

**SIMULACIÓN DEL ENSAYO TRIAXIAL MEDIANTE UN PROGRAMA DE  
ELEMENTOS FINITOS**

**DIEGO ALEXANDER HERNÁNDEZ ÁLVAREZ  
WILMER EDUARDO POVEDA VILLANOVA**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER  
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO-MECÁNICAS  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
BUCARAMANGA**

**2013**

**SIMULACIÓN DEL ENSAYO TRIAXIAL MEDIANTE UN PROGRAMA DE  
ELEMENTOS FINITOS**

**DIEGO ALEXANDER HERNÁNDEZ ÁLVAREZ  
WILMER EDUARDO POVEDA VILLANOVA**

**Trabajo de investigación para optar al título de:  
Ingeniero Civil**

**Director: Vladimir Ernesto Merchán Jaimes  
Ingeniero Civil, MSc, PhD.**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER  
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO-MECÁNICAS  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
BUCARAMANGA  
2013**

Esta es la primera vez que hago un trabajo tan extendido y que representa el fin-comienzo de una nueva etapa de mi vida, por lo que quiero expresar mi gratitud a todos quienes, de una u otra manera, me han acompañado en esta larga jornada.

En primer lugar quiero agradecer a mi papá, Ángel Eduardo Poveda Velazco, a mi mamá, Gladys María Villanova Torres y a mis hermanos, Erika y Camilo, mi familia consanguínea, quienes participaron, directa e indirectamente, de mi formación. Sin ustedes esto tampoco habría sido posible. No puedo dejar pasar esta oportunidad sin decirles que les amo y que gracias a ustedes estoy donde estoy.

Quiero expresar mi agradecimiento a mis abuelos, en especial a la nona Toña y a Don Leo, quienes estuvieron siempre acompañando y fomentando la educación de su nieto mayor. Hoy tengo que decir que gracias al trabajo de mi nono fue creado en mí el gusto por la ingeniería civil, y aunque ya no estas físicamente con nosotros, la presencia de tu ausencia, cada día me vuelve más capaz.

Quiero agradecer a mis compañeros en la Universidad, Karen Vargas, José Ennio Acevedo, Diego Hernández, Nixon Sepúlveda, Johnattan Monsalve, Andrés Baez y los gemelos Andrés y Ricardo Vargas, con quienes compartimos largas conversaciones, en las que muchos de nuestros planteamientos y convicciones se vieron reforzadas o reconfiguradas, acompañados de algunas cervezas de nuestros escuálidos bolsillos. Gracias por los consejos y las enseñanzas que de alguna forma han hecho que sienta que son ustedes los compañeros de mil batallas en los que aún se puede confiar.

Fundamentalmente agradecer al profesor Vladimir Merchán, mi director de tesis. Sus comentarios, apreciaciones y críticas hicieron que esta tesis resultara ser mil veces mejor que lo que se proyectaba originalmente. Hoy siento gran admiración por su conocimiento y sobre todo por la calidad humana.

Cada uno de ustedes, directa e indirectamente, ha sido fundamental en la realización de esta tesis, por lo tanto, responsables de ella.

A todos y todas ustedes, gracias totales...

Wilmer Eduardo Poveda Villanova

A mi madre, Alba Mariela Álvarez, que con su apoyo siempre he salido adelante, y quien siempre ha cuidado mis hermanos y de mí.

A mi padre Leonel Armando Hernández, quien ha sido un modelo a seguir, y a pesar de la distancia siempre ha estado conmigo.

Ellos, mis padres que les debo todo y siempre podré contar con su apoyo y su cariño, este triunfo es gracias a Uds.

Al profesor Vladimir Merchán, sin su respaldo no hubiera podido ver realizado este proyecto.

A mi compañero de proyecto, con su esfuerzo, dedicación y trabajo conjunto, dio como resultado este logro tan importante.

A mis amigos, Karen, Jonathan, José, Andrés, Fabián que siempre fueron incondicionales.

A mis tíos, Diana, Oscar, Claudia, Martha, Miguel y muy especialmente a mi tía Patricia, quien ha sido tan especial conmigo.

A mi abuela Mariela Álvarez.

En memoria de mi abuela Raquel Agudelo.

Diego Alexander Hernández Álvarez

## CONTENIDO

<b>INTRODUCCIÓN</b> .....	<b>17</b>
<b>1. OBJETIVOS</b> .....	<b>19</b>
1.1 OBJETIVO GENERAL.....	19
1.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS .....	19
<b>2. MODELO MOHR COULOMB</b> .....	<b>20</b>
2.1 FORMULACIÓN DEL MODELO MOHR COULOMB.....	20
2.2 PARÁMETROS BÁSICOS DEL MODELO MOHR COULOMB .....	22
<b>3. MODELO HARDENING SOIL</b> .....	<b>24</b>
3.1 FORMULACIÓN DEL MODELO HARDENING SOIL .....	24
3.2 PARÁMETROS BÁSICOS DEL MODELO HARDENING SOIL.....	26
<b>4. ELEMENTOS FINITOS</b> .....	<b>27</b>
<b>5. METODOLOGÍA</b> .....	<b>29</b>
5.1 INVESTIGACIÓN EXPERIMENTAL .....	29
5.2 CARACTERIZACIÓN FÍSICA .....	29
5.3 OBTENCIÓN DE PARÁMETROS DEL MODELO MOHR-COULOMB .....	30
5.3.1 PARÁMETROS DE RESISTENCIA.....	30
5.3.2 PARÁMETROS ELÁSTICOS .....	32
5.4 OBTENCIÓN DE PARÁMETROS DEL MODELO HARDENING SOIL.....	34
5.4.1 PARÁMETROS DE RESISTENCIA.....	34
5.4.2 PARÁMETROS DE RIGIDEZ.....	34
5.5 SIMULACIONES NUMÉRICAS .....	36
<b>6. RESULTADOS Y ANÁLISIS</b> .....	<b>40</b>

<b>7. ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD .....</b>	<b>53</b>
<b>8. CONCLUSIONES .....</b>	<b>64</b>
<b>REFERENCIAS .....</b>	<b>66</b>

## LISTAS DE TABLAS

<b>Tabla 1.</b> Parámetros básicos del modelo Mohr Coulomb .....	23
<b>Tabla 2.</b> Parámetros del modelo Hardening Soil .....	26
<b>Tabla 3.</b> Resultado de ensayos de caracterización física .....	29
<b>Tabla 4.</b> Parámetros obtenidos para el modelo Mohr Coulomb.....	33
<b>Tabla 5.</b> Parámetros obtenidos para el modelo Hardening Soil.....	36
<b>Tabla 6.</b> Estado de esfuerzos para cada fase .....	39
<b>Tabla 7.</b> Resultados del índice de vacíos en el tiempo durante la etapa de Consolidación isotrópica para cada modelo .....	42
<b>Tabla 8.</b> Diferencias y errores para el índice de vacíos en comparación del ensayo real durante la consolidación isotrópica .....	43
<b>Tabla 9.</b> Resultados la deformación volumétrica durante la etapa de Consolidación isotrópica para cada modelo .....	45
<b>Tabla 10.</b> Diferencias y errores para la deformación volumétrica durante la etapa de Consolidación isotrópica para cada modelo .....	45
<b>Tabla 11.</b> Resultados de la etapa de falla para cada modelo .....	49
<b>Tabla 12.</b> Envolvente de resistencia y pendiente de rotura para cada modelo .....	49
<b>Tabla 13.</b> Diferencias y errores para la envolvente de resistencia y pendiente de rotura para cada modelo .....	50
<b>Tabla 14.</b> Resultados de la relación esfuerzo desviador – deformación axial para cada modelo.....	51
<b>Tabla 15.</b> Variación del módulo de Young en la relación esfuerzo desviador – deformación axial para el modelo Mohr Coulomb .....	53
<b>Tabla 16.</b> Variación del módulo de Young en la relación esfuerzo desviador – deformación axial para el modelo Hardening Soil .....	55
<b>Tabla 17.</b> Variación de la cohesión en la relación esfuerzo desviador – deformación axial para el modelo Mohr Coulomb .....	56
<b>Tabla 18.</b> Variación de la cohesión en la relación esfuerzo desviador – deformación axial para el modelo Hardening Soil .....	57

<b>Tabla 19.</b> Variación del ángulo de fricción en la relación esfuerzo desviador – deformación axial para el modelo Mohr Coulomb .....	59
<b>Tabla 20.</b> Variación del ángulo de fricción en la relación esfuerzo desviador – deformación axial para el modelo Hardening Soil .....	60
<b>Tabla 21.</b> Variación del ángulo de Dilatancia en la relación esfuerzo desviador – deformación axial para el modelo Mohr Coulomb .....	60
<b>Tabla 22.</b> Variación del ángulo de Dilatancia en la relación esfuerzo desviador – deformación axial para el modelo Hardening Soil .....	61

## LISTAS DE FIGURAS

<b>Figura 1.</b> a) Respuesta experimental del suelo en ensayos triaxiales drenados b) Formulación básica del modelo elastoplástico perfecto (Mohr Coulomb) ...	20
<b>Figura 2.</b> Superficie de fluencia del modelo Mohr Coulomb .....	21
<b>Figura 3.</b> Superficie de fluencia del modelo Hardening Soil .....	25
<b>Figura 4.</b> Relación hiperbólica esfuerzo-deformación para ensayos triaxiales .....	25
<b>Figura 5.</b> Método de los elementos finitos .....	28
<b>Figura 6.</b> Círculos de Mohr en rotura; uno de ellos toca la envolvente de Mohr- Coulomb .....	31
<b>Figura 7.</b> Módulo de Young .....	32
<b>Figura 8.</b> Dependencia de $E_{50}$ y el estado de esfuerzos ( $p'$ ) .....	34
<b>Figura 9.</b> Modelo de la muestra de suelo en un ensayo triaxial en el programa de elementos finitos <i>PLAXIS</i> .....	37
<b>Figura 10.</b> Malla de elementos finitos, restricciones .....	38
<b>Figura 11.</b> Vector suma de los desplazamientos y deformada modelo Mohr Coulomb .....	40
<b>Figura 12.</b> Vector suma de los desplazamientos y deformada modelo Hardening Soil .....	40
<b>Figura 13.</b> Comportamiento del índice de vacíos en el tiempo durante .....	41
<b>Figura 14.</b> Evolución de la deformación volumétrica con el tiempo durante la etapa de consolidación isotrópica .....	44
<b>Figura 15.</b> Etapa de falla drenada de la muestra para el ensayo experimental ....	47
<b>Figura 16.</b> Etapa de falla drenada de la muestra para el modelo Mohr Coulomb .	47
<b>Figura 17.</b> Etapa de falla drenada de la muestra para el modelo Hardening Soil .	48
<b>Figura 18.</b> Relación esfuerzo desviador – deformación axial .....	50
<b>Figura 19.</b> Variación del módulo de Young en la relación .....	54
<b>Figura 20.</b> Variación del módulo de Young en la relación .....	56
<b>Figura 21.</b> Variación del ángulo de fricción en la relación esfuerzo desviador – deformación axial para el modelo Mohr Coulomb .....	58

<b>Figura 22.</b> Variación del ángulo de fricción en la relación esfuerzo desviador – deformación axial para el modelo Hardening Soil .....	59
<b>Figura 23.</b> Relación esfuerzo desviador – deformación axial, con variación del esfuerzo de confinamiento para modelo Hardening Soil .....	62
<b>Figura 24.</b> Relación esfuerzo desviador – deformación axial, con variación del esfuerzo de confinamiento para modelo Mohr Coulomb .....	63

## RESUMEN

**TITULO: SIMULACIÓN DEL ENSAYO TRIAXIAL MEDIANTE UN PROGRAMA DE ELEMENTOS FINITOS \***

**AUTORES:**

HERNÁNDEZ ÁLVAREZ, Diego Alexander. \*\*  
POVEDA VILLANOVA, Wilmer Eduardo. \*\*

**Palabras clave:** modelación constitutiva, modelo Mohr Coulomb, modelo Hardening Soil, elementos finitos, *PLAXIS*, elastoplasticidad.

**DESCRIPCIÓN:**

El presente proyecto de investigación está basado en los modelos constitutivos Mohr-Coulomb y Hardening Soil, obteniendo y analizando los parámetros necesarios para la simulación del ensayo triaxial por medio de dichos modelos. La teoría de los elementos finitos se ha convertido en la base de muchos análisis y de investigaciones importantes en diferentes campos de la ciencia, por eso se hace una parte indispensable en el momento del desarrollo del presente proyecto.

El procedimiento comprende la descripción de algunas relaciones, ensayos fundamentales en la caracterización del material y los resultados de pruebas de compresión triaxial sobre muestras de suelos. Todo esto se realizó en el programa de elementos finitos *PLAXIS*, teniendo como parámetros los resultados de las correlaciones que presenta cada modelo constitutivo, evaluando y comparando las tendencias de esfuerzo-deformación con el comportamiento experimental del suelo. Con los resultados de las simulaciones del ensayo, se realizaron comparaciones con los reales, de lo cual se obtienen conclusiones importantes tales como cuál de los modelos se ajusta mejor a los resultados, donde se aprecia en las gráficas y tablas mostradas. En relación el producto se ajusta a la metodología realizada y a la teoría de cada modelo constitutivo, mostrando equivalencias importantes entre las simulaciones y los ensayos reales, y cuyas relaciones se acercan a la relación hiperbólica creciente de la elastoplasticidad, la cual muestra el comportamiento típico del tipo de suelo ensayado.

De igual forma, los resultados obtenidos constituyen una validación importante de la metodología desarrollada.

---

\* Tesis de grado

\*\* Facultad físico – mecánicas. Escuela de ingeniería civil. Director MSc, PhD. Vladimir Ernesto Merchán Jaimes.

## ABSTRACT

### TITULO: TRIAXIAL TEST SIMULATION USING A FINITE ELEMENT PROGRAM

#### AUTHORS:

HERNÁNDEZ ÁLVAREZ, Diego Alexander. \*\*

POVEDA VILLANOVA, Wilmer Eduardo. \*\*

**Keywords:** constitutive modeling, Mohr Coulomb model, Hardening Soil model, finite element, *PLAXIS*, elastoplasticity.

This research project is based on the Mohr-Coulomb constitutive models and Hardening Soil, obtaining and analyzing the parameters required for the simulation of triaxial testing through these models. The theory of finite element has become the basis of many important research and analysis in various fields of science, so it is an indispensable part of the time of development of this project.

The method comprises the description of some relations, fundamental experiments on the characterization of the material and the results of triaxial compression tests on soil samples. All this is done in the finite element program *PLAXIS*, taking as parameters the correlation results presented by each constituent model, evaluating and comparing the trend with the stress-strain behavior of the experimental soil. With the results of the simulation tests, comparisons were made with real, thus obtaining significant conclusions like which model best fits the results, which are shown in the graphs and tables shown. In relation the product conforms to the methodology and theory on each constitutive model, showing significant equivalence between model simulations and actual tests, and whose relations are approaching the growing hyperbolic relationship elastoplasticity, which shows the typical behavior of soil type tested.

Similarly, the results obtained are an important validation of the developed methodology.

---

\*\* Facultad físico – mecánicas. Escuela de ingeniería civil. Director MSc, PhD. Vladimir Ernesto Merchán Jaimes.

## INTRODUCCIÓN

El incremento de la complejidad de las obras de infraestructura sumado al desarrollo tecnológico, han permitido un avance considerable en las técnicas para analizar el comportamiento de los materiales térreos, para lo cual se hace indispensable el estudio y análisis de las propiedades y variaciones de estos suelos que puedan ocurrir en determinada zona. Es de gran importancia la observación del comportamiento particular de cada tipo de suelo para la realización de obras civiles, por lo que últimamente se han logrado un mejor análisis mediante los métodos e investigaciones del comportamiento mecánico.

Actualmente los modelos numéricos mediante la disposición de programas computacionales facilitan la simulación de diferentes tipos de suelo, por lo que el estudio del comportamiento esfuerzo-deformación es más preciso.

Los métodos numéricos son designados como modelos constitutivos, que pretenden simular de manera similar el comportamiento del suelo mediante leyes físicas dispuestas en términos numéricos. La creación de modelos numéricos que se asemejan a la realidad física de los diferentes tipos de suelos, es un campo importante de estudio en los últimos años.

Es parte fundamental en el estudio de la simulación la metodología para la evaluación de parámetros necesarios en dichos modelos constitutivos, así como el uso frente a distintas obras civiles y la estimación de su capacidad.

Los datos limitados de laboratorio, las variables dependientes y características de la naturaleza de cada tipo de suelo, los parámetros necesarios para la modelación, el empleo de fórmulas matemáticas y los ensayos experimentales, traduce una dificultad en el desarrollo del estudio constitutivo.

Por lo tanto se presenta a continuación un análisis para la determinación de los diferentes parámetros necesarios en los modelos Mohr coulomb y Hardening Soil, que son los más relevantes en el ámbito de la elastoplasticidad; dicho estudio se valida mediante la comparación de los resultados obtenidos experimentalmente y las modelaciones numéricas.

Los diseños de las diferentes obras civiles se facilitan mediante el uso de modelaciones numéricas, ya que los resultados nos permiten determinar las posibles condiciones que pueden presentar el comportamiento del suelo.

## **1. OBJETIVOS**

### **1.1 OBJETIVO GENERAL**

- Estudiar las curvas de relación esfuerzo–deformación obtenidas mediante la simulación de ensayos triaxiales bajo diferentes condiciones de carga, parámetros y propiedades del suelo.

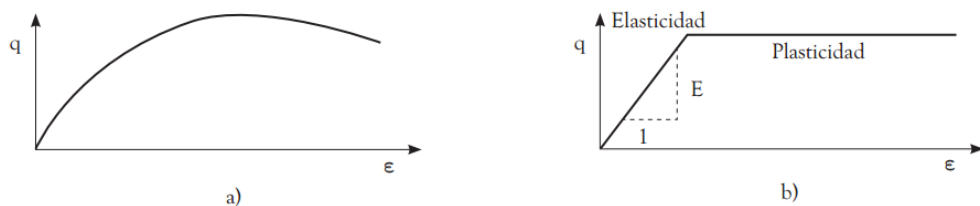
### **1.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS**

- Identificar los diferentes parámetros de las muestras con las cuales se realizaran las simulaciones del ensayo triaxial.
- Comparar y analizar las curvas reales del comportamiento del material y las estimadas por el modelo numérico.
- Realizar un análisis de sensibilidad de las diferentes variables como: esfuerzos, permeabilidad, trayectorias de rotura, etc.
- Identificar posibles inconvenientes entre los resultados obtenidos en la simulación y los datos reales.
- Encaminar a la confiabilidad y validación de los resultados del ensayo triaxial, por medio de la simulación de modelos de elementos finitos.

## 2. MODELO MOHR COULOMB

El modelo constitutivo Mohr Coulomb emplea un comportamiento elastoplástico perfecto basado en la ley de Hooke y el procedimiento generalizado de falla Mohr-Coulomb. Es estimado como una aproximación de primer orden al comportamiento no lineal del suelo. Se debe considerar que no reproduce el comportamiento progresivo (Figura 1a) sino que es un modelo elástico y luego plástico perfecto (figura1b). Su formulación implica dos fundamentos generales: la elasticidad perfecta y la plasticidad asociada al desarrollo de deformaciones irreversibles [1].

**Figura 1.** a) Respuesta experimental del suelo en ensayos triaxiales drenados b) Formulación básica del modelo elastoplástico perfecto (Mohr Coulomb)



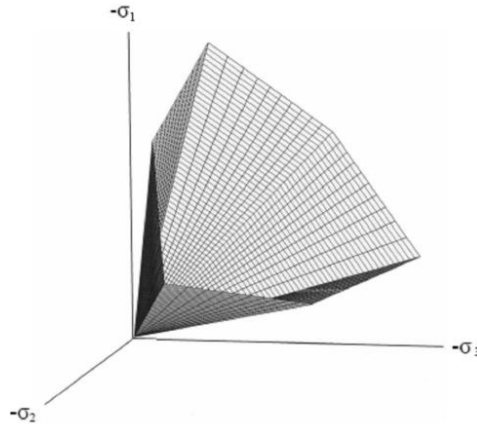
Fuente: [1]

### 2.1 FORMULACIÓN DEL MODELO MOHR COULOMB

El modelo Mohr-Coulomb implica una serie de funciones de fluencia que determinan el límite entre el estado elástico y plástico del material. Con el fin de evaluar si la plasticidad sucede o no en el análisis definido.

Los esfuerzos principales forman una superficie de fluencia fija, que se pueden representar gráficamente mediante funciones en el espacio, como lo muestra la figura 2. Las deformaciones son reversibles cuando el comportamiento es totalmente elástico y se representan dentro de la superficie de fluencia que en este caso coincide con la superficie de falla del material. Las deformaciones elásticas como plásticas se presentan cuando igualan la frontera descrita en la silueta.

**Figura 2.** Superficie de fluencia del modelo Mohr Coulomb



Fuente [1]

Para un estado general de esfuerzos fundamentado en la ley de fricción de Coulomb, es definido por seis funciones principales en términos de esfuerzos principales. [2]

$$f_{ia} = \frac{1}{2} \sigma_j' - \sigma_k' + \frac{1}{2} \sigma_j' - \sigma_k' \sin\phi - c \cos\phi \leq 0 \quad (1)$$

$$f_{ib} = \frac{1}{2} \sigma_k' - \sigma_j' + \frac{1}{2} \sigma_k' - \sigma_j' \sin\phi - c \cos\phi \leq 0 \quad (2)$$

Para  $i = 1,2,3; j = 2,3,1$  y  $k = 3,2,1$

La ley de Hooke formula el comportamiento elastoplástico perfecto mediante la relación entre la deformación elástica y plástica. [1]

$$\underline{\underline{\varepsilon}} = \underline{\underline{\varepsilon}}^e + \underline{\underline{\varepsilon}}^p \quad (3)$$

$$\underline{\underline{\sigma}}' = D^e \underline{\underline{\varepsilon}}^e = D^e (\underline{\underline{\varepsilon}} - \underline{\underline{\varepsilon}}^p) \quad (4)$$

Donde  $D^e$  es la matriz de rigidez del material. El fenómeno de dilatancia en el suelo tiende a hacer sobreestimada por la teoría de plasticidad asociada. Para lo

cual el modelo de Mohr Coulomb adiciona una función de potencial plástico  $g$ , con el fin partícula de detallar una plasticidad no asociada.

$$g_{ia} = \frac{1}{2} \sigma_j' - \sigma_k' + \frac{1}{2} \sigma_j' - \sigma_k' \sin\psi \quad (5)$$

$$g_{ib} = \frac{1}{2} \sigma_k' - \sigma_j' + \frac{1}{2} \sigma_j' - \sigma_k' \sin\psi \quad (6)$$

Para  $i = 1,2,3; j = 2,3,1$  y  $k = 3,2,1$

A partir de la anterior modificación, son expresadas las deformaciones plásticas como:

$$\underline{\underline{\xi}}^p = \lambda \frac{\partial g}{\partial \underline{\underline{\sigma}}'} \quad (7)$$

Donde  $\lambda$  es un multiplicador que define el comportamiento del material ( $\lambda = 0$ , para comportamiento puramente elástico; y  $\lambda > 0$  en el comportamiento plástico). Las ecuaciones anteriores restauran la correlación fundamental del modelo de Mohr Coulomb. [3]

$$\underline{\underline{\sigma}}' = D^e - \frac{\alpha}{d} D^e \frac{\partial g}{\partial \underline{\underline{\sigma}}'} \frac{\partial f^T}{\partial \underline{\underline{\sigma}}'} \underline{\underline{\xi}}; \text{ donde } d = \frac{\partial f^T}{\partial \underline{\underline{\sigma}}'} D^e \frac{\partial g}{\partial \underline{\underline{\sigma}}'} \quad (8)$$

## 2.2 PARÁMETROS BÁSICOS DEL MODELO MOHR COULOMB

El modelo de Mohr Coulomb es el modelo más utilizado en el estudio de la mecánica de suelos, aunque presenta incapacidad para representar los cambios de rigidez y las situaciones donde existen diferentes trayectorias de esfuerzos.

De tal manera, la formulación del modelo requiere cinco parámetros básicos de entrada. (Tabla 1).

**Tabla 1.** Parámetros básicos del modelo Mohr Coulomb

<b>Parámetro</b>	<b>Descripción</b>
<b>c</b>	Cohesión
<b><math>\Phi</math></b>	Ángulo de fricción
<b><math>\Psi</math></b>	Ángulo de dilatación
<b>E</b>	Módulo de Young
<b>N</b>	Relación de Poisson

Fuente: Elaboración propia

### 3. MODELO HARDENING SOIL

El modelo de suelo con endurecimiento isotrópico es un modelo avanzado apto para representar el comportamiento de varios tipos de suelos principalmente materiales dúctiles. A diferencia del modelo Mohr Coulomb la superficie de fluencia no es fija, sino que logra expandirse ante las deformaciones plásticas y en función del esfuerzo de pre consolidación.

#### 3.1 FORMULACIÓN DEL MODELO HARDENING SOIL

En general la función de fluencia del modelo es:

$$f = \bar{f} - \square^p \quad (9)$$

Dónde:

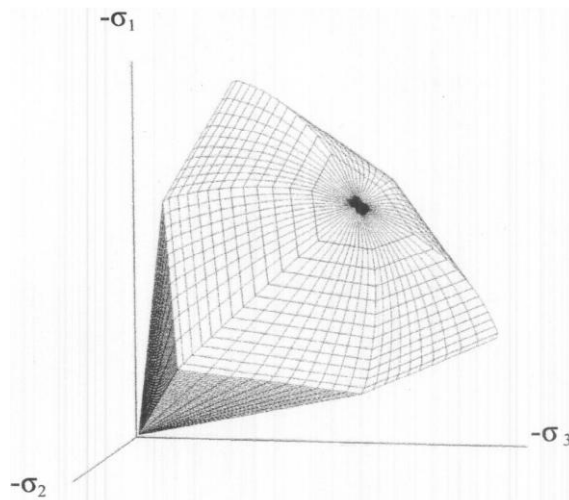
$\bar{f}$ : Función dependiente de los esfuerzos y parámetros de rigidez del modelo.

$\square^p$ : Función de las deformaciones plásticas.

La representación gráfica del contorno total de fluencia es mostrada en la figura 3.

En el modelo de endurecimiento se constituye por incrementos capaces de simular el comportamiento del suelo, mediante el módulo de rigidez carga-descarga  $E_{ur}$ , el módulo edométrico para la compresión unidimensional  $E_{oed}$ , y la rigidez del suelo en función de un estado de esfuerzos específicos  $m$ .

**Figura 3.** Superficie de fluencia del modelo Hardening Soil

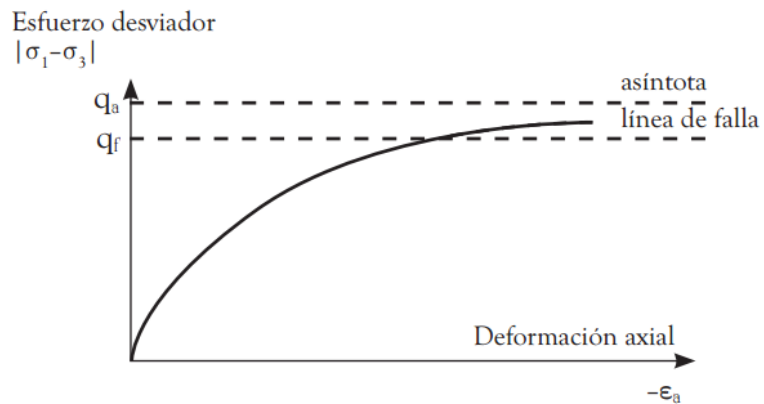


Fuente [1]

Este modelo incluye dos parámetros: el endurecimiento por fricción (friction hardening); y la compactación irreversible (cap hardening).

El modelo se basa en la relación hiperbólica observada en los ensayos triaxiales entre la deformación axial y el esfuerzo desviador  $q$ , como se muestra en la figura 4.

**Figura 4.** Relación hiperbólica esfuerzo-deformación para ensayos triaxiales



Fuente [5]

### 3.2 PARÁMETROS BÁSICOS DEL MODELO HARDENING SOIL

El modelo de Hardening Soil posee un total de once parámetros los cuales se muestran en la tabla 2.

**Tabla 2.** Parámetros del modelo Hardening Soil

Parámetro	Descripción
$c$	Cohesión
$\varphi$	Ángulo de fricción
$\psi$	Ángulo de dilatancia
$E_{ref_{50}}$	Rigidez secante en ensayos triaxiales
$E_{ref_{oed}}$	Rigidez tangente para carga primaria edométrica
$m$	Dependencia de la rigidez al estado de esfuerzos
$E_{ref_{ur}}$	Rigidez en descarga-recarga
$\nu_{ur}$	Relación de Poisson en descarga-recarga
$p_{ref}$	Esfuerzo de referencia
$k_0$	Coeficiente de presión lateral de tierras
$R_f$	Relación de falla

Fuente: Elaboración propia

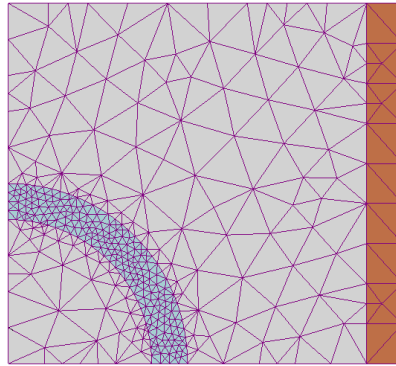
## 4. ELEMENTOS FINITOS

El método de los elementos finitos es un técnica de cálculo usado en distintas obras de ingeniería, que se basa en estimar el cuerpo dividiéndolo en elementos discretos, con condiciones de enlace entre sí, generándose un sistema de ecuaciones que se resuelve numéricamente y proporciona el estado de tensiones y deformaciones. También se emplea en matemáticas como método nodal aproximado para resolver ecuaciones diferenciales en forma numérica.

El principio del método de los elementos finitos es la representación de un cuerpo por un empalme de subdivisiones llamadas elementos. Estos elementos se interconectan a través de puntos llamados nodos.

Una forma de discretizar un cuerpo es dividirla en un sistema semejantes de cuerpos pequeños, tal que su vínculo personaliza el cuerpo original. La solución que se obtiene para cada unidad se combina para obtener la solución total. Por lo tanto, la solución del ejercicio se fundamenta en encontrar los desplazamientos de los nodos y a partir de ellos, las deformaciones y esfuerzos del sistema. Las características de los elementos que unen a los nodos, están dadas por el material consignado al elemento, que precisan la rigidez del mismo, y la geometría de la estructura. Este método es aplicado a numerosos aplicaciones en la ingeniería, la presentada en este trabajo es aplicada al modelo del ensayo triaxial, basándonos en un software de elementos finitos, resumiendo todo lo anterior y mostrarlo de una manera más gráfica, se muestra la figura 5.

**Figura 5.** Método de los elementos finitos



Fuente [6]

Como podemos notar en la figura anterior en los lugares donde se representa un mallado más denso se puede obtener soluciones más precisas a las ecuaciones que representa el modelo o representan usualmente zonas de interés.

## 5. METODOLOGÍA

### 5.1 INVESTIGACIÓN EXPERIMENTAL

Con resultados de laboratorio mostrados en la tabla 3, [7] se obtuvieron las principales características físicas y mecánicas del suelo a modelar y se logró elaborar las relaciones imprescindibles para tener como efecto los parámetros necesarios para cada modelo constitutivo. De esta manera el material a estudiar consta de un ensayo consolidado drenado sobre una muestra de arena arcillosa.

### 5.2 CARACTERIZACIÓN FÍSICA

El proceso de caracterización del material implicó varios ensayos de laboratorio, donde los resultados obtenidos mostrados en la tabla 3, permitieron clasificar el suelo como una arena arcillosa [7].

**Tabla 3.** Resultado de ensayos de caracterización física

Variables del ensayo	Resultado
Humedad (%)	36.4
Densidad natural (g/cm <sup>3</sup> )	1.83
Peso específico relativo de sólidos, Gs	2.7
Índice de vacíos inicial	0.48

Fuente: [7]

Mediante las relaciones volumétricas podemos describir las características de un depósito de suelo, expresando necesariamente las distintas composiciones de sólido, líquido y aire, en términos de algunas propiedades físicas.

$$\text{Humedad:} \quad W \% = \frac{W_w}{W_s} * 100 \quad (10)$$

$$\text{Densidad natural: } \quad \rho = \frac{W_s}{V_m} \frac{g}{cm^3} \quad (11)$$

$$\text{Peso específico sólidos: } \quad G_s = \frac{W_s}{V_s} \quad (12)$$

$$\text{Índice de vacíos: } \quad e = \frac{V_v}{V_s} \quad (13)$$

Donde,  $W_w$  es el peso del agua,  $W_s$  es el peso de los sólidos,  $V_s$  es volumen de los sólidos,  $V_v$  es volumen de vacíos y finalmente  $V_m$  el volumen total de la muestra.

Como dato inicial para la modelación en *PLAXIS* es necesario introducir el peso saturado y no saturado ( $\rho_{sat}$  ;  $\rho_{unsat}$ ) que hacen referencia al peso total por unidad de volumen del suelo incluyendo el líquido intersticial.

$$\rho_{sat} = \frac{W_m}{V_m} = 2.49 \text{ gr/cm}^3 \quad \rho_{unsat} = \frac{W_s}{V_m} = 1.83 \text{ gr/cm}^3$$

La permeabilidad es un dato de entrada indispensable solo para el estudio de consolidación y los cálculos de flujo. El análisis de porosidad es complejo en los materiales térreos, por eso se usa una estimación hidráulica (llamada usualmente permeabilidad), existen formas experimentales para determinarla aproximadamente, por lo tanto utilizaremos un permeabilidad del orden de  $10^{-7} \text{ cm/seg}$ .

## 5.3 OBTENCIÓN DE PARÁMETROS DEL MODELO MOHR-COULOMB

### 5.3.1 PARÁMETROS DE RESISTENCIA

#### ✓ Ángulo de fricción $\varphi$

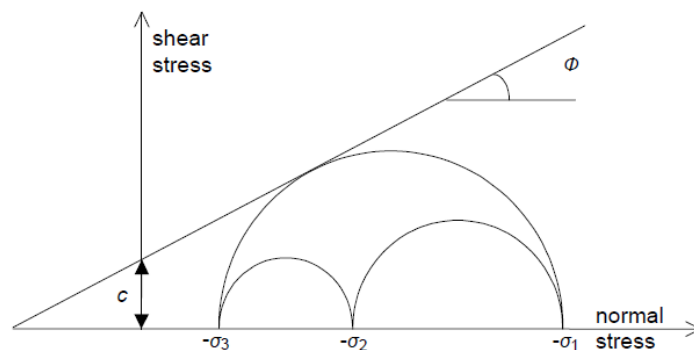
Es uno de los parámetros más comunes en la mecánica de suelos y utilizados en el diseño de diversos proyectos geotécnicos. El  $\varphi$  hace alusión a la cantidad de resistencia cortante debida a la fricción directa que existe entre las partículas del suelo. Evidentemente el ángulo de fricción caracteriza a cada tipo de suelo, y se

puede calcular a partir de diversos procedimientos de laboratorio y de campo, a través de relaciones y graficas; y llegado el caso donde no se cuenta con la información necesaria se puede obtener a través de correlaciones como último recurso. La prueba triaxial es uno de los procedimientos de laboratorio más adecuados para el cálculo del ángulo de fricción mediante el círculo de Mohr Coulomb. El ángulo de fricción obtenido para el análisis es de fricción  $\phi = 36.9^\circ$ .

### ✓ **Cohesión c**

La resistencia por cohesión es definida como la medida de las fuerzas que “cementan” las partículas de suelo [5]. Este parámetro se puede obtener a partir de varios procedimientos; en el ensayo triaxial por medio del círculo de Mohr se puede determinar como el intercepto de la envolvente de falla con el eje vertical, como se puede observar en la figura 6. Para la muestra se tiene un valor  $c = 0$  Kpa. Algunas de las opciones de *PLAXIS* no funcionarían bien si se trata de suelos sin cohesión, por problemas numéricos, normalmente se coloca un valor muy bajo de la misma ( $c > 0.2$  Kpa). [1], por lo cual se toma  $c = 1$ [Kpa].

**Figura 6.** Círculos de Mohr en rotura; uno de ellos toca la envolvente de Mohr-Coulomb



Fuente [1]

### ✓ **Ángulo de dilatación $\psi$**

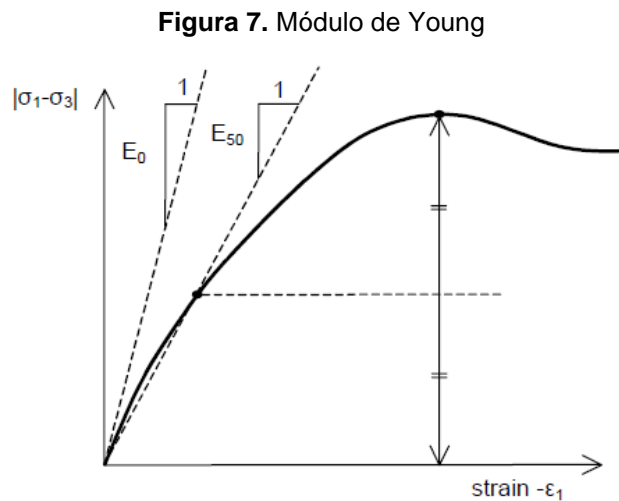
El cambio de volumen del suelo durante el proceso de rotura es agrupado por el parámetro físico conocido como dilatación. Durante el proceso cortante se ejecuta

la transformación del volumen expresada por  $\psi$ . Si empleo una fuerza tangencial, el bloque superior del suelo tiende a moverse verticalmente, produciendo un  $\Delta V$ . Dado que esta propiedad compete a un fenómeno particular de suelos granulares, y por lo que la muestra de suelo tiene un comportamiento normalmente consolidado es recomendable usar  $\psi = 0^\circ$ . [1]

### 5.3.2 PARÁMETROS ELÁSTICOS

#### ✓ Módulo de Young E

Este parámetro es considerado por el programa de *PLAXIS* como un módulo de rigidez en el modelo elástico y en el modelo constitutivo Mohr Coulomb. El módulo de Young adopta como unidades las dimensiones de un esfuerzo (fuerza por unidad de superficie). Se recomienda utilizar para suelos normalmente consolidados el módulo de Young correspondiente al 50% de la resistencia máxima y no usualmente  $E_0$  como se observa en la figura 7. [1]



Fuente [1]

Para el análisis se consideró el cálculo gráficamente, dando como resultado  $E_{50} = 31016 \text{ Kpa}$ .

### ✓ Relación de Poisson $\nu$

Es uno de los parámetros más complejos de determinar, pero en el modelo constitutivo de Mohr Coulomb es uno de los más relevantes en el análisis por elementos finitos. Normalmente el coeficiente de Poisson para ensayos drenados se calcula por medio del coeficiente de presión de tierras en reposo [1], utilizando las siguientes relaciones:

$$K_0 = \sigma_h / \sigma_v \quad (14)$$

$$\frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} < K_0 < \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (15)$$

$$\frac{\sigma_h}{\sigma_v} = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad (16)$$

A partir de lo anterior, se aplicaron las correlaciones mencionadas para obtener un valor correspondiente al coeficiente de Poisson igual a  $\nu = 0.285$ .

El grupo de parámetros obtenidos para el modelo de Mohr coulomb se aprecia en la tabla 4.

**Tabla 4.** Parámetros obtenidos para el modelo Mohr Coulomb

Parámetro	Descripción	Valor
<b>c</b>	Cohesión	0 ° *
<b>Φ</b>	Ángulo de fricción	36.9 °
<b>Ψ</b>	Ángulo de dilatación	0 °
<b>E</b>	Módulo de Young	31016 Kpa
<b>N</b>	Relación de Poisson	0.285

- Para las simulaciones se utilizó 1 Kpa  
Fuente: Elaboración propia

## 5.4 OBTENCIÓN DE PARÁMETROS DEL MODELO HARDENING SOIL

### 5.4.1 PARÁMETROS DE RESISTENCIA

La formulación para la obtención de los parámetros de resistencia son los mismos que para el modelo de Mohr Coulomb; ya que utilizan datos de entrada el ángulo de fricción interna  $\phi$ , la cohesión  $c$  y el ángulo de dilatación  $\psi$ .

### 5.4.2 PARÁMETROS DE RIGIDEZ

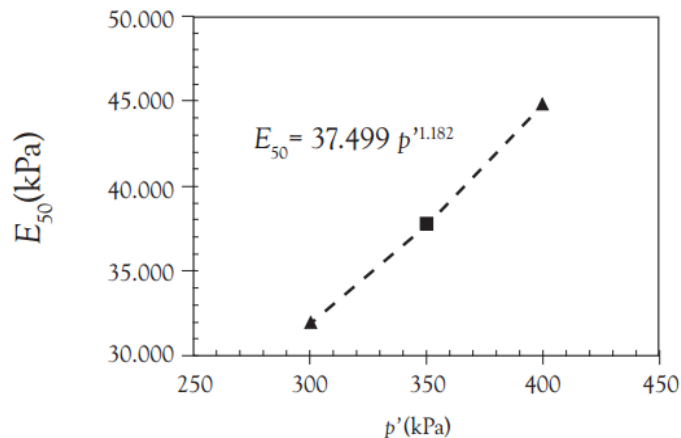
#### ✓ Dependencia al estado de esfuerzos $m$

Este parámetro es una particularidad del modelo Hardening Soil, que crea una relación entre los datos de rigidez a una forma absoluta de esfuerzos, como se aprecia en la Figura 8, en la que intervienen los valores del módulo de Young y la presión de consolidación. Dicha relación se expresa de la siguiente forma [4]:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \frac{c \cos \varphi - \sigma_3 \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi}^m \quad (17)$$

Normalmente para las arcillas la dependencia a los esfuerzos es lineal lo que equivale a tener una pendiente  $m = 1$ .

**Figura 8.** Dependencia de  $E_{50}$  y el estado de esfuerzos ( $p'$ )



Fuente [5]

✓ **Módulo de rigidez secante de referencia  $E_{50}^{ref}$**

La rigidez elemental del suelo  $E_{50}^{ref}$  contemplada por la relación de dependencia del modelo de endurecimiento puede ser calculada por medio de la Ecuación 17.

Utilizando  $p^{ref} = 100 \text{ Kpa}$ , ya que el ensayo es demasiado lento, por lo que la presión intersticial se mantenga constante e igual a la atmosférica.

Para  $\sigma^3 = 300 \text{ Kpa}$  obtenemos un valor de  $E_{50}^{ref} = 10430.05 \text{ Kpa}$ .

✓ **Módulo de rigidez tangente edometrico  $E_{oed}^{ref}$**

Este parámetro se determina por medio de un ensayo de consolidación unidimensional. Pero debido a la falta de información experimental sobre este módulo, se utiliza una relación para arcillas normalmente consolidadas como opción de cálculo, mediante la siguiente ecuación:

$$E_{oed}^{ref} = \frac{1}{2} * E_{50}^{ref} \quad (18)$$

$$E_{oed}^{ref} = 5215.02 \text{ Kpa}$$

✓ **Módulo de rigidez recarga - descarga  $E_{ur}^{ref}$**

Cuando el suelo es expuesto a trayectorias de recarga-descarga, se hace alusión a una rigidez del suelo que normalmente para arcillas es adecuadamente calcularlo por medio de la siguiente ecuación:

$$E_{ur}^{ref} = 3 * E_{50}^{ref} \quad (19)$$

$$E_{ur}^{ref} = 31290.17 \text{ Kpa}$$

En la tabla 5 se muestran los parámetros obtenidos para el modelo de endurecimiento *Hardening Soil*.

**Tabla 5.** Parámetros obtenidos para el modelo Hardening Soil

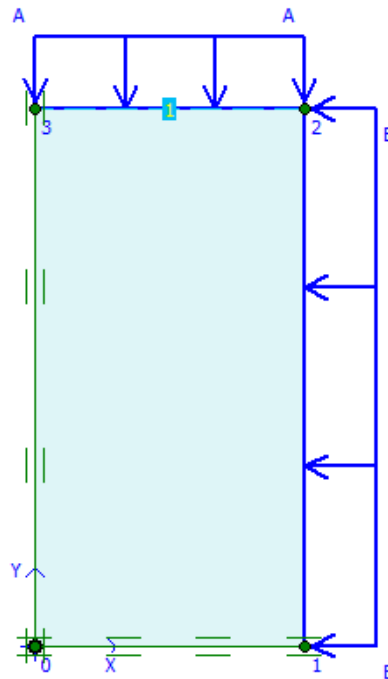
Parámetro	Descripción	Valor
c	Cohesión	0 °
$\Phi$	Ángulo de fricción	36.9 °
$\psi$	Ángulo de dilatación	0 °
$E_{ref_{50}}$	Rigidez secante en ensayos triaxiales	10430.05 Kpa
$E_{ref_{oed}}$	Rigidez tangente para carga primaria edométrica	5215.02 Kpa
m	Dependencia de la rigidez al estado de esfuerzos	1
$E_{ref_{ur}}$	Rigidez en descarga-recarga	31290.17 Kpa
$\nu_{ur}$	Relación de Poisson en descarga-recarga	0.2 (por defecto)
p ref	Esfuerzo de referencia	100 Kpa
k0 nc	Coefficiente de presión lateral de tierras	0.399
Rf	Relación de falla	0.9 (por defecto)

- Para las simulaciones se utilizó 1 Kpa  
Fuente: Elaboración propia

## 5.5 SIMULACIONES NUMÉRICAS

Mediante el programa computacional especializado en el análisis de deformaciones y estabilidad de problemas geotécnicos llamados *PLAXIS V.8* [8], se realizaron las modelaciones numéricas para la aplicación de los parámetros constitutivos considerados. Se simularon las características básicas de los ensayos experimentales teniendo en cuenta la geometría en dos dimensiones con axisimetría axial. Las dimensiones de las muestras son de 3.8 cm de base y 7.6 cm de altura. Podemos observar el esquema geométrico usado en el análisis numérico, en la Figura 9.

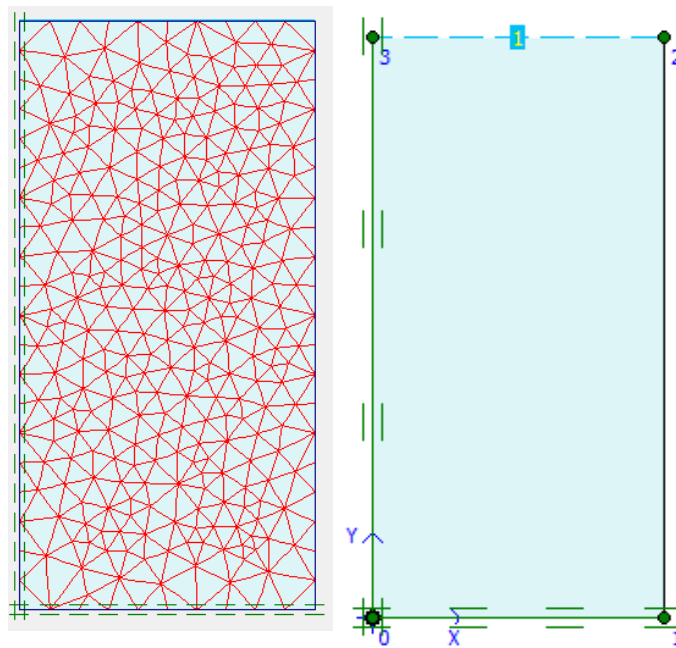
**Figura 9.** Modelo de la muestra de suelo en un ensayo triaxial en el programa de elementos finitos *PLAXIS*



Fuente: Elaboración propia

Después se procede a definir la discretización del dominio y las condiciones iniciales como las restricciones de contorno y la presión de poros. Para obtener mayor aproximación en los resultados de consolidación, se consideró un mallado fino. Para representar de mejor manera el ensayo real se permitió el drenaje solo en la parte superior y se consideró la presión de poros inicial de inicial de 10 Kpa. El modelo por tratarse de simetría axial (axisimetría) se restringe el desplazamiento en la parte inferior sobre la dirección Y. En la parte superior y derecha de la geometría se aplica los esfuerzos requeridos en la prueba triaxial de laboratorio. Se aplicaron al dominio los parámetros necesarios para cada modelo constitutivo y se crearon las fases y los tipos de cálculos adecuados para la generación computacional de la prueba. En la Figura 10 se muestra el esquema del mallado y las restricciones de desplazamientos con su drenaje.

**Figura 10.** Malla de elementos finitos, restricciones



Fuente: Elaboración propia

A continuación se describen las etapas realizadas en el ensayo experimental. [7]:

1. Saturación inicial: se impone flujo de agua sobre la muestra con una presión de cola de 10kPa y se deja durante 15 minutos después de saturada la muestra.
2. Rampa de saturación: elevación simultanea de la presión de cola y del confinamiento para eliminar la masa de aire restante. Esta etapa finaliza cuando se alcanza un parámetro de Skempton superior a 0.92.
3. Consolidación inicial: esta trayectoria se realiza en condiciones drenadas. Por lo tanto la velocidad de aplicación debe ser suficientemente lenta de manera que no se generen incrementos de presión de poros sobre la muestra. Dentro de esta etapa y antes de llegar a la Esfuerzo de consolidación se realiza un ciclo de descarga y recarga para determinar el módulo volumétrico y el módulo elástico del material.

4. Aplicación de Esfuerzo desviadora inicial: se aplica una Esfuerzo desviadora, se descarga y se vuelve a cargar con esta Esfuerzo para determinar el módulo de corte.
5. Rotura de la muestra: se aplica la Esfuerzo desviadora hasta que se produzca la falla del material y se deforme a volumen constante.

En la tabla 6 se presenta un resumen de los estados de esfuerzos utilizados en cada etapa del ensayo real.

**Tabla 6.** Estado de esfuerzos para cada fase

ETAPA DE SATURACIÓN		ETAPA DE CONSOLIDACIÓN	
Esfuerzo total inicial $\sigma_3_0$	20 Kpa	Esfuerzo total inicial $\sigma_3_0$	520 Kpa
Esfuerzo total inicial $\sigma_1_0$	20 Kpa	Esfuerzo total inicial $\sigma_1_0$	520 Kpa
Presión de poros inicial $U_0$	10 Kpa	Presión de poros inicial $U_0$	500 Kpa
Presión de poros final $U$	500 Kpa	Presión de poros final $U$	500 Kpa
Esfuerzo total $\sigma_3$	520 Kpa	Esfuerzo total $\sigma_3$	670 Kpa
Esfuerzo total $\sigma_1$	520 Kpa	Esfuerzo total $\sigma_1$	670 Kpa
Esfuerzo efectiva promedio $p'$	20 Kpa	Esfuerzo efectiva promedio $p'$	170 Kpa
Esfuerzo desviadora $q$	0 Kpa	Esfuerzo desviadora $q$	0 Kpa

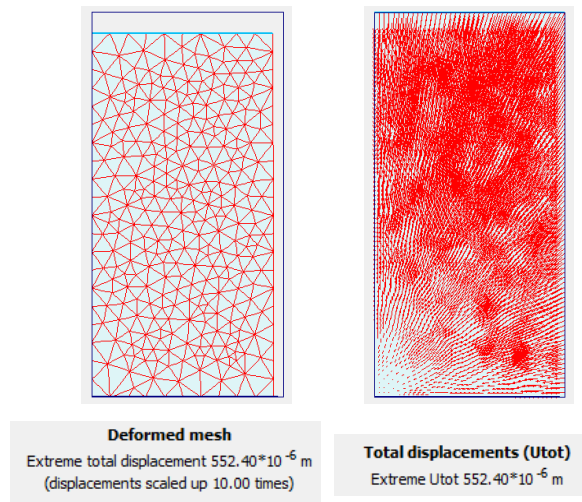
ETAPA DE DESCARGA ELÁSTICA		ETAPA DE RECARGA ELÁSTICA	
Esfuerzo total inicial $\sigma_3_0$	670 Kpa	Esfuerzo total inicial $\sigma_3_0$	520 Kpa
Esfuerzo total inicial $\sigma_1_0$	670 Kpa	Esfuerzo total inicial $\sigma_1_0$	520 Kpa
Presión de poros inicial $U_0$	500 Kpa	Presión de poros inicial $U_0$	500 Kpa
Presión de poros final $U$	500 Kpa	Presión de poros final $U$	500 Kpa
Esfuerzo total $\sigma_3$	520 Kpa	Esfuerzo total $\sigma_3$	800 Kpa
Esfuerzo total $\sigma_1$	520 Kpa	Esfuerzo total $\sigma_1$	800 Kpa
Esfuerzo efectiva promedio $p'$	20 Kpa	Esfuerzo efectiva promedio $p'$	300 Kpa
Esfuerzo desviadora $q$	0 Kpa	Esfuerzo desviadora $q$	0 Kpa

Fuente: Elaboración propia

## 6. RESULTADOS Y ANÁLISIS

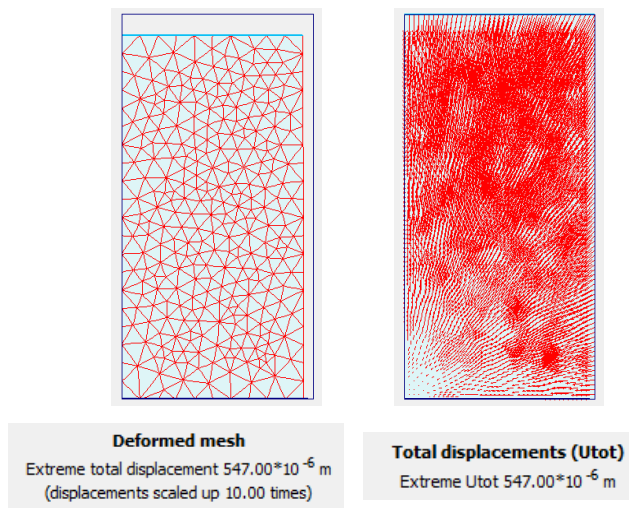
A continuación se exponen los resultados del análisis desarrollado, y la comparación entre las curvas reales del comportamiento del ensayo y las simulaciones realizadas por los diferentes modelos constitutivos. En las figuras 11 y 12 se enseñan los resultados de la simulación como los desplazamientos y la malla deformada resultante de cada modelo constitutivo utilizado.

**Figura 11.** Vector suma de los desplazamientos y deformada modelo Mohr Coulomb



Fuente: Elaboración propia

**Figura 12.** Vector suma de los desplazamientos y deformada modelo Hardening Soil

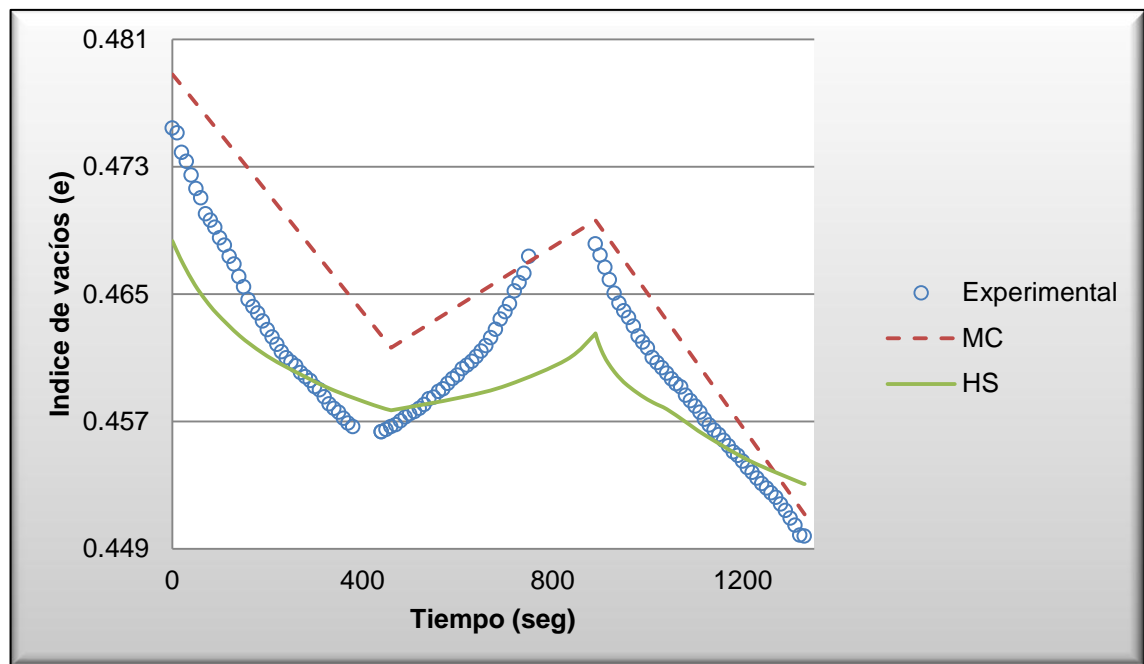


Fuente: Elaboración propia

Se logra notar que la suma del vector de los desplazamientos es mayor en la parte superior del dominio ya que en esta zona es donde se aplica el esfuerzo de compresión. Los desplazamientos obtenidos con el modelo de Mohr Coulomb ( $552,40E-6$  m) son mayores a los obtenidos por el modelo Hardening Soil ( $547,00E-6$  m), de estos valores se tiene una diferencia de 0.97%.

En la Figura 13 se presenta la evolución del índice de vacíos durante la etapa de consolidación isotrópica.

**Figura 13.** Comportamiento del índice de vacíos en el tiempo durante



Fuente: Elaboración propia

El índice de vacíos es la medida del volumen de los vacíos con respecto al volumen de las partículas sólidas, pues es importante el análisis de esta relación ya que nos indica si la medida del cambio de volumen del material. Podemos observar en la figura 12 que cuando aplicamos una carga isotrópica el suelo genera una disminución del volumen de vacíos, con la subsecuente expulsión del

agua. En caso contrario, al suministrar una descarga elástica el suelo genera un aumento en el volumen de vacíos.

Los diferentes modelos de estudio poseen el mismo comportamiento de la prueba experimental, con la diferencia que el modelo Mohr Coulomb se comporta con un modelo elástico constante antes de la falla y luego plástico perfecto y el modelo Hardening Soil, tiene un módulo que va cambiando con el nivel de deformación, y permite tener en cuenta la historia del material ( si es normalmente consolidado o sobreconsolidado) y por tanto dependiendo del modelo utilizado tendrá un comportamiento volumétrico diferente.

En la tabla 7 se consignan los resultados de la relación de vacíos para cada modelo de estudio.

**Tabla 7.** Resultados del índice de vacíos en el tiempo durante la etapa de Consolidación isotrópica para cada modelo

EXPERIMENTAL		MOHR COULOMB		HARDENING SOIL	
e	t[s]	e	t[s]	E	t[s]
<b>0.475</b>	0.000	<b>0.479</b>	0.000	<b>0.468</b>	0.000
<b>0.467</b>	130.000	<b>0.479</b>	0.322	<b>0.460</b>	235.474
<b>0.459</b>	300.000	<b>0.479</b>	5.842	<b>0.459</b>	329.682
<b>0.457</b>	380.000	<b>0.478</b>	23.506	<b>0.458</b>	460.000
<b>0.457</b>	460.000	<b>0.477</b>	47.058	<b>0.459</b>	605.232
<b>0.461</b>	620.000	<b>0.472</b>	188.370	<b>0.462</b>	888.560
<b>0.464</b>	710.000	<b>0.462</b>	460.000	<b>0.463</b>	890.000
<b>0.468</b>	890.000	<b>0.466</b>	675.000	<b>0.458</b>	1012.329
<b>0.460</b>	1030.000	<b>0.470</b>	890.000	<b>0.455</b>	1212.572
<b>0.453</b>	1250.000	<b>0.460</b>	1110.000	<b>0.453</b>	1327.081
<b>0.450</b>	1330.000	<b>0.451</b>	1330.000	<b>0.453</b>	1330.000

Fuente: Elaboración propia

En el inicio de la consolidación isotrópica el modelo de Mohr Coulomb presenta una diferencia en el índice de vacíos de 0.003 con un error de 0.71%, mientras que el modelo Hardening Soil presenta una diferencia de 0.007 con un error de 1.48%. Lo que significa que en la etapa de saturación de la muestra tuvo mayor aproximación Mohr coulomb al ensayo experimental.

En la tabla 8 se estipulan la diferencia y el error que obtuvo cada modelo constitutivo durante la consolidación isotrópica en comparación del ensayo experimental.

**Tabla 8.** Diferencias y errores para el índice de vacíos en comparación del ensayo real durante la consolidación isotrópica

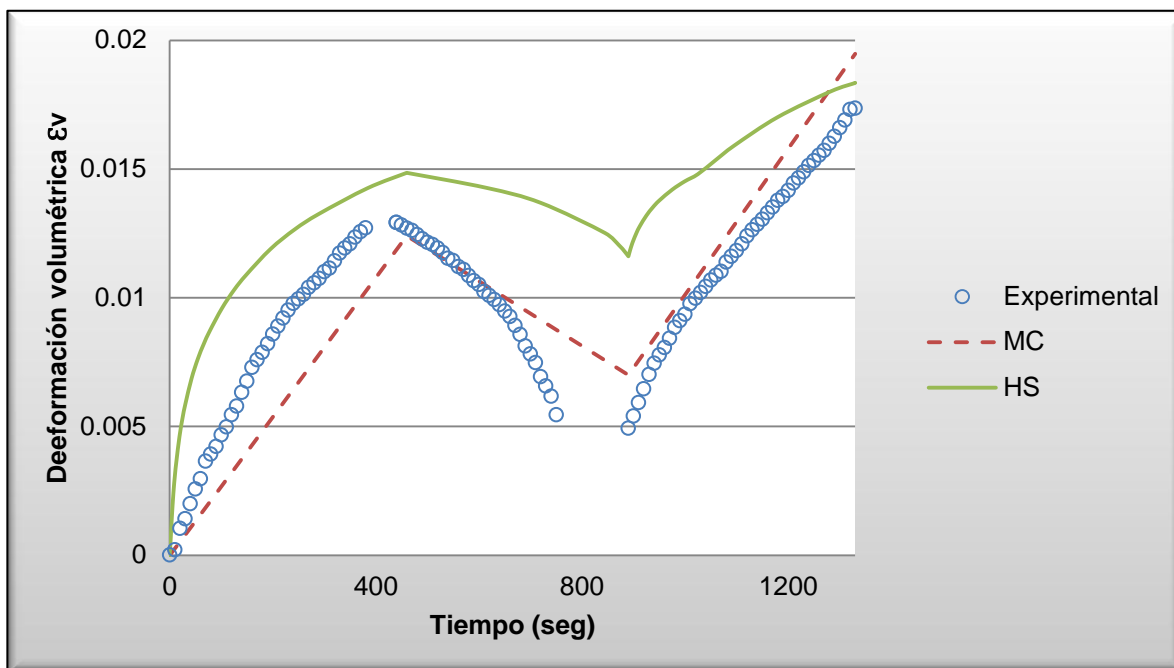
	MOHR COULOMB		HARDENING SOIL	
	Diferencia	Error [%]	Diferencia	Error [%]
<b>Inicio consolidación</b>	0.0034	0.7116	0.0071	1.4893
<b>Fin carga isotrópica</b>	0.0050	1.0847	0.0010	0.2237
<b>Fin descarga elástica</b>	0.0015	0.3176	0.0056	1.1993
<b>Fin recarga elástica</b>	0.0014	0.3047	0.0033	0.7288

Fuente: Elaboración propia

Es muy poca la diferencia que existe entre los resultados experimentales con los obtenidos mediante la modelación del ensayo. Se observa que para cada una de las etapas de la consolidación se obtuvo un error no superior a 1.5 %, por lo que se concluye que el nivel de confianza de los resultados es aceptable.

Se puede deducir que existe una relación directa entre la reducción del índice de vacíos con el proceso de consolidación isotrópica, como lo confirma la figura 14.

**Figura 14.** Evolución de la deformación volumétrica con el tiempo durante la etapa de consolidación isotrópica



Fuente: Elaboración propia

Los modelos constitutivos muestran la misma tendencia del ensayo real con la semejanza de linealidad e hiperbolicidad de las simulaciones.

Se observa en la figura 14, que los resultados presentan un comportamiento creciente, donde el volumen de la muestra decrece en forma monótona durante la aplicación de la carga isotrópica, debido a la disminución del volumen de vacíos. Se presenta un pico al inicio del comportamiento dilatante, y finalmente alcanza el estado crítico terminal al hacer la recarga elástica, donde a medida que el tiempo es mayor, se presenta una menor deformación volumétrica final, pero estas diferencias son muy pequeñas.

En la tabla 9 se establecen los resultados de la deformación volumétrica para cada modelo de estudio durante la consolidación isotrópica.

**Tabla 9.** Resultados la deformación volumétrica durante la etapa de Consolidación isotrópica para cada modelo

EXPERIMENTAL		MOHR COULOMB		HARDENING SOIL	
$\epsilon v$	t[s]	$\epsilon v$	t[s]	$\epsilon v$	t[s]
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.0063	140.0000	0.0001	2.8980	0.0096	101.4760
0.0095	230.0000	0.0001	5.8420	0.0149	460.0000
0.0123	360.0000	0.0006	23.5060	0.0143	614.2887
0.0127	460.0000	0.0025	94.1620	0.0121	871.1826
0.0101	620.0000	0.0051	188.3700	0.0116	890.0000
0.0081	690.0000	0.0124	460.0000	0.0118	893.2495
0.0049	890.0000	0.0097	675.0000	0.0120	896.2791
0.0102	1030.0000	0.0070	890.0000	0.0148	1024.6851
0.0144	1210.0000	0.0132	1110.0000	0.0154	1059.5747
0.0174	1330.0000	0.0195	1330.0000	0.0184	1330.0000

Fuente: Elaboración propia

Se evidencia por medio de los resultados la concomitancia directa que existe entre la relación de vacíos y la deformación volumétrica, ya que se contempla que la capacidad de deformación bajo cargas es pequeña, por lo que nos indica que las partículas sólidas que constituyen el suelo tienen un alto grado de acomodo.

Se consigue observar en la tabla 10 la diferencia y el error que obtuvo cada modelo constitutivo en su deformación volumétrica durante la consolidación isotrópica en comparación del ensayo experimental.

**Tabla 10.** Diferencias y errores para la deformación volumétrica durante la etapa de Consolidación isotrópica para cada modelo

	MOHR COULOMB		HARDENING SOIL	
	Diferencia	Error [%]	Diferencia	Error [%]
<b>Inicio consolidación</b>	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
<b>Fin carga isotrópica</b>	0.0003	2.2500	0.0022	17.0359
<b>Fin descarga elástica</b>	0.0021	42.2997	0.0067	136.0518
<b>Fin recarga elástica</b>	0.0021	12.2203	0.0010	5.7352

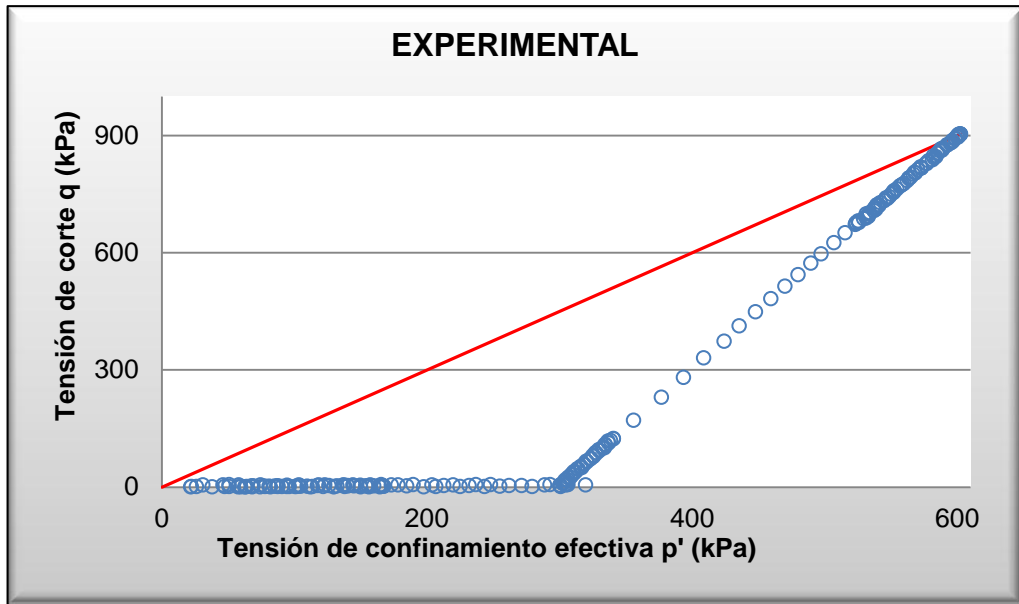
Fuente: Elaboración propia

Se evidencia que la mayor diferencia se encuentra en el comportamiento de dilatación después de la consolidación. Se atribuye este error a que las modelaciones fueron efectuadas con un ángulo de dilatación  $\psi = 0^\circ$ , por tratarse de un suelo normalmente consolidado. A pesar de errores tan grandes, estamos haciendo referencia a deformaciones del orden de 0.532 mm – 0.8816 mm en el estado final de la descarga elástica y que son muy pequeñas ante el dominio total de la muestra. Para que el modelo esté calibrado es necesario probar con varios valores de la pendiente de la línea de consolidación isotrópica hasta conseguir el valor de la relación de vacíos que se obtuvo en el experimento.

En un plano de Esfuerzo de confinamiento y de Esfuerzo de corte se puede evidenciar la trayectoria drenada que ocurre durante la etapa de consolidación y corte. En las figuras 15, 16 y 17 se evidencia dicha trayectoria para cada modelo. Suponiendo que no hay cohesión en ninguna de las simulaciones se puede dibujar la envolvente de resistencia, la cual está relacionada con el ángulo de resistencia al corte. Al utilizar el ángulo de resistencia al corte que se halla como parámetro de entrada para cada modelo, se puede calcular la envolvente de resistencia por medio de la siguiente ecuación:

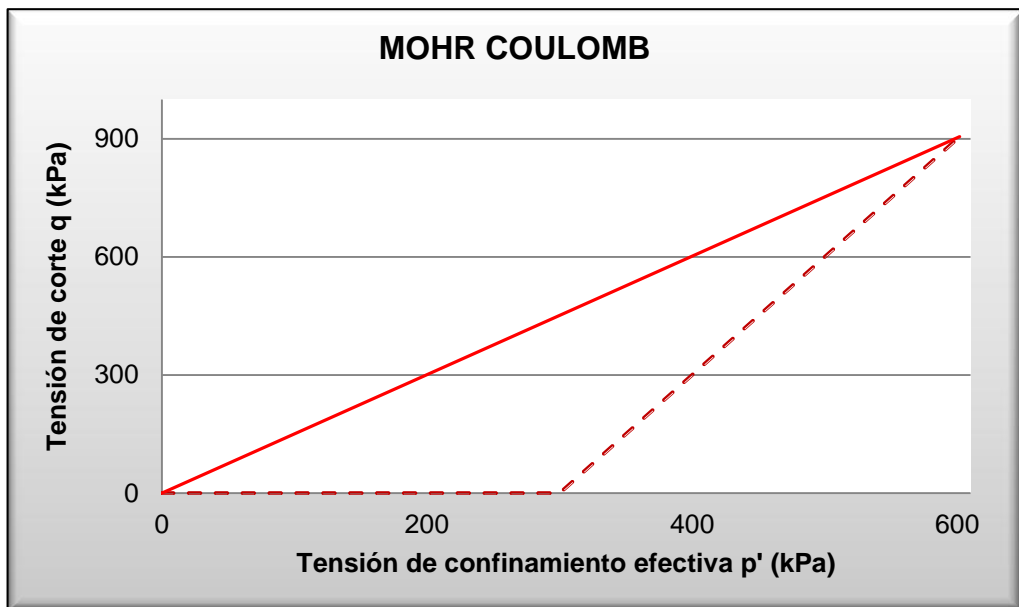
$$M = \frac{6 \sin(\varphi)}{3 - \sin(\varphi)} \quad M = \frac{6 \sin(36.9)}{3 - \sin(36.9)} = 1.501 \quad (20)$$

Figura 15. Etapa de falla drenada de la muestra para el ensayo experimental



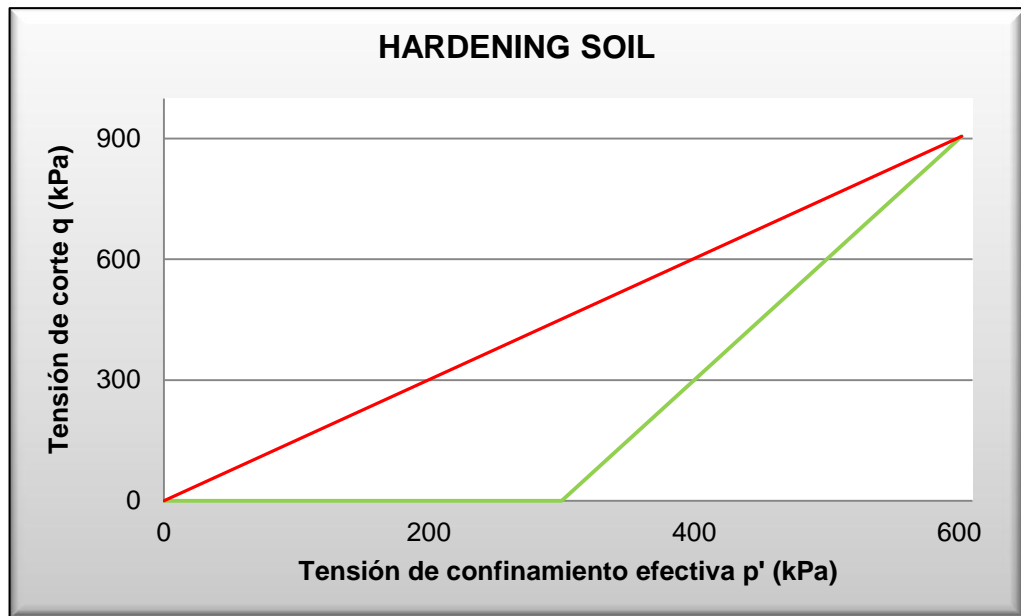
Fuente: Elaboración propia

Figura 16. Etapa de falla drenada de la muestra para el modelo Mohr Coulomb



Fuente: Elaboración propia

**Figura 17.** Etapa de falla drenada de la muestra para el modelo Hardening Soil



Fuente: Elaboración propia

Se demuestra que para cada simulación la tendencia es la misma. Y se puede observar que el valor de la Esfuerzo desviadora es cero durante el proceso de consolidación y luego sigue una línea con pendiente aproximadamente de 3 en la trayectoria de rotura drenada, hasta que alcanza la resistencia pico del material. En la tabla 11 se encuentran los resultados de la etapa de falla drenada para cada modelo.

**Tabla 11.** Resultados de la etapa de falla para cada modelo

EXPERIMENTAL		MOHR COULOMB		HARDENING SOIL	
q [Kpa]	p [Kpa]	q [Kpa]	p [Kpa]	q [Kpa]	p [Kpa]
<b>-3.792</b>	19.732	<b>0.000</b>	300.000	<b>0.000</b>	300.000
<b>1.245</b>	300.977	<b>310.160</b>	403.387	<b>341.066</b>	413.701
<b>373.256</b>	424.392	<b>620.320</b>	506.773	<b>520.426</b>	473.488
<b>625.000</b>	507.065	<b>905.645</b>	601.903	<b>670.940</b>	523.664
<b>866.979</b>	589.660	<b>905.642</b>	601.901	<b>852.269</b>	584.110
<b>892.706</b>	598.830	<b>905.633</b>	601.895	<b>888.184</b>	596.083
<b>900.636</b>	600.832	<b>905.620</b>	601.886	<b>905.648</b>	601.905
<b>903.492</b>	602.478	<b>905.604</b>	601.876	<b>905.648</b>	601.905
<b>900.448</b>	601.511	<b>905.588</b>	601.866	<b>905.641</b>	601.901
<b>897.861</b>	600.172	<b>905.573</b>	601.855	<b>905.629</b>	601.893

Fuente: Elaboración propia

La resistencia pico para el ensayo experimental es 903.492 Kpa, para Mohr Coulomb es 905.645 Kpa y para Hardening Soil es 905.648 Kpa. Lo que demuestra una proximidad entre el experimento real y las simulaciones. Con las resistencias pico obtenidas calculamos la envolvente de resistencia y la inclinación de la trayectoria de rotura drenada utilizando la fórmula de la pendiente:

$$m = \Delta y / \Delta x \quad (21)$$

**Tabla 12.** Envolvente de resistencia y pendiente de rotura para cada modelo

	EXPERIMENTAL	MOHR COULOMB	HARDENING SOIL
<b>Envolvente de resistencia</b>	1.4996	1.5046	1.5046
<b>Pendiente de rotura</b>	2.9925	2.9998	2.9998

Fuente: Elaboración propia

Las simulaciones obtienen las mismas envolventes de falla, lo que nos confirman que los parámetros utilizados son aptos para el modelamiento. En la tabla 13 se estima las diferencias y los errores presentes.

**Tabla 13.** Diferencias y errores para la envolvente de resistencia y pendiente de rotura para cada modelo

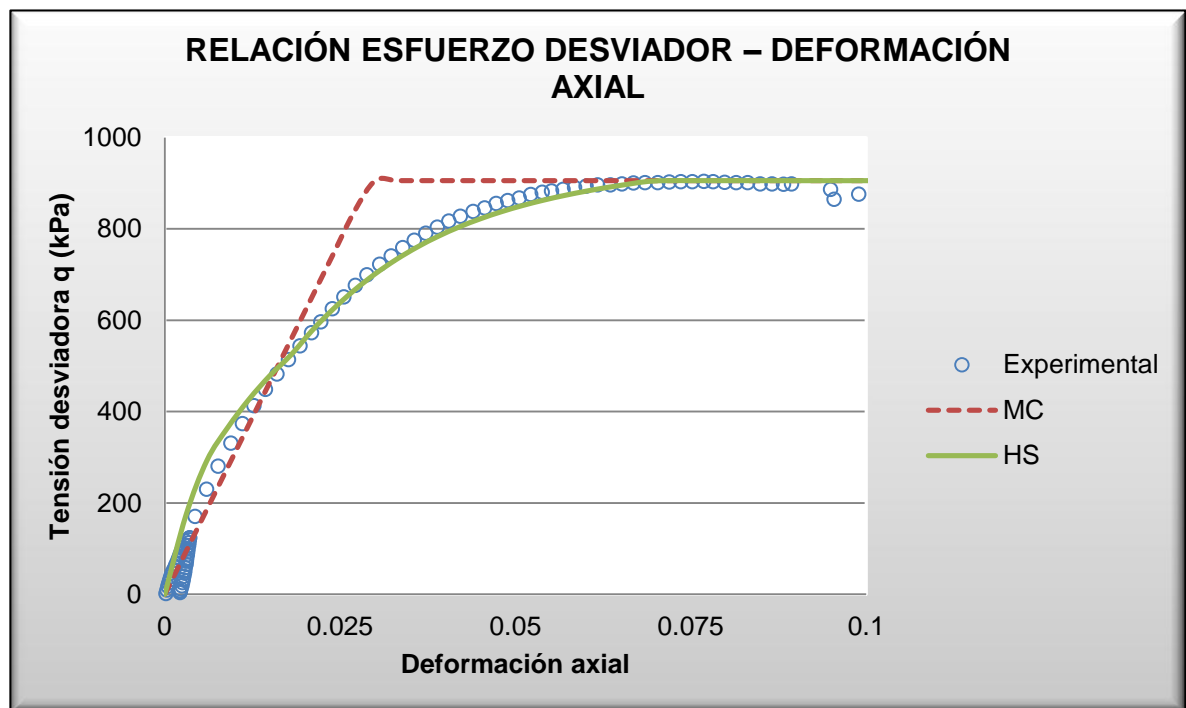
	MOHR COULOMB		HARDENING SOIL	
	Diferencia [Kpa]	Error [%]	Diferencia [Kpa]	Error [%]
<b>Resistencia pico</b>	2.1532	0.2383	2.1562	0.2387
<b>Envolvente de resistencia</b>	0.0050	0.3342	0.0050	0.3342
<b>Pendiente de rotura</b>	0.0073	0.2432	0.0073	0.2432

Fuente: Elaboración propia

Para tener resistencias pico tan altas, los errores suministrados en la tabla anterior son bastante pequeños; lo que indica que las modelaciones tiene un grado de confiabilidad altamente grande.

En la figura 18 se presenta los resultados de las curvas esfuerzo – deformación experimental obtenida para la presión de confinamiento isotrópico junto con las simulaciones numéricas correspondientes.

**Figura 18.** Relación esfuerzo desviador – deformación axial



Fuente: Elaboración propia

De los resultados se evalúa una correlación aceptable entre las mediciones y las simulaciones numéricas, y se verifica que los parámetros adoptados son adecuados, y que la metodología para su obtención es válida para los modelos constitutivos estudiados.

De la simulación numérica con el modelo *Mohr-Coulomb* se perciben los componentes típicos de un modelo lineal, y se pueden diferenciar las dos respuestas básicas comprendidas en su formulación (elastoplasticidad perfecta). De esta manera, y en comparación con el comportamiento experimental, se observa una transformación menos progresiva entre el comportamiento elástico y el estado plástico del suelo.

Por el contrario, el modelo *Hardening Soil* representa con mayor acierto la concordancia hiperbólica experimental entre la deformación axial y el esfuerzo desviador, certificando la no linealidad natural del suelo previa a la rotura y pronosticando apropiadamente los cambios de rigidez del material con el incremento de las deformaciones.

**Tabla 14.** Resultados de la relación esfuerzo desviador – deformación axial para cada modelo

EXPERIMENTAL		MOHR COULOMB		HARDENING SOIL	
q [Kpa]	$\epsilon_a$	q [Kpa]	$\epsilon_a$	q [Kpa]	$\epsilon_a$
-5.606	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
373.256	0.011	310.160	0.010	341.066	0.010
572.435	0.021	620.320	0.020	520.426	0.020
721.972	0.031	905.645	0.030	670.940	0.030
816.457	0.041	905.646	0.040	790.364	0.040
866.979	0.051	905.642	0.050	852.269	0.050
892.706	0.060	905.633	0.060	888.184	0.060
900.976	0.070	905.620	0.070	905.648	0.070
901.056	0.082	905.604	0.080	905.648	0.080
903.492	0.077	905.588	0.090	905.641	0.090
866.203	0.103	905.573	0.100	905.629	0.100

Fuente: Elaboración propia

De la comparación se confirma la capacidad de la simulación numérica por medio de elementos finitos para la representación del proceder propio de los suelos normalmente consolidados (suelos con endurecimiento progresivo hasta la falla). De otra parte, se evalúa que el nivel de falla o resistencia pico es simulado apropiadamente por los modelos en análisis, dado que el criterio de falla *Mohr-Coulomb* es común en la formulación de los dos modelos constitutivos.

## 7. ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD

Como parte del estudio del ensayo triaxial simulado en el software de elementos finitos *PLAXIS*, existe un análisis importante dado por las propiedades mismas del material y de la confiabilidad del programa, para eso se realiza lo que se denomina análisis de sensibilidad.

Esto lo logramos realizando las respectivas variaciones de los parámetros de resistencia representativos de cada modelo constitutivo, mostrando cada uno de estos en tablas para un análisis más óptimo y seguro.

En las tablas 15 y 16 se muestran los diferentes valores del esfuerzo desviador para cada valor de E, variando E en 1 [Kpa] se notan cambios pequeños pero representativos en q, de ahí se puede concluir que el programa de elementos finitos tiene una sensibilidad en cuanto al módulo elástico bastante precisa, esto se da para ambos modelos Mohr y Hardening Soil.

**Tabla 15.** Variación del módulo de Young en la relación esfuerzo desviador – deformación axial para el modelo Mohr Coulomb

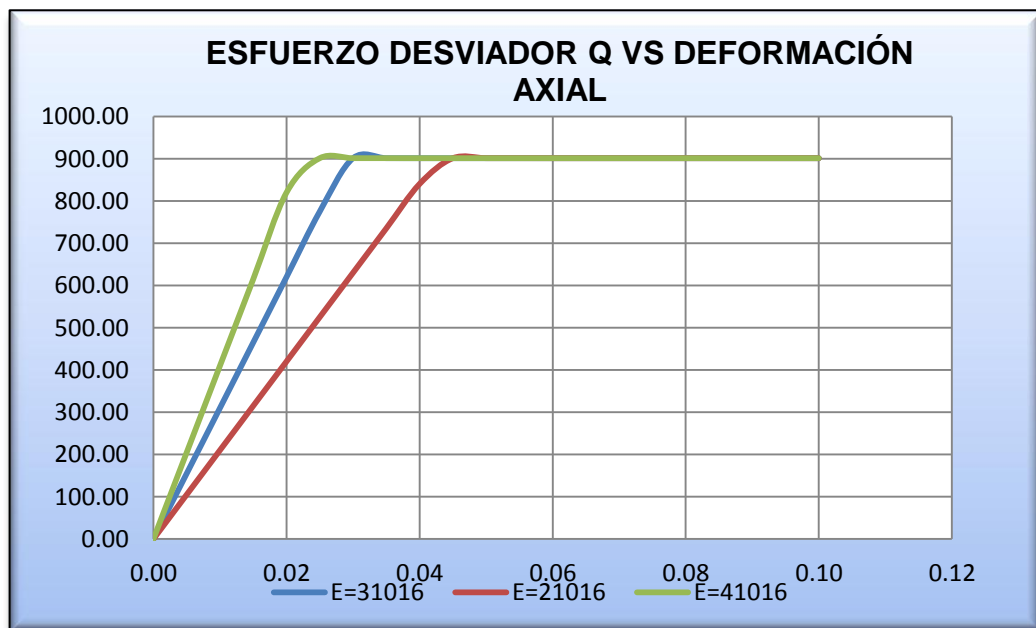
ESFUERZO DESVIADOR q [Kpa] MODELO MOHR-COULOMB				
$\epsilon_1$ [%] \ E [Kpa]	31016	31017	31018	31019
0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
-0,005	155,080	155,085	155,090	155,095
-0,010	310,160	310,170	310,180	310,190
-0,015	465,240	465,255	465,270	465,285
-0,020	620,320	620,340	620,360	620,380
-0,025	775,400	775,425	775,450	775,475
-0,030	905,627	905,627	905,627	905,627
-0,035	905,626	905,626	905,626	905,626
-0,040	905,606	905,606	905,606	905,606
-0,045	905,583	905,583	905,583	905,583
-0,050	905,569	905,569	905,569	905,569

Fuente: Elaboración propia

El esfuerzo desviador  $q$  tiene una dependencia a la rigidez del suelo, se evidencia que a medida que aumenta  $E$  el esfuerzo desviador aumenta.

Durante de la fase elástica los valores de  $q$  tienen una variación significativa en ambos modelos, cuando llegamos a la fase plástica se nota para el modelo de Mohr Coulomb que los valores se mantienen constantes, esto se comprueba teóricamente en la formulación inicial del modelo (como se presentó anteriormente); para el modelo de Hardening Soil, se observa que los valores cambian de manera decreciente, representando así la teoría planteada al inicio de la tesis.

**Figura 19.** Variación del módulo de Young en la relación



Fuente: Elaboración propia

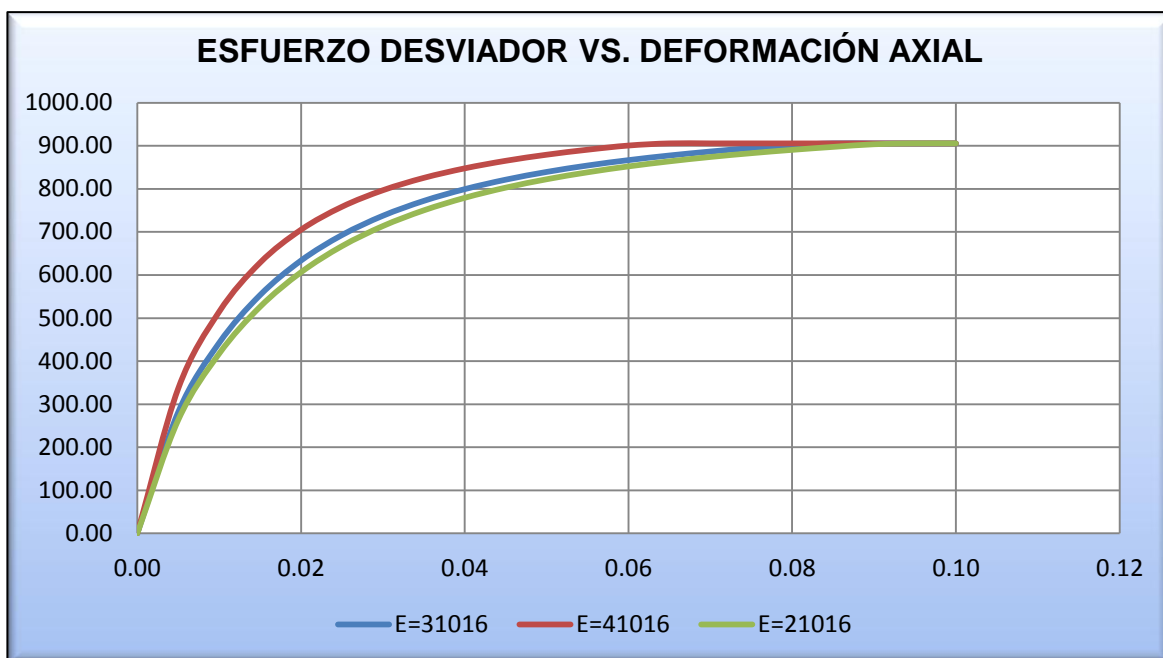
En los suelos el parámetro de la cohesión tiene gran influencia para obtener su resistencia al corte, la variación de dicho parámetro puede cuantificar el estado óptimo para realizar un buen diseño, por ello se realiza el análisis de sensibilidad en el programa de elementos finitos, variando los valores de la cohesión, y se muestra en las tablas 17 y 18 se muestra el análisis general cuando varía la cohesión de la muestra de suelo.

**Tabla 16.** Variación del módulo de Young en la relación esfuerzo desviador – deformación axial para el modelo Hardening Soil

ESFUERZO DESVIADOR q [Kpa] MODELO HARDENING SOIL				
$\epsilon_1$ [%] \ E [Kpa]	31016	31017	31018	31019
0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
-0,015	512,351	512,360	512,382	512,377
-0,030	707,683	707,691	707,713	707,707
-0,045	800,257	800,264	800,282	800,276
-0,060	851,133	851,138	851,153	851,147
-0,075	882,371	882,375	882,388	882,383
-0,090	903,387	903,390	903,401	903,397
-0,105	905,645	905,645	905,645	905,645
-0,120	905,642	905,642	905,641	905,641
-0,135	905,615	905,615	905,614	905,614
-0,150	905,585	905,585	905,584	905,585

Fuente: Elaboración propia

**Figura 20.** Variación del módulo de Young en la relación



Fuente: Elaboración propia

**Tabla 17.** Variación de la cohesión en la relación esfuerzo desviador – deformación axial para el modelo Mohr Coulomb

ESFUERZO DESVIADOR q [Kpa] MODELO MOHR-COULOMB				
C [Kpa] ε1 [%]	1,00	2,00	3,00	4,00
0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
-0,005	155,080	155,080	155,080	155,080
-0,010	310,160	310,160	310,160	310,160
-0,015	465,240	465,240	465,240	465,240
-0,020	620,320	620,320	620,320	620,320
-0,025	775,400	775,400	775,400	775,400
-0,030	905,627	909,622	913,641	917,630
-0,035	905,626	909,630	913,634	917,638
-0,040	905,606	909,614	913,609	917,621
-0,045	905,583	909,592	913,585	917,597
-0,050	905,569	909,575	913,571	917,580

Fuente: Elaboración propia

**Tabla 18.** Variación de la cohesión en la relación esfuerzo desviador – deformación axial para el modelo Hardening Soil

ESFUERZO DESVIADOR q [Kpa] MODELO HARDENING SOIL				
C [Kpa] ε1 [%]	1,00	2,00	3,00	4,00
0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
-0,015	512,351	510,767	509,205	507,666
-0,030	707,683	707,352	707,012	706,672
-0,045	800,257	801,121	801,967	802,807
-0,060	851,133	852,808	854,467	856,110
-0,075	882,371	884,582	886,776	888,956
-0,090	903,387	905,971	908,541	911,098
-0,105	905,645	909,642	913,644	917,653
-0,120	905,642	909,644	913,644	917,652
-0,135	905,615	909,620	913,624	917,626
-0,150	905,585	909,591	913,596	917,595

Fuente: Elaboración propia

Como se puede ver en los resultados de la tabla 17, al modificar el valor de la cohesión, el esfuerzo desviador se mantiene estable hasta alcanzar la resistencia pico del material, después de esta fase el esfuerzo tiene tendencia decreciente. Se ve notoriamente un aumento en el esfuerzo desviador cuando el valor de la cohesión es más alto.

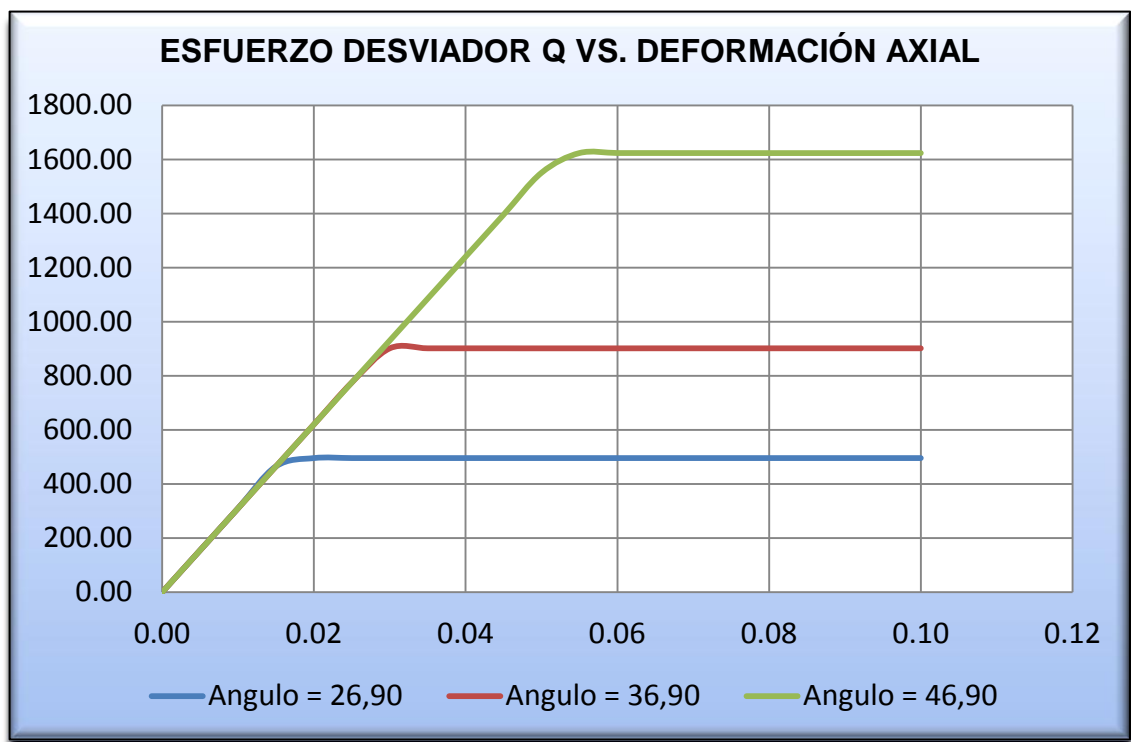
El modelo de Hardening Soil muestra variaciones tanto antes como después de alcanzada la resistencia pico, lo que da como conclusión que los resultados de este modelo son más exactos que el modelo de Mohr Coulomb.

Al igual que en la tabla anterior las tendencia de los resultados del esfuerzo desviador se mantiene en aumento si la cohesión es más elevada.

Estos resultados se ajustan a la teoría, como se habló anteriormente del modelo constitutivo de Hardening Soil.

El ángulo de fricción contribuye a los deslizamientos de las partículas del suelo, resistencia a la dilatancia, trituración de las partículas y reacomodo de las mismas, siendo así un parámetro de gran importancia, por tanto se tiene en cuenta su variación y su correspondiente análisis, dado que es de vital importancia para garantizar la estabilidad de las estructuras.

**Figura 21.** Variación del ángulo de fricción en la relación esfuerzo desviador – deformación axial para el modelo Mohr Coulomb



Fuente: Elaboración propia

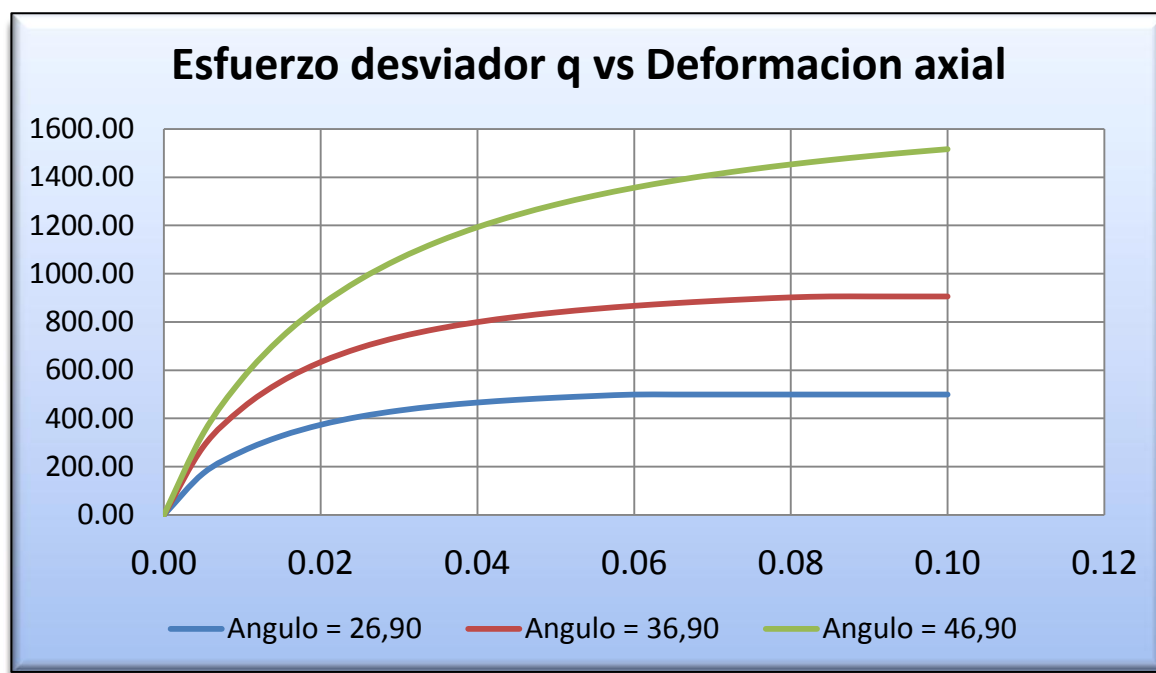
Los cambios dados al ángulo de fricción para el análisis de sensibilidad fueron en un  $0,10^\circ$ , los cuales arrojaron datos representativos en el cambio del esfuerzo desviador, el cual depende directamente del ángulo de fricción como se mencionó anteriormente. esto se evidencia de nuevo en las tablas 19 y 20, tanto para Mohr Coulomb como Hardening Soil, PLAXS da una sensibilidad bastante amplia en cuanto al ángulo de fricción, ya que nos da datos exactos con pequeños cambios de este.

**Tabla 19.** Variación del ángulo de fricción en la relación esfuerzo desviador – deformación axial para el modelo Mohr Coulomb

ESFUERZO DESVIADOR q [Kpa] MODELO MOHR-COULOMB				
$\varphi$ [°] $\varepsilon_1$ [%]	36,90	37,00	37,10	37,20
0,000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
-0,005	155,0800	155,0800	155,0800	155,0800
-0,010	310,1600	310,1600	310,1600	310,1600
-0,015	465,2400	465,2400	465,2400	465,2400
-0,020	620,3200	620,3200	620,3200	620,3200
-0,025	775,4000	775,4000	775,4000	775,4000
-0,030	905,6270	910,9150	916,1970	921,5310
-0,035	905,6260	910,8980	916,2000	921,5330
-0,040	905,6060	910,8670	916,1800	921,5100
-0,045	905,5830	910,8420	916,1540	921,4820
-0,050	905,5690	910,8300	916,1370	921,4640

Fuente: Elaboración propia

**Figura 22.** Variación del ángulo de fricción en la relación esfuerzo desviador – deformación axial para el modelo Hardening Soil



Fuente: Elaboración propia

**Tabla 20.** Variación del ángulo de fricción en la relación esfuerzo desviador – deformación axial para el modelo Hardening Soil

ESFUERZO DESVIADOR q [Kpa] MODELO HARDENING SOIL				
$\varphi$ [°] $\varepsilon_1$ [%]	36,90	37,00	37,10	37,20
0,000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
-0,015	512,3510	513,9690	515,5890	517,2120
-0,030	707,6830	710,3970	713,1170	715,8420
-0,045	800,2570	803,7120	807,1760	810,6500
-0,060	851,1330	855,0770	859,0340	863,0040
-0,075	882,3710	886,6510	890,9460	895,2580
-0,090	903,3870	907,9060	912,4440	916,9990
-0,105	905,6450	910,9110	916,2070	921,5340
-0,120	905,6420	910,9030	916,2090	921,5400
-0,135	905,6150	910,8760	916,1880	921,5250
-0,150	905,5850	910,8490	916,1590	921,4960

Fuente: Elaboración propia

**Tabla 21.** Variación del ángulo de Dilatación en la relación esfuerzo desviador – deformación axial para el modelo Mohr Coulomb

ESFUERZO DESVIADOR q [Kpa] MODELO MOHR-COULOMB				
$\psi$ [°] $\varepsilon_1$ [%]	0,00	1,00	2,00	3,00
0,000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
-0,005	155,0800	155,0800	155,0800	155,0800
-0,010	310,1600	310,1600	310,1600	310,1600
-0,015	465,2400	465,2400	465,2400	465,2400
-0,020	620,3200	620,3200	620,3200	620,3200
-0,025	775,4000	775,4000	775,4000	775,4000
-0,030	905,6270	905,6470	905,6380	905,6300
-0,035	905,6260	905,6230	905,6220	905,6450
-0,040	905,6060	905,5910	905,5960	905,6300
-0,045	905,5830	905,5680	905,5740	905,6020
-0,050	905,5690	905,5590	905,5630	905,5760

Fuente: Elaboración propia

El ensayo triaxial se caracteriza por una rigidez decreciente hasta llegar a cero en el estado límite y muestra una contracción inicial, seguida de una dilatación.

Se nota una disminución del esfuerzo desviador  $q$  a medida que aumentamos el ángulo de dilatación. Las tablas 21 y 22 muestran la variación del esfuerzo desviador  $q$  en función del ángulo de dilatación.

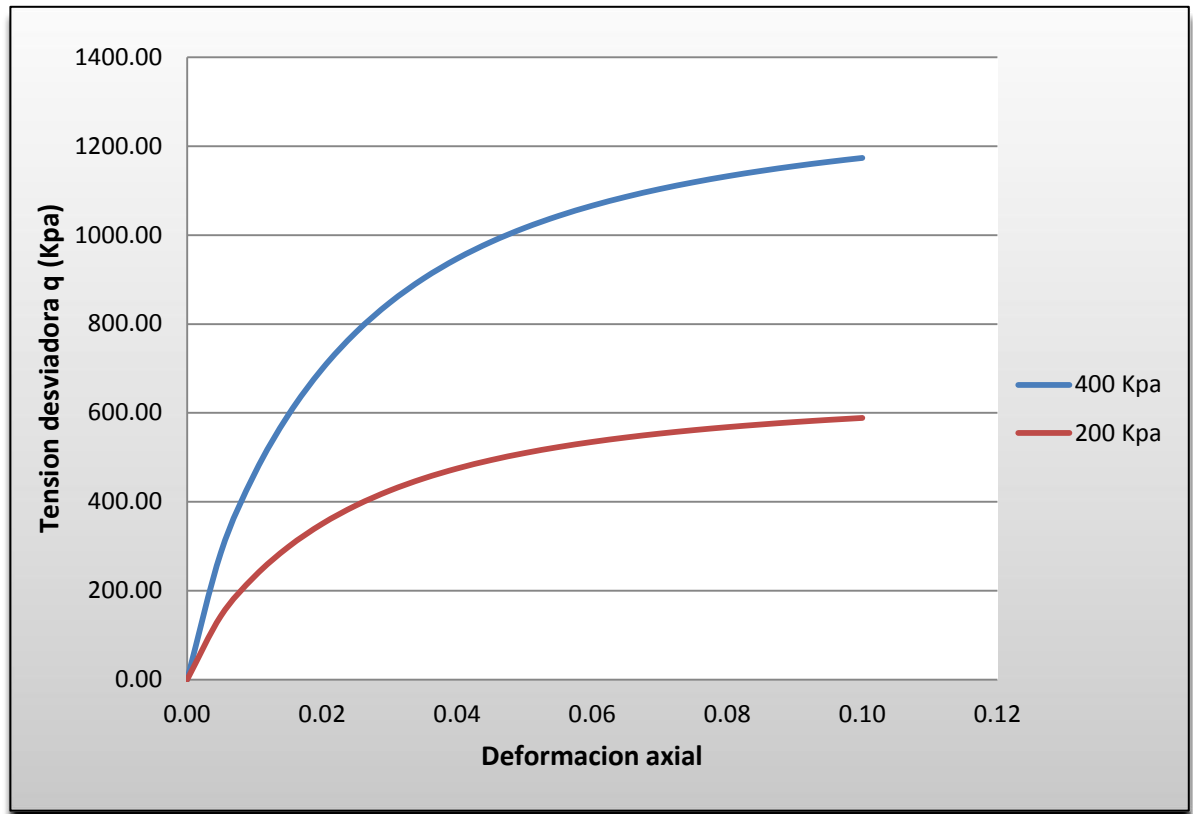
**Tabla 22.** Variación del ángulo de Dilatación en la relación esfuerzo desviador – deformación axial para el modelo Hardening Soil

ESFUERZO DESVIADOR $q$ [Kpa] MODELO HARDENING SOIL				
$\psi$ [°] $\epsilon_1$ [%]	0,00	1,00	2,00	3,00
0,000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
-0,015	512,3510	512,3510	512,3510	512,3510
-0,030	707,6830	707,6830	707,6830	707,6830
-0,045	800,2570	800,2570	800,2570	800,2570
-0,060	851,1330	851,1330	851,1330	851,3710
-0,075	882,3710	882,3710	882,6610	883,2420
-0,090	903,3870	903,5280	904,0240	904,7390
-0,105	905,6450	905,6400	905,6400	905,6410
-0,120	905,6420	905,6400	905,6450	905,6340
-0,135	905,6150	905,6170	905,6310	905,6110
-0,150	905,5850	905,5890	905,6030	905,5850

Fuente: Elaboración propia

La variación de los esfuerzos de confinamiento produce cambios apreciables en los resultados de los ensayos triaxiales, esto es igual al momento de realizar simulaciones variando estos esfuerzos.

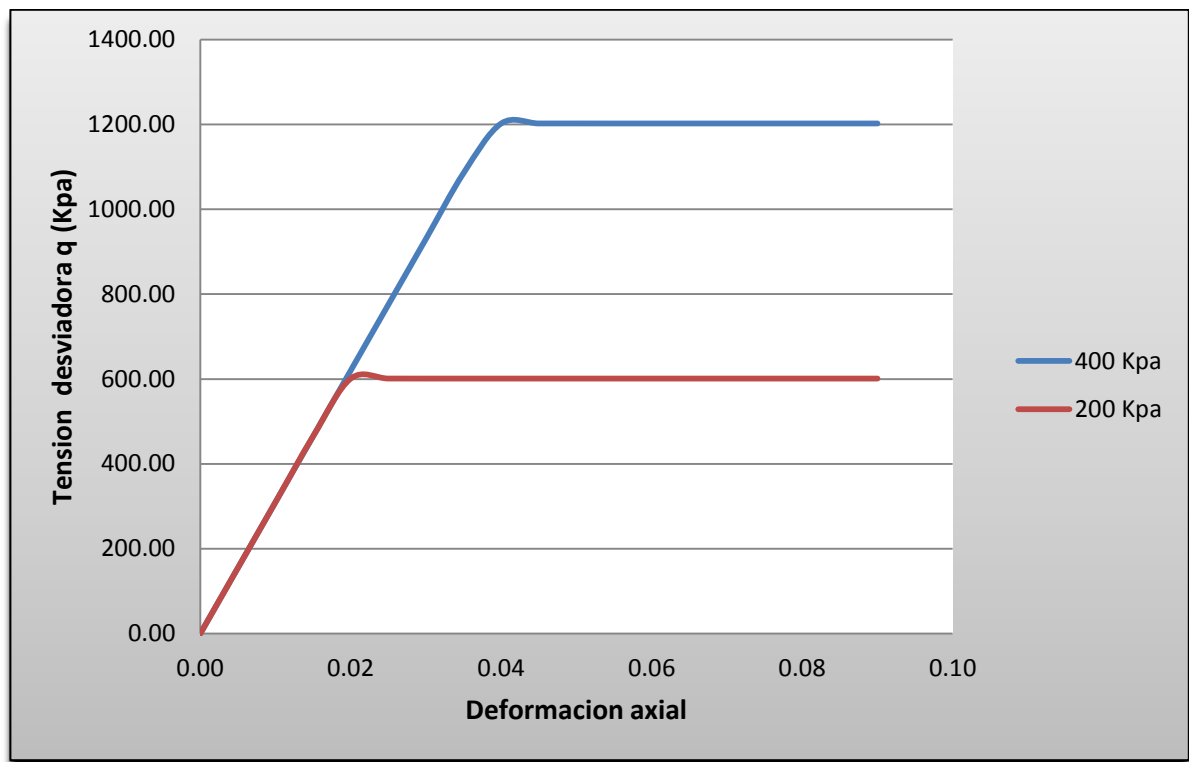
**Figura 23.** Relación esfuerzo desviador – deformación axial, con variación del esfuerzo de confinamiento para modelo Hardening Soil



Fuente: Elaboración propia

La variación de los esfuerzos de confinamiento, nos da como resultado una variación notable en los valores de la Esfuerzo desviadora  $q$ , en la Figura 19 están representadas las curvas con los diferentes valores de esfuerzo de confinamiento para cada una de ellas, para valores altos de este esfuerzo la Esfuerzo desviadora  $q$  tiende a aumentar considerablemente, por tanto su resistencia residual aumenta.

**Figura 24.** Relación esfuerzo desviador – deformación axial, con variación del esfuerzo de confinamiento para modelo Mohr Coulomb



Fuente: Elaboración propia

Como era de esperar en las curvas esfuerzo desviador contra deformación axial en la Figura 20, su comportamiento es de igual manera que en el modelo de Hardening Soil, presentando una relación directa entre los esfuerzos desviador y de confinamiento, por eso el valor del esfuerzo de confinamiento que se use en los ensayos triaxiales es importante para los resultados, así como lo es también para las simulaciones obtenidas, la relación de estos esfuerzos se podría decir es en una relación 1 a 3, ya que para cada aumento en 100 Kpa del valor del esfuerzo de confinamiento, tenemos un aumento en el esfuerzo desviador de 300 Kpa, teniendo así un análisis acertado en el uso de la metodología planteada.

## 8. CONCLUSIONES

Apoyados en los resultados alcanzados en cuanto a la evaluación de parámetros y la simulación numérica del ensayo experimental, se pueden hacer las siguientes conclusiones

- ✓ La obtención de los parámetros se hace vital, ya que de estos dependen los resultados dados por las simulaciones, por ende la metodología propuesta para el cálculo de los parámetros resulta satisfactoria en la modelación del comportamiento del suelo en el ensayo triaxial. Asimismo la estimación de la equivalencia entre el ensayo experimental y las modelaciones, los resultados de los parámetros alcanzados mediante la metodología desarrollada se ubican dentro de los rangos para dicho suelo.
- ✓ La falta de información de las propiedades físicas y mecánicas que caracterizan el suelo, dificultan la determinación de los parámetros necesarios para las simulaciones numéricas, por ello se debe partir de unos parámetros iniciales deducidos de un ensayo de laboratorio o de información preliminar del suelo, o realizando un análisis de prueba y error hasta llegar a los valores experimentales.
- ✓ No obstante los modelos Mohr Coulomb y Hardening Soil, anticipan adecuadamente la resistencia pico del suelo, es decir, los dos modelos concuerdan con el esfuerzo de falla para las simulaciones realizadas, el modelo Mohr Coulomb llega al valor de la resistencia adecuado sin embargo lo hace a un nivel de deformación que es mucho menor que el que se obtuvo experimental, por tanto no predice adecuadamente el comportamiento deformacional de la muestra, se aconseja el uso del modelo Hardening Soil dado a la contemplación de la variación de la

rigidez dependiente del estado de esfuerzos y a la correlación hiperbólica implícita en su formulación.

- ✓ Al hacer variaciones de cada uno de los parámetros obtenidos, se dan como resultado variaciones que permite un análisis más preciso de la exactitud con la que se trabaja el software, y del comportamiento de las muestras simuladas, y las tendencias que representa el modelamiento del ensayo triaxial.
  
- ✓ La teoría de elementos finitos ha revolucionado el campo de la ingeniería civil, por eso se hace evidente la importancia que ha sido para la realización de proyectos geotécnicos, una vez calibrados los parámetros de un modelo se puede estudiar el comportamiento del material ante distintas cargas de confinamiento.
  
- ✓ El análisis de sensibilidad permite la comparación de cada uno de los parámetros respecto a los cambios que se puedan presentar en estos y, la tendencia que tendrán las muestras simuladas, también cuáles podrían ser los máximos esfuerzos permitidos para cada suelo, o la tolerancia en los parámetros dados para que, los suelos dados sean admisibles en la elaboración de cualquier proyecto de ingeniería.

## REFERENCIAS

- [1] PLAXIS, “PLAXIS bv (Versión 8) Materials models manual,” 2004.
- [2] I. M. Smith, and D. V. Griffith, *Programming the finite element method*, 2 ed., Chisester: John Wiley & Sons, 1999.
- [3] T. Schanz, A. Vermeer, and P. G. Bonnier, “The hardening soil model: formulation and verification,” *Beyond 2000 in computational geotechnics: 10 years of PLAXIS International ; proceedings of the International Symposium beyond 2000 in Computational Geotechnics, Amsterdam, The Netherlands, 18-20 March 1999*, R. Brinkgreve, ed., Rotterdam: Taylor & Francis, 1999.
- [4] J. Brinkgreve, and A. Vermeer, “On the use of Cam-Clay models,” in *Symposium on Numerical Models in Geomechanics*, Balkema, Rotterdam, the Netherlands, 1992.
- [5] Revista Ingenierías Universidad de Medellín, volumen 8, No. 15, pp. 75-91 ISSN 1692 3324 - julio-diciembre de 2009/146 p. Medellín, Colombia.
- [6] Fundacion Wikimedia, inc, “Método de los elementos finitos”, <[http://es.wikipedia.org/wiki/M%C3%A9todo\\_de\\_los\\_elementos\\_finitos](http://es.wikipedia.org/wiki/M%C3%A9todo_de_los_elementos_finitos)>
- [7] J. Pineda, O. Montenegro, V. Merchán, “Práctica N° 4: ENSAYO TRIAXIAL CONSOLIDADO DRENADO”, Universidad Politécnica de Cataluña, enero de 2006.
- [8] U. T. d. Delft, «PLAXIS V.8, » 1987.