



Universidad Autónoma de Querétaro
Facultad de Ingeniería.
Maestría en Mecánica de Suelos.

ASENTAMIENTOS EN SUELOS PARCIALMENTE SATURADOS.

TESIS

Que como parte de los requisitos para obtener el grado de
Maestro en Ciencias.

Presenta:

Ing. Andrés Benavente Wagner.

Dirigido por:

Dr. Eduardo Rojas González.

Dr. Eduardo Rojas González

Presidente

Dr. Jaime Horta Rangel

Secretario

Dr. Alfredo Pérez García

Vocal

Dra. María de la Luz Pérez Rea

Suplente

Dra. Teresa López Lara

Suplente <

Firma

Firma

Firma

Firma

Firma

Dr. Aurelio Domínguez González

Director de Facultad

Dr. Irineo Torres Pacheco

Director de Investigación y Posgrado.

Centro Universitario

Querétaro, Qro.

Marzo del 2012

México

RESUMEN

Este trabajo de tesis se realizó con la finalidad de crear un modelo reológico el cual nos ayudara a conocer los asentamientos que tendrá el suelo a lo largo del tiempo. El trabajo se llevo a cabo en la ciudad de Querétaro México, el problema al cual se aplicara el modelo es una serie de edificios los cuales están presentando un asentamiento y se planea dar soluciones para su reparación.

Para cumplir con los objetivos propuestos el análisis se dividió en tres partes, a) extracción y caracterización del suelo, b) creación y calibración del modelo y c) aplicación al caso real y análisis estadístico.

El material con el que se trabajo fue obtenido de la unidad Qronos VI ubicada en la Av. Belén esquina con la carreta Chichimequillas al norte de la ciudad, se obtuvieron muestras alteradas e inalteradas, aproximadamente a tres metros de profundidad, una vez que se realizaron las pruebas se logro clasificar al suelo como una arcilla de alta compresibilidad.

El modelo reológico propuesto consta de tres unidades o elementos, dos resortes y un amortiguador. Los cuales representaran las condiciones que el suelo presenta, una vez que el modelo fue calibrado utilizando los distintos resultados obtenidos en las pruebas experimentales, se realizó la aplicación al caso real para con esto obtener los asentamientos que presentara el suelo a lo largo del tiempo y con esto plantear soluciones.

Por último se llevo a cabo el análisis estadístico con el cual se asegura que el modelo cumple de forma confiable con el propósito de recrear el comportamiento que presenta el suelo.

El funcionamiento del modelo estará sujeto a las propiedades índice del suelo y su clasificación, una vez que se realizó el análisis se observan asentamientos cerca de los 9.3 cm y al realizar el análisis estadístico observamos que se tiene una confiabilidad del 95% por lo cual el modelo puede considerarse correcto.

SUMMARY

This thesis work was made with the end of created a new rheological model which helped us to understand the settlements of the soil in the time. The work was carried out in Queretaro Mexico; the problem which the model is applied is a series of buildings which are presenting a settlement and plans to provide solutions for repair.

To meet the proposed objectives, the analysis was divided into three parts, a) extraction and characterization of soil, b) development and calibration of the model and c) application to real case and statistical analysis.

The material with which work was obtained from the unit Qronos VI located on the corner of Avenue Belen and Chichimequillas located in the north of the city, samples were altered and unaltered, about three feet deep, once it is made the tests to classify the soil it was clay of high compressibility.

The proposed rheological model consists of three units or elements, two springs and one buffer. Which represent the soil conditions, once the model was calibrated using the different results obtained in experimental tests, was applied to real case to obtain settlements that present the soil over time and propose solutions to this.

Finally, was carried out statistical analysis which ensures that the model reliably meet in order to recreate the behavior that has the floor.

The model performance is subject to the rate of soil properties and classification, once the analysis was performed settlements are observed near 9.3 cm and when we make the statistical analysis to see that you have a reliability of 95% so the model can be considered correct.

DEDICATORIA

A mis padres, porque creyeron en mí y porque me sacaron adelante, dándome ejemplos dignos de superación y entrega, porque en gran parte gracias a ustedes, hoy puedo ver alcanzada mi meta, ya que siempre estuvieron impulsándome en los momentos más difíciles de mi carrera, y porque el orgullo que sienten por mí, fue lo que me hizo ir hasta el final.

A mis hermanos, tíos, primos y amigos.

Gracias por haber fomentado en mí el deseo de superación y el anhelo de triunfo en la vida.

A mi abuela, María Luisa quien día a día me enseña que hay que tomar la vida con alegría.

A todos, espero no defraudarlos y contar siempre con su valioso apoyo, sincero e incondicional.

AGRADECIMIENTOS

Quiero agradecerle a mi asesor de tesis, el Dr. Eduardo Rojas González, sus conocimientos invaluable que me brindo para llevar a cabo esta investigación, y sobre todo su paciencia para que trabajo pudiera llegar a su fin.

Agradezco a los miembros del jurado, el Dr. Jaime Horta. el Dr. Alfredo Pérez, a la Dra. Teresa López y a la Dra. María de la Luz Pérez, por las valiosas contribuciones que hicieron al trabajo final y por el tiempo que dedicaron para revisarlo, aún a pesar de tantas actividades que los ocupan.

Agradezco también la confianza y el apoyo de mis padres y hermanos, porque han contribuido positivamente para llevar a cabo esta difícil jornada.

Un agradecimiento especial a CONACYT por haber confiado y otorgado la beca.

Finalmente, agradezco a mis compañeros de grupo, porque la constante comunicación con ellos ha contribuido en gran medida a transformar y mejorar mi forma de actuar en mi trabajo, especialmente a aquellos que me brindaron amistad, comprensión y apoyo, dándome con ello, momentos muy gratos.

ÍNDICE

RESUMEN.....	2
DEDICATORIAS Y AGRADECIMIENTOS.....	4
INDICE DE TABLAS.....	7
INDICE DE FIGURAS.....	9
CAPÍTULO 1.....	12
I. INTRODUCCIÓN.....	12
1.1 JUSTIFICACIÓN.	
1.2 HIPÓTESIS Y OBJETIVOS.	
1.2.1 Hipótesis general.	
1.2.2 Objetivo general.	
1.2.3 Hipótesis particulares.	
1.2.4 Objetivos particulares.	
1.3 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA.	
CAPÍTULO 2.....	18
II. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA.....	18
2.1 Suelos parcialmente saturados.	
2.2 Modelos reológicos existentes.	
2.2.1 Modelo de Kelvin, Maxwell y Bingham.	
CAPÍTULO 3.....	38
III. DESARROLLO EXPERIMENTAL.....	38
3.1 Obtención de muestras.	
3.2 Propiedades del suelo.	
3.3 Pruebas de consolidación.	

CAPÍTULO 4.	63
IV. MODELO REOLÓGICO PROPUESTO.....	63
4.1 Modelo reológico del Profr. Leonardo Zeevaert.	
4.2 Modelo reológico.	
CAPÍTULO 5.	81
V. APLICACIÓN A UN CASO REAL.....	81
5.1 Descripción del problema.	
5.2 resolviendo el problema por medio del Modelo de Zeevaert.	
5.3 Análisis Estadístico.	
CAPÍTULO 6.....	92
VI. CONCLUSIONES.....	92
ANEXO 1.....	94
REFERENCIAS.....	97

INDICE DE TABLAS

Página

Tabla 1. Propiedades índice principalmente usadas en suelos no saturados.....	19
Tabla 2. Valores de los límites de Atterberg y peso específico de los sólidos..... de la arcilla café rosácea.	40
Tabla 3. Valores de la prueba de esfuerzo cortante con tres esfuerzos normales.....	43
Tabla 4. Prueba de permeabilidad	44
Tabla 5. Carga aplicada a la muestra natural, relación de vacíos inicial y..... deformación unitaria de colapso.	45
Tabla 6. Incrementos de carga.....	47
Tabla 7. Carga aplicada a la muestra media, relación de vacíos inicial y..... deformación unitaria de colapso.	48
Tabla 8. Carga aplicada a la muestra seca, relación de vacíos inicial y..... deformación unitaria de colapso.	50
Tabla 9. Carga aplicada a la muestra natural a 24 hrs, relación de vacíos inicial..... y deformación unitaria de colapso.	53
Tabla 10. Carga aplicada a la muestra media a 24 hrs, relación de vacíos..... inicial y deformación unitaria de colapso.	55
Tabla 11. Carga aplicada a la muestra seca a 24 hrs, relación de vacíos..... inicial y deformación unitaria de colapso.	57
Tabla 12. Valores de las constantes para la muestra natural.....	76
Tabla 13. Valores de las constantes para la muestra con humedad media.....	77
Tabla 14. Valores de las constantes para la muestra seca.....	78
Tabla 15. Tabla para calcular asentamientos a distintas profundidades.....	82
Tabla 16. Resultados del modelo de L. Zeevaert aplicados al problema real.....	84
Tabla 17. Comparativa de deformaciones entre ambos modelos.....	84
Tabla 18. Deformaciones unitarias del modelo propuesto y valores experimentales.... para la carga c1.	85
Tabla 19. Deformaciones unitarias del modelo propuesto y valores experimentales.... para la carga c2.	86

Tabla 20. Deformaciones unitarias del modelo propuesto y valores experimentales...86 para la carga c3.	86
Tabla 21. Deformaciones unitarias del modelo propuesto y valores experimentales...87 para la carga c4.	87
Tabla 22. Tabla para calcular asentamiento por el método de Zeevaert.....95	95
Tabla 23. Calculo de la evolución de los asentamientos con el tiempo.....96	96

INDICE DE FIGURAS

Página

Figura 1. Mapa de zonificación de regiones áridas y semiáridas.....	16
Figura 2. Hundimiento en construcción debida a suelos parcialmente saturados.....	17
Figura 3. Modelo de Hooke.....	21
Figura 4. Comportamiento mecánico de la unidad elástica ideal.....	21
Figura 5. Modelo de Newton.....	22
Figura 6. Comportamiento mecánico de la unidad viscosa ideal.....	23
Figura 7. Modelo de Coulomb.....	24
Figura 8. Comportamiento mecánico de la unidad plástica ideal.....	24
Figura 9. Modelo reológico de St. Venant.....	25
Figura 10. Comportamiento del modelo de St. Venant.....	26
Figura 11. Modelo en paralelo.....	27
Figura 12. Modelo en serie.....	28
Figura 13. Modelo reológico de Terzaghi.....	29
Figura 14. Solido de Kelvin.....	30
Figura 15. Esquema de deformación-tiempo para un esfuerzo constante.....	32
Figura 16. Modelo de Maxwell.....	32
Figura 17. Esquema de deformación-tiempo para un esfuerzo constante.....	34
Figura 18. Esquema de esfuerzo-tiempo para la ecuación 30.....	35
Figura 19. Modelo de Bingham.....	36
Figura 20. Esquema de esfuerzo-velocidad de deformación del modelo de Bingham...36	
Figura 21. Localización del pozo de visita realizado para la obtención de las..... muestras.	39
Figura 22. Estratificación de la zona a estudiar.....	40
Figura 23. Clasificación del suelo en la carta de plasticidad.....	41
Figura 24. Distribución granulométrica de la arcilla café-rosácea.....	42
Figura 25. Coeficiente de fricción interno y cohesión del suelo.....	43

Figura 26. Compresibilidad muestra natural.....	46
Figura 27. Deformación de la muestra natural.....	47
Figura 28. Deformación unitaria de la muestra natural.....	48
Figura 29. Compresibilidad muestra con humedad media.....	49
Figura 30. Deformación de la muestra con humedad media.....	49
Figura 31. Deformación unitaria de la muestra con humedad media.....	50
Figura 32. Compresibilidad muestra seca.....	51
Figura 33. Deformación de la muestra seca.....	51
Figura 34. Deformación unitaria de la muestra seca.....	52
Figura 35. Compresibilidad a 24 hrs muestra natural.....	53
Figura 36. Deformación de la muestra natural.....	54
Figura 37. Deformación unitaria de la muestra natural.....	54
Figura 38. Compresibilidad a 24 hrs muestra con humedad media.....	55
Figura 39. Deformación de la muestra con humedad media.....	56
Figura 40. Deformación unitaria de la muestra con humedad media.....	56
Figura 41. Compresibilidad a 24 hrs muestra seca.....	57
Figura 42. Deformación de la muestra seca.....	58
Figura 43. Deformación unitaria de la muestra seca.....	58
Figura 44. Compresibilidad muestra natural.....	60
Figura 45. Compresibilidad a 24 hrs muestra natural.....	60
Figura 46. Deformación de la muestra natural.....	61
Figura 47. Deformación de la muestra natural a 24 hrs	61
Figura 48. Modelo reológico de Zeevaert para suelos no saturados.....	63
Figura 49. Curva esfuerzo-deformación.....	66
Figura 50. Comportamiento desplazamiento vs tiempo con aplicación de carga.....	68
instantánea.	

Figura 51. Comportamiento desplazamiento vs tiempo con escala logarítmica con... aplicación de carga instantánea.	69
Figura 52. Modelo reológico propuesto.....	74
Figura 53. Esquema de deformación unitaria-tiempo del modelo.....	76
Figura 54. Grafica comparativa entre los resultados del modelo y las pruebas experimentales, deformación unitaria vs tiempo, muestra natural.	77
Figura 55. Grafica comparativa entre los resultados del modelo y las pruebas experimentales, deformación unitaria vs el tiempo, muestra con humedad media.	78
Figura 56. Grafica comparativa entre los resultados del modelo y las pruebas experimentales, deformación unitaria vs el tiempo, muestra seca.	79
Figura 57. Grafica de deformación unitaria con el tiempo para los tres estados y el esfuerzo real aplicado.	83
Figura 58. Histograma de deformación unitaria.....	88
Figura 59. Histograma de cajas, deformación unitaria.....	89
Figura 60. Grafica de la evolución de los asentamientos bajo la zapata después de la construcción.	96

CAPÍTULO 1.

I. INTRODUCCIÓN

Durante muchos años los estudios de mecánica de suelos pusieron especial énfasis en los suelos saturados, quedando los suelos no saturados relegados a un segundo plano, a pesar de que una gran parte del planeta se encuentra cubierta de estos suelos. La información y los conocimientos que se tienen en el caso de suelos no saturados son muy escasos, lo cual se debe al hecho de que su estudio ha resultado ser bastante más complicado que el de los saturados. También por la ecuación de esfuerzos efectivos de Terzaghi, que representa el marco teórico para el comportamiento de los suelos saturados, tal como se muestra en la fórmula siguiente:

$$\sigma' = \sigma - u_w \dots\dots\dots (1)$$

de donde:

σ - esfuerzo total que recibe el suelo.

σ' - esfuerzo efectivo que recibe el suelo.

u_w - es la presión de poro debida al agua.

(Karube y Kaway, 2001).

Posteriormente Fredlund en el 2004, encontró la manera de controlar la presión de poro debida al agua y la debida al aire, con lo cual generó que el estudio de estos suelos tomara auge entre los investigadores (Fredlund, 2006). Los suelos no saturados son muy comunes en regiones áridas y semiáridas, gran parte del comportamiento de estos suelos estará relacionado con la deformación volumétrica que pueden presentar.

En la actualidad existen o se conocen una gran variedad de suelos no saturados, muchos de ellos con características o comportamientos particulares, como arcillas expansivas, depósitos aluviales colapsables, eólicos y suelos compactados, entre otros. Muchos de estos problemas se han tratado de resolver y estudiar por separado, tal y como lo señalan Alonso et al. (1987). Sin embargo, muchos autores proponen que el estudio de estos suelos sea de forma global simplemente controlando la succión, por medio de esto se crearía un nexo entre los suelos parcialmente saturados.

Los fenómenos más característicos del suelo no saturado son los relacionados con sus deformaciones volumétricas al modificar el grado de saturación. Estas deformaciones pueden ser positivas (colapso) o negativas (expansión). El comportamiento de estos suelos se sabe que es en función de la estructura del suelo, la cual varía dependiendo de diversos factores como el grado de saturación y la distribución granulométrica de las partículas (Qin et. Al. 2010).

Para la solución del problema de las deformaciones volumétricas se utilizará la Reología la cual estudia las deformaciones visco elasto-plásticas de la materia (Bingham, 1929). Una definición más moderna expresa que la Reología es la parte de la Física que estudia la relación entre el esfuerzo y la deformación en los materiales que son capaces de fluir. La Reología es una parte de la mecánica de medios continuos. Una de las metas más importantes en Reología es encontrar ecuaciones constitutivas para modelar el comportamiento de los materiales. Dichas ecuaciones son -en general- de carácter tensorial. Las ecuaciones constitutivas se refieren a la relación mecánica de un sistema físico, cada material o sustancia tiene una ecuación constitutiva específica, dicha relación sólo depende de la organización molecular interna.

Las propiedades mecánicas estudiadas por la Reología se pueden medir mediante reómetros, aparatos que permiten someter al material a diferentes tipos de deformaciones controladas y medir los esfuerzos o viceversa. Para este problema se deberá de incluir en estas mediciones el cambio que tendrá el material, en este caso el suelo, a lo largo del tiempo debido a la carga aplicada.

Para la solución del problema de forma técnica, se deberá establecer una teoría basada en los modelos reológicos que establecen las leyes físicas de esfuerzo-deformación-tiempo. Estas teorías se basan o parten básicamente de tres elementos que se conocen como elemento de Hook-Coulomb, que representa el comportamiento elasto-plástico, la unidad Newtoniana lineal o no lineal, que tiene la particularidad de establecer la rapidez decreciente de la deformación con el tiempo (Zeevaert, 1995) y la unidad plástica, que representa las deformaciones permanentes. Estos modelos se pueden aplicar a los suelos no saturados incorporando los efectos de succión y grado de saturación del suelo en el comportamiento mecánico del mismo (Gallipoli, et. al, 2002). Estas teorías deberán considerar las propiedades mecánicas de los suelos en estudio,

pues por medio de ellas se debe de dar ciertas condiciones a los elementos para que el modelo sea lo más cercano a la realidad.

1.1 Justificación.

En este proyecto se trata de estudiar el problema de los asentamientos a largo plazo en suelos no saturados, puesto que se tiene poca información acerca del tema. Además en México, la mayoría de nuestros suelos están teniendo cambios drásticos debido al desecado, el cual puede ser artificial (por medio de la extracción de agua de los mantos acuíferos) o natural (por medio del cambio climático). Esto ha generado que se preste mucho más atención a los estudios de Mecánica de Suelos al momento de realizar una construcción.

En un alto porcentaje de la superficie del suelo, se encuentran suelos finos no saturados, como son principalmente los depósitos de suelos residuales y los sedimentos aluviales y eólicos. Desde un punto de vista granulométrico, estos suelos están constituidos por arcillas, limos y arenas finas. Dentro de esta división se encuentran los suelos colapsables, expansivos y dispersivos.

Muchas construcciones se están viendo seriamente afectadas cuando se construye en este tipo de suelos, ya que éstos son considerados como problemáticos, debido a las deformaciones volumétricas que sufren al aplicarse una carga a lo largo del tiempo. Al hablar de los problemas que se generan en las construcciones nos referimos a grietas, fisuras y desplomes de las construcciones, esto en el peor de los casos (Hagner, 2005).

Con respecto a cimentaciones que se apoyan en este suelo, es necesario poder estimar los desplazamientos verticales al aplicar la carga y los que se originaran a largo plazo por el fenómeno de la viscosidad intergranular, que es irreversible. Este fenómeno se conoce como fluencia lenta o creep (Vermeer y Leoni, 2005), desplazamiento secular o bien secundario. (Mun, 2004).

En la actualidad se conocen algunas técnicas para dar solución a los problemas de esfuerzo-deformación-tiempo el cual es un problema general de los suelos parcialmente saturados. En este trabajo se dará solución a problemas y casos reales por medio de la creación de un modelo reológico que describa los posibles problemas que se tendrán al

momento de realizar una construcción sobre un suelo parcialmente saturado. (Liu, 2006).

Así pues, el conocimiento de las propiedades de deformación es indispensable para efectuar el análisis de interacción suelo estructura de la cimentación que permitan conocer la rigidez que debe dársele a la cimentación para que no se dañe la construcción y por tanto, evitar gastos importantes de conservación con el tiempo.

1.2 Hipótesis y Objetivos.

1.2.1 Hipótesis general.

Es posible modelar el comportamiento esfuerzo-deformación-tiempo a largo plazo de los suelos no saturados a partir de los conceptos de la reología y de la mecánica de medios continuos.

1.2.2 Objetivo general.

Establecer un modelo reológico no lineal que permita determinar los cambios volumétricos a largo plazo que se presentarán en los suelos no saturados y la vida útil de los edificios.

1.2.3 Hipótesis particulares.

- Es posible determinar los parámetros del modelo reológico a partir de algunos ensayos de laboratorio.

1.2.4 Objetivos particulares.

- Determinar los asentamientos a largo plazo que presentarán los suelos no saturados ante la imposición de una carga en la ciudad de Querétaro.
- Definir la relación existente entre las propiedades mecánicas, las cargas y los asentamientos a largo plazo de estos suelos.

1.3 Descripción del problema.

La realidad de los suelos no saturados alrededor del mundo es de gran importancia debido a los cambios que se están presentando en todo el orbe, como lo ilustra el mapa

(Fig. 1) una gran parte de la superficie terrestre está cubierta por suelos que van de muy áridos a semiáridos, que son las zonas en donde se presentarán este tipo de suelos. Es por esto que en la actualidad necesitamos tener un poco mas de investigaciones acerca de los problemas que ocasionan este tipo de suelos.

El cambio climático y la utilización del agua del subsuelo son dos grandes problemas que atañen a este tipo de suelos, ya que las zonas áridas están teniendo una constante variación debido a las lluvias intensas que se han venido presentando en los últimos tiempos, esto parte de que la mayoría de los suelos están sufriendo un proceso continuo de humedecimiento y desecación el cual afecta notablemente la estructura de los suelos no saturados, además de afectar notablemente las construcciones que están sobre ellos, por lo cual es aún más peligroso ya que puede provocar hundimientos y colapsos inmediatos generando un gran problema desde el punto de vista social.

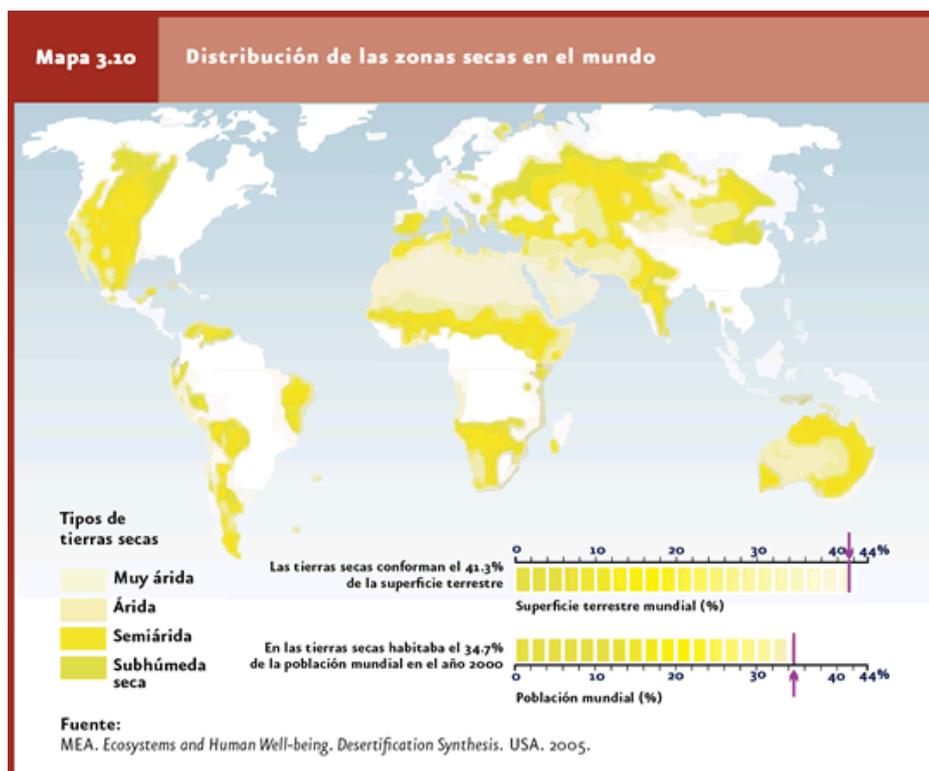


Figura 1. Mapa de zonificación de regiones áridas y semiáridas.

(Leppers, 2005).

Como se observa en la Figura 1 las regiones áridas y semiáridas ocupan prácticamente más del 50% de nuestro país, por lo cual en los últimos años se ha dedicado tiempo y dinero en la investigación de los fenómenos que ocasionan estos

suelos en las construcciones, en los caminos y carreteras, y en cómo solucionarlos de manera óptima y económica.

En el caso de cimentaciones de zapatas aisladas y losas corridas de cimentación, es importante conocer las características cuantitativas de esfuerzo-deformación-tiempo de estos suelos de compresibilidad media a alta. Se hace necesario además, estimar los desplazamientos verticales que se generan en diferentes puntos de la cimentación. Ya que éste será necesario para el proyecto constructivo de la misma estructura.

En esta práctica se ha hecho un proceso bastante simple para los constructores de viviendas pues por ahorrarse dinero prefieren arriesgar la integridad de las familias al evitarse la prevención de hacer un buen estudio de Mecánica de Suelos.

Dentro de los problemas más comunes debido a los suelos parcialmente saturados tenemos la deformación volumétrica que tienen los suelos por medio de los cuales las construcciones tienen hundimientos como se observa en la Fig. 2.



Figura 2. Hundimiento en construcción debida a suelos parcialmente saturados.

(Imagen real, Hawai, 1995).

CAPÍTULO 2.

II. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA.

2.1 Suelos no saturados.

Para poder tener un claro enfoque acerca del tema de los suelos parcialmente saturados es necesario primero conocer a fondo los términos que se ocuparán para la descripción del problema. Para empezar, se dará una reseña de lo que son los suelos no saturados. A continuación se profundizará más en el tema nombrando las propiedades índice de estos suelos, las cuales serán de gran importancia para el desarrollo del problema.

El estudio de los suelos no saturados tiene como objeto encontrar la diferencia que existe entre los suelos saturados y los parcialmente saturados. Una simple explicación sería basándonos únicamente en la presión de poro que presentaran uno y otro, ya que en los suelos saturados la presión de poro sería positiva mientras que en los suelos no saturados esta presión sería negativa al contener burbujas de aire atrapadas dentro de la masa de suelo.

Una manera de clasificar los suelos no saturados puede basarse en los cambios volumétricos que presentarán; puede suceder que el volumen en estos suelos aumente o disminuya, al someterlos a la hidratación. La diferencia entre estos dos posibles sucesos se deberá en su totalidad a la estructura que presente el suelo. Esta es solo una forma de clasificar los suelos parcialmente saturados ya que por otro lado tenemos el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

Las propiedades índice de los suelos serán el primer acercamiento que tendremos realmente con el suelo ya que estas propiedades nos sirven como una etapa preliminar para conocer diferentes características de los suelos, sin que éstas puedan llegar a ser significativamente importantes, nos dan una idea del tipo de suelo con el que estamos tratando. Para poder profundizar un poco más es necesario hacer estudios más complejos y elaborados.

A continuación se muestra en la tabla núm. 1, las propiedades índice más utilizadas comúnmente para suelos parcialmente saturados:

Tabla 1. Propiedades índice principalmente usadas en suelos parcialmente saturados
(Zepeda, 2004).

Propiedades índice primarias	Correlación Empírica con Propiedad Mecánica
Grado de saturación	Potencial de expansión y conductividad hidráulica.
Peso específico seco	Potencial de expansión y presión de expansión.
Partículas menores a 2 micras	Actividad-potencial expansivo.
Contracción lineal	Potencial de expansión.
Contenido volumétrico del agua	Conductividad hidráulica.
Límite líquido	Potencial de expansión y presión de expansión.
Peso específico relativo de los sólidos	Potencial de expansión.
Compacidad	Potencial de expansión y compresibilidad.
Humedad	Succión.
Resistencia a la penetración estándar	Potencial de expansión.
D ₆₀ , I _p y % de partículas < 200	Relacionadas con la curva característica.

Por otro lado será necesario tener conocimiento acerca de los cambios volumétricos que pueden presentarse en los suelos parcialmente saturados, los cuales pueden tener origen en tres grandes ramas;

1. Debido a la estructura del suelo.
2. Debido al cambio en su contenido de agua.
3. Debido a la desecación del suelo. (Fredlund y Rahardjo, 1993).

Por medio de estas ramas podemos entender un poco mas los cambios volumétricos que presentaran los suelos parcialmente saturados.

2.2 Modelos Reológicos Existentes

Para iniciar esta parte del capítulo, se darán algunos conceptos importantes en el aspecto de la Reología, los cuales serán de gran utilidad.

Establecemos primero lo que es la Reología; “La Reología estudia las leyes de esfuerzo deformación de los cuerpos y su evolución con el tiempo”, (Folque, 1961), podemos dividir el estudio de la Reología en dos grandes ramas que son:

- La Macró-reología, que estudia los cuerpos, considerandolos homogéneos, sin atender su estructura y sin hacer esfuerzos para la prospección;
- La Micro-reología, que procura explicar el comportamiento de los cuerpos, pero teniendo en cuenta su composición estructural.

En Reología existen tres modelos básicos, los cuales son el modelo de Hooke, el modelo de Newton y el modelo de Coulomb. El modelo de St. Venant es un modelo compuesto, éstos explican comportamientos básicos de los materiales elásticos, viscosos y plásticos, respectivamente. Por medio de la combinación de estos modelos se pueden representar comportamientos más complejos.

Comenzaremos por estudiar el modelo o la unidad de Hooke (Figura 3), el cual fue el primero en investigar la elasticidad de los materiales, la que definió de la siguiente manera, “la propiedad que tiene un sólido ideal de recuperar su forma completamente después de que es descargado, tras haber sido sometido a una carga”.

El modelo de Hooke es conocido como el resorte lineal sin masa, el cual se muestra en la figura 3 y que tiene un comportamiento elástico, por lo cual responde o tiene un comportamiento según la primera ley de Hooke la cual dice que “la deformación de un cuerpo elástico es proporcional al esfuerzo que se le aplica y el fenómeno es reversible”, la cual se representa de la siguiente manera (Ec. 2)

$$\sigma = E\varepsilon \dots\dots\dots (2)$$

De donde:

σ –Esfuerzo aplicado.

E – Coeficiente de proporcionalidad o módulo de Young.

ε - Deformación unitaria del resorte.

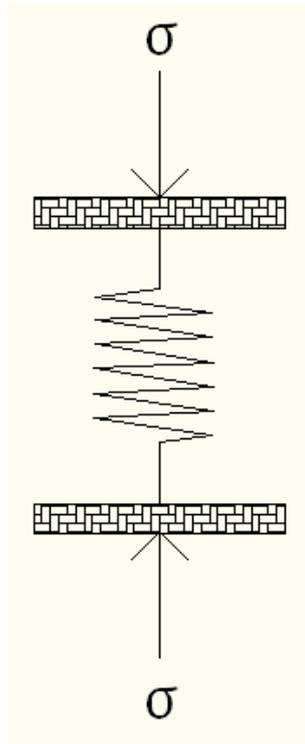


Figura 3. Modelo de Hooke. (Mase, 1970)

La figura 4, muestra el comportamiento de la unidad elástica ideal, en la cual podemos apreciar que el esfuerzo será proporcional a la deformación, mientras mayor sea el esfuerzo que se aplique, mayor será la deformación unitaria del cuerpo. Algunos materiales presentan este comportamiento, cuando no es así, los materiales deberán de ser explicados con la ayuda de modelos viscosos, plásticos o bien, una combinación de estos dos.

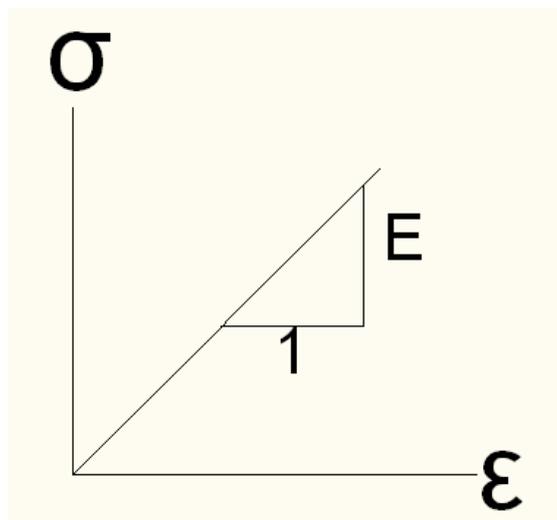


Figura 4. Comportamiento mecánico de la unidad elástica ideal.

Continuaremos con el Modelo de Newton o amortiguador (Figura 5). Por medio de este modelo se representa un material idealmente viscoso, en el que la carga es proporcional a la velocidad de deformación que presenta. El coeficiente de proporcionalidad estará dado por el coeficiente de viscosidad del líquido que estará dentro del amortiguador. La expresión que describe este comportamiento es la Ec. 3.

$$\sigma = n * \dot{\epsilon} \dots \dots \dots (3)$$

En donde:

σ –Esfuerzo aplicado al cuerpo.

n – Coeficiente de proporcionalidad o coeficiente de viscosidad.

$\dot{\epsilon}$ - Velocidad de la deformación, que estará dada como sigue.

$$\dot{\epsilon} = \frac{d\epsilon}{dt} \dots \dots \dots (4)$$

En la figura 6 se representa el comportamiento ideal viscoso, en el cual se observa que la velocidad de deformación es proporcional a la carga aplicada y dependerá en su totalidad del coeficiente de viscosidad del líquido contenido en el amortiguador.

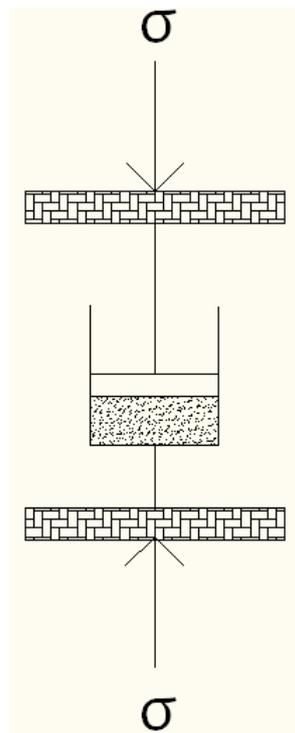


Figura 5. Modelo de Newton. (Mase, 1970).

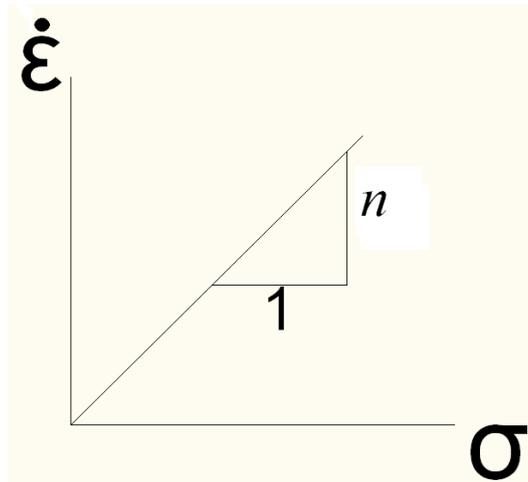


Figura 6. Comportamiento mecánico de la unidad viscosa ideal.

Por último tendremos el Modelo de Coulomb (Figura 7), con este modelo se explica el comportamiento plástico ideal de los materiales, el cual como se muestra en la figura 7a es una masa apoyada sobre una superficie, a la masa se le aplica una fuerza P_h la cual irá en aumento, por lo que la fuerza P_s también sufrirá un aumento hasta un valor límite. Una vez que se llega a este valor límite la masa comenzará a deslizarse indefinidamente mientras se mantenga la fuerza P_h . Una manera más sencilla de representar este modelo se observa en la figura 7b.

El comportamiento de este modelo se representa con la Ec. 5.

$$P_s = \mu W \dots\dots\dots (5)$$

De donde:

P_s - Resistencia límite o la fuerza mínima que podemos aplicar para que la masa comience a deslizarse,

W - Peso del cuerpo,

μ - Coeficiente de proporcionalidad conocido como el coeficiente de fricción de Coulomb.

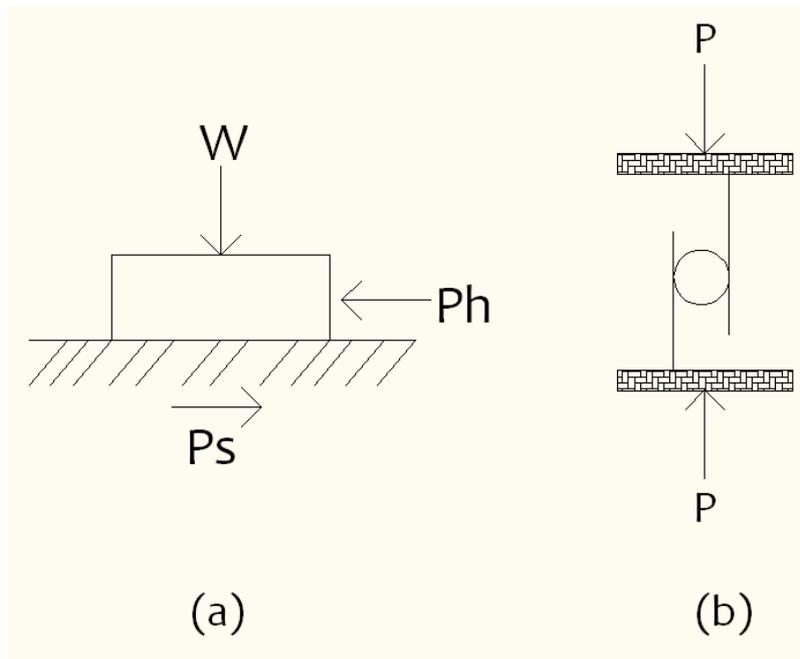


Figura 7. Modelo de Coulomb

En la figura 8, se presenta el comportamiento que tendría si se gráfica la deformación unitaria y la fuerza P aplicada. Lo que expresa la gráfica es el comportamiento que tendrá el modelo cuando se incrementa la fuerza Ph , se aumenta la fuerza Ps hasta un punto límite, en el cual, si la fuerza Ph se mantiene el cuerpo se deslizará indefinidamente mientras la fuerza se mantenga constante. Al retirar o disminuir la fuerza Ph , la fuerza Ps disminuye y el cuerpo se detiene, (punto indicado por ϵ_p en la figura), sin regresar al punto inicial. Con esto se explican las deformaciones permanentes que presentan algunos materiales.

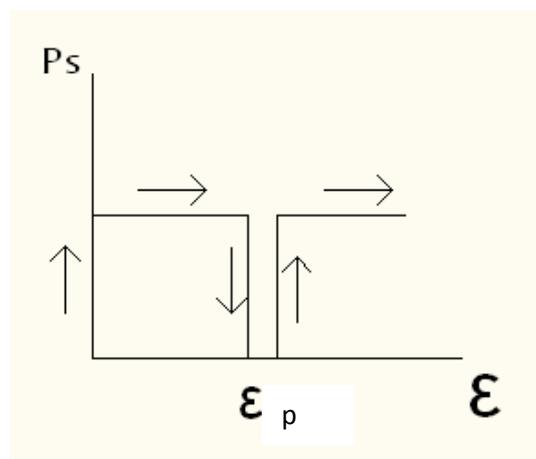


Figura 8. Comportamiento de la unidad plástica ideal.

Estos tres son los modelos básicos dentro de la Reología, con estos se podrá representar el comportamiento de cualquier material, combinando dos o más en un arreglo ya sea en serie o en paralelo, sin embargo un modelo que se considera como básico es el de St. Venant, en el cual se tiene una unidad de Coulomb y una unidad de Newton en serie, (Figura 9).

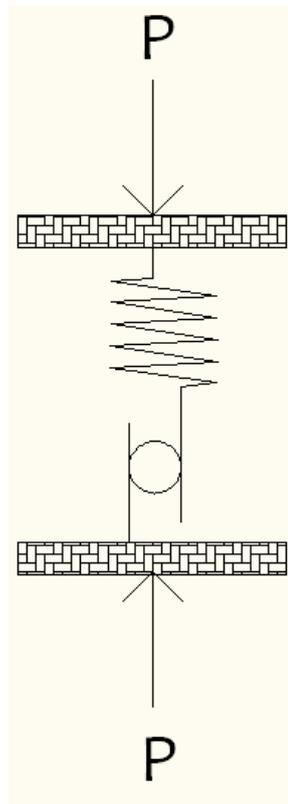


Figura 9. Modelo Reológico de St. Venant, (Mase, 1970).

En la Figura 10 se observa el comportamiento que tiene el modelo al aplicar una fuerza P , el modelo se comporta elásticamente hasta que alcanza la fuerza de fricción que impide el movimiento del patín. Una vez alcanzada y excedida dicha fuerza, el resorte dejara de deformarse y el patín comenzara a moverse, comportándose ahora plásticamente. Una vez que se quita la fuerza P , el modelo tendrá una respuesta elástica, debido al resorte, sin embargo, se mantiene la deformación plástica sufrida por el patín.

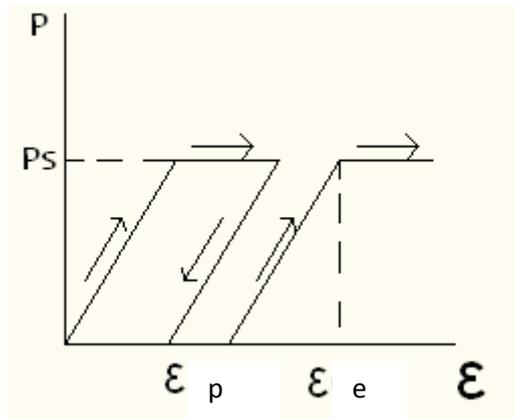


Figura 10. Comportamiento del Modelo de St. Venant.

Como se menciona anteriormente estas unidades básicas podrán combinarse en un acomodo ya sea en serie o en paralelo, para cada uno de los arreglos se consideran las siguientes expresiones dependiendo de cuál sea el caso.

Cuando el modelo se encuentra en forma de paralelo (Figura 11), las ecuaciones que describen este comportamiento serán las siguientes

$$\varepsilon_T = \varepsilon_1 = \varepsilon_2 \dots \dots \dots (6)$$

$$\sigma = \sigma_1 + \sigma_2 \dots \dots \dots (7)$$

De donde:

- ε – Deformación unitaria total del modelo.
- ε₁ – Deformación unitaria en la unidad 1.
- ε₂ – Deformación unitaria en la unidad 2.
- σ – Esfuerzo total aplicada al modelo.
- σ₁ – Esfuerzo aplicado a la unidad 1.
- σ₂ – Esfuerzo aplicado a la unidad 2.

Las ecuaciones 6 y 7 expresan el tratamiento que se le dará a un modelo en paralelo, como se observa en la figura 11, el esfuerzo total aplicado al modelo será la suma del esfuerzo que reciba cada una de las unidades, en este caso representadas por M1 y M2, mientras que la deformación total que se presentara en el modelo será igual a la que presente cada una de las unidades por separado.

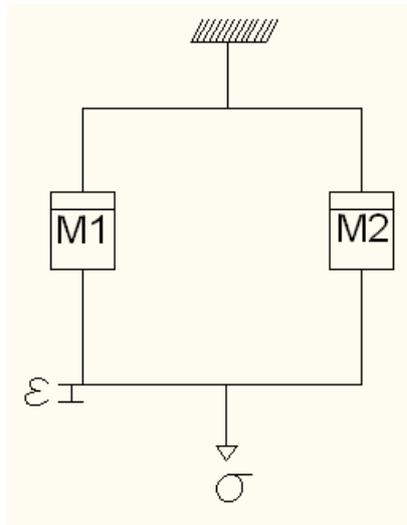


Figura 11. Modelo en paralelo (Mase, 1970).

De donde:

M_1, M_2 – Unidad reológica utilizada.

ε – Deformación unitaria total del modelo.

σ – Esfuerzo aplicado total en el modelo.

Si el modelo tiene un arreglo en serie se utilizaran las siguientes expresiones

$$\varepsilon = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 \dots \dots \dots (8)$$

$$\sigma = \sigma_1 = \sigma_2 \dots \dots \dots (9)$$

De donde:

ε – Deformación unitaria total del modelo.

ε_1 – Deformación unitaria en la unidad 1.

ε_2 – Deformación unitaria en la unidad 2.

σ – Esfuerzo total aplicada al modelo.

σ_1 – Esfuerzo aplicado a la unidad 1.

σ_2 – Esfuerzo aplicado a la unidad 2.

Las ecuaciones 8 y 9 expresan el comportamiento del modelo en serie, como se observa en la figura 12, el esfuerzo total que se aplica será el mismo para las unidades ocupadas, mientras que la deformación unitaria total será la suma de las deformaciones que presente cada una de las unidades por separado, en este caso representadas por M1 y M2.

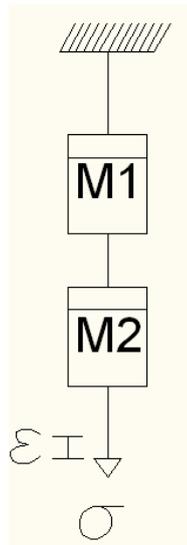


Figura 12. Modelo en serie (Mase, 1970).

De donde:

M_1, M_2 – Unidad reológica utilizada.

ϵ – Deformación unitaria total del modelo.

σ – Esfuerzo total aplicado al modelo.

Una vez que se conocen las unidades principales de la reología, se puede comprender de manera simple el esquema planteado por Terzaghi, en el cual explica el proceso de la consolidación en arcillas saturadas, y cumple o satisface a la perfección la definición de Reología. En la figura 13, se observa el modelo Reológico de Terzaghi, el cual está compuesto por un resorte o unidad Newtoniana, rodeada en su totalidad por agua, se puede explicar de la siguiente manera, en un principio el esfuerzo que se presenta lo absorbe el agua y a medida que ésta se va disipando el resorte comenzará a trabajar hasta que llega un punto en el que el resorte absorbe en su totalidad el esfuerzo aplicado y una vez que se retira el esfuerzo el resorte regresará a su estado inicial.

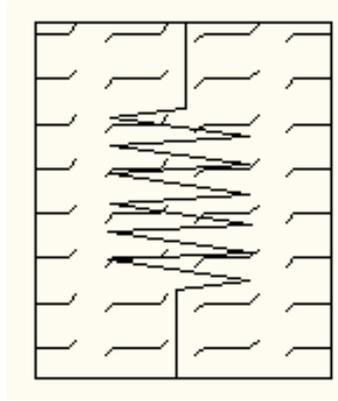


Figura 13. Modelo Reológico de Terzaghi.

Existe una cantidad muy limitada de modelos reológicos hechos para explicar los asentamientos que se tienen dentro de un suelo parcialmente saturado, esto es debido a la complejidad que existe al momento de intentar incorporar las variables que en realidad afectan o bien toman parte en este proceso (Sheng, et. al, 2004).

Algunos de los modelos más conocidos y sencillos son el sólido de Kelvin y el modelo de Maxwell, los cuales asemejan el comportamiento visco elástico de algunos materiales, se exponen a continuación ambos modelos:

2.2.1 Modelo de Kelvin, Maxwell y Bingham.

Sólido de Kelvin.

El nombre de sólido o modelo de Kelvin (Figura 14), lo reciben los cuerpos que, bajo carga constante aplicada de manera instantánea, presentan los siguientes comportamientos:

- No sufren deformaciones instantáneas.
- Sufrirán deformaciones proporcionales al esfuerzo aplicado, lo que quiere decir que tienden a un valor asintótico.

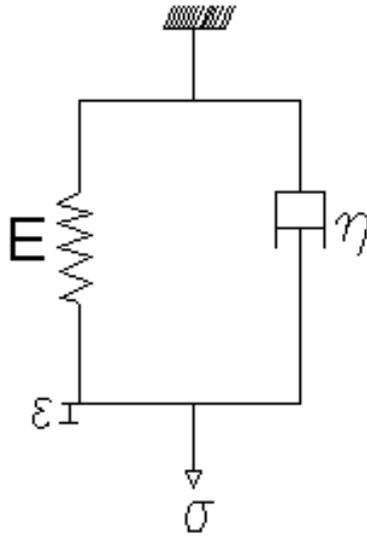


Figura 14. Sólido de Kelvin. (Mase, 1970).

Como se observa en la Figura 14, una vez que la carga se aplica y es retirada, la recuperación que tendrán las unidades no será instantánea, si no que será una recuperación a lo largo del tiempo, este fenómeno se conoce como “elasticidad retardada”, la cual se observa en todos los elementos o modelos que reciben el nombre de Sólido de Kelvin.

En el modelo de Kelvin se observa que al aplicar una carga no ocurrirá ninguna deformación instantánea, ya que, en un principio la carga total aplicada será soportada por el amortiguador (en caso de que la compresibilidad del resorte sea muy pequeña en comparación con la del amortiguador), una vez que el amortiguador comienza a deformarse, es entonces cuando el resorte comienza a recibir una parte de la carga aplicada, por lo cual, comenzará a deformarse; hasta llegar a un punto en el cual el amortiguador haya tenido una deformación total, entonces el elemento de Hooke presentará una deformación proporcional a la carga impuesta.

Si analizamos la figura 14, observamos que el modelo es un arreglo en paralelo por lo tanto;

$$\sigma = \sigma_{res} + \sigma_{amort} \dots\dots\dots(10)$$

$$\epsilon = \epsilon_{res} = \epsilon_{amort} \dots\dots\dots(11)$$

Estas ecuaciones, como ya se explicó, se refieren a que el total del esfuerzo será igual a la suma del esfuerzo en cada una de las unidades y la deformación del resorte así como la deformación del amortiguador serán iguales a la deformación total del modelo.

Ahora de las características de cada una de las unidades se puede obtener,

$$\sigma_{res} = E \varepsilon_{res} \dots\dots\dots (12)$$

$$\sigma_{amort} = \mu \dot{\varepsilon}_{amort} \dots\dots\dots (13)$$

Substituyendo la ecuación (12) y (13) en la ecuación (10) se obtiene:

$$\sigma = E \varepsilon + \mu \dot{\varepsilon} \dots\dots\dots (14)$$

La ecuación anterior será la que representa la ecuación constitutiva del modelo de Kelvin. Si consideramos un esfuerzo constante e integramos la ecuación (14),

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} \left(1 - e^{\left(-\frac{E}{\mu}(t) \right)} \right) \dots\dots\dots (15)$$

Esta ecuación tendrá por asíntota:

$$\varepsilon_1 = \frac{\sigma}{E} \dots\dots\dots (16)$$

La ecuación anterior estará representada por la figura 15. Si derivamos esta ecuación podremos obtener la velocidad de deformación que presentará el amortiguador:

$$\dot{\varepsilon} = \frac{\sigma}{\mu} e^{\left(-\frac{E}{\mu}(t) \right)} \dots\dots\dots (17)$$

Si evaluamos la ecuación (17) con un tiempo (t = 0) obtenemos la velocidad de deformación del modelo.

$$\dot{\varepsilon} = \frac{\sigma}{\mu} \dots\dots\dots (18)$$

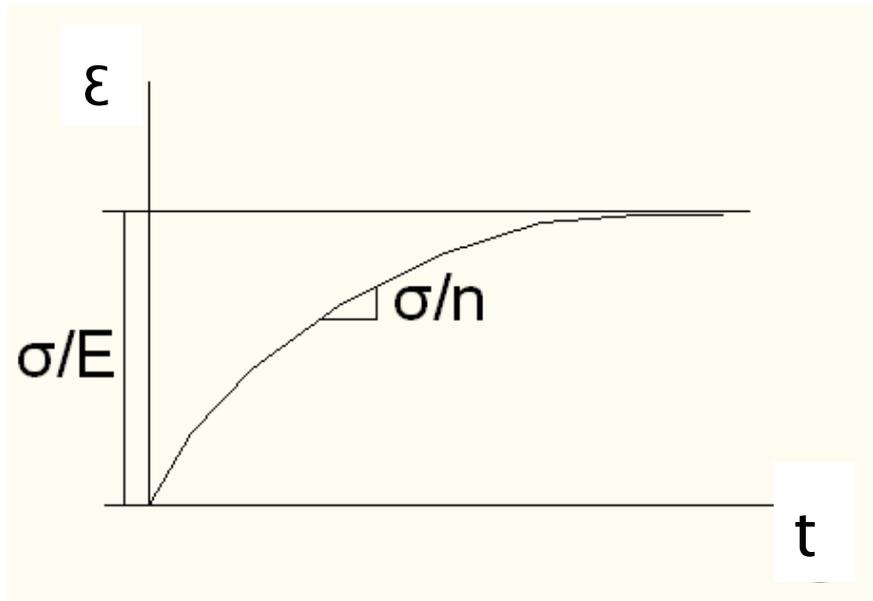


Figura 15. Esquema de deformación- tiempo para un esfuerzo constante.

Modelo de Maxwell.

El modelo de Maxwell está representado por la Figura 16, el cual responde al aplicar una carga instantánea de la siguiente manera:

- Presentará una deformación instantánea, la cual será proporcional al esfuerzo distorsional.
- Una deformación subsecuente (desarrollada a velocidad y que estará en función del tiempo), la cual es proporcional al esfuerzo distorsional.

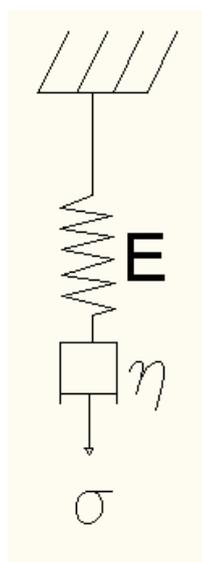


Figura 16. Modelo de Maxwell (Mase, 1970).

En el modelo de Maxwell se puede apreciar que el resorte comienza a deformarse en el momento en el que se aplica la carga, en cambio, el amortiguador comenzará a deformarse hasta que la unidad de Hook disipe los esfuerzos, de tal manera que a largo plazo el esfuerzo interno del modelo habrá de disminuir a cero. A esto se le conoce como “relajación de esfuerzos”.

Como se observa en la figura 16, al momento de aplicar una carga tendremos una deformación instantánea en el resorte, la cual será proporcional al esfuerzo. Mientras que el amortiguador por su parte, entrará en una deformación, que tendrá una velocidad proporcional a la del esfuerzo aplicado, en donde el coeficiente de proporcionalidad es la viscosidad del líquido que llena el amortiguador.

Visualmente analizamos la figura 16 y nos damos cuenta que es un arreglo en serie por lo cual:

$$\sigma = \sigma_{res} = \sigma_{amort} \dots\dots\dots (19)$$

$$\varepsilon = \varepsilon_{res} + \varepsilon_{amort} \dots\dots\dots (20)$$

Ahora si estas ecuaciones las relacionamos con las unidades utilizadas por Maxwell podemos obtener:

$$\sigma_{res} = E\varepsilon_{res} \dots\dots\dots (21)$$

$$\sigma_{amort} = \mu\dot{\varepsilon}_{amort} \dots\dots\dots (22)$$

Escribiendo de otra manera las ecuaciones (21) y (22), podemos deducir que:

$$\dot{\varepsilon}_{res} = \frac{\dot{\sigma}}{E} \dots\dots\dots (23)$$

$$\dot{\varepsilon}_{amort} = \frac{\sigma}{\mu} \dots\dots\dots (24)$$

Substituyendo las ecuaciones (23) y (24) en la ecuación (20) obtenemos:

$$\dot{\varepsilon} = \frac{\dot{\sigma}}{E} + \frac{\sigma}{\mu} \dots\dots\dots (25)$$

La expresión anterior será la ecuación constitutiva del modelo de Maxwell, ahora si esta ecuación la sometemos a un esfuerzo constante:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{\mu} \dots\dots\dots (26)$$

Derivando la ecuación (26) y obteniendo la constante de derivación obtenemos que la deformación unitaria total del modelo será igual a:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{n} (t) + \frac{\sigma}{E} \dots \dots \dots (27)$$

La figura 17 representa la gráfica que se obtiene de esta ecuación, en la cual podemos observar el comportamiento que tiene cada una de las unidades reológicas, ya que en primera instancia el resorte presenta una respuesta debida a la carga instantánea, una vez que el resorte llegó hasta su punto máximo de deformación, el amortiguador comienza a deformarse con una velocidad de deformación como se indica en la figura 17.

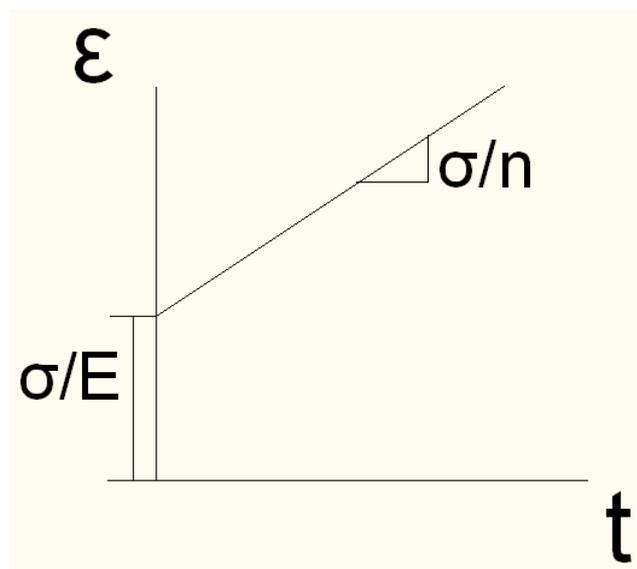


Figura 17. Esquema de deformación- tiempo para un esfuerzo constante.

Ahora bien, si la ecuación (25) la sometemos a un ensaye de relajación, esto quiere decir que la deformación será constante; obtendremos que:

$$0 = \frac{\dot{\sigma}}{E} + \frac{\sigma}{n} \dots \dots \dots (28)$$

$$\dot{\sigma} = -\frac{\sigma E}{n} \dots \dots \dots (29)$$

Si integramos la ecuación (29) obtenemos que el esfuerzo será igual a:

$$\sigma = ce^{\left(-\frac{E}{n}(t)\right)} \dots \dots \dots (29)$$

$$\sigma = E \varepsilon_0 e^{\left(\frac{-E}{n}(t)\right)} \dots\dots\dots (30)$$

Graficando la ecuación (30):

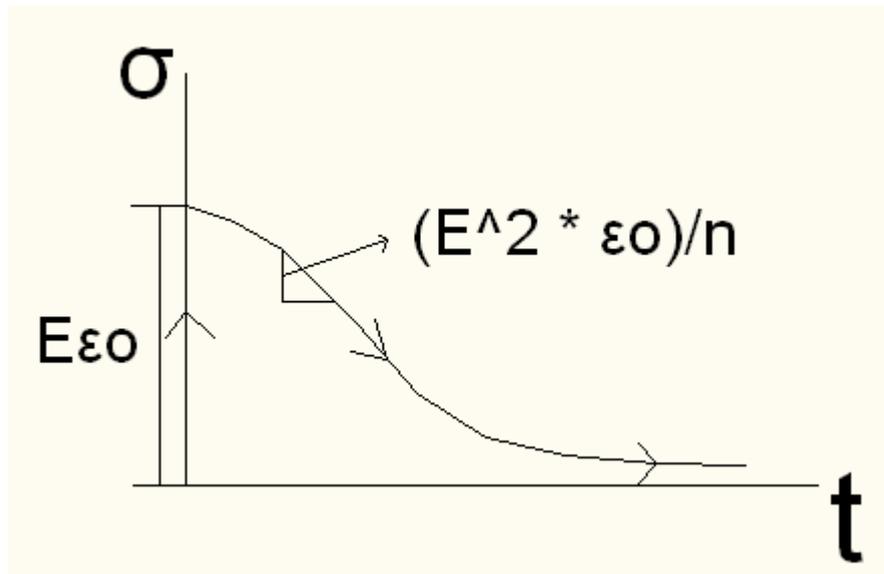


Figura 18. Esquema de esfuerzo –tiempo para deformación constante.

Modelo de Bingham.

Los cuerpos o modelos de Bingham se caracterizan por comportarse como líquidos viscosos, una vez que es vencida una fuerza P_0 , para fuerzas inferiores a P_0 los cuerpos ideales de Bingham no sufrirán deformaciones.

Como se muestra en la figura 19, para que un modelo sea considerado como modelo de Bingham es necesario que contenga una unidad newtoniana y un elemento friccionante; es decir, elementos que sólo sufren deformaciones después de que se vence una fuerza.

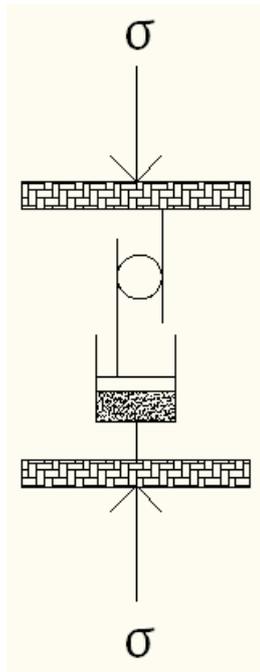


Figura 19. Modelo de Bingham.

Como se observa en la figura 19, se necesitará cierta fuerza para vencer la fricción que presenta el patín y para que el elemento de Newton comience a deformarse. Esas deformaciones se producen según la siguiente ley:

$$\sigma - P_0 = n\dot{\epsilon} \dots \dots \dots (31)$$

La expresión anterior será la ecuación constitutiva del modelo de Bingham, ahora si graficamos esta ecuación (Figura 20), podemos observar que el modelo de Bingham tendrá un comportamiento de liquido newtoniano sólo si la fuerza P_0 es superada.

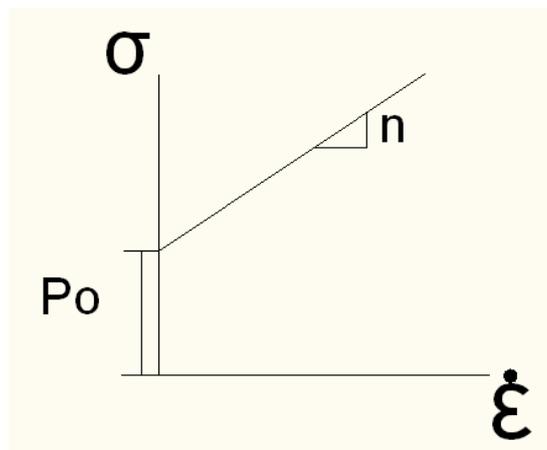


Figura 20. Esquema de esfuerzo–velocidad de deformación del modelo de Bingham.

Para la comprensión del cambio volumétrico se utilizará también dos modelos conocidos, los cuales fueron creados por el Profesor Emérito de la Universidad Nacional Autónoma de México, Leonardo Zeevaert y otro por el investigador J. Folque ambos para suelos no saturados, éstos son los modelos que aún prevalecen para los suelos parcialmente saturados, aunque existen modelos más recientes los cuales incorporan las relaciones de saturación-succión con histéresis dentro de las relaciones esfuerzo-tensión. (Sheng, et. al, 2008).

Basaremos la investigación en la creación de un modelo reológico, a partir de los ensayos de laboratorio, y se aplicará a un problema real que nos permitirá estimar el comportamiento de las estructuras a futuro.

Una vez creado el modelo reológico se verificará con el suelo que estaremos estudiando para comparar los resultados obtenidos por medio del modelo contra los resultados obtenidos a través de las pruebas reales o físicas hechas al mismo suelo, por medio de estas pruebas se conocerán sus propiedades, así como el comportamiento que presentará en la realidad, con lo que podremos corroborar si los resultados que arroja el modelo serán confiables o bien podremos predecir la confiabilidad del modelo; para así poder utilizarlo en cualquier suelo parcialmente saturado.

CAPÍTULO III

III. Desarrollo Experimental.

En este capítulo se explica la metodología que se siguió para conseguir los resultados esperados, a continuación se muestra un resumen de cada una de las etapas.

- Extracción de muestra, alterada e inalterada.
- Caracterización del suelo, se llevaron a cabo las pruebas de plasticidad, peso específico, granulometría, corte directo, permeabilidad y pruebas de compresibilidad. Con las cuales se pretende alimentar el modelo.
- Una vez que se obtuvieron las curvas de compresibilidad, se crea el modelo. Se obtienen las curvas con el modelo una vez que ha sido calibrado.
- Por medio de un análisis estadístico se comprueba la confiabilidad del modelo.

3.1 Obtención de Muestras.

La metodología que se siguió para la obtención de muestras, tanto inalteradas como alteradas en la zona de estudio, fue basándonos en las normas de la SCT, las muestras se sacaron no de la zona exacta donde están ubicados los edificios que se estudiarán en el caso real, si no que fueron obtenidas del lugar más cercano, que no tiene ninguna construcción con el objeto de obtener las propiedades índice del suelo sin alteración y sin que estén pre consolidados los suelos, ya que al aplicarle una carga el suelo empieza a consolidarse; con esto aseguramos que el suelo no tiene ninguna carga más que la natural que sería la carga que el mismo suelo aplica dependiendo de la profundidad a la que fue tomada la muestra y el peso por saturación que tendrá el mismo.

Una vez obtenidas las muestras, serán llevadas al laboratorio para realizar las pruebas correspondientes para por medio de ellas conocer las propiedades índice del material, que nos servirán para generar el modelo reológico el cual una vez hecha la propuesta del modelo se revisará por medio de la aplicación a un caso real que nos demostrará si el modelo es correcto.

3.2 Propiedades del suelo.

El material con el que se trabajó, fue obtenido de la Unidad Habitacional Qronos VI ubicada en la esquina de Av. Belén y la carretera a Chichimequillas, el cual se localiza en la zona norte del estado de Querétaro, México, se realizó un pozo de visita; en la figura 21 se muestra la ubicación exacta del pozo, la excavación se efectuó aproximadamente a 3m desde la superficie, los estratos que se presentaron fueron dos como se observa en la figura 22, tenemos una arcilla café y en la parte más profunda se observa una arcilla café rosácea; se obtuvieron de ambas arcillas muestras tanto inalteradas como alteradas, los muestreos se tomaron aproximadamente a una profundidad de entre 2.5 y 3m, en ambos muestreos se cubrieron las muestras en bolsas o con hojas de plástico para tratar de conservar de la mejor la manera la humedad natural del suelo. Para clasificar e identificar el suelo se realizaron diversas pruebas entre ellas la de límites de Atterberg y de peso específico relativo de sólidos, se muestran los resultados en la tabla 2.

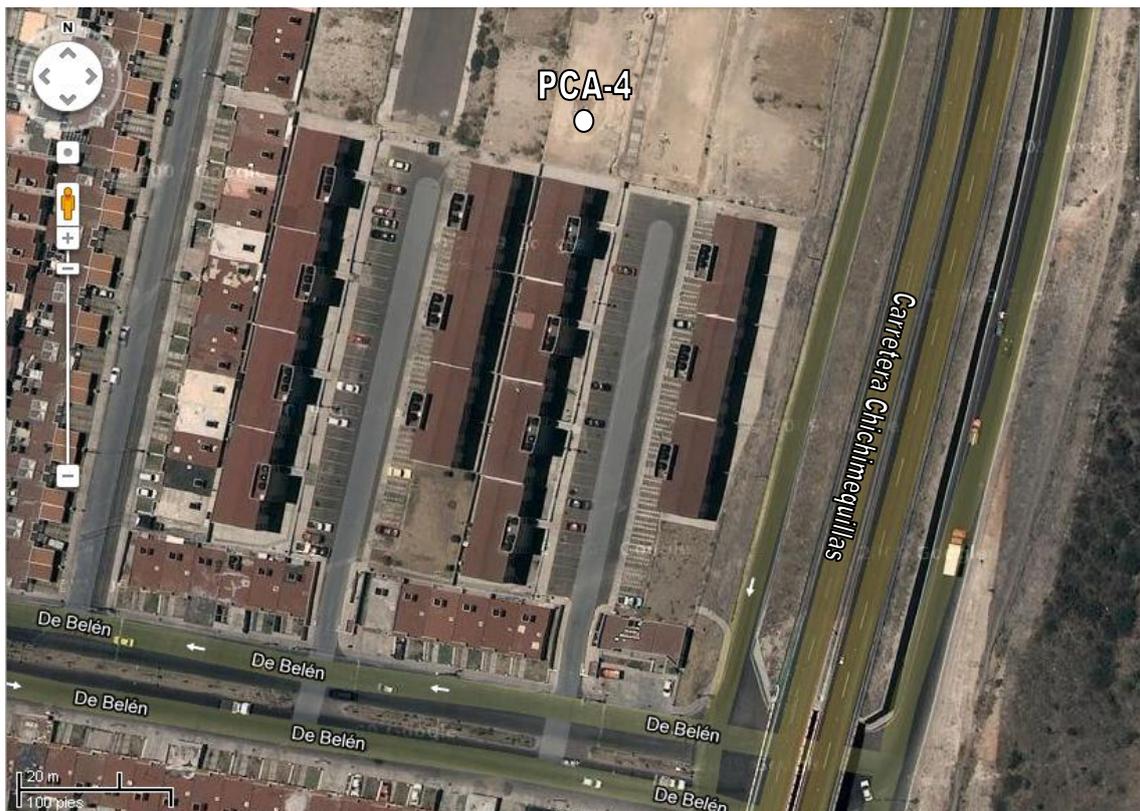


Figura 21. Localización del pozo de visita realizado para la obtención de las muestras. (PCA-4 Pozo a cielo abierto núm. 4)



Figura 22. Estratificación de la zona a estudiar.

Tabla 2. Valores de los Límites de Atterberg y peso específico de los sólidos de la arcilla café-rosácea.

Muestra	Límite Líquido (Ll)	Límite Plástico (Lp)	Índice Plástico (Ip)	Peso Específico (Ss)
1	97.27	38.27	59.00	2.54
2	97.82	37.22	60.60	2.52
3	96.97	39.44	57.53	2.58
4	96.13	38.13	58.00	2.53
5	95.20	38.29	56.91	2.56
6	94.98	38.4	56.58	2.51

Para la mecánica de suelos, la plasticidad es la propiedad de un material por la cual es capaz de soportar deformaciones rápidas sin rebote elástico, sin variación volumétrica apreciable y sin desmoronarse ni agrietarse (Juarez y Rodríguez, 1989).

La plasticidad no es una propiedad permanente de las arcillas, sino circunstancial y dependiente de su contenido de agua. Una arcilla muy seca puede tener la consistencia de un ladrillo, con una plasticidad nula, y esa misma, con gran contenido de agua, puede presentar las propiedades de un lodo semilíquido o, inclusive, las de una suspensión

líquida. Entre ambos extremos existe un intervalo del contenido de agua en que la arcilla se comporta plásticamente (Juarez y Rodríguez, 1989).

Los valores promedio de los límites de Atterberg y el peso específico relativo de los sólidos (Ss) fueron: para el Límite líquido (LL), 96.39%, para el Límite plástico (LP), 38.29%, el Índice plástico (Ip), resultó de 58.10% y el peso específico relativo de los sólidos (Ss), 2.54, con esto el suelo pudo ser clasificado de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.), resultando una arcilla de alta compresibilidad, (Figura 23). En esta gráfica el punto muestra la ubicación de los resultados según los promedios obtenidos en la prueba de límites de Atterberg.

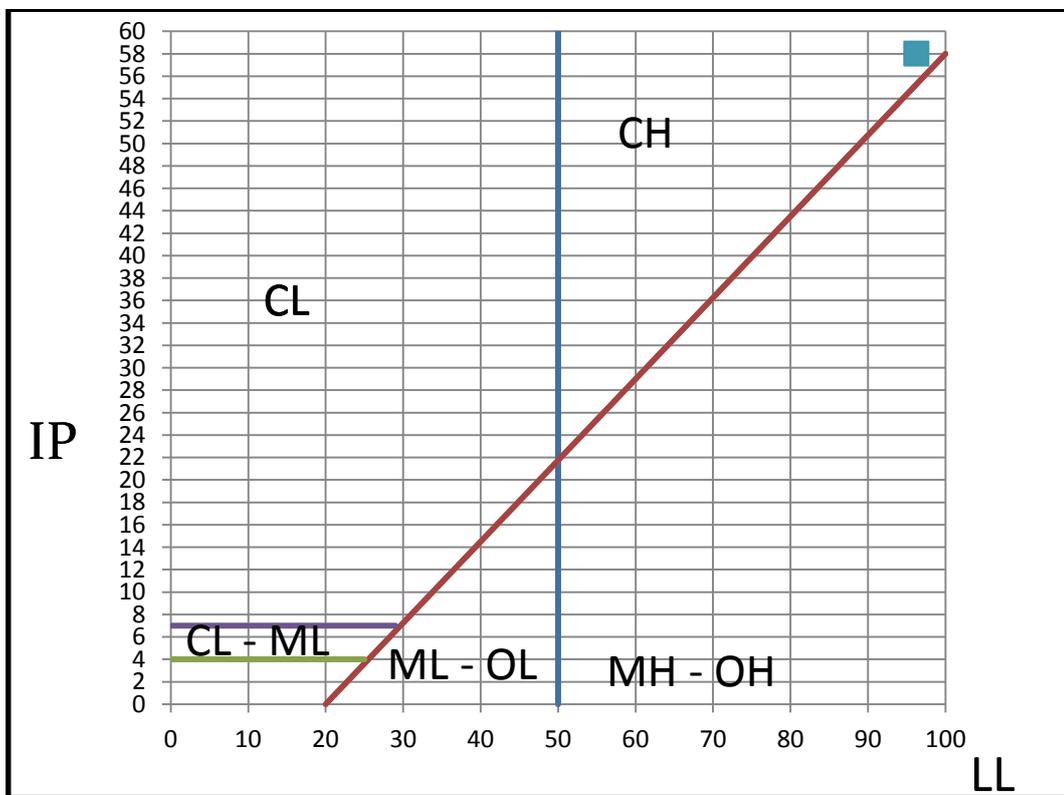


Figura 23. Clasificación del suelo en la carta de plasticidad.

Por otra parte se realizó la prueba de la granulometría según las normas de la American Society for Testing and Materials (ASTM D 2487-93, 1993), lo que se obtiene con esta prueba es la distribución de los granos y de las partículas que contiene el suelo en estudio, esta prueba se completó por medio del hidrómetro (ASTM D 422-63, 1990), el cual sirve para obtener la distribución de las partículas menores a 0.002mm, el resultado de esta prueba se muestra en la figura 24.

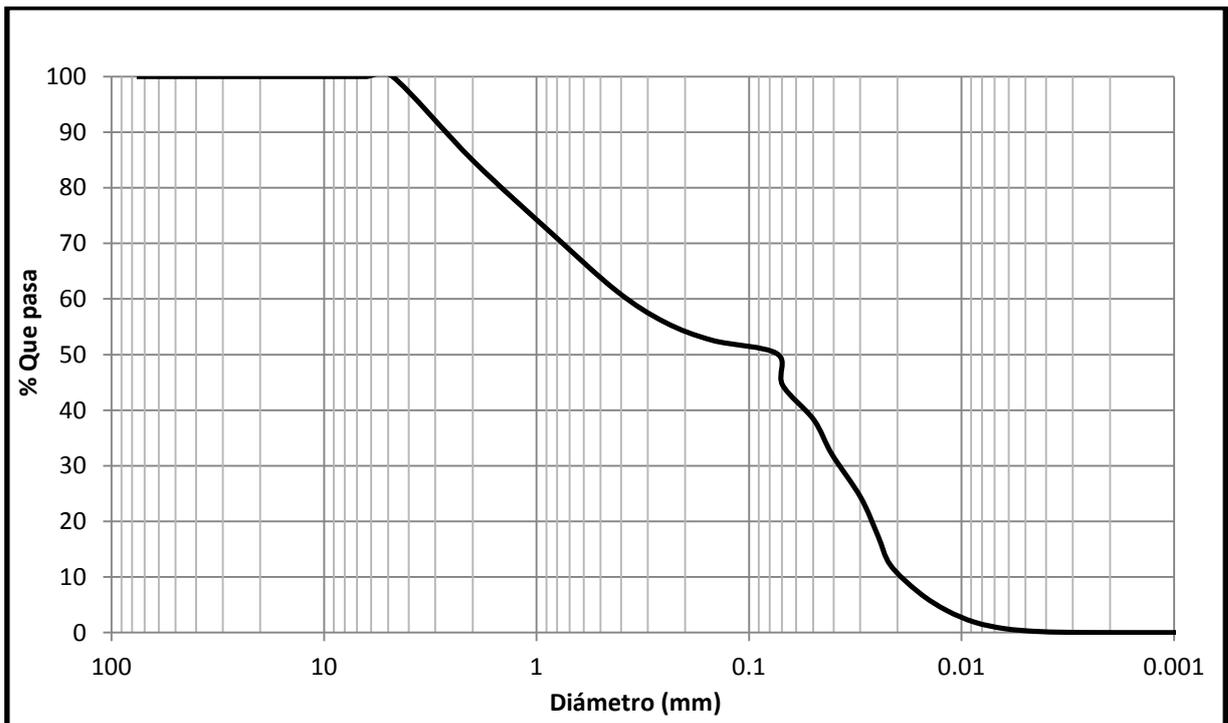


Figura 24. Distribución granulométrica de la arcilla café-rosácea.

Se realizó la prueba de corte directo, para esta se utilizó el suelo re moldeado, haciendo esto con el mismo s que presento el suelo en estado natural. La prueba de corte directo fue durante mucho tiempo, prácticamente la única usada para determinar la resistencia de los suelos. Actualmente es la más práctica y simple de realizar, aunque no sustituye las pruebas triaxiales. Se ha comprobado que los valores obtenidos podrán ser confiables siempre y cuando se asegure que las muestras sean representativas y estos conserven la humedad natural, en el caso de ser re moldeados tendremos que asegurarnos que la humedad sea la misma (Whitlow, 1994). Como se mencionó esta prueba no sustituye a las pruebas triaxiales, en este caso se utilizó esta prueba debido a la rapidez y simplicidad del método, aun cuando muestra las siguientes limitaciones, la muestra es obligada a fallar en un plano predeterminado, la distribución de esfuerzos no es uniforme, no es posible controlar el drenaje de la muestra, las deformaciones aplicadas están limitadas por el recorrido de la caja, el área de contacto entre las dos mitades de la muestra disminuye a medida que se realiza el ensayo.

Se realizaron tres pruebas con tres diferentes cargas con el fin de obtener el coeficiente de fricción interna (ϕ) y la cohesión que existe en el suelo y como actúa ante las posibles cargas a las cuales será sometido el suelo. La prueba se llevó a cabo

aplicando las cargas normales para consolidar la muestra, una vez consolidada se procedió a saturar y después se empezó a ejercer la presión horizontal, se utilizaron tres cargas diferentes para cada una de las muestras, las cuales fueron 1, 2 y 3 ton/m², los resultados de las pruebas se muestran en la tabla 3 y en la grafica 3 se observa la forma en que se obtuvo el coeficiente de fricción interno y la cohesión.

Tabla 3. Valores de la prueba con tres esfuerzos normales distintos.

Esfuerzo Normal (t/m ²)	Esfuerzo Cortante (t/m ²)
1	1.84
2	2.24
3	2.65

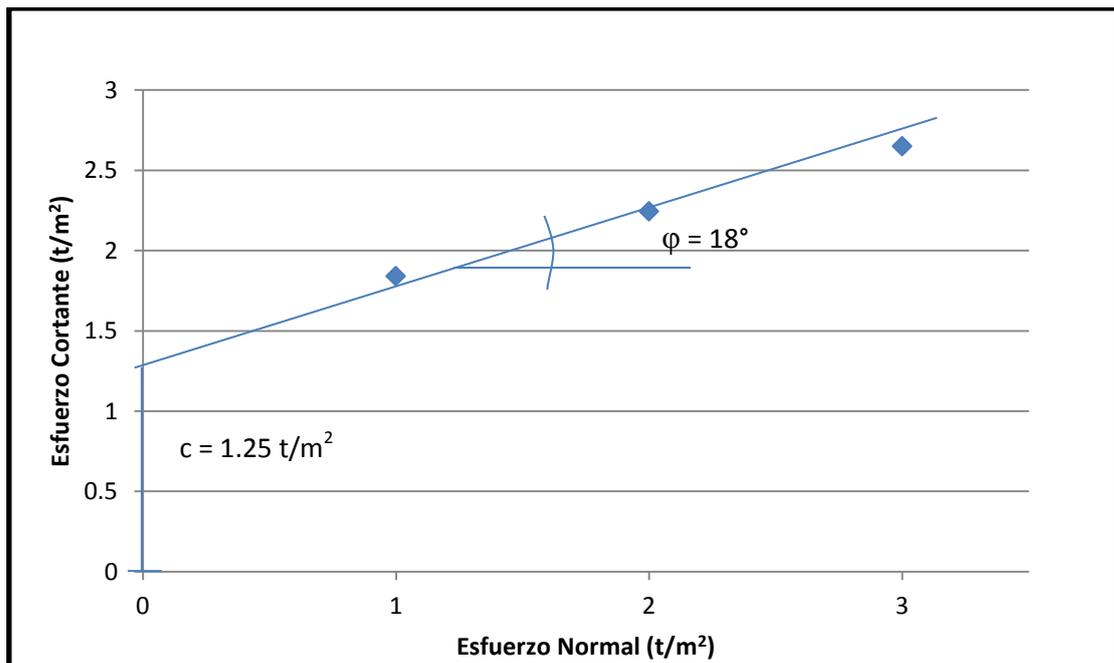


Figura 25. Coeficiente de fricción interno y cohesión del suelo.

Observando la gráfica 3, se puede deducir el ángulo de fricción interna, $\phi = 18^\circ$ y la cohesión que presenta el suelo, $c = 1.25 \text{ t/m}^2$.

Se obtuvo la permeabilidad del suelo, el cual puede ser de gran ayuda al momento de saber qué tanto retiene o deja pasar el agua el suelo ya que esto afecta de

manera directa la estructura del suelo. La prueba de permeabilidad se hizo por medio del permeámetro de carga variable, se realizaron dos pruebas con diferentes alturas en la columna de agua y se obtuvieron los siguientes valores:

Tabla 4. Prueba de permeabilidad.

PRUEBA	k (cm/s)
1	5.337×10^{-5}
2	3.42×10^{-5}

De estas dos pruebas se obtuvo un promedio para conocer en realidad qué tan permeable es el suelo, lo cual nos dio un resultado de 4.378×10^{-5} cm/s , lo que quiere decir que el suelo estará considerado como una mezcla de arena y limo, SM, SL, SC (Bowles, 1996).

Pruebas de compresibilidad.

Se realizaron pruebas de compresibilidad con el fin de conocer el comportamiento que tendrá el suelo bajo distintos incrementos de carga y bajo distintas condiciones de humedad. Todos los materiales experimentan deformación cuando se les sujeta a un cambio en sus condiciones de esfuerzo. Las características de esfuerzo-deformación de los materiales estructurales tales como el acero y el concreto son hoy suficientemente bien comprendidas para la mayoría de las aplicaciones prácticas y pueden determinarse en el laboratorio con razonable grado de confianza.

Hablando de suelos puede considerarse que las deformaciones que presenta un suelo son mayores que las que pudieran presentarse en otros materiales, como los usados como elementos estructurales; además esa deformación no se produce usualmente en forma simultánea a la aplicación de la carga, sino que se desarrolla a lo largo del tiempo. Incluso pueden pasar varios años para que esa deformación se complete.

En una prueba de compresión, que es de particular importancia en la determinación de las características de los suelos finos compresibles, la muestra se confina lateralmente con un anillo metálico, colocándole entre dos piedras porosas; esta

prueba se llama de compresión confinada o, lo que es más común, prueba de consolidación.

La muestra no puede deformarse lateralmente, pues este movimiento está totalmente impedido por el anillo, pudiéndose medir únicamente la relación entre esfuerzo, volumen y tiempo. La prueba fue desarrollada por Terzaghi para suelos finos y no se utiliza en los materiales estructurales normales (Juárez y Rico, 2005).

Se realizaron seis pruebas de compresibilidad aplicando las mismas cargas en cada una de ellas, lo que se varió en las muestras fue el contenido de humedad, como lo pudimos observar en las propiedades índice el factor de la humedad en el suelo o bien el contenido de agua que éste tiene será muy importante para el comportamiento que el suelo presente.

Se obtuvo la humedad natural (w) del suelo en estudio, la cual resultó de 20.77% y un grado de saturación $G_w = 43.31\%$, con lo cual se realizó la primera prueba lenta de compresibilidad en la que se colocó para empezar la carga de sitio la cual fue de 2kg, una vez que la muestra de suelo dejó de presentar deformación ante esta carga, se colocaron sucesivamente las siguiente cuatro cargas de 500g (C1), 500g (C2), 1000g (C3) y 2000g (C4), estas cargas representarían en la realidad llegar a tener 12 t/m^2 , sobre este suelo. Una vez que fueron colocadas todas las cargas se procedió a saturar la muestra, con el fin de conocer los asentamientos que se presentarían, se saturó el material introduciendo agua en la base de la muestra para propiciar la saturación por capilaridad, una vez saturada la muestra se quitaron las cargas para ver la expansión que tendría la muestra.

Tabla 5. Carga aplicada a la muestra natural, relación de vacíos inicial y deformación unitaria de colapso.

Carga Aplicada (Kg)	(CARGA DE SITIO)	0.496	0.497	0.998	2.005
	1.983				
Relación de Vacíos Inicial	0.900	0.860	0.848	0.819	0.792
Deformación Unitaria al Final (%)	5.050	6.040	7.720	11.580	14.890

Se presenta en la tabla 5 la carga que se le impone a la muestra, la relación de vacíos inicial que tiene una vez que la muestra dejó de deformarse y el colapso unitario total que presentó en cada uno de los incrementos.

Una vez saturada la muestra y descargada se obtiene la gráfica de relación de vacíos (e) vs el logaritmo de la presión (P).

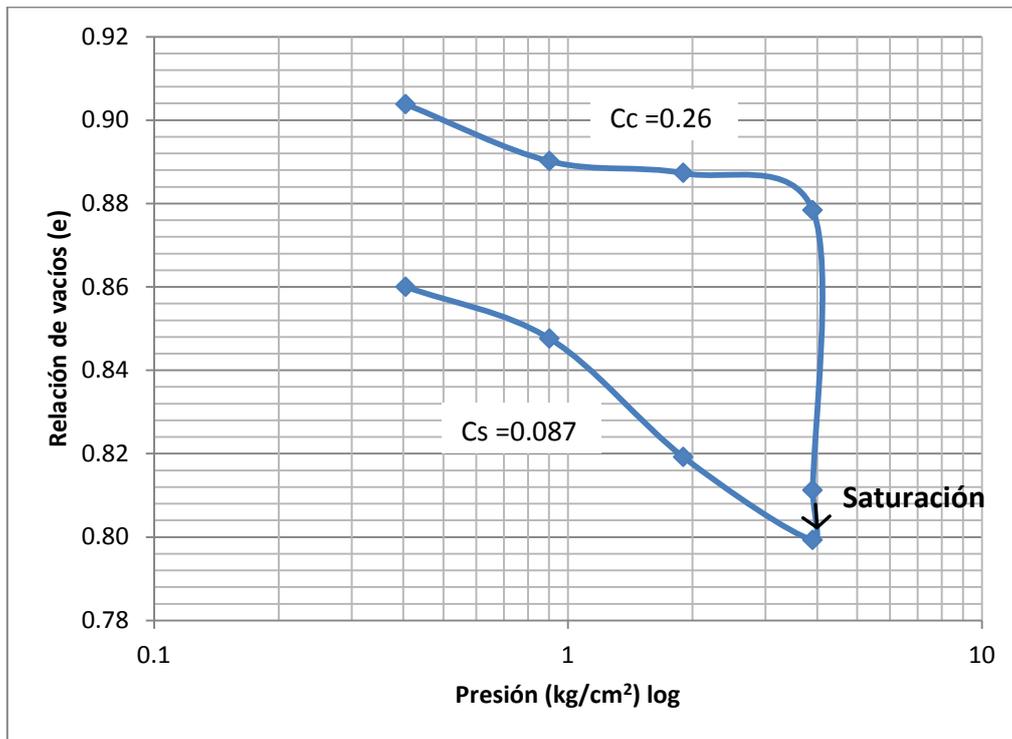


Figura 26. Compresibilidad muestra natural.

Con esta gráfica se puede apreciar que el material al momento de ser saturado presenta un colapso, una vez que se tiene esta gráfica se procede a graficar ahora la deformación de la muestra para cada uno de los incrementos de carga así como también la deformación unitaria contra el tiempo, para estas gráficas no se considera la carga de sitio, únicamente se consideran las cuatro cargas impuestas. Estos dos factores van a ser necesarios al momento de proponer el modelo reológico. En la tabla 6, se muestran los incrementos de carga.

Tabla 6. Incrementos de carga.

CARGA	ESFUERZO NORMAL (t/m ²)	ESFUERZO NORMAL TOTAL (t/m ²)
C1	1	1
C2	1	2
C3	2	4
C4	4	8

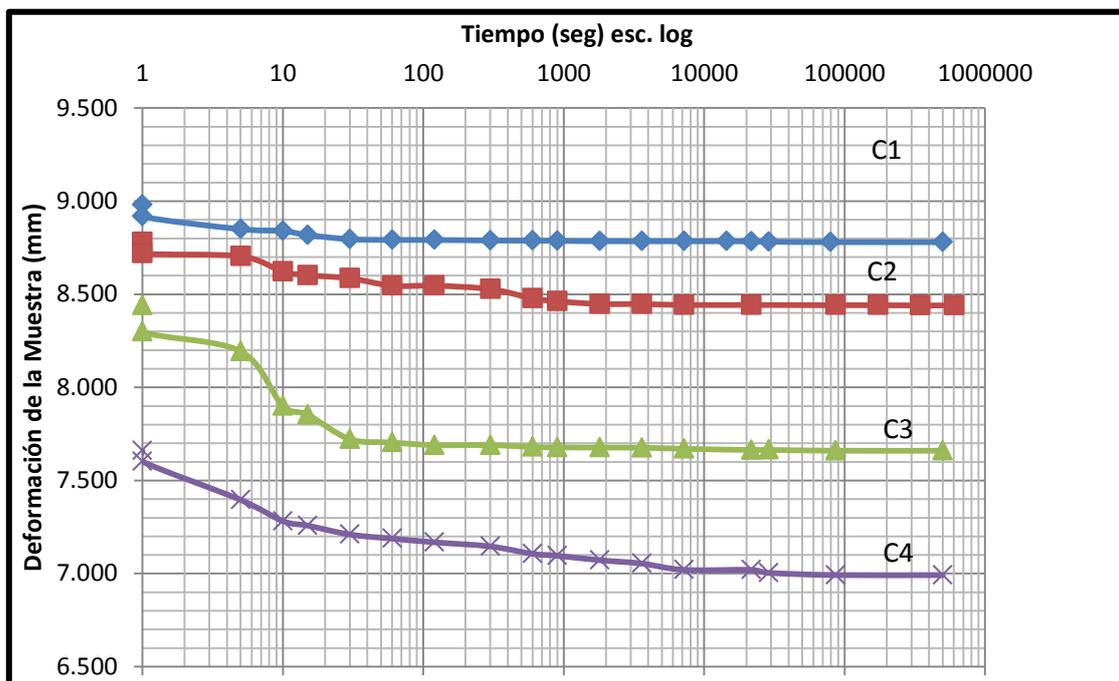


Figura 27. Deformación de la muestra natural.

Lo que se puede observar en esta gráfica es que en los cuatro casos tendremos una pequeña variación instantánea, esta variación será absorbida en su totalidad por el resorte, y se conocerá como deformación elastoplástica.

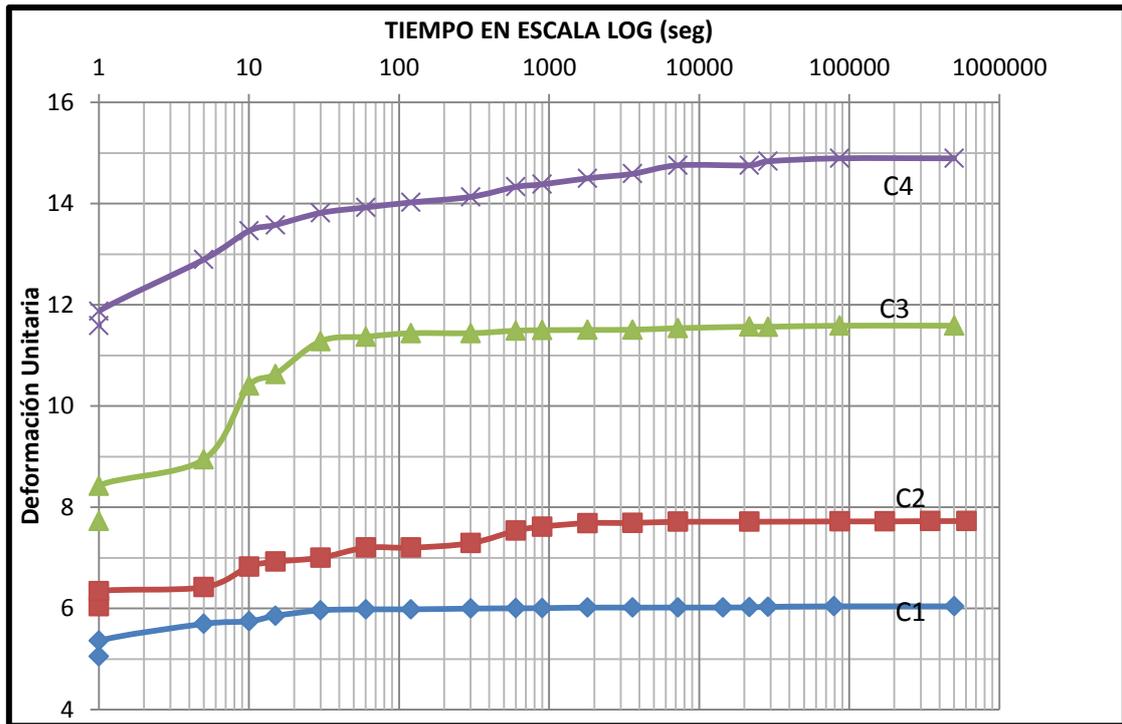


Figura 28. Deformación unitaria de la muestra natural.

Ahora bien, siguiendo el mismo procedimiento, se procedió a realizar cada una de las pruebas obteniendo los siguientes resultados.

Para la muestra con una humedad media $w = 14\%$ y un grado de saturación $G_w = 29.19\%$, se obtuvieron los siguientes datos.

En la tabla 7, se presenta la relación de vacíos inicial para cada incremento así como el colapso unitario total que tuvo en ese incremento de carga, en la figura 29, se observa el comportamiento del suelo al ser cargado, saturado y descargado, en las figuras 30 y 31, se presenta la deformación y la deformación unitaria que sufrirá el material respectivamente.

Tabla 7. Carga Aplicada a la muestra media, Relación de vacíos inicial y Deformación Unitaria de Colapso.

Carga Aplicada (Kg)	(CARGA DE SITIO)	.496	.498	.998	1.992
	1.994				
Relación de Vacíos Inicial	0.880	0.850	0.840	0.830	0.810
Deformación Unitaria al Final (%)	2.250	3.050	4.110	5.570	8.090

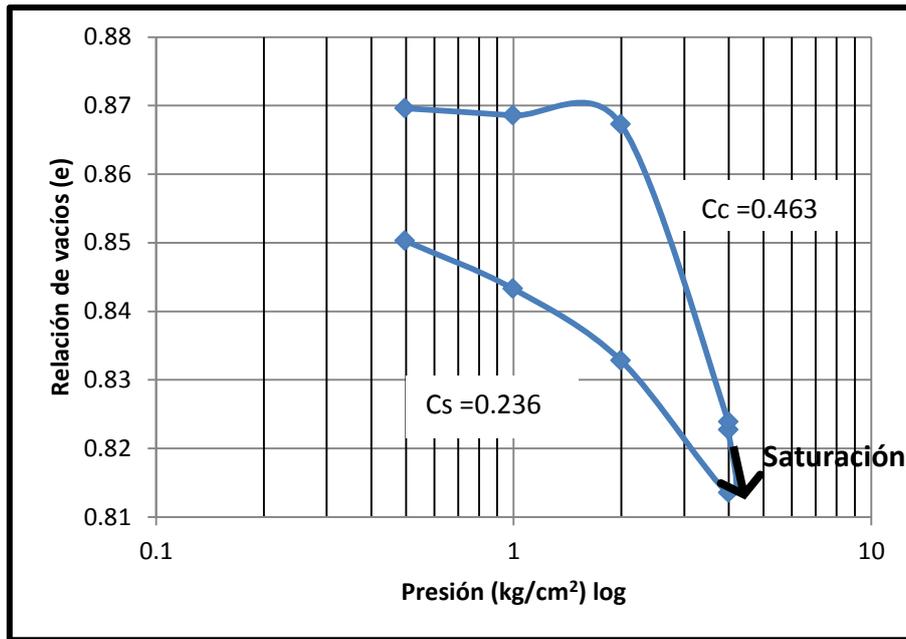


Figura 29. Compresibilidad muestra con humedad media.

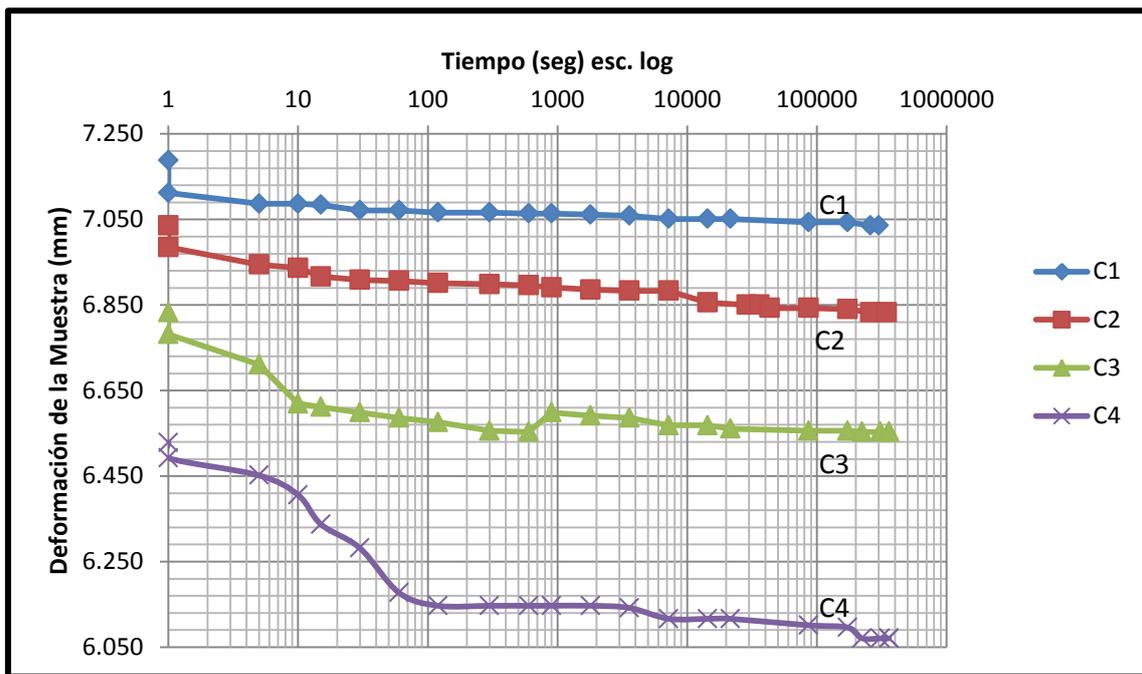


Figura 30. Deformación de la muestra con humedad media.

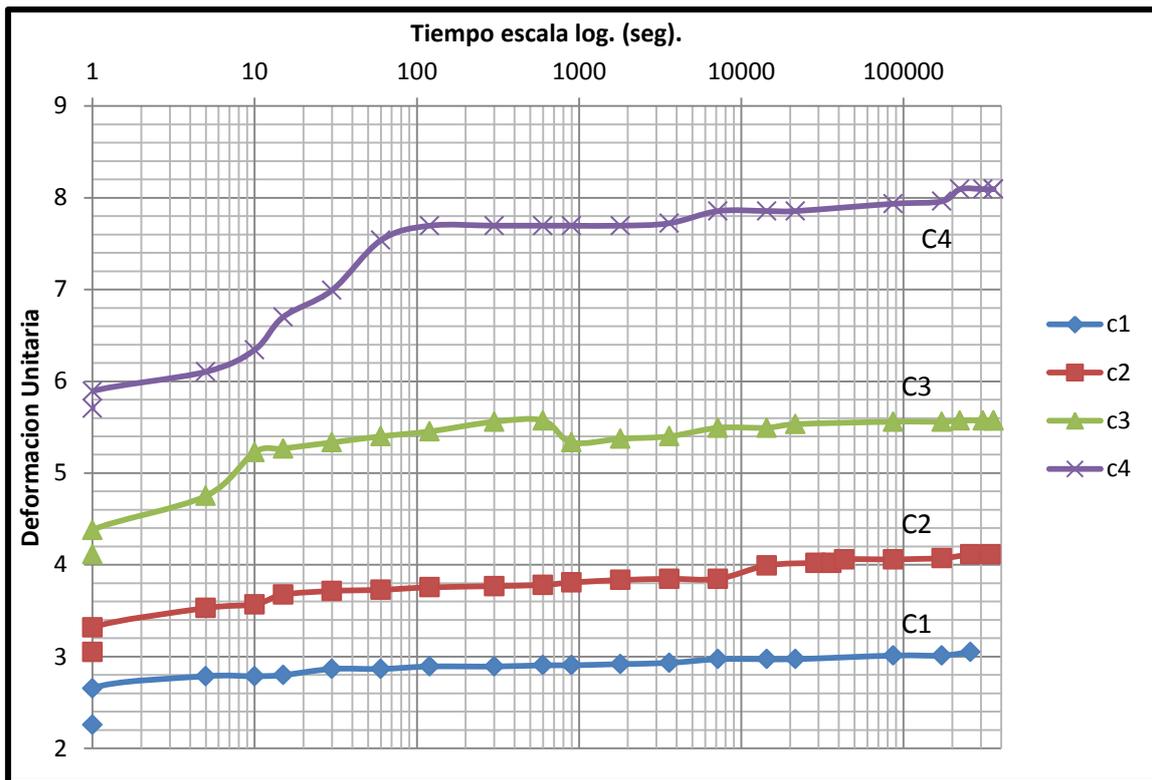


Figura 31. Deformación unitaria de la muestra con humedad media.

Para la muestra seca con una humedad $w = 7.35\%$ y un grado de saturación $G_w = 15.32\%$, se obtuvieron los siguientes datos.

En la tabla 8, se presenta la relación de vacíos inicial para cada incremento así como el colapso unitario total que tuvo en ese incremento de carga, en la figura 32, se observa el comportamiento del suelo al ser cargado, saturado y descargado, en las figuras 33 y 34, se presenta la deformación y la deformación unitaria que sufrirá el material respectivamente.

Tabla 8. Carga Aplicada a la muestra seca, Relación de vacíos inicial y Deformación Unitaria de Colapso.

Carga Aplicada (Kg/cm ²)	(CARGA DE SITIO)	0.497	0.497	0.999	1.996
	1.998				
Relación de Vacíos Inicial	0.950	0.940	0.940	0.930	0.930
Deformación Unitaria al Final (%)	1.199	1.496	1.713	2.055	2.267

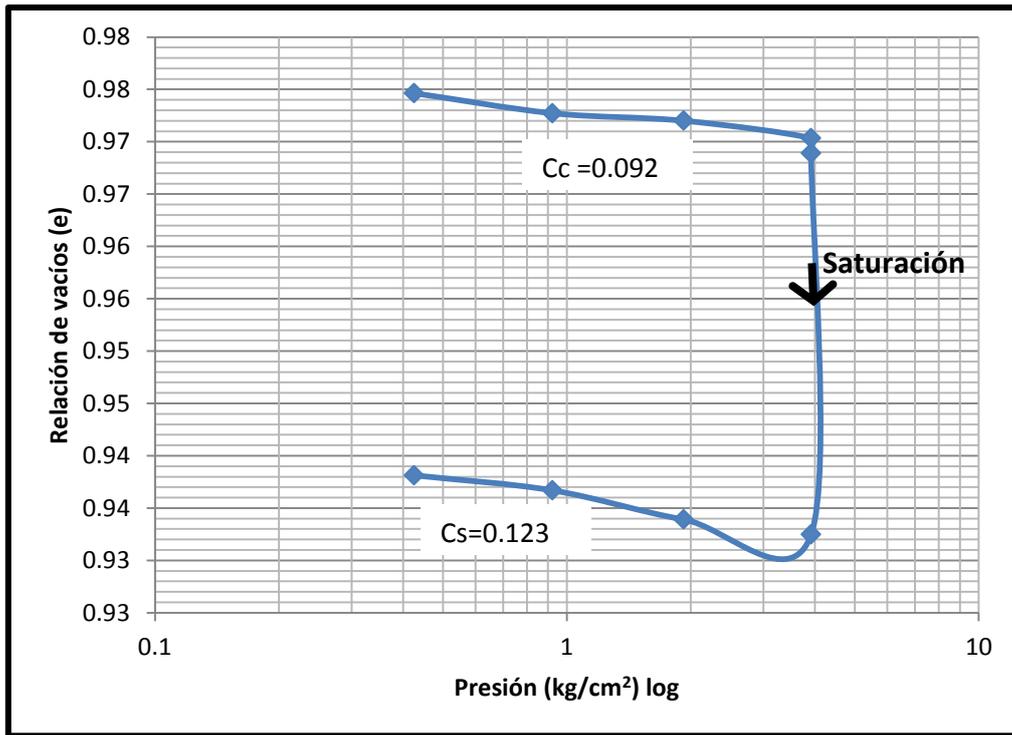


Figura 32. Compresibilidad muestra seca.

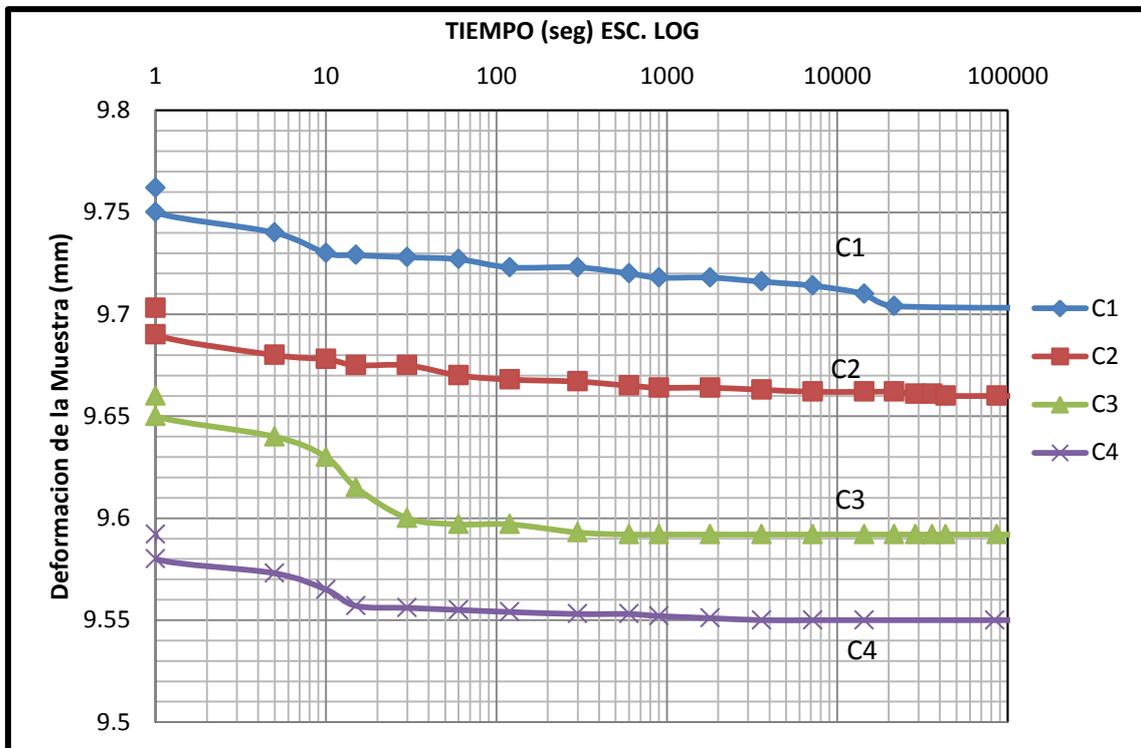


Figura 33. Deformación de la muestra seca.

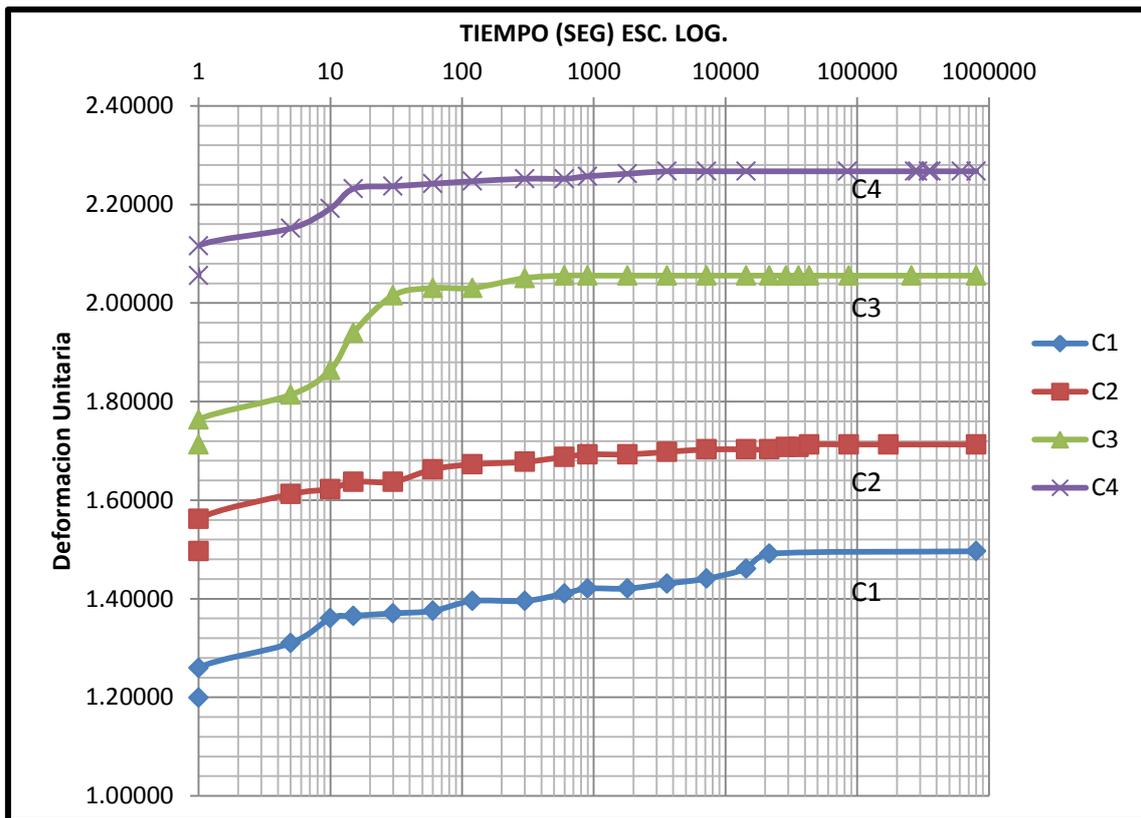


Figura 34. Deformación unitaria de la muestra seca.

Una vez que se obtuvieron las graficas de cada uno de las muestras se puede observar claramente que en todas tenemos el mismo colapso al momento de saturar las muestras, por lo cual se decidió observar que es lo que ocurre si las cargas en lugar de esperar periodos largos, hasta que se estabilice la muestra, ahora colocamos las cargas dejándolos solo un día (24 horas), lo que se intenta con esto es ahora igualar los periodos para ver cómo se comportan los suelos, cuáles son sus deformaciones y qué diferencias encontramos entre cada uno de ellos.

Se siguió el mismo procedimiento que en las pruebas anteriores, la única diferencia, como ya se dijo, es que sólo se dejaron un día las cargas, lo que quiere decir 24 horas.

Para la muestra natural, se obtuvieron los siguientes resultados.

En la tabla 9, se presenta la relación de vacíos inicial para cada incremento así como el colapso unitario total que tuvo en ese incremento de carga. En la figura 35, se observa el comportamiento del suelo al ser cargado, saturado y descargado, en las

figuras 36 y 37, se presenta la deformación y la deformación unitaria que sufrirá el material, respectivamente.

Tabla 9. Carga Aplicada a la muestra natural a 24 hrs, Relación de vacíos inicial y Deformación Unitaria de Colapso.

Carga Aplicada (Kg/cm ²)	(CARGA DE SITIO)	0.497	0.497	0.997	1.994
	1.997				
Relación de Vacíos Inicial	0.900	0.810	0.810	0.800	0.790
Deformación Unitaria al Final (%)	8.420	9.990	10.780	12.150	14.340

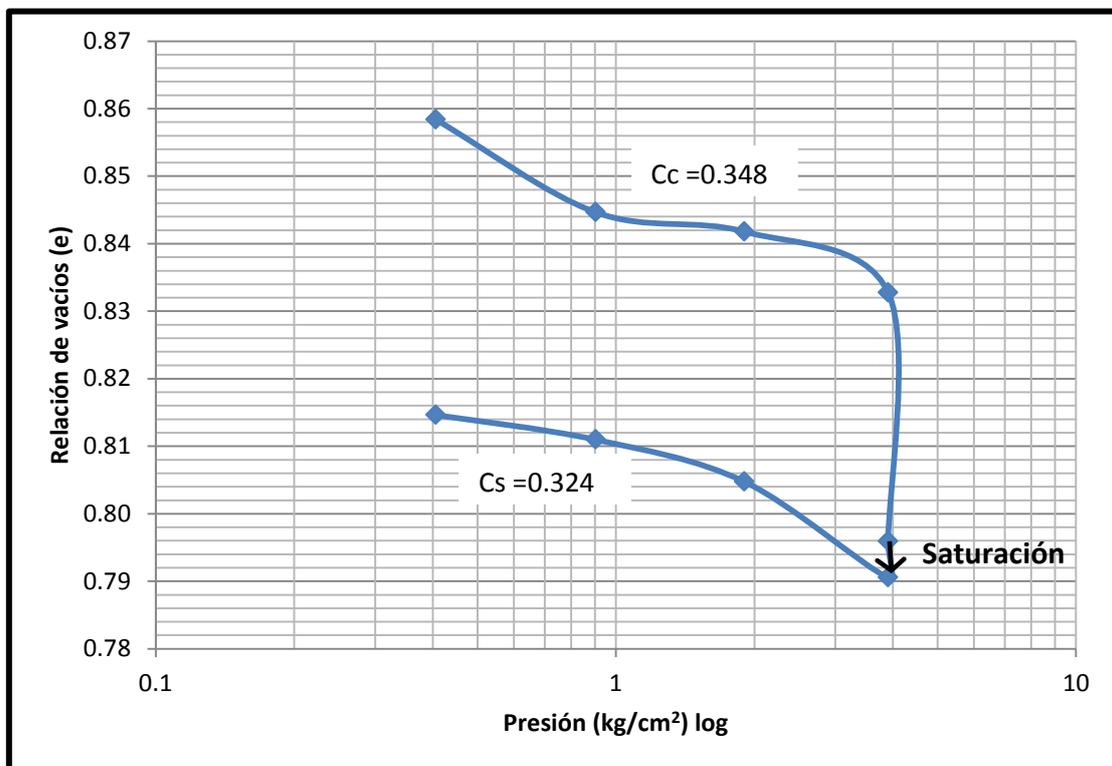


Figura 35. Compresibilidad a 24 horas muestra natural.

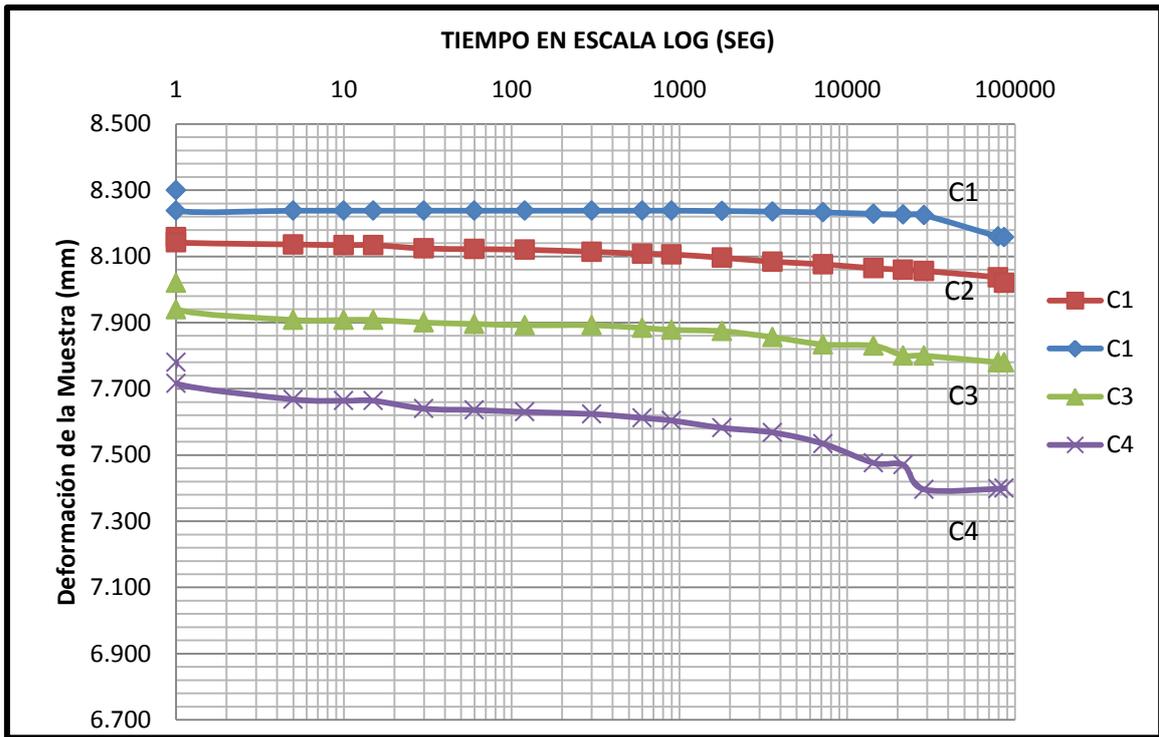


Figura 36. Deformación de la muestra natural.

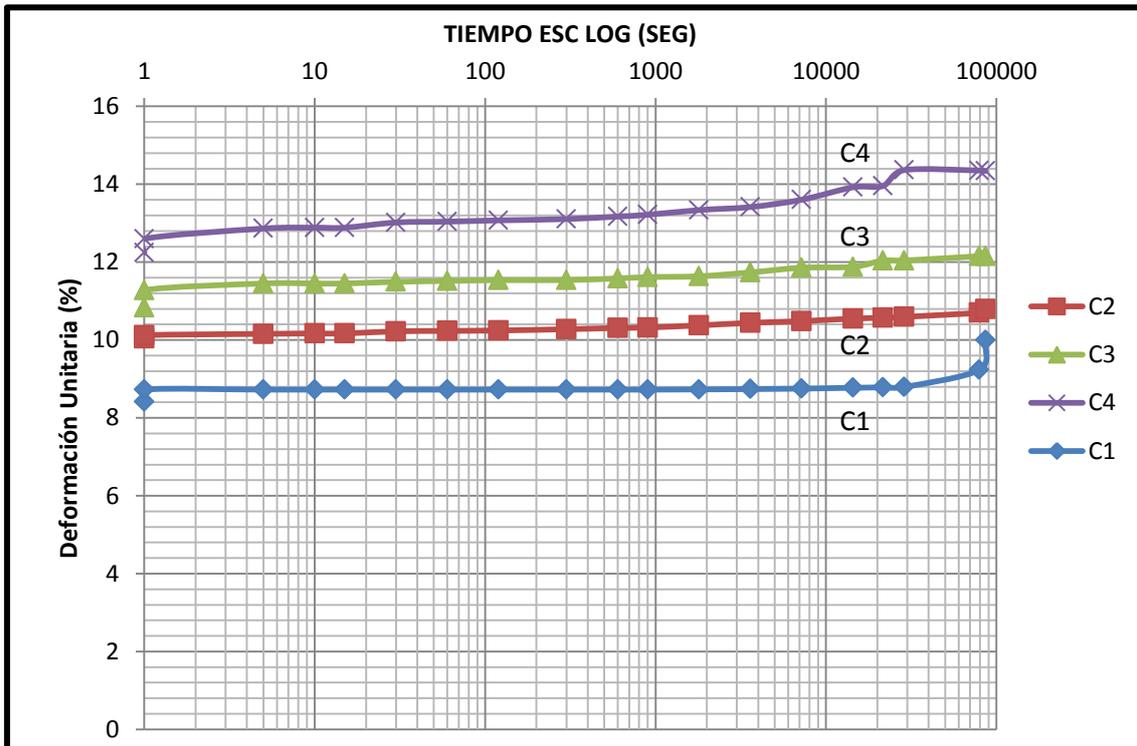


Figura 37. Deformación unitaria de la muestra natural.

Para la muestra con humedad media y la prueba a 24 horas, se obtuvieron los siguientes resultados.

En la tabla 10, se presenta la relación de vacíos inicial para cada incremento así como el colapso total que tuvo en ese incremento de carga, en la figura 38, se observa el comportamiento del suelo al ser cargado, saturado y descargado, en las figuras 39 y 40, se presenta la deformación y la deformación unitaria que sufrirá el material respectivamente.

Tabla 10. Carga Aplicada a la muestra media a 24 hrs, Relación de vacíos inicial y Deformación Unitaria de Colapso.

Carga Aplicada (Kg/cm ²)	(CARGA DE SITIO)	0.498	0.498	0.997	1.999
	2.000				
Relación de Vacíos Inicial	0.930	0.870	0.870	0.860	0.850
Deformación Unitaria al Final (%)	4.910	6.230	6.630	7.830	9.300

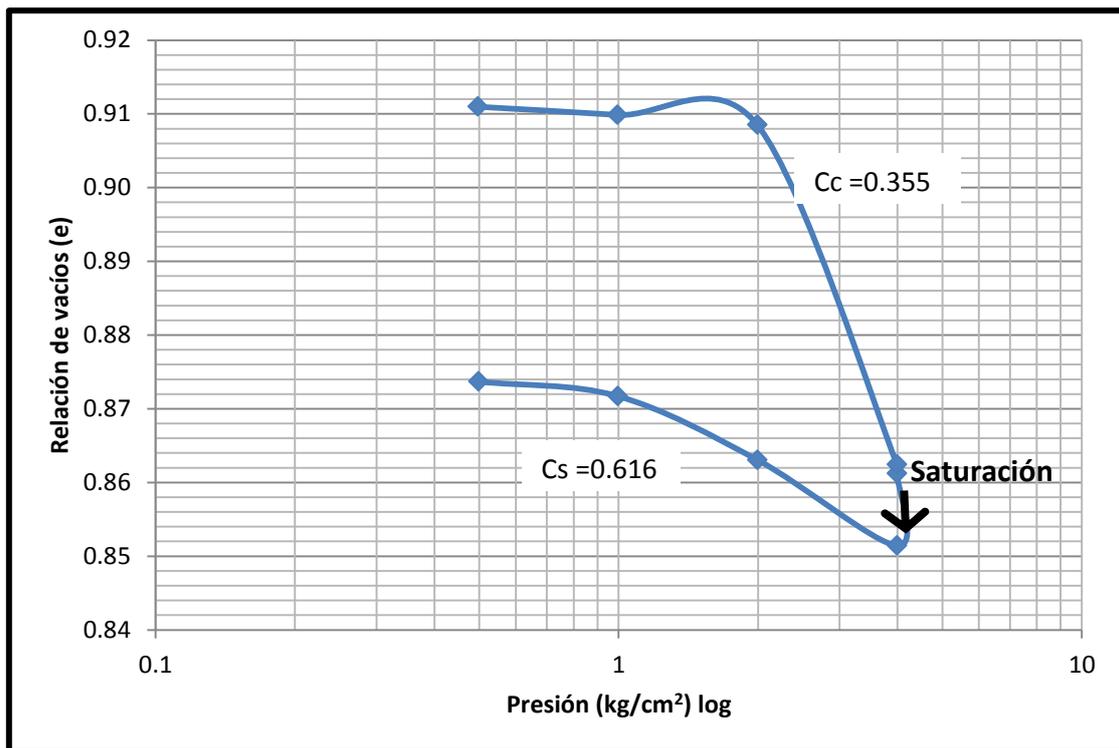


Figura 38. Compresibilidad a 24 horas para la muestra con humedad media.

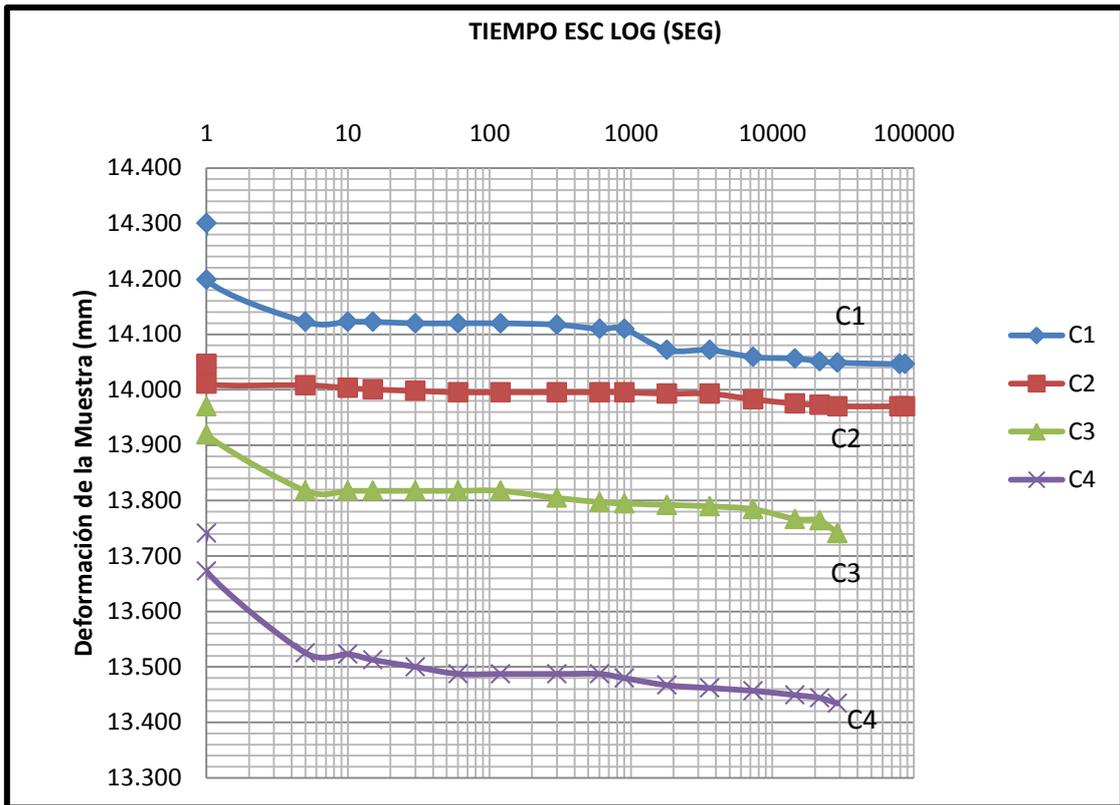


Figura 39. Deformación de la muestra con humedad media.

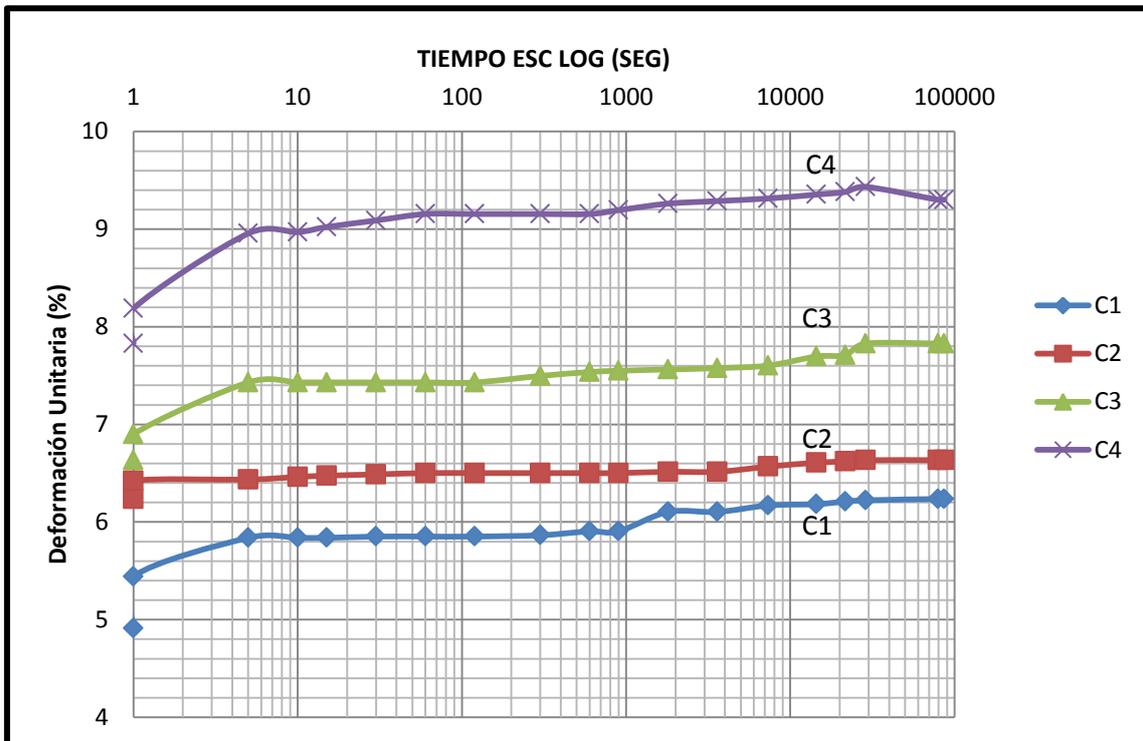


Figura 40. Deformación unitaria de la muestra con humedad media.

Para la muestra seca y la prueba 24 horas, se obtuvieron los siguientes resultados.

En la tabla 11, se presenta la relación de vacíos inicial para cada incremento así como el colapso unitario total que tuvo en ese incremento de carga, en la figura 41, se observa el comportamiento del suelo al ser cargado, saturado y descargado, en las figuras 42 y 43, se presenta la deformación y la deformación unitaria que sufrirá el material respectivamente.

Tabla 11. Carga Aplicada a la muestra seca a 24 hrs, Relación de vacíos inicial y Deformación Unitaria de Colapso.

Carga Aplicada (Kg/cm ²)	(CARGA DE SITIO)	0.494	0.498	1.000	1.984
	2.000				
Relación de Vacíos Inicial	0.970	0.840	0.830	0.820	0.810
Deformación Unitaria al Final (%)	12.000	13.500	14.160	15.300	17.400

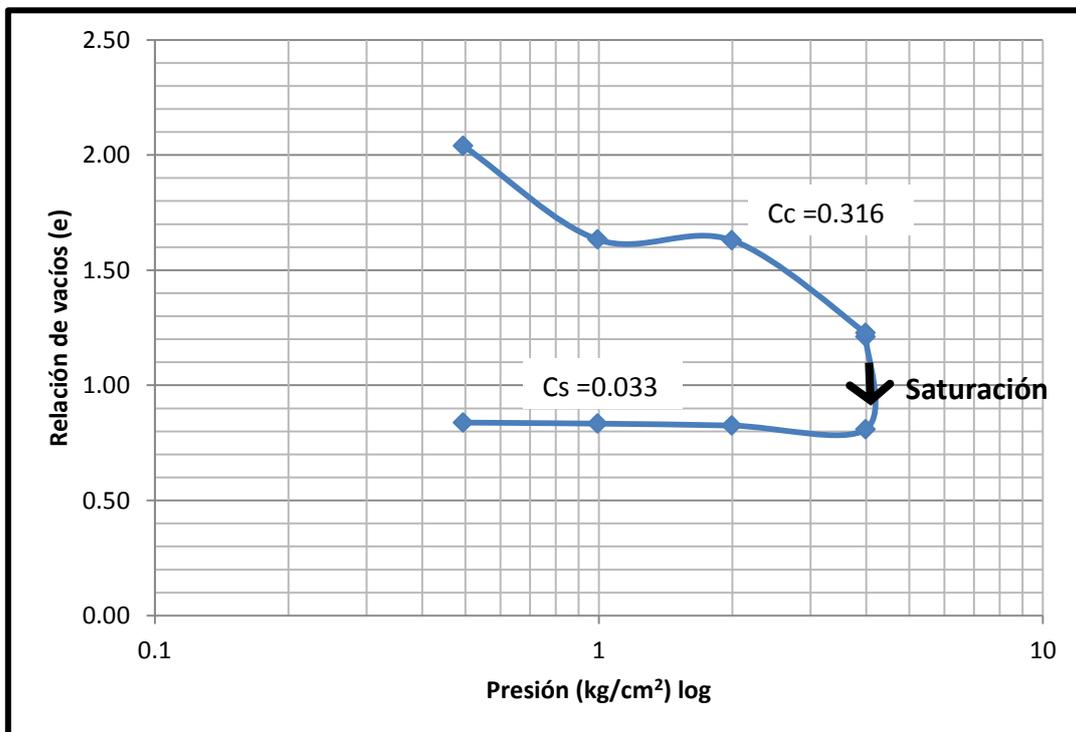


Figura 41. Compresibilidad a 24 horas para la muestra seca.

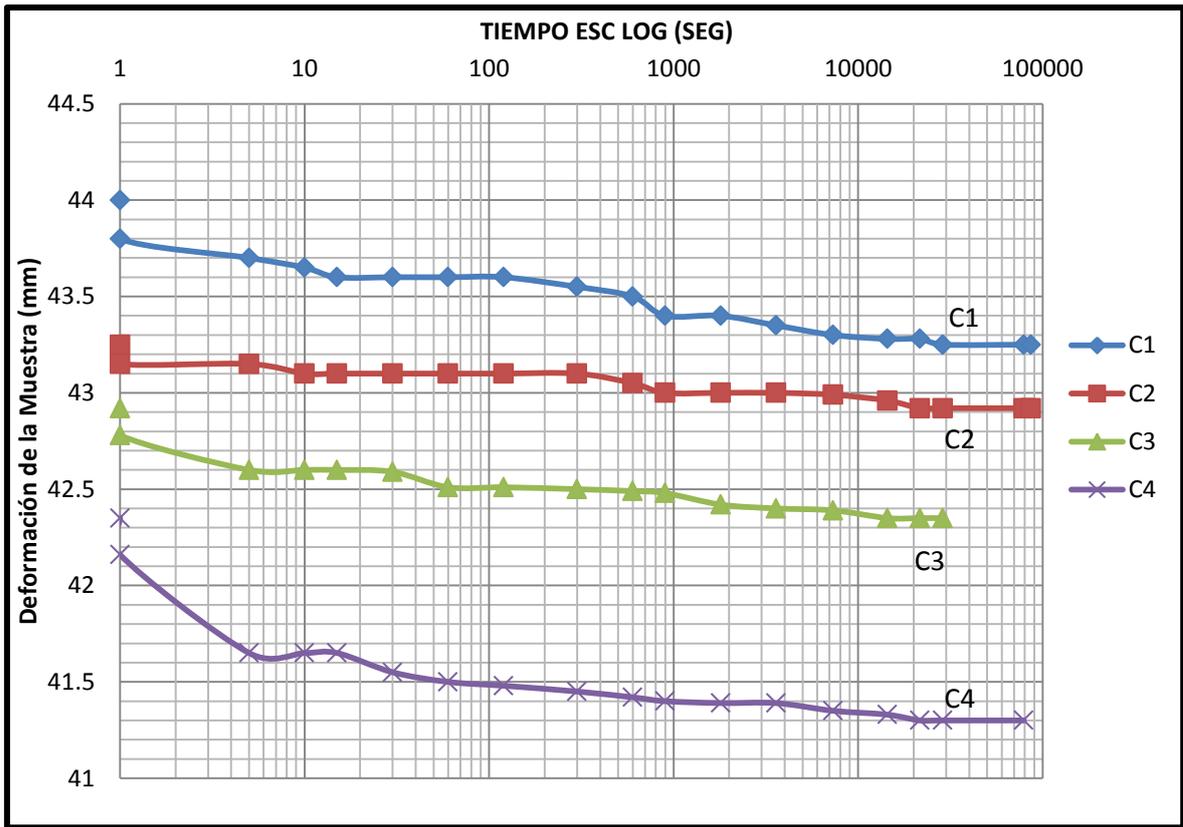


Figura 42. Deformación para la muestra seca.

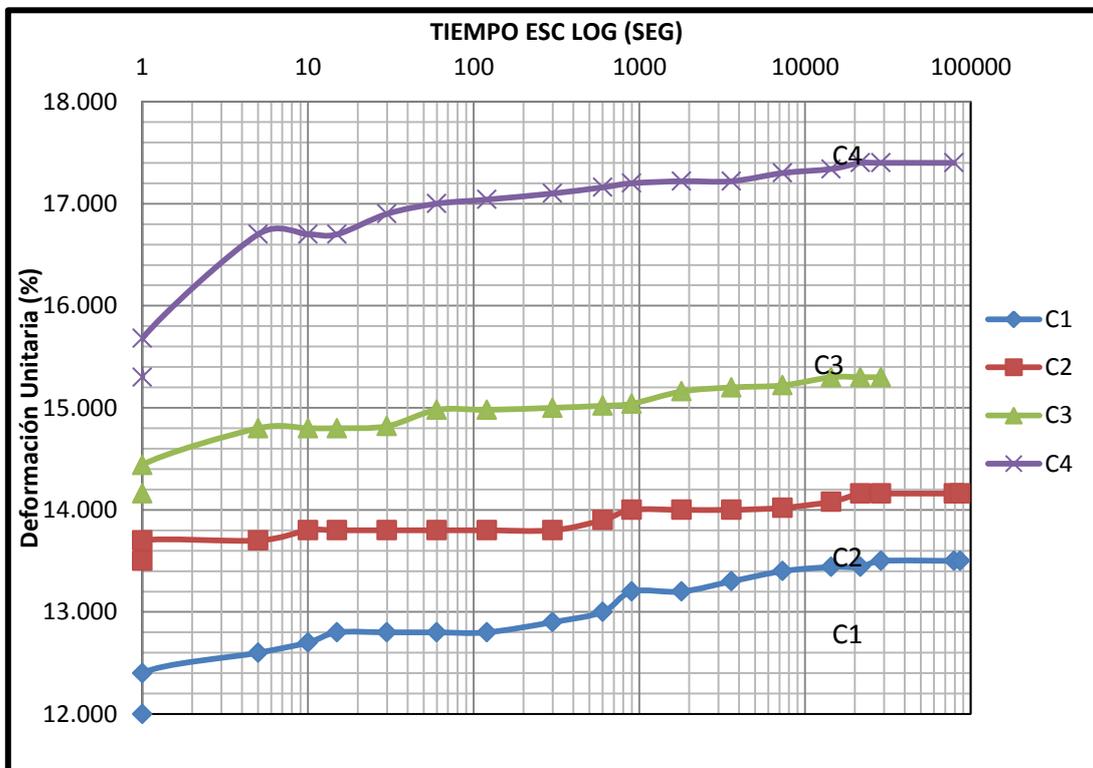


Figura 43. Deformación unitaria para la muestra seca.

En estas gráficas se observa el comportamiento que tiene el suelo a distintos grados de saturación, por medio del cual se aprecia el periodo más crítico, o bien, podemos determinar en qué grado de saturación tendremos las mayores deformaciones.

Ahora ya contamos con la información necesaria para adentrarnos en la creación del modelo Reológico, las gráficas que se tratarán de reproducir con el modelo serán las gráficas de deformación unitaria vs tiempo en las consolidaciones normales, ya que éstas mostraron un comportamiento más parecido al similar.

Las gráficas de las consolidaciones a 24 horas sólo serán utilizadas para ver qué tanta diferencia habría entre estos dos tipos de pruebas, debido a que en la realidad en el laboratorio se ocupa la consolidación rápida, pues en algunas ocasiones no se tiene el tiempo necesario para dejar que las muestras se estabilicen en su totalidad, la comparativa se muestra a continuación, y observamos por medio de las gráficas de esfuerzo vs tiempo, en cada una de las dos pruebas con lo que apreciaremos la diferencia entre estos dos.

Gráficas comparativas entre las compresibilidades.

Utilizaremos para esta comparación únicamente las graficas de consolidación de la muestra natural, con el fin de observar las diferencias que existieron entre la consolidación a largo plazo, la cual se hicieron las sobrecargas hasta que se estabilizo el material y la consolidación a 24 horas, en esta las sobrecargas se hicieron al pasar 24 horas entre una y otra, sin dejar que el material se estabilizara.

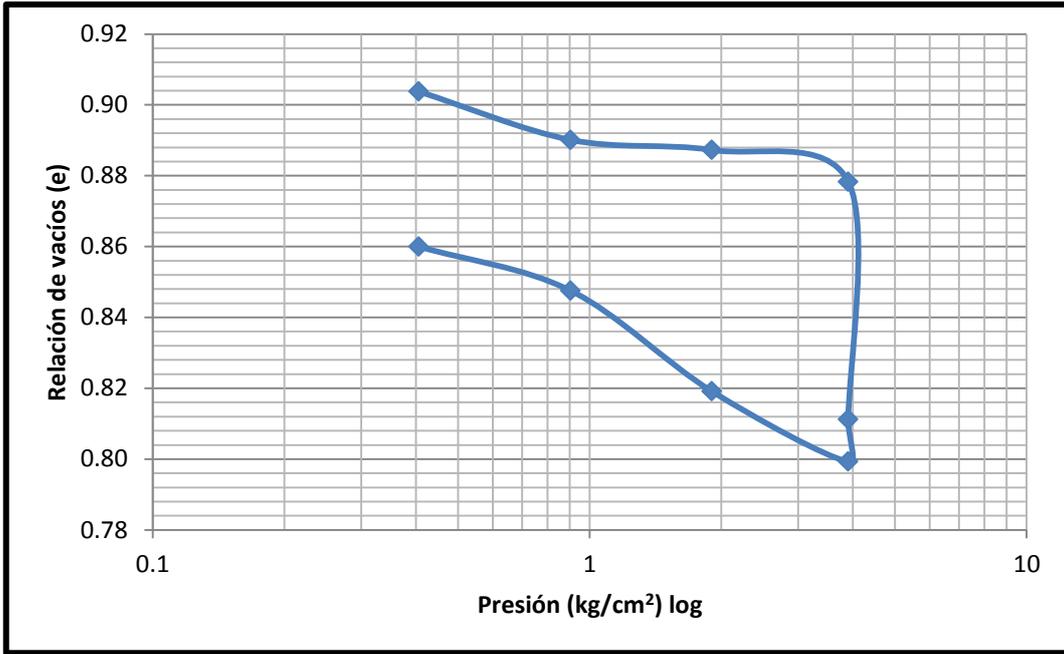


Figura 44. Compresibilidad muestra natural.

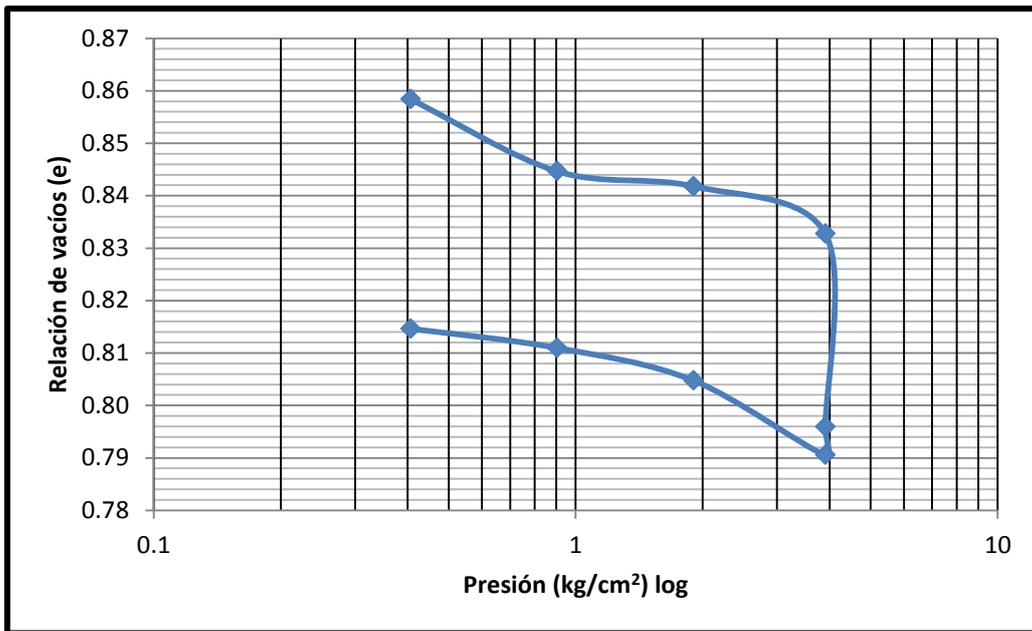


Figura 45. Compresibilidad a 24 horas muestra natural.

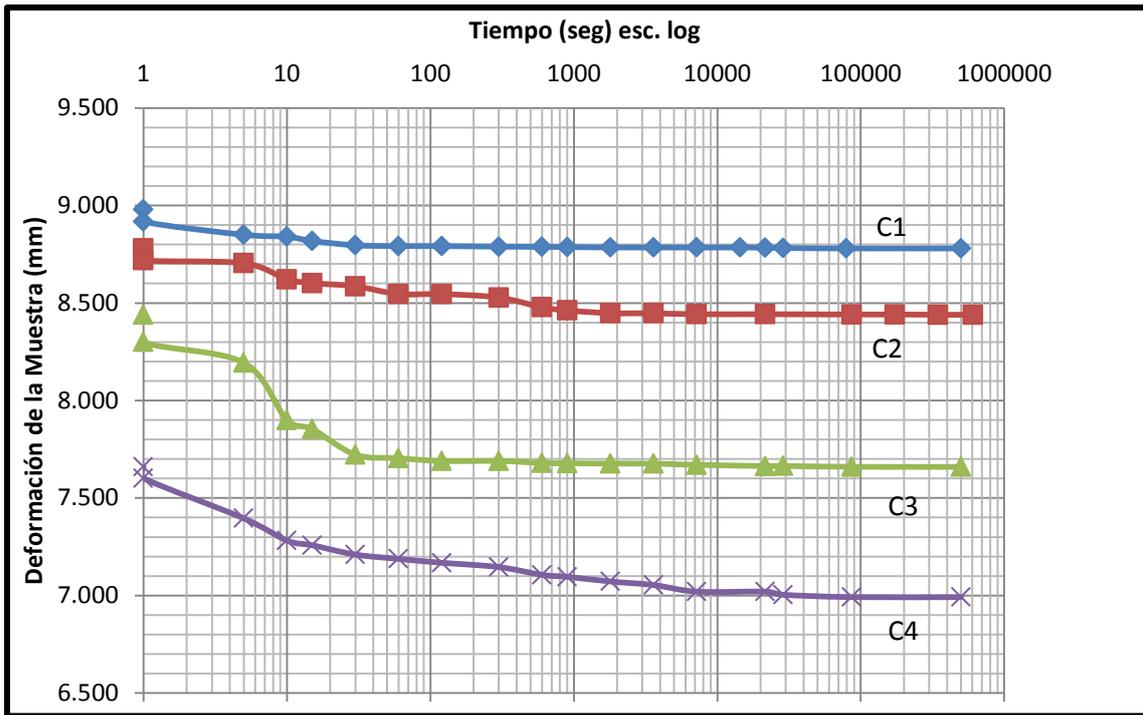


Figura 46. Deformación de la muestra natural.

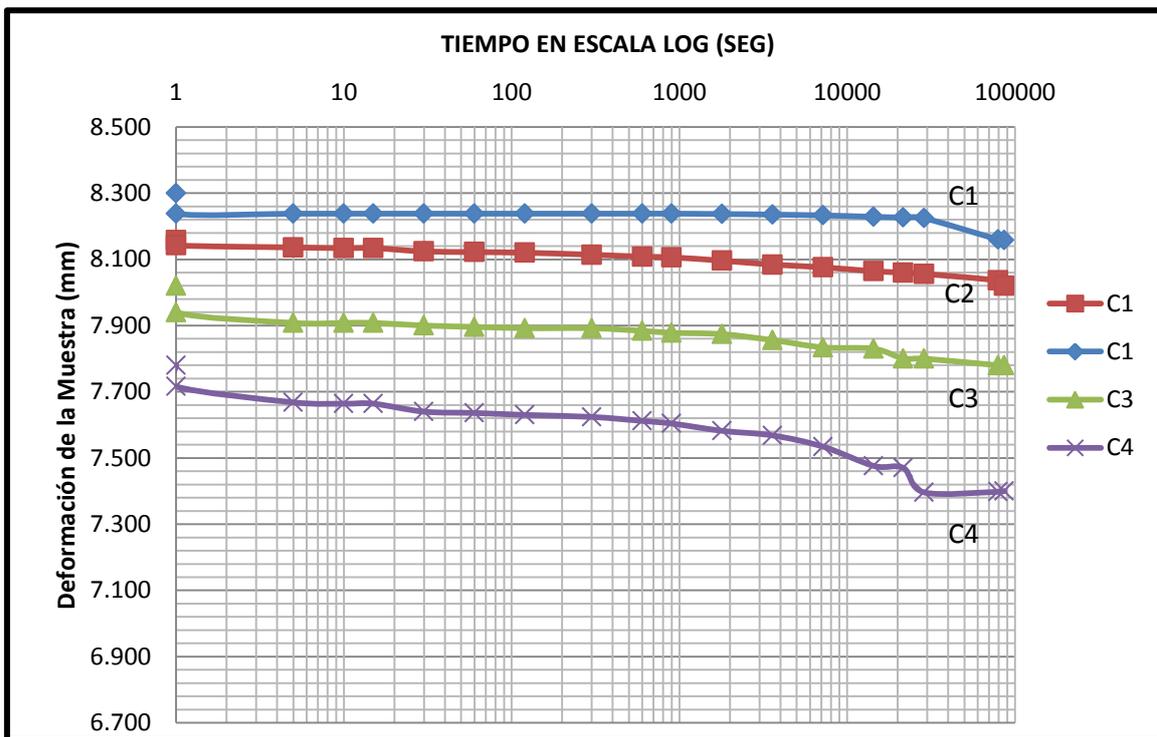


Figura 47. Deformación de la muestra natural a 24 horas.

Como se advierte en las figuras 46 y 47, se observa más claramente la diferencia entre los dos tipos de compresibilidad que estamos ocupando. Se puede observar en la muestra que se le dejan más tiempo las cargas (figura 46), vemos una mayor deformación.

Esto se debe o se le atribuye a que el agua que se encuentra entre las partículas mientras más tiempo mantengamos la carga sobre la muestra, mayor será la cantidad de agua que sea desalojada, por lo que con esto obtendremos un mejor acomodo de las partículas, consecuentemente se observará una mayor deformación.

En el caso de la carga C1, podemos apreciar que la diferencia entre ambas gráficas llega a ser de 0.7 mm, aproximadamente.

CAPÍTULO 4.

IV. Modelo Reológico Propuesto.

En este capítulo se revisarán dos de los modelos reológicos más utilizados para suelos no saturados en los cuales notaremos las diferencias que exponen ambos autores, revisaremos el modelo Reológico de Zeevaert en 1995, así como el de J. Folque en 1961, en los cuales se verá las diferentes unidades que ocupan y el por qué de cada una de ellas, para con esto poder crear nuestro modelo que asemeje el comportamiento obtenido en las graficas de deformación unitaria vistas en el capítulo anterior.

4.1 Modelo Reológico de Zeevaert.

Ahora bien, una vez que se tiene el conocimiento parcial de los modelos reológicos, pasaremos a revisar el modelo reológico propuesto por el Zeevaert el cual propone en su artículo Esfuerzo-Deformación-Tiempo en suelos finos no saturados. El modelo está compuesto de las unidades básicas que fueron revisadas en el capítulo dos, (Figura 48):

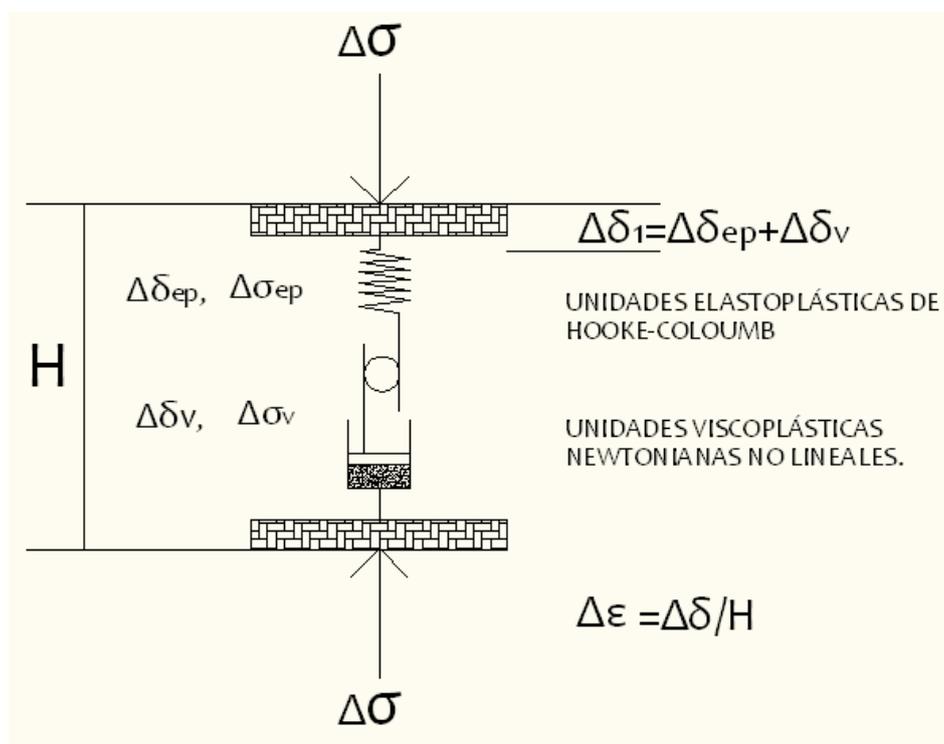


Figura 48. Modelo Reológico de Zeevaert para suelos no saturados.

(Zeevaert, 1995)

Condición de Esfuerzos

$$\Delta\sigma_{ep} = \Delta\sigma_v = \Delta\sigma \dots \dots \dots (32)$$

Condiciones de Deformaciones Unitarias

$$\Delta\varepsilon = \Delta\varepsilon_{ep} + \Delta\varepsilon_v \dots \dots \dots (33)$$

De donde:

$\Delta\sigma$ – Esfuerzo total aplicado.

$\Delta\sigma_{ep}$ – Esfuerzo en el elemento elastoplástico.

$\Delta\sigma_v$ – Esfuerzo en el elemento viscoso.

$\Delta\varepsilon$ – Deformación unitaria total que sufre el modelo.

$\Delta\varepsilon_{ep}$ – Deformación unitaria del elemento elastoplástico.

$\Delta\varepsilon_v$ – Deformación unitaria del elemento viscoso.

El comportamiento del modelo reológico propuesto establece que la estructura del suelo contiene elementos que tendrán un comportamiento elástico, los cuales le darán la estabilidad al esqueleto estructural, aunque éste dependerá de la magnitud de los esfuerzos a los cuales sea sometido el suelo. Zeevaert indica que para esfuerzos pequeños, las partículas del suelo no sufrirán desplazamientos, por lo que el comportamiento que se presentará en estas partículas puede ser considerado como altamente elástico. Esto ocurre cuando el suelo es sometido a esfuerzos pequeños, pero ¿qué pasa cuando se somete a esfuerzos más altos? En este caso, los granos inestables dentro de la estructura del suelo sufrirán un desplazamiento que no será recuperable aunque en cierto momento se descargue el suelo, este desplazamiento se considerara puramente plástico, el cual se observa debido a que la deformación permanece aunque sea retirada la carga, tras esta deformación ocurrirá un fenómeno viscoso, el cual involucra la velocidad de deformación con el tiempo.

Zeevaert establece que en suelos finos (arcillas y limos) la deformación estará dada en función del tiempo y que al aplicarles un esfuerzo éstas presentarán una respuesta inmediata, la cual será una deformación instantánea o como la nombra el autor una deformación elastoplástica y otra que nombra como deformación viscosa, la cual presenta un desplazamiento relativo diferido en el tiempo, lo que se debe al acomodo que tienen las partículas más pequeñas en relación a las partículas más grandes.

Lo que se establece en base a los conceptos de reología y a las unidades que el autor ocupa es lo siguiente:

- La unidad que representa el esqueleto estructural del suelo, el cual será la unidad elastoplástica de Hooke-Coulomb.
- La unidad que representa los grumos de partículas finas de arcilla, el cual está dado por la unidad viscoplástica newtoniana no lineal.

Para comprender de manera adecuada la terminología del autor se comienza por dar algunos de los conceptos más importantes, cabe señalar que será una breve descripción.

Uno de los parámetros importantes para el autor es el denominado Módulo de deformación unitaria M , el cual está definido por la siguiente relación:

$$\lim_{\Delta\sigma \rightarrow 0} \left(\frac{\Delta\varepsilon}{\Delta\sigma} \right) = M \dots\dots\dots (34)$$

Ésta representa la tangente a la curva esfuerzo-deformación unitaria, la cual está ilustrada en la figura 45, el autor menciona que el valor será independiente del nivel de esfuerzos en el que se realice una descarga total, excepto cuando el valor de esfuerzos es cercano al de falla. Al realizar la primera descarga las curvas de esfuerzo-deformación unitaria serán sensiblemente paralelas con lo que el módulo de deformación unitaria permanecerá constante.

Algunos otros términos serán:

m_{ep} = coeficiente de compresibilidad volumétrica unitario que representa el comportamiento del fenómeno elastoplástico.

m_{vB} = es el coeficiente de compresibilidad volumétrica unitario que incluye los comportamientos elastoplásticos y viscosos intergranulares en el tiempo t_B , después del cual el fenómeno viscoso intergranular comienza a manifestarse, y que corresponde al quiebre en las curvas de consolidación.

m_t = es el coeficiente de compresibilidad volumétrica viscosa intergranular unitario obtenido de la pendiente de la ley logarítmica de base 10 que representa el comportamiento viscoso intergranular : $m_t = C_t / (2H)\Delta\sigma$.

$$v_c = \frac{(1+v)(1-2v)}{1-v} \dots\dots\dots (38)$$

Una vez establecidos estos conceptos, tenemos que de la figura 48 podemos observar lo siguiente:

a) Para la unidad elastoplástica:

$$\delta_{ep} = \alpha_{ep} \cdot \sigma_{ep} \cdot H \dots\dots\dots (39)$$

b) Para la unidad Newtoniana no lineal:

$$\frac{\partial \delta_v}{\partial t} = \frac{a}{b+t} \sigma_v \cdot H \dots\dots\dots (40)$$

En donde:

δ_{ep} = deformación elastoplástica,

δ_v = deformación producida por el fenómeno viscoso,

α_{ep} = módulo unitario de deformación inmediata elastoplástica,

h = espesor del suelo en estudio,

b = es un parámetro del tiempo, y

a = es un parámetro de deformación unitaria.

Si se integra la ecuación 40 se obtiene el valor de δ_v , la cual queda de este modo:

$$\delta_v = (aH\sigma) \cdot \text{Ln}(b + t) + c_v \dots\dots\dots (41)$$

Para determinar la constante c_v se tiene que cuando $t=0$, la deformación $\delta_v=0$; por lo que $c_v = - (aH\sigma) \cdot \text{Ln}(b)$ y la ecuación (41) quedará escrita de la siguiente manera:

$$\delta_v = (aH\sigma) \cdot \text{Ln}\left(\frac{b+t}{b}\right) \dots\dots\dots (42)$$

Por lo tanto, la deformación total del modelo será:

$$\delta = (\alpha_{ep}H\sigma) + (aH\sigma) \cdot \text{Ln}\left(\frac{b+t}{b}\right) \dots\dots\dots (43)$$

La ecuación anterior podrá ser escrita en términos de logaritmo base 10 y queda como sigue:

$$\delta = (\alpha_{ep}H\sigma) + 2.3 \cdot (aH\sigma) \cdot \log\left(\frac{b+t}{b}\right) \dots\dots\dots (44)$$

Por otro lado, de los ensayos realizados por el autor en consolidómetros pueden determinarse los valores de α , $2.3a$ y b . de manera tal que cuando $t=0$ la deformación $\delta_{ep}=\alpha H\sigma$, en donde α representará el módulo de deformación unitario, el cual está expresado en kg/cm^2 , y será designado como m_{ep} , que es el módulo de deformación elastoplástica.

De la ecuación 44, se observa que para tiempos muy grandes, la expresión tomará la forma:

$$\delta = (\alpha_{ep}H\sigma) + 2.3 \cdot (aH\sigma) \cdot \log\left(\frac{t}{b}\right) \dots\dots\dots (45)$$

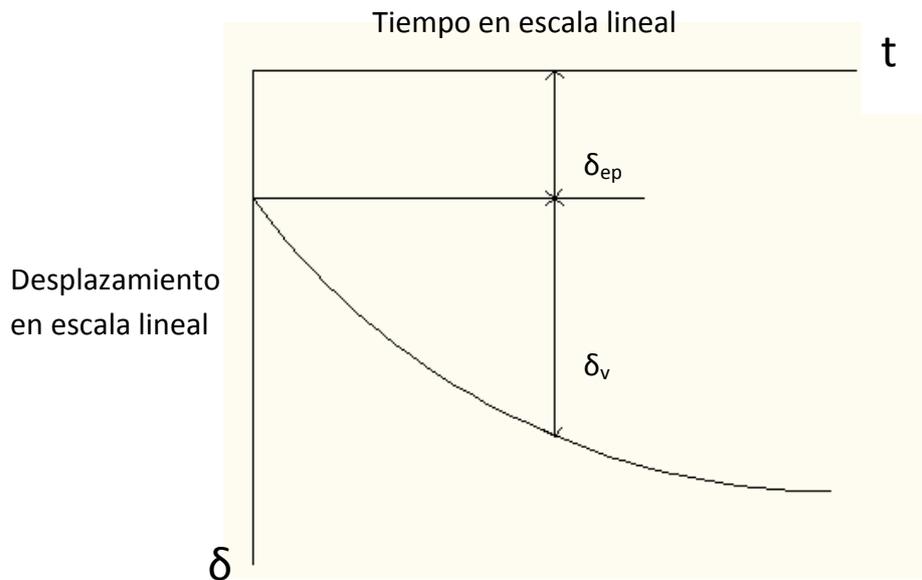
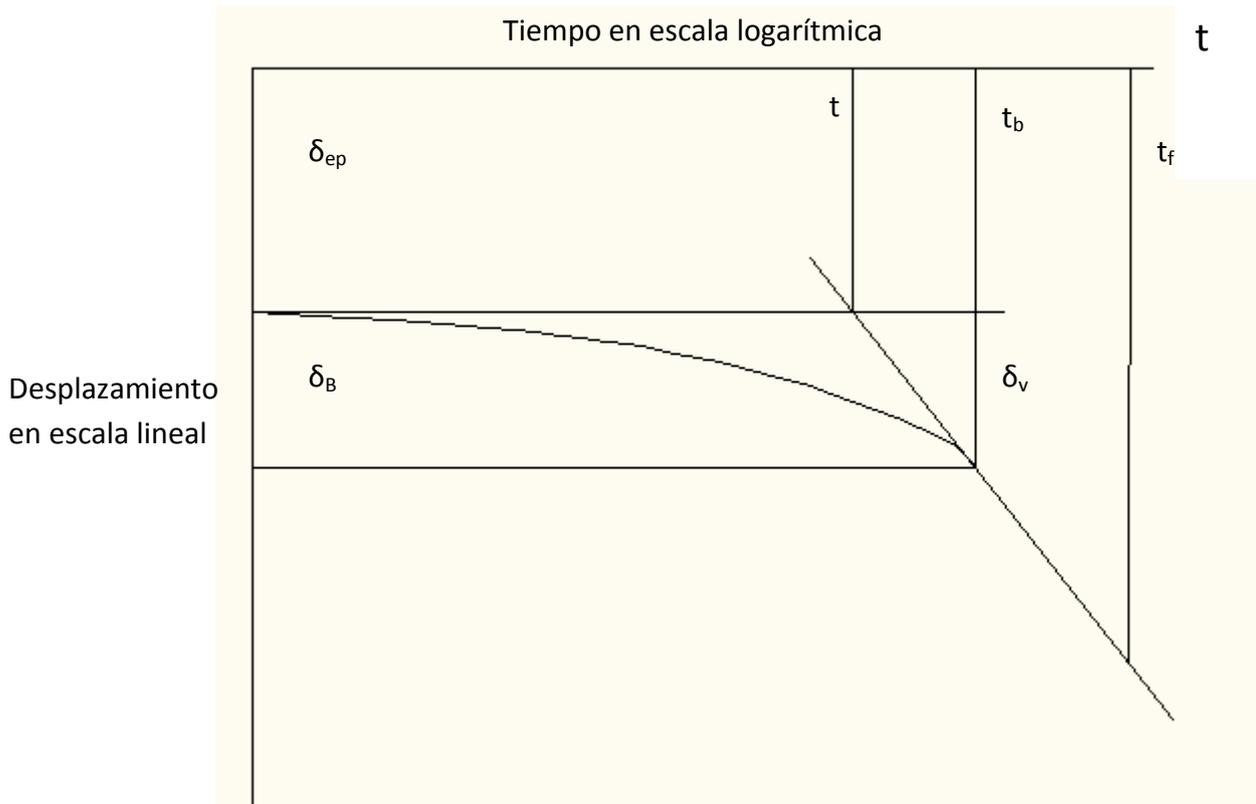


Figura 50. Comportamiento desplazamiento vs tiempo con aplicación de carga instantánea.



δ
 Figura 51. Comportamiento desplazamiento **vs** tiempo en escala logarítmica con aplicación de carga instantánea.

Ahora bien si se toman dos puntos de la figura 51, de manera que $\log t_2/t_1=1$ se tiene:

$$\frac{\delta_2 - \delta_1}{\log \frac{t_2}{t_1}} = (2.3 \cdot a) \cdot (H \cdot \sigma) \dots\dots\dots (46)$$

Por consiguiente, llamaremos $(\delta_2 - \delta_1) = C_t = (2.3a) \cdot (H\sigma)$, en donde C_t es la pendiente del tramo recto de comportamiento viscoso intergranular definido en un ciclo de escala logarítmica (conocido también como consolidación secundaria). Así que nos queda:

$$(2.3a) = \frac{c_t}{H\sigma} = m_t \dots\dots\dots (47)$$

Donde m_t es conocido como módulo de deformación unitario del fenómeno viscoso intergranular. De esta manera, la expresión (45) tomará la siguiente forma:

$$\delta = (m_{ep} H \sigma) + (m_t H \sigma) \cdot \log \left(\frac{b+t}{b} \right) \dots\dots\dots (48)$$

La figura 50 muestra una curva de deformación-tiempo, en la cual se indican las deformaciones elastoplásticas y viscosas.

En la figura 51, se muestra la misma curva, pero en escala semi logarítmica, en ella se indican el tiempo correspondiente al punto B (t_b) y el valor de t , que corresponde al punto de intersección de la línea horizontal que parte del punto en donde inicia la deformación viscosa con la prolongación del tramo recto de deformación viscosa intergranular.

Lo siguiente es determinar el valor de b . de la figura 25 se obtiene la intersección de la ley logarítmica con una horizontal que pase por el punto donde inicia el comportamiento viscoso y termina el elastoplástica, punto que definirá el valor de τ . De esta manera, se tiene que:

$$\delta_{ep} = (m_{ep}H\sigma) \quad y \quad \log \frac{\tau}{b} = 0 \quad \text{de donde } \tau = b$$

Por lo tanto, la ecuación 48 quedará de la siguiente manera:

$$\delta = \left[m_{ep} + m_t \cdot \log \frac{\tau+t}{\tau} \right] \cdot (H\sigma) \dots\dots\dots (49)$$

Si se recuerda que $m_t / m_{ep} = \beta$ y si se divide la ecuación anterior entre $(H\Delta\sigma)$ se obtendrá el módulo de deformación unitario del modelo:

$$m_v = m_{ep} \left(1 + \beta \cdot \log \left(\frac{\tau+t}{\tau} \right) \right) \dots\dots\dots (50)$$

Para determinar el valor de τ , se emplea la información que proporcionan las curvas de laboratorio (figura 25) y la ecuación 48. De esta manera, se obtiene que para la deformación final:

$$\delta_F = \delta_{ep} + C_t \log \left(1 + \frac{t_F}{\tau} \right) \dots\dots\dots (51)$$

Resolviendo la ecuación anterior, recordando que $\delta_e = m_{ep}H\sigma$ y que $C_t = m_t H\sigma$. Lo siguiente será determinar el valor de τ , el cual saldrá de la resolución de la ecuación anterior tomando en cuenta los parámetros mencionados.

$$\tau = \frac{t_F}{(e^{M-1})} \dots\dots\dots (52)$$

De donde:

$$\mathbf{M} = 2.3(\delta_{\mathbf{F}} - \delta_{\mathbf{ep}}) / \mathbf{C}_t,$$

$\delta_{\mathbf{F}}$ = desplazamiento para el tiempo final,

$\delta_{\mathbf{ep}}$ = desplazamiento elastoplástica (instantáneo),

$\mathbf{C}_t = (\delta_2 - \delta_1)$ para el ciclo final.

Hasta aquí lo expuesto es únicamente el comportamiento del modelo bajo una carga instantánea. Sin embargo, el autor analiza también el caso del comportamiento del modelo bajo incrementos de carga continuos (en cuyo caso Zeevaert supone que la aplicación de la carga sobre el suelo se efectúa de manera prácticamente lineal), como generalmente sucede en la práctica profesional. Por ello, si se llama σ_c al incremento medio del esfuerzo en un estrato del subsuelo confinado a deformación lateral nula y t_c al tiempo en que se aplica dicho esfuerzo de tal manera que el esfuerzo medio en el estrato considerado para un tiempo ($t \leq t_c$) será:

$$d\sigma = \frac{\sigma_c}{t_c} dt \quad \text{o bien} \quad \frac{\partial \sigma}{\partial t} = \dot{\sigma}_c \dots \dots \dots (53)$$

Si el esfuerzo varía entre 0 y σ_c se puede escribir, a partir de las ecuaciones 39 y 40, la siguiente ecuación diferencial para la deformación unitaria del modelo de la figura 22, para esto será necesario recordar que $\varepsilon = \delta / \mathbf{H} = \alpha_{\mathbf{ep}} \sigma$:

$$\dot{\varepsilon} = \alpha \frac{\partial \sigma}{\partial t} + \left(\alpha \frac{\partial \sigma}{\partial t} \right) \cdot \left\{ \frac{t}{\tau+t} \right\} \dots \dots \dots (54)$$

De esta forma, si integramos la expresión 54, se obtendrá que para $t \leq t_c$:

$$\varepsilon = \alpha \dot{\sigma}_c t + \alpha \dot{\sigma}_c \left\{ t - 2.3\tau \log \frac{\tau+t}{\tau} \right\} \dots \dots \dots (55)$$

Por otro lado, cuando $t \geq t_c$ el esfuerzo medio permanece constante y se puede escribir:

$$\varepsilon = \alpha \sigma_c + (2.3\sigma_c) \cdot \left\{ \log \left(\frac{\tau+t}{\tau} \right) \right\} + A \dots \dots \dots (56)$$

El autor considera que el valor de la constante A representa el retardamiento de la deformación viscosa intergranular a partir de que el esfuerzo permanece constante (es

decir, cuando $t = t_c$ y $\sigma = \sigma_c$). Entonces bien, para encontrar su valor se pueden igualar las ecuaciones 55 y 56, para $t = t_c$, y se obtiene la expresión siguiente:

$$A = a\sigma_c - 2.3a\sigma_c \left(\frac{\tau}{t} - 1\right) \log\left(\frac{\tau+t_c}{\tau}\right) \dots\dots\dots (57)$$

Si ahora recordamos que $\alpha = m_{ep}$; $2.3^a = m_t$ y $\beta = m_t / m_{ep}$, y se sustituye en la ecuación 56 el valor de A, se obtiene que para $t > t_c$:

$$\delta_z = (m_{ep}H\sigma_c) \left\{ 1 + \beta \left(0.435 + \log \frac{\tau+t}{\tau+t_c} \right) \right\} \dots\dots\dots (58)$$

en donde δ_z es la deformación vertical del estrato analizado.

En los valores de la expresión anterior t y t_c representan el tiempo –expresado en años- en el que se desea encontrar el asentamiento y el tiempo de construcción, respectivamente. Así, se puede decir que $t = n_t \cdot T1$ y $t_c = n_c \cdot T1$; en donde $T1$ es el tiempo de un año en segundos, n_t es el número de años para que ocurra un desplazamiento vertical determinado y n_c el número de años que dura la aplicación de la carga de construcción. Además puede considerarse que $\tau + t \approx t$. Con las consideraciones anteriores, la expresión 58 puede escribirse de la siguiente manera:

$$\delta_z = (m_{ep}H\sigma) \cdot \left\{ 1 + \beta \left(0.435 + \log \frac{t}{t_c} \right) \right\} \dots\dots\dots (59)$$

y el modulo de deformación unitaria del sistema estará dado por:

$$m_v = \frac{\delta_z}{(H\sigma_c)} \dots\dots\dots (60)$$

La expresión 59 todavía podrá ser modificada debido a los factores v_c y p_c que considerarán el confinamiento del suelo en la naturaleza y el efecto de histéresis al que se somete al terreno de cimentación al descargarlo y cargarlo nuevamente durante el proceso de construcción. De esta manera, la expresión 59 quedara como:

$$\delta_z = (M_z H \sigma_c) \cdot \left\{ 1 + \beta \left(0.435 + \log \frac{t}{t_c} \right) \right\} \dots\dots\dots (60)$$

En donde:

$$M_z = m_v \cdot \frac{p_c}{v_c} \dots\dots\dots (60)$$

es el módulo de deformación unitaria vertical del estrato de suelo en análisis, v_c es un factor que toma en cuenta el confinamiento y está en función del módulo de Poisson del material y p_c es el factor de recompresión por relajación de esfuerzos y está dado por la siguiente expresión:

$$p_c = \left(\frac{\sigma_r}{\sigma_0} \right)^c \dots\dots\dots (61)$$

donde σ_r es el esfuerzo de relajación, σ_0 es el esfuerzo original y el exponente c es un coeficiente que está en función de las características del suelo en estudio.

Ahora que se comprendió el modelo descrito por el Profesor Zeevaert, comenzamos a analizar las graficas que se obtuvieron de las pruebas realizadas al material en estudio. Con las distintas pruebas y con las propiedades índice del material obtendremos los parámetros necesarios y se propondrá el modelo reológico para el cual se analizarán las diferentes graficas que se obtuvieron en las pruebas de consolidación.

4.3 Modelo Reológico.

El modelo quedará compuesto como se muestra en la figura 1, el cual tiene un arreglo en serie de un resorte y un arreglo en paralelo que consta de un resorte y un amortiguador.

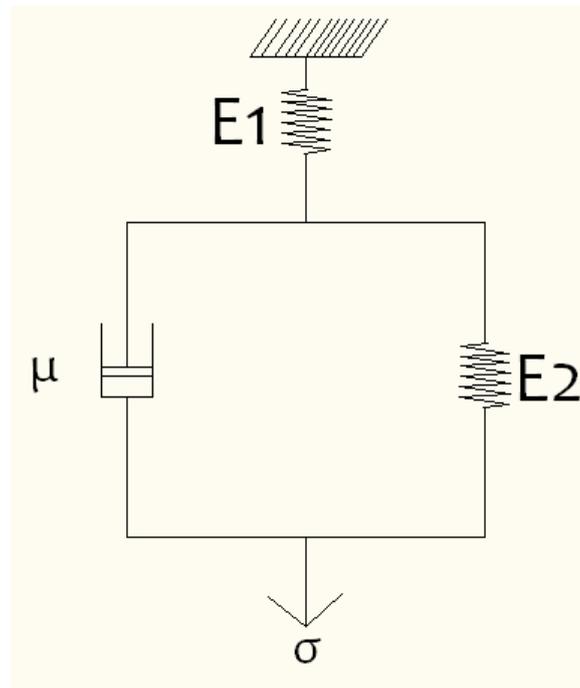


Figura 52. Modelo Reológico propuesto.

Una vez que se tiene el modelo se procede a resolverlo y obtener las ecuaciones constitutivas, para con esto graficar el comportamiento que tendrá y una vez obtenido esto, se podrá calibrar el modelo para que asemeje a la realidad y por medio de éste obtener lo que estamos buscando.

Para empezar en el modelo primero se resuelve la parte que está en paralelo, la cual se rige con las siguientes ecuaciones.

$$\varepsilon_T = \varepsilon_2 = \varepsilon_3 \dots \dots \dots (62)$$

$$\sigma = \sigma_{res} + \sigma_{amort} \dots \dots \dots (63)$$

Aplicando las características de cada una de las unidades obtenemos,

$$\sigma_{res} = E\varepsilon_{res} \dots \dots \dots (64)$$

$$\sigma_{amort} = \mu\dot{\varepsilon}_{amort} \dots \dots \dots (65)$$

Substituyendo la ecuación (64) y (65) en la ecuación (63) se obtiene:

$$\sigma = E\varepsilon + \mu\dot{\varepsilon} \dots \dots \dots (66)$$

Ahora si consideramos un esfuerzo constante e integramos la ecuación (66),

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E_2} \left(1 - e^{\left(-\frac{E_2}{\mu}(t) \right)} \right) \dots\dots\dots (67)$$

Una vez obtenida la deformación en la parte en paralelo, se obtiene la deformación total resolviendo ahora la parte en serie la cual se rige por las siguientes ecuaciones,

$$\sigma = \sigma_{res} = \sigma_{amort} \dots\dots\dots (68)$$

$$\varepsilon = \varepsilon_{res} + \varepsilon_2 \dots\dots\dots (69)$$

Si estas ecuaciones las relacionamos con las unidades utilizadas por Maxwell podemos obtener:

$$\sigma_{res} = E \varepsilon_{res} \dots\dots\dots (70)$$

$$\sigma_{amort} = \mu \dot{\varepsilon}_{amort} \dots\dots\dots (71)$$

Escribiendo de otra manera las ecuaciones (70) y (71), podemos deducir que:

$$\dot{\varepsilon}_{res} = \frac{\dot{\sigma}}{E} \dots\dots\dots (72)$$

$$\dot{\varepsilon}_{amort} = \frac{\sigma}{\mu} \dots\dots\dots (73)$$

Substituyendo las ecuaciones (72) y (73) en la ecuación (69) obtenemos:

$$\dot{\varepsilon} = \frac{\dot{\sigma}}{E} + \frac{\sigma}{\mu} \dots\dots\dots (74)$$

Ahora si esta ecuación la sometemos a un esfuerzo constante y la derivamos obtenemos que la deformación total unitaria del modelo sea:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E_1} + \varepsilon_2 \dots\dots\dots (75)$$

Si obtenemos la deformación total del modelo nos queda,

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E_1} + \frac{\sigma}{E_2} \left(1 - e^{\left(-\frac{E_2}{\mu}(t) \right)} \right) \dots\dots\dots (76)$$

La ecuación 76 será nuestra ecuación constitutiva del modelo propuesto, si

graficamos la deformación unitaria contra el tiempo se obtiene la siguiente grafica esquemáticamente.

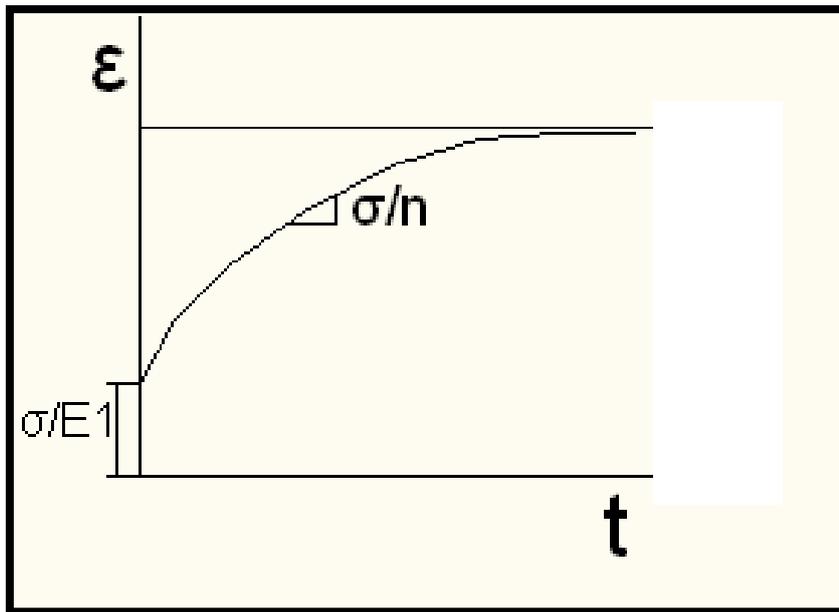


Figura 53. Esquema de deformación unitaria-tiempo del modelo.

Una vez que el modelo fue resuelto y se obtuvieron las ecuaciones constitutivas, se proponen diferentes valores para las constantes de los resortes y el amortiguador y con esto se va calibrando el modelo. Los valores que aparecen en las tablas 12, 13 y 14 dieron el mejor resultado en las graficas para cada humedad. Al momento en que las gráficas del modelo y las gráficas experimentales se igualan podemos suponer que el modelo estará calibrado y dará el mismo resultado que en la realidad, con esto podemos proponer en cada uno de los estados de la muestra el esfuerzo real que el edificio está aplicando para conocer el desplazamiento o el asentamiento que presentará después de un tiempo determinado en el cual nos interese conocer los asentamientos. Con esto podremos deducir el tiempo de vida útil de los edificios así como la inclinación que presentarán y hasta qué tiempo estará dentro de los límites permitidos. En la tabla 12, se muestran los valores de las constantes utilizados para la muestra en estado natural.

Tabla 12. Valores de las constantes para la muestra natural.

$E1(\text{ton/s}^2 \cdot \text{m})$	280
$E2(\text{ton/s}^2 \cdot \text{m})$	1300
$\mu(\text{ton/s} \cdot \text{m}^2)$	80

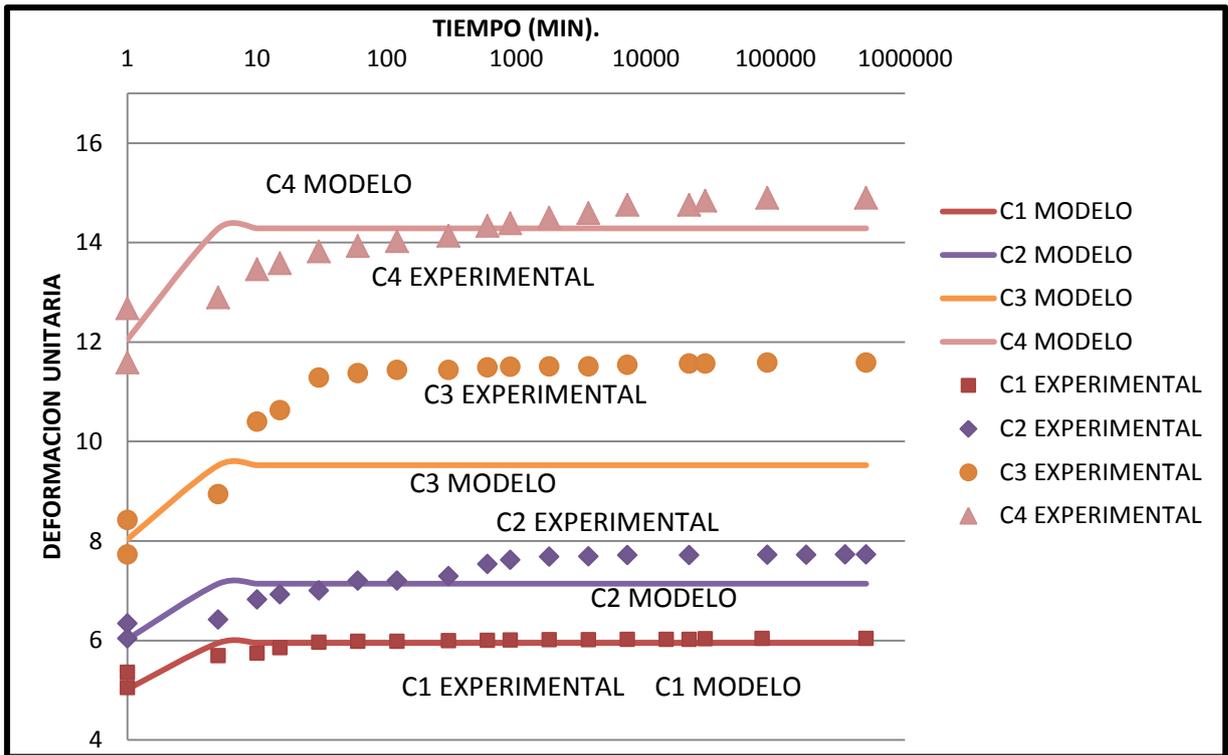


Figura 54. Gráfica comparativa entre los resultados del modelo y las pruebas experimentales, deformación unitaria contra el tiempo, muestra natural ($w = 20.77\%$).

En la tabla 13, se muestran los valores de las constantes utilizados para la muestra con humedad media.

Tabla 13. Valores de las constantes para la muestra con humedad media.

$E1(\text{ton/s}^2 \cdot \text{m})$	187
$E2(\text{ton/s}^2 \cdot \text{m})$	800
$\mu(\text{ton/s} \cdot \text{m}^2)$	10000

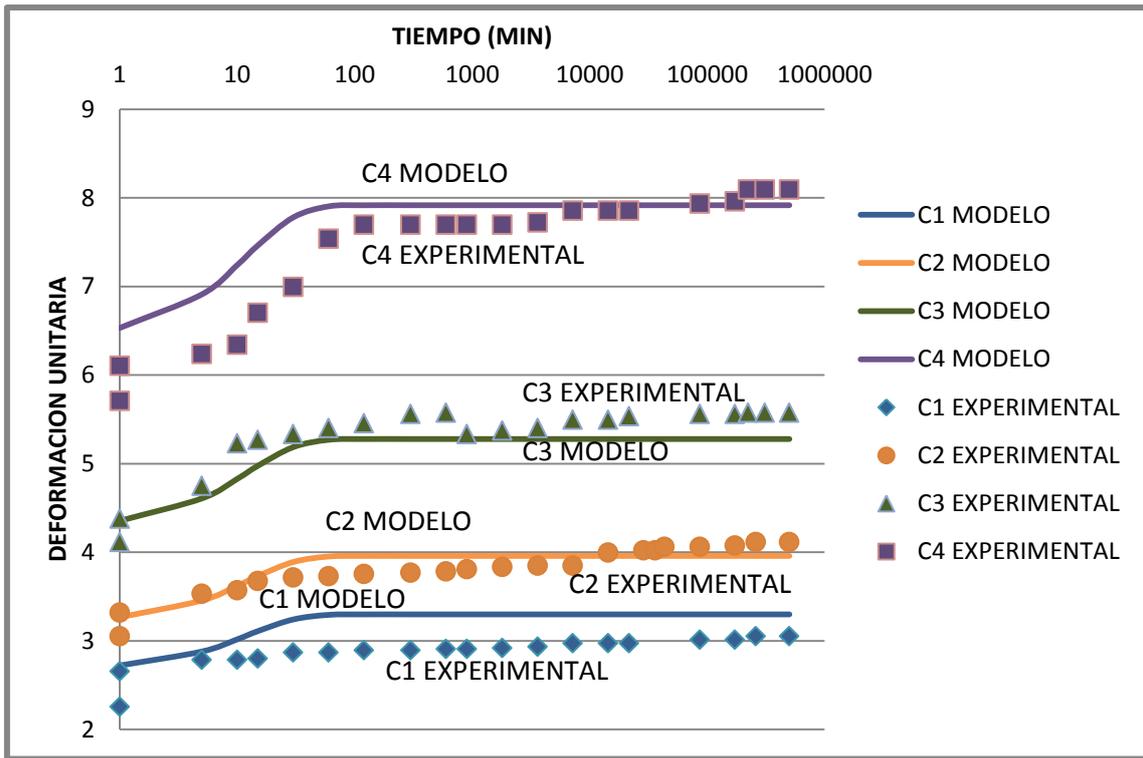


Figura 55. Gráfica comparativa entre los resultados del modelo y las pruebas experimentales, deformación unitaria contra el tiempo, muestra con humedad media ($w = 14\%$).

En la tabla 14, se muestran los valores de las constantes utilizados para la muestra seca.

Tabla 14. Valores de las constantes para la muestra seca.

$E1(\text{ton/s}^2 \cdot \text{m})$	384
$E2(\text{ton/s}^2 \cdot \text{m})$	2300
$\mu(\text{ton/s} \cdot \text{m}^2)$	100000

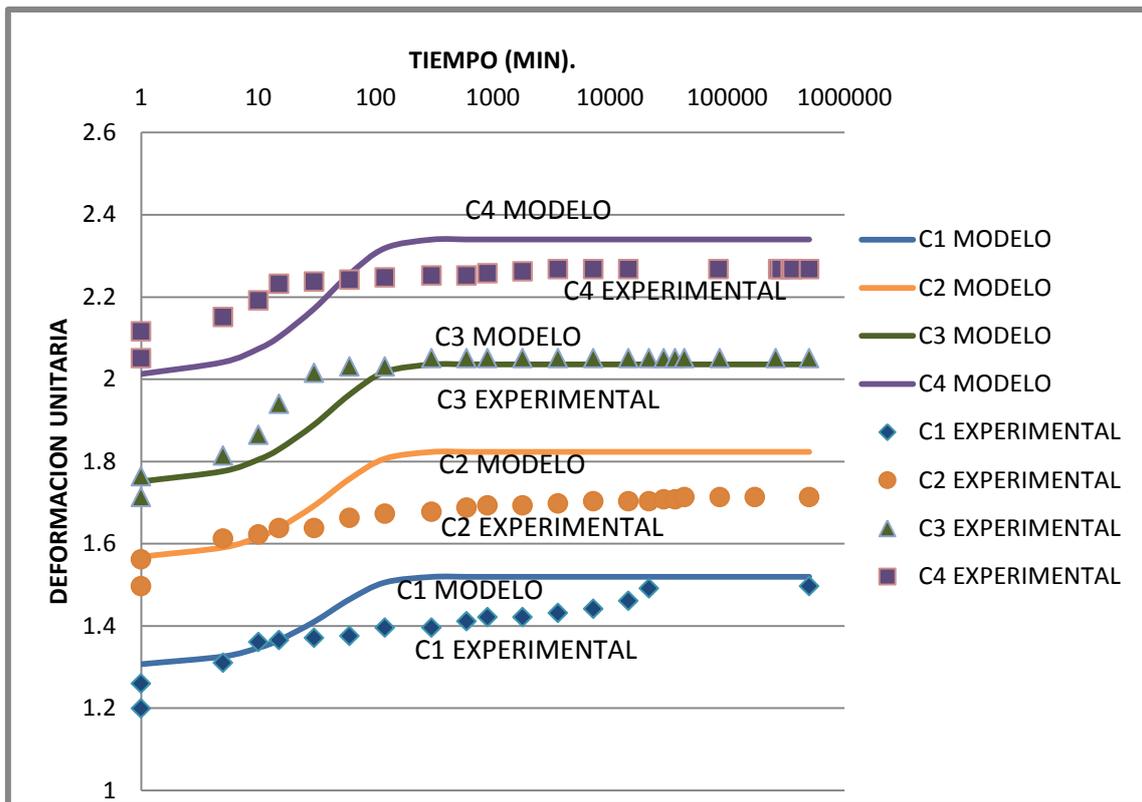


Figura 56. Gráfica comparativa entre los resultados del modelo y las pruebas experimentales, deformación unitaria contra el tiempo, muestra seca ($w = 7.35\%$).

Como se observa en las gráficas, el modelo ha sido calibrado de manera correcta ya que las deformaciones viscosas se presentan aproximadamente en el mismo lugar que las experimentales, esto tomando en cuenta la deformación instantánea que se presenta debido a la imposición de cargas. Cabe mencionar que los valores de E_1 , E_2 y μ serán arbitrarios y nos sirven para calibrar el modelo.

También podemos deducir de estas gráficas que la deformación instantánea que se presenta al comienzo de cada una de las cargas es debida a una deformación elástica, la cual será absorbida en su totalidad por el primer resorte y una vez que esta deformación deja de presentarse comienza la deformación viscosa, la cual será absorbida por el resorte y el amortiguador acomodados en paralelo.

Tenemos que mencionar que como se observa en las tres gráficas con los distintos estados, la carga número 4 de 12 ton/m^2 , a simple vista es en la que presenta una diferencia más notoria, esto se puede deber a la magnitud de la carga, ya que en la realidad al suelo se le aplicará la mitad de esta carga.

Así como mencionamos los problemas, habrá que citar los aciertos, como se observan las tres primeras cargas serán muy parecidas a la realidad en todo momento, tanto en la deformación elástica así como en la deformación viscosa.

Observando los valores utilizados para las diferentes humedades podemos apreciar que mientras más seco está el material mayores serán los valores que se asignaran a las constantes de los resortes y del amortiguador. Sin embargo no podemos apreciar una tendencia, solo en la constante del amortiguador apreciamos que mientras más húmedo está el material mayor será el valor, esto posiblemente se deba a que mientras más agua suelta tenga el suelo menor resistencia opone.

CAPÍTULO 5.

V. Aplicación a un Caso Real.

5.1 Localización del Problema.

El problema está localizado en la Unidad habitacional Qronos VI, ubicada en la esquina de la Av. Belén y la carretera a Chichimequillas, aquí en la ciudad de Querétaro, Querétaro, cuenta con dos condominios: el condominio Hojas y el condominio Flores, cada uno compuesto por 7 edificios que constan de planta baja y tres niveles. En cada planta se alojan dos departamentos.

Los edificios se construyeron sobre una serie de rellenos y cortes realizados en una ladera que presenta una pendiente oriente-poniente de 15° . En los rellenos se utilizó el mismo material de los cortes y para confinarlos se utilizaron muros de tierra armada con el sistema Keystone.

El acceso a los edificios es por medio de puentes que ligan a los muros de contención con el segundo nivel del edificio. En el relleno se aloja la zona del estacionamiento.

La estructura de los edificios es a base de muros de carga confinados por marcos de concreto. La cimentación se resolvió con una losa de concreto armado colocada sobre una plataforma hecha con material seleccionado y compactado. Los espesores de este relleno varían de 0.40 hasta 1.7 m. La losa de cimentación tiene dimensiones de 20 x 7 m, tiene contratrabes invertidas de 0.25 m y un peralte de 0.22 m.

El peso máximo estimado de cada edificio (incluyendo carga viva) es de 935 t por lo que la carga de contacto entre losa y suelo es de aproximadamente 6.0 t/m².

La construcción de los edificios inició en mayo de 2004 y finalizó en 2005. En el estudio original de mecánica de suelos se consideró que el suelo de apoyo era de tipo expansivo, por lo que durante el proceso constructivo se aplicó el método de pre saturación del estrato de suelo de apoyo en una profundidad de aproximadamente 20 cm. Esto se hizo con el objetivo de producir la expansión del suelo antes de la construcción de las estructuras, de tal manera que se mantuviera en esa condición y no

le afectaran los cambios de humedad futuros. Sin embargo, a mediados del 2006 se comenzaron a observar daños estructurales en los edificios del condominio Flores especialmente en el edificio D. Dichos daños son: agrietamiento en muros y desplome de los edificios, agrietamientos en los pisos de los patios frontales y de servicio así como en el pavimento y banquetas de la zona de estacionamientos. También los puentes que ligan a la zona de estacionamiento con los edificios han sufrido daños precisamente en los puntos de apoyo.

Ahora si utilizamos los mismos valores que nos resultaron de la calibración del modelo para cada uno de sus componentes (E_1 , E_2 y μ), podemos conocer el comportamiento esperado que tendrá el suelo, lo que quiere decir que conoceremos los asentamientos reales sólo será cuestión de aplicar en el modelo la carga real, la cual es de 6.0 ton/m^2 .

La distribución de presiones considerada para la cimentación se tomó en base a la teoría de Bousinesq. Se calcularon los incrementos de esfuerzos que impone la estructura a las profundidades de 2 y hasta 12 m. Para ello se consideró que la estructura impone un esfuerzo sobre el terreno de apoyo de 6.0 t/m^2 y que la cimentación es rectangular de longitud infinita, se considera de longitud infinita debido a las dimensiones de la zapata real. Se calculó el incremento de esfuerzo al centro de la cimentación, dado que éste será el más crítico.

Ahora bien se realiza la tabla 15, con el fin de mostrar el comportamiento que tendrá cada uno de los estratos hasta los doce metros. Con esto podemos observar la deformación total, la cual se obtiene por medio de la formula 76 y la deformación instantánea que sufrirá cada estrato por separado, esta se calculo se hizo aislando el primer resorte del modelo y resolviéndolo. Este análisis se realizo para la muestra con humedad natural.

Tabla 15. Tabla para calcular asentamientos a distintas profundidades.

PROFUNDIDAD (mts)	E_1	E_2	μ	TIEMPO (años)	σ (ton/m ²)	DEFORMACION INSTANTANEA (cm)	DEFORMACION (cm)
2	280	1300	80	8	5.8	2.07	2.51
4	280	1300	80	8	4.7	1.68	2.04
6	280	1300	80	8	2.5	0.89	1.08

8	280	1300	80	8	3.0	1.07	1.30
10	280	1300	80	8	2.6	0.93	1.13
12	280	1300	80	8	2.1	0.75	0.91
					SUMA	7.39	8.97

La figura 57 muestra el comportamiento que tendrá el suelo en los tres estados utilizados, aplicándole el esfuerzo real que transmite el edificio que es de 6.0 ton/m². Esta gráfica se obtuvo por medio del modelo aplicando los valores mencionados.

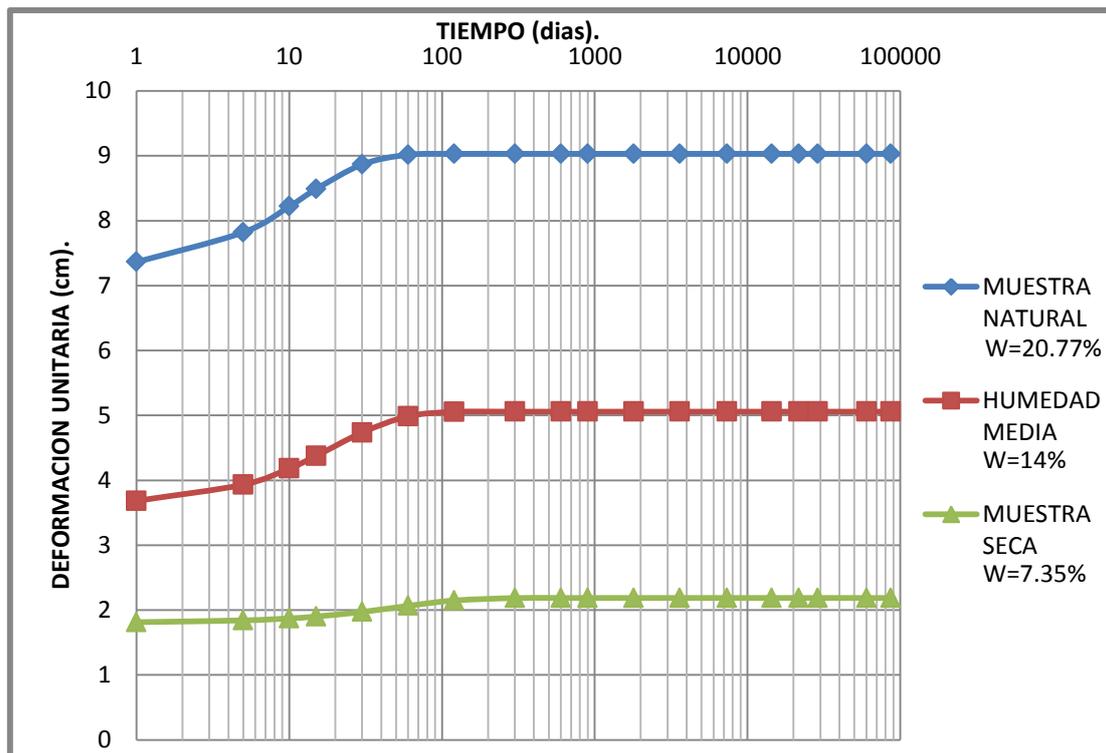


Figura 57. Gráfica de deformación unitaria con el tiempo para los tres estados y el esfuerzo real aplicado.

Obteniendo el porcentaje de colapso para el tipo de suelo a la humedad natural, nos resulta de 0.28%, el cual se obtuvo de la figura 35, por medio de la ecuación siguiente:

$$I_c = \frac{\Delta e}{1 + e_0} * 100$$

Se considera que la mitad de los estratos son colapsables, debido a un estudio previo realizado en el cual se obtuvieron los colapsos que tendría el suelo a diferentes profundidades al saturarse el material, obtenemos el siguiente asentamiento total por

colapso de los estratos al saturarse.

$$\Delta h = 0.0028 * 600 = 1.68 \text{ cm}$$

Suponiendo que el material llegara a saturarse, el asentamiento total que tendríamos será la suma del asentamiento debido a la carga del edificio más el asentamiento por colapso, lo cual nos daría un total de 10.65 cm. El asentamiento por colapso representa un 15.77% del total.

5.2 Resolviendo el problema por Medio del Modelo de Zeevaert.

Ahora bien, como se explica en el Anexo 1, utilizaremos el modelo de Zeevaert para resolver el mismo caso y así comparar los resultados de los modelos, aplicando estas ecuaciones al tipo de suelo con el que estamos trabajando podemos obtener la deformación que presentara el suelo de acuerdo a este modelo.

En la tabla 16, se presentan los parámetros y resultados del problema real, con el fin de comparar los resultados obtenidos por ambos modelos.

Tabla 16. Resultados del modelo de L. Zeevaert aplicados al problema real.

PROF.	m_{ep} (cm^2/kg)	m_t (cm^2/kg)	β	m_v (cm^2/kg)	v_c	p_c	M_z (cm^2/kg)	H (cm)	σ (kg/cm^2)	TIEMPO (años)	DEF. INSTANTANEA (cm)	ΔH (cm)
2	0.0330	0.0079	0.2388	0.0380	0.9000	0.7850	0.0331	200	0.5800	8	3.8280	5.0732
4	0.0330	0.0079	0.2388	0.0380	0.9000	0.7850	0.0331	200	0.4700	8	3.1020	4.1111
6	0.0330	0.0079	0.2388	0.0380	0.9000	0.7850	0.0331	200	0.2500	8	1.6500	2.1867
8	0.0330	0.0079	0.2388	0.0380	0.9000	0.7850	0.0331	200	0.3000	8	1.9800	2.6241
10	0.0330	0.0079	0.2388	0.0380	0.9000	0.7850	0.0331	200	0.2600	8	1.7160	2.2742
12	0.0330	0.0079	0.2388	0.0380	0.9000	0.7850	0.0331	200	0.2100	8	1.3860	1.8369
										SUMA	13.6620	18.106

Como podemos observar en la tabla 16, los valores de la sumatoria tanto de la deformación instantanea, como de la deformación total (ΔH) son mayores que en el modelo propuesto (Tabla 17); esto se debe a que el modelo de Zeevaert no llega a presentar una grafica asintótica sino que considera que los estratos presentaran una deformación continua a lo largo del tiempo.

Tabla 17. Comparativa de deformaciones entre ambos modelos

PROF.	MODELO PROPUESTO		MODELO DE L. ZEEVAERT	
	DEF. INSTANTANEA (cm)	DEF. TOTAL ΔH (cm)	DEF. INSTANTANEA (cm)	DEF. TOTAL ΔH (cm)
2	2.07	2.51	3.8280	5.0732
4	1.68	2.04	3.1020	4.1111
6	0.89	1.08	1.6500	2.1867
8	1.07	1.30	1.9800	2.6241
10	0.93	1.13	1.7160	2.2742
12	0.75	0.91	1.3860	1.8369
SUMA	7.39	8.97	13.6620	18.106

5.3 Análisis Estadístico.

A continuación se muestran las tablas resumiendo los resultados de las pruebas de consolidación, en el dato experimental, y el resultado del modelo propuesto, para cada una de las cargas que fueron utilizadas.

Tabla 18. Deformaciones unitarias del modelo propuesto y valores experimentales para la carga c1.

CARGA	TIEMPO (seg)	DEFORMACIÓN UNITARIA	
		MODELO	EXPERIMENTAL
c1	1	5.3597	5.0513
c1	5	5.6850	5.3583
c1	10	5.9823	5.6950
c1	15	6.1918	5.7446
c1	30	6.5168	5.8535
c1	60	6.6703	5.9625
c1	120	6.6914	5.9823
c1	300	6.6917	5.9823
c1	600	6.6917	5.9971
c1	900	6.6917	6.0021
c1	1800	6.6917	6.0070
c1	3600	6.6917	6.0169
c1	7320	6.6917	6.0169
c1	14400	6.6917	6.0179
c1	21600	6.6917	6.0179
c1	28800	6.6917	6.0219
c1	60000	6.6917	6.0308
c1	86400	6.6917	6.0417

c1	500000	6.6917	6.0417
----	--------	--------	--------

Tabla 19. Deformaciones unitarias del modelo propuesto y valores experimentales para la carga c2.

CARGA	TIEMPO (seg)	DEFORMACIÓN UNITARIA	
		MODELO	EXPERIMENTAL
c2	1	6.4317	6.0417
c2	5	6.8220	6.3388
c2	10	7.1788	6.4181
c2	15	7.4302	6.8241
c2	30	7.8201	6.9232
c2	60	8.0044	7.0024
c2	120	8.0297	7.2005
c2	300	8.0301	7.2005
c2	600	8.0301	7.2897
c2	900	8.0301	7.5373
c2	1800	8.0301	7.6165
c2	3600	8.0301	7.6858
c2	7320	8.0301	7.6898
c2	14400	8.0301	7.7126
c2	21600	8.0301	7.7126
c2	28800	8.0301	7.7195
c2	60000	8.0301	7.7195
c2	86400	8.0301	7.7254
c2	500000	8.0301	7.7254

Tabla 20. Deformaciones unitarias del modelo propuesto y valores experimentales para la carga c3.

CARGA	TIEMPO (seg)	DEFORMACIÓN UNTARIA	
		MODELO	EXPERIMENTAL
c3	1	8.5756	7.7254
c3	5	9.0961	8.4188
c3	10	9.5717	8.9437
c3	15	9.9069	10.3996
c3	30	10.4269	10.6274
c3	60	10.6725	11.2811
c3	120	10.7063	11.3703
c3	300	10.7068	11.4396

c3	600	10.7068	11.4396
c3	900	10.7068	11.4891
c3	1800	10.7068	11.4990
c3	3600	10.7068	11.5050
c3	7320	10.7068	11.5079
c3	14400	10.7068	11.5387
c3	21600	10.7068	11.5684
c3	28800	10.7068	11.5664
c3	60000	10.7068	11.5882
c3	86400	10.7068	11.5882
c3	500000	10.7068	11.5882

Tabla 21. Deformaciones unitarias del modelo propuesto y valores experimentales para la carga c4.

CARGA	TIEMPO (seg)	DEFORMACIÓN UNITARIA	
		MODELO	EXPERIMENTAL
c4	1	12.8634	11.5882
c4	5	13.6441	12.6777
c4	10	14.3576	12.8956
c4	15	14.8604	13.4601
c4	30	15.6403	13.5790
c4	60	16.0087	13.8167
c4	120	16.0594	13.9256
c4	300	16.0602	14.0247
c4	600	16.0602	14.1336
c4	900	16.0602	14.3317
c4	1800	16.0602	14.3812
c4	3600	16.0602	14.5001
c4	7320	16.0602	14.5892
c4	14400	16.0602	14.7576
c4	21600	16.0602	14.7576
c4	28800	16.0602	14.8368
c4	60000	16.0602	14.8963
c4	86400	16.0602	14.8963
c4	500000	16.0602	14.8963

Una vez que se tienen las tablas resumidas, se procede a realizar diferentes histogramas, para con esto observar la tendencia que presentará la deformación unitaria.

En el primer histograma (figura 58), se observa el comportamiento que tiene la deformación unitaria para las cuatro cargas, lo que quiere decir que tomamos los datos de todas las cargas y observamos la tendencia que tienen tanto en el modelo como en las pruebas experimentales. Este histograma nos sirve para ver la cantidad de veces que se presenta un valor.

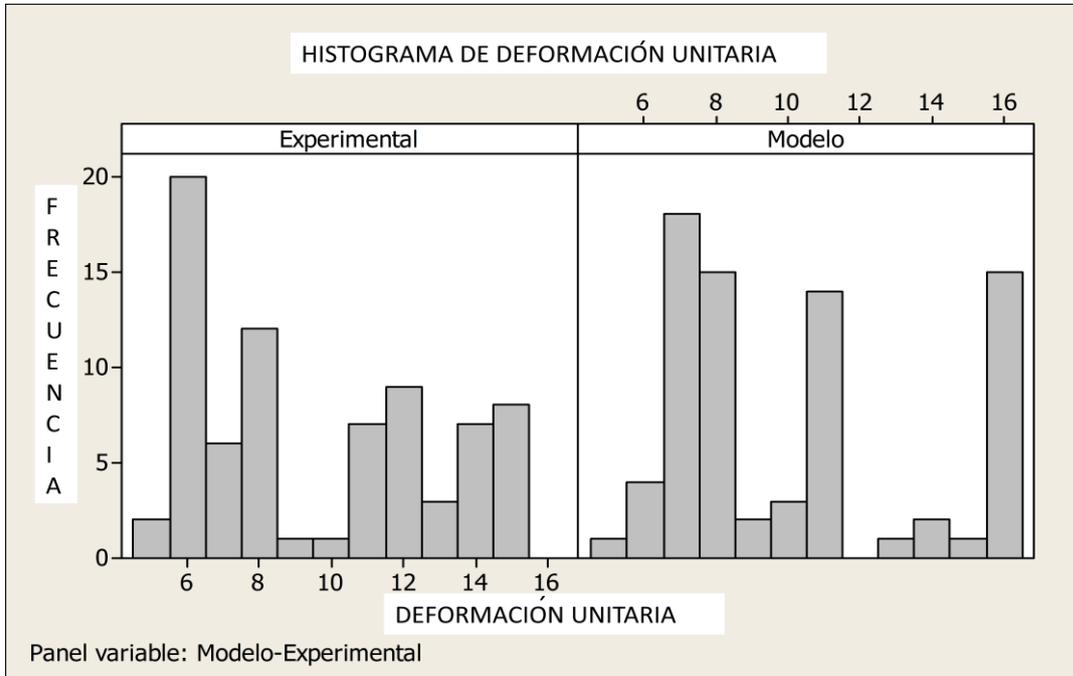


Figura 58. Histograma de deformación unitaria.

En el siguiente histograma de cajas (figura 59), se muestra los valores pero ahora tomando como subgrupos cada una de las cargas, los valores representados por un asterisco se consideran valores dispersos.

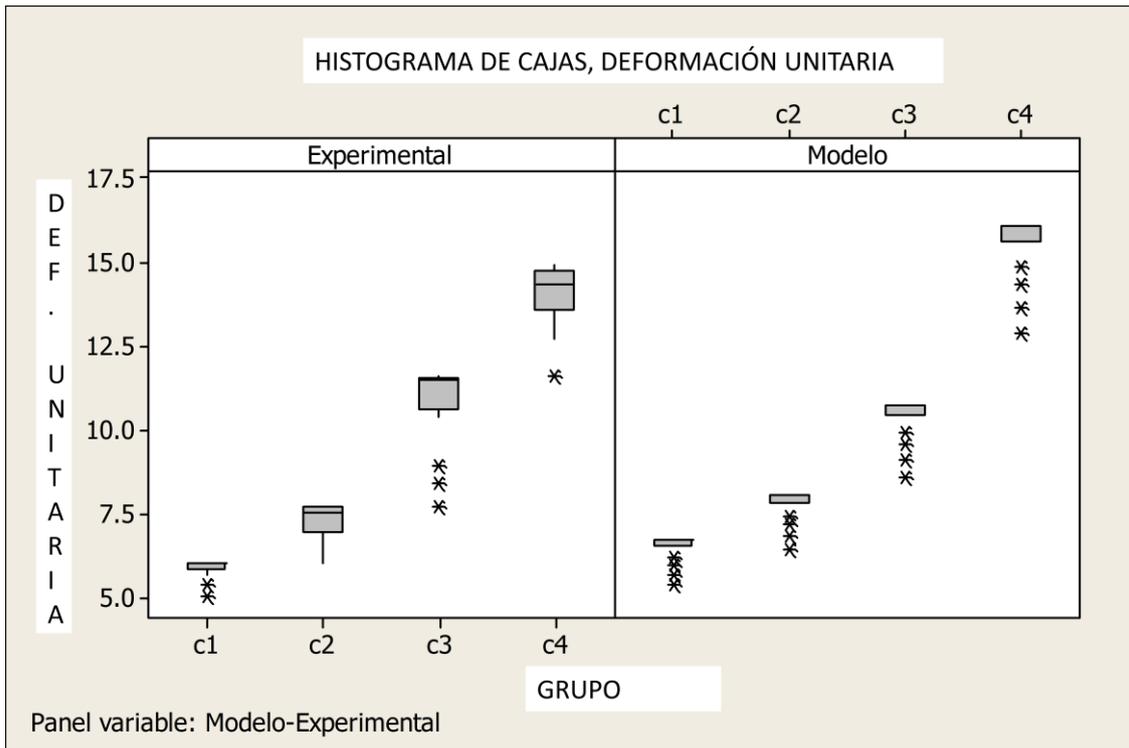


Figura 59. Histograma de cajas, deformación unitaria.

Una vez que se tiene toda esta información podemos continuar con el análisis estadístico el cual se hizo por medio del programa especializado MINITAB.

Empezaremos utilizando una prueba estadística de varianzas, conocida dentro de este programa como F-Test, para esta prueba se utilizó un error aproximado de 5% en los intervalos, esto se debe a que el intervalo de confianza será del 95% debido a que de los valores fluctuantes el 95% de los valores analizados quedan dentro del intervalo dominado por la desviación estándar en torno de la media aritmética, siempre y cuando el valor de P resulte mayor a 0.05 podremos afirmar que la hipótesis nula es correcta o bien que no se puede negar una diferencia entre las variaciones y se obtuvieron los siguientes resultados;

	DESVIACIÓN ESTANDAR	VARIANZA
EXPERIMENTAL	3.306	10.928
MODELO	3.563	12.695

$H_0 = \text{HIPÓTESIS NULA: VARIANZA EXPERIMENTAL} = \text{VARIANZA MODELO}$

INTERVALO DE CONFIANZA = 95%

	VALOR P
F-TEST	0.518

En este caso podemos asegurar que las varianzas que tenemos entre los resultados del modelo y de las pruebas experimentales son iguales.

Ahora realizaremos el análisis por medio de la prueba de medias pareadas, esta prueba es una comparación de los promedios de c1 experimental contra c1 del modelo, c2 experimental contra c2 del modelo, y así sucesivamente, por medio de esta prueba se obtuvo lo siguiente:

	PROMEDIOS	
	MODELO	EXPERIMENTAL
C1	6.4946	5.8864
C2	7.7935	7.2675
C3	10.3914	10.8991
C4	15.5871	14.0496

$H_0 = \text{HIPÓTESIS NULA: MEDIA EXPERIMENTAL} = \text{MEDIA MODELO}$

	MEDIA	DESVIACION ESTANDAR	ERROR ESTANDAR DE LA MEDIA
EXPERIMENTAL1	10.07	4.02	2.01
MODELO 1	9.53	3.68	1.84
DIFERENCIA	0.541	0.836	0.418

INTERVALO DE CONFIANZA = 95%

	VALOR P
T-TEST	0.286

El valor de P también es mayor que 0.05 por lo cual podemos afirmar que las medias de los valores experimentales contra los valores del modelo son iguales.

Si ahora realizamos una prueba con las medias, pero ahora sin hacerlo en grupos, si no que utilizando todos los valores obtenemos lo siguiente:

	MEDIA	DESVIACIÓN ESTANDAR	ERROR ESTANDAR DE LA MEDIA
EXPERIMENTAL	9.53	3.31	0.38
MODELO	10.07	3.56	0.41

INTERVALO DE CONFIANZA = 95%

	VALOR P
T-TEST	0.333

El valor de P continúa siendo mayor que 0.05 por lo cual también por este método podemos asegurar que las medias se podrán considerar iguales.

Por último realizamos la siguiente prueba, en ésta el programa considera o compara valor contra valor, lo que quiere decir que el valor del modelo c1 en el tiempo 1, lo comparará contra el valor experimental c1 en el tiempo 1, y así sucesivamente. Este tipo de prueba para nuestro caso no será tan confiable, ya que sólo se obtuvo un dato para cada tiempo, si se quisiera hacer confiable esta prueba se deberán realizar más pruebas para con esto poder obtener más valores para cada uno de los tiempos y así poder sacar un promedio, este promedio sería con el que entraríamos a realizar la prueba y esto nos aseguraría tener mayor probabilidad de que el valor de P aumente, con el fin de que la hipótesis nula se pueda considerar como aceptada.

	MEDIA	DESVIACIÓN ESTANDAR	ERROR ESTANDAR DE LA MEDIA
MODELO	10.067	3.563	0.409
EXPERIMENTAL	9.526	3.306	0.379
DIFERENCIA	0.541	0.814	0.093

INTERVALO DE CONFIANZA = 95%

	VALOR P
T-TEST	0.002

El valor de P es menor que 0.05, por lo tanto no se acepta la hipótesis nula, lo cual nos dice que no se podrá considerar iguales los valores de la prueba experimental y los resultados del modelo.

Para esta última evaluación considero que se deberán realizar más pruebas experimentales, para con esto obtener más valores de la carga uno en el tiempo uno, y así sucesivamente, para obtener un promedio con lo cual nos dará un valor más confiable.

CAPÍTULO 6. CONCLUSIONES.

Las conclusiones que se observan o que se destacan una vez terminado este trabajo se enumeran a continuación.

- La diferencia que existe entre la compresibilidad durante 24 horas y la consolidación a largo plazo en realidad es de 0.7 mm y ésta se debe únicamente a que los granos en la muestra no alcanzan a acomodarse en su totalidad y se aplica la siguiente carga.
- Como se observa en las gráficas la reacción que presenta el suelo en cuanto se le aplica la carga se llama reacción inmediata, la cual será absorbida por el primer resorte en el modelo, lo demás será una deformación viscosa.
- El funcionamiento de este modelo estará sujeto a las propiedades índice del suelo y su clasificación, además de que será de mucha importancia la calibración del mismo. El modelo podrá ser utilizado en todos aquellos suelos que tengan una deformación instantánea y tengan un comportamiento viscoso después de esto.
- Como se observa en las gráficas comparativas, el modelo simula la respuesta que el suelo tiene en el laboratorio, y al momento de hacer la comparativa con la realidad se obtiene que el desplazamiento o el asentamiento total que llegara a tener el edificio será de 9.3 cm aproximadamente.
- Dado el tipo de material que se encontró en la zona (arcilloso) y en base a los ensayos de consolidación bajo carga que se realizaron, se concluye que el edificio presenta la mayor parte de la deformación, ya que la mayor parte de ésta será del tipo instantáneo.
- De acuerdo al análisis estadístico, el cual presenta un intervalo de confianza del 95%, podemos concluir que, en las primeras tres pruebas a las cuales se sometió el modelo se afirma que éste puede considerarse igual a lo que sucede en la realidad, para el cuarto análisis se deberán realizar más pruebas con el afán de conseguir datos para promediarlos y así verificar la confiabilidad de esta prueba.
- El material que se localiza superficialmente (hasta 4 m) se encuentra en condiciones cercanas a la saturación, por lo que la mayor parte de los

colapsos y expansiones esperadas en las capas superiores ya ha ocurrido y por lo tanto no se esperan movimientos adicionales importantes por este fenómeno a esas profundidades. Para evitar que ocurra el fenómeno en capas más profundas, es importante evitar el humedecimiento del suelo. Por lo tanto, es necesario reparar cualquier fuga en los sistemas de distribución y recolección de agua doméstica. También es importante sellar las juntas en los patios y pasillos de los edificios. De la misma manera deben revisarse y verificarse los sistemas de recolección y desalojo de agua de lluvia. En este sentido resulta conveniente que las zonas de jardín se protejan con una membrana horizontal colocada a una profundidad de 1m y se evite plantar vegetación media y alta que pueda romper la membrana. Ésta es una de las probables causas por las que el suelo sigue teniendo una deformación bastante considerable.

- Es necesario evaluar el daño estructural que pueden sufrir los edificios que ya entraron en contacto. Si existe la posibilidad de daño estructural en estos edificios o la inclinación es superior a la permisible, se pueden adoptar diferentes soluciones. Una es la de evitar el contacto de los apartamentos superiores realizando algunas modificaciones estructurales para aumentar la distancia entre ellos, es decir se tendría que reducir el área construida en las zonas de colindancias. Otra alternativa es la de demoler el apartamento del edificio más inclinado. Esto por otro lado ayudaría a reducir la inclinación del edificio. Estas alternativas pueden resultar las más económicas. Otra alternativa es realizar un procedimiento de renivelación el cual puede realizarse empleando pilotes mecanizados junto con la técnica de subexcavación superficial. Una vez renivelado el edificio se pueden demoler los dados para alojar los pilotes mecanizados. También se puede emplear la técnica de subexcavación con perforación de pequeño diámetro y sin el uso de pilotes. En cualquier caso es necesario desalojar la planta baja de los edificios a renivelar durante el tiempo que requieran las maniobras ya que es necesario demoler parcialmente la losa de cimentación.
- Para el resto de los edificios es conveniente monitorear sus daños y una vez que éstos permanezcan estables durante un periodo de 1 año, entonces se puede realizar la reparación de sus acabados.

ANEXO 1

5.4 Resolviendo un Caso Real con el modelo de L. Zeevaert.

Para entender un poco mejor la manera de utilizar el modelo de L. Zeevaert se presenta el siguiente ejemplo el cual ha sido extraído del artículo “Esfuerzo-Deformación-Tiempo en Suelos Finos No Saturados”, publicado en la revista de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos no 9, correspondiente a los meses de enero-junio de 1995.

El problema al que el autor se refiere en su artículo trata de calcular los asentamientos que tendrá una zapata de 4x4 m que descarga una presión de 1 kg/cm² y que se desplanta a una profundidad de 1.5 m. El alivio de presiones por efecto de la excavación es de 0.225 kg/cm². También establece que el tiempo de construcción de la obra es de un año.

Para aplicar esta teoría serán necesarios los siguientes parámetros m_{ep} , m_t , p_c , v_c , β y t . Algunos de estos parámetros son obtenidos de las curvas de consolidación como se describe a continuación. En la figura 51 está indicada la manera en que se obtiene (δ_{ep}) y el parámetro t . Además, la pendiente del tramo de deformación viscoplástica (δ_{vp}) es obtenida dividiendo la deformación obtenida en un ciclo de la escala logarítmica entre la diferencia de los logaritmos de ese ciclo; matemáticamente, lo anterior se expresa de la siguiente manera:

$$c_t = \frac{\delta_2 - \delta_1}{\log \frac{t_2}{t_1}} \dots \dots \dots (77)$$

en donde el valor del denominador es la unidad. Los valores de m_{ep} y m_t son definidos como sigue:

$$m_{ep} = \frac{\delta_{ep}}{H\sigma} \text{ y } m_t = \frac{c_t}{H\sigma} \dots \dots \dots (78) \text{ y } (79)$$

El valor de β quedará definido por la división de m_t entre m_{ep} . Finalmente, los valores de p_c y v_c son obtenidos de la manera siguiente:

$$p_c = \left(\frac{\sigma_r}{\sigma_0} \right)^c \dots \dots \dots (80)$$

en donde σ_r es el esfuerzo por alivio, σ_o es el esfuerzo aplicado original y el valor de c está en función de las características del suelo. Por su parte el valor de v_c se obtiene con la expresión:

$$v_c = \frac{(1+v)(1-2v)}{1-v} \dots\dots\dots(81)$$

de aquí v es el módulo de Poisson. En este ejemplo al módulo de Poisson se le asigna el valor de 0.36 (valor obtenido para arcillas no saturadas o arenosas, del libro Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions, 1972), con lo que el valor de v_c es de 0.65.

Aunque los parámetros c y p_c fueron obtenidos por la experiencia del Dr. Zeevaert, p_c será posible determinarlo si se tiene una cimentación totalmente compensada; situación que es difícil, pero no imposible.

Una vez obtenidos los parámetros necesarios para poder utilizar las ecuaciones del modelo, se procede a realizar la siguiente tabla de cálculo (Tabla 16), en donde fueron calculados los asentamientos a 5 años desde el inicio de la construcción.

Tabla 22. Tabla para calcular asentamientos por el método de Zeevaert.

ESTRATO	m_{ep} (cm ² /kg)	m_t (cm ² /kg)	β	τ (seg)	m_v (cm ² /kg)	v_c	p_c	M_z (cm ² /kg)	H (cm)	σ (kg/cm ²)	ΔH (cm)
A	0.005	0.002	0.400	500	0.007	0.650	0.797	0.009	200	0.858	1.530
B	0.008	0.007	0.867	750	0.017	0.650	0.369	0.009	300	0.300	0.840
C	0.011	0.012	1.143	1050	0.024	0.650	0.203	0.008	250	0.116	0.220
D	0.006	0.005	0.833	1000	0.012	0.650	0.128	0.002	400	0.054	0.050
E	0.003	0.003	0.758	1500	0.006	0.650	0.092	0.001	350	0.032	0.010
SUMA =											2.65

De la tabla anterior, los valores de m_v , fueron calculados con la ecuación 60; los valores de M_z se obtuvieron utilizando la siguiente expresión:

$$M_z = m_v \cdot \frac{p_c}{v_c} \dots\dots\dots(82)$$

El valor de β se obtiene utilizando la siguiente ecuación:

$$\beta = \frac{m_t}{m_{ep}} \dots\dots\dots(83)$$

La tabla correspondiente a los esfuerzos ha sido obtenida a partir del cálculo de la distribución de esfuerzos en la masa del suelo mediante la teoría de Boussinesq y, finalmente, la columna indicada con el encabezado ΔH ha sido obtenida utilizando la siguiente ecuación:

$$\Delta H = Mz * H * \sigma \dots \dots \dots (84)$$

Tabla 23. Cálculo de la evolución de los asentamientos con el tiempo.

TIEMPO (años)	HUNDIMIENTO (cm)
0.00	0.00
1.00	2.00
1.10	2.04
1.20	2.08
2.00	2.26
3.00	2.44
5.00	2.65
10.00	2.93
15.00	3.09
20.00	3.20

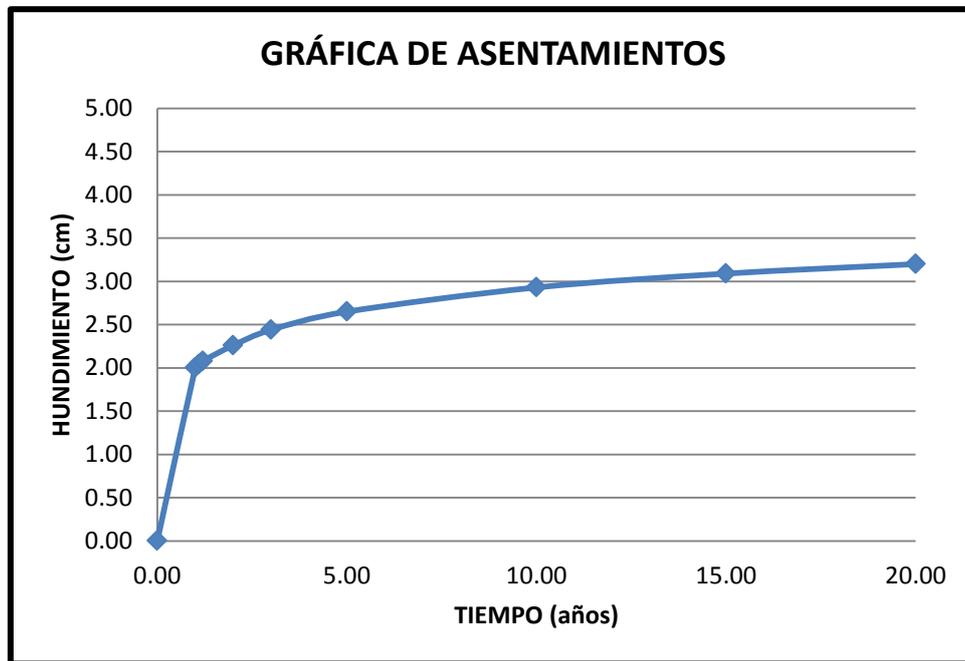


Figura 60. Gráfica de la evolución de los asentamientos bajo la Zapata después de la construcción.

Referencias.

1. - A. Barari, M. Omidvar, A. R. Ghotbi, and D. D. Ganji, 2009, Assessment of water penetration problem in unsaturated soils, *Hydrology and Earth System Sciences*, Vol. 6, Pag. 3811–3833.
2. - Aifang Qin, De'an Sun, Yongwei Tan, 2010, Analytical solution to one-dimensional consolidation in unsaturated soils under loading varying exponentially with time, *Computers and Geotechnics Journal*, Vol. 37 (1-2), Pag. 233-238.
3. - Alfaro Soto M. A, 2007, Deformaciones volumétricas con y sin colapso de algunos suelos no saturados, *Revista de la Academia de Colombia de Ciencia*, Vol. 31, No. 120.
4. - Byoung-Jae Mun, 2004, *Unsaturated Soil Behavior under monotonic and cycling stress states*, Phd Thesis, Texas A&M University.
5. - Chia Nan Liu, 2006, Unsaturated consolidation theory for the prediction of long-term municipal solid waste landfill settlement, *Water Management and Research*, Vol. 24, Pag. 80-91.
6. - D. Gallipoli, A. Gens, R. Sharma and J. Vaunat, 2002, An elasto-plastic model for unsaturated soil incorporating the effects of suction and degree of saturation on mechanical behavior, *Geotechnique* 53, No. 1, Pag. 123-135.
7. - Daichao Sheng, Delwyn Fredlund, and Antonio Gens, 2008, A new modeling approach for unsaturated soils using independent stress variables, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 45, Pag. 511-534.
8. - Daizo Karube and Katsuyuki Kaway, 2001, The role of pore water in the mechanical behavior of unsaturated soils, *Geotechnical and Geological Engineering*, Vol. 19, No. 3-4, Pag. 211-241.
9. - D.G. Fredlund, H. Rahardjo, J.K.M. Gan, 2004, Non-linearity of strength envelope for unsaturated soils, *The Emergence of Unsaturated Soil Mechanics*, Vol. 12, Pag. 231-236.
10. – D.G. Fredlund, H. Rahardjo, 1993, *Soil mechanics for unsaturated soils*, Editorial John Willey and Sons Inc, USA.
11. - D. G. Fredlund, 2006, Unsaturated soil mechanics in engineering practice, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 132, No. 3, Pag. 286-321.
12. - E. Mase George, 1970, *Continuum Mechanics*, Editorial Mc Graw-Hill, USA.
13. - Juárez Badillo, 2008, *Mecánica de Suelos, Tomo 1, Fundamentos de la mecánica de suelos*, Editorial Limusa, Mexico.

14. - J. McCabe Gregory, 1948, Precipitación menos potencial de evaporación, A Monthly Water Balance Model.
15. – Therese Hagner, 2005, Shrinkage characteristics and tensile strength of cohesive soils, Master's Thesis, Bauhaus-University Weimar, Germany.
16. – Joseph E. Bowles, 1996, Foundation Analysis and Design, Mc Graw Hill, Fifth Edition.
17. – Watson Roberts, 2005, Ecosystem and human well-being, Millenium Ecosystem Assentment, Pag. 21-23.
18. – Whitlow Roy, 1994, Fundamentos de Mecanica de Suelos, Cecsca, segunda edicion.
19. - Zeevaert Leonardo, 1995, Esfuerzo-Deformación-Tiempo en suelos finos no saturados, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, Vol. 9, Pag. 9-16.
20. - Zheng han Chen, Hai Huang and Zai-hua Lu 2001, Nonlinear and Elasto-Plasticity Consolidation Models of Unsaturated Soil and Applications, Applied Mathematics and Mechanics, Vol. 22, Issued 1, Pag. 105-117.
21. - Zepeda Garrido José Alfredo, 2004, Mecánica de Suelos No Saturados, Editorial Universidad Autónoma de Querétaro, México.