

MODELACIÓN DE LOS DESPLAZAMIENTOS DE UNA ARCILLA
EXPANSIVA PARCIALMENTE SATURADA SUJETA A FUENTES
PUNTUALES DE HUMEDAD

Ing. Diego A.
Resendiz Merlos

2014



Universidad Autónoma de Querétaro
Facultad de Ingeniería

MODELACIÓN DE LOS DESPLAZAMIENTOS DE UNA ARCILLA
EXPANSIVA PARCIALMENTE SATURADA SUJETA A FUENTES
PUNTUALES DE HUMEDAD

Tesis

Que como parte de los requisitos para obtener el grado de

Maestro en
Ciencias (Geotecnia)

Presenta

Ing. Diego Armando Resendiz Merlos.

Santiago de Querétaro, Querétaro.

Santiago de Querétaro, Querétaro



Universidad Autónoma de Querétaro
 Facultad de Ingeniería
 Maestría

**MODELACIÓN DE LOS DESPLAZAMIENTOS DE UNA ARCILLA EXPANSIVA
 PARCIALMENTE SATURADA SUJETA A FUENTES PUNTALES DE HUMEDAD**

TESIS

Que como parte de los requisitos para obtener el grado de
 Maestro en Ciencias (GEOTECNIA)

Presenta:

Diego Armando Resendiz Merlos

Dirigido por:

Dra. María de la Luz Pérez Rea

SINODALES

Dra. María de la Luz Pérez Rea

Presidente

Dr. Jaime M. Horta Rangel

Secretario

Dr. Eduardo Rojas González

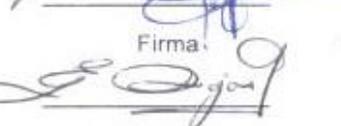
Vocal

Dr. Alfredo Pérez García

Suplente

M en C. José Roberto Galaviz González

Suplente


 Firma

 Firma

 Firma

 Firma



Director de la Facultad

Dr. Aurelio Domínguez González



Director de Investigación y Posgrado

Dr. Irineo Torres Pacheco

Centro Universitario

Querétaro, Qro.

NOVIEMBRE 2014

México

RESUMEN

Dentro del área de la Geotecnia y más particularmente dentro de los suelos no saturados, el estudio de las arcillas expansivas resulta en la actualidad una problemática común y de difícil tratamiento debido principalmente al complejo comportamiento de este tipo de suelos que está asociado a cambios volumétricos por modificaciones en los contenidos de agua. Dichos cambios resultan de manera común en desplazamientos en el suelo y por ende en muchos casos también en daños en las estructuras que se encuentran cimentadas sobre este tipo de arcillas. En México y de manera específica en el centro del país que comprende la Ciudad de México, Querétaro o León, esta problemática no resulta ajena, la existencia de arcillas montmorilonitas y el clima existente en esta región se ve reflejado en cambios en los valores de humedad del suelo, modificando el estado de esfuerzos y provocando su expansión. De manera central, estos cambios volumétricos son una respuesta a la interacción entre el agua y los suelos expansivos y son por tanto parte fundamental en la comprensión y posterior predicción del comportamiento de las arcillas expansivas. Se planteó el uso del programa computacional “ANSYS” para formular una herramienta que permita determinar el comportamiento volumétrico de una arcilla expansiva localizada en la ciudad de León Gto., al ser sometida a un cambio espontáneo en su contenido de agua proveniente de una fuente puntual localizada dentro del estrato de suelo en estudio y que pudiera suponerse como el gasto equivalente de una tubería de agua convencional; el estudio se realizó haciendo uso de la norma AS 2870 (2011) que establece el desplazamiento total vertical “ δ ”, del perfil de un suelo expansivo y que tiene su base en el índice de reactividad del suelo “ I_{pt} ”, mismo que fue determinado a distintos valores de humedad inicial a fin de establecer la influencia del valor en la respuesta del suelo. El resultado para el caso de análisis determina que el programa es capaz de modelar los desplazamientos que presenta en la superficie una arcilla expansiva por efecto del gasto de agua al cual se somete el suelo.

(Palabras Clave: Arcilla expansiva, Suelos No Saturados, Contenido de Agua, Modelo, Fuente Puntual, Índice de Reactividad)

SUMMARY

Within the area of geotechnics and more particularly in unsaturated soils, the study of expansive clays is now a common and difficult problem to treat, mainly because complex behavior of such soils is associated with volumetric deformation due to changes in the water content. Such changes commonly result in deformations in the soil and hence in many cases also in damage to the structures which are built on this kind of clays. In Mexico and specifically in the center of the country which includes Mexico City, Querétaro and León, this issue is not surprising, the existence of montmorillonite clays and the climate in this region is reflected in changes in the values of moisture floor, modifying the state of stress and causing expansion. Centrally, these volumetric changes are a response to the interaction between water and expansive soils, and it is therefore crucial part in understanding and predicting subsequent behavior of expansive clays. In this work the use of a computer program "ANSYS" is proposed to develop a tool to determine the behavior of a swelling clay located in the city of Leon Gto. México when is subjected to a spontaneous change in his water content from a point source located within the soil stratum under study and could be assumed as the water flow equivalent of a conventional water pipe; the study was conducted using the AS 2870 (2011) standard that sets the total vertical displacement " δ ". Profile of an expansive soil, which is based on the soil reactivity index " I_{pt} ," which was determined at different initial values of moisture to establish its influence on the soil response. The result for the case of analysis determined that the program is capable of modeling the displacements on the expansive clay surface like an effect of swelling by water consumption at which the soil is subjected.

(Key Words: Expansive Clay, Unsaturated Soil, Water Content, Model, Point Source, Reactivity Index)

Este trabajo está dedicado a mi esposa y familia.

La inspiración infinita que sus vidas me representan

Por ello todas mis victorias son sus victorias.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco primeramente a toda mi familia; a mi padre, amigo, maestro, consejero y ejemplo el Sr. Luis Recendis cuyo legado será siempre apostar por la educación; a mi madre y ángel de la guarda la Sra. Ma. Del Carmen Merlos, quien siempre confió en mí y cuya sombra está a cada paso que doy, imborrable y eterna; a los dos por brindarme el regalo de la vida y aún más las herramientas para vivirla y disfrutarla. A mi hermano el Sr. José Luis Resendiz, el mejor ingeniero que conozco y aún más extraordinaria persona, sin ti nada de esto hubiera sido posible; a mis hermanos Miriam y Rodrigo que siempre han estado dispuestos a brindarme no solo una mano, sino todo el brazo cada día sin dudarlo; Gracias principalmente a ti Cynthia, eres el amor de mi vida y mi felicidad, has estado a cada paso alentando en formas y maneras que van más allá de las palabras, esto es por nuestra familia.

Agradezco también a mi maestra y asesora, la Dra. María de la Luz Pérez Rea, cuyas puertas siempre estuvieron abiertas y cuyo consejo y guía han sido invaluable durante estos 2 años; al Dr. Jaime Horta Rangel y a mis sinodales así como a todo el cuerpo docente y administrativo del área de posgrados, que brindaron su tiempo y esfuerzo a la consecución de este objetivo. Gracias también a la Universidad Autónoma de Querétaro, honorable institución que me acogió como alumno dentro de sus paredes.

Gracias de igual forma a mis compañeros del posgrado, particularmente a David Rosales y Christian Bimbela así como a todos los demás alumnos con quienes compartí clases y cuya amistad fue muy enriquecedora en mi crecimiento.

Finalmente mi gratitud al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) por su total apoyo en el desarrollo de este posgrado, por su aportación y seguimiento en el desarrollo de mejores profesionales al servicio de México.

INDICE

	Página
RESUMEN	i
SUMMARY	ii
AGRADECIMIENTOS	iv
INDICE	v
INDICE DE FIGURAS	vii
INDICE DE TABLAS	ix
CAP I INTRODUCCIÓN	1
I.1 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA	2
I.2 JUSTIFICACIÓN	3
I.3 HIPÓTESIS Y OBJETIVO	4
CAP II ANTECEDENTES Y FUNDAMENTACIÓN TEORICA	5
II.1 SUELOS PARCIALMENTE SATURADOS	12
II.2 ARCILLAS EXPANSIVAS	16
II.3 FLUJO DEL AGUA EN SUELOS NO SATURADOS	24
II.4 MODELACIÓN	26
II.4.1. Diseño de Cimentaciones Sobre Suelos Expansivos	28
II.4.2 Modelo de Flujo de Humedad	31
CAP III METODOLOGIA	35
III.1 DISEÑO DE EXPERIMENTO	36
III.2 MUESTREO DEL SUELO	38
III.3 CARACTERIZACIÓN GEOTECNICA	42
III.3.1 Humedad natural	42
III.3.2 Granulometría	43
III.3.3 Límites de Atterberg	44
III.3.4 Peso específico de la masa de suelo	46
III.3.5 Peso específico relativo de sólidos	46
III.3.6 Consolidación Unidimensional	46
III.4 CURVA CARACTERISTICA	48
III.4.1 Conductividad Hidráulica (Kr)	54
III.5 COEFICIENTE DE DIFUSIÓN	55
III.6 DEFORMACIÓN SUPERFICIAL DEL TERRENO (δ)	56
III.6.1 INDICE DE REACTIVIDAD (Ipt)	57
III.6.1.1 Índice de Expansión-Constracción (Iss)	57
III.7 MODELACIÓN ANSYS	61

III.7.1 Desarrollo del Modelo	62
III.7.2 Validación del Modelo	76
III.7.3 Casos de Estudio	79
CAP IV RESULTADOS	81
IV.1 CARACTERIZACIÓN GEOTECNICA	82
IV.2 CURVA CARACTERISTICA	84
IV.3 CONDUCTIVIDAD HIDRÁULICA (Kr)	86
IV.4 COEFICIENTE DE DIFUSIÓN (D)	87
IV.5 INDICE DE REACTIVIDAD (Ipt)	87
IV.6 MODELACIÓN	88
IV.6.1 CASO TIPO 1 (Variables: Ipt, localización fuga)	93
IV.6.2 CASO TIPO 2 (Variables: Localización fuga)	122
V CONCLUSIONES	132
REFERENCIAS	138
APENDICE A	
CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA Y PERFIL DE CONTENIDO DE AGUA EN EL SUELO	
CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL Y DETERMINACIÓN DE LA PERMEABILIDAD SATURADA DEL SUELO	
APENDICE B	
CALCULO DE INDICES DE REACTIVIDAD DEL SUELO EN FUNCIÓN DE LA PRUEBA DE CONTRACCIÓN-EXPANSIÓN	
APENDICE C	
CURVA CARACTERISTICA DEL SUELO Y CURVA DE CONDUCTIVIDAD HIDRÁULICA	
DETERMINACIÓN DE PERMEABILIDAD NO SATURADA DEL SUELO EN FUNCIÓN DEL PERFIL DE CONTENIDO DE AGUA EN EL SUELO Y CURVA DE CONDUCTIVIDAD HIDRÁULICA	
APENDICE D	
PERFIL ESTRATIGRAFICO DEL SONDEO Y REPORTE FOTOGRAFICO	
APENDICE E	
MODELO FISICO	

INDICE DE FIGURAS

Figura	Página
1.1 Fallas en obras civiles en suelos parcialmente saturados	3
2.1 Zonas potenciales de suelos expansivos en la República Mexicana.	7
2.2 Distribución de los suelos expansivos (G.W. Donaldson, 1969)	8
2.3 Sitio de localización de la ciudad de León Gto.	9
2.4 Distribución de tipos de suelos de acuerdo a clasificación edafológica en León Gto.	11
2.5 Daños provocados en una vivienda por suelos expansivos	16
2.6 Unidad estructural tetraédrica (SiO ₄)	19
2.7 Unidad estructural Octaédrica (SiO ₄).	19
2.8 Sistema de flujo común para suelos no saturados (Fredlund & Rahardjo, 1993)	25
3.1 Diagrama de la metodología seguida	37
3.2 Croquis de Localización del Sondeo con respecto a la ciudad de León Gto.	38
3.3 Ubicación de las exploraciones de acuerdo a coordenadas UTM	39
3.4 Vista de Realización de Sondeo con Medios Mecánicos (PCA-1)	40
3.5 Vista de Estratigrafía definida en sondeo (PCA-1)	40
3.6 Vista de Obtención de humedades a distintas profundidades (PCA-1)	41
3.7 Vista de muestreos alterados e inalterados de arcilla expansiva (PCA-1)	41
3.8 Curvas de Calibración del papel filtro (ASTM, 1994)	52
3.9 Esquema de deformación del suelo basado en ecuación III.7	56
3.10 Diagrama general de análisis y solución de acuerdo a ANSYS	64
3.11 Esquema de Datos de Entrada al Programa en ANSYS	74
3.12 Esquema de Resultados presentados por Programa en ANSYS	75
3.13 Vista de dimensiones de modelo físico	76
3.14 Vista de toma de lectura en micrómetro respecto al tiempo	78
3.15 Vista de Ubicación de fuente de humedad en muestra de suelo (T=0 hrs)	79
4.1 Curva de Compresibilidad del Suelo	83
4.2 Curva Característica del Suelo	84
4.3 Curva Característica del Suelo Corregida por el método de Van Genuchten	85
4.4 Curva de Conductividad Hidráulica en función de la succión.	86
4.5 Modelo a escala 1:10 de suelo de estudio	89
4.6 Deformación en modelo ANSYS para t=9 días	90
4.7 Vista de modelo físico t=0 días	91
4.8 Comparación de difusión entre modelos; t=3 días	91
4.9 Comparación de difusión entre modelos; t=9 días	91
4.10 Distribución la succión con fuga a 4 m. de profundidad con $I_{pty}=5.49\ %/pF$	94
4.11 Vista de desplazamiento en la superficie ($D_{y\max}=11.97\ mm$) con fuga a 4 m.	95
4.12 Perfil de Succión Vs Profundidad a distintos tiempos ($I_{pty}=5.49\ %/pF$)	95
4.13 Distribución la succión con fuga a 4 m. de profundidad con $I_{pty}=5.72\ %/pF$	96
4.14 Vista de desplazamiento en la superficie ($D_{y\max}=12.47\ mm$) con fuga a 4 m.	97
4.15 Perfil de Succión Vs Profundidad a distintos tiempos ($I_{pty}=5.72\ %/pF$)	97

4.16 Distribución la succión con fuga a 4 m. de profundidad con $I_{pty}=5.24 \text{ \%}/pF$	98
4.17 Vista de desplazamiento en la superficie ($D_{ymax}=11.43 \text{ mm}$) con fuga a 4 m.	99
4.18 Perfil de Succión Vs Profundidad a distintos tiempos ($I_{pty}=5.24 \text{ \%}/pF$)	99
4.19 Distribución la succión con fuga a 3 m. de profundidad con $I_{pty}=5.49 \text{ \%}/pF$	100
4.20 Vista de desplazamiento en la superficie ($D_{ymax}=20.43 \text{ mm}$) con fuga a 3 m.	101
4.21 Perfil de Succión Vs Profundidad a distintos tiempos ($I_{pty}=5.49 \text{ \%}/pF$)	101
4.22 Distribución la succión con fuga a 3 m. de profundidad con $I_{pty}=5.72 \text{ \%}/pF$	102
4.23 Vista de desplazamiento en la superficie ($D_{ymax}=21.29 \text{ mm}$) con fuga a 3 m.	103
4.24 Perfil de Succión Vs Profundidad a distintos tiempos ($I_{pty}=5.72 \text{ \%}/pF$)	103
4.25 Distribución la succión con fuga a 3 m. de profundidad con $I_{pty}=5.24 \text{ \%}/pF$	104
4.26 Vista de desplazamiento en la superficie ($D_{ymax}=19.5 \text{ mm}$) con fuga a 3 m.	105
4.27 Perfil de Succión Vs Profundidad a distintos tiempos ($I_{pty}=5.24 \text{ \%}/pF$)	105
4.28 Distribución la succión con fuga a 2 m. de profundidad con $I_{pty}=5.49 \text{ \%}/pF$	106
4.29 Vista de desplazamiento en la superficie ($D_{ymax}=23.23 \text{ mm}$) con fuga a 2 m.	107
4.30 Perfil de Succión Vs Profundidad a distintos tiempos ($I_{pty}=5.49 \text{ \%}/pF$)	107
4.31 Distribución la succión con fuga a 2 m. de profundidad con $I_{pty}=5.72 \text{ \%}/pF$	108
4.32 Vista de desplazamiento en la superficie ($D_{ymax}=24.21 \text{ mm}$) con fuga a 2 m.	109
4.33 Perfil de Succión Vs Profundidad a distintos tiempos ($I_{pty}=5.72 \text{ \%}/pF$)	109
4.34 Distribución la succión con fuga a 2 m. de profundidad con $I_{pty}=5.24 \text{ \%}/pF$	110
4.35 Vista de desplazamiento en la superficie ($D_{ymax}=22.21 \text{ mm}$) con fuga a 2 m.	111
4.36 Perfil de Succión Vs Profundidad a distintos tiempos ($I_{pty}=5.24 \text{ \%}/pF$)	111
4.37 Distribución la succión con fuga a 1 m. de profundidad con $I_{pty}=5.49 \text{ \%}/pF$	112
4.38 Vista de desplazamiento en la superficie ($D_{ymax}=26.23 \text{ mm}$) con fuga a 1 m.	113
4.39 Perfil de Succión Vs Profundidad a distintos tiempos ($I_{pty}=5.49 \text{ \%}/pF$)	113
4.40 Distribución la succión con fuga a 1 m. de profundidad con $I_{pty}=5.72 \text{ \%}/pF$	114
4.41 Vista de desplazamiento en la superficie ($D_{ymax}=27.75 \text{ mm}$) con fuga a 1 m.	115
4.42 Perfil de Succión Vs Profundidad a distintos tiempos ($I_{pty}=5.72 \text{ \%}/pF$)	115
4.43 Distribución la succión con fuga a 1 m. de profundidad con $I_{pty}=5.24 \text{ \%}/pF$	116
4.44 Vista de desplazamiento en la superficie ($D_{ymax}=25.42 \text{ mm}$) con fuga a 1 m.	117
4.45 Perfil de Succión Vs Profundidad a distintos tiempos ($I_{pty}=5.24 \text{ \%}/pF$)	117
4.46 Gráfica de los desplazamientos máximos definidos en función del I_{pt}	118
4.47 Gráfica de los desplazamientos máximos en función de la fuente puntual	119
4.48 Gráfica de comparación entre el comportamiento de los desplazamientos y los I_{pt}	120
4.49 Gráfica de los desplazamientos máximos en función de la profundidad y los I_{pt}	121
4.50 Localización de Fuentes de humedad para los 2s casos de análisis.	123
4.51 Distribución la succión en el suelo a 360 días con fuga a 1 m. de profundidad	124
4.52 Vista de desplazamiento en la superficie ($D_{ymax}=47.39 \text{ mm}$) con fuga a 1 m.	124
4.53 Perfil de Succión Vs Profundidad a distintos tiempos ($I_{pty}=7.36 \text{ \%}/pF$)	125
4.54 Distribución la succión en el suelo a 360 días con fuga a 2 m. de profundidad	126
4.55 Vista de desplazamiento en la superficie ($D_{ymax}=33.21 \text{ mm}$) con fuga a 2 m.	126
4.56 Perfil de Succión Vs Profundidad a distintos tiempos ($I_{pty}=7.36 \text{ \%}/pF$)	127
4.57 Distribución la succión en el suelo a 360 días con fuga a 4 m. de profundidad	128

4.58 Vista de desplazamiento en la superficie ($D_{y_{max}}=23.84$ mm) con fuga a 3 m.	128
4.59 Perfil de Succión Vs Profundidad a distintos tiempos ($I_{p_{ty}}=7.36$ %/pF)	129
4.60 Distribución la succión en el suelo a 60 días con barreras verticales y dos fugas	130
4.61 Vista de desplazamiento en la superficie ($D_{y_{max}}=38.93$ mm) con dos fugas	131

INDICE DE TABLAS

Tabla	Página
2.1 Tabla de daños estimada por Jones y Holtz en 1963	6
2.2 Características Generales de los Vertisoles (Zepeda y Castañeda , 1989)	10
2.3 Expresiones de tensiones efectivas para suelos no saturados	14
2.4 Propiedades del Suelo que influye en la expansión y contracción del suelo	23
3.1 Criterio de Holtz& Gibbs (1956) basada en límites de contracción	45
3.2 Criterio de Holtz (1959) para estimar el cambio volumétrico	45
3.3 Clasificación de suelos expansivos (Zepeda & Pérez, 1995)	45
3.4 Análisis de analogía entre transferencia de calor y flujo de humedad	62
3.5 Pesos Volumétricos de capas de suelo en modelo físico	77
4.1 Resumen de caracterización del suelo	82
4.2 Tabla de esfuerzos vs relación de vacíos	83
4.3 Valores de Succión del suelo	84
4.4 Corrección de valores de humedad del suelo	85
4.5 Valores de Permeabilidad No Saturada en función de la succión	86
4.6 Índices de Reactividad Obtenido en Laboratorio	88
4.7 Desplazamientos definidos en punto de análisis	89
4.8 Valores usados en simulación de modelo físico dentro de ANSYS	90
4.9 Valores de permeabilidad no saturada en función de la humedad del suelo	92
4.10 Valores de entrada a programa modelo	93
4.11 Desplazamientos máximos encontrados para cada caso de estudio	118
4.12 Porcentajes de variación de los desplazamientos y los $I_{p_{ty}}$	118
4.13 Comparación de Desplazamientos máximos y mínimos	122



CAP I INTRODUCCIÓN

I.1 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

Los suelos expansivos parcialmente saturados resultan en el ámbito de la geotecnia como una problemática común que produce afectaciones a distintos tipos de estructuras, desde pavimentos hasta construcciones de edificación. Uno de los mayores retos para el geotecnista es diseñar de forma segura y económica para este tipo de suelos, los cuales poseen expansiones elevadas así como un potencial de contracción considerable (Bao y Ng, 2000). En dicha problemática el estudio del flujo del agua en el suelo resulta fundamental, ya que ello implica variaciones en el grado de saturación y sus consecuentes cambios volumétricos; tal es el caso de las arcillas montmorilonitas debido a su capacidad para absorber grandes cantidades de agua respecto a su masa inicial, lo que se ve reflejado en esfuerzos sobre la losa de cimentación debido a los agrietamientos y daños debido a la distorsión (Li y Cameron, 2002).

El proceso de expansión se produce cuando un suelo no saturado se humedece absorbiendo agua entre sus partículas y aumentando de volumen. Este aumento de volumen tiene una componente debida a la relajación de los esfuerzos intergranulares al aumentar el grado de saturación produciendo efectos perjudiciales en las obras construidas sobre los mismos y sus proximidades.

Por ello de igual forma que predecir el comportamiento en estado saturado es en muchos casos importante, conocer las deformaciones asociadas a los cambios de humedad que han llevado al suelo desde su estado inicial hasta el supuesto caso final saturado resulta importante para el ingeniero. La predicción de posibles hinchamientos o colapsos, refiriéndonos a deformaciones volumétricas, es importante en el análisis de cimentaciones sobre suelos potencialmente expansivos o colapsables. En otras ocasiones es probable que el suelo nunca llegue a alcanzar su saturación y su comportamiento bajo sollicitaciones tensionales o ambientales debe tener en cuenta su saturación parcial. Por tanto, es necesario estudiar ese material en toda su complejidad, caso que sería necesario para dar una respuesta adecuada a los problemas geotécnicos encontrados en la práctica (Huanca, 2008)



Figura 1.1 Fallas en obras civiles en suelos parcialmente saturados

I.2 JUSTIFICACIÓN

Este trabajo nace del creciente interés de la ingeniería en desarrollar procedimientos de diseño eficientes para estructuras en suelos expansivos como resultado de las fallas habituales en las cimentaciones construidas y que se ven reflejadas en pérdidas económicas e inconformidades por parte de los usuarios. Siendo lo anterior una necesidad aplicable dentro del ramo de la construcción en la ciudad de León Gto. Que por su ubicación presenta problemas asociados a este tipo de suelo.

Cabe mencionar de igual forma que actualmente en México ningún reglamento contempla modificaciones o medidas en el diseño y construcción sobre suelos expansivos, el RCDF (Reglamento de Construcción del Distrito Federal) sobre el cual están basados de manera literal o en gran parte la mayor parte de los estatutos de construcción a lo largo y ancho del país contempla principalmente consideraciones referentes al tipo del suelo (Friccionante o Cohesivo) haciendo adaptaciones a las ecuaciones que permiten determinar la capacidad de carga del suelo.

Así mismo en la actualidad y con el constante crecimiento de las manchas urbanas es común encontrarnos con casos donde se realizan desarrollos urbanos en zonas donde el terreno pudiera presentar características desfavorables para el comportamiento de las estructuras; Particularmente en algunas regiones la construcción sobre arcillas expansivas termina siendo inevitable y por ende surge

la necesidad de dar solución a este tipo de interacciones entre suelos expansivos sobre estructuras que tienden a ser ligeras en peso y sufrir daños ante las presiones desarrolladas por los cambios volumétricos que llegan a sufrir las arcillas al modificar su contenido de agua.

I.3 HIPÓTESIS Y OBJETIVO

Hipótesis

Los desplazamientos en la superficie de una arcilla expansiva provocada por una fuente puntual de humedad puede ser cuantificada mediante un modelo numérico que relacione el flujo del agua con cambios en la succión.

Objetivo

Medir el desplazamiento vertical que sufre un suelo expansivo particular cuyas propiedades son previamente determinadas, mediante una analogía termodinámica y la norma AS 2870 aplicadas dentro del paquete computacional ANSYS.

Objetivos específicos

- Determinar los valores de conductividad hidráulica en un suelo a través de la curva característica la cual sustituye la conductividad térmica dentro de la analogía termodinámica propuesta y que nunca ha sido calculada para el suelo de estudio.
- Definir el índice de reactividad del suelo (I_{pt}) en función del índice de contracción-expansión del suelo (I_{ss}) como se describe en la norma AS 1289.7.1; necesario para el cálculo de los desplazamientos de acuerdo a la norma AS 2870
- Analizar el comportamiento del modelo al variar el I_{pt} y la posición de la fuente puntual de humedad.



CAP II ANTECEDENTES Y FUNDAMENTACIÓN TEORICA

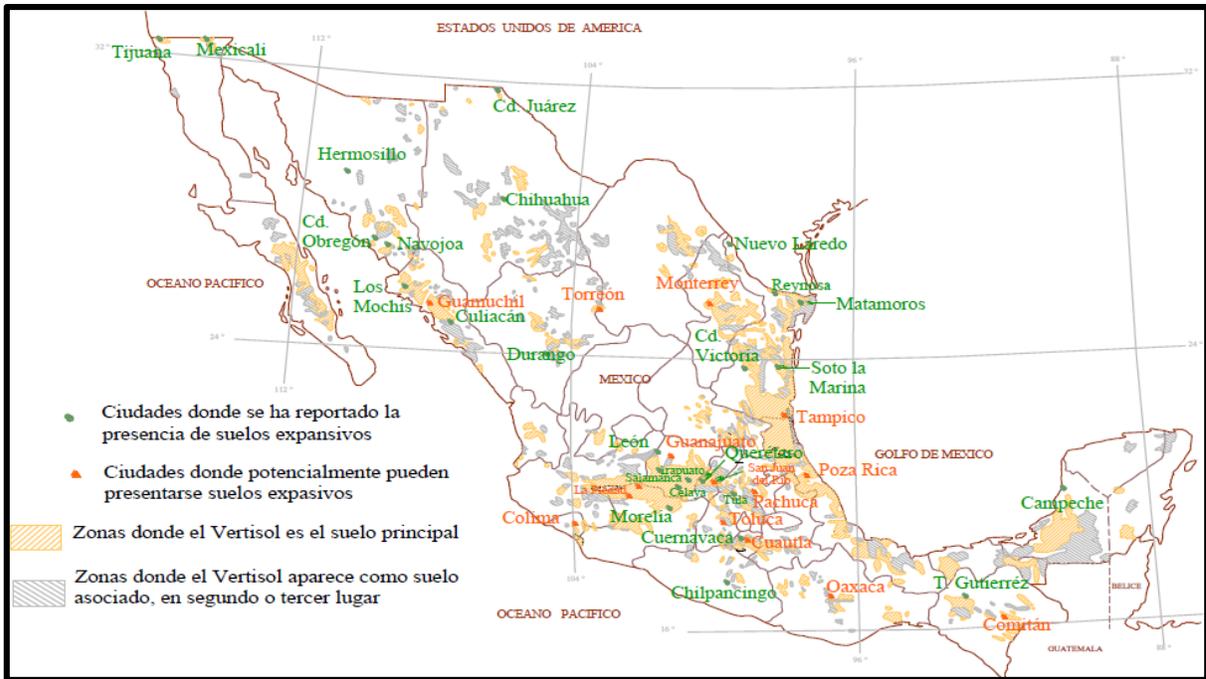
La expansión y la contracción de las arcillas expansivas como respuesta del suelo a cambios en su contenido de agua pueden ser causa de daños serios en construcciones residenciales (Jones y Holtz, 1973; Krohn y Slosson, 1980; Freeman et al.1991). Sin embargo y a pesar de ello, en muchas zonas alrededor del mundo, su tratamiento en la práctica de la ingeniería geotécnica es inconsistente.

Los daños por suelos expansivos exceden al promedio anual de los daños causados por inundaciones, huracanes, sismos y tornados.

Tabla 2.1 Tabla de daños estimada por Jones y Holtz en 1963

CATEGORÍA DE LA CONSTRUCCIÓN	ESTIMACIÓN ANUAL PROMEDIO DE PERDIDAS MILLONES DE DOLARES
Casas unifamiliares	300
Edificios comerciales	360
Edificios de varios pisos	80
Banquetas, andadores y áreas de estacionamiento	110
Carreteras y calles	1,140
Servicios subterráneos e instalaciones	100
Aeropuertos	40
Deslizamientos de tierra urbanos	25
Otros	100
TOTAL	2,255

México se encuentra ubicado en un cinturón geográfico en el que las alternancias de estación humedad-secado son muy marcadas y, en consecuencia, el grado de saturación de las capas superficiales del terreno es muy variable. Unido esto a la naturaleza arcillosa de los sedimentos que cubren grandes áreas de dichas regiones, se produce un fenómeno geotécnico llamado “arcillas expansivas”. Estas no son, arcillas especiales, sino la conjunción de un terreno arcilloso en una localización geográfica y climática determinada (Salas, 1953). Zepeda y Castañeda (1989) establecieron que zonas dentro de México eran susceptibles a esta problemática.



*Figura 2.1 Suelos expansivos en la República Mexicana.
(Zepeda y Castañeda, 1989)*

Es evidente que para que una estructura ofrezca una seguridad y un comportamiento razonable ha de contar con una cimentación adecuada. La construcción de una cimentación es, a veces, el trabajo más difícil de todos los que se presentan al realizar una obra (Huanca, 2008). Los edificios construidos en suelos expansivos son a menudo objeto de movimientos graves originados por cambios en la humedad del suelo, con los consiguientes agrietamientos.

Actualmente se tiene reportada la presencia de suelos expansivos en un gran número de países alrededor del mundo incluyendo a Estados Unidos, Australia, Sudáfrica, India, China Canadá e Israel (Nelson y Miller, 1992; Steinberg 1998). De acuerdo a Steinberg las pérdidas de dinero producidas por razón de suelos expansivos son de US\$10 billones y arriba de ¥100 millones en Estados Unidos y China respectivamente. Otro estudio arrojó que el 10% de las 250 000 nuevas viviendas construidas en suelos expansivos cada año en los Estados Unidos presentan un daño significativo (Nalbantoglu, 2004)

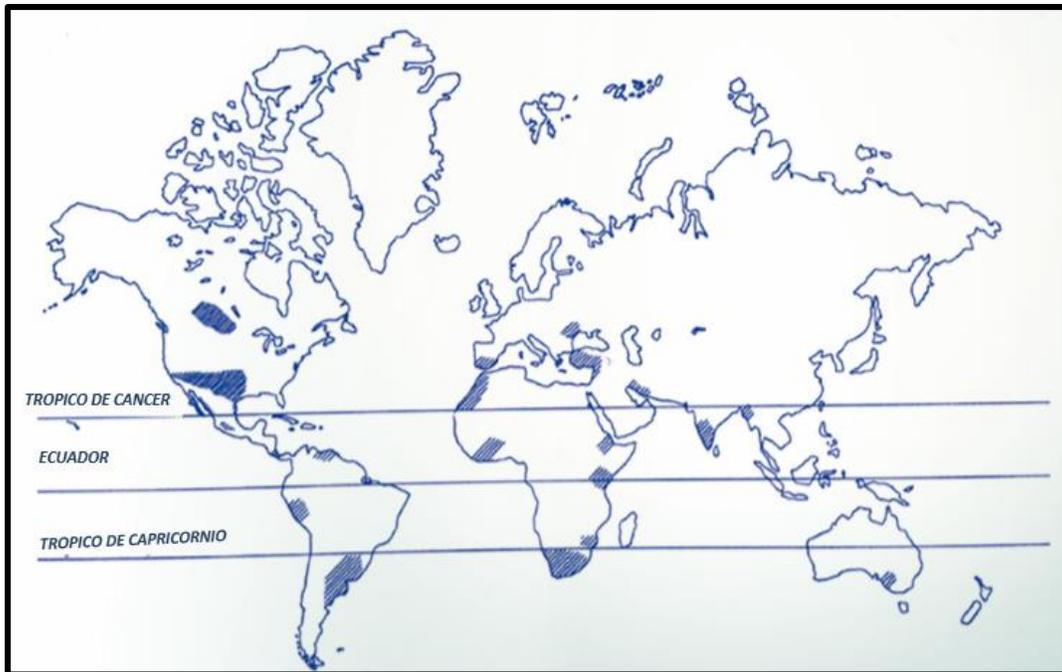


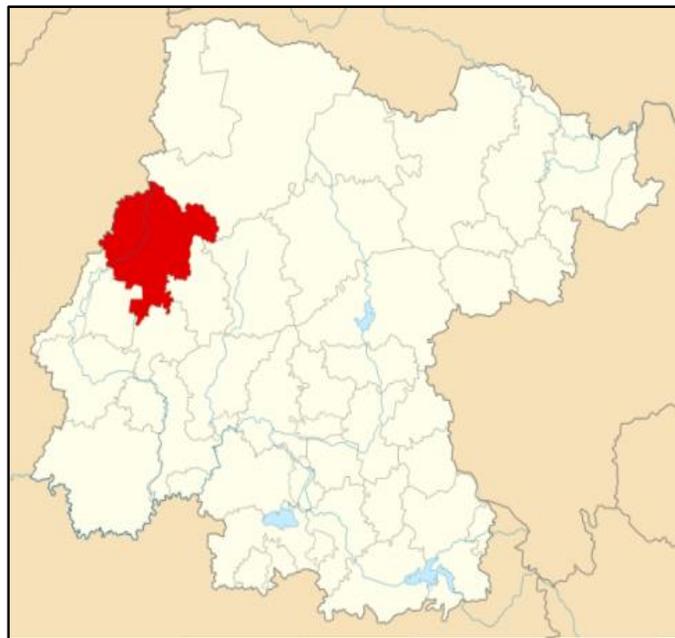
Figura 2.2 Distribución de los suelos expansivos (G.W. Donaldson, 1969)

El análisis de una cimentación, considerando las características de deformabilidad del medio sustentante es sin duda un acercamiento al diseño racional de la misma. En cuanto al medio sustentante, el suelo, resulta prácticamente imposible predecir a ciencia cierta su comportamiento, por ello propuestas simplificadoras racionalmente fundamentadas vienen a constituirse como un gran apoyo en el análisis de cimentaciones (Horta 2004).

Localización del suelo de prueba

La ciudad de León Guanajuato se localiza en la Altiplanicie Meridional en la fracción noroeste de la llanura El Bajío. En consecuencia, el centro y sur del mismo está conformado por un amplio valle que a medida que se avanza en dirección norte se eleva y se va haciendo montañoso; desde el punto de vista geológico está constituido por una sucesión de suelos aluviales y rocas volcánicas (brechas, tobas y derrames lávicos) de composición variable entre basalto y riolita, con predominancia de andesita en la parte inferior y de riolita en la parte superior (INEGI Marco Geoestadístico Municipal, 2005).

La ciudad tiene una temperatura media promedio de 18.4° C, mínima de 13.8° C, y máxima de 23.4° C. Las primaveras son soleadas y calurosas con poca humedad. Verano con lluvias usualmente por las tardes. Otoño soleado y algunas lluvias los primeros días de Diciembre. Inviernos con vientos fuertes en Febrero y Marzo. Los días más fríos son los de finales de Enero y principios de Febrero. La temporada de lluvias coincide con la temporada de ciclones en el Golfo de México. La precipitación media anual es de 602 mm con desviación estándar de 172 mm con períodos de lluvia de Junio a Octubre siendo el mes de Julio el de mayores precipitaciones pluviales (INEGI Marco Geoestadístico Municipal, 2005).



*Figura 2.3 Sitio de localización de la ciudad de León Gto.
Coordenadas: 21°07'11"N 101°40'50"O (INEGI Marco
Geoestadístico Municipal, 2005).*

Tipo de Suelo

De acuerdo a la clasificación del sistema FAO-UNESCO, 1970, modificada por la Dirección General de Geografía del Territorio Nacional (Secretaría de Programación y Presupuesto, 1981) se utilizan las características morfológicas, físicas y químicas para separar los suelos en unidades que proporcionen información referente a su aplicación práctica con fines diversos (Edafología). Dentro de la Edafología, los vertisoles son el principal tipo de suelo expansivo, estos

proviene desde el Holoceno al Pleistoceno, se han formado en material transportado de suelo viejo de otros sedimentos. Y se han desarrollado principalmente en sitios planos o de pendientes suaves, por lo general planicies y fondos de valles.

Por lo general, las características de los vertisoles presentan los siguientes valores:

Tabla 2.2 Características generales de los vertisoles (Zepeda y Castañeda ,1989)

	Rangos	
Contenido de arcilla	Uniforme >35	>80%
Color	Oscuros	
Textura	Uniforme	Fina a muy fina
Compuesto mineralógico principal	Montmorilonita	
Clima de Localización	Áridas	Semiáridas
Peso Especifico (Tn/m3)	1.56	2.08
Capacidad de intercambio catiónico (meq/100 gr)	25	80
Contenido de materia orgánica % (Superficie)	2	5
PH	6	8.5

Respecto a la ciudad de León Gto., se cuenta con información edafológica sobre los tipos de suelos en el municipio, la cual muestra la siguiente distribución:

Vertisol (42.5%), Phaeozem (22.7%), Leptosol (13.2%), Planosol (4.2%), Regosol (1.1%), Luvisol (0.8%) y Chernozem (0.6%) (INEGI. Marco Geoestadístico Municipal, 2005)

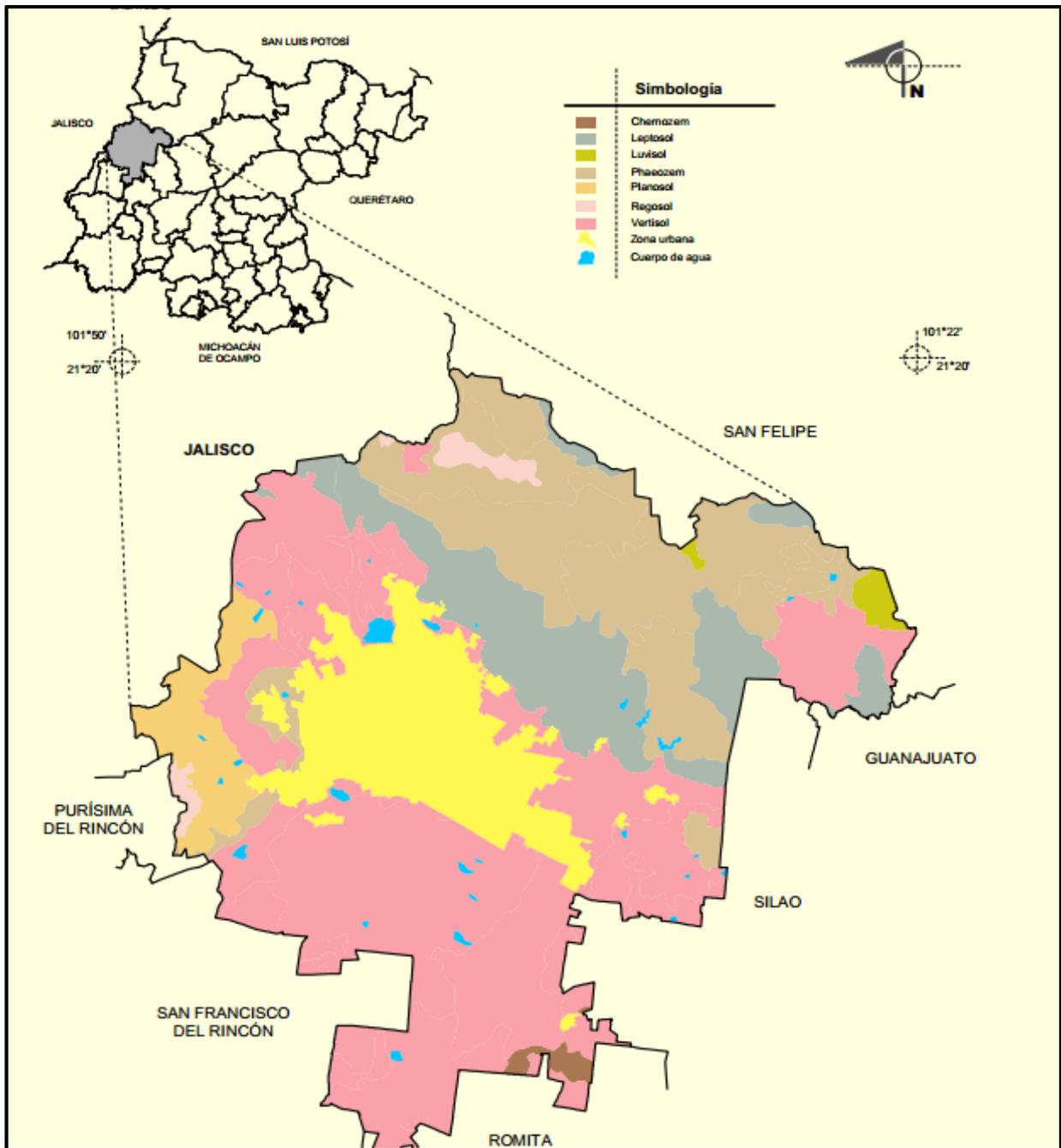


Figura 2.4 Distribución de tipos de suelos de acuerdo a clasificación edafológica dentro de la ciudad de León Gto. (INEGI. Marco Geoestadístico Municipal, 2005)

Destaca la presencia en gran parte de la mancha urbana de vertisoles, los cuales de acuerdo a Zepeda y Castañeda (1989) están asociados a la presencia de arcilla montmorilonita.

II.1 SUELOS PARCIALMENTE SATURADOS

El estudio de los suelos dentro del ámbito de la construcción de manera formal tiene sin lugar a dudas su inicio con los trabajos realizados a principios del siglo por el profesor Terzaghi, su interés en el comportamiento de los mismos y su inferencia en el desempeño de las construcciones (principalmente presas) resultó como el detonante de una de las ramas de la ingeniería civil de mayor importancia; basta preguntar a cualquier persona (especializada o no) ¿Conoces alguna estructura y/o construcción que no esté cimentada en el suelo? y en la respuesta al cuestionamiento anterior de forma clara y sencilla entenderemos que son los suelos uno de los factores con mayor influencia dentro de una construcción y es por ende que toma fuerza su estudio. A día de hoy se tiene un amplio conocimiento del comportamiento de los suelos saturados existiendo modelos mecánicos que permiten explicar de forma conjunta todos los comportamientos de resistencia, deformación volumétrica y al corte.

Durante muchos años los estudios de la mecánica de suelos pusieron especial énfasis en los suelos saturados, quedando los suelos no saturados relegados a un segundo plano, a pesar de que extensas regiones de la tierra están cubiertas por ellos. Si bien las investigaciones realizadas a lo largo de este tiempo se han realizado bajo la condición más crítica del estado del suelo, que es la saturada, hay que resaltar que en el presente los expertos reconocen que no todos los suelos se presentan bajo dicha condición y por el contrario predominan los suelos en los cuales la saturación es parcial, lo cual implica no solo modificaciones en los planteamientos teóricos realizados y que poseen soluciones en muchos casos conservadoras, sino un cambio radical en la concepción de las fenomenologías que determinan el comportamiento de este medio, todo ello en la búsqueda de la optimización de los diseños y procedimientos constructivos.

Varios marcos teóricos se han propuesto estudiar el comportamiento mecánico e hidráulico de suelo no saturados (Alonso et al, 1990; Wheeler y Sivakumar, 1995; Cui y Delage, 1996; Chiu y Ng, 2003; Gens, 2009). Mucho trabajo se ha dirigido hacia el desarrollo de modelos para vincular cambios volumétricos y deformaciones así como la resistencia al corte. Sin embargo a pesar de los estudios de campo acerca de los suelos parcialmente saturados, los mecanismos fundamentales del fenómeno del flujo del agua en un suelo parcialmente saturado en sus distintas estaciones, y la compleja interacción con los cambios de succión (contenido de agua), el estado de esfuerzos en sitio y las deformaciones que ocurren en el suelo no han sido del todo entendidas. (Ng, Zhan, Bao, Fredlund, Gong, 2003).

La evolución de la mecánica de los suelos no saturados puede dividirse en tres periodos. En el primer periodo, antes de 1965, muchas de las investigaciones llevadas a cabo en los suelos no saturados fueron realizadas para investigar la validez del concepto de las tensiones efectivas para los suelos no saturados (Bishop, 1959, Aitchison, 1960). Durante este periodo el concepto de los esfuerzos efectivos fue modificado con la finalidad de analizar el comportamiento de los suelos no saturados.

En el segundo periodo, de 1965 a 1987, muchas de las investigaciones se realizaron con la finalidad de ver la posibilidad de usar dos variables de estado de esfuerzos en lugar de una (Matyas y Radhakrishna, 1968, Fredlund, 1979). El “esfuerzo efectivo” (Esfuerzo total menos presión de aire de poros) y “succión” (presión de aire de poros menos presión de agua de poros) se trataron como las dos variables de estado tensional. Durante este periodo se desarrollaron estructuras independientes para modelar comportamientos en el cambio de volumen y de corte en los suelos no saturados en términos de las dos variables de estado tensional. Sin embargo el comportamiento del cambio de volumen y de corte se trató por separado.

Tabla 2.3 Expresiones de tensiones efectivas para suelos no saturados presentadas por diversos autores (Fredlund y Rahardjo, 1993).

Expresión	Componentes	Referencia
$\sigma' = \sigma - u_a + \chi (u_a - u_w)$	χ = parámetro relacionado con el Sr u = presión de gas y fase de vapor	Bishop (1959)
$\sigma' = \sigma - \beta' u_w$	β =factor de unión	Croney <i>et al.</i> , (1958)
$\sigma = \sigma a_m + u_a a_a + u_w a_w + R - A$	a_a =fracción del área total que esta en contacto con el aire-aire	Lambe (1960)
$\sigma' = \sigma + \Psi p''$	Ψ =parámetro de cero a uno p'' presión poro-agua negativa	Aitchison (1961)
$\sigma' = \sigma + \beta p''$	β =factor estadístico	Jennings (1961)
$\sigma = \sigma - u_a + \chi_m (h_m + u_a) + \chi_s (h_s + u_a)$	χ_m =parámetro tensión efectiva (succión matricial) h_m = succión matricial χ_s =parámetro de tensión efectiva (succión soluto) h_s =succión soluto	Richards (1966)

En el tercer periodo, desde 1987, varios investigadores abordaron el comportamiento de los suelos no saturados en términos del concepto del estado crítico y trataron de investigar el límite elástico de los suelos no saturados cuando el suelo es sometido a un ciclo de carga y descarga. (Alonso *et al.* 1990). Hasta entonces el comportamiento del cambio de volumen y de corte de los suelos no saturados se había tratado separadamente. En investigaciones recientes se ha comenzado a enlazar el comportamiento del cambio de volumen y la resistencia al corte de los suelos no saturados desarrollándose modelos elasto-plásticos. Asimismo ha surgido una evolución en los aparatos de laboratorio que ha permitido medir en forma más precisa estos comportamientos.

Los fenómenos más característicos del comportamiento del suelo no saturado se relacionan con sus deformaciones volumétricas al modificar el grado de saturación. Estas deformaciones pueden ser tanto positivas, en cuyo caso se produce un colapso, como negativas, en cuyo caso se produce una expansión. Según Aitchison (1973), tanto el colapso como la expansión pueden ser

considerados como procesos de inestabilidad estructural, debido a que inducen discontinuidades en el comportamiento deformacional del suelo al variar las condiciones ambientales (cambios de humedad), sin modificación del estado tensional exterior.

Succión

El término succión o potencial de agua designa a la integrante del estado de tensiones que tiene en cuenta aquellos efectos de superficie capaces de retener agua dentro de la estructura de un suelo. Sin su participación resulta imposible definir el estado de esfuerzos y entender la respuesta deformacional de un suelo parcialmente saturado. (Blight, 1965), el efecto de la succión en un suelo no saturado es equivalente al de una presión exterior aplicada.

La diferencia entre presión de aire de poros y presión de agua de poros se define como la succión matricial. El valor de esta succión matricial depende de la tensión superficial y el radio de curvatura del menisco. Cuando el grado de saturación disminuye, el menisco se retrae en espacios de poros pequeños donde el radio de curvatura del menisco se reduce y, de esta manera, la succión matricial se incrementa. Debido a los poros pequeños, se desarrollan succiones matriciales más altas en suelos arcillosos que en los suelos granulares.

El flujo de agua a través de los suelos no saturados se controla por el gradiente del potencial de agua total. El potencial de agua total puede expresarse como la suma de tres componentes:

- a) Potencial gravitacional, causado por la elevación del agua del suelo con respecto a un nivel de referencia.
- b) Capilar o potencial matricial, causado por efectos de tensión de superficie.
- c) Potencial osmótico, causado por la concentración de iones disueltos en el agua del suelo.

Para un suelo no saturado con el aire de los poros a presión atmosférica, el potencial matricial está dado por la succión matricial, definida anteriormente, multiplicado por la unidad de peso del agua (con un apropiado cambio de signo). Por analogía, el potencial osmótico dividido por la unidad del peso del agua es llamado “succión osmótica” (nuevamente con un cambio de signo). La suma de la succión matricial y la succión osmótica se define como la succión total.

II.2 ARCILLAS EXPANSIVAS

Los suelos no saturados que han recibido mayor atención por parte de los investigadores debido a los daños y pérdidas económicas que ocasionan, son las “arcillas expansivas” (Fredlund & Rahardjo, 1993). Estructuras ligeras tales como: autopistas, viviendas, edificios de dimensiones menores etc. de manera común son sometidas a daños de distinta índole durante su etapa de servicio como resultado de cambios en el contenido de humedad, producto de factores ambientes o filtraciones por fugas de agua o riego de jardines por mencionar algún caso. Algunas veces los daños provocados por los suelos expansivos requieren tan solo de un mantenimiento menor, siendo un asunto puramente estético, pero a menudo las consecuencias son mucho peores, incluso causando problemas estructurales mayores como los mostrados en la figura 2.5

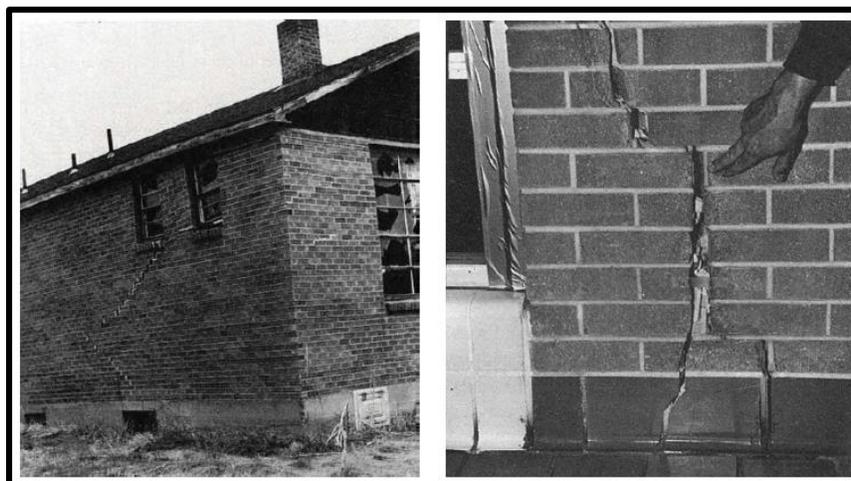


Figura 2.5 Daños provocados en una vivienda por causa de suelos expansivos (Ballinas, 2006).

Origen de las Arcillas Expansivas

Un suelo expansivo es un término generalmente empleado a cualquier suelo o material rocoso que tiene la capacidad de sufrir cambios volumétricos bajo cambios en las condiciones de humedad. Su historia se remonta a millones de años en la eras del vulcanismo.

Los suelos expansivos fueron clasificados en dos grupos según el material de origen al que pueden estar asociados (Donaldson , 1969):

- El primer grupo comprende a las rocas ígneas básicas, tales como el basalto, la diorita y el gabro. En estos suelos, los minerales de feldespato y piroxeno de la roca madre se han descompuesto para formar la montmorilonita y otros minerales secundarios.

- El segundo grupo comprende a las rocas sedimentarias que contienen a la montmorilonita como constituyente, la cual se rompe físicamente para formar un suelo expansivo.

Los minerales arcillosos expansivos se derivan de la roca madre por intemperismo químico, a partir de un complicado proceso de distribución de materiales tales como feldespatos, micas y calizas. Por tanto, el mineral formado dependerá de la composición de la roca madre, de la topografía, del clima, de la vegetación vecina, de la duración del intemperismo, y de otros factores. Este proceso de alteración se puede llevar a cabo en tierra (intemperismo) o en el fondo de los mares y lagos, e incluye a la desintegración, oxidación, hidratación y disolución. (Tourtelot 1973) apuntó que el escenario necesario para la formación de la montmorilonita es la desintegración extrema, la alta hidratación y la disolución restringida (se requiere que se restrinja la disolución, para que los cationes de magnesio, calcio, sodio, potasio y hierro se puedan acumular en el sistema). Por tanto, la formación de los minerales montmoriloníticos está supeditada a un ambiente alcalino y a la carencia de lixiviación.

Estas condiciones son favorecidas en las regiones semiáridas con pocas o moderadas lluvias. Particularmente, cuando la evaporación excede a la precipitación, ya que bajo estas condiciones existe la suficiente agua disponible para que se lleven a cabo los procesos de alteración, aunque no la suficiente para que los cationes acumulados sean removidos por el flujo del agua de lluvia.

Los minerales madre necesarios para la formación de la montmorilonita a menudo consisten en minerales ferromagnesianos, feldespatos cálcicos, vidrios volcánicos y muchas rocas volcánicas. Por tanto, es usual que las cenizas provenientes de erupciones volcánicas que caen en depósitos de agua, se alteren hasta formar montmorilonita, tal como sucede con la bentonita (montmorilonita sódica), la cual es una arcilla formada por el intemperismo químico de las cenizas volcánicas.

Minerales Arcillosos

La mayor parte de las partículas de un suelo con tamaño inferior a 2 μm , están constituidas por minerales arcillosos. Estos minerales se forman a partir de un proceso químico, y su composición puede llegar a ser muy variable y distinta a las de las rocas madre de que proceden. Probablemente la propiedad más importante de un suelo de grano fino es su composición mineralógica, y por tanto el conocer sus enlaces, su estructura cristalina y sus características superficiales, resulta muy importante para entender el tamaño, forma, estabilidad e interacción que presentan.

Las partículas de arcilla son cristales de especies mineralógicas bien definidas (un cristal es un cuerpo homogéneo limitado por superficies planas lisas, que son la expresión externa de un arreglo atómico interno), en las que sus variabilidades de composición provienen de las mezclas de esas especies y de los fenómenos de adsorción que se desarrollen en las partículas.

En general, los minerales arcillosos pertenecen a la familia mineral de los filosilicatos, ya que desde un punto de vista químico son silicatos de aluminio,

magnesio, hierro, etc., formados por la combinación de dos unidades estructurales fundamentales:

- 1) La primera es el tetraedro, en el cual cuatro átomos de oxígeno rodean a un átomo de silicio (SiO_4). Los tetraedros forman capas, de tal modo que los oxígenos de las bases de todos ellos se encuentren en un mismo plano, además cada oxígeno de las bases es compartido por dos tetraedros, formándose así una red hexagonal.

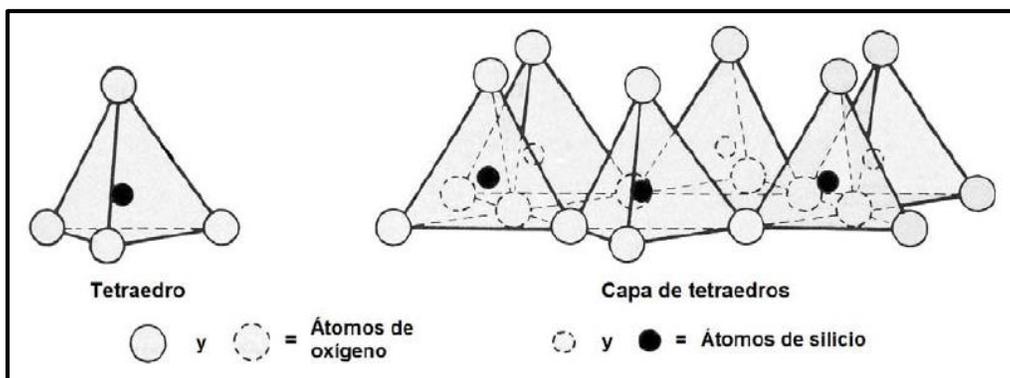


Figura 2.6 Unidad estructural tetraédrica (SiO_4).

- 2) La segunda es el octaedro, en el que un átomo de aluminio, magnesio, hierro, etc. Está rodeado por seis átomos de oxígeno o iones hidróxilo. Además, en este caso los octaedros también forman capas. La composición del octaedro es $Al_2(OH)_6$ para el aluminio, y $Mg_3(OH)_6$ para el magnesio.

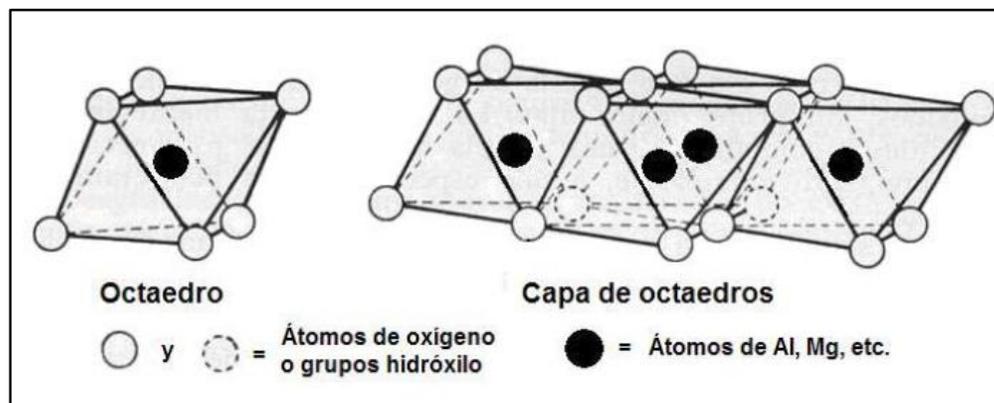


Figura 2.7 Unidad estructural Octaédrica (SiO_4).

Así, las capas tetraédricas y octaédricas se acoplan formando láminas, las cuales al repetirse forman a las estructuras cristalinas. De las distintas combinaciones de estas dos capas y de los distintos cationes o aniones que las forman, resultan los diferentes grupos de minerales arcillosos:

Grupo de la caolinita: La partícula de caolinita se compone de capas alternadas de tetraedros y octaedros. En ellas, las láminas se extienden indefinidamente en dos direcciones, y se mantienen unidas mediante enlaces de hidrógeno. La sustitución de átomos dentro de la red cristalina de la caolinita (si existe) es pequeña, por lo cual la fórmula es prácticamente constante e igual a $Si_4O_{10}Al_4(OH)_8$.

Grupo de la esmectita (montmorilonita): Los minerales de las esmectitas tienen un prototipo estructural que consiste en una capa octaédrica entre dos tetraédricas. En ellas, la unión entre cada dos unidades estructurales se debe a las fuerzas de Van der Waals y a los cationes presentes para balancear las deficiencias de carga de la estructura. Estas fuerzas son mucho más débiles que el enlace de hidrógeno en las partículas de caolinita, y por tanto son fácilmente separados por el clivaje o por la adsorción de agua u otros líquidos polares. Como consecuencia, el agua puede penetrar entre ellas ocasionando una expansión de la partícula en el sentido perpendicular a la capa. La composición teórica de las esmectitas es $(OH)_4Si_8Al_4O_{20} \cdot nH_2O$ (agua entre las capas).

La partícula de montmorilonita tendría sus enlaces satisfechos si el centro de todos los tetraedros estuviesen ocupados por silicio y el de todos los octaedros por aluminio, sin embargo siempre existe una cierta proporción de átomos de silicio (tetraivalente) sustituidos por aluminio (trivalente), en los elementos tetraédricos, y otra cierta cantidad de átomos de aluminio (trivalente) sustituidos por magnesio, hierro, etc. (bivalentes), en los elementos octaédricos. Debido a ello, existe una deficiencia de cargas positivas en la estructura, la cual es balanceada por medio de la adsorción de cationes de las soluciones. Estos cationes se sitúan entre las

unidades fundamentales y alrededor de los bordes, y pueden ser sustituidos con facilidad por otros, por lo cual reciben el nombre de “cationes de intercambio”.

Grupo de la *ilita*: La *ilita* tiene una estructura similar a la de las esmectitas, aunque sus deficiencias de carga son equilibradas casi en su totalidad por átomos de potasio no intercambiables, situados entre las diversas unidades estructurales. Por tanto, la estructura de la *ilita* no es expansiva, no admitiendo la entrada de agua entre láminas.

En gran parte, se supone que la *ilita* proviene de un proceso de *ilitización* de las *montmorilonitas*, conforme al cual los sedimentos *montmoriloníticos* antiguos fueron fijando potasio entre sus láminas. Esta circunstancia sería la causa de la deficiencia de potasio en los océanos, ya que la razón entre el contenido de este metal y el sodio en el agua de mar, es varias veces inferior a la razón que existe en las rocas de la corteza terrestre, para esto hay que recordar que la *ilita* es la especie mineralógica de arcilla más abundante en el mundo.

Expansión del Suelo

El mecanismo de expansión y reducción de arcillas expansivas es complejo además de que está influenciado por un sin número de factores. La expansión es un resultado de los cambios en el sistema de agua del suelo que alteran el equilibrio interno de esfuerzo. Las partículas de arcilla generalmente son placas con carga eléctrica negativa sobre su superficie y carga positiva en el eje. Las cargas negativas se encuentran en balance por cationes del agua del suelo, que llegan a ser atraídas a las superficies de las placas por las fuerzas eléctricas. El campo de fuerzas interparticulares eléctricas es una función de ambas, la carga negativa de la superficie y la electroquímica del agua del suelo.

El sistema de fuerzas electroquímicas internas debe estar en equilibrio con el esfuerzo aplicado externo y con la tensión capilar en el agua del suelo. La tensión capilar es a menudo llamada matriz de succión. Si la química del agua del suelo está siendo afectada, ya sea por un cambio en la cantidad de agua o por la

composición química, el campo cambiará también. Si el resultado del cambio en las fuerzas internas no está balanceado, entonces los espacios entre las partículas se modificarán con el fin de ajustar las fuerzas interparticulares hasta que el equilibrio sea alcanzado. Este cambio en los espacios de las partículas se manifiesta así mismo como expansión o contracción del suelo.

Determinados suelos expansivos sufren fenómenos de hinchamiento de magnitud considerable al aumentar su humedad. Aunque en general hinchamiento es cualquier disminución de deformación volumétrica, como por ejemplo la producida al reducir la tensión esférica, en este caso se refiere expresamente a este aumento de volumen provocado en el proceso de humedecimiento manteniendo constante el estado tensional exterior.

El proceso de hinchamiento se produce cuando un suelo no saturado se humedece adsorbiendo agua entre sus partículas y aumentando de volumen. Este aumento de volumen tiene una componente debida a la relajación de las tensiones intergranulares al aumentar el grado de saturación. En general, la expansión del suelo está asociado a terrenos arcillosos plásticos con densidades secas altas y presiones exteriores bajas, contrariamente a lo habitual en procesos de colapso.

Los suelos no saturados que contienen minerales arcillosos como la illita, la caolinita y la montmorilonita tienen tendencia a hinchar cuando se ponen en contacto con el agua. Lambe y Whitman (1959) han hecho numerosas menciones a estos minerales y consideran que el potencial de hinchamiento de los minerales arcillosos expansivos depende de los siguientes factores: estructura de los cristales; estructura del grupo de cristales y la capacidad de intercambio catiónico

Delgado (1986) resume en tres los mecanismos microestructurales fundamentales que producen el hinchamiento:

– *Hidratación de las partículas de arcilla*: las partículas de arcilla, con cargas negativas, se rodean de moléculas de agua que a su vez atraen a otras moléculas de agua al quedar desbalanceada su carga eléctrica. El equilibrio

eléctrico puede ser satisfecho también por cationes, formándose así cadenas de partículas-agua-cación-agua-partícula. En resumen, la partícula de arcilla se hidrata y aumenta de volumen.

– *Hidratación de cationes*: Los cationes adsorbidos en la capa doble difusa se rodean de moléculas de agua produciendo el consiguiente aumento de volumen.

– *Repulsión osmótica*: la concentración de cationes en la capa doble difusa decrece al alejarse de la partícula arcillosa, lo cual puede provocar una migración de las moléculas de agua hacia el interior por ósmosis si se pone en contacto con agua pura o con agua con una concentración más baja de cationes. El resultado es un aumento de volumen.

Tabla 2.4 Propiedades del Suelo que influye en la expansión y contracción del suelo

Factor	Descripción	Referencias
Minerales de las Arcillas	Minerales como Montmorilonitas, Vermiculitas y algunas mezclas de capas de minerales son causa de los cambios de volumen.	Grim, 1968 Mitchell, 1973 Snethen, 1977
Química del agua del suelo	La expansión del suelo es representada por un incremento de la concentración de cationes .	Mitchell, 1976
Succión del Suelo	Es una variable independiente del esfuerzo efectivo, representada por la presión de poro negativa en un suelo no saturado. Está relacionada a la saturación, el tamaño y forma de los poros y con las características eléctricas y químicas de las partículas del suelo y el agua	Snethen, 1980 Fredlund y Morgenstern 1977
Plasticidad	En general, los suelos que presentan un perfil con un amplio contenido de humedad y elevado límite líquido tienen un mayor potencial de expansión y contracción.	Nelson y Miller, 1992
Arreglo y Estructura del Suelo	Las arcillas floculadas tienden a ser más expansivas que las arcillas dispersa. El arreglo y estructura es modificable	Johson y Snethen, 1978
Pesos Volumétricos en estado seco	Altos pesos volumétricos indican espacios más estrechos entre las partículas lo que puede significar grandes fuerzas de repulsión.	Chen 1973 Komornik y David, 1969 Uppal, 1965

II.3 FLUJO DEL AGUA EN SUELOS NO SATURADOS

La búsqueda de la optimización en los diseños de las estructuras que tienen interacción con el suelo mediante la funcionalidad, ahorro y seguridad de las mismas representan para el geotecnista el reto a vencer. Para ello resulta indispensable aumentar la comprensión y el estudio de los suelos parcialmente saturados, donde los fundamentos y metodologías de la mecánica de suelos tradicional resultan insuficientes.

Para el caso de los suelos expansivos parcialmente saturados el potencial de hinchamiento depende de la reducción de esfuerzo de sobrecarga, las condiciones de descarga, o la exposición al agua y aumento del contenido de humedad. Cabe mencionar que para el caso, los efectos de la succión están influenciados por el grado de saturación del suelo (Gallipoli, D., Gens, A., Sharma, R. y Vaunat, J., 2003). Esta definición acota uno de los puntos centrales de la problemática en arcillas expansivas, que está ligado al flujo del agua en el suelo y que condiciona el tipo de efecto que la arcilla manifiesta en forma de expansión o contracción. Estos cambios en el contenido de agua son inducidos de manera común por fenómenos climatológicos como lluvias o evaporación, riego en jardines, fugas en instalaciones hidrosanitarias así como extracción de agua por árboles o vegetación. Por ello el análisis del flujo del agua y los consecuentes cambios en la succión derivados de ello es una parte fundamental en el análisis del comportamiento de los suelos expansivos (Li, 1996).

Dentro del estudio de los suelos parcialmente saturados de carácter expansivo el agua funge como el elemento principal, su presencia es sin duda el revulsivo de una gran cantidad de fenómenos a nivel microfísico que resultan esenciales en el entendimiento del comportamiento de este tipo de suelos y que representan a nivel mundial así como local una problemática común y que significa generalmente pérdidas económicas en la rama de la construcción como ya se ha mencionado con anterioridad reiteradamente.

El flujo de agua en suelo no saturado es el que ocurre en el suelo sujeto a cualquier condición de humedad menor que la de saturación; en la fase líquida de un suelo no saturado, tanto el agua como el aire se movilizan por la influencia de los potenciales presentes en el medio no saturado.

Existen dos fases en el suelo que pueden clasificarse como un fluido: el agua y el aire. La forma de las leyes de flujo varía para cada una de estas dos fases.

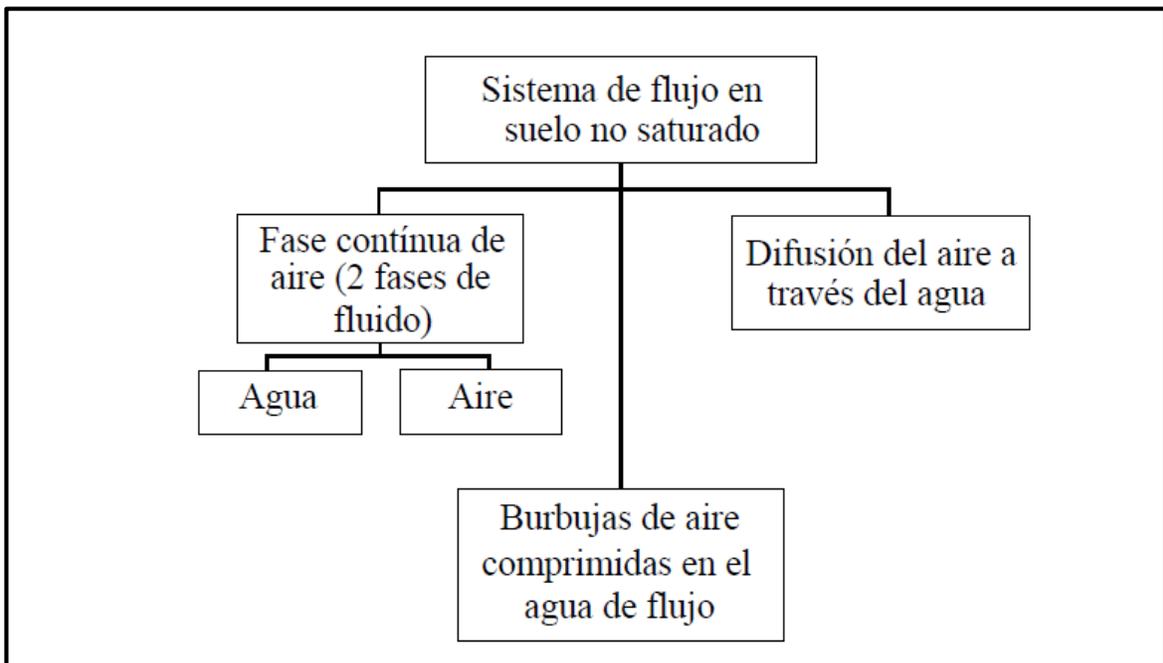


Figura 2.8 Sistema de flujo común para suelos no saturados (Fredlund & Rahardjo, 1993)

Cuando el suelo tiene grados de saturación bajos, la fase gaseosa del suelo es en su mayoría continua, por lo que se puede tener flujo de agua o aire. En cambio, cuando el grado de saturación es elevado (cercano a suelos saturados) la fase gaseosa se encuentra comprimida en el agua. Por otro lado, también se puede presentar el movimiento de aire a través de la fase líquida, esto se conoce como difusión de aire a través del agua de poro. Para el entendimiento de los mecanismos de flujo es necesario conocer los potenciales que causan el flujo del agua y aire, así

como la difusión. De igual forma es importante considerar algunos fenómenos presentes como la histéresis que marca básicamente diferencias en las curvas de secado y humedeciendo del suelo debido a variaciones en la forma en que fluye el agua entre los poros para ambos casos. Así mismo es importante tomar en cuenta la permeabilidad del medio, en este caso el estrato del suelo y la difusión del agua que se da de manera general de zonas de menor succión a zonas de mayor succión.

II.4 MODELACIÓN

A pesar de 40 años de investigación, los suelos expansivos continúan siendo una de las áreas más inconsistentes dentro de la geotecnia internacional.

Los enfoques que han sido desarrollados para estimar los cambios de volumen pertenecen principalmente a dos grupos, el primero que se enfoca generalmente en pruebas de odómetros en una dimensión y el segundo que ataca la problemática a través de la realización de pruebas que relacionan los contenidos de agua y la succión en los suelos (Nelson y Miller 1992). Un tercer grupo con mucho menor atención sin embargo trata de inferir características del potencial expansivo del suelo basado en las propiedades físico-químicas, en la adsorción molecular y el intercambio catiónico (Cocka y Birand 1993; Fityus, Smith y Jennar 2000).

Dentro del estudio de los suelos expansivos, de igual forma muchos se han enfocado en la predicción de los cambios volumétricos a través del uso de modelos constitutivos basados en cambios en los esfuerzos efectivos, la succión en el suelo, las relaciones de vacíos así como en métodos de prueba en odómetros.

Algunos de estos modelos incluyen los trabajos realizados por Bishop (1959), Croney et al. (1958), Coleman (1962), Richards (1966), Bishop y Blight (1963), Burland (1965), Matyas y Radhakrishna (1968), Barden, Madedor y Sides (1969), Aitchison y Woodburn (1969), y Aitchison y Martin (1973). Estos modelos han sido desarrollados en términos de una o dos diferentes componentes.

Así mismo se puede hacer mención de los trabajos de Fredlund y Morgenstern (1977) desarrollando un enfoque basado en las relaciones de vacíos en términos de los esfuerzos normales netos así como de la succión mátrica; el mismo Fredlund y Rahardjo (1993) realizando simplificaciones para facilitar las predicciones del modelo.

Alonso, Gens y Hight (1987) propusieron un marco de trabajo alternativo que describía los cambios de volumen en suelos no saturados, y más tarde los mismos Gens y Alonso (1992) extendieron dicho trabajo a su uso en suelos expansivos.

Sin embargo todos los enfoques anteriores presentan la dificultad que para su aplicación es necesario la obtención de parámetros cuya obtención requieren aparatos de laboratorio que son poco comunes en los laboratorios de geotecnia convencionales.

La predicción de los cambios de volumen basados en pruebas de succión (o el contenido de agua) son enfoques alternativos a los usados a través del odómetro, y su aplicación resulta mucho más sencilla, económica y eficiente Johnson (1977).

Estos métodos se enfocaban principalmente en la realización de pruebas que implicaban la expansión y la contracción de muestras inalteradas de suelo y los cambios de succión y volumen que las mismas sufrían.

Así mismo se comenzaron a realizar intentos de enfoques más sencillos (Richards 1967, Hanafy 1991) a través del uso de las relaciones básicas entre la deformación volumétrica (\mathcal{E}_v), contenidos de agua (w), relación de vacíos (e_o) y densidades del suelo o el agua (γ_s, γ_w); sin embargo dos grandes limitaciones para este enfoque eran que las relaciones entre los contenidos de agua y los cambios volumétricos no eran adecuadas para suelos secos, y segundo, que no se tomaba en consideración la influencia de las cargas en los cambios de volumen.

Algunos otros estudios desarrollados de manera similar son el método WES (Johnson y Mc Anear 1973) que relacionaban los cambios de volumen a la succión o el método CLOD (McKeen y Nielsen 1978) a través del cual se obtenía un índice de cambio de volumen a través de pruebas de contracción en suelos inalteradas sin ningún tipo de restricción y que proporcionaron buenos resultados en la predicción de movimientos del suelo a pesar de ser limitados a situaciones donde los esfuerzos netos eran constantes.

El desarrollo de suelos expansivos sujetos a ciclos sucesivos de expansión y contracción han sido estudiados por varios investigadores (Day 1994; Tripathy et al. 2002; Fityus y Smith 2003); Sin embargo dichos estudios fueron desarrollados en un plano teórico sin establecer una metodología clara para la evaluación de los cambios volumétricos de suelos expansivos.

Posteriormente estudios como los realizados por Hanafy (1991) o McKeen (1992) que trataban de establecer una relación lineal entre los valores de humedad del suelo, la succión y los cambios de volumen fueron desarrollados. Esta relación de proporcionalidad fue referida por algunos como el índice de Inestabilidad Ipt (Aitchison 1973, Cameron y Walsh 1984 a) que definía los cambios verticales en el suelo ante cambios en la succión.

II.4.1. Diseño de Cimentaciones Sobre Suelos Expansivos

Durante las últimas cuatro décadas, la metodología para el diseño de cimentaciones sobre suelos expansivos ha dado avances importantes. Desde el BRAB “Building Research Advisory Board” en 1968 hasta metodologías a base de funciones numéricas como son los casos de Lytton en 1970 o los métodos de Walsh y Mitchell en la década de los 80’s. Casos como el de Li resaltan de igual forma al incorporar al análisis el flujo del agua en el suelo.

De manera breve algunos de los métodos son presentados a continuación.

Método BRAB “Building Research Advisory Boar”

Abreviado y conocido como “BRAB” (1968) este método desarrollado en Estados Unidos tiene una fundamentación “empírica” basado en la observación del comportamiento de las cimentaciones superficiales – específicamente en losas de cimentación- al ser colocadas sobre suelos expansivos dentro del territorio americano. Las desventajas del método van relacionadas de manera directa al carácter regional del mismo y a su base netamente empírica y cuya aplicación depende en gran parte del juicio del ingeniero. Así mismo el método no relaciona de ninguna forma la interacción entre el suelo y la cimentación al considerar ambos como elementos rígidos. Sin embargo represento el primer acercamiento racional a la problemática de cimentaciones sobre suelos expansivos.

Método de Lytton

El método del Lytton desarrollado a principios de los 70’s representa el primer procedimiento de diseño de manera racional que implicaba el análisis del problema de interacción suelo-estructura, usando un modelo de cimentación asentado en un terreno curvado.

Lytton uso una cimentación Winkler para análisis de movimiento verticales al centro y una cimentación de resortes acoplados para el análisis de desplazamientos verticales en los extremos.

Dentro de las desventajas del método y aunque usado exitosamente para el diseño de muchas cimentaciones sobre suelos expansivos, la asunción de la viga como un elemento rígido es irreal. Por ello el método puede ser tomado como “conservador” tanto como la deflexión permisible en la cimentación se vuelve cercana al movimiento diferencial en la superficie.

Método de Walsh

El procedimiento de diseño propuesto por Walsh desarrollado durante la década de los 70's hasta la década de los 80'S está basado en el análisis de una viga en una cimentación acoplada Winkler.

Pese a que el método de Walsh ha sido recomendado como un método de diseño para losas residenciales y zapatas y que muchas de ellas se han diseñado con éxito; el enfoque de la viga equivalente aprobado por Walsh es una representación más simplificada de una losa tridimensional sobre suelo expansivo. No tiene en cuenta la torsión inducida en una losa- una causa importante de distorsión (Pila, 1984). Además, el modelo de resorte acoplado elegido por Walsh es menos racional que el modelo de espacio medio elástico adoptado otros métodos.

Método de Mitchell

Mitchell en 1979 propuso un método de diseño de zapatas de losa reticulares sobre suelos expansivos basadas en el análisis de una viga en una cimentación simple de resorte Winkler. El método fue desarrollado dentro de un marco teórico y verificado por comparación con los resultados experimentales previos. Se ha experimentado desarrollos posteriores desde su publicación inicial. El desarrollo más reciente en este método es la liberación del paquete de diseño por ordenador SLOG (Losa-en-tierra) (Mitchell, 1988b), que tiene en cuenta el comportamiento no lineal de tensión-deformación tanto del suelo como del concreto armado.

La diferencia entre el método de Mitchell y otros métodos de diseño consisten en que Mitchell obtuvo la forma de la superficie del suelo mediante la resolución analítica de la ecuación de difusión de la succión del suelo en estado

estacionario en lugar de utilizar una forma empírica. De esta forma vemos uno de los primeros intentos por relacionar el flujo del agua dentro de un suelo expansivo con el diseño de un elemento estructural como la cimentación cuyas dimensiones y análisis estarán condicionada por el comportamiento del suelo.

II.4.2 Modelo de Flujo de Humedad

En lo que respecta al mecanismo que provoca los cambios de saturación del suelo, este puede ser provocado por las condiciones ambientales; los suelos en el campo siempre están sometidos a ciclos de humedecimiento- secado, es decir cambios en el historial de succión del suelo (Li y Ren, 2010). Adicional a los cambios ambientales el geotecnista debe considerar las actividades propias del hombre y de las cuales pudieran generarse alteraciones al estado de saturación del suelo. No es extraño que los cambios volumétricos en una arcilla expansiva sean producto de alguna fuga en las instalaciones hidrosanitarias que de manera generalizada van colocadas a nivel del subsuelo. Dichas filtraciones por su acción súbita y constante pueden suponer en un caso crítico, una fuente de inyección de agua al suelo mayor a las correspondientes por condiciones climáticas, para ello bastaría mencionar que en las zonas con presencia de arcilla expansiva se han reportado numerosos daños a los edificios residenciales debido a la fuga en los servicios públicos subterráneos (Pile, 1984; Li, 1996).

Como acercamiento a la problemática desde una perspectiva cercana a la desarrollada en este trabajo podemos citar los estudios realizados por Horta (2004) mediante los cuales plantea una metodología propia abordando el estudio de las solicitaciones que sufre una cimentación, en este caso una losa reticular por el efecto de eventos aleatorios que generan cambios en el contenido de agua de un suelo expansivo parcialmente saturado. Dicha metodología involucraba un modelo simplificado mediante el uso de elementos finitos unidimensionales tipo viga con la intención de aportar una solución aceptable a un problema cuya modelación formal sería de una gran complejidad y que a su vez es una mejor opción que las soluciones tradicionales en donde el análisis de la cimentación se lleva a cabo considerando una respuesta uniforme del suelo.

De forma parecida Li (2006) presenta un modelo constitutivo, en el que se relaciona el flujo del agua con cambios en la succión así como deformaciones y esfuerzos provocados por dichos cambios en una losa de cimentación.

Se admite que el flujo no saturado es descrito por la ley de Darcy, con la diferencia de que la conductividad hidráulica no saturada $K(u_a - u_w)$ no es constante y que varía, predominantemente en función de la humedad (w) y consecuentemente, de la succión matricial ($u_a - u_w$). (Richards, 1967; Laliberte and Corey, 1967; Lam et al, 1988; Fredlund and Rahardjo, 1993a).

El flujo del agua a través de un suelo saturado puede ser descrito a través de la Ley de Darcy:

$$V_i = -k_{ij} \frac{\partial \Psi}{\partial x_j} \quad \text{Ec. (II.1)}$$

Donde:

$V_i =$ Velocidad del Fluido

$K_{ij} =$ Coeficiente de permeabilidad (o Conductividad Hidráulica).

$\frac{\partial \Psi}{\partial x_j} =$ Gradiente del potencial del fluido, o carga total, Ψ en la dirección X_j

Mediante de la aplicación de la ley de Darcy y de las ecuaciones de continuidad de flujo de humedad se puede obtener la siguiente ecuación de difusión, para describir el flujo de humedad no saturado (Richards, 1967; Lytton, 1977):

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{\partial u}{\partial \theta} \frac{\partial}{\partial x_i} \left(k_{ij} \frac{\partial \psi}{\partial x_j} \right) \quad \text{Ec. (II.2)}$$

Donde:

$u =$ succión total

$\theta =$ contenido de agua volumétrico

$\psi =$ potencial de flujo total

$t =$ variable tiempo

$k_{ij} =$ coeficiente de permeabilidad (o conductividad hidráulica)

$x_i, x_j =$ coordenadas en el espacio

La convención de la suma de los índices de repetición se utiliza en la ecuación anterior. El término $\frac{\partial u}{\partial \theta}$, es la pendiente de la curva que relaciona succión para el contenido volumétrico de agua “ θ ”. Para muchos suelos, los suelos y especialmente expansivos, la variable $\frac{\partial u}{\partial \theta}$ puede ser asumido a ser relativamente constante en el rango habitual considerado (Richards, 1967).

El potencial total del flujo “ Ψ ”, en suelos expansivos está compuesto del potencial total de succión, “ u ”, el potencial gravitacional, x_3 , y del potencial de sobrecarga “ Ω ” (Philip, 1969; Lytton, 1977):

$$\Psi = -u + x_3 + \Omega \quad \text{Ec. (II.3)}$$

Se ha demostrado que el potencial gravitacional y el potencial de sobrecarga casi se anulan entre sí y la pequeña diferencia entre ellos es por lo general insignificante en relación con el potencial de succión (Sokolov y Amir, 1973). Por ello es posible considerar que dentro del flujo del agua que termina siendo responsable de las deformaciones del suelo, la succión funge como el elemento fundamental. Por lo tanto “ Ψ ” se convierte en equivalente al potencial de succión.

Si se supone que el suelo es un cuerpo homogéneo e isotrópico, la ecuación diferencial gobernante (Ec. II.2) se puede escribir como (Mitchell, 1979):

$$\frac{\partial^2 u}{\partial^2 x} + \frac{\partial^2 u}{\partial^2 y} + \frac{\partial^2 u}{\partial^2 z} = \frac{1}{D} \frac{\partial u}{\partial t} \quad \text{Ec. (II.4)}$$

Si se considera una fuente de humedad generada en el suelo, la ecuación anterior puede expresarse en la siguiente forma:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial^2 x} + \frac{\partial^2 u}{\partial^2 y} + \frac{\partial^2 u}{\partial^2 z} + \frac{f(x, y, z, t)}{p} = \frac{1}{D} \frac{\partial u}{\partial t} \quad \text{Ec. (II.5)}$$

Dónde:

u = succión total

$D = p/(c \rho_d)$ = coeficiente de difusión

$c = \frac{\Delta w}{\Delta u}$, humedad característica

p = permeabilidad no saturada, en función de la succión del suelo

ρ_d = densidad seca

w = contenido gravimétrico de agua

x, y, z = coordenadas en el espacio

t = variable tiempo

$f(x, y, z, t)$ = una fuente de humedad generada en el suelo



CAP III METODOLOGÍA

III.1 DISEÑO DE EXPERIMENTO

El objetivo del presente trabajo busca definir cuantitativamente la deformación que sufre una arcilla expansiva por razón de una modificación en su contenido de humedad; por ello como primera instancia se definió una zona específica de estudio en la que el suelo existente correspondiera al de interés. Posteriormente se realizó una exploración en la zona para obtener muestreos alterados (útiles para la determinación de propiedades índice y clasificación del suelo) así como muestreos inalterados (cuyo comportamiento es fundamentalmente dependiente de que el suelo conserve su estructura original). Una vez en laboratorio se buscó determinar las características del suelo a fin de corroborar que se tratase de una arcilla expansiva. Así mismo se realizaron pruebas para determinar la curva de compresibilidad así como la curva característica de succión del suelo y las pruebas de contracción-expansión para la determinación del índice de reactividad.

Una vez finalizada las pruebas mecánicas y una vez revisado que los valores obtenidos resultaran con un nivel de incertidumbre aceptable – en caso contrario se procedió a repetir las pruebas – se determinaron los parámetros que el modelo solicitaba y que son obtenidos a través de correlaciones de las pruebas anteriores. Para el caso de la permeabilidad saturada su valor como función de la curva de compresibilidad, los índices de reactividad obtenidos mediante las pruebas de contracción y expansión del suelo. La succión del perfil del suelo como función de los contenidos de humedad registrados en el momento de la exploración y tomando como base la curva característica del suelo y las curvas de calibración para el papel filtro usado; así mismo la conductividad hidráulica fue obtenida como función de la curva característica mientras que el coeficiente de difusión del suelo se determino usando la metodología propuesta por Nyangaga & Lytton (1995). Con los parámetros de entrada se procedió a definir las características geométricas que tendría nuestro modelo y los casos de estudio por analizar, todo ello previa validación del modelo como se detallara más adelante. Lo anterior se observa en el diagrama mostrado a continuación:

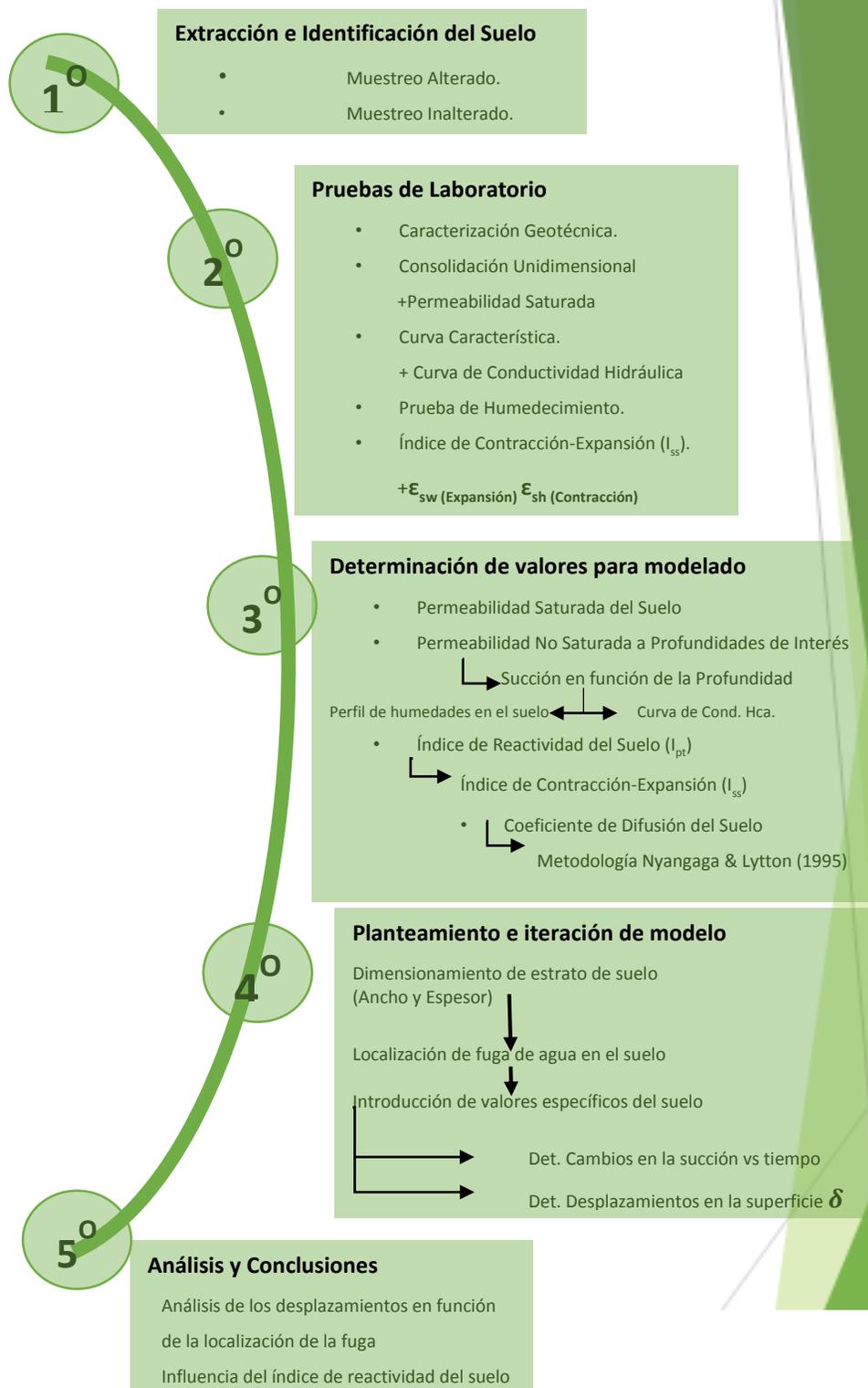


Figura 3.1 Diagrama de la metodología seguida

III.2 MUESTREO DEL SUELO

Como se detalló en el capítulo I; se eligió como sitio para el muestreo la ciudad de León Gto debido a las extensas zonas de vertisoles existentes y que se encuentran asociadas de manera común a arcillas expansivas, ya que en la zona se presentan las condiciones idóneas para la formación y desarrollo de este tipo de suelos - Un periodo de saturación completa y una estación seca bien definida- (Zepeda y Castañeda 1989).

De manera específica se eligió para el sondeo un terreno ubicado al suroeste de la mancha urbana y que actualmente corresponde a terrenos de cultivo; sin embargo se tiene contemplado para el desarrollo de urbanización con varios fraccionamientos para viviendas de interés social; así como la construcción de la ampliación del Blvd. Miguel de Cervantes Saavedra que fungirá como una vía principal de acceso a la ciudad. La figura 3.2 muestra la localización del sondeo donde se aprecia su ubicación en los márgenes de la ciudad



Figura 3.2 Croquis de Localización del Sondeo con respecto a la ciudad de León Gto.

Para determinar las propiedades de un suelo en laboratorio es preciso contar con muestras representativas de éste; por lo tanto para la realización del presente trabajo se indicó llevar a cabo la exploración de un (1) sondeo de Pozo a Cielo Abierto “PCA” hasta una profundidad máxima de 4.0 m..

El sondeo fue realizado por medios mecánicos (retroexcavadora); el muestreo alterado se efectuó con herramienta menor lo que permitió obtener de las paredes laterales de las excavaciones muestras alteradas e inalteradas representativas (independientemente del sondeo), las cuales fueron transportadas al laboratorio para su ensaye. Durante los trabajos de exploración no se detectó el nivel de agua freática (NAF).

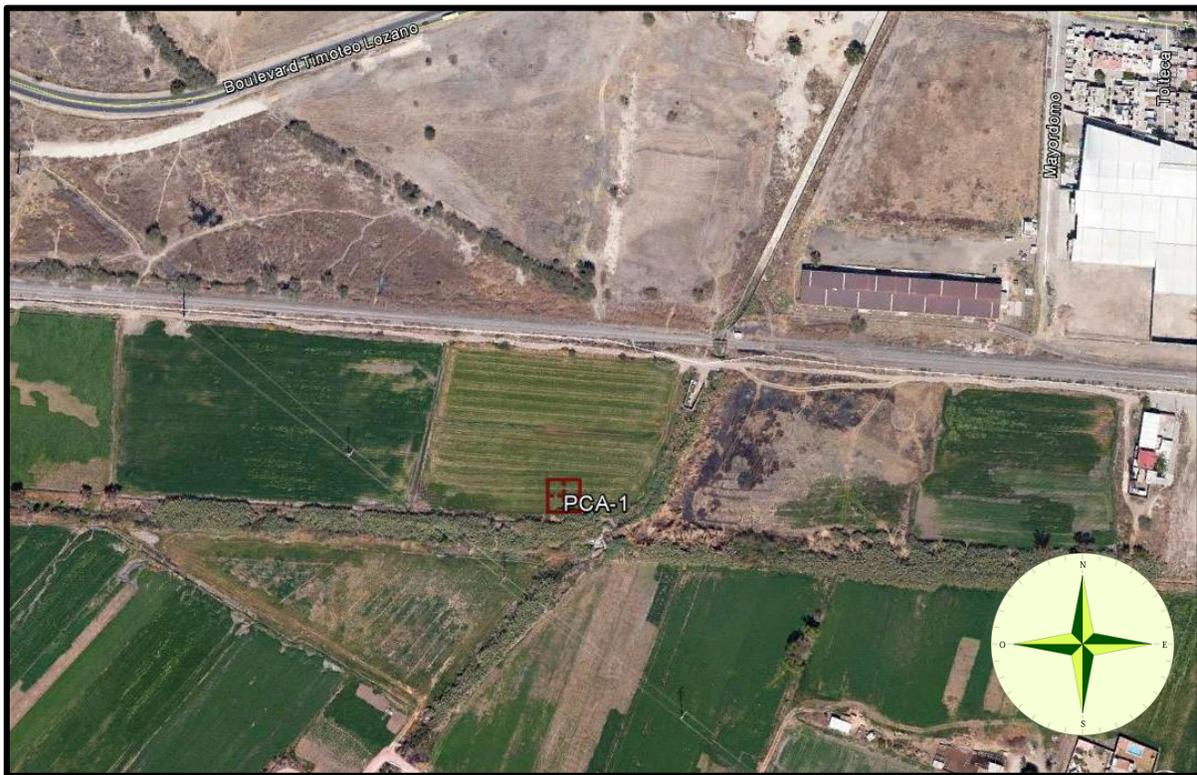


Figura 3.3 Ubicación de las exploraciones de acuerdo a coordenadas UTM
PCA #1: 219263.59 m E 2334898.68 m N; Elevación; 1784 MSNM

Durante la realización del sondeo se pudo constatar de manera visual la existencia de una posible arcilla con inestabilidad volumétrica a 1.00 m. de profundidad hasta 4.00 m. de prof.; este material fue muestreado de acuerdo a lo establecido en la normativa NMX-C-431-ONNCCE-2002



Figura 3.4 Vista de Realización de Sondeo con Medios Mecánicos (PCA-1)



Figura 3.5 Vista de Estratigrafía definida en sondeo (PCA-1)



Figura 3.6 Vista de Obtención de humedades a distintas profundidades (PCA-1)



Figura 3.7 Vista de muestreos alterados e inalterados de arcilla expansiva (PCA-1)

III.3 CARACTERIZACIÓN GEOTECNICA

Una vez realizado el sondeo y posterior muestreo del material toda vez que las características visuales del material (coloración, textura y saturación) hacían prever que el estrato de suelo localizado al sondeo pudo tratarse de una arcilla con inestabilidad volumétrica, se procedió en el laboratorio a determinar las propiedades de la muestra a fin de poder verificar que la misma correspondía al tipo de suelo deseado para el estudio.

III.3.1 Humedad natural

Esta prueba permite conocer el contenido de agua en una muestra de suelo, con el fin de obtener una idea cualitativa de su consistencia o de su probable comportamiento. La determinación del contenido de agua se efectúa siguiendo el procedimiento descrito en la norma (SCT. MMMP-1.04/03). La prueba consiste en secar una muestra del material en el horno a una temperatura controlada ($110^{\circ} \pm 5^{\circ}$) y determinar el porcentaje de la masa del agua, con relación a la masa de los sólidos. Para ello es importante evitar que la muestra no altere su contenido de agua respecto al estado en el que se encontraba originalmente durante el muestreo o su transportación; medir su masa en tal condición (W_h) y someter a secado en el horno durante 24 hrs, una vez transcurrido este tiempo se vuelve a medir la masa de la muestra en estado seco (w_s) y se aplica la siguiente ecuación:

$$w (\%) = \frac{w_h - w_s}{w_s} \times 100 \quad \text{Ec. (III.1)}$$

Dónde:

w = *Contenido de agua en la muestra (%)*

w_h = *Masa de la muestra en estado humedo (g)*

w_s = *Masa de la muestra en estado seco (g)*

Dentro del área de la geotecnia la determinación del contenido de agua resulta una prueba común y relativamente sencilla; sin embargo su importancia es vital en el entendimiento del comportamiento del suelo; ya se ha profundizado en el

presente trabajo que las reacciones que puede presentar una arcilla expansiva y la inestabilidad volumétrica que se genera de ella es resultado de cambios en la saturación en la muestra por lo que una misma muestra de suelo puede tener comportamientos muy distintos si las condiciones iniciales de la muestra son diferentes.

Debido a lo anterior se tomó la determinación de realizar muestreos del suelo a cada 0.50 m. de profundidad con la finalidad de visualizar la variación del contenido de agua en el estrato de suelo respecto a su profundidad toda vez que factores determinantes como la permeabilidad del suelo varía en función del estado de saturación dentro de la zona activa del suelo.

III.3.2 Granulometría

Esta prueba permite determinar la composición por tamaños (granulometría) de las partículas que integra una muestra de suelo representativa, mediante su paso por una serie de mallas con aberturas determinadas (SCT MMMP-1.06/03). El paso del material se hace primero a través de las mallas con abertura más grande, hasta llegar a las más cerradas, de tal forma que los tamaños mayores se van reteniendo, para así obtener la masa que se retiene en cada malla, calcular su porcentaje respectivo al total y determinar el porcentaje de la masa que pasa.

Existen mallas básicas las cuales nos permiten diferenciar gravas, arenas y finos, dentro de las cuales están la malla de 3 pulgadas, la malla número 4 (4.76 mm) y la número 200 (0.075 mm). Aquel material retenido en la malla no. 4 se considera grava, el material que pasa la malla no. 200 se consideran finos y el material ubicado entre las dos mallas anteriores se consideran como arenas (Juárez y Rico, 2009).

En este caso la composición granulométrica del suelo no es considerada una prueba determinante para conocer las propiedades de un suelo, toda vez que estamos trabajando con un suelo predominantemente fino y el tamaño de las partículas es un buen indicativo de algunas propiedades mecánicas en los suelos

gruesos, esta prueba permite corroborar en este caso de manera específica el porcentaje de finos de la muestra.

III.3.3 Límites de Atterberg

Estas pruebas permiten conocer las características de plasticidad de la porción de la muestra de suelo que pasa la malla No. 40 (0.425 MM), cuyos resultados se utilizan principalmente para la identificación y clasificación de los suelos. Las pruebas consisten en determinar el límite líquido, es decir, el contenido de agua para el cual un suelo plástico adquiere una resistencia al corte de 2.45 kPa (25 g/cm²); este se considera como la frontera entre los estados semilíquido y plástico. El límite plástico o el contenido de agua para el cual un rollo pequeño de suelo se rompe en tres partes al alcanzar un diámetro de 3 mm; este se considera como la frontera entre los estados plástico y semisólido. El índice plástico se calcula como la diferencia entre los límites líquido y plástico. Los límites de Plasticidad o de Atterberg serán determinados de acuerdo con la norma (SCT M.MMP.1.07/03).

Así mismo adicional al límite líquido y plástico se determinó la contracción lineal, cuyo concepto se apoya en el decrecimiento de la longitud del suelo a medida que disminuye el contenido de agua desde un contenido de agua inicial hasta el límite de contracción. La contracción lineal se obtiene moldeando una barra de suelo en un molde rectangular. Este parámetro ha ganado popularidad porque se puede ver inmediatamente que cuando un suelo tiene grandes deformaciones es muy susceptible a cambios volumétricos.

Métodos Indirectos de Identificación

Dentro del estudio y comprensión del suelo los límites de Atterberg suelen ser de manera común un indicativo que permite al ingeniero inferir el tipo de comportamiento que desarrollara; si será un material expansivo o tendrá estabilidad ante cambios en su saturación. Estas correlaciones nos permitió conocer si la muestra de suelo entra dentro de un material expansivo y por ende resulta de interés para el caso de estudio. Por lo anterior, se han desarrollado diversos métodos

indirectos con base a las propiedades índice de los suelos para estimar el carácter expansivo de los mismos; entre los que destacan:

Tabla 3.1 Criterio de Holtz & Gibbs (1956) basada en límites de contracción

Cambio de Volumen	Limite de Contracción	Indice de Plasticidad
Probablemente bajo	>12	0 - 15
Probablemente moderado	10 - 12	15 - 30
Probablemente alto	0 - 10	> 30

Tabla 3.2 Criterio de Holtz (1959) para estimar el cambio volumétrico probable en suelos expansivos (Juárez & Rico, 1992)

Datos de pruebas de identificación			Expansión probable Cambio Volumetrico en % (Seco a saturado)	Grado de Expansión
Contenido coloidal (% < 0.0001 mm)	Indice de Plasticidad	Limite de Contracción		
>28	>35	<11	>30	Muy Alto
20 - 31	25 - 41	7 - 12	20 - 30	Alto
13 - 23	15 - 28	10 - 16	10 - 20	Medio
< 15	< 28	> 15	< 10	Bajo

Tabla 3.3 Clasificación de suelos expansivos de acuerdo al límite líquido (Zepeda & Pérez, 1995)

Potencial de Expansión	Expansion potencial (%)	LL (%)	IP (%)	Succión del Suelo natural Kg/cm ²
Bajo	< 0.5	<50	< 25	< 1.5
Marginal	0.5 - 1.5	50 - 60	25 - 35	1.5 - 4
Alto	1.5	> 60	> 35	> 4

III.3.4 Peso específico de la masa de suelo

Es la relación entre el peso del suelo y su volumen. También se denomina peso volumétrico; es decir es el peso de dicho suelo contenido en la unidad de volumen. Esta prueba está basada en lo especificado en la norma SCT M.MMP.1.08/03-G

III.3.5 Peso específico relativo de sólidos

La gravedad específica de un suelo (S_s) se define como el peso unitario del material dividido por el peso unitario del agua destilada a 4° C. Esta prueba permite determinar las relaciones masa-volumen de los materiales respecto a la masa-volumen del agua y se utiliza para calcular los volúmenes ocupados por el material en sus diferentes condiciones de contenidos de agua y el cambio de masa del material debido a la entrada de agua en sus poros, con respecto a su condición en estado seco.

La densidad específica puede ser calculada utilizando cualquier relación de peso de suelo (W_s) al peso del agua (W_w), siempre y cuando se consideren los mismos volúmenes.

El valor de la densidad específica resulta necesario para calcular la relación de vacíos de un suelo. Para el cálculo de este valor correspondiente a un suelo fino cohesivo se tomó lo especificado en la norma SCT M.MMP.1.05/03.

III.3.6 Consolidación Unidimensional

Este método se refiere al procedimiento para determinar la magnitud de la consolidación de muestras de suelos cuando se confinan lateralmente y se drenan axialmente mientras se someten a incrementos controlados de esfuerzo vertical.

El método requiere que una muestra del suelo sea restringida lateralmente y que se cargue axialmente con incrementos constantes de carga, aplicados hasta que todo exceso de la presión de agua en los poros se disipe, para cada

incremento. Durante el proceso de compresión se efectúan medidas de la disminución del espesor de la muestra, datos que son usados para calcular los parámetros que describen la relación entre el esfuerzo efectivo y la relación de vacíos o deformación.

La compresibilidad de los suelos determinada mediante esta norma, es una de las propiedades más útiles que pueden obtenerse a partir de ensayos de laboratorio. Los datos que resultan del ensayo de consolidación pueden usarse para hacer un estimativo tanto de la velocidad, como de la magnitud del asentamiento diferencial y/o total, de una estructura o de un relleno.

Se deben tener en cuenta las condiciones de saturación de la muestra ya que influyen en los resultados, específicamente para este trabajo las condiciones de humedad resultan determinantes dentro de la presión expansión que desarrolla la muestra de suelo al inicio de la prueba durante la etapa de saturación.

En este caso la prueba de consolidación unidimensional fue llevada a cabo mediante la normativa ASTM D 2435-96 con una sola repetición haciendo uso de la muestra inalterada tomada durante la exploración, con la precisión de permitir la pérdida del contenido de agua de la muestra a fin de poder tomar una medición de la magnitud de la presión expansión del suelo en un caso distinto al saturado (estado natural de la muestra).

Coeficiente de Permeabilidad Saturada del Suelo (K_{sat})

La curva de compresibilidad del suelo no solo nos permite visualizar los cambios volumétricos a los que una muestra de suelo está expuesto durante su etapa de saturación y por razón de la aplicación de cargas a lo largo del tiempo; de manera indirecta nos permite conocer su coeficiente de permeabilidad al 100% de saturación; un valor indispensable en el entendimiento del flujo del agua dentro del suelo.

El coeficiente de permeabilidad medio que gobierna el flujo de agua durante el intervalo de compresión con un cierto incremento de carga dentro de un suelo saturado, representado por una curva de consolidación, puede calcularse a partir de la expresión para el factor tiempo T tratando de usar un punto cercano al 50% de consolidación. Por lo tanto el coeficiente de permeabilidad puede calcularse con la expresión siguiente:

$$k\left(\frac{cm}{seg}\right) = \frac{a_v * \gamma_w * H^2}{5(1+e)t_{50}} \quad Ec. (III.2)$$

Donde:

k_{sat} = Coeficiente de permeabilidad en estado saturado.

a_v = Coeficiente de compresibilidad.

γ_w = Peso volumétrico del agua.

t_{50} = Factor tiempo al 50% de consolidación.

H = Espesor efectivo de la pastilla de consolidación.

e = Relación de vacíos.

III.4 CURVA CARACTERISTICA

Dentro del estudio de los suelos no saturados la relación entre la succión y el grado de saturación, o mejor conocida como curva característica de un suelo, ha cobrado gran importancia. Una de las aplicaciones más importantes de esta curva es la determinación de funciones de propiedades de suelos no saturados, que además de ser difíciles de determinar en laboratorio, tienen la característica de ser no lineales (Pérez, 2008)

Definición

Consideremos una muestra de suelo que está en contacto con un disco de cerámica que permite el paso de fluido, pero no de suelo. Si se conecta el disco con una bureta flexible llena de agua y el nivel se ajusta de tal forma que sea el mismo que se tiene en la superficie del suelo, entonces el suelo se encuentra en una condición saturada.

Si se cambia la posición de la bureta a una posición más baja, existirá un gradiente entre el nivel del agua en la muestra de suelo y el nivel del agua en la bureta, lo que trae como consecuencia el flujo de agua del suelo hacia la bureta, proceso que termina hasta que exista un equilibrio. La cantidad de agua que permanece en la muestra (agua en tensión) para diferentes gradientes, se puede presentar mediante la relación llamada curva característica. (Pérez, 2008)

La curva característica es por tanto la relación que existe entre el contenido de agua del suelo (grado de saturación, contenido de agua volumétrico) y la succión (tensión del agua) del suelo y está relacionada con la estructura y forma del suelo así como el tamaño y acomodo de los granos que la conforman; por tanto, la relación puede variar para diferentes tipos de suelos. En otras palabras, la curva característica no es más que una representación de la capacidad de un suelo para retener agua, bajo cierto valor de succión aplicada.

La curva característica se compone de tres zonas: la capilar, la de desaturación, y la residual.

La zona capilar es aquella en la cual el suelo se mantiene en un estado de saturación, y termina en el valor de entrada de aire (Fredlund, 1999), el cual está definido como el valor que debe de exceder la succión mátrica, antes de que el aire empiece a entrar en los macroporos del suelo. En la zona de desaturación, el agua es desplazada por aire; por tanto, la fuerza con la que el agua se encuentra adherida a las partículas del suelo se incrementa a medida que el suelo pierde más agua. Al finalizar esta zona, el agua se encuentra en un estado discontinuo y el coeficiente de permeabilidad se reduce en forma importante.

Para la zona residual, un incremento de succión no produce un cambio importante en el contenido de agua, la cual es tan escasa que no fluye entre los poros y la remoción puede ser sólo por evaporación (Hosagasi, 2006). En esta región en donde las succiones son muy altas, el agua está adsorbida a las partículas.

Histéresis

La relación succión contra contenido de agua de un suelo no es única. Un suelo que sufre un proceso de secado, y otro en un proceso de humedecimiento. En ambos casos y para el mismo valor de succión, se tiene que el suelo en proceso de secado retiene más agua que el que sufre humedecimiento. Este fenómeno se llama "histéresis". Puede deberse al aire atrapado, la no uniformidad, y a diferentes tamaños de los poros, expansión y contracción del suelo que puede alterar la estructura del suelo, etc. (Tuller y Or, 2005; Likos y Lu, 2004).

Prueba de Papel Filtro

Uno de los métodos más simples y económicos para la determinación de la curva característica del suelo es a partir de pruebas de succión por el método del papel filtro para diferentes grados de saturación. Este método de ensayo establece el procedimiento para determinar la succión mátrica (matriz) y potencial total, de muestras inalteradas de suelo, utilizando los papeles de filtro de laboratorio como sensores pasivos.

En el mismo se controla las variables para la medición del contenido de agua del papel filtro que está en contacto con el suelo o en equilibrio con la presión parcial de vapor de agua en el aire del contenedor hermético, en el que se guarda la muestra de suelo. El papel filtro es guardado con la muestra de suelo en el recipiente hermético hasta que se establezca la humedad de equilibrio; esta se refiere a aquella en la que la presión del vapor de agua en el aire equilibra la presión del agua de los poros en la muestra de suelo.

Procedimiento

Se ponen papeles del filtro en un recipiente hermético con un espécimen durante siete días para permitir que la presión del vapor del agua de los poros en el espécimen, la presión del vapor del agua de los poros en el papel del filtro y la presión parcial del vapor del agua en el aire dentro del recipiente alcancen el equilibrio.

La masa de los papeles filtro deben ser inmediatamente determinadas después de finalizada la prueba. Con ellas se calculan las humedades alcanzadas por los papeles filtro y la succión del espécimen es encontrada a partir de una relación, previamente calibrada para el tipo de papel del filtro utilizado, entre el contenido de agua del papel de filtro y la succión.

Para ello se prepararon distintas muestras de suelo remoldeadas con un contenido de humedad distinta y, posteriormente, se aplicó la prueba del papel filtro a cada una haciendo uso de papel Whatman No. 42 de 5.5 cm de diámetro.

Calibración del papel

La calibración del papel se realizó tomando las curvas de calibración típicas para los papeles del filtro (por ejemplo Whatman No.42, Schleicher y Schuell No.589), se muestran en la Figura 3.8 en la que se establece la succión de acuerdo a la ASTM (American Section of the International Association for Testing Materials)

Estas curvas constan de dos partes, el segmento superior representa la humedad retenida de una película adsorbida de la superficie de las partículas, mientras el segmento más bajo representa la humedad retenida por capilaridad. El punto de inflexión es $w_f = 45.3\%$ para el papel de filtro Whatman No.42, y $w_f = 54\%$ para el papel de filtro Schleicher y Schuell No. 589.

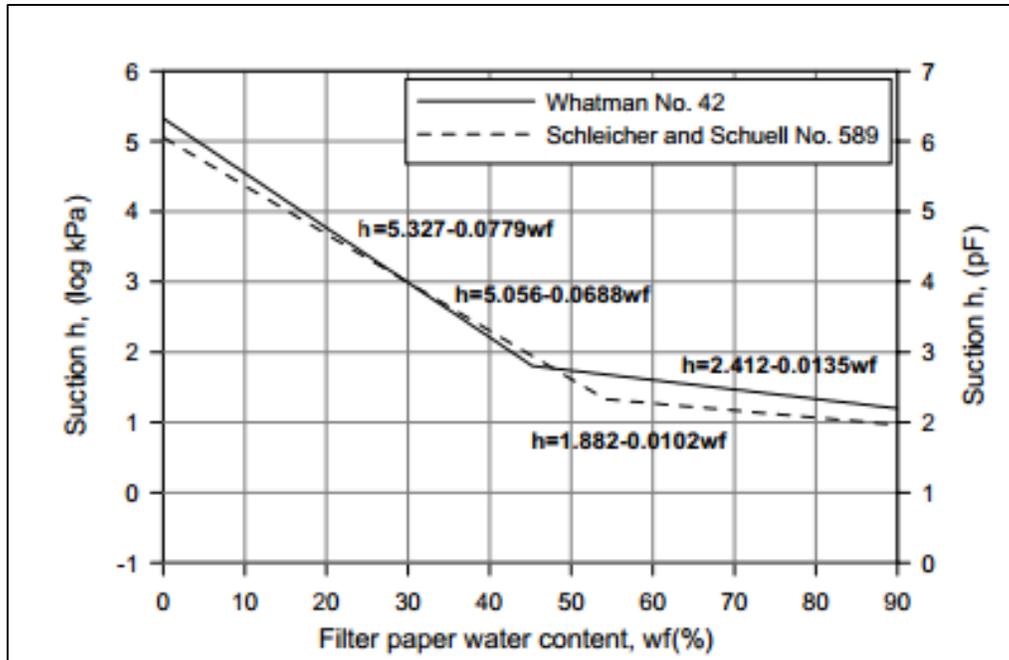


Figura 3.8 Curvas de Calibración mojado del papel filtro con respecto al contenido de succión del agua (ASTM, 1994).

Las curvas de calibración mostradas en la Figura 3.8 son aplicables a la succión total. La variabilidad en los resultados es de menos del 2% sobre 100 kPa. En suelos con succión de más de 20 kPa, la perturbación de la muestra tiene mínima influencia sobre el resultado final. En suelos con succión de menos de 20 kPa, la perturbación de la muestra aumenta la variabilidad de los resultados.

Medición de la succión total

- El primer paso corresponde al secado del papel; el cual se deja secar en el horno durante 18 hrs; una vez terminado el periodo de secado se procede a su extracción y pesaje inmediato teniendo los cuidados descritos en la norma para no alterar el peso del mismo manteniéndolo en un recipiente hermético que impida que la humedad relativa del ambiente modifique su peso.

- Posteriormente se preparan las muestras de suelo con su correspondiente grado de saturación tanto en secado como en hidratación; posteriormente se coloca cada muestra dentro de un frasco correctamente identificado.
- Como siguiente paso se hace la colocación del papel filtro teniendo el cuidado de que este no esté en contacto con el suelo (a través de un o-ring). Se sella cada recipiente y se colocan en conjunto dentro de una hielera dentro de un cuarto con temperatura controlada (25°C) y permanecen ahí durante siete días antes de extraer y pesar nuevamente el papel.
- El pesaje del papel filtro se realiza teniendo los mismos cuidados que con el pesaje del papel filtro seco; el tiempo debe ser lo más corto posible una vez retirado del envase y el trato al papel debe ser meticuloso recordando que su pesaje deberá realizarse en una balanza de 0.0001 gr de precisión.
- Finalmente se calcula el contenido de agua en el papel filtro tomando en cuenta el peso seco y el peso húmedo de cada muestra y haciendo uso de la curva de calibración de la figura 3.8 y la ecuación tradicional para determinar el porcentaje de humedad en una muestra (Ec III.1); posteriormente se asocia el contenido de agua al valor de succión correspondiente.

Finalmente y como parte de la configuración de la curva característica del suelo y debido a la susceptibilidad con que sus valores pueden modificar la forma de la misma es recomendable realizar un ajuste de la misma. Para ello la literatura contiene apartados al respecto, como el procedimiento descrito por el Dr. Van Genuchten que realiza una corrección al grado de saturación de los puntos calculados a fin de uniformizar la curva de retención a través de la siguiente ecuación:

$$G_w = \frac{\omega - \omega_r}{\omega_{sat} - \omega_r} = (1 + |\alpha \Psi|^\eta)^{-m} \quad \text{Ec. (III.3)}$$

Donde:

G_w = Grado de Saturación.

α, η = Valores de ajuste de la curva característica.

$m = 1 - (1/\eta)$.

Ψ = Succión del suelo.

III.4.1 Conductividad Hidráulica (K_r)

El coeficiente de permeabilidad dentro de los suelos parcialmente saturados no es un parámetro constante. Este parámetro, es variable de manera predominante como función de la succión. Sin embargo, a pesar de su importancia no hay a día de hoy una ecuación general que haya sido avalada para calcular la permeabilidad en función de la succión y de igual forma el conocimiento existente no permite realizar una predicción certera del este coeficiente a través de las propiedades básicas de un suelo (Hillel, 1982).

Uno de los procedimientos expuesto en la literatura y más aceptados para poder determinar la conductividad hidráulica de un suelo no saturado es descrito de igual forma por Van Genuchten (1980) el cual hace uso de la curva característica para tratar de predecir los valores de la conductividad hidráulica en función de los cambios de succión del suelo a través de las siguientes ecuaciones.

$$K = K_{sat} * K_r(s) \quad \text{Ec. (III.4)}$$

$$K_r(s) = \frac{[1 - (\alpha \Psi)^{\eta-1} (1 + (\alpha \Psi)^\eta)^{-m}]^2}{[1 + (\alpha \Psi)^\eta]^{m/2}} \quad \text{Ec. (III.5)}$$

Donde:

K = Coeficiente de Permeabilidad

K_{sat} = Coeficiente de permeabilidad saturado

$K_{r(s)}$ = Coeficiente de Permeabilidad en función de la succión

α, η =Valores de ajuste de la curva característica.

$m = 1 - (1/\eta)$.

Ψ = Succión del suelo.

El procedimiento consiste de manera general en determinar para cada punto calculado de la curva característica el valor de “K” haciendo uso de las ecuaciones III.5 y III.6 así como del valor de la “ K_{sat} ” calculado a través de la curva de compresibilidad.

Una vez calculados los valores de “K” para distintos succiones se procede a graficar la curva de conductividad hidráulica que nos permitirá determinar a través de la curva cualquier valor dentro del rango de succión graficado.

III.5 COEFICIENTE DE DIFUSIÓN

El coeficiente de difusión hidráulica, D , es análogo al coeficiente de consolidación en la teoría clásica de consolidación, y su magnitud define la velocidad de difusión de la humedad bajo cambios de succión. Tomando como base los "resultados de campo" para el valor de “ D ” Nyangaga & Lytton (1995) proponen una expresión empírica para el cálculo del Coeficiente de Difusión (D)

$$D = 0.0029 - 0.000162 (S) - 0.0122 (SCI) \quad \text{Ec. (III.6)}$$

Dónde:

D = Coeficiente de Difusión

$S = \frac{\Delta s}{\Delta w}$ Razón de cambio entre la succión total y el contenido de agua en la curva característica

SCI = Índice de Compresión-Succión en Suelo expansivos (valor entre 0 y 0.22)

III.6 DEFORMACIÓN SUPERFICIAL DEL TERRENO (δ)

La norma AS2870 (2011) del *Australian Standard for Residential Slabs and Footings* (Norma Australiana para Losas y Zapatas Residenciales) establece la ecuación III.6 para medir los desplazamientos de una superficie " δ " haciendo adaptación de la propuesta de Aitchison (1973)

$$\delta = \sum_{n=0}^m I_{pt} \Delta u \Delta z_n \quad \text{Ec (III.7)}$$

La ecuación III.6 divide el estrato de suelo en un número "m" de microcapas con un espesor Δz siendo la sumatoria total el espesor del estrato; así mismo para cada microcapa se tiene un valor Δu que es el cambio de succión del suelo y "u" se expresa en unidades pF ($\log u$ (u in kPa) + 1.01). La ecuación realiza el producto del espesor de cada microcapa " Δz " por el valor de succión Δu , todo ello afectado por un valor conocido como índice de inestabilidad del suelo "Ipt" que es análogo al coeficiente de compresión "Cc" para consolidación y del cual se hablara más adelante. El desplazamiento " δ " será entonces la sumatoria total de este producto para cada microcapa.

Cabe mencionar que el resultado de la ecuación será el desplazamiento vertical (Expansión) en una línea de acción en este sentido, por lo que si se desea obtener el perfil de deformación en una superficie como pudiera ser una losa de cimentación las coordenadas horizontales "x" deberán variarse conjuntamente con las propiedades del suelo en cada localización.

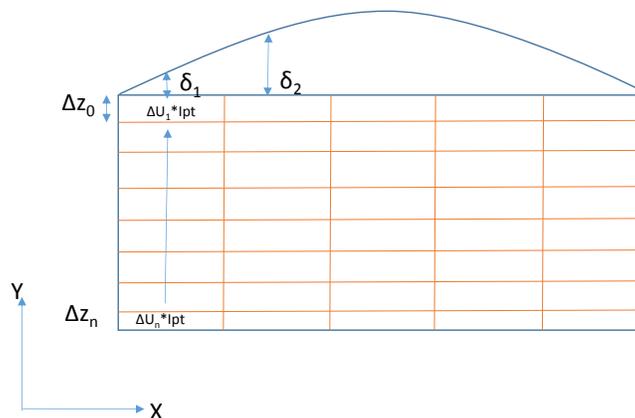


Figura 3.9 Esquema de desplazamiento del suelo basado en ecuación III.7

III.6.1 Índice De Reactividad (I_{pt})

De acuerdo con la norma AS 2870 (1996), se define como el porcentaje de deformación vertical por unidad de cambio en la succión tomando en cuenta valores de diseño como: el esfuerzo aplicado, la restricción lateral y la succión. Por consiguiente éste parámetro no es constante para una arcilla en particular, sin embargo puede estimarse a partir del índice de contracción-expansión del suelo (I_{ss}) como se describe en la norma AS 1289.7.1 (2003) en el apartado III.5.1 de este trabajo.

Para obtener el I_{pt} de esta manera, se recomienda que se aplique la siguiente corrección en ausencia de mayor información:

$$I_{pt} = \alpha * I_{ss} \quad \text{Ec. (III.8)}$$

Donde α Puede considerarse como sigue:

$\alpha = 1.0$ *En la zona activa (donde es despreciable la restricción vertical o lateral del suelo) y que corresponde a nuestro caso de estudio.*

$\alpha = 2.0 - z/5$ *En la zona no activa (donde es importante la restricción vertical y lateral del suelo), z corresponde a la profundidad desde el nivel terminado del suelo hasta un punto en la zona de en consideración.*

III.6.1.1 Índice de Expansión-Contracción (I_{ss})

Fue desarrollado en Australia; su origen está basado en la prueba de un núcleo a la contracción, apoyada en los trabajos de Aitchison y Woodburn (1969); de Aitchison y Martin (1973) o de Mitchell y Avalue (1984) ante la imperiosa necesidad de establecer soluciones para la cimentación sobre suelos expansivos.

La prueba de núcleo a la contracción era considerada inadecuada debido a los resultados tan variados que se obtenían de la misma ante cambios mínimos en los valores iniciales de humedad de las muestras de suelo y que Cameron (1989) posteriormente encontró se debía principalmente a la enorme dependencia entre la relación del contenido de agua del suelo y su succión; misma que no podía ser determinada empíricamente en un gran rango de tipos de suelo.

Colin Thorne fue el primero en proponer un bosquejo de la prueba de contracción-expansión al proponer ejecutar de manera simultánea a la prueba de contracción una prueba de expansión, de forma tal que las deformaciones volumétricas pudieran ser medidas para un mismo contenido de humedad inicial.

Fue el mismo Thorne en conjunto con Walsh formando parte de un comité encargado de la preparación de una normativa que estandarizada la prueba de contracción-expansión.

Para ello se precisó que los valores de la índice de expansión y los de contracción no pueden ser simplemente sumados para producir un resultado constante. Por ello se decidió que el componente de expansión debía ser corregido fundamentalmente para tomar en cuenta la restricción lateral, debido a que dicha restricción re direcciona la expansión lateral en el sentido vertical. Para ello se decidió considerar la mitad del valor total del índice de expansión.

Así mismo con el fin de obtener un índice de expansión de la medición de la deformación axial, el cambio de succión, que corresponde a la variación en la tensión axial medida, necesitará ser estimado. El uso de las pruebas de contracción en paralelo con las pruebas de hinchamiento significaba que en todos los casos, estos eran llevados entre los rangos de estado seco y saturación efectiva. Se consideró, de igual forma y de manera empírica, que la variación lineal significativa, de la relación entre el cambio de tensión y succión tenía un rango de succión constante de 1,8 pF. Al proporcionar dicho valor para todos los tipos de suelos se

garantizaba el interés para su uso por parte de la comunidad geotécnica al no tener que hacer realizar ninguna determinación directa de la succión en el suelo.

Para calcular el parámetro es necesario conocer deformación por expansión del suelo (ϵ_{sw}) expresada en porcentaje así como la deformación por contracción (ϵ_{sh}) del mismo. Una vez conocidos estos parámetros se hace uso de la siguiente ecuación para determinar el Índice de Contracción-Expansión (I_{ss}) y se expresa en porcentaje de deformación por cambio de succión en pF, es decir $\frac{\% \epsilon}{pF}$

$$I_{ss} = \frac{(\epsilon_{sw}/2) + \epsilon_{sh}}{1.8} \quad \text{Ec. (III.9)}$$

Donde:

ϵ_{sw} = Deformación por expansión del suelo

ϵ_{sh} = Deformación por contracción

1.8pF= Rango de succión donde la relación entre el cambio de tensión y es constante.

Deformación por expansión (ϵ_{sw})

Se determina tomando como base el procedimiento descrito dentro de la norma AS 1289.7.1.1. (2003), y corresponde a la parte de saturación de la muestra y el consiguiente cambio en el espesor de la pastilla que sufre al hidratarse la muestra; dicho proceso de saturación fue realizado de manera gradual con incrementos de humedad progresivos. el dato más importante que arroja esta prueba es la deformación del suelo debida a la expansión bajo una carga de sitio (ϵ_{sw}) la ecuación III.5 muestra cómo se calcula dicho valor.

$$\epsilon_{sw} = \frac{h_1 - h_0}{h_0} \times 100 \quad \text{Ec.(III.10)}$$

Donde:

h_1 = Altura de la muestra al final de la expansión

h_0 = Altura de la muestra antes de comenzar a saturarla.

Deformación por contracción de núcleo (ϵ_{sh})

La norma AS 1289.7.1.1. (2003) que sirvió como guía para la prueba establece el procedimiento a seguir para realizar la prueba de contracción de núcleo; y que de manera general consiste en labrar una muestra cilíndrica del suelo con un contenido de humedad específico; posteriormente se colocan en los extremos de la muestra 2 tachuelas a manera de testigos y se toma la distancia entre ellas(d_0); posteriormente se deja secar la muestra, primeramente a temperatura ambiente y en una última instancia a través del horno de secado durante 24 hrs; al finalizar este proceso se vuelve a tomar lectura entre los testigos con la muestra seca (d_1). La deformación por contracción (ϵ_{sh}) se calcula con la ecuación III.5.

$$\epsilon_{sh} = \frac{d_o - d_1}{d_o} \times 100$$

Ec. (III.11)

Donde:

d_0 = Longitud inicial de la muestra

d_1 =Longitud final de la muestra

III.7 MODELACIÓN ANSYS

La solución de los problemas de difusión del agua en el suelo puede facilitarse comparando el problema con los análogos y ya mejor estudiados de flujo de calor.

Para el flujo unidimensional de calor, por ejemplo, el enfriamiento de una placa, la ecuación diferencial que gobierna el flujo calorífico es: (Juárez y Rico, 1984)

$$\frac{\partial T}{\partial t} = \frac{K}{c\rho} \frac{\partial^2 T}{\partial x^2} \quad \text{Ec. (III.12)}$$

Donde:

T= Temperatura

t= Tiempo

K= Coeficiente de Conductividad Térmica

c= Calor Específico

ρ= Densidad

z= Dimensión según la cual ocurre el flujo de calor.

La forma de la ecuación III.9 es idéntica a la que gobierna el fenómeno de la difusión del flujo del agua unidimensional, y por ende las teorías que se han desarrollado en el campo del calor son directamente aplicables, sin más que tener en cuenta los obvios cambios en la significación de los símbolos usados.

La ecuación III.9 suele escribirse también:

$$\frac{\partial T}{\partial t} = \beta \frac{\partial^2 T}{\partial x^2} \quad \text{Ec. (III.13)}$$

Donde β recibe el nombre de difusividad o coeficiente de difusión térmica. Su equivalente en el caso de estudio es “D” conocido como difusividad hidráulica y es idéntico al coeficiente de consolidación expresado en la teoría clásica de consolidación; análogamente el coeficiente de conductividad térmica “K” tiene su

equivalente en el de permeabilidad “k” y en el sitio de la temperatura debe considerarse la succión como el parámetro que variara respecto al tiempo.

Este análisis se basa en la ecuación de conservación de la masa para un volumen de control.

$$\rho' + \text{div}(\rho v) = 0 \quad \text{Ec. (III.14)}$$

Y que nos indica que la variación de la masa en un volumen de control es igual al incremento de masa debido al flujo ocurrente a través de sus fronteras.

A continuación se hace una comparativa entre ambas expresiones y los términos análogos:

Tabla 3.4 Análisis de analogía entre transferencia de calor y flujo de humedad

Problema	Ecuación	Variable	Parametros	f(x,y,z,t)
Transferencia de Calor	$\nabla^2 T + \frac{f(x,y,z,t)}{kt} = \frac{1}{\beta} \frac{\partial T}{\partial t}$	T= Temperatura	β = Difusividad Termica Kt= Conductividad Térmica	Generador interno de calor
Difusión de Humedad	$\nabla^2 u + \frac{f(x,y,z,t)}{p} = \frac{1}{D} \frac{\partial u}{\partial t}$	U= Succión Total	D= Difusividad hidráulica p= Permeabilidad no saturada	Generador interno de humedad

III.7.1 Desarrollo Del Modelo

Para el modelado del problema de estudio se hizo uso del programa desarrollado por Horta (2013) que a través de elementos finitos dentro del paquete computacional ANSYS nos permite modelar la difusividad en el medio usando la analogía termodinámica expresada en la tabla 3.4. Cabe mencionar que el paquete computacional ANSYS maneja 2 tipos de casos de estudio térmico:

- a) Análisis térmico para estado estable: En este caso se determinan la distribución de la temperatura así como otras características térmicas bajo un estado de equilibrio como condición general. Este tipo de análisis tiene la particularidad de que los efectos térmicos provocados a través del tiempo resultan despreciables para el análisis y por ende pueden ser ignorados.

- b) Análisis térmico transitorio: En él se determina la distribución de la temperatura así como otras características térmicas cuyo valor cambia en función del tiempo.

Aplicado a nuestro caso de estudio, resulta natural que el análisis térmico transitorio es el más adecuado al entender que a través de la analogía propuesta y descrita en la tabla 3.4, este nos permitirá modelar el flujo de la succión en el suelo a través del tiempo y que resulta indispensable dentro de la ecuación III.5 para el cálculo de los desplazamientos que sufre el suelo.

La ecuación fenomenológica II.5 que nos permite determinar la variación espacial de la succión respecto al tiempo conforma una ecuación en derivadas parciales, cuya solución resulta imposible en su planteamiento actual, por ello a través de ANSYS hacemos uso del **método de elementos finitos** que nos permite transformar esta ecuación a una ecuación equivalente de carácter algebraica transformando nuestro modelo continuo en un modelo discreto. Sin embargo como el problema en cuestión es de tipo dinámico-transitorio es necesario utilizar un esquema de integración en el tiempo para la ecuación algebraica, para ello se hace uso del método numérico de **Crank Nicolson o bien de Euler** definidos por ANSYS para modelos térmicos de 1er orden haciendo en función del uso de valores predeterminados de soluciones no lineales optimizados y algunos algoritmos de solución internos mejorados, así mismo el método también involucra la resolución de los sistema de ecuaciones no lineales mediante el método **Newton-Raphson**.

Cabe mencionar que la aplicación de Crank o bien de Euler así como de Newton-Raphson forma parte automática de la metodología de solución de problemas térmicos transitorios de primer orden (el grado de la ecuación cambia debido a la integración por partes del Laplaciano de la ecuación principal, transformando las derivadas de segundo orden a derivadas de primer orden); por lo que sólo se detallará de manera general su funcionamiento.

MODELO TERMODINAMICO EN ANSYS

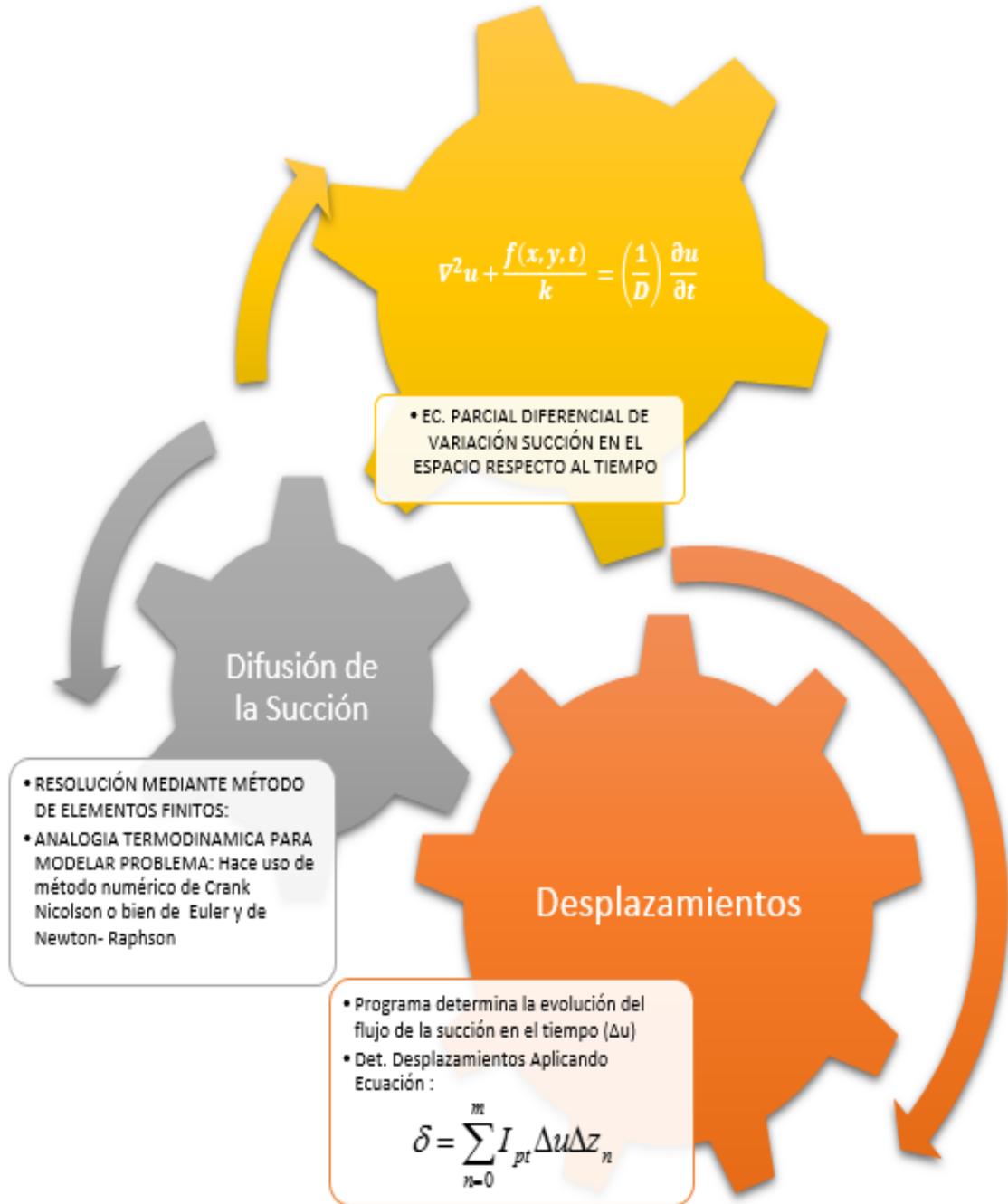


Figura 3.10 Diagrama General de Análisis y Solución de Ecuación para la variación de la Succión respecto al tiempo mediante ANSYS

Método de Elementos Finitos

El método de elementos finitos es un método numérico para la solución de problemas que involucran un alto grado de complejidad así como geometrías complejas y determinación de propiedades de materiales; por lo que generalmente no es posible obtener alguna solución analítica directamente de expresiones matemáticas en sus casos más generales. Entre las áreas de la ingeniería en las que el uso del método de elementos finitos es aplicado para solución de problemas destacan; el análisis de estructura, problemas de transferencia de calor, flujo de fluidos, transporte de masa así como el cálculo de potencial electromagnético.

Se entiende por solución analítica a aquellas expresiones matemáticas que arrojan valores para alguna determinada incógnita, la cual es válida a lo largo del cuerpo estudiado y por lo tanto, es válida también en cualquier sección del cuerpo en un número infinito de locaciones dentro del cuerpo (Modelo Continuo). Estas soluciones analíticas, generalmente requieren de la solución de ecuaciones diferenciales ya sean parciales u ordinarias, las cuales, debido a que se analizan geometrías complejas, cargas no distribuidas y determinación de propiedades de materiales, no son posibles de resolver.

El principio básico del método de las diferencias finitas es la sustitución de las ecuaciones diferenciales parciales que representan al problema por sus correspondientes ecuaciones de diferencias finitas, a fin de obtener un conjunto de ecuaciones algebraicas simultáneas más sencillas de resolver. Sin embargo dado que el problema tiene que ser “discretizado” - entendiendo este término como el proceso de modelación de un cuerpo continuo en un equivalente conformado por cuerpos más pequeños interconectados por medio de puntos comunes o nodos que conforman un enmallado o retícula, los cuales forman superficies y se comportan como áreas de control independientes- este método numérico arroja valores aproximados de las incógnitas en un número finito de locaciones dentro del cuerpo, las cuales dependen directamente, del número de elementos usados para la

discretización del modelo. El elemento finito usado también presenta importancia dentro del modelo, pues cada elemento finito puede presentar geometría así como grados de libertad distintos variando la cantidad de nodos en el mismo.

Discretización del Modelo

El método de solución para análisis transitorios se encuentra en función de los grados de libertad envueltos en el problema. Para problemas térmicos transitorio la ecuación que gobierna los modelos térmicos de primer orden es:

$$[C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{F^a\} \quad \text{Ec. (III.18)}$$

Donde:

[C] = Matriz de Amortiguamiento

[K] = Coeficiente de la matriz

$\{\dot{u}\}$ = vector de los valores de los grado de libertad

$\{u\}$ = Tasa de tiempo de los valores de los grados de libertad

$\{F^a\}$ = Vector de carga aplicado

Dentro del analisis termico [C] representa la matriz de calor especifico, [K] la matriz de conductividad $\{u\}$ el vector de las temperaturas en los nodos y $\{F^a\}$ el flujo de calor aplicado. La nomenclatura usada para la derivación de las matrices de flujo de calor para analisis térmicos de la ecuación III.18 es:

$\{u\}$	$\{F^a\}$
$\{T\}$ temperatura	$\{Q^a\}$ Flujo de Calor

Así mismo el procedimiento empleado para la solución de la ecuación III.18 es a través del método trapezoidal.

$$\{u_{n+1}\} = \{u_n\} + (1 - \theta)\Delta t\{\dot{u}_n\} + \theta\Delta t\{\dot{u}_{n+1}\} \quad \text{Ec. (III.19)}$$

Donde:

θ = Parámetro de integración transitorio

$\Delta t = t_{n+1} - t_n$

$\{u_n\}$ = Valores de los grados de libertad en los nodos en el tiempo t_n

$\{\dot{u}_n\}$ = Taza de tiempo en los en los valores de los grados de libertad en los nodos al tiempo t_n (Calculado en base al intervalo de tiempo anterior)

La ecuación III.18 puede ser escrita en el tiempo t_{n+1} como:

$$[C]\{\dot{u}_{n+1}\} + [K]\{u_{n+1}\} = \{F^a\} \quad \text{Ec. (III.20)}$$

Sustituyendo $\{\dot{u}_{n+1}\}$ de la ecuación III.19 en la ecuación anterior:

$$\left(\frac{1}{\theta \Delta t} [C] + [K] \right) \{u_{n+1}\} = \{F^a\} + [C] \left(\frac{1}{\theta \Delta t} \{u_n\} + \frac{1-\theta}{\theta} \{\dot{u}_n\} \right) \quad \text{Ec. (III.21)}$$

La solución de la ecuación III.21 emplea el mismo tipo de solución usado para análisis estáticos. Una vez que $\{U_{n+1}\}$ es obtenido, $\{U_{n+1}\}$ es determinado usando la ecuación III.19. En un análisis no lineal, el método de Newton-Raphson es empleado junto al planteamiento general trapezoidal. Ecuación III.19

El parámetro de integración transitoria θ defaults será 0.5 si la función de solución de control no es usada (Método Crank-Nicholson); en caso contrario el valor de θ será: 1.0 (Método de Euler Implícito) y la función de control será usada.

Método Numérico de Crank Nicolson

En el campo del análisis numérico, el método de Crank-Nicolson es un método de diferencias finitas usado para la resolución numérica de ecuaciones en derivadas parciales, tales como la ecuación del calor. Se trata de un método de

segundo orden en tiempo, implícito y numéricamente estable, el método es usado en ANSYS cuando se imite hacer uso de las soluciones de control que modifica el parámetro de integración transitoria ($\theta=0.5$).

El método de Crank–Nicolson se basa en diferencias centrales en espacio y en la Regla del trapecio en tiempo, resultando así en un método con convergencia de segundo orden en tiempo.

Cuando se extiende a dos dimensiones en una malla Cartesiana, el método se deduce de forma similar y el resultado conduce de nuevo a un sistema de ecuaciones algebraicas con matriz banda. Por ejemplo, la ecuación del calor bi-dimensional:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = a \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right) \quad \text{Ec. (III.16)}$$

Puede resolverse mediante una discretización de Crank–Nicolson:

$$u_{i,j}^{n+1} = u_{i,j}^n + \frac{1}{2} \frac{a\Delta t}{(\Delta x)^2} \left[(u_{i+1,j}^{n+1} + u_{i-1,j}^{n+1} + u_{i,j+1}^{n+1} + u_{i,j-1}^{n+1} - 4u_{i,j}^{n+1}) + (u_{i+1,j}^n + u_{i-1,j}^n + u_{i,j+1}^n + u_{i,j-1}^n - 4u_{i,j}^n) \right] \quad \text{Ec. (III.17)}$$

Método Numérico de Euler (Implícito)

El método de Euler, es un procedimiento de integración numérica para resolver ecuaciones diferenciales ordinarias a partir de un valor inicial dado. Es conocido también como método de Euler implícito; el método es usado en ANSYS cuando se desea hacer uso de las soluciones de control que modifica el parámetro de integración transitoria ($\theta=1.0$). El hacer uso de las soluciones de control permite a ANSYS hacer uso de valores predeterminados de soluciones no lineales optimizados y algunos algoritmos de solución internos mejorados.

Método Numérico de Newton Raphson

La modelación matemática aplicada en problemas reales generalmente resulta en modelos planteados por Ecuaciones Diferenciales Parciales de carácter no lineal. Esta no linealidad resulta de la complejidad del problema y la dependencia entre las variables que se están resolviendo en las ecuaciones. Tal es el caso de la difusión que resulta en un sistema de ecuaciones no lineal que no puede ser resuelto numéricamente por las herramientas algebraicas comunes y por ende requiere un tratamiento de linealización de las ecuaciones aplicando el método de Newton-Raphson.

El método de Newton-Raphson es un método abierto, en el sentido de que no está garantizada su convergencia global. La única manera de alcanzar la convergencia es seleccionar un valor inicial lo suficientemente cercano a la raíz buscada. Así, se ha de comenzar la iteración con un valor razonablemente cercano al cero (denominado punto de arranque o valor supuesto). La relativa cercanía del punto inicial a la raíz depende mucho de la naturaleza de la propia función; si ésta presenta múltiples puntos de inflexión o pendientes grandes en el entorno de la raíz, entonces las probabilidades de que el algoritmo diverja aumentan, lo cual exige seleccionar un valor supuesto cercano a la raíz. Una vez que se ha hecho esto, el método linealiza la función por la recta tangente en ese valor supuesto. La abscisa en el origen de dicha recta será, según el método, una mejor aproximación de la raíz que el valor anterior. Se realizarán sucesivas iteraciones hasta que el método haya convergido lo suficiente.

Nótese que el método descrito es de aplicación exclusiva para funciones de una sola variable con forma analítica o implícita conocida. Existen variantes del método aplicables a sistemas discretos que permiten estimar las raíces de la tendencia, así como algoritmos que extienden el método de Newton a sistemas multivariados, sistemas de ecuaciones, etc.

Elemento Finito

Como se explicó anteriormente, el uso del método de elementos finitos ocupó ser “discretizado” mediante la creación de un número de cuerpos de dimensión inferior al elemento de análisis, los cuales estarán conectados a través de nodos dentro de un enmallado. Para el caso de análisis particular el elemento finito elegido para la conformación de nuestro enmallado fue el “PLANE55”, el cual representa un elemento térmico sólido de dos dimensiones que posee la capacidad de tener conducción térmica. El elemento posee una forma rectangular con cuatro nodos los cuales poseen uno solo grado de libertad - temperatura- en cada nodo y que de acuerdo a nuestra analógica representara la succión.

Así mismo el elemento tiene la opción de modelar el flujo no lineal de un fluido en estado estacionario a través de un medio poroso. Con esta opción los parámetros térmicos pueden ser interpretados como parámetros de flujo de fluido análogos.

Finalmente es importante mencionar el elemento permite ingresar fuentes de generación de calor en sus nodos, las cuales fungen en nuestro caso de estudio como las fuentes puntuales de humedad.

Aplicación del Modelo

Para la aplicación del modelo, es indispensable establecer los alcances del mismo acotando las características del análisis así como algunas hipótesis sobre las cuales está constituido el funcionamiento del modelo y que pudiesen simplificar el análisis de la problemática. En este caso particular el modelo de estudio posee las siguientes:

- El comportamiento del flujo del agua en el suelo es análogo al comportamiento del flujo de calor (modelo termodinámico).
- El modelo simplificado mediante la consideración únicamente de espacio en “X” y “Y”.

- El coeficiente de difusión del suelo es un valor constante invariable por los cambios en la succión a través del tiempo. Su carácter es espacial, obteniendo su valor en función de la profundidad disminuyendo a través del tiempo
- La permeabilidad no saturada del suelo es considerada como un valor constante introducido al modelo a través de la curva de permeabilidad no saturada de acuerdo a los contenidos de agua en el suelo de interés.
- No se consideran desplazamientos en el sentido horizontal $I_{ptx}=0$
- La masa de suelo es considerado como un medio continuo constituido a través del método de elementos finitos por nodos interconectados y que interactúan entre sí.
- Las condiciones de frontera tanto en los extremos de la geometría del modelo como en las barreas impermeables son succiones prescritas o establecidas, de acuerdo al problema que se trate

$$u(p,t) = \hat{u}(p,t)$$

Siendo $\hat{u}(p,t)$ el valor de la succión, p es el punto.

De esta forma las fronteras imposibilitan el cambio en los valores de la succión en los nodos de los elementos finitos evitando el efecto de flujo a través de los mismos.

- No se toman en cuenta afección en el suelo por condiciones ambientales como pudiera ser el fenómeno de convección, así como cambios climáticos.

Revisión de Unidades

Se indica aquí la ecuación anterior II.5 y el análisis de las unidades.

$$\frac{\partial^2 u}{\partial^2 x} + \frac{\partial^2 u}{\partial^2 y} + \frac{\partial^2 u}{\partial^2 z} + \frac{f(x,y,z,t)}{p} = \frac{1}{D} \frac{\partial u}{\partial t} \quad \text{Ec. (II.5)}$$

El análisis de las unidades de cada término, en aproximación de diferencias finitas correspondería de la siguiente forma:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = \frac{u_{i-1} - 2u_i + u_{i+1}}{\Delta x^2}$$
 , donde las unidades de succión están en kPa o en pF, tendríamos que las unidades correspondientes a dicho término serían en kPa/m² o bien en pF/m². Las mismas unidades deben de mantenerse en los otros términos, por ejemplo, las unidades del término derecho de la ecuación: $\frac{1}{D} \frac{\partial u}{\partial t}$ serían: $\frac{1}{m^2/dia} \frac{pF}{dia} = pF/m^2$ que coincide con el primer término ya analizado.

Revisemos ahora el término de la fuente puntual f. Las unidades de la conductividad hidráulica son m/día (de acuerdo a las unidades que se manejan en el programa de succión), por tanto las unidades de la fuente f las determinamos por sustitución: De esta manera en el tercer término de la ecuación II.5 tenemos:

$$\frac{f(x,y,t)}{p} = \frac{f(x,y,t)}{m/dia} = \frac{pF}{m^2}$$

lo que implica que las unidades de $f(x,y,t) = \frac{pF/m}{dia}$ o

en forma análoga en $\frac{Kg/m^3}{dia}$. Esta última expresión se puede interpretar como la cantidad de líquido (tasado aquí en Kg), por unidad de volumen que entra (o sale) en la unidad de tiempo (para nuestro caso: días). Suponemos, dado que el problema es bidimensional un espesor unitario (sentido z). Asimismo la cantidad de líquido generalmente no se tasa en Kg sino en litros.

En lo referente al volumen de agua de una fuga dentro de una instalación hidrosanitaria es variable; dependiendo del caso que se analice, una fuga puede ser del orden de 0.10 Kg/min o bien 144 Kg/día. Por tanto para el caso que se ejemplifica, la función sería $f(x,y,t) = 144 \text{ Kg}/(m^3 \text{ día})$

Para fines de análisis en el programa de succión elaborado en ANSYS podría solicitarse como dato el gasto ocurrente en la fuga, digamos en litros/día, y con ese dato traduciremos a Kg/día y ajustaremos internamente los parámetros requeridos por el programa.

Sea entonces el dato: Gasto de fuga (GF) en litros /dia. Por tanto **$f(x,y,t)=GF$** en $\text{Kg}/(m^3 \text{ dia})$

Transformaremos esta función en unidades congruentes con los otros términos, es decir en $\mu\text{F}/\text{m}^2$, para ello transformamos primero en kPa, de allí que:

$$f(x,y,t) = \frac{GF}{100} \frac{\text{kPa}}{\text{m día}}$$

La razón de la división entre 100 es porque se transforman las unidades $\frac{\text{Kg}/\text{m}^3}{\text{día}}$ ya indicadas anteriormente, que podemos escribir como:

$$\frac{\text{Kg}/\text{m}^2}{\text{m día}} = \frac{\text{Kg}/\text{cm}^2}{\text{m día}} \times 10^{-4} = \frac{\text{MPa}}{\text{m día}} \times 10^{-5} = \frac{\text{kPa}}{\text{m día}} \times 10^{-2}$$

Ahora bien para en análisis del término completo que dentro de la analogía propuesta corresponde a la fuente de producción de calor y que sería la función $f(x,y,t)/k$ es necesario dividir la función anteriormente obtenida entre la conductividad hidráulica k .

Tenemos por tanto:

$$f(x,y,t)/k = \frac{GF/100}{k}$$

Las unidades resultantes son kPa/m^2 . Finalmente transformamos esta relación en μF :

$$f(x,y,t)/k = \log\left(\frac{GF/100}{k}\right) + 1.01$$

Las unidades serán $\mu\text{F}/\text{m}^2$

La conductividad hidráulica estará en $\text{m}/\text{día}$; así mismo un punto adicional a considerar es que al aumentar el gasto de la fuga la succión tiende a disminuir, debido a esto es importante entonces considerar, al igual que se hace en el caso de extracciones o inyecciones de agua en un acuífero, si existe extracción el término se considera positivo, si existe inyección (que sería en forma análoga nuestro caso) el término será considerado negativo.

DATOS DE ENTRADA A MODELO



Figura 3.11 Esquema de Datos de Entrada al Programa en ANSYS

RESULTADOS



Figura 3.12 Esquema de Resultados presentados por Programa en ANSYS

III.7.2 Validación del Modelo

El modelo propuesto mediante el uso de ANSYS hace uso de una analogía térmica para simular la difusión del agua en el suelo provocando cambios en los valores de succión del mismo y por ende generando cambios en el suelo expansivo que se vea reflejado en desplazamientos en la superficie.

Para la validación se buscó hacer una representación física de una arcilla sometida a cambios de humedad por una fuente puntual con 2 objetivos:

- Ver el flujo del agua en el suelo en dirección y forma al introducir una fuente de humedad dentro de una misma posición tanto en el modelo físico como en la simulación en ANSYS.
- Ver los desplazamientos en la superficie del modelo físico mediante el uso de un micrómetro análogo a fin de hacer una comparación con los desplazamientos que ANSYS calcula.

Para ello se realizó un modelo dentro de un contenedor transparente con las siguientes dimensiones:

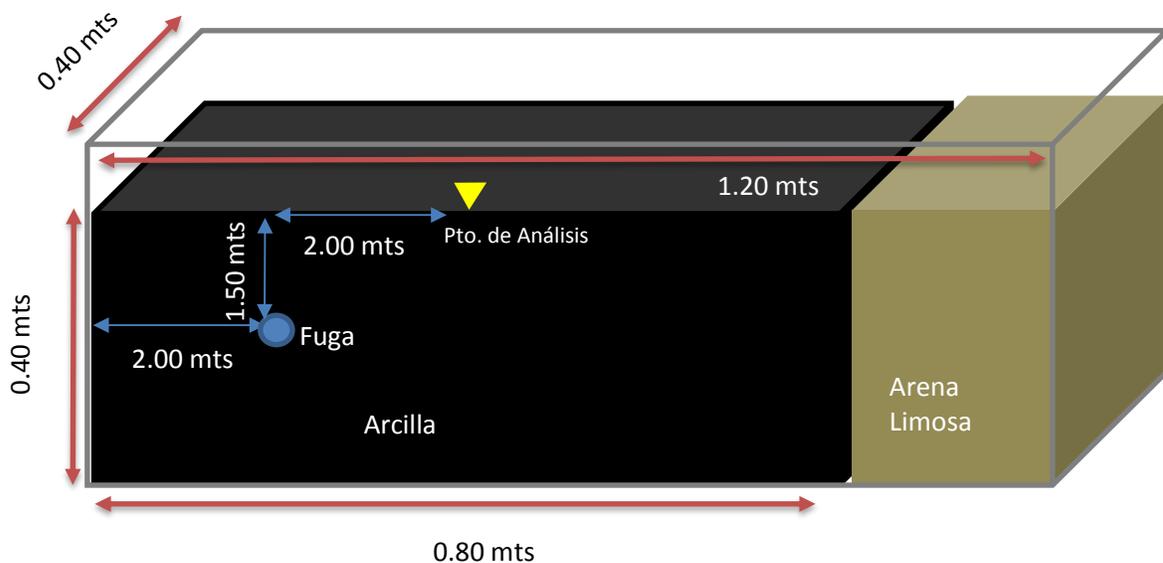


Figura 3.13 Vista de dimensiones de modelo físico

El procedimiento del modelo físico se hizo tomando en cuenta las siguientes consideraciones:

- La comparación se realizara entre el modelo físico que se instrumentaría para medir su comportamiento, dicho modelo se simularía en ANSYS con las mismas dimensiones del modelo físico a fin de comparar los resultados entre en análisis numérico
- Se dividió el contenedor en 2 secciones, la primera de 0.80 m. de ancho la cual fue rellena en 4 capas de 0.10 m. de espesor con la muestra de arcilla de alta compresibilidad tomando como referencia el peso volumétrico suelto del suelo (γ_{ina}) en estado inalterado a fin de poder simular la densidad del material en su estado natural y que está relacionada a la permeabilidad del material afectado en un 70% debido a la fragilidad del contenedor.
- Se optó por proporcionar al material un valor de humedad inicial de 28% que es valor promedio que poseía el suelo de acuerdo a las pruebas de campo.
- Se situó una manguera a 0.150 m. de profundidad y a 0.2 m. respecto al extremo izquierdo del modelo para inyectar agua al suelo a una razón de 0.01 Lt/min .

Tabla 3.5 Pesos Volumétricos de capas de suelo en modelo físico

No. De Capa	Espesor (m.)	γ_m (Kg/m ³)
1	0.00 a 0.10	0.7 $\gamma_{ina} = 1099$
2	0.10 a 0.20	0.75 $\gamma_{ina} = 1177$
3	0.20 a 0.30	0.8 $\gamma_{ina} = 1256$
4	0.30 a 0.40	0.85 $\gamma_{ina} = 1334$

- La segunda parte del contenedor que corresponde a los 0.40 m. restantes fue rellena mediante cilindros de concreto y material inerte de manera tal que fuera un material que imposibilitara la expansión lateral del material ($I_{ptx}=0$), así mismo se colocó una membrana vertical en la frontera entre los 2 materiales a fin de dificultará la migración de agua hacia esta sección.
- Posteriormente se colocó sobre la superficie un micrómetro análogo de 0.001" de precisión a 0.4 m. respecto al extremo izquierdo del recipiente lo que corresponde al centro de la muestra de arcilla dentro del modelo físico, apoyado sobre una piedra porosa.
- Finalmente se abrió el flujo de agua durante un lapso de 6 días tomándose tanto lecturas de la deformación en la superficie como un seguimiento a la difusión del agua en el suelo.

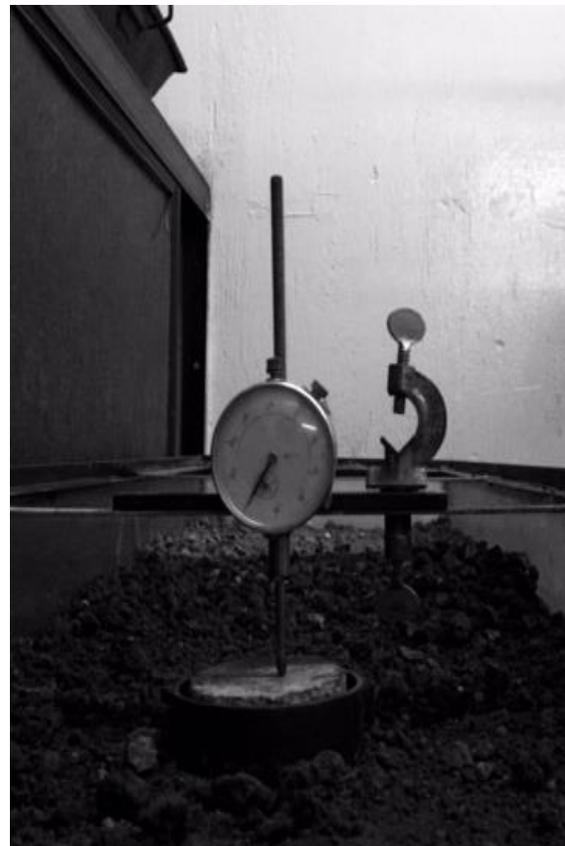


Figura 3.14 Vista de toma de lectura en micrómetro respecto al tiempo



Figura 3.15 Vista de Ubicación de fuente de humedad en muestra de suelo dentro del contenedor (T=0 hrs)

III.7.3 Casos de Estudio

El objetivo del presente trabajo era en su instancia principal poder modelar los desplazamientos que sufre un suelo expansivo como resultado de una alteración en su grado de saturación por razón de un evento aleatorio y que para el caso de estudio es representado en una fuga de agua al interior del estrato expansivo.

Como asunto de interés dentro de esta modelación se decidió abordar esta problemática desde el siguiente escenario; considerando las mismas propiedades del suelo en dimensiones y características (*Una superficie de análisis de 8 m. x 4 m., con un espesor del estrato de 4 m.*).

A partir de ahí se canalizó el enfoque del trabajo en 2 casos:

El primero caso corresponde al análisis del comportamiento de la difusión de la humedad así como la magnitud de los desplazamientos para el caso en el que sobre una misma línea de acción vertical se modifica la profundidad de la “fuga”. Así mismo y teniendo en cuenta la ecuación III.6 en la que interviene el índice de reactividad del suelo (I_{pt}), se buscó hacer uso de los distintos valores de este índice que fueron calculados variando la humedad inicial para la realización de las pruebas de deformación por expansión (ϵ_{sw}) y deformación por contracción (ϵ_{sh}) todo ello con el fin de visualizar el impacto que tiene este valor dentro del programa y por ende de los desplazamientos. Además se usó un valor general del Índice de reactividad (I_{pt}) obtenido a través de un ensaye para definir el porcentaje de deformación mediante incrementos progresivos del contenido de agua en la muestra

Para el segundo caso se usó el valor general del Índice de reactividad (I_{pt}) obtenido; en cuanto al análisis, éste fue realizado considerando 2 fuentes puntuales de humedad así como introduciendo barreras verticales, a fin de visualizar el comportamiento del suelo ante ambas condiciones

De igual forma en ambos casos los valores de permeabilidad del suelo variaron tomando en cuenta la profundidad, el estado de saturación y haciendo uso de la curva de conductividad hidráulica.

En cuanto al tiempo de análisis se determinó hacer el análisis para el caso de 1 año con revisiones del comportamiento de la difusión y los desplazamientos a 120, 240 y 360 días.



CAP IV RESULTADOS

IV.1 CARACTERIZACIÓN GEOTECNICA

El suelo de estudio corresponde de acuerdo a las pruebas realizadas a una arcilla inorgánica de alta compresibilidad color negro clasificada por el SUCS como "CH" la cual presenta un contenido de humedad del 39% (grado de saturación del 77%), es un suelo fino con un porcentaje de fracción gruesa de 4.19% entre arenas y gravas, mientras el restante 96% corresponde a la arcilla. El material posee una expansión libre de 11.78% para un contenido de humedad del 23.5% y de acuerdo a su límite líquido e índice plástico así como a lo establecido por Zepeda y Pérez (1995) tiene un potencial de expansión "ALTO" al tener un límite líquido superior al 65% (LL=87%) y un índice plástico mayor al 35% (IP=61%) lo que corrobora que el suelo de estudio en verdad corresponde a una arcilla expansiva

Tabla 4.1 Resumen de caracterización del suelo

PCA	1	
Estrato	3	
Profundidad (m)	1.00 - 4.00	
Clave	MEC-01	
% Fragmentos de roca (volumen)	0%	
% Suelo (volumen)	100%	
SUELO	Humedad natural "w" (%)	39.28%
	% Gravas	0.07%
	% Arenas	4.12%
	% Finos	95.81%
	Límite Líquido (%)	87.80%
	Límite Plástico (%)	26.98%
	Índice Plástico (%)	60.82%
	Contracción lineal (%)	21.45%
	Peso específico relativo de sólidos "S _s "	2.68
	Peso específico de la masa de suelo γ_m (g/cm ³)	1.57
	Relación de vacíos "e"	1.38
	Porosidad "n" (%)	58%
	Grado de saturación "G _w " (%)	77%
	Expansión libre (%)	11.78%
	Presión de Expansión (kg/cm ²)	1.5
	Coficiente de Permeabilidad "K _{sat} " (m/seg)	2.10E-09
	Angulo de Fricción interna " ϕ " (°)	-
Índice de compresibilidad (Cc)	0.506	
Presión de preconsolidación (kg/cm ²)	0.75	
Clasificación SUCS	CH	
Descripción del material	Arcilla inorgánica de alta compresibilidad color negro con exceso de humedad	

Respecto a la curva de compresibilidad; se decidió realizar la prueba con una humedad inicial de 23.5%; a través de esta prueba se puede calcular de igual forma la permeabilidad saturada del suelo "K_{sat}" con un valor de 2.1 E-09 m/seg.

Tabla 4.2 Tabla de esfuerzos vs relación de vacíos obtenidos de la prueba de consolidación unidimensional.

	Incremento de Esfuerzos (Kg/cm2)	Relación de vacíos "e"
saturación	0.010	1.1802
	0.010	1.4371
	0.236	1.4000
Carga	0.452	1.3629
	0.883	1.3029
	1.745	1.1688
	3.469	1.0203
	6.918	0.8662
	3.469	0.8662
Descarga	1.745	0.8833
	0.883	0.8976
	0.452	0.9147
	0.236	0.9347
	0.010	0.9775

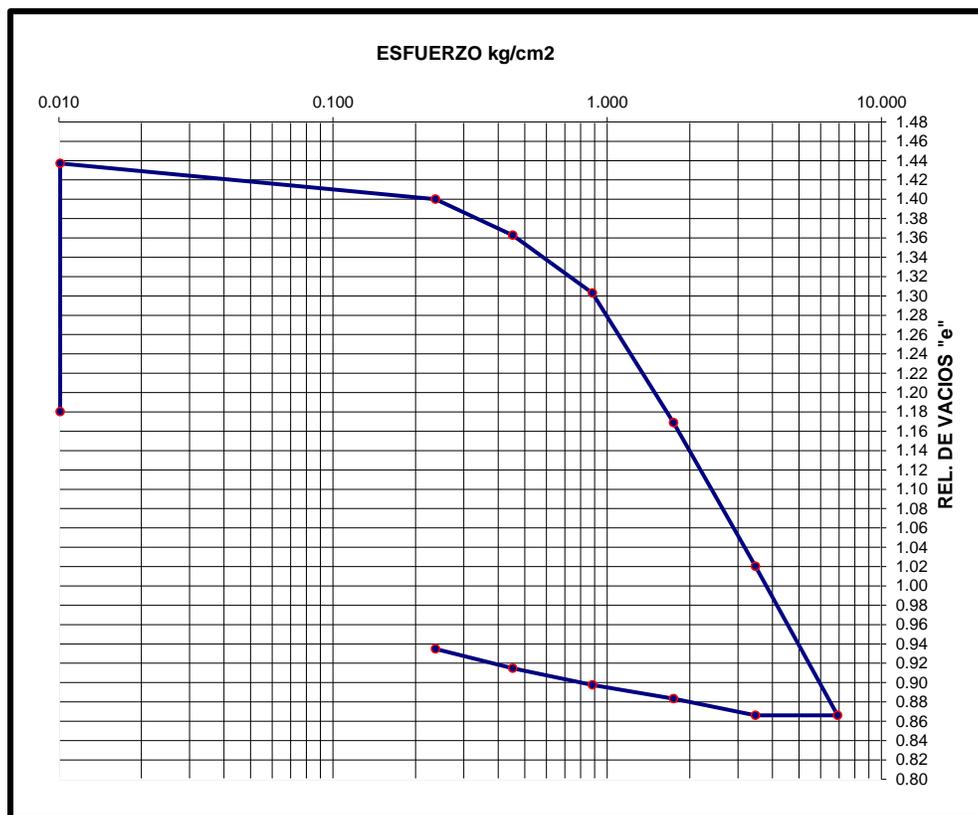


Figura 4.1 Curva de Compresibilidad del Suelo

IV.2 CURVA CARACTERISTICA

La obtención de la curva característica se realizó mediante la prueba de papel filtro, y haciendo uso de la curva de calibración en la figura 3.8 obteniéndose los siguientes resultados:

Tabla 4.3 Valores de Succión del suelo

CURVA DE HUMEDECIMIENTO								
Succión Total								
No.	W mtra	w mtra/Pf hum	w mtra/Pf sec	W Pf Hum	W Pf Sec.	w %	Log kPA	kPA
1	120.824	120.956	120.948	0.132	0.124	6	4.9	79432.82
2	118.960	119.550	119.493	0.590	0.533	11	4.4	25118.86
3	125.194	125.223	125.218	0.029	0.024	21	3.6	3981.07
4	124.178	124.186	124.184	0.008	0.006	33	2.95	891.25
5	126.315	126.390	126.369	0.075	0.054	39	2.25	177.83
6	127.361	127.379	127.373	0.019	0.013	48	1.7	50.12
CURVA DE SECADO								
Succión Total								
No.	W mtra	w mtra/Pf hum	w mtra/Pf sec	W Pf Hum	W Pf Sec.	w %	Log kPA	kPA
1	120.724	121.003	120.91	0.279	0.186	50	1.7	50.119
2	126.179	126.305	126.266	0.126	0.087	45	1.9	79.433
3	125.173	125.376	125.315	0.203	0.142	43	2.8	630.957
4	126.184	126.246	126.236	0.062	0.052	19	4	10000.000
5	128.909	128.935	128.933	0.026	0.024	8	4.8	63095.734

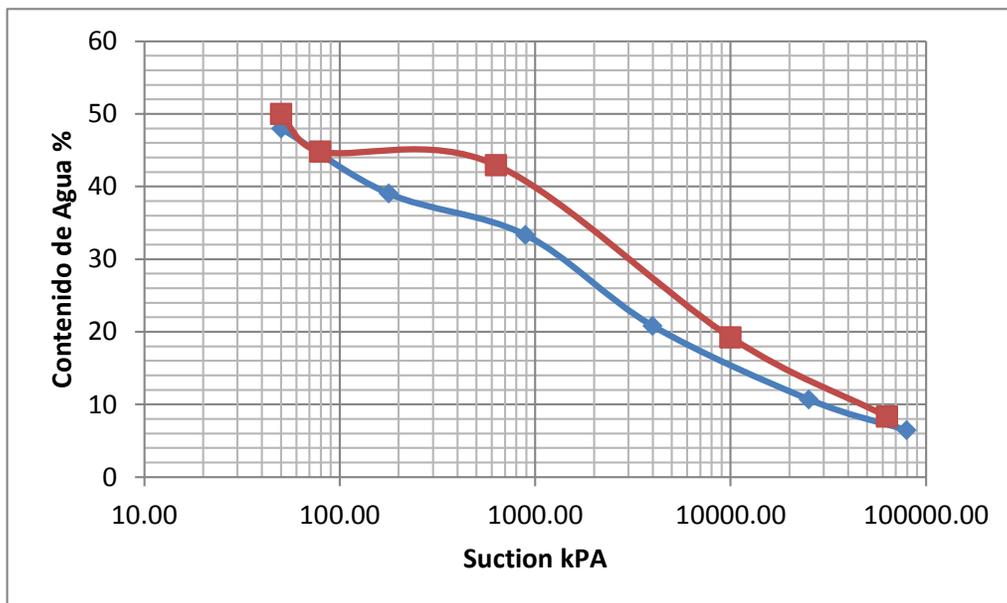


Figura 4.2 Curva Característica del Suelo

Tabla 4.4 Corrección de valores de humedad del suelo de acuerdo a método de Van Genuchten

CURVA DE HUMEDECIMIENTO						
Succión Total						
N° Can	W %	ψ	m	η	α	Gw
1	6	79432.82347	0.333333333	1.5	0.003	0.0647739
2	11	25118.86432	0.333333333	1.5	0.003	0.1151379
3	21	3981.071706	0.333333333	1.5	0.003	0.2870608
4	33	891.2509381	0.333333333	1.5	0.003	0.6135230
5	39	177.827941	0.333333333	1.5	0.003	0.8032500
6	48	50.11872336	0.333333333	1.5	0.003	0.9812888

CURVA DE SECADO						
Succión Total						
N° Can	Gw	ψ	m	η	α	Gw
1	50	50.12	0.333333333	1.5	0.0012	0.995131
2	45	79.43	0.333333333	1.5	0.0012	0.914623
3	43	630.96	0.333333333	1.5	0.0012	0.844759
4	19	10000.00	0.333333333	1.5	0.0012	0.286397
5	8	63095.73	0.333333333	1.5	0.0012	0.114866

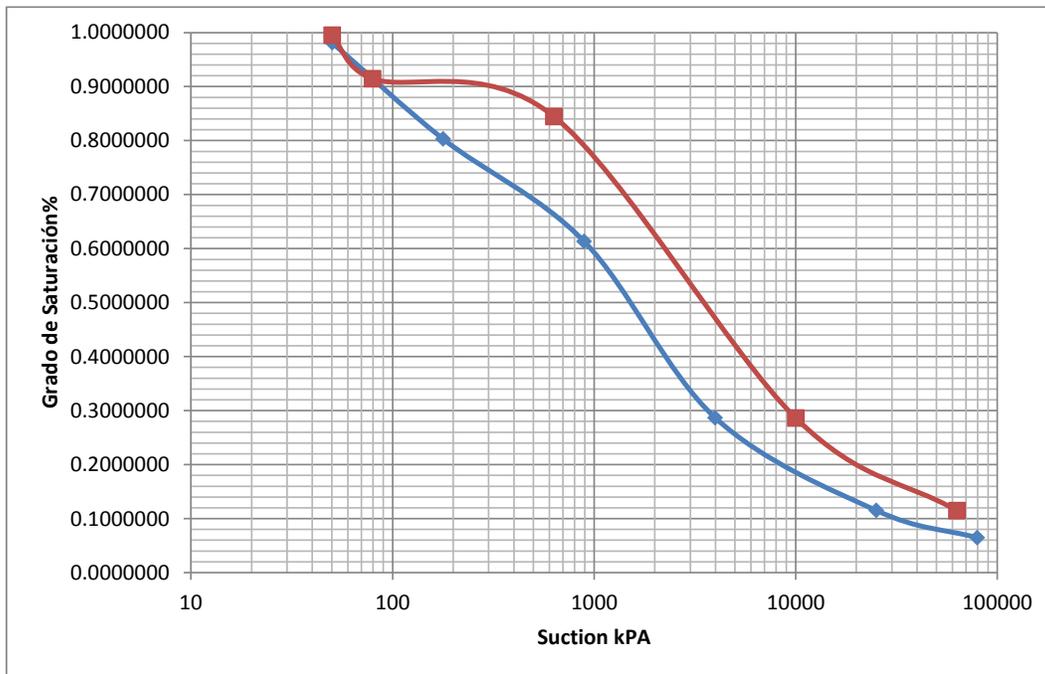


Figura 4.3 Curva Característica del Suelo Corregida por el método de Van Genuchten en función del Grado de Saturación "Gw" y la Succión.

IV.3 CONDUCTIVIDAD HIDRÁULICA (Kr)

Una vez obtenida la curva característica de nuestro suelo se procedió a la obtención de la curva de conductividad hidráulica haciendo uso de igual forma del método Van Genuchten.

Tabla 4.5 Valores de Permeabilidad No Saturada en función de la succión

Pto. (no.)	Matrica (Ψ) (kPa)	Kr (s)	Ksat (m/seg)	K (cm/seg)
1	79432.82	7.94E-12	2.10E-09	1.67E-18
2	25118.86	7.94E-10	2.10E-09	1.67E-16
3	3981.07	1.25E-06	2.10E-09	2.62E-13
4	891.25	4.49E-04	2.10E-09	9.42E-11
5	177.83	7.92E-02	2.10E-09	1.66E-08
6	50.12	4.83E-01	2.10E-09	2.09E-07

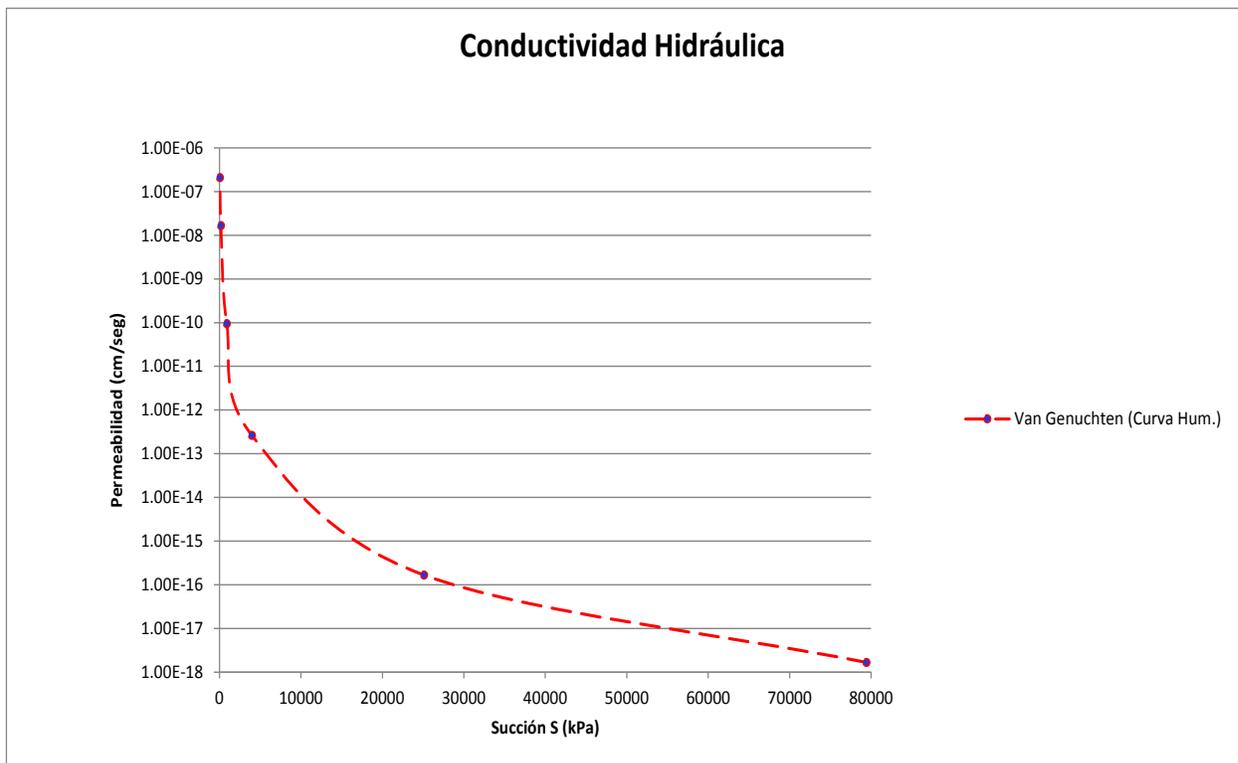


Figura 4.4 Curva de Conductividad Hidráulica en función de la succión

IV.4 COEFICIENTE DE DIFUSIÓN (D)

Como se explicó en el capítulo III se usó la expresión empírica para el valor de “D” propuesta por Nyangaga & Lytton (1995) y que corresponde a lo siguiente:

$$D = 0.0029 - 0.000162 (S) - 0.0122 (SCI)$$

Se tomó un valor de SCI de 0.22 que corresponde al valor más crítico para la zona II “suelos expansivos” (McKeen, 1992) y un valor de S de acuerdo a la curva característica de 8.4%(negativo)

D=	2.30E-04	cm ² /sec
S=	-0.08485142	
SCI=	0.22	

De acuerdo a lo anterior se obtuvo un coeficiente de difusión de 1.99×10^{-3} m²/día

IV.5 INDICE DE REACTIVIDAD (I_{pt})

En este caso y debido principalmente a que la obtención la ecuación que permite el cálculo del “Iss” es derivado de una norma australiana toda vez que en México no se tienen antecedentes al respecto, y que dicha ecuación esta adecuada a los suelos de la región de origen de la normativa, se decidió realizar la prueba teniendo distintos valores de humedad inicial a fin de ver la variación del índice y su impacto dentro del cálculo de los desplazamientos del suelo; para ello se situaron las muestras en las siguientes humedades iniciales:

$$I_{pt1} - \%w_0 = 23\%$$

$$I_{pt2} - \%w_0 = 31\%$$

$$I_{pt3} - \%w_0 = 36\%$$

Así mismo también se estimó un Índice de reactividad general cuya obtención se realizó mediante 2 muestras a las que se le realizaron incrementos de humedad progresivos; las humedades iniciales y finales obtenidas

$$I_{ptg} - \%w = 11\% \text{ hasta } 47\%$$

Los resultados obtenidos se resumen a continuación:

Tabla 4.6 Índices de Reactividad obtenidos en Laboratorio

lpt (1) w=23%		
ϵ_{sh} =	4.0%	
ϵ_{SW} =	11.8%	
α	1	Zona activa
lpt=	5.49	%/ Pf
lpt (2) w=31%		
ϵ_{sh} =	6.6%	
ϵ_{SW} =	7.4%	
α	1	Zona activa
lpt=	5.72	%/ Pf
lpt (3) w=36%		
ϵ_{sh} =	8.7%	
ϵ_{SW} =	1.6%	
α	1	Zona activa
lpt=	5.24	%/ Pf
lpg (Valor Gnral) w- 10% a 40%		
ϵ_{sh} =	6.2%	
ϵ_{SW} =	14.1%	
α	1	Zona activa
lpt=	7.36	%/ Pf

IV.6 MODELACIÓN

Validación

Como se explicó en el capítulo III se recreó un modelo físico de un estrato de arcilla sometido a una fuga de agua con la finalidad de visualizar si la difusión del agua correspondía cualitativamente con lo modelado en ANSYS así como ver los desplazamientos que se presentaban en el modelo físico y poder compararlos con los resultados que arrojará el modelo en ANSYS asumiendo las mismas dimensiones que el modelo físico.

Cabe mencionar que el algoritmo usado en ANSYS permite el dimensionamiento de la geometría tanto de la losa como de los estratos que subyacen a la misma, por lo que únicamente se debe poner cuidado en las unidades a fin de poder interpretar adecuadamente los resultados obtenidos; por ello mismo

el modelado en ANSYS se puede realizar introduciendo las dimensiones reales del modelo.

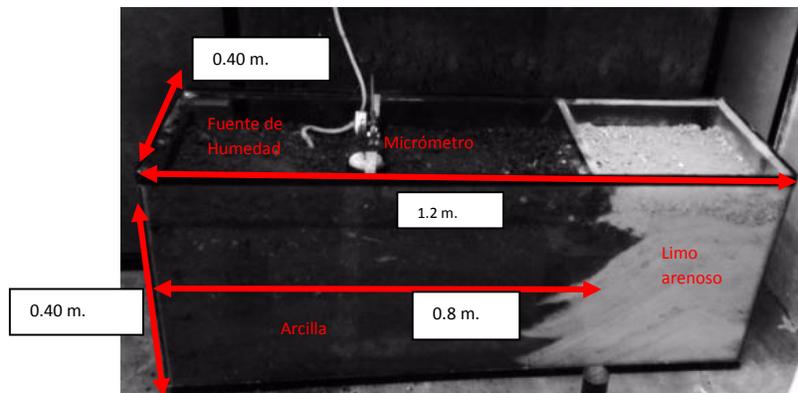


Figura 4.5 Modelo físico de suelo de estudio

Tabla 4.7 Desplazamientos definidos en punto de análisis

base=		0.80	mts	Wmaterial=		175	kg
ancho=		0.40	mts	γ_{prom}=		1367	Kg/m³
altura=		0.40	mts	CONTENIDO DE AGUA EN EL SUELO			
área=		0.32	m²	Whúmedo=		100	
volumen=		0.128	m³	Wseco=		74.5	
Cte.		0.001	pulgadas	w%=		34.2%	%W inicial
				Whúmedo=		100	
				Wseco=		70.3	
				w%=		42.5%	%W final
FECHA	HORA	TIEMPO TRANSCURRIDO	LECTURA DE MICRÓMETRO	LECTURA DE DEFORMACIÓN LINEAL	DEFORMACIÓN UNITARIA	ESP. VACIOS	RELACIÓN DE VACIOS
		hrs	rayas	m m.	(%)	(mm)	(e)
14-jul	10:00:00 a. m.	0.0	100	0.0000	0.000	247.9769	1.6312
15-jul	10:00:00 a. m.	24.0	115	0.3810	9.525	248.3579	1.6337
16-jul	10:00:00 a. m.	48.0	122	0.5588	13.970	248.5357	1.6349
16-jul	10:00:00 a. m.	72.0	138	0.9652	24.130	248.9421	1.6375
17-jul	10:00:00 a. m.	96.0	142	1.0668	26.670	249.0437	1.6382
18-jul	10:00:00 a. m.	120.0	148	1.2192	30.480	249.1961	1.6392
19-jul	10:00:00 a. m.	144.0	150	1.2700	31.750	249.2469	1.6395
21-jul	10:00:00 a. m.	168.0	152	1.3208	33.020	249.2977	1.6399
22-jul	10:00:00 a. m.	192.0	153	1.3462	33.655	249.3231	1.6400
				DEFORMACIÓN	1.3462 mm		

El desplazamiento máximo estimado en el punto de análisis corresponde a 1.35 mm posterior a 9 días iniciado el flujo de agua.

Como se mencionó anteriormente se utilizó el modelo en ANSYS con las mismas dimensiones que las del modelo físico obteniendo un desplazamiento máximo de 1.93 mm y mínima de 0.61 mm (1.29 mm en promedio) lo cual representa un 4.8% de diferencia entre ambos modelos

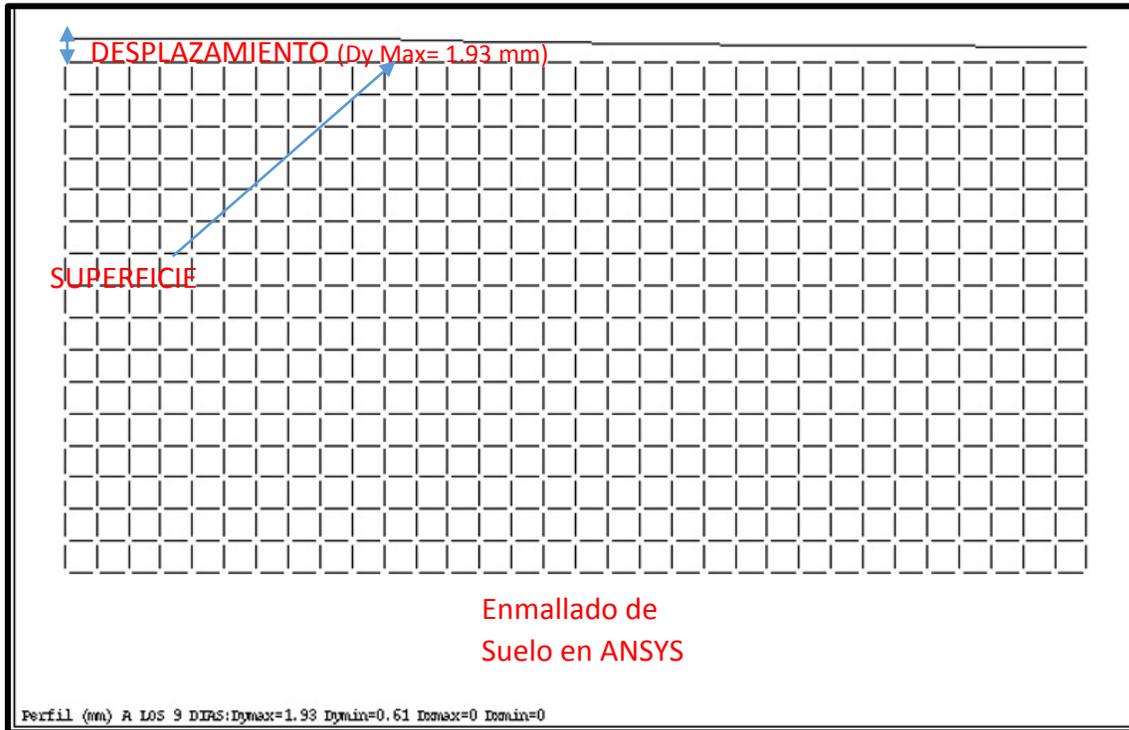


Figura 4.6 Deformación en modelo ANSYS para t=9 días

Tabla 4.8 Valores usados en simulación de modelo físico dentro de ANSYS

Datos de Entrada al Programa		
	Espesor	0.4 mts
	Largo	0.8 mts
	Separacion Modular	0.025 mts
	Succión de Equilibrio	3 Kpa
	lpt	0.0549 1/pf
	Fuentes	1
	Gasto	14.4 Lt/Dia
	Knosat	8.64E-09 m/dia
	D	0.00199 m2/dia



Figura 4.7 Vista de modelo físico $t=0$ días

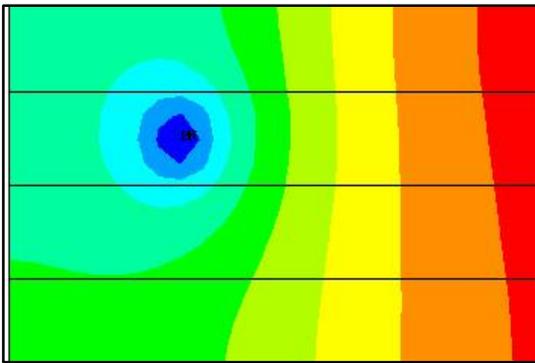


Figura 4.8 Comparación de difusión entre modelos; $t=3$ días

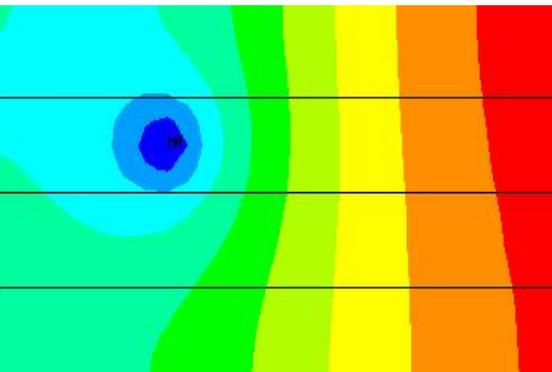


Figura 4.9 Comparación de difusión entre modelos; $t=9$ días

La difusión del agua en la muestra de suelo tanto en el modelo físico como en el simulado marcan una concentración obvia en el punto donde se produce la inyección de agua, y posteriormente fluye con mayor facilidad hacia el extremo izquierdo superior del modelo conforme pasa el tiempo, teniendo en ambos casos trayectorias similares.

CASOS DE ESTUDIO

De manera general se modelo dentro del programa ANSYS la difusión del agua en el suelo a lo largo de 1 año (360 días) debido a una fuente puntual dentro de un estrato de suelo de 8 m. de largo y 4 m. de espesor, cabe mencionar que la interfaz del modelo usado permite establecer la geometría de la zona de estudio (área de losa así como los espesores de los estratos que subyacen al mismo) por lo que no es necesario el escalamiento de las dimensiones para ver el funcionamiento del modelo.

Respecto a la permeabilidad del suelo ésta se obtuvo correlacionando los contenidos de agua en el suelo definidos durante la exploración a través de la prueba de contenido de humedad que se realizó a las muestras de suelo a cada 0.50 m. de profundidad hasta alcanzar los 4.00 m., con la succión que corresponde a dichos valores; finalmente la permeabilidad no saturada a distintas profundidades se determinó en función de la succión, a través de la curva de conductividad hidráulica.

Tabla 4.9 Valores de permeabilidad no saturada obtenida a través del contenido de humedad

% W	Gw	Espesor	Ψ	K(s) m /dia
23.12%	0.110	0.00 - 1.00	3160.00	6.912E-10
38.74%	0.627	1.00 - 2.00	295.00	6.912E-06
32.28%	0.309	2.00 - 3.00	750.00	1.728E-07
31.90%	0.294	3.00 - 4.00	790.00	1.123E-07

Tabla 4.10 Valores de entrada a programa modelo

	Espesor	4 mts
	Largo	8 mts
	Separacion Modular	0.25 mts
	Succión de Equilibrio	3 Kpa
	lpt	Variable 1/pf
Ubicación	Fuentes	1
	x=4 mts	y= Variable
	Gasto	144 Lt/Dia
	$K_{(S)1}$	6.91E-10 m/dia
	$K_{(S)2}$	6.91E-06 m/dia
	$K_{(S)3}$	1.73E-07 m/dia
	$K_{(S)4}$	1.12E-07 m/dia
	D	1.99E-03 m ² /dia

Con base en lo anterior se realizó la determinación de los desplazamientos así como el comportamiento de la difusión de la humedad en el suelo para los 2 casos de estudio previamente explicados.

IV.6.1 CASO TIPO 1 (Variables: l_{pt} , localización fuga)

Se analizó la difusión del agua a lo largo de 1 año (360 días) debido a una fuente puntual dentro de un estrato de suelo de 8 m. de largo y 4 m. de espesor tomando como base dos variables dentro de cada análisis:

- A) La localización de la fuga fue a 1.00 m., 2.00 m., 3 m. y 4 m. de profundidad al centro del suelo (x=4.00 m.) y con un gasto de 144 Lt/día.
- B) El análisis tomó como base los tres índices de reactividad obtenidos para el sentido vertical “y” cuyo valor está en función de la humedad considerando un valor en “x” de $l_{pt}=0$.

CASO 1A

Y=	4.00	mts
I _{pt} =	5.49	%/ Pf

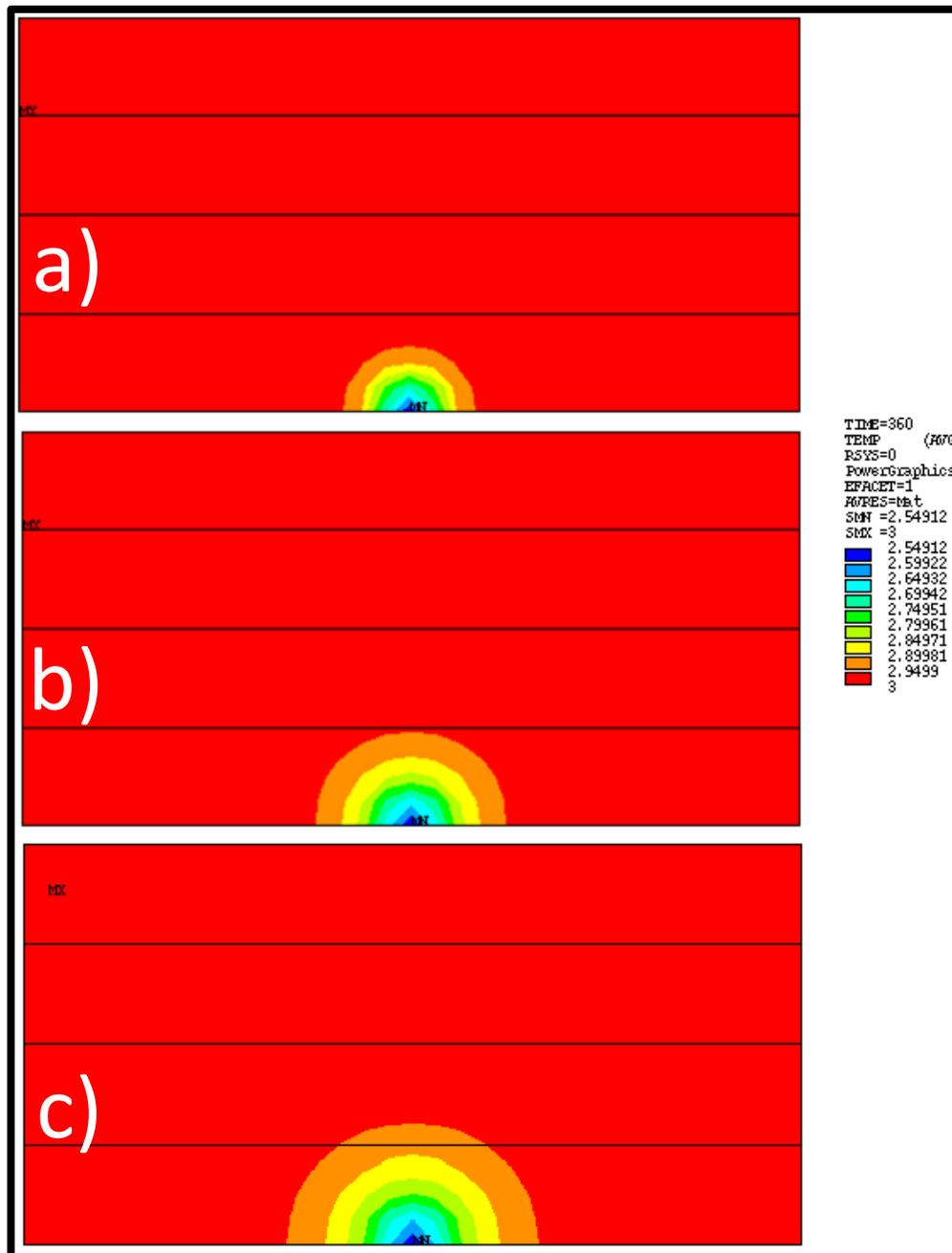


Figura 4.10 Distribución la succión en el suelo a) 60 días b) 180 días c) 360 días con fuga a 4 m. de profundidad con I_{pt}=5.49 %/pF

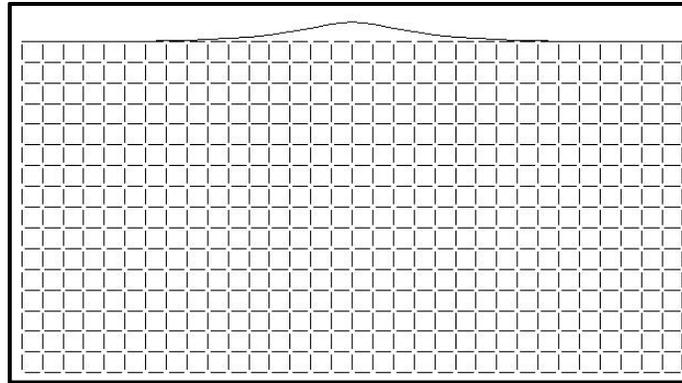


Figura 4.11 Vista de desplazamiento en la superficie ($D_{y_{max}}=11.97$ mm) con fuga a 4 m. de profundidad; $t=360$ días, $I_{pty}=5.49$ %/pF

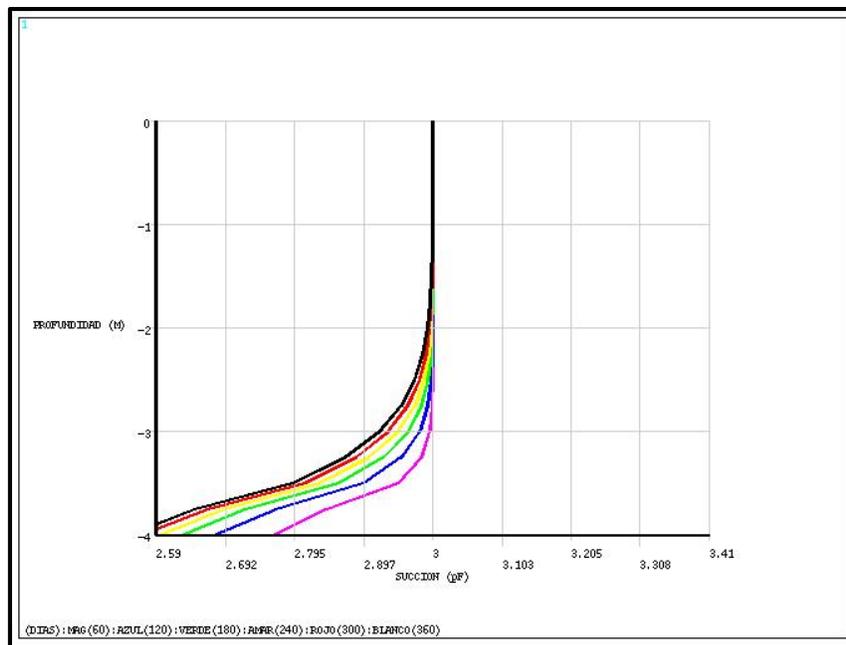


Figura 4.12 Perfil de Succión Vs Profundidad a distintos tiempos ($I_{pty}=5.49$ %/pF)

El caso 1A donde la fuga de agua se produce a 4 m. de profundidad respecto a la superficie nos arrojó una deformación máxima al cabo de 1 año de 11.97 mm al centro de la losa tal como se observa en la figura 4.11; este valor fue obtenido con un Índice de reactividad de 5.49%/pF . Así mismo como se observa en la figura 4.10 hay una distribución radial de humedad en el suelo alcanzado a generar modificaciones en el perfil de succión a profundidades por debajo de los 2 m.. Como lo muestra la figura 4.12

CASO 1B

Y=	4.00	mts
Ipt=	5.72	%/Pf

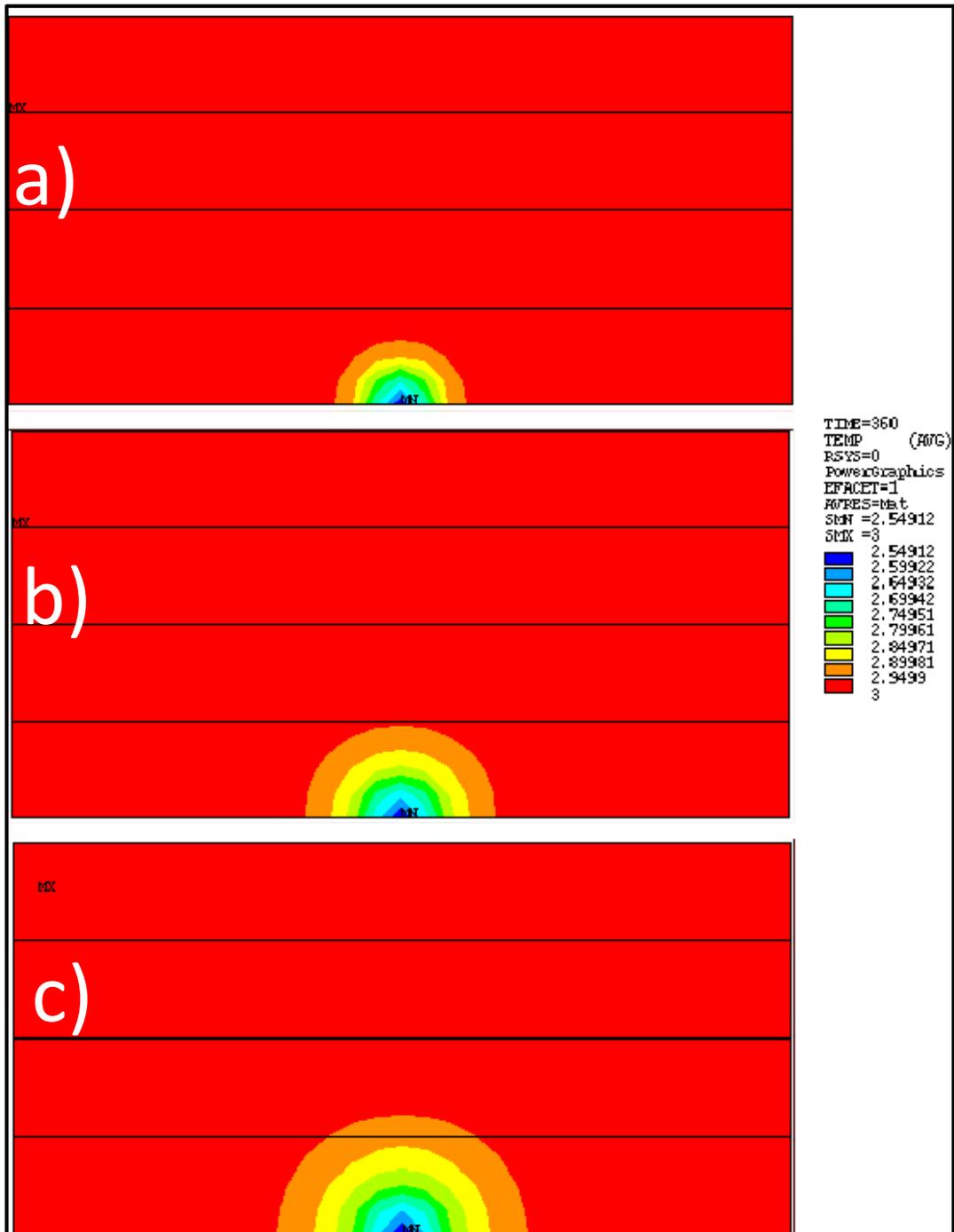


Figura 4.13 Distribución la succión en el suelo a) 60 días b) 180 días c) 360 días con fuga a 4 m. de profundidad con Ipt=5.72 %/pF

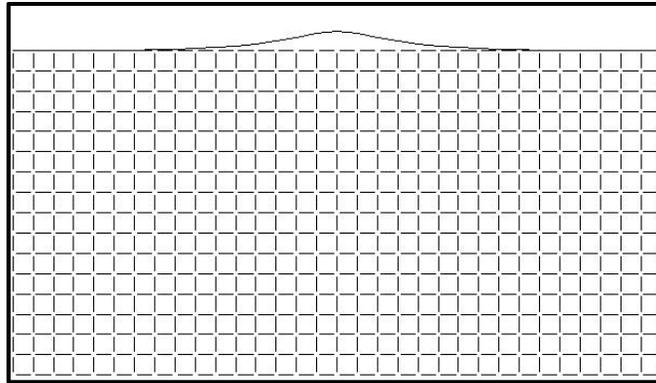


Figura 4.14 Vista de desplazamiento en la superficie ($D_{y_{max}}=12.47$ mm) con fuga a 4 m. de profundidad; $t=360$ días, $I_{pty}=5.72$ %/pF

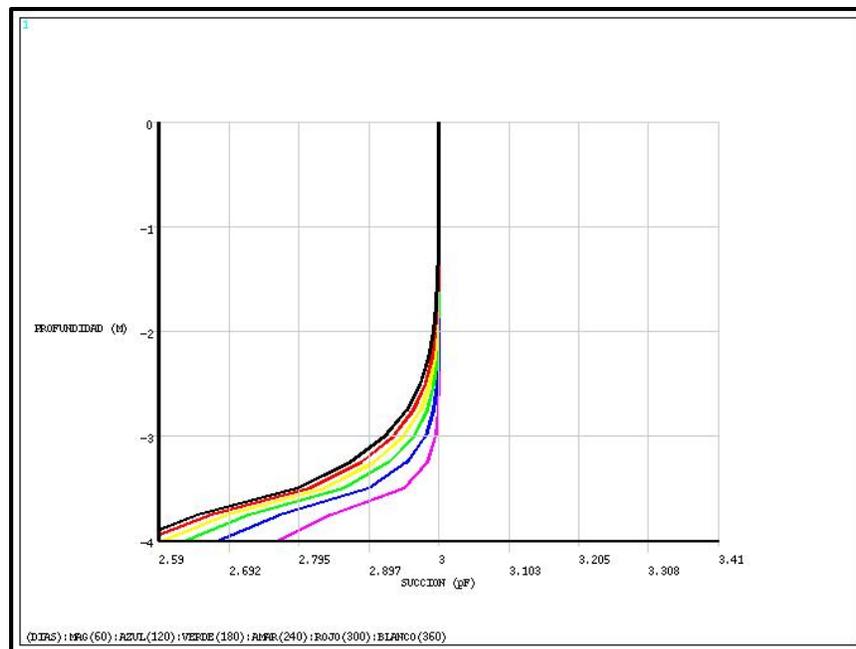


Figura 4.15 Perfil de Succión Vs Profundidad a distintos tiempos ($I_{pty}=5.72$ %/pF)

Al igual que en el caso 1B con una fuga ubicada a 4 m. respecto a la superficie, el análisis nos arrojó una deformación máxima al cabo de 1 año de **12.47 mm** (superior al caso 1A) al centro de la losa tal como se observa en la **figura 4.14**; este valor fue obtenido con un **Índice de reactividad de 5.72%/pF** . Así mismo la forma en que se da la difusión de la succión en el suelo y la profundidad donde presenta modificaciones es similar al caso 1A

CASO 1C

Y=	4.00	mts
lpt=	5.24	%/ Pf

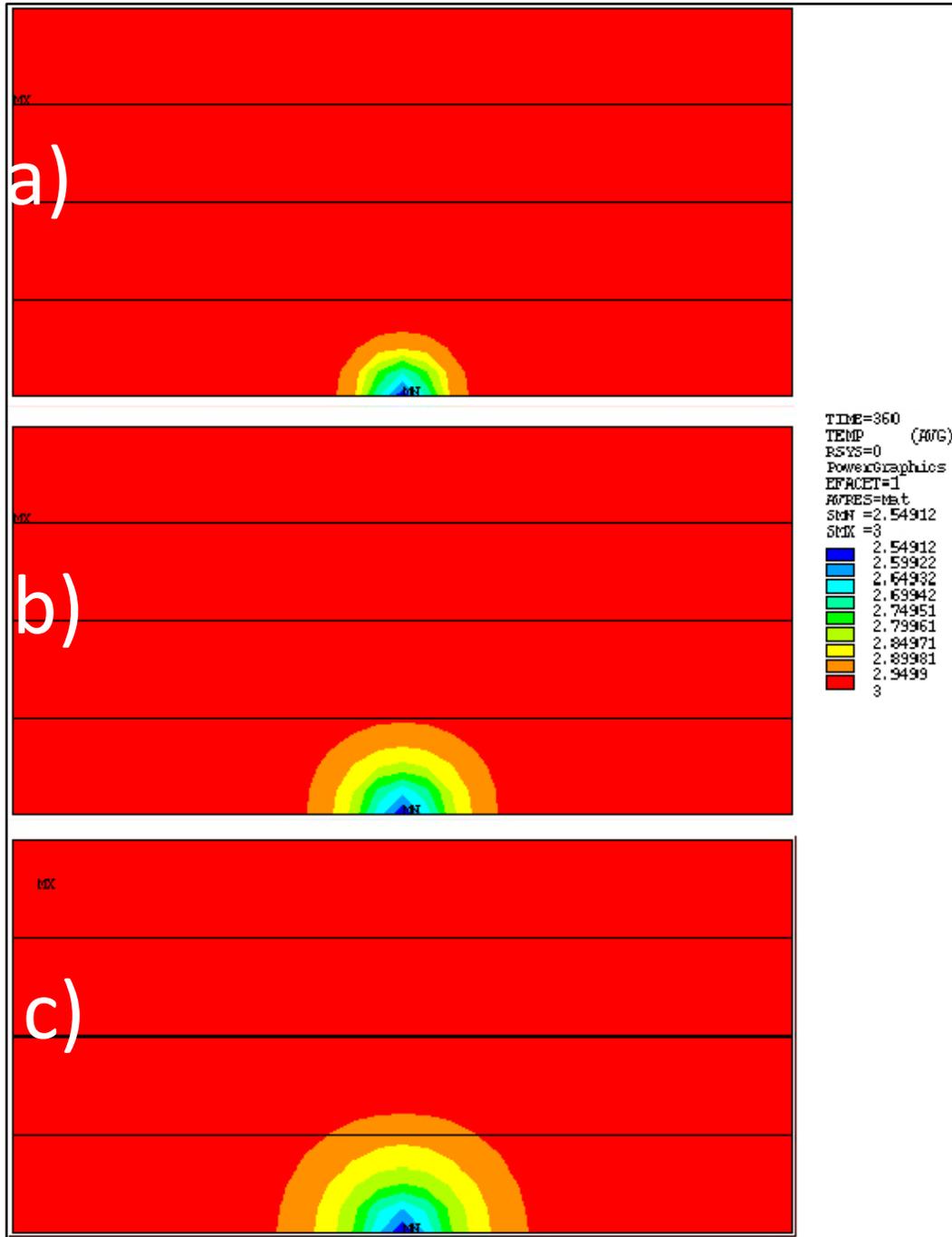


Figura 4.16 Distribución la succión en el suelo a) 60 días b) 180 días c) 360 días con fuga a 4 m. de profundidad con $l_{pt}=5.24$ %/pF

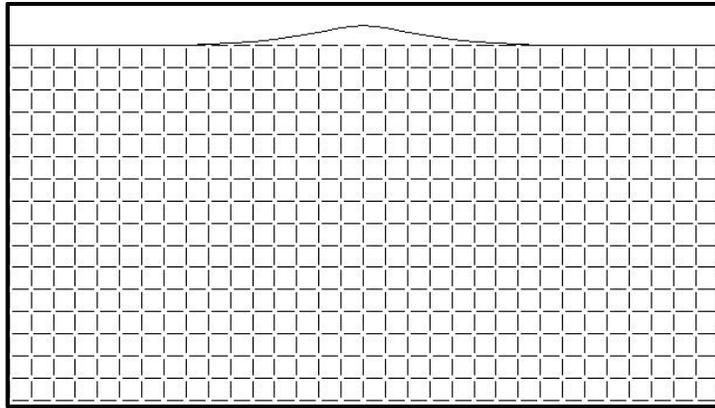


Figura 4.17 Vista de desplazamiento en la superficie ($D_{y_{max}}=11.43$ mm) con fuga a 4 m. de profundidad; $t=360$ días, $I_{pty}=5.24$ %/pF

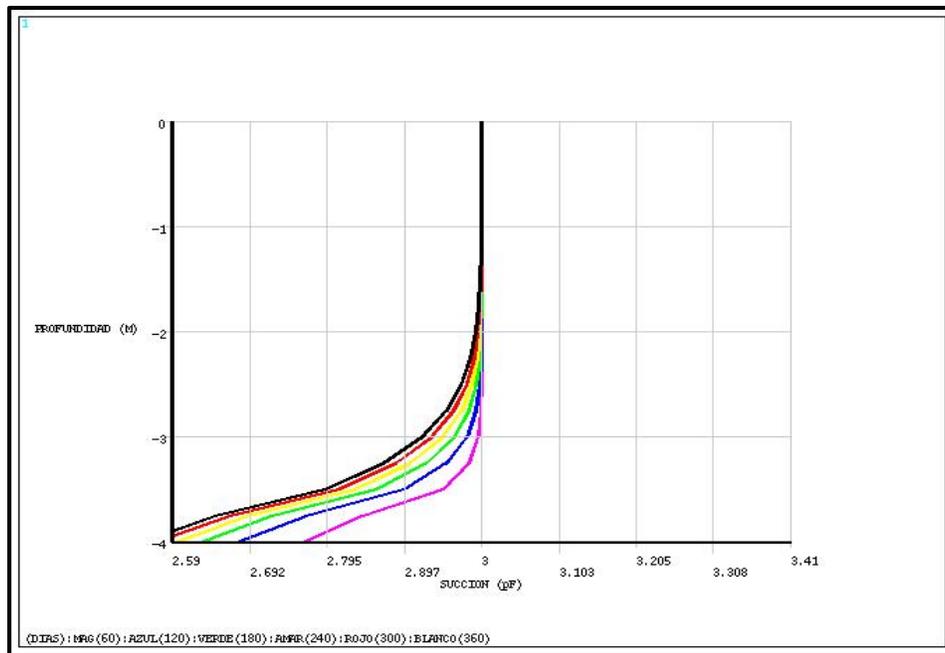


Figura 4.18 Perfil de Succión Vs Profundidad a distintos tiempos ($I_{pty}=5.24$ %/pF)

El caso 1C muestra como se observa en las figuras 4.16 a 4.18, el comportamiento del estrato de suelo al ser sometido a una fuente de humedad a 4 m. de profundidad con **un I_{pt} de 5.24 %/pF**; para tales variables se obtuvo un **desplazamiento máximo de 11.43 mm** en el sentido vertical en la superficie; los rangos de variación de la succión en forma y profundidad son casi idénticos a los mostrados en los casos anteriores.

CASO 1D

Y=	3.00	mts
lpt=	5.49	%/ Pf

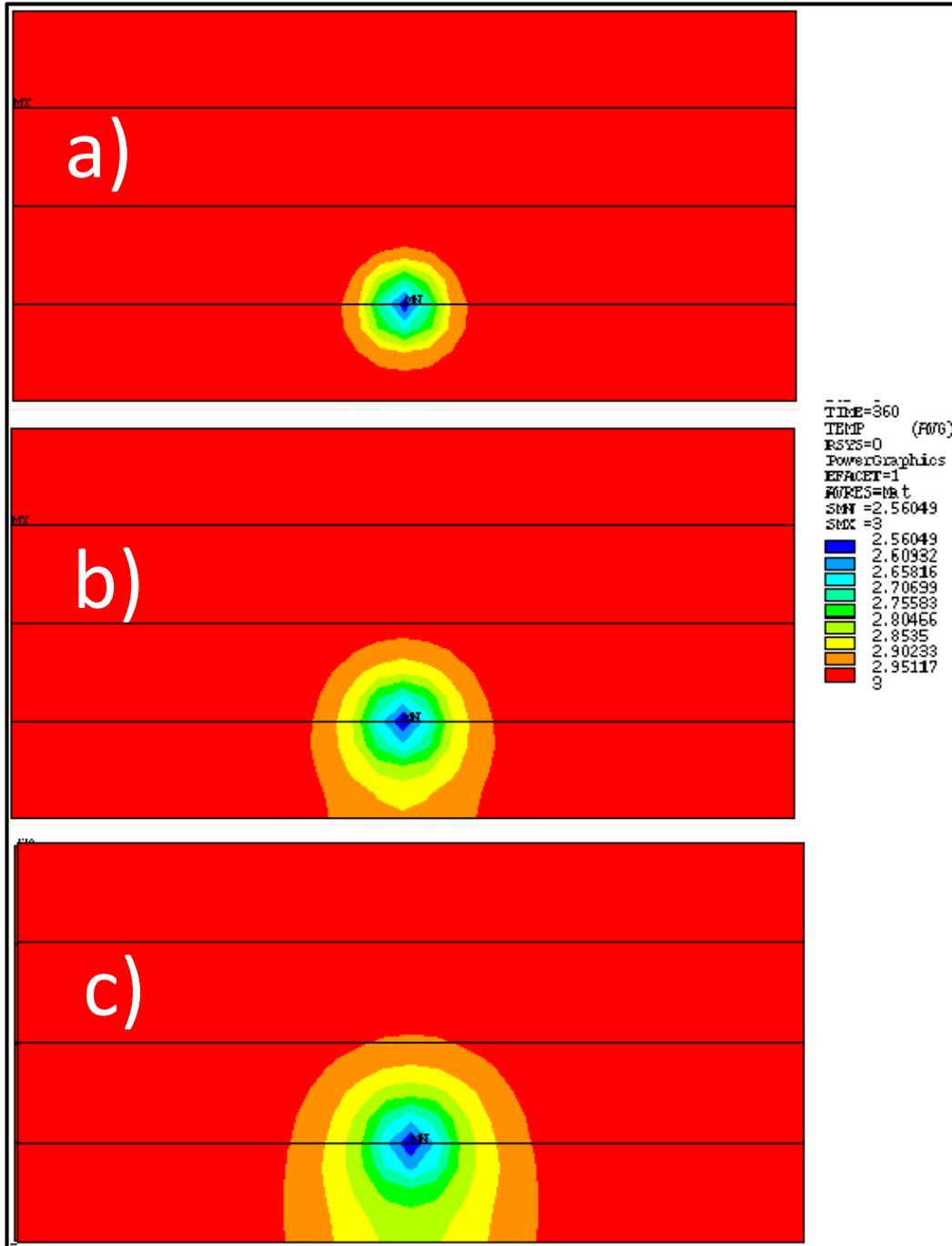


Figura 4.19 Distribución la succión en el suelo a) 60 días b) 180 días c) 360 días con fuga a 3 m. de profundidad con $l_{pt}=5.49$ %/pF

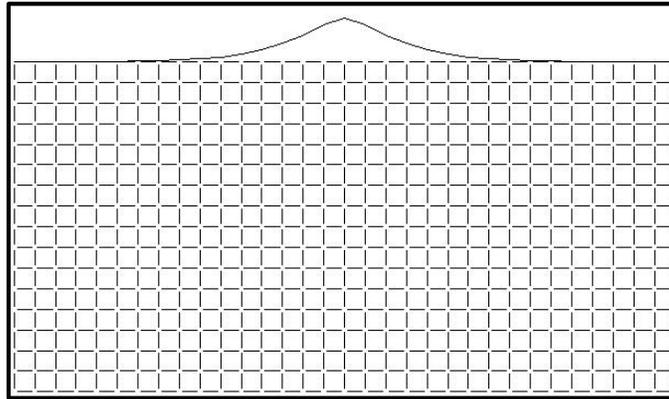


Figura 4.20 Vista de desplazamiento en la superficie ($D_{y_{max}}=20.43$ mm) con fuga a 3 m. de profundidad; $t=360$ días, $I_{pty}=5.49$ %/pF

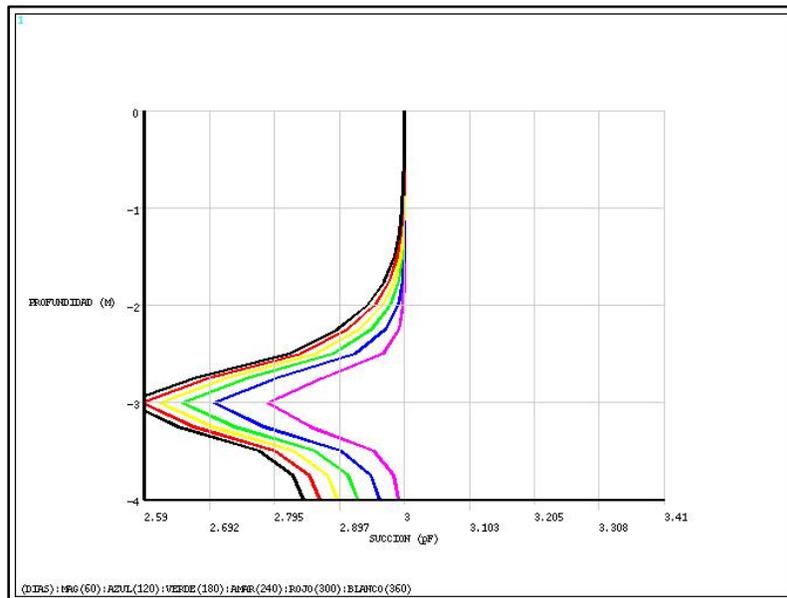


Figura 4.21 Perfil de Succión Vs Profundidad a distintos tiempos ($I_{pty}=5.49$ %/pF)

En lo que refiere a los casos de análisis 1D, 1E Y 1F la profundidad a la que **se estableció la fuga de agua fue a 3.00 m. respecto a la superficie**; para el caso del 1D se pudo apreciar de forma más clara que en los casos anteriores la forma radial de la difusión de la succión respecto al tiempo alcanzando su punto máximo a los 360 días de análisis donde **se observaron concentraciones de la succión de hasta 2.56 pF. en el centro de la fuga** como se observa en la figura 4.21 y 4.19; así como una **deformación máxima en la superficie de 20.43 mm.**

CASO 1E

Y=	3.00	mts
lpt=	5.72	%/ Pf

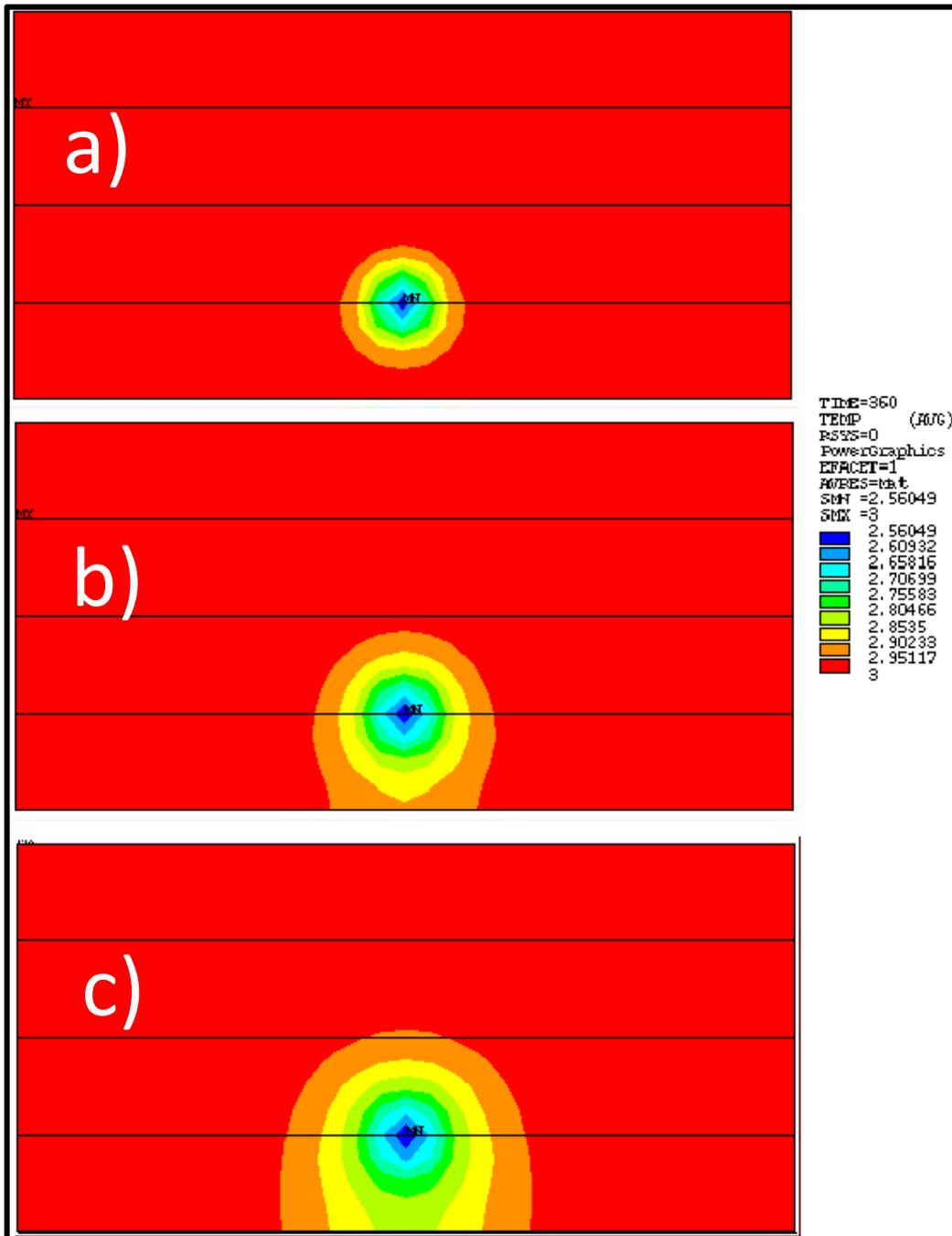


Figura 4.22 Distribución la succión en el suelo a) 60 días b) 180 días c) 360 días con fuga a 3 m. de profundidad con $l_{pt}=5.72$ %/pF

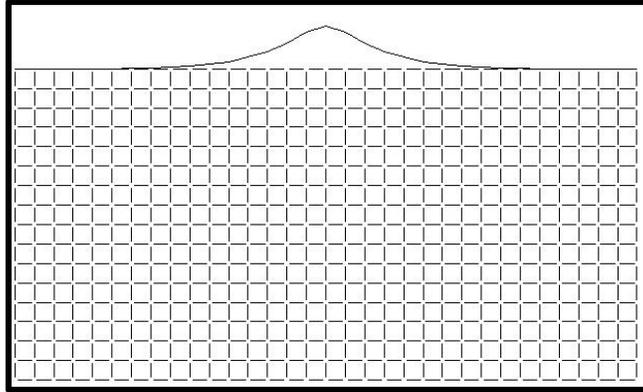


Figura 4.23 Vista de desplazamiento en la superficie ($D_{y_{max}}=21.29$ mm) con fuga a 3 m. de profundidad; $t=360$ días, $I_{pt}=5.72$ %/pF

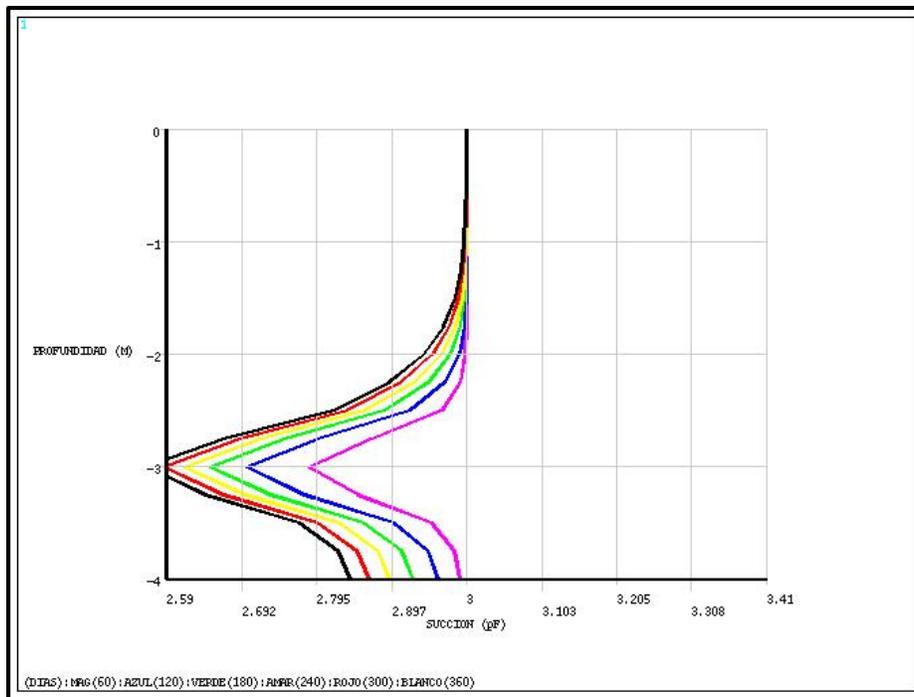


Figura 4.24 Perfil de Succión Vs Profundidad a distintos tiempos ($I_{pt}=5.72$ %/pF)

El caso 1E presenta concentraciones de la succión en el punto de la fuga al tiempo de análisis máximo -1 año- similares a las presentadas en el caso anterior, por lo que la variación del I_{pt} no representó un cambio significativo en estos parámetros; sin embargo si presenta – aunque mínimo- un desplazamiento mayor – hasta 4%- al cabo del año en la superficie del estrato, alcanzando 21.29 mm como lo muestra la figura 4.23

CASO 1F

Y=	3.00	mts
I _{pt} =	5.24	%/pF

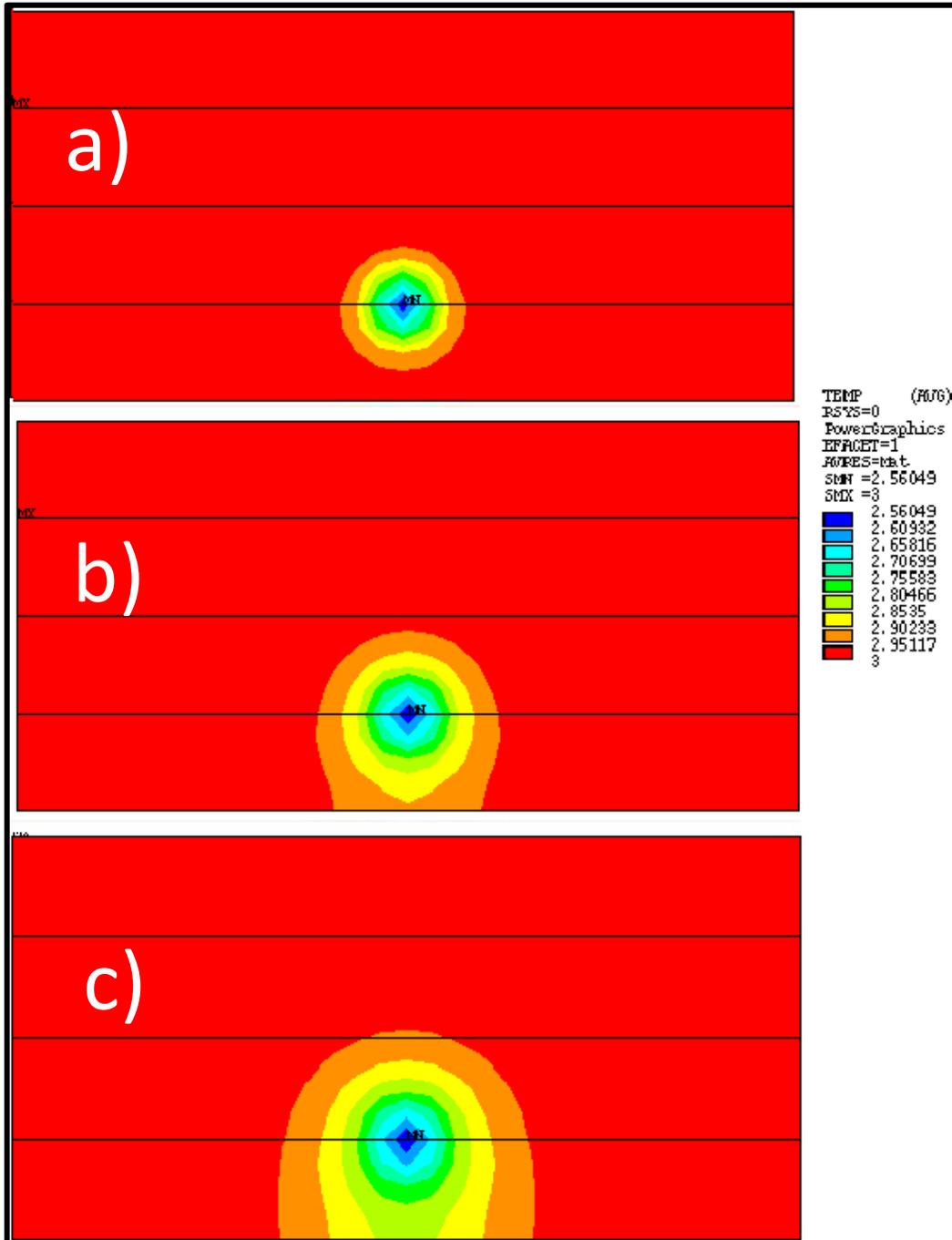


Figura 4.25 Distribución la succión en el suelo a) 60 días b) 180 días c) 360 días con fuga a 3 m. de profundidad con I_{pt}=5.24 %/pF

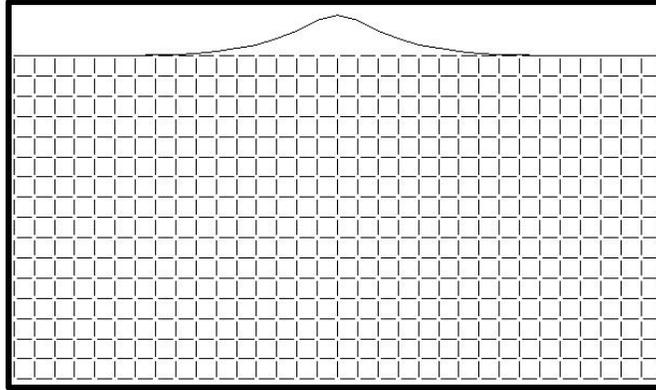


Figura 4.26 Vista de desplazamiento en la superficie ($D_{y_{max}}=19.5$ mm) con fuga a 3 m. de profundidad; $t=360$ días, $I_{pty}=5.24$ %/pF

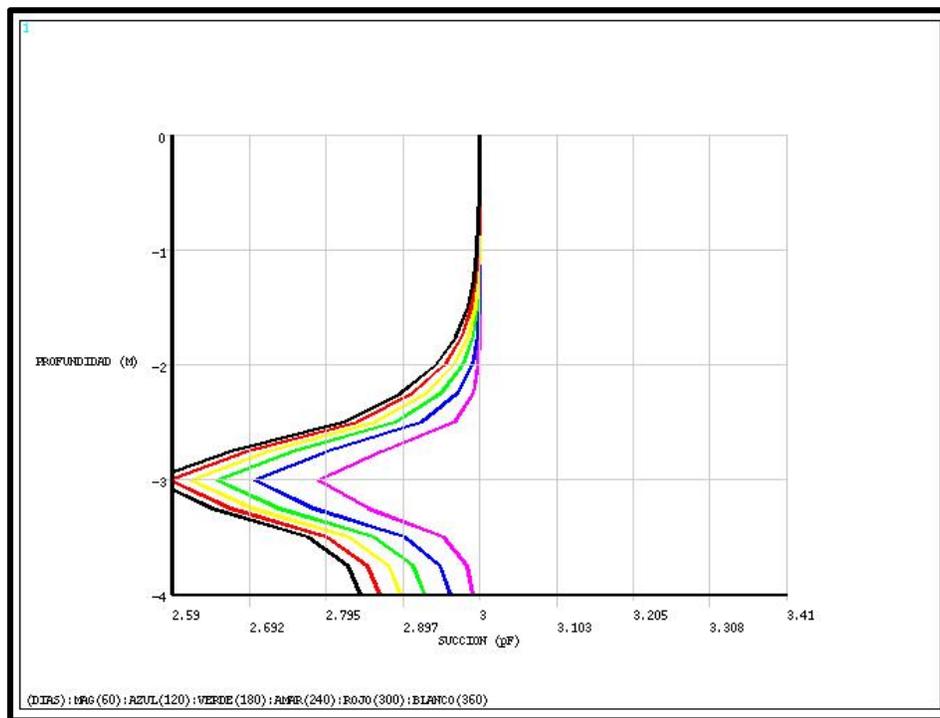


Figura 4.27 Perfil de Succión Vs Profundidad a distintos tiempos ($I_{pty}=5.24$ %/pF)

Como se mencionó para el caso anterior y según lo que se observa en las figuras 4.25 y 4.27, los valores de succión en el estrato presentaron un comportamiento idéntico al de los casos anteriores pese a la variación del Índice de Reactividad; caso similar al de los desplazamientos donde el valor de 19.5 mm no representa una variación importante a los desplazamientos calculados para el caso 1D y 1E.

CASO 1G

Y=	2.00	mts
lpt=	5.49	%/pF

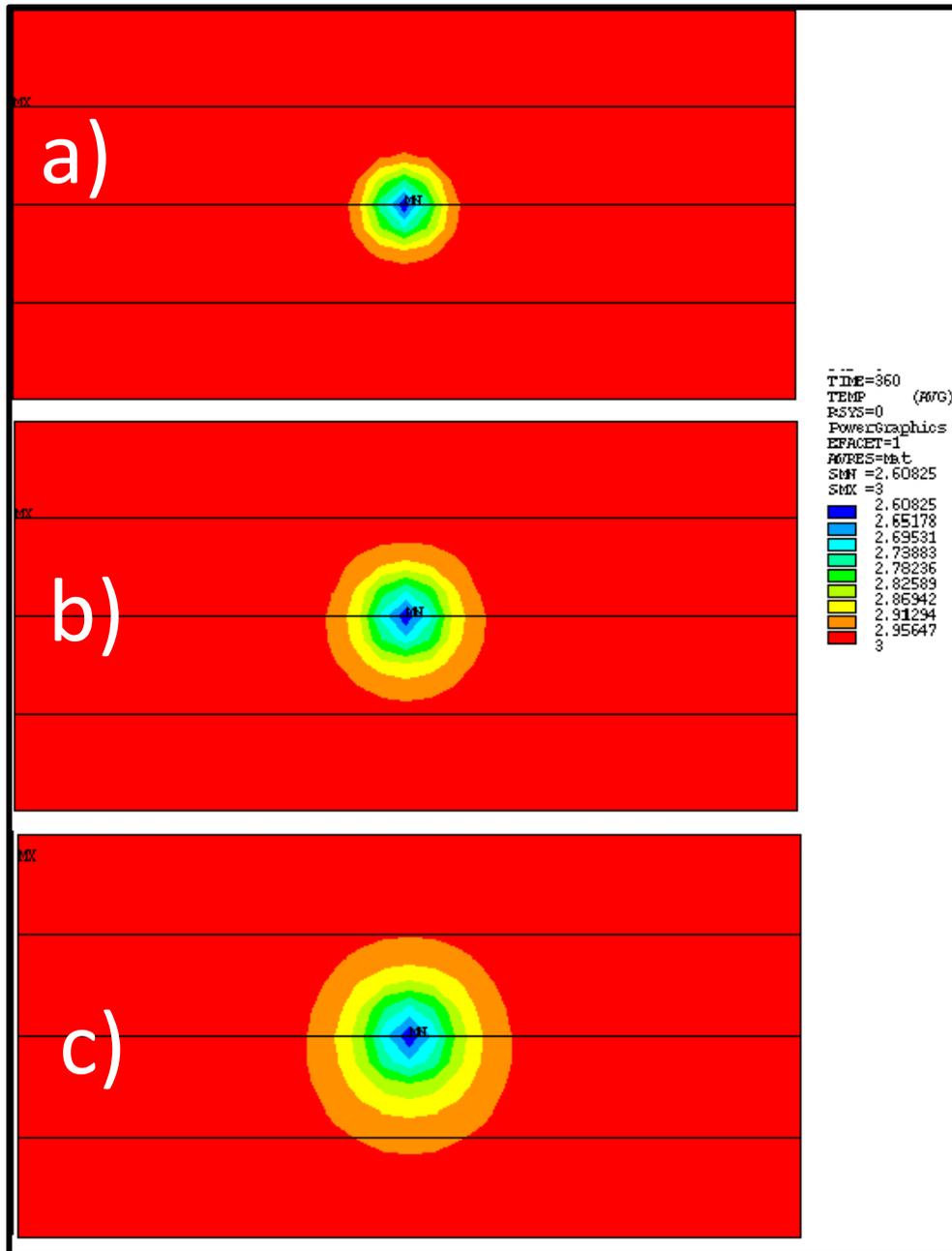


Figura 4.28 Distribución la succión en el suelo a) 60 días b) 180 días c) 360 días con fuga a 2 m. de profundidad con $l_{pt}=5.49$ %/pF

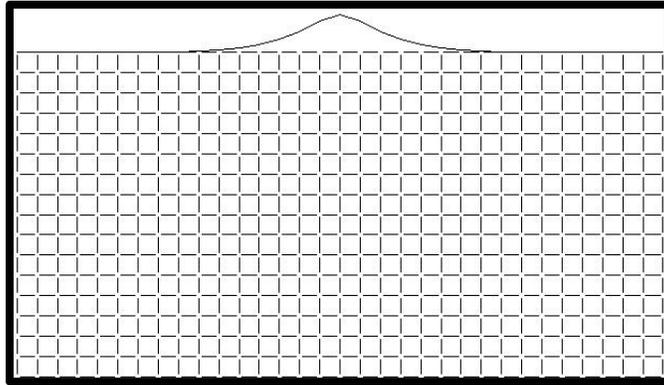


Figura 4.29 Vista de desplazamiento en la superficie ($D_{y_{max}}=23.23$ mm) con fuga a 2 m. de profundidad; $t=360$ días, $I_{pty}=5.49$ %/pF

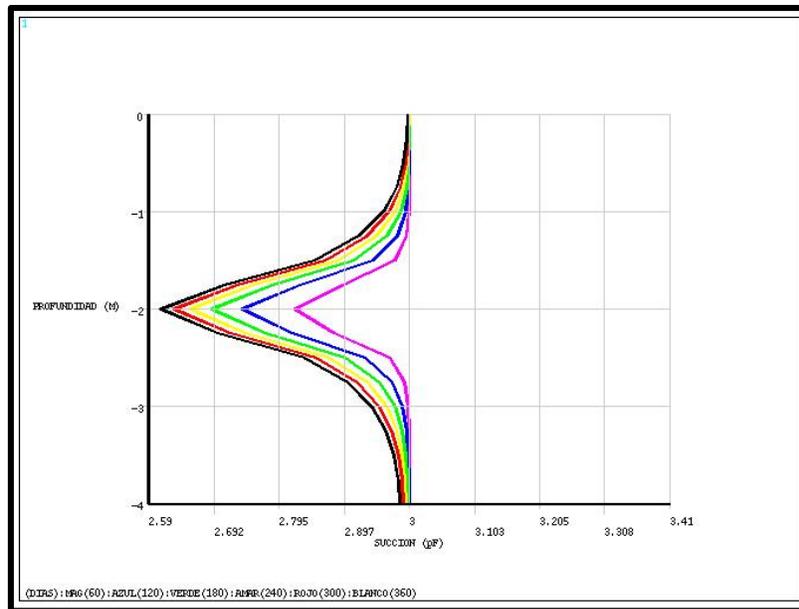


Figura 4.30 Perfil de Succión Vs Profundidad a distintos tiempos ($I_{pty}=5.49\%/pF$)

Como se observa en las figuras 4.28 y 4.30 la disminución de la succión en la zona de fuga presenta valores ligeramente distintos a los presentes en los casos anteriores para un mismo valor del Índice de Reactividad (2.608 pF), así mismo para el caso 1G que corresponde ya al planteamiento donde la fuga se situó a 2.00 m. el valor de permeabilidad usado de 1 a 2 m. fue de 6.917×10^{-6} m/día mientras que de 2 a 3 m. este valor resulta de 1.728×10^{-7} m/día. Así mismo como se observa en la figura 4.29 el modelo determinó un desplazamiento máximo de 23.23 mm a los 360 días de iniciado el evento.

CASO 1H

Y=	2.00	mts
lpt=	5.72	%/pF

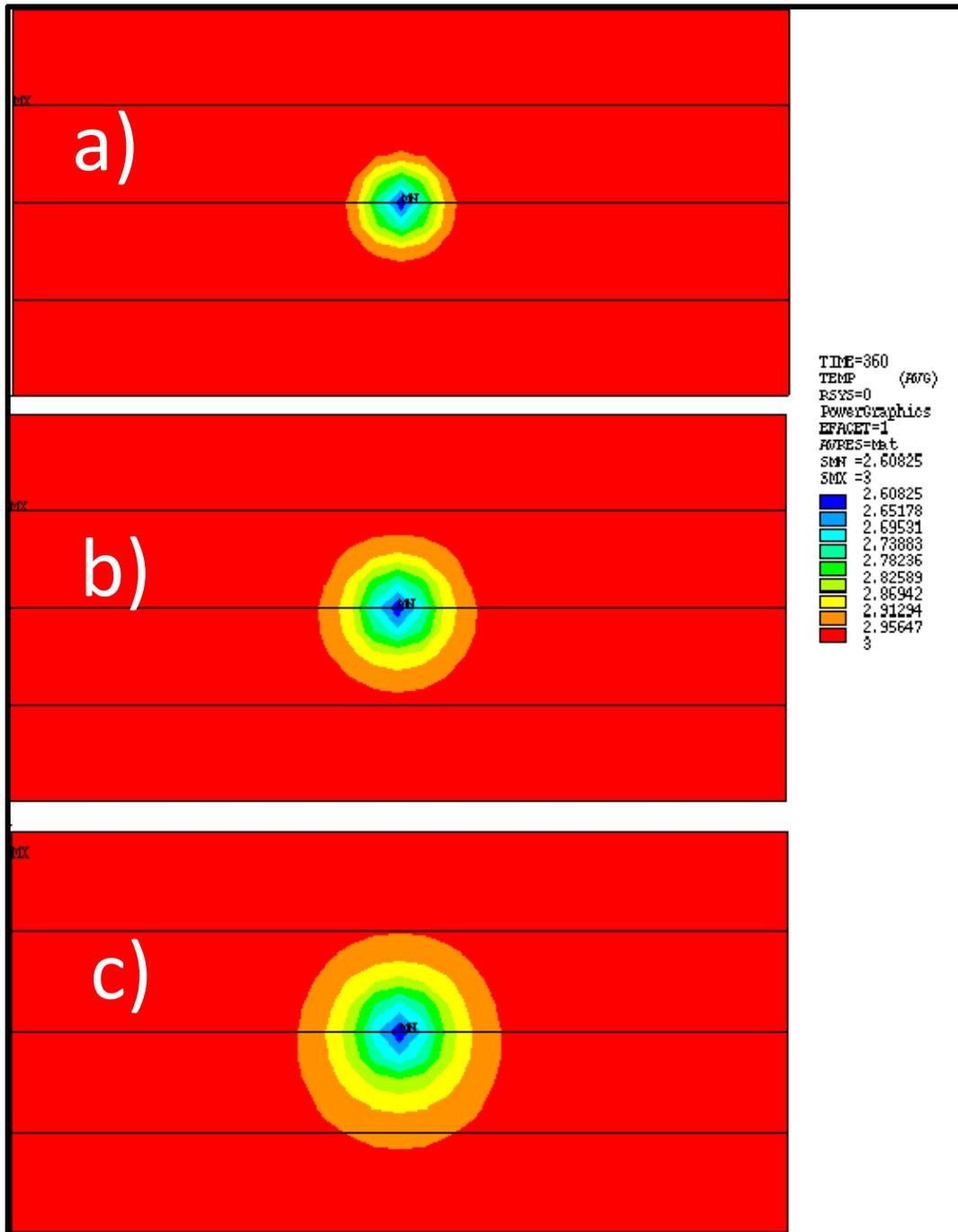


Figura 4.31 Distribución la succión en el suelo a) 60 días b) 180 días c) 360 días con fuga a 2 m. de profundidad con $l_{pt}=5.72$ %/pF

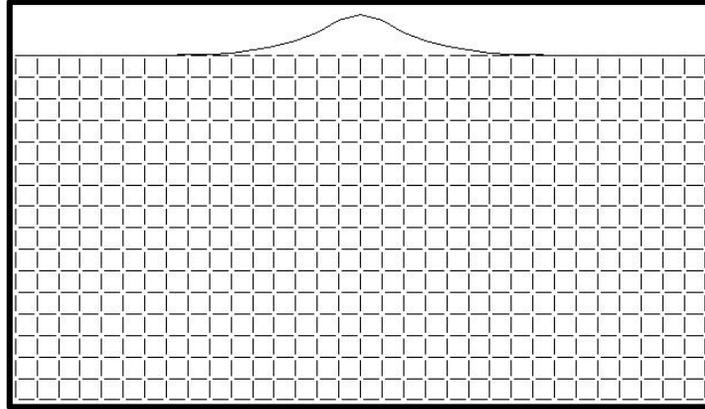


Figura 4.32 Vista de desplazamiento en la superficie ($D_{y_{max}}=24.21$ mm) con fuga a 2 m. de profundidad; $t=360$ días, $I_{pty}=5.72$ %/pF

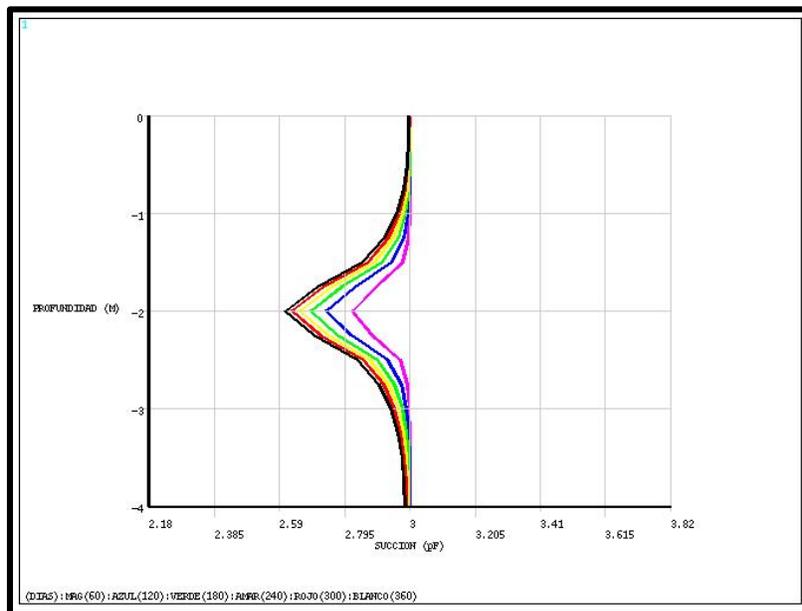


Figura 4.33 Perfil de Succión Vs Profundidad a distintos tiempos ($I_{pty}=5.72\%/pF$)

Para el caso particular 1H donde la fuga de agua se produce a 2 m. de profundidad respecto a la superficie nos arrojó una deformación máxima al cabo de 1 año de **24.21 mm** al centro de la losa tal como se observa en la figura 4.31; este valor fue obtenido con un **Índice de reactividad de 5.72%/pF** . Así mismo como se observa en la figura 4.10 hay una distribución radial de humedad en el suelo alcanzado a generar modificaciones en el perfil de succión a profundidades en un rango entre los 1 y 3 m. de profundidad como lo muestra la figura 4.33

CASO 11

Y=	2.00	mts
lpt=	5.24	%/pF

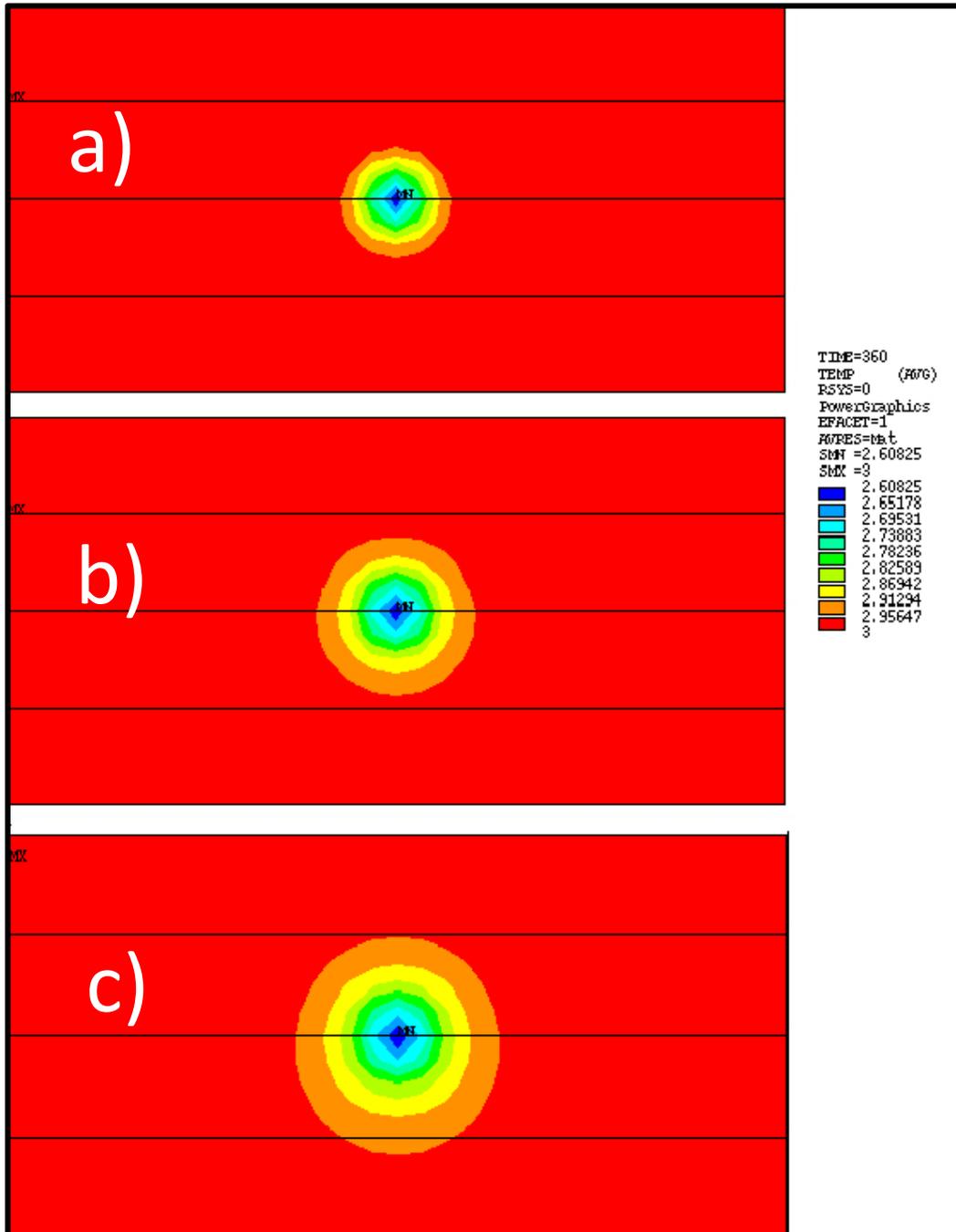


Figura 4.34 Distribución la succión en el suelo a) 60 días b) 180 días c) 360 días con fuga a 2 m. de profundidad con $l_{pt}=5.24$ %/pF

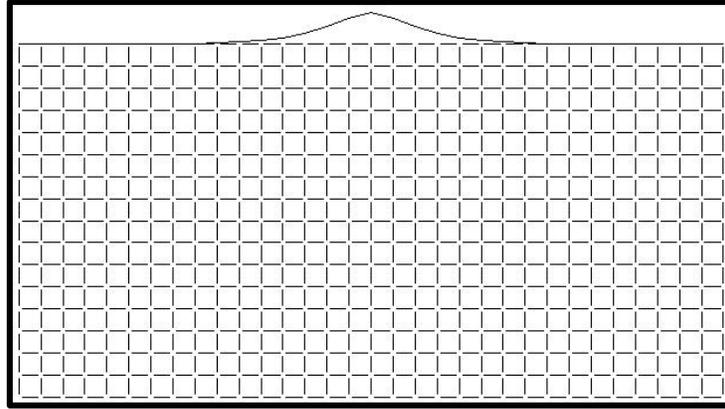


Figura 4.35 Vista de desplazamiento en la superficie ($D_{y\max}=22.21\text{mm}$) con fuga a 2 m. de profundidad; $t=360$ días, $I_{\text{pty}}=5.24 \text{ \%/pF}$

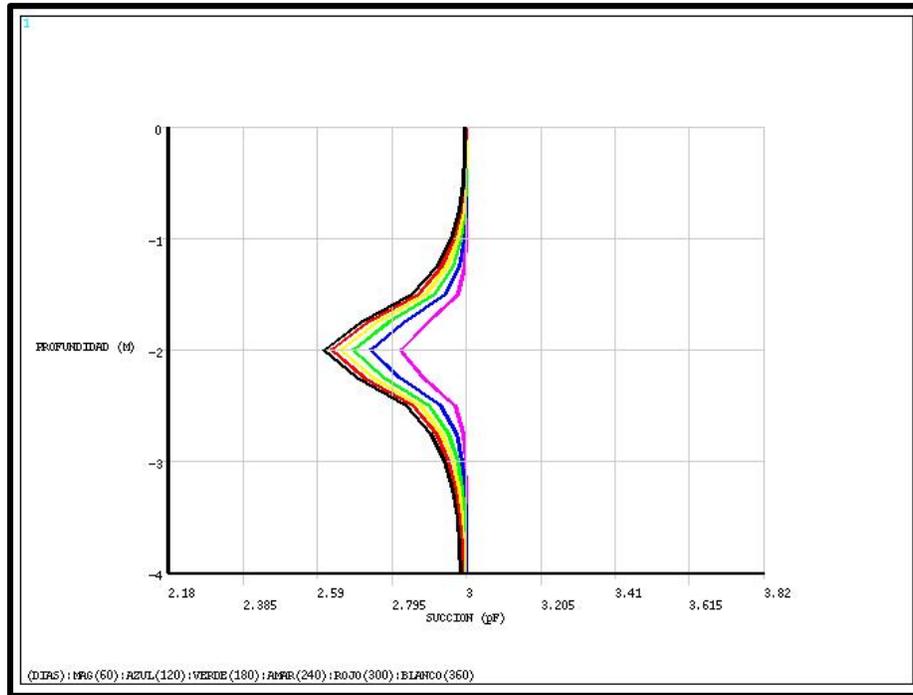


Figura 4.36 Perfil de Succión Vs Profundidad a distintos tiempos ($I_{\text{pty}}=5.24\text{\%/pF}$)

El caso 11 muestra como se observa en las figuras 4.34 a 4.36, el comportamiento del estrato de suelo al ser sometido a una fuente de humedad a 2 m. de profundidad con **un I_{pty} de 5.24 %/pF**; para tales variables se obtuvo un **desplazamiento máximo de 22.21 mm** en el sentido vertical en la superficie; los rangos de variación de la succión en forma y profundidad son casi idénticos a los mostrados en los casos anteriores.

CASO 1J

CASO 4A		
Y=	1.00	mts
Ipt=	5.49	%/ Pf

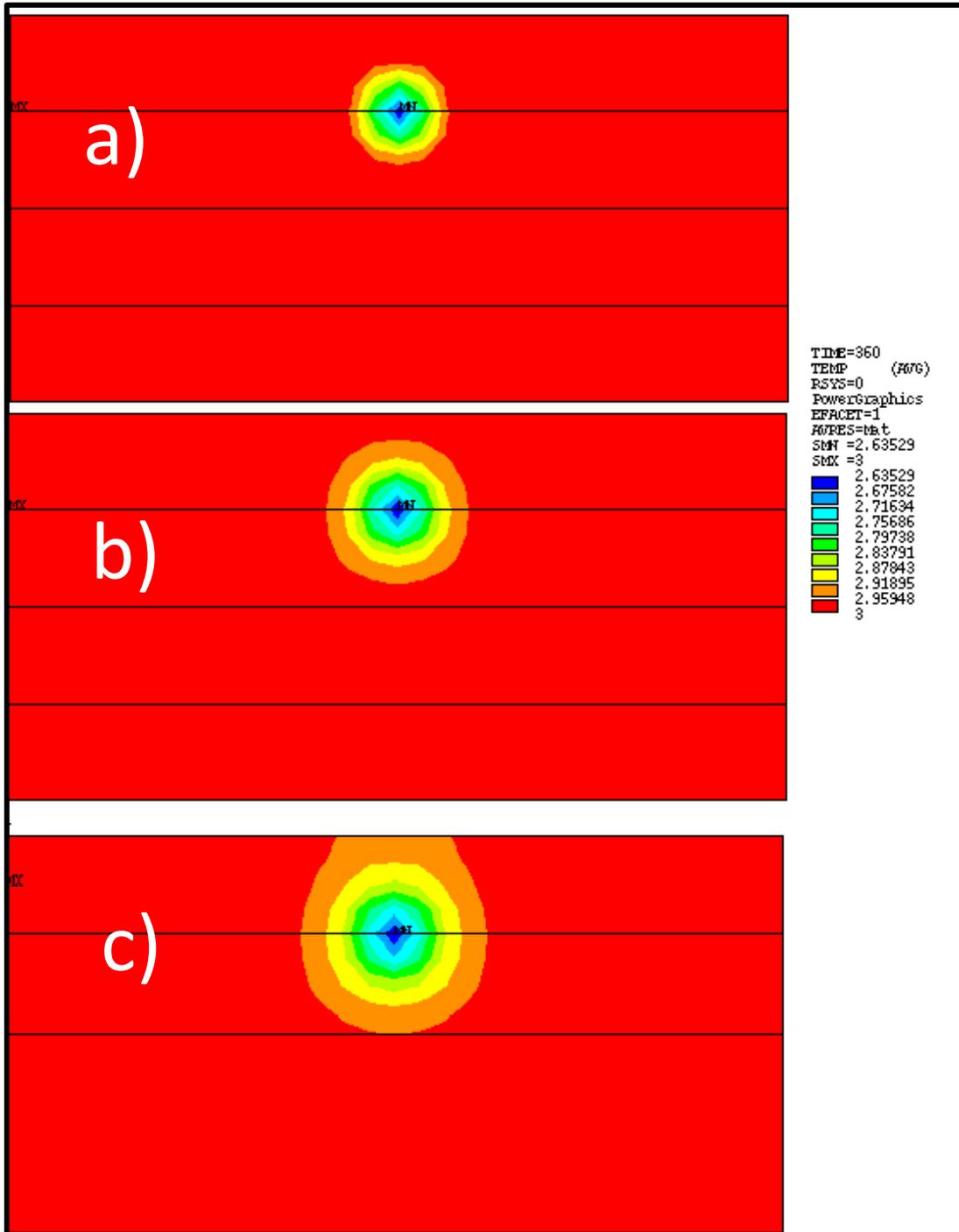


Figura 4.37 Distribución la succión en el suelo a) 60 días b) 180 días c) 360 días con fuga a 1 m. de profundidad con Ipty=5.49 %/pF

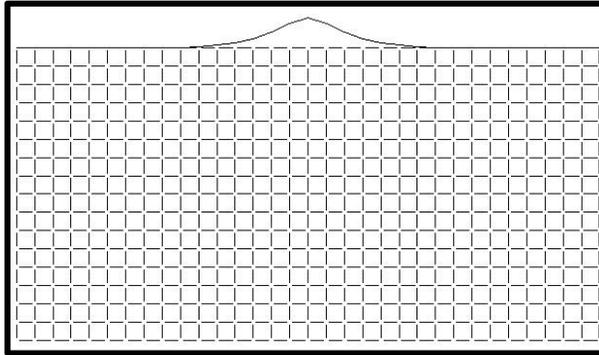


Figura 4.38 Vista de desplazamiento en la superficie ($D_{y_{max}}=26.23$ mm) con fuga a 1 m. de profundidad; $t=360$ días, $I_{pty}=5.49$ %/pF

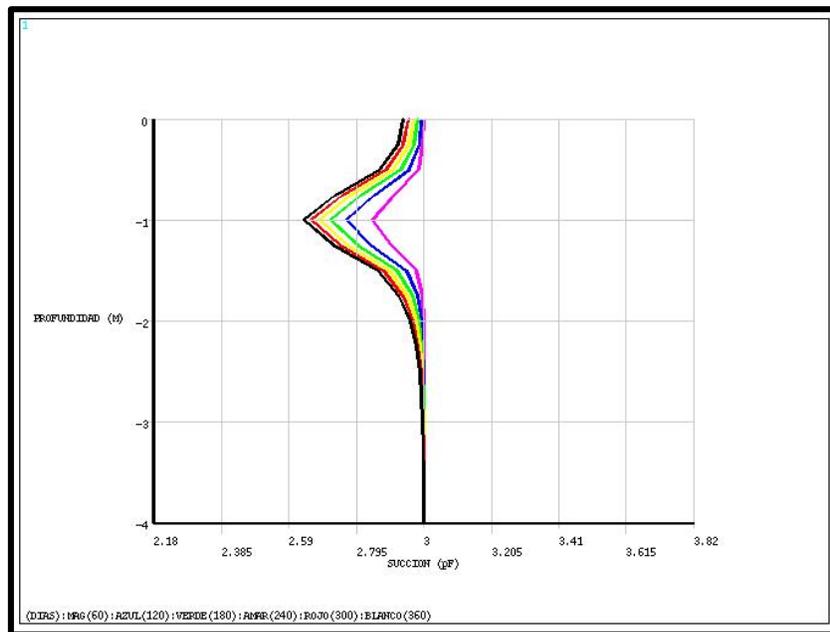


Figura 4.39 Perfil de Succión Vs Profundidad a distintos tiempos ($I_{pty}=5.49$ %/pF)

El caso 1J que representa el 1ero de los 3 casos cuando la fuga se presenta a 1 m. de profundidad de la superficie **presentó concentraciones de la succión en el punto de la fuga al tiempo de análisis máximo -1 año- del orden de los 2.63 pF**, así mismo la difusión de la succión presenta una distorsión respecto a la forma radial que comúnmente presentaba en la parte superior; ello por entrar en contacto con la frontera del estrato como se observa en la figura 4.37; respecto a los desplazamientos en la superficie, estos andan en el orden de los 26.23 mm, valor máximo alcanzado al cabo de 1 año iniciada la fuga.

CASO 1K

Y=	1.00	mts
lpt=	5.72	%/ Pf

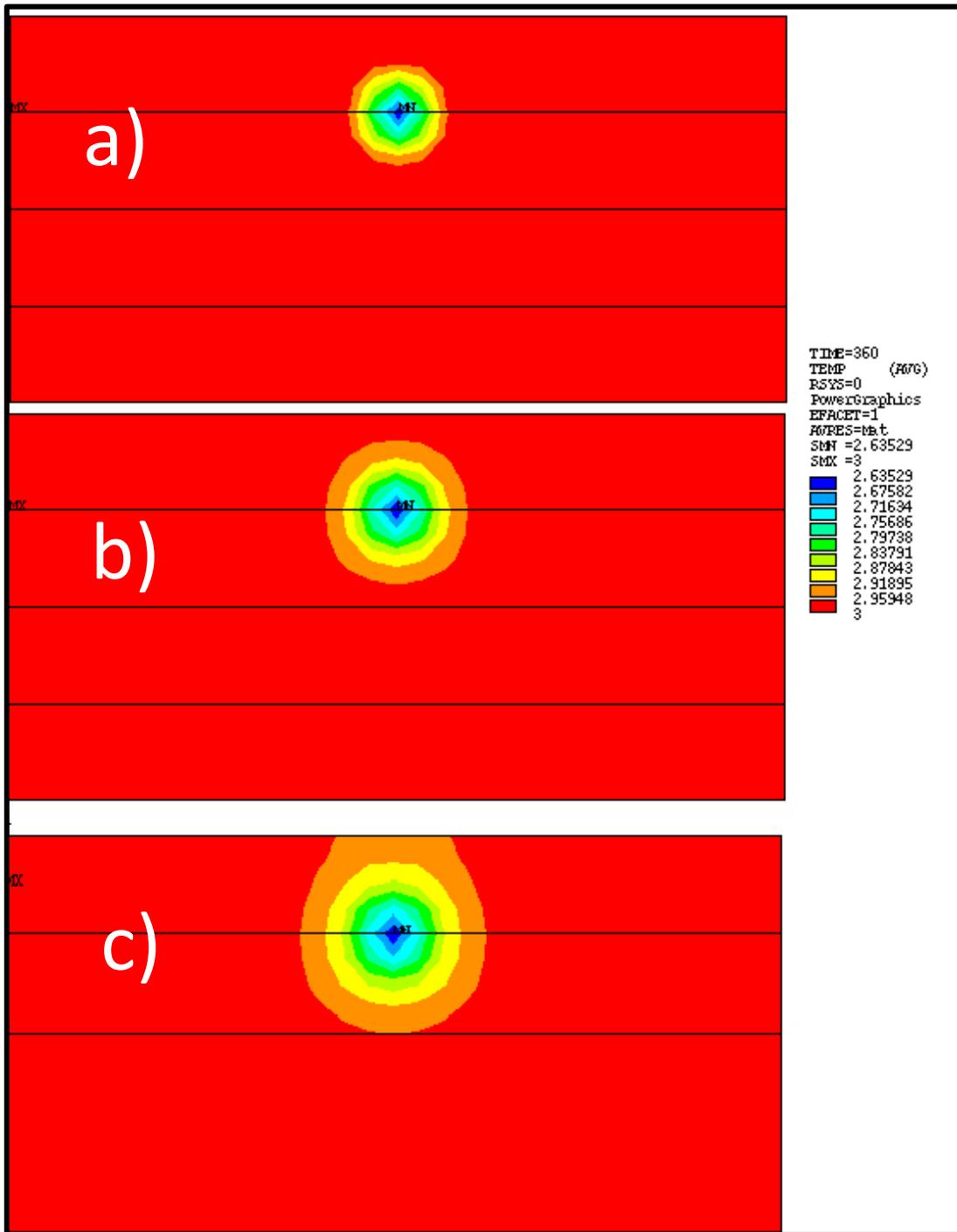


Figura 4.40 Distribución la succión en el suelo a) 60 días b) 180 días c) 360 días con fuga a 1 m. de profundidad con $l_{pt}=5.72$ %/pF

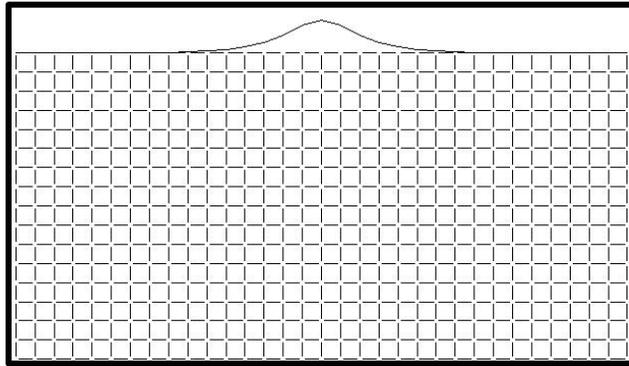


Figura 4.41 Vista de desplazamiento en la superficie ($D_{y_{max}}=27.75$ mm) con fuga a 1 m. de profundidad; $t=360$ días, $I_{pty}=5.72$ %/pF

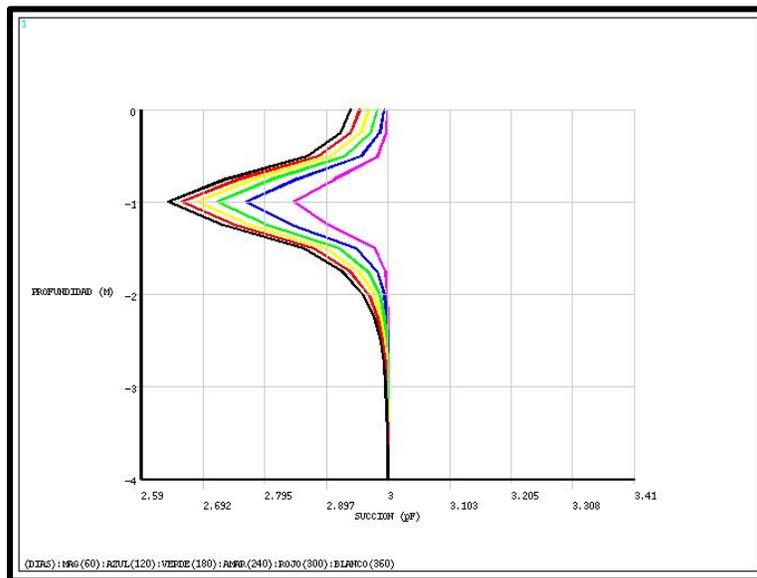


Figura 4.42 Perfil de Succión Vs Profundidad a distintos tiempos ($I_{pty}=5.72\%/pF$)

Como se mencionó para el caso anterior y según lo que se observa en las figuras 4.40 y 4.42, los valores de succión en el estrato presentaron un comportamiento idéntico al de los casos anteriores pese a la variación del Índice de Reactividad; caso similar al de los desplazamientos donde el valor de **27.75 mm** no representa una variación importante a los desplazamientos calculados para el caso 1J en el cual el I_{pt} varió cerca del 4.2% respecto al valor usado para este caso.

CASO 1L

Y=	1.00	mts
Ipt=	5.24	%/ Pf

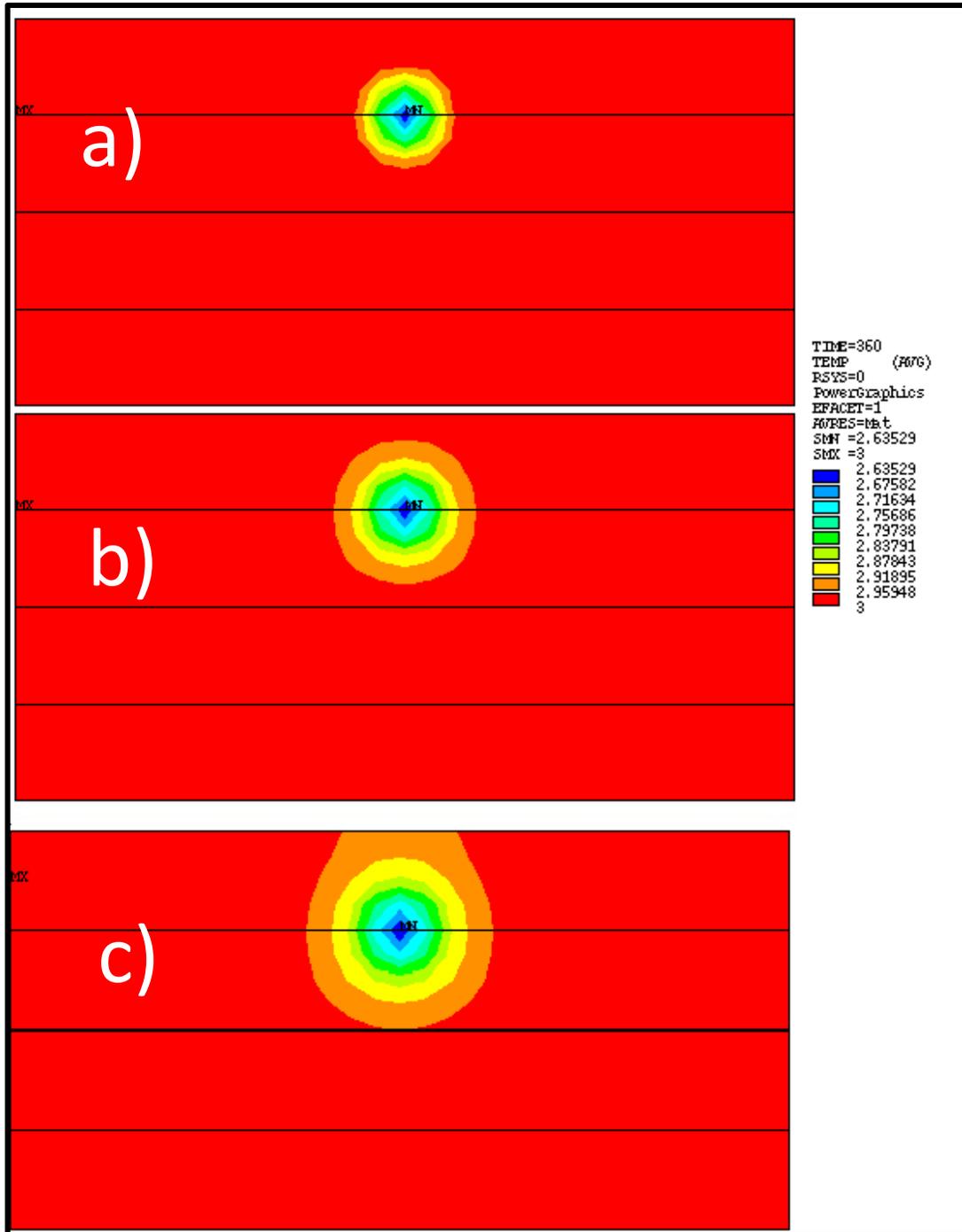


Figura 4.43 Distribución la succión en el suelo a) 60 días b) 180 días c) 360 días con fuga a 1 m. de profundidad con $I_{pt}=5.24$ %/pF

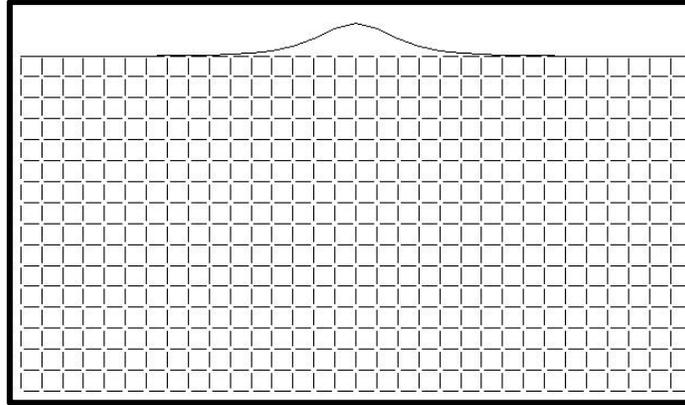


Figura 4.44 Vista de desplazamiento en la superficie ($D_{y_{max}}=25.42\text{mm}$) con fuga a 1 m. de profundidad; $t=360$ días, $I_{pty}=5.24\ \%/pF$

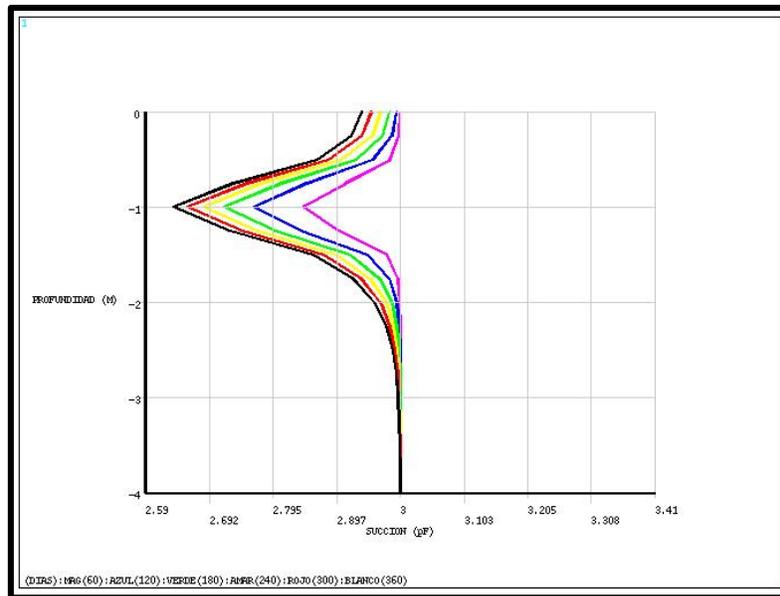


Figura 4.45 Perfil de Succión Vs Profundidad a distintos tiempos ($I_{pty}=5.24\%/pF$)

Como se observa en las figuras 4.43 y 4.45 la disminución de la succión en la zona de fuga presento valores ligeramente distintos a los presentes en los casos anteriores para un mismo valor del Índice de Reactividad (2.635 pF), así mismo para el caso 1L, como para los 2 casos anteriores que corresponden a un planteamiento donde la fuga se situó a 1.00 m. cabe mencionar que el valor de permeabilidad desde la superficie hasta 1 m. fue de 6.917×10^{-10} m/día mientras que de 1 a 2 m. este valor resulta de 6.917×10^{-6} m/día.

Tabla 4.11 Desplazamientos máximos encontrados para cada caso de estudio

CASO 1A			CASO 1D		
Fuente Y=	4.00	mts	Fuente Y=	3.00	mts
I _{pt} =	5.49	%/ Pf	I _{pt} =	5.49	%/ Pf
δ _{max} =	11.97 mm		δ _{max} =	20.43 mm	

CASO 1B			CASO 1E		
Fuente Y=	4.00	mts	Fuente Y=	3.00	mts
I _{pt} =	5.72	%/ Pf	I _{pt} =	5.72	%/ Pf
δ _{max} =	12.47 mm		δ _{max} =	21.29 mm	

CASO 1C			CASO 1F		
Fuente Y=	4.00	mts	Fuente Y=	3.00	mts
I _{pt} =	5.24	%/ Pf	I _{pt} =	5.24	%/ Pf
δ _{max} =	11.43 mm		δ _{max} =	19.5 mm	

CASO 1G			CASO 1J		
Fuente Y=	2.00	mts	Fuente Y=	1.00	mts
I _{pt} =	5.49	%/ Pf	I _{pt} =	5.49	%/ Pf
δ _{max} =	23.23 mm		δ _{max} =	26.23 mm	

CASO 1H			CASO 1K		
Fuente Y=	2.00	mts	Fuente Y=	1.00	mts
I _{pt} =	5.72	%/ Pf	I _{pt} =	5.72	%/ Pf
δ _{max} =	24.21 mm		δ _{max} =	27.75 mm	

CASO 1I			CASO 1L		
Fuente Y=	2.00	mts	Fuente Y=	1.00	mts
I _{pt} =	5.24	%/ Pf	I _{pt} =	5.24	%/ Pf
δ _{max} =	22.21 mm		δ _{max} =	25.42 mm	

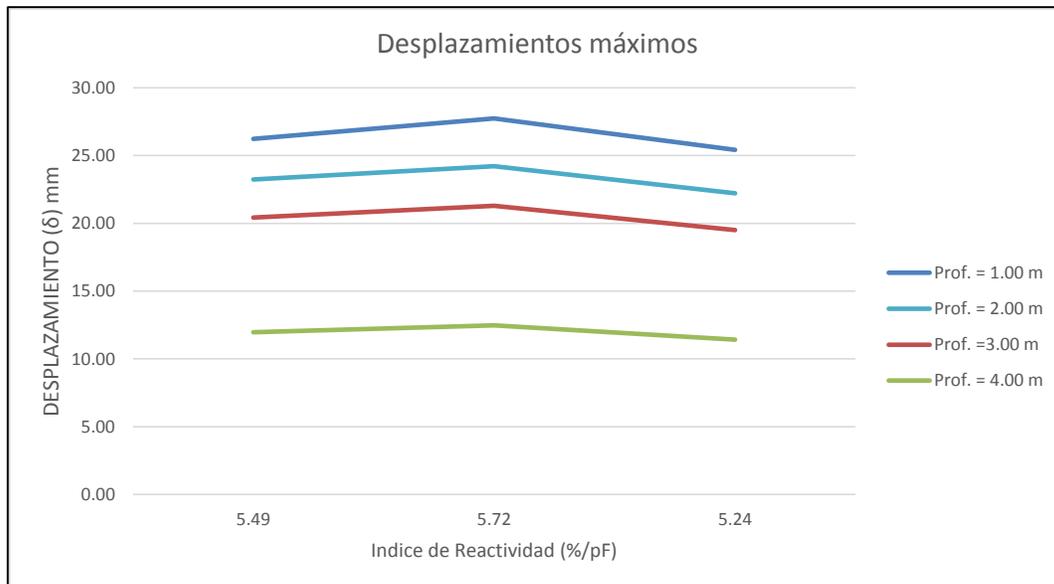


Figura 4.46 Gráfica de Desplazamientos máximos definidos para los distintos índices de reactividad usados

Respecto a los resultados del primer caso de estudio y que de manera general corresponde a la determinación de los desplazamientos en la superficie del suelo variando la localización de la fuga de agua y el valor del índice de reactividad se encontró lo siguiente:

- El valor del índice de reactividad está directamente relacionado al resultado de los desplazamientos que sufre el suelo por razón de un cambio en su succión en el tiempo, de forma tal que a mayor sea el valor del I_{pt} , mayor será la magnitud de los desplazamientos lineales que sufrirá el suelo en su superficie. Ello es observable en la gráfica 4.47 donde claramente se visualiza que los desplazamientos máximos se encontraron con el índice de reactividad mayor.

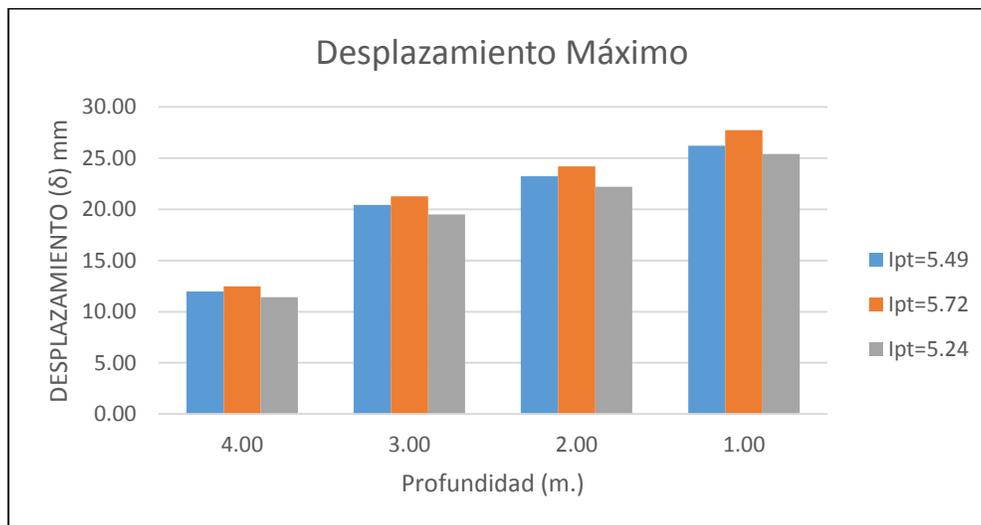


Figura 4.47 Gráfica de Desplazamientos máximos definidos según la profundidad de la fuente puntual

- El valor del índice de reactividad presentó una variación de 8.39% entre los valores extremos que se obtuvieron y calcularon a través de la prueba de contracción y expansión de núcleo.
- Los valores del desplazamiento para los distintos índices de reactividad tuvieron una variación máxima de 8.35% en promedio para una misma profundidad siendo el caso más crítico aquel valor obtenido haciendo uso del I_{pt} mayor.

- El valor en porcentaje para la variación entre los índices de reactividad así como la variación en los desplazamientos es casi idéntico:
 - 8.39% variación del I_{pt}
 - 8.35% variación de los desplazamientos máximos.

Tabla 4.12 Porcentajes de variación de los desplazamientos y los Índices de Reactividad

Y= 4.00 MTS		I _{pt}	
δ _{max} (mm)=	12.47	5.72	
δ _{min} =	11.43	5.24	
% Variación	8.34%	8.39%	

Y= 3.00 MTS		I _{pt}	
δ _{max} (mm)=	21.29	5.72	
δ _{min} =	19.5	5.24	
% Variación	8.41%	8.39%	

Y= 2.00 MTS		I _{pt}	
δ _{max} (mm)=	24.21	5.72	
δ _{min} =	22.21	5.24	
% Variación	8.26%	8.39%	

Y= 1.00 MTS		I _{pt}	
δ _{max} (mm)=	27.75	5.72	
δ _{min} =	25.42	5.24	
% Variación	8.40%	8.39%	

Por lo tanto se concluye que hay una correlación prácticamente lineal entre la variación del I_{pt} y la variación de los desplazamientos obtenidos con dichos valores como se observa en la gráfica de la figura 4.48

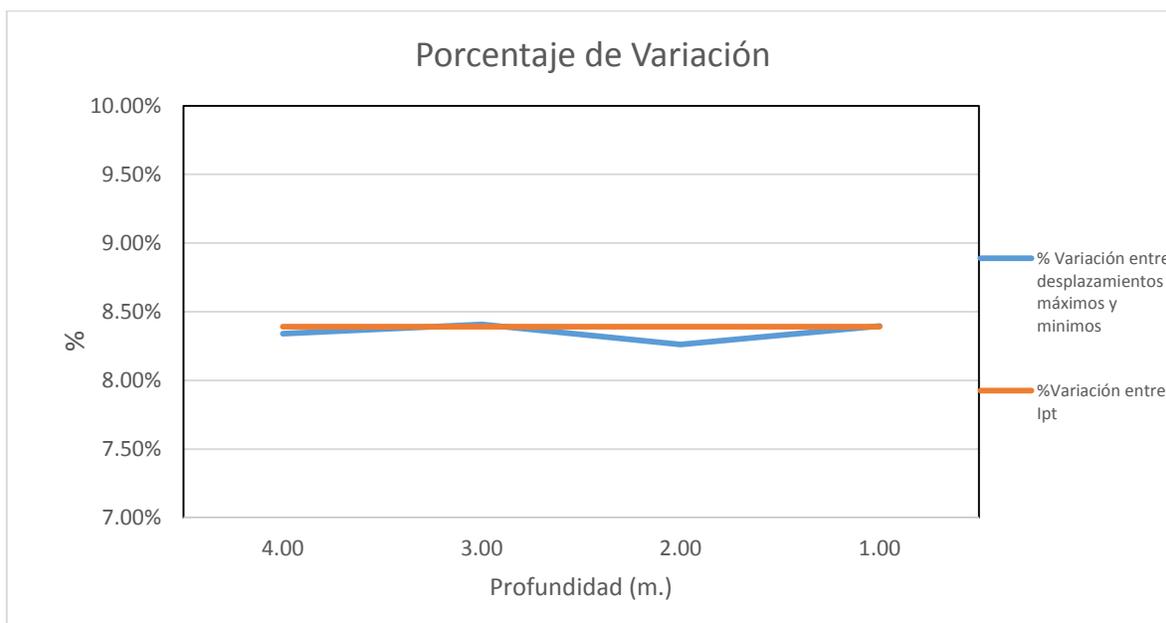


Figura 4.48 Comparación de la variación en porcentaje de los desplazamientos máximos y mínimos a cada profundidad y la variación entre los Índices de reactividad (I_{pt})

- La magnitud de los desplazamientos no tiene un orden lineal respecto a la profundidad, por lo que para un mismo índice de reactividad y un gasto constante el valor puede incrementarse o aumentarse respecto a la profundidad; esto se pudo observar al ver que la mayor magnitud de los desplazamientos se dio para el caso donde la fuga se localizó a 1.00 de profundidad, mientras que a 4.00 m. el valor disminuyó; esto puede deberse principalmente a las condiciones de frontera así como a los valores de permeabilidad del suelo que de manera directa afectan el fenómeno de difusión a través del medio.

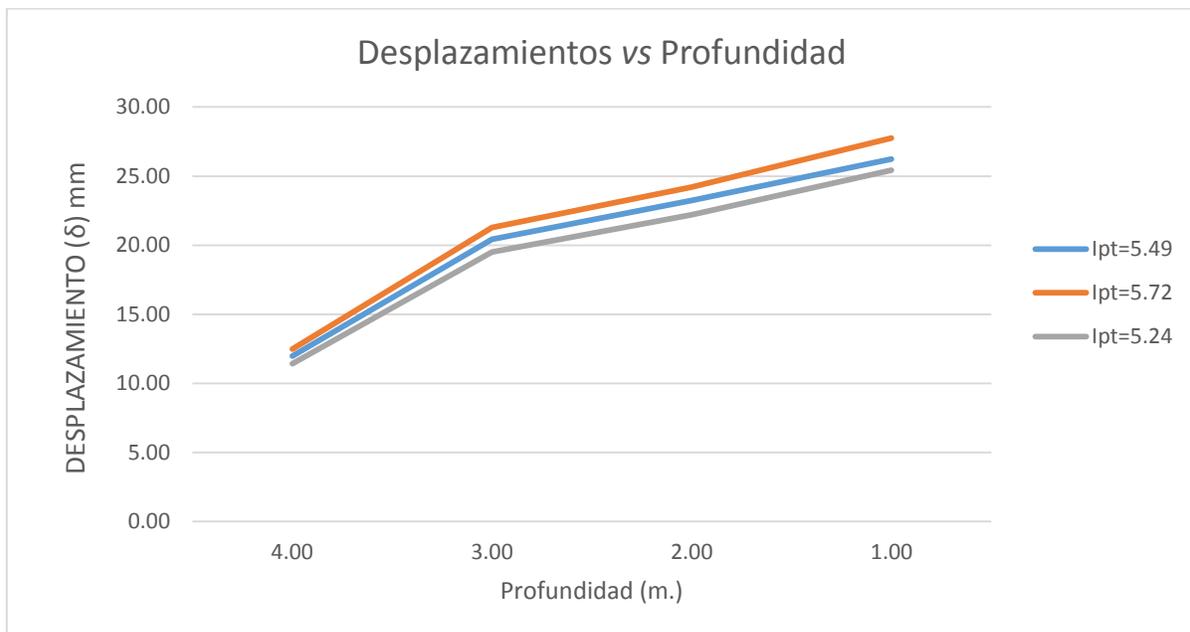


Figura 4.49 Gráfica de Desplazamientos máximos definidos en función de las distintas profundidades de análisis.

- La variación de la succión en el suelo respecto al tiempo debido a la difusión del agua presenta una extensión radial, sin presentar una variación significativa en su trayectoria por los valores de permeabilidad variables para un mismo suelo.

- Debido a esta difusión de tipo radial para un mismo tiempo la deformación “ δ ” siempre será mayor en la dirección vertical a la fuente de inyección, lo que se pudo corroborar en el modelo pues los desplazamientos máximos siempre correspondían a la línea de acción vertical de la fuente.
- Los desplazamientos de mayor magnitud en la superficie se dieron al colocar la fuga de agua a 1 m. de la superficie, lo cual corresponde al caso donde la distancia era menor entre ambos; ello resulta congruente con lo observado de manera común en campo donde la distancia donde se situó la fuga comúnmente afecta directamente a la magnitud de la expansión del suelo así como al tiempo en que este se produce.

Tabla 4.13 Comparación de Desplazamientos máximos y mínimos para caso de estudio 1

	lpt		δ_{\max} (mm)	Fuente Y (mts)	δ_{\min} (mm)	Fuente Y (mts)	$\Delta\delta$ (mm)
lpt=	5.49	%/ Pf	26.23	1.00	11.97	4.00	14.26
lpt=	5.72	%/ Pf	27.75	1.00	12.47	4.00	15.28
lpt=	5.24	%/ Pf	25.42	1.00	11.43	4.00	13.99

IV.6.2 CASO TIPO 2 (Variables: Localización fuga)

Se analizó el caso modelando en ANSYS la difusión del agua a lo largo de 1 año (360 días) debido a una fuente puntual dentro de un estrato de suelo de 8 m. de largo y 4 m. de espesor tomando como base dentro de cada análisis:

La localización de la fuga fue a 1.00 m., 2.00 m., 3 m.. de profundidad en el margen izquierdo del estrato ($x=2.00$ m.), centro del suelo ($x=4.00$ m.) así como en el margen derecho del estrato ($x=6.00$ m.) usando con un gasto de 144 Lt/día. y el valor del Índice de Reactividad general calculado a través del ensaye mediante incrementos parciales de humedad.

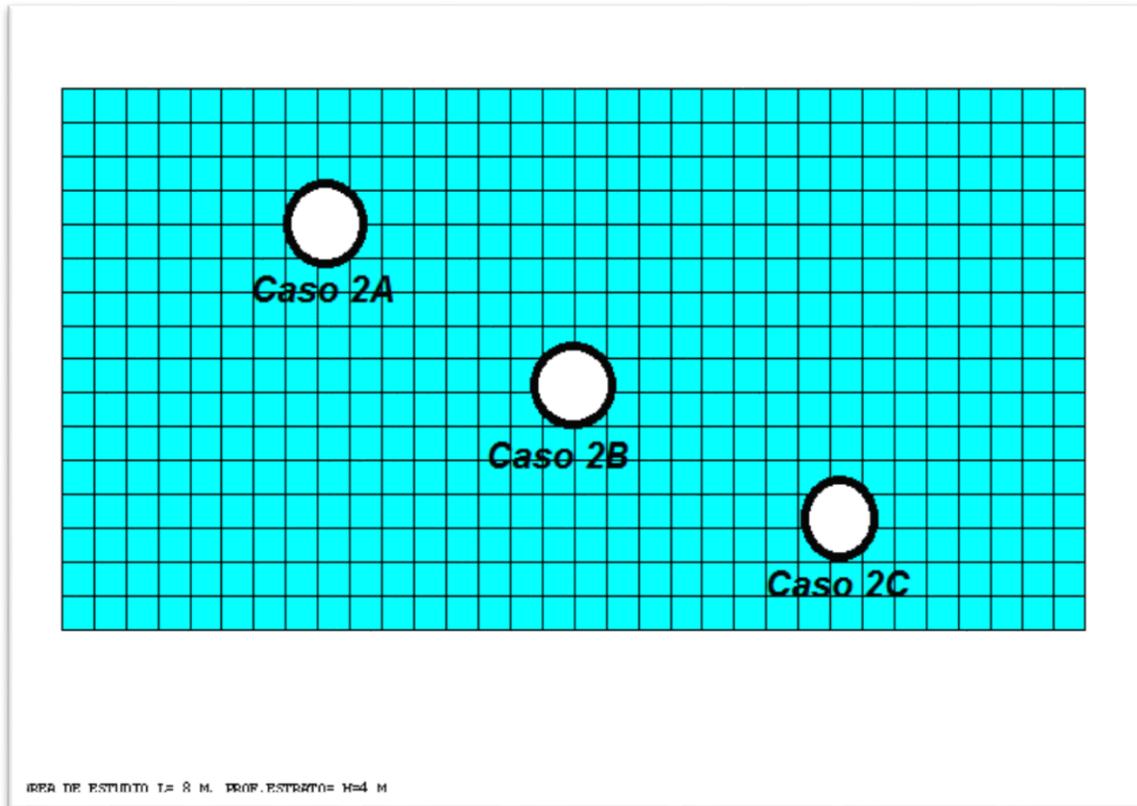


Figura 4.50 Localización de Fuentes de humedad para los 2^s casos de análisis.

Así mismo se realizó una determinación del comportamiento de la difusión colocando pantallas laterales a fin de visualizar el impacto de éstas en el comportamiento del suelo. Cabe recordar que el uso de barreras verticales se ha popularizado para dar solución a problemáticas en suelos expansivos; la premisa consiste en que la barrera vertical dificulte u obstaculice el flujo del agua en el suelo hacia las zonas donde el material pudiese presentar cambios volumétricos y dañar las estructuras desplantadas sobre el mismo por razón de dichos cambios.

CASO 2A

Y=	1.00 mts
X=	2.00 mts
I _{pt} =	7.36 %/pF

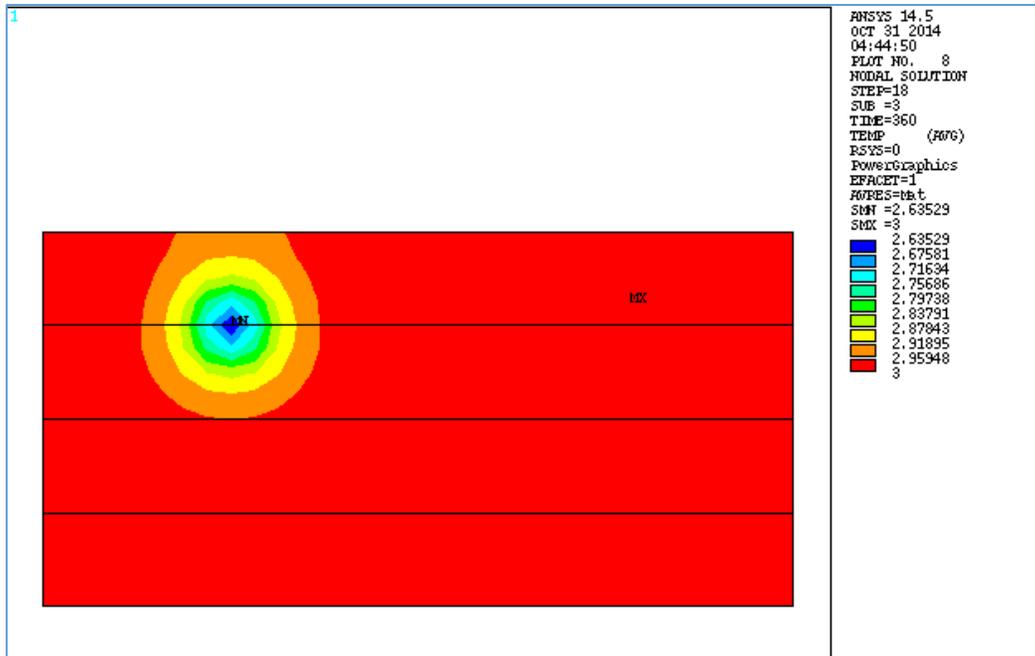


Figura 4.51 Distribución la succión en el suelo a 360 días con fuga a 1 m. de profundidad al margen izquierdo de la losa con $l_{pty}=7.36\%/pF$

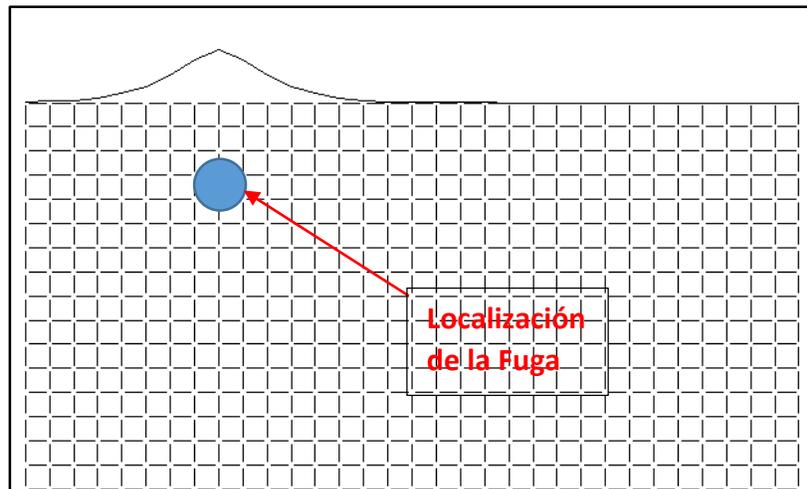


Figura 4.52 Vista de desplazamiento en la superficie ($D_{y_{max}}=47.39$ mm) con fuga a 1 m. de profundidad; $t=360$ días, $l_{pty}=7.36\%/pF$

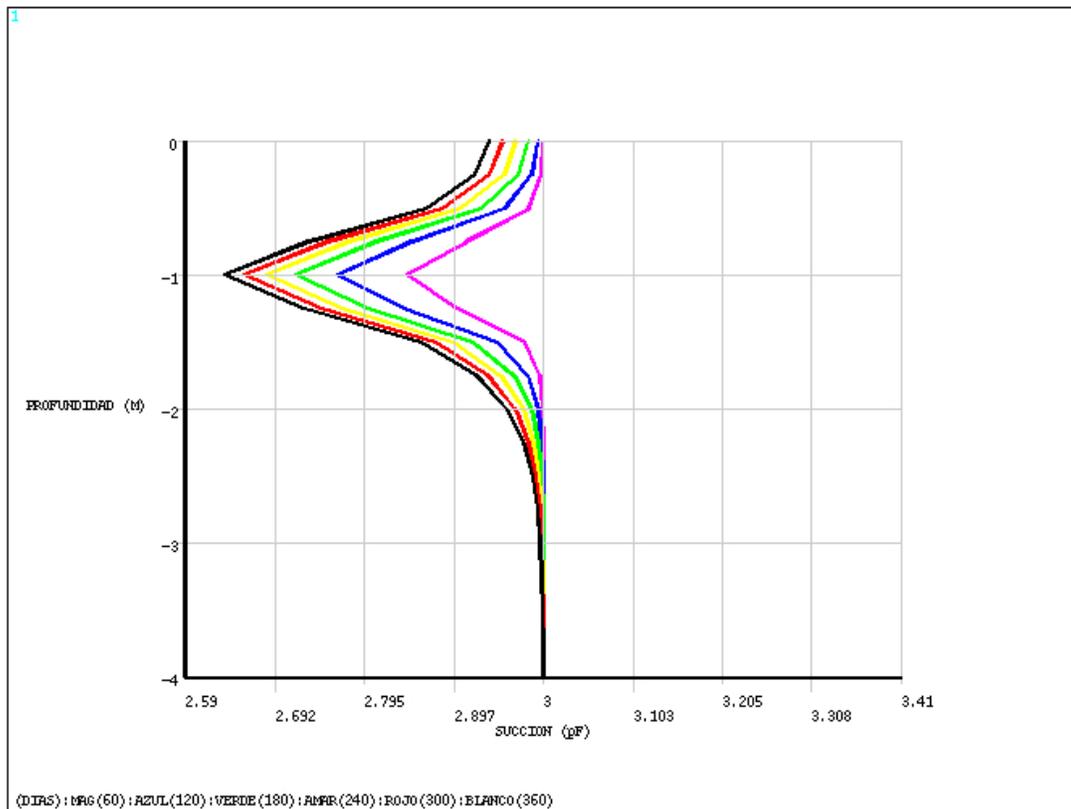


Figura 4.53 Perfil de Succión Vs Profundidad a distintos tiempos ($I_{pT} = 7.36 \text{ \%}/\text{pF}$)

El caso 2A donde la fuga de agua se produce a 1 m. de profundidad respecto a la superficie nos arrojó una deformación máxima al cabo de 1 año de **47.39 mm** tal como se observa en la figura 4.52; este valor fue obtenido con un **Índice de reactividad de 7.36%/pF**. Así mismo como se observa en la figura 4.51 hay una distribución radial de humedad en el suelo alcanzado a generar modificaciones en el perfil de succión desde la superficie hasta los 3 m. de profundidad, lo que implica un radio de acción en $\frac{3}{4}$ del espesor del estrato.

Respecto al rango de la succión, considerando 3 pF como la succión de equilibrio; el rango fue desde los 2.63 pF (Valor próximo alcanzado a los 360 días de análisis) hasta los 3 pF. Cabe mencionar que el hecho que la succión no rebase los 3 pF se da debido a que no se consideraron condiciones ambientales en la zona que pudieran generar una pérdida de humedad de material.

CASO 2B

Y=	2.00 mts
X=	4.00 mts
lpt=	7.36 %/pF

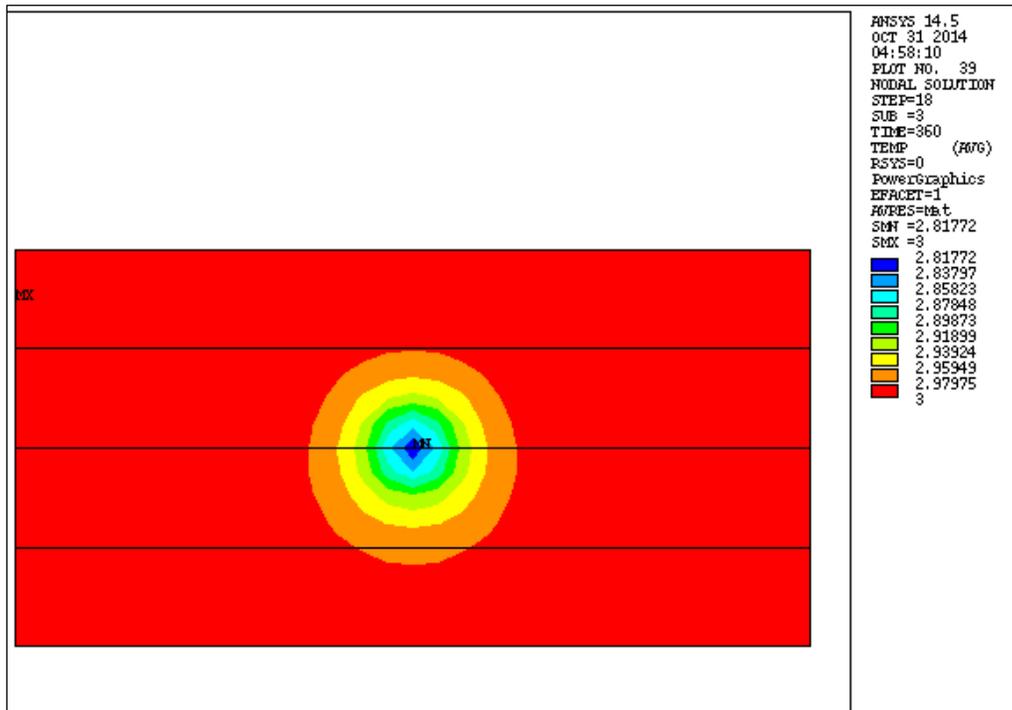


Figura 4.54 Distribución la succión en el suelo a 360 días con fuga a 2 m. de profundidad al centro de la losa con $l_{pt}=7.36\%/pF$

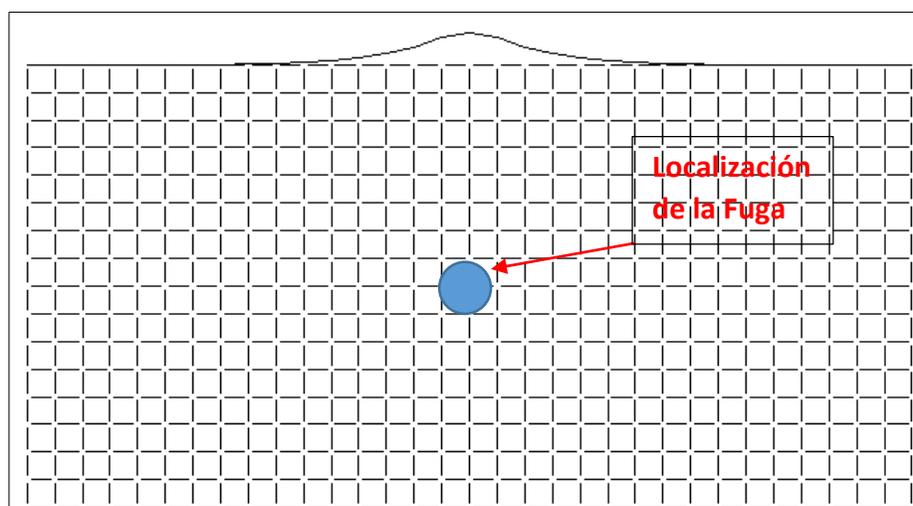


Figura 4.55 Vista de desplazamiento en la superficie ($D_{y_{max}}=33.21$ mm) con fuga a 2 m. de profundidad; $t=360$ días, $l_{pt}=7.36\%/pF$

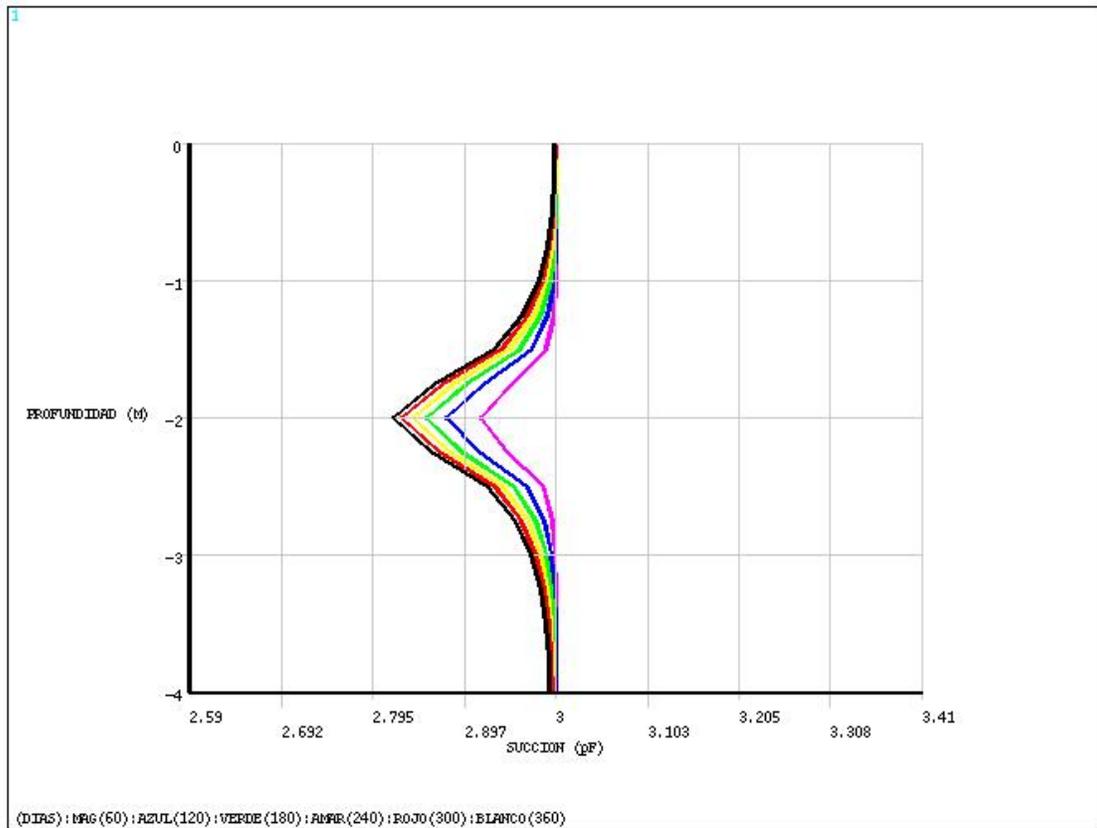


Figura 4.56 Perfil de Succión Vs Profundidad a distintos tiempos ($I_{pt}=7.36\%/pF$)

El caso 2B donde la fuga de agua se produce a 2 m. de profundidad respecto a la superficie nos arrojó una deformación máxima al cabo de 1 año de 33.21 mm tal como se observa en la figura 4.55; este valor fue obtenido con un Índice de reactividad de 7.36%/pF. Así mismo como se observa en la figura 4.56 hay una distribución radial de humedad en el suelo alcanzado a generar modificaciones en el perfil de succión desde 1 m. de profundidad hasta debajo de los 3 m.

Respecto al rango de la succión, este difiere del caso anterior; el rango fue desde los 2.81 pF (Valor próximo alcanzado a los 360 días de análisis) hasta los 3 pF.

CASO 2C

Y=	3.00 mts
X=	6.00 mts
lpt=	7.36 %/pF

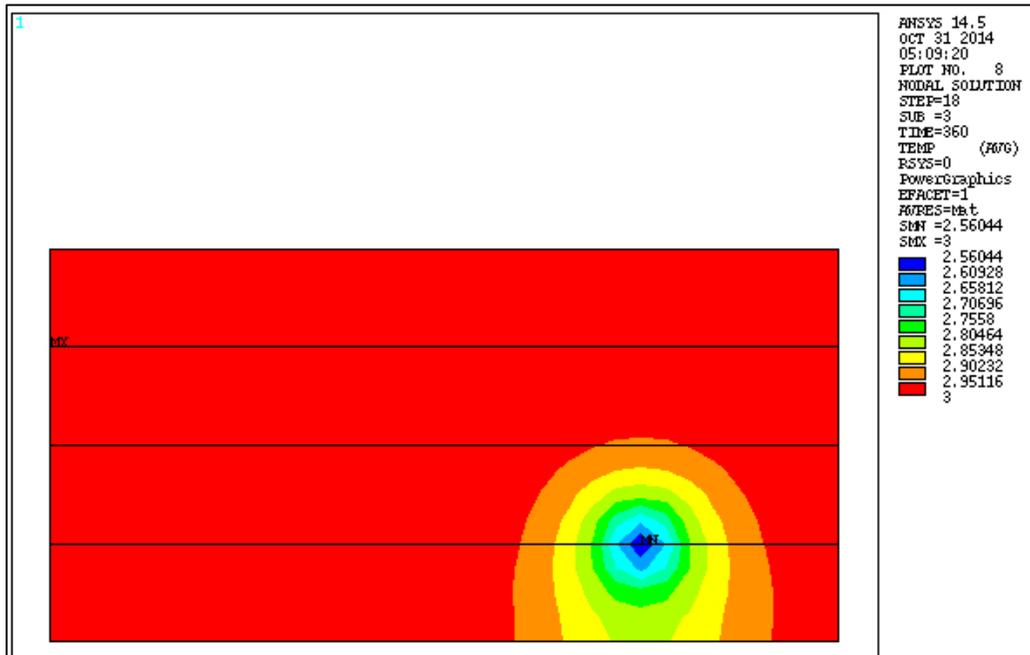


Figura 4.57 Distribución la succión en el suelo a 360 días con fuga a 4 m. de profundidad en el margen derecho del estrato con $l_{pt}=7.36\%/pF$

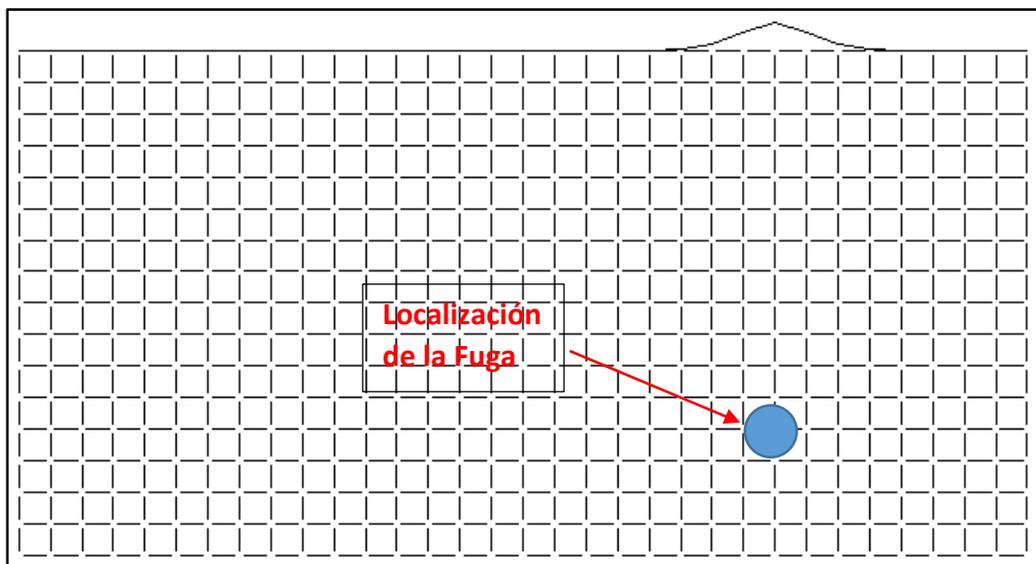


Figura 4.58 Vista de desplazamiento en la superficie ($D_{y_{max}}=23.84$ mm) con fuga a 3 m. de profundidad; $t=360$ días, $l_{pt}=7.36\%/pF$

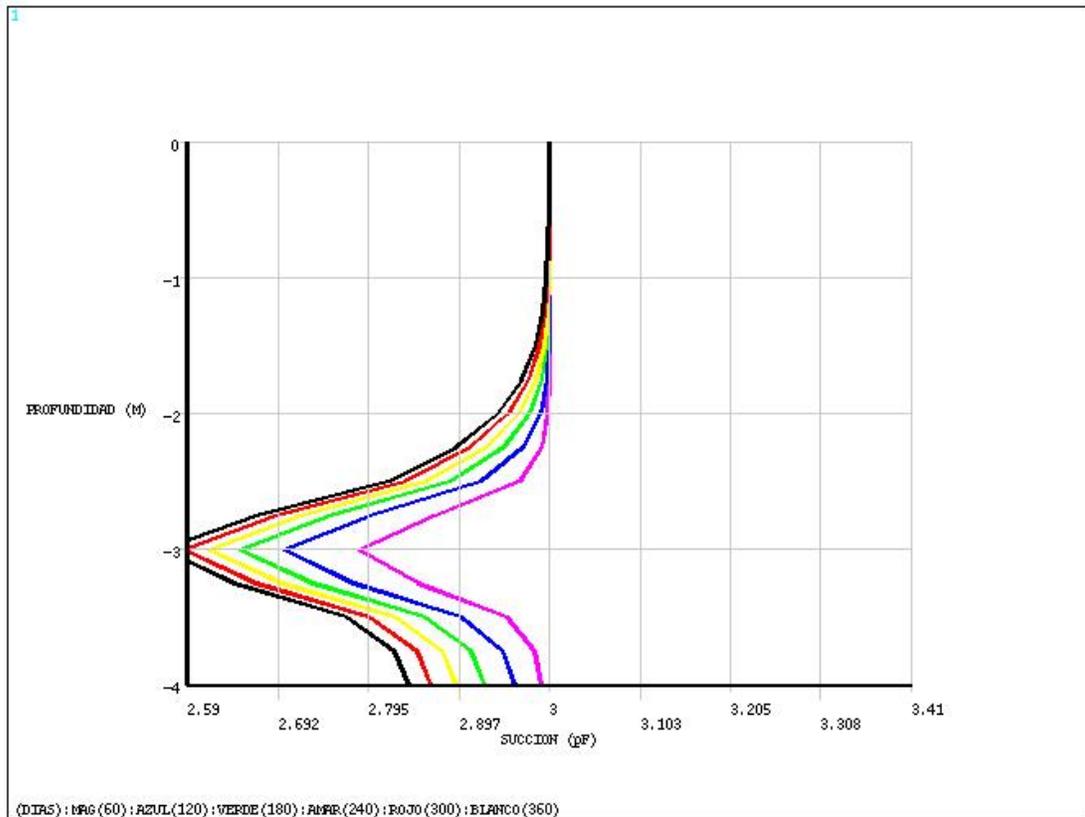


Figura 4.59 Perfil de Succión Vs Profundidad a distintos tiempos ($I_{pt}=7.36\% / pF$)

El caso 2C donde la fuga de agua se produce a 3 m. de profundidad respecto a la superficie nos arrojó una deformación máxima al cabo de 1 año de 23.84 mm tal como se observa en la figura 4.58; este valor fue obtenido con un Índice de reactividad de 7.36%/pF. Así mismo como se observa en la figura 4.59 hay una distribución radial de humedad en el suelo alcanzado a generar modificaciones en el perfil de succión desde 1 m. de profundidad hasta debajo de los 3 m.

Respecto al rango de la succión, este difiere del caso anterior; el rango fue desde los 2.56 pF (Valor próximo alcanzado a los 360 días de análisis) hasta los 3 pF.

CASO 2D

Para el caso 2D se analizó el comportamiento del suelo suponiendo una barrera horizontal en la superficie (simulando una losa de cimentación de 8 m. de ancho) delimitada por 2 barreras verticales a 2 m. de profundidad en los extremos; de igual forma se localizaron 2 fuentes puntuales de humedad; la primera por fuera de las barreras y la segunda por dentro.

FUENTE 1		FUENTE 2	
Y=	1.00 mts	Y=	1.00 mts
X=	1.00 mts	X=	7.00 mts
lpt=	7.36 %/pF	lpt=	7.36 %/pF

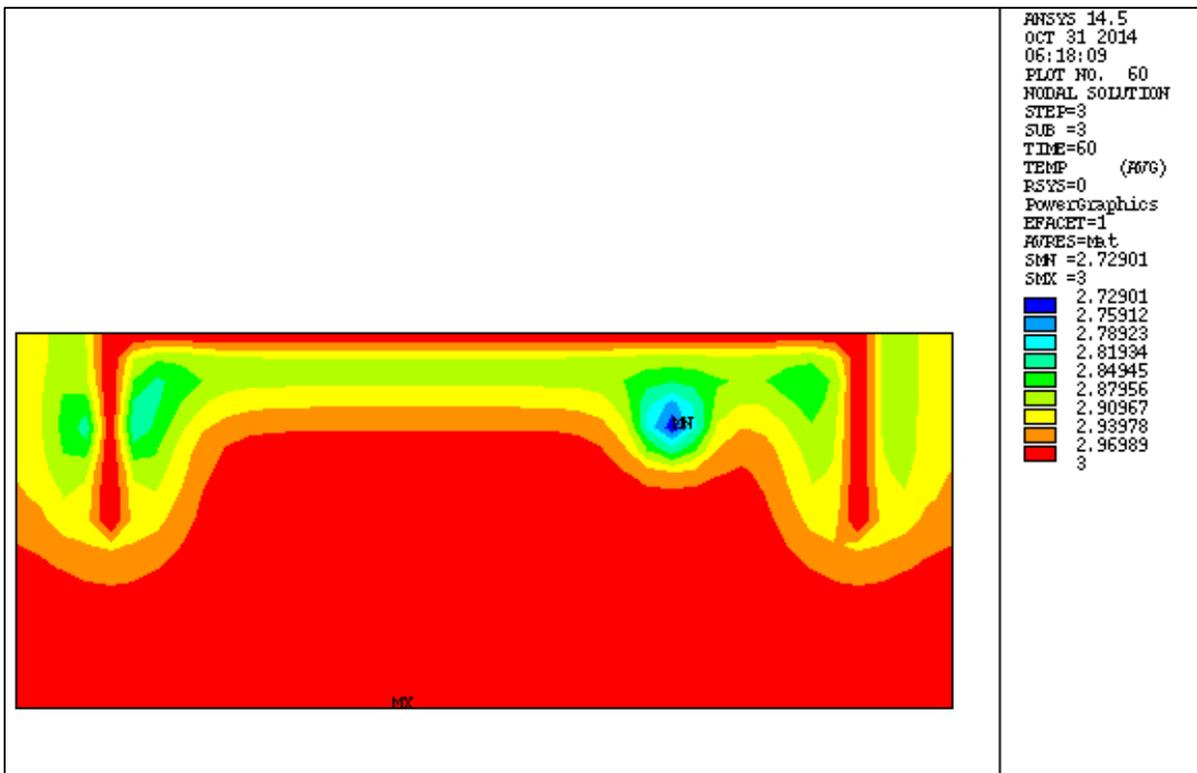


Figura 4.60 Distribución la succión en el suelo a 360 días con fuga a 4 m. de profundidad en el margen derecho del estrato con $l_{pt}=7.36\%/pF$

La figura 4.60 nos muestra la distribución de las succiones a los 60 días de análisis; como se observa las barreas verticales modifican la distribución y el flujo del agua en el suelo, alterando los rangos de succión y el comportamiento radial de la difusión

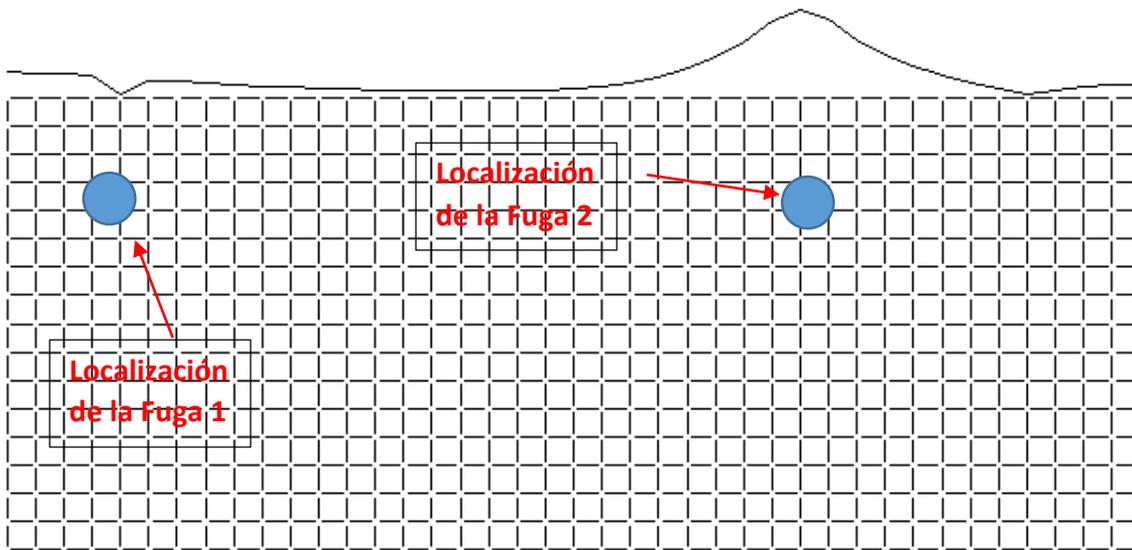


Figura 4.61 Vista de desplazamiento en la superficie ($D_{y_{max}}=38.93$ mm) con 2 fugas a 1 m. de profundidad; $t=360$ días, $I_{pty}=7.36$ %/pF

Como se describió para la figura 4.61 la difusión de la humedad en el suelo resulto afectada por las barreras colocadas a los extremos de la supuesta losa de cimentación; el resultado al colocar una fuga por debajo de la losa y otra más por fuera así como a una distancia una de la otra que pudiera no afectar el comportamiento de la difusión mayormente entre ellas fue que para el caso donde la fuga se localizó fuera del margen de la losa los desplazamientos fueron muy inferiores en la superficie a los registrados para el caso de la fuga no.2 que fue localizada por debajo de la losa y que alcanzo desplazamientos del orden de los 4 cm. aproximados.

Respecto a los resultados de análisis del caso dos; cuya premisa consiste principalmente en el uso de un índice de reactividad general se pudo observar una consistencia en la tendencia del comportamiento del modelo respecto a los desplazamientos y que de manera general indican que conforme se incrementa el índice de reactividad son mayores los cambios volumétricos en la arcilla y por ende los valores de los desplazamientos en la superficie; así como también se observó al igual que en los análisis para el primer caso que la ubicación de la fuente puntual de humedad resulta determinante en la magnitud de las los desplazamientos.



CAP V CONCLUSIONES

V CONCLUSIONES

Como ya se visualizó a lo largo de la presente investigación, haciendo uso del paquete computacional ANSYS que permite la utilización de elementos finitos y a través de la adecuación de un fenómeno de difusión de calor, se buscó predecir el flujo del agua dentro del suelo; ello con la finalidad de reproducir como va cambiando la succión por efecto de un evento específico que altere la condición de equilibrio existente; dicho evento en particular para nuestro caso de estudio correspondió a la simulación de una inyección de agua en el suelo. Para esta fenomenología de estudio, los resultados cuantitativos – a falta de ser validados con mayor certeza a través de un modelo físico de dimensiones reales o mediante la comparativa con otros modelos similares, toda vez que el modelo físico realizado pudiera generar incertidumbre- resultan satisfactorios, ello debido a que tanto la funcionalidad del modelo es primeramente visible mediante la representación satisfactoria de los cambios en la succión del suelo, la forma del flujo y su cambio respecto al tiempo. Así mismo a todo ello se hace mención de lo siguiente:

- La forma en que el modelo simula la difusión del agua en el suelo mediante los cambios en los valores de succión es congruente con la forma en que se da el flujo del agua en los suelos, la forma radial que se visualizó en la mayoría de los casos de estudio así lo dejan ver. Ello representa un éxito en la implementación del modelo transitorio térmico como analogía del cambio de la succión en el suelo pues es un indicativo que el enmallado y el tipo de elemento finito elegido para el modelo fueron adecuados. Así mismo la continuidad que se ve en el fenómeno de difusión en la que no se observan valores de succión incongruentes indican que la discretización del modelo es exitosa.
- Respecto al índice de reactividad; este parámetro que fue determinado y evaluado dentro del modelo bajo distintas condiciones resulta vital para el buen funcionamiento del programa; sin embargo la diferencia encontrada entre las determinaciones echas mediante la utilización de una humedad inicial (un valor

promedio de 5.3 $\%/pF$) y los valores que arrojo la prueba usando incrementos parciales de la humedad ($I_{pt}= 7.36 \%/pF$) demuestran que el procedimiento elegido para la obtención de este parámetro es determinante en el resultado; al presentar una diferencia superior al 30% entre ambos valores. Lo anterior resulta aún más obvio luego de analizar los resultados de la modelación donde se observó que la magnitud de los desplazamientos obtenidos se incrementa o disminuye según se incrementa o disminuye el índice de reactividad. A este respecto la norma AS 1289.7.1 utilizada como base para el cálculo de índice de contracción- expansión del suelo no es clara respecto a las condiciones de humedad que deben tener las muestras y la influencia o afección en los resultados que de esta condición inicial se derivan. Resulta obvio sin embargo al término de las pruebas que el considerar el índice de reactividad general como el valor de uso para el programa estaría considerado como el caso más crítico pues el cálculo del mismo comprende los cambios de mayor magnitud en el suelo tanto para la expansión como para la contracción.

- Los resultados obtenidos de desplazamiento presentan igual lógica al observar que a medida que la fuente de humedad era cercana a la superficie del estrato, la magnitud de los desplazamientos era mayor. Sin embargo los valores obtenidos (desplazamiento máximo de 47.39 mm) parecen ser conservadores en comparación con lo observado físicamente en campo para suelos en la zona del bajo donde se han observado afecciones importantes en las zonas con presencia de este tipo de suelo.
- La variación de los rangos de succión en el suelo producto de la fuente puntual de la humedad según la profundidad a la que esta era colocada indica también un correcto funcionamiento de la permeabilidad en el modelo, pues solo a través de la variación de este parámetro se explica que pese a seguir una difusión casi idéntica para los casos de estudio, los resultados variaran; sin embargo el hecho de que los valores de succión solo registren descenso a lo largo del estrato en las zonas cercanas a la fuente de humedad resulta en la realidad una condición

que no es completamente fidedigna pues a este fenómeno habría de adicionarse la interacción del medio a través de las condiciones climáticas que son siempre un factor determinante a lo largo del año y en sus distintas estaciones en el comportamiento de los suelos.

- Respecto a la modelación de pantallas impermeables en el suelo, la simulación del modelo resulta satisfactoria al respetarse las condiciones de frontera predeterminadas en las pantallas – succión constante – y que teóricamente deberían afectar el comportamiento del flujo del agua.

Respecto al modelo, este fue validado haciendo uso de una recreación física y comparando los resultados entre ambas simulaciones (la del modelo físico y la del modelo en ANSYS) encontrando que el flujo del agua dentro de la muestra de suelo en el modelo físico presentaba similitud en tiempo y forma al flujo dentro de la simulación del modelo. Sin embargo el validar el modelo a través de una simulación física de dimensiones relativamente inferiores a los casos de estudio analizados en este trabajo pudiese no ser concluyente y representa un campo de oportunidad en futuros trabajos donde se pueda subsanar el costo y tiempo que representan modelar físicamente los casos de estudio que por sus dimensiones y el tiempo de análisis sin duda dificultan llevar a cabo

Finalmente se puede decir que la hipótesis planteada al inicio de este trabajo resulta cumplirse de manera general, pues a reserva de la incertidumbre que pudiera generar la validación del modelo mediante la representación física del mismo, este permite al usuario conocer el comportamiento del estrato de estudio y obtener luego de hacer uso del mismo, valores cuantitativos de los desplazamientos que presenta verticalmente y que a final de cuentas es el valor más significativo para el usuario. Estos valores son resultado de la aplicación exitosa de la analogía termodinámica que funge como hipótesis central del modelo – el flujo del agua en el suelo puede ser estudiado de manera similar al flujo de calor en un medio- así como de los parámetros que la componen y que trabajan dentro de la analogía como

reemplazos adecuados, como es el caso de la conductividad y difusividad térmicas o la temperatura que son sustituidas por parámetros como la succión, la difusividad hidráulica o la permeabilidad no saturada.

Respecto al seguimiento que pudiera darse al presente trabajo, resulta inevitable visualizar los campos de estudio que pudiesen ampliarse a partir de este trabajo como ya se mencionó para el caso de la validación del modelo y que no se limita solo a ello. Primeramente resulta visible la necesidad de perfeccionar el algoritmo permitiendo arrojar valores de deformaciones y esfuerzos a través del cálculo de los desplazamientos – parámetros que resultarían útiles en la práctica como ya se mencionó anteriormente-. Además de ello otra cuestión que es posible adicionar y con ello complementar en el modelo es el desarrollo del algoritmo que permitiese incluir la presencia de la cimentación en el suelo y el comportamiento de la misma convirtiendo el modelo en uno de interacción suelo- estructura; para ello resulta indispensable adicionar la geométrica, enmallado y elementos finitos de la losa de cimentación a través de los cuales pudiese observarse el comportamiento de esta bajo las distintas condiciones de análisis presentadas en este trabajo o bien las de interés que el programa permite estudiar.

Respecto a las hipótesis a través de las cuales se desarrolla el modelo, resulta también importante visualizar que muchas de ellas corresponden a simplificaciones de la investigación; el análisis del problema bidimensionalmente en detrimento de un análisis tridimensional o la consideración de algunos parámetros del suelo como el módulo elástico, la permeabilidad no saturada o el coeficiente de difusión como valores independientes del tiempo e invariables ante los cambios en las condiciones iniciales son sin duda condiciones que difieren con el comportamiento del suelo en la realidad y que por ello representan una parte perfectible del modelo.

La funcionalidad del modelo es primeramente visible mediante la representación satisfactoria de los cambios en la succión del suelo, la forma del flujo y su cambio respecto al tiempo.

Finalmente aun cuando el desarrollo de modelos que permitan predecir el comportamiento de los suelos expansivos bajo las condiciones que hacen de ellos un factor de riesgo dentro del ámbito de la construcción ya no representa una innovación en esencia, si sigue representando un reto dentro de la geotecnia continuar acercando estos modelos al comportamiento del suelo en la realidad; sin embargo la cantidad de las variables que intervienen en este fenómeno y la complejidad de los procesos que intervienen en el mismo continúan dificultando plasmar dicho comportamiento de manera óptima; así mismo el hecho de que las afecciones provocadas por causa de los cambios volumétricos de las arcillas se den principalmente en estructuras de baja monta y que representan un costo económico individualmente pequeño hace que el desarrollo de investigaciones exhaustivas no se logren con la frecuencia y eficiencia que deberían.

A ello también mencionar que el estudio del comportamiento de los suelos expansivos y la predicción y diseño de las cimentaciones bajo sus condiciones críticas resultan siempre en tiempo y costo un factor que influye para no ser tomados en cuenta durante la construcción. Sin embargo este trabajo presenta la predicción del comportamiento de una arcilla expansiva modelada a través de una analogía térmica para el fenómeno de difusión y mediante el conocimiento de parámetros del suelo obtenidos en laboratorio mediante técnicas y equipos que resultan en tiempo y costo viables para su ejecución; si bien la obtención de los desplazamientos en la superficie del suelo no resulta un parámetro fundamental para el diseño de la cimentación, el cálculo de las deformaciones y los esfuerzos – ambos determinables a través de los desplazamientos en esencia- si resultan potencialmente útiles en la práctica civil diaria pudiendo fungir como una herramienta accesible en la prevención de los daños en estructuras sobre los suelos expansivos.

REFERENCIAS

- Aitchison, G.D. 1973. Proc. 8th IMFE. Moscú. General Report session 4. 3: 161-190
- Aitchison, G.D. y Bishop, A.W. 1960. Discussion in Pore pressure and suction in soil. 150. London: Butterworths.
- Aitchison, G.D. y Woodburn J A. 1969. Soil suction foundation design. Proc. 7th I.C.S.M.F.E. México. Vol. 2: 1-8.
- Aitchison, G.D., P. Peter y R. Martín. 1973. Long term observation of deformations in structures founded on expansive clays in South Australia. Actas del 3er Cong. Int. Suelos Expansivos. Haifa. 2: 109-113.
- Alonso, E. E., A. Gens y A. Josa. 1990. A constitutive model for partially saturated soils. Géotechnique. 40 (2): 405 - 430.
- Alonso, E.E., A. Gens y Hight, D.W.1987. Special problem soils. General report. Inproceedings of the 9th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. DubliN. Vol. 3: 1087-1146.
- American Society for Testing and Materials. "Measurement of Soil Potential. (Suction) Using Filter Paper." ASTM D 5298-94 Vol. 4.08. PA, 1994.
- Bao, C. G. Y C. W. W. Ng. 2000. Keynote lecture: Some thoughts and studies on the prediction of slope stability in expansive soils. Proc. 1st Asian Conf. on Unsaturated Soils, Singapore, 15-31.
- Ballina, R. 2006. Expansive Soils. Document of thesis to obtain master grade. Universidad Nacional Autonoma de México: 2: 5-6
- Barden, L., A. O. Madedor and G. R. Sides .1969. Volume change characteristics of unsaturated clays. Journal of soil mechanics and foundation. Div. A.S.C.E. 95 (1): 33-51.
- Bishop, A.W. y G.E.Blight. 1963. Some aspects of effective stress in saturated and partly saturated soils. Géotechnique, 13(3):177-198.
- Bishop, A.W.1959. The principle of effective stress. Teknik Ukeblad, 39: 859-863.
- Blight, G. E. 1965,The time-rate of heave of structures on expansive clays. In Aitchison. G. D. ed. Moisture equilibria and moisture changes in soils beneath covered areas. A symposium in print Sydney. Australia. Butterworths. 78-88

- Burland JB. 1965. Some aspects of the mechanical behavior of partly saturated soil. In moisture equilibria and moisture changes in the soils beneath covered areas. Australia: Butterworths .270-278.
- Cameron DA. 1989. Test for reactivity and prediction of ground movement. Civil Engineering Trans. Institute of Engineers Aust. 121-132.
- Chiu, C. F. y C. W. W. Ng. 2003. A state-dependent elasto-plastic model for saturated and unsaturated soils. Géotechnique. 53(9): 809-829.
- Cocka E. y A. Birand, Determination of cation exchange capacity of clayey soils by the methylene blue test. American society for testing and materials-geotechnical testing journal 5, 1993, 518 – 524
- Coleman, JD. 1962. Stress/strain relations for partly saturated soils. Geotechnique, 12(4): 348-350.
- Croney, D, Coleman, JD, Black, WPM. 1958. Studies of the movement and distribution of water in soil in relation to highway design and performance. Highway Research Board, Special Report 40, Washington D.C., p. 226-252.
- Cui, Y. J. y P. Delage. 1996. Yielding and plastic behaviour of an unsaturated compacted silt. Géotechnique. 46(2): 291-311.
- Delgado, A. 1986. Influencia de la trayectoria de las tensiones en el comportamiento de las arcillas expansivas y de los suelos colapsables en el laboratorio y en el terreno. Tesis Doctoral. Universidad de Sevilla.
- Donaldson G.W. 1969. The occurrence of problems of heave and the factors affecting its nature. Proceeding of 2nd international research and engineering conference on expansive soils. A. E. M. Press. Texas. 25-36.
- Fityus, S., D. W Smith and A. M Jennar. 2000, Surface area using methylene blue adsorption as a measure of soil expansivity. Geo conference. Australia.
- Fredlund, D.G. y N. R. Morgenstern. 1977. Stress state variables for unsaturated soils. J. Geotech. Div. A.S.C.E. 103. GT5: 447-466.
- Fredlund, D.G. 1979. Appropriate concepts and technology for unsaturated soils. Can. Geotech. J. 16 (1): 121-139.
- Fredlund, D. G. y Rahardjo, H. 1993. Soil Mechanics for Unsaturated Soils. Wiley-Interscience. New York.

- Fredlund D.G. 1999. The Role of Unsaturated Soil Property Functions in the Practice of Unsaturated Soil Mechanics. PhD thesis. University of Saskatchewan. Canada.
- Gallipoli, D., A. Gens, R. Sharma and J. Vaunat. 2003. An elasto-plastic model for unsaturated soil incorporating the effects of suction and degree of saturation on mechanical behavior, *Geotechnique* 53, No. 1, 123–135.
- Gens A. y E. E. Alonso. 1992. A framework for the behavior of unsaturated expansive clays. *Can. Geotech. J.* 29: 1013-1032.
- Gens, A. 2009. Some issues in constitutive modelling of unsaturated soils. Proceedings of the 4th Asian-Pacific Conference on Unsaturated Soils. Newcastle. Australia. 2:613-626.
- Holtz, W.G. y Gibbs, H.J. 1956. Engineering properties of expansive clays. *ASCE* 121. *Transact.* 641-677.
- Holtz, W. G. 1959. Expansive clays - properties and problems. *Journal of the Colorado School of Mines*. Vol. 54. No.4:89-117.
- Hosagasi-Fuselier T. 2006. Evaluation of Soil Water Characteristic Curves and Permeability Functions for Modelling of Seepage in Unsaturated Soils. MS thesis. Tufts University.
- Huanca S. 2008. Capacidad de Carga y Comportamiento de los Suelos No Saturados. V Congreso Latinoamericano de Estudiantes de Ingeniería Civil. Puno. Perú.
- INEGI, Prontuario de información geográfica municipal de los Estados Unidos Mexicanos, 2009. Instituto Nacional de Estadística y Geografía. (Fecha de Consulta: 31 de Octubre del 2014). Disponible en <<http://www3.inegi.org.mx/sistemas/mexicocifras/datos-geograficos/11/11020.pdf>>
- Jones, D.R. y W. G. Holtz. 1973. Expansive soils. The hidden disaster. *Civil Eng.* 43(8): 49-51.
- Juárez ,B. E. y A. R., Rico. 2009. Fundamentos de mecánica de suelos . *Mecánica de suelos Tomo 1*.
- Lambe, R.W. y R. V., Whitman. 1959. The role of effective stress in the behaviour of expansive soils. *Quarterly Colorado School of Mines*. 54(4): 33-60.
- Li, J. 1996. Analysis and Modelling of Performance of Footings on Expansive Soils. PhD Thesis. University of South Australia.

- Li, J. 2006. Two Dimensional simulation of a stiffened slab on expansive soil subject to a leaking underground water pipe. Fourth International Conference on unsaturated soils. Arizona. 2098-2109.
- Li, J. y D. Cameron. 2002. Case Study of Courtyard House Damaged by Expansive Soils. *J. Perform. Constr. Facil.* 16(4): 169–175.
- Li, J. y Ren, G. 2010. Monitoring in situ soil moisture variations of expansive clay using neutron probes. *Deep foundations and geotechnical in situ testing.* 341-346.
- Likos, W. J., y Lu, N. 2004. Hysteresis of Capillary Stress in Unsaturated Granular Soil. *Journal of Engineering Mechanics.* Vol. 130. No. 6
- Lytton, R. L. y Edris, E.V.1977. Dynamic properties of fine grained soils. *9th Int. Soil Mach. AndFound. Engng.* 2: 217-224.
- Matyas, E.L. y H. S. Radhakrishna. 1968. Volume change characteristics of partially saturated soil. *Géotechnique* 18 (4): 432-448.
- Mitchel J A, Gaines, T.P. 1979. Chemical methods for soil and plant analysis. Tifton, University of Georgia. p 105 . *Agronomy Handbook* 1.
- Mitchell P. W. y D.L. Avalle.1984. A thecnique to predict expansive soils movements. in *Proc. 5th Int. Conf. Expansive soils.* Adelaide. Australia. 124-130.
- Nalbantoglu, Z. 2004. Effectiveness of Class C fly ash as an expansive soil stabilizer.*Construction and Building Materials* 18(6): 377–381.
- Nelson, J. D. y Miller, D. J. 1992.Expansive soils. Problems and practice in foundation and pavement engineering. New York. Wiley intersciencie. 45(1): 35-53.
- Ng, C. W. W., L.T. Zhan, C. G. Bao, D. G. Fredlund and B. W. Gong. 2003 Performance of an unsaturated expansive soil slope subjected to artificial rainfall infiltration, *Geotechnique* 53 (2):143–157.
- Pérez ,G. 2008. Determinacion de curvas características en suelos no saturados con celdas de presion . Sanfandila. Qro. *Publicación Técnica* No. 313.
- Pérez-Rea, M. L. y J. Horta-Rangel. 2004. Cimentaciones sobre suelos expansivos. *Mecánica de Suelos no Saturados.* SMMS y UAQ. Queretaro. 8:209-218 .
- Philip, J. R.1969. Theory of Infiltration. *Advances in Hydrosience: V.T. Chow. Ed.. Academic Press,New York.* 215-296.
- Pile, K. C. 1984. The deformation of structures on reactive clay soils. *Proc. Fifth. Inc. Conf. on expansive clays.* Adelaide. Australia. 292-299.

- Richards, BG. 1966. The significance of moisture flow and equilibria in unsaturated soils in relation to the design of engineering structures built on shallow foundations in Australia. Symp. On permeability and capillarity of soils. ASTM STP 417. Atlantic City.
- Schofield, R. K. 1935. The pF of the water in soil, Transactions of the third International Congress on Soil science. Oxford. UK. 2: 37-48.
- Sokolov, M. y J.M. Amir . 1973. Moisture distribution in covered clays. Proc. 3rd Int. Conf. on Expansive Soils. Haifa. 1 :129-136.
- Steinberg, M. 1998. Geomembranes and the control of expansive soils in construction. New York: McGraw-Hill.
- Tourtelot, M.A. 1973. Geologic origin and distribution of swelling clays. Workshop on expansive clays and shales in highway design and construction. Poc., Washington. 1: 44-69.
- Tuller, M. y Or, D. 2005. Water Retention and Characteristic Curve. Elsevier .
- Van Genuchten, M.Th. 1980. A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. Soil Sci Am J Vol. 44: 892-898.
- Wheeler, S. y V. Sivakumar. 1995. An elasto-plastic critical state framework for unsaturated soil. Géotechnique. 45(1): 35-53.
- Zepeda, G. y Castañeda, A. 1986. Cimentaciones sobre arcillas expansivas. Naturaleza de los suelos expansivos. Cap. I
- Zepeda G y Castañeda, A..1989. Distribución de suelos expansivos en la República Mexicana. Curso internacional de mecánica de suelos arcillosos. México.
- Zepeda, G; Pérez, A; Castañeda, A. H. 1995 Distribución de suelos expansivos en la República Mexicana. Curso internacional de suelos arcillosos. 27. UAQ. México.



TABLA DE RESUMEN DE CARACTERÍSTICAS FÍSICAS Y MECÁNICAS DE LOS SUELOS DE MS

Universidad Autónoma de Querétaro

OBRA: Tesis Maestría en Ciencias (Geotecnia) FECHA DE EXPLORACIÓN: marzo-2013
 UBICACIÓN: Ampliación Blvd. Miguel de Cervantes Saavedra FECHA DE REPORTE: julio-2014
 POBLACIÓN: León, Gto, México

PCA	1		
Estrato	3		
Profundidad (m)	1.00 - 4.00		
Clave	MEC-01		
% Fragmentos de roca (volumen)	0%		
% Suelo (volumen)	100%		
SUELO	Humedad natural "w" (%)	39.28%	
	% Gravas	0.07%	
	% Arenas	4.12%	
	% Finos	95.81%	
	Límite Líquido (%)	87.80%	
	Límite Plástico (%)	26.98%	
	Índice Plástico (%)	60.82%	
	Contracción lineal (%)	21.45%	
	Peso específico relativo de sólidos "S_s"	2.68	
	Peso específico de la masa de suelo γ_m (g/cm³)	1.573	
	Relación de vacíos "e"	1.38	
	Porosidad "n" (%)	58%	
	Grado de saturación "G_w" (%)	77%	
	Expansión libre (%)	11.78%	
	Presión de Expansión (kg/cm²)	1.5	
	Coficiente de Permeabilidad "K_{sat}" (m/seg)	2.10E-09	
Angulo de Fricción interna "ϕ" (°)	-		
Índice de compresibilidad (Cc)	0.506		
Presión de preconsolidación (kg/cm²)	0.75		
Clasificación SUCS	CH		
Descripción del material	Arcilla inorgánica de alta compresibilidad color negro con exceso de humedad		



PERFIL DE HUMEDAD NATURAL

Universidad Autónoma de Querétaro

DATOS GENERALES

OBRA: **Tesis Maestría en Ciencias (Geotecnia)**

No DE ENSAYE: **MEC-01**

UBICACIÓN : **Ampliación Blvd. Miguel de Cervantes Saavedra**

PROFUNDIDAD: **0.00 - 4.00 m**

NORMAS DE REFERENCIA
SCT. MMMP-1.04/03

Prof	PESO CHAROLA (g) W_r	PESO CHAROLA Y MAT. HUMEDO (g) W_b	PESO CHAROLA Y MAT. SECO (g) W_f	PESO MUESTRA HUMEDA (g) W_h	PESO MUESTRA SECA (g) W_s	PESO AGUA (g) ω	CONT. DE HUMEDAD % W
-0.25	19.80	115.5	92.00	95.7	72.20	23.50	32.55%
-0.75	19.78	113.3	89.30	93.5	69.52	24.00	34.52%
-1.10	19.82	101.3	86.00	81.5	66.18	15.30	23.12%
-1.50	19.81	109.7	88.50	89.9	68.69	21.20	30.86%
-2.00	19.82	121.3	95.30	101.5	75.48	26.00	34.45%
-2.50	19.80	116.5	89.50	96.7	69.70	27.00	38.74%
-3.00	19.78	117.3	93.50	97.5	73.72	23.80	32.28%
-3.50	19.76	115.6	92.50	95.8	72.74	23.10	31.76%
-4.00	19.77	117.0	93.50	97.3	73.73	23.52	31.90%

OBSERVACIONES:



HUMEDAD NATURAL

Universidad Autónoma de Querétaro

DATOS GENERALES

OBRA: **Tesis Maestría en Ciencias (Geotecnia)**

No DE ENSAYE: **MEC-01**

UBICACIÓN: **Ampliación Blvd. Miguel de Cervantes Saavedra**

PROFUNDIDAD: **1.00 - 4.00 m**

PCA O SPT: **1** ESTRATO O MUESTRA: **3**

FECHA: **01-abr-13**

NORMAS DE REFERENCIA

SCT. MMMP-1.04/03

CHAROLA	PESO CHAROLA	PESO CHAROLA Y MAT. HUMEDO	PESO CHAROLA Y MAT. SECO	PESO MUESTRA HUMEDA	PESO MUESTRA SECA	PESO AGUA	CONT. DE HUMEDAD
	(g) W_r	(g) W_b	(g) W_f	(g) W_h	(g) W_s	(g) w	% W
	19.80	119.8	91.60	100.0	71.80	28.20	39.28%

PROMEDIO DE CONTENIDO DE HUMEDAD =

39.28%

OBSERVACIONES:

Humedad obtenida de inalterada muestreada a 1.50 mts de profundidad



GRANULOMETRÍA

Universidad Autónoma de Queretaro

DATOS GENERALES

OBRA: **Tesis Maestria en Ciencias (Geotecnia)**

No DE ENSAYE: **MEC-01**

UBICACIÓN: **Ampliación Blvd. Miguel de Cervantes Saavedra**

PROFUNDIDAD: **1.00 - 4.00** m

PCA O SPT: **1**

ESTRATO O MUESTRA: **3**

FECHA: **01-abr-13**

NORMAS DE REFERENCIA

SCT MMMP-1.06/03

	HÚMEDO	SECO
PESO TOTAL DE LA MUESTRA HÚMEDA (WTMH)	1000.0	718.00
PESO TOTAL HÚMEDO QUE PASA LA MALLA No 4 (WTM)	999.5	717.64

MALLA No. pulg.	ABERTURA mm	PESO HÚMEDO RETENIDO g (HÚMEDO)	PESO SECO RETENIDO g (SECO)	PORCENTAJE		
				RETENIDO %	RET. ACUMULADO %	QUE PASA %
3"	75.00	-	-	0.00%	0.00%	100.0%
2"	50.80	-	-	0.00%	0.00%	100.0%
1 1/2"	36.10	-	-	0.00%	0.00%	100.0%
1"	25.40	-	-	0.00%	0.00%	100.0%
3/4"	19.05	-	-	0.00%	0.00%	100.0%
1/2"	12.70	-	-	0.00%	0.00%	100.0%
3/8"	9.52	-	-	0.00%	0.00%	100.0%
No 4	4.75	0.50	0.50	0.07%	0.07%	99.9%
No 10	2.000	2.40	2.40	0.33%	0.40%	99.6%
No 20	0.840	1.70	1.70	0.24%	0.64%	99.4%
No 40	0.420	5.00	5.00	0.70%	1.34%	98.7%
No 60	0.250	4.50	4.50	0.63%	1.96%	98.0%
No 100	0.149	5.80	5.80	0.81%	2.77%	97.2%
No 200	0.074	10.20	10.20	1.42%	4.19%	95.8%
	PASA 0.074	687.90	687.90	96%	100.00%	0.00%

GRAVA (%) : 0.1%
ARENA (%) : 4.1%
FINOS (%) : 95.8%



PESO ESPECÍFICO DE LA MASA DE SUELO γ_m

Universidad Autónoma de Queretaro

DATOS GENERALES

OBRA: Tesis Maestría en Ciencias (Geotecnia)	No DE ENSAYE: MEC-01
UBICACIÓN : Ampliación Blvd. Miguel de Cervantes Saavedra	PROFUNDIDAD: 1.00 - 4.00 m
PCA O SPT: 1	ESTRATO O MUESTRA: 3
	FECHA: 01-abr-13

NORMAS DE REFERENCIA

SCT M.MMP.1.08/03-G

Peso del suelo. W_m (g)	110.20	116.90
Peso con parafina W_{mp} (g)	125.30	129.50
Peso sumergido W_{mps} (g)	39.60	42.30
Peso específico de parafina γ_p (g/cm ³)	0.97	0.97
Volumen de parafina V_p (cm ³)	15.57	12.99
Volumen muestra + parafina V_{mp} (cm ³)	85.70	87.20
Volumen muestra V_m (cm ³)	70.13	74.21
Peso específico humedo de la masa de suelo γ_m (g/cm ³)	1.571	1.575

margen de error 1.00
Promedio **1.573**

OBSERVACIONES: **Prueba realizada de muestra inalterada**



PESO ESPECÍFICO RELATIVO DE SÓLIDOS "Ss"

Universidad Autónoma de Queretaro

DATOS GENERALES

OBRA: Tesis Maestría en Ciencias (Geotecnia)	No DE ENSAYE: MEC-01
UBICACIÓN : Ampliación Blvd. Miguel de Cervantes Saavedra	PROFUNDIDAD: 1.00 - 4.00 m
PCA O SPT: 1	ESTRATO O MUESTRA: 3
	FECHA: 01-abr-13

NORMAS DE REFERENCIA
SCT M.MMP.1.05/03

Peso del matraz mas agua Pm+a (g)	687.10	660.70	
Peso del matraz mas agua mas material Pmam (g)	750.00	723.50	
Temperatura del agua T (centigrados)	23	23	
Peso seco del material Ps (g)	100.00	100.00	
Densidad de agua k	0.997260	0.997260	
Densidad de sólidos Ss	2.69	2.68	
	relación de error	1.00	correcto
	promedio de Ss=	2.68	

OBSERVACIONES:



LÍMITES DE CONSISTENCIA ATTERBERG

Universidad Autónoma de Querétaro

DATOS GENERALES

OBRA: Tesis Maestría en Ciencias (Geotecnia)	No DE ENSAYE: MEC-01
UBICACIÓN: Ampliación Blvd. Miguel de Cervantes Saavedra	PROFUNDIDAD: 1.00 - 4.00 m
PCA O SPT: 1	ESTRATO O MUESTRA: 3
	FECHA: 01-abr-13

LÍMITE LÍQUIDO	NORMAS DE REFERENCIA
	SCT M.MMP.1.07/03

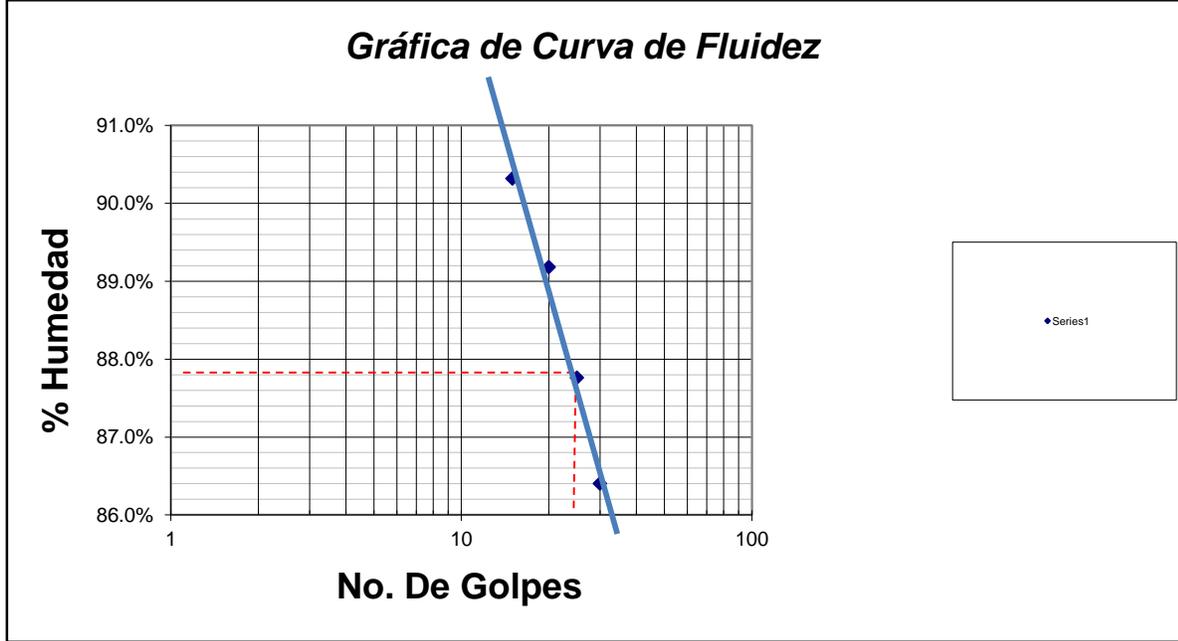
Cápsula No.	cápsula+ Muestra humeda (g)	cápsula + Muestra seca (g)	Peso cápsula (g)	Peso agua (g)	Peso Seco (g)	% Agua	No. Golpes
1	46.46	36.80	25.62	9.66	11.18	86.40%	30
2	37.67	31.00	23.40	6.67	7.60	87.76%	25
3	38.48	30.40	21.34	8.08	9.06	89.18%	20
4	41.55	32.78	23.07	8.77	9.71	90.32%	15

LÍMITE PLÁSTICO

Cápsula No.	cápsula+ Muestra humeda (g)	cápsula + Muestra seca (g)	Peso cápsula (g)	Peso agua (g)	Peso seco (g)	% Agua
II	3.15	2.84	1.68	0.31	1.16	26.72%
III	5.21	4.45	1.66	0.76	2.79	27.24%
						26.98%

CONTRACCIÓN LINEAL

No.BARRA	LECT. INI	LECT. FINAL	% CONT.
14	10.17	7.989	21.45%





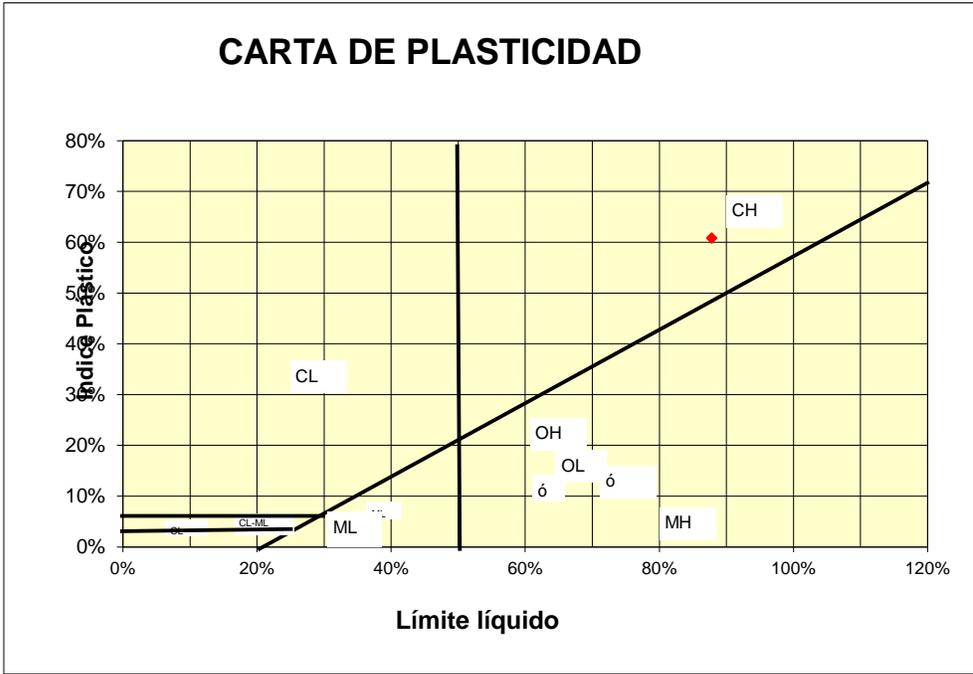
LÍMITES DE CONSISTENCIA ATTERBERG

Universidad Autónoma de Querétaro

DATOS GENERALES

OBRA: Tesis Maestría en Ciencias (Geotecnia)	No DE ENSAYE: MEC-01
UBICACIÓN: Ampliación Blvd. Miguel de Cervantes Saavedra	PROFUNDIDAD: 1.00 - 4.00 m
PCA O SPT: 1	ESTRATO O MUESTRA: 3
	FECHA: 01-abr-13

Límite Líquido= **87.80%**
 Límite Plástico= **26.98%**
 Índice de Plasticidad= **60.82%**
 Contracción Lineal = **21.45%**



OBSERVACIONES: **CH Arcilla inorgánica de alta compresibilidad color negro**
 (considerando **96%** de finos)

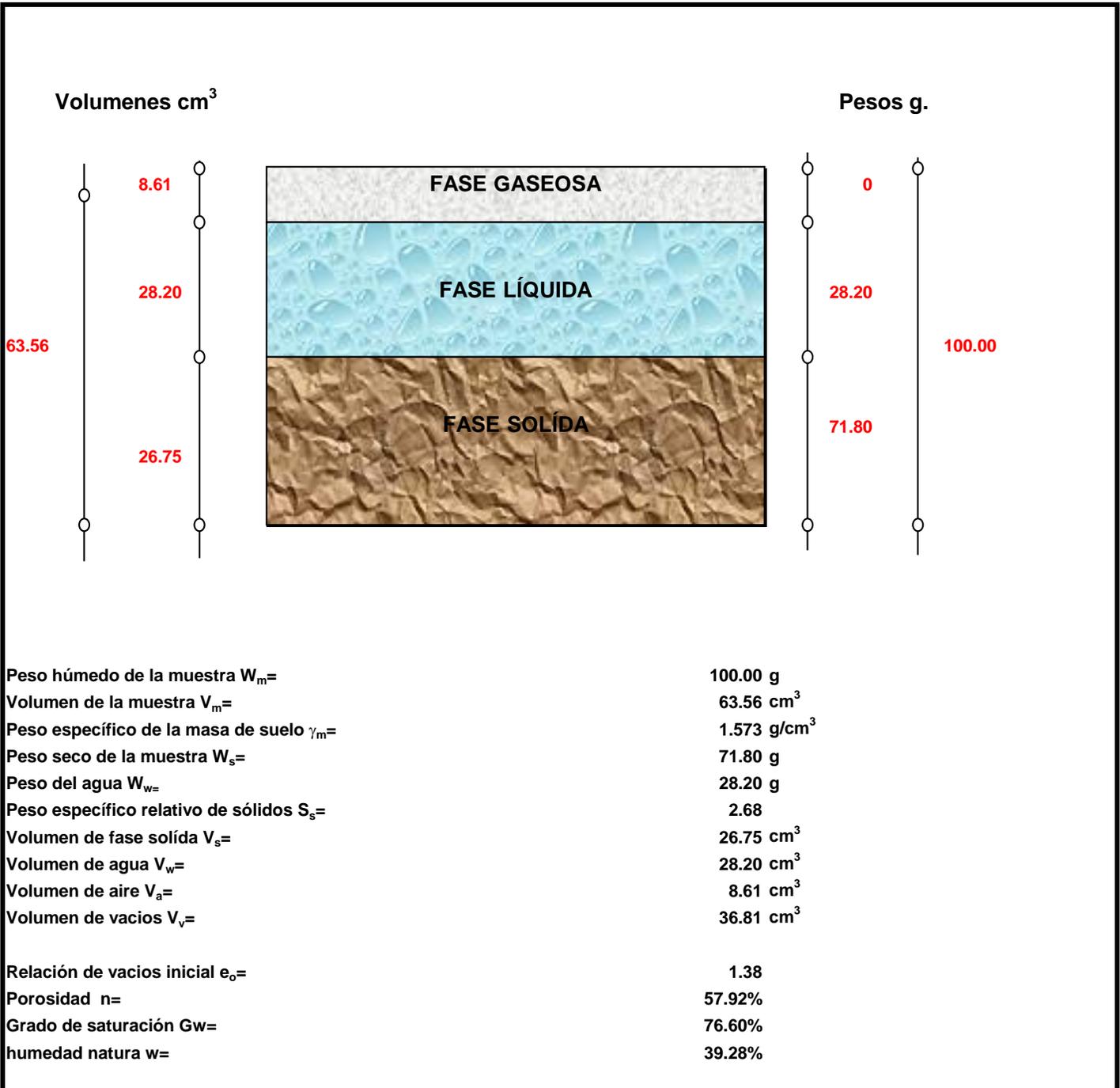


ESTRATIGRAFÍA PESO ESPECÍFICO RELATIVO DE SÓLIDOS "Ss"

Universidad Autónoma de Querétaro

DATOS GENERALES

OBRA:	Tesis Maestría en Ciencias (Geotecnia)	No DE ENSAYE:	MEC-01
UBICACIÓN:	Ampliación Blvd. Miguel de Cervantes Saavedra	PROFUNDIDAD:	1.00 - 4.00 m
PCA O SPT:	1	ESTRATO O MUESTRA:	3
		FECHA:	01-abr-13





CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL

Universidad Autónoma de Queretaro

DATOS GENERALES

OBRA: Tesis Maestría en Ciencias (Geotecnia)	No DE ENSAYE: MEC-01
UBICACIÓN: Ampliación Blvd. Miguel de Cervantes Saavedra	PROFUNDIDAD: 1.00 - 4.00 m
PCA O SPT: 1	ESTRATO O MUESTRA: 3
	FECHA: 01-abr-13

NORMAS DE REFERENCIA ASTM D 2435-96		
No. Anillo= 3	Wanillo+material= 199 g	Precarga= 0.010 kg/cm²
diam.= 8.17 cm	Wmaterial= 154.6 g	
altura= 1.94 cm	$\gamma_m =$ 1.520 g/cm³	
área= 52.42459 cm²	No. De consólidometro= CSM-MS-04	Whúmedo= 100
volumen= 101.7037 cm³	Cte de consólidometro= 11.3	Wseco= 81
Wanillo= 44.4 g	Cte. Anillo deformación= 0.001 pulgadas	w%= 23.5%

INCREMENTO DE PRESIÓN (kg/cm ²)	FECHA	HORA	TIEMPO TRANSCURRIDO minutos	LECTURA DE MICRÓMETRO rayas	LECTURA DE DEFORMACIÓN LINEAL mm.	DEFORMACIÓN UNITARIA (%)	ESPESOR MUESTRA (mm)	° ESP. VACIOS (mm)	RELACIÓN DE VACIOS (e)
0.010	01-abr	10:00:00 a. m.	0.0	425	0.0000	0.000	19.4000	10.5017	1.1802
			5.0	501	1.9304	9.951	21.3304	12.4321	1.3971
			30.0	502	1.9558	10.081	21.3558	12.4575	1.4000
			120.0	505	2.0320	10.474	21.4320	12.5337	1.4085
			480.0	508	2.1082	10.867	21.5082	12.6099	1.4171
			720.0	511	2.1844	11.260	21.5844	12.6861	1.4257
			1440.0	515	2.2860	11.784	21.6860	12.7877	1.4371
0.236	02-abr	10:00:00 a. m.	0.0	515	2.2860	11.784	21.6860	12.7877	1.4371
			5.0	507	2.0828	10.736	21.4828	12.5845	1.4142
			30.0	506	2.0574	10.605	21.4574	12.5591	1.4114
			120.0	505	2.0320	10.474	21.4320	12.5337	1.4085
			480.0	504	2.0066	10.343	21.4066	12.5083	1.4057
			720.0	503	1.9812	10.212	21.3812	12.4829	1.4028
			1440.0	502	1.9558	10.081	21.3558	12.4575	1.4000
0.452	03-abr	10:00:00 a. m.	0.0	502	1.9558	10.081	21.3558	12.4575	1.4000
			5.0	494	1.7526	9.034	21.1526	12.2543	1.3771
			30.0	490	1.6510	8.510	21.0510	12.1527	1.3657
			120.0	487	1.5748	8.118	20.9748	12.0765	1.3572
			480.0	486	1.5494	7.987	20.9494	12.0511	1.3543
			720.0	485	1.5240	7.856	20.9240	12.0257	1.3514
			1440.0	489	1.6256	8.379	21.0256	12.1273	1.3629
0.883	05-abr	10:00:00 a. m.	0.0	489	1.6256	8.379	21.0256	12.1273	1.3629
			5.0	474	1.2446	6.415	20.6446	11.7463	1.3200
			30.0	471	1.1684	6.023	20.5684	11.6701	1.3115
			120.0	470	1.1430	5.892	20.5430	11.6447	1.3086
			480.0	469	1.1176	5.761	20.5176	11.6193	1.3058
			720.0	469	1.1176	5.761	20.5176	11.6193	1.3058
			1440.0	468	1.0922	5.630	20.4922	11.5939	1.3029
1.745	06-abr	10:00:00 a. m.	0.0	468	1.0922	5.630	20.4922	11.5939	1.3029
			5.0	439	0.3556	1.833	19.7556	10.8573	1.2201
			30.0	432	0.1778	0.916	19.5778	10.6795	1.2002
			120.0	428	0.0762	0.393	19.4762	10.5779	1.1887
			480.0	423	-0.0508	-0.262	19.3492	10.4509	1.1745
			720.0	422	-0.0762	-0.393	19.3238	10.4255	1.1716
			1440.0	421	-0.1016	-0.524	19.2984	10.4001	1.1688
3.469	07-abr	10:00:00 a. m.	0.0	421	-0.1016	-0.524	19.2984	10.4001	1.1688
			5.0	400	-0.6350	-3.273	18.7650	9.8667	1.1088
			30.0	393	-0.8128	-4.190	18.5872	9.6889	1.0888
			120.0	385	-1.0160	-5.237	18.3840	9.4857	1.0660
			480.0	380	-1.1430	-5.892	18.2570	9.3587	1.0517
			720.0	380	-1.1430	-5.892	18.2570	9.3587	1.0517
			1440.0	367	-1.4732	-7.594	17.9268	9.0285	1.0146
6.918	08-abr	10:00:00 a. m.	0.0	369	-1.4224	-7.332	17.9776	9.0793	1.0203
			5.0	331	-2.3876	-12.307	17.0124	8.1141	0.9119
			30.0	327	-2.4892	-12.831	16.9108	8.0125	0.9004



CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL

Universidad Autónoma de Queretaro

DATOS GENERALES

OBRA: Tesis Maestría en Ciencias (Geotecnia)	No DE ENSAYE: MEC-01
UBICACIÓN: Ampliación Blvd. Miguel de Cervantes Saavedra	PROFUNDIDAD: 1.00 - 4.00 m
PCA O SPT: 1	ESTRATO O MUESTRA: 3
	FECHA: 01-abr-13

NORMAS DE REFERENCIA			
ASTM D 2435-96			
No. Anillo= 3	Wanillo+material= 199 g	Precarga= 0.010 kg/cm²	
diam.= 8.17 cm	Wmaterial= 154.6 g		
altura= 1.94 cm	$\gamma_m =$ 1.520 g/cm³		
área= 52.42459 cm²	No. De consólidometro= CSM-MS-04	Whúmedo= 100	
volumen= 101.7037 cm³	Cte de consólidometro= 11.3	Wseco= 81	
Wanillo= 44.4 g	Cte. Anillo deformación= 0.001 pulgadas	w%= 23.5%	

INCREMENTO DE PRESIÓN (kg/cm ²)	FECHA	HORA	TIEMPO TRANSCURRIDO minutos	LECTURA DE MICRÓMETRO rayas	LECTURA DE DEFORMACIÓN LINEAL mm.	DEFORMACIÓN UNITARIA (%)	ESPESOR MUESTRA (mm)	° ESP. VACIOS (mm)	RELACIÓN DE VACIOS (e)
			120.0	322	-2.6162	-13.486	16.7838	7.8855	0.8862
			480.0	318	-2.7178	-14.009	16.6822	7.7839	0.8748
			720.0	314	-2.8194	-14.533	16.5806	7.6823	0.8633
			1440.0	316	-2.7686	-14.271	16.6314	7.7331	0.8690
			2880.0	315	-2.7940	-14.402	16.6060	7.7077	0.8662
3.469	09-abr	10:00:00 a. m.	0.0	315	-2.7940	-14.402	16.6060	7.7077	0.8662
			5.0	318	-2.7178	-14.009	16.6822	7.7839	0.8748
			30.0	319	-2.6924	-13.878	16.7076	7.8093	0.8776
			120.0	320	-2.6670	-13.747	16.7330	7.8347	0.8805
			480.0	320	-2.6670	-13.747	16.7330	7.8347	0.8805
			720.0	321	-2.6416	-13.616	16.7584	7.8601	0.8833
			1440.0	321	-2.6416	-13.616	16.7584	7.8601	0.8833
1.745	10-abr	10:00:00 a. m.	0.0	321	-2.6416	-13.616	16.7584	7.8601	0.8833
			5.0	323	-2.5908	-13.355	16.8092	7.9109	0.8890
			30.0	324	-2.5654	-13.224	16.8346	7.9363	0.8919
			120.0	325	-2.5400	-13.093	16.8600	7.9617	0.8947
			480.0	325	-2.5400	-13.093	16.8600	7.9617	0.8947
			720.0	326	-2.5146	-12.962	16.8854	7.9871	0.8976
			1440.0	326	-2.5146	-12.962	16.8854	7.9871	0.8976
0.883	11-abr	10:00:00 a. m.	0.0	326	-2.5146	-12.962	16.8854	7.9871	0.8976
			5.0	328	-2.4638	-12.700	16.9362	8.0379	0.9033
			30.0	329	-2.4384	-12.569	16.9616	8.0633	0.9062
			120.0	331	-2.3876	-12.307	17.0124	8.1141	0.9119
			480.0	332	-2.3622	-12.176	17.0378	8.1395	0.9147
			720.0	332	-2.3622	-12.176	17.0378	8.1395	0.9147
			1440.0	332	-2.3622	-12.176	17.0378	8.1395	0.9147
0.452	12-abr	10:00:00 a. m.	0.0	332	-2.3622	-12.176	17.0378	8.1395	0.9147
			5.0	336	-2.2606	-11.653	17.1394	8.2411	0.9261
			30.0	337	-2.2352	-11.522	17.1648	8.2665	0.9290
			120.0	338	-2.2098	-11.391	17.1902	8.2919	0.9318
			480.0	338	-2.2098	-11.391	17.1902	8.2919	0.9318
			720.0	339	-2.1844	-11.260	17.2156	8.3173	0.9347
			1440.0	339	-2.1844	-11.260	17.2156	8.3173	0.9347
0.236	13-abr	10:00:00 a. m.	0.0	339	-2.1844	-11.260	17.2156	8.3173	0.9347
			5.0	340	-2.1590	-11.129	17.2410	8.3427	0.9376
			30.0	341	-2.1336	-10.998	17.2664	8.3681	0.9404
			120.0	342	-2.1082	-10.867	17.2918	8.3935	0.9433
			480.0	342	-2.1082	-10.867	17.2918	8.3935	0.9433
			720.0	343	-2.0828	-10.736	17.3172	8.4189	0.9461
			1440.0	343	-2.0828	-10.736	17.3172	8.4189	0.9461
8.241	14-abr	10:00:00 a. m.	0.0	343	-2.0828	-10.736	17.3172	8.4189	0.9461
			5.0	347	-1.9812	-10.212	17.4188	8.5205	0.9575
			30.0	350	-1.9050	-9.820	17.4950	8.5967	0.9661
			120.0	352	-1.8542	-9.558	17.5458	8.6475	0.9718
			480.0	352	-1.8542	-9.558	17.5458	8.6475	0.9718
			720.0	353	-1.8288	-9.427	17.5712	8.6729	0.9747
			1440.0	354	-1.8034	-9.296	17.5966	8.6983	0.9775



CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL

Universidad Autónoma de Queretaro

DATOS GENERALES

OBRA: Tesis Maestría en Ciencias (Geotecnia)	No DE ENSAYE: MEC-01
UBICACIÓN: Ampliación Blvd. Miguel de Cervantes Saavedra	PROFUNDIDAD: 1.00 - 4.00 m
PCA O SPT: 1	ESTRATO O MUESTRA: 3
	FECHA: 01-abr-13

NORMAS DE REFERENCIA ASTM D 2435-96		
No. Anillo= 3	Wanillo+material= 199 g	Precarga= 0.010 kg/cm ²
diam.= 8.17	Wmaterial= 154.6 g	
altura= 1.94 cm	$\gamma_m =$ 1.520 g/cm ³	
área= 52.42459 cm ²	No. De consólidometro= CSM-MS-04	Whúmedo= 100
volumen= 101.7037 cm ³	Cte de consólidometro= 11.3	Wseco= 81
Wanillo= 44.4 g	Cte. Anillo deformación= 0.001 pulgadas	w%= 23.5%

INCREMENTO DE PRESIÓN (kg/cm ²)	FECHA	HORA	TIEMPO TRANSCURRIDO (minutos)	LECTURA DE MICRÓMETRO (rayas)	LECTURA DE DEFORMACIÓN LINEAL (mm)	DEFORMACIÓN UNITARIA (%)	ESPESOR MUESTRA (mm)	° ESP. VACIOS (mm)	RELACIÓN DE VACIOS (e)
---	-------	------	-------------------------------	-------------------------------	------------------------------------	--------------------------	----------------------	--------------------	------------------------

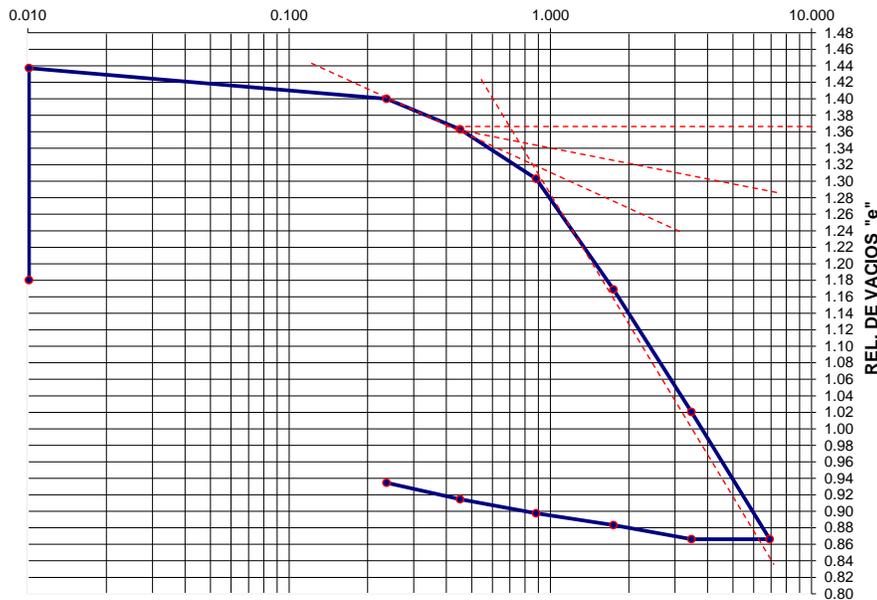
CALCULO DE 2HO

Ws = 125.226 g Ss = 2.68

2Ho = $\frac{Ws(10)}{As(Ss)}$ 2Ho = 8.90 ESPESOR DE SÓLIDOS 2HO

GRÁFICA DE COMPRESIBILIDAD

ESFUERZO kg/cm²



Porcentaje de Expansión= 11.78%	Cc= 0.506
Presion de expansión: 1.500 Kg/cm ²	
σ' de Preconsolidación= 0.75 Kg/cm ²	e= 1.540

PERMEABILIDAD SATURADA (K sat)

av= 0.122 cm ² /Kg	$k(\text{cm/seg}) = \frac{a_v H^2 \gamma_{so}}{5(1+e)t_{50}}$
H2= 3.76 cm ²	
γw= 1.00E-03 Kg/cm ³	
e= 1.19	
t50= 200 segundos	
Ksat= 2.099E-07 cm/seg	



PERMEABILIDAD SATURADA

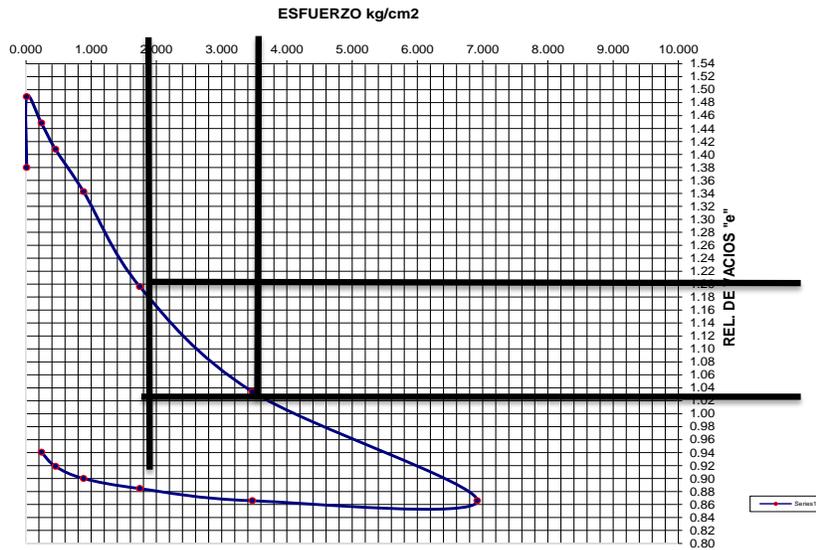
Universidad Autónoma de Queretaro

DATOS GENERALES

OBRA: Tesis Maestría en Ciencias (Geotecnia)	No DE ENSAYE: MEC-01
UBICACIÓN: Ampliación Blvd. Miguel de Cervantes Saavedra	PROFUNDIDAD: 1.00 - 4.00 m
PCA O SPT: 1	ESTRATO O MUESTRA: 3
	FECHA: 01-abr-13

<table border="1"> <tr><td>av=</td><td>0.122 cm²/Kg</td></tr> <tr><td>H₂=</td><td>3.76 cm²</td></tr> <tr><td>γ_w=</td><td>1.00E-03 Kg/cm³</td></tr> <tr><td>e=</td><td>1.19</td></tr> <tr><td>t₅₀=</td><td>200 segundos</td></tr> </table>	av=	0.122 cm ² /Kg	H ₂ =	3.76 cm ²	γ _w =	1.00E-03 Kg/cm ³	e=	1.19	t ₅₀ =	200 segundos	$k(\text{cm/seg}) = \frac{a_v H^2 \gamma_w}{5(1+e)t_{50}}$
av=	0.122 cm ² /Kg										
H ₂ =	3.76 cm ²										
γ _w =	1.00E-03 Kg/cm ³										
e=	1.19										
t ₅₀ =	200 segundos										
Ksat= 2.1E-07 cm/seg											

GRÁFICA DE COMPRESIBILIDAD



DEFORMACIÓN POR CONTRACCIÓN (ε_{sh})

Obra: Tesis Maestría en Ciencias (Geotecnia)

Inicial	fecha:	02-oct					
	diam=	0.374	mm				
	altura=	0.80	mm				
	area=	10.985861	cm ²				
	volumen=	87.5155662	cm ³				
	W mtra=	141	g				
W humedo=	100	grs	W seco=	76.5	grs	wnat%	31%

Secado Inicial	fecha:	09-oct					
	diam=	0.371	mm				
	altura=	0.78	mm				
	area=	10.8103241	cm ²				
	volumen=	83.8881153	cm ³				
	W final mtra=	125.5	g				
W inicial=	141	grs	W final=	125.5	grs	w perdido%	12%

Secado al Horno	fecha:	10-oct					
	diam=	0.37	mm				
	altura=	0.75	mm				
	area=	10.4634915	cm ²				
	volumen=	78.4761863	cm ³				
	W final mtra=	93.2	g				
W inicial=	125.5	grs	W final=	105.9	grs	w perdido%	19%

$$\epsilon_{sh} = \frac{d_o - d_1}{d_o} \times 100$$

ε_{sh}= 6%

DEFORMACIÓN POR EXPANSIÓN (ε_{sw})

No. De Anillo=	3	W anillo + material=	191.5	g	Precarga=	0.01	Kg/cm ²
diam=	8.17	cm	W material=	148.5	g		
altura=	1.94	cm	Ym=	1.46012391	g/cm ³		
area=	52.4245861	cm ²	No. De Condolidemtro=	1			
volumen=	101.703697	cm ³	Cte de consolidometro=	11.3			
W anillo=	44.4	g	Cte de Anillo de deformación=	0.001	pulgadas		

W inicial	W humedo=	100	grs	w2=	90.2	grs	wnat%	11%
W final	W humedo=	100	grs	W seco=	67.8	grs	wsat%	47%

1er Incremento		2o Incremento		3er Incremento	
Altura Inicia (ho)=	1.94	cm	Altura Inicia (ho)=	1.975	cm
Altura Final (h1)=	1.975	cm	Altura Final (h1)=	1.996	cm
Altura Inicia (ho)=	2.080	cm	Altura Inicia (ho)=	2.175	cm
Altura Final (h1)=	2.175	cm	Altura Final (h1)=	2.201	cm

ε_{sw}= 14%

$$\epsilon_{sw} = \frac{h_1 - h_0}{h_0} \times 100$$

INDICE DE CONTRACCIÓN-EXPANSIÓN (I_{ss})

ε _{sh} =	6.22	%	ISS=	7.36	%/ Pf	INDICE DE CONTRACCIÓN EXPANSIÓN
ε _{sw} =	14.07	%	I _{pt} =	7.36	%/ Pf	INDICE DE REACTIVIDAD DEL SUELO
α	1	Zona activa				

$$I_{ss} = \frac{\left(\frac{\epsilon_{sw}}{2}\right) + \epsilon_{sh}}{1.8}$$

$$I_{pt} = \alpha * I_{ss}$$

DEFORMACIÓN POR CONTRACCIÓN (ε_{sh})

Obra: Tesis Maestría en Ciencias (Geotecnia)

fecha: **14-abr**

Inicial	diam=	0.37 mm
	altura=	0.80 mm
	area=	10.752126 cm ²
	volumen=	85.5331623 cm ³
	W mtra=	130.4 g

W humedo=	100 grs	W seco=	81 grs	wnat%	23%
-----------	---------	---------	--------	-------	-----

fecha: **21-abr**

Secado Inicial	diam=	0.37 mm
	altura=	0.78 mm
	area=	10.752126 cm ²
	volumen=	83.8665828 cm ³
	W final mtra=	116.3 g

W inicial=	130.4 grs	W final=	116.3 grs	w perdido%	12%
------------	-----------	----------	-----------	------------	-----

fecha: **22-abr**

Secado al Horno	diam=	0.37 mm
	altura=	0.77 mm
	area=	10.6448735 cm ²
	volumen=	81.4332826 cm ³
	W final mtra=	112.2 g

W inicial=	116.3 grs	W final=	112.2 grs	w perdido%	4%
------------	-----------	----------	-----------	------------	----

$$\epsilon_{sh} = \frac{d_o - d_1}{d_o} \times 100$$

ε _{sh} =	4%
-------------------	----

DEFORMACIÓN POR EXPANSIÓN (ε_{sw})

No. De Anillo=	3	W anillo + material=	199 g	Precarga=	0.01 Kg/cm ²
diam=	8.17 cm	W material=	154.6 g		
altura=	1.94 cm	γ _m =	1.52 g/cm ³		
area=	52.4245861 cm ²	No. De Condolidetro=	1		
volumen=	101.703697 cm ³	Cte de consolidetro=	11.3		
W anillo=	44.4 g	Cte de Anillo de deformación=	0.001 pulgadas		

W humedo=	100 grs	W seco=	81 grs	wnat%	23%
W humedo=	100 grs	W seco=	68.5 grs	wsat%	46%

Altura Inicia (h ₀)=	1.94 cm
Altura Final (h ₁)=	2.169 cm

ε _{sw} =	12%
-------------------	-----

$$\epsilon_{sw} = \frac{h_1 - h_0}{h_0} \times 100$$

INDICE DE CONTRACCIÓN-EXPANSIÓN (I_{ss})

ε _{sh} =	3.99 %	I _{ss} =	5.49 %/ Pf	INDICE DE CONTRACCIÓN EXPANSIÓN
ε _{sw} =	11.78 %	I _{pt} =	5.49 %/ Pf	INDICE DE REACTIVIDAD DEL SUELO
α	1	Zona activa		

$$I_{ss} = \frac{\left(\frac{\epsilon_{sw}}{2}\right) + \epsilon_{sh}}{1.8}$$

$$I_{pt} = \alpha * I_{ss}$$

DEFORMACIÓN POR CONTRACCIÓN (ε_{sh})

Obra: Tesis Maestría en Ciencias (Geotecnia)

Inicial	fecha:	02-jun						
	diam=	0.372	mm					
	altura=	0.79	mm					
	area=	10.8686794	cm ²					
	volumen=	85.7538802	cm ³					
	W mtra=	131.2	g					
W humedo=		100	grs	W seco=	76.2	grs	wnat%	31%
Secado Inicial	fecha:	09-jun						
	diam=	0.37	mm					
	altura=	0.77	mm					
	area=	10.752126	cm ²					
	volumen=	82.2537639	cm ³					
	W mtra=	107.9	g					
W inicial=		131.2	grs	W final=	107.9	grs	w perdido%	22%
Secado al Horno	fecha:	10-jun						
	diam=	0.367	mm					
	altura=	0.74	mm					
	area=	10.5784741	cm ²					
	volumen=	78.280708	cm ³					
	W mtra=	103.2	g					
W inicial=		107.9	grs	W final=	103.2	grs	w perdido%	5%

$$\epsilon_{sh} = \frac{d_o - d_1}{d_o} \times 100$$

ε_{sh} = 7%

DEFORMACIÓN POR EXPANSIÓN (ε_{sw})

No. De Anillo=	3	W anillo + material=	199.3	g	Precarga=	0.01	Kg/cm ²
diam=	8.17	cm	W material=	154.9	g		
altura=	1.942	cm	Ym=	1.52148327	g/cm ³		
area=	52.4245861	cm ²	No. De Condolidemtro=	1			
volumen=	101.808546	cm ³	Cte de consolidemtro=	11.3			
W anillo=	44.4	g	Cte de Anillo de deformación=	0.001	pulgadas		
W humedo=	100	grs	W seco=	76.5	grs	wnat%	31%
W humedo=	100	grs	W seco=	70.1	grs	wsat%	43%
Altura Inicia (h ₀)=	1.942	cm					
Altura Final (h ₁)=	2.085	cm					

ε_{sw} = 7%

$$\epsilon_{sw} = \frac{h_1 - h_0}{h_0} \times 100$$

INDICE DE CONTRACCIÓN-EXPANSIÓN (I_{ss})

ε _{sh} =	6.62	%	I _{ss} =	5.72	%/ Pf	INDICE DE CONTRACCIÓN EXPANSIÓN
ε _{sw} =	7.36	%	I _{pt} =	5.72	%/ Pf	INDICE DE REACTIVIDAD DEL SUELO
α	1	Zona activa				

$$I_{ss} = \frac{\left(\frac{\epsilon_{sw}}{2} \right) + \epsilon_{sh}}{1.8}$$

$$I_{pt} = \alpha * I_{ss}$$

DEFORMACIÓN POR CONTRACCIÓN (ε_{sh})

Obra: Tesis Maestría en Ciencias (Geotecnia)

Inicial	fecha:	02-jun						
	diam=	0.373	mm					
	altura=	0.82	mm					
	area=	10.9271917	cm ²					
	volumen=	89.056612	cm ³					
	W mtra=	136.8	g					
W humedo=		100	grs	W seco=	73.8	grs	wnat%	36%

Secado Inicial	fecha:	09-jun						
	diam=	0.371	mm					
	altura=	0.78	mm					
	area=	10.8103241	cm ²					
	volumen=	83.7800121	cm ³					
	W mtra=	108.6	g					
W inicial=		136.8	grs	W final=	108.6	grs	w perdido%	26%

Secado al Horno	fecha:	10-jun						
	diam=	0.467	mm					
	altura=	0.75	mm					
	area=	17.1287101	cm ²					
	volumen=	128.465325	cm ³					
	W mtra=	105.5	g					
W inicial=		108.6	grs	W final=	105.5	grs	w perdido%	3%

$$\epsilon_{sh} = \frac{d_o - d_1}{d_o} \times 100$$

ε_{sh}= 9%

DEFORMACIÓN POR EXPANSIÓN (ε_{sw})

No. De Anillo=	3	W anillo + material=	202.3	g	Precarga=	0.01	Kg/cm ²
diam=	8.17	cm	W material=	157.9	g		
altura=	1.938	cm	Ym=	1.55415148	g/cm ³		
area=	52.4245861	cm ²	No. De Condolidmetro=	1			
volumen=	101.598848	cm ³	Cte de consolidmetro=	11.3			
W anillo=	44.4	g	Cte de Anillo de deformación=	0.001	pulgadas		

W humedo=	100	grs	W seco=	73.5	grs	wnat%	36%
W humedo=	100	grs	W seco=	69.5	grs	wsat%	44%

Altura Inicia (h ₀)=	1.938	cm
Altura Final (h ₁)=	1.968	cm

ε_{sw}= 2%

$$\epsilon_{sw} = \frac{h_1 - h_0}{h_0} \times 100$$

INDICE DE CONTRACCIÓN-EXPANSIÓN (I_{ss})

ε _{sh} =	8.67	%	I _{ss} =	5.24	%/ Pf	INDICE DE CONTRACCIÓN EXPANSIÓN
ε _{sw} =	1.55	%	I _{pt} =	5.24	%/ Pf	INDICE DE REACTIVIDAD DEL SUELO
α	1	Zona activa				

$$I_{ss} = \frac{\left(\frac{\epsilon_{sw}}{2}\right) + \epsilon_{sh}}{1.8}$$

$$I_{pt} = \alpha * I_{ss}$$



CURVA CARACTERISTICA

Universidad Autónoma de Queretaro

DATOS GENERALES

OBRA: **Tesis Maestría en Ciencias (Geotecnia)**

No DE ENSAYE: **MEC-01**

UBICACIÓN: **Ampliación Blvd. Miguel de Cervantes Saavedra**

PROFUNDIDAD: **1.00 - 4.00 m**

PCA O SPT: **1**

ESTRATO O MUESTRA: **3**

FECHA: **01-abr-13**

CORRECIÓN DE CURVA CARACTERISTICA

CURVA DE HUMEDECIMIENTO

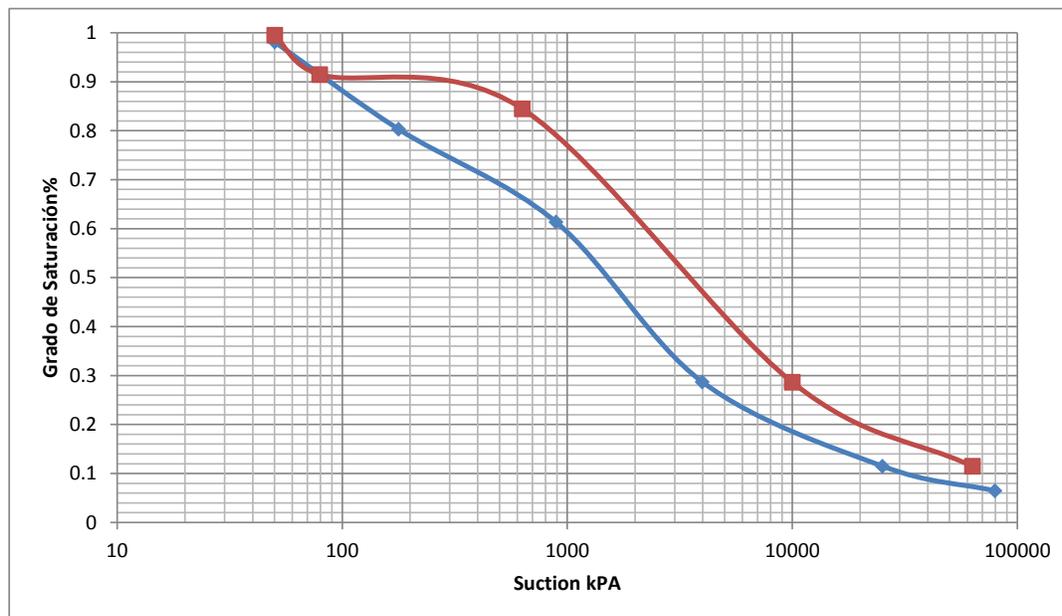
Succión Total

N° Can	W %	ψ	m	η	α	Gw
1	6	79432.82347	0.333333333	1.5	0.003	0.0647739
2	11	25118.86432	0.333333333	1.5	0.003	0.1151379
3	21	3981.071706	0.333333333	1.5	0.003	0.2870608
4	33	891.2509381	0.333333333	1.5	0.003	0.6135230
5	39	177.827941	0.333333333	1.5	0.003	0.8032500
6	48	50.11872336	0.333333333	1.5	0.003	0.9812888

CURVA DE SECADO

Succión Total

N° Can	Gw	ψ	m	η	α	Gw
1	50	50.12	0.333333333	1.5	0.0012	0.995131
2	45	79.43	0.333333333	1.5	0.0012	0.914623
3	43	630.96	0.333333333	1.5	0.0012	0.844759
4	19	10000.00	0.333333333	1.5	0.0012	0.286397
5	8	63095.73	0.333333333	1.5	0.0012	0.114866





CURVA DE CONDUCTIVIDAD HIDRÁLICA

Universidad Autónoma de Queretaro

DATOS GENERALES

OBRA: Tesis Maestría en Ciencias (Geotecnia)
 UBICACIÓN: Ampliación Blvd. Miguel de Cervantes Saavedra
 PCA O SPT: 1 ESTRATO O MUESTRA: 3

No DE ENSAYE: MEC-01
 PROFUNDIDAD: 1.00 - 4.00 m
 FECHA: 01-abr-13

Determinación de Kr (s) (Van Genuchten)

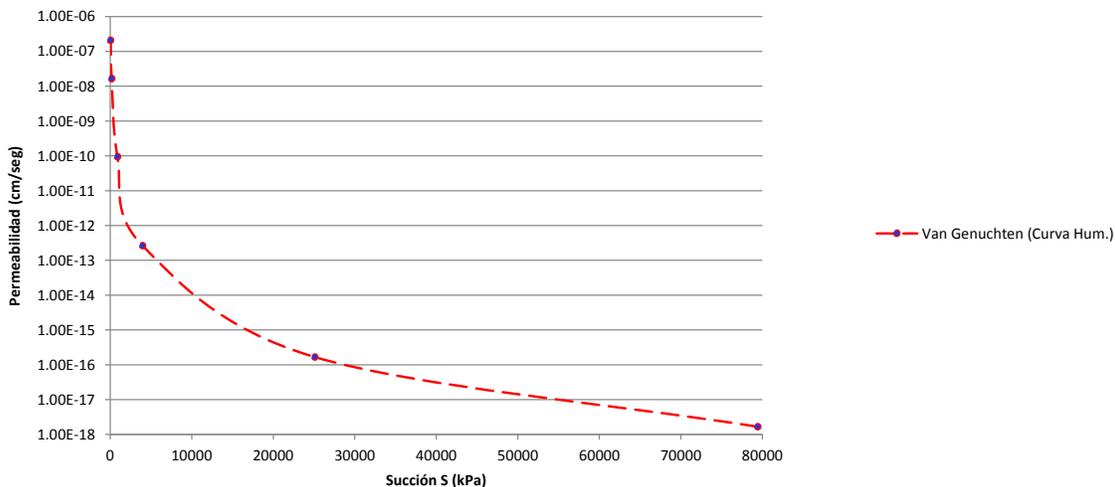
$$K_r(s) = \frac{[1 - (\alpha\psi)^{\eta-1} (1 + (\alpha\psi)^{\eta})^{-m}]^2}{[1 + (\alpha\psi)^{\eta}]^{m/2}}$$

$$K = K_{sat} * K_r(s)$$

Ksat= 2.10E-09 m/seg

col 1	col 2	col 3	col 4	col 5	col 6	col 7	col 8	col 9	col 10	col 11	col 12	col 13	col 14	col 15
Pto. (no.)	Matrica (Ψ) (kPa)	(α)	(m)	(η)	(αΨ) ^{η-1} (kPa)	(αΨ) ^η (kPa)	(1+col 7) ^{-m}	(col 6 * col 8)	(1 - col 9) ²	(1+col 7) ^{m/2}	Kr (s)	Ksat	K (m/seg)	K (cm/seg)
1	79432.82	5.00E-03	0.4444	1.80	1.20E+02	4.77E+04	8.33E-03	1.00E+00	8.70E-11	1.10E+01	7.94E-12	2.10E-09	1.67E-20	1.67E-18
2	25118.86	5.00E-03	0.4444	1.80	4.78E+01	6.00E+03	2.09E-02	1.00E+00	5.49E-09	6.91E+00	7.94E-10	2.10E-09	1.67E-18	1.67E-16
3	3981.07	5.00E-03	0.4444	1.80	1.09E+01	2.18E+02	9.12E-02	9.98E-01	4.13E-06	3.31E+00	1.25E-06	2.10E-09	2.62E-15	2.62E-13
4	891.25	5.00E-03	0.4444	1.80	3.31E+00	1.47E+01	2.94E-01	9.71E-01	8.28E-04	1.84E+00	4.49E-04	2.10E-09	9.42E-13	9.42E-11
5	177.83	5.00E-03	0.4444	1.80	9.10E-01	8.09E-01	7.68E-01	6.99E-01	9.04E-02	1.14E+00	7.92E-02	2.10E-09	1.66E-10	1.66E-08
6	50.12	4.60E-03	0.4444	1.80	3.09E-01	7.13E-02	9.70E-01	3.00E-01	4.90E-01	1.02E+00	4.83E-01	2.10E-09	2.09E-09	2.09E-07

Conductividad Hidráulica



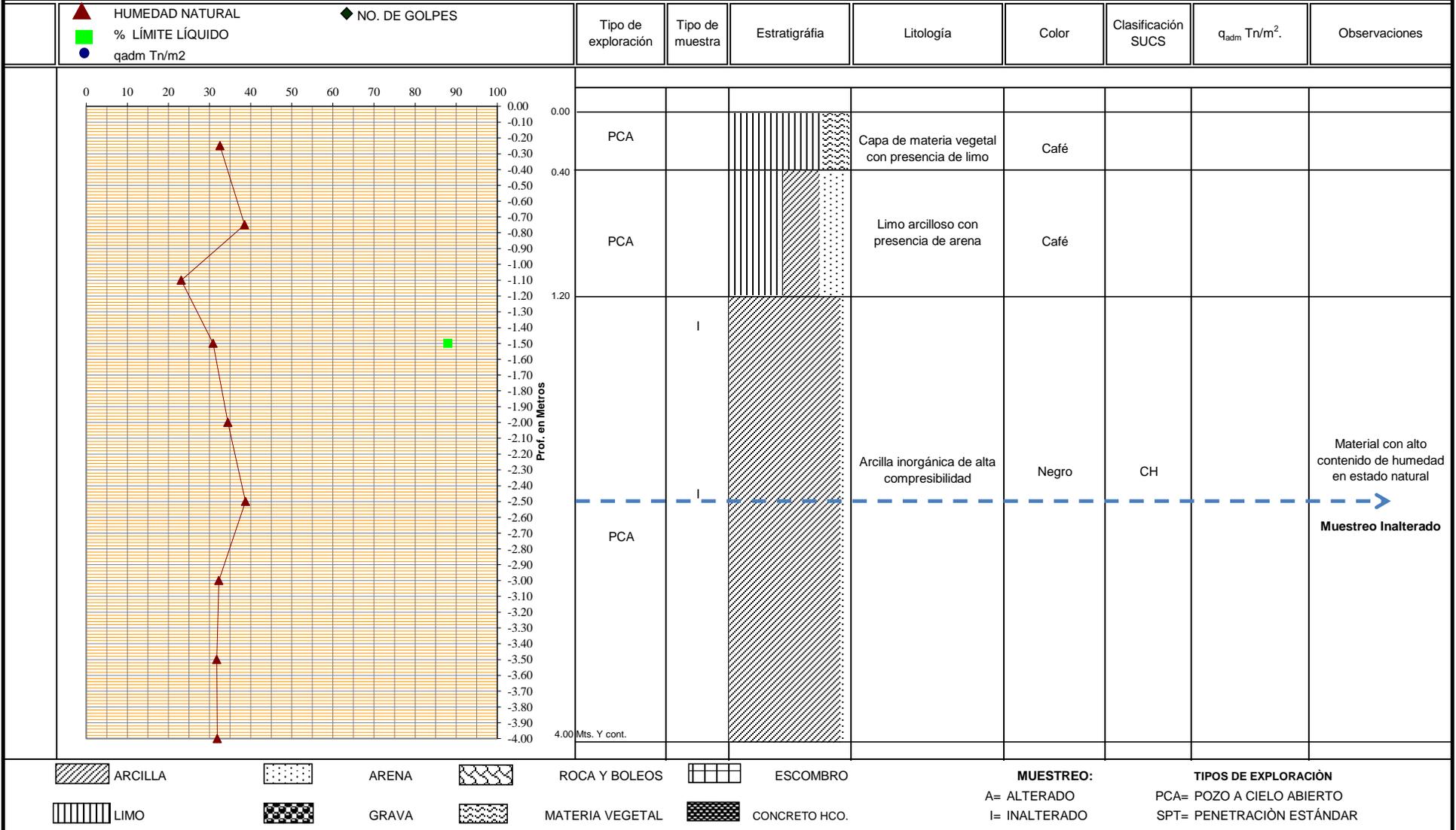


ESTRATIGRAFÍA DE MS

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE QUERÉTARO

OBRA: **Tesis Maestría en Ciencias (Geotecnia)**
 UBICACIÓN: **Ampliación Blvd. Miguel de Cervantes Saavedra**
 POBLACIÓN: **León, Gto, México**

FECHA EXPLORACIÓN: **04/04/2013**
 PCA O SPT: **1 (UNO)**
 PROFUNDIDAD: **0.00 - 2.50 m**





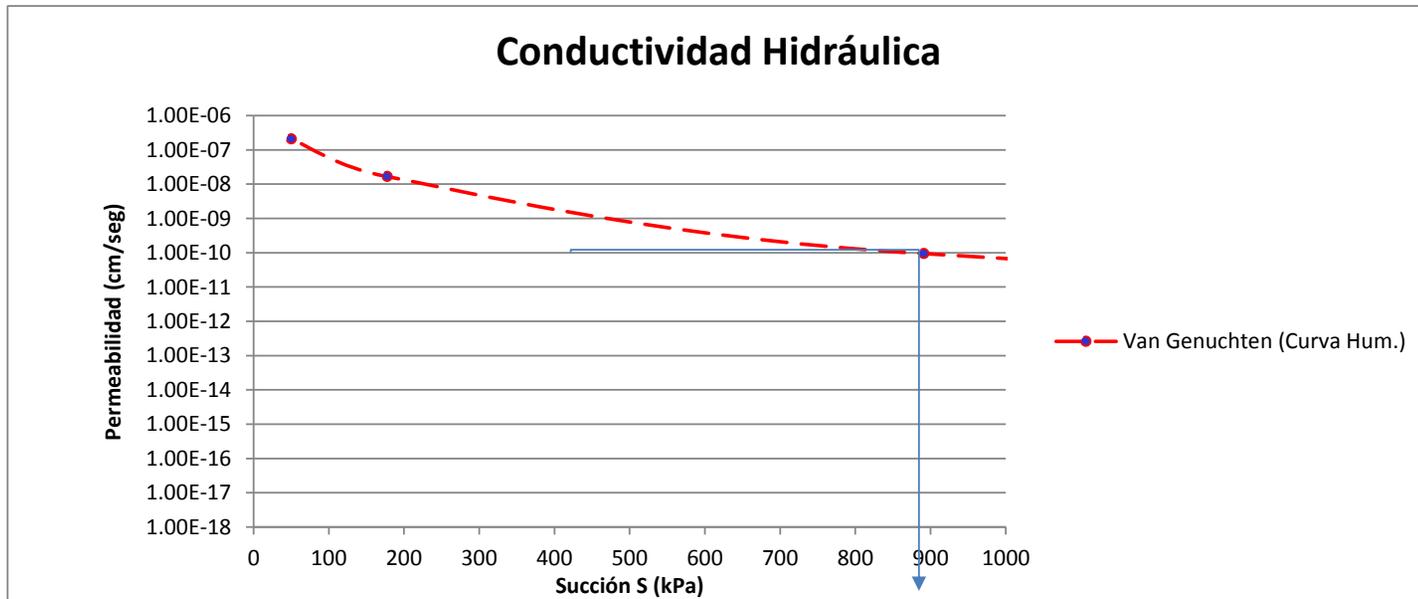
PERMEABILIDAD NO SATURADA

Universidad Autónoma de Queretaro

DATOS GENERALES

OBRA: **Tesis Maestría en Ciencias (Geotecnia)** No DE ENSAYE: **MEC-01**
 UBICACIÓN: **Ampliación Blvd. Miguel de Cervantes Saavedra** PROFUNDIDAD: **1.00 - 4.00 m**
 PCA O SPT: **1** ESTRATO O MUESTRA: **3** FECHA: **01-abr-13**

% W	S Log k Pa	Ψ kPa	m	η	α	Gw	Ψ kPa	K(S) cm/seg	K(S) m/dia
23.12%	3.5	3162.28	0.4444444	1.8	0.005	0.1095185	3160.00	8.00E-13	6.91E-10
38.74%	2.45	281.84	0.4444444	1.8	0.005	0.6274304	295.00	8.00E-09	6.91E-06
32.28%	2.92	831.76	0.4444444	1.8	0.005	0.3094041	750.00	2.00E-10	1.73E-07
31.90%	2.95	891.25	0.4444444	1.8	0.005	0.2938625	790.00	1.30E-10	1.12E-07





MODELO FISICO

Universidad Autónoma de Queretaro

Tesis Maestría en Ciencias (Geotecnia)

No DE ENSAYE: MEC-01

Ampliación Blvd. Miguel de Cervantes Saavedra

PROFUNDIDAD: 1.00 - 4.50 m

1

ESTRATO O MUESTRA:

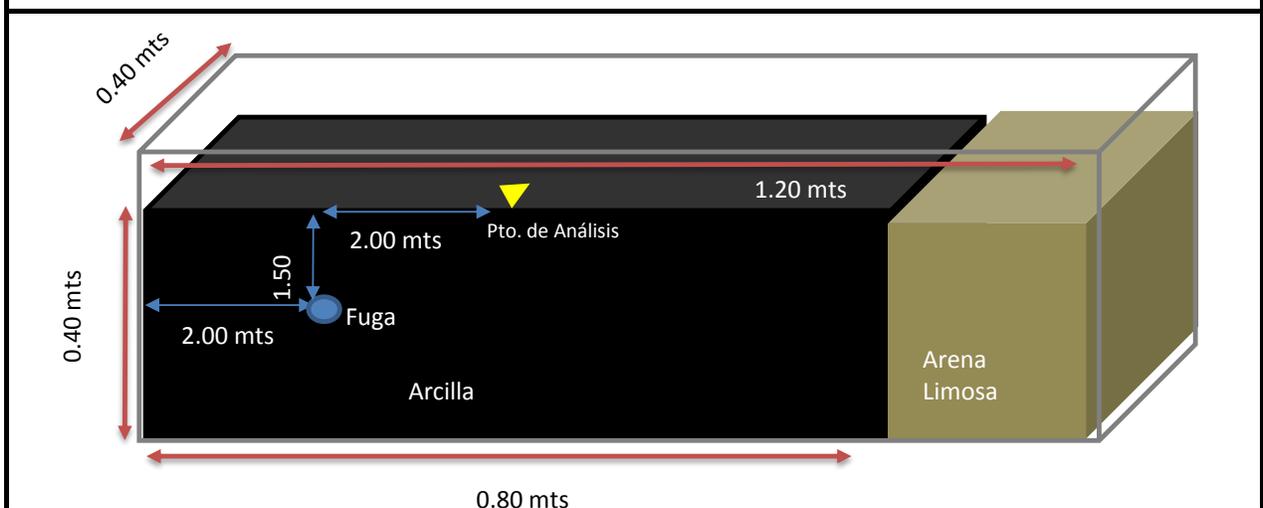
3

FECHA: 01-abr-14

base=	0.80	mts	Wmaterial=	175	kg
ancho=	0.40	mts	γ_{prom} =	1367	Kg/m3
altura=	0.40	mts	CONTENIDO DE AGUA EN EL SUELO		
área=	0.32	m²	Whúmedo=	100	
volumen=	0.128	m³	Wseco=	74.5	
Cte.	0.001	pulgadas	w%=	34.2%	%W inicial
			Whúmedo=	100	
			Wseco=	70.3	
			w%=	42.5%	%W final

FECHA	HORA	TIEMPO TRANSCURRIDO hrs	LECTURA DE MICRÓMETRO rayas	LECTURA DE DEFORMACIÓN LINEAL mm.	DEFORMACIÓN UNITARIA (%)	ESP. VACIOS (mm)	RELACIÓN DE VACIOS (e)
14-jul	10:00:00 a. m.	0.0	100	0.0000	0.000	247.9769	1.6312
15-jul	10:00:00 a. m.	24.0	115	0.3810	9.525	248.3579	1.6337
16-jul	10:00:00 a. m.	48.0	122	0.5588	13.970	248.5357	1.6349
16-jul	10:00:00 a. m.	72.0	138	0.9652	24.130	248.9421	1.6375
17-jul	10:00:00 a. m.	96.0	142	1.0668	26.670	249.0437	1.6382
18-jul	10:00:00 a. m.	120.0	148	1.2192	30.480	249.1961	1.6392
19-jul	10:00:00 a. m.	144.0	150	1.2700	31.750	249.2469	1.6395
21-jul	10:00:00 a. m.	168.0	152	1.3208	33.020	249.2977	1.6399
22-jul	10:00:00 a. m.	192.0	153	1.3462	33.655	249.3231	1.6400

DEFORMACIÓN 1.3462 mm





Vista de Realización de Pozo a Cielo Abierto (PCA-1)



Vista de Capa de Material Vegetal

REPORTE FOTOGRAFICO



Vista de Estrato-2 en Pozo a Cielo Abierto



Vista de Estrato-3 en Pozo a Cielo Abierto

REPORTE FOTOGRAFICO



Vista de Muestreo Inalterado Obtenido de PCA-1 E-3 A 1.50 mts de profundidad