



UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS BELLO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

**VERIFICACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE UN MODELO INTEGRADO
DE SUELOS PLÁSTICOS NO DRENADOS Y SU PROGRAMACIÓN EN
MATLAB**

Presentado ante la Universidad Católica Andrés Bello
Como parte de los requisitos para optar por el título de
INGENIERO CIVIL

Tesistas:

D'ONOFRIO RAMIREZ, Alejandro
IZARRA TORCAT, Gustavo E.

Tutor:

Ing. Heriberto Echezuría

Caracas, junio de 2018.

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

VERIFICACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE UN MODELO INTEGRADO
DE SUELOS PLÁSTICOS NO DRENADOS Y SU PROGRAMACIÓN EN
MATLAB

Este jurado; una vez realizado el examen del presente trabajo, ha evaluado su
contenido con el resultado: VEINTE - MENCIÓN PUBLICACIÓN *je*



JURADO EXAMINADOR

Nombre: ALVARO BOIGRO Nombre: Roque Garcia Nombre: HERIBERTO ECHEZURIA

Firma: *[Signature]* Firma: *[Signature]* Firma: *[Signature]*

A mis padres, Bettina y Edmundo, por su apoyo incondicional.
A mi hermana, mita, con dedicación y esfuerzo todo es posible.
Este logro también es de ustedes.

Gustavo

A mi familia, por ser mi apoyo y creer siempre en mí.

Alejandro

AGRADECIMIENTOS

A Dios ante todo por permitirme culminar este capítulo de mi vida.

A mis padres, Bettina y Edmundo, por sus enseñanzas y valores inculcados, amor y dedicación.

A mi hermana, mita, por ser la mejor hermana del mundo y estar siempre para mí, te amo.

A la Universidad Católica Andrés Bello, por su formación y enseñanzas.

A todos mis profesores, por sus horas de dedicación para brindarnos todo su conocimiento.

A nuestro tutor y padrino Heriberto Echezuría por su paciencia y dedicación.

A mis compañeros de clase, por los momentos que necesite ayuda y me la dieron.

A Alexandra, por su apoyo y amor durante todos estos años.

Gustavo

AGRADECIMIENTOS

A dios

A mi familia

A mis amigos

A mis profesores

A nuestro tutor

Y a la Universidad Católica Andrés Bello

Que cada uno de ellos fue parte de esta etapa de mi vida, dándome su guía, apoyo, fuerza, motivación y determinación para cumplir esta meta, que para muchos aquí en la tierra como en el cielo les llenara su corazón de alegría.

Alejandro

ÍNDICE GENERAL

AGRADECIMIENTOS.....	IV
ÍNDICE GENERAL.....	VI
ÍNDICE DE TABLAS, FIGURAS Y GRÁFICOS.....	VIII
INTRODUCCIÓN.....	10
I. EL PROBLEMA.....	12
1.1 Planteamiento del problema.....	12
1.2 Objetivos de la investigación.....	12
1.2.1 Objetivo general.....	12
1.2.2 Objetivos específicos.....	12
1.3 Alcance y limitación.....	13
1.3.1 Alcance.....	13
1.3.2 Limitación.....	13
II. MARCO TEÓRICO.....	14
2.1 Suelo.....	14
2.2 Propiedades del suelo.....	14
2.3 Normalización del suelo.....	15
2.4 Consolidación.....	16
2.5 Ensayos de laboratorio.....	16
III. MARCO METODOLÓGICO.....	18
3.1 Conceptualización del modelo.....	18
3.2 Funcionamiento del modelo.....	19
3.3 Validación del modelo.....	27
3.3.1 Validación de la resistencia al corte.....	27
3.3.1.1 Muestra Literatura 1.....	27
3.3.1.2 Muestra Literatura 2.....	30
3.3.2 Validación de las curvas Esfuerzo-Deformación.....	32
3.3.2.1 Muestra Lagunilla.....	34
3.3.2.2 Muestra Amuay.....	37
3.3.2.3 Muestra Kawasaki.....	38
3.3.2.4 Muestra Boston Blue Clays 1.....	41
3.3.2.5 Muestra Boston Blue Clays 2.....	43
3.3.3 Validación del ángulo de fricción ϕ	45

3.3.3.1	Muestra Ilita 1.....	45
3.3.3.2	Muestra Ilita 2.....	48
3.3.3.3	Muestra Kaolinita 1.....	50
3.3.3.4	Muestra Kaolinita 2.....	52
IV.	ANÁLISIS DE RESULTADO.....	54
V.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	56
	5.1 Conclusiones.....	56
	5.2 Recomendaciones.....	57
	BIBLIOGRAFÍA.....	58

ÍNDICE DE TABLAS, FIGURAS Y GRÁFICOS

Tablas

Tabla 1. Datos Literatura 1.....	27
Tabla 2. Resultados Literatura 1.....	28
Tabla 3. Datos Literatura 2.....	30
Tabla 4. Resultados Literatura 2.....	30
Tabla 5. Datos Lagunilla.....	34
Tabla 6. Resultados Lagunilla.....	35
Tabla 7. Datos Amuay.....	37
Tabla 8. Resultados Amuay.....	37
Tabla 9. Datos Kawasaki.....	38
Tabla 10. Resultados Kawasaki.....	39
Tabla 11. Datos Boston Blue Clays 1.....	41
Tabla 12. Resultados Boston Blue Clays 1.....	41
Tabla 13. Datos Boston Blue Clays 2.....	43
Tabla 14. Resultados Boston Blue Clays 2.....	43
Tabla 15. Datos Ilita 1.....	45
Tabla 16. Resultados Ilita 1.....	46
Tabla 17. Datos Ilita 2.....	48
Tabla 18. Resultados Ilita 2.....	48
Tabla 19. Datos Kaolinita 1.....	50
Tabla 20. Resultados Kaolinita 1.....	50
Tabla 21. Datos Kaolinita 2.....	52
Tabla 22. Resultados Kaolinita 2.....	52

Figuras

Figura 1. Curvas esfuerzo-deformación.....	15
Figura 2. Curvas normalizadas esfuerzo-deformación.....	15
Figura 3. Acoplamiento de los tres planos.....	18
Figura 4. Gráficos Literatura 1.....	29
Figura 5. Gráficos Literatura 2.....	31

Figura 6. Curvas normalizadas esfuerzo-deformación Ladd.....	32
Figura 7. Gráficos Lagunilla.....	36
Figura 8. Gráficos Amuay.....	38
Figura 9. Gráficos Kawasaki.....	40
Figura 10. Gráficos Boston Blue Clays 1.....	42
Figura 11. Gráficos Boston Blue Clays 2.....	44
Figura 12. Ángulos de fricción.....	45
Figura 13. Gráficos Illita 1.....	47
Figura 14. Gráficos Illita 2.....	49
Figura 15. Gráficos Kaolinita 1.....	51
Figura 16. Gráficos Kaolinita 2.....	53
Figura 17. Gráfico esfuerzo cortante normalizado vs ϵ Lagunilas.....	35
Figura 18. Gráfico esfuerzo cortante normalizado vs ϵ Amuay.....	38
Figura 19. Gráfico esfuerzo cortante normalizado vs ϵ Kawasaki.....	40
Figura 20. Gráfico esfuerzo cortante normalizado vs ϵ BBC.....	42

Gráficos

Gráfico 1A. Correlación ángulo de fricción vs. Índice de plasticidad.....	20
Gráfico 1B. Correlación ángulo de fricción vs. Índice de plasticidad	21
Gráfico 2. Correlación esfuerzo cortante vs. esfuerzo efectivo vertical.....	22
Gráfico 3. Peso unitario vs. humedad.....	23
Gráfico 4. Relación de vacío vs. esfuerzo efectivo vertical $OCR=1$	24
Gráfico 5. Relación de vacío vs. esfuerzo efectivo vertical $OCR>1$	24
Gráfico 6. Correlación esfuerzo cortante vs. relación de vacío.....	25

INTRODUCCIÓN

En general, para obtener los parámetros de diseño de un suelo es necesario realizar varios ensayos de laboratorio, como lo son el ensayo triaxial, corte simple, corte directo, granulometría, prueba de hidrómetro, entre otros. Sin embargo, se ha demostrado que muchos parámetros de diseño normalizan y pueden ser estimados a partir de otros parámetros, índice para los suelos que no son sensitivos.

Debido a esa característica de normalización y dependencia de las propiedades ingenieriles de los valores índices, el Profesor Heriberto Echezuría ha desarrollado un modelo integrado de suelo, considerando que debe existir una relación única entre las propiedades de resistencia, cambio de volumen y nivel de confinamiento.

Adicionalmente, este modelo considera que el cambio en plasticidad es proporcional a la capacidad de cambio de volumen del suelo y al contenido de finos no plásticos, lo cual significa que también afecta a la resistencia y, por ende al ángulo de fricción. Este modelo permite obtener un estimado temprano suficientemente acertado de las propiedades de diseño de un suelo y optimizar la cantidad de ensayos de resistencia al corte a realizar para considerar las condiciones in situ del suelo. De la misma manera, el modelo también sirve para verificar si los resultados de laboratorio se encuentran dentro de lo esperado.

El modelo de Echezuría funciona utilizando una serie de correlaciones entre las propiedades índice con las de cambio de volumen y el ángulo de resistencia al corte. De la misma manera, establece la unicidad de la relación de vacíos para cualquier nivel de confinamiento y sobreconsolidación del suelo para establecer la resistencia al corte. La unión entre los criterios de resistencia y cambio de volumen del suelo es realizado en una forma similar a la planteada en el modelo Cam-Clay (Schofield y Wroth 1968).

En este modelo, el elemento de valor es el de haber encontrado que la resistencia al corte no drenado está controlada por la relación de vacío del material, la cual está asociada con la relación de vacíos y el contenido de humedad y no con el nivel de confinamiento del suelo. El otro aspecto importante del modelo es que el ángulo de fricción y los valores de los Límites Líquido y Plástico dependen del contenido de finos no plásticos además de la plasticidad del suelo.

Lo anterior implica que, un suelo arcilloso puro tiene una plasticidad dada exclusivamente por sus partículas planas o arcillosas y esta tiene un rango muy pequeño para oscilar debido a que provienen de minerales de la misma naturaleza.

Echezuría observó en ensayos de laboratorio (Vergel-Villa 2018 y Serrano-Nuti 1999) que si a ese suelo se le agregan distintos contenidos de arenas o de limos no plásticos, tanto el Límite Líquido como el Límite Plástico cambian y se hacen menores cualquiera que sea la cantidad de material no plástico agregado.

Lo que se propone en este trabajo especial de grado es verificar la robustez del modelo, el cual a partir de los parámetros índice del suelo (Índice de Plasticidad, Límite Líquido, Límite Plástico) predice el ángulo de fricción Φ y la resistencia al corte no drenado de suelos plásticos, para condiciones normalmente consolidadas y sobreconsolidadas.

Para lograr esto, los resultados obtenidos del modelo serán comparados con los provenientes de ensayos de laboratorio obtenidos de la literatura, para verificar la robustez del mismo o la potencial necesidad de ajustes.

Debido a la complejidad del modelo se decidió realizar la programación del mismo mediante el programa MatLab lo cual permite un uso amigable del mismo.

I. EL PROBLEMA

1.1 Planteamiento del problema

Hoy en día existen varias formas de tratar la información geotécnica para optimizar la cantidad de ensayos de laboratorio. Una forma muy utilizada para este fin es la normalización de los parámetros de resistencia con los de confinamiento. Por otra parte, también se han correlacionado los resultados de parámetros de resistencia y cambio de volumen con los parámetros índices debido a que intuitivamente a mayor plasticidad (capacidad de incorporar agua a las partículas en la masa de suelo) mayor será el potencial cambio de volumen y menor la resistencia al corte.

No obstante lo anterior, no ha habido un esfuerzo para tratar de unificar los resultados que se obtienen en los distintos tipos de manejos de información y formas de cambio de los parámetros del suelo ante sollicitaciones que impliquen su cambio de volumen y/o resistencia, para saber si son compatibles entre ellos y que podría corresponder a un único modelo. Este incentivo lo tuvo el Ing. Echezuría al formular el modelo aquí automatizado.

1.2 Objetivos de la investigación

1.2.1 Objetivo general

Automatización y verificación del modelo integrado de suelos plásticos no drenados propuesto por el Ing. Heriberto Echezuría.

1.2.2 Objetivos específicos

1. Automatizar el uso del modelo integrado para predecir el ángulo de fricción, la resistencia al corte no drenado y las curvas de esfuerzo deformación

de suelos plásticos, a partir del índice de plasticidad, contenido de material no plástico, contenido de humedad y el OCR.

2. Verificar la robustez del modelo integrado para predecir los valores de resistencia al corte y las curvas esfuerzos-deformación mediante la comparación con resultados de ensayos extraídos de la literatura para la condición normalmente consolidada.

3. Verificar la robustez del modelo integrado para predecir los valores de resistencia al corte y las curvas esfuerzos-deformación mediante la comparación con resultados de ensayos extraídos de la literatura para la condición sobreconsolidada.

1.3 Alcance y limitación

1.3.1 Alcance

El alcance del presente Trabajo Especial de Grado (TEG) consiste en la verificación de la capacidad del modelo para predecir la resistencia al corte no drenada para cualquier condición de preconsolidación del suelo, lo cual se hará comparando los resultados del mismo con algunos ensayos de laboratorio que se obtengan de la literatura. Por lo tanto, no se realizarán ensayos específicos de laboratorio para este trabajo.

El alcance también incluye la simplificación del modelo integrado para así lograr que su uso sea amigable para sus usuarios.

1.3.2 Limitación

El modelo integrado de suelo en estudio, presenta la limitación que el mismo se utiliza solamente en suelos plásticos no sensitivos en condiciones no drenadas.

II. MARCO TEÓRICO

2.1 Suelo

Para fines de ingeniería, el suelo se define como el agregado no cementado de granos minerales y materia orgánica descompuesta (partículas sólidas) con líquido y gas en los espacios vacíos entre las partículas sólidas (Braja y Khaled, 2014).

Puesto que casi todas las estructuras civiles son construidas en o sobre el suelo es necesario predecir el comportamiento del mismo para así realizar un correcto diseño de ingeniería.

2.2 Propiedades del suelo

Según Echezuría (2016), entre las propiedades más importantes del suelo que se deben conocer se tienen:

-Límite Líquido (LL) es el porcentaje de humedad a partir del cual el suelo pasa de estado plástico a líquido.

-Límite Plástico (LP) es el porcentaje de humedad a partir del cual el suelo pasa de estado semisólido a plástico.

La diferencia entre ambos límites da el rango plástico o Índice de Plasticidad (IP) de un suelo.

-Ángulo de fricción (Φ) corresponde al ángulo cuya tangente es el coeficiente promedio de fricción entre las partículas de un suelo.

Es importante conocer también el contenido de material no plástico del suelo en estudio ya que este modifica el ángulo de fricción. Por lo tanto, la

cantidad de material no plástico influirá directamente en la magnitud del ángulo de fricción.

2.3 Normalización del suelo

Al confinar 3 muestras diferentes de un mismo suelo a diferentes valores de confinamiento y ensayarlas al corte, se obtienen 3 curvas distintas para el valor de la mitad del esfuerzo desviador ($\sigma_d/2 = [(\sigma_v - \sigma_h)/2]$) ya que el confinamiento influye en la respuesta al suelo. Esto se ilustra en la figura 1.

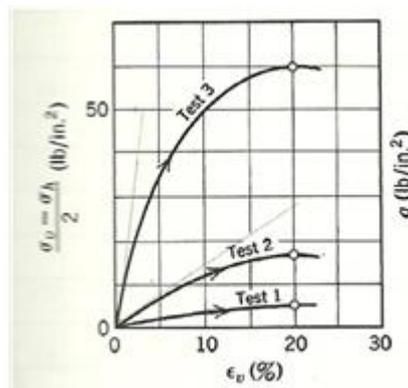


Figura 1. Curvas esfuerzo-deformación

Fuente: Echezuría

Según el concepto de normalización de Lambe y Whitman (1969), cuando se divide el esfuerzo desviador entre el confinamiento las 3 curvas convergen en una sola, tal como se ilustra en la figura 2.

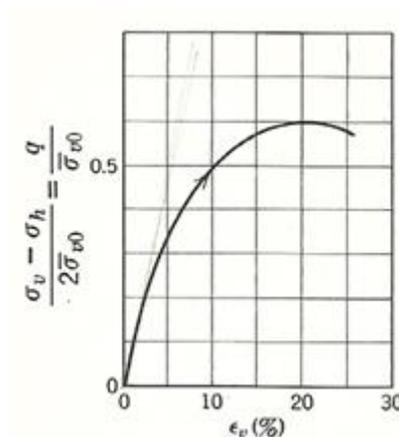


Figura 2. Curva normalizada esfuerzo-deformación

Fuente: Echezuría

Este concepto de normalización ha sido extendido por Ladd y Foott (1977) para arcillas en donde el valor del corte máximo normalizado oscila entre 0,22 a 0,23 para ensayo de corte simple. Otros autores han encontrado que dicha constante oscila entre 0,31 a 0,33 para ensayo de corte triaxial isotrópico (Echezuría, 2016).

Echezuría ha encontrado que esa constante de la normalización corresponde al seno del ángulo de fricción para suelos con distintos IP. En otras palabras, la constante de la normalización de la resistencia de un suelo por su esfuerzo confinante en condiciones normalmente consolidadas es igual al seno del ángulo de fricción correspondiente al IP y el contenido de finos no plásticos en el suelo (2016).

2.4 Consolidación

Existen dos estados básicos de consolidación en un suelo (Echezuría, 2016):

-Normalmente consolidados ($OCR=1$): es cuando un suelo nunca en su historia geológica ha soportado un esfuerzo vertical mayor al que está sometido actualmente in situ.

-Sobreconsolidado ($OCR>1$): es cuando en el pasado el suelo ha soportado mayor esfuerzo vertical del que está sometido en la actualidad in situ.

Para saber el estado de consolidación de un suelo se debe realizar un ensayo edométrico en el laboratorio.

2.5 Ensayos de laboratorio

-Ensayo Triaxial: en este ensayo se determina el esfuerzo cortante para así obtener parámetros del suelo y la relación esfuerzo-deformación.

Consiste en colocar una muestra cilíndrica de suelo dentro de una membrana de latex, esta muestra es introducida en una cámara especial y se le aplica una presión igual en todo sentido y dirección. Luego se va aumentando la presión normal o axial (σ_1), sin modificar la presión lateral aplicada (σ_3), hasta que se produzca la falla. (Echezuría en conversación personal 2018)

Existen diferentes tipos de ensayos triaxiales: consolidados no drenado (CU), no consolidado no drenado (UU) o consolidado drenado (CD).

-Ensayo de Corte Simple: “el estudio de corte simple simula con buena precisión los planos de esfuerzos y permiten que tanto los ejes principales de esfuerzos y deformación roten. Los estados de esfuerzos en los suelos para muchas estructuras son semejantes a los del corte simple” (Budhu, 2010, p.370).

III. MARCO METODOLÓGICO

En este trabajo especial de grado, se quiere verificar el comportamiento de un modelo integrado de suelos plásticos no sensitivos creado por Echezuría en el año 2016. Dicha verificación se llevó a cabo mediante la comparación de los resultados arrojados por el modelo con los de la literatura.

3.1 Conceptualización del modelo

El modelo propuesto por Echezuría (2016), está basado en que los planos que definen el comportamiento convencional del suelo, los cuales son: el plano de la resistencia al corte y el plano de cambio de volumen, están correlacionados y los mismos generan un tercer plano (definido en el modelo de Cam-Clay).

El mismo autor señala que en el modelo se demuestra la correlación que existe entre todas las propiedades del suelo, es decir, no se puede modificar una propiedad sin alterar las demás. Aunado a esto, se tiene el tercer plano, vincula la resistencia al corte con la relación de vacío.

Así mismo, es importante destacar que el modelo expone que las propiedades del suelo dependen del índice de plasticidad (IP), puesto que a medida que el IP varía, también varía esta curva única que se genera en el espacio.

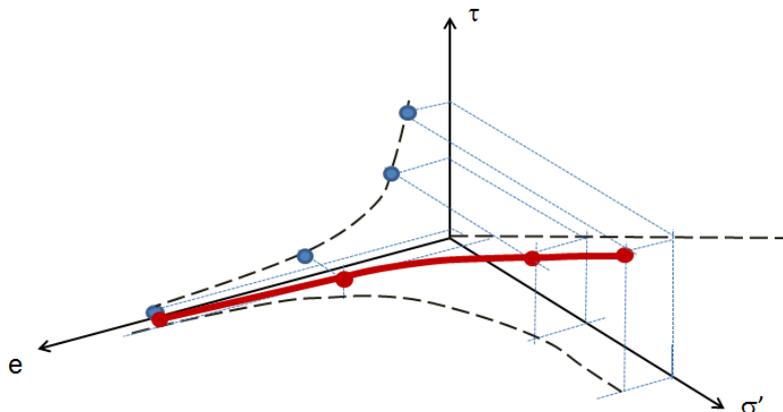


Figura 3. Acoplamiento de los tres planos

Fuente: Echezuría 2016

3.2 Funcionamiento del modelo

Según el concepto *Stress History and Normalized Soil Engineering Properties (SHANSEP)* de Ladd y Foott (1977), el valor normalizado de la resistencia al corte no drenado por el esfuerzo confinante para arcillas con un OCR=1, es igual a una constante que oscila entre 0,21 y 0,23:

$$\left(\frac{Su}{\sigma'v}\right)_{NC} = C$$

En investigaciones realizadas por Echezuría (2016), lo que se ha logrado establecer es que el valor normalizado de la resistencia al corte no drenado por el esfuerzo confinante es igual al Seno del ángulo Φ para ensayos de corte simple directo con OCR=1.

$$\left(\frac{Su}{\sigma'v}\right)_{NC} = \text{Sen}\Phi$$

Como se puede observar el concepto SHANSEP (Ladd y Foott 1977) se encuentra mucho más limitado que el nuevo valor establecido por Echezuría, ya que este último toma en cuenta el ángulo Φ , que a su vez, según se indicó antes, depende del índice de plasticidad y el contenido de material no plástico del suelo.

Si establecemos el criterio de Echezuría, entonces podemos observar que el concepto SHANSEP contempla las arcillas cuyo ángulo de fricción oscila entre 12,12 y 13,30 grados con índices de plasticidad entre 40 y 200 para contenidos de material no plástico típicos entre 0 y 100%. Por lo que solo se estaría trabajando con un sector de la gráfica (1A) **Ángulo de Fricción Φ vs Índice de Plasticidad (IP)**.

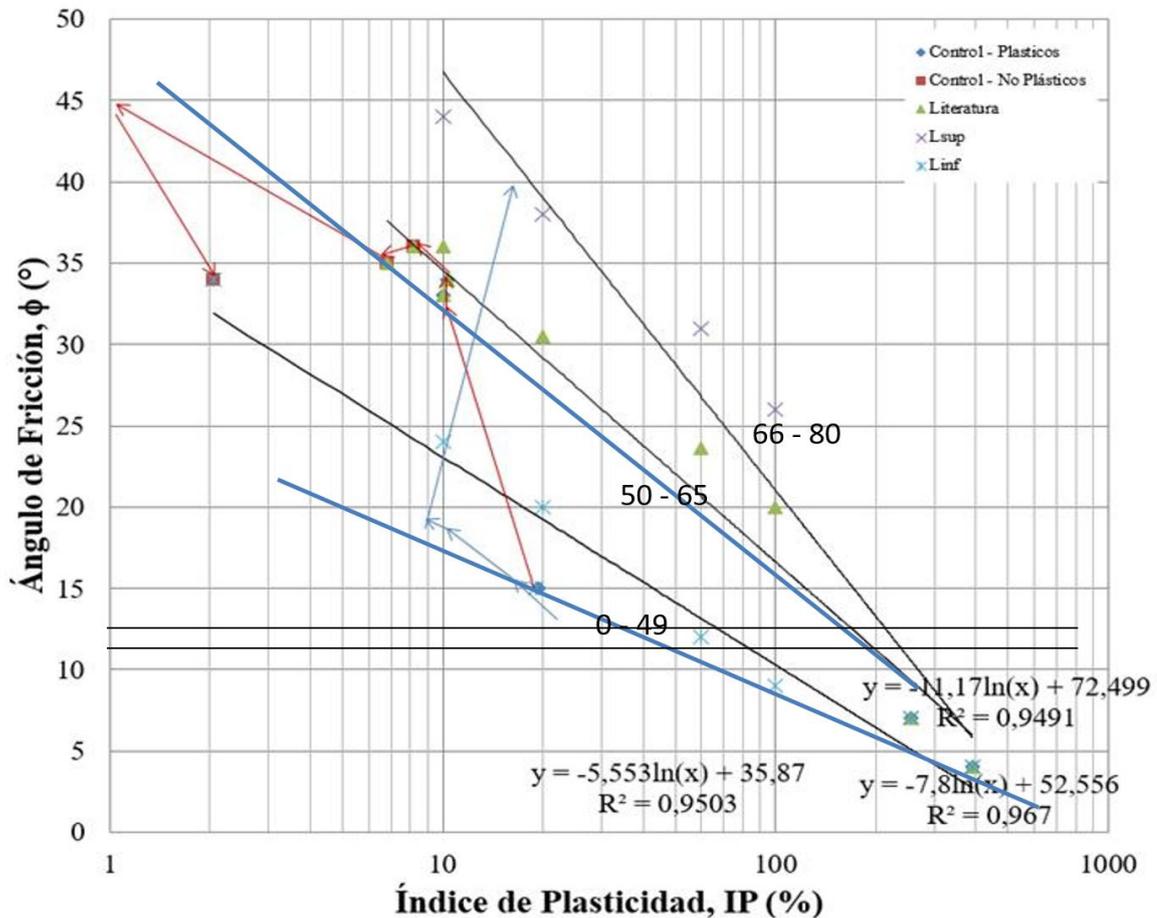
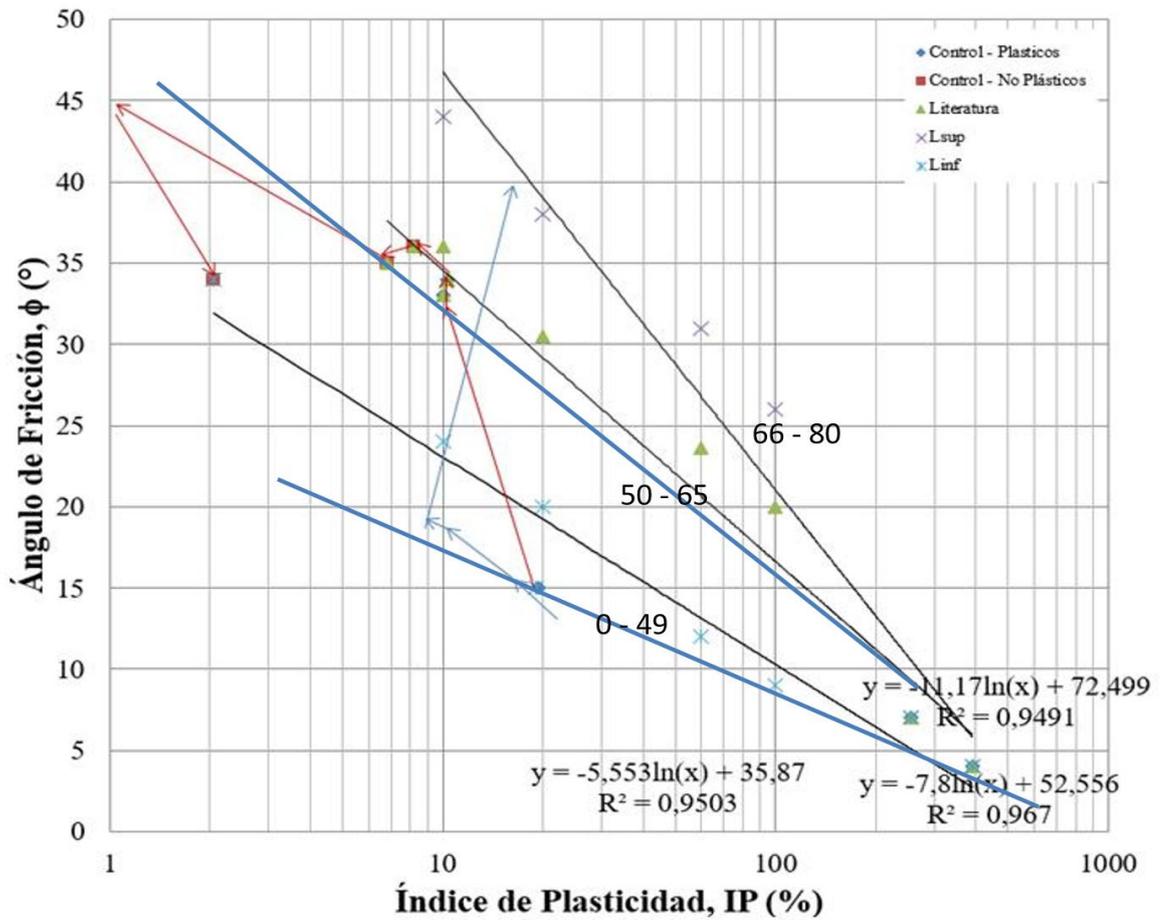


Gráfico 1A. Correlación ángulo de fricción Φ vs. índice de plasticidad

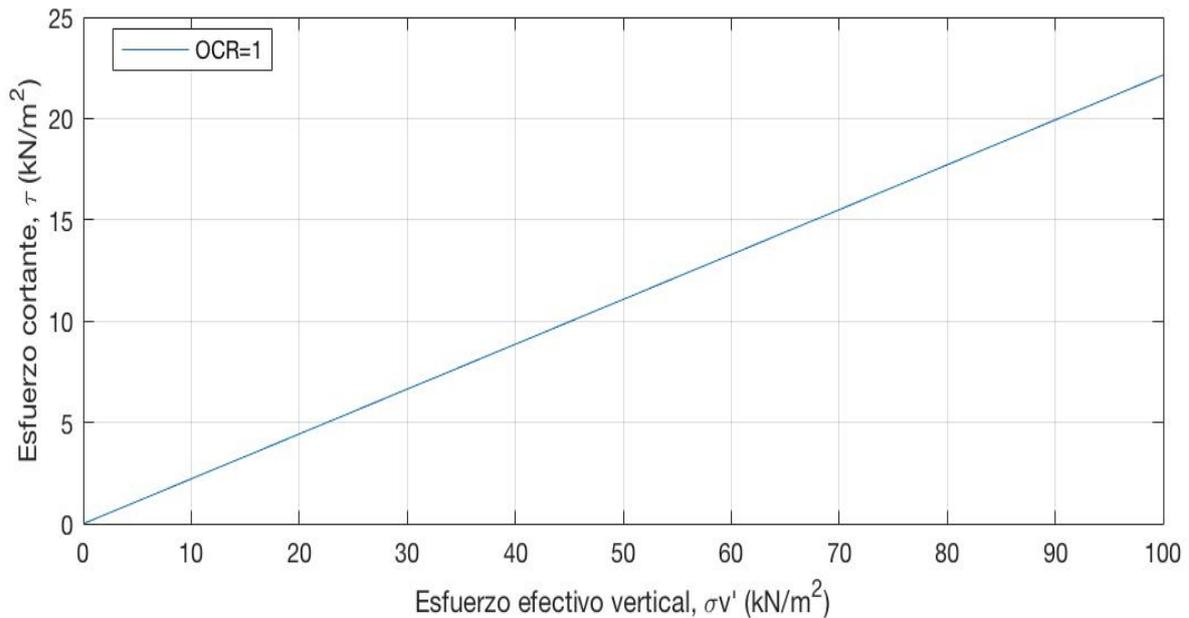
Fuente: Vergel y Villa

Se puede apreciar en la gráfica anterior como el concepto SHANSEP solo toma en cuenta una pequeña porción de arcillas.

A partir de la nueva correlación establecida por Echezuría (2016) es que se puede empezar con la construcción de las siguientes gráficas. Para el funcionamiento del modelo es necesario conocer primeramente el índice de plasticidad y porcentaje de material no plástico del suelo en estudio. Estos dos valores son introducidos en el modelo el cual cuenta con una gráfica ya previamente construida en investigaciones anteriores (Vergel y Villa, 2015) y modificada por Echezuría para el contenido de finos, **Ángulo de Fricción Φ vs Índice de Plasticidad (IP)**.



Nótese que para un mismo índice de plasticidad el ángulo de fricción va a variar dependiendo del contenido de material no plástico en la muestra, a mayor contenido de material no plástico mayor ángulo de fricción, y mientras más puro es el suelo menor ángulo de fricción tendrá. Una vez obtenido dicho ángulo, se grafica **Esfuerzo Cortante (S_u) vs Esfuerzo Efectivo Vertical (σ'_v)**.



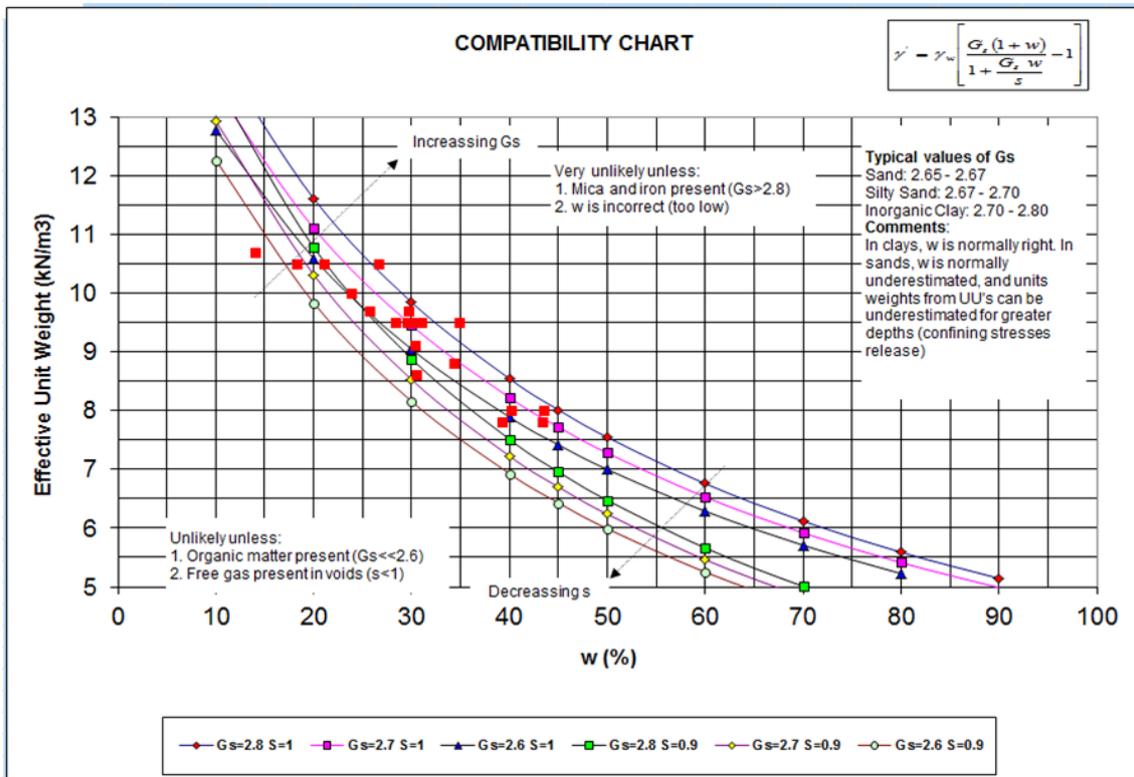
Gráfica 2. Correlación esfuerzo cortante vs. Esfuerzo efectivo vertical

Fuente: propia

Seguido a esto se calcula el esfuerzo vertical efectivo in situ de la muestra, teniendo en cuenta que: esfuerzo vertical efectivo (σ'_v) = peso unitario efectivo * profundidad de la muestra.

También es necesario hallar la relación de vacíos in situ de la muestra, teniendo en cuenta que: relación de vacíos (e)= gravedad específica (G_s) * contenido de humedad (w) para saturación = 1.

Es de notar que el esfuerzo vertical efectivo (σ'_v) está íntimamente relacionado con la relación de vacíos (e) puesto que del contenido de humedad va a depender el peso unitario específico del suelo, mediante la correlación mostrada a continuación tomada de los apuntes de mecánica de suelos de Echezuría (2016).



Gráfica 3. Correlación peso unitario efectivo vs humedad

Fuente: Echezuría

Es importante destacar que para la presente investigación se estará trabajando con arcillas cuyo valores de gravedad específica (G_s) y saturación (S), se aproximan a estos valores $G_s=2.7$ y $S=1$.

Obtenido el esfuerzo vertical efectivo de la muestra y su respectiva relación de vacíos se procede a graficar 4 y 5 **Relación de Vacíos (e) vs Esfuerzo Efectivo Vertical ($\sigma'v$)**. Cuya pendiente depende del índice de plasticidad (IP). Para este trabajo hemos tomado las siguientes correlación $C_c=IP/370$ para normalmente consolidado ($OCR=1$) y $C_s=IP/74$ para sobreconsolidado ($OCR>1$). Estas pendientes se hayan de esta manera ya que el modelo utiliza las demostraciones que han hecho otros investigadores sobre que el índice de compresibilidad depende del índice plástico.

Table 8.4 Typical values of C_c and C_r of some natural clays

Soil	C_c	C_r	C_c/C_r
Boston blue clay	0.35	0.07	5
Chicago clay	0.4	0.07	5.7
New Orleans clay	0.3	0.05	6
Montana clay	0.21	0.05	4.2

the corresponding laboratory consolidation curve. After careful testing, Schmertmann (1953) concluded that the field recompression branch (*ab* in Figure 8.15b) has approximately the same slope as the laboratory unloading branch, *cd*. The slope of the laboratory unloading branch is referred to as C_r . The range of C_r is approximately from one-fifth to one-tenth of C_c . Table 8.4 gives typical values of C_c and C_r of some natural clays.

Based on the modified Cam clay model, Kulhawy and Mayne (1990) have shown that

$$C_r \approx \frac{PI}{370} \quad (8.85)$$

346 Advanced Soil Mechanics

Table 8.3 Empirical relations for C_c

Reference	Relation	Comments
Terzaghi and Peck (1967)	$C_c = 0.009(LL - 10)$	Undisturbed clay
	$C_c = 0.007(LL - 10)$	Remolded clay
Azzouz et al. (1976)	$C_c = 0.01w_N$	Chicago clay
	$w_N = \text{natural moisture content (\%)}$	
	$C_c = 0.0046(LL - 9)$	Brazilian clay
	$C_c = 1.21 + 1.005(e_0 - 1.87)$	Motley clays from Sao Paulo city
Nacci et al. (1975)	$e_0 = \text{in situ void ratio}$	
	$C_c = 0.208e_0 + 0.0083$	Chicago city
	$e_0 = \text{in situ void ratio}$	
	$C_c = 0.0115w_N$	Organic soil, peat
Rendon-Herrero (1983)	$w_N = \text{natural moisture content (\%)}$	
	$C_c = 0.02 + 0.014(PI)$	North Atlantic clay
	$PI = \text{plasticity index (\%)}$	
NagaraJ and Murty (1985)	$C_c = 0.141 G_s^{1.2} \left(\frac{1+e_0}{G_s} \right)^{2.38}$	
	$G_s = \text{specific gravity of soil solids}$	
	$e_0 = \text{in situ void ratio}$	
Park and Koumoto (2004)	$C_c = 0.2343 \left(\frac{LL}{100} \right) G_s$	
	$G_s = \text{specific gravity of soil solids}$	
	$LL = \text{liquid limit (\%)}$	
Park and Koumoto (2004)	$C_c = \frac{n_0}{371.747 - 4.275n_0}$	
	$n_0 = \text{in situ porosity of soil}$	

If an average value of G_s is taken to be about 2.7 (Kulhawy and Mayne, 1990)

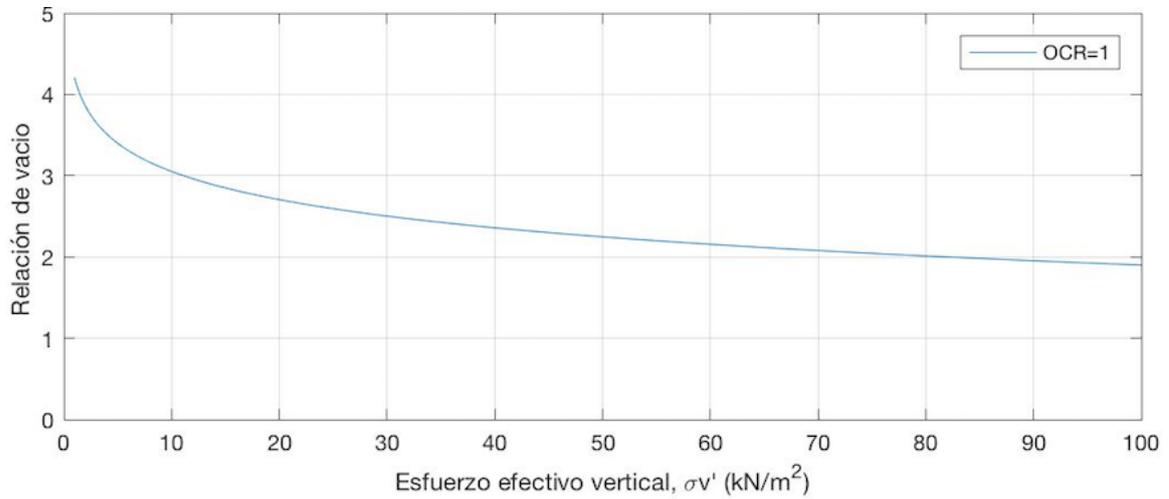
$$C_c = \frac{PI}{74} \quad (8.82)$$

Burland (1990) showed that there exists a good relationship between e_L and C_c^* in the form

$$C_c^* = 0.256e_L - 0.04 \quad (8.83)$$

where e_L is the void ratio at liquid limit (LL).

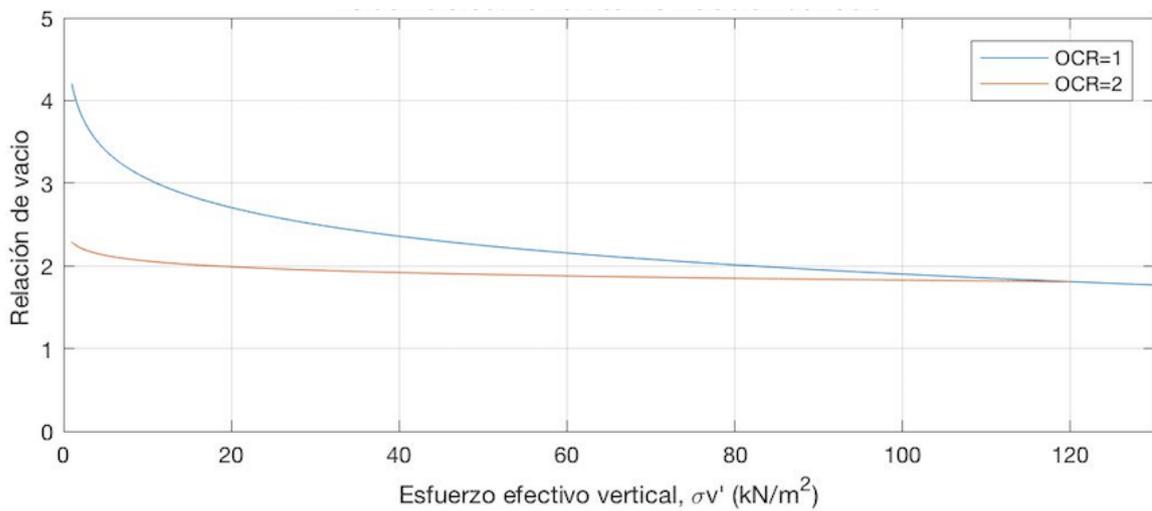
- Para OCR=1



Gráfica 4. Relación de vacío vs esfuerzo efectivo vertical para OCR= 1

Fuente: propia

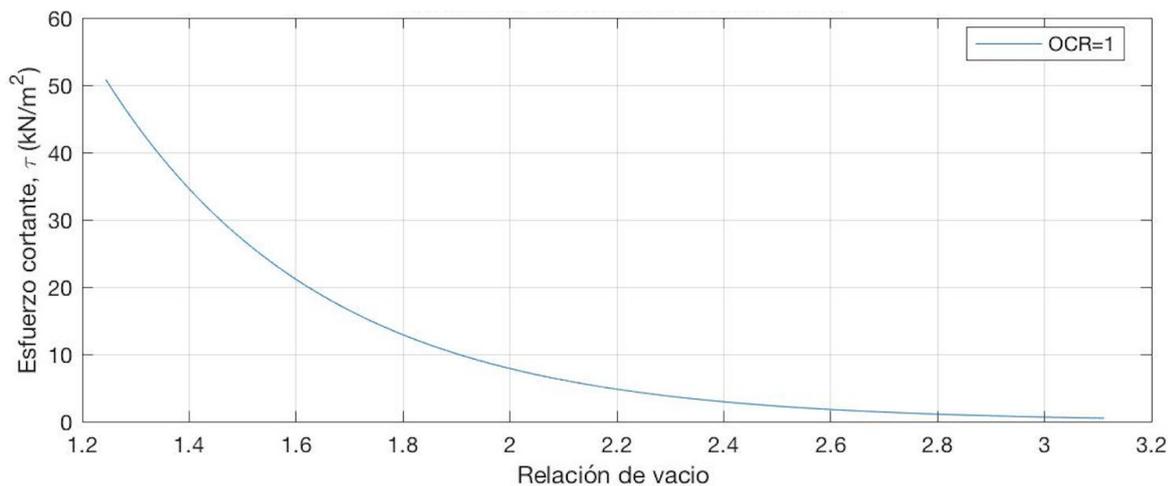
- Para OCR>1



Gráfica 5. Relación de vacío vs esfuerzo efectivo vertical para OCR> 1

Fuente: propia

Seguido a esto, el modelo grafica **Esfuerzo Cortante (Su) vs Relación de Vacíos (e)**, esta es la gráfica fundamental del modelo ya que permite integrar los dos planos anteriores con este, y es posible ver cómo los tres planos calzan perfectamente y permiten calcular la resistencia al corte no drenado correspondiente a la relación de vacíos que tiene el suelo en estudio.



Gráfica 6. Correlación esfuerzo cortante vs relación de vacío

Fuente: propia

Es importante destacar que para cada valor de relación de vacío existe un valor único de esfuerzo cortante por lo que esta gráfica antes mencionada es única, y no importa la relación de sobreconsolidación que tenga el suelo, puesto que este fenómeno lo que varía es la relación de vacíos del suelo para un mismo esfuerzo.

Es por ello que, cuando el suelo se encuentra sobreconsolidado el esfuerzo cortante aumenta, ya que para el mismo esfuerzo vertical efectivo, el suelo rebota sobre la curva de consolidación y nos arroja una relación de vacío menor.

Para la segunda parte del modelo, lo que se hizo fue la simplificación en MatLab de las curvas de Esfuerzo-Deformación que están incluidas en el modelo de Echezuría las cuales están ajustadas para ensayos de corte simple directo y a continuación su verificación.

3.2 Validación del modelo

3.2.1 Validación de la resistencia al corte

La primera parte del modelo fue validada, comparando los resultados arrojados por el modelo con las fórmulas respectivas para calcular la resistencia al corte no drenado encontrado en la literatura cuya autoría es de Ladd y Foote en 1977.

Dichas fórmulas son las siguientes:

- Para OCR=1 (normalmente consolidado):

$$\left(\frac{Su}{\sigma'v}\right)_{NC} = C$$

Donde C oscila entre 0,21 a 0,23 para corte simple directo

$$\left(\frac{Su}{\sigma'v}\right)_{OC} = \left(\frac{Su}{\sigma'v}\right)_{NC} * OCR^n$$

- Para OCR>1 (sobre consolidado):

A continuación se mostrará la primera parte de validación del modelo en estudio;

3.2.1.1 Muestra Literatura 1

- Datos de la muestra 1 utilizados para correr el modelo y la verificación del mismo:

Tabla 1. *Datos de Literatura 1*

MUESTRA	OCR	W (%)	Peso Unitario Efectivo	Profundidad	IP	Contenido Material Plástico (%)	Esfuerzo No Vertical
Literatura	1	60	6.5	10	60	15	65

Fuente: propia

- Resultados según SHANSEP

$$\left(\frac{Su}{\sigma'v}\right)_{NC} = C$$

Normalmente consolidado

$$Su = 0.23 * \sigma'v$$

$$Su = 0.23 * (65) = 14.95 \text{ kN/m}^2$$

- Resultados obtenidos según el modelo en estudio

Tabla 2. *Resultados de Literatura 1*

Resultados		
Angulo Φ	Esfuerzo Cortante (kN/m ²)	Relación de vacío
12.8477	14.4535	1.626

Fuente: propia

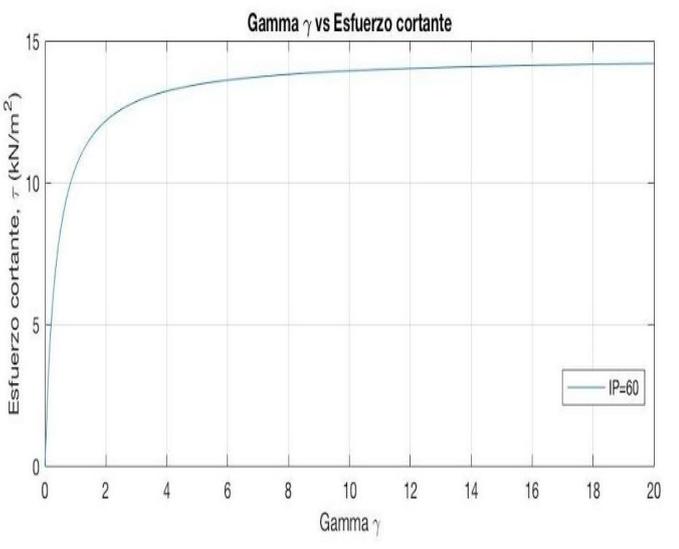
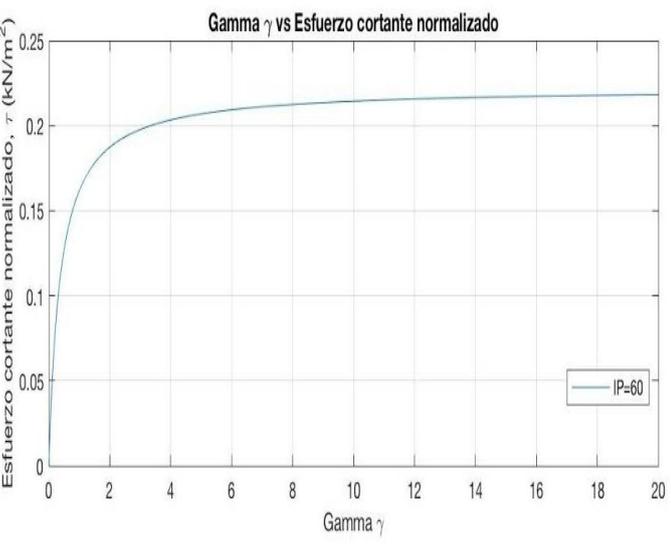
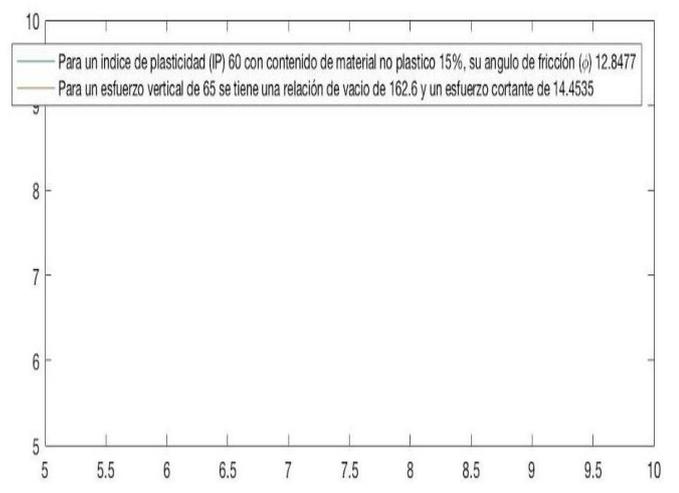
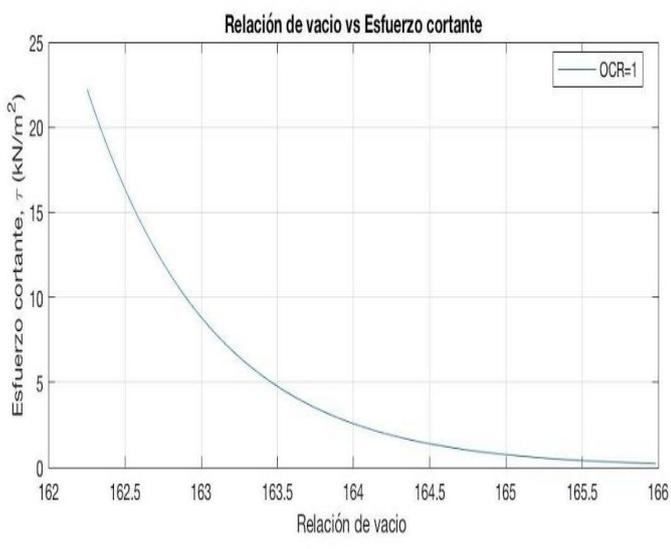
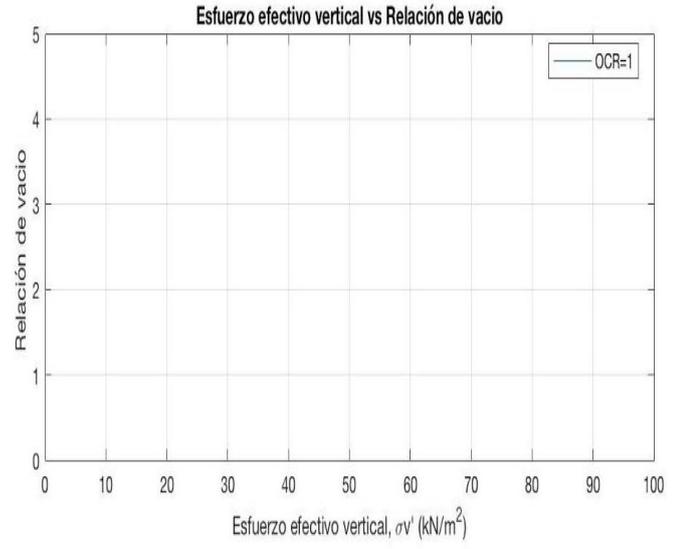
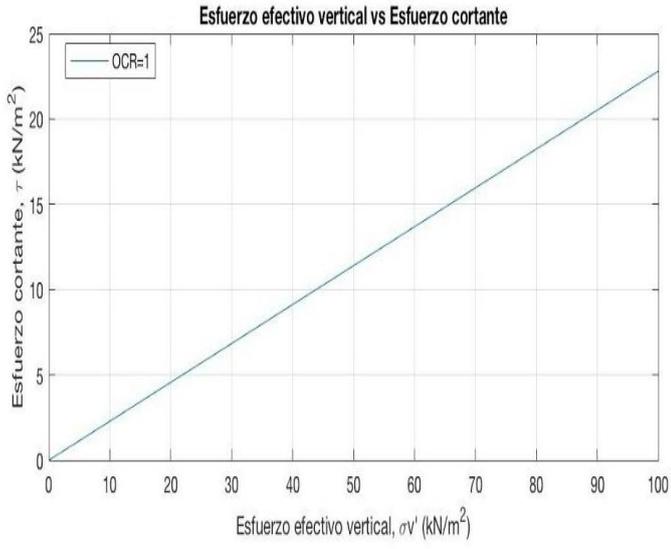


Figura 4. Gráficos Literatura 1

Fuente: propia

3.2.1.2 Muestra Literatura 2

- Datos de la muestra 2 utilizados para correr el modelo y la verificación del mismo

Tabla 3. Datos Literatura 2

MUESTRA	OCR	W (%)	Peso Unitario Efectivo	Profundidad	IP	Contenido Material Plástico (%)	Esfuerzo No Vertical
Literatura	2	40	8.3	10	60	15	83

Fuente: propia

- Resultados según SHANSEP :

$$\left(\frac{Su}{\sigma'v}\right)_{OC} = \left(\frac{Su}{\sigma'v}\right)_{NC} * OCR^n$$

Sobreconsolidado

$$Su = \sigma'v * (Su/\sigma'v)_{nc} * OCR^n$$

$$Su = 83 * (14.95/65) * 2^{0.8} = 33.23 \text{ kN/m}^2$$

- Resultados obtenidos según el modelo en estudio;

Tabla 4. Resultados Literatura 2

Resultados		
Angulo Φ	Esfuerzo Cortante (kN/m ²)	Relación de vacío
12.8477	32.1336	0.63439

Fuente: propia

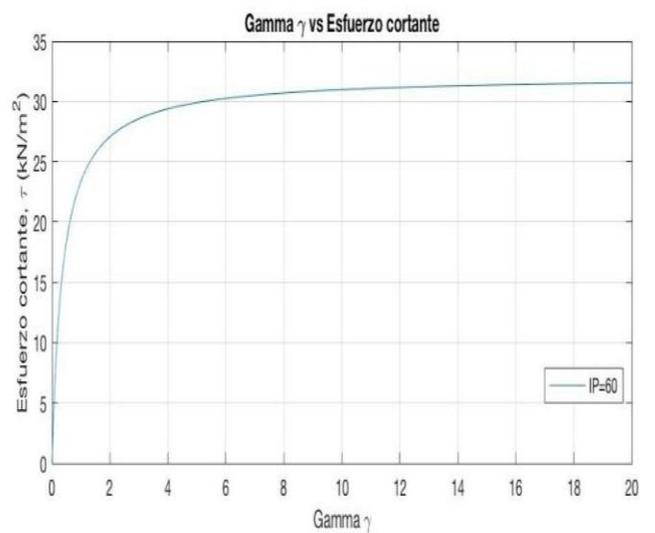
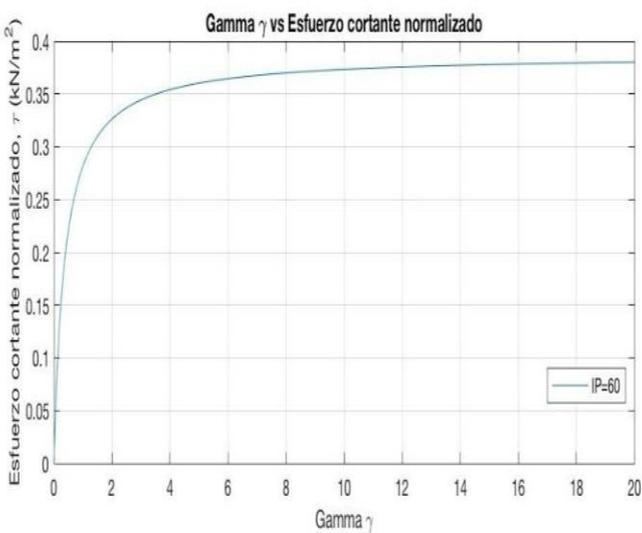
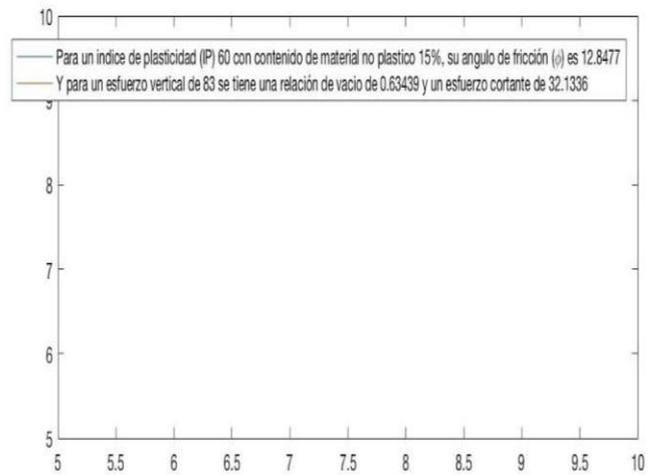
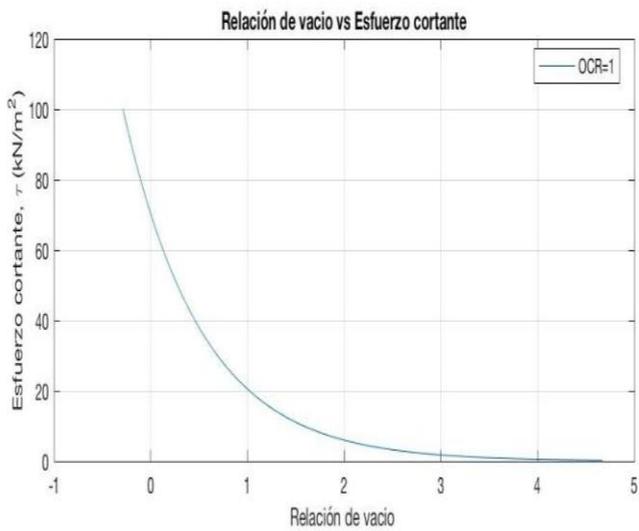
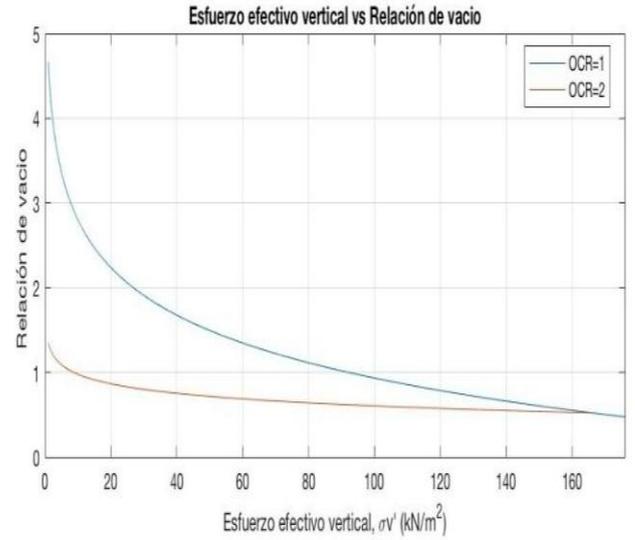
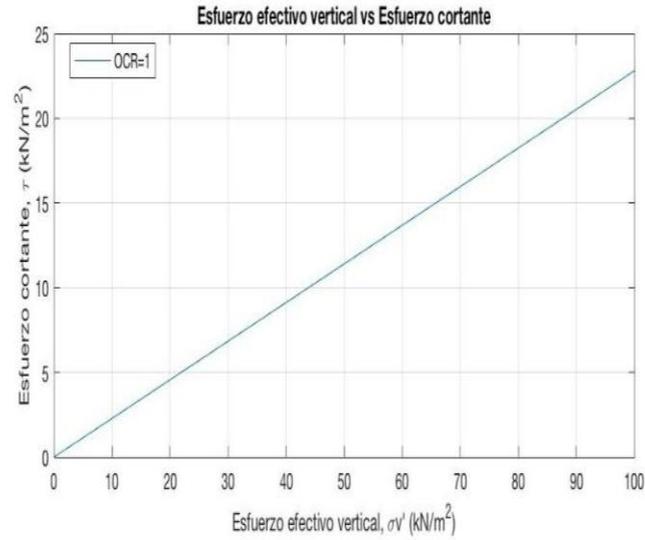


Figura 5. Gráficos Literatura 2

Fuente: propia

3.2.2 Validación de las curvas Esfuerzo-Deformación

La segunda parte del modelo fue verificada comparando las gráficas Esfuerzo-Deformación arrojadas por el modelo, con las encontradas en la literatura Lambe and Whitman (1969).

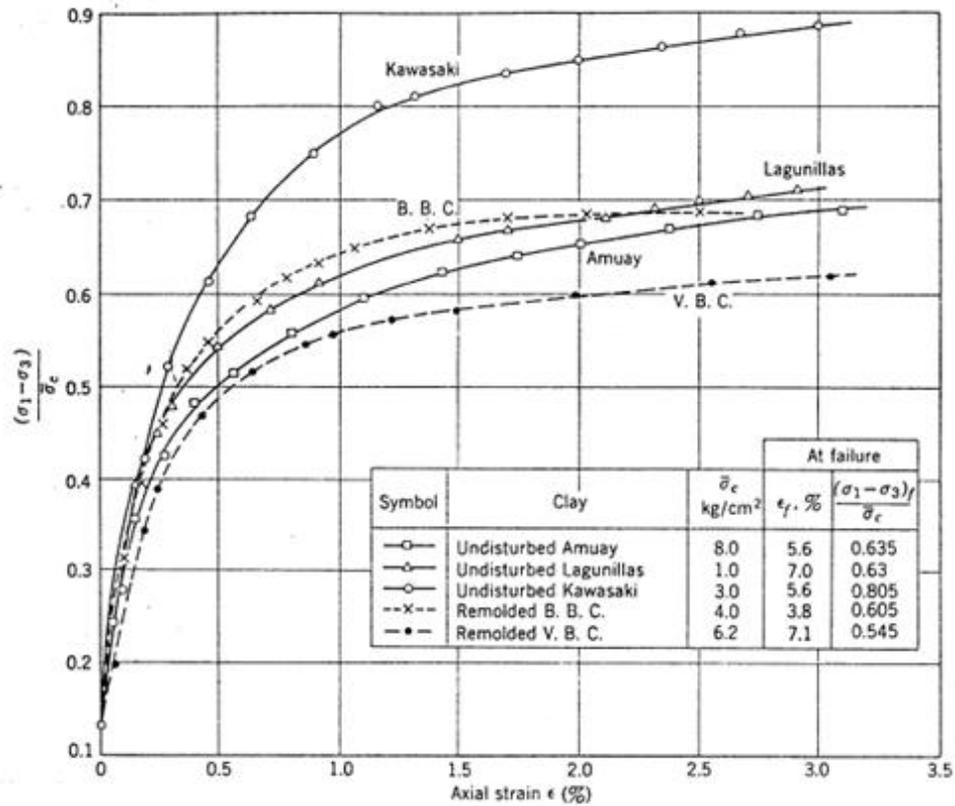


Figura 6. Curvas normalizadas esfuerzo-deformación

Fuente: Lambe y Whitman

Los valores índices de las arcillas mostradas en la gráfica anterior se muestran a continuación:

Table 30.1 Description and Classification Data on Six Clays

Undisturbed clays

1. *Amuay Clay*, Amuay, Venezuela
(Block sample from 2 m depth).
Clay is slightly overconsolidated.
 $w_n = 47-55\%$, $w_t = 71\%$, $PI = 42\%$
2. *Boston Blue Clay*, M.I.T. Campus, Cambridge, Mass. (Also called *Cambridge clay*).
(3-in. diameter fixed piston samples from depths d of 11 to 30 m).
Clay is overconsolidated for $d = 11$ to 20 m.
Clay is slightly overconsolidated for $d = 20$ to 25 m.
Clay is normally consolidated for $d \geq 25$ m.
 $w_n = 40 \pm 5\%$, $w_t = 42-55\%$, $PI = 25 \pm 25\%$
3. *Kawasaki Clay I*, Kawasaki, Japan^a
(3-in. diameter tube samples from depths of 20 to 26 m).
Clay is normally consolidated and has a sensitivity of 10 ± 5
 $w_n = 67\%$ (46-79), $w_t = 70\%$ (51-83), $PI = 34\%$ (20-45)
Activity = 1.03 (0.74-1.62)

4. *Lagunillas Clay*, Lagunillas, Venezuela
(3-in. diameter Shelby tube samples from a depth of 6 m).
Clay is normally consolidated and has a sensitivity below 10
 $w_n = 60\%$ (40-73), $w_t = 61\%$ (50-79), $PI = 37\%$ (29-49)
Activity = 0.8 (0.6-0.9)

Remolded clays

Preparation: Slurry of clay with a water content equal to two to four times the liquid limit is placed in a 9.5-in. diameter oedometer and consolidated to a pressure of 1 to 1.5 kg/cm². The sample is then extruded from the oedometer and cut into 14 specimens for triaxial testing.

1. *Boston Blue Clay* (B.B.C.)
Consolidation pressure of large sample = 1.5 kg/cm²
Water content of large sample = $28 \pm 2\%$
 $w_t = 33 \pm 3\%$, $PI = 15 \pm 2\%$
2. *Vicksburg Buckshot Clay* (V.B.C.)
Consolidation pressure of large sample = 1.0 kg/cm²
Water content of large sample = $46 \pm 2\%$
 $w_t = 64 \pm 2\%$, $PI = 39 \pm 1.5\%$
Activity = 0.7

^a The strength behavior of the Kawasaki clay is similar in many respects to that of much less plastic clays. This unusual behavior is explained by the fact that the clay contains a high percentage of volcanic glass, shell and diatoms.

Para la verificación de esta segunda parte del modelo los resultados deben ser multiplicados por un factor igual a 1.39 debido a que los resultados arrojados por el modelo, corresponden a ensayos de corte simple directo y nuestra data encontrada para verificar el mismo corresponden a ensayos triaxial.

Este factor de corrección se estimó observando las fórmulas desarrolladas por Ladd y Foott (1977) para DSS y la de otros autores para TX-CIU, para el cálculo de la máxima resistencia al corte no drenado adecuada para comparar.

$$\left(\frac{Su}{\sigma'v}\right)_{NC} = C$$

Donde la constante “C” se puede establecer como un promedio de 0.23 para ensayos de corte simple directo y en 0.32 para ensayos triaxiales.

Al dividir 0.32 entre 0.23 se encuentra una proporcionalidad de 1.39 que se mantiene igual para las curvas Esfuerzo-Deformación.

A continuación se mostrará la segunda parte de validación del modelo en estudio:

3.2.2.1 Muestra Lagunilla

- Datos utilizados para correr el modelo y la verificación del mismo,

Tabla 5. Muestra Lagunilla

MUESTRA	OCR	W (%)	Peso Unitario Efectivo	Profundidad	IP	Contenido Material Plástico (%)	Esfuerzo No Vertical
Lagunilla	1	60	6.5	6	30	80	39

Fuente: propia

- Resultados según Echezuría;

$$\left(\frac{Su}{\sigma'v} \right)_{NC} = C$$

Normalmente consolidado

Donde $C = \text{Sen } \phi$

$$Su = \text{sen}\Phi * \sigma'v$$

$$Su = \text{sen}(30.53) * 39 = 19.81 \text{ kN/m}^2$$

- Resultados obtenidos según el modelo en estudio;

Tabla 6. *Resultados Lagunilla*

Resultados			
Angulo Φ	Esfuerzo (kN/m ²)	Cortante	Relación de vacío
30.5288	19.8109		0.813

Fuente: propia

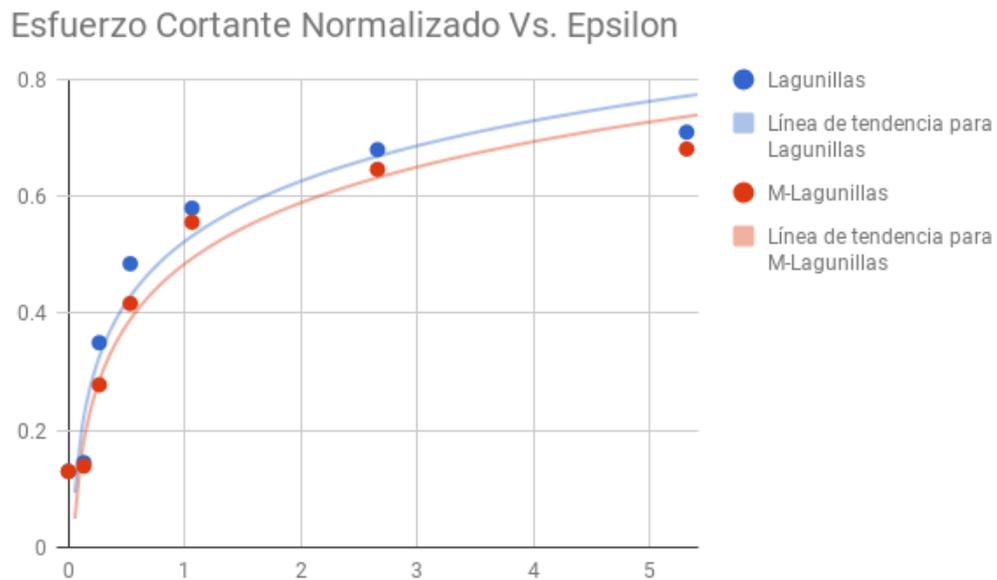


Figura 17. Gráfico esfuerzo cortante normalizado vs épsilon Lagunillas

Fuente: propia

Curva roja: arrojada por el modelo/ Curva azul: encontrada en la literatura

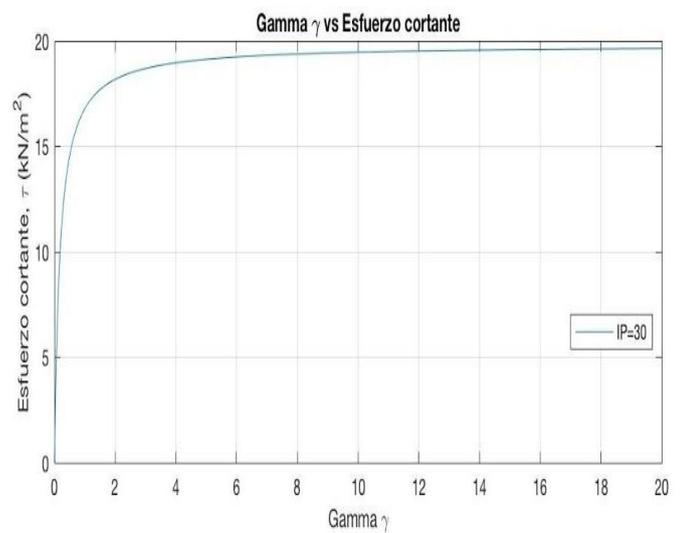
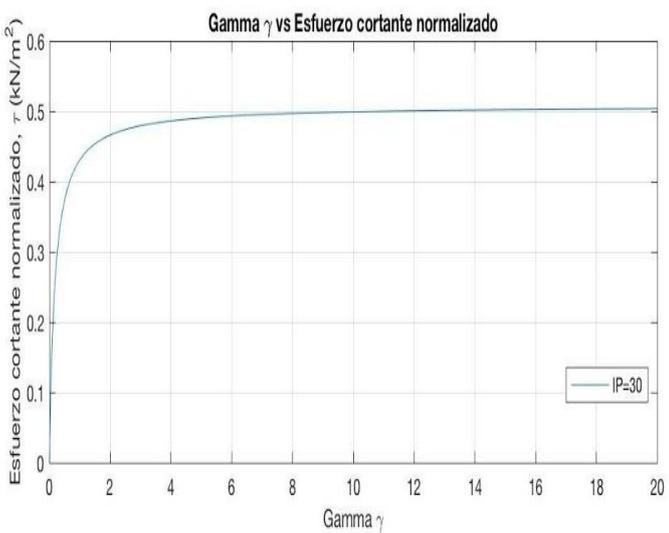
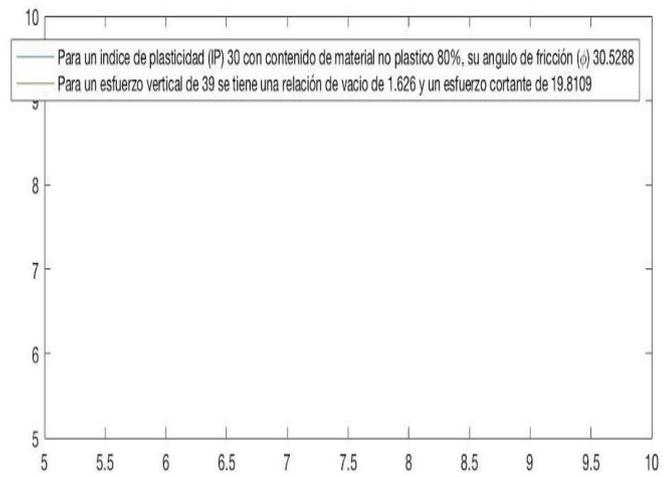
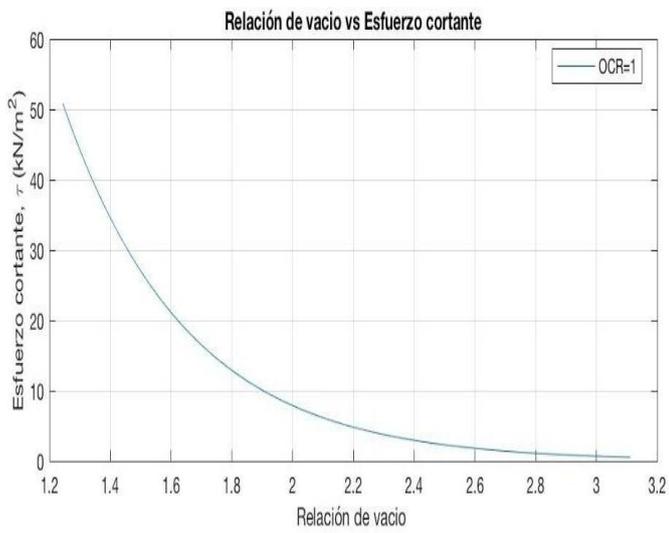
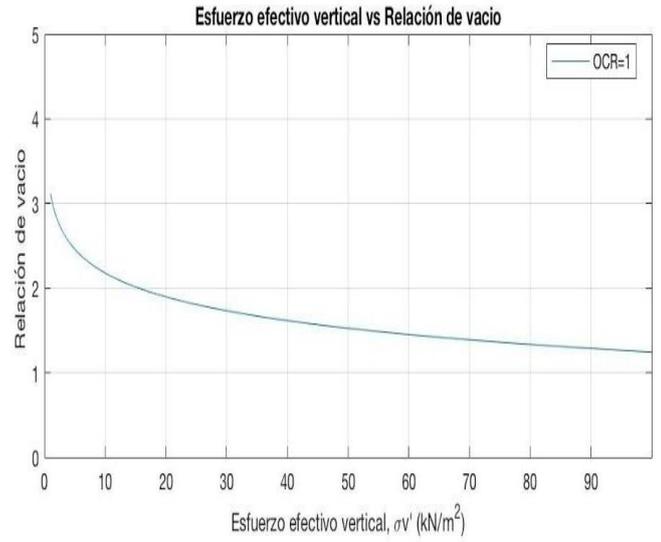
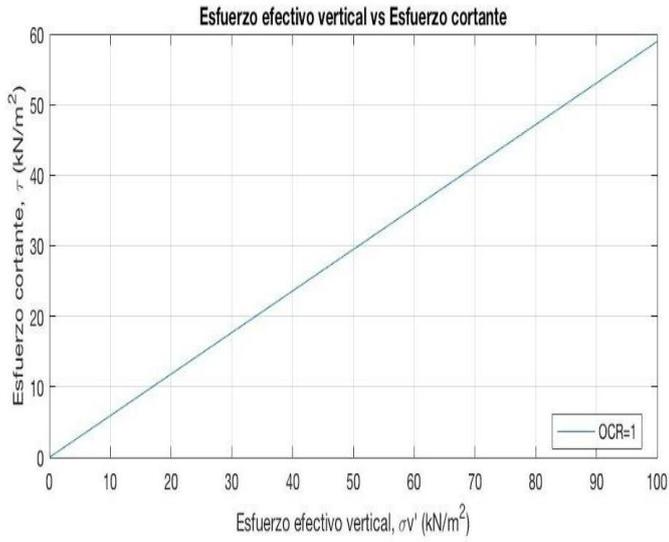


Figura 7. Gráficos Lagunilla

Fuente: propia

3.2.2.2 Muestra Amuay

- Datos utilizados para correr el modelo y la verificación del mismo,

Tabla 7. Datos Amuay

MUESTRA	OCR	W (%)	Peso Unitario Efectivo	Profundidad	IP	Contenido Material Plástico (%)	Esfuerzo No Vertical
Amuay	1.2	53	7.1	2	42	70	14.2

Fuente: propia

- Resultados según Echezuría:

$$\left(\frac{Su}{\sigma'v}\right)_{NC} = C$$

Normalmente consolidado

Donde $C = \text{Sen}\Phi$

$$Su = \text{sen}\Phi * \sigma'v$$

$$Su = \text{sen}(25.58) * 14.2 = 6.13 \text{ kN/m}^2$$

- Resultados obtenidos según el modelo en estudio;

Tabla 8. Resultados Amuay

Resultados		
Angulo Φ	Esfuerzo Cortante (kN/m ²)	Relación de vacío
25.5811	7.0943	1.3535

Fuente: propia

Esfuerzo Cortante Normalizado Vs. Epsilon

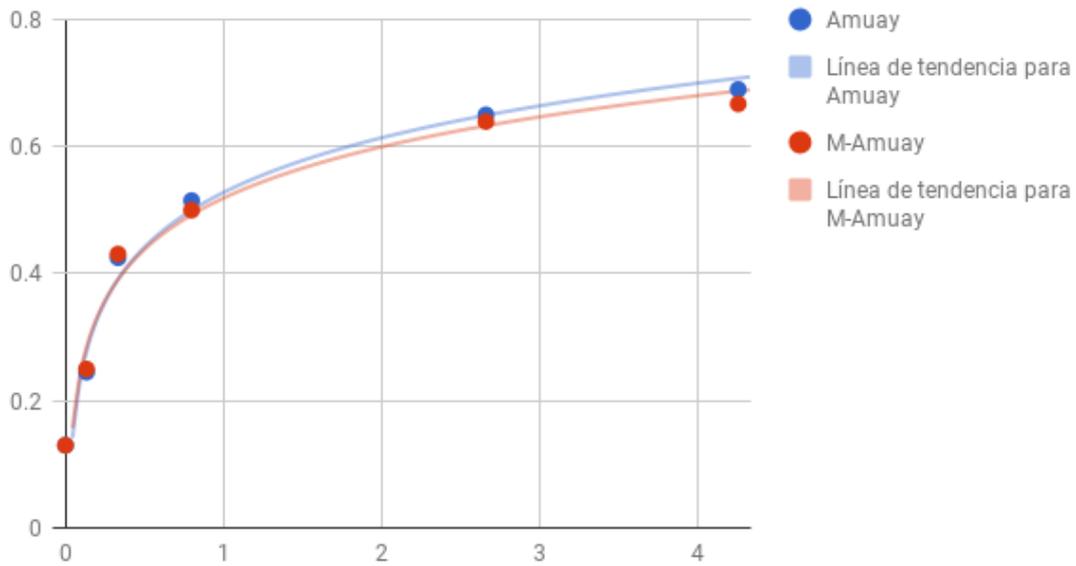


Figura 18. Gráficos esfuerzo cortante normalizado vs epsilon Amuay

Fuente: propia

Curva roja: arrojada por el modelo/ Curva azul: encontrada en la literatura

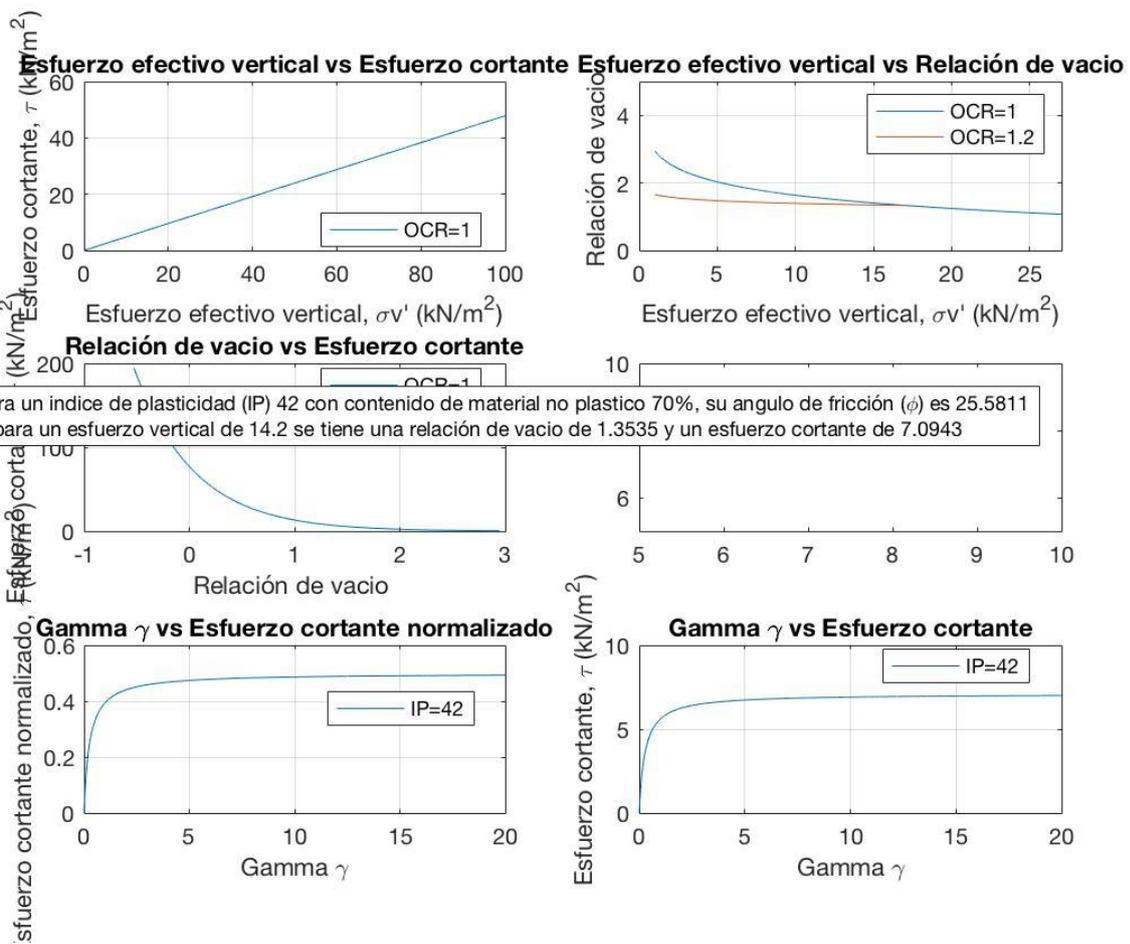


Figura 8. Gráficos Amuay

Fuente: propia

3.2.2.3 Muestra Kawasaki

- Datos utilizados para correr el modelo y la verificación del mismo,

Tabla 9. *Datos Kawasaki*

MUESTRA	OCR	W (%)	Peso Unitario Efectivo	Profundidad	IP	Contenido Material Plástico (%)	Esfuerzo No Vertical
Kawasaki	1	57	6.7	22	15	90	147.4

Fuente: propia

- Resultados según Echezuría;

$$\left(\frac{Su}{\sigma'v}\right)_{NC} = C$$

Normalmente consolidado

Donde $C = \text{sen}\Phi$

$Su = \text{sen}\Phi * \sigma'v$

$Su = \text{sen}(39.71) * 147.4 = 94.17 \text{ kN/m}^2$

- Resultados obtenidos según el modelo en estudio;

Tabla 10. *Resultados Kawasaki*

Resultados		
Angulo Φ	Esfuerzo Cortante (kN/m ²)	Relación de vacío
39.7113	94.1797	1.5447

Fuente: propia

Esfuerzo Cortante Normalizado Vs. Epsilon

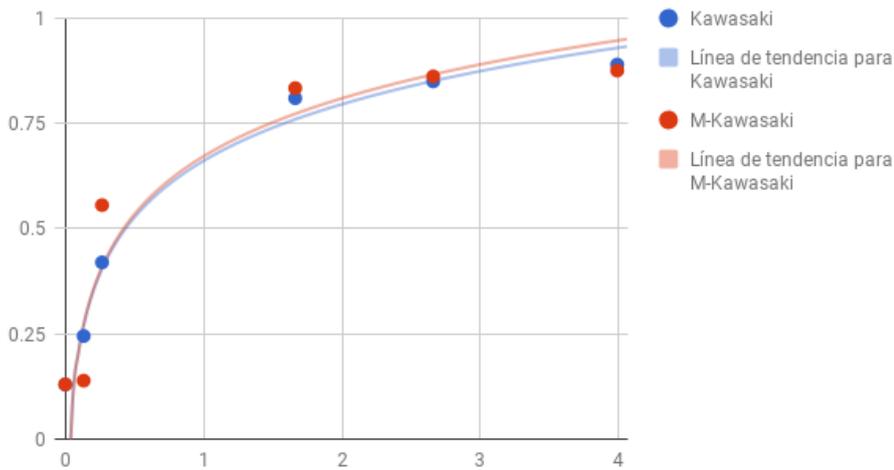


Figura 19. Gráficos esfuerzo cortante normalizado vs épsilon Kawasaki

Fuente: propia

Curva roja: arrojada por el modelo/ Curva azul: encontrada en la literatura

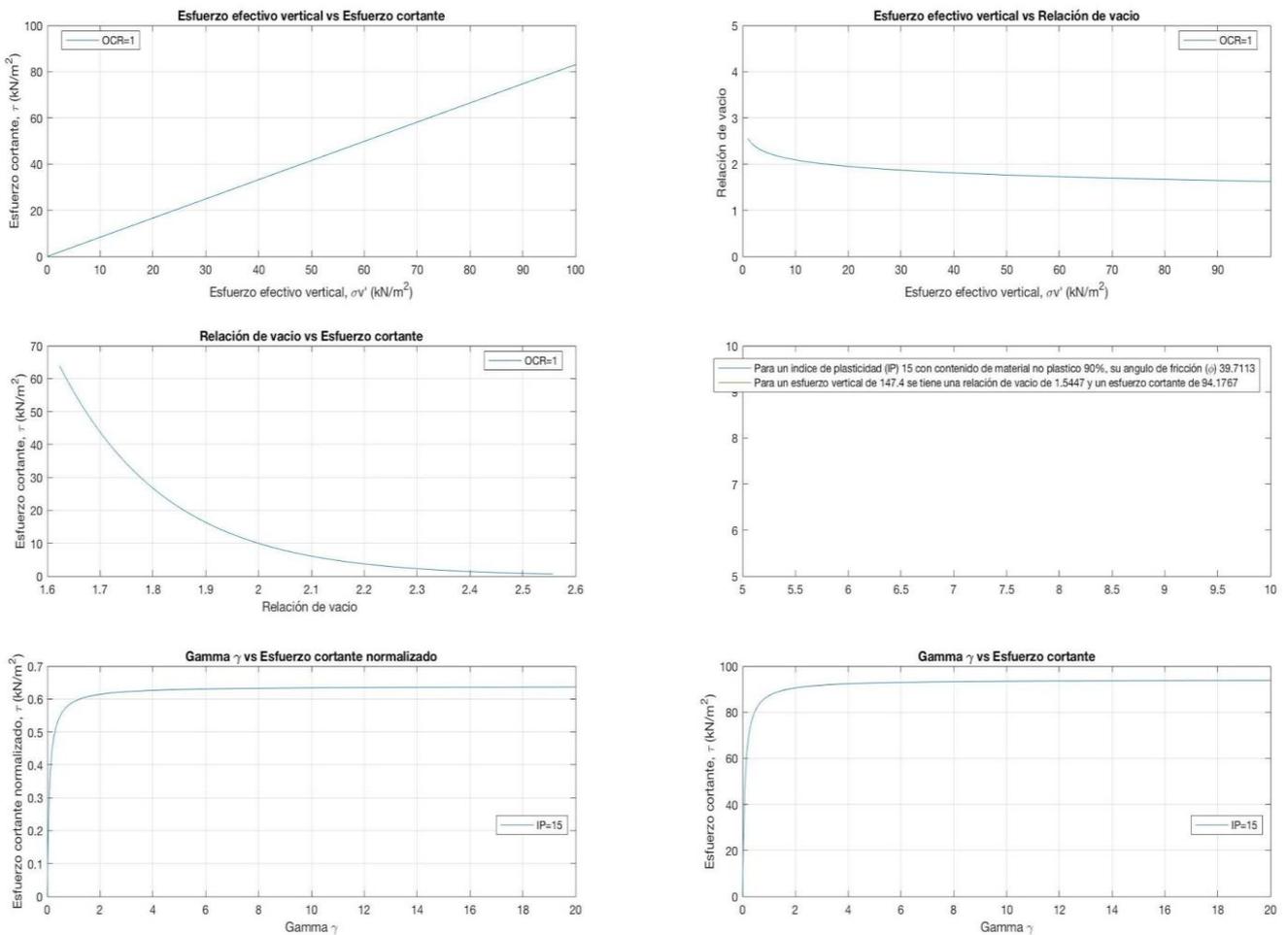


Figura 9. Gráficos Kawasaki

Fuente: propia

3.2.2.4 Muestra Boston Blue Clays 1

- Datos utilizados para correr el modelo y la verificación del mismo,

Tabla 11. *Datos Boston Blue Clays 1*

MUESTRA	OCR	W (%)	Peso Unitario Efectivo	Profundidad	IP	Contenido Material Plástico (%)	Esfuerzo No Vertical
Boston Blue Clays	1	40	8.2	27	25	65	221.4

Fuente: propia

- Resultados según Echezuría;

$$\left(\frac{Su}{\sigma'v} \right)_{NC} = C$$

Normalmente consolidado

Donde $C = \text{sen}\Phi$

$Su = \text{sen}\Phi * \sigma'v$

$Su = \text{sen}(29.07) * 221.4 = 107.59 \text{ kN/m}^2$

- Resultados obtenidos según el modelo en estudio;

Tabla 12. *Resultados Boston Blue Clays 1*

Resultados		
Angulo Φ	Esfuerzo Cortante (kN/m ²)	Relación de vacío
29.0754	107.5917	1.084

Fuente: propia

Esfuerzo Cortante Normalizado Vs. Epsilon

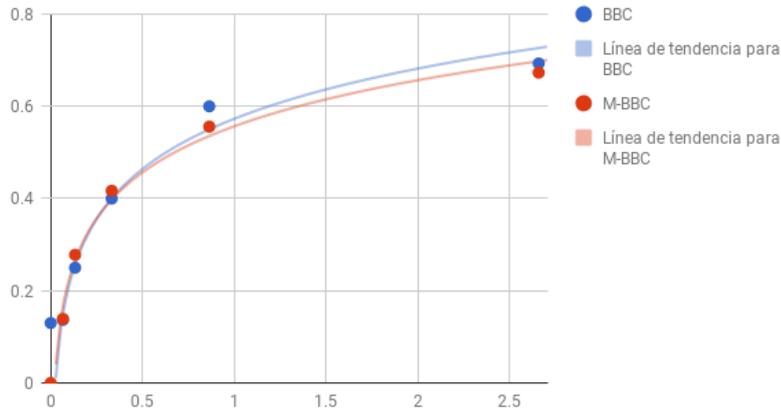


Figura 20. Gráficos esfuerzo cortante normalizado vs épsilon BBC

Fuente: propia

Curva roja: arrojada por el modelo/ Curva azul: encontrada en la literatura

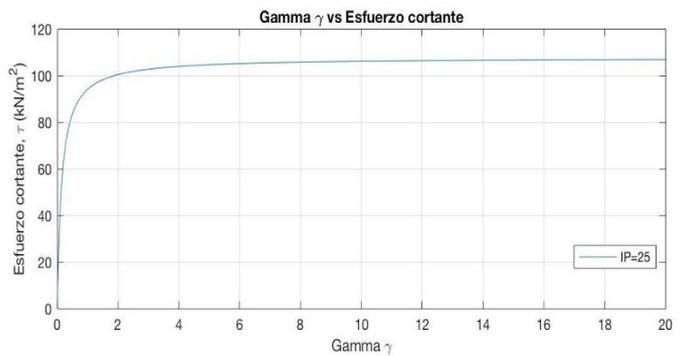
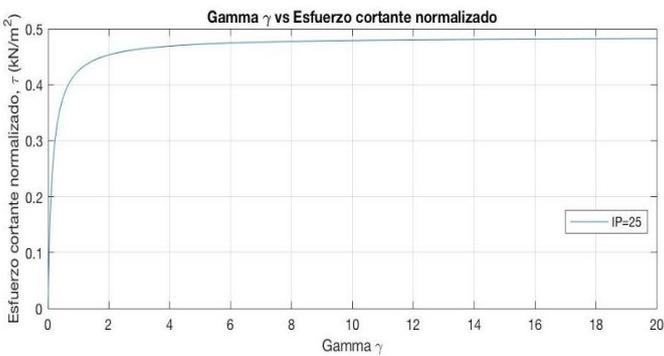
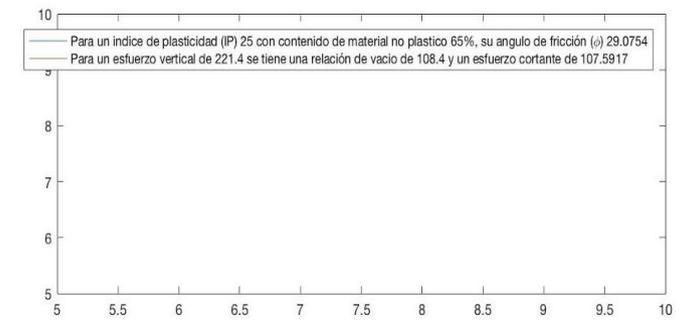
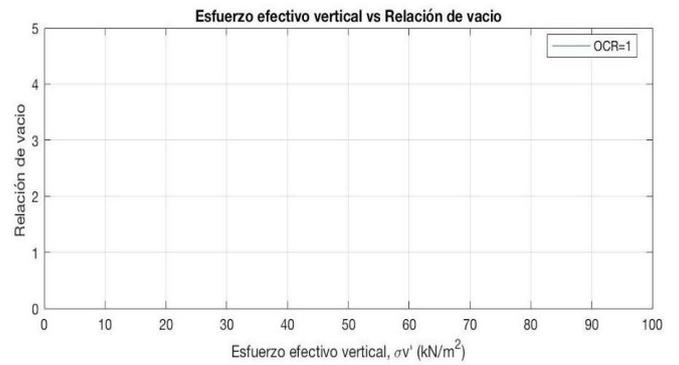
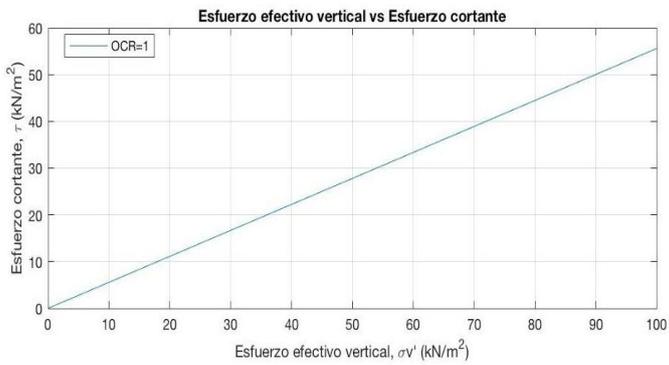


Figura 10. Gráficos Boston Blue Clays 1

Fuente: propia

3.2.2.5 Muestra Boston Blue Clays 2

- Datos utilizados para correr el modelo y la verificación del mismo,

Tabla 13. Datos Boston Blue Clays 2

MUESTRA	OCR	W (%)	Peso Unitario Efectivo	Profundidad	IP	Contenido Material Plástico (%)	Esfuerzo No Vertical
Boston Blue Clays	2	36	8.7	15	25	65	130.5

Fuente: propia

- Se procede a la comparación con resultados según Echezuría:

$$\left(\frac{Su}{\sigma'v}\right)_{OC} = \left(\frac{Su}{\sigma'v}\right)_{NC} * OCR^n$$

Sobreconsolidado

$$Su = \sigma'v * (Su/\sigma'v)_{nc} * OCR^n$$

$$Su = 130.5 * (107.5917/221.4) * 2^{0.8} = 110.417 \text{ kN/m}^2$$

- Resultados obtenidos según el modelo en estudio;

Tabla 14. Resultados Boston Blue Clays 2

Resultados		
Angulo Φ	Esfuerzo Cortante (kN/m ²)	Relación de vacío
29.0754	110.4171	0.78826

Fuente: propia

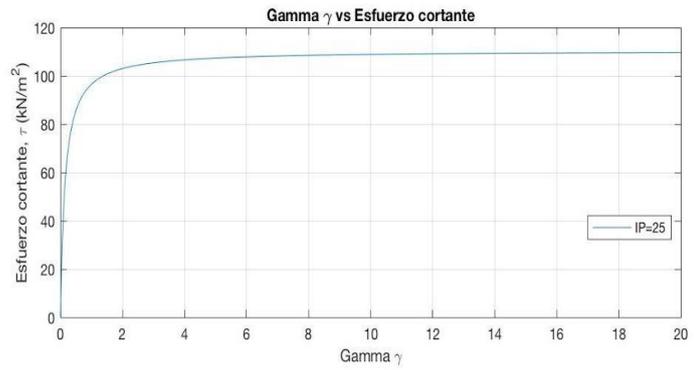
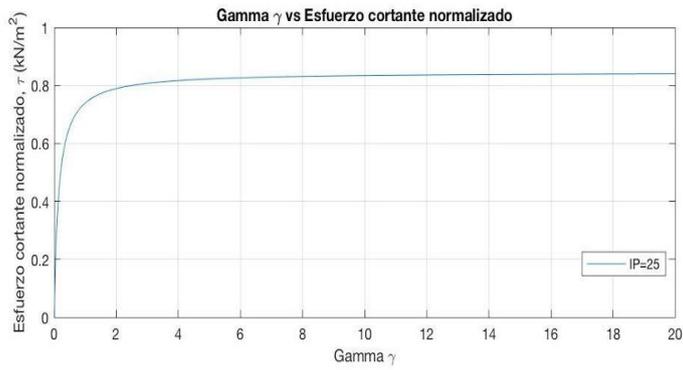
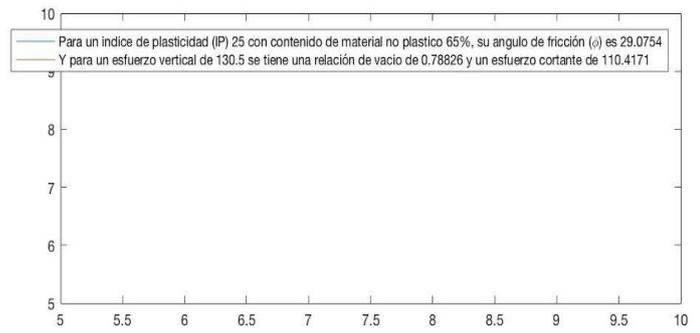
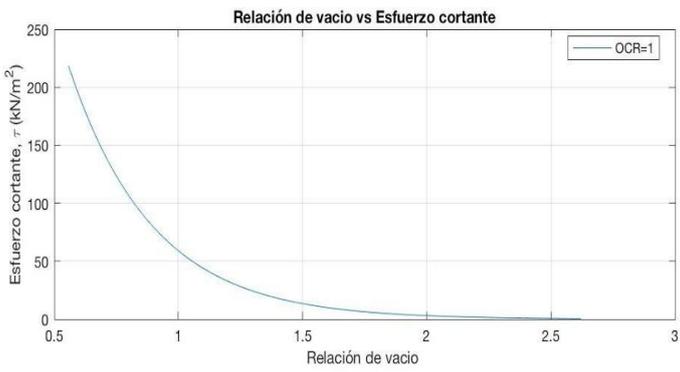
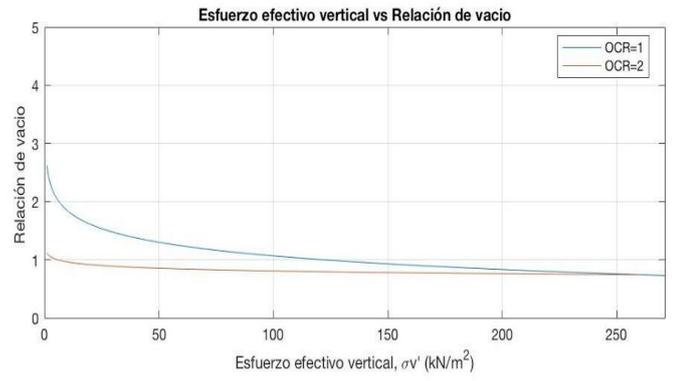
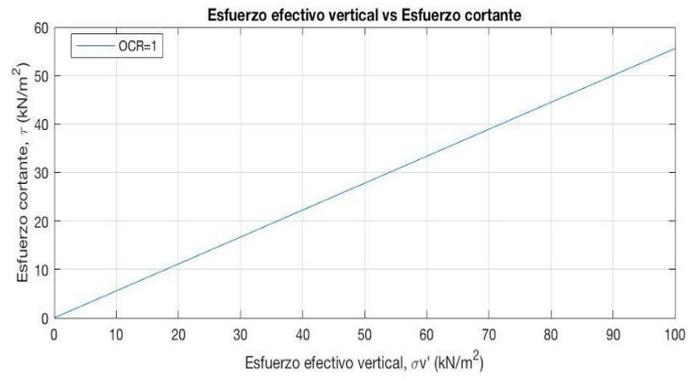


Figura 11. Gráficos Boston Blue Clays 2

Fuente: propia

3.2.3 Validación del ángulo de fricción Φ

Esta parte del modelo fue verificada, comparando los resultados de ángulo arrojados por el modelo con la siguiente gráfica encontrada en la literatura.

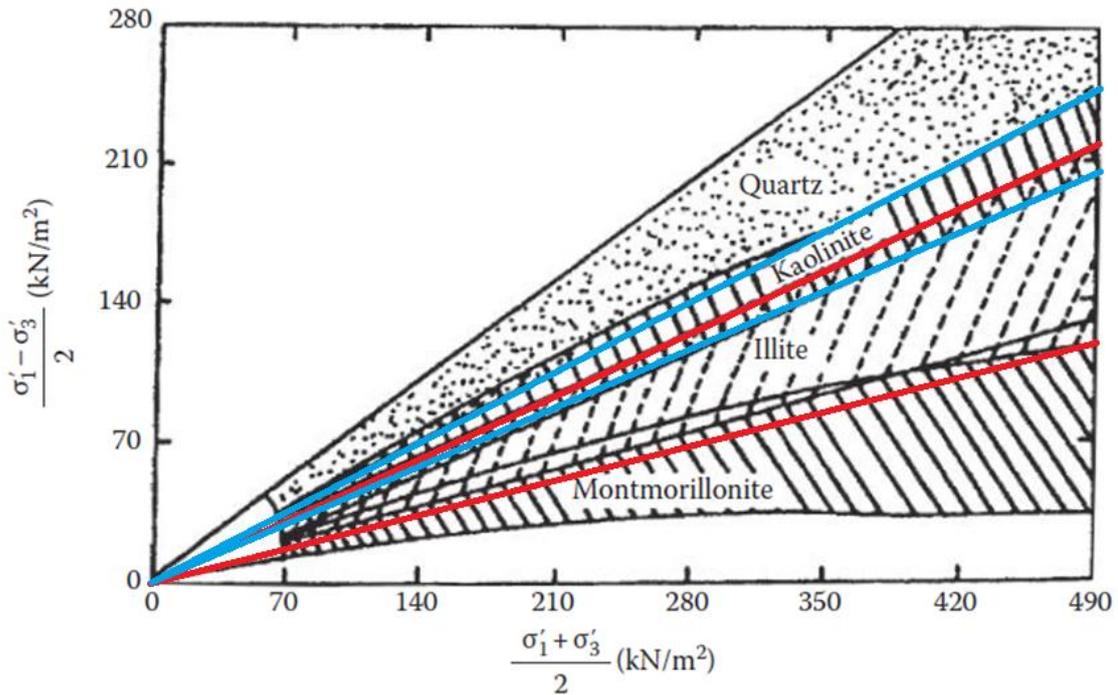


Figura 12. Ángulos de fricción
(Rojo Illita, Azul Kaolinita)

3.2.3.1 Muestra Illita 1

- Datos utilizados para correr el modelo y la verificación del mismo,

Tabla 15. Datos Illita 1

MUESTRA	OCR	W (%)	Peso Unitario Efectivo	Profundidad	IP	Contenido Material Plástico (%)	Esfuerzo No Vertical
Illita	1	80	5.4	5	60	25	27

Fuente: propia

- Resultados observado según la figura 12, el ángulo de fricción se encuentra $\Phi=15$.
- Resultados obtenidos según el modelo en estudio;

Tabla 16. *Resultados Ilita 1*

Resultados		
Angulo Φ	Esfuerzo Cortante (kN/m ²)	Relación de vacío
14.767	6.882	2.168

Fuente: propia

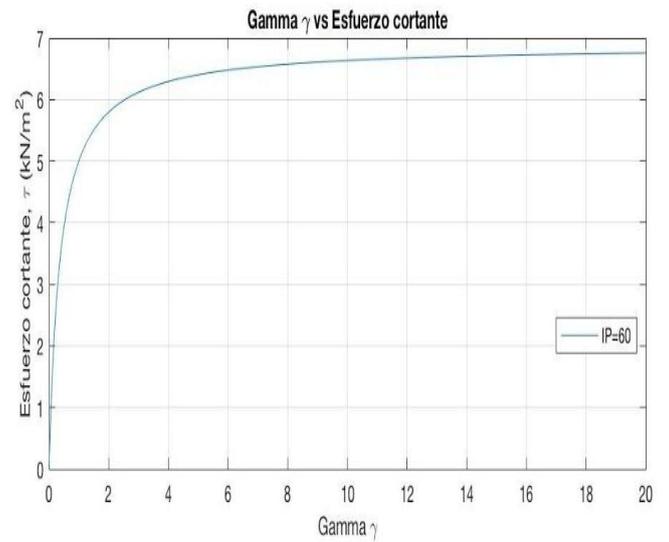
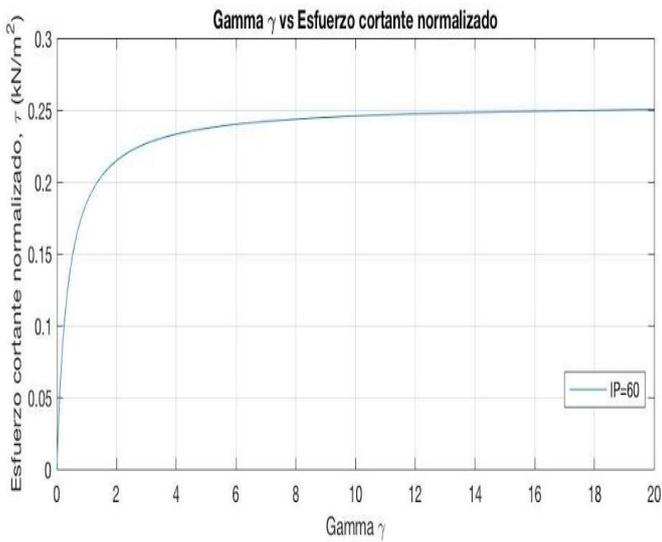
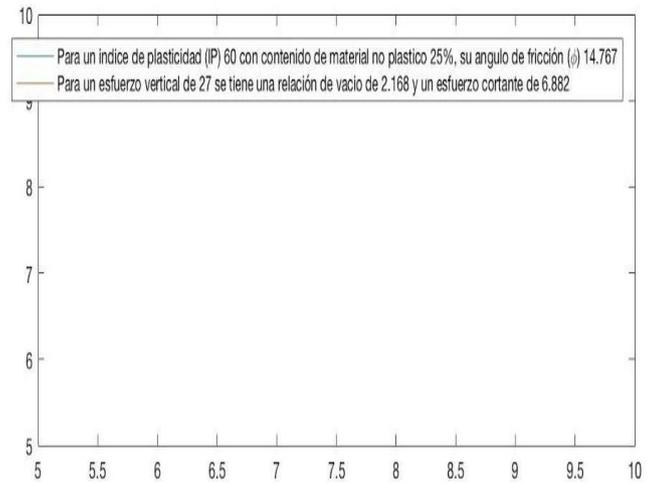
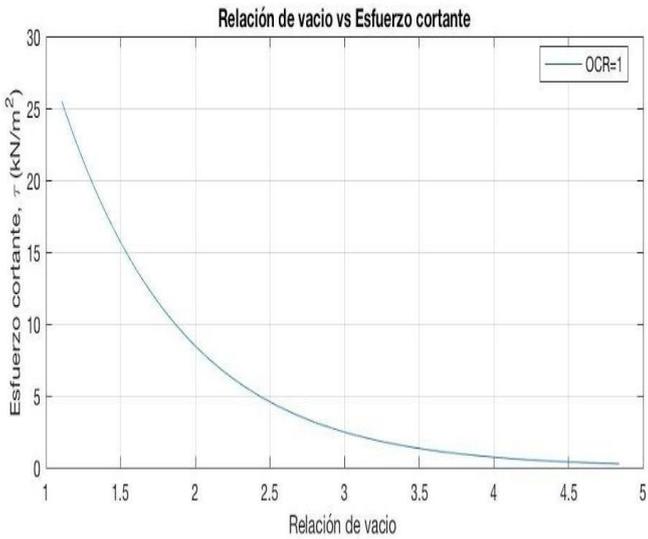
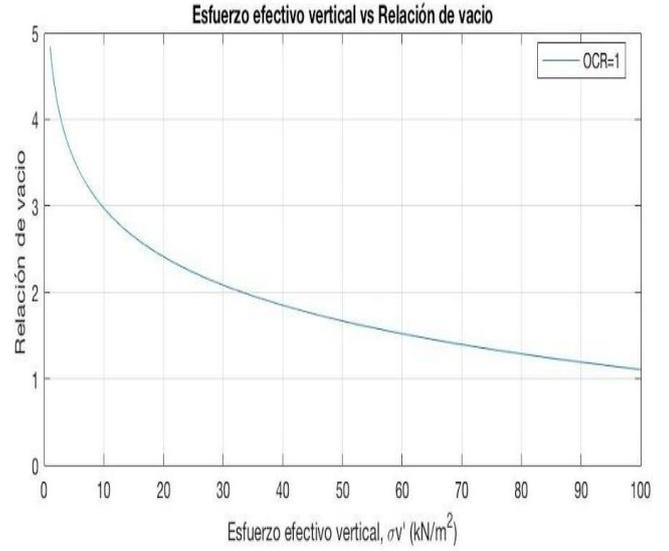
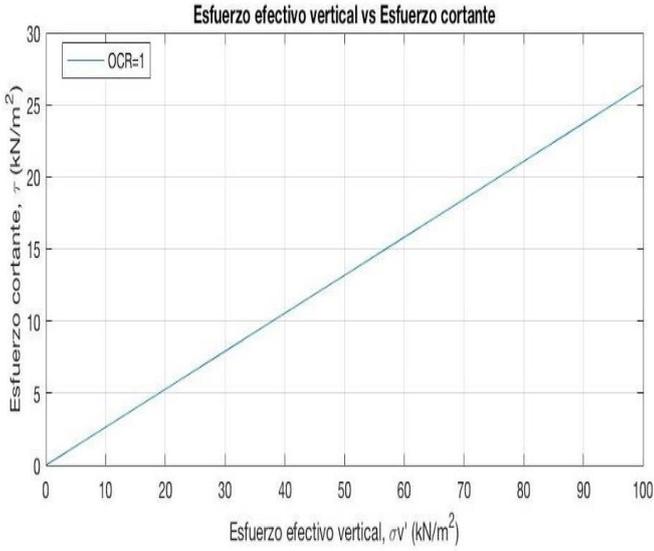


Figura 13. Gráficos Ilita 1

Fuente: propia

3.2.3.1 Muestra Ilita 2

- Datos utilizados para correr el modelo y la verificación del mismo,

Tabla 17. Datos Ilita 2

MUESTRA	OCR	W (%)	Peso Unitario Efectivo	Profundidad	IP	Contenido Material Plástico (%)	Esfuerzo No Vertical
Ilita	1	80	5.4	5	25	50	27

Fuente: propia

- Resultados observado según la figura 12, el ángulo de fricción se encuentra $\Phi = 25$.
- Resultados obtenidos según el modelo en estudio;

Tabla 18. Resultados Ilita 2

Resultados		
Angulo Φ	Esfuerzo Cortante (kN/m ²)	Relación de vacío
25.8746	11.7829	2.168

Fuente: propia

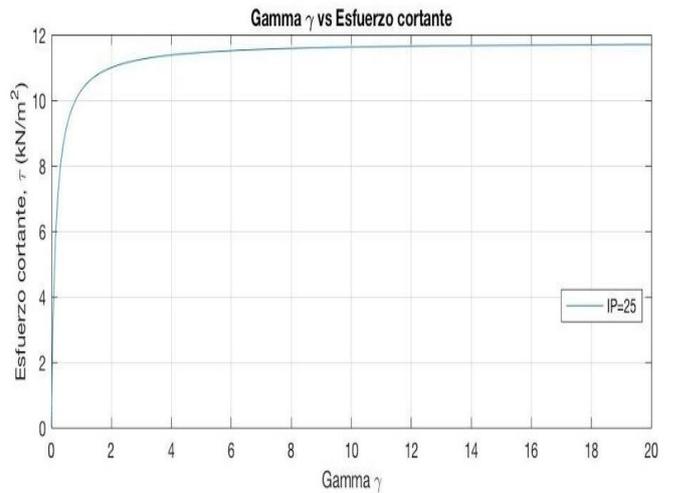
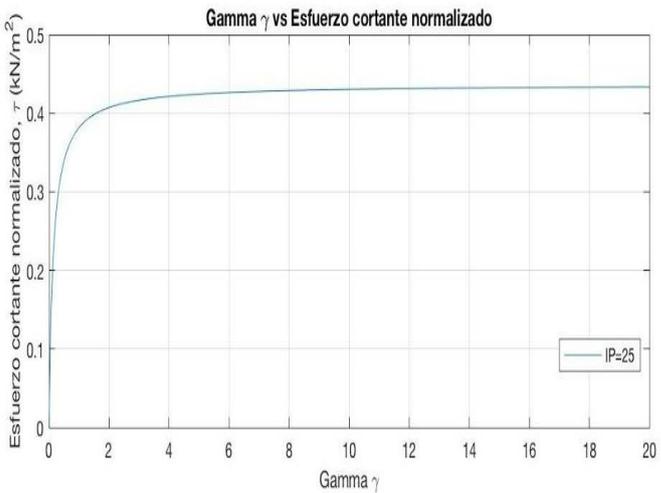
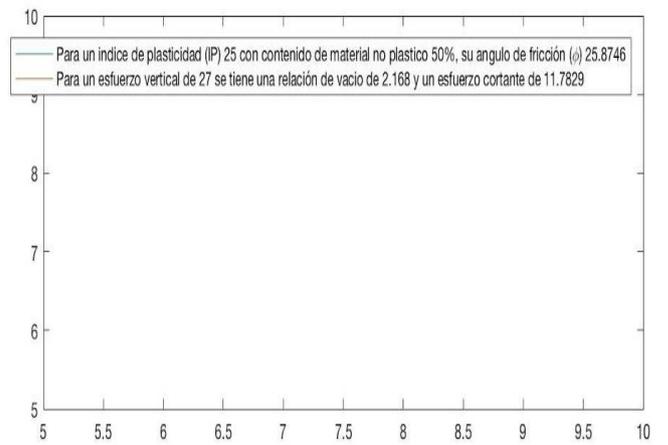
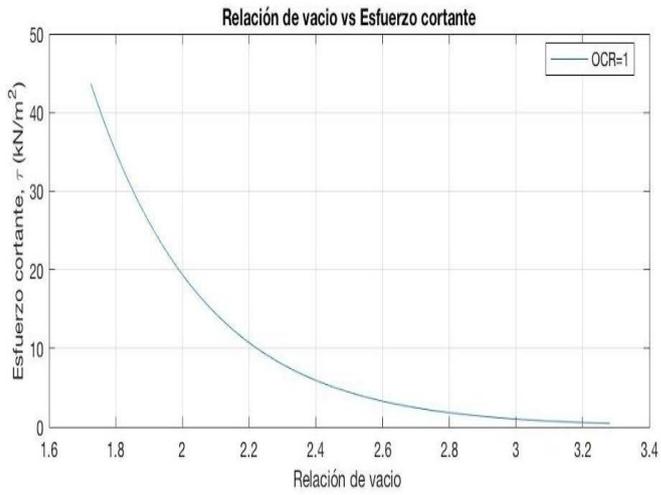
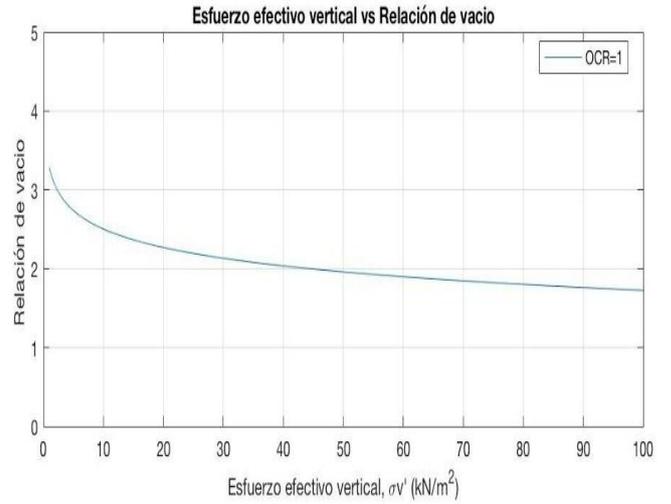
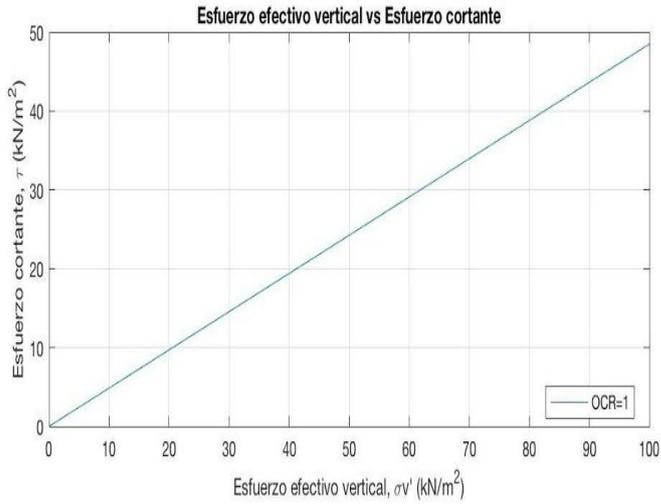


Figura 14. Gráficos Iilita 2

Fuente: propia

3.2.3.3 Muestra Kaolinita 1

- Datos utilizados para correr el modelo y la verificación del mismo,

Tabla 19. *Datos Kaolinita 1*

MUESTRA	OCR	W (%)	Peso Unitario Efectivo	Profundidad	IP	Contenido Material Plástico (%)	Esfuerzo No Vertical
Kaolinita	1	60	6.5	5	70	60	32.5

Fuente: propia

- Resultados observado según la figura 12, el ángulo de fricción se encuentra $\Phi = 23$
- Resultados obtenidos según el modelo en estudio;

Tabla 20. *Resultados Kaolinita 1*

Resultados		
Angulo Φ	Esfuerzo Cortante (kN/m ²)	Relación de vacío
22.4451	12.4084	1.626

Fuente: propia

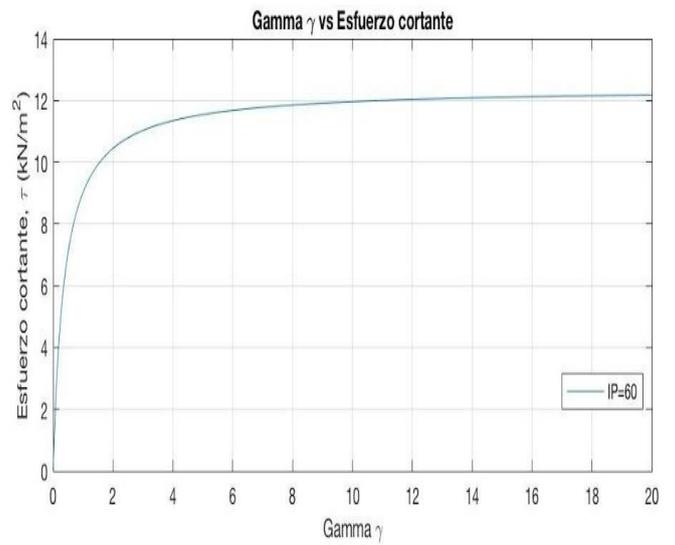
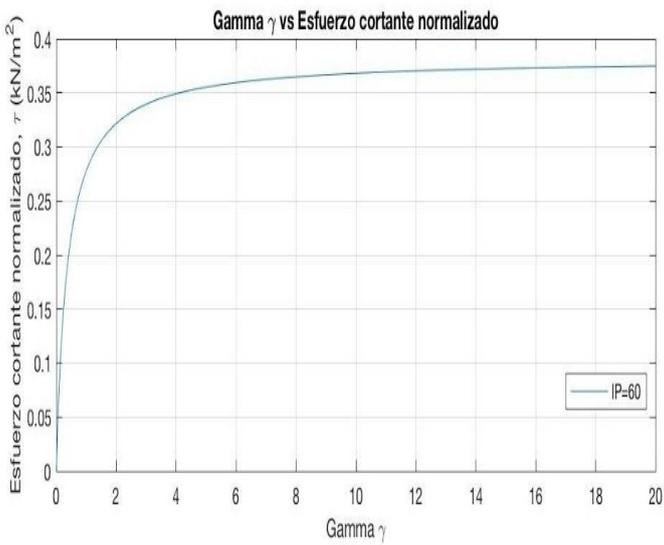
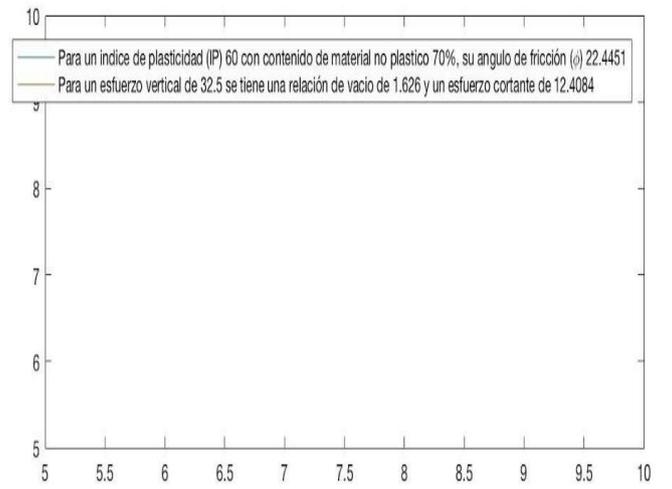
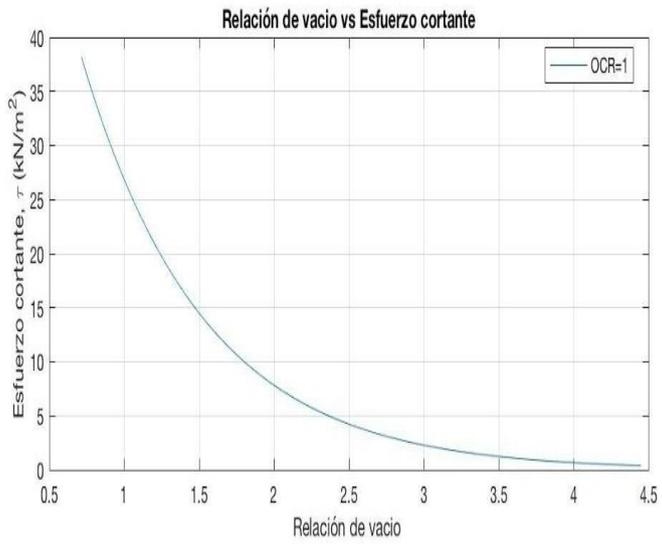
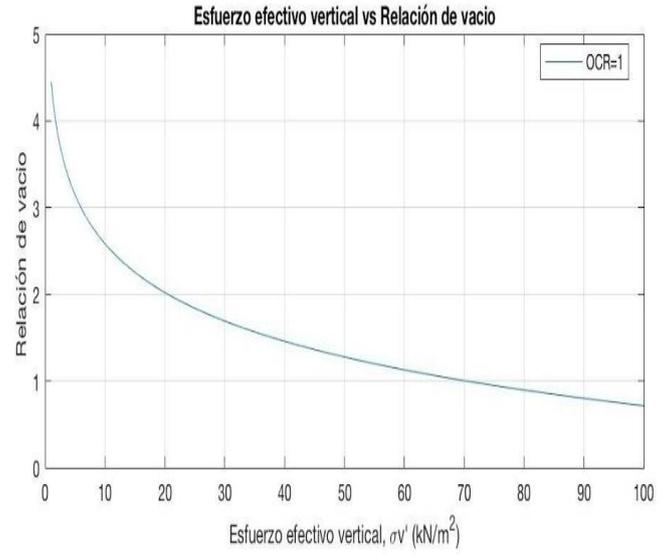
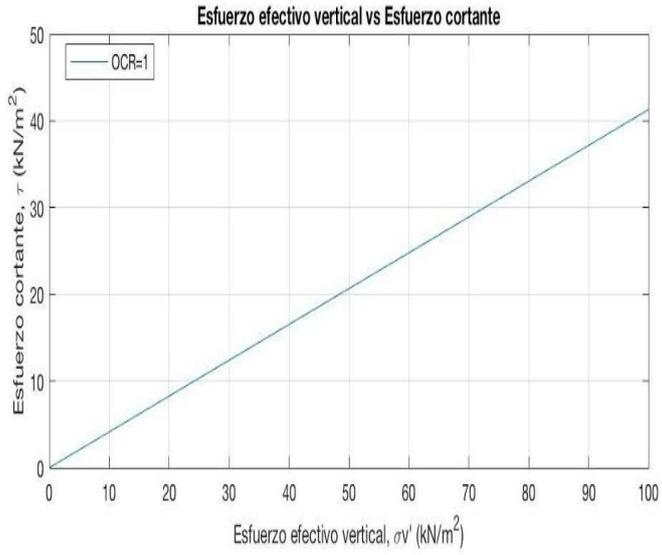


Figura 15. Gráficos Kaolinita 1

Fuente: propia

3.2.3.4 Muestra Kaolinita 2

- Datos utilizados para correr el modelo y la verificación del mismo,

Tabla 21. *Datos Kaolinita 2*

MUESTRA	OCR	W (%)	Peso Unitario Efectivo	Profundidad	IP	Contenido Material No Plástico (%)	Esfuerzo Vertical
Kaolinita	1	60	6.5	5	15	50	32.5

Fuente: propia

- Resultados observado según la figura 12, el ángulo de fricción se encuentra $\Phi=29$.
- Resultados obtenidos según el modelo en estudio;

Tabla 22. *Resultados Kaolinita 2*

Resultados		
Angulo Φ	Esfuerzo Cortante (kN/m ²)	Relación de vacío
29.5561	16.0314	1.626

Fuente: propia

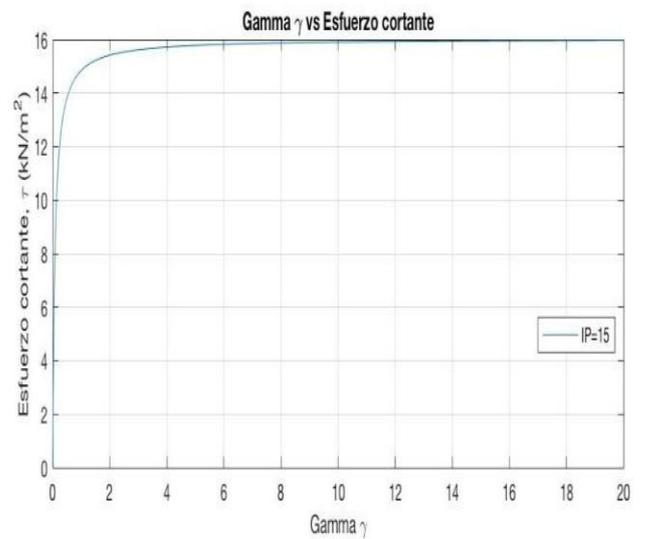
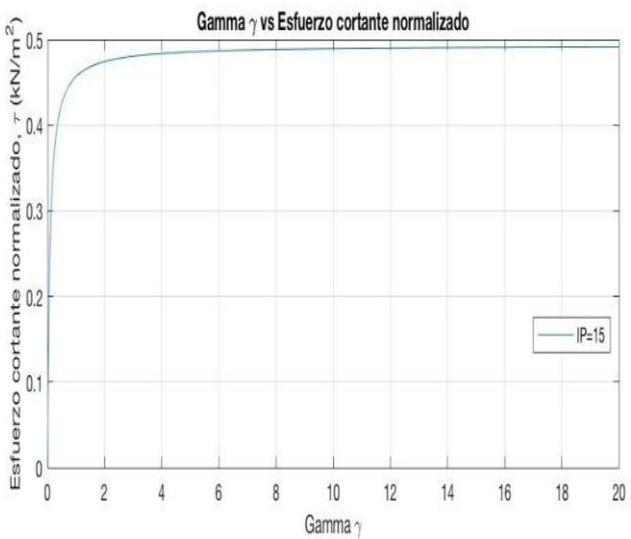
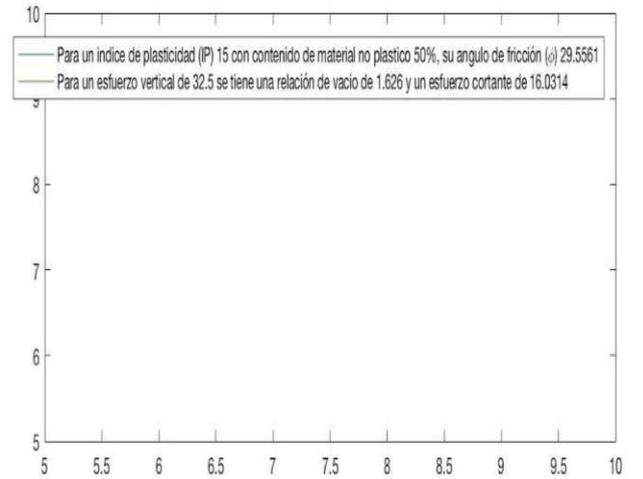
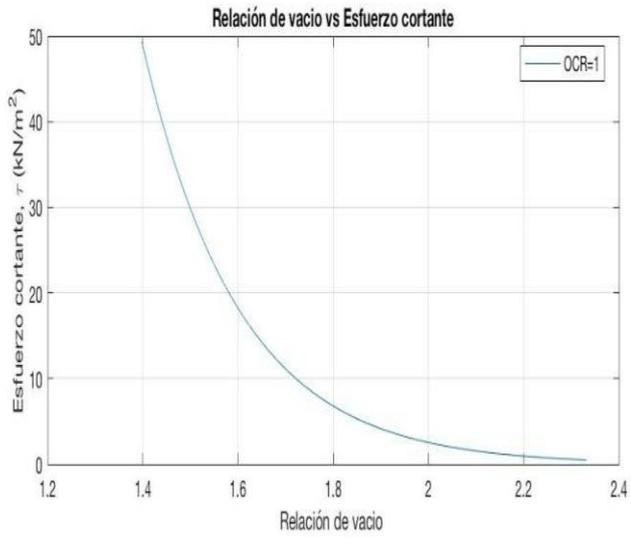
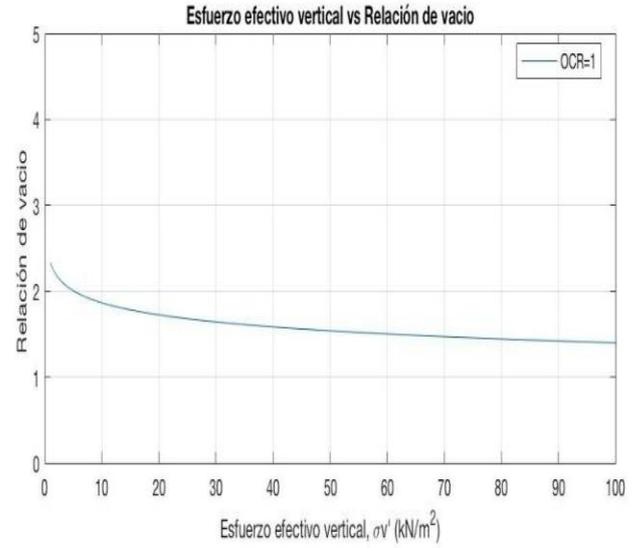
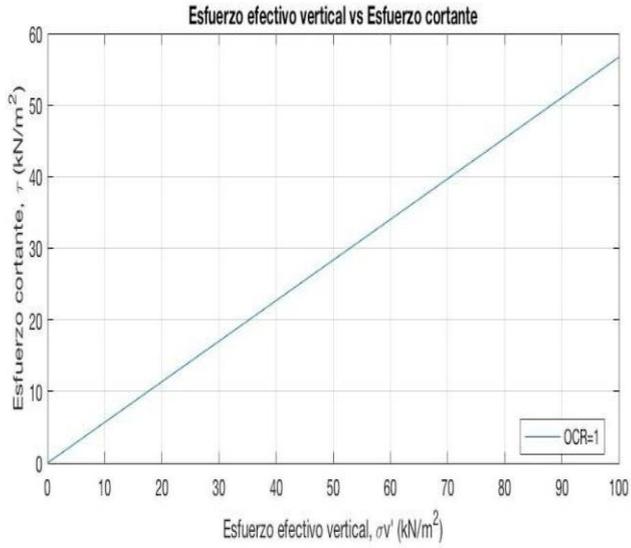


Figura 16. Gráficos Kaolinita 2

Fuente: propia

IV. ANÁLISIS DE RESULTADOS

Con los resultados obtenidos a través del modelo integrado de suelos realizado por Echezuría (2016), se evidencia que dichos resultados se encuentran muy cercanos a los obtenidos en laboratorio mediante las fórmulas de SHANSEP desarrolladas por Ladd y Foott 1977 para la resistencia al corte no drenado para ensayos DSS, por lo que se puede constatar que la relación supuesta por Echezuría donde “C” pasa de ser una constante al seno de Φ para normalmente consolidado, es válida.

$$\left(\frac{Su}{\sigma'v}\right)_{NC} = \text{Sen}\Phi$$

Se debe destacar que al validar esta correlación también el resultado de la resistencia al corte pasa a ser más robusta puesto que ahora esta resistencia no va a estar sujeta a oscilar solo entre 0,21 y 0,23 sino que depende del ángulo de fricción que posee el suelo y que a su vez este ángulo se ve influenciado por el índice de plasticidad y contenido de material fino que contiene el suelo.

Es importante notar que debido a la pendiente de la gráfica [4,5] **Relación de Vacíos (e) vs Esfuerzo Efectivo Vertical ($\sigma'v$)** explicada anteriormente, la relación de vacíos del suelo al nivel de confinamiento aplicado también va a depender del índice de plasticidad. Esto se debe a que muchos autores han encontrado que el índice de compresibilidad del suelo, C_c , depende del IP.

Entonces se puede observar cómo debido a la nueva integración de las propiedades del suelo, antes mencionada, establecida por Echezuría en el 2016, existe un único esfuerzo cortante o resistencia al corte para una única relación de vacíos sin importar el estado de consolidación que tenga el suelo.

En consecuencia, la resistencia al corte no drenado es controlada por la relación de vacíos y no por su nivel de confinamiento al que es sometido el suelo. Indudablemente que el nivel de confinamiento al condicionar la relación de vacíos influye en la resistencia al corte. No obstante, es realmente la relación de vacíos la que determina la resistencia al corte pues al determinar el valor correspondiente a un suelo preconsolidado utilizando la curva de rebote elástico del suelo, C_s , es el valor de dicha relación de vacíos final la que determina la resistencia al corte del suelo y dicho valor coincide con las fórmulas de SHANSEP.

Con los resultados obtenidos a través del modelo integrado de suelos realizado por Echezuría, se puede observar como el valor máximo de las curvas hiperbólicas Esfuerzo-Deformación arrojadas por el modelo coinciden casi perfectamente con las encontradas en la literatura provenientes de ensayos de laboratorio.

También se evidencia que el modelo es capaz de predecir con bastante precisión el ángulo de fricción del suelo, y que los datos encontrados en la literatura para Illita y Kaolinita deben contener un porcentaje de material no plástico, debido a que las arcillas en su estado natural presentan ángulos bajos que no coinciden con los obtenidos para el rango mostrado en este TEG.

V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones

La correlación establecida por Echezuría $\left(\frac{Su}{\sigma'v}\right)_{NC} = \text{Sen}\phi$

Permitió desarrollar un modelo integrado de suelos que representa con mayor robustez la resistencia al corte no drenado de arcillas, a partir de las propiedades índices del suelo y contenido de material no plástico. Este modelo es capaz de predecir el ángulo de fricción posible para cualquier índice de plasticidad que pueda tener una arcilla con su respectivo contenido de material no plástico.

Es interesante observar como el ángulo de fricción de las arcillas varía dependiendo de su contenido de material no plástico, y es este ángulo el que permite la constante del valor normalizado de la resistencia al corte no drenado por el esfuerzo confinante para $\text{OCR}=1$.

Por otra parte se pudo evidenciar que la resistencia al corte no drenado es realmente controlada por la relación de vacíos y no por el esfuerzo confinante, y que dicha relación de vacíos va a depender del índice de plasticidad que tenga el suelo. El modelo también es capaz de predecir las curvas Esfuerzo-Deformación del suelo con bastante precisión a partir de las propiedades índices del suelo y contenido de material no plástico.

El modelo también logra integrar la resistencia al corte con los cambios de volumen dado por los ensayos edométricos, que son los únicos cambios de volumen que el suelo conoce en estado natural. Esto permite establecer los tres planos que definen el comportamiento espacial del suelo, produciendo una curva que se proyecta en los tres planos dando las correlaciones que conocemos, permitiendo así la correspondencia unívoca entre el confinamiento,

cambio de volumen, relación de vacíos y la resistencia al corte, dando una sola curva en el espacio que corresponde a un IP de cada suelo.

Con la simplificación realizada del modelo en el programa MatLab, es posible para los futuros usuarios poder predecir de una manera rápida y sencilla el valor de la resistencia al corte no drenado y curvas Esfuerzo-Deformación para cualquier condición de consolidación a partir de los parámetros índices del suelo y su contenido de material no plástico.

5.2 Recomendaciones

1. Se recomienda seguir haciendo ensayos de laboratorio para arcillas con distinto índice de plasticidad y contenido de material no plástico y cuyo resultado sea agregado a la gráfica **Ángulo de Fricción Φ vs Índice de Plasticidad (IP)** para seguir nutriendo dicha gráfica y así hacer aún más robusto el modelo.
2. Aunque con las correlación tomadas de C_c y C_s para este trabajo y con las que actualmente trabaja el modelo arroja datos muy sólidos, se recomienda seguir investigando al respecto puesto que es posible que tras otras investigación futuras se pueda afinar aún más estas correlaciones dando así resultados aún más precisos.

Fuentes Bibliográficas

Amer, M; Aggour, M, y Kovacs, W (1984). *Size effect in simple shear testing*. Estados Unidos. Universidad de Rhode Island.

Ansell, P. (1977). *Cyclic simple shear testing of granular material*. Estados Unidos. Universidad de Nottingham.

Braja, D. y Khaled, S. (2014). *Principles of Geotechnical Engineering*. (Octava Edición). Estados Unidos. Cengage Learning.

Budhu, M. (2010). *Soil Mechanics and Foundations*. (Tercera Edición) Inglaterra. John Wiley and Sons Ltd.

Carter, M. y Bentley, S. (2016). *Soil properties and their correlations*. (Segunda Edición). Inglaterra. John Wiley and Sons Ltd.

Darendeli, M. (2001). *Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves*. (Primera Edición). Estados Unidos. Universidad de Texas.

Kang, X; Cheng, Y. y Ge, L. (2015). *Radial Strain Behaviors and Stress State Interpretation of Soil Under Direct Simple Shear*. (Vol. 43, No. 6). Estados Unidos. ASTM.

Ladd, C. y Foott, R. (1977). *Foundation Design of Embankments Constructed on Varved Clays*. (Segunda Edición). Estados Unidos. Departamento de investigación de Massachusetts.

Lambe, W. y Whitman, R. (1969). *Soil Mechanics*. (Primera Edición). Inglaterra. John Wiley and Sons Ltd.

Lehtonen, V. (2015). *Modelling Undrained Shear Strength and Pore Pressure Based on an Effective Stress Soil Model in Limit Equilibrium Method*. (Vol. 1337). Estados Unidos. Universidad de Tecnología de Tampere.

Schofield, A. y Wroth, P. (1968). *Critical State Soil Mechanics*. (Primera Edición). Estados Unidos. McGraw-Hill.

Serrano, C. y Nuti, R. (1999). *Comportamiento de Suelo Granular en Matriz Cohesiva*. Venezuela. Universidad Católica Andrés Bello.

Vergel, M. y Villa, A (2015). *Investigar La Influencia De Los Materiales No Plásticos En Suelos Cohesivos Durante Corte No Drenado Y Su Efecto En La Clasificación Con La Carta De Plasticidad*. Venezuela. Universidad Católica Andrés Bello.

Fuentes Documentales

Apuntes del profesor Ing. Heriberto Echezuría (2016).

Conversación personal con el Ingeniero Heriberto Echezuría (2018).