



UNIVERSIDAD AUTONOMA DE QUERETARO  
FACULTAD DE INGENIERIA

Evaluación del impacto de las variaciones de humedad en la expansión y capacidad de carga de un suelo de Jurica.

Tesis

Que como parte de los requisitos para obtener el grado de

Maestro en  
Ciencias (Construcción)

Presenta

José Alejandro Castelo Valenzuela

Dirigido por:

Dra. María de la Luz Pérez Rea.

Querétaro, Querétaro a 30 de Octubre del 2014



Universidad Autónoma de Querétaro  
Facultad de Ingeniería  
Maestría en Ciencias (Construcción)

## EVALUACIÓN DEL IMPACTO DE LAS VARIACIONES DE HUMEDAD EN LA EXPANSIÓN Y CAPACIDAD DE CARGA DE UN SUELO DE JURICA

### TESIS

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

**Presenta:**  
José Alejandro Castelo Valenzuela

**Dirigido por:**  
Dra. María De La Luz Pérez Rea

### SINODALES

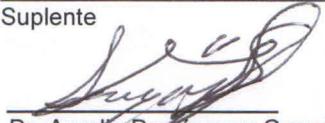
Dra. María De La Luz Pérez Rea  
Presidente

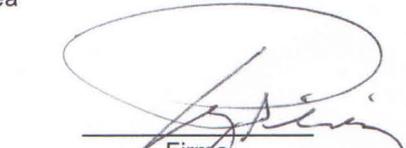
Dr. Eduardo Rojas González  
Secretario

Dr. J. Jesús Alonso Mota  
Vocal

M. en I. Rubén Ramírez Jiménez  
Suplente

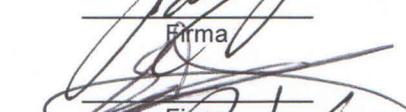
M. en C. Ramiro Guillermo Paz Cruz  
Suplente

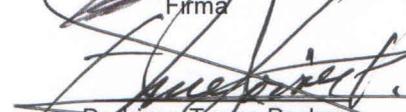
  
Dr. Aurelio Domínguez González  
Director de la Facultad

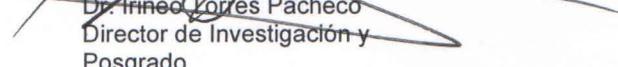
  
Firma

  
Firma

  
Firma

  
Firma

  
Firma

  
Dr. Irineo Torres Pacheco  
Director de Investigación y  
Posgrado

Centro Universitario  
Querétaro, Qro.  
30 de Octubre del 2014  
México

## RESUMEN

Las teorías de capacidad de carga para suelos expansivos comúnmente usadas no consideran los efectos de la presión de expansión, dicha fuerza actúa en dirección opuesta a la carga de la edificación, ya que parten de la hipótesis de que el suelo se encuentra completamente saturado. Como consecuencia de esto los diseños de cimentaciones presentan dimensiones sobradas por los bajos valores de capacidad de carga que tiene un suelo en condiciones saturadas. En este trabajo se propone el uso de un parámetro que incluya a la presión de expansión en la ecuación de capacidad de carga de Skempton, considerando que tanto la presión de expansión como la capacidad de carga son variables en función de la humedad, con este nuevo parámetro propuesto se evalúa en que porcentajes aumenta la capacidad de carga y consecuentemente se trabaja con el factor de seguridad para una cimentación con el fin de ver si este también se ve afectado con el parámetro planteado.

*Palabras claves: Capacidad de carga, Humedad, Suelos Expansivos, Cimentación.*

## SUMMARY

Theories of bearing capacity for expansive soils commonly used do not consider the effects of expansion pressure, the force acts opposite to the charge of building management, since they start from the assumption that the soil is fully saturated. As a consequence the designs of foundations have ample dimensions for the low values of bearing capacity having a saturated soil conditions. In this paper the use of a parameter including the expansion pressure in the capacity equation is proposed Skempton, considering that both the expansion pressure and bearing capacity are variable according to the moisture, with this new proposed parameter is evaluated in which percentages capacity increases and consequently works with the safety factor for a foundation in order to see whether this is also affected by the proposed parameter.

*Key Words: Bearing Capacity, Moisture, Expansive Soils, Foundation.*

## DEDICATORIAS

Dedico este trabajo a Dios por darme mucha fortaleza para salir adelante y por ponerme en el camino todas las enseñanzas y herramientas para poder culminar con bien esta etapa.

Gracias a mis padres Jorge Castelo y Mirna Valenzuela por ser parte de mis logros y de poner todo su sacrificio para que saliera adelante en esta meta que empecé desde hace un poco más de dos años, a mi hermana Georgina por siempre creer en mí y que me permita ser un ejemplo para ella.

Gracias a todos mis buenos amigos que dejé en la ciudad que me vio nacer Culiacán Sinaloa que siempre creyeron en mí, en que podía salir adelante a pesar de cualquier problema que se me presentara.

A mis abuelas (Luisa y Juana) que siempre se preocuparon por saber cómo me encontraba, ya que su nieto se encontraba solo y sin nadie quien lo pudiera apoyar, sin pensar que eso era motivo de ánimos para salir adelante.

A mis primos los cuales siempre mostraron su apoyo cada vez que visitaba mi tierra brindándome su cariño y su respeto por la aventura a la que había zarpado.

Gracias a mi compadre Carlos, Alan, Paul y Centauro que a pesar de no ser de mi familia siempre se portaron a la altura como si lo fueran ayudándome estando en las buenas y en las malas, ayudándome para poder iniciar este camino que se veía lejos pero hoy es realidad sin olvidar a Sr. Manuel Rocha (Mono) y a Mario Hernández (Marito) que siempre brindaron el apoyo.

Y a toda mi familia que a pesar de encontrarse a lo largo de varios lugares siempre preguntó cómo me encontraba con respecto a mí y a mis estudios.

## AGRADECIMIENTOS

Agradezco a la Dra. María de La Luz Pérez Rea, por todo su apoyo, poner su fe en mí, por la confianza que puso en mí a pesar de no ser especialista en estos temas y darme la oportunidad de demostrarle que si se quiere se puede.

Les agradezco a mis maestros que fueron parte de esta investigación mencionando al Dr. Eduardo Rojas, Dr. J. Alonso Mota, al M en I. Rubén Ramírez y al M en C. Ramiro Paz también siendo este último quien me brindó apoyo dándome un trabajo el cual me ha permitido culminar mis estudios.

Es de sabios reconocer que también las personas que se encuentran laborando dentro del laboratorio ayudaron para llevar a cabo este logro, por eso le doy gracias a Hugo, Lupillo, Jonathan, Gabriel y a Moya.

Gracias también a la nueva familia que hice aquí en la ciudad de Querétaro al compa Gus, Gil, Giorgi, Arjona, Pepe, Juan, Tito, Christian, David, Fede, Cristo y al compa Baeza.

A mis compañeros de generación de la maestría: José Luis, Gilberto, Ángel, Aimé, Veloz y Héctor Godoy.

Gracias también a la Sra. Lupita Centeno la secretaria del Posgrado de Ingeniería que siempre me brindó su apoyo con lo administrativo.

Por ultimo agradezco al CONACYT, por ser que me apoyo en mi desarrollo tanto profesional, académico y personal para ser mejor persona y estar más preparado.

También a todos aquellos que de alguna u otra manera me apoyaron en este camino de éxito el cual logre a base de siempre tener confianza en mí mismo.

## ÍNDICE

<b><u>RESUMEN</u></b>	3
Summary ii	4
Dedicatorias iii	5
Agradecimientos iv	6
Índice v	7
Índice de cuadros vi	9
Indice de figuras vii	10
<b><u>I. INTRODUCCIÓN</u></b>	12
I.1. Antecedentes	12
I.2. Descripción del problema	18
I.3. Justificación	19
I.4. Hipótesis	20
I.5. Objetivos	20
I.6. Metas	20
<b><u>II. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA</u></b>	21
II.1. Estructuración de los suelos no saturados	21
II.2. Comportamiento volumétrico de los suelos	23
II.3. Fenómeno del hinchamiento	25
II.4. Factores que afectan el hinchamiento	26
II.5. Parámetros de la resistencia de un suelo	27
II.6. Cimentaciones sobre suelos expansivos	31
II.7. Teoría de Capacidad de Carga	32
<b><u>III. METODOLOGIA</u></b>	34
III.1 Exploración y muestreo de la zona en estudio	36
III.2 Caracterización del suelo	37
III.2.1 Determinación del peso específico relativo de los solidos	37
III.2.2 Granulometria	38

<b>III.2.3</b> Límites de consistencia para la clasificación del suelo	38
<b>III.3</b> Prueba odométrica	39
<b>III.4</b> Ensayes triaxiales para la obtención de los parámetros de resistencia	40
<b>III.4.1</b> Obtención de los parámetros de resistencia (cohesión y Ángulo de fricción)	40
<b>III.4.2</b> Obtención de los módulos de elasticidad a partir de la gráfica esfuerzo-deformación	43
<b>III.4.3</b> Obtención de la capacidad de carga a partir de los parámetros obtenidos de cohesión y ángulo de fricción.	44
<b>III.5.</b> Prueba de succión	45
<b>IV. RESULTADOS</b>	47
<b>IV.1.</b> Características de la zona en estudio	47
<b>IV.2.</b> Exploración y muestreo	48
<b>IV.3.</b> Clasificación y propiedades mecánicas y físicas del suelo	48
<b>IV.4.</b> Succión	50
<b>IV.5.</b> Pruebas con odómetro de la arcilla de alta compresibilidad	51
<b>IV.6.</b> Pruebas de resistencia al esfuerzo cortante (Prueba Lenta CD)	54
<b>IV.6.1</b> Obtención de los módulos de elasticidad a partir de las gráficas esfuerzo-deformación	56
<b>IV.6.2</b> Obtención de la capacidad de carga mediante la teoría de Skempton a partir de los parámetros obtenidos en las pruebas triaxiales consolidadas-drenadas.	59
<b>V. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS</b>	70
<b>VI. ANEXOS</b>	75

## INDICE DE TABLAS

TABLA 1. DISTRIBUCIÓN EXPRESADA EN PORCENTAJE DE LOS TAMAÑOS DE PARTÍCULA DE LA ARCILLA DE ALTA COMPENSIBILIDAD. ....	48
TABLA 2. PROPIEDADES DE LA ARCILLA DE ALTA COMPENSIBILIDAD UTILIZADA EN LA INVESTIGACIÓN. ....	48
TABLA 3. GRADO DE EXPANSIÓN DEL IP Y IC (OSORIO, 2010).....	49
TABLA 4. RESUMEN DE LOS PARÁMETROS MÁS IMPORTANTES DE LOS ENSAYES OEDOMÉTRICOS CON DISTINTAS HUMEDADES INICIALES. ....	52
TABLA 5. RESULTADOS DE CAPACIDAD DE CARGA MEDIANTE LA TEORÍA DE SKEMPTON. ....	59
TABLA 6. VALORES DE K PARA DISTINTAS HUMEDADES (LOS VALORES DE EXPANSIÓN Y CAPACIDAD DE CARGA SE OBTIENEN A PARTIR DE LAS ECUACIONES DE AJUSTE OBTENIDAS EMPÍRICAMENTE).....	61
TABLA 7. VARIACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA OBTENIDA POR SKEMPTON Y LA PROPUESTA EN TÉRMINOS DE PORCENTAJE. ....	64
TABLA 8. VARIACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA ENTRE LOS DIFERENTES RANGOS DE HUMEDAD OBTENIDOS. ....	65
TABLA 9. VARIACIÓN DEL FACTOR DE SEGURIDAD CON RESPECTO A LAS DISTINTAS CAPACIDADES DE CARGAS OBTENIDAS CON RELACIÓN A LA CARGA ADMISIBLE.....	66
TABLA 10. CALCULO DE ASENTAMIENTOS PARA LAS DISTINTAS CONDICIONES DE HUMEDAD APLICADOS A UN CASO PRÁCTICO.....	67

## INDICE DE FIGURAS

FIGURA 1. CIMENTACIÓN UBICADA A DISTINTAS PROFUNDIDADES.....	32
FIGURA 2. VALORES DE $N_c$ DE SKEMPTON QUE SE OBTIENEN A PARTIR DE LA RELACIÓN D/B .....	33
FIGURA 3. IMAGEN REPRESENTACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO .....	36
FIGURA 4. CARTA DE PLASTICIDAD DEL SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS .....	39
FIGURA 5. REPRESENTACIÓN GRÁFICA DEL ENSAYE CONSOLIDADO-DRENADO .....	41
FIGURA 6. CURVA ESFUERZO DEFORMACIÓN PARA OBTENER EL MÓDULO DE ELASTICIDAD .....	44
FIGURA 7. REPRESENTACIÓN GRÁFICA DE LAS CURVAS DE RETENCIÓN DE AGUA DE HILLEL, 1979.....	46
FIGURA 8. ESQUEMA QUE MUESTRA LA UBICACIÓN GEOGRÁFICA DE LA ZONA EN ESTUDIO DENTRO DEL ESTADO DE QUERÉTARO.....	47
FIGURA 10. CURVA GRANULOMÉTRICA DE LA ARCILLA DE ALTA COMPRESIBILIDAD .	49
FIGURA 11. CLASIFICACIÓN DEL SUELO EN ESTUDIO A TRAVÉS DE LA CARTA DE PLASTICIDAD.....	50
FIGURA 12. CURVA CARACTERÍSTICA DE RETENCIÓN DE AGUA DEL SUELO (GALVÁN, 2010).....	51
FIGURA 13. COMPARACIÓN DE LAS CURVAS DE COMPRESIBILIDAD OBTENIDAS A DISTINTAS HUMEDADES INICIALES.....	53
FIGURA 14. REPRESENTACIÓN DE LAS GRÁFICAS ESFUERZO- DEFORMACIÓN REALIZADAS PARA DISTINTAS HUMEDADES INICIALES Y PRESIONES DE CONFINAMIENTO .....	54
FIGURA 15. REPRESENTACIÓN GRÁFICA DEL PROCEDIMIENTO DE OBTENCIÓN DE LOS MÓDULOS DE ELASTICIDAD. ....	56

FIGURA 16. REPRESENTACIÓN GRÁFICA DE LOS VALORES DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD TANGENTE PARA PARA LA PRESIÓN DE CONFINAMIENTO DE 0.5 KG/CM <sup>2</sup> .....	57
FIGURA 17. REPRESENTACIÓN GRÁFICA DE LOS VALORES DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD TANGENTE PARA PARA LA PRESIÓN DE CONFINAMIENTO DE 1.0 KG/CM <sup>2</sup> .....	57
FIGURA 18. REPRESENTACIÓN GRÁFICA DE LOS VALORES DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD SECANTE PARA PARA LA PRESIÓN DE CONFINAMIENTO DE 0.5 KG/CM <sup>2</sup> .....	58
FIGURA 19. REPRESENTACIÓN GRÁFICA DE LOS VALORES DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD SECANTE PARA PARA LA PRESIÓN DE CONFINAMIENTO DE 1.0 KG/CM <sup>2</sup> .....	58
FIGURA 20. GRÁFICA QUE RELACIONA A LAS TRES VARIABLES PARA OBTENER EL VALOR K .....	62
FIGURA 21. GRÁFICA DE VARIACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA CON RESPECTO A LA HUMEDAD .....	64

# I. INTRODUCCION

## *I.1 Antecedentes*

Los suelos no saturados que han recibido mayor atención por los investigadores debido a los daños y pérdidas económicas que ocasionan son las “arcillas expansivas” (Fredlund y Rahardjo, 1993). Estructuras ligeras a menudo sufren daños después de su construcción como resultado de cambios en el contenido de agua del suelo, ocasionado por el riego excesivo de árboles, pastos, fugas o infiltración de aguas de lluvias.

Durante muchos años los estudios de la mecánica de suelos pusieron especial énfasis en los suelos saturados, quedando los suelos no saturados relegados a un segundo plano, a pesar de que extensas regiones de la tierra están cubiertas por ellos. Dudley (1970) comentó que ya Terzaghi había llamado la atención sobre la tendencia de los suelos no saturados a experimentar cambios de volumen cuando se inundaba. Hoy en día se tiene un conocimiento muy bueno del comportamiento de los suelos saturados existiendo modelos mecánicos que permiten explicar de forma conjunta todos los comportamientos de resistencia, deformación volumétrica y al corte. Sin embargo, existe una mayor escasez de información y conocimientos en el campo de los suelos parcialmente saturados. Es posible que este hecho sea debido a la gran ocurrencia de suelos saturados sedimentarios en países con clima templado. También por el descubrimiento de la ley de presiones efectivas de Terzaghi, que permite explicar de una forma sencilla el comportamiento de los suelos saturados.

Sin embargo existen muchas condiciones en las que no se alcanza la saturación. Es más, los suelos parcialmente saturados son los más frecuentes en muchas regiones áridas y semiáridas. Gran parte de los comportamientos que experimenta un suelo parcialmente saturado están relacionados con la deformación volumétrica. Por otra parte hay una gran diversidad de suelos parcialmente saturados, muchos de ellos con características o comportamientos particulares, como arcillas

expansivas muy plásticas (con hinchamiento y retracción en ciclos de mojado y secado), depósitos aluviales (suelos colapsables cuando presentan una estructura abierta), coluviales y eólicos, suelos compactados, etc. Muchos de estos problemas se han tratado de resolver y estudiar por separado como un problema especial, tal y como señalan Alonso et al. (1987). Sin embargo, los mismos autores, proponen un estudio global de dichos suelos desde la perspectiva del comportamiento controlado por la succión, como nexo de unión entre los suelos parcialmente saturados.

Muchos conceptos en la mecánica de suelos fueron desarrollados, considerando a estos como saturados. Esto debido probablemente a factores tal es el caso de la saturación total del suelo, ya que esta constituye el estado crítico para la construcción de cualquier obra, debido a la complejidad de los modelos para poder explicar el comportamiento de esos sistemas de suelo y agua que actúan en función de ellos mismos (Wolle, 2004).

Las limitaciones de la Mecánica de Suelos tradicional son evidentes cuando se necesita explicar las deformaciones en suelos no saturados o de las estructuras apoyadas en esos suelos (pavimentos, taludes, cimentaciones entre otros) sujetos a cargas de servicio o en los estados de tensiones totales presentes in situ. Algunos trabajos (Parreira et al., 2004; Alfaro Soto, 2004) han mostrado la influencia del grado de saturación en la deformación de la resistencia de los suelos. Esta situación, puede ser más compleja aún, cuando nos encontramos con suelos de características expansivas o colapsables donde la estructura del suelo también influye en la variación del volumen del suelo tal como ha sido mostrado por Pereira y Pejón (2004) y Teixeira et al. (2004), entre otros.

En todos los casos mencionados, el volumen del suelo no saturado se modifica por que se encuentra sometido a un estado de tensión diferenciado e influenciado por una componente denominada tensión de succión. La succión puede hacer variar el volumen del suelo, sin embargo, su magnitud, depende de la humedad del medio poroso como veremos más adelante pues, succión y humedad se relacionan

íntimamente. Algunos problemas geotécnicos del estado límite del suelo (estabilidad de taludes, capacidad de carga de cimentaciones superficiales o profundas, estabilidad de contenciones, etc.), se relacionan con la resistencia al esfuerzo cortante los cuales también son considerados en los términos de que un suelo se encuentra totalmente saturado.

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

En el segundo periodo, de 1965 a 1987, muchas de las investigaciones se realizaron con la finalidad de investigar la posibilidad de usar dos variables de estado tensionales en lugar de una (por ejemplo Matyas y Radhakrishna, 1968 y Fredlund, 1979). La “tensión neta” (tensión total menos presión de aire de poros) y “succión” (presión de aire de poros menos presión de agua de poros) se trataron como las dos variables de estado tensional. Durante este periodo se desarrollaron estructuras independientes para modelar comportamientos en el cambio de volumen y de corte en los suelos no saturados en términos de las dos variables de estado tensional.

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

El comportamiento de un suelo expansivo no saturado puede ser formulado usando las teorías de los suelos saturados, usando las relaciones constitutivas para la estructura del suelo y el agua y las leyes de flujo para la fase en presencia física (Fredlund ,2004). Son de gran importancia las deformaciones que pueden ocurrir en los suelos o en las estructuras apoyadas sobre ellos, cuando son causadas debido a aumentos de humedad por efectos de infiltración natural o causadas por el hombre. Aunque se tenga conocimiento de esto, difícilmente se ha observado diseños que lleven en consideración esos efectos. Un caso particular de la deformación es el colapso de suelos porosos naturales que se destacan por ser los causadores de varios problemas de la ingeniería, interfiriendo en las soluciones de diseños o afectando obras como: canales, terraplenes, cortes de talud, túneles y diferentes obras de la construcción civil.

Antes de poder iniciar una construcción sobre suelos expansivos es necesario evaluar el grado de expansión y la probable presión de expansión en la estructura. Para poder obtener estos valores hay muchos procedimientos algunos simples y otros un poco más laboriosos los cuales han venido siendo desarrollados en las investigaciones geotécnicas practicadas. La presión de expansión de un suelo expansivo depende principalmente de factores como el peso seco unitario, el contenido de agua y de la relación de vacíos (Nagaraj, et al., 2010).

En otros trabajos (Vanapalli et al. 1996 ; Wheeler y Sivakumar 2000 ; Cunningham et al. 2003), se han llegado a conclusiones sobre los suelos no saturados que establecen que la resistencia al corte y la humedad no son lineales, ya que el aumento de la resistencia se presenta cuando existe una succión de agua considerable, pero cuando se produce todo lo contrario como lo es la presencia de humedad en arcillas, se desarrolla un potencial de expansión que a su vez hace que la capacidad de resistencia del suelo disminuya.

Zhao Huili et al. (2004) Encontraron que la resistencia del suelo no saturado está estrechamente relacionada con la influencia del contenido del agua, ésta ha sido estudiada mediante la realización de pruebas triaxiales, en donde se ha relacionado

como va cambiando la resistencia del suelo en comparación al cambio de la humedad que experimentan estos tipos de materiales, ya que al obtener resultados de las pruebas se obtiene que existe una disminución de la cohesión en los suelos. Mediante ensayos triaxiales no consolidado-no drenados en suelo no saturado, con muestras de suelo remoldeadas e inalteradas de la provincia de Hebei, Xi-Yan et al. (2006), relacionaron el contenido de agua con los parámetros de fuerza cortante de los suelos estudiados. Los resultados muestran que el cambio de contenido de agua tiene un gran efecto sobre la cohesión, pero poco en el ángulo de fricción interna, que ha disminuido en tendencia con el aumento del contenido de agua del suelo no saturado. La relación mejora el conocimiento sobre el suelo no saturado y hace que sea más fácil para los ingenieros aplicar estos resultados del estudio en la práctica de la ingeniería.

Alonso et al. (1990) y Sheng et al. (2008), establecieron mediante la realización de pruebas para determinar la resistencia al corte de un suelo, que las principales variables que permitían tener una mayor capacidad de carga resultaban ser la cohesión y su respectivo ángulo friccionante, ya que éstos variaban con dependencia de la humedad que presentaba el material al ser ensayado. Varía tan solo con el simple hecho de que se presentara una mayor cantidad de agua en sus partículas ya que su potencial comienza a desarrollarse e influye en su resistencia. En todos los trabajos mencionados, la capacidad de carga de un suelo se verá afectada siempre por el contenido de agua en el material. Ésto se ha corroborado con ensayos de modelos a gran escala sobre suelos arcillosos (Nianxiang et al. 2008), los cuales tenían la finalidad de estudiar la influencia de la humedad en la resistencia del suelo para las cimentaciones, lográndose la obtención de resultados que al interpretarse llegaban a la conclusión, que la capacidad de carga de un suelo después de que éste fuera humectado disminuía, por lo tanto el diseño de la cimentación podría tener fallas con el tiempo.

En un trabajo previo presentado por Montes y Pérez (2009), se ha relacionado la propiedad de humedad con la presión de expansión y la capacidad de carga sobre suelos expansivos de la región de Querétaro, los resultados concluyen que el aumento de la capacidad de carga se presenta cuando existe una disminución de

la humedad, lo cual provoca que se presente un aumento de la presión de expansión en estado seco.

Naeini y Ghorbanalizadeh , (2010) experimentaron con pruebas de resistencia cortante en suelos con diferentes relaciones de humedad, las cuales fueron determinadas por ensayos triaxiales. Al suelo expansivo utilizado se le mezcló un material polimérico, el cual permitía que las propiedades obtenidas a partir de la experimentación, como lo son el ángulo de fricción y la cohesión del suelo no fueran afectados por el contenido de agua ya que la resistencia del material no disminuía y su potencial expansivo no se desarrollaba completamente, esto ayudaba a que la capacidad de carga no se viera afectada para un diseño de cimentación.

Posteriormente se relacionó a arcillas expansivas de Querétaro con sus propiedades de capacidad de carga y potencial expansivo. En un trabajo reportado por Rospabé (2011), se realizaron algunas pruebas de laboratorio a este tipo de suelos con diferentes grados de humedad en donde se obtuvieron resultados apreciándose que propiedades como la cohesión y ángulo de fricción eran mucho mayores cuando se presentaba la menor presencia de agua. Se calculó la capacidad de carga de estos elementos mediante la teoría de Skempton (1951), la cual actualmente se utiliza en la mayoría de los casos para evaluar la capacidad de carga de suelos finos arcillosos. Los datos obtenidos corroboran que ante la presencia de menor humedad existe una mayor resistencia del suelo (Rospabé, 2011).

Zhang Cungen et. al (2011) realizaron estudios mediante la prueba de corte directo, con material clasificado como arcilla con presencia de limos, para poner a prueba la resistencia que podría alcanzar este tipo de suelos y analizaron la influencia que tiene la humedad en las propiedades de cohesión y el ángulo de fricción interna del material. La resistencia de la arcilla se encuentra fuertemente afectada por la humedad, ya que al obtener resultados de las muestras se lograron observaciones las cuales arrojan datos como: cuando la cantidad de agua es menor del 11.37 % la cohesión aumenta considerablemente y cuando el contenido de agua aumenta a

más del 11.37% la cohesión disminuye linealmente con el aumento de agua, pero el ángulo de fricción interna incrementa con esta situación.

Shi Wen-bing et al. (2011) Llevó a cabo una serie de ensayos a corte directo para diferentes muestras con contenidos de humedad distintos, con la finalidad de explicar la influencia del contenido de agua en la resistencia al corte de la arcilla. Obteniendo conclusiones de que las propiedades como la cohesión, el ángulo de fricción y la humedad son fundamentales para poder lograr un buen cálculo de la capacidad de carga última de estos tipos de suelo y poder así tener un buen diseño de cimentaciones y su debida estabilización.

En otras regiones fuera del territorio mexicano se han realizado pruebas con el material arcilloso que se presenta en ciertas regiones como el caso en Al- Qatif localizada en Arabia Saudita donde se tomaron muestras cuyo contenido era en su mayoría arcilla. En las pruebas se introdujeron cantidades considerables de humedad para poder entender cómo se comportaba la resistencia del suelo, el material contenía una pequeña cantidad de arena, ya que en esas zonas así se encuentran en su mayoría, también se les realizaron pruebas para medir su potencial expansivo, se determinaron sus propiedades como la cohesión y sus ángulos de fricción interna, obteniendo resultados en la pruebas que al aumentar su humedad existe una gran cantidad de desplazamiento ya que se presenta un desarrollo de potencial de expansión ( Dafalla , 2013).

## ***1.2 Descripción del problema***

Se tiene por entendido que un suelo al ganar humedad pierde capacidad de carga, esto se puede deducir de que al agregar agua a una muestra de suelo, éste se reblandece y con ello disminuye su resistencia al esfuerzo cortante. Lo anterior ha sido aceptado y reportado numerosas veces en la literatura. En suelos expansivos de Querétaro, ya se han hecho algunos estudios sobre la resistencia de suelos no saturados (Zepeda, 1992; López-Lara, 1996; Romero, 2008) y se continúan

realizando investigaciones al respecto. Sin embargo, el problema no se ha analizado del todo conjuntamente con el comportamiento volumétrico de los suelos expansivos.

Esto resulta interesante ya que, al hacer algún proyecto de cimentación para cualquier tipo de estructura, se hacen los estudios geotécnicos cuando el suelo tiene cierta humedad y al iniciar la construcción dichas condiciones ya no son las mismas, intuyendo con ello que la capacidad de carga en el suelo ha cambiado. Más aún, en un suelo expansivo, el incremento natural de la humedad, al colocar una barrera impermeable, provocará el desarrollo del potencial expansivo conjuntamente con la disminución de la capacidad de carga.

La tendencia a concentrar las cargas en la cimentación para contrarrestar el efecto de expansión del suelo provocará entonces entrar en un espacio de incertidumbre respecto a la resistencia del suelo. Por eso, conocer cómo será la relación entre estos tres factores: humedad, expansión y resistencia será de gran apoyo para el diseño adecuado de la cimentación

### ***1.3 Justificación***

En las arcillas expansivas de Jurica, Querétaro, se han hecho estudios con respecto a la presión de expansión para distintas condiciones de humedad y se han medido propiedades de resistencia in situ con veleta y penetración estándar (Zepeda, 1992; López-Lara, 1996). Las teorías existentes de capacidad de carga no consideran el potencial expansivo del suelo y la disminución de la capacidad de carga actuando al mismo tiempo.

Este trabajo pretende recopilar la información existente y realizar el trabajo de laboratorio necesario para determinar la resistencia del suelo no saturado y observar los cambios de la capacidad de carga con los cambios de humedad del suelo y el desarrollo del potencial expansivo con el objeto de apoyar el diseño local de las cimentaciones.

#### ***1.4 Hipótesis***

Tanto menor sea la cantidad inicial de agua que se encuentre en los poros del suelo, existe un mayor potencial de expansión y un valor aceptable de resistencia o capacidad de carga. Al hidratarse el suelo, se desarrolla el potencial expansivo provocando aumento de volumen al mismo tiempo que disminuye la capacidad de carga, de esta forma, puede establecerse una relación entre el potencial expansivo y la humedad inicial, que introducida en las ecuaciones de capacidad de carga les considere para obtener un valor ajustado de resistencia de diseño.

#### ***1.5 Objetivos***

- Establecer la relación que existe entre las propiedades de humedad y expansión, para analizar su influencia en la capacidad de carga mediante la obtención de resistencia y cambios de volumen del suelo.

#### ***1.6 Metas***

- Analizar los cambios en la resistencia y consecuentemente, en la capacidad de carga que sufre el suelo; con respecto a cambios en la humedad.
- Investigar en la información disponible para el cálculo de la resistencia de los suelos de Jurica para fines de diseños de cimentaciones y se demostrara la variabilidad de la resistencia con las condiciones de humedad, las cuales pueden ser condiciones aún más críticas que el desarrollo del potencial expansivo del suelo.

## II. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA

Estos materiales han sido estudiados tradicionalmente debido a los problemas que causan en las cimentaciones asociados a los ciclos de humedecimiento y de secado que se presentan. Sin embargo ha habido un interés adicional significativo debido al hecho de que las arcillas expansivas son ampliamente utilizadas como el material básico de construcción (Paz, 2012).

Durante los estudios que se realizan a este tipo de suelos caracterizados como problemáticos se han buscado soluciones para evitar las consecuencias que pueden ocurrir al construir sobre ellos, pero son varios los puntos que se toman en cuenta desde su composición hasta sus cambios de volumen o resistencia.

### ***II.1 Estructura de un suelo no saturado***

La estructura interna que presentan los suelos es un aspecto de gran importancia en el comportamiento mecánico de éstos. Así, por ejemplo bajo las mismas condiciones de carga, para un suelo con una estructura abierta se produce un colapso durante el mojado del suelo, sin embargo, para el mismo suelo y en condiciones de carga, pero con una estructura más compacta se puede producir un hinchamiento al mojarlo. Inicialmente se trató de explicar el comportamiento de las arcillas considerando que tenían una estructura floculada, o una estructura dispersa, aplicando la teoría de la capa doble difusa. Sin embargo estos conceptos se desarrollaron para dispersiones coloidales, y no pueden aplicarse más que en casos muy particulares, como por ejemplo, en arcillas marinas La teoría de la capa doble difusa trata de explicar las fuerzas de los contactos en función del tipo de estructura floculada (de tipo abierta, con numerosos contactos cara-borde) o dispersa.

Considerando esta teoría, las caras de las partículas de arcilla están cargadas negativamente mientras que los bordes, positiva y negativamente de este modo se generan los contactos cara-borde o borde-borde.

En la actualidad se considera la estructura interna del suelo, de forma simplificada, teniendo en cuenta tres tipos de elementos (Alonso et al., 1987) que son: partículas

elementales, agregados de partículas, y poros. A partir de estos elementos se pueden establecer tres estructuras fundamentales, que simplifican el conjunto de todas las estructuras posibles. Cuando las partículas elementales están distribuidas de forma homogénea se considera una estructura de tipo matricial, con granos de arena rodeados de partículas arcillosas elementales creando una matriz. A veces las partículas elementales están agrupadas como si fueran un grano de tamaño mayor. En este caso se dice que hay una microestructura de agregados. Finalmente puede considerarse una estructura de granos de arena con conectores de arcilla entre los granos, o contactos directos, sin partículas de arcilla.

La estructura interna que presentan los suelos es un aspecto de gran importancia en el comportamiento mecánico de éstos. Así, por ejemplo bajo las mismas condiciones de carga, para un suelo con una estructura abierta se produce un colapso durante el humedecimiento del suelo, sin embargo, para el mismo suelo y en condiciones de carga, pero con una estructura más compacta se puede producir un hinchamiento al mojarlo. En la actualidad se considera la estructura interna del suelo, de forma simplificada, teniendo en cuenta tres tipos de elementos (Alonso et al., 1987) que son: partículas elementales, agregados de partículas, y poros. A partir de estos elementos se pueden establecer tres estructuras fundamentales que simplifican el conjunto de todas las estructuras posibles. Cuando las partículas elementales están distribuidas de forma homogénea se considera una estructura de tipo matricial, con granos de arena rodeados de partículas arcillosas elementales creando una matriz. A veces las partículas elementales están agrupadas como si fueran un grano de tamaño mayor. En este caso se dice que hay una microestructura de agregados. Finalmente puede considerarse una estructura de granos de arena con conectores de arcilla entre los granos, o contactos directos, sin partículas de arcilla.

Generalmente los suelos compactados del lado húmedo del óptimo de compactación, y los suelos expansivos se corresponden con una microestructura de tipo predominantemente matricial. Mientras que los suelos compactados del lado seco del óptimo, o que tienen tendencia a colapsar, suelen presentar microestructura de agregados, o con conectores de arcilla. Cuando cargamos un

suelo con una microestructura de agregados, los contactos entre agregados o entre granos de arena, y agregados se rompen de modo que los agregados pasan a ocupar el vacío de los poros, y el suelo colapsa irreversiblemente. Este comportamiento está condicionado por la succión matricial que actúa de dos modos: la componente capilar, asociada al agua entre agregados, aumenta la rigidez de la estructura cuando la succión es elevada; mientras que la componente de adsorción, en las partículas de arcilla, mantiene una baja compresibilidad de dichas partículas. De un modo similar, si mojamos el mismo suelo, la disminución de la succión provoca una disminución de la resistencia de los contactos entre agregados, y la estructura colapsa irreversiblemente. Los suelos de estructura matricial, cuando se mojan, hinchan debido al aumento de volumen de las partículas de arcilla que constituyen la matriz. Del mismo modo, cuando se les somete a un aumento de la succión, reducen su volumen. Aquí donde se evalúa que la estructura que pueda presentar el suelo es de gran importancia para el comportamiento volumétrico del mismo.

## ***II.2 Comportamiento volumétrico de los suelos.***

La deformación de los suelos parcialmente saturados ha sido largamente estudiada, principalmente en los análisis del comportamiento de los suelos potencialmente colapsables y expansivos.

Algunos suelos pueden presentar un comportamiento expansivo o colapsable, o hasta combinar los dos fenómenos en un mismo proceso de humedecimiento si las tensiones exteriores son suficientemente bajas o altas. Las deformaciones consideradas son globales del suelo, que concluyen tanto las componentes recuperables como irre recuperables. Alonso et al. (1987) analizan las deformaciones volumétricas de los suelos colapsables y expansivos.

El comportamiento tensión-deformación ha sido analizado considerando el espacio de tensiones  $p: s$ , donde  $p$  es la tensión neta y  $s$  es la succión. Existe gran cantidad de ensayos publicados, con diferentes trayectorias de tensiones en dicho plano. De estos ensayos se pueden extraer los siguientes resultados:

- El aumento de la succión contribuye a un aumento de la rigidez de los suelos, de modo que parece que la carga de preconsolidación aparente aumenta con la succión (Alonso et al. 1987). Por otro lado, este aumento de la succión puede producir deformaciones plásticas irreversibles, principalmente en suelos arcillosos (Josa, 1988). Sin embargo el aumento de la rigidez no puede ser indefinido y, tal y como se observa en Escario y Sáez (1987) en resultados experimentales, la relación entre la rigidez y la succión es no lineal, llegando a un valor máximo de la rigidez, para succiones que superen un cierto valor.
- La carga aplicada controla, en gran medida, la cantidad de hinchamiento de los suelos cuando los sometemos a una disminución en la succión. Cuanto mayor es la carga aplicada, menor es el hinchamiento. En los suelos expansivos, los procesos cíclicos de humedecimiento y secado provocan una expansión irreversiblemente (plástica) en el primer humedecimiento y a partir de él, el comportamiento es prácticamente elástico (Yuk, 1994).

En el estudio del comportamiento esfuerzo-deformación de los suelos parcialmente saturados existen varios planteamientos que consideran el suelo como un material isótropo y elástico. Fredlund y Morgenstern (1976) refiriéndose a la fase sólida, utilizan distintos módulos elásticos respecto a las tensiones y a la succión. Justo y Saettersdal (1982) citado por Yuk (1994), donde presentan una revisión de los métodos elásticos y un análisis de los suelos expansivos y colapsables. Rojas (2010), estudió algunos de los aspectos del comportamiento volumétrico, en los cuales encontró los parámetros más fáciles de obtener y los generalizó en una ecuación para su aplicación a cualquier tipo de suelo no saturado, todo esto a partir del principio de esfuerzos efectivos, obteniendo resultados positivos con dicha

ecuación el cual comprobó con sus resultados obtenidos de sus gráficas donde utilizo los esfuerzos efectivos por medio de la ecuación de Bishop, mediante el empleo de la teoría de igualación, arrojando resultados con un buen comportamiento comparando lo hecho teóricamente con lo práctico.

### ***II.3 El Fenómeno del hinchamiento***

Determinados suelos (expansivos) sufren fenómenos de hinchamiento de magnitud considerable al aumentar su humedad. Aunque en general hinchamiento es cualquier disminución de deformación volumétrica, como por ejemplo la producida al reducir la tensión esférica, en este caso se refiere expresamente a este aumento de volumen provocado en el proceso de humedecimiento manteniendo constante el estado tensional exterior. El proceso de hinchamiento se produce cuando un suelo no saturado se humedece adsorbiendo agua entre sus partículas y aumentando de volumen. Este aumento de volumen tiene una componente debida a la relajación de las tensiones intergranulares al aumentar el grado de saturación. De hecho se pueden combinar estos dos fenómenos, absorción de agua y relajación tensional, con un posible colapso, dependiendo de la estructura del suelo (densidad seca, presión exterior, etc.). En general, el hinchamiento está asociado a terrenos arcillosos plásticos con densidades secas altas y presiones exteriores bajas.

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

Los mecanismos que producen el hinchamiento están relacionados con las propiedades y características de las partículas arcillosas. Son fundamentales las cargas eléctricas netas existentes en estas partículas provocadas, sobre todo, por sustituciones isomorfas, y la consecuente formación de la capa doble difusa conteniendo cationes y moléculas de agua.

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

- Hidratación de las partículas de arcilla: las partículas de arcilla, con cargas negativas, se rodean de moléculas de agua que a su vez atraen a otras moléculas de agua al quedar desbalanceada su carga eléctrica. El equilibrio eléctrico puede ser satisfecho también por cationes, formándose así cadenas de partículas-agua-cación-agua-partícula. En resumen, la partícula de arcilla se hidrata y aumenta de volumen.
- Hidratación de cationes: Los cationes adsorbidos en la capa doble difusa se rodean de moléculas de agua produciendo el consiguiente aumento de volumen.
- Repulsión osmótica: la concentración de cationes en la capa doble difusa decrece al alejarse de la partícula arcillosa, lo cual puede provocar una migración de las moléculas de agua hacia el interior por ósmosis si se pone en contacto con agua pura o con agua con una concentración más baja de cationes. El resultado es un aumento de volumen.

#### ***II.4 Factores que afectan el hinchamiento***

El proceso de hinchamiento de un terreno viene afectado por una serie de factores que condicionan su evolución y magnitud. Gromko (1974) resume estos factores en los siguientes:

- Tipo de minerales y cantidad de los mismos: cuanto más expansivos sean los minerales presentes en el suelo mayor será el hinchamiento que se producirá cuando el suelo se inunde.
- Densidad: para el mismo suelo con la misma humedad inicial, el hinchamiento será mayor cuanto mayor sea la densidad seca del mismo. Este fenómeno se puede observar también en los ensayos realizados por Cox (1978) sobre una limonita con un 27 % de arcilla que fue sometida a diversas presiones e inundada posteriormente.
- Estado de tensiones: la magnitud del hinchamiento es tanto menor cuanto mayor es la presión aplicada al suelo pudiendo llegar a anularlo por completo, Cox (1978).

- Estructura del suelo: los suelos que han experimentado cementaciones tienen menor tendencia a hinchar. Seed y Chan (1959) señalan que las estructuras floculadas tienen mayor tendencia a hinchar que las dispersas, en cambio la retracción es mucho menor para las primeras.

- Tiempo: dado que los suelos arcillosos expansivos son muy poco permeables, el proceso de absorción de agua de los mismos puede durar semanas, incluso años dependiendo de las condiciones de infiltración y del espesor del estrato (Balmaceda, 1991).

- Fluidos intersticiales: la presencia de sales disueltas en el agua que ocupan los poros del suelo influye en los fenómenos de formación de la capa doble. Una elevada concentración de sales y un pH alto favorecen la disociación de éstas y por lo tanto aumenta la cantidad de cationes presentes en el agua libre. Esto hace que se produzca una menor adsorción de cationes y que por lo tanto el hinchamiento sea menor.

- Humedad: a igualdad de otros factores la humedad del suelo influye también en la magnitud del hinchamiento. Cuanto menor es la humedad mayor es la expansividad potencial por cuanto el suelo es capaz de adsorber mayor cantidad de agua.

Por consiguiente todos los aspectos de los cuales se habló anteriormente son de gran influencia en el comportamiento volumétrico del suelo, pero si hablamos ahora en términos de su resistencia al esfuerzo cortante ésta también se ve afectada en gran medida por el contenido de agua que poseen los poros del suelo u otros factores de acomodo de las partículas que componen al material.

### ***II.5 Parámetros de la resistencia de un suelo***

La resistencia al corte de los suelos parcialmente saturados se ha desarrollado apoyándose en la ley de tensiones efectivas, incluyendo la succión de forma explícita (Bishop et al. 1960) y también incorporando las fuerzas eléctricas intergranulares (Lambe, 1960). La resistencia al corte crece con el incremento de la succión que corresponde a un incremento en las tensiones efectivas.

La resistencia de corte del suelo saturado es la resistencia mínima del suelo saturado, o sea la condición más desfavorable del suelo con la saturación completa. Teniendo en cuenta los amplios grados de saturación a que el suelo puede estar sometido en la naturaleza, el conocimiento de la variación de la resistencia asociado a los cambios del contenido de agua (o grado de saturación) conducirán al conocimiento más completo de su comportamiento. Los principales factores que afectan la resistencia al corte son la densidad seca (o el índice de poros), el contenido de humedad y el tipo de estructura (Lambe y Whitman, 1959; Seed y Chan, (1959).

En la mecánica de suelos, tradicionalmente se han manejado dos parámetros de resistencia:

- Cohesión ( $c$ )
- Angulo de fricción ( $\phi$ )

Estos términos han sido aplicados para casos utilizados en suelos saturados y también en los de suelos parcialmente saturados (Zepeda, 2004). El suelo en estado natural sin importar el origen de su estructura podemos encontrarlos en distintas condiciones tal su grado de saturación y acomodo de estas depende su comportamiento tanto mecánico e hidráulico (Paz, 2012).

Se reconoce que la humedad de los suelos puede variar grandemente como consecuencia de factores climáticos (precipitaciones) y sus variaciones estacionales (Pufahl et al., 1990). Tal resistencia se ve afectada consecuentemente por factores como:

- Estructura
- Humedad
- Grado de saturación
- Presión de Confinamiento

- Velocidad de aplicación de las cargas

Sin embargo la humedad es el factor que más influye en la obtención de la resistencia de un suelo (Janseen y Dempsey 1981; Van Gurp 1994). La incertidumbre de la humedad que alcanzara el suelo plantea al proyectista un problema complejo ya que ésta es realmente necesaria para la determinación de los parámetros de resistencia y compresibilidad. Esta problemática se ha tratado a base de hipótesis la cual se ha justificado por la experiencia, es decir de considerar la saturación total del suelo.

Para obtener los parámetros de resistencia al cortante se pueden realizar ensayos de resistencia de laboratorio o de campo o se pueden utilizar correlaciones empíricas a partir de ensayos indirectos u otras propiedades de los suelos. Los ensayos de laboratorio más comunes son los ensayos de Compresión triaxial y de Corte Directo.

Ensayo Triaxial. El equipo de ensayo Triaxial es muy versátil y permite realizar ensayos en una variedad de procedimientos para determinar la resistencia al cortante, la rigidez y características de deformación de las muestras. Adicionalmente, el ensayo puede realizarse para medir características de consolidación y permeabilidad.

Generalmente existen tres formas de realizar el ensayo Triaxial así:

- Ensayo Consolidado drenado

A este ensayo se lo conoce también como ensayo lento (CD). El drenaje se permite en las dos últimas etapas, de este modo se tiene una consolidación bajo la presión de cámara y el exceso de presión de poro se disipa durante la aplicación lenta del esfuerzo desviador. En la primera etapa se satura la muestra completamente de agua, en la segunda esta es consolidada bajo una presión isotrópica de cámara y en la tercera etapa se aplica una carga axial, que va

incrementándose a un ritmo suficientemente lento para que no se presente un incremento en la presión de poros. Con un drenado total y una velocidad adecuada, se asegura que la presión de poros en la muestra permanezca constante, entonces el incremento en el esfuerzo efectivo es igual al incremento del esfuerzo total ( $\Delta\sigma' = \Delta\sigma$ ). El objetivo del ensayo es determinar los parámetros de resistencia efectivos  $c'$  y  $\Phi'$  del suelo.

- Ensayo Consolidado no drenado, con medición de presión de poros

Este ensayo también denominado ensayo consolidado rápido (CU), consta de tres etapas (saturación, consolidación y compresión). Primeramente la probeta es saturada completamente de agua, luego incrementando la presión de cámara es consolidada, esta etapa lleva al suelo a un estado prescrito de volumen y de presión de poros, a partir del cual se pueden medir con exactitud los siguientes cambios de volumen o de presión de poros que ocurrirán durante el ensayo. Finalmente cuando se ha disipado el exceso de presión de poros al valor de la contrapresión original  $\sigma_3$  se cierran las válvulas de drenaje para empezar la compresión, donde la probeta llegará al punto cedente sin drenado. Cuanto mayor sea la presión de cámara  $\sigma_3$  mayor será el esfuerzo desviador necesario para producir la falla. La duración de la etapa de consolidación depende al tipo de suelo y al tamaño de la probeta, en algunos casos esta etapa puede durar hasta 48 horas; mientras que la etapa de compresión puede durar de 10 minutos hasta 2 horas. El objetivo del ensayo es determinar los parámetros efectivos  $c'$  y  $\Phi'$ , ya que éstos gobiernan la resistencia al corte del suelo y determinar también algunas características respecto al cambio de volumen y rigidez del suelo.

- Ensayo No consolidado - No drenado o ensayo rápido

A este ensayo se le denomina también ensayo rápido (UU) donde no se permite en ningún momento el drenaje. La probeta no es consolidada, por lo tanto no se

disipa la presión de poros durante la aplicación de la presión isotrópica de cámara  $\sigma_3$  en la etapa de saturación. Después de establecer la presión de confinamiento en la cámara, se conecta la prensa para aplicar la carga axial, se deben tomar lecturas de los micrómetros de deformación y de carga a intervalos regulares, de este último hasta que se produzca la falla o hasta que la deformación alcance un valor considerable (aproximadamente 20%). El incremento del esfuerzo desviador es bastante rápido, lo que permite que no se disipe la presión de poros y los resultados puedan solo expresarse en términos de esfuerzo total. Este ensayo se usa para determinar el parámetro de resistencia no drenado y es adecuado para arcillas saturadas.

Tomando en cuenta lo que anteriormente se habla de la resistencia al corte de un suelo, podemos decir que éste puede presentar una variación de las deformaciones que experimenta la cual se debe de relacionar con lo que solicitan las estructuras, a medida de que se sigan aplicando esfuerzos puede llegar un momento en el que el suelo se rompa o tenga deformaciones un poco más pequeñas, es por eso que todos los métodos destinados para determinar la capacidad de carga del suelo se basan en el esfuerzo cortante directa o indirectamente.

### ***II.6 Cimentaciones sobre Suelos Expansivos.***

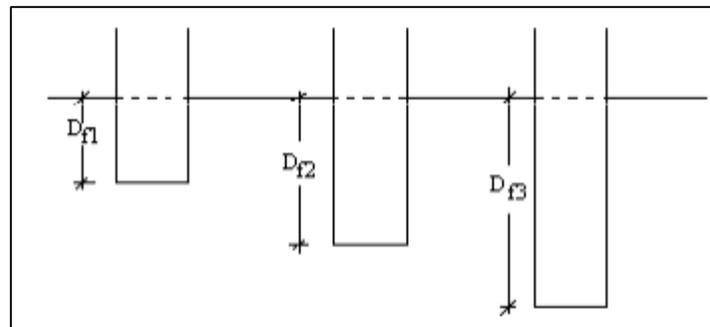
Los suelos expansivos deben sus características a la presencia de minerales de arcilla expansiva. Cuando se mojan, los minerales de arcilla adsorben moléculas de agua y se expande, a la inversa, cuando se secan se encogen, dejando grandes huecos en el suelo. Cuando las condiciones de humedad cambien, por cualquier razón, sea por efecto de la lluvia, evapotranspiración, inundaciones, fugas de agua, riego de jardines, construcciones vecinas y la propia construcción, la reacción del suelo expansivo se hará presente, es decir, la expansión o contracción (Zepeda et al, 2004).

La construcción en suelos expansivos generalmente se puede resolver utilizando pilas o pilotes. Cuando se utilizan cimentaciones superficiales en este tipo de suelos,

la presión de expansión debe ser determinada y las cimentaciones diseñadas para proporcionar una presión mayor para contrarrestar esto. Claramente también será necesario determinar la capacidad de carga del suelo para soportar dicha presión. Aun así, estos suelos pueden crear grandes problemas tanto para cimentaciones superficiales y cimentaciones a base de pilotes (Rajapakse, 2008).

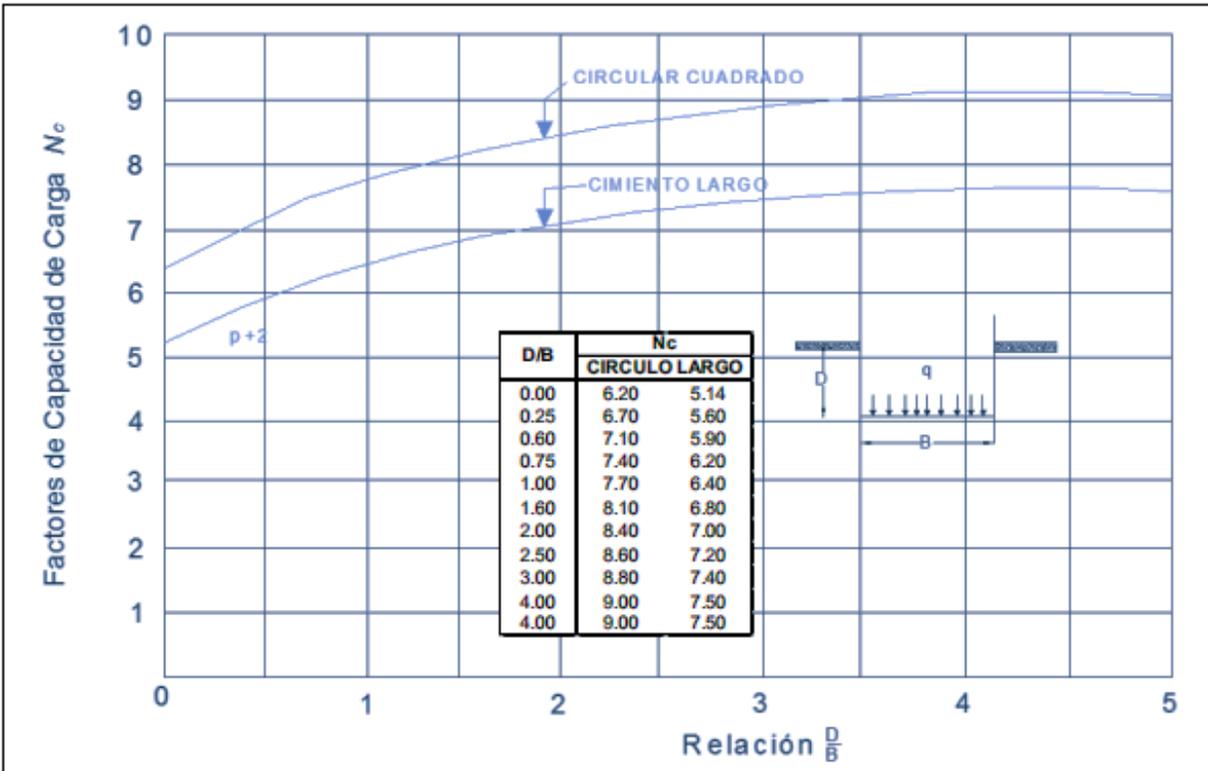
### **II.7 Teoría de capacidad de carga.**

Terzaghi (1943) fue el primero en presentar una teoría para evaluar la capacidad última de carga de cimentaciones superficiales, la cual dice que una cimentación es superficial si la profundidad  $D_f$  de la cimentación es menor que o igual al ancho de la misma. Sin embargo investigadores posteriores han sugerido que cimentaciones con  $D_f$  igual a 3 ó 4 veces el ancho de la cimentación se definen como cimentaciones superficiales. En el caso de los suelos arcillosos (cohesivos) Skempton (1951), tomo en cuenta algunas consideraciones a partir de la idea para el cálculo de la capacidad de carga última de Terzaghi en la cual afirma que el valor del factor  $N_c$  debe de variar con respecto a la profundidad de desplante. La Figura.1 Muestra distintas profundidades para la misma dimensión de la cimentación lo cual debe de influir en la capacidad de carga.



**Figura1.** Cimentación ubicada a distintas profundidades

El valor de  $N_c$  el cual representa aquel que toma en cuenta la resistencia al corte que aporta la prolongación de la superficie de falla por encima de la profundidad de la cimentación, este valor Skempton (1951) lo expresa como la relación de  $D/b$  y del tipo de cimiento propuesto, dicho valor se obtiene de la figura 2.



**Figura 2.** Valores de  $N_c$  de Skempton que se obtienen a partir de la relación  $D/b$  Por consiguiente teniendo la anterior consideración se aplica a la ecuación que tiene como referencia a Terzaghi (1943).

La capacidad de carga del suelo, viene dada por la ecuación:

$$q_c = C N_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (2)$$

Donde:

$Q_c$ = Carga ultima ( $t/m^2$ )

$C$ = Cohesión

$\gamma_m$ = peso específico del suelo ( $t/m^2$ )

$N_c$ = Factor debido a relación  $D_f/b$  en la cual influye la resistencia del suelo.

$N_q$ = Factor debido a la sobrecarga aplicada

$N_\gamma$ = Factor debido al peso del suelo

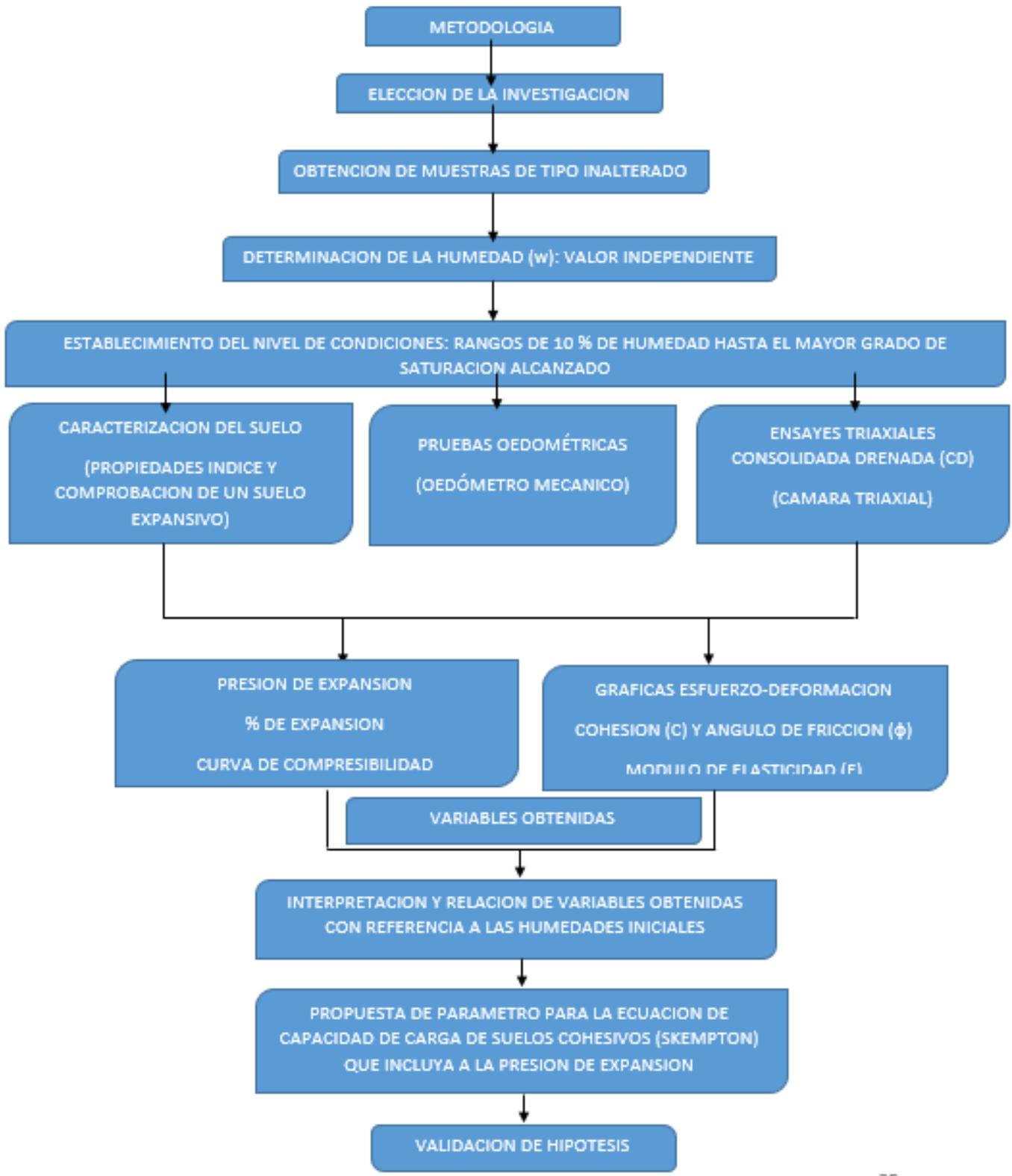
### **III. METODOLOGIA**

Dentro de este capítulo se muestra la metodología empleada para la obtención de la información necesaria para la elaboración de la presente tesis. Se especifican asimismo los elementos necesarios para poder llevar a cabo el análisis de los resultados obtenidos de las pruebas de laboratorio realizadas para el alcance de los objetivos mencionados en el capítulo I.

Al realizar dichas pruebas y procedimientos se tendrá en cuenta la manera correcta de llevarlas a cabo a base de las normas y reglamentos ya estipuladas por la ASTM utilizando el equipo manual y mecánico que se encuentra estandarizado dentro de dicho reglamento.

Nuestra metodología estará planteada desde un principio el cual contemplará la elección del sitio de muestreo hasta la última instancia donde se contemplará el cumplimiento de nuestra hipótesis y objetivos.

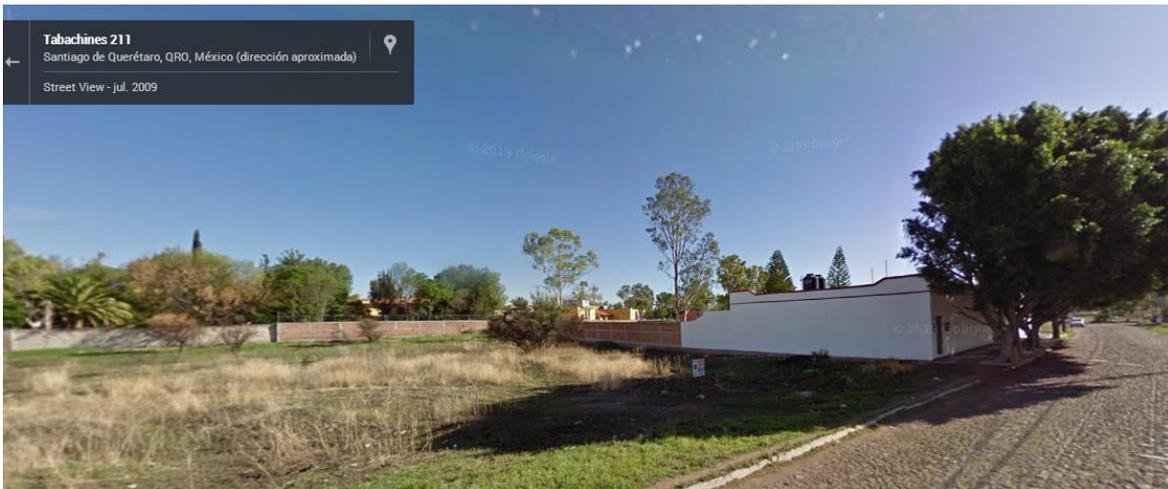
Para hacer más objetivo el planteamiento de la metodología, ésta se representa en el mapa conceptual de la fig. 3.



**Figura 3.** Mapa conceptual que emplea la planeación de la metodología a utilizar

### **III.1. Exploración y muestreo de la zona en estudio.**

En esta investigación se obtuvieron muestras inalteradas y alteradas del fraccionamiento Jurica de la ciudad de Querétaro, México, sobre la calle Tabachines en el lote marcado con el número #211. El método utilizado para realizar el muestreo fue el llamado pozo a cielo abierto apegado a la norma ASTM D 1586 (Juárez, 2009). Las muestras inalteradas se utilizaron para llevar a cabo ensayos de consolidación y resistencia y el material alterado se utilizó para llevar a cabo pruebas de caracterización. En el lugar donde se extrajo el material se realizó una excavación de aproximadamente de 2m de profundidad, en la figura 4 se muestra el sitio de muestreo. La profundidad a la cual se tomaron las muestras fue de 1.20 metros. Para éstas se determinó el contenido de agua de acuerdo a la norma ASTM D 2216-98, 1998.



**Figura 4.** Imagen representación de la zona de estudio.

#### ***Obtención de muestra inalterada y alterada en el pozo.***

Se elige la zona donde la superficie está en forma plana y más accesible, por consiguiente se marca un cuadro aproximadamente de 30x30 cm y se excava alrededor tanto superior, inferior y laterales con una barreta o un cuchillo sin dañar la estructura del material ya sea por contacto o presión, ASTM D 1586. Se profundiza hasta que permita realizar el corte de la parte posterior e inferior de la

muestra para poder desprender y sacar la muestra sin afectar la estructura. Después de realizar este corte y levantando de manera leve la muestra se cubre con plástico para evitar la pérdida de humedad y darle resistencia para que no se sufra daños. Se debe envolver muy bien el material para tener una mayor seguridad del espécimen muestreado. Por consiguiente se toma en bolsas de plástico una cantidad considerable de material producto del excedente después de obtener la muestra inalterada.

### ***Obtención de contenido de humedad.***

Ya teniendo el material en el laboratorio, se toman porciones del suelo mínimas pero que no sean con un peso menor a los 20 g. Ésta puede ser relacionada de acuerdo al tamaño máximo de la partícula (Paz, 2012). Teniendo las muestras serán colocados en flaneras o recipientes pequeños de vidrio los cuales deberán estar identificados y pesados. Ya obtenido el material se pesará en la báscula dentro de los recipientes observándose que el suelo que se toma como referencia no posea ningún tipo de material inorgánico, en caso de presentarse se tendrá que retirar sin causar daño al suelo, ya que se cuenta con el peso tanto del material como del recipiente serán introducidas en un horno donde se colocaran durante un lapso superior a las 24 horas. De preferencia a una temperatura de 110°aprox.

Esto para que ese material adopte un estado totalmente seco y se pueda obtener su peso. Después de transcurridas las 24 horas se prosigue a extraerlas del horno y se pesan nuevamente en la báscula para llevar a cabo el cálculo y la obtención del contenido de humedad inicial del material (ASTM D 1586, 1998).

## ***III.2 Caracterización del suelo.***

### ***III.2.1 Determinación del peso específico relativo de los sólidos.***

El Peso específico relativo de los sólidos es una propiedad índice que debe determinarse a todos los suelos, debido a que este valor interviene en la mayor

parte de los cálculos relacionados con las propiedades volumétricas y gravimétricas, Las muestras obtenidas en campo fueron llevadas al laboratorio de mecánica de suelos y materiales de la Universidad Autónoma de Sinaloa en donde se determinó el  $S_s$  para encontrar la relación de vacíos que tenía el suelo apegado a la norma (ASTM D 854-00, 2000).

### ***III.2.2 Granulometría.***

Esta prueba se realizó de acuerdo a la norma (ASTM 2487-00) del sistema de clasificación unificada de suelos. La prueba nos permitirá determinar la distribución de los tamaños de la muestra en estudio con una porción representativa de la misma y se le dará su símbolo de clasificación correspondiente según el sistema de clasificación de suelos (SUCS), esta distribución de tamaños se presentará correctamente mediante algunas tablas y también mediante la denominada curva granulométrica en donde se representa en el eje de las ordenadas los porcentajes de las partículas y en el eje de las abscisas el tamaño de la partícula.

### ***III.2.3 Límites de consistencia para la clasificación de un suelo.***

Esta prueba se llevó con referencia a la norma (ASTM D 4318-00), prueba estándar para límite líquido, límite líquido y plástico de suelos. En estos ensayos se va a determinar el límite líquido (LL), límite Plástico (LP), contracción lineal y límite de contracción (LC), estos límites requieren obtenerse para clasificar el suelo usando la carta de plasticidad de Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

Utilizando la carta de plasticidad de la figura 5 se lleva a cabo la clasificación de un suelo con los valores obtenidos entrando a ella con el índice de plasticidad intersectando con el límite líquido.

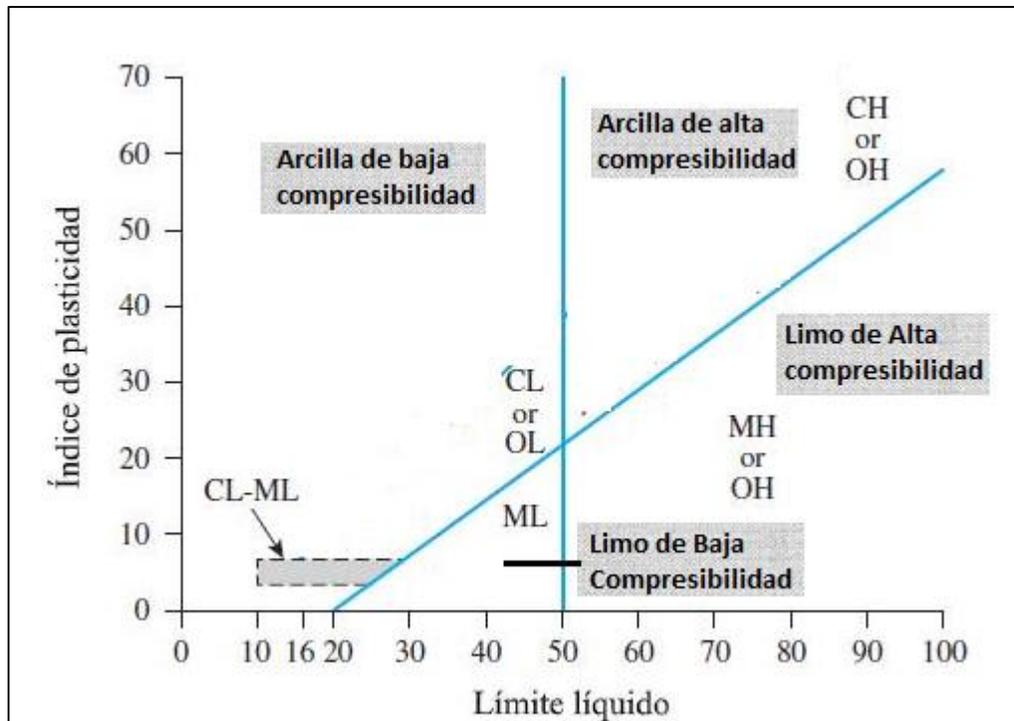


Figura 5. Carta de plasticidad del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos

### III.3. Prueba odométrica.

Este método es muy utilizado con muestras de tipo inalteradas de suelos de grano fino, sin embargo, el procedimiento de prueba es básico y aplicable también a muestras alteradas compactadas de suelo formadas por meteorización o alteraciones químicas, ésta se encuentra regida a la norma (ASTM D 2435- 09, 2009).

#### **Realización de la prueba.**

Se deja actuar la carga de sitio por un periodo de 24 horas. Después de terminado este tiempo se debe de saturar el suelo por un periodo similar hasta que culminen los posibles movimientos de expansión o contracción en la muestra de suelo.

Posteriormente se deberá colocar una sobrecarga 500g, 1kg, 2kg, así doblando la cantidad de peso, siguiendo el procedimiento mostrado a continuación:

Se coloca la carga y se toman lecturas con el micrómetro en los tiempos de 6, 15, 30 segundos, 1, 2, 4, 8, 15, 30 minutos 1, 2, 4, 8, 16 y 24 horas. Después se satura

la muestra y se toman lecturas con el micrómetro en los mismos tiempos especificados.

Se deberá retirar la carga y se determinará el peso saturado de la pastilla para posteriormente obtener el grado de saturación final alcanzado.

Se realizara la curva de compresibilidad con los datos obtenidos. Ya construida la curva se llevaran a cabo la misma prueba para humedades iniciales de 6%, 10 %, 20%, 30 %, 40% y 46%.

Con todos los resultados obtenidos se fabrica una gráfica comparando todos los contenidos de humedad con su respectivo potencial de expansión y su presión de expansión.

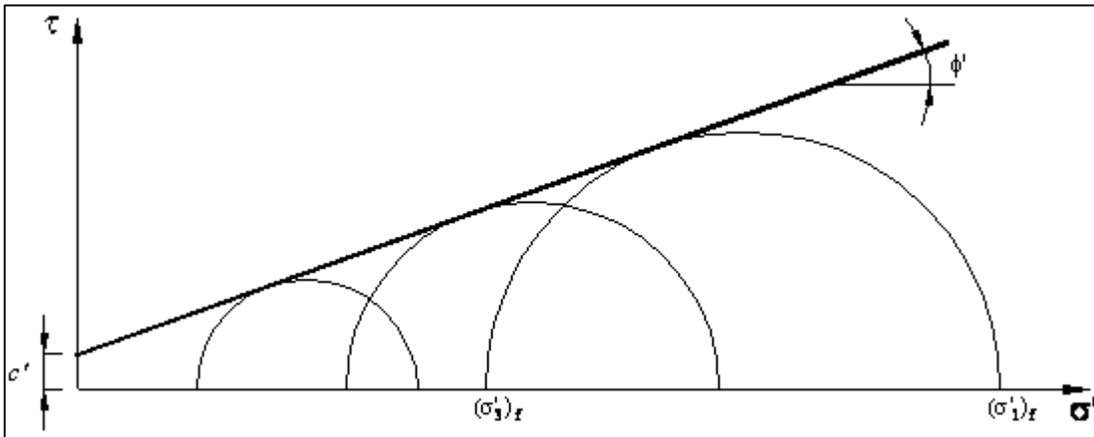
### ***III.4 Ensayes triaxiales para la obtención de los parámetros de resistencia***

#### ***III.4.1 Obtención de los parámetros de resistencia (cohesión y ángulo de fricción).***

La realización de esta prueba tiene como principal objetivo el de encontrar la resistencia al esfuerzo cortante, obteniendo la línea de falla, y con esto determinar la cohesión y ángulo de fricción interna del suelo en estudio. Estos parámetros se obtienen con la aplicación de cargas axiales y laterales a un espécimen de forma cilíndrica en estado inalterado, aislado del fluido confinante con una membrana impermeable.

Se aplicó la prueba triaxial consolidada- drenada, que también es conocida como la prueba “lenta” (CD), apegada a la norma (ASTM D7181-2011).Las características principales de la prueba es la aplicación de esfuerzos aplicados mejor conocidos como efectivos. Como ya antes dicho el suelo se somete a la aplicación de una carga confinante, dejando transcurrir el tiempo hasta lograr una consolidación completa del suelo bajo la presión que actúa (Hurtado, 2002).La muestra es llevaba a la falla con la aplicación de la carga axial con pequeños incrementos y con un tiempo necesario para disipar la presión de poro y permitir la consolidación del

suelo. La figura 6 muestra el diagrama de Mohr, en el cual se grafican los esfuerzos principales.



**Figura 6.** Representación gráfica del ensayo Consolidado-Drenado en el plano de Mohr.

Para esta prueba se utilizaron dos especímenes cilíndricos labrados, realizándose pruebas igualmente con distintas humedades como la referencia en la prueba del odómetro, para 6,10, 20, 30, 40 y 46 % de humedad con su respectivo grado de saturación.

Este procedimiento que a continuación se explica está contemplado para la realización de la prueba consolidada-drenada (CD).

- Se obtuvieron dos probetas labradas con un tamaño aproximado de dimensiones ( $2 \leq L/d \leq 2.5$ ), se obtienen los diámetros del espécimen sacando un promedio, utilizando el vernier se mide tanto la parte superior, media e inferior del cilindro, hechas éstas se le aplicará a cada una de ellas un esfuerzo principal menor ( $\sigma_3$ ) distinto y el cual es controlado por un compresor de aire.
- Se calculó el área de los especímenes que se ensayaron, tomando la longitud de cada cilindro y su peso.

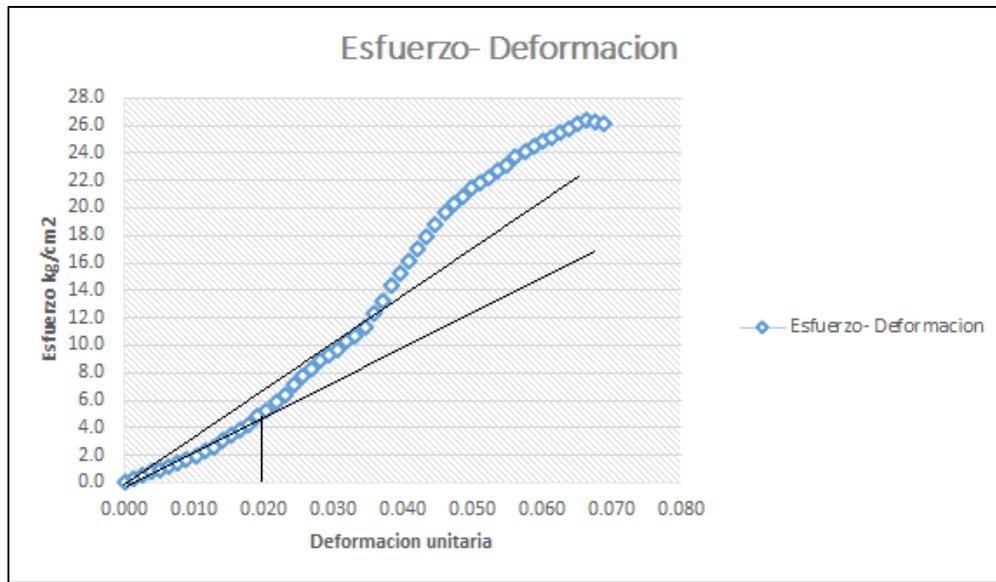
- Se colocaron las muestras en la cámara triaxial, ésta tiene en su parte inferior un cilindro base como en su parte superior un cabezal los cuales permiten transmitir el esfuerzo desviador al cilindro. También éstas contienen unos sujetadores de hule los cuales ayudan a asegurar la membrana de látex para evitar el ingreso de líquido. Antes de llevar a cabo el cierre de la cámara herméticamente se asegura de que exista una nivelación de las placas con las probetas.
- Colocar la cámara triaxial en la máquina de compresión, centrando perfectamente el vástago con el marco de carga y teniendo sólo un leve contacto.
- Por consiguiente se llenará la cámara de flujo, cuidando que la cámara esté bien cerrada herméticamente, se deben abrir las válvulas que van a la probeta tanto la superior como la inferior para lograr el desalojo de todo el aire atrapado.
- Montados ya los cilindros de suelo en la cámara se sigue el procedimiento aplicando la presión de confinamiento las cuales serán de 0.5 y 1.0 kg/cm<sup>2</sup> y dejar las probetas el tiempo necesario para que se lleve a cabo su consolidación.
- Al estar consolidada la muestra se empieza a ejecutar el ensaye, éste se realiza con una velocidad de deformación de 0.001 mm/min.
- Se toman lecturas de carga con respecto a la deformación hasta llegar a la carga y deformación última. Con los puntos obtenidos deberán ser suficientes para construir la gráfica esfuerzo-deformación.

- Obtenidos estos datos se cierran las válvulas y el regulador de presión, para preparar las siguientes probetas de la misma manera, solo que ahora con la aplicación de una nueva presión confinante y con una humedad distinta.
- Con los esfuerzos obtenidos se grafican los círculos de Mohr para obtener la cohesión y el ángulo de fricción.

#### ***III.4.2. Obtención del módulo de elasticidad de las gráficas esfuerzo-deformación.***

Este parámetro se obtiene de los resultados graficados en el ensaye triaxial, para cada presión confinante.

De la curva esfuerzo-deformación se obtiene el módulo de elasticidad (Figura 7.), en este caso se tomaron dos módulos de elasticidad un secante y un tangente a 0.020mm de deformación. Esto debido a que en los suelos cohesivos como en el caso de las arcillas se define a su estructura que se comporta elásticamente- no lineal lo cual hace que para la primera parte de la gráfica se presente un comportamiento elástico basado en la ley de Hooke y nos permita saber cuál es su módulo elástico E (Tangente) y en la segunda parte de la gráfica sucede un cambio a un comportamiento no lineal el cual se encuentra denotado dentro del módulo elástico E (Secante).



**Figura 7.** Curva esfuerzo deformación para obtener el módulo de elasticidad

El valor del módulo de elasticidad se obtiene de la siguiente ecuación:

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} \quad (3)$$

Donde:

E= Módulo de elasticidad

$\varepsilon$  = Deformación unitaria

$\sigma$ = Esfuerzo desviador

### ***III.4.3. Obtención de la capacidad de carga a partir de los parámetros obtenidos de cohesión y ángulo de fricción.***

Para obtener este dato se llevó a cabo el cálculo de la capacidad de carga con la fórmula de referencia de Terzaghi (Ecuación. 3.1), los valores de los factores de capacidad de carga se obtienen de la figura 2 que se encuentra en el capítulo II los cuales son factores que influyen en el cálculo de la capacidad de carga, el diseño

de la cimentación propuesta es de 1.5m x 1.5m y la cohesión es la obtenida mediante los ensayos triaxiales realizados.

$$q_c = C N_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (3.1)$$

Donde:

$q_c$ = Carga última (t/m<sup>2</sup>)

C= Cohesión

$\gamma_m$ = peso específico del suelo (t/m<sup>2</sup>)

$N_c$ = Factor debido a la cohesión del suelo

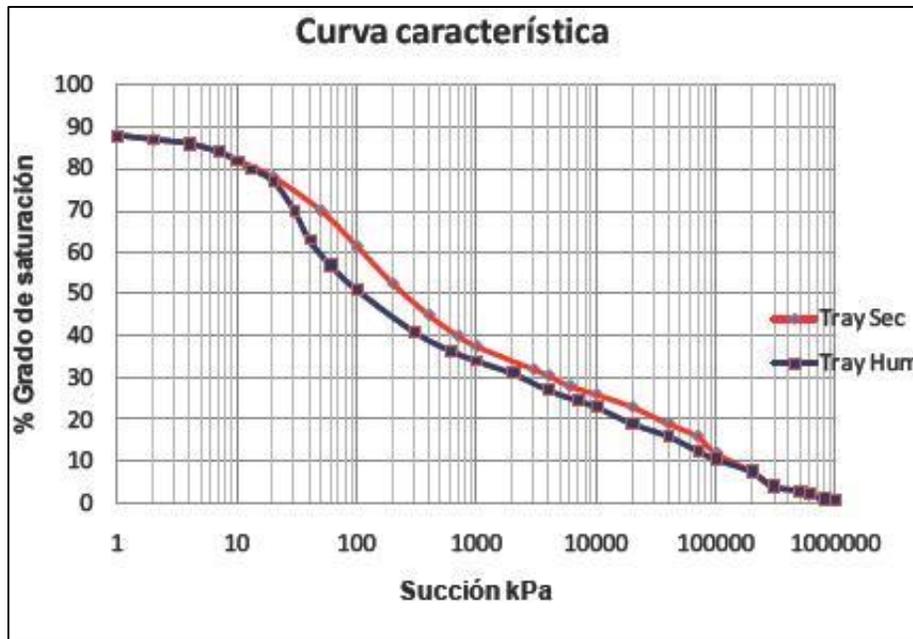
$N_q$ = Factor debido a la sobrecarga aplicada

$N_\gamma$ = Factor debido al peso del suelo

Obteniendo los valores correspondientes para cada porcentaje de humedad se realiza una gráfica comparando los datos de capacidad de carga con respecto a la humedad inicial.

### ***III.5 Prueba de Succión.***

Este ensaye está apegado a la norma ASTM D 5298-03 de los métodos de prueba estandarizados para la medición de potencial del suelo llamado Succión por medio de papel filtro. En esta prueba se mide la succión del suelo la cual se puede definir como una medida de la energía libre del agua en los poros del suelo, que en términos prácticos se define como la capacidad de retención de agua de un suelo y se encuentra relacionada con el contenido de agua del suelo a través de la curva característica agua-suelo o curva de retención de la figura 8. (Hillel, 1979).



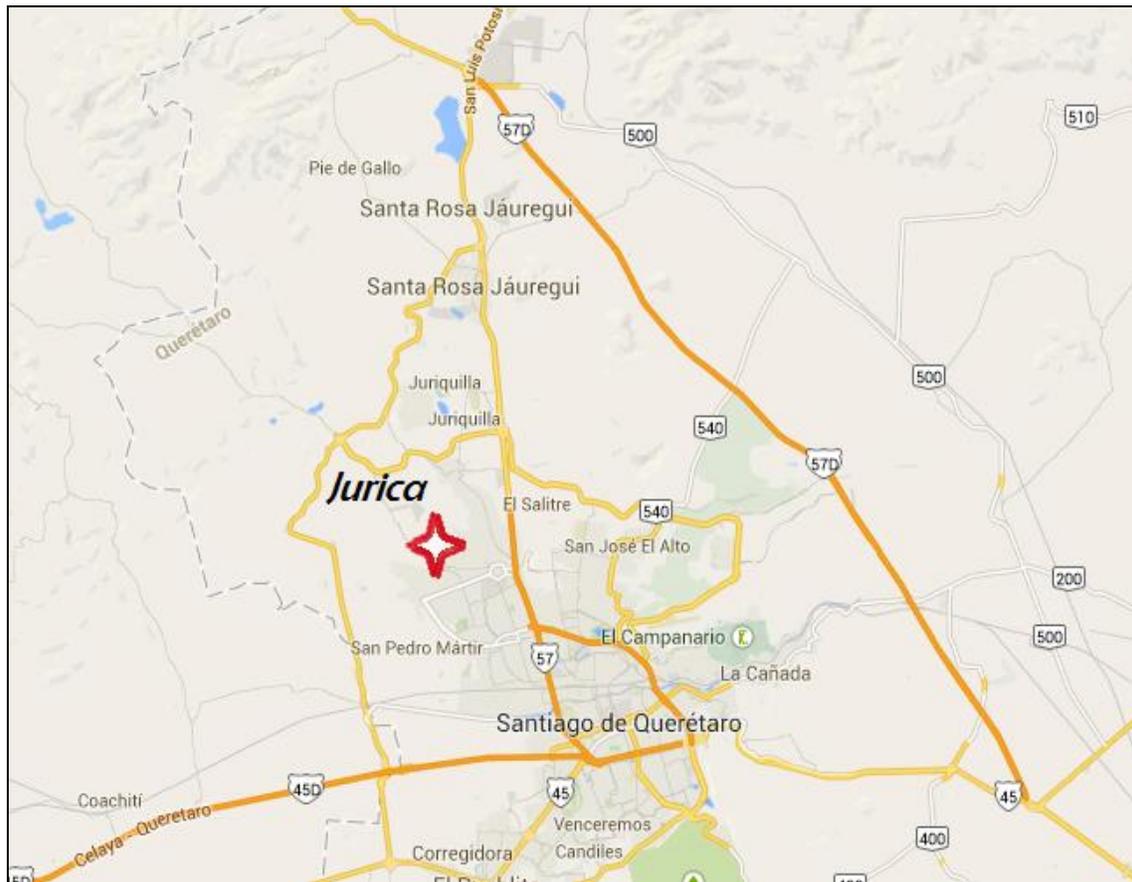
**Figura 8.** Representación gráfica de las curvas de retención de agua de Hillel, 1979.

Para determinar la succión total del suelo se debe obtener la succión osmótica y la succión mátrica, cuya suma se considera la succión total del suelo. Este método de laboratorio expone al papel filtro como un medio pasivo para evaluar la succión mátrica y la succión total. Este método controla las variables para la medición del contenido de agua del papel filtro que está en contacto directo con el suelo o en equilibrio con la presión parcial del vapor de agua existente en el aire de un contenedor hermético en cuyo interior se encuentre un espécimen de suelo. El papel filtro se coloca dentro del contenedor hermético junto con el espécimen de suelo hasta establecer un equilibrio de la humedad siendo que la presión parcial del vapor de agua en el aire este en equilibrio con la presión del vapor del agua del poro en el espécimen de suelo (ASTM D 5298-94).

## IV. RESULTADOS Y CONCLUSIONES

### IV.1 Característica de la zona en estudio

La zona de estudio tiene una localización con coordenadas, al Norte  $21^{\circ} 40'$ , al Sur  $20^{\circ} 01'$  de latitud Norte; al Este  $99^{\circ} 03'$ , al Oeste  $100^{\circ} 36'$  de longitud Oeste (Fig. 9). Lo que lo sitúa en la zona tropical del planeta. Participando simultáneamente con las provincias fisiográficas de la Mesa del Centro, Sierra Madre Oriental y Eje Neovolcánico Transmexicano, el municipio está conformado por morfológicamente por lomeríos, sierras y llanuras.



**Figura 9.** Esquema que muestra la ubicación geográfica de la zona en estudio dentro del estado de Querétaro.

## ***IV.2 Exploración y muestreo.***

La exploración y muestreo se llevó a cabo en la zona referenciada a la figura 9 donde se obtuvieron las muestras del material con el que se trabajó en la investigación, el tamaño de la excavación fue de 2m, la profundidad a la cual se tomaron las muestras inalteradas y alteradas fue de 1.20 m, encontrando el material llamado como arcilla de alta compresibilidad obtenida de un muestreo PCA (Pozo a cielo abierto).

## ***IV.3 Clasificación y propiedades mecánicas y físicas del suelo.***

En las siguientes tablas se muestran los resultados de las pruebas de granulometría y límites de consistencia las cuales sirvieron para realizar la clasificación del suelo utilizado.

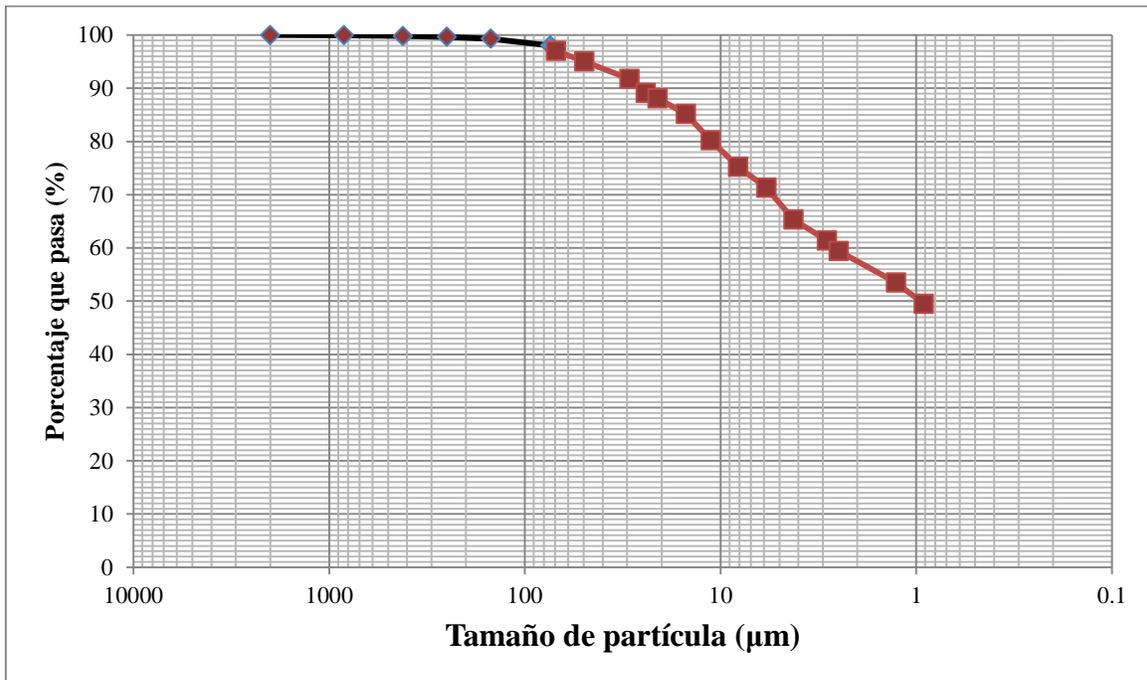
**Tabla 1.** Distribución expresada en porcentaje de los tamaños de partícula de la arcilla de alta compresibilidad.

Material	Porcentaje
Gravas	0.00
Arenas	1.95
Finos	98.05

**Tabla 2.** Propiedades de la arcilla de alta compresibilidad utilizada en la investigación.

<b>Propiedades Índice</b>				
LL %	LP %	IP %	Lc %	SS
69.2	32.4	36.8	13.27	2.48

La distribución granulométrica completa se muestra en la figura 10.



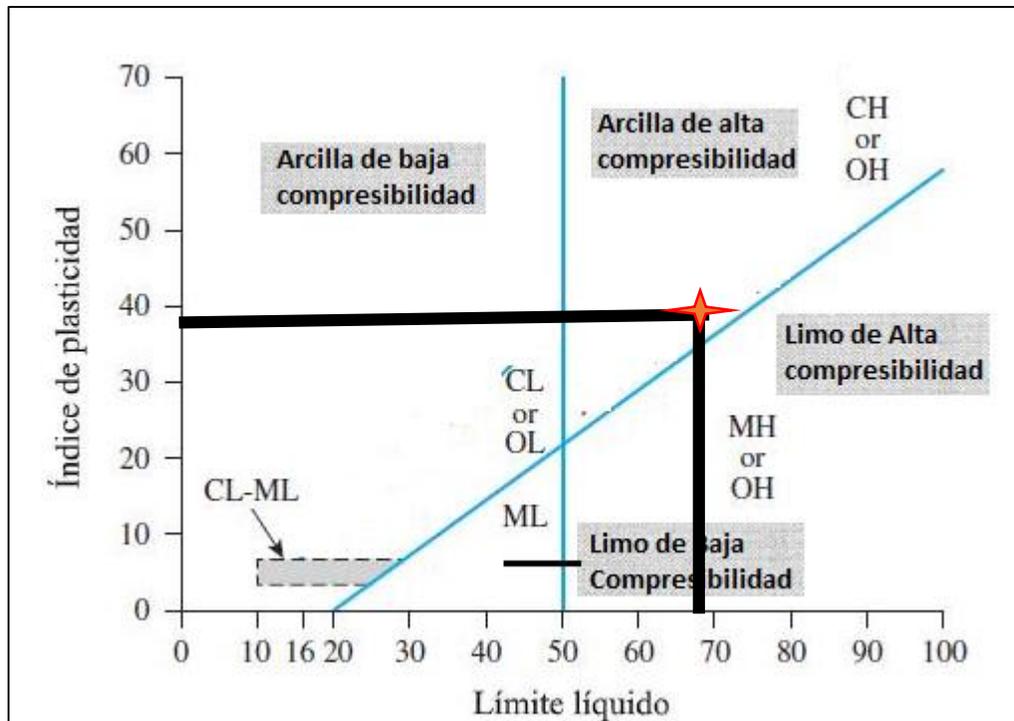
**Figura 10.** Curva granulométrica de la arcilla de alta compresibilidad

De la tabla 1 se puede mostrar que este material con el que se está trabajando es un suelo fino, de la siguiente tabla 2, observamos que posee un valor de  $S_s$  de 2.48 correspondiente a un limo.

En función del índice de plasticidad y las propiedades del suelo resumidas en la tabla 2, podemos descifrar que el grado de expansión del material es muy alto debido a la referencia mostrada en la siguiente tabla 3.0

**Tabla 3.** Grado de expansión del  $I_p$  y  $I_c$  (Osorio, 2010)

GRADO DE EXPANSION	INDICE DE PLASTICIDAD	LIMITE DE CONTRACCION
MUY ALTO	> 35	< 13
ALTO	20 - 31	7 - 12
MEDIO	15 - 28	10 - 16
BAJO	< 15	>15

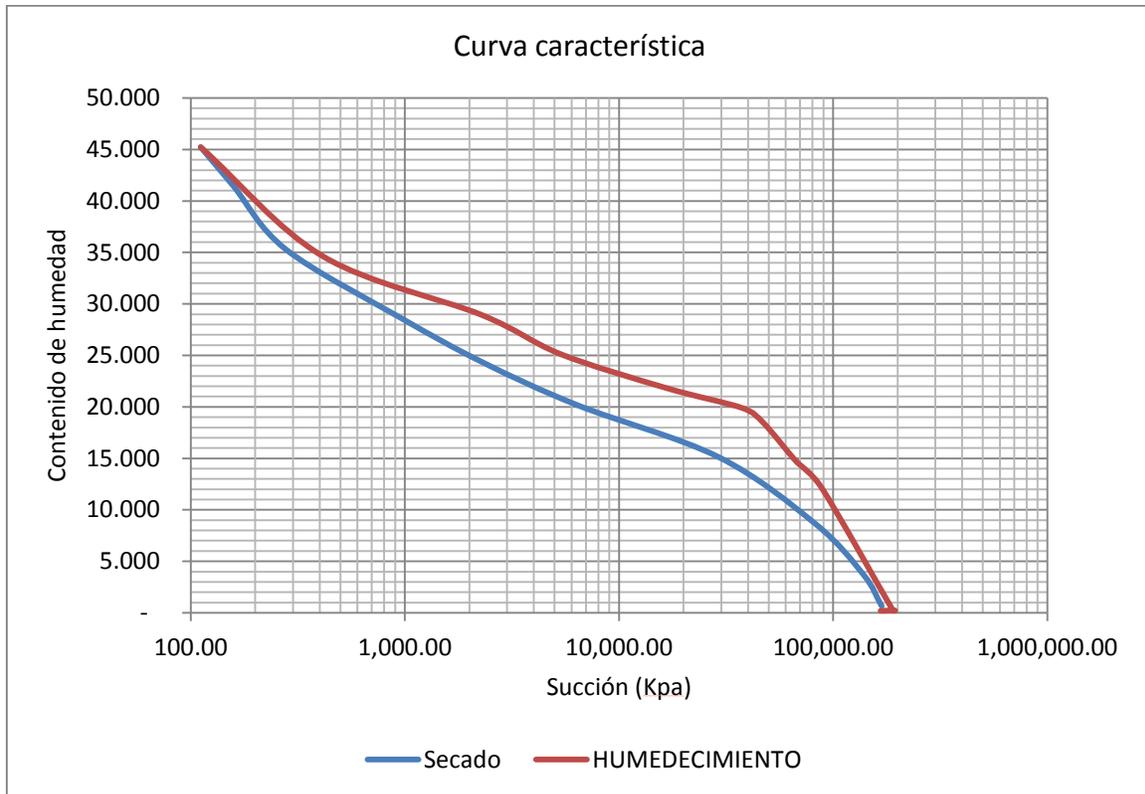


**Figura 11.** Clasificación del suelo en estudio a través de la carta de plasticidad.

De la figura 11 clasificamos al material como una arcilla de alta plasticidad (CH) como ya anteriormente se mencionó, esto entrando a la gráfica con el índice de plasticidad de 36.8 y el límite líquido de 69.2.

#### IV.4 Succión

Para cualquier proyecto de investigación se necesita tener en cuenta las propiedades hidráulicas y mecánicas del suelo debido a cambios que puede presentar en succión los cuales son afectados por los cambios de humedad presentados por las variaciones en las condiciones climáticas o por la afectación humana. Para esta investigación realizada se toma como referencia la curva característica de retención de agua o de succión del suelo de Jurica (Galván, 2010). Interpretando los resultados se afirma tener un límite de humedad de 46% en donde el suelo ya se encuentra ocupado en todo su espacio. (Figura 12).



**Figura 12.** Curva característica de retención de agua del suelo (Galván, 2010)

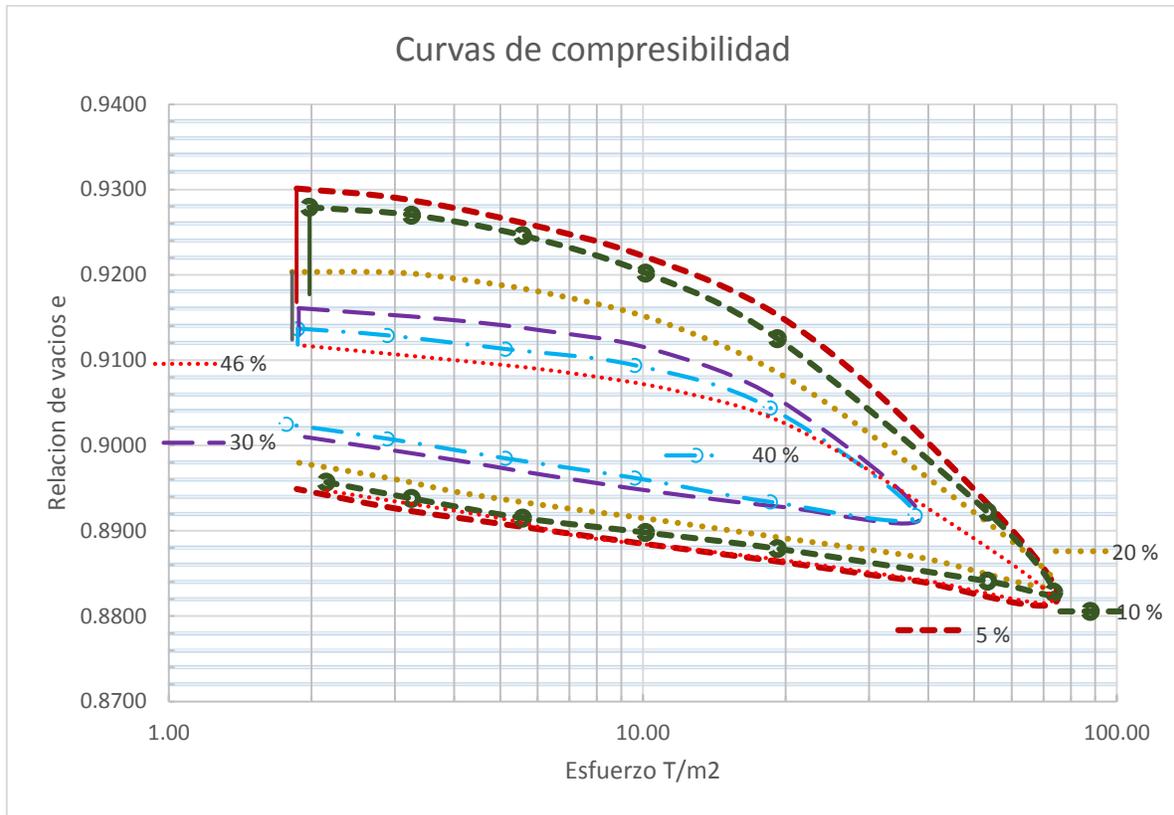
#### ***IV.5 Pruebas con odómetro de la arcilla de alta compresibilidad.***

De las pruebas oedométricas realizadas en probetas de material inalterado con distintos contenidos de humedad inicial se obtuvieron parámetros que son importantes para el desarrollo de la investigación realizada, dichos resultados se encuentran en la tabla 4. Al hacer mención de las humedades ( $w$ ) éstas fueron obtenidas a través de un proceso de secado a temperatura ambiente hasta llegar al peso al cual correspondía la humedad inicial deseada. Desde (5 % hasta 40 %), para obtener la humedad del 46 % se llevó a cabo un proceso de adición en la cual se rociaba agua con un aspersor poco a poco, cubriendo la muestra con un pequeño papel filtro para evitar que pasara una gran cantidad de agua, después se dejaba que la muestra se estabilizara en un tiempo de 5 a 7 días.

**Tabla 4.** Resumen de los parámetros más importantes de los ensayos oedométricos con distintas humedades iniciales.

<b>Humedad Inicial</b>	<b>Presión de expansión (Kpa)</b>	<b>Grado de saturación</b>	<b>Potencial de expansión %</b>
5%	26	12.77%	8.9
10%	21	21.73%	6.7
20%	12	43.42%	4.8
30%	8.5	65.21%	1.9
40%	2.7	86.95%	0.29
46%	0	100.00%	0

En este apartado se llevó a cabo la gráfica de la figura 12 donde se realiza la comparación de las distintas curvas de compresibilidad obtenidas a distintos contenidos de humedad inicial, ésta se manejó para que todas las curvas iniciaran desde un mismo valor de relación de vacíos. Interpretando los resultados obtenidos se puede apreciar que la curva asignada con el 5 % de humedad presenta una mayor variación de relación de vacíos con la humedad, teniendo una mayor compresibilidad, caso contrario ocurre con el comportamiento de la que se representa con un 46 % de humedad inicial.



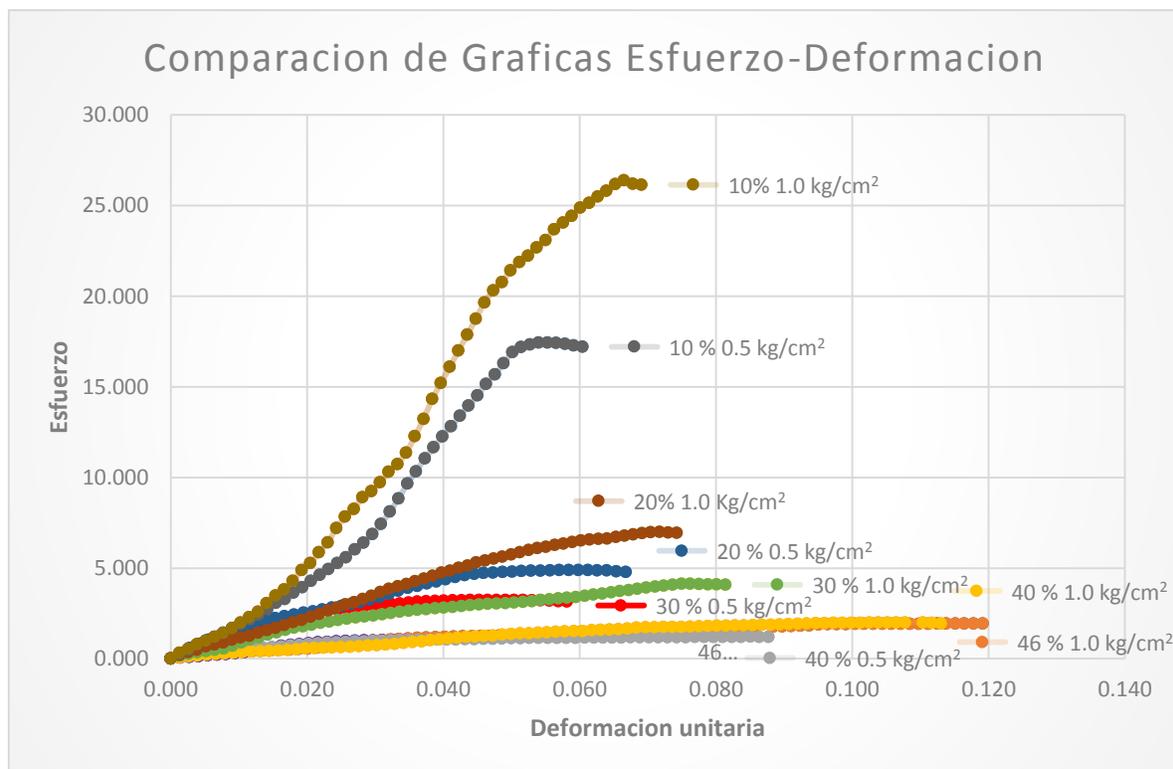
**Figura 13.** Comparación de las Curvas de compresibilidad obtenidas a distintas humedades iniciales.

Al saturarse las muestras de suelo, con respecto a su humedad inicial, la marcada con color rojo y siendo la primera de arriba hacia abajo con el 5 % de humedad tiene el mayor aumento en su relación de vacíos y la representada con el máximo contenido de humedad inicial del suelo no presenta ya ningún aumento en su relación de vacíos. Después se puede observar que la mayoría de las gráficas culminan en el mismo punto de relación de vacíos según lo mostrado en la figura 13. En todas las pruebas realizadas, en el proceso de compresibilidad, se aplicó el mismo incremento de esfuerzos y el cambio en la relación de vacíos fue el mismo desde la saturación. La magnitud de la expansión depende de la relación de vacíos inicial: podemos ver en la curva de compresibilidad que donde la humedad inicial es menor se presenta una mayor variación en la relación de vacíos; a su vez, en una mayor humedad inicial se presenta una menor variación de la relación de vacíos. Ésto es debido a que en suelos con menor humedad, la cantidad de agua necesaria para contrarrestar la succión del suelo es mucho mayor y en los suelos con

humedades iniciales cercanas a la saturación, las fuerzas de atracción del suelo por el agua son muy pequeñas.

#### **IV.6 Pruebas de resistencia al esfuerzo cortante (Prueba Lenta CD).**

De las pruebas Triaxiales Consolidadas – Drenadas llevadas a cabo para probetas inalteradas en esta investigación, se obtuvieron datos importantes como lo son la cohesión y su ángulo de fricción interna, también sus respectivas graficas de esfuerzo-deformación calculando sus módulos de elasticidad (E) presentadas en los anexo 1 . Consecuentemente se llegó a los distintos porcentajes de humedad inicial mediante un proceso de secado natural a temperatura ambiente en la cual se cubría a las probetas de papel aluminio y se permitía una pérdida de humedad por calor, dando a las probetas una estabilidad en su forma para evitar alguna falla o fractura por tensión del agua. Se realizaron dos pruebas por cada humedad inicial con referencia a las realizadas en las pruebas oedométricas, estas con presiones de confinamiento de 0.5 y 1.0 kg/cm<sup>2</sup>.



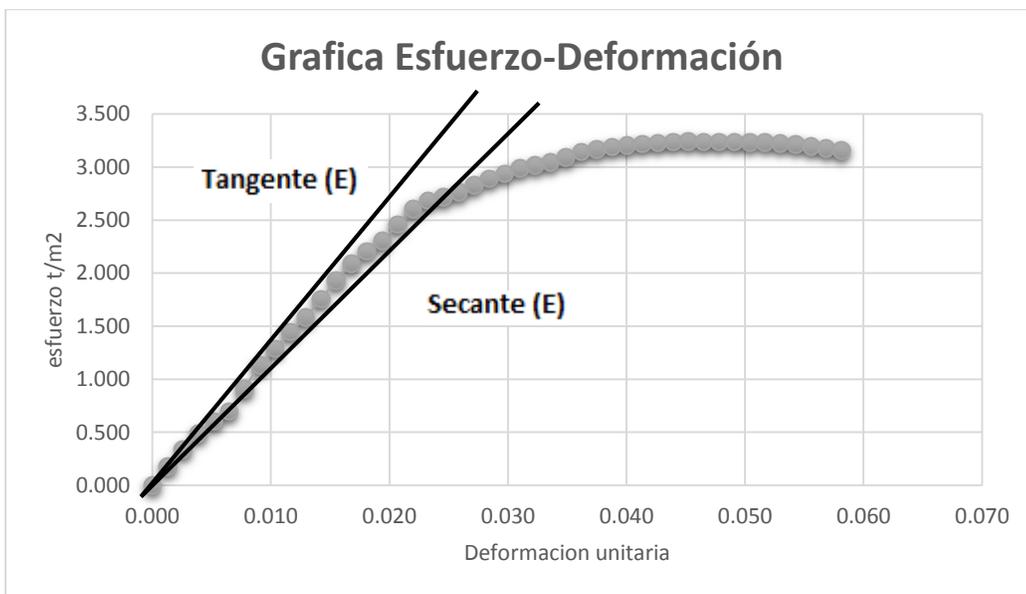
**Figura 14.** Representación de las gráficas Esfuerzo- Deformación realizadas para distintas humedades iniciales y presiones de confinamiento

En la gráfica de la figura 14 se lleva una comparación de los ensayos realizados al suelo en estudio, se puede observar un comportamiento un poco similar en las pruebas con una humedad inicial del 40 y 46 % la cual parece casi una forma lineal en la que se presenta la misma deformación para el mismo esfuerzo. A partir de la humedad inicial siguiente ó sea del 30 % se puede observar un comportamiento un poco más rígido, encontrando así que el mayor esfuerzo se presenta en la probeta del 10 % de humedad inicial y ligada a una aplicación de 1.0 kg/cm<sup>2</sup> de presión de confinamiento. Ésto nos corrobora que la máxima resistencia se presenta en un suelo más seco, caso contrario al que presenta una humedad inicial mayor. Ésto puede ser debido a que hay poca presencia de agua entonces los esfuerzos aplicados son efectivos, es decir, que los esfuerzos son soportados mayormente por las partículas sólidas. En un suelo no saturado se presenta el fenómeno de succión en el cual el agua que posee el suelo está sometida a esfuerzos de tensión y estos esfuerzos se transmiten a las partículas del suelo logrando una mayor unión entre ellas permitiendo que se obtenga una mayor resistencia.

Como otra conclusión se observa que para las muestras con menor humedad (10%) se presenta un comportamiento elástico ya que existe una relación proporcional entre el esfuerzo aplicado y la deformación, hasta un cierto límite en donde se presenta una falla de tipo frágil. En los siguientes valores de humedad (20 y 30 %) se presenta otro comportamiento distinto como lo es el elastoplástico en el cual se tiene una relación elástica hasta un cierto valor límite y después pasa a ser plástico en el cual las deformaciones no son proporcionales al esfuerzo aplicado, teniéndose una resistencia por reacomodo de las partículas que lo componen. En las gráficas de (40 y 50 %) se puede apreciar un comportamiento muy plástico que se asemeja a uno del tipo viscoso, en las que el mínimo cambio en el esfuerzo produce las deformaciones.

#### IV.6.1. Obtención del módulo de elasticidad a partir de las gráficas esfuerzo-deformación.

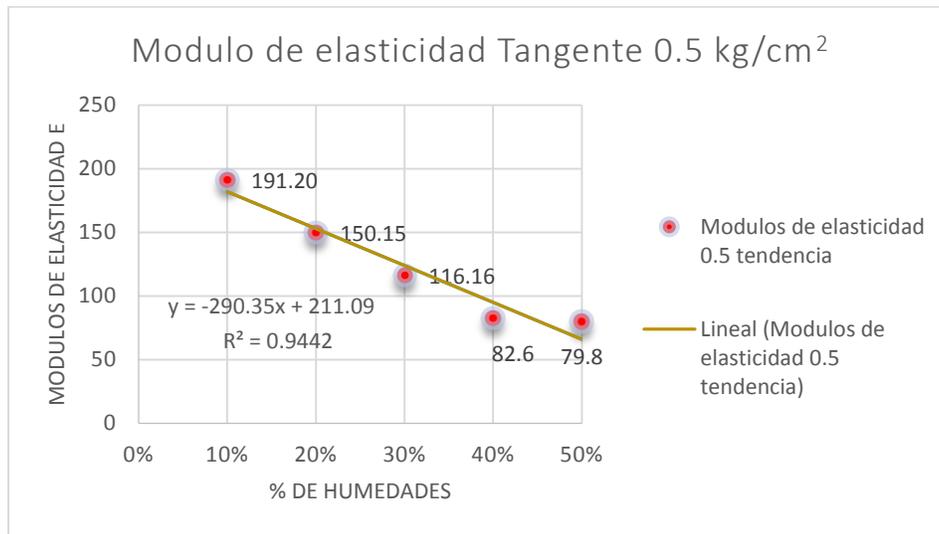
En esta investigación se llevó a cabo el cálculo gráfico y numérico del módulo de elasticidad. En la Figura 15 se muestra a manera de ejemplo, cómo se obtuvieron los módulos de elasticidad, El resto de los resultados esfuerzo-deformación y sus módulos se presentan en el anexo I. Como conclusión, se puede decir que el porcentaje de humedad es influyente ya que si es mayor, los módulos que se presentan son menores y conforme la humedad va disminuyendo, el modulo se va incrementando considerablemente.



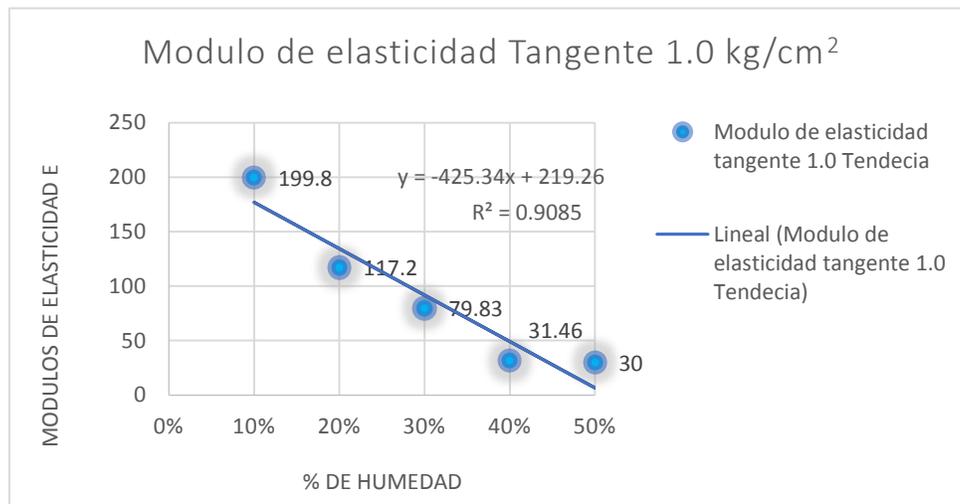
**Figura 15.** Representación gráfica del procedimiento de obtención de los módulos de elasticidad.

En la figura 15 se puede ver que en consideración a los datos obtenidos se le asignó una línea de ajuste para poder tener una visualización más clara de los mismos aportándose una ecuación lineal la cual se acomoda mejor para nuestros valores. En éstas se muestran las presiones de confinamiento aplicadas y sus humedades respectivas. En conclusión consta que este material presenta una mayor rigidez a

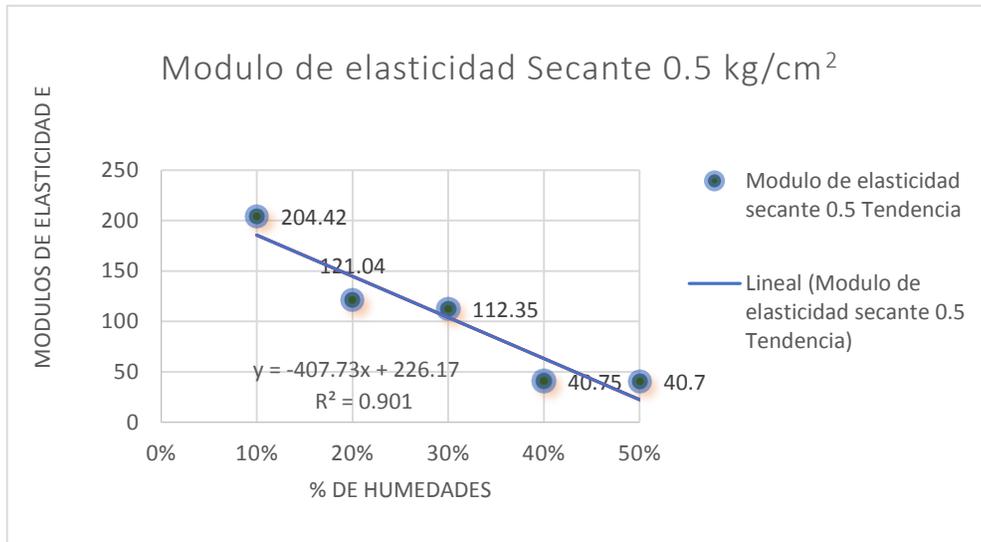
grados de humedad más bajos presentándose una mayor oposición a ser deformado.



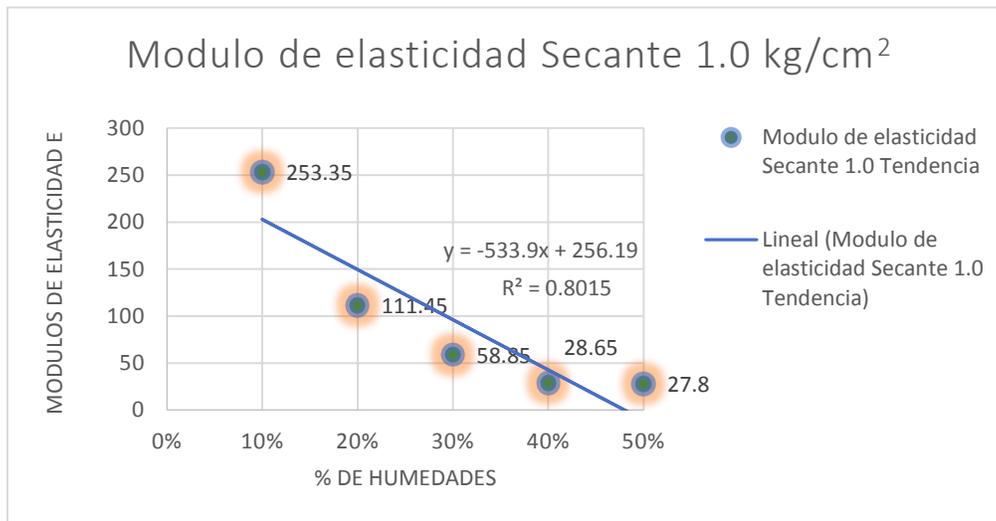
**Figura 16.** Representación gráfica de los valores del módulo de elasticidad tangente para para la presión de confinamiento de 0.5 Kg/cm2



**Figura 17.** Representación gráfica de los valores del módulo de elasticidad tangente para para la presión de confinamiento de 1.0 Kg/cm2



**Figura 18.** Representación gráfica de los valores del módulo de elasticidad secante para para la presión de confinamiento de 0.5 Kg/cm2



**Figura 19.** Representación gráfica de los valores del módulo de elasticidad secante para para la presión de confinamiento de 1.0 Kg/cm2

Para todos los casos el valor mayor de módulo de elasticidad se muestra en las probetas que contienen un 10% de humedad, los cuales se pueden observar en las gráficas anteriores esto puede se debe a que al tener menos presencia de agua en el suelo, la succión es mayor dándole al suelo una mayor resistencia

#### ***IV.6.2 Obtención de la capacidad de carga mediante la teoría de Skempton a partir de los parámetros obtenidos en las pruebas triaxiales consolidadas-drenadas.***

De las pruebas triaxiales se obtuvieron los datos principales como el esfuerzo desviador y con el esfuerzo confinante. Se realizó la representación gráfica de los círculos de Mohr y a su vez se trazó la envolvente de falla (anexo II). A través de éste se obtuvieron los parámetros de cohesión y ángulo de fricción que eran necesarios para calcular la capacidad de carga del suelo por medio de la teoría de Skempton. En la tabla 5 se muestran los resultados de capacidad de carga última que se obtuvieron y las consideraciones que se tomaron en cuenta para la misma; entre ellas destacan la profundidad de desplante de la zapata, que se propuso con un valor de 1.2 m por ser la profundidad a la que se llevó a cabo el muestreo, la base de la cimentación se propuso de 1.5 m x 1.5 m, el cual es un diseño de cimentación usual.

**Tabla 5.** Resultados de capacidad de carga obtenida mediante la teoría de Skempton.

Humedad	Cohesión	Angulo de fricción	Nc (Df/b)	Nq	Ny	Base (b)	γ Material	Df Profundidad	qu
46%	0.2009	21	6.6	9	8	1.5	1.65	1.2	20.43
40%	0.2426	23	6.6	11	10	1.5	1.70	1.2	25.84
30%	0.6914	28	6.6	18	17	1.5	1.73	1.2	41.32
20%	1.1479	30	6.6	21	20	1.5	1.77	1.2	66.09
10%	4.406	33	6.6	32	32	1.5	1.77	1.2	105.70
5%	5.306	33	6.6	32	32	1.5	1.77	1.2	133.67

Anteriormente se comentó que muchas de las teorías de capacidad de carga no toman en cuenta las variaciones de humedad, que a su vez, provocan expansión en suelos expansivos, por consiguiente se propone un procedimiento que si la considere. El procedimiento parte de que la capacidad de carga y la presión de expansión dependen de la humedad que se tenga. Se realizaron pruebas triaxiales y de consolidación a distintos contenidos de humedad para determinar los parámetros de capacidad de carga y expansión. Al representarlos gráficamente contra la humedad se tiene como primera conclusión que ambas dependen de ésta, aunque no de manera lineal, por lo que se le aplicó una línea de ajuste a cada una de ellas. Una de tipo logarítmica para la de presión de expansión y una exponencial para la de capacidad de carga las cuales presentaron un coeficiente de correlación R mayor al 98 % (figura 21.)

La capacidad de carga de un suelo, al ser hidratado disminuye y al mismo tiempo se desarrolla el potencial expansivo. La capacidad de carga depende de la humedad que tenga el suelo. El potencial expansivo dependerá de las condiciones iniciales de humedad y de la magnitud del cambio de humedad. Por estas razones, se puede considerar que existe una relación entre la capacidad de carga y el potencial expansivo, la cual se establece a través de la humedad inicial y el cambio de humedad. Esta relación se puede establecer mediante un coeficiente (K). El valor de K representará la relación entre la capacidad de carga y la expansión a través de la humedad. De forma que:

$$P_E = K(w) * q_u \quad (4)$$

Donde K depende de la humedad y  $P_E$  es una presión de expansión equivalente.

En la tabla 6 se muestran valores tabulados de K obtenidos con los datos experimentales de la capacidad de carga calculados con la ecuación de Skempton y la presión de expansión medida en el oedómetro para los mismos valores de

humedad. Con esos valores de K se elaboró una gráfica de K vs la humedad inicial del suelo, la cual se muestra en la figura 19. En esta gráfica se puede observar que K varía desde 0 para cuando el suelo está saturado hasta 0.25 para cuando el suelo se encuentra prácticamente seco.

**Tabla 6.** Valores de K para distintas humedades (los valores de expansión y capacidad de carga se obtienen a partir de las ecuaciones de ajuste obtenidas empíricamente).

<i>W (%)</i>	<i>EXPANSION t/m2</i>	<i>CAPACIDAD DE CARGA t/m2</i>	<i>RELACION q/P<sub>E</sub></i>
1	46.20	159.77	0.252
5	27.53	133.67	0.176
10	19.49	105.70	0.153
15	14.78	83.85	0.142
20	11.45	66.09	0.134
25	8.86	52.26	0.127
30	6.74	42.32	0.119
35	4.96	32.67	0.107
40	3.41	25.84	0.090
45	2.04	20.43	0.060
46	0.00	20.11	0.000

En la figura 19 se puede observar además que entre el 10% y el 40% de humedad, K permanece constante con un valor medio de 0.126; y que el valor máximo de K se puede considerar que se tiene para cuando la humedad natural del suelo es menor a 10%, decayendo prácticamente en la saturación del suelo (45% de humedad natural).

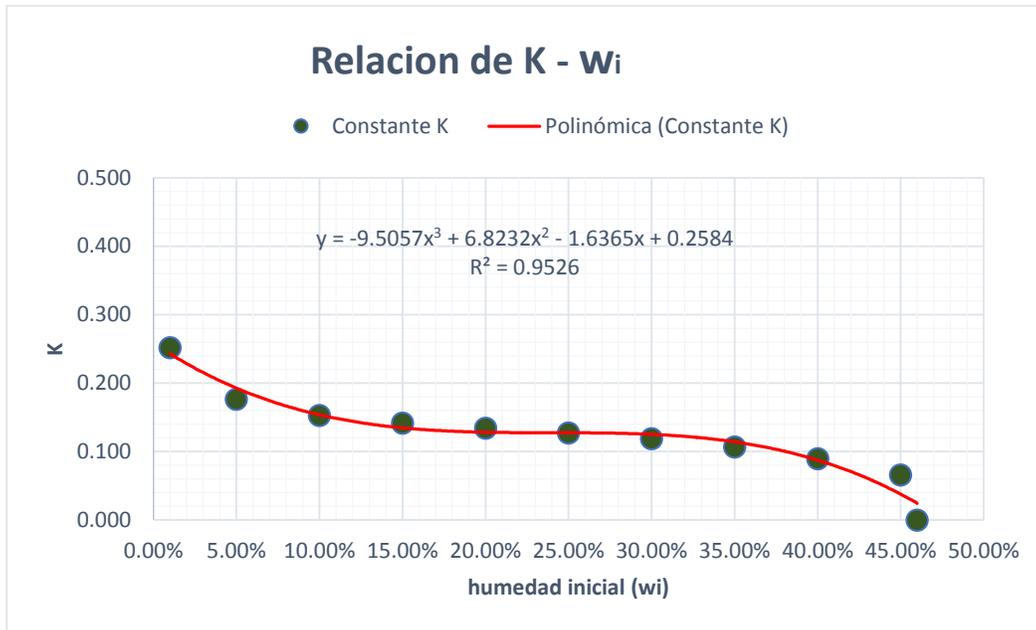


Figura 20. Gráfica que relaciona la humedad inicial con el coeficiente K

Estos valores nos permitirán aplicar al cálculo de capacidad de carga un ajuste de reducción, en donde partimos de nuestra siguiente hipótesis.

La fuerza aplicada por la presión de expansión (-) actúa en sentido opuesto a la fuerza externa aplicada al suelo (+), la capacidad de carga calculada con la ecuación de Skempton deberá verse reducida por la acción de la presión de expansión. Esto se puede expresar como:

$$q_r = q_u - P_E \quad (4.1)$$

Donde:

$q_r$  = Capacidad de carga neta o real considerando la presión de expansión

$q_u$  = Capacidad de carga obtenida mediante la teoría de Skempton para cada humedad inicial obtenida.

$P_E$  = Presión de expansión equivalente en función de la humedad inicial.

Sustituyendo el valor de  $P_E$  de la ecuación 4.0 en la ecuación 4.1 obtenemos la siguiente expresión:

$$q_r = q_u - (K * q_{(u)}) \quad (4.2)$$

De la ecuación anterior se tiene entonces:

$$q_r = q_u * (1 - K) \quad (4.3)$$

Al factor  $(1-k)$  que multiplica a  $q_u$  lo definimos como  $\mu$ :

$$\mu = (1 - K) \quad (4.4)$$

Entonces a partir de la ecuación 4.4 sustituimos en la ecuación 4.3 obteniéndose:

$$q_r = q_u * \mu \quad (4.5)$$

El valor de  $K$  se obtiene de:

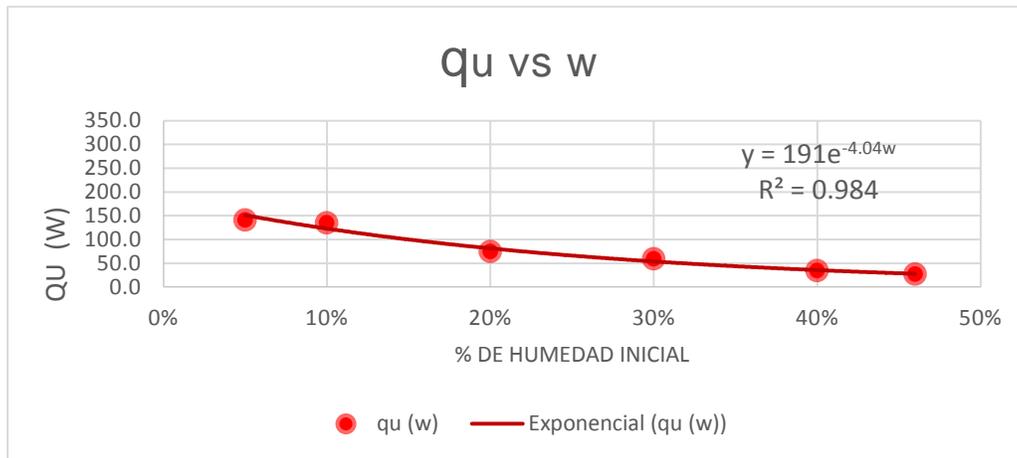
$$K = P_E / q_U \quad (4.6)$$

Donde:

$K$  = Coeficiente de relación entre expansión y capacidad de carga en función de la humedad (Figura 19).

$\mu$  = Factor de reducción de capacidad de carga debido a la expansión para cada valor de humedad.

En la figura 21 se observa el comportamiento de la capacidad de carga correspondiente a cada humedad inicial, a los puntos obtenidos se le aplicó una ecuación de ajuste el cual nos permite obtener los valores de capacidad de carga para otros valores de humedad,  $q_u$  se puede expresar con la ecuación de ajuste de la gráfica, representada como  $191e^{-4.04w}$ .



**Figura 21.** Gráfica de variación de capacidad de carga con respecto a la humedad

En la tabla 7 se muestran los comportamientos de la variación de la capacidad de carga obtenida mediante la teoría de Skempton comparada con la obtenida con el valor de ajuste propuesto.

**Tabla 7.** Variación de la capacidad de carga obtenida por Skempton y la propuesta en términos de porcentaje.

W	Capacidad de carga ( $q_u$ )	Capacidad de carga ( $\mu \cdot q_u$ )	%
5	133.67	111.88	16%
10	105.70	90.80	14%
15	83.58	72.63	13%
20	66.09	57.89	12%
25	52.26	46.20	12%
30	41.32	37.02	10%
35	32.67	29.80	9%
40	25.84	24.18	6%
45	20.43	19.84	3%

Se puede observar de esta última tabla que existe una variación de la capacidad de carga en un 16 % cuando el suelo posee un contenido de humedad del 5 % en la cual se presenta el mayor cambio volumétrico, Éste va disminuyendo conforme aumenta el porcentaje de humedad hasta llegar al 45 % de humedad donde nuestro suelo se encuentra casi saturado en la cual el cambio volumétrico no se presenta.

Tomando como referencia la ecuación de la figura 20, se evaluó la capacidad de carga en distintos rangos de humedad, con lo cual se puede observar cómo se desarrolla la capacidad carga por cada 1% de humedad en cada rango, la información obtenida se muestra en la tabla 8.

**Tabla 8.** Variación de la capacidad de carga entre los diferentes rangos de humedad obtenidos.

w(%)	Variación de capacidad de carga en % (t/m <sup>2</sup> )
5 - 10	4.22
10-15	3.63
15 - 20	2.95
20-25	2.34
25-30	1.83
30 - 35	1.45
35 - 40	1.12
40 - 45	0.87

Con los datos obtenidos se concluye que la tasa de variación de la capacidad de carga es mayor en los rangos más secos, como se observa en el rango de 5 a 10 % de humedad donde por cada porcentaje de humedad que aumenta su correspondiente capacidad de carga aumenta 4.22 t/m<sup>2</sup> y en el caso siguiente se muestra en el rango de 35 a 40 % de humedad su capacidad de carga aumenta solamente 1.12 t/m<sup>2</sup> e aquí donde el suelo se encuentra con una mayor presencia de agua.

Así mismo, se hizo un análisis del comportamiento del factor de seguridad, en la tabla 9 se presenta una comparación en la cual se propone un factor de seguridad de 3. Éste valor es comúnmente usado en la práctica y es aplicado a la capacidad de carga obtenida mediante la teoría de Skempton, resultando un valor de  $q_a$

(capacidad de carga admisible). El nuevo factor de seguridad se calcula con la relación ya conocida de  $q_u$  respecto a  $q_a$ , con dicha relación es posible hacer una comparación entre el factor de seguridad propuesto de 3 con respecto al factor de seguridad obtenido empleando la ecuación 4.5, manteniendo constante  $q_a$ . En la tabla 9 se puede apreciar que cuando un suelo tiene un 5% de humedad su factor de seguridad se ve reducido a 2.5, lo cual representa una reducción en un 16% en la capacidad de carga con respecto al factor de seguridad inicial de 3, manteniéndose dentro del rango de factores de seguridad aceptables en la práctica. Conforme aumenta el contenido de humedad hasta valores cercanos a la saturación el factor de seguridad tiende a reducirse en menor cantidad como sucede en el 40% de humedad donde solo se ve reducido en un 7%.

**Tabla 9.** Variación del factor de seguridad con respecto a las distintas capacidades de cargas obtenidas con relación a la carga admisible ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ).

W	Capacidad de carga ( $q_u$ )	Capacidad de carga ( $\mu \cdot q_u$ )	Factor de Seg. (Fs) Propuesto	Capacidad de carga ( $q_a$ )	Factor de seg. (obtenido)
5	133.67	111.88	3	44.56	2.5
10	105.70	90.80		35.23	2.6
15	83.58	72.63		27.86	2.6
20	66.09	57.89		22.03	2.6
25	52.26	46.20		17.42	2.7
30	41.32	37.02		13.77	2.7
35	32.67	29.80		10.89	2.7
40	25.84	24.18		8.61	2.8
45	20.43	19.84		6.81	2.9

En la tabla 10 se muestra el cálculo de asentamientos para el caso de una cimentación de 1.5m x 1.5 m, en los cuales se toma en cuenta la capacidad de carga admisible obtenida a partir de la ecuación 4.5 con respecto a la humedad, para llevarse a cabo el cálculo de los asentamientos se utilizó la ecuación 4.6 que toma en cuenta la influencia de la expansión en el suelo, (Nelson y Miller, 1992). La condición final de esfuerzo efectivo en esta ecuación ( $\sigma'_f$ ) fue obtenida para cada humedad inicial, al igual que la presión de expansión para esa misma humedad, se

considera además un valor de capa activa de 1.80 m, de acuerdo con información reportada en la literatura para el sitio de Jurica.

$$Asentamiento = \sum_{j=i}^n \left( \frac{C_s Z_i}{(1 + e_0)^i} \right) \log\left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_{sc}}\right) i \quad (4.6)$$

Donde:

$\sigma'_f$  = Presión de esfuerzo ejercida debido a la carga t/m<sup>2</sup>

$\sigma'_{sc}$  = Presión de expansión obtenida del material t/m<sup>2</sup>

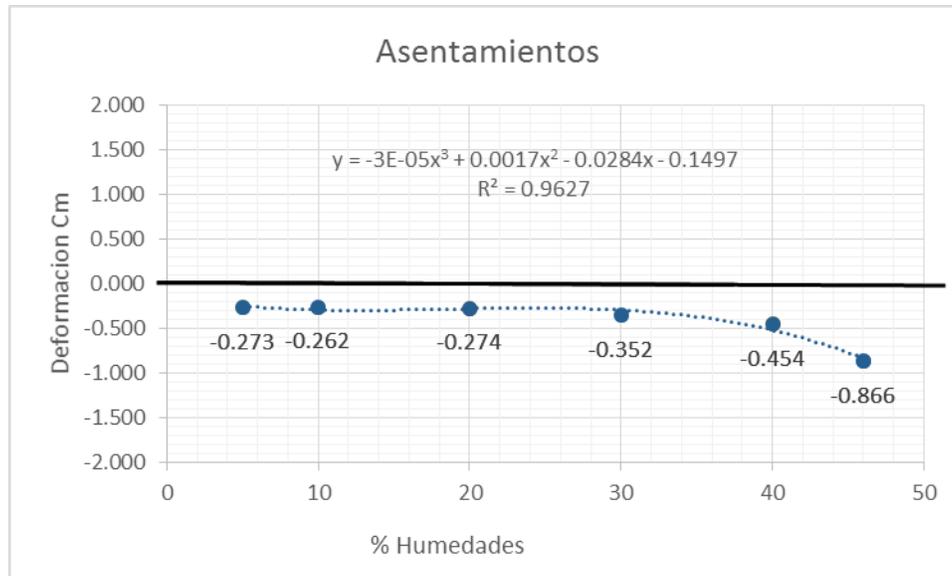
$C_s$  = Pendiente obtenida de la curva de compresibilidad del tramo de descarga.

$Z_i$  = Espesor de la capa activa la cual permitirá la distribución del esfuerzo

$e_0$  = Relación de vacíos inicial obtenida de la curva de compresibilidad

**Tabla 10.** Calculo de asentamientos para las distintas condiciones de humedad aplicados a un caso práctico

Humedad %	$C_s$	$Z_i$ (Cm)	$e_0$	$\sigma'_f$	$\sigma'_{sc}$	Asentamiento	Comportamiento
5	0.0085	180	0.9168	44	20	0.273	Asentamiento
10	0.0082	180	0.9177	35	16	0.262	Asentamiento
20	0.0085	180	0.9129	22	10	0.274	Asentamiento
30	0.0100	180	0.9124	13	5.5	0.352	Asentamiento
40	0.0086	180	0.9118	8	2.2	0.454	Asentamiento
46	0.0082	180	0.9117	5	0	0.866	Asentamiento



**Figura 22.** En la siguiente grafica se muestra en que humedades se presenta expansión o asentamiento según sea su caso.

Se puede observar de la figura 22 que se mantiene un comportamiento de asentamientos constante hasta un 40% de humedad, el máximo asentamiento presentado se puede ver en un 46% de humedad donde aproximadamente se asienta 1 cm.

Recomendaciones:

Dentro de los datos que se obtuvieron en la presente investigación, se puede constatar que nuestra hipótesis es verdadera ya que se afirma que un suelo al tener una menor presencia de agua desarrolla un mayor potencial de expansión y un cambio de volumen, lo cual también afecta a nuestra capacidad de carga por lo tanto se puede decir que la humedad es un factor importante que liga a la expansión y a su vez a la capacidad de carga. A través de esta dependencia que existe entre estas variables pudimos encontrar un valor llamado ( $\mu$ ) el cual es un factor de reducción de la capacidad de carga tomando en cuenta los efectos que produce la expansión y obtener con este un valor de ajuste aceptable, lo que nos permite revisar la seguridad si se presentan problemas con este tipo de suelos.

Este valor de  $\mu$  encontrado a través de pruebas de laboratorio (pruebas), se puede sugerir si se desea utilizar en la práctica utilizando a la figura 20. El valor sugerido para humedades de entre 10% y 40 % es de 0.126 ya que en este rango el comportamiento mostrado es casi constante y para humedades menores del 10 % tomarse un valor de 0.252. Nuestra metodología empleada puede ser utilizada para casos prácticos ya que al nosotros tomar en cuenta la expansión del suelo se obtendrá un valor de capacidad de carga más seguro para la construcción.

Para abundar más sobre este tema de investigación se recomendaría estudiar un poco más que otros factores podrían afectar a la capacidad de carga y si son capaces de introducirse a la ecuación e implementarse en distintos casos prácticos donde se tengan otro tipo de condiciones de cimentaciones.

## V. Referencias bibliográficas.

Alfaro soto, M. A. (2008): "Geotecnia en suelos no saturados". Rev. Acad. Colomb. Cienc.32 (125), pp. 471-481, ISSN: 0370-3908

Ayala T. I., "Influencia del Potencial de Expansión en la Predicción de Asentamientos. (2008)." Tesis de Maestría; Facultad de Ingeniería, U.A.Q., Querétaro, Querétaro.

ASTM D4546-03. (2003). "Standard test methods for one-dimensional swell or settlement potential of cohesive soils". Annual book of ASTM Standards volume 04. 08, Soil and Rock building USA.

ASTM D7181-11. (2011). "Method for consolidated drained triaxial compression test for soils". Annual book of ASTM Standards volume 04. 08, Soil and Rock building USA.

ASTM D4318-00. (2000). "Standard test methods for liquid limit, plastic limit, and plastic index of soils". Annual book of ASTM Standards volume 04. 08, Soil and Rock building USA.

Bishop, A. W, Alpan I, Blight GE, Donald IB (1960) "Factors Controlling the strength of partly saturated cohesive soils". In: Research conference on shear strength of cohesive soils, boulder, ASCE, pp 503-532.

Bowles Joseph E. (1997) "Mecanica de suelos". Fifth Edition. International Edition McGraw-Hill, U.S.A.

Dafalla M. Muawia, Effects of Clay and Moisture Content on Direct Shear Tests for Clay-Sand Mixtures. Hindawi Publishing Corporation Advances in Materials Science and Engineering, Volume 2013, Article ID 562726, 8 pages

Das, B. J. (2006). Principios de Ingeniería de Cimentaciones. 5ª edición. California State: Internacional Thomson Editores.

Donald J. Janssen; Barry J. Dempsey. (1981). Soil-Moisture Properties of Subgrade Soils. Transportation Research Record. 1981:61-67.

Dormieux, L., Lemarchand, E., Sanahuja, J. (2006). "Comportement macroscopique des matériaux poreux à microstructure en feuillets". C. R. Mecanique, 334, 304-310. Elsevier

Fredlund DG, Morgenstern NR (1977) "Stress state variables and unsaturated soils". J Geotech Eng Div ASCE 103:447-466.

Fredlund, DG, Rahardjo, H. (1993). Soil mechanics for unsaturated soils. New York, John Wiley & Sons, Inc. p. 1-6.

Hillel, Daniel. (1971) "Soil and water. Physical principles and processes". Academic Press, Israel.

Juárez Badillo y Rico Rodríguez (2009): "Mecánica de suelos. Tomo 1. Fundamentos de la mecánica de suelos". Editorial Limusa.

Li Zhaoping, Zhang Mi, Zhao Huili. (2004). Instituto de Ingeniería Civil y Arquitectura de la Universidad Jiaotong del Norte, The Experiment Study on Unsaturated soil Strength Considering the Influence of Different Water Content, West-china Ingeniería Exploración.

LIU Xi-yuan, FAN Shen, DOU Yuan-ming, LIANG Fang. (2006). School of Civil Engineering, Hebei University of Technology, Tianjin 300132, China ,Experiment

Study on the Relationship between Water Content and Shear Strength Parameters of Unsaturated Soil in Hebei Province, Journal of Hebei University of Technology.

Meyerhof G.G. (1953). "The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads", Proceedings of Third International Conference in Soil Mechanics, Vol. I, Zürich.

Montes E., M. L. Pérez. (2009). RELACIÓN ENTRE LA CAPACIDAD DE CARGA, PRESIÓN DE EXPANSIÓN Y VARIACIÓN DE LA HUMEDAD EN UN SUELO EXPANSIVO, Memorias del V congreso internacional de ingeniería, Querétaro, Méx.

Nagaraj H. B., Mohammed M. M Sridharan A. (2010): "Swelling Behavior of expansive soils". International Journal Geotechnical Engineering, 4:pp. 99-110, DOI: 10.3328/IJGE.

Peck, R.B. Hanson, W.E. Thornburn, T.H. (1982). Ingeniería de Cimentaciones. México: Editorial Limusa.

Pérez M. L. y R. E. Olmos. (1998). "Las cimentaciones sobre suelos expansivos en ingeniería práctica de México," XIX Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, Puebla, Méx.

D.E. Pufahl, and D.G. Fredlund. (1990). A study of critical state on an unsaturated silty soil. Canadian Geotechnical Journal, 2002, 39(1): 213-218, 10.1139/t01-086

Rajapakse, (2008). Geotechnical Engineering Calculations and Rules of Thumb, Butterworth Heinemann, Maryland, USA (2008).

Rahardjo H. & Leong E. C., (2003) "Laboratory tests for characterization of unsaturated soils". In Proc. 2nd asian conference on unsaturated soils: 1- 20, Osaka, Japan.

Rojas G. Eduardo., Zepeda G. Alfredo, Amaya U. Javier, Mora R. René Resistencia al esfuerzo cortante de los suelos no saturados, (2008). XXIX Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, Aguascalientes, Méx.

Shen Daigao, A. Shou, Delwyn G. Fredlund.(2009) .Shear Strength Criteria for Unsaturated Soils, Springer Science Business Media B.V, Geotech Geol Eng (2011) 29:145–159

Shi Wen-bing, Liao Yi-ling, TANG Xiao-ling. (2011). Escuela de Recursos e Ingeniería Ambiental de la Universidad de Guizhou, Guiyang 550003, China, Discussion on the Relationship between Shear Strength and Water Content of Guiyang Red Clay, subrasante Ingeniería,

Skempton A. W. (1951). "The bearing capacity of clays" Proc. Buil. Res. Congr., Londres.

Wang Nianxiang. (2008). Influence of Wetting on the Bearing Capacity of Expansive Soil Foundation, Geotechnical Investigation y Topography.

Whitlow R. (1994) "Fundamentos de mecanica de suelos" 2nd Edicion, Compañia editorial continental, México.

ZHANG Cungen, ZHANG Huaijing. (2011). School of Civil and Transportation Engineering , Beijing University of Civil Engineering and Architecture, Beijing 100044, Experiment Study on the Relationship between Water Content and Shear

Strength Parameters of Silty Clay, Journal of North China Institute of Science and Technology.

Zhao Huili , Zhang Mi , Li Zhaoping. (2001). Departamento de Ingeniería de Comunicaciones, Shijiazhuang Instituto Ferrocarril , Shijiazhuang 050043 Escuela de Ingeniería Civil y Arquitectura, Universidad Jiaotong del Norte , Beijing 1000, The Study of Water Content Influence on Unsaturated Soil Shear Strength by Test[J]; Diario del Instituto de Ferrocarril Shijiazhuang

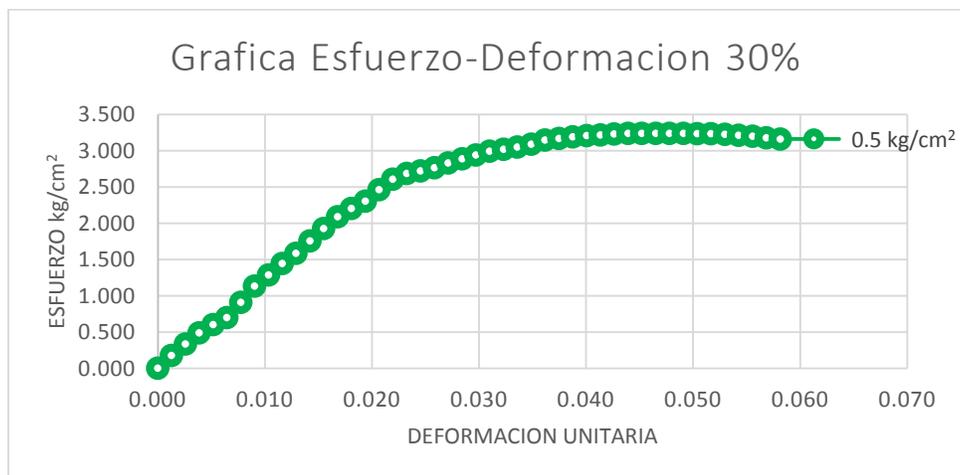
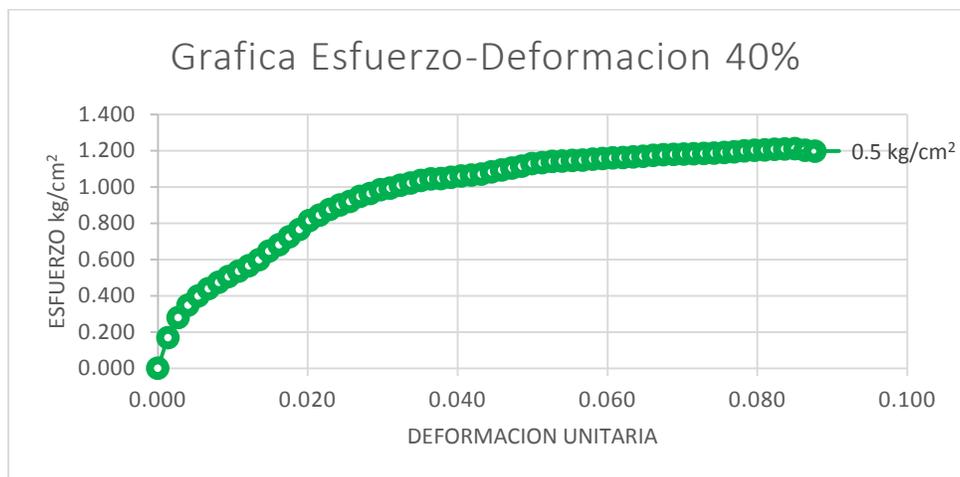
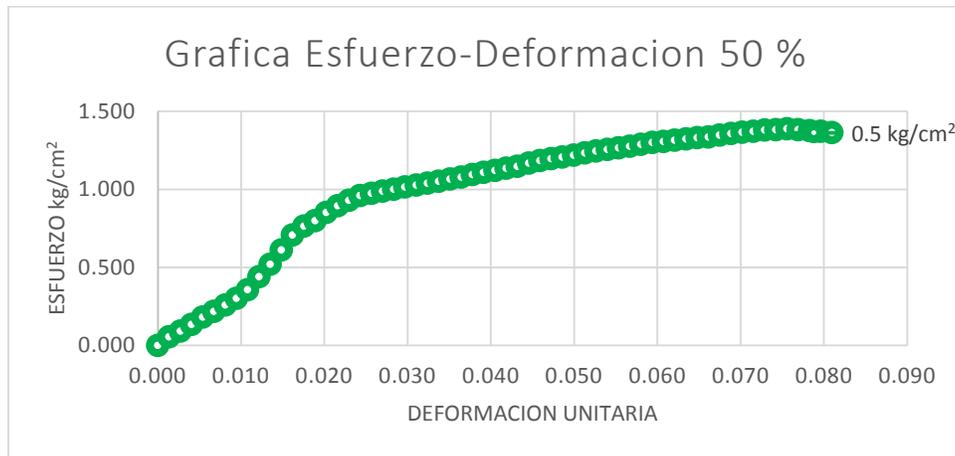
Zepeda J. A. y H. Castañeda. (1987). “Estado del arte de las cimentaciones sobre arcillas Expansivas,” Trabajo de Investigación; Facultad de Ingeniería, U.A.Q., Querétaro, Querétaro.

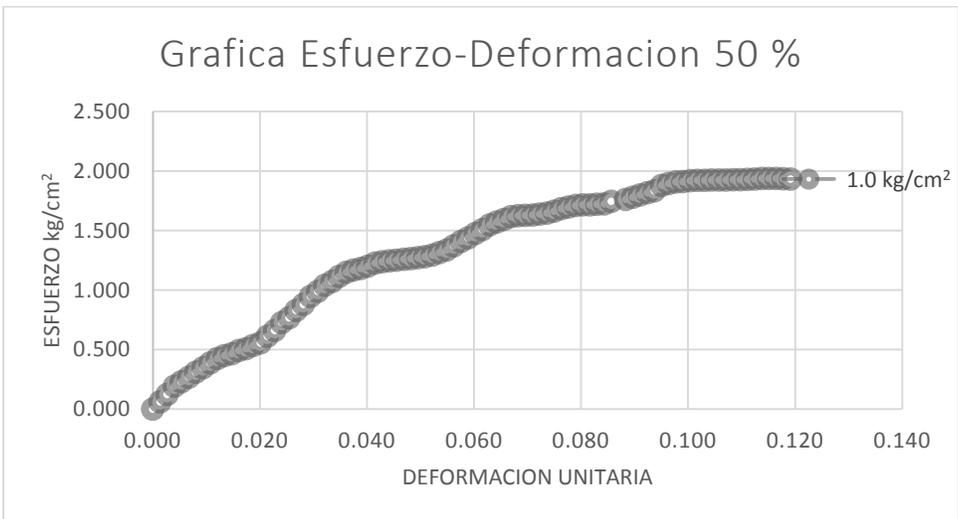
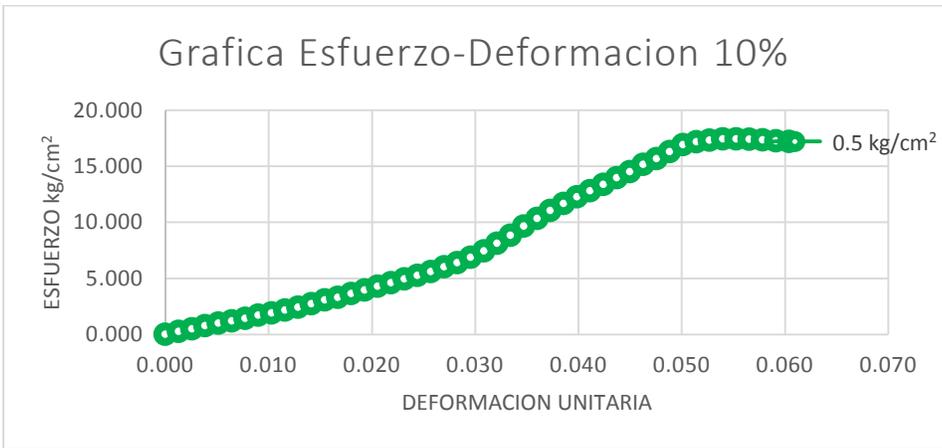
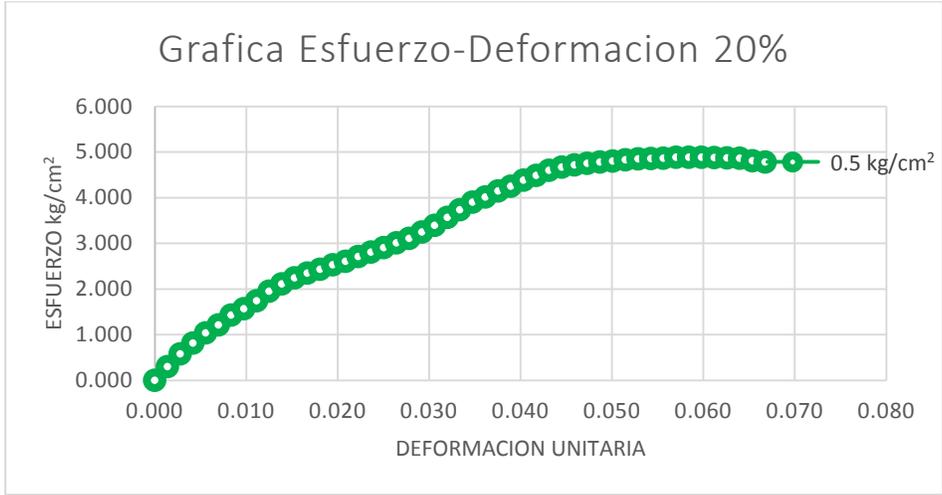
Zepeda Garrido José Alfredo. (2004) “Mecánica de suelos no saturados” 1era, Edición, Universidad autónoma de Querétaro, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.

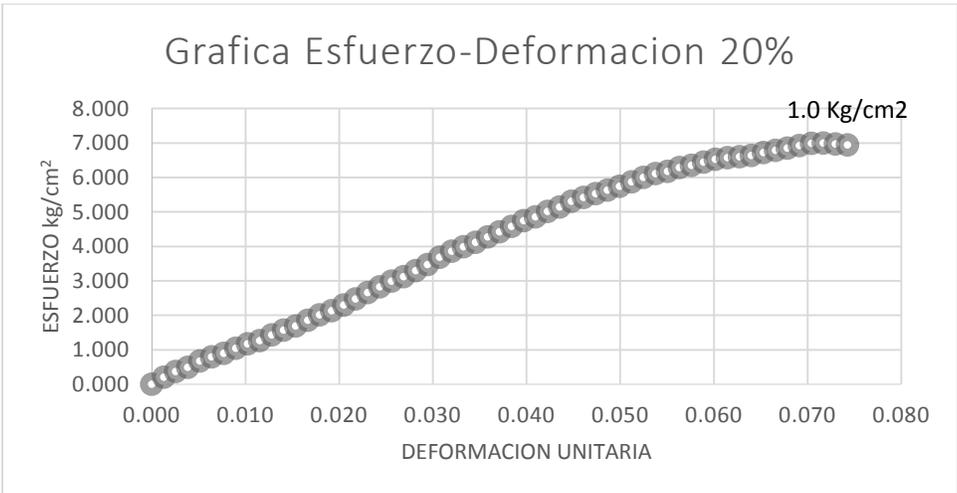
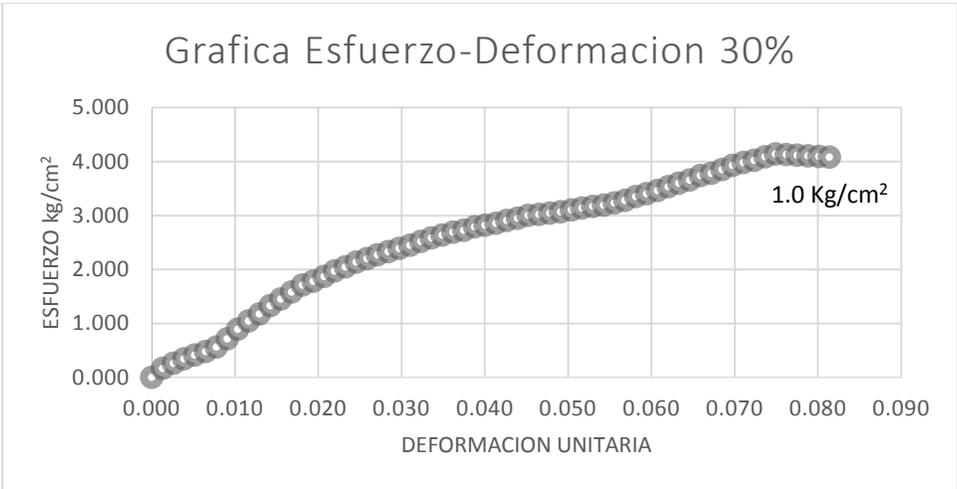
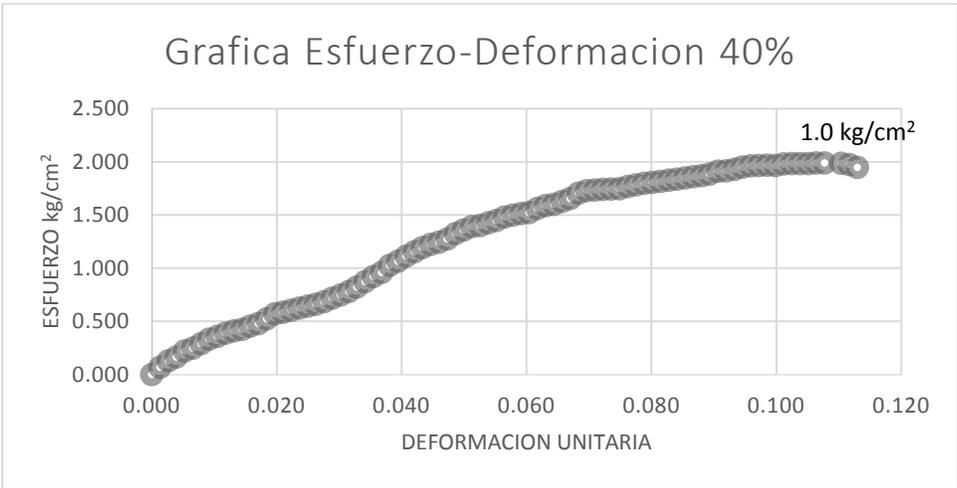
Zepeda G. Alfredo, López Lara. T., Resistencia al esfuerzo cortante de los suelos de arcillas expansivas de Jurica Querétaro, (1996). Memorias de la XVIII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, SMIG, Morelia, Méx.

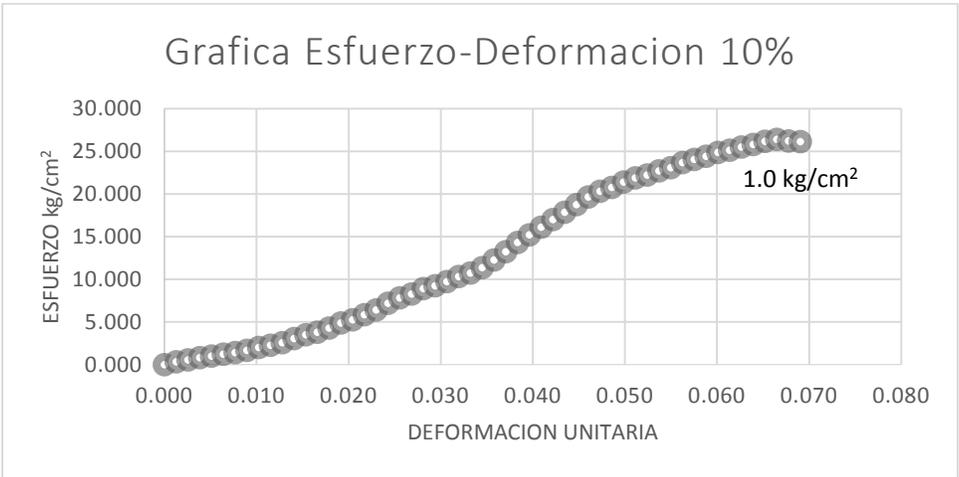
## VI. Anexo I.

Graficas Esfuerzo – Deformación (Pruebas Triaxiales CD).









## Anexo II. Círculos de Mohr (Pruebas triaxiales Consolidada-Drenada)

En las siguientes imágenes se muestran los parámetros de cohesión y de ángulo de fricción obtenidos para cada grado de humedad con el que se trabajó a lo largo de esta investigación.

