de un medio poroso con la ecuación 3.1.

3. Soluciones analíticas existentes

$$K = \frac{1}{k_k A_0^2} \frac{n_f^3}{(1 - n_f)^2} \quad (3.1)$$

donde:

K : conductividad hidráulica.

n_f : porosidad.

k_k : constante de Kozeny (puede variar de 1 a 20).

A_0 : superficie específica del medio.

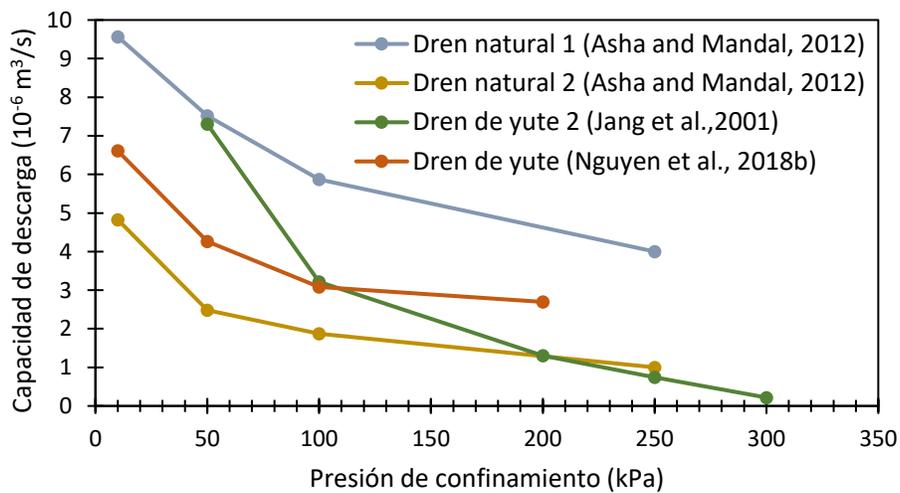
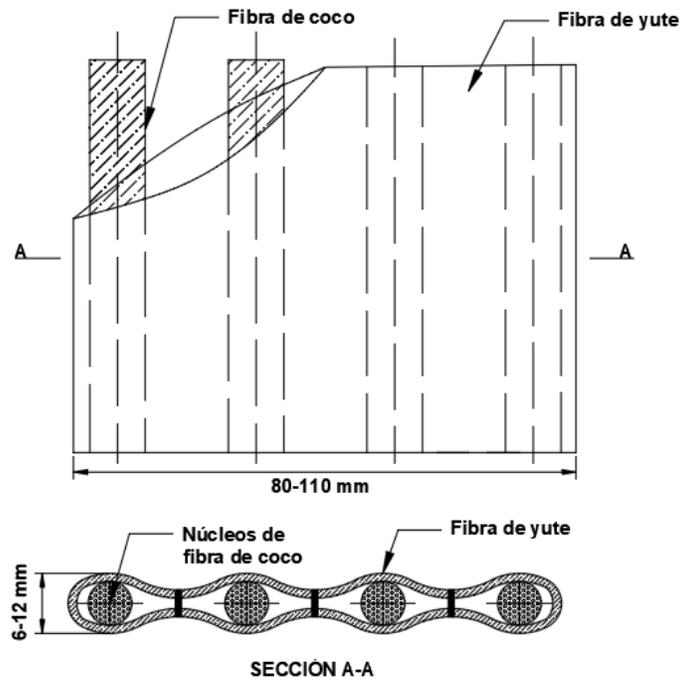


Figura 3.1. Esquema y capacidad de descarga de un dren biodegradable (modificado de Nguyen *et al.*, 2018b).

Si un medio consiste en fibras individuales con un cierto arreglo, la superficie específica del medio se convierte en la relación entre el perímetro y el área transversal de las fibras; por lo tanto, A_0 varía con la forma de las fibras. Si las fibras tienen una forma cilíndrica, la ecuación 3.1 puede reescribirse como se muestra en la ecuación 3.2 (Nguyen & Indraratna, 2017).

$$K = \frac{1}{16k_k} \left(\frac{\sum_{i=1}^n D_{f,i}^2}{\sum_{i=1}^n D_{f,i}} \right)^2 \frac{n_f^3}{(1 - n_f)^2} \quad (3.2)$$

donde:

$D_{f,i}$: diámetro de la fibra.

n : número de fibras del medio.

Si todas las fibras del medio son uniformes, la ecuación 3.2 se puede escribir como se muestra en la ecuación 3.3.

$$K = \frac{D_f^2}{16k_k} \frac{n_f^3}{(1 - n_f)^2} \quad (3.3)$$

Algunos autores consideran que la conductividad hidráulica es proporcional a $n_f^3/(1 - n_f)^2$, sin embargo, hay cierta variación al considerar otros parámetros en el método de Kozeny-Carman. Generalmente se utiliza la constante de Kozeny k_k independiente del diámetro de la fibra, la cual varía de acuerdo con las micro características del medio, como la porosidad y el arreglo de las fibras. Otros autores han simplificado más el método, combinando el diámetro de la fibra y la constante de Kozeny en un parámetro que también se determina empíricamente (Nguyen & Indraratna, 2017).

Las ecuaciones 3.1 y 3.2 son complejas de usar ya que se requiere determinar la superficie específica del medio y los diámetros de las fibras individuales, por lo tanto, es mejor utilizar un diámetro medio, que represente a todas las fibras.

3.2 Influencia de la biodegradación en el proceso de consolidación

Con base en estudios realizados por Nguyen *et al.* (2018b), los drenes biodegradables de fibra de coco y yute se degradan con el tiempo. La resistencia a la tracción se ve afectada por microorganismos presentes en el suelo, capaces de descomponer la fibra, esto se observó principalmente en suelos superficiales con mayor concentración de oxígeno. Las fibras de yute pierden aproximadamente el 80 % de su resistencia a la tracción, mientras que las fibras de coco muestran gran resistencia a la biodegradación por su gran contenido de lignina (40 %, aproximadamente), como se observa en la Figura 3.2.

3. Soluciones analíticas existentes

La lignina es un biopolímero natural abundante en plantas, y proviene del latín *lignum* = madera, la cual junto con la celulosa y hemicelulosa conforman la pared celular de las plantas, la distribución de estos tres componentes varía dependiendo del tipo de planta. La lignina se forma mediante la reacción de fotosíntesis, y tiene un alto contenido de carbono, además sus componentes aportan resistencia (Chávez Sifontes & Domine, 2013).

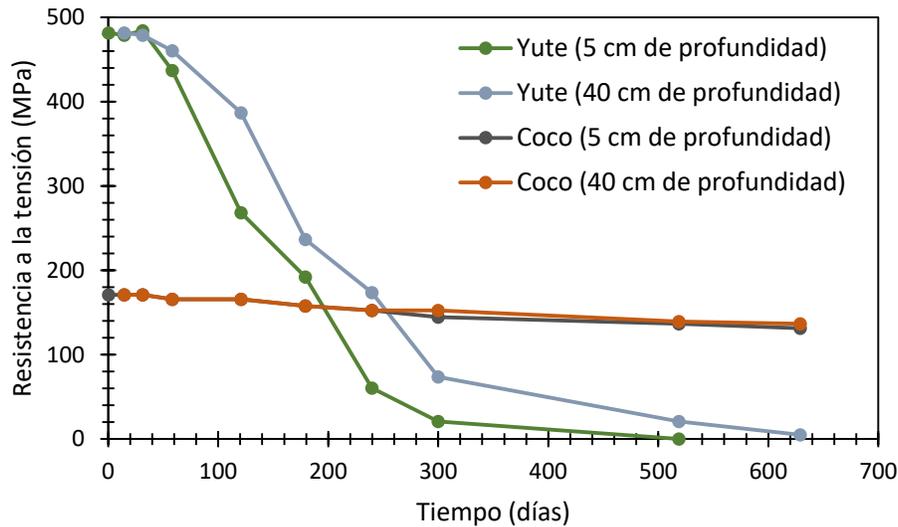


Figura 3.2. Pérdida de resistencia a la tensión de fibras biodegradables (modificado de Nguyen *et al.*, 2018b).

Cuando se utilizan materiales biodegradables como el coco y el yute para la fabricación de drenes, es muy importante estudiar la capacidad de absorción del material, ya que estos materiales sólo conducen agua una vez se alcanza la saturación del mismo. Asha & Mandal (2012) reportan que drenes biodegradables hechos con fibra de coco y yute alcanzan su máxima capacidad de absorción después de dos horas de permanecer sumergidos en agua, por lo tanto, después de este tiempo el dren está saturado.

Las fibras biodegradables deben funcionar adecuadamente como drenes verticales hasta que el suelo alcance la consolidación objetivo del diseño; ya que después estas fibras se convierten en materia orgánica del suelo. La disipación del exceso de presión de poro puede retardarse si la capacidad de descarga del dren disminuye significativamente como resultado de la biodegradación del mismo, por esto es muy importante estimar la consolidación radial de un dren biodegradable incluyendo el efecto de la biodegradación (Indraratna *et al.*, 2016).

La consolidación radial inducida por un dren vertical biodegradable se puede calcular con la ecuación 3.4 (Nguyen *et al.*, 2018b).

$$u + \frac{\gamma_w m_v d_e^2}{2k_h} \frac{d^2}{4} (\mu_{n,s} + \mu_q) \frac{du}{dt} = 0 \quad (3.4)$$

donde:

u : exceso de presión de poro.

γ_w : peso volumétrico del agua.

m_v : coeficiente de variación volumétrica.

d_e : diámetro de la zona de influencia.

k_h : conductividad hidráulica horizontal del suelo.

$\mu_{n,s}$: parámetro que tiene en cuenta el efecto del remoldeo y las zonas de influencia.

μ_q : indica la reducción en la capacidad de descarga.

Los drenes de fibra biodegradable tienen un periodo intacto en el cual no se degradan, ya que las bacterias y hongos tardan en colonizar el medio (Nguyen *et al.*, 2018a). Islam & Khan (2009) muestran que el rendimiento en laboratorio de un dren de yute es similar al de un dren prefabricado para un periodo de 28 días, aproximadamente. En un dren biodegradable, la capacidad de descarga disminuye con el tiempo debido a la biodegradación, pero si se asume que el diámetro y la longitud no varían con el tiempo, la ecuación 3.4 se puede escribir como se muestra en la ecuación 3.5.

$$u + f(t) \frac{du}{dt} = 0 \quad (3.5)$$

donde:

u : exceso de presión de poro.

$f(t)$: función de la capacidad de descarga variable con el tiempo.

La solución de la ecuación diferencial 3.5, para determinar la disipación del exceso de presión de poro con la reducción en la capacidad de descarga, se muestra en la ecuación 3.6.

$$u(t) = u_0 \exp\left(-\int_0^t \frac{1}{f(t)} dt\right) \quad (3.6)$$

donde:

u : exceso de presión de poro.

u_0 : exceso de presión de poro inicial.

3. Soluciones analíticas existentes

$f(t)$: función de la capacidad de descarga variable con el tiempo.

Con la ecuación 3.6, se puede determinar la consolidación radial del suelo para cualquier función de la capacidad de descarga variable con el tiempo. Con base en estudios biológicos realizados y usando modelos matemáticos para calcular el deterioro de fibras como el yute y la paja, se propone una reducción exponencial de la capacidad de descarga en drenes biodegradables a lo largo del tiempo (Nguyen *et al.*, 2016a).

$$q_w(t) = q_{w0}e^{-\omega t} \quad (3.7)$$

donde:

q_w : capacidad de descarga.

q_{w0} : capacidad de descarga inicial.

ω : coeficiente de deterioro.

Esta función exponencial para determinar la reducción en la capacidad de descarga de drenes biodegradables puede no ser la forma matemática más precisa, una mejor comprensión de la forma de deterioro de las fibras biodegradables puede mejorar la función propuesta para determinadas condiciones específicas del suelo, siendo necesarios datos de campo, como las condiciones ambientales del sitio, la acidez del suelo y la actividad biológica del mismo (Indraratna *et al.*, 2016).

Los modelos conceptuales de descomposición explican la heterogeneidad química del sustrato original y los cambios químicos y físicos originados por la actividad microbiana y por diferentes factores ambientales. Los modelos biogeoquímicos del suelo generalmente se formulan a través de un sistema de ecuaciones diferenciales ordinarias, en donde algunas soluciones analíticas obtenidas asumen una tasa de desintegración constante con el tiempo, como la que se muestra en la ecuación 3.7 (Manzoni *et al.*, 2012).

Nguyen *et al.* (2018a) determinan la reducción de la capacidad de descarga de un dren biodegradable por medio de un análisis de elemento finito, considerando la consolidación radial inducida por el dren y el efecto del remoldeo alrededor del dren causado por la instalación, obteniendo como resultado que mientras menor es la biodegradación del dren, menor es el retraso en la disipación del exceso de presión de poro. En el estudio asumen que la capacidad de descarga del dren biodegradable es proporcional a su conductividad hidráulica y al área transversal del mismo, como se muestra en la ecuación 3.8.

$$q_w(t) = k_w(t) * A_w \quad (3.8)$$

donde:

q_w : capacidad de descarga.

k_w : degradación de la conductividad hidráulica con el tiempo.

A_w : área transversal.

4 CASO DE ESTUDIO EN UN SUELO DEL VALLE DE MÉXICO

Gran parte del valle de México está formado por arcillas blandas de origen lacustre de gran espesor, las cuales presentan alta compresibilidad y baja resistencia al esfuerzo cortante. Para cubrir la demanda de agua en la ciudad, se ha extraído desde hace años agua del subsuelo, lo que ocasiona el abatimiento de las presiones de poro y da lugar al hundimiento regional.

La construcción de diferentes obras de infraestructura en suelos blandos genera asentamientos que pueden ocasionar diferentes tipos de daños a las construcciones, por lo tanto, una alternativa para acelerar el proceso de consolidación en un suelo blando y poder evitar este tipo de daños, es la construcción de terraplenes y drenes biodegradables.

En este trabajo se realiza un análisis de la aceleración del proceso de consolidación en un suelo del antiguo lago de Texcoco, los datos se toman de los resultados obtenidos en campo y laboratorio por Espinosa-Santiago & López-Acosta (2020). El perfil estratigráfico típico se muestra en la Tabla 4.1.

Tabla 4.1. Perfil típico de un suelo en el ex lago de Texcoco.

Estrato	Descripción	Espesor (m)	Peso volumétrico (kN/m ³)	Contenido de agua (%)
Costra superficial (CS)	Arcilla color café claro con un poco de arena	0.80	14.50	80.00
Formación arcillosa superior (FAS)	Arcilla gris verdosa altamente compresible, con lentes de ceniza volcánica y arena limosa	0.80 - 30.50	12.00	250.00

4. Caso de estudio en un suelo del valle de México

Tabla 4.1. Perfil típico de un suelo en el ex lago de Texcoco (*continuación*).

Estrato	Descripción	Espesor (m)	Peso volumétrico (kN/m ³)	Contenido de agua (%)
Capa dura (CD)	Arena limosa gris verdosa de consistencia dura	30.50 - 32.00	18.00	--
Formación arcillosa inferior (FAI)	Arcilla café verdosas entremezclada con arcilla gris de alta plasticidad y alto contenido de carbonato	32.00 - 44.40	13.00	152.00
Depósitos profundos (DP)	Arena limosa	44.40 - 50.00	19.00	--
Formación arcillosa profunda (FAP)	Arcilla de consistencia blanda a muy firme gris verdosa	50.00 - 60.00	15.00	--

La zona presenta una presión de poro piezométrica, ya que por el bombeo de agua en los estratos permeables se ha abatido la presión de poro hidrostática, en la Figura 4.1 se muestra un perfil típico de presión de poro versus profundidad (Espinosa-Santiago & López-Acosta, 2020).

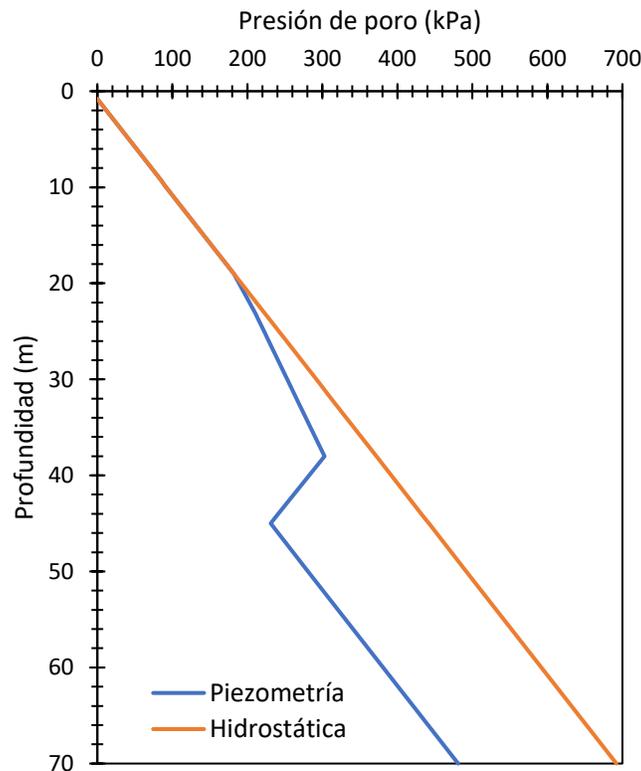


Figura 4.1. Perfil piezométrico típico en el ex lago de Texcoco (modificado de Espinosa-Santiago & López-Acosta, 2020).

El estado de esfuerzos del terreno se muestra en la Figura 4.2 y se evidencia que el esfuerzo efectivo máximo en el terreno a la profundidad de la influencia de los drenes (30 m) es de 120 kPa, aproximadamente.

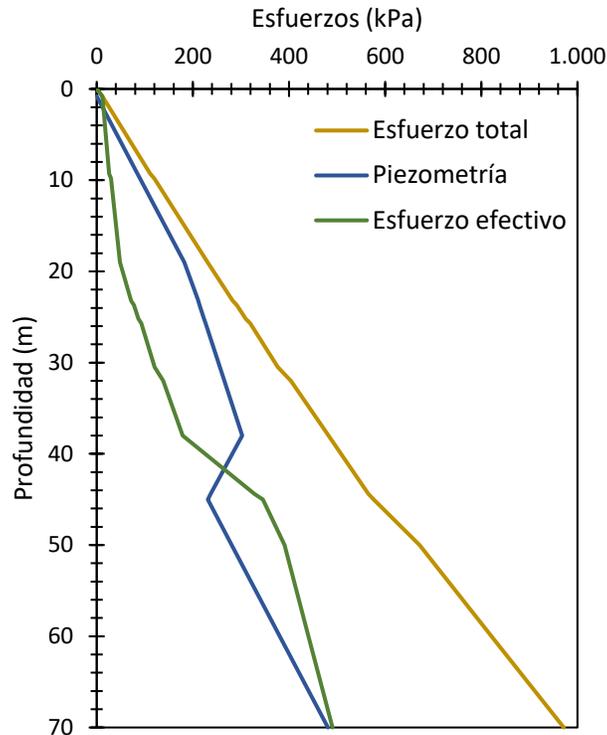


Figura 4.2. Esfuerzos en el terreno (modificado de Espinosa-Santiago & López-Acosta, 2020).

4.1 Cálculo de la conductividad hidráulica en drenes biodegradables

En el presente estudio se utiliza un arreglo típico de un dren biodegradable como el que se muestra en la Figura 3.1, estos drenes están compuestos por fibra de coco y yute. La fibra de coco es el resultado del procesamiento de las cáscaras de coco, las cuales son obtenidas después de la trituración de estas. Hay dos tipos de fibra de coco, la fibra café extraída de cocos maduros y la fibra blanca extraída de cocos inmaduros (Arathi *et al.*, 2022). La materia prima proviene comúnmente de la palma de coco (familia *Palmáceae* y de la especie *Cocos nucifera L.*) que es uno de los árboles más característicos de las zonas tropicales.

La fibra de coco posee más de un 90 % de porosidad y un porcentaje de materia orgánica de aproximadamente 93 %, al ser un producto de origen vegetal (compuesto principalmente por celulosa) se biodegrada con el tiempo, por lo tanto, es amigable con el medio ambiente. La composición química de la fibra de coco en términos generales es de 44 % de celulosa y de 45 % de lignina, aproximadamente (Arathi *et al.*, 2022).

4. Caso de estudio en un suelo del valle de México

El yute pertenece al género *Corchorus*, el cual tiene más de 30 especies, de las cuales *C. capsularis* (conocida como el yute blanco) y *C. olitorius* (conocida como el yute de Tossa) son utilizados para la producción de fibra. La composición química del yute en términos generales es de 59 a 61 % de celulosa y de 12 a 14 % de lignina (Sanyal, 2017).

La fibra de yute se obtiene del tallo principal de la planta, es un material con alta resistencia a la tensión, al ser un producto de origen vegetal (compuesto principalmente por celulosa) se biodegrada con el tiempo, por lo tanto, es amigable con el medio ambiente.

Las fibras de coco y yute que se utilizan para la fabricación de drenes biodegradables poseen una estructura porosa compleja, ya que todas las fibras no son del mismo tamaño y generalmente se encuentran desordenadas y retorcidas.

Una forma analítica para predecir la permeabilidad de estas fibras biodegradables, es por medio de la ecuación de Kozeny-Carman. Este método semiempírico requiere la constante k_k que depende de las micro características del medio, como la porosidad, la disposición de la fibra y la densidad de éstas.

Para simplificar la ecuación de Kozeny-Carman presentada en los capítulos anteriores, se asume que todas las fibras tienen un diámetro uniforme y que su disposición en el dren es paralela; adicionalmente, la constante k_k no varía con el cambio de la porosidad en el tiempo. Finalmente, la permeabilidad de un medio poroso se calcula con la ecuación 4.1.

$$K = \frac{D_f^2}{16k_k} \frac{n_f^3}{(1 - n_f)^2} \quad (4.1)$$

donde:

K : conductividad hidráulica.

n_f : porosidad.

k_k : constante de Kozeny (puede variar de 1 a 20).

D_f : diámetro medio de las fibras.

El diámetro medio de las fibras se determina en laboratorio mediante un microscopio. Con base en estudios realizados por Nguyen & Indraratna (2017), la fibra de yute tiene un diámetro medio de 41.80 μm y una densidad de 1,415 kg/m^3 , y la fibra de coco tiene un diámetro medio de 235 μm y una densidad de 1,105 kg/m^3 . Adicionalmente, la constante k_k varía según la porosidad del dren y sus micro características, en la Tabla 4.2. se puede observar los valores del coeficiente de variación, constante de Kozeny y rango de porosidad para los cuales el enfoque analítico de Kozeny-Carman mostró un grado aceptable de precisión con los datos experimentales.

Mejoramiento de suelos utilizando drenajes biodegradables

Para determinar la permeabilidad de las fibras de coco y yute, se utilizan los parámetros obtenidos en el estudio realizado por Nguyen & Indraratna (2017), como se muestra en la Tabla 4.2.

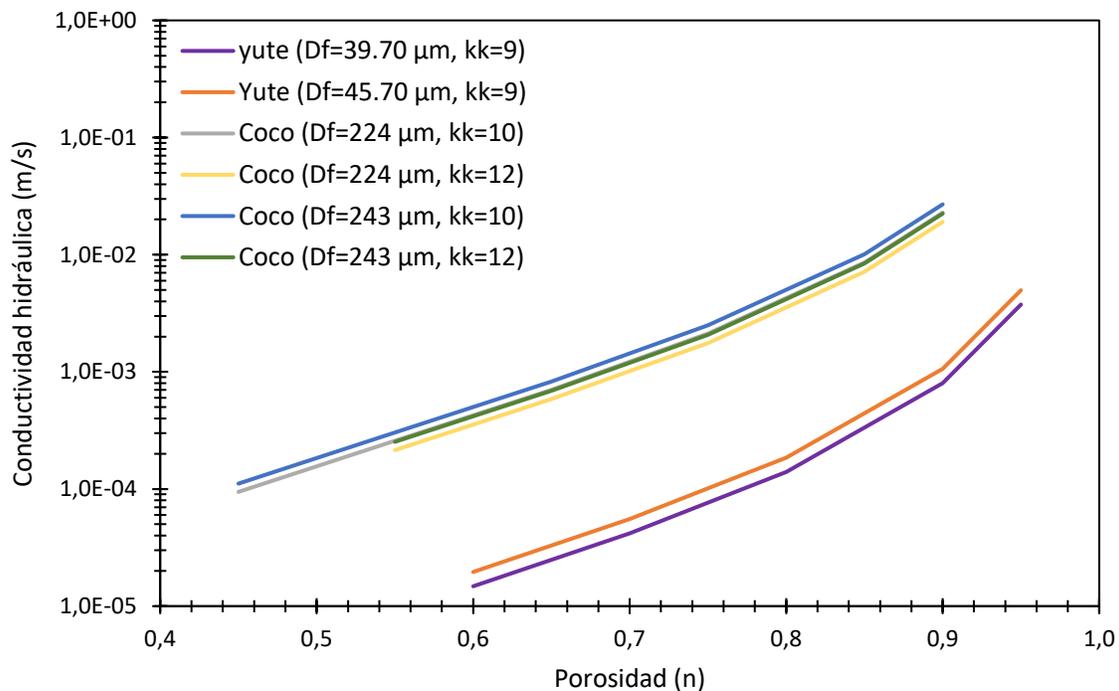
Tabla 4.2. Conductividad hidráulica de fibras de coco y yute (tomado de Nguyen & Indraratna (2017)).

Fibra	Diámetro medio (D_f) (μm)	Coefficiente de variación (%)	Constante de kozeny (k_k)	Rango de porosidad	Porosidad (n_f)	Conductividad hidráulica (k) (m/s)			
Yute	39.70	40.00	9.00	0.60 - 0.95	0.60	1.48×10^{-5}			
					0.70	4.17×10^{-5}			
					0.80	1.40×10^{-4}			
					0.90	7.98×10^{-4}			
					0.95	3.75×10^{-3}			
	45.70	40.00	9.00	0.60 - 0.95	0.60	1.96×10^{-5}			
					0.70	5.53×10^{-5}			
					0.80	1.86×10^{-4}			
					0.90	1.06×10^{-3}			
					0.95	4.97×10^{-3}			
Coco	224.00	20.00	10.00	0.45 - 0.90	0.45	9.45×10^{-5}			
					0.55	2.58×10^{-4}			
					0.65	7.03×10^{-4}			
					0.75	2.12×10^{-3}			
					0.85	8.56×10^{-3}			
					0.90	2.29×10^{-2}			
					30.00	12.00	0.55 - 0.90	0.55	2.15×10^{-4}
	0.65	5.86×10^{-4}							
	0.75	1.76×10^{-3}							
	0.85	7.13×10^{-3}							
	0.90	1.91×10^{-2}							
	243.00	20.00	10.00	0.45 - 0.90				0.45	1.11×10^{-4}
								0.55	3.03×10^{-4}
					0.65	8.27×10^{-4}			
0.75					2.49×10^{-3}				
0.85					1.01×10^{-2}				
0.90					2.69×10^{-2}				
30.00					12.00	0.55 - 0.90	0.55	2.53×10^{-4}	
	0.65	6.89×10^{-4}							
	0.75	2.08×10^{-3}							
	0.85	8.39×10^{-3}							
	0.90	2.24×10^{-2}							

4. Caso de estudio en un suelo del valle de México

La conductividad hidráulica de las fibras de coco y yute se calcula considerando un coeficiente de variación, es decir, qué tanto varían los diámetros de la fibra con respecto a su media aritmética. Adicionalmente, de acuerdo con las micro características de las fibras y con base en resultados de laboratorio obtenidos por Nguyen & Indraratna (2017), se define una constante de Kozeny k_k y un rango de porosidad en el cual la permeabilidad por medio del método Kozeny-Carman coincide con los valores experimentales; que se obtienen en ensayos de laboratorio, aplicando a las fibras un flujo de agua unidireccional, en el ensayo se inyecta agua a baja presión en un tubo de superficie interna lisa que contiene a las fibras, y se mide el agua a la salida de la tubería, para calcular la conductividad hidráulica de las fibras con base en el volumen de agua descargada y en el tiempo que tarda.

En la Figura 4.3 se presentan los resultados de la conductividad hidráulica para las fibras biodegradables (Nguyen & Indraratna 2017).



Nota: Df = diámetro medio de las fibras; kk = constante de Kozeny.

Figura 4.3. Conductividad hidráulica de fibras de coco y yute.

Como se observa en la Figura 4.3, las fibras de coco tienen mayor conductividad hidráulica que las fibras de yute, esto debido principalmente al tamaño del diámetro medio de sus fibras y a la forma redondeada de su sección transversal. También se evidencia, que a mayor porosidad mayor es la conductividad hidráulica de las fibras, ya que el agua puede fluir con mayor facilidad a través de los poros de éstas.

4.2 Cálculo de la influencia de la biodegradación en el proceso de consolidación

Con base en el estudio realizado por Nguyen *et al.* (2018b), para incorporar la biodegradación en el proceso de consolidación, se tiene en cuenta que la capacidad de descarga del dren se reduce con el tiempo y es una función exponencial, como se muestra en la ecuación 4.2.

$$q_w(t) = q_{w0}e^{-\omega t} \quad (4.2)$$

donde:

q_w : capacidad de descarga.

q_{w0} : capacidad de descarga inicial.

ω : coeficiente de deterioro.

Con base en la ecuación 4.2, se calcula la reducción de la capacidad de descarga de drenes biodegradables, teniendo en cuenta la presión de confinamiento y la capacidad hidráulica del dren que se muestran en la Tabla 4.3, dichos valores iniciales se toman de los resultados de laboratorio obtenidos por Nguyen *et al.* (2018b).

Se asumen dos coeficientes de deterioro ($\omega=0.01 \text{ día}^{-1}$ y $\omega=0.02 \text{ día}^{-1}$) para el cálculo de reducción de la conductividad hidráulica del dren, para un tiempo máximo de 300 días, como se muestra en las Tablas 4.4 a 4.6.

Tabla 4.3. Confinamiento y capacidad de descarga de drenes biodegradables.

Presión de confinamiento (kPa)	Capacidad de descarga (m ³ /s)	Capacidad de descarga (m ³ /día)
25.00	6.50×10 ⁻⁶	0.5616
50.00	4.20×10 ⁻⁶	0.3629
100.00	3.00×10 ⁻⁶	0.2592

Tabla 4.4. Reducción capacidad de descarga para una presión de confinamiento de 25 kPa.

Tiempo (días)	Reducción capacidad de descarga para una presión de confinamiento de 25 kPa (m ³ /día)	
	ω (día ⁻¹)	ω (día ⁻¹)
	0.01	0.02
0.10	0.5610	0.5605
0.50	0.5588	0.5560
1.00	0.5560	0.5505
2.00	0.5505	0.5396

4. Caso de estudio en un suelo del valle de México

Tabla 4.4. Reducción capacidad de descarga para una presión de confinamiento de 25 kPa (continuación).

Tiempo (días)	Reducción capacidad de descarga para una presión de confinamiento de 25 kPa (m ³ /día)	
	ω (día ⁻¹)	ω (día ⁻¹)
	0.01	0.02
6.00	0.5289	0.4981
8.00	0.5184	0.4786
10.00	0.5082	0.4598
20.00	0.4598	0.3765
30.00	0.4160	0.3082
40.00	0.3765	0.2523
50.00	0.3406	0.2066
60.00	0.3082	0.1692
70.00	0.2789	0.1385
80.00	0.2523	0.1134
100.00	0.2066	0.0760
200.00	0.0760	0.0103
300.00	0.0280	0.0014

Nota: ω = coeficiente de deterioro.

Tabla 4.5. Reducción capacidad de descarga para una presión de confinamiento de 50 kPa.

Tiempo (días)	Reducción capacidad de descarga para una presión de confinamiento de 50 kPa (m ³ /día)	
	ω (día ⁻¹)	ω (día ⁻¹)
	0.01	0.02
0.10	0.3625	0.3622
0.50	0.3611	0.3593
1.00	0.3593	0.3557
2.00	0.3557	0.3487
4.00	0.3487	0.3350
6.00	0.3417	0.3218
8.00	0.3350	0.3092
10.00	0.3283	0.2971
20.00	0.2971	0.2432
30.00	0.2688	0.1992
40.00	0.2432	0.1631
50.00	0.2201	0.1335
60.00	0.1992	0.1093
70.00	0.1802	0.0895

Tabla 4.5. Reducción capacidad de descarga para una presión de confinamiento de 50 kPa (continuación).

Tiempo (días)	Reducción capacidad de descarga para una presión de confinamiento de 50 kPa (m ³ /día)	
	ω (día ⁻¹)	ω (día ⁻¹)
	0.01	0.02
80.00	0.1631	0.0733
100.00	0.1335	0.0491
200.00	0.0491	0.0066
300.00	0.0181	0.0009

Nota: ω = coeficiente de deterioro.

Tabla 4.6. Reducción capacidad de descarga para una presión de confinamiento de 100 kPa.

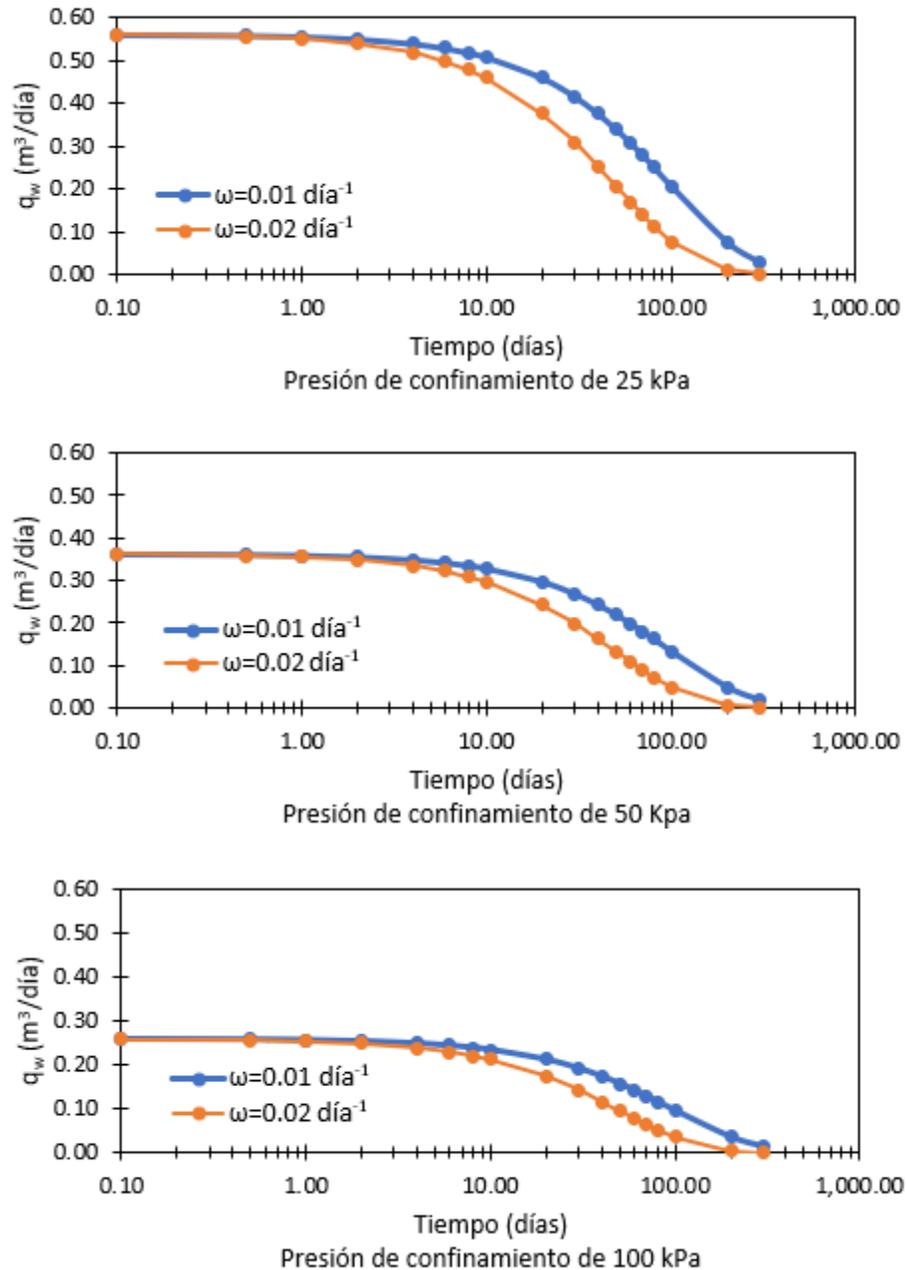
Tiempo (días)	Reducción capacidad de descarga para una presión de confinamiento de 100 kPa (m ³ /día)	
	ω (día ⁻¹)	ω (día ⁻¹)
	0.01	0.02
0.10	0.2589	0.2587
0.50	0.2579	0.2566
1.00	0.2566	0.2541
2.00	0.2541	0.2490
4.00	0.2490	0.2393
6.00	0.2441	0.2299
8.00	0.2393	0.2209
10.00	0.2345	0.2122
20.00	0.2122	0.1737
30.00	0.1920	0.1423
40.00	0.1737	0.1165
50.00	0.1572	0.0954
60.00	0.1423	0.0781
70.00	0.1287	0.0639
80.00	0.1165	0.0523
100.00	0.0954	0.0351
200.00	0.0351	0.0047
300.00	0.0129	0.0006

Nota: ω = coeficiente de deterioro.

A mayor presión de confinamiento, menor es la capacidad de descarga de un dren biodegradable; adicionalmente, el coeficiente de deterioro influye directamente en la reducción de dicha capacidad, mientras mayor es éste, más rápida es la reducción. En la Figura 4.4 se ve gráficamente la disminución de la capacidad de

4. Caso de estudio en un suelo del valle de México

descarga, de acuerdo con el coeficiente de deterioro (ω) y a la presión de confinamiento del dren obtenidos por Nguyen *et al.* (2018b).



Nota: q_w = capacidad de descarga; ω = coeficiente de deterioro.

Figura 4.4. Reducción capacidad de descarga de un dren biodegradable.

Con base en la función de reducción de capacidad de descarga para un dren biodegradable, la ecuación diferencial 3.6 queda escrita como se muestra en la ecuación 4.3.

$$\frac{u(t)}{u_0} = \exp \left\{ \frac{-8T_h}{\mu_{n.s}} + \frac{1}{X\mu_{n.s}\omega} \left[\ln \left(\frac{\mu_{n.s}}{\mu_{q0}} + e^{\omega t} \right) - \ln \left(\frac{\mu_{n.s}}{\mu_{q0}} + 1 \right) \right] \right\} \quad (4.3)$$

$$X = \frac{d_e^2}{8C_h} \quad (4.4)$$

$$\mu_{n.s} = \frac{n^2}{n^2 - 1} \left[\ln \left(\frac{n}{s} \right) + \frac{k_h}{k_s} \ln(s) - \frac{3}{4} \right] + \frac{s^2}{n^2 - 1} \left[1 - \frac{s^2}{4n^2} \right] + \frac{k_h}{k_s} \left(\frac{1}{n^2 - 1} \right) \left[\frac{s^4 - 1}{4n^2} - s^2 + 1 \right] \quad (4.5)$$

$$n = \frac{r_e}{r_w} \quad (4.6)$$

$$s = \frac{r_s}{r_w} \quad (4.7)$$

$$\mu_q = \frac{2\pi k_h l^2}{3q_w} \quad (4.8)$$

$$T_h = \frac{C_h t}{d_e^2} \quad (4.9)$$

donde:

u : exceso de presión de poro.

u_0 : exceso de presión de poro inicial.

d_e : diámetro de la zona de influencia del dren.

$\mu_{n.s}$: parámetro que tiene en cuenta el efecto del remoldeo y las zonas de influencia.

μ_q : indica la reducción en la capacidad de descarga.

k_h : conductividad hidráulica horizontal del suelo.

k_s : conductividad hidráulica horizontal de la zona de remoldeo del suelo.

r_e : radio de la zona de influencia del dren.

r_w : radio equivalente del dren.

r_s : radio de la zona de remoldeo del dren.

l : longitud del dren.

q_w : capacidad de descarga del dren biodegradable.

C_h : coeficiente de consolidación en la dirección horizontal.

4. Caso de estudio en un suelo del valle de México

T_h : factor tiempo debido al drenaje radial.

ω : coeficiente de deterioro.

Para resolver la ecuación 4.3, se asume que los drenes de yute y coco son instalados con los mismos métodos que los drenes prefabricados, por lo tanto, los parámetros de remoldeo y zonas de influencia se calculan de la misma forma (Nguyen *et al.*, 2016a).

Con base en estudios realizados, la disipación del exceso de presión de poro se ve afectada considerablemente cuando los drenes biodegradables alcanzan una capacidad de descarga menor a 0.08 m³/día, ya que, a partir de dicho valor, la disipación del exceso de presión de poro entra en una fase de estado crítico donde la curva se vuelve casi horizontal y la tasa de consolidación es muy baja (Nguyen *et al.*, 2016a).

Para un suelo típico del ex Lago de Texcoco, se tiene que la relación entre el coeficiente de consolidación horizontal y vertical (C_h y C_v) es de 3 (López-Acosta *et al.*, 2019). Para resolver la ecuación 4.3 se toma un promedio de las dimensiones del dren de fibra de coco y yute mostradas en la Figura 3.1 y el coeficiente de consolidación horizontal (C_h) se calcula con base en resultados de coeficientes de consolidación vertical (C_v) obtenidos por Alanís González (2003).

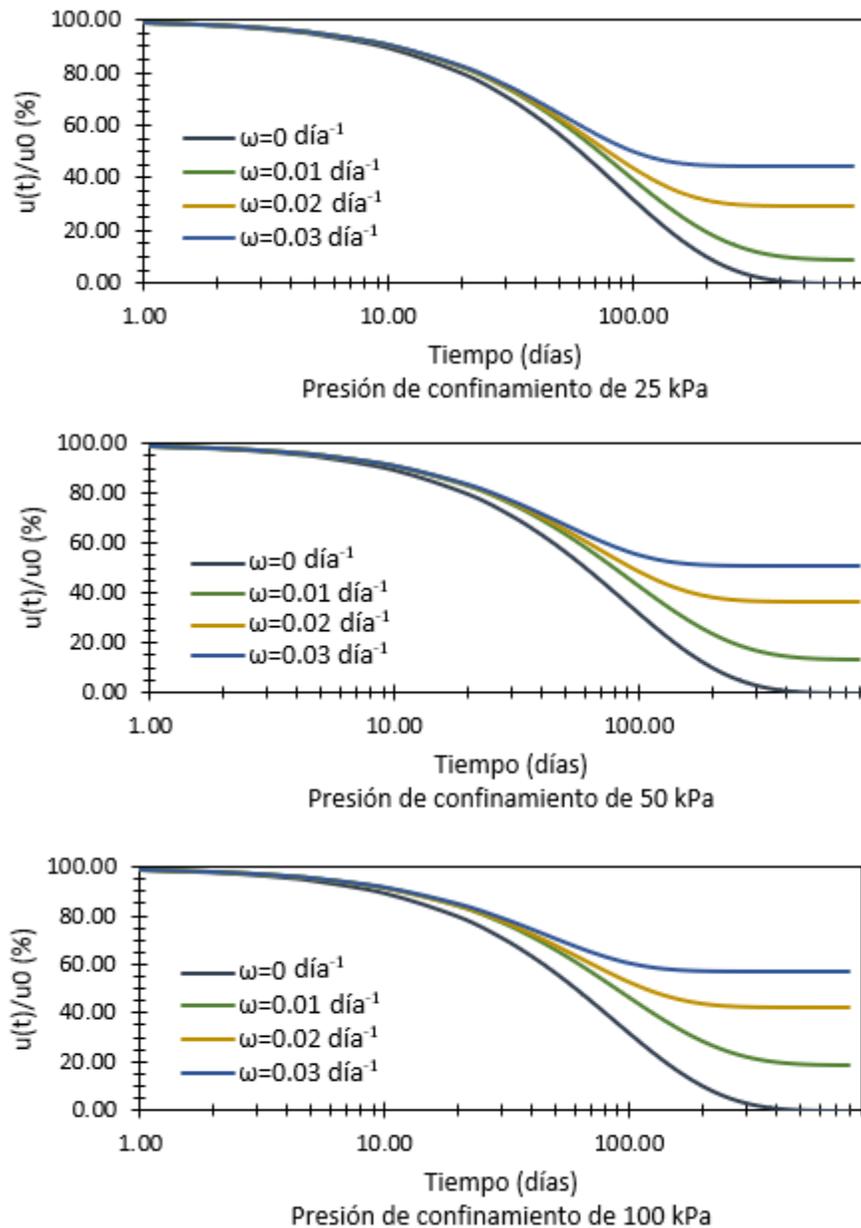
La Tabla 4.7 muestra las dimensiones y parámetros del dren vertical biodegradable (BPVD) y del suelo, utilizados para el cálculo de la disipación del exceso de presión de poro.

Tabla 4.7. Parámetros para el cálculo de la disipación del exceso de presión de poro.

Dimensiones y parámetros de comportamiento de los BPVD				
a (m)	0.10			
b (m)	0.01			
S (m)	2.00			
r_w (m)	0.03			
r_e (m)	1.05			
n	39.44			
d_m (m)	0.10			
r_s (m)	0.10			
s	3.60			
Estrato	espesor (m)	k_h (m/día)	k_s (m/día)	l (m)
Formación arcillosa superior (FAS-1)	29.7	6.00×10^{-4}	6.00×10^{-5}	29.2
Parámetros suelo				
C_h (m ² /día)	0.09			
μ_{ns}	14.38			
X (día)	6.13			

Nota: a : ancho del dren; b : espesor del dren; S : separación entre drenes; r_w : radio equivalente del dren; r_e : radio de la celda unitaria; d_m : diámetro del mandril; r_s : radio de la zona de remoldeo; C_h : coeficiente de consolidación horizontal; $\mu_{n,s}$: parámetro que tiene en cuenta el efecto del remoldeo y las zonas de influencia; X : parámetro que tiene en cuenta el diámetro de la zona de influencia del dren y el coeficiente de consolidación en la dirección horizontal.

El cálculo de la disipación del exceso de presión de poro en la formación arcillosa superior debido a los drenes de fibra de coco y yute se realiza para tres presiones de confinamiento: 25, 50 y 100 kPa, ya que el estado de esfuerzo del suelo en dicho estrato es de aproximadamente 120 kPa, a una profundidad de 30.5 m.



Nota: $u(t)/u_0$ = disipación del exceso de presión de poro; ω = coeficiente de deterioro.

Figura 4.5. Disipación del exceso de presión de poro con un dren biodegradable.

4. Caso de estudio en un suelo del valle de México

Como se observa en las anteriores figuras, el comportamiento de un dren biodegradable en un suelo típico del ex lago de Texcoco depende de la capacidad de descarga inicial y del coeficiente de deterioro del dren. Cuando la capacidad de descarga del dren alcanza un valor menor a 0.0001 m³/día, la disipación del exceso de presión de poro se vuelve relativamente constante y la consolidación generada por el dren es muy baja.

Para una presión de confinamiento de 25 kPa y una capacidad de descarga inicial de 0.5616 m³/día, se observa que para un coeficiente de deterioro de 0.01 día⁻¹, la disipación del exceso de presión de poro es de aproximadamente el 90 % en un tiempo de 580 días; para un coeficiente de deterioro de 0.02 día⁻¹, la disipación del exceso de presión de poro es de aproximadamente el 70 % en un tiempo de 300 días; y para un coeficiente de deterioro de 0.03 día⁻¹, la disipación del exceso de presión de poro es de aproximadamente el 55 % en un tiempo de 180 días.

Para una presión de confinamiento de 50 kPa y una capacidad de descarga inicial de 0.3629 m³/día, se observa que para un coeficiente de deterioro de 0.01 día⁻¹, la disipación del exceso de presión de poro es de aproximadamente el 86 % en un tiempo de 500 días; para un coeficiente de deterioro de 0.02 día⁻¹, la disipación del exceso de presión de poro es de aproximadamente el 63 % en un tiempo de 280 días; y para un coeficiente de deterioro de 0.03 día⁻¹, la disipación del exceso de presión de poro es de aproximadamente el 48 % en un tiempo de 160 días.

Para una presión de confinamiento de 100 kPa y una capacidad de descarga inicial de 0.3629 m³/día, se observa que para un coeficiente de deterioro de 0.01 día⁻¹, la disipación del exceso de presión de poro es de aproximadamente el 81 % en un tiempo de 460 días; para un coeficiente de deterioro de 0.02 día⁻¹, la disipación del exceso de presión de poro es de aproximadamente el 57 % en un tiempo de 300 días; y para un coeficiente de deterioro de 0.03 día⁻¹, la disipación del exceso de presión de poro es de aproximadamente el 43 % en un tiempo de 200 días.

El asentamiento que tendrá el terraplén debido a la consolidación de los estratos compresibles se calcula con base en las ecuaciones presentadas en el capítulo 2.2.2. Inicialmente, se debe calcular la distribución de esfuerzos en la masa de suelo ocasionada por la carga del terraplén, para esto se utiliza la expresión 4.10 que dependen únicamente de la geometría del talud, el material que lo conforma y el punto de análisis (Mánica, 2012).

$$\sigma_z = \frac{\gamma h}{\pi} \left\{ \left[\beta_A + \frac{X\alpha_A}{a} - \frac{Z}{r_2^2}(X - b) \right] + \left[\beta_B + \frac{(2b - X)\alpha_B}{a} - \frac{Z}{r_2^2}(X - b) \right] \right\} \quad (4.10)$$

$$b_A = b_B = b \quad (4.11)$$

$$a_A = a_B = a \quad (4.12)$$

$$h_A = h_B = h \quad (4.13)$$

$$Z_A = Z_B = Z \quad (4.14)$$

$$X_A = X \quad (4.15)$$

$$X_B = 2b - X \quad (4.16)$$

donde:

σ_z : esfuerzo vertical a la profundidad z .

γ : peso volumétrico.

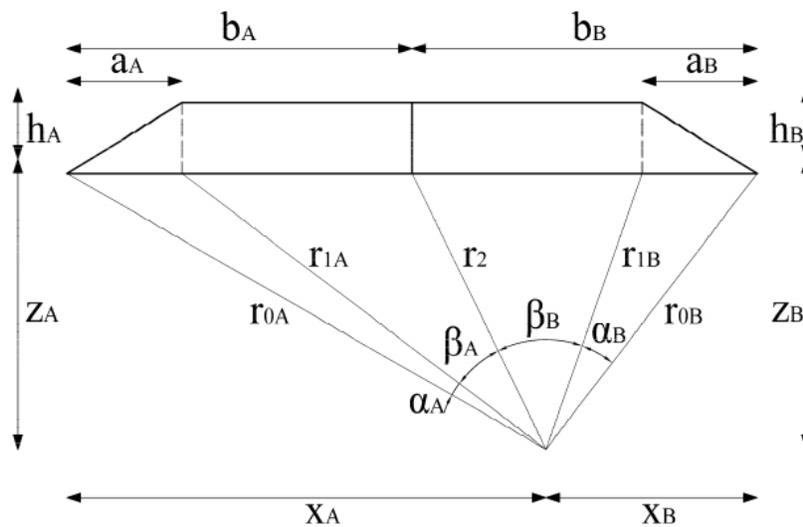


Figura 4.6. Esfuerzos producidos por un terraplén (tomado de Mánica, 2012).

El terraplén propuesto para el mejoramiento de un suelo típico del ex lago de Texcoco tiene dimensiones en planta de 68 m x 68 m, una altura de 2 m y con taludes de 4:2 (H: V). El peso volumétrico del material que conforma el terraplén es de 18 kN/m³. Con base en la geometría mencionada, las características del material y utilizando la ecuación 4.10 se calcula la distribución de esfuerzos en el suelo.

La Tabla 4.8 muestra el cálculo de la distribución de esfuerzos en el suelo para diferentes profundidades, en el centro y en los extremos del terraplén.

4. Caso de estudio en un suelo del valle de México

Tabla 4.8. Distribución de esfuerzos en el suelo debido al terraplén.

Estrato	Espesor (m)	Mitad estrato (m)	Distribución de esfuerzos en el centro (kPa)	Distribución de esfuerzos en los extremos (kPa)
Costra seca (CS)	0.80	0.40	36.00	1.14
Formación arcillosa superior 1 (FAS)	8.50	5.05	35.49	10.32
Lente de arena 1	0.50	9.55	35.63	13.43
Formación arcillosa superior 2a (FAS)	9.20	14.40	34.88	14.82
Formación arcillosa superior 2b (FAS)	4.20	21.10	33.16	15.63
Lente de arena 2	0.50	23.45	32.42	15.77
Formación arcillosa superior 3 (FAS)	1.50	24.45	32.09	15.81
Lente de arena 3	0.50	25.45	31.75	15.84
Formación arcillosa superior 4 (FAS)	4.80	28.10	30.83	15.90
Capa dura (CD)	1.50	31.25	29.71	15.90
Formación arcillosa inferior (FAI)	12.40	38.20	27.25	15.76
Depósitos profundos (DP)	5.60	47.20	24.29	15.34
Formación arcillosa profunda (FAP)	20.00	60.00	20.74	14.48

Para el cálculo del asentamiento ocasionado por la disipación del exceso de presión de poro se utilizan las ecuaciones presentadas en el capítulo 2.2.2. La Tabla 4.9 muestra el asentamiento en cada estrato compresible, los parámetros utilizados se toman con base en los resultados obtenidos en campo y laboratorio por Espinosa-Santiago & López-Acosta (2020) y Espinosa Santiago (2016).

Tabla 4.9. Cálculo analítico del asentamiento.

Estrato	espesor (m)	σ'_o (kPa)	$\Delta \sigma'$ (kPa)	e_0	C_c	C_s	σ'_p (kPa)	S (m)
Costra seca (CS)	0.80	5.80	36.00	--	--	--	--	--
Formación arcillosa superior 1 (FAS)	8.50	18.83	35.49	6.87	2.80	0.46	24.47	1.10
Lente de arena 1	0.50	28.05	35.63	--	--	--	--	--
Formación arcillosa superior 2a (FAS)	9.20	39.25	34.88	7.41	4.92	0.43	54.95	0.77
Formación arcillosa superior 2b (FAS)	4.20	60.11	33.16	7.91	5.30	0.16	84.15	0.12
Lente de arena 2	0.50	74.40	32.42	--	--	--	--	--
Formación arcillosa superior 3 (FAS)	1.50	82.06	32.09	6.90	3.40	0.15	90.26	0.07
Lente de arena 3	0.50	89.72	31.75	--	--	--	--	--

Tabla 4.9. Cálculo analítico del asentamiento (*continuación*).

Estrato	espesor (m)	σ'_0 (kPa)	$\Delta \sigma'$ (kPa)	e_0	C_c	C_s	σ'_p (kPa)	S (m)
Formación arcillosa superior 4 (FAS)	4.80	106.56	30.83	8.43	8.29	0.16	117.22	0.29
Capa dura (CD)	1.50	129.28	29.71	--	--	--	--	--
Formación arcillosa inferior (FAI)	12.40	183.58	27.25	6.69	4.89	0.13	201.94	0.16
Depósitos profundos (DP)	5.60	365.28	24.29	--	--	--	--	--
Formación arcillosa profunda (FAP)	20.00	440.48	20.74	6.69	4.89	0.13	484.53	0.01
								2.52

Nota: σ'_0 = presión de sobrecarga efectiva presente; $\Delta \sigma'$ = incremento esfuerzo efectivo; e_0 = relación de vacíos inicial; C_c = índice de compresión; C_s = índice de expansión; σ'_p = presión de preconsolidación; S_c = asentamiento por consolidación primaria.

El asentamiento estimativo por la carga del terraplén es de 2.52 m, en este cálculo no se tiene en cuenta el efecto de la sumersión de la costra seca y del terraplén, en la modelación numérica se evalúa el efecto de la sumersión.

4.3 Modelación numérica de terraplén sin drenes

Para la modelación numérica del proceso de consolidación de un suelo típico del ex lago de Texcoco se considera la construcción de un terraplén de dimensiones en planta de 68 m x 68 m, una altura de 2 m y con taludes de 4:2 (H: V). El modelo numérico se realiza en estado de deformación plana y tiene una malla de 2,851 elementos y 23,095 nodos.

Un modelo para representar el comportamiento de un material se describe como un conjunto de ecuaciones matemáticas, las cuales relacionan el esfuerzo y la deformación (PLAXIS, 2021).

Los modelos constitutivos usados en el análisis numérico son el modelo constitutivo Mohr Coulomb para materiales rígidos y el modelo constitutivo Soft Soil para materiales de alta compresibilidad.

Los modelos constitutivos utilizados en cada estrato se definen con base en las características geotécnicas del suelo y se muestran en la Tabla 4.10.

Tabla 4.10. Modelo constitutivo utilizado en la modelación numérica.

Estrato	Modelo constitutivo
Terraplén	Mohr Coulomb
Costra seca (CS)	Mohr Coulomb
Formación arcillosa superior 1 (FAS-1)	Soft Soil
Lente de arena 1	Mohr Coulomb
Formación arcillosa superior 2a (FAS-2a)	Soft Soil

4. Caso de estudio en un suelo del valle de México

Tabla 4.10. Modelo constitutivo utilizado en la modelación numérica (*continuación*).

Estrato	Modelo constitutivo
Formación arcillosa superior 2b (FAS-2b)	Soft Soil
Lente de arena 2	Mohr Coulomb
Formación arcillosa superior 3 (FAS-3)	Soft Soil
Lente de arena 3	Mohr Coulomb
Formación arcillosa superior 4 (FAS-4)	Soft Soil
Capa dura (CD)	Mohr Coulomb
Formación arcillosa inferior (FAI)	Soft Soil
Depósitos profundos (DP)	Mohr Coulomb
Formación arcillosa profunda (FAP)	Soft Soil

La geometría y los parámetros geotécnicos utilizados en el programa PLAXIS 8.2, se toman con base en los resultados obtenidos en campo y laboratorio, que fueron validados con mediciones en el terreno y con modelación numérica por Espinosa-Santiago & López-Acosta (2020) y Espinosa Santiago (2016), como se muestra en las Tablas 4.11 y 4.12.

Tabla 4.11. Parámetros utilizados en la modelación numérica.

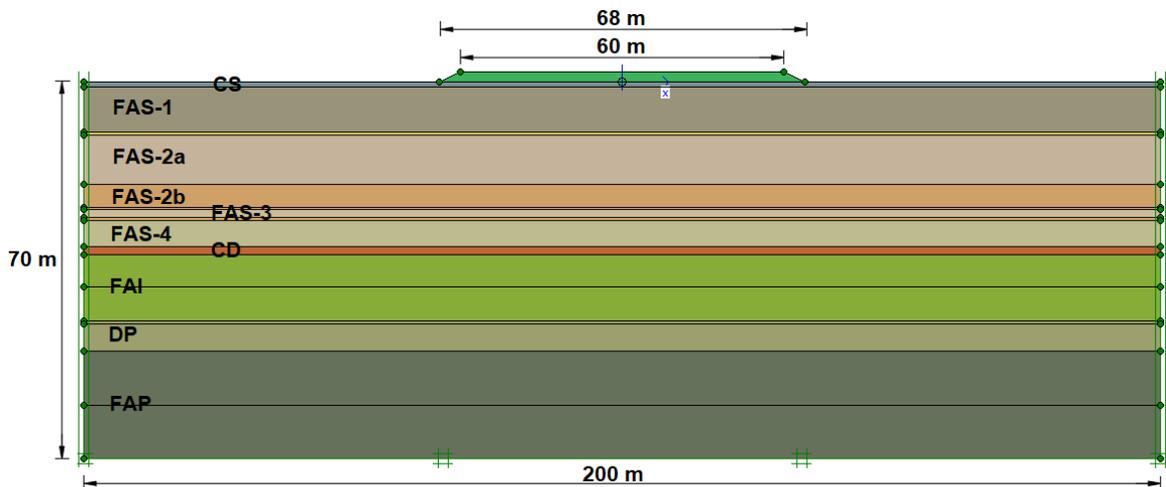
Estrato	Espesor (m)	Peso volumétrico (kN/m ³)	k _v (m/día)	k _h (m/día)	E (kN/m ²)
Terraplén	2.00	18.00	8.64	8.64	30,000.00
Costra seca (CS)	0.80	14.50	8.64×10 ⁻¹	8.64E×10 ⁻¹	4,500.00
Formación arcillosa superior 1 (FAS-1)	8.50	11.70	2.00×10 ⁻⁴	6.00×10 ⁻⁴	--
Lente de arena 1	0.50	18.00	1.00×10 ⁻³	1.00×10 ⁻³	10,000.00
Formación arcillosa superior 2a (FAS-2a)	9.20	12.00	2.00×10 ⁻⁴	6.00×10 ⁻⁴	--
Formación arcillosa superior 2b (FAS-2b)	4.20	12.40	2.00×10 ⁻⁴	6.00×10 ⁻⁴	--
Lente de arena 2	0.50	18.00	1.00×10 ⁻³	1.00×10 ⁻³	10,000.00
Formación arcillosa superior 3 (FAS-3)	1.50	12.50	2.00×10 ⁻⁴	6.00×10 ⁻⁴	--
Lente de arena 3	0.50	18.00	1.00×10 ⁻³	1.00×10 ⁻³	10,000.00
Formación arcillosa superior 4 (FAS-4)	4.80	12.00	2.00×10 ⁻⁴	6.00×10 ⁻⁴	--
Capa dura (CD)	1.50	18.00	1.10×10 ⁻³	1.10×10 ⁻³	10,000.00
Formación arcillosa inferior (FAI)	12.40	13.00	5.00×10 ⁻⁵	1.50×10 ⁻⁴	--
Depósitos profundos (DP)	5.60	19.00	1.40×10 ⁻³	1.40×10 ⁻³	30,000.00
Formación arcillosa profunda (FAP)	20.00	15.00	5.00×10 ⁻⁵	1.50×10 ⁻⁴	--

Nota: k_v = conductividad hidráulica vertical; k_h = conductividad hidráulica horizontal; E = módulo de elasticidad.

Tabla 4.12. Parámetros utilizados en la modelación numérica (continuación).

Estrato	ν	e_0	C_c	C_s	c (kN/m ²)	ϕ (°)	OCR
Terraplén	0.30	--	--	--	--	--	--
Costra seca (CS)	0.33	--	--	--	100.00	10.00	--
Formación arcillosa superior 1 (FAS-1)	--	6.87	2.80	0.46	0.00	40.00	1.30
Lente de arena 1	0.33	--	--	--	50.00	35.00	--
Formación arcillosa superior 2a (FAS-2a)	--	7.41	4.92	0.43	0.00	40.00	1.40
Formación arcillosa superior 2b (FAS-2b)	--	7.91	5.30	0.16	0.00	40.00	1.40
Lente de arena 2	0.33	--	--	--	50.00	35.00	--
Formación arcillosa superior 3 (FAS-3)	--	6.90	3.40	0.15	0.00	40.00	1.00
Lente de arena 3	0.33	--	--	--	50.00	35.00	--
Formación arcillosa superior 4 (FAS-4)	--	8.43	8.29	0.16	0.00	40.00	1.00
Capa dura (CD)	0.33	--	--	--	50.00	35.00	--
Formación arcillosa inferior (FAI)	--	6.69	4.89	0.13	0.00	40.00	1.00
Depósitos profundos (DP)	0.33	--	--	--	50.00	35.00	--
Formación arcillosa profunda (FAP)	--	6.69	4.89	0.13	0.00	40.00	1.00

Nota: ν = relación de Poisson; e_0 = relación de vacíos inicial; C_c = índice de compresión; C_s = índice de expansión; c = cohesión. ϕ = ángulo de fricción; OCR = relación de preconsolidación.



Nota: CS = costra seca; FAS-1 = formación arcillosa superior 1; FAS-2a = formación arcillosa superior 2a; FAS-2b = formación arcillosa superior 2b; FAS-3 = formación arcillosa superior 3; FAS-4 = formación arcillosa superior 4; CD = capa dura; FAI = formación arcillosa inferior; DP = depósitos profundos; FAP = formación arcillosa profunda.

Figura 4.7. Modelo terraplén sin drenes.

4. Caso de estudio en un suelo del valle de México

Las condiciones piezométricas del terreno utilizadas en la modelación numérica se toman con base en los resultados obtenidos en campo y laboratorio por Espinosa-Santiago & López-Acosta (2020), como se muestra en la Tabla 4.13.

El nivel freático se encuentra a 0.8 m de profundidad a partir del nivel del terreno, por lo tanto, en el cálculo de los esfuerzos efectivos y el asentamiento se debe tomar en cuenta la disminución en el peso de los materiales debido al efecto de la sumersión, ya que parte de los materiales que se encuentran por encima del nivel freático, pueden pasar por debajo de este a causa del asentamiento (Auvinet Guichard & Sánchez Guzmán, 2020).

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w \quad (4.17)$$

Donde:

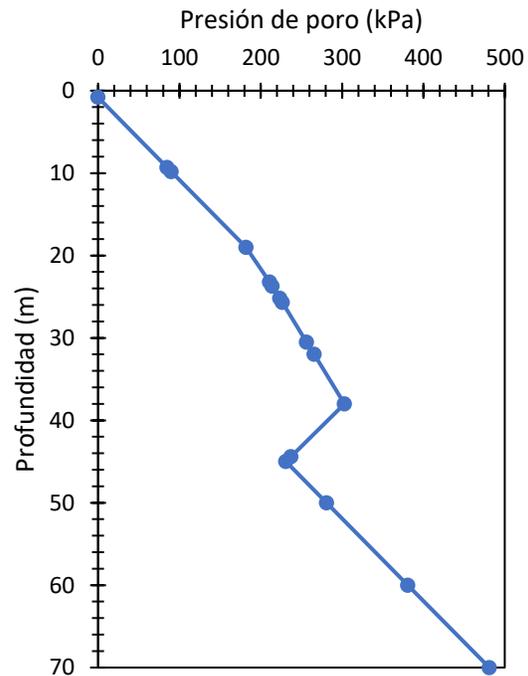
γ' : peso volumétrico sumergido.

γ_{sat} : peso volumétrico saturado.

γ_w : peso volumétrico del agua.

Tabla 4.13. Piezometría del terreno.

Profundidad (m)	Presión de poro (kPa)
0.80	0.00
9.30	85.00
9.80	90.00
19.00	182.00
23.20	211.08
23.70	214.19
25.20	223.51
25.70	226.61
30.50	256.42
32.00	265.74
38.00	303.00
44.40	237.17
45.00	231.00
50.00	281.00
60.00	381.00
70.00	481.00



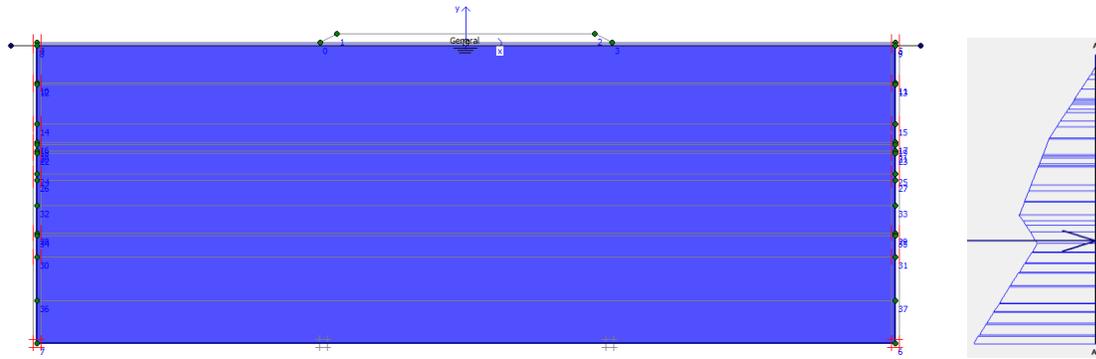
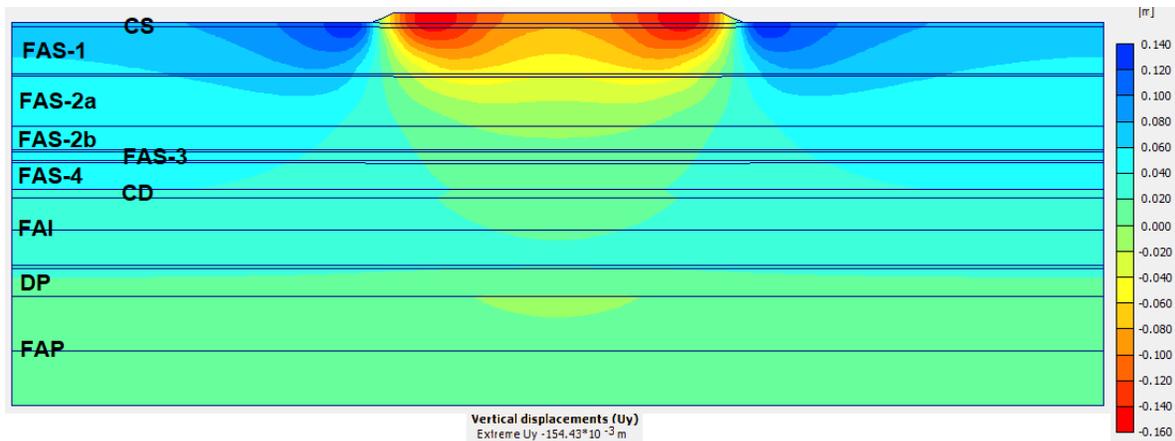


Figura 4.8. Piezometría modelo de terraplén sin drenes.

Para el terraplén se analizan dos etapas, la primera etapa es la construcción del mismo y el exceso de presión de poro que se genera, esta etapa es un análisis plástico y da como resultado un asentamiento del suelo de 15.4 cm (teniendo en cuenta la sumersión), siendo máxima en los extremos del terraplén ya que el levantamiento del terreno a los lados del mismo permite el movimiento del suelo por pérdida del confinamiento lateral en dicha zona, como se muestra en la Figura 4.9.



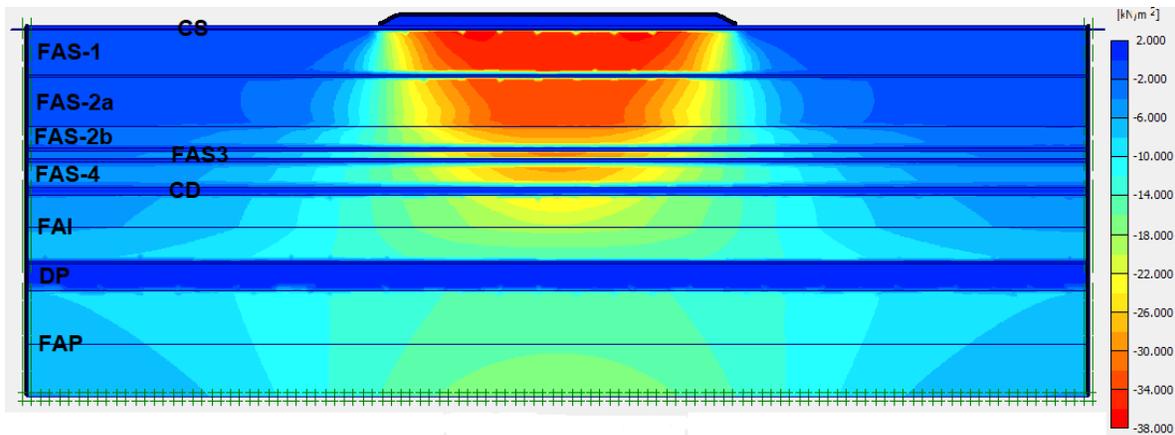
Nota: CS = costra seca; FAS-1 = formación arcillosa superior 1; FAS-2a = formación arcillosa superior 2a; FAS-2b = formación arcillosa superior 2b; FAS-3 = formación arcillosa superior 3; FAS-4 = formación arcillosa superior 4; CD = capa dura; FAI = formación arcillosa inferior; DP = depósitos profundos; FAP = formación arcillosa profunda.

Figura 4.9. Desplazamiento vertical terraplén sin drenes.

El exceso de presión de poro generado por la construcción del terraplén es de 36 kPa, éste se genera en todo el espesor del suelo; sin embargo, en los estratos granulares que tienen mayor permeabilidad, este exceso se disipa rápidamente, como se muestra en la Figura 4.10.

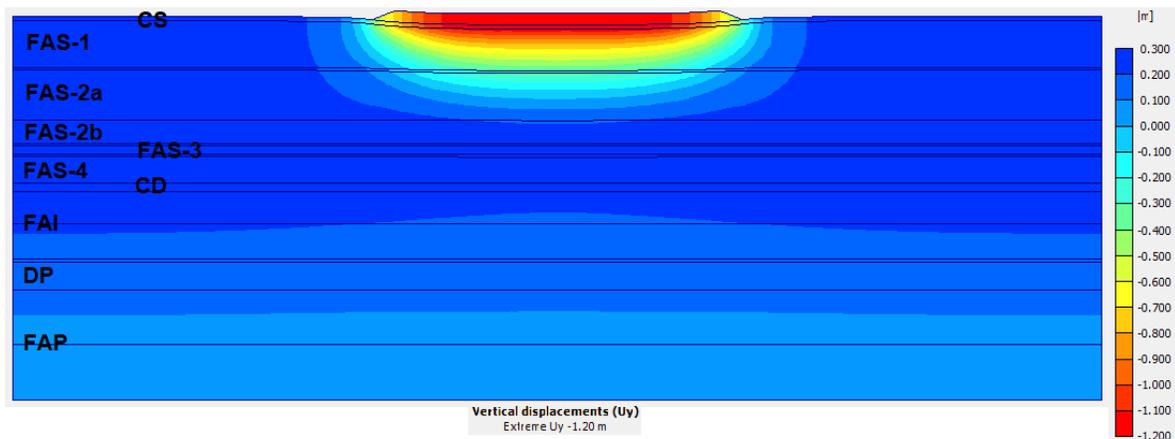
La segunda etapa es la consolidación, en la cual se disipa completamente el exceso de presión de poro generado por el terraplén, lo que ocasiona un asentamiento de 1.2 m en un tiempo de 43,996 días (120.5 años), como se muestra en la Figura 4.11.

4. Caso de estudio en un suelo del valle de México



Nota: CS = costra seca; FAS-1 = formación arcillosa superior 1; FAS-2a = formación arcillosa superior 2a; FAS-2b = formación arcillosa superior 2b; FAS-3 = formación arcillosa superior 3; FAS-4 = formación arcillosa superior 4; CD = capa dura; FAI = formación arcillosa inferior; DP = depósitos profundos; FAP = formación arcillosa profunda.

Figura 4.10. Exceso de presión de poro terraplén sin drenes.



Nota: CS = costra seca; FAS-1 = formación arcillosa superior 1; FAS-2a = formación arcillosa superior 2a; FAS-2b = formación arcillosa superior 2b; FAS-3 = formación arcillosa superior 3; FAS-4 = formación arcillosa superior 4; CD = capa dura; FAI = formación arcillosa inferior; DP = depósitos profundos; FAP = formación arcillosa profunda.

Figura 4.11. Consolidación terraplén sin drenes.

Como se muestra en las Figuras 4.12 y 4.13, se puede observar la importancia de tener en cuenta la sumersión del suelo, ya que, los materiales que inicialmente se encuentran por encima del nivel freático tienen un mayor peso volumétrico que cuando pasan por debajo de este debido al asentamiento, lo que ayuda a la disminución del asentamiento y el tiempo que tarda este. La disipación del exceso de presión de poro generada por el terraplén tardaría 43,996 días (120.5 años); por tal motivo, para acelerar este proceso se propone la construcción de drenes biodegradables, los cuales se comparan con drenes prefabricados.

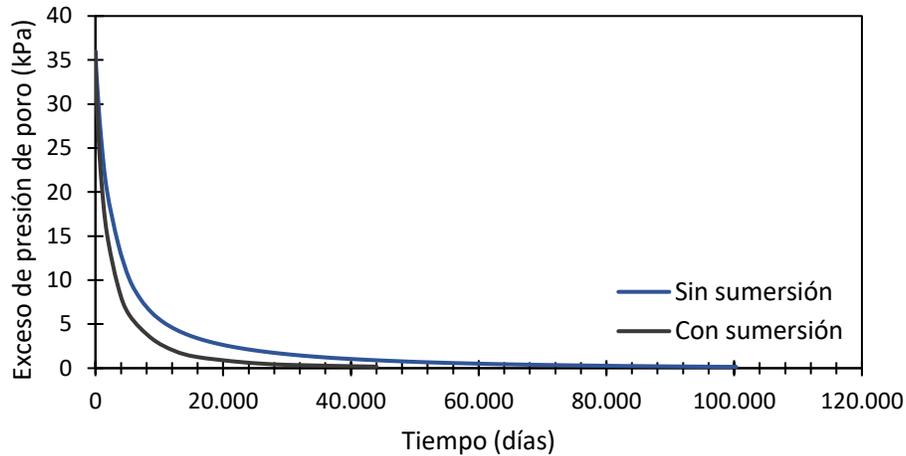


Figura 4.12. Disipación del exceso de presión de poro en terraplén sin drenes.

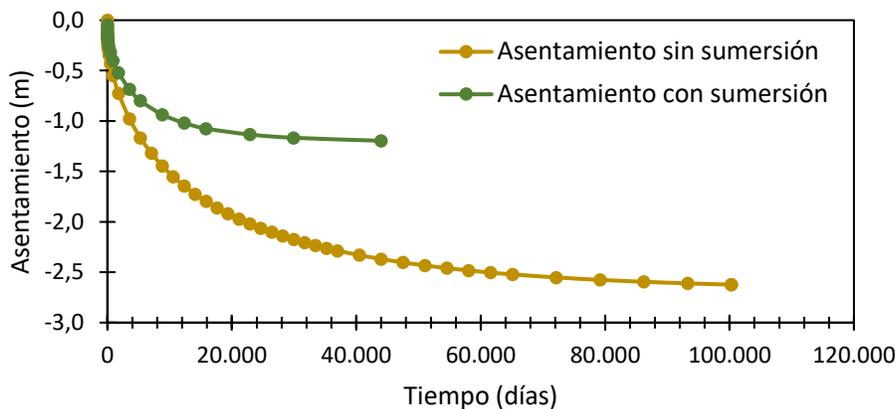


Figura 4.13. Asentamiento en terraplén sin drenes.

4.4 Modelación numérica de terraplén con drenes prefabricados

Los drenes prefabricados muestran un rendimiento exitoso, ya que disminuyen el trayecto del drenaje, lo que ocasiona que la disipación del exceso de presión de poro ocurra con mayor rapidez, dando como resultado un aumento en la velocidad de la consolidación y un aumento en la resistencia al esfuerzo cortante (Ngo *et al.*, 2020).

La precarga, junto con drenes prefabricados, se ha utilizado ampliamente en los últimos años, con el fin de acelerar el proceso de consolidación de un suelo blando; sin embargo, el rendimiento de los drenes depende de diferentes factores, como el método de instalación, el cual genera un remoldeo del suelo alrededor del dren; la obstrucción de estos debido a partículas finas que se van acumulando alrededor del dren, factor importante que ocurre en campo una vez instalado los drenes, lo que ocasiona una disminución de la capacidad de descarga del mismo. Por lo tanto, es necesario tener en cuenta los factores mencionados anteriormente para realizar una

4. Caso de estudio en un suelo del valle de México

correcta predicción del funcionamiento de los drenes y por consiguiente un valor acertado en la estimación del asentamiento en campo (Indraratna *et al.*, 2003).

La modelación numérica es una herramienta que proporciona resultados acertados en cuanto a la predicción de asentamientos y disipación del exceso de presión de poro, comparado con los resultados medidos en campo, sin embargo, los resultados obtenidos en la modelación con elementos finitos son ligeramente menores a los de campo (Arulrajah & Bo, 2010).

Para modelar numéricamente la precarga y los drenes prefabricados, varios autores han propuesto diferentes métodos para determinar permeabilidades equivalentes. Chai *et al.* (2001) proponen un método para determinar una conductividad hidráulica vertical equivalente del suelo, ya que los drenes verticales prefabricados lo que hacen es incrementar la conductividad hidráulica del suelo en dicha dirección.

El cálculo de la conductividad hidráulica equivalente se realiza como se muestra en la ecuación 4.18.

$$k_{ve} = \left(1 + \frac{2.5l^2 k_h}{\mu D_e^2 k_v} \right) k_v \quad (4.18)$$

$$\mu = \ln \frac{n}{s} + \frac{k_h}{k_s} \ln(s) - \frac{3}{4} + \pi \frac{2l^2 k_h}{3q_w} \quad (4.19)$$

$$n = \frac{D_e}{d_w} \quad (4.20)$$

$$s = \frac{d_s}{d_w} \quad (4.21)$$

$$d_w = \frac{a + b}{2} \quad (4.22)$$

donde:

k_{ve} : conductividad hidráulica vertical equivalente.

l : longitud del dren.

D_e : diámetro de celda unitaria.

k_h : conductividad hidráulica horizontal del suelo.

k_v : conductividad hidráulica vertical del suelo

k_s : conductividad hidráulica horizontal de la zona de remoldeo del suelo.

d_w : diámetro equivalente del dren.

d_s : diámetro de la zona de remoldeo.

q_w : capacidad de descarga del dren vertical prefabricado (PVD).

a : ancho del dren.

b : espesor del dren.

En la mayoría de las ocasiones, los suelos sobre los cuales se construyen las cimentaciones para diferentes tipos de infraestructura son estratificados, por lo tanto, la longitud del drenaje (l) debe establecerse según las condiciones de la dirección del mismo, la cual se muestra en la Figura 4.14.

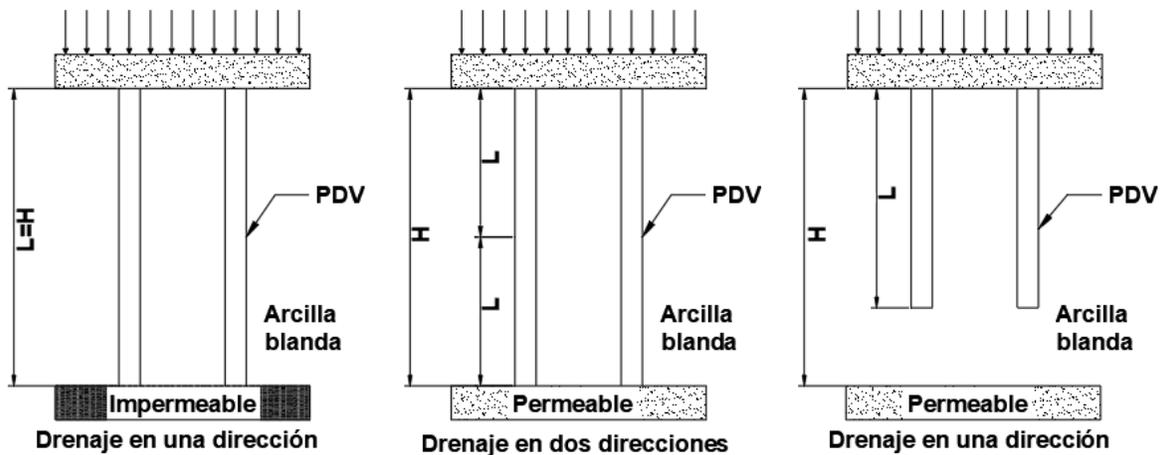


Figura 4.14. Dirección del drenaje (modificado de Chai *et al.*, 2001).

Como se observa, la longitud del drenaje (L) equivale al espesor total del estrato (H) si está comprendido entre un estrato permeable y otro impermeable y el dren lo atraviesa completamente. La longitud del drenaje (L) equivale a la mitad del espesor total del estrato (H) si está comprendido entre dos estratos permeables y el dren lo atraviesa completamente.

El diámetro de la celda unitaria (D_e), depende directamente de la separación de los drenes (S) y el arreglo de éstos, en este estudio se utiliza un arreglo triangular y una separación de 2 m entre los drenes, por lo tanto, $D_e = 1.05 S$.

Las dimensiones del dren vertical prefabricado (PVD) que se utilizan para los cálculos, son tomadas de Espinosa-Santiago & López-Acosta (2020) y se muestran en la Figura 4.15.

En las Tablas 4.14 y 4.15 se muestran los cálculos de las permeabilidades equivalentes de cada estrato. La longitud total de los drenes es de 30 m, a partir del nivel de terreno.

4. Caso de estudio en un suelo del valle de México

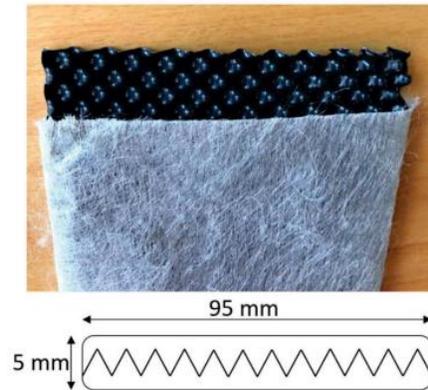


Figura 4.15. Dimensiones de un dren prefabricado.

Tabla 4.14. Dimensiones y propiedades de los PVD.

Dimensiones y propiedades de los PVD	
a (m)	0.10
b (m)	0.01
S (m)	2.00
d_w (m)	0.05
D_e (m)	2.10
n	42.00
d_m (m)	0.10
d_s (m)	0.19
s	3.83
q_w (m ³ /año)	100

Nota: a : ancho del dren; b : espesor del dren; S : separación entre drenes; d_w : diámetro equivalente del dren; D_e : diámetro de la celda unitaria; d_m : diámetro del mandril; d_s : diámetro de la zona de remoldeo; q_w : capacidad de descarga del PVD.

Tabla 4.15. Conductividad hidráulica vertical equivalente para PVD.

Estrato	e (m)	k_h (m/día)	k_v (m/día)	k_s (m/día)	l (m)	μ	k_{ve} (m/día)
Costra seca (CS)	0.80	8.64×10^{-1}	8.64×10^{-1}	8.64×10^{-2}	0.80	2.08×10^1	8.79×10^{-1}
Formación arcillosa superior 1 (FAS-1)	8.50	6.00×10^{-4}	2.00×10^{-4}	6.00×10^{-5}	8.50	1.69×10^1	1.65×10^{-3}
Lente de arena 1	0.50	1.00×10^{-3}	1.00×10^{-3}	1.00×10^{-4}	0.50	1.66×10^1	1.01×10^{-3}
Formación arcillosa superior 2a (FAS-2a)	9.20	6.00×10^{-4}	2.00×10^{-4}	6.00×10^{-5}	9.20	1.70×10^1	1.90×10^{-3}
Formación arcillosa superior 2b (FAS-2b)	4.20	6.00×10^{-4}	2.00×10^{-4}	6.00×10^{-5}	4.20	1.67×10^1	5.60×10^{-4}
Lente de arena 2	0.50	1.00×10^{-3}	1.00×10^{-3}	1.00×10^{-4}	0.50	1.66×10^1	1.01×10^{-3}

Tabla 4.15. Conductividad hidráulica vertical equivalente para PVD (*continuación*).

Estrato	e (m)	k_h (m/día)	k_v (m/día)	k_s (m/día)	l (m)	μ	k_{ve} (m/día)
Formación arcillosa superior 3 (FAS-3)	1.50	6.00×10^{-4}	2.00×10^{-4}	6.00×10^{-5}	1.50	1.66×10^1	2.46×10^{-4}
Lente de arena 3	0.50	1.00×10^{-3}	1.00×10^{-3}	1.00×10^{-4}	0.50	1.66×10^1	1.01×10^{-3}
Formación arcillosa superior 4 (FAS-4)	4.80	6.00×10^{-4}	2.00×10^{-4}	6.00×10^{-5}	4.30	1.67×10^1	5.78×10^{-4}

Nota: e: espesor del estrato; k_h : conductividad hidráulica horizontal del suelo; k_v : conductividad hidráulica vertical del suelo; k_s : conductividad hidráulica horizontal de la zona de remoldeo del suelo; l: longitud del drenaje; k_{ve} : conductividad hidráulica vertical equivalente.

La Figura 4.16 muestra en planta el terraplén considerado y la distribución de los drenes verticales prefabricados, los cuales tienen una separación de 2.0 m y un arreglo triangular, dando lugar a 1,073 drenes en un área de 4,624 m². La modelación numérica se realiza en el programa PLAXIS 8.2 y se toman los mismos parámetros geotécnicos empleados en la modelación del terraplén sin drenes.

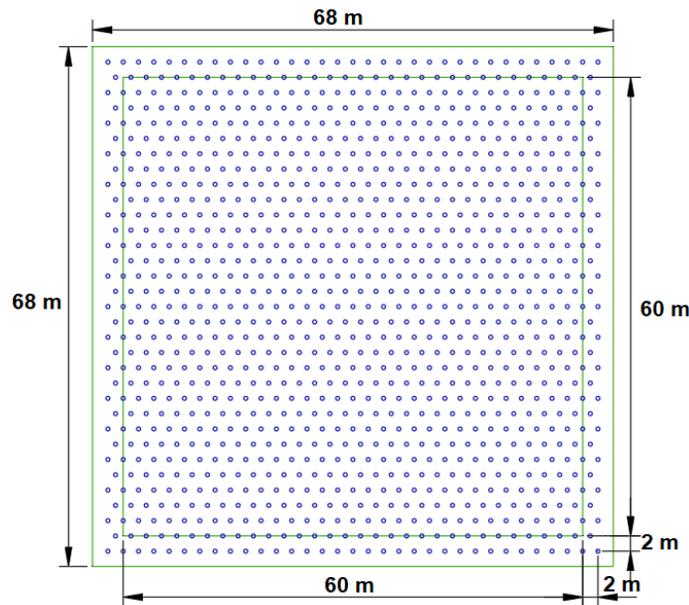


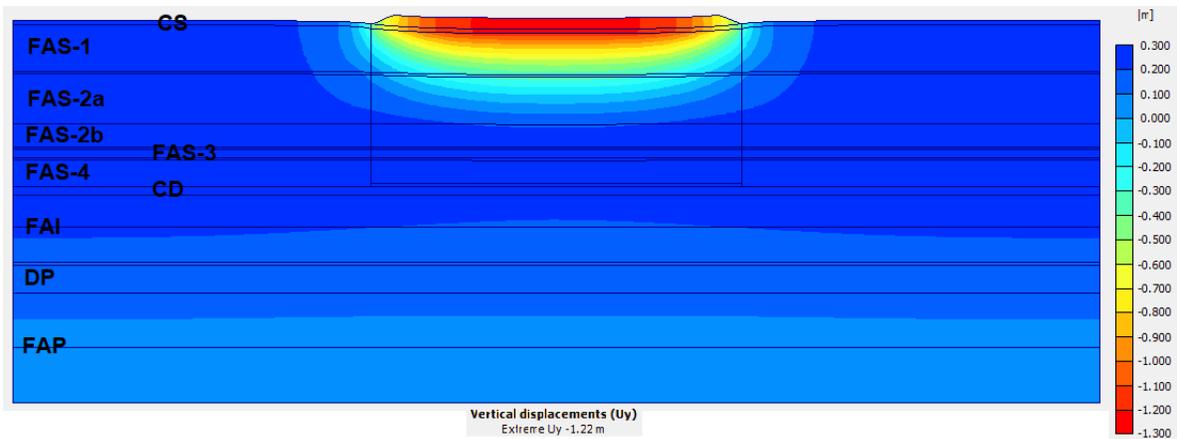
Figura 4.16. Vista en planta de la distribución de los PVD en el terraplén.

Para modelar la permeabilidad equivalente, bajo el terraplén se genera una malla del ancho del mismo y de una profundidad equivalente a la longitud total de los drenes, a partir del nivel del terreno. En esta malla se cambia la permeabilidad vertical de los estratos involucrados por la permeabilidad vertical equivalente.

Para el terraplén con drenes verticales prefabricados (PVD) se analizan dos etapas, la primera etapa es la construcción del mismo y el exceso de presión de poro que se genera, esta etapa es un análisis plástico y da como resultado un asentamiento y un exceso de presión de poro igual al obtenido en el análisis del terraplén, sin drenes.

4. Caso de estudio en un suelo del valle de México

La segunda etapa es la consolidación, en la cual se disipa completamente el exceso de presión de poro generado por el terraplén, lo que ocasiona un asentamiento de 1.2 m en un tiempo de 23,722 días (64.9 años).



Nota: CS = costra seca; FAS-1 = formación arcillosa superior 1; FAS-2a = formación arcillosa superior 2a; FAS-2b = formación arcillosa superior 2b; FAS-3 = formación arcillosa superior 3; FAS-4 = formación arcillosa superior 4; CD = capa dura; FAI = formación arcillosa inferior; DP = depósitos profundos; FAP = formación arcillosa profunda.

Figura 4.17. Consolidación terraplén con PVD.

El beneficio de incluir drenes bajo el terraplén se observa en la reducción del tiempo que tarda el suelo en disipar el exceso de presión de poro generado por el terraplén, además, también se disminuye el tiempo que tarda el suelo en alcanzar su máxima deformación.

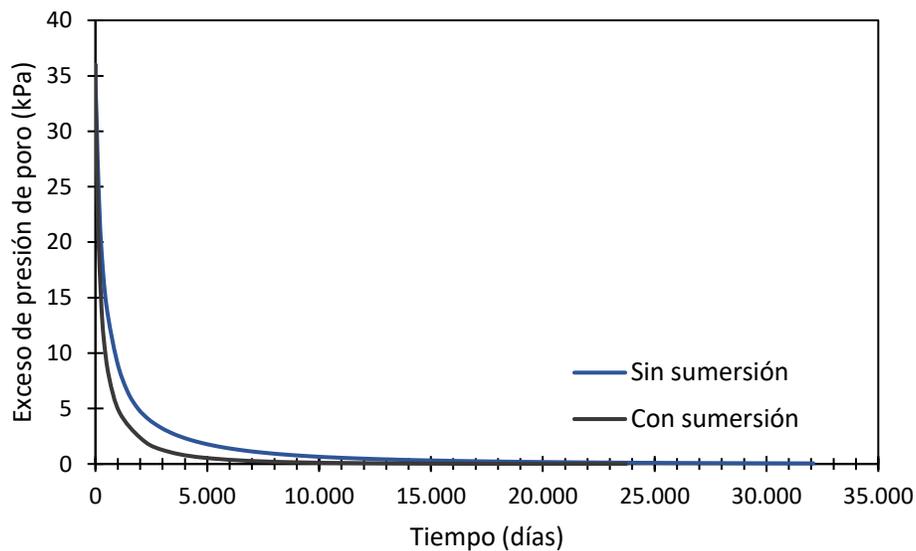


Figura 4.18. Disipación del exceso de presión de poro en terraplén con PVD.

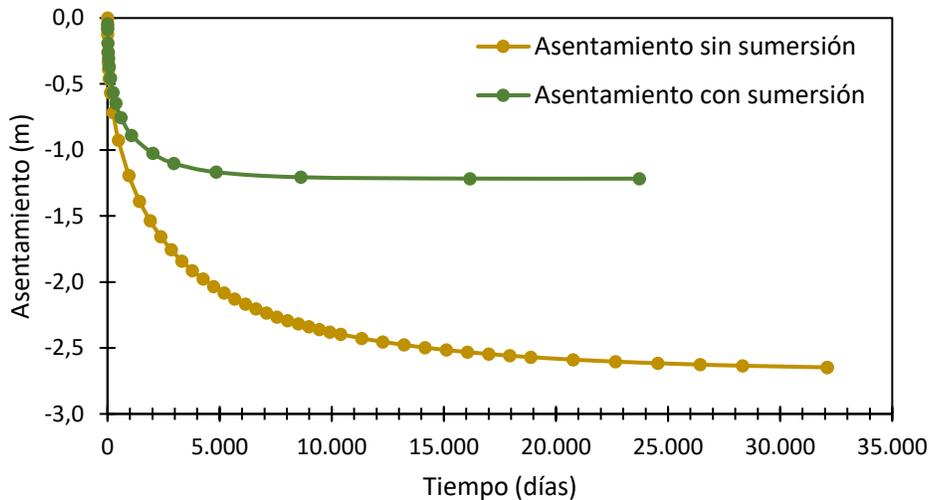


Figura 4.19. Asentamiento en terraplén con PVD.

El terraplén con PVD en 8 meses ha disipado el 57 % del exceso de presión de poro y ha ocasionado un asentamiento de 57 cm.

El terraplén con PVD en un tiempo de 1,058 días (2.9 años) ha disipado el 86 % del exceso de presión de poro generado por el incremento de esfuerzos y ha alcanzado un asentamiento de 90 cm, aproximadamente, lo que representa un 73 % del asentamiento total que se espera ($S_c=1.2$ m).

4.5 Modelación numérica de terraplén con drenes biodegradables

Para realizar la modelación numérica con drenes biodegradables, es importante conocer diferentes condiciones, como las características físicas y químicas tanto del dren como del suelo al cual estará expuesto.

Suelos con un pH menor que 5.2 o mayores que 9 tienden a degradar con mayor rapidez las fibras biodegradables como el yute (Nguyen *et al.*, 2016a).

El suelo del antiguo lago de Texcoco presenta un pH medio de 12 (Alanís González, 2003), dando lugar a un suelo alcalino. El análisis químico del agua presente en los poros del suelo, obtenida de una muestra consolidada, se toma de los resultados presentados por Marsal & Graue (1969) y se muestran en la Tabla 4.16.

Tabla 4.16. Determinación del contenido de sales en el agua (Marsal & Graue 1969).

Composición química		Símbolo	gr/lt
Aniones	Sulfato	SO ₄	1.129
	Cloruro	Cl	10.975
	Carbonato	CO ₃	6.143
	Bicarbonato	HCO ₃	11.650

4. Caso de estudio en un suelo del valle de México

Tabla 4.16. Determinación del contenido de sales en el agua (Marsal & Graue 1969) (continuación).

Composición química		Símbolo	gr/lt
Cationes	Sodio	Na	15.906
	Potasio	K	1.458
	Calcio	Ca	huellas
	Magnesio	Mg	0.000

Nota: aniones: átomos con carga eléctrica negativa; cationes: átomos con carga eléctrica positiva.

Como se puede observar, el agua presente en los poros tiene alto contenido de cloruro, bicarbonato y sodio. Este contenido de sales disminuye hacia el sur y oriente del lago (Marsal & Graue, 1969).

Saha *et al.* (2012) sometieron muestras de geotextiles de yute en soluciones con alto contenido de sodio y diferentes valores de pH (3, 4, 7, 9 y 10) durante 120 días, mostrando que la resistencia inicial a la tensión para valores de pH neutro se mantuvo un 25 %, mientras que para pH entre 4 y 9 sólo se mantuvo un 15 %; por lo tanto, el contenido de sales en el suelo y su pH afectan directamente la resistencia a la tensión de las fibras de yute.

Dada la alta salinidad y pH del suelo del ex lago de Texcoco, el coeficiente de deterioro que se utiliza en la modelación numérica es 0.01 día^{-1} .

4.5.1 Algoritmo en Python

Para incluir la reducción en la capacidad de descarga de un dren debido a la biodegradación del mismo, inicialmente se crea un algoritmo en Python capaz de calcular la biodegradación a medida que transcurre el tiempo. A continuación, se muestra el diagrama de flujo del algoritmo.

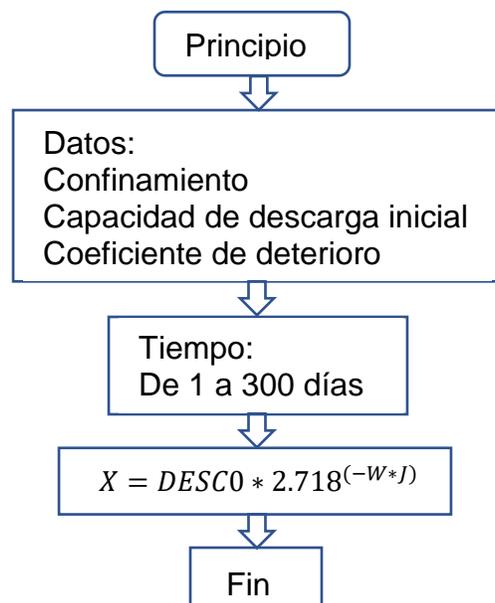


Figura 4.20. Diagrama de flujo del algoritmo en Python.

El algoritmo en Python se muestra en la Figura 4.21.

```

print("Biodegradacion de un dren natural")
print("ingrese confinamiento del dren:")
Conf=float(input())
print("ingrese capacidad de descarga inicial del dren:")
Desc0=float(input())
print("ingrese coeficiente de deterioro:")
w=float(input())
for i in range(1,301):
    Tiempo=i
    Descarga=Desc0*2.718**(-w*i)
    print("Tiempo:",i,"Descarga:",round(Descarga,4))

```

Figura 4.21. Algoritmo en Python para el cálculo de la biodegradación.

```

Biodegradacion de un dren natural
ingrese confinamiento del dren:
50
ingrese capacidad de descarga inicial del dren:
0.3629
ingrese coeficiente de deterioro:
0.01
Tiempo: 1 Descarga: 0.3593      Tiempo: 280 Descarga: 0.0221
Tiempo: 2 Descarga: 0.3557      Tiempo: 281 Descarga: 0.0219
Tiempo: 3 Descarga: 0.3522      Tiempo: 282 Descarga: 0.0216
Tiempo: 4 Descarga: 0.3487      Tiempo: 283 Descarga: 0.0214
Tiempo: 5 Descarga: 0.3452      Tiempo: 284 Descarga: 0.0212
Tiempo: 6 Descarga: 0.3418      Tiempo: 285 Descarga: 0.021
Tiempo: 7 Descarga: 0.3384      Tiempo: 286 Descarga: 0.0208
Tiempo: 8 Descarga: 0.335       Tiempo: 287 Descarga: 0.0206
Tiempo: 9 Descarga: 0.3317      Tiempo: 288 Descarga: 0.0204
Tiempo: 10 Descarga: 0.3284     Tiempo: 289 Descarga: 0.0202
Tiempo: 11 Descarga: 0.3251     Tiempo: 290 Descarga: 0.02
Tiempo: 12 Descarga: 0.3219     Tiempo: 291 Descarga: 0.0198
Tiempo: 13 Descarga: 0.3187     Tiempo: 292 Descarga: 0.0196
Tiempo: 14 Descarga: 0.3155     Tiempo: 293 Descarga: 0.0194
Tiempo: 15 Descarga: 0.3124     Tiempo: 294 Descarga: 0.0192
Tiempo: 16 Descarga: 0.3092     Tiempo: 295 Descarga: 0.019
Tiempo: 17 Descarga: 0.3062     Tiempo: 296 Descarga: 0.0188
Tiempo: 18 Descarga: 0.3031     Tiempo: 297 Descarga: 0.0186
Tiempo: 19 Descarga: 0.3001     Tiempo: 298 Descarga: 0.0184
Tiempo: 20 Descarga: 0.2971     Tiempo: 299 Descarga: 0.0183

```

Figura 4.22. Reducción en la capacidad de descarga de un dren para un confinamiento de 50 kPa.

4. Caso de estudio en un suelo del valle de México

Como se observa en la Figura 4.22, para correr el programa es necesario introducir el confinamiento inicial al que va a estar expuesto el dren, la capacidad de descarga inicial y el coeficiente de deterioro del dren. Posteriormente, el programa arroja la reducción en la capacidad de descarga del dren para un intervalo de tiempo de 300 días.

Para un confinamiento inicial de 50 kPa, una capacidad de descarga inicial de 0.3629 m³/día y un coeficiente de deterioro de 0.01 día⁻¹, en un tiempo de 300 días, la capacidad de descarga del dren es de 0.0181 m³/día.

4.5.2 Modelación

Con el algoritmo mostrado, y para una presión de confinamiento de 100 kPa, se calcula la reducción en la capacidad de descarga del dren con el paso del tiempo, para un coeficiente de deterioro de 0.01 día⁻¹. De acuerdo con la Figura 4.5, para una presión de confinamiento de 100 kPa y para un tiempo de 800 días, la capacidad de descarga del dren alcanza un valor crítico de 0.0001 m³/día, a partir del cual, el dren biodegradable ya no aporta a la disipación del exceso de presión de poro del suelo.

La modelación numérica se realiza en el programa PLAXIS 8.2 y se toman los mismos parámetros geotécnicos empleados en la modelación del terraplén sin drenes. La distribución en planta de los drenes verticales biodegradables (BPVD) es la misma que en los drenes verticales prefabricados (PVD), como se muestra en la Figura 4.16.

Para la modelación numérica, inicialmente se determinan 5 capacidades de descarga del dren biodegradable en un intervalo de tiempo de 0 a 800 días, tiempo en el cual el dren biodegradable deja de aportar a la consolidación del suelo, como se muestra en la Tabla 4.17.

Tabla 4.17. Intervalos de tiempo en la reducción de la capacidad de descarga de un dren biodegradable.

Tiempo (días)	q_w (m ³ /día) - presión de confinamiento de 100 kPa (m ³ /día) y ω (día ⁻¹) = 0.01
0.00	0.26
3.00	
4.00	0.21
50.00	
60.00	0.1
160.00	
180.00	0.02
320.00	
340.00	0.01
800.00	

Nota: q_w = capacidad de descarga.

Con base en las capacidades de descarga mostradas en la Tabla 4.17 y la teoría desarrollada por Chai *et al.* (2001), se calculan 5 permeabilidades verticales equivalentes en cada estrato para cada capacidad de descarga. La longitud total de los drenes biodegradables es de 30 m, a partir del nivel de terreno, y las dimensiones del dren utilizadas para el cálculo son las que se muestran en la Figura 3.1.

Las permeabilidades verticales equivalentes para cada estrato se calculan con el procedimiento explicado en el apartado 4.4. Las Tablas 4.18 a 4.23 muestran los parámetros del dren vertical biodegradable (BPVD) y las permeabilidades verticales equivalentes de cada estrato, para el intervalo de tiempo en el que actúan cada una durante el proceso de consolidación.

Tabla 4.18. Dimensiones y propiedades de los BPVD.

Dimensiones de los BPVD	
a (m)	0.10
b (m)	0.01
S (m)	2.00
Propiedades de los BPVD	
d_w (m)	0.05
D_e (m)	2.10
n	39.44
d_m (m)	0.10
d_s (m)	0.19
s	3.60
q_w (m ³ /día)	0.26
q_w (m ³ /día)	0.21
q_w (m ³ /día)	0.10
q_w (m ³ /día)	0.02
q_w (m ³ /día)	0.01

Nota: a : ancho del dren; b : espesor del dren; S : separación entre drenes; d_w : diámetro equivalente del dren; D_e : diámetro de la celda unitaria; d_m : diámetro del mandril; d_s : diámetro de la zona de remoldeo; q_w : capacidad de descarga del dren de fibra de coco y yute para cada intervalo de tiempo. t : tiempo.

4. Caso de estudio en un suelo del valle de México

Tabla 4.19. Conductividad hidráulica vertical equivalente para BPVD en un tiempo $0 < t < 3$ días.

0 < t < 3 días							
Estrato	e (m)	k_h (m/día)	k_v (m/día)	k_s (m/día)	l (m)	μ	k_{ve} (m/día)
Costra seca (CS)	0.80	8.64×10^{-1}	8.64×10^{-1}	8.64×10^{-2}	0.80	2.05×10^1	8.79×10^{-1}
Formación arcillosa superior 1 (FAS-1)	8.50	6.00×10^{-4}	2.00×10^{-4}	6.00×10^{-5}	8.50	1.63×10^1	1.71×10^{-3}
Lente de arena 1	0.50	1.00×10^{-3}	1.00×10^{-3}	1.00×10^{-4}	0.50	1.59×10^1	1.01×10^{-3}
Formación arcillosa superior 2a (FAS-2a)	9.20	6.00×10^{-4}	2.00×10^{-4}	6.00×10^{-5}	9.20	1.64×10^1	1.96×10^{-3}
Formación arcillosa superior 2b (FAS-2b)	4.20	6.00×10^{-4}	2.00×10^{-4}	6.00×10^{-5}	4.20	1.60×10^1	5.74×10^{-4}
Lente de arena 2	0.50	1.00×10^{-3}	1.00×10^{-3}	1.00×10^{-4}	0.50	1.59×10^1	1.01×10^{-3}
Formación arcillosa superior 3 (FAS-3)	1.50	6.00×10^{-4}	2.00×10^{-4}	6.00×10^{-5}	1.50	1.60×10^1	2.48×10^{-4}
Lente de arena 3	0.50	1.00×10^{-3}	1.00×10^{-3}	1.00×10^{-4}	0.50	1.59×10^1	1.01×10^{-3}
Formación arcillosa superior 4 (FAS-4)	4.80	6.00×10^{-4}	2.00×10^{-4}	6.00×10^{-5}	4.30	1.60×10^1	5.92×10^{-4}

Nota: e: espesor del estrato; k_h : conductividad hidráulica horizontal del suelo; k_v : conductividad hidráulica vertical del suelo; k_s : conductividad hidráulica horizontal de la zona de remoldeo del suelo; l: longitud del drenaje; k_{ve} : conductividad hidráulica vertical equivalente.

Tabla 4.20. Conductividad hidráulica vertical equivalente para BPVD en un tiempo $4 < t < 50$ días.

4 < t < 50 días							
Estrato	e (m)	k_h (m/día)	k_v (m/día)	k_s (m/día)	l (m)	μ	k_{ve} (m/día)
Costra seca (CS)	0.80	8.64×10^{-1}	8.64×10^{-1}	8.64×10^{-2}	0.80	2.15×10^1	8.79×10^{-1}
Formación arcillosa superior 1 (FAS-1)	8.50	6.00×10^{-4}	2.00×10^{-4}	6.00×10^{-5}	8.50	1.64×10^1	1.70×10^{-3}
Lente de arena 1	0.50	1.00×10^{-3}	1.00×10^{-3}	1.00×10^{-4}	0.50	1.59×10^1	1.01×10^{-3}
Formación arcillosa superior 2a (FAS-2a)	9.20	6.00×10^{-4}	2.00×10^{-4}	6.00×10^{-5}	9.20	1.65×10^1	1.95×10^{-3}
Formación arcillosa superior 2b (FAS-2b)	4.20	6.00×10^{-4}	2.00×10^{-4}	6.00×10^{-5}	4.20	1.60×10^1	5.74×10^{-4}
Lente de arena 2	0.50	1.00×10^{-3}	1.00×10^{-3}	1.00×10^{-4}	0.50	1.59×10^1	1.01×10^{-3}
Formación arcillosa superior 3 (FAS-3)	1.50	6.00×10^{-4}	2.00×10^{-4}	6.00×10^{-5}	1.50	1.60×10^1	2.48×10^{-4}
Lente de arena 3	0.50	1.00×10^{-3}	1.00×10^{-3}	1.00×10^{-4}	0.50	1.59×10^1	1.01×10^{-3}
Formación arcillosa superior 4 (FAS-4)	4.80	6.00×10^{-4}	2.00×10^{-4}	6.00×10^{-5}	4.30	1.61×10^1	5.92×10^{-4}

Nota: e: espesor del estrato; k_h : conductividad hidráulica horizontal del suelo; k_v : conductividad hidráulica vertical del suelo; k_s : conductividad hidráulica horizontal de la zona de remoldeo del suelo; l: longitud del drenaje; k_{ve} : conductividad hidráulica vertical equivalente.

Tabla 4.21. Conductividad hidráulica vertical equivalente para BPVD en un tiempo $60 < t < 160$ días.

60<t<160 días							
Estrato	e (m)	k_h (m/día)	k_v (m/día)	k_s (m/día)	l (m)	μ	k_{ve} (m/día)
Costra seca (CS)	0.80	8.64×10^{-1}	8.64×10^{-1}	8.64×10^{-2}	0.80	2.78×10^1	8.75×10^{-1}
Formación arcillosa superior 1 (FAS-1)	8.50	6.00×10^{-4}	2.00×10^{-4}	6.00×10^{-5}	8.50	1.69×10^1	1.66×10^{-3}
Lente de arena 1	0.50	1.00×10^{-3}	1.00×10^{-3}	1.00×10^{-4}	0.50	1.59×10^1	1.01×10^{-3}
Formación arcillosa superior 2a (FAS-2a)	9.20	6.00×10^{-4}	2.00×10^{-4}	6.00×10^{-5}	9.20	1.70×10^1	1.89×10^{-3}
Formación arcillosa superior 2b (FAS-2b)	4.20	6.00×10^{-4}	2.00×10^{-4}	6.00×10^{-5}	4.20	1.62×10^1	5.71×10^{-4}
Lente de arena 2	0.50	1.00×10^{-3}	1.00×10^{-3}	1.00×10^{-4}	0.50	1.59×10^1	1.01×10^{-3}
Formación arcillosa superior 3 (FAS-3)	1.50	6.00×10^{-4}	2.00×10^{-4}	6.00×10^{-5}	1.50	1.60×10^1	2.48×10^{-4}
Lente de arena 3	0.50	1.00×10^{-3}	1.00×10^{-3}	1.00×10^{-4}	0.50	1.59×10^1	1.01×10^{-3}
Formación arcillosa superior 4 (FAS-4)	4.80	6.00×10^{-4}	2.00×10^{-4}	6.00×10^{-5}	4.30	1.62×10^1	5.89×10^{-4}

Nota: e: espesor del estrato; k_h : conductividad hidráulica horizontal del suelo; k_v : conductividad hidráulica vertical del suelo; k_s : conductividad hidráulica horizontal de la zona de remoldeo del suelo; l: longitud del drenaje; k_{ve} : conductividad hidráulica vertical equivalente.

Tabla 4.22. Conductividad hidráulica vertical equivalente para BPVD en un tiempo $180 < t < 320$ días.

180<t<320 días							
Estrato	e (m)	k_h (m/día)	k_v (m/día)	k_s (m/día)	l (m)	μ	k_{ve} (m/día)
Costra seca (CS)	0.80	8.64×10^{-1}	8.64×10^{-1}	8.64×10^{-2}	0.80	6.51×10^1	8.69×10^{-1}
Formación arcillosa superior 1 (FAS-1)	8.50	6.00×10^{-4}	2.00×10^{-4}	6.00×10^{-5}	8.50	1.98×10^1	1.44×10^{-3}
Lente de arena 1	0.50	1.00×10^{-3}	1.00×10^{-3}	1.00×10^{-4}	0.50	1.60×10^1	1.01×10^{-3}
Formación arcillosa superior 2a (FAS-2a)	9.20	6.00×10^{-4}	2.00×10^{-4}	6.00×10^{-5}	9.20	2.05×10^1	1.61×10^{-3}
Formación arcillosa superior 2b (FAS-2b)	4.20	6.00×10^{-4}	2.00×10^{-4}	6.00×10^{-5}	4.20	1.69×10^1	5.55×10^{-4}
Lente de arena 2	0.50	1.00×10^{-3}	1.00×10^{-3}	1.00×10^{-4}	0.50	1.60×10^1	1.01×10^{-3}
Formación arcillosa superior 3 (FAS-3)	1.50	6.00×10^{-4}	2.00×10^{-4}	6.00×10^{-5}	1.50	1.61×10^1	2.48×10^{-4}
Lente de arena 3	0.50	1.00×10^{-3}	1.00×10^{-3}	1.00×10^{-4}	0.50	1.60×10^1	1.01×10^{-3}
Formación arcillosa superior 4 (FAS-4)	4.80	6.00×10^{-4}	2.00×10^{-4}	6.00×10^{-5}	4.30	1.69×10^1	5.72×10^{-4}

Nota: e: espesor del estrato; k_h : conductividad hidráulica horizontal del suelo; k_v : conductividad hidráulica vertical del suelo; k_s : conductividad hidráulica horizontal de la zona de remoldeo del suelo; l: longitud del drenaje; k_{ve} : conductividad hidráulica vertical equivalente.

4. Caso de estudio en un suelo del valle de México

Tabla 4.23. Conductividad hidráulica vertical equivalente para BPVD en un tiempo $340 < t < 800$ días.

340<t<800 días							
Estrato	e (m)	k_h (m/día)	k_v (m/día)	k_s (m/día)	l (m)	μ	k_{ve} (m/día)
Costra seca (CS)	0.80	8.64×10^{-1}	8.64×10^{-1}	8.64×10^{-2}	0.80	2.41×10^2	8.65×10^{-1}
Formación arcillosa superior 1 (FAS-1)	8.50	6.00×10^{-4}	2.00×10^{-4}	6.00×10^{-5}	8.50	3.36×10^1	9.31×10^{-4}
Lente de arena 1	0.50	1.00×10^{-3}	1.00×10^{-3}	1.00×10^{-4}	0.50	1.60×10^1	1.01×10^{-3}
Formación arcillosa superior 2a (FAS-2a)	9.20	6.00×10^{-4}	2.00×10^{-4}	6.00×10^{-5}	9.20	3.67×10^1	9.85×10^{-4}
Formación arcillosa superior 2b (FAS-2b)	4.20	6.00×10^{-4}	2.00×10^{-4}	6.00×10^{-5}	4.20	2.03×10^1	4.96×10^{-4}
Lente de arena 2	0.50	1.00×10^{-3}	1.00×10^{-3}	1.00×10^{-4}	0.50	1.60×10^1	1.01×10^{-3}
Formación arcillosa superior 3 (FAS-3)	1.50	6.00×10^{-4}	2.00×10^{-4}	6.00×10^{-5}	1.50	1.65×10^1	2.46×10^{-4}
Lente de arena 3	0.50	1.00×10^{-3}	1.00×10^{-3}	1.00×10^{-4}	0.50	1.60×10^1	1.01×10^{-3}
Formación arcillosa superior 4 (FAS-4)	4.80	6.00×10^{-4}	2.00×10^{-4}	6.00×10^{-5}	4.30	2.05×10^1	5.07×10^{-4}

Nota: e: espesor del estrato; k_h : conductividad hidráulica horizontal del suelo; k_v : conductividad hidráulica vertical del suelo; k_s : conductividad hidráulica horizontal de la zona de remoldeo del suelo; l: longitud del drenaje; k_{ve} : conductividad hidráulica vertical equivalente.

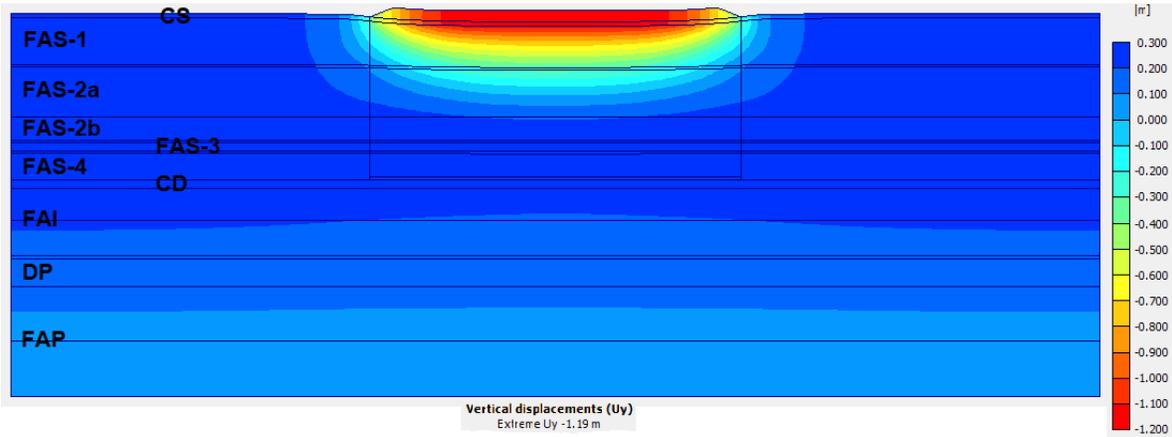
Una vez calculadas las permeabilidades verticales equivalentes para cada estrato, incluyendo la reducción en la capacidad de descarga del dren, se generan seis etapas en el modelo numérico del terraplén con drenes verticales biodegradables (BPVD). La primera etapa es la construcción del terraplén y el exceso de presión de poro que se genera, esta etapa es un análisis plástico y da como resultado un asentamiento y un exceso de presión de poro igual al obtenido en el análisis del terraplén sin drenes.

Las siguientes cuatro etapas son un análisis de consolidación, en las cuales se limita el tiempo de la consolidación y se va variando la permeabilidad vertical equivalente de cada estrato para los intervalos de tiempo determinados en la Tabla 4.17.

La sexta etapa es la consolidación final, en la cual se disipa completamente el exceso de presión de poro generado por el terraplén después de 800 días, a partir de este tiempo los drenes biodegradables ya no aportan en la disipación del exceso de presión de poro, por lo tanto, en esta etapa final se trabaja con la permeabilidad vertical del suelo. El terraplén con los BPVD ocasiona un asentamiento de 1.2 m en un tiempo de 33,786 días (92.5 años).

El beneficio de incluir drenes biodegradables bajo el terraplén se observa en la reducción del tiempo que tarda el suelo en disipar el exceso de presión de poro generado por el terraplén, antes de que el dren entre en una fase crítica (800 días),

ya que a partir de este tiempo la disipación del exceso de presión de poro se vuelve más lenta porque los drenes biodegradables ya no aportan en la disipación.



Nota: CS = costra seca; FAS-1 = formación arcillosa superior 1; FAS-2a = formación arcillosa superior 2a; FAS-2b = formación arcillosa superior 2b; FAS-3 = formación arcillosa superior 3; FAS-4 = formación arcillosa superior 4; CD = capa dura; FAI = formación arcillosa inferior; DP = depósitos profundos; FAP = formación arcillosa profunda.

Figura 4.23. Consolidación terraplén con BPVD.

El terraplén con BPVD en 8 meses ha disipado el 57 % del exceso de presión de poro y ha ocasionado un asentamiento de 55 cm.

El terraplén con BPVD en un tiempo de 1,058 días (2.9 años) ha disipado aproximadamente 82 % del exceso de presión de poro generado por el incremento de esfuerzos y ha alcanzado un asentamiento de 79 cm, aproximadamente, lo que representa un 66 % del asentamiento total que se espera ($S_c=1.2$ m).

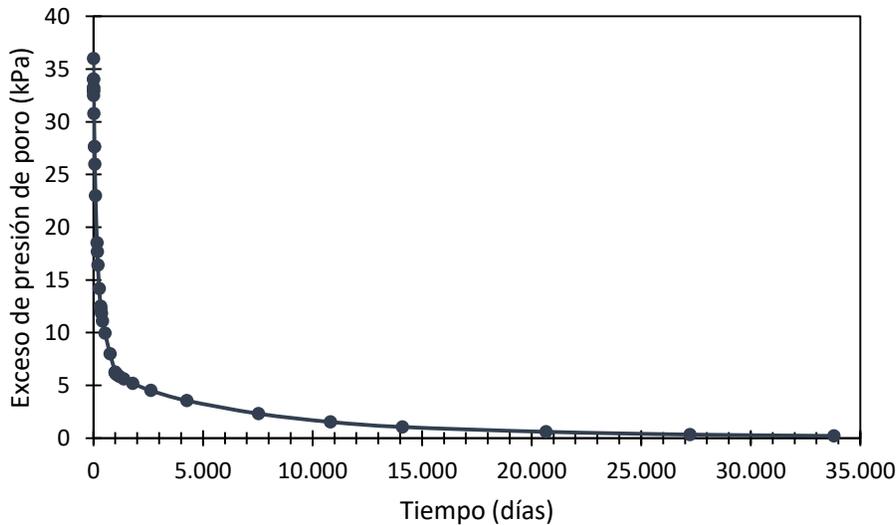


Figura 4.24. Disipación del exceso de presión de poro en terraplén con BPVD.

4. Caso de estudio en un suelo del valle de México

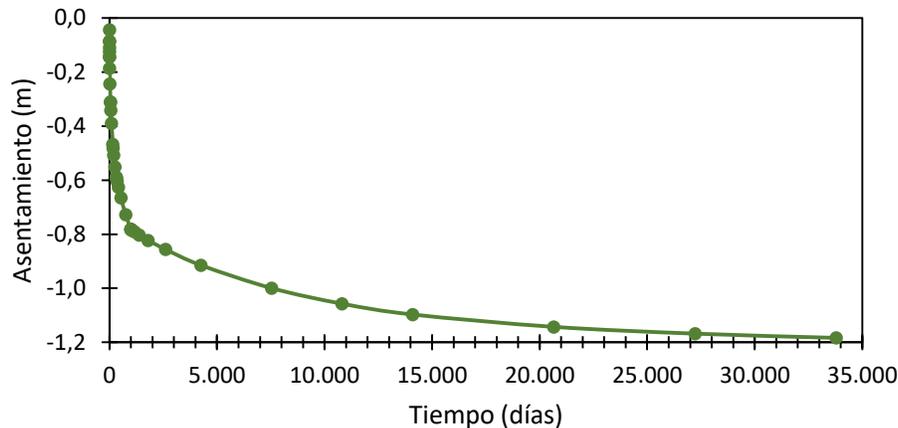


Figura 4.25. Asentamiento en terraplén con BPVD.

4.5.3 Análisis paramétrico

En las Figuras 4.26 y 4.27 se muestra la disipación del exceso de presión de poro y el asentamiento para el terraplén sin drenes, el terraplén con drenes verticales prefabricados (PVD) y el terraplén con drenes verticales biodegradables (BPVD).

Para un tiempo de 8 meses, aproximadamente, el terraplén sin drenes ha disipado el 13 % del exceso de presión de poro, el terraplén con drenes verticales prefabricados (PVD) ha disipado el 57 % del exceso de presión de poro y el terraplén con drenes verticales biodegradables (BPVD) ha disipado el 57 % del exceso de presión de poro.

Para un tiempo de 8 meses, aproximadamente, el terraplén sin drenes ha ocasionado un asentamiento de 26 cm, el terraplén con drenes verticales prefabricados (PVD) ha ocasionado un asentamiento de 57 cm y el terraplén con drenes verticales biodegradables (BPVD) ha ocasionado un asentamiento de 55 cm.

Para un tiempo de 1,058 días (2.9 años), el terraplén con drenes verticales prefabricados (PVD) ha disipado aproximadamente el 86 % del exceso de presión de poro y ha alcanzado un asentamiento de 90 cm, lo que representa un 73 % del asentamiento total que se espera ($S_c=1.2$ m), mientras que el terraplén con drenes verticales biodegradables (BPVD) ha disipado aproximadamente el 82 % del exceso de presión de poro y ha alcanzado un asentamiento de 79 cm, lo que representa un 66 % del asentamiento total que se espera ($S_c=1.2$ m).

El uso de drenes biodegradables retrasa el proceso de consolidación de un suelo en un 7 % en comparación con el uso de drenes prefabricados, sin embargo, esta diferencia se puede reducir si se utilizan drenes biodegradables con una separación menor o una sobrecarga mayor.

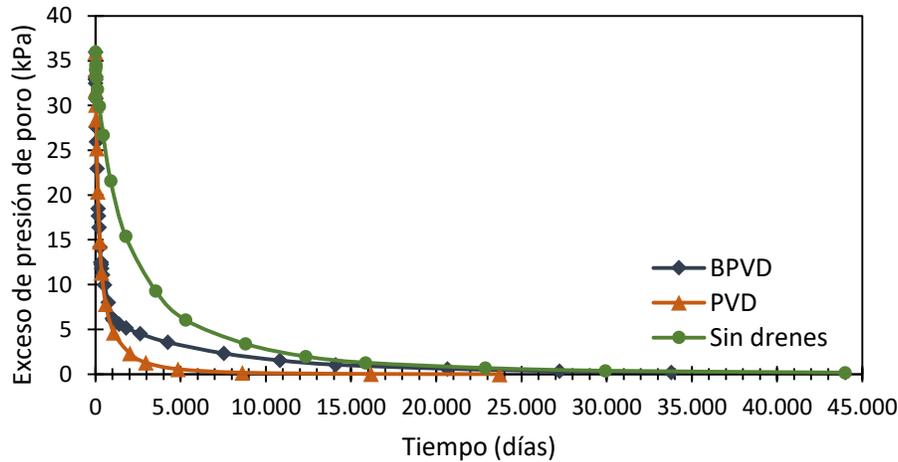


Figura 4.26. Disipación del exceso de presión de poro para los tres terraplenes.

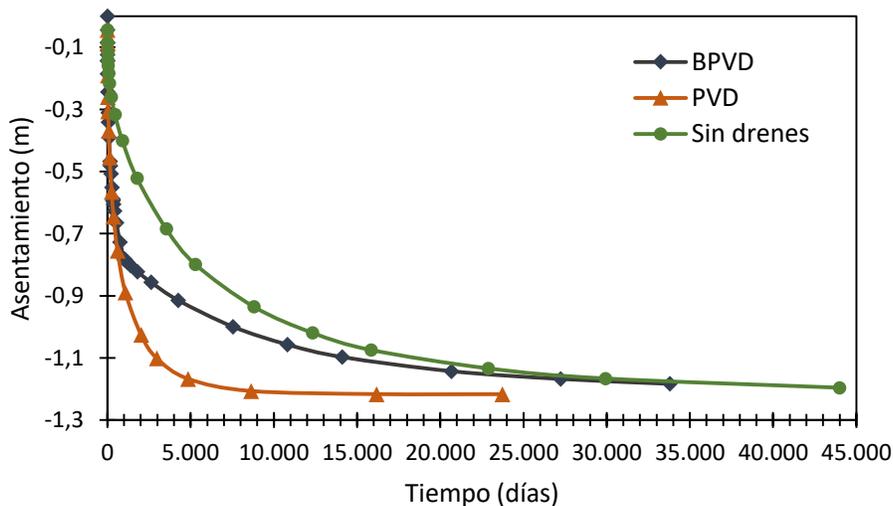


Figura 4.27. Asentamiento para los tres terraplenes.

A continuación, se analizan tres posibilidades para reducir la diferencia entre el tiempo de consolidación utilizando drenes prefabricados y drenes biodegradables.

a) Terraplén de 3 m de altura

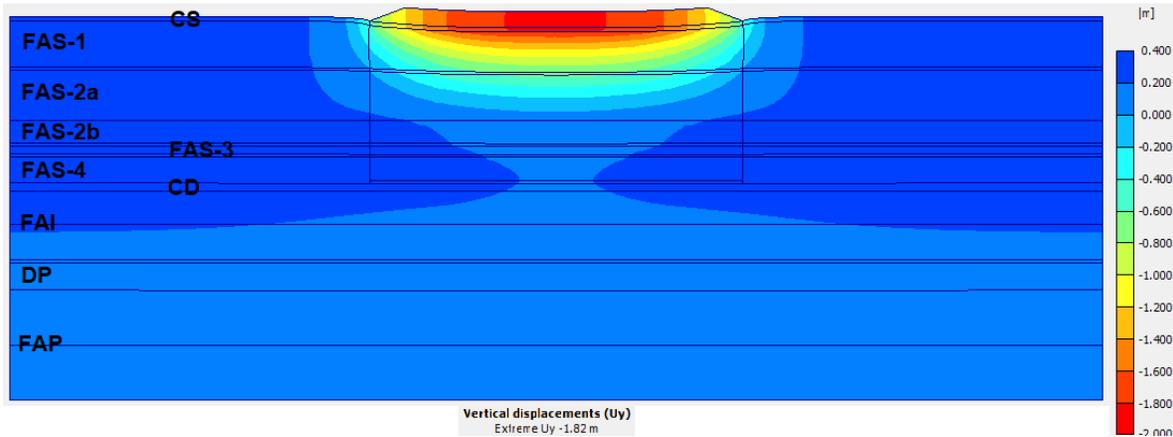
Para la modelación numérica, se aumenta la altura inicial del terraplén 1 m, dando lugar a un terraplén de 3 m de altura. Las permeabilidades verticales equivalentes de cada estrato y su intervalo de duración se mantienen iguales a las mostradas en el apartado 4.5.2.

El terraplén de 3 m de altura con los BPVD ocasiona un asentamiento de 1.8 m en un tiempo de 41,233 días (113 años).

El beneficio de aumentar la altura del terraplén se observa en el aumento de la magnitud del asentamiento al final del proceso de consolidación, además, se

4. Caso de estudio en un suelo del valle de México

disminuye el tiempo que tarda en lograr un asentamiento objetivo en comparación con el terraplén de 2 m de altura.



Nota: CS = costra seca; FAS-1 = formación arcillosa superior 1; FAS-2a = formación arcillosa superior 2a; FAS-2b = formación arcillosa superior 2b; FAS-3 = formación arcillosa superior 3; FAS-4 = formación arcillosa superior 4; CD = capa dura; FAI = formación arcillosa inferior; DP = depósitos profundos; FAP = formación arcillosa profunda.

Figura 4.28. Consolidación terraplén de 3 m con BPVD.

El terraplén de 3 m de altura con BPVD en 8 meses ha disipado el 64 % del exceso de presión de poro y ha ocasionado un asentamiento de 87 cm.

El terraplén de 3 m de altura con BPVD en un tiempo de 1,058 días (2.9 años) ha disipado aproximadamente 86 % del exceso de presión de poro generado por el incremento de esfuerzos y ha alcanzado un asentamiento de 1.22 m, aproximadamente, lo que representa un 67 % del asentamiento total que se espera ($S_c=1.8$ m).

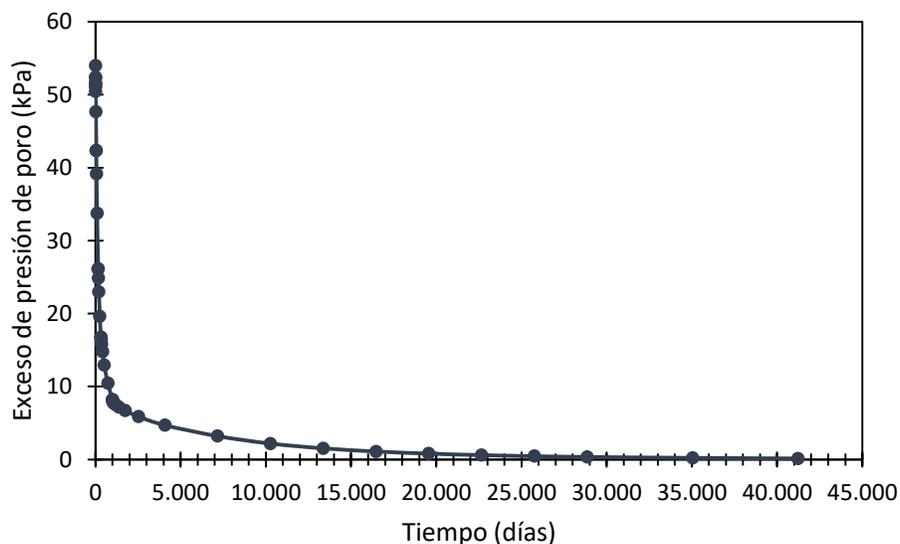


Figura 4.29. Disipación del exceso de presión de poro en terraplén de 3 m con BPVD.

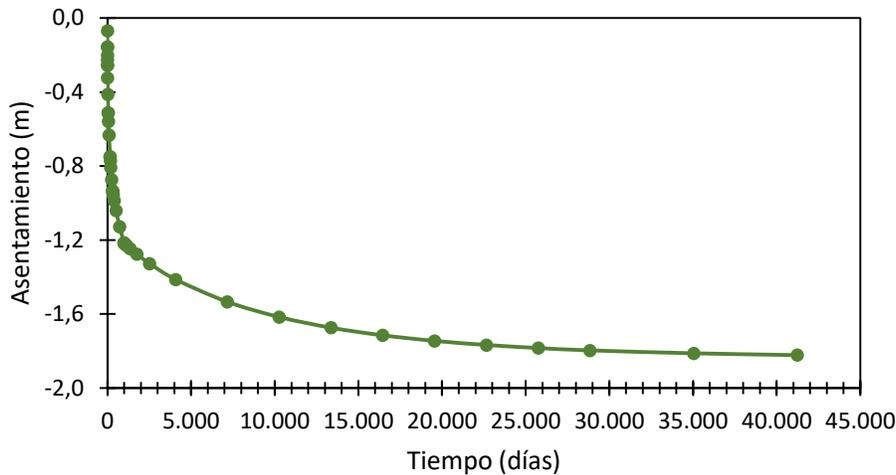


Figura 4.30. Asentamiento en terraplén de 3 m con BPVD.

b) Separación de 1.5 m entre drenes biodegradables

Para la modelación numérica se mantiene la altura inicial del terraplén (2 m), pero se modifica la separación entre drenes biodegradables a $S=1.5$ m, dando lugar a un aumento en las permeabilidades verticales equivalentes de cada estrato como se muestra en la Tabla 4.24.

Tabla 4.24. Conductividad hidráulica vertical equivalente para BPVD separados cada $S=1.5$ m.

ESTRATO	k_{ve1} (m/día)	k_{ve2} (m/día)	k_{ve3} (m/día)	k_{ve4} (m/día)	k_{ve5} (m/día)
Costra seca (CS)	8.92×10^{-1}	8.90×10^{-1}	8.84×10^{-1}	8.73×10^{-1}	8.66×10^{-1}
Formación arcillosa superior 1 (FAS)	2.93×10^{-3}	2.92×10^{-3}	2.83×10^{-3}	2.44×10^{-3}	1.51×10^{-3}
Lente de arena 1	1.02×10^{-3}				
Formación arcillosa superior 2a (FAS)	3.38×10^{-3}	3.37×10^{-3}	3.26×10^{-3}	2.74×10^{-3}	1.61×10^{-3}
Formación arcillosa superior 2b (FAS)	8.78×10^{-4}	8.77×10^{-4}	8.72×10^{-4}	8.43×10^{-4}	7.34×10^{-4}
Lente de arena 2	1.02×10^{-3}				
Formación arcillosa superior 3 (FAS)	2.87×10^{-4}	2.87×10^{-4}	2.87×10^{-4}	2.86×10^{-4}	2.84×10^{-4}
Lente de arena 3	1.02×10^{-3}				
Formación arcillosa superior 4 (FAS)	9.10×10^{-4}	9.09×10^{-4}	9.03×10^{-4}	8.72×10^{-4}	7.54×10^{-4}

Nota: k_{ve1} : conductividad hidráulica vertical equivalente para un intervalo de tiempo de $0 < t < 3$;
 k_{ve2} : conductividad hidráulica vertical equivalente para un intervalo de tiempo de $4 < t < 50$;
 k_{ve3} : conductividad hidráulica vertical equivalente para un intervalo de tiempo de $60 < t < 160$;
 k_{ve4} : conductividad hidráulica vertical equivalente para un intervalo de tiempo de $1800 < t < 320$;
 k_{ve5} : conductividad hidráulica vertical equivalente para un intervalo de tiempo de $340 < t < 800$.

4. Caso de estudio en un suelo del valle de México

El terraplén con los BPVD separados cada 1.5 m ocasiona un asentamiento de 1.2 m en un tiempo de 32,668 días (89.5 años). El beneficio de disminuir la separación de los drenes biodegradables bajo el terraplén se observa en la reducción del tiempo que tarda el suelo en disipar el exceso de presión de poro generado por el terraplén, antes de que el dren entre en una fase crítica (800 días), ya que a partir de este tiempo la disipación del exceso de presión de poro se vuelve más lenta porque los drenes biodegradables ya no aportan en la disipación.

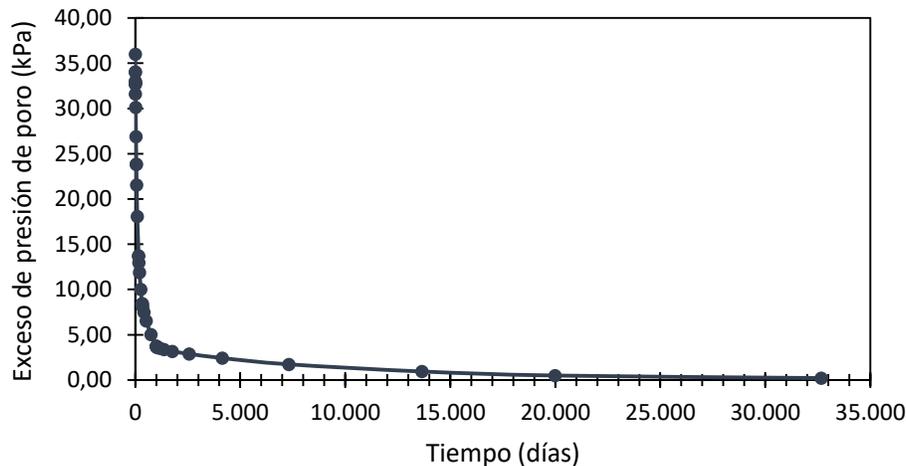


Figura 4.31. Disipación del exceso de presión de poro con BPVD separados cada 1.5 m.

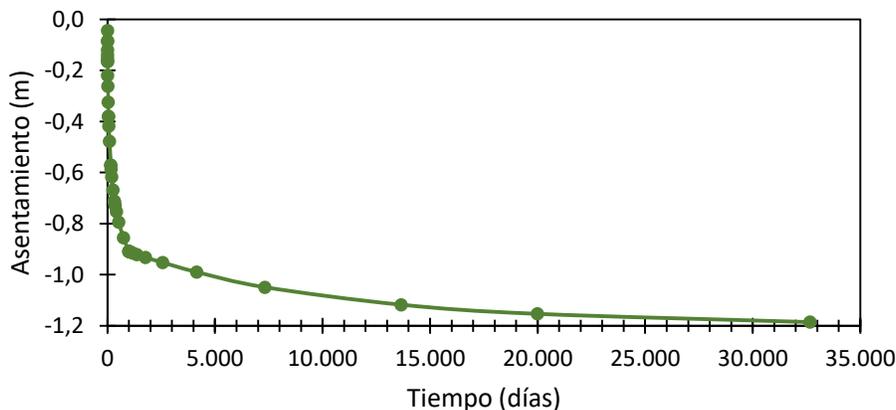


Figura 4.32. Asentamiento en terraplén con BPVD separados cada 1.5 m.

El terraplén con BPVD separados cada 1.5 m en 8 meses ha disipado el 72 % del exceso de presión de poro y ha ocasionado un asentamiento de 67 cm.

El terraplén con BPVD separados cada 1.5 m en un tiempo de 1,058 días (2.9 años) ha disipado aproximadamente 90 % del exceso de presión de poro generado por el incremento de esfuerzos y ha alcanzado un asentamiento de 91 cm, aproximadamente, lo que representa un 77 % del asentamiento total que se espera ($S_c=1.2$ m).

c) Separación de 1.0 m entre drenes biodegradables

Para la modelación numérica se mantiene la altura inicial del terraplén (2 m), pero se modifica la separación entre drenes biodegradables a $S=1.0$ m, dando lugar a un aumento en las permeabilidades verticales equivalentes de cada estrato, como se muestra en la Tabla 4.25.

Tabla 4.25. Conductividad hidráulica vertical equivalente para BPVD separados cada $S=1.0$ m.

ESTRATO	k_{ve1} (m/día)	k_{ve2} (m/día)	k_{ve3} (m/día)	k_{ve4} (m/día)	k_{ve5} (m/día)
Costra seca (CS)	9.27×10^{-1}	9.24×10^{-1}	9.10×10^{-1}	8.83×10^{-1}	8.69×10^{-1}
Formación arcillosa superior 1 (FAS)	6.50×10^{-3}	6.47×10^{-3}	6.28×10^{-3}	5.35×10^{-3}	3.19×10^{-3}
Lente de arena 1	1.04×10^{-3}				
Formación arcillosa superior 2a (FAS)	7.55×10^{-3}	7.51×10^{-3}	7.25×10^{-3}	6.03×10^{-3}	3.40×10^{-3}
Formación arcillosa superior 2b (FAS)	1.76×10^{-3}	1.76×10^{-3}	1.75×10^{-3}	1.68×10^{-3}	1.43×10^{-3}
Lente de arena 2	1.04×10^{-3}				
Formación arcillosa superior 3 (FAS)	4.01×10^{-4}	4.01×10^{-4}	4.00×10^{-4}	3.99×10^{-4}	3.94×10^{-4}
Lente de arena 3	1.04×10^{-3}				
Formación arcillosa superior 4 (FAS)	1.84×10^{-3}	1.84×10^{-3}	1.82×10^{-3}	1.75×10^{-3}	1.47×10^{-3}

Nota: k_{ve1} : conductividad hidráulica vertical equivalente para un intervalo de tiempo de $0 < t < 3$;
 k_{ve2} : conductividad hidráulica vertical equivalente para un intervalo de tiempo de $4 < t < 50$;
 k_{ve3} : conductividad hidráulica vertical equivalente para un intervalo de tiempo de $60 < t < 160$;
 k_{ve4} : conductividad hidráulica vertical equivalente para un intervalo de tiempo de $1800 < t < 320$;
 k_{ve5} : conductividad hidráulica vertical equivalente para un intervalo de tiempo de $340 < t < 800$.

El terraplén con los BPVD separados cada 1.0 m ocasiona un asentamiento de 1.2 m en un tiempo de 23,253 días (63.7 años). El beneficio de disminuir la separación de los drenes biodegradables bajo el terraplén se observa en la reducción del tiempo que tarda el suelo en disipar el exceso de presión de poro generado por el terraplén, antes de que el dren entre en una fase crítica (800 días), ya que a partir de este tiempo la disipación del exceso de presión de poro se vuelve más lenta, porque los drenes biodegradables ya no aportan en la disipación.

El terraplén con BPVD separados cada 1.0 m en 8 meses ha disipado el 86 % del exceso de presión de poro y ha ocasionado un asentamiento de 86 cm.

El terraplén con BPVD separados cada 1.0 m en un tiempo de 1,058 días (2.9 años) ha disipado aproximadamente 96 % del exceso de presión de poro generado por el incremento de esfuerzos y ha alcanzado un asentamiento de 1.08 m, aproximadamente, lo que representa un 90 % del asentamiento total que se espera ($S_c=1.2$ m).

4. Caso de estudio en un suelo del valle de México

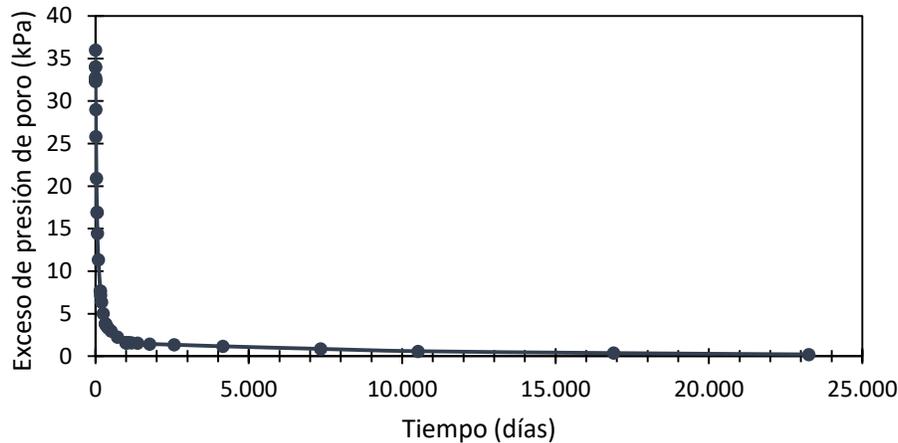


Figura 4.33. Disipación del exceso de presión de poro con BPVD separados cada 1.0 m.

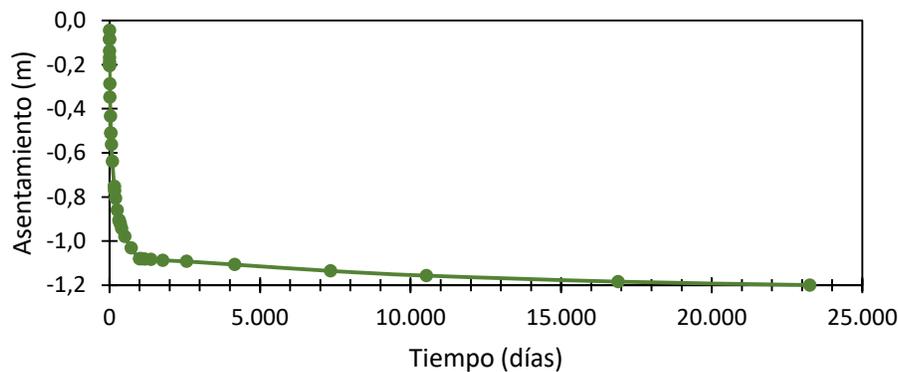


Figura 4.34. Asentamiento en terraplén con BPVD separados cada 1.0 m.

d) Comparación final

En las Figuras 4.35 y 4.36 se muestra la disipación del exceso de presión de poro y el asentamiento para el terraplén con drenes verticales prefabricados (PVD) y el terraplén con drenes verticales biodegradables (BPVD) con diferentes separaciones (S) entre sí.

Para un tiempo de 8 meses, aproximadamente, el terraplén con drenes verticales prefabricados (PVD) ha disipado el 57 % del exceso de presión de poro, el terraplén con drenes verticales biodegradables (BPVD) separados 1.5 m ha disipado el 72 % del exceso de presión de poro y el terraplén con drenes verticales biodegradables (BPVD) separados 1.0 m ha disipado el 86 % del exceso de presión de poro.

Para un tiempo de 8 meses, aproximadamente, el terraplén con drenes verticales prefabricados (PVD) ha ocasionado un asentamiento de 57 cm, el terraplén con drenes verticales biodegradables (BPVD) separados 1.5 m ha ocasionado un asentamiento de 67 cm y el terraplén con drenes verticales biodegradables (BPVD) separados 1.0 m ha ocasionado un asentamiento de 86 cm.

Para un tiempo de 1,058 días (2.9 años), el terraplén con drenes verticales prefabricados (PVD) ha disipado, aproximadamente, el 86 % del exceso de presión de poro y ha alcanzado un asentamiento de 90 cm, lo que representa un 73 % del asentamiento total que se espera ($S_c=1.2$ m), el terraplén con drenes verticales biodegradables (BPVD) separados 1.5 m ha disipado aproximadamente el 90 % del exceso de presión de poro y ha alcanzado un asentamiento de 91 cm, lo que representa un 77 % del asentamiento total que se espera ($S_c=1.2$ m) y el terraplén con drenes verticales biodegradables (BPVD) separados 1.0 m ha disipado aproximadamente el 96 % del exceso de presión de poro y ha alcanzado un asentamiento de 1.08 m, lo que representa un 90 % del asentamiento total que se espera ($S_c=1.2$ m).

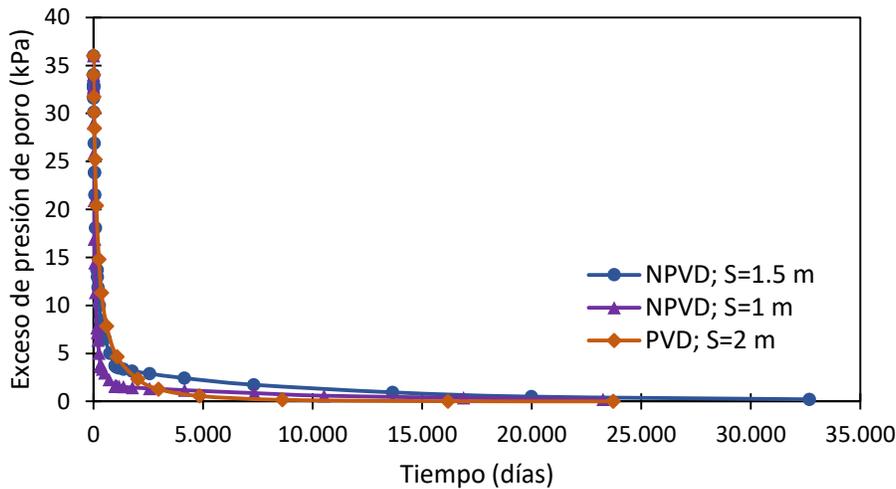


Figura 4.35. Exceso de presión de poro con PVD y diferentes separaciones de BPVD.

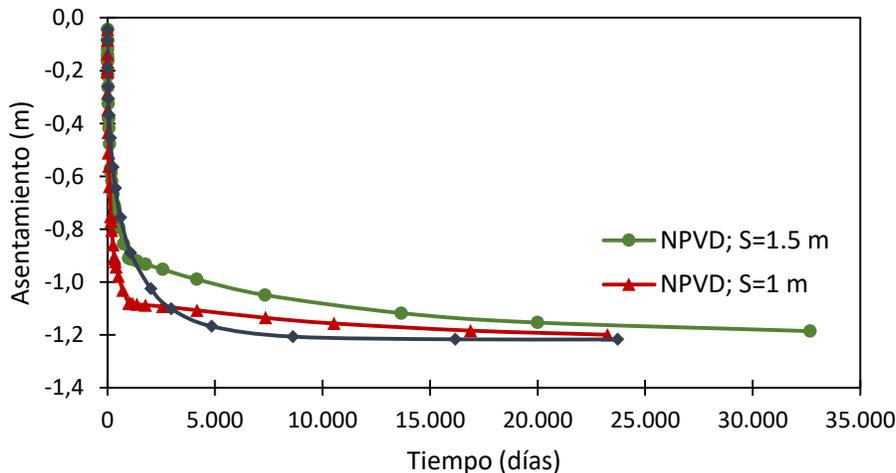


Figura 4.36. Asentamiento con PVD y diferentes separaciones de BPVD.

De acuerdo con los resultados anteriores, para un tiempo de 1,058 días (2.9 años), con el arreglo de drenes biodegradables a 1.5 m de separación se tiene una

4. Caso de estudio en un suelo del valle de México

magnitud de asentamientos y disipación del exceso de presión de poro similares en comparación con el arreglo de drenes prefabricados separados a 2 m.

En la Tabla 4.26 se observan los resultados de las modelaciones numéricas para las diferentes alternativas de mejoramiento.

Tabla 4.26. Resultados de las diferentes alternativas.

Alternativa	0.67 años		2.90 años	
	DEPP (%)	Asentamiento (m)	DEPP (%)	Asentamiento (m)
Terraplén (h=2 m) con drenes prefabricados y una separación S=2 m	57.00	0.57	86.00	0.90
Terraplén (h=2 m) con drenes biodegradables y una separación S=2 m	57.00	0.55	82.00	0.79
Terraplén (h=2 m) con drenes biodegradables y una separación S=1.5 m	72.00	0.67	90.00	0.91
Terraplén (h=2 m) con drenes biodegradables y una separación S=1.0 m	86.00	0.86	96.00	1.08

Nota: DEPP = disipación del exceso de presión de poro.

Con base en los resultados del análisis paramétrico y la eficiencia de los drenes verticales prefabricados y biodegradables, se realiza una comparación de ambos tipos de drenes teniendo en cuenta diferentes aspectos. Se incluyen los drenes de arena, como marco comparativo.

Tabla 4. 27. Comparación entre distintos tipos de drenes verticales.

Tipo de drenaje vertical	Eficiencia	Construcción	Sostenibilidad	Economía
Prefabricado	Alta	Sencilla y rápida	Baja	Media – Alta
	☆☆☆☆☆	☆☆☆☆☆	☆	☆☆☆☆
Biodegradable	Media – Alta	Sencilla y rápida	Alta	Media – Alta
	☆☆☆☆☆	☆☆☆☆☆	☆☆☆☆☆	☆☆☆☆☆
De arena	Media – Alta	Compleja	Media	Media
	☆☆☆☆☆	☆☆☆	☆☆☆	☆☆☆

5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES GENERALES

El objetivo de este trabajo fue analizar el mejoramiento de un suelo típico del ex lago de Texcoco cuando se utiliza la técnica de precarga complementada con drenes verticales biodegradables. Para evaluar la eficiencia de estos drenes, se realizó la comparación numérica entre las técnicas de precarga sin drenes (precarga simple) y precarga con drenes verticales prefabricados, dando lugar a las siguientes conclusiones:

- Los drenes biodegradables son una alternativa económica y ambiental para el mejoramiento de suelos, ya que son flexibles, se biodegradan con el tiempo y se vuelven materia orgánica del suelo. La velocidad de deterioro de los drenes biodegradables depende del medio en el que se instalen. Actualmente, en gran parte de Asia y Australia se utilizan drenes hechos con fibras de coco y yute, ya que estos materiales tienen una buena conductividad hidráulica y gran resistencia a la tensión, además de que este tipo de fibras se consiguen con facilidad.
- El coeficiente de deterioro utilizado en este trabajo fue de 0.01 día^{-1} ya que el suelo del ex lago de Texcoco tiene un pH medio de 12 y alta salinidad. No obstante, se recomienda realizar ensayos de laboratorio para determinar la velocidad de deterioro de las fibras de coco y yute al estar expuestas a las condiciones del suelo de interés.
- El exceso de presión de poro ocasionado por la precarga es de 36 kPa. Para un periodo de 1,058 días (**2.9 años**) los drenes verticales biodegradables han ocasionado un asentamiento de 79 cm lo que representa el 66 % del asentamiento total esperado ($S_c=1.2 \text{ m}$), mientras que los drenes verticales prefabricados han ocasionado un asentamiento de 90 cm, lo que representa el

5. Conclusiones y recomendaciones generales

73 % del asentamiento total esperado ($S_c=1.2$ m). Esta diferencia se debe a que la eficiencia de los drenes biodegradables disminuye con el transcurso del tiempo a causa de la degradación que experimentan.

- Cuando los drenes biodegradables alcanzan una capacidad de descarga de 0.0001 m³/día, la disipación del exceso de presión de poro se vuelve constante, lo que indica que los drenes biodegradables ya no contribuyen al proceso de consolidación. Esta capacidad de descarga depende de dos factores fundamentales, el primero es el coeficiente de deterioro de las fibras del material del dren y el segundo es la capacidad de descarga inicial dependiente de la presión de confinamiento. En esta tesis se utilizó la presión de confinamiento más desfavorable dentro del área de influencia de los drenes biodegradables.
- Para aumentar la eficiencia de un sistema de precarga con drenes verticales biodegradables se plantea un arreglo de drenes con una separación menor que la evaluada inicialmente (2 m). En esta tesis se propone el uso de drenes biodegradables separados a cada 1.5 m, ya que, comparándolos con los drenes prefabricados separados a cada 2.0 m, se desarrolla el mismo asentamiento en un periodo de 1,058 días (2.9 años) con la separación a cada 1.5 m).
- Al disminuir la separación entre drenes biodegradables, la cantidad de drenes necesarios para el mejoramiento del suelo aumenta, para drenes verticales prefabricados con una separación de 2 m, se requieren aproximadamente 1,073 drenes, mientras que, para drenes verticales biodegradables con una separación de 1.5 m, se requieren aproximadamente 1,828 drenes. Para drenes verticales biodegradables con una separación de 1.0 m, se requieren aproximadamente 4,523 drenes.
- A la fecha, la materia orgánica generada por la biodegradación de los drenes no se ha estudiado. Sin embargo, es recomendable tomar muestras del suelo una vez que se termine el mejoramiento y analizar el porcentaje de materia orgánica generado, para determinar si este porcentaje se encuentra dentro de los rangos permitidos por las normas locales para la construcción de obras.
- En diferentes países se han utilizado drenes verticales biodegradables para acelerar el proceso de consolidación en suelos blandos, obteniendo resultados favorables en comparación con los drenes verticales prefabricados que son los más utilizados en este tipo de mejoramiento. En el presente estudio, para un periodo de tiempo menor a 1 año, los drenes biodegradables alcanzan asentamientos aproximadamente iguales a los drenes prefabricados ($S_c=0.57$ m), ya que no se ha disminuido considerablemente la conductividad hidráulica de estos drenes a causa de la biodegradación.
- La metodología empleada en los análisis muestra la viabilidad del uso de drenes biodegradables, ya que estos ayudan a acelerar el proceso de consolidación en

suelos blandos de manera efectiva. El diseño de los drenes biodegradables debe considerar la disminución en la capacidad de descarga debido a la biodegradación que sufre el dren, sin embargo, esta no es considerable antes del primer año, ya que los microorganismos que degradan el dren tardan en colonizar el medio.

- El empleo de drenes biodegradables se justifica debido a que la materia prima de estos (coco y yute) se encuentra fácilmente en zonas tropicales y su extracción y fabricación es sencilla. Adicionalmente, con base en diferentes estudios se ha corroborado la eficiencia de este tipo de drenes para fines ingenieriles, como el mejoramiento del suelo.
- Para futuros trabajos se recomienda hacer pruebas de campo utilizando drenes biodegradables y así poder realizar una comparación con los datos numéricos obtenidos en el presente estudio.

REFERENCIAS

- Alanís González, R. (2003). *Caracterización geotécnica del ex-lago de Texcoco*. Tesis de Maestría en Ingeniería. Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería de la UNAM, Coordinación del Posgrado en Ingeniería. (Director de tesis: Dr Efraín Ovando Shelley).
- Alas, M. E. Q. (2010). *Industrialización de la fibra de estopa de coco*. Universidad de El Salvador, Facultad de Ingeniería y Arquitectura, Escuela de Ingeniería Industrial.
- Arathi, K. U., Athulya, K. M., Pooja, P. V., & Athira, V. V. (2022). Stabilization of black cotton soil using coconut fiber. *Sustainability, Agri, Food and Environmental Research*, 10(X), 1–6.
- Arulrajah, A., & Bo, M. W. (2010). Finite element modeling of soft soil treated with prefabricated vertical drains. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 4(2), 165–179.
- Asha, B. S., & Mandal, J. N. (2012). Absorption and discharge capacity tests on natural prefabricated vertical drains. *Geosynthetics International*, 19(4), 263–271.
- Auvinet, G., & Pérez, M. (2016). Terraplenes y bordos sobre suelos blandos. *XXVIII Reunión Nacional Ingeniería Geotécnica, Mérida, Yucatán.*, 17.
- Auvinet Guichard, G., & Rodríguez Rebolledo, J. F. (2002). Precarga. In *Manual de Construcción Geotécnica* (pp. 517-540. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos).
- Auvinet Guichard, G., & Sánchez Guzmán, J. (2020). Diseño de terraplenes ligeros para control de asentamientos. *Ingeniería Investigación y Tecnología*, 21(4), 1–9.
- Barron, R. A. (1947). Consolidation of fine-grained soils by drain wells. *American Society of Civil Engineers*, 811–835.
- Chai, J.-C., Shen, S.-L., Miura, N., & Bergado, D. T. (2001). Simple Method of Modeling PVD-Improved Subsoil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127(11), 965–972.
- Chávez Sifontes, M., & Domine, M. E. (2013). Lignina, estructura y aplicaciones: Métodos de despolimerización para la obtención de derivados aromáticos de interés industrial. *Avances En Ciencias e Ingeniería*, 4(4), 15–46.
- Das, B. M. (2001). *Principio de Ingeniería de Cimentaciones* (pp. 1-76. México: International Thomson Editores.).

Referencias

- Das, B. M. (2013). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica* (pp. 151-206. Ciudad de México: Cengage Learning Editor).
- El Kamash, W., Hafez, K., Zakaria, M., & Moubarak, A. (2021). Improvement of Soft Organic Clay Soil Using Vertical Drains. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 25(2), 429–441.
- Espinosa-Santiago, A. L., & López-Acosta, N. P. (2020). Performance monitoring and numerical assessment of a test embankment with preloading and vertical drains on Texcoco lacustrine soft clays. *Geotextiles and Geomembranes*, 48(4), 546–560.
- Espinosa Santiago, A. L. (2016). *Metodología para el análisis y diseño de sistemas de precarga con drenes verticales para obras en suelos blandos*. Tesis de Maestría en Ingeniería. Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería de la UNAM, Coordinación del Posgrado en Ingeniería. (Director de tesis: Dra Norma Patricia López Acosta y Dr Juan Félix Rodríguez Rebolledo).
- Indraratna, B., Bamunawita, C., Redana, I. W., & McIntosh, G. (2003). Modelling of prefabricated vertical drains in soft clay and evaluation of their effectiveness in practice. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Ground Improvement*, 7(3), 127–137.
- Indraratna, B., Nguyen, T., Carter, J., & Rujikiatkamjorn, C. (2016). Influence of biodegradable natural fibre drains on the radial consolidation of soft soil. *Computers and Geotechnics*, 78, 171–180.
- Indraratna, B., Redana, I. W., & Salim, W. (2000). Predicted and observed behaviour of soft clay foundations stabilised with vertical drains. *ISRM International Symposium 2000, IS 2000*, 7.
- Islam; M.W., & Khan, A. J. (2009). Performance of a Prefabricated Vertical Jute Drain in a Remolded Soft Soil. *Proceedings of Bangladesh Geotechnical Conference, January*, 240–248.
- Juárez Badillo, E., & Rico Rodríguez, A. (2005). *Mecánica de Suelos Tomo 1: Fundamentos de la Mecánica de Suelos* (Limusa).
- López-Acosta, N. P., Espinosa-Santiago, A. L., Pineda-Núñez, V. M., Ossa, A., Mendoza, M. J., Ovando-Shelley, E., & Botero, E. (2019). Performance of a test embankment on very soft clayey soil improved with drain-to-drain vacuum preloading technology. *Geotextiles and Geomembranes*, 47(5), 618–631.
- Mánica, M. (2012). Incremento de esfuerzos producido por un terraplén. *XXVI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, Noviembre 14 a 16*, 5.
- Manzoni, S., Piñeiro, G., Jackson, R. B., Jobbágy, E. G., Kim, J. H., & Porporato, A.

- (2012). Analytical models of soil and litter decomposition: Solutions for mass loss and time-dependent decay rates. *Soil Biology and Biochemistry*, 50, 66–76.
- Marsal, R. J., & Graue, R. (1969). El subsuelo del lago de Texcoco. *Instituto de Ingeniería, UNAM*, 35.
- Mesri, G., & Feng, T. W. (2014). Consolidation of Soils. *Geo-Congress 2014*, 322–337.
- Ngo, D. H., Horpibulsuk, S., Suddeepong, A., Hoy, M., Udomchai, A., Doncommul, P., Rachan, R., & Arulrajah, A. (2020). Consolidation behavior of dredged ultra-soft soil improved with prefabricated vertical drain at the Mae Moh mine, Thailand. *Geotextiles and Geomembranes*, 48(4), 561–571.
- Nguyen, T., & Indraratna, B. (2017). The permeability of natural fibre drains, capturing their micro-features. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Ground Improvement*, 170(3), 123–136.
- Nguyen, T., Indraratna, B., & Baral, P. (2020). Biodegradable prefabricated vertical drains: From laboratory to field studies. *Geotechnical Engineering*, 51(2), 39–46.
- Nguyen, T., Indraratna, B., & Carter, J. P. (2019). Influence of soil clogging on the performance of jute fibre drains installed in Ballina clay. *13th Australia New Zealand Conference on Geomechanics, June*, 797–802.
- Nguyen, T., Indraratna, B., & Rujikiatkamjorn, C. (2016a). An analytical evaluation of radial consolidation with respect to drain degradation. *Sixth International Conference on Geotechnique, Construction Materials and Environment, Bangkok, Thailand., Nov. 14-16*, 2–7.
- Nguyen, T., Indraratna, B., & Rujikiatkamjorn, C. (2016b). Natural Prefabricated Vertical Drains-Structure And Geo-hydraulic Properties. *Geotechnics for Sustainable Infrastructure Development, November*, 651–658.
- Nguyen, T., Indraratna, B., & Rujikiatkamjorn, C. (2018a). A numerical approach to model biodegradable vertical drains. *Environmental Geotechnics, September*, 1–9.
- Nguyen, T., Indraratna, B., & Rujikiatkamjorn, C. (2018b). Challenges and solutions towards natural prefabricated vertical drains. *Australian Geomechanics Journal*, 53(4), 89–100.
- Nieto, A., & Camacho-tauta, J. (2014). Determinación de parámetros para los modelos elastoplásticos Mohr - Coulomb y Hardening soil en suelos arcillosos. *Revista Ingenierías Universidad de Medellín*, 8(May), 75–91.

Referencias

- Nuñez;, M. N. G., & Caballero, O. M. G. (2020). *Análisis comparativo entre el geotextil convencional y el geotextil de yute químicamente tratado empleado para mejorar la capacidad portante en obras viales, y su evaluación como alternativa de uso en Colombia*. Universidad Católica de Colombia, Facultad de Ingeniería, Programa de Ingeniería Civil.
- PLAXIS CONNECT Edition V20. (2021). *Material Models Manual*. 1–274.
- Saha, P., Roy, D., Manna, S., Adhikari, B., Sen, R., & Roy, S. (2012). Durability of transesterified jute geotextiles. *Geotextiles and Geomembranes*, 35, 69–75.
- Sanyal, T. (2017). *Jute Geotextiles and their Applications in Civil Engineering*.
- Tedjakusuma, B. (2012). Application of Prefabricated Vertical Drain in Soil Improvement. *Civil Engineering Dimension*, 14(1), 51–56.
- Terashi, M., & Juran, I. (2000). Ground Improvement - State of Art. *ISRM International Symposium*, 58.
- Turukmane, R., Gulhane, S., Kolte, P., & Chaudhary, B. (2019). Prefabrication vertical drain for soft soil consolidation. *Technical Textiles International*, 62(March), 27–29.
- Vázquez, M., & López, E. (2001). *El método de los elementos finitos aplicado al análisis estructural* (pp. 31-46. Madrid: Editorial Noela).