



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DE CHILE
ESCUELA DE INGENIERIA

ESTUDIO EXPERIMENTAL Y NUMÉRICO DEL EFECTO DE ARCO

GISLAINE STEPHANY PARDO TOBAR

Tesis para optar al grado de
Magister en Ciencias de la Ingeniería

Profesor Supervisor:
ESTEBAN PATRICIO SAEZ ROBERT

Santiago de Chile, Julio, 2013

© MMXIII, GISLAINE STEPHANY PARDO TOBAR



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DE CHILE
ESCUELA DE INGENIERIA

ESTUDIO EXPERIMENTAL Y NUMÉRICO DEL EFECTO DE ARCO

GISLAINE STEPHANY PARDO TOBAR

Tesis presentada a la Comisión integrada por los profesores:

ESTEBAN PATRICIO SAEZ ROBERT

CHRISTIAN LEDEZMA

CLAUDIA MEDINA DÍAZ

IGNACIO LIRA

Para completar las exigencias del grado de

Magister en Ciencias de la Ingeniería

Santiago de Chile, Julio, 2013

© MMXIII, GISLAINE STEPHANY PARDO TOBAR

*Dedicado a Cristian,
a mi madre y hermanos,
con mucho cariño ...*

AGRADECIMIENTOS

Especiales agradecimientos al Fondo Nacional de Desarrollo Científico y Tecnológico (FONDECYT) por promover y financiar esta investigación, que me ha dado la oportunidad de profundizar mis estudios en el área de Ingeniería Geotécnica, a través del proyecto N° 11100157, año de inicio 2010.

También quisiera agradecer de manera muy especial a mi profesor supervisor Esteban Sáez por su gran apoyo y entrega en este trabajo, por sus consejos, y por ser una persona tan generosa con su tiempo, sus conocimientos y recursos de investigación.

Agradezco también a Guillermo Poblete, técnico de Laboratorio de Geotecnia Experimental, por toda las enseñanzas, su buena disposición siempre y por los gratos momentos compartidos.

A Cristian Osorio, mi amor, por ser parte tan importante en este trabajo, fue mi apoyo incondicional, sufrió y aprendió tanto como yo, tanto así, que también merece un título por este trabajo.

A mi familia por todo su cariño y comprensión. En especial, a mi madre Soledad Tobar, que ha sido para mí un ejemplo de esfuerzo, lucha y valentía, que me ha transmitido siempre el espíritu de no rendirse y seguir hacia adelante, este es el espíritu que he mantenido a lo largo de esta investigación, los problemas siempre van a existir, lo importante es buscar las soluciones y continuar.

Finalmente, no quisiera dejar de mencionar a todos los compañeros de Magíster y Doctorado del departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica, que tuve la oportunidad de conocer, les agradezco por los gratos momentos compartidos, por los consejos, por las tardes de música, por la hora de «once», y por su amistad. No quiero nombrarlos a todos, porque son muchos, pero no puedo dejar de mencionar a Panchito H., Carla S., Chago B., Daniel G., Felipín, Javier P., Erick G., Nico Z., con quienes más compartí.

A todos, Muchas Gracias.

Índice General

AGRADECIMIENTOS	IV
Lista de Figuras	VIII
Lista de Tablas	XII
RESUMEN	XIII
ABSTRACT	XIV
Capítulo 1. Introducción	1
1.1. Justificación de este estudio: Estructuras de contención discontinuas	2
1.2. Metodología	4
1.3. Esquema de los capítulos	4
1.4. Alcances de esta investigación	5
Capítulo 2. Estudio bibliográfico	7
2.1. Terzaghi (1943)	7
2.1.1. Análisis basado en superficies de deslizamiento verticales	9
2.2. Handy (1985)	12
2.2.1. Rotación de tensiones principales	13
2.2.2. Fricción del Muro parcialmente desarrollada	16
2.2.3. Distribución de los esfuerzos	17
2.2.4. Aplicación en muros de contención verticales	18
2.3. Harrop-Williams (1989)	21
2.4. Vermeer et al. (2001)	23
2.5. Chen and Martin (2002)	25
2.6. Síntesis del estudio bibliográfico	27
Capítulo 3. Caracterización de suelos de estudio	29
3.1. Antecedentes	29

3.2.	Caracterización Arena S1	32
3.2.1.	Densidad Mínima y Máxima	32
3.2.2.	Procedimiento para reproducir una densidad estándar	32
3.3.	Caracterización Arcilla C1	35
3.3.1.	Límites de Atterberg	35
3.3.2.	Procedimiento para reproducir una densidad estándar	36
3.4.	Propiedades de resistencia	37
3.4.1.	Principios del ensayo triaxial	39
3.4.2.	Resultados ensayos triaxiales en Arena S1	42
3.4.3.	Resultados ensayos triaxiales en Arcilla C1	45
3.4.4.	Principios del ensayo de corte directo	47
3.4.5.	Resultados ensayo de corte directo en muestra de Arena S1	49
3.4.6.	Resultados ensayo de corte directo en muestra de Arcilla C1	50
3.5.	Selección de propiedades de resistencia	52
Capítulo 4.	Reproducción del efecto arco en laboratorio	53
4.1.	Procedimiento	53
4.2.	Correlación de Imágenes Digitales (DIC)	55
4.3.	Instrumentación	59
4.4.	Resultados del procedimiento experimental	61
Capítulo 5.	Calibraciones y trayectorias de carga	64
5.1.	Características de los modelos constitutivos para medios continuos	64
5.2.	Modelo constitutivo Hujieux	66
5.2.1.	Parámetros asociados al comportamiento elástico	67
5.2.2.	Superficie de fluencia y regla de flujo del modelo de Hujieux	68
5.2.3.	Parámetros asociados a la función de carga del modelo constitutivo	69
5.2.4.	Parámetros asociados a los dominios de comportamiento	70
5.2.5.	Parámetros asociados al endurecimiento	72
5.2.6.	Calibración materiales S1 y C1	72

5.3.	Modelo Constitutivo Mohr Coulomb	74
5.3.1.	Calibración materiales S1 y C1	75
5.4.	Principios de la modelación de ensayos	76
5.4.1.	Ensayo Triaxial Drenado	76
5.4.2.	Ensayo Triaxial no Drenado	77
5.4.3.	Ensayo de Corte Directo	77
5.5.	Calibración Arena S1	79
5.5.1.	Triaxial drenado	79
5.5.2.	Otras trayectorias de carga, arena S1	80
5.6.	Calibración Arcilla C1	82
5.6.1.	Triaxial drenado	82
5.6.2.	Otras trayectorias de carga	82
Capítulo 6.	Simulación de ensayo <i>Trapdoor</i>	85
6.1.	Criterios de modelación	85
6.2.	Definición de parámetros de análisis	86
6.3.	Campo de desplazamientos	87
6.4.	Campo de tensiones	91
6.5.	Análisis de sensibilidad del límite de tracción del modelo Mohr Coulomb	95
6.5.1.	Aplicación a arcilla	101
6.6.	Conclusiones del capítulo	102
Conclusiones	104
Perspectivas a trabajos futuros	106
Estudios experimentales	106
Estudios Numéricos	108
Bibliografía	109

Lista de Figuras

1.1. Excavación con pilas de socalzado	2
1.2. Vista en planta. Esquema de redistribución de tensiones horizontales por efecto arco	3
2.1. Distribución de tensiones de corte en ensayo <i>trapdoor</i> . (Terzaghi, 1943).	8
2.2. Simplificación, con superficies de deslizamiento verticales. (Terzaghi, 1943).	9
2.3. Resultado de tensiones verticales (Adaptado de Terzaghi, 1943).	11
2.4. Falla por corte en arena debida a rotación entorno al borde superior. (Adaptado de Terzaghi, 1943).	12
2.5. (a) Construcción Círculo de Mohr por Krynine (Equilibrio Plástico). (b) Trayectoria de tensión menor. (c) Dirección de corte. (Adaptado de Handy, 1985).	13
2.6. Coeficientes de tensiones. (a) Relación $\frac{\sigma_v}{\sigma_1}$. (b) Relación $\frac{\sigma_h}{\sigma_1}$ y $\frac{\sigma_h}{\sigma_v}$. (Adaptado de Handy, 1985).	15
2.7. Relación coeficientes. (Adaptado de Handy, 1985).	16
2.8. Círculo de Mohr con fricción en el muro $\delta < \phi$. (Adaptado de Handy, 1985).	17
2.9. Carga vertical sobre tuberías enterradas	18
2.10. Efecto arco aplicado a muros verticales, (a) Catenaria de tensión principal menor y líneas de corte; (b) Resultados de la distribución teórica comparada con la teoría de Coulomb. (Adaptado de Handy, 1985).	19
2.11. Efecto arco desarrollado tras un muro (a) Arco de tensión principal menor; (b) Tensiones sobre un elemento diferencial. (Adaptado de Harrop-Williams, 1989).	21
2.12. Comparación de la curva del efecto de arco como curva catenaria y circular. (Adaptado de Harrop-Williams, 1989).	22
2.13. Problema de estudio de Vermeer et al. (2001)	23
2.14. Modelo tridimensional utilizado por Vermeer et al. (2001). (a) Estado inicial: Presión geostática aplicada. (b) Presión aplicada en los perfiles metálicos, representa los anclajes.	24

2.15. Distribución de presiones sobre los listones de madera del sistema de contención. (Adaptado de Vermeer et al., 2001).	25
2.16. Deflexión horizontal adicional en el centro de los listones de madera restantes. (Adaptado de Vermeer et al., 2001).	25
2.17. Modelo conceptual estudiado por Chen and Martin (2002)	25
2.18. Modelo conceptual utilizado para el análisis numérico, (Adaptado de Chen and Martin, 2002).	26
3.1. Materiales de estudio	30
3.2. Curvas Granulométricas de materiales empleados para el estudio	31
3.3. Esquema de llenado del recipiente	33
3.4. (A) Llenado del embudo. (B) Uso del embudo para controlar la velocidad de cho- que con el colador. (C) El colador sube a medida que el recipiente es llenado . . .	34
3.5. Pruebas de Límite Líquido y Plasticidad	35
3.6. (A) Llenado de un recipiente de volumen conocido (B) Esquema de llenado estándar material C1	36
3.7. Trayectorias de tensiones ensayos triaxiales	40
3.8. Resultados de Ensayos triaxiales CD y CU sobre el material S1	42
3.9. Desviador de tensiones vs. Esfuerzo promedio ensayos drenados	43
3.10. Desacople del par $c' - \phi'$, con el nivel de deformación	44
3.11. Movilización de propiedades de resistencia	44
3.12. Resultados de Ensayos triaxiales	45
3.13. Movilización de propiedades de resistencia	46
3.14. Muestra de suelo en caja de corte directo	47
3.15. Desplazamientos idelizados y observados durante ensayo de corte. (Adaptado de Bardet, 1997)	48
3.16. Vista esquemática de caja de corte directo	49
3.17. Resultados ensayos de corte directo en muestra S1	50
3.18. Resultados ensayos de corte directo en muestra C1	51

4.1. Cajón con puerta deslizante en la base	53
4.2. Cajón listo para iniciar el experimento	54
4.3. Grilla definida para el seguimiento de desplazamiento	56
4.4. Procesamiento de las imágenes con Toolbox de Matlab	57
4.5. Campos de desplazamientos inferidos con la técnica de DIC para un descenso de compuerta de 20 mm	58
4.6. Instrumentación del procedimiento	59
4.7. Validación de la técnica DIC	60
4.8. Transferencia de carga a apoyo rígido	62
4.9. Forma esquemática del arco formado por los materiales de estudio	63
5.1. Exponente de la ley elástica no lineal	66
5.2. Parámetros de la función de carga	70
5.3. Evolución superficies de fluencia de mecanismos desviadores. Adaptado de Sáez Robert, 2009.	71
5.4. Superficie de fluencia modelo Mohr Coulomb	74
5.5. Modelo para simulación ensayo triaxial	76
5.6. Modelo para simulación ensayo de corte directo	77
5.7. Mallas utilizadas para sensibilidad simulación ensayo corte directo	78
5.8. Sensibilidad de la malla	79
5.9. Ensayo Triaxial Drenado, calibración con Material S1	80
5.10. Simulación ensayo Triaxial no Drenado, Material S1	80
5.11. Simulación ensayo Corte Directo, Material S1	81
5.12. Simulación ensayo Triaxial Drenado, Material C1	82
5.13. Simulación ensayo Triaxial no Drenado, Material C1	83
5.14. Simulación ensayo corte directo, Material C1	83
6.1. Dominio y condiciones de borde del problema para la reproducción del efecto arco	85
6.2. Error en el campo de desplazamientos, para un descenso de compuerta de 20 mm, Material S1	88

6.3. Error en el campo de desplazamientos, para un descenso de compuerta de 20 mm, Material C1	89
6.4. Evolución del error promedio	90
6.5. Representación de efecto arco en término de tensiones, para un descenso de compuerta de 20 mm, Material S1	91
6.6. Representación de efecto arco en término de tensiones, para un descenso de compuerta de 20 mm, Material C1	92
6.7. Tensión principal mayor	93
6.8. Razón de incremento de tensiones sobre los apoyos, $\Delta\sigma_y = \sigma_y / \sigma_{yo} [-]$	95
6.9. Fuerza resultante en apoyos, F [kN]	95
6.10. Superficie de fluencia de Mohr Coulomb	96
6.11. Efecto del límite de tracción σ_t sobre el campo de desplazamientos	97
6.12. Efecto del límite de tracción σ_t sobre el campo de tensiones, para un descenso de compuerta de 20 mm	98
6.13. Efecto límite de tracción σ_t en tensiones principales para un descenso de compuerta de 20 mm	98
6.14. Razón de incremento de tensión en el apoyo rígido, $\Delta\sigma_y = \sigma_y / \sigma_{yo} [-]$	99
6.15. Fuerza resultante en apoyo rígido	99
6.16. Aplicación a suelo C1	102
6.17. Alternativa de estudio con gravedad perpendicular al plano del efecto arco	107

Lista de Tablas

3.1. Experimental circumstances for the Rayleigh scattering experiments	30
3.2. Resultados Granulometría materiales utilizados	31
3.3. Resultado de densidad mínima y máxima de la muestra S1	32
3.4. Resultados de la reproducción de densidad	34
3.5. Indices para estimar consistencia de arcillas, ASTM D-2488	37
3.6. Presiones de confinamiento ensayadas	38
3.7. Resultados de los ensayos triaxiales drenados, Material S1	43
3.8. Resultados de ensayos triaxiales, material C1	45
3.9. Propiedades mecánicas de los materiales S1 y C1	52
5.1. Exponente de elasticidad no lineal empleado	66
5.2. Parámetros Calibrados para el Modelo de Hujoux	73
5.3. Parámetros Calibrados para el Modelo de Mohr–Coulomb	75
5.4. Propiedades viga auxiliar	78
6.1. Efecto límite de tracción en tensión sobre apoyos rígidos	100
6.2. Resumen resultados simulaciones ensayo <i>trapdoor</i>	103
6.3. Resumen análisis de sensibilidad Mohr Coulomb	103

RESUMEN

El efecto arco es un fenómeno que consiste en la redistribución de tensiones en forma muy eficiente. En este trabajo se estudia desde el punto de vista experimental y numérico, con el objetivo de entender su relación con la cohesión; y definir estrategias de modelación mediante Elementos Finitos (EF), evaluando la capacidad de algunos modelos de comportamiento de reproducir los desplazamientos y tensiones del fenómeno.

El estudio experimental se basa en el ensayo *Trapdoor* (Terzaghi, 1943), consiste en un cajón con una compuerta móvil al centro de su base. Al descender, induce plastificación del suelo sobre ella, generando la redistribución de tensiones característica del efecto arco. El procedimiento es instrumentado con celdas de carga y fotografiado para obtener el campo de desplazamiento del suelo a través de la técnica de Correlación de Imágenes Digitales (DIC). La correspondencia entre los desplazamientos inferidos por DIC y los medidos en la base, respaldan esta técnica para comparaciones con los modelos numéricos. Además, se contrastaron dos suelos con diferentes rangos de cohesión y tipo de comportamiento. Con el aumento de cohesión y contenido de finos, hay mayor transferencia de carga hacia los apoyos y la masa de suelo que plastifica es mayor, propagándose en forma ovalada hacia la superficie.

En el estudio numérico se simuló el mismo problema mediante EF, empleando dos modelos de comportamiento de distinta complejidad: Mohr Coulomb y Hujieux. Se comparan sus resultados con los obtenidos experimentalmente. Mohr Coulomb, en comparación con Hujieux, tiene problemas para representar la física del fenómeno, dada su sensibilidad a la dilatancia. Aun así, puede ajustarse incluso mejor al valor de los desplazamientos y tensiones medidas, pero el valor de límite de tracción del modelo es clave para conseguir una buena distribución de tensiones en el suelo.

Palabras Claves: Efecto Arco, Trapdoor, Correlación de Imágenes Digitales, Cohesión, Modelos constitutivos, Modelación numérica, Elementos finitos, Mohr Coulomb, Hujieux .

ABSTRACT

The arching soil effect is a phenomenon that can distribute stress efficiently. In this work it is studied using dual approach: experimental and numerical. The main purpose is to understand its relationship with cohesion, and to define strategies for modeling using Finite Elements (FE), evaluating the ability of some constitutive models to reproduce the displacement and stresses of this phenomenon.

The experimental study is based on *Trapdoor* test (Terzaghi, 1943), it consists of a box with a movable gate in the center of its base. When it starts descending, the soil over it yields, generating the characteristic stress redistribution of the arching soil effect. The procedure is instrumented with load cells and photographed in order to obtain the soil displacement field through the Digital Image Correlation technique (DIC). The correspondence between the displacement field inferred by DIC and measured at the base, supports this technique for comparisons with numerical models. In addition, two soils with different ranges of cohesion and behavior were compared. With the increase of cohesion and fines content, the load transfer to fixed supports is larger and the yielding soil mass is larger, and it spreads with an oval shape toward the surface.

In the numerical study the same problem was simulated by FE using two constitutive models of different complexity: the Mohr Coulomb and the Hujieux models. We compare their results with those obtained experimentally. Mohr Coulomb, compared with Hujieux, have some limitations representing the physics of the phenomenon, showing a high sensitivity to dilatancy. However, it is possible to obtain an even better fit with the displacement field and stresses measured, but the traction limit value of the model is a key to get a good distribution of stresses in the soil.

Keywords: Arching, soil, Trapdoor, Digital Image Correlation, Cohesion, Constitutive models, Numerical modeling, Finite element, Mohr Coulomb, Hujieux.

Capítulo 1. INTRODUCCIÓN

El efecto arco es un fenómeno que se presenta en la naturaleza en forma espontánea. Además, la forma estructural del arco ha sido utilizada desde la antigüedad, pues desde esa época se comprendía que esta forma estructural permite transmitir los esfuerzos a los apoyos de manera muy eficiente. Es por esto que se ha estudiado este efecto extensamente a lo largo de los años.

En suelos, el efecto arco consiste en la redistribución de tensiones desde una masa de suelo en fluencia hacia zonas más rígidas, con menos deformación o con desplazamiento restringido. Ocurre si el soporte del suelo comienza a sufrir plastificación localizada o desplazamiento relativo, forzando una porción de suelo (masa móvil) a moverse con el soporte, deformándose de manera importante. El desplazamiento relativo al interior del suelo, genera una superficie de corte (resistencia friccional) que se opone al movimiento relativo de las dos masas de suelo (móvil y estacionaria). A su vez, la superficie friccional desencadena la redistribución de tensiones, las zonas más rígidas incrementan su carga en una cantidad equivalente a la componente de corte en la misma dirección, y las zonas que han plastificado disminuyen su tensión en la misma proporción (Terzaghi, 1943).

En el área geotécnica, uno de los trabajos más emblemáticos fue el realizado por Terzaghi (1943), quien estudió el efecto arco en una arena ideal a través del ensayo trapdoor, que consiste en reproducir el efecto imponiendo una deformación a un soporte horizontal. La prueba que propuso Terzaghi ha sido estudiada matemáticamente por varios autores, como Handy (1985) que extendió la formulación analítica que había planteado Terzaghi a muros de sostenimiento, tomando en cuenta el efecto de la rugosidad entre los elementos estructurales y el suelo. Luego, Harrop-Williams (1989) propuso una solución aproximada e incorporó mejoras en la forma del arco, planteando que la trayectoria de tensiones principales definía un arco circular. Años más tarde, Salgado and Paik (2003), estudiaron la distribución vertical de las presiones laterales sobre muros de contención rígidos y su relación con el efecto arco, propusieron una distribución para el diseño de este tipo de elementos.

Hay también algunas publicaciones enfocadas al modelamiento numérico y las aplicaciones geotécnicas del efecto arco, por ejemplo: la reducción de asentamientos en terraplenes gracias



Figura 1.1: Excavación con pilas de socalzado

al uso de pilas (Low et al., 1994); discusiones sobre la movilización de la resistencia del suelo, para estabilizar deslizamientos en pilotes, (Lee et al., 2006). Tensiones en entibación discontinuas (Medina Díaz, 2002; García Giraldo, 2009) y aplicaciones dinámicas del fenómeno sobre pilas de entibación discontinua (Sáez and Ledezma, 2012).

Otras aplicaciones del efecto arco, aplicadas a la minería es el caso del block caving, se han desarrollado modelos continuos (Verdugo and Ubilla, 2004; Brummer et al., 2004; Lorig et al., 1995b) y discretos (Guest and Cundall, 1994; Lorig et al., 1995a; Selldén and Pierce, 2004; Pierce et al., 2002).

1.1. Justificación de este estudio: Estructuras de contención discontinuas

Las fundaciones profundas surgen por la necesidad de transmitir las cargas aplicadas por una estructura a un estrato de mejor calidad. Actualmente, además de esta función, las pilas también se utilizan en la estabilización de excavaciones temporales, como un elemento de entibación que permite realizar cortes verticales, Figura 1.1.

Comúnmente, se utiliza hormigón proyectado para evitar desprendimientos menores, pero no cumple ningún rol estructural.

El efecto arco controla el mecanismo de las entibaciones discontinuas. Donde el suelo entre pilas experimenta deformación por falta de contención y por la diferencia de rigidez entre las pilas

y el hormigón proyectado. Esto genera la redistribución de las tensiones hacia los elementos más rígidos (pilas).

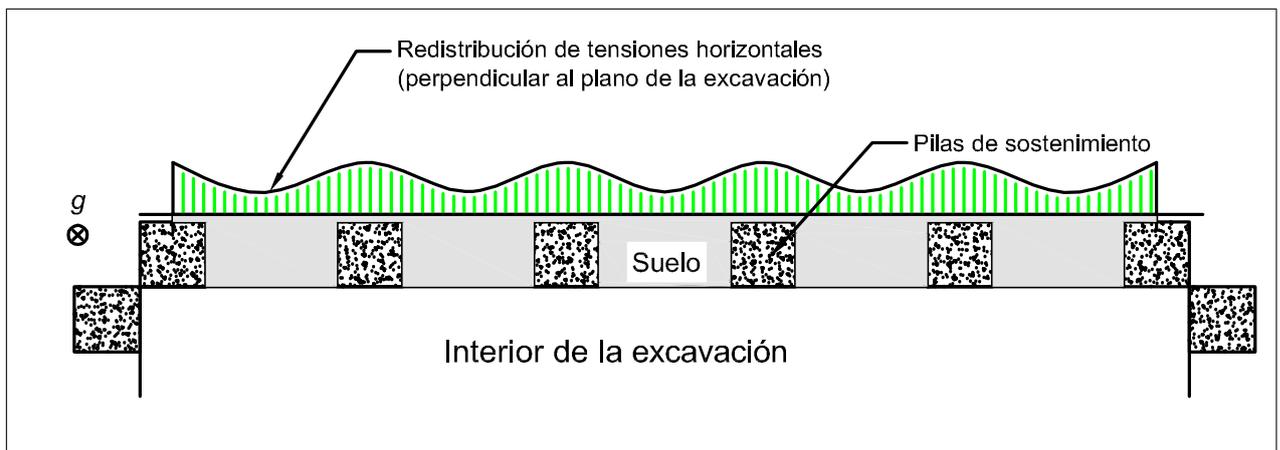


Figura 1.2: Vista en planta. Esquema de redistribución de tensiones horizontales por efecto arco

Existen muchas recomendaciones sobre la distribución de empujes horizontales en estos sistemas de contención de terreno, pero la mayoría de ellos suponen deformaciones planas y trabajan con un problema en dos dimensiones (por ejemplo empuje activo de Rankine o de Coulomb). Pero en realidad, al ser un problema discontinuo, la interacción entre el suelo y la entibación produce una redistribución de tensiones (efecto arco) y deformaciones de carácter tridimensional, lo que hace que la simplificación de deformaciones planas tenga restricciones mayores, a menos que se realice un modelo equivalente que incorpore los aspectos tridimensionales del problema. En el tema de entibaciones en grava de Santiago, existen investigaciones que apuntan a establecer métodos de diseño de las pilas, utilizando un empuje activo, áreas tributarias y el uso de más de un nivel de arrioste (Ortigosa, 2001), estos empujes sobre las pilas no son realistas considerando el efecto arco, pero son aceptables y su uso es conservador.

Entonces, uno de los objetivos prácticos de estudiar el efecto arco es conocer las cargas laterales sobre las pilas a medida que se desarrolla el efecto arco. Antes de estudiar las características de los empujes en este tipo de entibación, se requiere tener una comprensión acabada del fenómeno en suelos. En efecto, la adecuada modelación de este fenómeno es un desafío complejo, ya que

requiere ser capaz de reproducir la redistribución de tensiones que toma lugar progresivamente cuando se ejecutan estas excavaciones.

En esta investigación se estudia el efecto arco desde el punto de vista experimental y numérico con el objetivo de estudiar la pertinencia de distintos modelos constitutivos para la reproducción del fenómeno, como paso previo para la modelación de una excavación entibada completa.

1.2. Metodología

En este trabajo se buscan dos objetivos:

- Estudiar el efecto arco y su relación con la cohesión.
- Estudiar la capacidad de distintos modelos de comportamiento para reproducir el efecto arco.

Para alcanzar los objetivos planteados se realizará un estudio experimental y numérico.

El estudio experimental se basa en la reproducción del ensayo trapdoor propuesto por Terzaghi. Este ensayo consiste en reproducir el efecto arco imponiendo una deformación localizada en la base de un cajón. El procedimiento es fotografiado para obtener un campo de desplazamientos a través de la Correlación de Imágenes Digitales. Se realiza la misma experiencia para dos tipos de suelos de distinto comportamiento.

Luego, con un modelo numérico de elementos finitos se simula el mismo ensayo utilizando dos modelos de comportamiento de distinta complejidad, uno de ellos comúnmente empleado en la práctica de la Ingeniería Geotécnica. Se establecen comparaciones entre ambos casos: experimental y numérico; y a su vez comparaciones entre los modelos de comportamiento utilizados, con el fin de establecer la habilidad de cada uno de ellos de representar el comportamiento del suelo durante el experimento y por lo tanto de reproducir la redistribución de tensiones debida al fenómeno del efecto arco.

1.3. Esquema de los capítulos

El trabajo que se presenta a continuación se encuentra dividido en 7 capítulos

Capítulo 1. Introducción.

Capítulo 2. Investigación bibliográfica.

Capítulo 3. Caracterización de los materiales.

Capítulo 4. Reproducción del efecto arco en laboratorio.

Capítulo 5. Calibración y simulación de trayectorias de carga.

Capítulo 6. Simulación del ensayo *trapdoor*.

Capítulo 7. Conclusiones.

1.4. Alcances de esta investigación

El objetivo de este trabajo es comprender el efecto arco y su relación con la cohesión, además de la selección de un modelo constitutivo capaz de reproducir satisfactoriamente el fenómeno. Para lograr los objetivos planteados, se trabajó con dos suelos de estudio con distintos valores de cohesión y tipo de comportamiento. Y para las modelaciones numéricas se hizo uso de dos modelos constitutivos con diferente complejidad.

La investigación se puede dividir en dos frentes de trabajo: Experimental y Numérico. A continuación se describen las principales tareas de la investigación.

Etapa I) Caracterización del material a través de ensayos triaxiales, corte directo, granulometría, densidad mínima y máxima, entre otros.

Etapa II) Reproducción experimental del efecto arco, ensayo *trapdoor* utilizado por Terzaghi. Con instrumentación para medir desplazamiento real impuesto en la base el cajón y gradiente de tensiones en el apoyo rígido.

Etapa III) Captura y procesamiento de imágenes del ensayo, esto permite conocer el campo de desplazamientos que sufre la masa de suelo durante el ensayo, y visualizar la superficie de falla de este fenómeno.

Etapa IV) Calibración de modelos constitutivos:

- i) Mohr-Coulomb (Comúnmente usado en la práctica de Ingeniería Geotécnica, por su simplicidad).
- ii) Hujoux (Modelo más complejo capaz de reproducir comportamiento dinámico).

Etapa V) Simulación numérica del ensayo *trapdoor*.

Etapa VI) Validación resultados Numéricos (Comparación del campo de desplazamientos y tensiones con el caso experimental).

Etapa VII) Selección de un modelo de comportamiento que mejor se ajuste a la representación del fenómeno.

Capítulo 2. ESTUDIO BIBLIOGRÁFICO

Varios autores han estudiado el tema del efecto arco, a continuación se presenta una cronología con los principales resultados de sus investigaciones. Se han separado según sean autores que tratan el tema del Efecto Arco desde un punto de vista más teórico y aquellos que estudian las aplicaciones prácticas del efecto arco.

2.1. Terzaghi (1943)

Karl Terzaghi fue uno de los pioneros en el estudio de este tema. Terzaghi postula que el efecto arco ocurre en forma recurrente en los suelos y se produce si una fracción del soporte de una masa de suelo fluye mientras la otra permanece en su lugar, entonces el suelo adyacente al soporte en fluencia se mueve de su posición original entre una porción de suelo que permanece estacionaria. Luego, hay una porción de suelo que se desplaza más que otra, la primera es la llamada masa de suelo móvil y la segunda estacionaria (Figura 2.1). Cuando se produce este desplazamiento relativo entre ambas masas, en la superficie interfaz se generan tensiones de corte que se oponen al movimiento. Como la resistencia de corte tiende a mantener la masa móvil en su posición original, se reduce la presión en el soporte que fluye y se incrementan las presiones en los soportes adyacentes fijos. Esta transferencia de presiones es comúnmente llamada Efecto Arco y se dice que el suelo sobre el soporte fluyendo se «arquea». El «arqueo» del suelo también toma lugar si una parte del soporte se mueve más que las partes adyacentes.

En su trabajo Terzaghi analiza dos situaciones del efecto arco:

- El efecto arco en una arena ideal debido a la fluencia local de un soporte horizontal (Ensayo *Trapdoor*).
- El efecto arco en una arena adyacente a un soporte vertical, el soporte fluye y deforma, girando en torno a su extremo superior.

En ambos casos, realiza el mismo tipo de razonamiento para entender el mecanismo del efecto sobre la transferencia de tensiones que se produce al interior del suelo.

En el caso del ensayo trapdoor, este consiste en una capa de arena sobre un soporte horizontal, donde una porción del soporte comienza a experimentar descenso (compuerta móvil), lo que inicia la transferencia de tensiones desde la masa de arena móvil a la estacionaria.

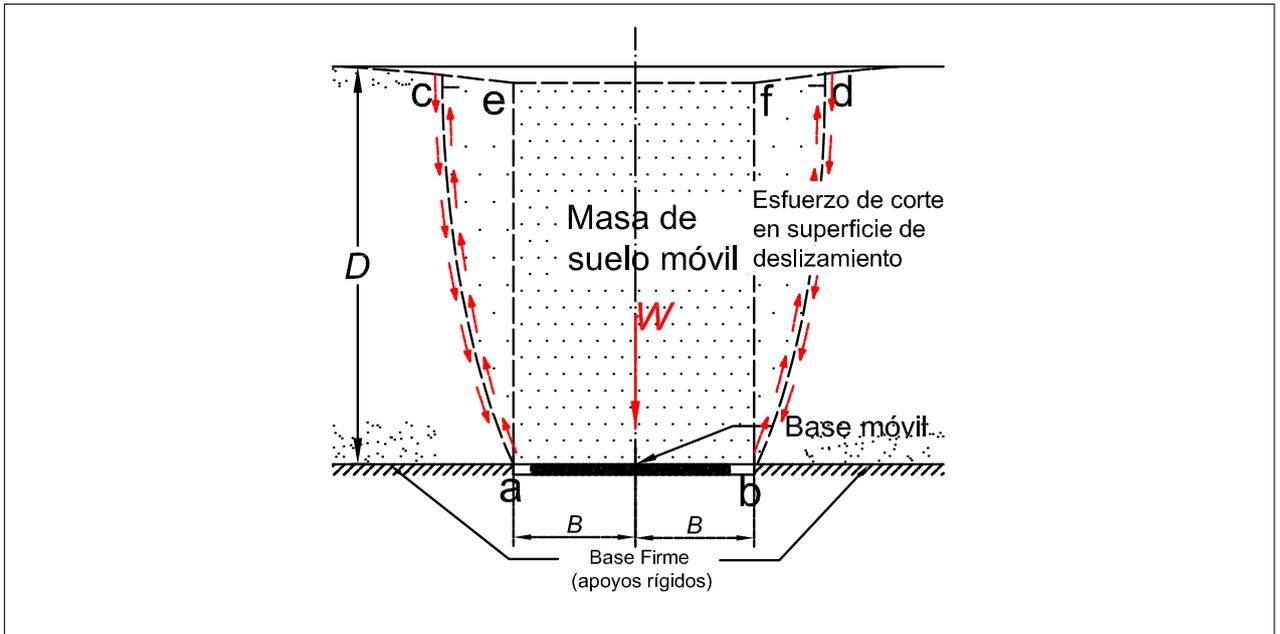


Figura 2.1: Distribución de tensiones de corte en ensayo *trapdoor*. (Terzaghi, 1943).

Antes de que el segmento del soporte comience a descender, la presión vertical sobre suelo a una profundidad z , es $\sigma_v = z \cdot \gamma$, pero una vez que descende dicha fracción del soporte (compuerta) la tensión vertical disminuye en una cantidad igual a la componente vertical del corte desarrollado en las superficies de deslizamiento. Como en términos totales sobre la base sigue actuando el peso de la arena, por equilibrio, en los apoyos estacionarios la carga debe aumentar en la misma proporción.

Terzaghi pertenece al grupo de autores que suponen que la superficie de deslizamiento es vertical, representada por las líneas ae y bf de la Figura 2.1, en lugar de ac y bd , y que la presión sobre la compuerta es el peso de la arena menos el roce en esas secciones. Estas hipótesis no están por el lado de la seguridad, porque la porción de suelo que desliza es realmente más grande de lo que han supuesto. Pero Terzaghi indica que en la práctica el error de estas teorías no es significativo.

2.1.1. Análisis basado en superficies de deslizamiento verticales

El principal supuesto de este análisis se basa en que la presión vertical en cualquier sección horizontal se encuentra uniformemente distribuida, así la resistencia al corte en las superficies de deslizamiento de la la Figura 2.2 es:

$$s = c + \sigma_h \tan(\phi) \quad (2.1)$$

En la Figura 2.2, se normalizaron todas las dimensiones para trabajar en función de un solo parámetro: el ancho B de la compuerta. Así, $z = B \cdot n$ corresponde a la profundidad de un elemento de altura diferencial dz , al interior de la columna de suelo que desciende.

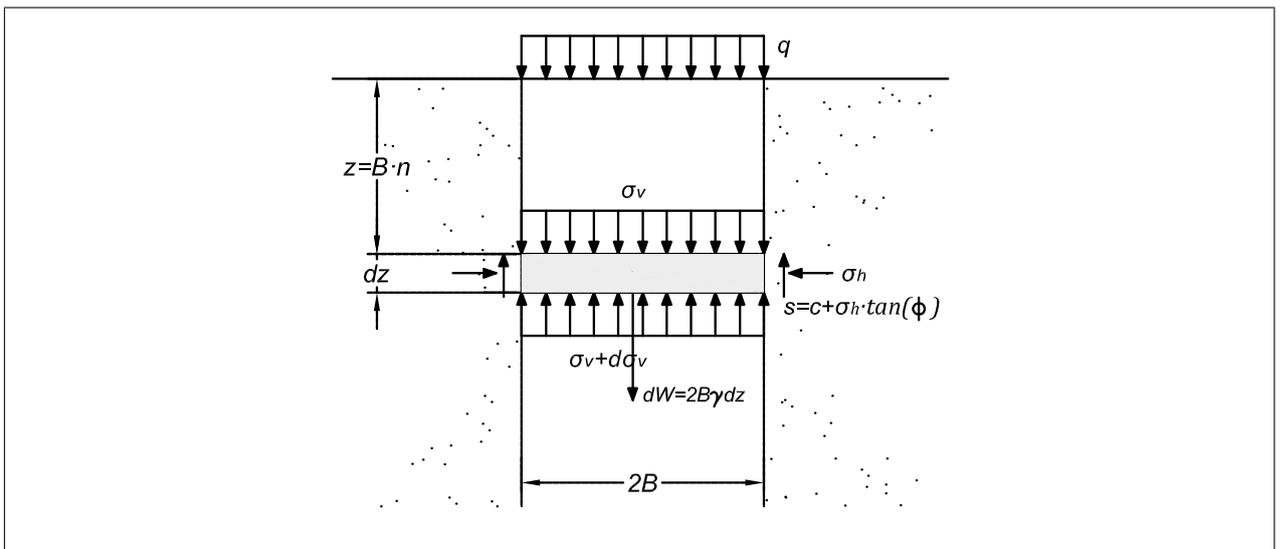


Figura 2.2: Simplificación, con superficies de deslizamiento verticales. (Terzaghi, 1943).

La relación entre la tensión vertical y horizontal se supone constante y proporcional a K (constante empírica):

$$\sigma_h = K \cdot \sigma_v \quad (2.2)$$

Al realizar el equilibrio de un elemento diferencial (Ec. 2.3) de la Figura 2.2 se obtiene la ecuación 2.4 para la distribución de tensiones vertical, que depende de la cohesión c del material y

si hay carga distribuida en la superficie q .

$$2B\gamma dz = 2B(\sigma_v + d\sigma_v) - 2B\sigma_v + 2c + dz + 2K\sigma_v dz \tan \phi, \quad (2.3a)$$

$$\frac{d\sigma_v}{dz} = \gamma - \frac{c}{b} - K\sigma_v \frac{\tan \phi}{B}, \quad (2.3b)$$

$$\int \frac{d\sigma_v}{\gamma B - c - K\sigma_v \tan \phi} = \int \frac{dz}{B} \quad (2.3c)$$

$$\sigma_v(z) = \frac{B(\gamma - c/B)}{K \tan(\phi)} (1 - e^{-K \tan(\phi) z/B}) + q e^{-K \tan(\phi) z/B} \quad \text{si } c > 0 \text{ y } q > 0, \quad (2.4a)$$

$$\sigma_v(z) = \frac{B(\gamma - c/B)}{K \tan(\phi)} (1 - e^{-K \tan(\phi) z/B}) \quad \text{si } c > 0 \text{ y } q = 0, \quad (2.4b)$$

$$\sigma_v(z) = \frac{B\gamma}{K \tan(\phi)} (1 - e^{-K \tan(\phi) z/B}) + q e^{-K \tan(\phi) z/B} \quad \text{si } c = 0 \text{ y } q > 0, \quad (2.4c)$$

$$\sigma_v(z) = \frac{B\gamma}{K \tan(\phi)} (1 - e^{-K \tan(\phi) z/B}) \quad \text{si } c = 0 \text{ y } q = 0, \quad (2.4d)$$

Para el caso de una arena limpia, $c = 0$, normalizando $z = nB$.

$$\sigma_v = \gamma a B + q b \quad (2.5a)$$

$$a = \frac{1}{K \tan(\phi)} (1 - e^{-K \tan(\phi) n}) \quad (2.5b)$$

$$b = e^{-K n \tan(\phi)} \quad (2.5c)$$

En la ecuación 2.5a, a define la tendencia que tiene la distribución de tensión vertical a gran profundidad y b define el efecto de una carga distribuida en superficie, pero a medida que aumenta la profundidad este coeficiente pierde su efecto. La Figura 2.3a, representa la evolución que tienen estos coeficientes con el aumento de la profundidad, utilizando valores de $\phi = 40^\circ$ y $K = 1$. Terzaghi, en investigaciones experimentales anteriores (Terzaghi, 1936) estudió el valor de K justo sobre la compuerta y concluyó que K aumenta hasta un máximo de 1,5 a una altura aproximada de $2B$. Además, comprobó experimentalmente que a una distancia vertical del soporte mayor a $5B$, el descenso de la compuerta parece no tener efecto en las tensiones del suelo. Por otra parte, como el corte debe estar totalmente movilizado en las superficies de deslizamiento, se puede considerar

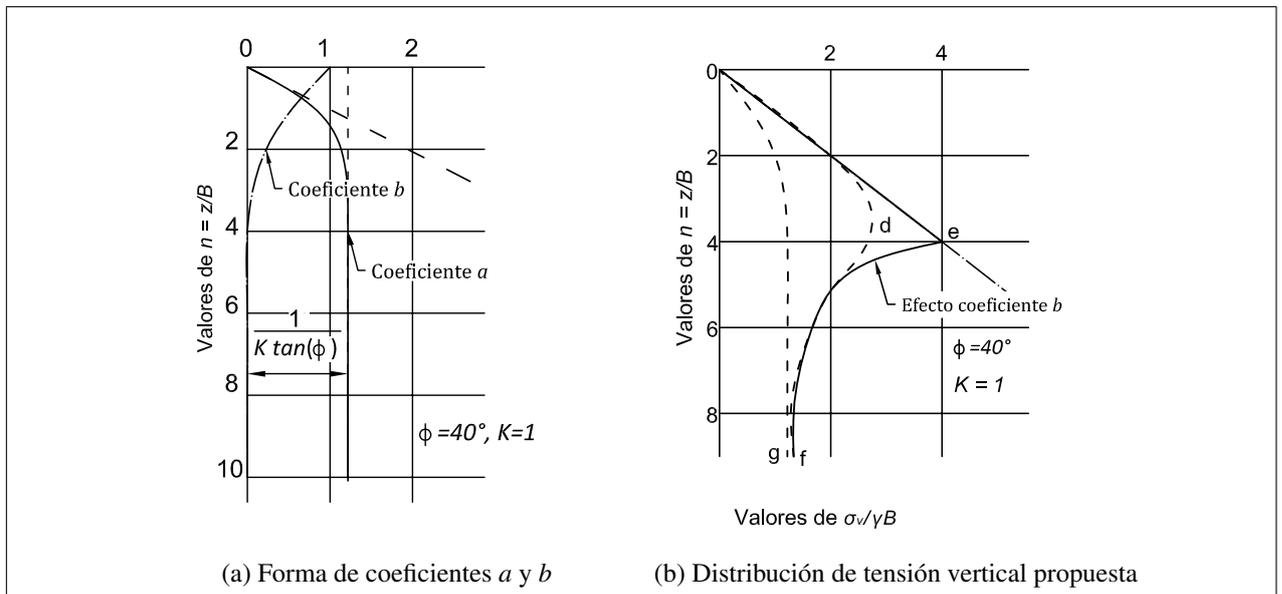


Figura 2.3: Resultado de tensiones verticales (Adaptado de Terzaghi, 1943).

que el suelo que se encuentra a una distancia de $5B$ o mayor sobre la faja móvil debe considerarse como sobre-carga q únicamente. Entonces, para considerar la tensión vertical de la porción de arena sobre la compuerta debe utilizarse la ecuación 2.4c.

En la Figura 2.3b se observa una distribución esquemática de la tensión vertical sobre la columna de suelo sobre la compuerta, en esta se observa que la primera porción de suelo no es afectada por el efecto arco y tiene tensión $\sigma_v = \gamma z$, luego el suelo a mayor profundidad está afectado por el descenso de la compuerta, y por lo tanto a comenzado a deslizarse y el corte sobre las superficies de deslizamiento debiera estar completamente movilizadas, siendo así, la presión vertical de esta porción de arena resulta ser $\sigma_v = \gamma B a + n b$, como lo indica la Figura 2.3b.

Consideremos ahora, el caso de un soporte vertical de suelo (Figura 2.4), donde H es la altura del soporte; y H_a , la altura desde la base del punto de aplicación de la carga horizontal (anclaje). Si el soporte falla por volcamiento en torno al borde superior también se produce efecto arco, debido que se produce una falla por corte y en la superficie, el corte asciende verticalmente. La expansión lateral de la parte inferior de la cuña produce un asentamiento en la parte superior en el sentido vertical, a este se opone una fricción a lo largo de la superficie de corte, esto, por equilibrio,

disminuye las tensiones verticales de la cuña, y se las transmite al bloque de suelo que permanece estacionario.

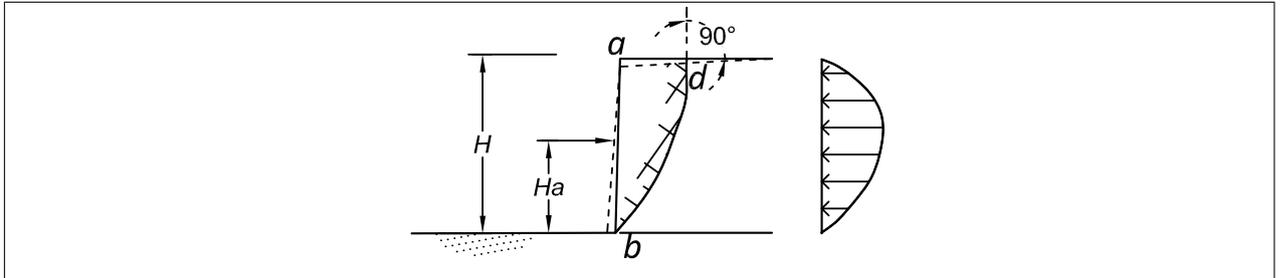


Figura 2.4: Falla por corte en arena debida a rotación entorno al borde superior. (Adaptado de Terzaghi, 1943).

Los resultados de la investigación de Terzaghi indican que la intensidad con que se desarrolle el efecto arco, depende de la razón H_a/H y también depende del tipo de soporte y la forma en que falle. Además, indica que hacen falta mayores estudios para establecer una modelación matemática en este caso.

2.2. Handy (1985)

Handy realizó un estudio sobre el efecto de la rugosidad en las superficies de deslizamiento y el efecto arco, sus resultados tienen como aplicación práctica el problema de un muro vertical que sostiene un medio granular.

Handy, basado en los resultados de Dimitri Krynine (1940), concluyó que la tensión principal σ_1 es radial y por lo tanto su trayectoria es discontinua, mientras que la tensión principal menor σ_3 describe un arco de compresión, por lo que reemplazó la trayectoria de tensión menor por una catenaria, con ello concluyó que el efecto arco se desarrolla a través de dos etapas. La primera consiste en una rotación de las tensiones principales y la segunda en una reducción de tensiones en la superficie vertical supuesta por Terzaghi, lo que produce una distribución de tensiones horizontales curva con un máximo a una altura de $0,42H$, muy distinta a la que se obtendría con la teoría de Rankine.

2.2.1. Rotación de tensiones principales

Handy señala que no es correcto utilizar el coeficiente de empuje activo de Rankine, $K_a = \frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} = \tan^2(45^\circ - \phi/2)$, donde σ_1 y σ_2 son las tensiones principales mayor y menor, respectivamente, porque el uso de K_a requiere tensión de corte nula (sin fricción) en la interfaz, lo que es una contradicción, porque en las superficies verticales de la Figura 2.2, debe existir fricción para que se desarrolle el efecto arco.

El problema fue resuelto utilizando el círculo de Mohr, demostrando que existe una rotación de las tensiones principales lo que hace que en la pared vertical $\sigma_h \neq \sigma_3$ (Figura 2.5). Krynine derivó una expresión para la razón entre la tensión horizontal y vertical en un muro donde la fricción está totalmente movilizadada.

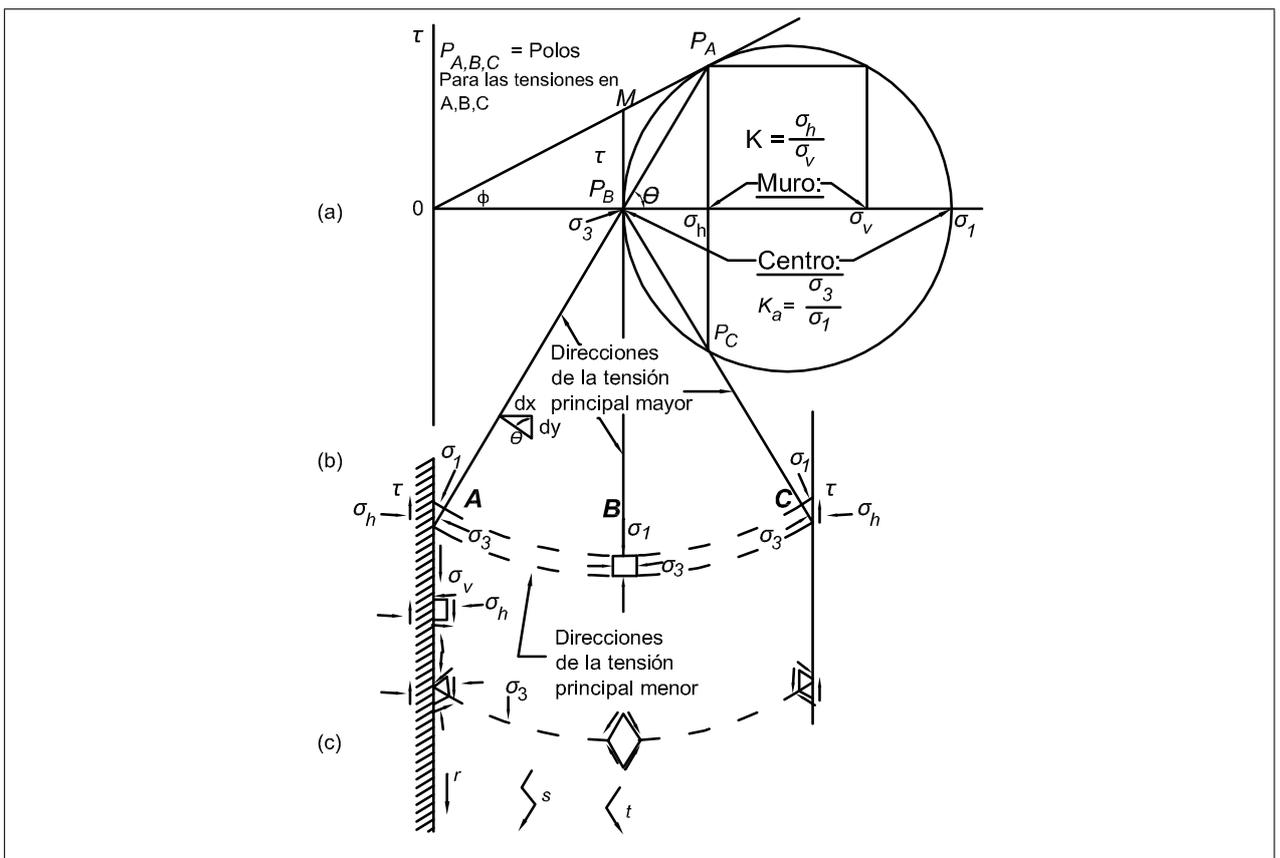


Figura 2.5: (a) Construcción Círculo de Mohr por Krynine (Equilibrio Plástico). (b) Trayectoria de tensión menor. (c) Dirección de corte. (Adaptado de Handy, 1985).

Para obtener la trayectoria de la tensión menor, se utiliza la misma simplificación de Terzaghi (Figura 2.2) y se considera que las superficies verticales son rígidas y rugosas. En la Figura 2.5 (b), como hay corte en la superficie vertical, los puntos A y C tienen tensiones $\sigma_v < \sigma_1$ y $\sigma_h > \sigma_3$, en cambio el punto B, como se ubica en el centro, por simetría y equilibrio no hay corte en ese plano, entonces: $\sigma_v = \sigma_1$ y $\sigma_h = \sigma_3$.

El equilibrio de un elemento diferencial (Figura 2.5 (b)) resulta:

$$\sigma_h = \sigma_1 \cos^2 \theta + \sigma_3 \sin^2 \theta \implies \frac{\sigma_h}{\sigma_1} = \cos^2 \theta + K_a \sin^2 \theta \quad (2.6)$$

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\theta = (\sigma_1 - \sigma_3) \sin \theta \cos \theta \quad (2.7)$$

$$\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} = \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2} \implies \frac{\sigma_h}{\sigma_1} = 1 - \frac{\sigma_v}{\sigma_1} + K_a \quad (2.8)$$

Reemplazando la Ec.2.8 en Ec.2.6 se obtiene:

$$\frac{\sigma_v}{\sigma_1} = \sin^2 \theta + K_a \cos^2 \theta \quad (2.9)$$

Finalmente, el coeficiente K será:

$$K = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} = \frac{\cos^2 \theta + K_a \sin^2 \theta}{\sin^2 \theta + K_a \cos^2 \theta} \quad (2.10)$$

En la (Ec.2.10) el ángulo θ , es el ángulo de inclinación del plano de las tensiones principales, y depende de la rugosidad de la superficie vertical de la Figura 2.2. Si la superficie fuera lisa, se cumpliría el supuesto de Rankine, y si fuera rugosa con toda la fricción movilizada, el de Krynine.

A continuación se presentan los resultados del valor del coeficiente K para distintos valores de ϕ . La ecuación de una catenaria es:

$$y(x) = \frac{a}{2} (e^{\frac{x}{a}} - e^{-\frac{x}{a}}) \quad (2.11)$$

$$\cot \theta = \frac{\partial y}{\partial x} = \frac{1}{2} (e^{\frac{x}{a}} - e^{-\frac{x}{a}}) = \sinh \frac{x}{a} \quad (2.12)$$

Donde a es un coeficiente de ajuste, x es la distancia horizontal normalizada medida con respecto al eje de simetría del bloque de suelo, ($-1 \leq x \leq 1$). En la (Ec.2.11), conocido θ , se puede obtener el parámetro de ajuste a , si la superficie es lisa $\theta = 0$, y si es perfectamente rugosa $\theta = \pi/4 + \phi/2$. Utilizando la situación en que la superficie es perfectamente rugosa ($\delta = \phi$), se obtienen los resultados que se muestran en la Figura 2.6. Donde a medida que aumenta el ángulo de fricción, la catenaria se hace más horizontal, lo que significa que la teoría de Rankine es una buena aplicación, ya que si $\theta \rightarrow \frac{\pi}{2}$, $K \rightarrow K_a$.

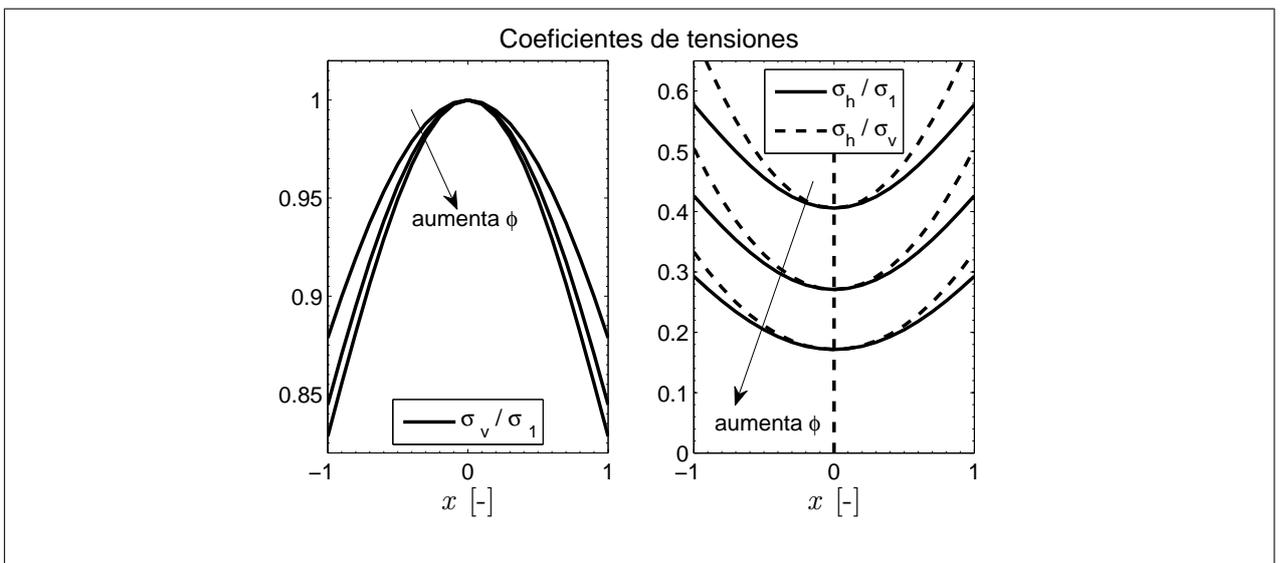


Figura 2.6: Coeficientes de tensiones. (a) Relación $\frac{\sigma_v}{\sigma_1}$. (b) Relación $\frac{\sigma_h}{\sigma_1}$ y $\frac{\sigma_h}{\sigma_v}$. (Adaptado de Handy, 1985).

La Figura 2.6 respalda las hipótesis realizadas en la superficie vertical (rugosidad y corte) y se concluye entonces que la teoría de Rankine subestima el empuje horizontal. Además, se comprueba que la tensión vertical en la superficie de deslizamiento es menor que la tensión principal mayor. Para definir un coeficiente de tensiones en términos de diseño, interesa poder relacionar la tensión vertical promedio en cada punto, $\sigma_{av} = \frac{V}{2B} = \frac{\gamma z + q}{2B} \neq \sigma_v$ (Figura 2.2) con la tensión horizontal σ_h en la superficie de deslizamiento.

$$K_w = \frac{\sigma_h}{\sigma_{av}} = 1,06 (\cos^2 \theta + K_a \sin^2 \theta) \quad (2.13)$$

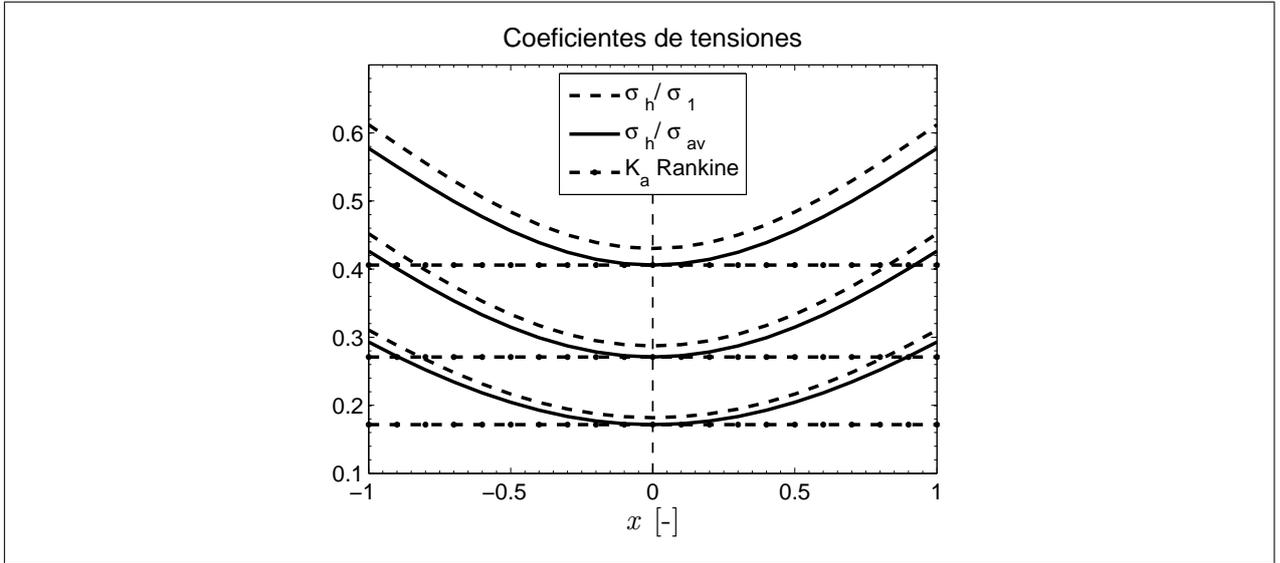


Figura 2.7: Relación coeficientes. (Adaptado de Handy, 1985).

En la Figura 2.7, se observa que para cualquier ángulo de fricción el empuje horizontal de la teoría de Rankine será siempre subestimado. Y que el valor del empuje utilizando el coeficiente K_w será menor al usado con la teoría de Krynine.

2.2.2. Fricción del Muro parcialmente desarrollada

El ángulo de rotación de las tensiones principales, θ_w , está representado en el círculo de Mohr como lo indica la Figura 2.8, en que δ corresponde al ángulo de fricción entre la pared vertical y el suelo, y ϕ es el ángulo de fricción del suelo.

Así:

$$\tau_w = (\sigma_h - \sigma_3) \tan \theta_w = \sigma_h \tan \delta \implies \cot \theta_w = \left(1 - \frac{\sigma_3}{\sigma_h}\right) \cot \delta \quad (2.14)$$

Usando $\frac{\sigma_3}{\sigma_h} = \frac{K_a}{\cos^2 \theta + K_a \sin^2 \theta}$

$$\tan \delta = \frac{(1 - K_a) \tan \theta_w}{1 + K_a \tan^2 \theta} \quad (2.15)$$

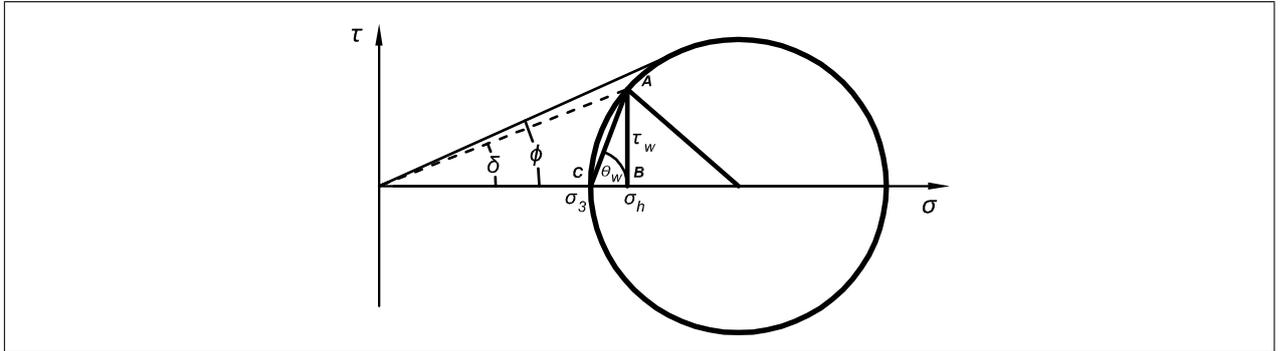


Figura 2.8: Círculo de Mohr con fricción en el muro $\delta < \phi$. (Adaptado de Handy, 1985).

El ángulo δ representa el verdadero valor del ángulo de fricción movilizadado debido a la rotación de las tensiones principales. Pero para obtener una relación entre: δ , θ_w y ϕ se debe iterar.

2.2.3. Distribución de los esfuerzos

Otra conclusión obtenida por Handy en sus estudios fue el efecto de acumulación de tensiones en el suelo, lo que se traduce a una reducción exponencial de las tensiones verticales por la fricción en la interfaz del suelo móvil con el estacionario. Esto se puede deducir a través del equilibrio de un elemento diferencial, Figura 2.2:

$$V(h) + \frac{\partial V}{\partial h} dh - V(h) + \left(2K \frac{V(h)}{B}\right) \mu = \gamma B h \quad (2.16)$$

$$V(h) = \frac{\gamma B^2}{2K_w \mu} \left(1 - e^{\left(\frac{-2K_w \mu h}{B}\right)}\right) \quad (2.17)$$

Donde

- $V = \sigma_{av}$: Carga vertical total acumulada hasta una profundidad h .
- γ : Peso unitario del suelo.
- B : Ancho de la zanja.
- $K_w = \frac{\sigma_h}{\sigma_{av}}$: Coeficiente de tensiones.
- $\mu = \tan \phi$: coeficiente de fricción en la interfaz.

$$\sigma_{av} = \frac{V}{B} = \frac{\gamma B}{2 \frac{\sigma_h}{\sigma_{av}} \mu} \left(1 - e^{\left(\frac{-2K_w \mu h}{B} \right)} \right) \quad (2.18)$$

$$\sigma_h = \frac{V}{B} K_w = \frac{\gamma B}{2\mu} \left(1 - e^{\left(\frac{-2K_w \mu h}{B} \right)} \right) \quad (2.19)$$

2.2.4. Aplicación en muros de contención verticales

Las Ec. 2.17 y Ec. 2.19 fueron derivadas gracias al método de Marston (American Concrete Pipe Association, 1992), este método fue establecido para calcular las tensiones sobre tuberías enterradas, Figura 2.9

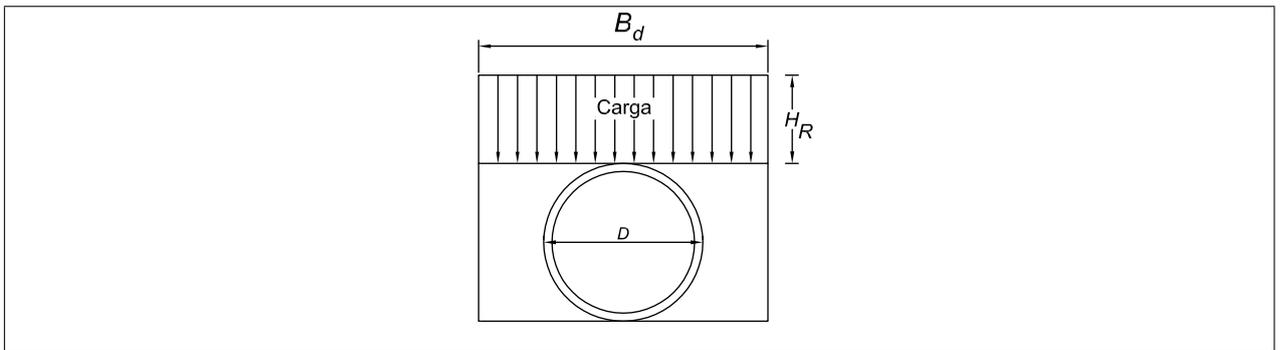


Figura 2.9: Carga vertical sobre tuberías enterradas

Ecuaciones de Marston:

$$C_d = \frac{1}{2K\mu} \left(1 - e^{-2K_a \mu \frac{H_R}{B_d}} \right), \quad (2.20a)$$

$$q_r = C_d \gamma_s B_d D, \quad (2.20b)$$

Donde

- q_r Carga muerta sobre la clave de un tubo flexible por unidad de longitud (kg/m)
- C_d Coeficiente de carga
- K_a Coeficiente de empuje activo de Rankine.
- μ Coeficiente de fricción del relleno
- H_R Altura del relleno sobre la clave del tubo

- B_d Ancho de la zanja, por sobre la clave del tubo.
- D diámetro externo del tubo (m).
- γ_s peso volumétrico total del relleno.

La Ec. 2.20 permite conocer las tensiones que sufre la tubería con el relleno parcialmente soportado por dos muros a distancia constante B_d , el resultado se puede extrapolar con un solo muro a distancia horizontal $\frac{B_d}{2}$, ver Figura 2.10. $\frac{B_d}{2}$ es la distancia horizontal desde el muro a la superficie de falla donde se moviliza el corte, por lo que la tensión sobre cada punto de la superficie de falla se puede calcular con la teoría de Marston.

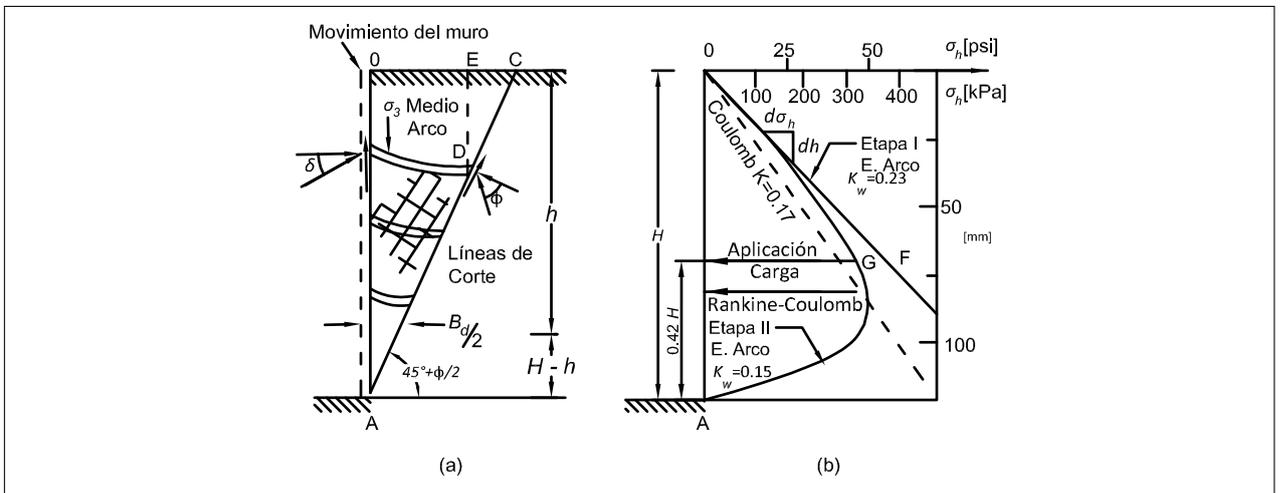


Figura 2.10: Efecto arco aplicado a muros verticales, (a) Catenaria de tensión principal menor y líneas de corte; (b) Resultados de la distribución teórica comparada con la teoría de Coulomb. (Adaptado de Handy, 1985).

En la Figura 2.10, la superficie de deslizamiento se produce con un ángulo de inclinación: $\theta = 45^\circ + \pi/2$, lo que significa que las tensiones principales son la vertical y la horizontal, por lo que la recta con inclinación θ desarrolla la mitad de la catenaria del efecto arco. Es claro que la distancia B_d es variable, valiendo cero en la base y ($\frac{B_d}{2} = (H - h) \tan(45^\circ - \pi/2)$) en el resto de la altura.

La tensión horizontal se obtiene de la Ec. 2.19, por lo que la variación de tensiones horizontales con la profundidad será:

$$\frac{\partial \sigma_h}{\partial h} = K_w \gamma e^{\left(\frac{-2K_w \mu h}{B_d}\right)} \quad (2.21)$$

De la Ec. 2.21 se observa que si $h = 0$, la pendiente de la tensión horizontal vale $K_w\gamma$, que es una pendiente mayor de la que se obtendría con las teorías de Rankine o Coulomb como se indica en Figura 2.10 (b).

Para conocer la relación de tensiones entre la tensión horizontal y vertical descrita en la ecuación 2.19, se puede hacer el supuesto de que en cada punto del plano de falla (recta AC en la Figura 2.10 (a)) ubicado a una profundidad h , el bloque sobre la cuña es vertical, es decir, el valor de $B_d/2$ es constante por sobre este punto. Esta simplificación no produce demasiado error, pues, el efecto arco no es significativo a medida que aumenta la distancia con respecto a la zona en plastificación. Así reemplazando el valor de B_d en la ecuación 2.19:

$$\sigma_h = \frac{\gamma B_d}{\mu} (H - h) \tan \left(45 - \frac{\pi}{2} \right) \left(1 - \exp \left(\frac{-K_w \mu}{\tan \left(45 - \frac{\pi}{2} \right)} \frac{h}{H - h} \right) \right) \quad (2.22)$$

A diferencia de lo que se obtiene con Rankine o Coulomb, la tensión horizontal del muro es cero en la base (Figura 2.10 (b)).

Por todo lo anterior, Handy concluyó que el efecto arco ocurre en dos etapas:

Etapas 1:

Rotación de las tensiones principales, proceso natural que no requiere gran deformación del muro, debido a que el suelo tiende a comprimirse y a asentarse tras el muro. $K_w = \frac{\sigma_h}{\sigma_{av}} > K_a$ define la relación entre las tensiones horizontal y vertical promedio, generando la distribución triangular OF de la Figura 2.10 (b), con un valor máximo en $H/3$

Etapas 2:

Desarrollo del efecto arco, requiere un nivel de deformación suficiente del muro para que se movilice la resistencia de corte en AC de la Figura 2.10 (a). Como resultado del desarrollo del corte en la superficie AC , se reducen las tensiones horizontales en la base del muro, distribución curva OGA de la Figura 2.10 (b) que tiene su centroide a una altura de $0,42H$.

2.3. Harrop-Williams (1989)

Kingsley Harrop-Williams propuso una solución aproximada del efecto arco e incorporó mejoras en la forma del efecto arco en muros de contención verticales. En la Figura 2.11a se muestran las condiciones de equilibrio que se producen detrás de un muro que ha experimentado desplazamiento lateral y donde el suelo contenido a sufrido asentamientos. El arco describe el suelo donde no hay corte en la superficie, por lo que el arco debe representar la dirección de tensión principal menor, donde actúa una tensión principal mayor constante. Harrop-Williams utiliza B_d como la distancia horizontal desde el muro a la superficie de movilización de corte, a diferencia de Handy (Figura 2.10) que esa distancia correspondía a $B_d/2$.

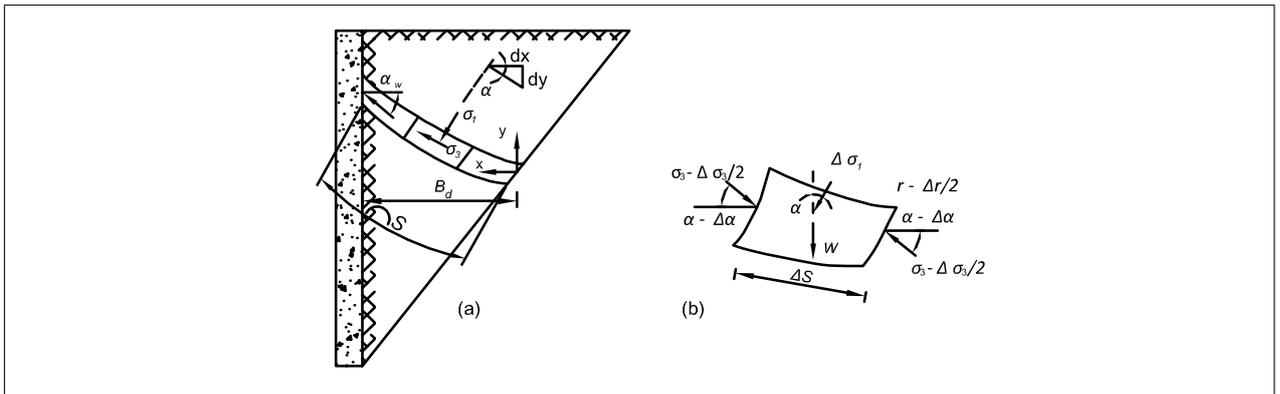


Figura 2.11:
Efecto arco desarrollado tras un muro (a) Arco de tensión principal menor; (b) Tensiones sobre un elemento diferencial. (Adaptado de Harrop-Williams, 1989).

Calculando el equilibrio de un elemento diferencial como el de la Figura 2.12b, se obtiene la forma del arco:

$$y = \frac{\cosh(Ax) - 1}{A} \quad (2.23)$$

Donde $1/A = a B_d$ es una constante, B_d se indica en la Figura 2.11a y a es el mismo coeficiente de Handy.

La forma de la ecuación 2.23 es la misma catenaria de Handy, pero se obtuvo tras hacer una aproximación de primer orden de $\tan \alpha$ (α es el ángulo de inclinación de la tensión principal al centro del elemento diferencial de la Figura 2.12b). Por lo que la ecuación es válida sólo para

valores pequeños de longitud de arco S . También se puede obtener una catenaria en forma exacta sólo si se considera que la tensión principal mayor es despreciable frente al valor del peso del elemento diferencial. Pero si se despreciara el peso y sólo se tomara en cuenta el valor de la tensión principal mayor, se obtiene la ecuación de una circunferencia de radio $1/A$.

$$y = \frac{1 - \sqrt{1 - (Ax)^2}}{A} \quad (2.24)$$

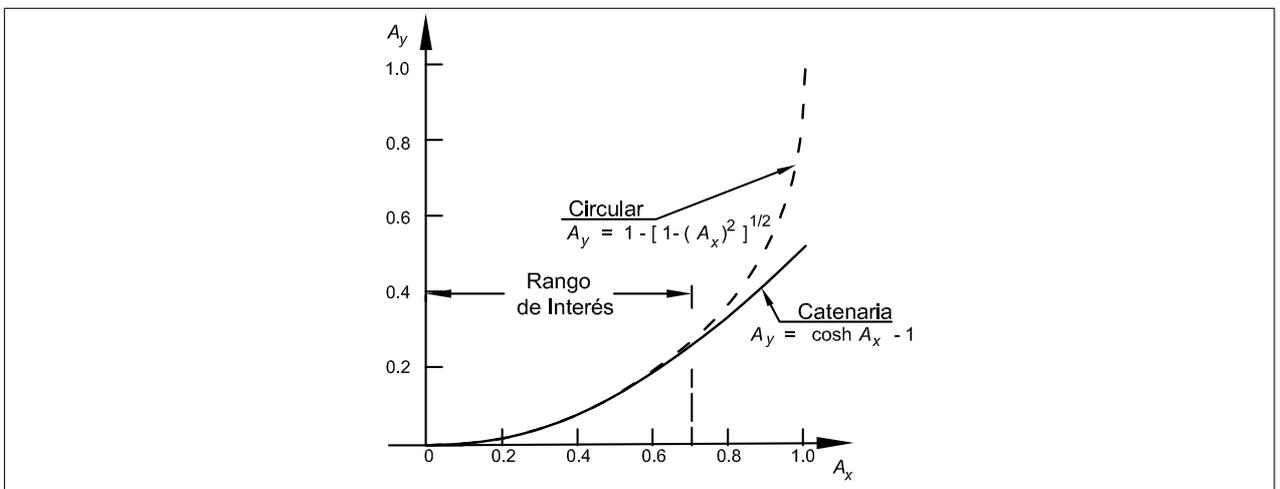


Figura 2.12: Comparación de la curva del efecto de arco como curva catenaria y circular. (Adaptado de Harrop-Williams, 1989).

Finalmente, Harrop-Williams explica por qué la curva de tensión principal menor que propone Handy (1985) para describir el efecto arco no puede ser una catenaria:

- La tensión tangencial menor no es constante en una catenaria. El equilibrio de momento producirá tensiones constantes sólo si el centro de curvatura del arco está fijo. El centro de curvatura de una catenaria no es constante, sino que está definido por una tractriz.¹
- En los extremos de la catenaria, el peso actúa vertical y la tensión principal mayor es perpendicular al arco del equilibrio de tensiones, estas condiciones no son compatibles con el desarrollo de la catenaria.

¹Se denomina tractriz a la curva que describe un objeto (situado en P) que es arrastrado por otro (situado en A), que se mantiene a distancia constante d y que se desplaza en línea recta. El centro de curvatura de una catenaria define una tractriz.

Pese a lo anterior, la catenaria propuesta por Handy (1985) es una buena aproximación de la curva distribución de tensiones menores, pero no cumple con el supuesto de tensiones constantes en la curva.

2.4. Vermeer et al. (2001)

Vermeer, P., Punlor, A. y Ruse, N. estudiaron el efecto arco en muros del tipo Berlínés (Figura 2.13: perfiles metálicos reforzados con listones de madera entre los perfiles). Su estudio se centra en las tensiones y el diseño de los listones de madera, más que en los perfiles metálicos.



Figura 2.13: Problema de estudio de Vermeer et al. (2001)

Utilizaron modelos numéricos 2D y 3D. además realizaron pruebas in situ. En los estudios numéricos modelaron el suelo con comportamiento elastoplástico de Mohr Coulomb sin endurecimiento y también con endurecimiento (HS-model). Las pilas y los listones de madera son modelados como elementos viga de sección rectangular con comportamiento lineal elástico.

Simulan el proceso de excavación en dos pasos (ver Figura 2.14):

1. Caso geoestático (previo a realizar la excavación), reemplazan el suelo de la excavación por su tensión equivalente.
2. Eliminan la tensión del suelo proveniente de la excavación, aplican tensión de anclajes y permiten el desarrollo del efecto arco.

Comparan el caso bidimensional con el tridimensional y concluyen:

1. El modelo 2D es una buena aproximación del problema del efecto arco en deformaciones planas.

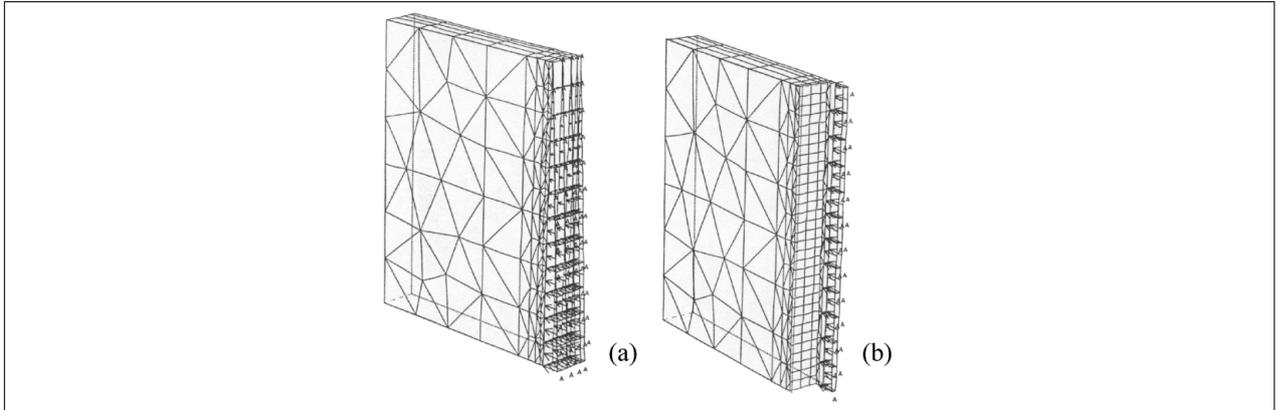


Figura 2.14: Modelo tridimensional utilizado por Vermeer et al. (2001). (a) Estado inicial: Presión geostática aplicada. (b) Presión aplicada en los perfiles metálicos, representa los anclajes.

2. Las tensiones de diseño para los listones de madera tienen la misma forma que las tensiones efectivamente sufridas por estos elementos, aunque las del diseño están por el lado de la seguridad. Figura 2.15
3. Debido al efecto arco, las tensiones en el centro del listón son prácticamente nulas.

La prueba in-situ que realizaron al sistema de contención se puede dividir en 3 pasos:

1. Remover uno de cada cuatro listones de madera.
2. Remover dos de cada cuatro listones de madera.
3. Remover tres de cada cuatro listones de madera.

Con esto probaron que como el efecto arco ya se había desarrollado, eliminar algunos listones no debiera generar mayores deflexiones en los elementos de madera. Porque las tensiones se distribuyen a las pilas y no a los elementos entre pilas.

Simularon el mismo procedimiento con un modelo 3D y obtuvieron resultados similares, Figura 2.16. Lo que respalda la buena representatividad de los modelos numéricos.

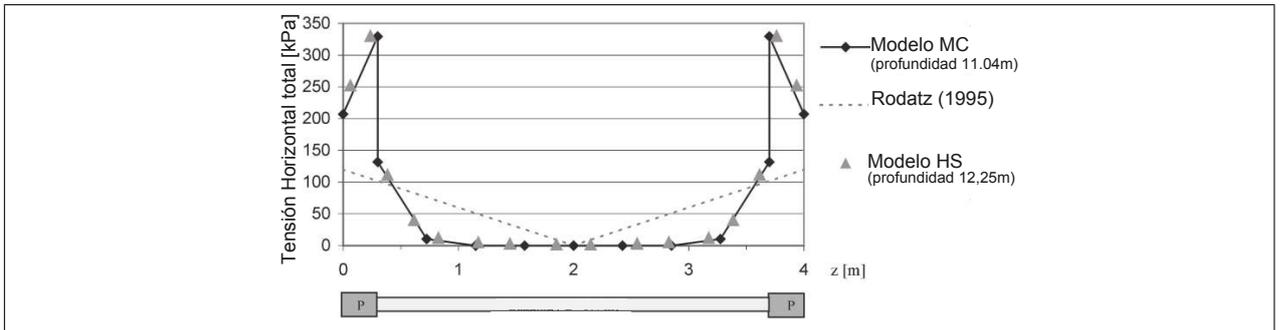


Figura 2.15: Distribución de presiones sobre los listones de madera del sistema de contención. (Adaptado de Vermeer et al., 2001).

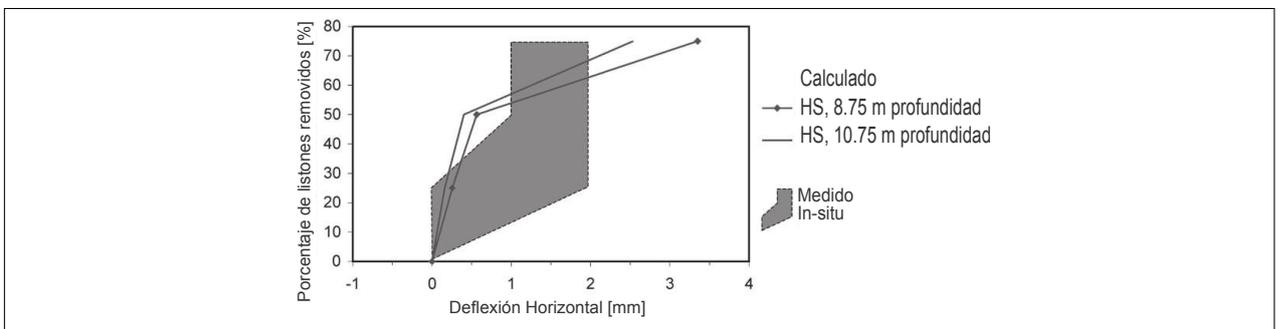


Figura 2.16: Deflexión horizontal adicional en el centro de los listones de madera restantes. (Adaptado de Vermeer et al., 2001).

2.5. Chen and Martin (2002)

Chen y Martin estudiaron con diferencias finitas un modelo 2D de deformaciones planas (vista en planta) del problema de interacción pila-suelo, considerando el efecto arco en una pila de comportamiento pasivo, Figura 2.17. Definen el efecto arco como la plastificación del suelo en torno a las pilas que consideran rígidas. La aproximación de deformaciones planas es de una capa ubicada

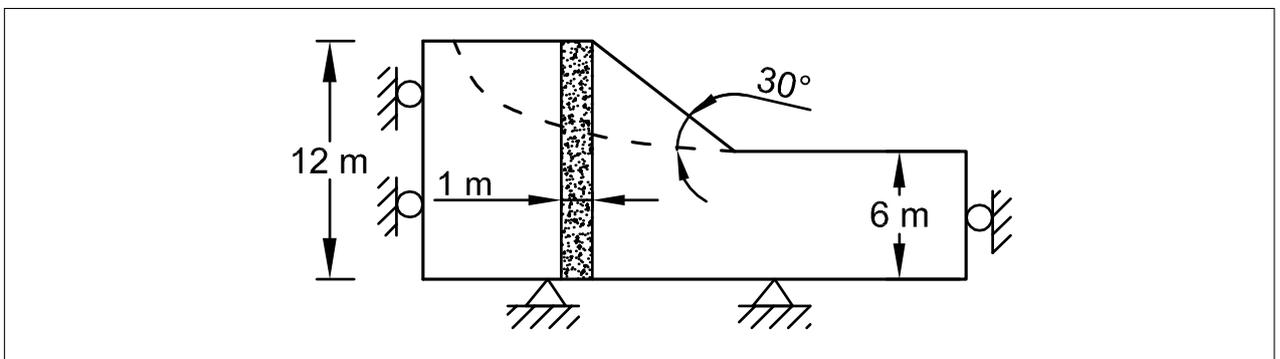


Figura 2.17: Modelo conceptual estudiado por Chen and Martin (2002)

a 3m de profundidad (estado inicial de tensiones). Para modelar el comportamiento pasivo de la pila, imponen un desplazamiento en los bordes \overline{AA} , \overline{BB} y empotran los nodos de las pilas (Figura 2.18). El suelo es modelado con un comportamiento elastoplástico tipo Mohr-Coulomb. Y se in-

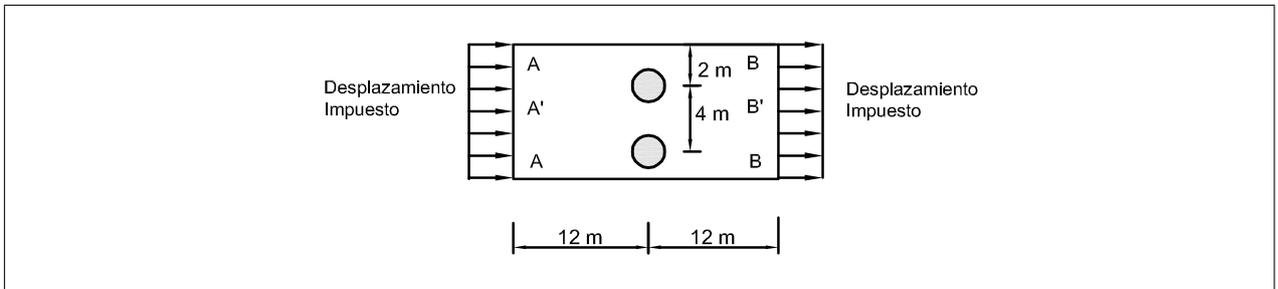


Figura 2.18: Modelo conceptual utilizado para el análisis numérico, (Adaptado de Chen and Martin, 2002).

corporan elementos de interfaz friccional (tipo Morh-Coulomb). Utilizan grandes deformaciones para el cálculo de la solución, es decir, actualizan las coordenadas de los nodos en cada paso. Con la configuración de la Figura 2.18 realizan un análisis de sensibilidad del desarrollo del efecto arco con respecto a una serie de parámetros, sus conclusiones se indican a continuación:

1. Comportamiento drenado vs. no drenado

- a) Para caracterizar el suelo en el caso no drenado, utilizaron la resistencia no drenada del suelo (suelos finos)
- b) Concluyen que el efecto arco se desarrolla mejor bajo condiciones drenadas (suelos gruesos no cohesivos)

2. Efecto de la dilatancia

- a) Mientras mayor dilatancia, el suelo expande más su volumen en torno a las pilas, esto favorece el desarrollo del efecto arco.

3. Efecto de la rugosidad en la interfaz

- a) A menor rugosidad en la interfaz, se requiere menor deformación para desarrollar completamente el efecto arco.

4. Efecto grupo

- a) Menor espaciamiento entre pilas conduce a una rigidez inicial tensión deformación mayor.

- b) El desarrollo del efecto arco está limitado al espaciamiento. Espaciamientos menores favorecen a su desarrollo.

5. Pila activa vs. Pila pasiva

- a) En la modelación, para simular el comportamiento de las pilas activas, mueven los nodos de las pilas y fijan los del perímetro del suelo. En el caso pasivo es al revés.
- b) Concluyen que el efecto arco se desarrolla (plastificación) antes en el caso pasivo que en el activo, pero que la tensión residual es prácticamente la misma en ambos casos.

6. Dos filas de Pilas

- a) Comparan los casos de dos filas paralelas, y dos filas en zigzag.
- b) Concluyen que el efecto arco se desarrolla mejor en el caso de distribución en zigzag, y también aumenta la resistencia residual.

7. Comparación caso 2D vs. caso 3D

- a) Para la modelación 3D, utilizan el modelo conceptual de la Figura 2.17. Empotraron la base de la pila y utilizaron el método de reducción de resistencia para la inducción de la falla y deslizamiento del suelo.
- b) Comparan las curvas de nivel de desplazamiento en secciones planas con el modelo 2D de deformaciones planas. Concluyen que el modelo 2D empleado es una buena aproximación del 3D.

2.6. Síntesis del estudio bibliográfico

En el estudio bibliográfico realizado se han presentado los trabajos más destacados referidos al efecto arco, su teoría y aplicaciones prácticas. En relación a los autores que realizan aplicaciones prácticas, la mayoría de ellos hace uso del modelo de Mohr Coulomb, obteniendo resultados adecuados para reproducir la distribución de tensiones, aunque en general, no pueden comparar el campo de tensiones o desplazamientos con mediciones experimentales o de terreno que permitan validar a ciencia cierta sus resultados.

En esta investigación se estudia el efecto arco a través del ensayo *trapdoor* de Terzaghi. Se aborda el problema desde los puntos de vista experimental y numérico. Del procedimiento experimental se extraen las tensiones sobre el apoyo estacionario del cajón y se estima el campo de

desplazamientos del suelo con la técnica de correlación de imágenes, estas mediciones son la referencias para poder cumplir el objetivo principal, que es la selección de un modelo constitutivo adecuado para representar el efecto arco en dos tipos de suelos distintos. En relación al modelo constitutivo de Mohr Coulomb, debe tenerse la precaución de que la distribución de tensiones depende directamente del límite de tracción utilizado. Como el límite de tracción no es fácil de estimar o medir, entonces Mohr Coulomb podría entregar resultados poco realistas, en función del valor seleccionado. Este aspecto será tratado en extenso en el Capítulo 6.5 del presente documento.

Capítulo 3. CARACTERIZACIÓN DE SUELOS DE ESTUDIO

El primer paso para el estudio experimental de esta investigación es la caracterización de los materiales en estudio: se trata de dos suelos de distintos valores de cohesión y tipo de comportamiento. Estos materiales se utilizaron en la reproducción del efecto arco a través del ensayo *trapdoor* propuesto por Terzaghi, el cual consiste en un cajón con una compuerta en su base, que al descender genera plastificación en el suelo de estudio. El cajón tiene una sección de 15 cm × 51 cm, es llenado hasta una altura de 30 cm (mayores detalles del dispositivo experimental se entregan en el Capítulo 4), la densidad de llenado debe ser homogénea cada vez que se realice una prueba, por lo que además, debió definirse un método de llenado para reproducir la misma densidad cada vez que se repita el ensayo.

La importancia de la caracterización de estos materiales se basa en poder entender las diferencias que se producen en la reproducción experimental del efecto arco. Además, la caracterización es el parámetro de entrada más importante para los modelos numéricos. Con una buena calibración basada en trayectorias de carga y propiedades mecánicas de los materiales, se podrá simular el ensayo *trapdoor*, conocer los campos de desplazamiento y de tensiones.

3.1. Antecedentes

Se trabajó con dos tipos de materiales distintos que se denominaron Muestra S1 y C1 (Figura 3.1). Estos materiales fueron confeccionados en laboratorio. A continuación se explica el procedimiento para la obtención de los materiales S1 y C1.

Muestra S1:

El primer material base (S0), corresponde a una arena gruesa, angulosa y con poca cohesión, este material fue seleccionado por razones prácticas, ya que se encontraba en abundancia en el laboratorio de Geotecnia experimental, su origen es de la playa del litoral central de Chile. Contenía un porcentaje de partículas muy gruesas que la hacían poco homogénea, por lo que se extrajo la porción sobre el tamiz N°8, es decir, se descartó la porción con tamaño mayor a 2,36 mm, obteniéndose como resultado el material definitivo: S1. De esta forma, la muestra S1 corresponde a una arena gruesa, angulosa con poca

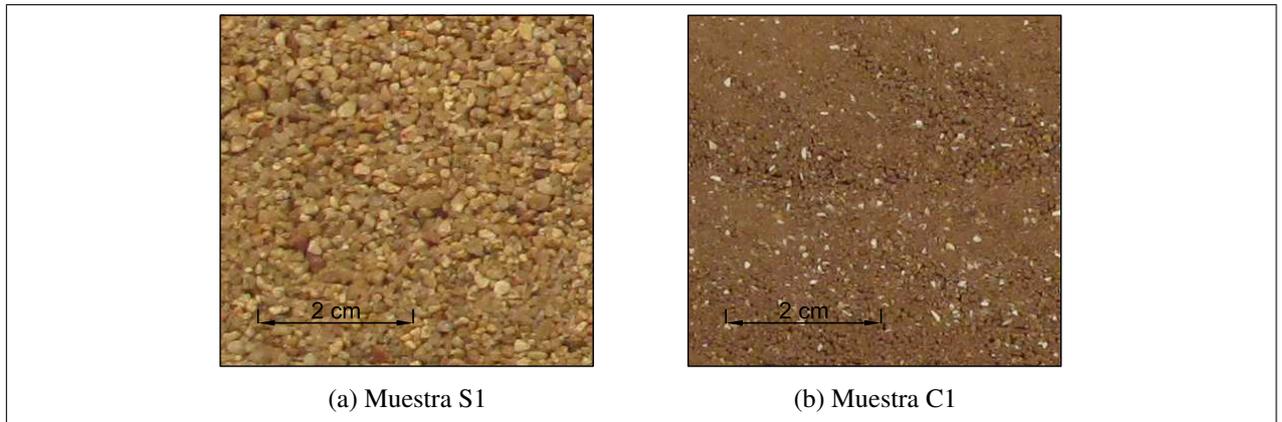


Figura 3.1: Materiales de estudio

Tabla 3.1: Experimental circumstances for the Rayleigh scattering experiments

Frequency range [cm^{-1}]	Mirror reflectivity \mathcal{R}_v	Laser and dye
15 500– 17 900 ^a	99.98 %– 99.997 %	various dyes

^aArgon and nitrogen

cohesión, pero con una granulometría más homogénea. Este fue el material con el que se realizaron los estudios del efecto arco en laboratorio.

Muestra C1:

El segundo material corresponde a un suelo fino, que se obtuvo producto de la mezcla de arcillas de distintos colores y orígenes, con el objetivo de dar contraste de tonos en las imágenes del procedimiento experimental. Sin embargo, debido al tamaño de los finos, no se obtuvo ningún contraste de colores, sino que un color uniforme resultante de la mezcla de los colores originales. Este material se denominó C0. Para poder aumentar el contraste visual del material y mejorar los resultados en el proceso de Correlación de Imágenes Digitales que se describe en el Capítulo 4, fue necesario adicionar una arena fina, bien graduada y de color blanco (Muestra S2), que corresponde al 12 % del material resultante, C1, que fue el que se utilizó en los estudios de efecto arco en laboratorio.

La distribución granulométrica de los materiales involucrados se presenta en la Tabla 3.2 y en la Figura 3.2.

Tabla 3.2: Resultados Granulometría materiales utilizados

Muestra		S0	S1 ^a	S2	C0	C1 ^b
Tamiz	Abertura	Porcentaje que pasa				
N°8	2,36	89 %	100 %	100 %	100 %	100 %
N°16	1,18	17 %	19 %	99 %	99 %	99 %
N°30	0,60	3 %	3 %	44 %	91 %	84 %
N°50	0,30	1 %	1 %	0 %	76 %	64 %
N°100	0,15	1 %	1 %	0 %	61 %	51 %
N°200	0,075	1 %	1 %	0 %	51 %	42 %

^aArena utilizada en esta investigación

^bArcilla utilizada en esta investigación

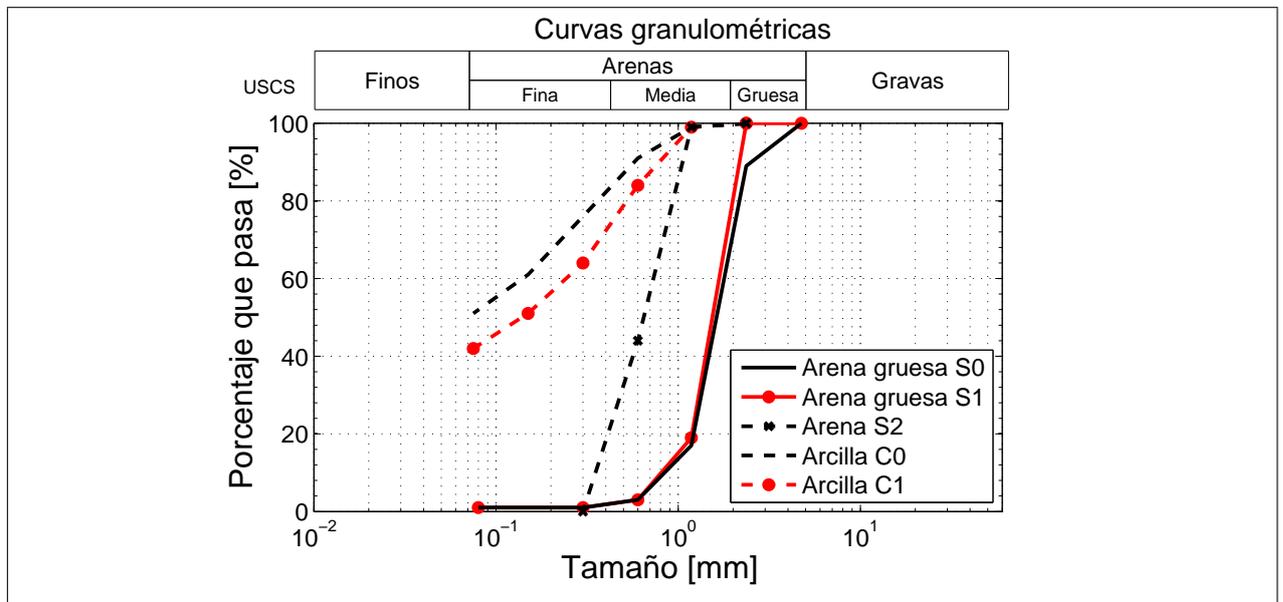


Figura 3.2: Curvas Granulométricas de materiales empleados para el estudio

3.2. Caracterización Arena S1

Para caracterizar el material S1, se realizaron además de la granulometría, ensayos de densidad mínima y máxima, ensayos triaxiales de compresión drenados y no drenados y de corte directo. Además, se estableció un procedimiento de llenado, de modo de efectuar el llenado del cajón con una densidad homogénea cada vez que se realice el ensayo *trapdoor*.

3.2.1. Densidad Mínima y Máxima

Se realizaron tres ensayos para la densidad mínima y tres para la máxima, se obtuvo poca variabilidad en los resultados (Tabla 3.3).

Tabla 3.3: Resultado de densidad mínima y máxima de la muestra S1

	Mínima	Máxima
	1478	1745
Densidades de prueba [kg/m ³]	1492	1752
	1501	1761
Densidad [kg/m³]	1490	1753
Indice de vacíos, <i>e</i>	0,78	0,51

Se han considerado los valores promedios estadísticos de las densidades que se pueden reproducir en laboratorio, en lugar de considerar los valores mínimos y máximos de la densidad mínima y máxima.

Según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (USCS), la muestra S1 clasifica como una arena media a gruesa SP (Uniforme).

3.2.2. Procedimiento para reproducir una densidad estándar

Cada vez que se realice el ensayo *trapdoor* se debe reproducir la misma densidad en toda la masa de suelo. El volumen que ocupa el suelo dentro del dispositivo experimental es de 15 cm × 51 cm × 30 cm. Por esta razón, se estableció un método de llenado, que consiste en depositar el

material en capas de 3 cm, con la ayuda de un colador y un embudo se controló la altura de caída del material. La Figura 3.3, presenta la disposición utilizada.

El colador debe tener la misma forma del recipiente (circular o rectangular en el caso del cajón). Su uso permite una distribución más uniforme de las partículas que caen y se ubica a aproximadamente 9 cm de la capa en proceso. Mientras que el embudo, ubicado a 15 cm sobre el colador, permite controlar la fuerza con que las partículas caen. La altura seleccionada es tal que las partículas no quedan atrapadas en el colador y tampoco caen con demasiada velocidad, ya que esto puede inducir movimientos en el suelo ya depositado, cambiando la densidad deseada. De esta forma, el recipiente se va a llenando en capas de 3 cm hasta completar la altura deseada, que en el caso del cajón son 30 cm. El procedimiento se ilustra en la Figura 3.4.

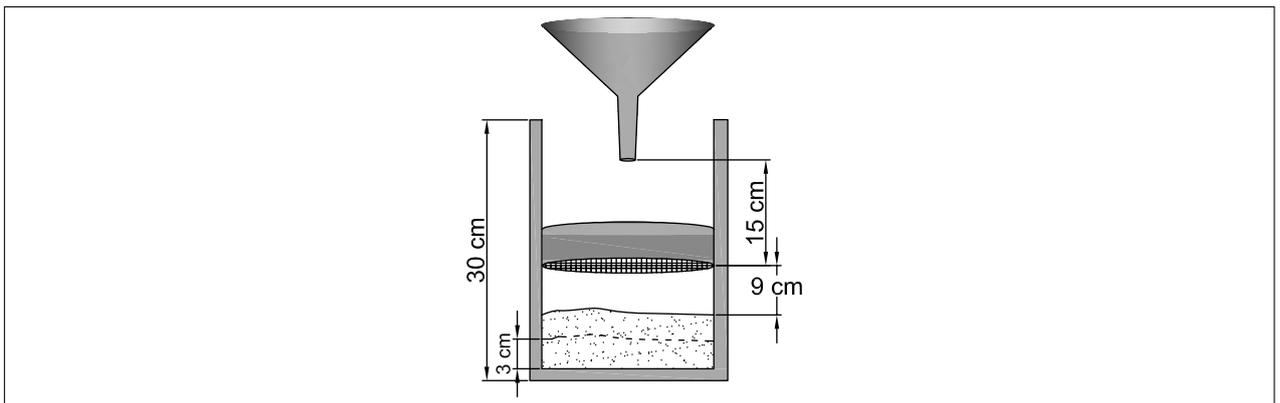


Figura 3.3: Esquema de llenado del recipiente

Para asegurar que sea posible aplicar la técnica varias veces, se utilizó un recipiente de volumen conocido (de 10 litros), el colador fue especialmente fabricado con la forma de la sección del recipiente, y así garantizar homogeneidad en el llenado. El procedimiento se realizó dos veces, se pesó la cantidad de material necesaria para completar el volumen del recipiente, obteniéndose poca variabilidad en los resultados (Tabla 3.4). Se efectuaron estas verificaciones indirectas, ya que es muy difícil pesar el cajón completo sin inducir vibraciones que podrían alterar la densidad buscada.

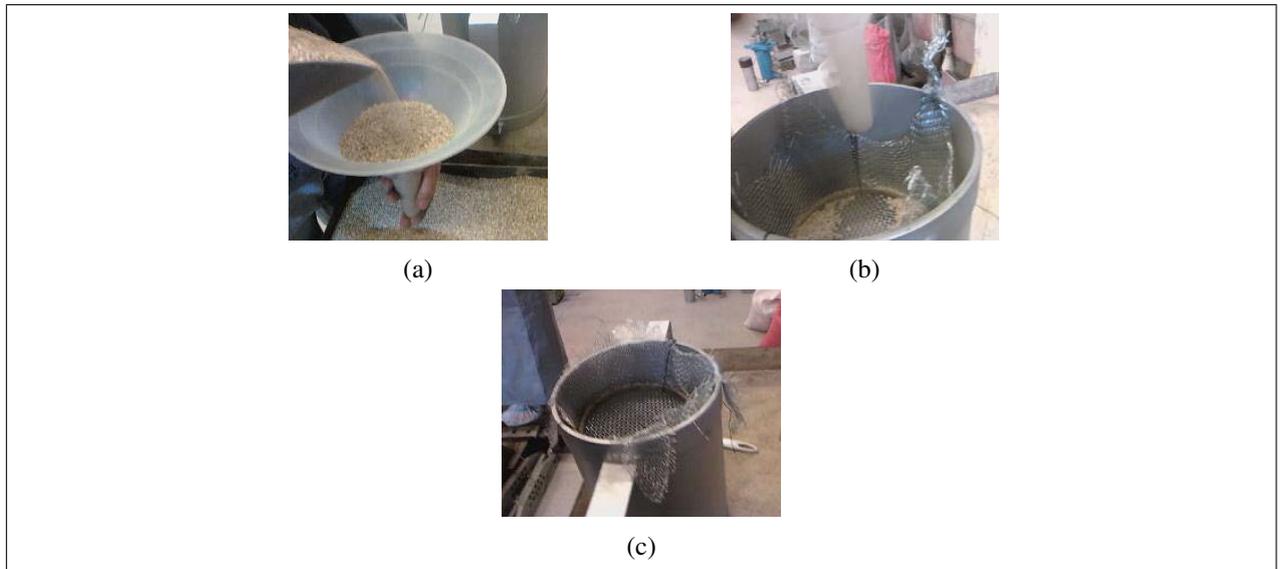


Figura 3.4: (A) Llenado del embudo. (B) Uso del embudo para controlar la velocidad de choque con el colador. (C) El colador sube a medida que el recipiente es llenado

Tabla 3.4: Resultados de la reproducción de densidad

	Prueba 1	Prueba 2	Promedio
Volumen [l]	10,0	10,0	10,0
Peso [kg]	15,837	15,725	15,781
Densidad [kg/m ³]	1582	1573	1578
Indice de Vacíos $e[-]$	0,674	0,685	0,679

La densidad promedio que se puede reproducir con este método es de 1578 kg/m³ equivalente a una densidad relativa de $Dr = \frac{e - e_{min}}{e_{max} - e_{min}} \cdot 100 = 63\%$ y a un índice de vacíos de $e = 0,679$ o a una porosidad $n = 0,405$.

3.3. Caracterización Arcilla C1

Para caracterizar el material C1, además de la granulometría se realizaron ensayos de Límites de Atterberg, ensayos triaxiales de compresión drenados y no drenados, además de ensayos de corte directo. Al igual que con el material S1, se estableció un método de llenado para reproducir una densidad uniforme cada vez.

3.3.1. Límites de Atterberg

Además de la distribución de tamaño de partículas y de la humedad, las características plásticas de los finos también influyen el comportamiento macroscópico del material. Los límites líquido y plástico permiten tomar en consideración el efecto del contenido de agua sobre la porción fina del suelo. De acuerdo con la Figura 3.5, según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (USCS), la muestra C1 clasifica como arcilla de baja plasticidad CL.

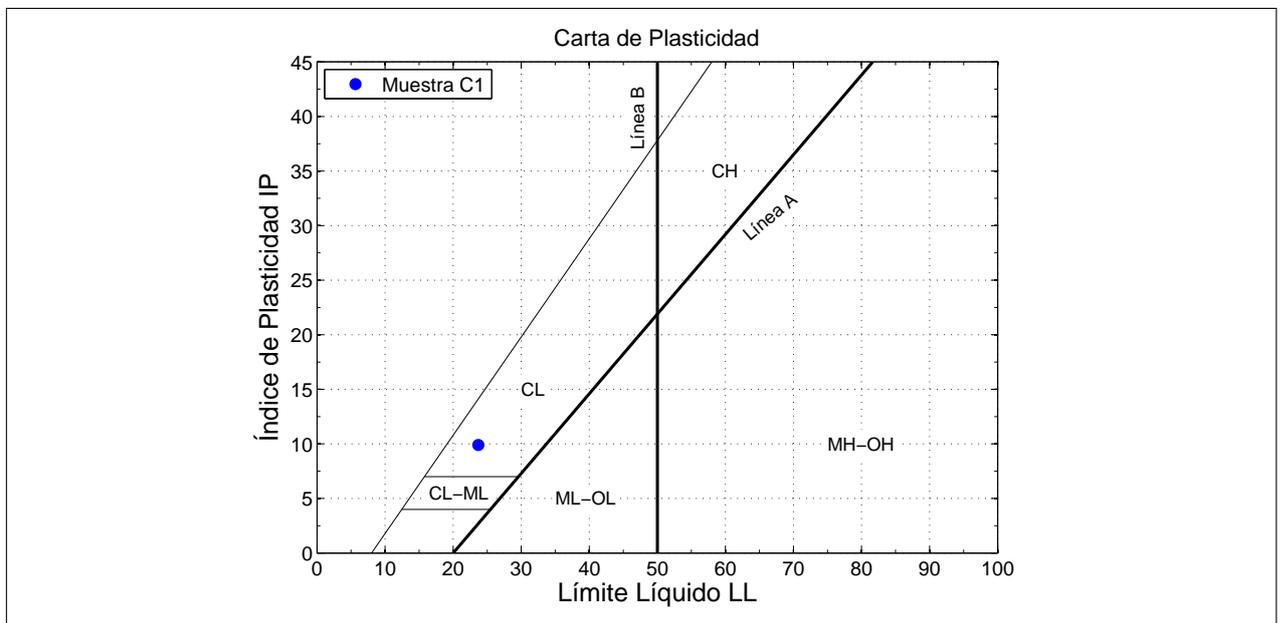


Figura 3.5: Pruebas de Límite Líquido y Plasticidad

3.3.2. Procedimiento para reproducir una densidad estándar

Con el material arcilla no se podía utilizar el mismo método que con la arena, porque material particulado se podría adherir al vidrio y producir distorsión en las fotografías del procedimiento experimental.

El método de llenado desarrollado consiste en controlar la densidad por volumen, es decir, fijando la densidad se calcula la masa necesaria que debe ocupar cada capa, y luego se compacta estáticamente hasta lograr la altura de la capa.

La densidad seleccionada fue de 1400 kg/m^3 , y la altura de capa se conservó en 3 cm. Para depositar el material, se hizo uso de un embudo con una altura de caída de 70 cm (Figura 3.6).

En todo momento el embudo se encuentra en contacto con la capa de modo que no existen partículas en suspensión que se adhieran al vidrio. Una vez depositado el material, se compacta estáticamente hasta alcanzar la densidad seleccionada. El término compactación estática se refiere a la compactación por peso o por presión aplicada en la superficie de cada capa, sin necesidad de vibración o golpes.

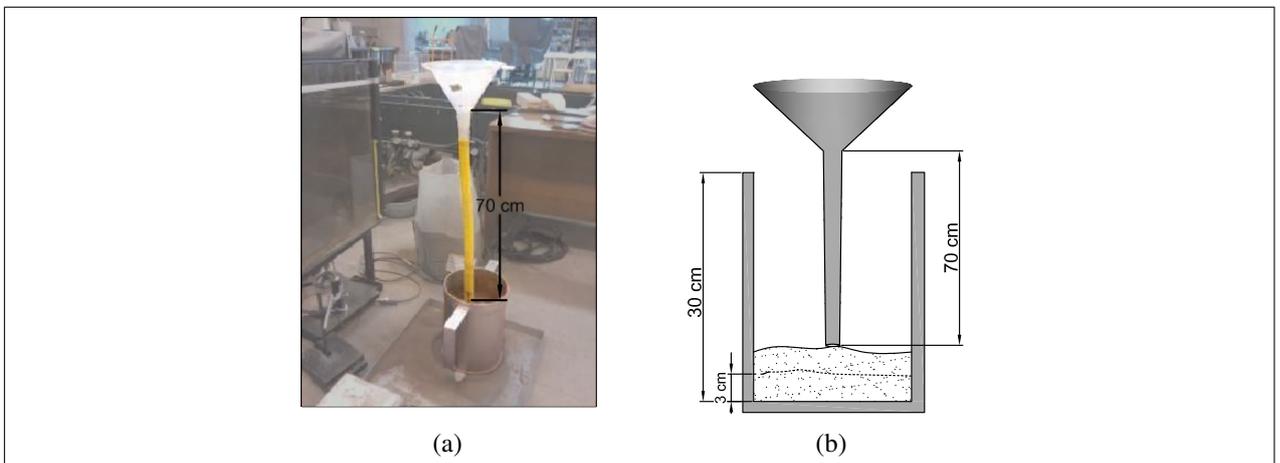


Figura 3.6: (A) Llenado de un recipiente de volumen conocido (B) Esquema de llenado estándar material C1

Con el método definido para el llenado del cajón, se obtiene una densidad de $\gamma = 1400 \text{ kg/m}^3$, considerando que la humedad es 3% y un valor de densidad de partículas sólida medida de $G_s = 2,77$, se obtiene un índice de vacíos de $e = 1,038$ o una porosidad de $n = 0,509$.

La consistencia del material debido al proceso de llenado y densidad empleada es de muy blanda, según la clasificación de la norma American Society for Testing and Materials (2000, ASTM D- 2488) (Tabla 3.5).

Tabla 3.5: Indices para estimar consistencia de arcillas, ASTM D-2488

Descripción	Identificación
Muy Blanda	El pulgar penetra al suelo más de 25 mm.
Blanda	El pulgar penetra al suelo cerca de 25 mm.
Firme	El pulgar penetra al suelo cerca de 6 mm.
Dura	El pulgar no penetra en el suelo, pero es indentable fácilmente con la uña del pulgar.
Muy Dura	No es posible indentar el suelo con la uña del pulgar.

3.4. Propiedades de resistencia

Los ensayos de resistencia al corte permiten determinar las propiedades de resistencia y además calibrar los parámetros de los modelos constitutivos, según la trayectoria de tensiones obtenida en cada ensayo.

En ambos materiales se realizaron ensayos triaxiales de compresión drenados y no drenados, además de ensayos de corte directo.

Se usan probetas remoldeadas para ambos materiales. Las probetas de arena *S1* se fabricaron con una densidad de 1578 kg/m³ y una humedad de 1 %. Y las de arcilla *C1*, con una densidad final de 1400 kg/m³ y una humedad de 3 %. En el caso de los ensayos triaxiales, las probetas se construyeron en 10 capas de 1 cm de altura cada una. Mientras que las del ensayo de corte directo, se fabrican en 3 capas de 0,8 cm cada una.

Las presiones de confinamiento estudiadas son las indicadas en la Tabla 3.6. Idealmente, se deben realizar ensayos para el nivel confinamiento esperado en el caso de estudio. Sin embargo, el confinamiento mínimo que se puede estudiar de acuerdo a recomendaciones ASTM es de 20 kPa, lo cual es mayor que el confinamiento que se produce al interior del suelo en el dispositivo *trapdoor*.

Tabla 3.6: Presiones de confinamiento ensayadas

	Ensayos		
	Triaxial drenado	Triaxial no drenado	Corte Directo
			7,55 kPa
Material S1	20 kPa	80 kPa	20 kPa
	40 kPa	160 kPa	40 kPa
	80 kPa	320 kPa	80 kPa
			160 kPa
Material C1			10 kPa
			20 kPa
	20 kPa	20 kPa	40 kPa
	40 kPa	40 kPa	80 kPa
		80 kPa	120 kPa
			160 kPa

3.4.1. Principios del ensayo triaxial

El ensayo triaxial es usado para determinar las propiedades de resistencia-deformación características de los suelos en condiciones drenadas y no drenadas. Este ensayo reproduce en laboratorio trayectorias de tensiones más realistas de las que podrían reproducir un ensayo de compresión no confinada o de corte directo.

Existen tres tipos de ensayos triaxiales: CD (consolidado drenado) , UU (no consolidado no drenado), CU (consolidado no drenado). Para los materiales en cuestión sólo se realizaron los ensayos CD y CU.

Durante los ensayos CD y CU la muestra es consolidada a un estado de tensiones inicial. La consolidación es un paso importante, ya que las trayectorias de carga dependen fuertemente del estado de tensiones efectivo inicial. Durante la consolidación isotrópica, la muestra es sometida a presión hidro-estática y condiciones drenadas, de modo que el agua intersticial pueda drenar libremente. El tiempo requerido para completar el proceso es casi despreciable en el material S1 (alta permeabilidad) y de varias horas (casi un día) para el material C1 de baja permeabilidad.

Durante el ensayo triaxial CD, la válvula de drenaje permanece abierta y la velocidad de ensayo debe ser tal que el exceso de presión de poros permanezca nulo. Así, los incrementos de las tensiones totales y efectivas son iguales durante este ensayo como se observa en la Figura 3.7.

Durante el ensayo CU, el drenaje es cerrado durante la compresión. La falta de drenaje impide cambio de volumen en la probeta (si está completamente saturada) y por la tendencia contractante o dilatante del material se genera una variación de presión de poros. La diferencia entre las tensiones totales y efectivas corresponde al exceso de presión de poros generada. Así, cualquier variación con respecto a la trayectoria de tensiones totales indica una variación de presión de poros (Figura 3.7).

3.4.1.1. Proceso de saturación

Para saturar la probeta se utiliza el método de contrapresión, que consiste en incrementar la presión de cámara y la contra presión en la muestra en la misma cantidad. En cada paso, se aumenta primero la presión de cámara y se mide el incremento de presión de poros en condiciones

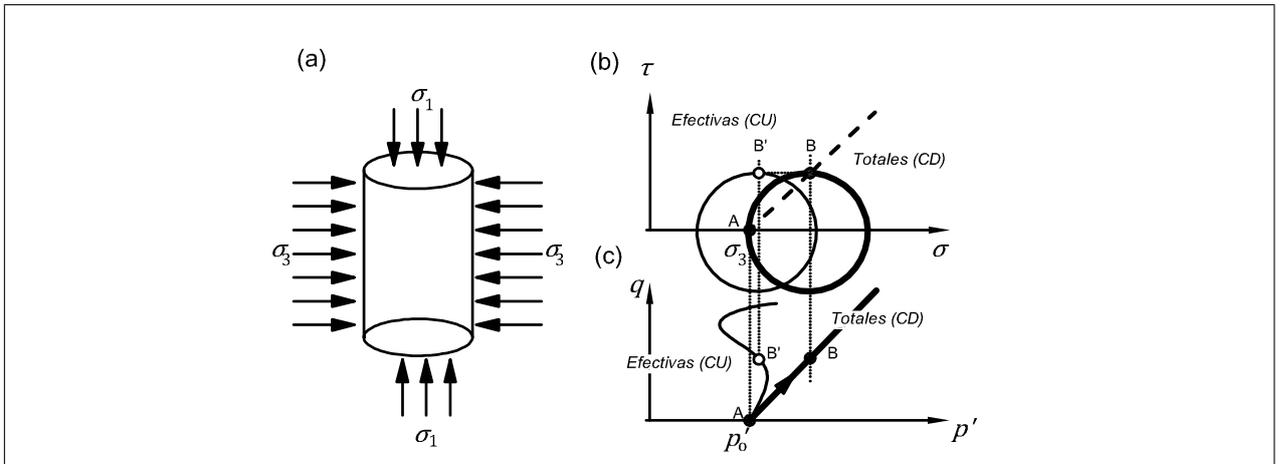


Figura 3.7: Trayectorias de tensiones ensayos triaxiales

no drenadas, y luego al drenar se aplica el aumento de contrapresión. El objetivo es que el aire al interior de los vacíos del suelo sea reemplazado por agua. La diferencia entre el valor de la presión de cámara y la contrapresión debe ser lo suficientemente pequeña para no consolidar la muestra, pero se recomienda que no sea menor a 20 kPa ya que podría ocurrir que la probeta colapse. Cabe destacar que los ensayos se hicieron con agua desaireada para reducir el efecto de las burbujas de aire sobre la compresibilidad del agua.

La muestra de suelo debe estar totalmente saturada para medir los cambios de volumen en los ensayos drenados y la presión de poros en los no drenados. El grado de saturación se verifica a través del coeficiente B de Skempton.

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} \quad (3.1)$$

Donde $\Delta \sigma_3$ es el incremento de la presión de confinamiento de la probeta, y Δu es el resultado en el cambio de la presión en condiciones no drenadas.

Cada probeta es saturada con el método de contra-presión, alcanzando una saturación que oscila entre 93 % y 96 %. Luego, las probetas se consolidan hasta obtener la presión de confinamiento deseada, este confinamiento debe ser semejante al que serán sometidas en el ensayo de reproducción del efecto arco.

La velocidad de ensayo debe ser seleccionada de modo que la presión de poros permanezca constante al interior de la muestra. En el ensayo CD, el exceso de presión de poros debe ser despreciable, así que la velocidad de ensayo debe ser lo suficientemente lenta como para disiparla a través de los extremos de la probeta. Normalmente la velocidad del ensayo CD es 10 veces más lenta que la necesaria para uno CU.

3.4.2. Resultados ensayos triaxiales en Arena S1

Los resultados de los ensayos triaxiales drenados (TxCD) y no drenados (TxCU) se indican en la Figura 3.8.

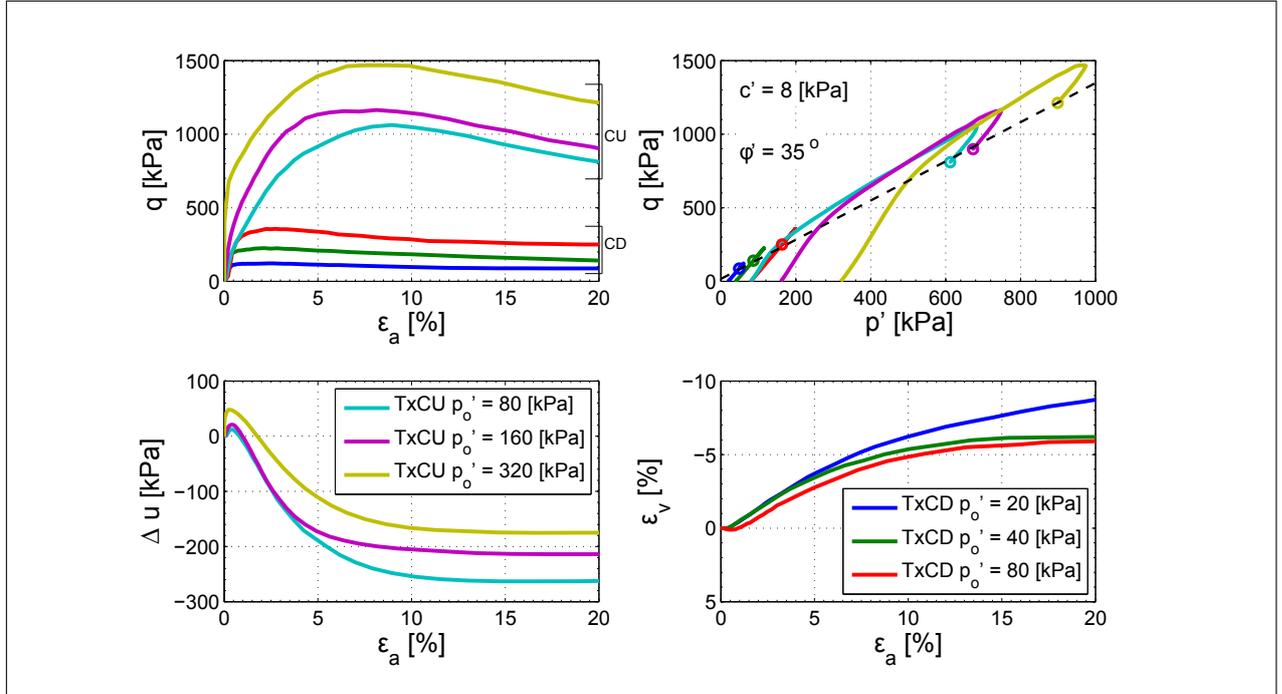


Figura 3.8: Resultados de Ensayos triaxiales CD y CU sobre el material S1

De la Figura 3.8 se observa el marcado comportamiento dilatante que presenta el material S1, y el *peak* de resistencia característico de una arena densa.

La trayectoria de tensiones de los ensayos puede ser representada en el plano $p' - q$, donde q corresponde al desviador, y p' la tensión promedio, de acuerdo a la notación de Cambridge.

$$p' = \frac{1}{3} (\sigma'_1 + 2\sigma'_3), \quad (3.2a)$$

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (3.2b)$$

El estado crítico de los suelos, hace referencia a un estado límite en el que el suelo es sometido a corte y se deforma sin cambiar su volumen, a corte constante. El estado crítico en el plano $p' - q$ forma una línea única que se conoce como la línea de estado crítico (Critical state line CSL), cuya

pendiente es M . El valor de la pendiente M permite conocer el ángulo de fricción residual o de plasticidad perfecta, y el intercepto con el eje vertical C_M , es una medida de la cohesión. Los resultados de los ensayos se resumen en la tabla 3.7.

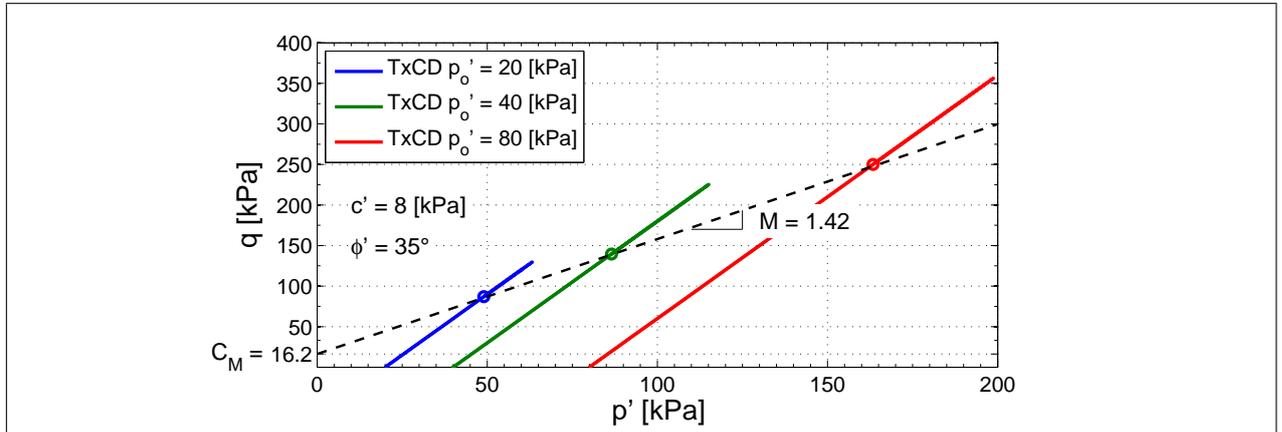


Figura 3.9: Desviador de tensiones vs. Esfuerzo promedio ensayos drenados

Tabla 3.7: Resultados de los ensayos triaxiales drenados, Material S1

$M = \frac{6 \sin(\phi')}{3 - \sin(\phi')}$	$C_M = \frac{6 c' \cos(\phi')}{3 - \sin(\phi')}$
$M = 1,42$	$C_M = 16,20$
$\phi' = 35^\circ$	$c' = 8$ kPa

Para respaldar los valores de c' y ϕ' , también se puede estudiar el desacople de las propiedades de resistencia de la muestra S1 (Schmertmann and Osterberg 1960; Ortigosa 2005). El procedimiento se describe esquemáticamente en la Figura 3.10, básicamente consiste en: *a*) Fijar un nivel de deformación axial ϵ_i ; *b*) Calcular la recta de tensiones en el plano $p' - q$, asociada a cada nivel de deformación; *c*) Las propiedades de resistencia movilizadas se calculan de la misma forma que las propiedades de resistencia última, el ángulo de fricción movilizado (α_i) se calculó a partir de la pendiente $M(\alpha_i)$ de esa recta; y el valor de la cohesión (c_i) se calculó del intercepto C_{Mi} de dicha recta.

Respecto a las curvas de movilización de resistencia, lo correcto sería generarlas utilizando la deformación por corte γ , en lugar de la deformación axial, porque las propiedades c' y ϕ' son propiedades de resistencia al corte, además el valor *peak* de las curvas en el plano $\epsilon_a - q$ no necesariamente ocurren para el mismo nivel de deformación axial, pero sí deberían ocurrir a un

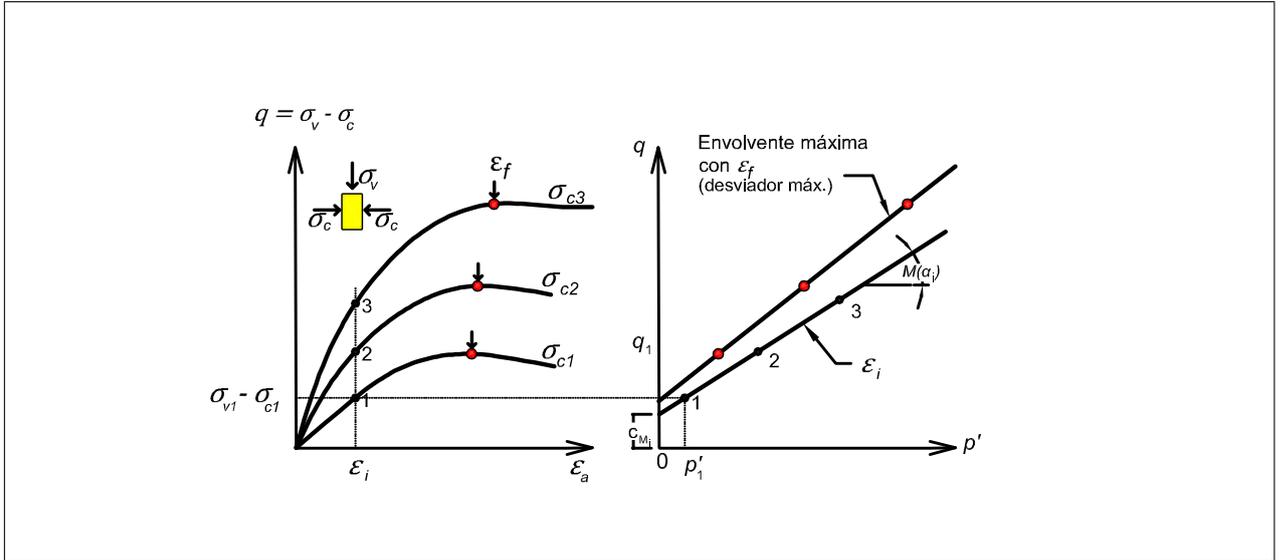


Figura 3.10: Desacople del par $c' - \phi'$, con el nivel de deformación

mismo nivel de deformación de corte. Para poder conocer la deformación asociada directamente al corte habría que instrumentar las probetas midiendo la deformación radial, pero ese tipo de tecnología no se encuentra incorporada a los equipos disponibles.

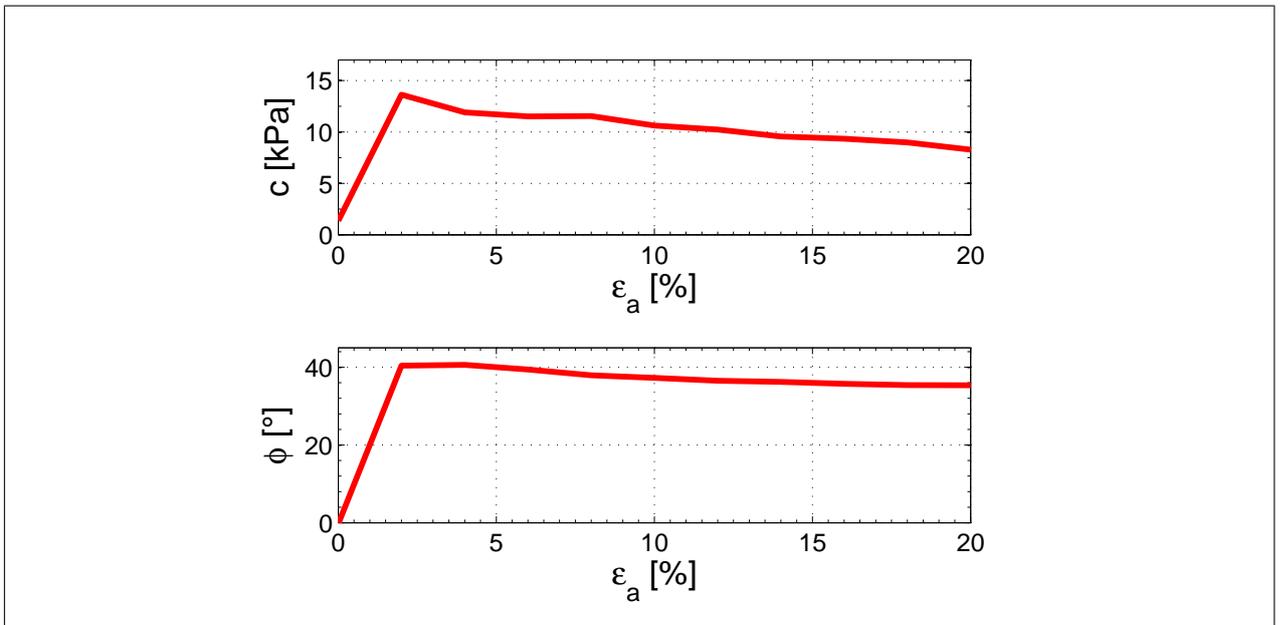


Figura 3.11: Movilización de propiedades de resistencia

En el gráfico de la Figura 3.11, se observa que el estado crítico se alcanza con las propiedades de resistencia ya indicadas. Además, al alcanzar los valores peak, el ángulo de fricción bordea los 40° y el valor de la cohesión, los 15 kPa.

3.4.3. Resultados ensayos triaxiales en Arcilla C1

Los resultados de los ensayos triaxiales drenados (TxCD) y no drenados (TxCU) se indican en la Figura 3.12 y los parámetros de resistencia obtenidos se indican en la Tabla 3.8.

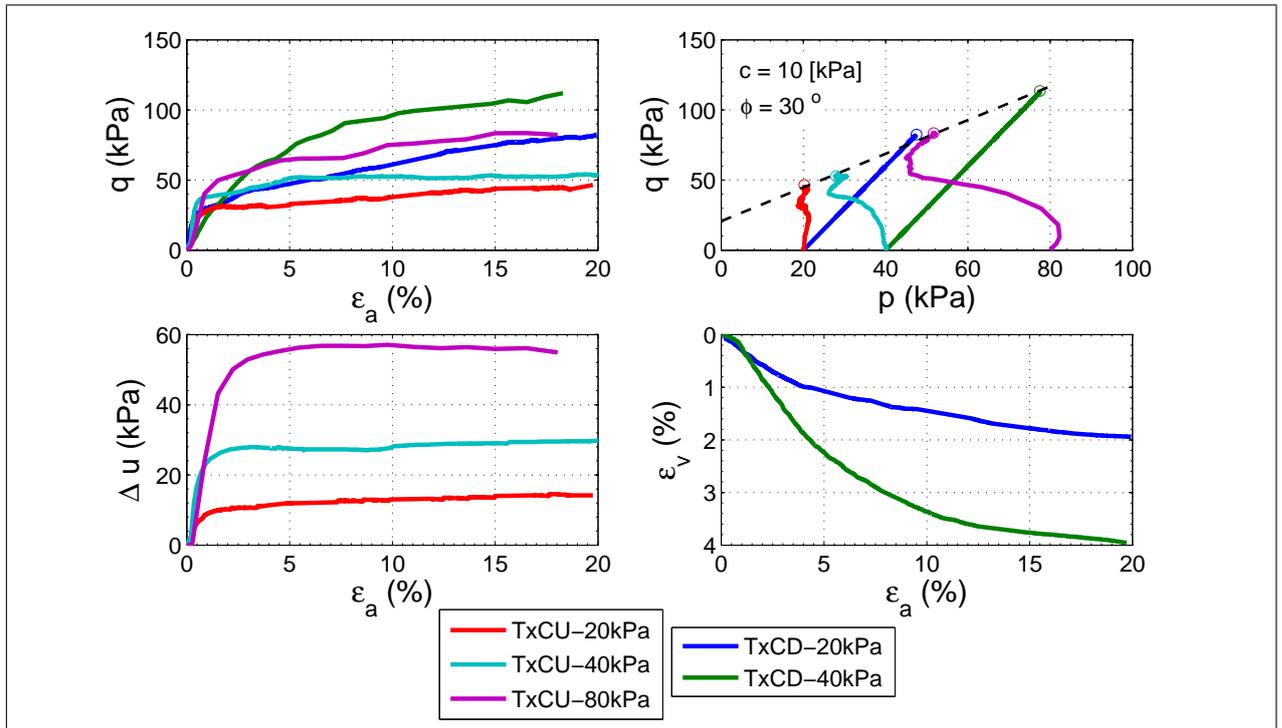


Figura 3.12: Resultados de Ensayos triaxiales

Tabla 3.8: Resultados de ensayos triaxiales, material C1

$M = \frac{6 \sin(\phi')}{3 - \sin(\phi')}$	$C_M = \frac{6 c' \cos(\phi')}{3 - \sin(\phi')}$
$M = 1, 20$	$C_M = 20, 78$
$\phi' = 30^\circ$	$c' = 10 \text{ kPa}$

De la Figura 3.12 se observa que en el plano de las deformaciones volumétricas no se ha alcanzado completamente el estado crítico, esto también se ve reflejado en el plano $\epsilon_a - q$, ya que no se alcanza un valor asintótico a gran deformación. En general, este tipo de arcillas requiere de

deformaciones cercanas al 30 % para alcanzar el estado crítico, pero el equipo disponible no tiene la capacidad de llegar a estos rangos de deformación tan altos. Es posible que este problema afecte parcialmente las calibraciones realizadas, puesto que las propiedades de resistencia en estado de plastificación perfecta podrían no ser precisas. Efectivamente, como se verá en el Capítulo 5, para poder reproducir mejor la trayectoria de carga con uno de los modelos empleados (Hujeux) que requiere las propiedades en estado de plastificación perfecta, fue necesario incrementar el ángulo de fricción con respecto a los valores aparentes del ensayo (se utilizó $\phi_{pp} = 34^\circ$).

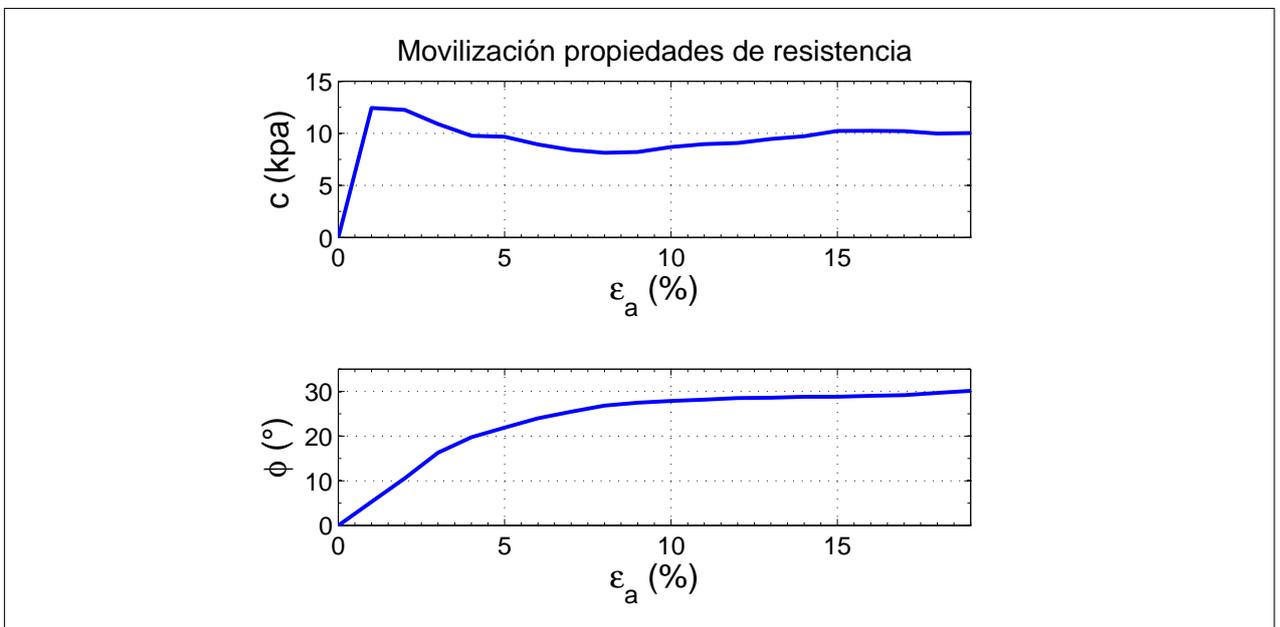


Figura 3.13: Movilización de propiedades de resistencia

La Figura 3.13 muestra las propiedades de resistencia movilizadas del material C1, se observa que la cohesión del material presenta un valor máximo de 13 kPa, y que la curva del ángulo de fricción movilizado tiene una forma muy parecida a la curva de respuesta del material, plano $\epsilon_a - q$ en la Figura 3.12, donde no hay un *peak* marcado y la resistencia aumenta con la deformación impuesta. En el caso del ángulo de fricción, su valor comienza a estabilizarse aunque para una deformación axial del 20 % aún no alcanza un valor asintótico claro.

3.4.4. Principios del ensayo de corte directo

El ensayo de corte directo consiste en imponer un plano de falla horizontal al interior de una masa de suelo. Se trata de una porción de suelo sometida a una carga normal y constante N y encapsulada por dos cajas rígidas que durante el ensayo sufren un deslizamiento relativo, generando un plano de localización. En el plano de deslizamiento, actúan dos fuerzas conocidas, la carga normal N y la fuerza de corte T , debida al deslizamiento relativo de las dos porciones de suelo.

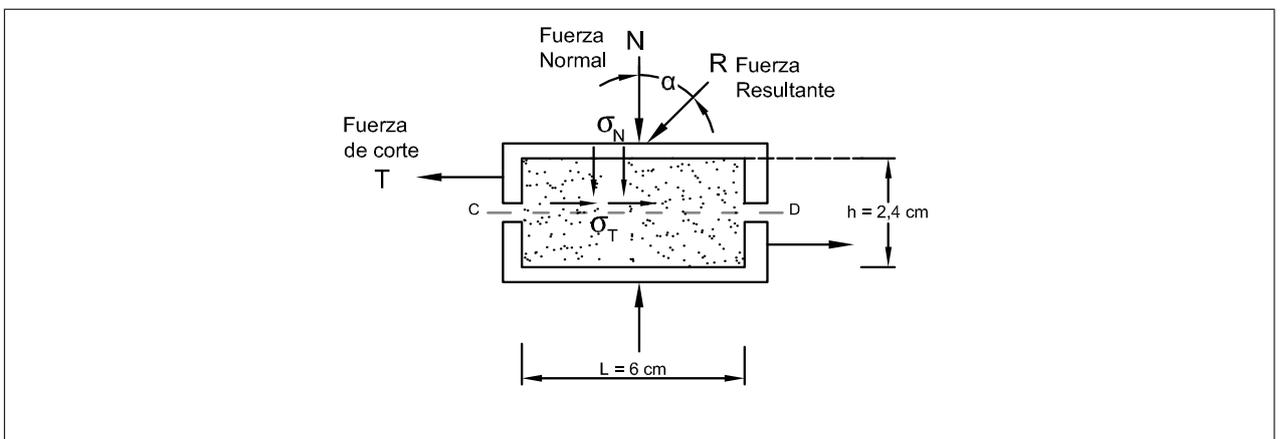


Figura 3.14: Muestra de suelo en caja de corte directo

La trayectoria de carga durante el ensayo corresponde a un estado de tensiones no uniforme, donde sólo se puede conocer el valor de las tensiones normal y de corte como un promedio sobre la superficie de falla impuesta. Con mayor razón, la trayectoria de tensiones no puede ser dibujada en el plano $p' - q$. Además, las deformaciones no son uniformes y tampoco pueden ser medidas.

Las hipótesis del cálculo del estado de tensiones en el plano de falla son:

- El plano de falla es horizontal.
- El estado de tensiones se puede representar por su valor promedio.

La Figura 3.15 representa la distribución del corte en la muestra. Si la distorsión fuera uniforme como se ha supuesto, la inclinación de la probeta sería como en la Figura 3.15b. Sin embargo, la tensión de corte no es uniforme, y la deformación se concentra en una zona al interior de la muestra. En general, el suelo falla en los bordes de la caja antes que en el centro.

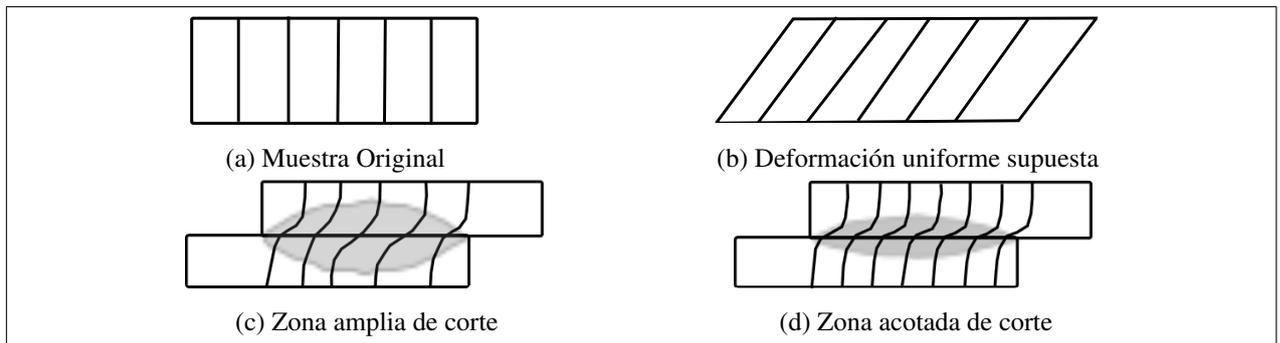


Figura 3.15: Desplazamientos idealizados y observados durante ensayo de corte. (Adaptado de Bardet, 1997)

El estado de tensiones del ensayo de corte directo (drenado) se representa en términos del desplazamiento de corte, en lugar de la deformación de corte, por lo que no es un ensayo que permita conocer la relación de comportamiento *tensión-deformación*.

Pese a las limitaciones, el ensayo de corte directo es muy usado en la ingeniería práctica, ya que en el caso de suelos finos y de baja permeabilidad, permite conocer las propiedades de resistencia al corte en forma mucho más rápida y económica que con un ensayo triaxial. Si bien las propiedades que se obtienen con el ensayo de corte directo no son exactamente las mismas que con un triaxial, el error no es demasiado grande, siendo una buena aproximación para medir el ángulo de fricción, cohesión y dilatancia de los materiales.

En particular, para la muestra C1, los ensayos triaxiales tomaban mucho tiempo en realizarse, tardando cerca de dos semanas cada ensayo, lo que restringió su empleo. En cambio, un ensayo de corte drenado para este material requería de solo un día, por lo que se pudo hacer muchos ensayos de este tipo, lo que permitió respaldar las propiedades de resistencia y el comportamiento contractante de la arcilla obtenidos con los ensayos triaxiales realizados.

3.4.4.1. Procedimiento general del ensayo

Las probetas de ambos materiales se construyeron en 3 capas de 8 mm cada una. Como la altura de la probeta es 24 mm se garantiza que el plano de falla impuesto por el ensayo no coincide con algún plano de llenado.

Una vez que la probeta ha sido montada en el equipo, se consolida con la carga normal que será constante a lo largo del ensayo. Finalmente, se aplica un desplazamiento lateral a velocidad de 0,2 mm/min para la muestra de Arena S1 y de 0,008 mm/min para la arcilla C1, hasta alcanzar un desplazamiento final de 10 % y 20 %, respectivamente.

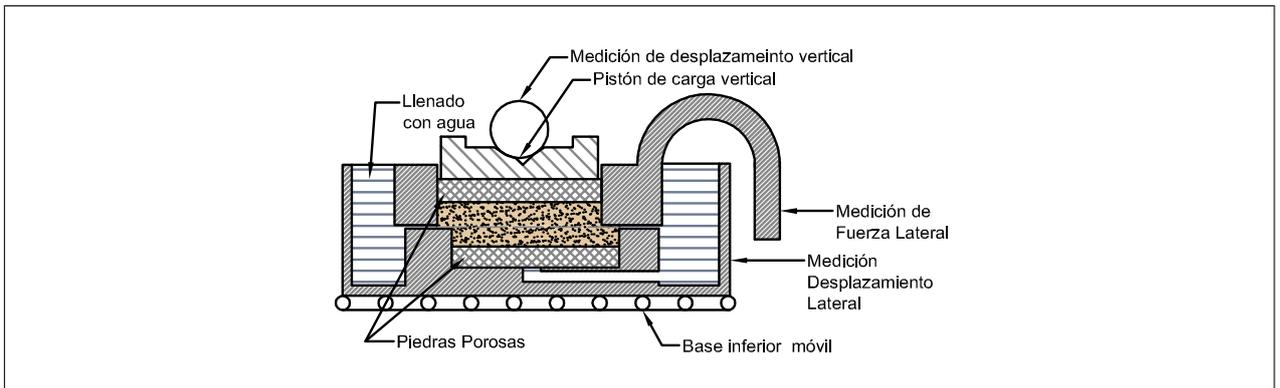


Figura 3.16: Vista esquemática de caja de corte directo

Con el equipo utilizado, la mitad superior de la probeta se encuentra restringida al movimiento, así el desplazamiento impuesto se aplica a la mitad inferior del conjunto.

3.4.5. Resultados ensayo de corte directo en muestra de Arena S1

Este ensayo se realizó para cinco valores de la tensión normal distintos: 7,2 kPa, 20 kPa, 40 kPa, 80 kPa y 160 kPa. Para cada nivel de confinamiento vertical se realizaron al menos 2 ensayos.

La Figura 3.17 se presenta las curvas de los ensayos más representativos de cada confinamiento. Donde las tensiones promedio σ_N y σ_T fueron calculadas, según la ecuación 3.3, a partir de las mediciones de fuerza normal N y de corte T , corrigiendo el área del plano de falla A_c , a medida que se impone un desplazamiento horizontal dh en la mitad inferior de la probeta de ancho L (Figura 3.14).

$$\left\{ \begin{array}{l} A_c = L(L - dh) \\ \sigma_T = \frac{T}{A_c} \\ \sigma_N = \frac{N}{A_c} \end{array} \right. \quad (3.3)$$

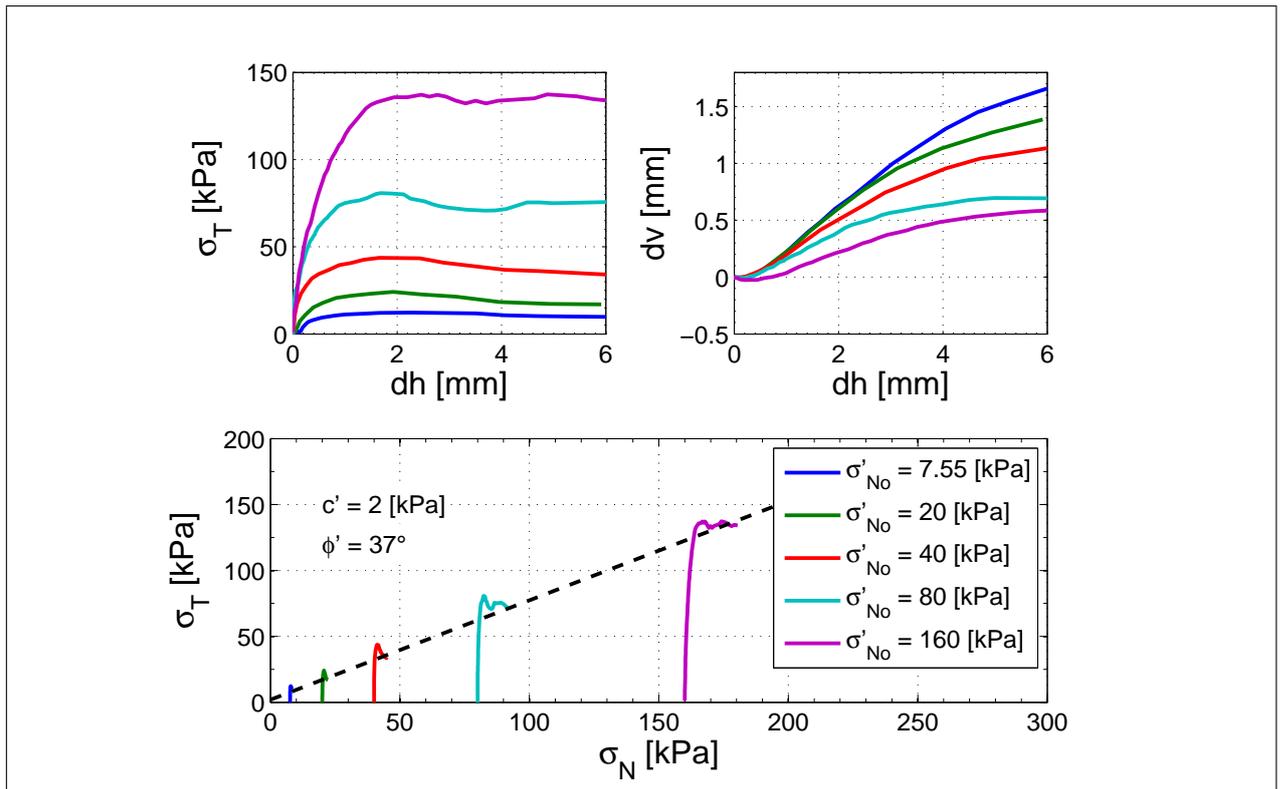


Figura 3.17: Resultados ensayos de corte directo en muestra S1

Las propiedades de resistencia obtenidas con este ensayo fueron de $\phi = 37^\circ$ y $c = 2$ kPa. Además, se reafirma el comportamiento dilatante observado en los ensayos triaxiales.

3.4.6. Resultados ensayo de corte directo en muestra de Arcilla C1

Los resultados de los ensayos de corte se presentan en la Figura 3.18. Las propiedades de resistencia obtenidas con este ensayo fueron de: $\phi' = 33^\circ$ y $c' = 2$ kPa.

El ángulo de fricción obtenido con este ensayo es semejante al de los ensayos triaxiales, pero la componente cohesiva de la resistencia en este ensayo es mucho menor que en el del ensayo

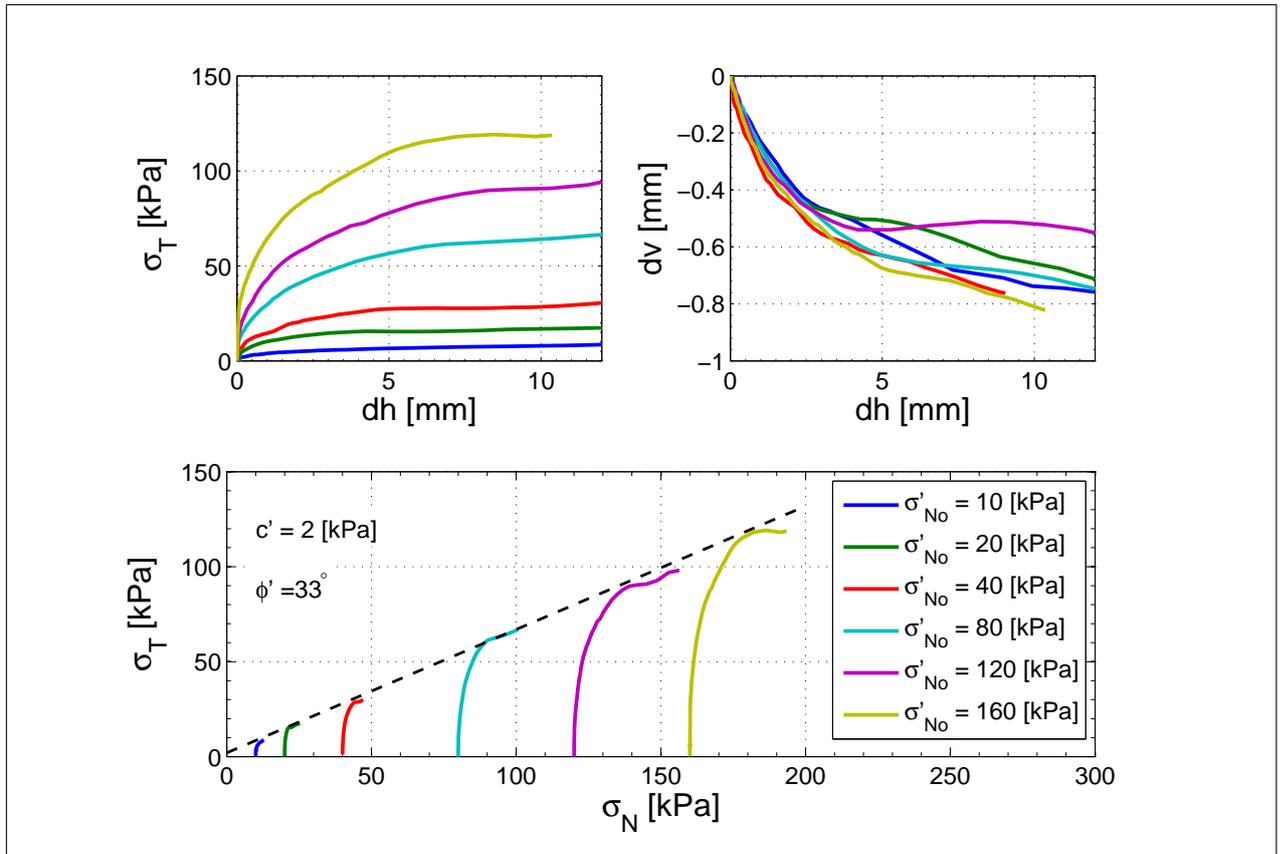


Figura 3.18: Resultados ensayos de corte directo en muestra C1

triaxial. Esto se debe a que a gran deformación, en el plano de falla impuesto, se induce una fuerte localización de deformaciones, lo que genera una discontinuidad en el material que funciona como una junta friccional. Así, las propiedades de resistencia de este ensayo son mayoritariamente la resistencia de esta junta, que resiste más por fricción que por cohesión.

Se observa que a menor confinamientos sí existe estabilización de la resistencia, lo que permitirá comprobar si las calibraciones en plastificación perfecta pueden reproducir el comportamiento en estado último de este material. Se manifiesta nuevamente el comportamiento contractante observado en los ensayos triaxiales, pero existe una tendencia menos marcada con el cambio de confinamiento. Esto se debe a que la arcilla es muy suelta y este ensayo es más sensible a la fábrica y montaje de las probetas. Sin embargo, en términos de tensiones, la tendencia contractiva es una constante para todos los casos.

3.5. Selección de propiedades de resistencia

El comportamiento dilatante y contractante de las muestras S1 y C1, respectivamente, ha quedado representado a lo largo de todos los ensayos realizados. Si bien el valor de las propiedades de resistencia no fueron los mismos en los distintos tipos de ensayos, sus variaciones no fueron significativas, encontrándose las mayores diferencias entre los resultados de los triaxiales drenados y de corte directo.

Los valores de cohesión menores y ángulos de fricción mayores del corte directo se deben a que en el ensayo de corte directo, el plano de falla es forzado y las mediciones que se pueden realizar corresponden a los valor promedio de las tensiones ese plano solamente. Además, las localizaciones de deformación son muy grandes, y una vez que se alcanza el límite en que ocurre deslizamiento relativo entre las dos mitades de suelo, este plano se comporta como una junta donde hay prácticamente sólo fricción. En cambio, para el caso de los ensayos triaxiales, toda la masa de suelo contribuye a la resistencia y las tensiones son prácticamente uniformes.

Finalmente, la Tabla 3.9 contiene un resumen de las propiedades mecánicas y físicas tras la etapa de caracterización en laboratorio de estos materiales.

Tabla 3.9: Propiedades mecánicas de los materiales S1 y C1

	Material	
	S1	C1
Estado inicial		
γ [kg/m ³]	1578	1400
e_o	0,679	1,038
n_o	0,405	0,509
Resistencia		
ϕ'	35°	30°
c' [kPa]	8	10

Capítulo 4. REPRODUCCIÓN DEL EFECTO ARCO EN LABORATORIO

Para reproducir el ensayo realizado propuesto por Terzaghi se fabricó un cajón con una puerta móvil en su base (ver Figura 2.2 y Figura 4.1). La compuerta se puede subir o bajar según se gira la manilla en su inferior. El cajón fue adaptado para permitir la posibilidad de instalar celdas de cargas en su apoyo estacionario derecho.

4.1. Procedimiento

El cajón es llenado según los procedimientos descritos en los Cap. 3.2.2 y Cap. 3.3.2, para una arena gruesa y un suelo fino, respectivamente, donde se utilizó un recipiente de volumen conocido, con el fin de reproducir una densidad estándar, y conseguir una densidad homogénea en todo el material.

Para aplicar dichos procedimientos en el llenado del cajón, en el caso del material S1, se fabricó un colador con las dimensiones de la sección del cajón. Luego, se llenó en capas de 3 cm con la densidad reproducida anteriormente ($\gamma = 1578 \text{ [kg/m}^3\text{]}$), el colador se ubica a una altura de 9 cm sobre cada capa. Y para el suelo C1 (fino) el cajón fue llenado en capas de 3 cm, depositando

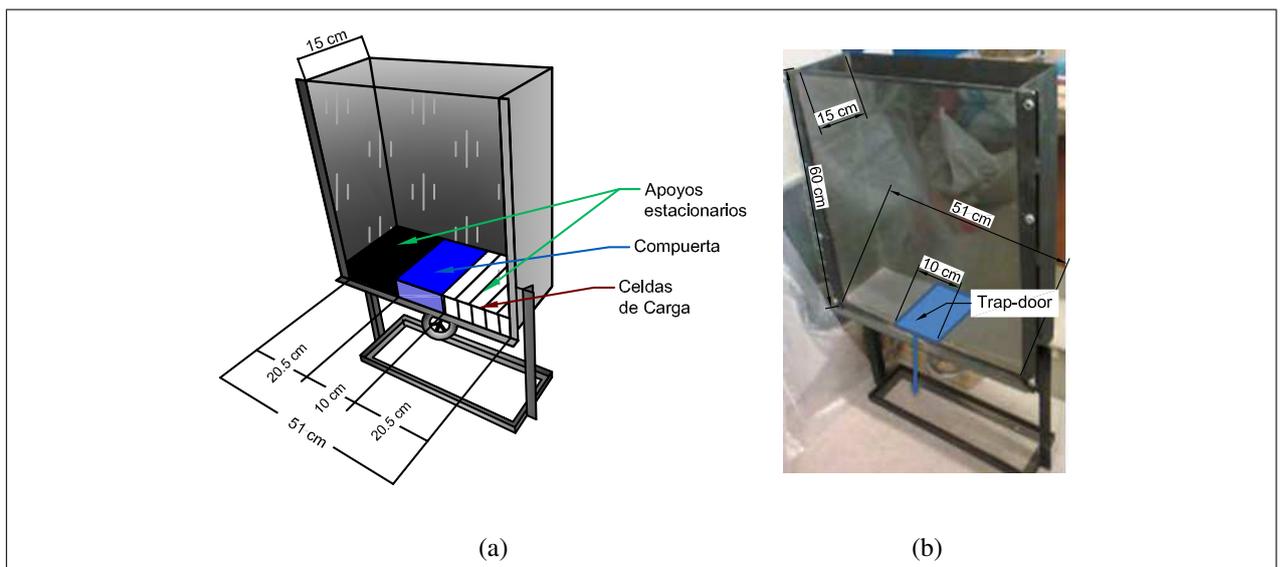


Figura 4.1: Cajón con puerta deslizante en la base

el material con la ayuda de un embudo de 70 cm de largo de caída y luego compactado, controlando la altura de la capa, así la densidad de llenado esperada fue de $1400 \text{ [kg/cm}^3\text{]}$.

Se realizó el procedimiento de colocación del material hasta llenar el cajón hasta una altura de 30 cm. Luego, se procedió con la reproducción del efecto arco, que se ejecutó girando la manilla en la base del cajón. Para el caso de la arena S1, las fotografías se obtienen tras girar la manilla 120° cada vez, lo que equivale a un desplazamiento vertical de la compuerta de 0,5 mm. Para la arcilla C1, el procedimiento se realizó más lentamente para que las tensiones se distribuyeran en forma correcta y evitar que se produjera una falla en la zona con mayor deformación, el descenso de la compuerta se obtiene girando la manilla 60° por cada paso, equivalente a un descenso vertical de 0,2 mm, aproximadamente.

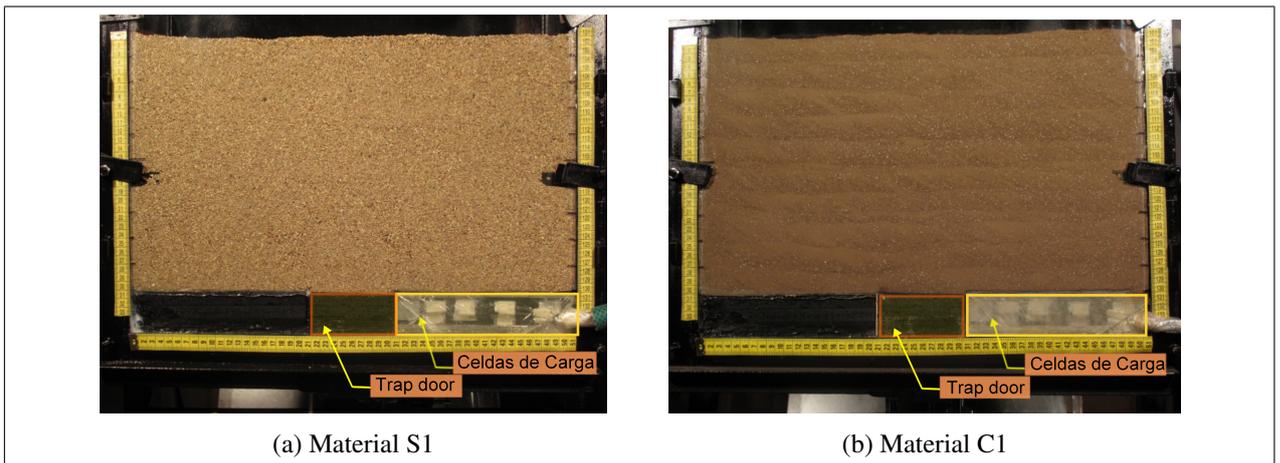


Figura 4.2: Cajón listo para iniciar el experimento

La Figura 4.2 indica una de las fotografías típicas adquiridas durante la ejecución del ensayo. Para evitar que en las imágenes aparecieran interferencias (reflejos), se utilizó un foco que iluminara la masa de suelo de interés. Además, el material fotografiado debe tener el suficiente contraste como para que sea posible detectar variaciones de la posición de los píxeles de una imagen a otra.

Una vez obtenidas las imágenes del ensayo, con la ayuda del programa MATLAB y sus *toolbox* para el procesamiento de imágenes y optimización se puede hacer un seguimiento del desplazamiento de los granos y obtener el campo de deformaciones que se produce al bajar la compuerta en la base del cajón.

4.2. Correlación de Imágenes Digitales (DIC)

La correlación de imágenes es una técnica que permite calcular las deformaciones del material con contraste de píxeles, a partir de una serie de imágenes consecutivas.

La DIC es esencialmente una herramienta matemática para evaluar una transformación espacial. Esta técnica permite rastrear automáticamente regiones de una fotografía a otra, teniendo como resultado la deducción de los desplazamientos. Estos se archivan sin marcadores específicos y sin intervención manual. Es una buena técnica para obtener el campo de desplazamiento del suelo en el problema de estudio de esta investigación, siempre y cuando exista un contraste que permita detectar los píxeles dentro de la imagen, durante el análisis.

Existen una variedad de códigos que permiten llevar a cabo la DIC, sin embargo, cualquiera sea el programa que se utilice, la idea básica consiste en determinar el desplazamiento (y las deformaciones), al mapear la posición de los píxeles de una imagen a otra. Un procedimiento básico debe incluir, al menos, lo siguiente: (Viggiani et al., 2012)

- (i) Definición de los nodos (marcadores) distribuidos en la primera imagen. En la Figura 4.3 se presenta la grilla base empleada para la aplicación de la técnica de correlación de imágenes. El tamaño de un grano en las fotografías es aproximadamente de 20 y 15 píxeles para el material arena S1 y arcilla C1, respectivamente. Para cubrir de manera correcta el rastreo de desplazamientos, se ha definido una distancia de 40 y 30 píxeles entre marcadores para las muestras S1 y C1, obteniéndose una grilla de 4000 y 7100 nodos, respectivamente. Hay que tener en cuenta de que la resolución se encuentra limitada, si se escoge una distancia muy pequeña entre marcadores de la grilla se corre el riesgo de incorporar más ruido al proceso, porque que dos marcadores distintos podrían compartir el mismo pixel. Y por otra parte, si la distancia entre marcadores es muy grande, la correlación de imágenes será poco precisa.
- (ii) Definición de una región de correlación. Corresponde al tamaño del marcador, en este caso el radio es de 15 píxeles. Así, para el caso del material C1, como la distancia entre marcadores es 30 píxeles, la fotografía se encuentra totalmente cubierta.
- (iii) Cálculo del coeficiente de correlación en la región de correlación (área del marcador).

- (iv) Definición de un desplazamiento discreto (número entero medido en píxeles) dado por el desplazamiento que entregue una mejor correlación (el valor que optimiza el coeficiente).
- (v) Refinamiento de sub-píxeles (porque los desplazamientos rara vez son un número entero), lo cual puede incluir transformaciones más complejas que una simple traslación de cuerpo rígido.
- (vi) Cálculo de la deformación basado en la derivada de los desplazamientos.

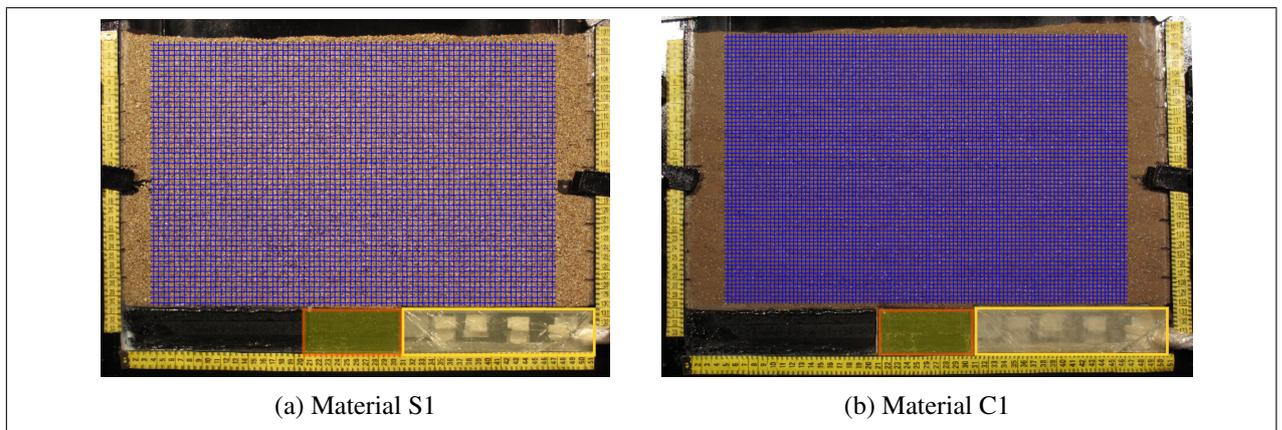


Figura 4.3: Grilla definida para el seguimiento de desplazamiento

Para el caso de la correlación de imágenes digitales (DIC) a través de las *toolbox* de MATLAB, la optimización consiste en la maximización de un coeficiente de correlación que se determina a partir del análisis de un subconjunto de píxeles (definidos por los marcadores escogidos) a través del seguimiento de su intensidad en dos o más imágenes, extrayendo una función del mapeo de la deformación. La fórmula del coeficiente de correlación se indica en la ecuación 4.1:

$$r_{ij} \left(u, v, \frac{\partial u}{\partial x}, \frac{\partial u}{\partial y}, \frac{\partial v}{\partial x}, \frac{\partial v}{\partial y} \right) = 1 - \frac{\sum_i \sum_j (F(x_i, y_j) - \bar{F}) (G(x_i^*, y_j^*) - \bar{G})}{\sqrt{\sum_i \sum_j (F(x_i, y_j) - \bar{F})^2 \cdot \sum_i \sum_j (G(x_i^*, y_j^*) - \bar{G})^2}} \quad (4.1)$$

Donde, $F(x_i, y_j)$, es la intensidad del pixel en la imagen base a partir de la cual se miden las deformaciones; $G(x_i^*, y_j^*)$, es la intensidad del pixel en la imagen deformada; \bar{F} y \bar{G} , Son el valor medio de la intensidad de F y G.

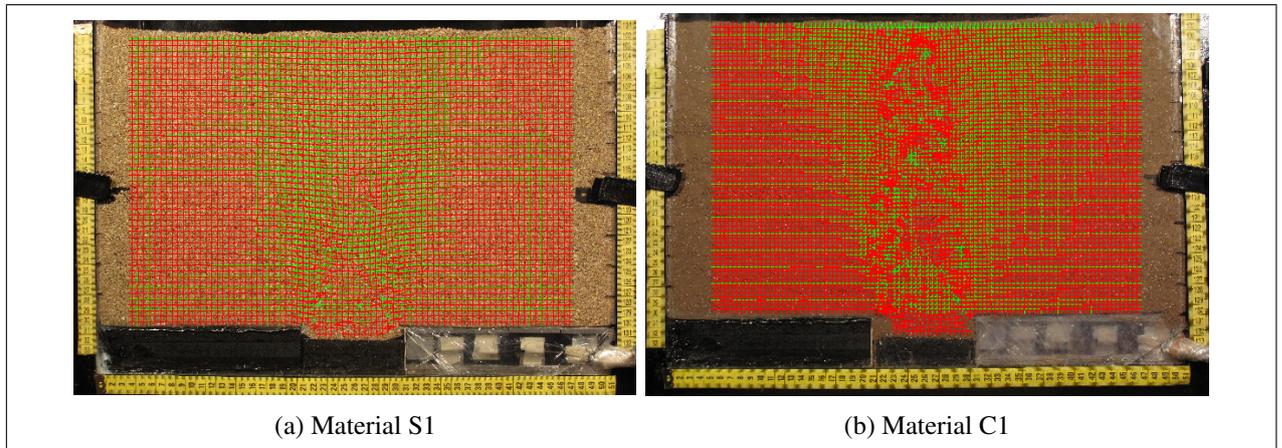


Figura 4.4: Procesamiento de las imágenes con Toolbox de Matlab

Las coordenadas (x_i, y_j) y (x_i^*, y_j^*) son los puntos de la grilla relacionados por la deformación que ocurre entre dos imágenes consecutivas. Si el movimiento es perpendicular al eje de la cámara, entonces se puede considerar que es un movimiento de deformaciones en 2D:

$$x^* = x + u + \frac{\partial u}{\partial x} \Delta x + \frac{\partial u}{\partial y} \Delta y$$

$$y^* = y + v + \frac{\partial v}{\partial x} \Delta x + \frac{\partial v}{\partial y} \Delta y$$

Donde u y v son los desplazamientos en la dirección de los ejes x , y respectivamente.

La Figura 4.4 muestra una de las imágenes procesadas, las cruces rojas indican el centro de los cuadros de píxeles monitoriados. La diferencia entre la grilla roja y la verde corresponde al desplazamiento estimado por el programa, que permite inferir el estado de deformación que sufre el material. Es importante tener en cuenta que para que la correlación de imágenes sea efectiva, las fotografías deben contener completamente las trayectorias de los marcadores, de otra manera no se puede interpolar el desplazamiento sufrido entre una fotografía y otra.

En la Figura 4.5, se presentan los campos de desplazamientos verticales y horizontales inferidos con la técnica DIC para ambos materiales al término del ensayo, es decir, para un descenso de la compuerta de 20 mm.

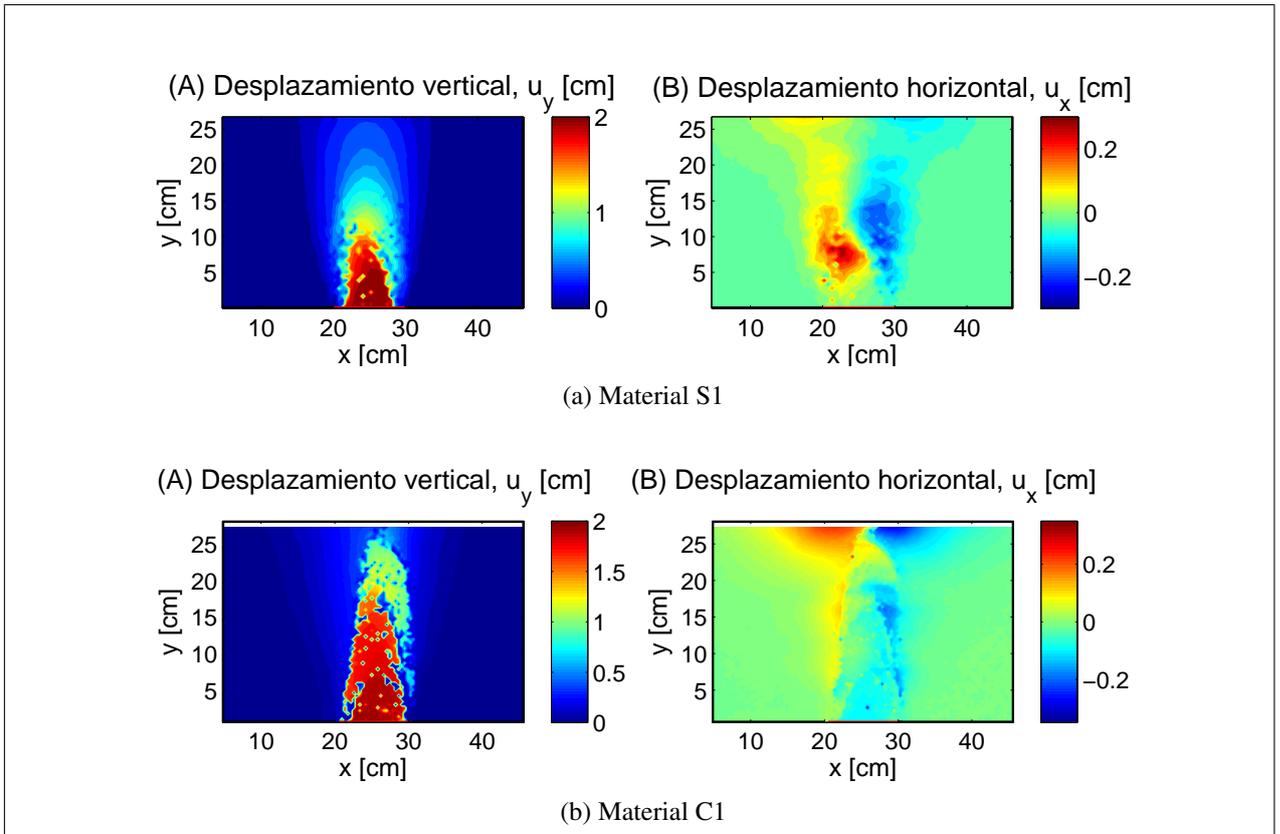


Figura 4.5: Campos de desplazamientos inferidos con la técnica de DIC para un descenso de compuerta de 20 mm

En cuanto al desplazamiento vertical (Figura 4.5 A), existe una porción de suelo con aproximadamente el mismo desplazamiento (color rojo). Esta porción corresponde al suelo que ha plastificado (deformado) más, y se mueve como un bloque rígido. El material más cohesivo, C1, es capaz de involucrar un bloque mayor de material en comparación con la arena S1. Respecto a los desplazamientos horizontales, se observa que la porción de suelo justo sobre la compuerta que desciende como bloque rígido, prácticamente, no experimenta desplazamientos horizontales. El mayor desplazamiento horizontal se ubica sobre el bloque rígido y tiene tendencia a desplazarse hacia el eje de simetría del cajón.

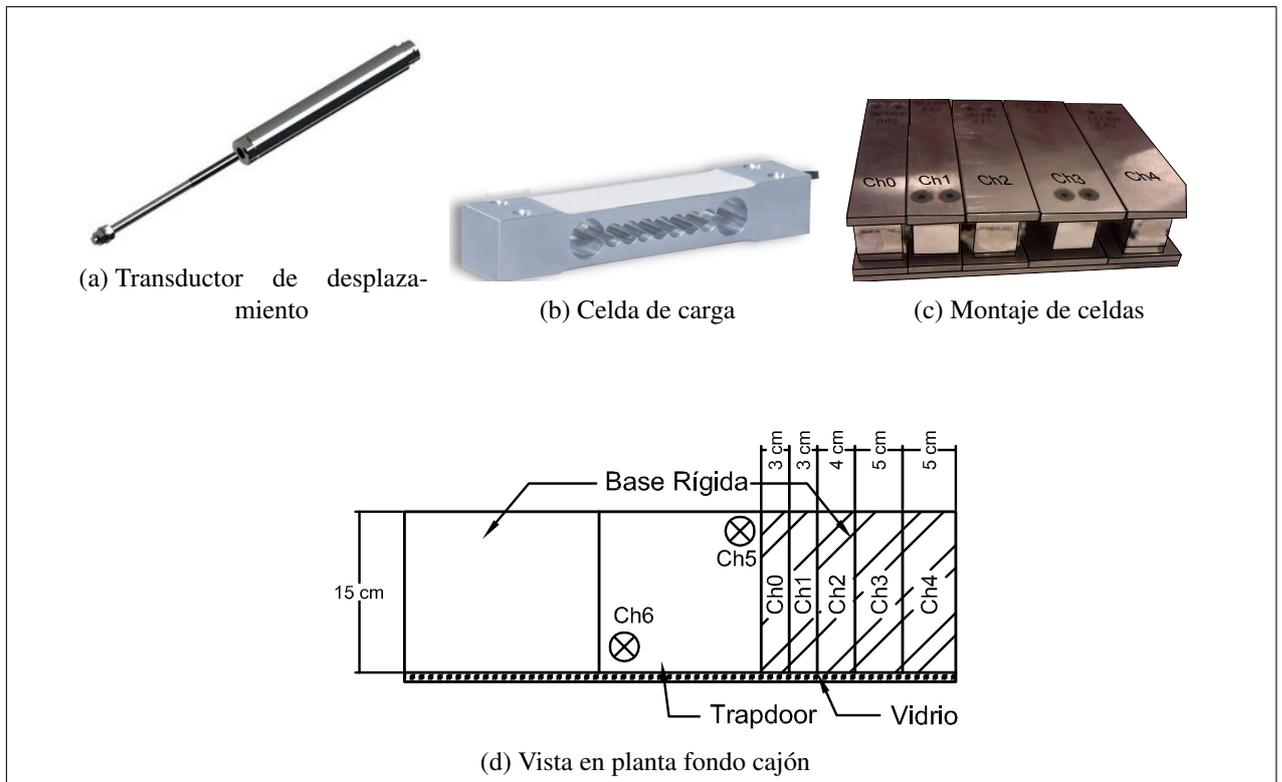


Figura 4.6: Instrumentación del procedimiento

4.3. Instrumentación

Para entender mejor la distribución de tensiones del efecto arco y poder verificar los desplazamientos inferidos con DIC, la base del cajón fue instrumentada como se muestra en la Figura 4.6. En el apoyo rígido derecho se dispusieron cinco celdas de carga AQ10 Scaime (Scaime: Solutions de Pesage & Mesures Industrielles, 2012) del tipo unipunto (Ch0 to Ch4 en Figura 4.6d). En la compuerta se instalaron dos transductores de desplazamiento (Ch5 y Ch6 en Figura 4.6d). La precisión de las celdas de carga es de 2,5 gr y la de los transductores de desplazamiento es de 0,005 mm.

Para poder capturar el gradiente de distribución de tensiones que produce el efecto arco, las celdas se seleccionaron con distintas áreas de influencia. Como el *peak* se produce más cerca de la compuerta y tiende al caso geostático a medida que se aleja del trapdoor, las celdas con menor ancho (Ch0 y Ch1 con 3 cm de espesor) se ubicaron en la zona donde se espera que haya

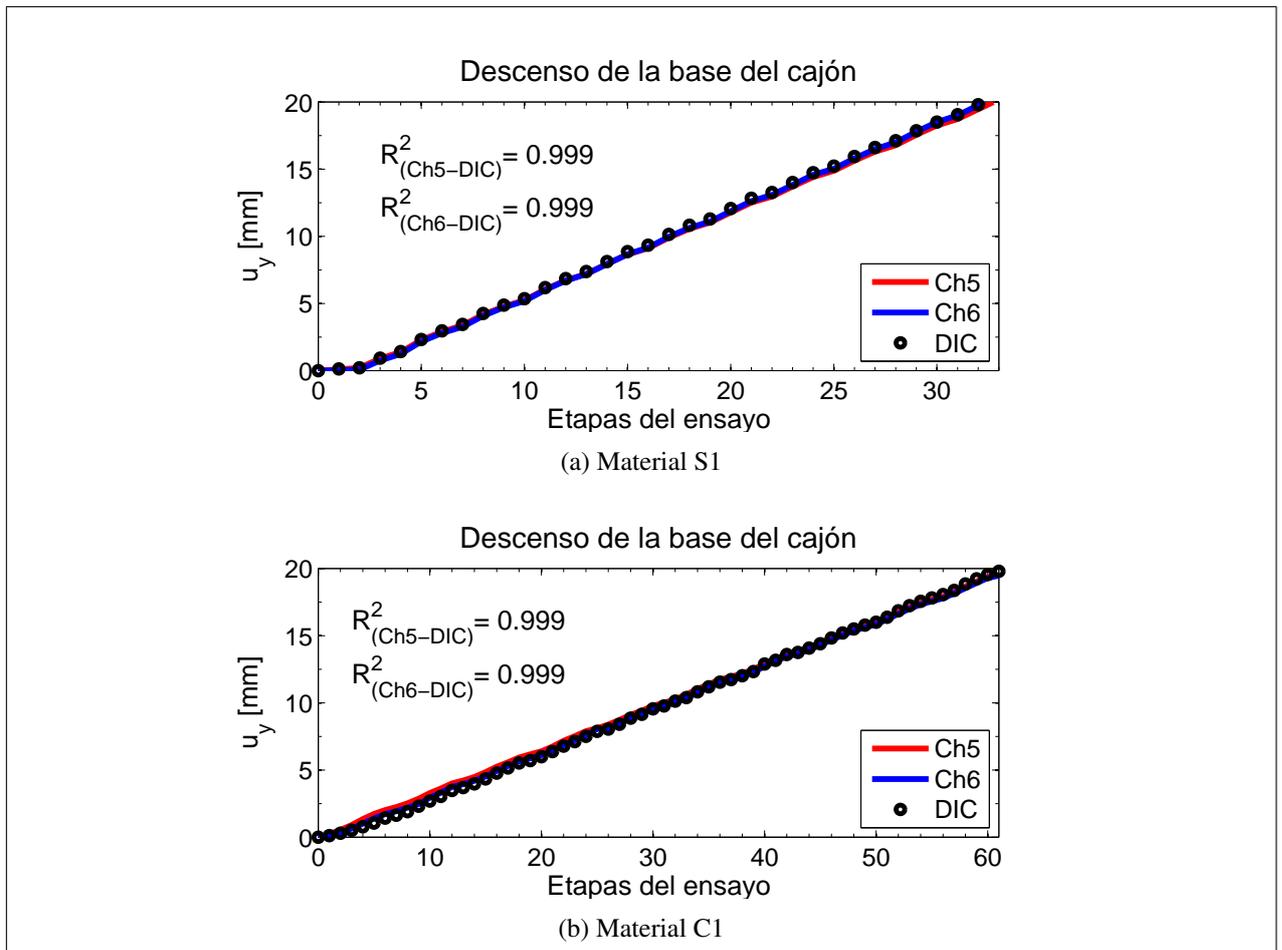


Figura 4.7: Validación de la técnica DIC

más variación de tensiones (zona del *peak*) y en la zona donde se espera menores variaciones se colocaron las celdas con mayor ancho, como lo muestra la Figura 4.6d.

En la base de la compuerta se dispusieron los transductores de desplazamiento, lo que permitió medir exactamente el desplazamiento impuesto en la base del cajón, y además validar la efectividad de la técnica DIC.

Los transductores de desplazamiento fueron colocados en la base de la compuerta (Ch5 y Ch6 en la Figura 4.6d), con el objetivo de medir directamente el desplazamiento impuesto, y así establecer una referencia para comparar el desplazamiento que predice la técnica DIC en el mismo punto. En la Figura 4.7 se ha graficado el desplazamiento en la base del cajón medido por los transductores y calculado con DIC, para los ensayos de los materiales S1 y C1. Queda en evidencia la

efectividad de la técnica de Correlación de Imágenes Digitales (DIC), el coeficiente de correlación entre los datos medidos y calculados es cercano a la unidad en ambos casos. Por esta razón, el campo de desplazamientos estimado con la técnica DIC se considera como una buena referencia para las comparaciones con los modelos numéricos.

Respecto a las tensiones medidas con las celdas en el apoyo estacionario del cajón, la Figura 4.8a presenta las tensiones medidas registradas durante el ensayo, en línea segmentada se ha marcado el nivel geoestático teórico, y con línea continua los incrementos de carga con respecto a la situación inicial. Mientras que en la Figura 4.8b se han graficado los incrementos de tensión vertical con respecto a la situación geoestática (σ_{yo}). El material más fino presenta una gran capacidad para transferir carga a los apoyos, incrementando el valor inicial de tensiones verticales hasta en 1,8 veces, mientras que el material S1 alcanza un incremento máximo de 1,3 veces la tensión geoestática. En ambos casos el *peak* de tensiones ocurre en una zona reducida cercana a la compuerta. Alejándose de la compuerta, las tensiones tienden a asemejarse al valor geoestático. Es probable que el contenido de finos y la cohesión sean la causa de un mayor aumento de transferencia de carga, ya que como se verá más adelante, la resistencia a la tracción del material influencia de forma considerable esta redistribución.

4.4. Resultados del procedimiento experimental

En este capítulo se han presentado los resultados de la reproducción del efecto arco en laboratorio, donde se han comparado dos tipos de suelo con diferente contenido de finos, cohesión y tipo de comportamiento. Se ha establecido que los desplazamientos estimados con la técnica de correlación de imágenes digitales son una buena referencia para compararlos con los resultados de simulaciones completas mediante elementos finitos. Además, las mediciones de las tensiones en uno de los apoyos estacionarios permitieron conocer la transferencia de carga que se produce en los suelos de estudio durante el ensayo.

Las principales diferencias encontradas durante el procedimiento experimental son las siguientes:

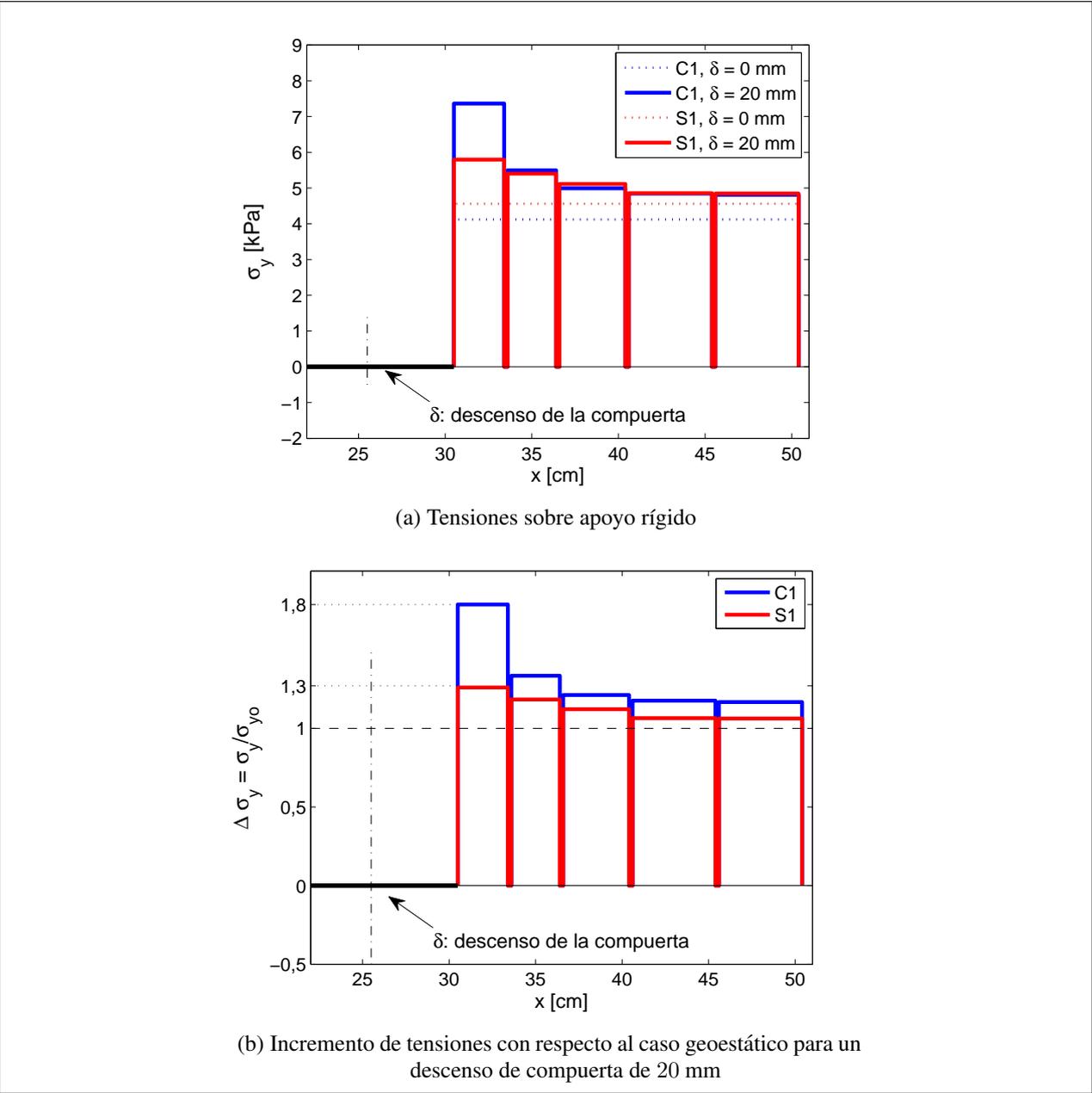


Figura 4.8: Transferencia de carga a apoyo rígido

1. En el caso del material C1, con mayor contenido de finos y cohesión, el bloque de suelo que plastifica es mucho más definido en el suelo S1. La forma del bloque es ovalada y el desplazamiento relativo al interior del suelo es evidente. A diferencia del material S1, donde la forma del bloque es más vertical y las superficies de deslizamiento no son tan claras. En la Figura 4.9 se presenta un representación esquemática con la forma en que se

desarrolla el efecto arco en los dos materiales.

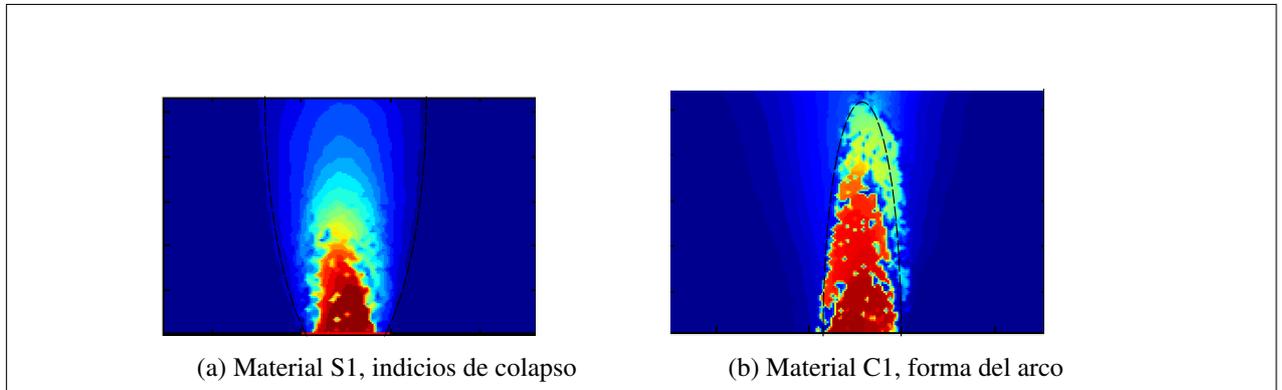


Figura 4.9: Forma esquemática del arco formado por los materiales de estudio

- Además, en la Figura 4.9, es posible visualizar el tamaño del bloque que se mueve solidario con la compuerta (bloque que plastifica). Mientras mayor sea la porción de suelo que plastifica y deforma en conjunto con la compuerta, la transferencia de tensiones también será mayor. El material S1, tuvo un incremento máximo de tensiones de un 30 % con respecto a las tensiones del caso geostático, mientras que el suelo C1, un incremento de 80 %.

Se piensa que las superficies de deslizamiento tan marcadas en el caso del suelo C1, se deben a que existen tracciones en el bloque que plastifica, esto permite que este suelo pueda transferir más carga a los apoyos que el material S1. La capacidad del suelo de resistir tracciones también fue estudiada en los modelos numéricos, como se presenta en el Capítulo 6.

Capítulo 5. CALIBRACIONES Y TRAYECTORIAS DE CARGA

La modelación numérica busca reproducir el mismo ensayo *trapdoor* estudiado experimentalmente, para ello se hizo uso de dos modelos constitutivos de diferente complejidad, el primero de ellos, es el tradicional modelo Mohr Coulomb, utilizado comúnmente en la práctica de la Ingeniería Geotécnica y el otro es el modelo de Hujieux (Hujieux, 1985). Este capítulo contiene los resultados de las calibraciones, a partir de los ensayos triaxiales drenados, y luego los resultados de las simulaciones de otras trayectorias de carga como las del ensayo triaxial no drenado o de corte directo.

5.1. Características de los modelos constitutivos para medios continuos

Las leyes de la mecánica de los medios continuos se basan en principios cinemáticos; relación tensión deformación (modelos constitutivos); conservación de masa y de la cantidad de movimiento, así como de la energía.

Dependiendo de la escala espacial con que se estudia el problema, se puede considerar que el problema es continuo o discreto. Cualquier cuerpo a nivel suficientemente pequeño se asemeja a un conjunto de partículas que se distribuyen en el espacio. A medida que la escala aumenta, a simple vista el material se ve como un medio continuo delimitado por sus bordes y geometría.

Los problemas que involucran materiales granulares como los suelos, claramente no corresponden intuitivamente a medios continuos, pero se pueden modelar como si lo fueran, en función de la escalada de estudio. Lo cual es una aproximación, ya que las dimensiones de los granos son mucho menores que las dimensiones del problema.

Los modelos constitutivos permiten relacionar las tensiones con las deformaciones a través de la historia de carga de cada punto del dominio del material. Un buen modelo constitutivo debe ser capaz de representar cualquier trayectoria de carga. En el caso de suelos, los modelos constitutivos utilizados deben ser capaces de considerar:

- El efecto de la distorsión, γ (rango elástico, plástico).

- Condiciones iniciales: la tensión de confinamiento inicial p'_o , el índice de vacíos inicial e_o y la razón de sobre-consolidación OCR.
- El efecto de la cohesión.

En general, los modelos describen el comportamiento a través de sus tensiones. Gran parte de ellos, se basa en la teoría de la elasticidad y plasticidad. Los modelos más simples corresponden a un comportamiento lineal elástico (isotrópico o anisotrópico) o elastoplástico perfecto, como el modelo de Mohr Coulomb. Actualmente, otros modelos más complejos basados en la reología de materiales comienzan a ser ocupados con mayor frecuencia. Como por ejemplo el modelo Cam Clay y el modelo Hujieux.

Dentro del rango elástico, la mayoría de los modelos incorporan la no-linealidad a través de ecuaciones como la Ecuación 5.1.

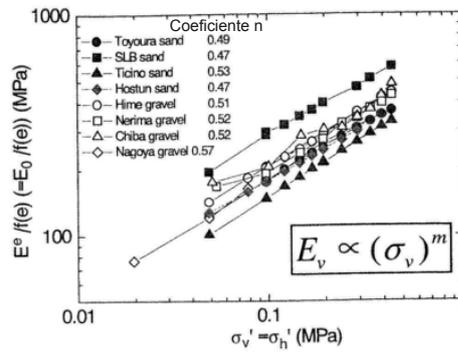
Elasticidad no lineal:

$$G = G_{ref} \left(\frac{p'}{p'_{ref}} \right)^{n_e} \quad (5.1a)$$

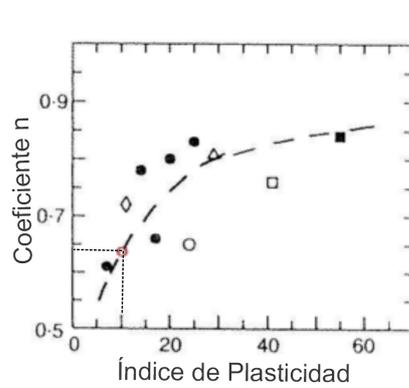
$$K = K_{ref} \left(\frac{p'}{p'_{ref}} \right)^{n_e} \quad (5.1b)$$

Donde, G corresponde al módulo elástico de corte; K es módulo elástico de compresibilidad; G_{ref} , K_{ref} son los módulos elásticos a un nivel de confinamiento de referencia p'_{ref} ; y n_e es exponente de elasticidad no lineal.

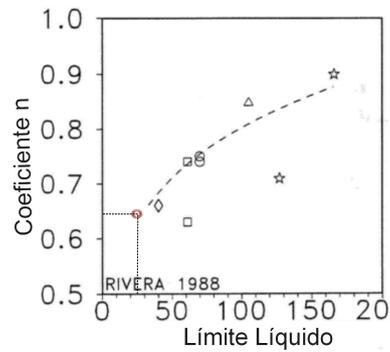
En la Ecuación 5.1, los módulos elásticos (G , K) son una función del nivel de confinamiento p' . Y el exponente n_e ha sido estimado experimentalmente para distintos materiales. En la Figura 5.1 se presenta valores de referencia utilizados para la selección del exponente de elasticidad no lineal. Los valores escogidos para cada material se indican en la Tabla 5.1. Para el material S1 se utilizó un valor de n_e cercano al promedio de los valores encontrados en las referencias experimentales de la Figura 5.1a, mientras que para el material C1 se utilizaron los gráficos propuestos por los autores en las Figuras 5.1c y 5.1b, recordando que el índice de plasticidad de este material fue $IP = 10$ y el límite líquido $LL = 24$.



(a) Materiales granulares. Adaptado de Kohata et al., 1997



(b) Materiales cohesivos. Adaptado de Viggiani and Atkinson, 1995



(c) Materiales cohesivos. Adaptado de Rivera Constantino, 1988

Figura 5.1: Exponente de la ley elástica no lineal

Tabla 5.1: Exponente de elasticidad no lineal empleado

Material	Valor de n_e
S1	0,52
C1	0,65

5.2. Modelo constitutivo Hujoux

El modelo de Hujoux, fue concebido en los laboratorios de la Ecole Centrale de Paris (ECP) y es un modelo elasto-plásticos de tipo multi-mecanismos diseñado para reproducir el comportamiento de suelos tanto granulares como cohesivos. Dentro de las ventajas de este modelo, se

encuentran su capacidad para representar el comportamiento de los suelos a gran deformación tanto en tensiones como en deformación, así como bajo carga monótona y cíclica. Además, muchos de los parámetros que utiliza este modelo tienen un sentido físico y no son sólo parámetros de ajuste, aunque no todos son directamente medibles.

El modelo de Hujeux se encuentra expresado en término de tensiones efectivas y basa la representación del comportamiento del suelo mediante la descomposición de tres mecanismos desviadores ($k = 1, 2, 3$) en tres planos de corte ortogonales y un mecanismo de consolidación. Los dominios de comportamiento de cada mecanismo son los siguientes:

- Dominio lineal elástico (reversible): sin disipación de energía y con deformaciones reversibles.
- Dominio histerético o pseudo-elástico (estabilizado) con disipación de energía, y cambio de volumen despreciable.
- Dominio intermedio (histerético no estabilizado) deformación de volumen significativa.
- Dominio movilizado (gran deformación): el esfuerzo de corte ha movilizado completamente la resistencia al corte.

El modelo presenta un endurecimiento mixto entre isotrópico y cinemático.

Básicamente, el modelo considera factores que rigen el comportamiento como por ejemplo, el nivel de tensiones, influencia de la degradación dinámica, índice de plasticidad, estado inicial (OCR; índice de vacíos, etc.). Y su capacidad para reproducir el comportamiento experimental de suelos ya ha sido demostrada (Modaressi and Lopez-Caballero, 2001).

Los parámetros característicos del material en este modelo se describen a continuación:

5.2.1. Parámetros asociados al comportamiento elástico

El rango elástico del comportamiento se rige por una ley no lineal isotrópica, función del confinamiento (Ecuación 5.1).

G_{ref} y K_{ref} : Módulos elásticos de corte y compresibilidad, respectivamente para un confinamiento inicial de referencia p'_{ref} .

$n_e \in [0, 1[$: Parámetro característico de elasticidad no lineal, si $n_e = 0$ sería el caso de elasticidad lineal. En la Tabla 5.1 se indica el valor de n_e para los materiales empleados.

5.2.2. Superficie de fluencia y regla de flujo del modelo de Hujeux

Para obtener la descomposición de las tensiones en el plano k de cada mecanismo desviador, se deben proyectar ortogonalmente las tensiones en dicho plano, para ello se debe comprender que el tensor $\underline{\underline{\sigma}}'_k$, corresponde al tensor de esfuerzos efectivos en dicho plano, tiene dimensión 2 porque se forma por la proyección de σ_{ii} , σ_{jj} y σ_{ij} , mayores detalles se pueden encontrar en Hujeux (1985). De esta forma p'_k es la tensión promedio efectiva en el plano k , mientras que s_k corresponde al desviador de tensiones en el mecanismo k , el resto de los parámetros son parte de la calibración y se detallan en las secciones siguientes.

$$p'_k = \frac{1}{2} tr(\underline{\underline{\sigma}}_k) \quad (5.2a)$$

$$s_k = \underline{\underline{\sigma}}'_k - p'_k \underline{\underline{I}}_k \quad (5.2b)$$

$$q_k = |s_k| = \sqrt{\frac{1}{4} (\sigma'_{ii} - \sigma'_{jj})^2 + \sigma'_{ij} 2} \quad (5.2c)$$

La superficie de fluencia de los mecanismos desviadores f_k y la del mecanismo isotrópico f_{iso} se encuentran definidas en la ecuación 5.3.

$$f_k(p'_k, s_k, r_k, \epsilon_v^p) = q_k - \sin \phi_{pp} p'_k r_k F(p', \epsilon_v^p) \quad k = 1, 2, 3, \quad (5.3a)$$

$$F = 1 - b \log \left(\frac{p'}{p'_{co} e^{\beta \epsilon_v^p}} \right) \quad (5.3b)$$

$$f_{iso}(p', r_{iso}, p_c) = |p'| - d p_c r_{iso} \quad (5.3c)$$

El modelo utiliza una regla de flujo plástica. La regla de flujo de los mecanismos desviadores se basa una regla de dilatación de tipo Roscoe (Schofield and Wroth, 1968), definida en la ecuación 5.4a.

$$\dot{\epsilon}_k^p = \dot{\lambda}_k^p \Psi_k, \quad k = 1 \dots 3 \quad (5.4a)$$

$$\Psi_k = \alpha_{psi} \alpha(r_k) \left(\sin \psi - \frac{q_k}{p_k} \right) \quad (5.4b)$$

5.2.3. Parámetros asociados a la función de carga del modelo constitutivo

Los parámetros que determinan la forma de la función de carga y que deben ser calibrados son los siguientes:

- β : Coeficiente de compresibilidad volumétrica plástica, corresponde a la pendiente del estado crítico en el plano $\epsilon_v^p - \ln p'$. Cumple con la relación: $\epsilon_v^p = \frac{1}{\beta} \ln \left(\frac{p'_c}{p'_{co}} \right)$.
- b : Parámetro que permite diferenciar el tipo de material, por ejemplo: arena y arcilla. Se trata de un coeficiente de ajuste de la superficie de carga (Ecuación 5.3b), si $b = 0$ la curva de la superficie de fluencia se ajusta a la de un modelo Mohr Coulomb, si $b = 1$, la superficie de fluencia es la de un modelo Cam Clay. Ver Figura 5.2a.
- ϕ_{pp} : Angulo de fricción interna en estado de plasticidad perfecta o estado crítico. Corresponde a la pendiente de la recta de ruptura en el plano $\sigma - \tau$. Este ángulo se puede determinar a partir de ensayos triaxiales, de la pendiente del estado crítico M en el plano $p' - q$, utilizando la ecuación: $\sin(\phi_{pp}) = \frac{3M}{6+M}$.
- ψ_c : Angulo característico, según la definición de Luong (1980), representa el punto en que un material cambia de comportamiento contractante a dilatante. Ver Figura 5.2b.

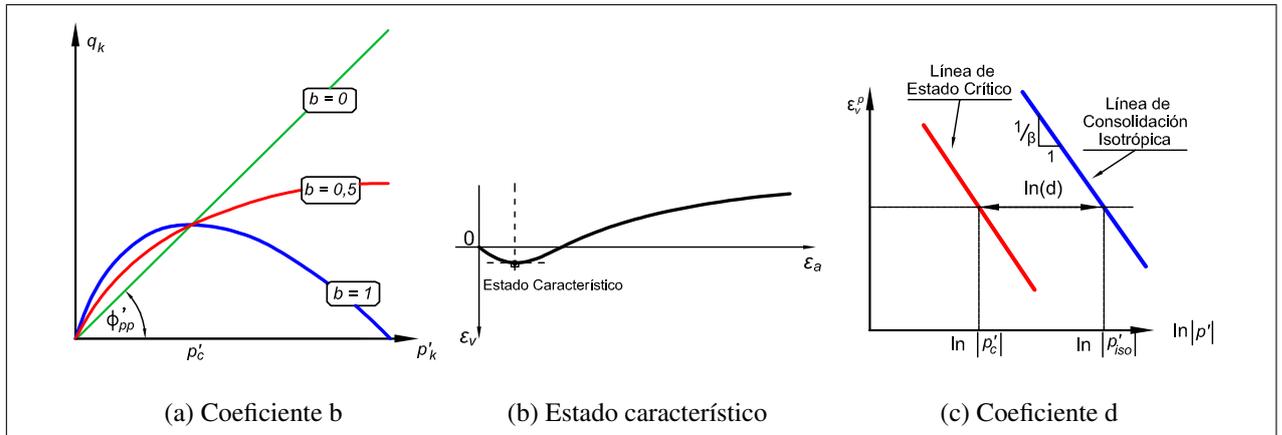


Figura 5.2: Parámetros de la función de carga

d : Distancia entre la línea del estado crítico y la línea de consolidación isotrópica en el plano $\ln p' - \epsilon_v^p$. Ver Figura 5.2c.

5.2.4. Parámetros asociados a los dominios de comportamiento

Recordando que se trata de un modelo de comportamiento multimecanismo: *a*) tres mecanismos desviadores ($k = 1 \dots 3$); y *b*) un mecanismo isotrópico ($k = iso$). Donde cada uno de los mecanismos posee un rango elástico. Las variables r_k definen la movilización de las superficies de fluencia en cada plano $k = 1 \dots 3$.

En la Figura 5.3a, cada superficie de fluencia corresponde a un círculo de radio r_k , que definen el dominio de comportamiento asociados al nivel de deformación. La evolución del incremento de los radios queda definida según la ecuación 5.5.

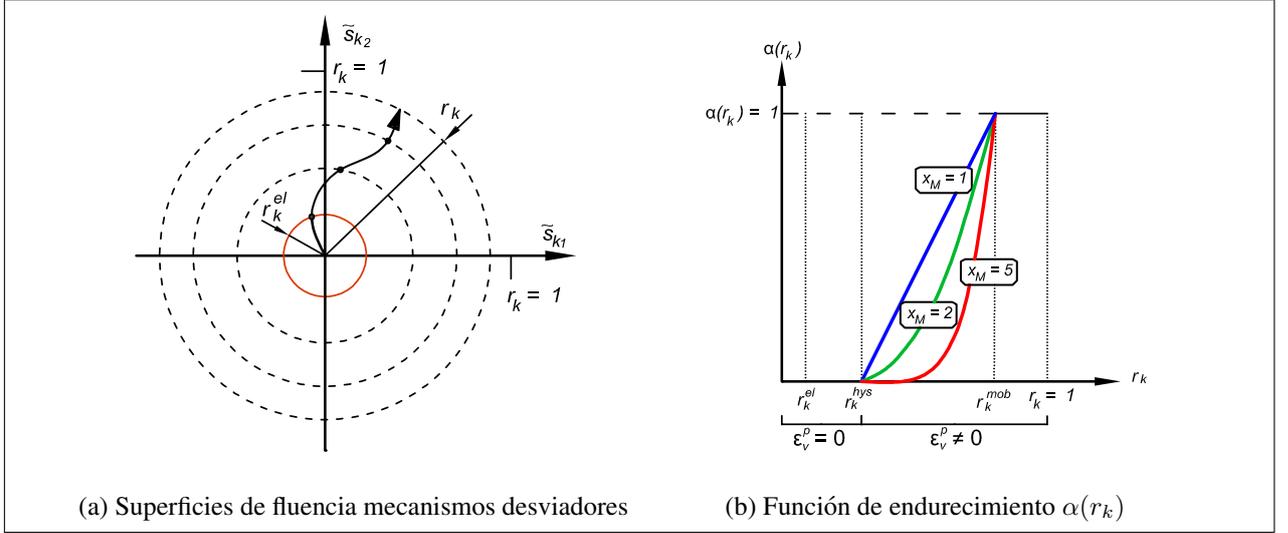


Figura 5.3: Evolución superficies de fluencia de mecanismos desviadores. Adaptado de Sáez Robert, 2009.

$$\dot{r}_k = \dot{\lambda}_k^p \frac{r_k}{a} (1 - r_k)^2, \quad k = 1 \dots 3, \quad (5.5a)$$

$$a = a_{cyc} + (a_{mon} - a_{cyc}) \cdot \alpha(r_k), \quad (5.5b)$$

$$\alpha(r_k) = \begin{cases} 0 & , \text{ si } r_k < r_k^{hys}, \text{ dominio pseudo-elástico} \\ \left(\frac{r_k - r_k^{mob}}{r_k^{mob} - r_k^{hys}} \right)^{x_M} & , \text{ si } r_k^{hys} < r_k < r_k^{mob}, \text{ dominio histerético,} \\ 1 & , \text{ si } r_k^{mob} < r_k < 1, \text{ dominio movilizado,} \end{cases} \quad (5.5c)$$

$$\dot{r}_{iso} = \dot{\epsilon}_{v iso}^p \frac{(1 - r_{iso})^2}{C \frac{p_c}{p_{ref}}} \quad (5.5d)$$

Donde a y c , permiten controlar la rigidez cuando el suelo está en dominio plástico ($\epsilon_v^p \neq 0$), estos parámetro se asocian a la rigidez del modelo (Sección 5.2.5). Mientras que $\alpha(r_k)$ controla la evolución del mecanismo desviador, su representación se presenta en la Figura 5.3b.

Los parámetros r_k que deben ser definidos para este modelo son los siguientes:

- r^{iso} : Parámetro que caracteriza el tamaño del dominio elástico del mecanismo isótropo.
- r^{ela} : Parámetro que caracteriza el tamaño del dominio elástico del mecanismo desviador k .
- r^{hys} : Parámetro que caracteriza el tamaño del dominio de hystéresis, $r^{ela} < r^{hys}$. (*loop* de carga estables)
- r^{mob} : Parámetro que caracteriza el tamaño del dominio movilizado, $r^{hys} < r^{mob} \leq 1$. (desestabilización hasta la plastificación perfecta).

5.2.5. Parámetros asociados al endurecimiento

- a_{mon} y a_{cyc} : Parámetros de endurecimiento del mecanismo desviador plástico. Estos parámetros tienen influencia en cualquier trayectoria de tensiones. La ecuación 5.5b define la forma en que se consideran estos parámetros. Por lo tanto, permite ajustar la forma de las curvas de los ensayos triaxiales drenados para distintos tipos de suelo y confinamiento, dependiendo de sus condiciones iniciales.
- c_{mon} y c_{cyc} : Parámetros que representan la rigidez del mecanismo de consolidación. Permiten controlar la evolución del volumen en el modelo. Su efecto puede observarse más fácilmente en las trayectorias de consolidación isotrópica, en particular en esta investigación, los parámetros c_{mon} y c_{cyc} tuvieron mayor influencia en las trayectorias de carga no drenadas.

5.2.6. Calibración materiales S1 y C1

Los parámetros del modelo fueron calibrados a partir de los ensayos triaxiales de las Figuras 3.8 y 3.12 y son los que se indican en la Tabla 5.2. Cabe destacar el valor del ángulo de fricción en estado de plastificación perfecta ϕ'_{pp} en el material C1, donde el valor estimado a través de los ensayos triaxiales drenados fue $\phi'_{pp} = 30^\circ$. Sin embargo, como el equipo no permitía aplicar un nivel de deformaciones suficiente para que la arcilla alcance el estado crítico, la única forma

de ajustar las calibraciones en estas circunstancias, fue aumentando el ángulo de fricción y el del estado característico, simultáneamente.

Tabla 5.2: Parámetros Calibrados para el Modelo de Hujeux

	Arena S1			Arcilla C1		
p'_o [kPa]	20	40	80	20	40	80
Elasticidad						
K_{ref} [MPa]	261			94,5		
G_{ref} [MPa]	152			31,5		
n_e	0,52			0,65		
p'_{ref} [MPa]	1			1		
Función de Carga						
β	23			9		
b	0,2			0,80		
d	1,1			1,700		
ϕ'_{pp}	35°			34°		
ψ_c	19°			34°		
Estado Inicial						
P'_{cr} [kPa]	740	920	920	75	80	90
Endurecimiento						
a_{mon}	0,0023	0,0023	0,002	0,04	0,04	0,04
a_{cic}	2.E - 5			0,02		
c_{mon}	0,018			0,8		
c_{cic}	0,09			0,4		
α_ψ	0,53			0,5		
Dominios de comportamiento						
r^{ela}	0,03			0,07		
r^{hys}	0,042			0,2		
r^{mob}	0,95			0,5		
r^{iso}	0,001			0,005		
x_M	1			1		

En la Tabla 5.2, los valores de los módulos elásticos de referencia G_{ref} y K_{ref} utilizados han sido obtenidos a partir de literatura disponible (Bardet 1997; Bowles 1988).

5.3. Modelo Constitutivo Mohr Coulomb

El modelo de Mohr Coulomb permite modelar el comportamiento elasto-plástico de algunos materiales granulares como algunos suelos. Debido a que este modelo permite considerar el confinamiento del material, se emplea frecuentemente para modelar el comportamiento del suelo. Se utilizó un modelo no asociado, ya que a mayor libertad para controlar el efecto de la dilatancia. Para el modelo de Mohr Coulomb el ángulo de dilatancia utilizado es acorde a la definición de Rowe (Rowe, 1971):

$$\left(\frac{\dot{\epsilon}_v}{\dot{\epsilon}_a}\right)_{max} = \frac{2 \sin(\psi_{Rowe})}{1 - \sin(\psi_{Rowe})} \quad (5.6)$$

Las ventajas del empleo de un modelo sencillo radican en que puede ser calibrado directamente de parámetros medibles como el ángulo de fricción y la cohesión. Sin embargo, una desventaja de emplear un modelo tan sencillo es que no es posible reproducir a gran deformación el estado crítico de los suelos (deformación a volumen constante a gran deformación). Además, al depender de tan pocos parámetros, se hace muy sensible a cualquier cambio en ellos. Por ejemplo, un pequeño cambio en el valor del límite de tracción puede producir grandes variaciones en los resultados.

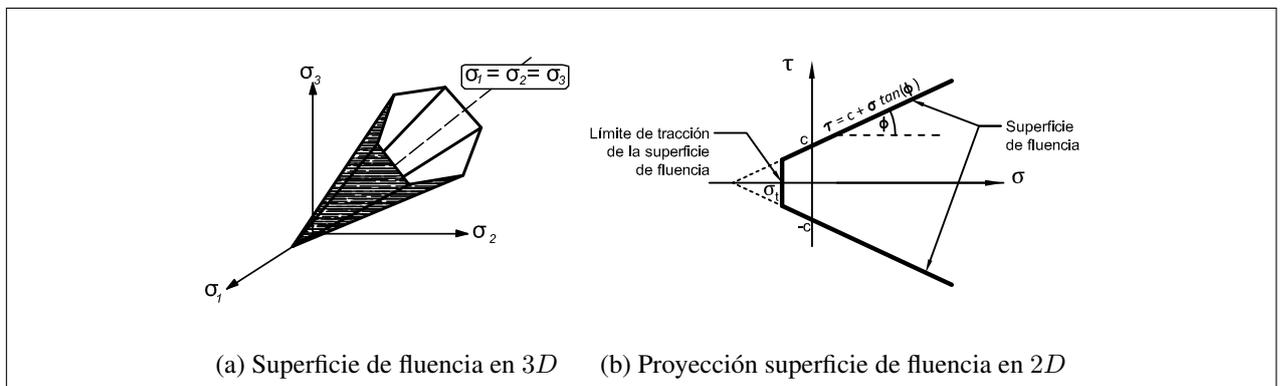


Figura 5.4: Superficie de fluencia modelo Mohr Coulomb

La implementación del modelo en el programa computacional empleado (GEFDyn), corresponde a un modelo del tipo multimecanismos. Donde cada cara de la superficie de fluencia 3D (Figura 5.4a) es tratada como un mecanismo diferente, dependiendo de las trayectorias de carga se pueden activar una o dos (aristas) de estas superficies de fluencias o todas (en el vértice).

Para el caso en que se trabaje en deformaciones planas (Figura 5.4b), solo se podrán activar el mecanismo de corte en ese plano y el mecanismo de tracción límite.

5.3.1. Calibración materiales S1 y C1

Los parámetros de la calibración de este modelo son los que se indican en la Tabla 5.3. Las propiedades elásticas a un nivel de confinamiento $p'_{ref} = 1$ MPa, son las mismas que las utilizadas en el modelo de Hujoux en la Tabla 5.2. En el caso del material S1, la no linealidad no introducía mejoras en los resultados de los modelos, solo aumentaba los tiempos de cómputo en forma exponencial, por lo que se decidió trabajar con modelos elásto-plásticos lineales. Las propiedades elásticas fueron calculadas a un confinamiento equivalente al problema del *trapdoor*, con la ecuación 5.1, y se ha fijado el exponente de la ley elástica de la ecuación 5.1 $n_e = 0$ para mantener la elasticidad lineal.

Tabla 5.3: Parámetros Calibrados para el Modelo de Mohr–Coulomb

	Arena S1			Arcilla C1		
p'_o [kPa]	20	40	80	20	40	80
E [MPa]	49,94	71,61	102,7		85,05	
ν		0,256			0,35	
n_e		0			0,65	
ϕ'		35°			30°	
ψ		15°			0°	
σ_t [kPa]		3,42			6,9	

El modelo Mohr Coulomb, comúnmente es utilizado para representar materiales dilatantes. Por lo que el ángulo ψ del modelo corresponde siempre a un ángulo de dilatancia (valor positivo). Es así, como la mejor aproximación posible al comportamiento contractante de la arcilla es con un valor de $\psi = 0$.

El valor del límite tracción utilizado en los materiales S1 y C1, no es posible calibrarlo a partir de los ensayos convencionales aplicados a estos materiales presentados en el Capítulo 3. Para poder seleccionar un valor representativo fue necesario hacer un análisis de sensibilidad de

este parámetro directamente de las simulaciones del problema *trapdoor*, utilizando las mediciones de las celdas de carga. Los detalles de este estudio se presentan en la Sección 6.5.

5.4. Principios de la modelación de ensayos

En esta sección se describen las estrategias de modelación de los ensayos de laboratorio (Capítulo 3) aplicados a los materiales de estudio.

5.4.1. Ensayo Triaxial Drenado

Los ensayos triaxiales drenados con deformación impuesta, se modelaron utilizando un cubo de 8 nodos, con 3 grados de libertad (*GDL*) locales por nodo, sometidos a una deformación vertical impuesta a velocidad constante. Cada iteración se resuelve a través de Newton modificado, sin reformular el operador tangente.

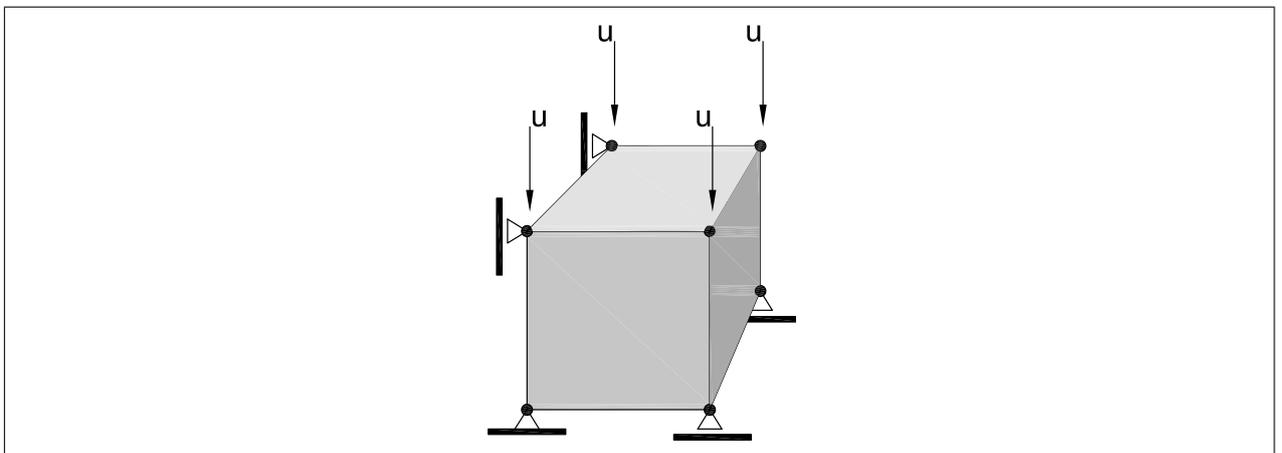


Figura 5.5: Modelo para simulación ensayo triaxial

En la Figura 5.5 se presenta el modelo utilizado para la modelación del ensayo. El cubo mostrado corresponde al cuarto de la probeta, las condiciones de borde representan esta simetría, y la deformación se impone en los nodos superiores del cubo.

5.4.2. Ensayo Triaxial no Drenado

La modelación de un ensayo no drenado requiere la consideración del grado de libertad de la presión de poros, así cada nodo consta de 4 *GDL* por nodo: u_x, u_y, u_z, u_w . Se trata de un problema hidro mecánico acoplado.

Para realizar las simulaciones se utiliza la misma malla de cubo 3D utilizada para la simulación del ensayo triaxial drenado (Figura 5.5), con la diferencia que en este caso se liberan los *GDL* asociados a la presión de poros.

5.4.3. Ensayo de Corte Directo

A diferencia de los ensayos triaxiales, en el ensayo de corte directo las tensiones no son homogéneas, por lo que las tensiones promedio que se pueden medir experimentalmente no necesariamente se desarrollan en algún punto del material. Luego, para poder simular este ensayo se requiere de una malla completa, como la que se muestra en la Figura 5.6. Las condiciones de borde simulan las mismas del ensayo:

- Desplazamiento lateral restringido en los bordes laterales superiores del modelo.
- Desplazamiento horizontal restringido en el borde inferior.
- Desplazamiento impuesto en el perímetro inferior del modelo.

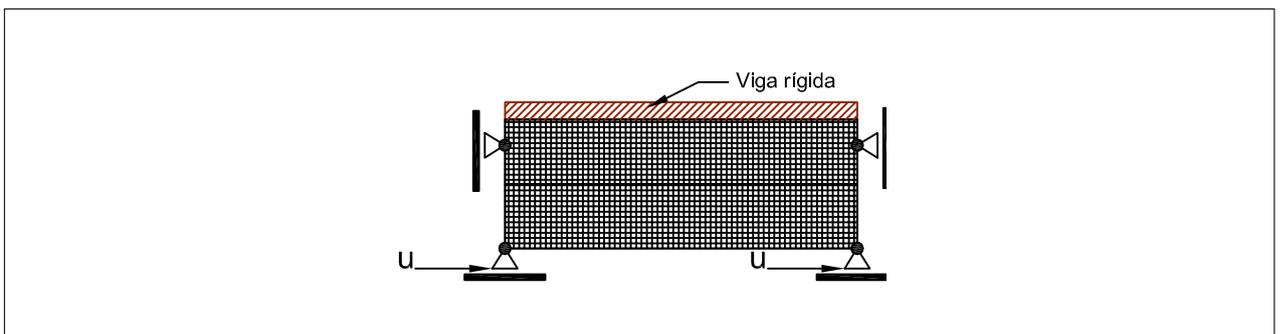


Figura 5.6: Modelo para simulación ensayo de corte directo

Además se incorporó un elemento viga en la superficie del dominio para forzar que esta zona se mueva como un cuerpo rígido. De lo contrario se producen deformaciones incompatibles a lo observado durante el ensayo. La viga tiene propiedades elásticas y son las que se indican en la Tabla 5.4.

A diferencia de los modelos del ensayo triaxial, los resultados de este modelo tienen una leve dependencia a la cantidad de elementos de la malla, por lo que primero fue necesario hacer un análisis de sensibilidad de este aspecto. La Figura 5.7, presenta las mallas probadas. Para las simulaciones, se utilizaron únicamente los parámetros calibrados para el material S1 con el modelo de Hujeux con una tensión normal inicial de 20 kPa. Los resultados de la Figura 5.8 indican que la dilatación del material en la simulación de este ensayo, dependen de el tamaño de los elementos. Y que a mayor tamaño de elemento la dilatación es mayor. Además, existen problemas de convergencia cuando el tamaño de el elemento es muy pequeño. La malla con mejores resultados es la malla gruesa (Figura 5.7c), aunque la malla con 50 nodos, de todas formas, arroja resultados prácticamente equivalentes, al ser tan gruesa, tiene problemas al representar la pérdida de resistencia y la estabilización a un valor residual con el aumento de deformación.

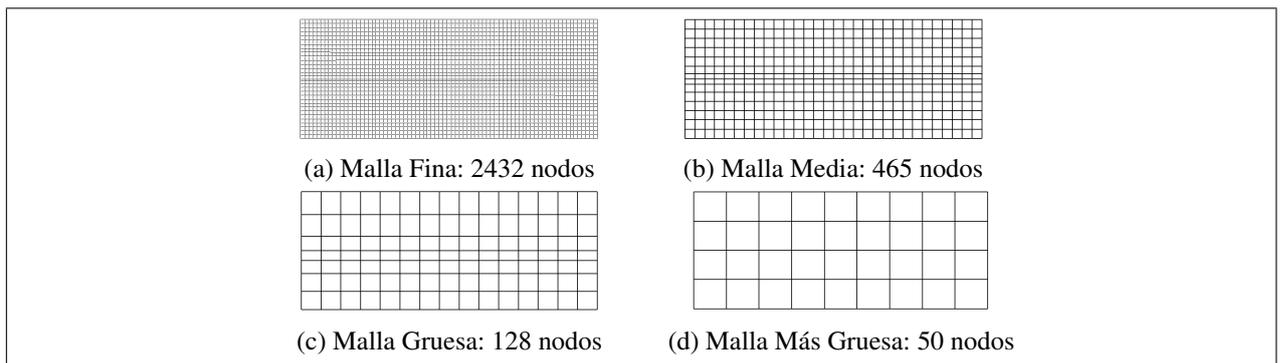


Figura 5.7: Mallas utilizadas para sensibilidad simulación ensayo corte directo

De esta forma, el modelo utilizado para las simulaciones de corte directo de los materiales S1 y C1, consta de 105 elementos cuadrangulares lineales y 128 nodos.

Tabla 5.4: Propiedades viga auxiliar

Módulo de Elasticidad	Área de la sección	Momento de inercia	Densidad
E [GPa]	A [m ²]	I	ρ [kg/m ³]
25,5	0,64	0,0341	2400

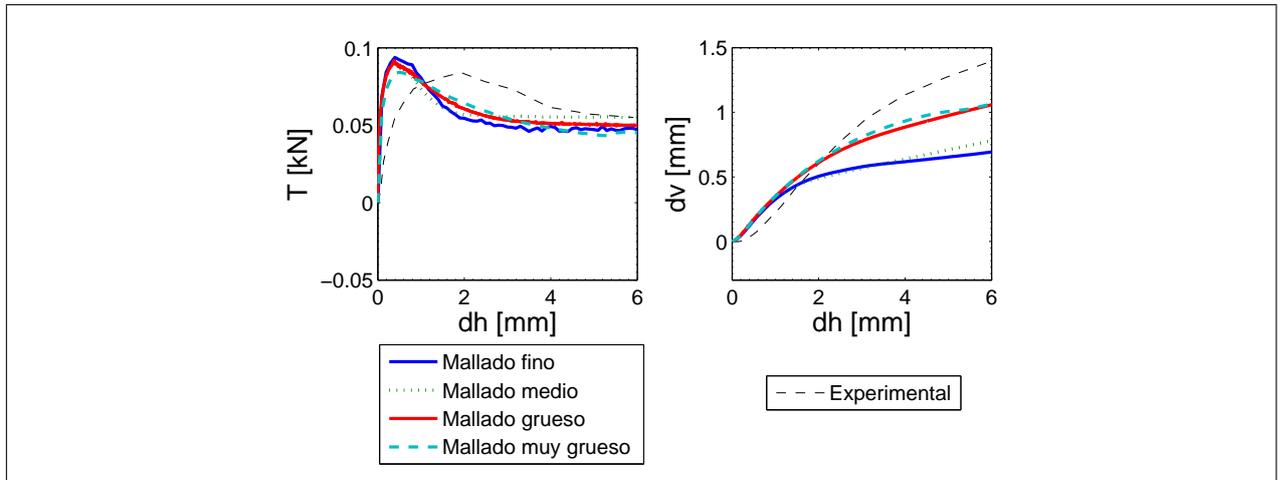


Figura 5.8: Sensibilidad de la malla

Para el cálculo del desplazamiento vertical se ha considerado el desplazamiento del punto central de la viga, que corresponde a lo que mediría el transductor de desplazamiento en el ensayo de laboratorio (Figura 3.16). Para el cálculo de la fuerza de corte se ha considerado la resultante del perímetro de la mitad superior del modelo, nuevamente, buscando equivalencia con el ensayo real.

5.5. Calibración Arena S1

5.5.1. Triaxial drenado

Los parámetros de los modelos constitutivos utilizados fueron calibrados a partir de los ensayos triaxiales drenados realizados a este material y se indican en las Tablas 5.2 y 5.3. La Figura 5.9 presenta los resultados de la calibración de ambos modelos. Donde: ϵ_a [%] corresponde a la deformación axial de la probeta; $q = \sigma_1 - \sigma_3$ es el desviador de tensiones; y ϵ_v [%] es la deformación volumétrica.

La calibración del modelo de Hujieux se indica en línea continua gruesa, y la de Mohr Coulomb en línea segmentada. Se observa que el modelo Mohr Coulomb no es capaz de representar la estabilización de las deformaciones de volumen a gran deformación (estado crítico), ni el efecto del confinamiento en la deformación volumétrica, pero se ajusta a la tendencia con un ángulo de dilatación de $\psi = 15^\circ$.

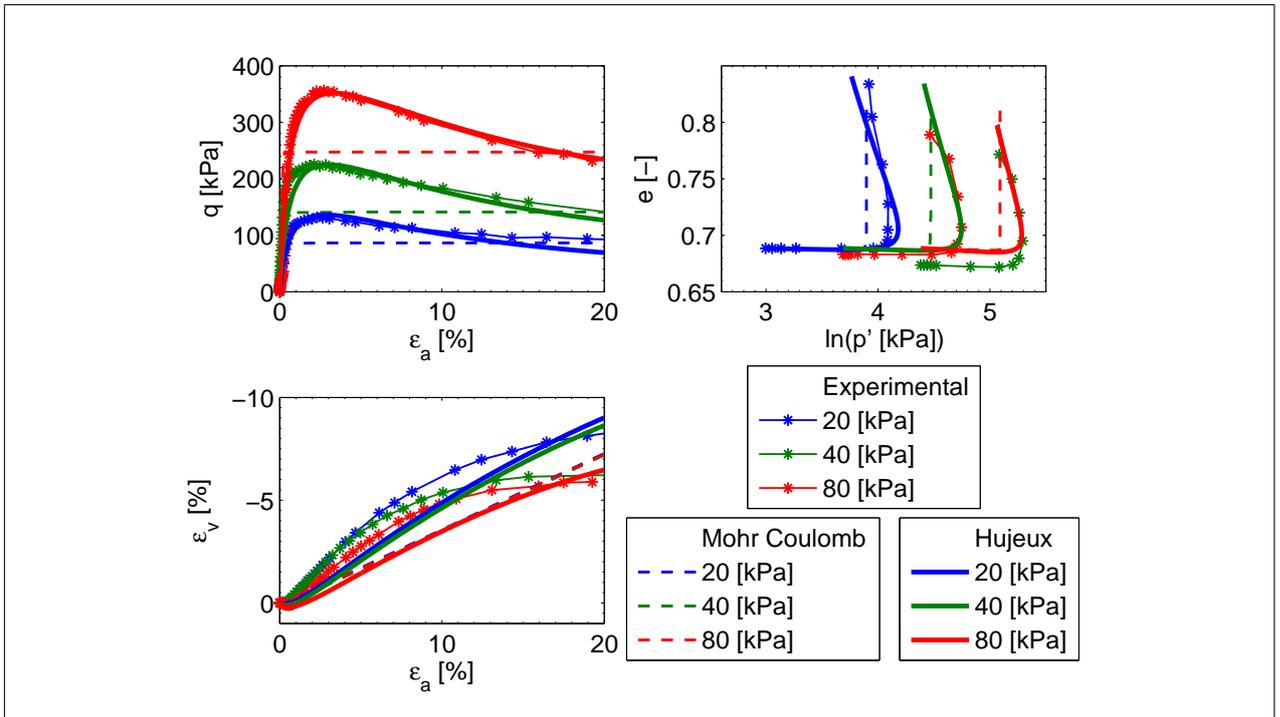


Figura 5.9: Ensayo Triaxial Drenado, calibración con Material S1

5.5.2. Otras trayectorias de carga, arena S1

Para verificar las calibraciones del material S1, se simularon también los ensayos triaxiales no drenados (Figura 5.10) con deformación impuesta y los ensayos de corte directo (Figura 5.11).

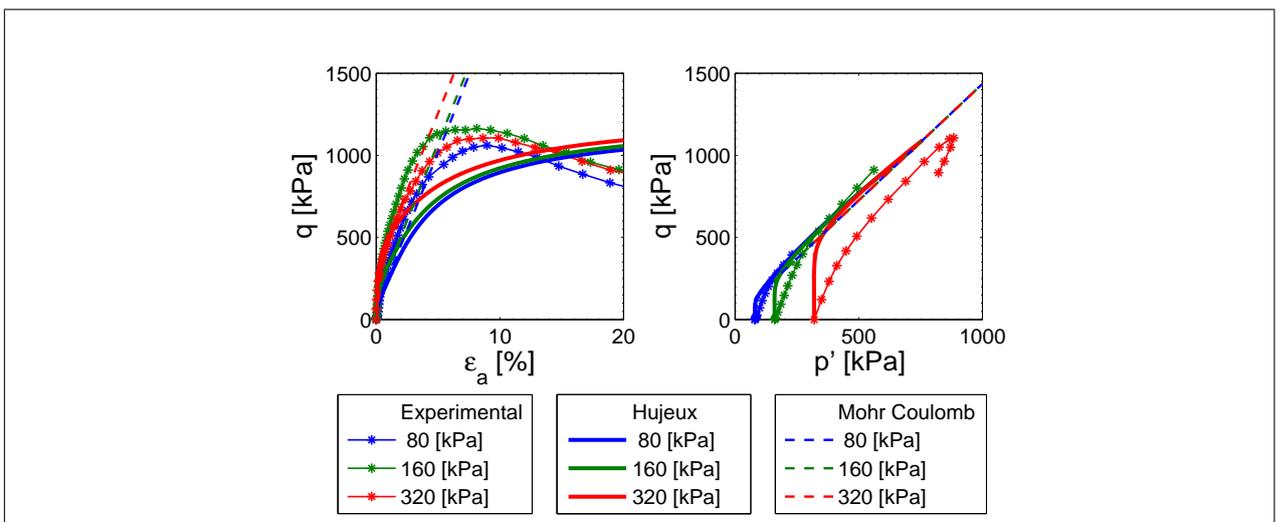


Figura 5.10: Simulación ensayo Triaxial no Drenado, Material S1

En el plano $p' - q$, se obtiene un ajuste aceptable para ambos modelos. Se considera que ambos son capaces de representar las trayectorias de carga no drenadas. Pero en el plano $\epsilon_a - q$ el modelo Mohr Coulomb presenta un menor ajuste, ya que como se trata de un modelo elastoplástico, no puede representar el peak y pérdida de resistencia del material S1.

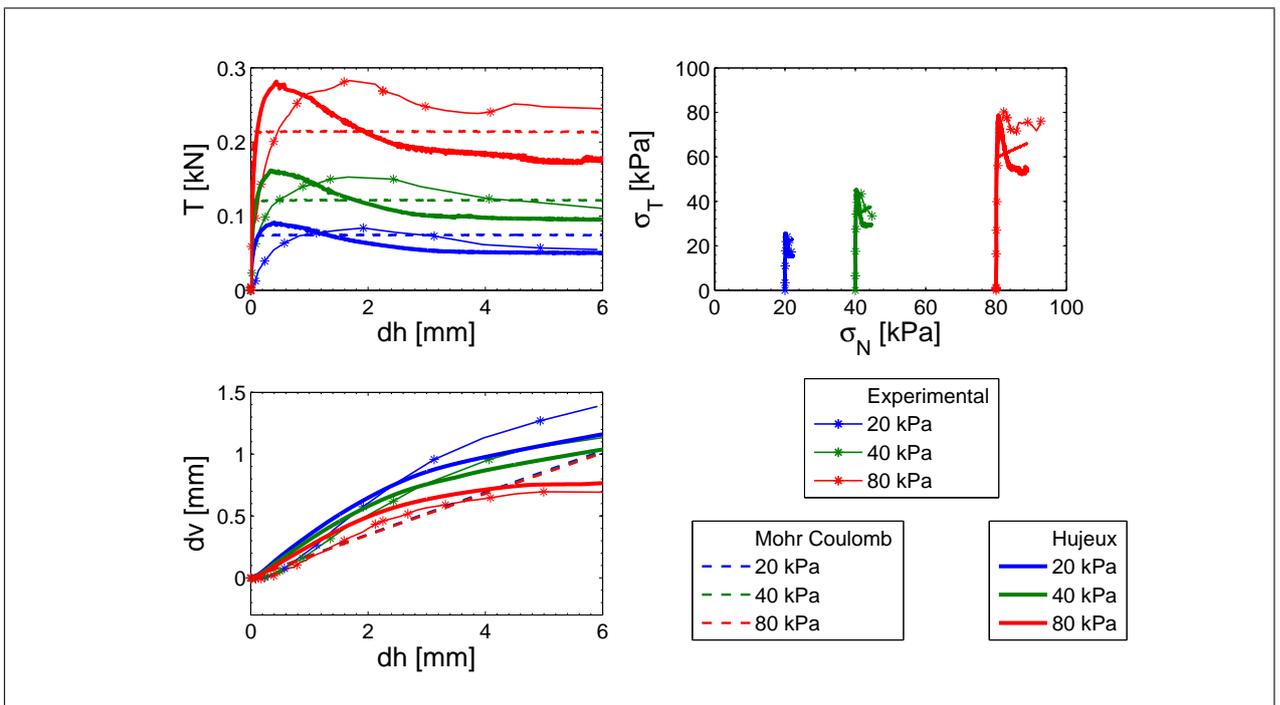


Figura 5.11: Simulación ensayo Corte Directo, Material S1

Las simulaciones del ensayo de corte directo en la Figura 5.11, entregan un ajuste satisfactorio, tanto para las trayectorias de carga, como para la dilatación del material en el plano $dh - dv$. Y en conjunto con los resultados de las trayectorias del ensayo triaxial no drenado, es suficiente para establecer que las calibraciones de los modelos son adecuadas para representar el comportamiento del material S1 y se espera entonces resultados razonables en la simulación del ensayo *trapdoor*.

5.6. Calibración Arcilla C1

5.6.1. Triaxial drenado

El material C1 fue calibrado a partir de los ensayos triaxiales drenados, con las propiedades que se indican en las tablas 5.2 y 5.3. La Figura 5.12 presenta los resultados de dichas calibraciones.

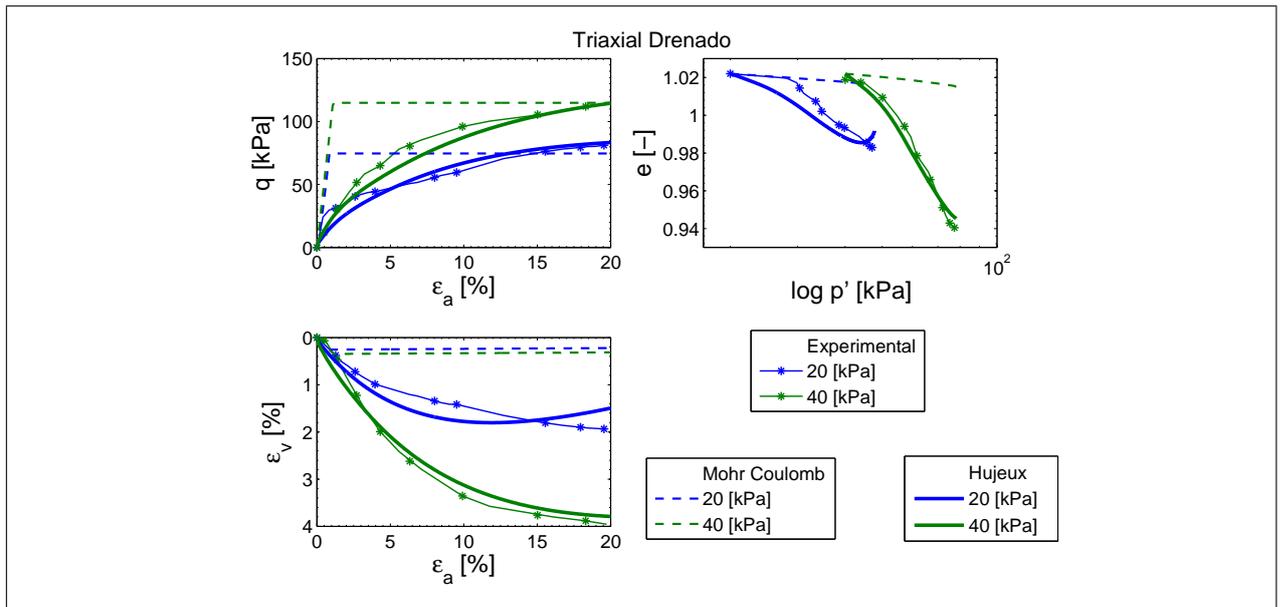


Figura 5.12: Simulación ensayo Triaxial Drenado, Material C1

En la Figura 5.12, las tensiones del material resultan muy bien representadas por las calibraciones realizadas. Mientras que las deformaciones volumétricas a 20 kPa de confinamiento son levemente menos contractantes que lo que indican las curvas experimentales, pero la tendencia ha sido satisfactoriamente representada.

5.6.2. Otras trayectorias de carga

Al igual que con el material S1, las calibraciones de la arcilla C1 fueron probadas en la simulación de las trayectorias de carga de los ensayos triaxiales no drenados y de corte directo.

La Figura 5.13 contiene los resultados de las simulaciones del ensayo triaxial no drenado, donde se observa que el ajuste de las tensiones tiende a decaer, sobre estimando la resistencia última.

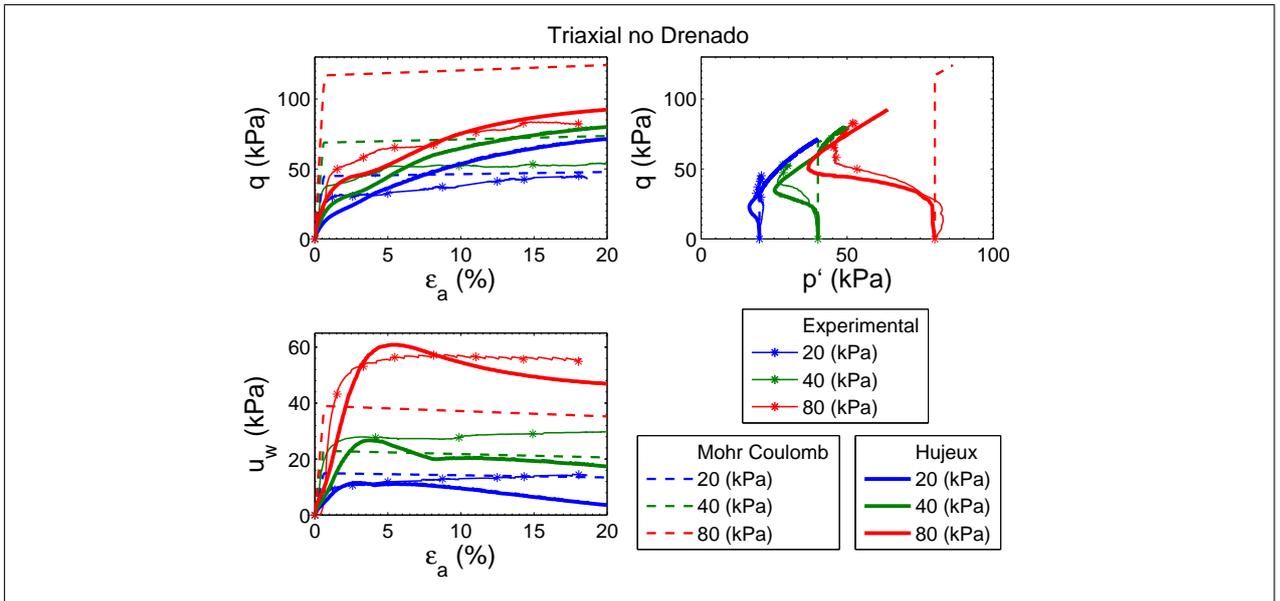


Figura 5.13: Simulación ensayo Triaxial no Drenado, Material C1

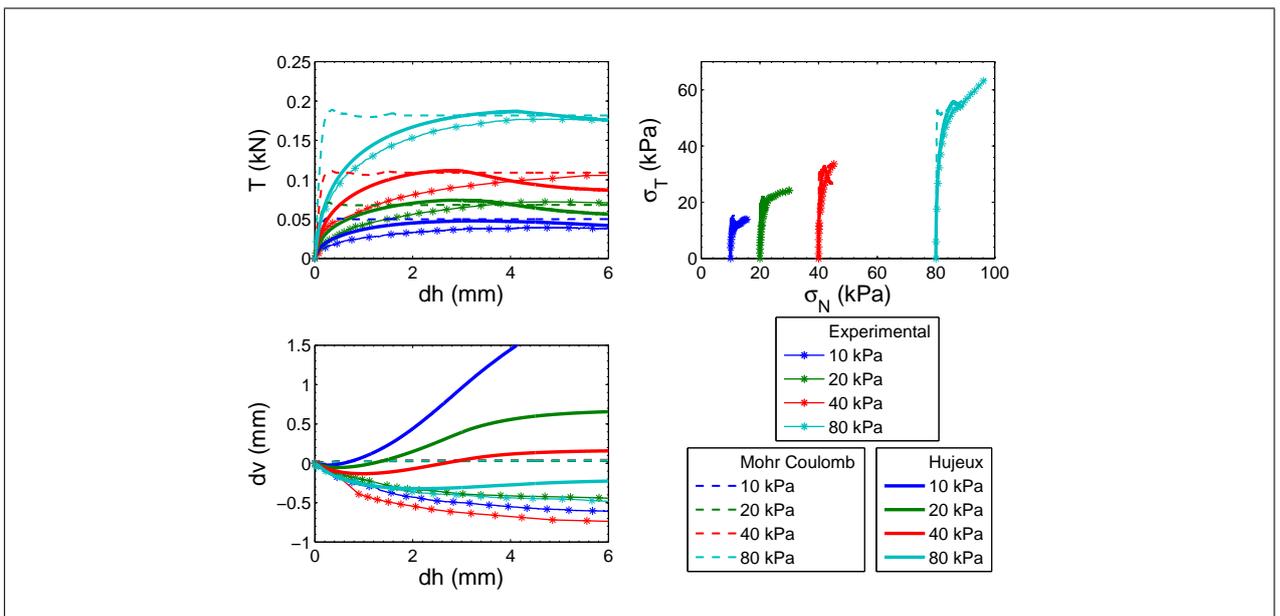


Figura 5.14: Simulación ensayo corte directo, Material C1

En las simulaciones de trayectorias del ensayo de corte directo en la Figura 5.14, existe una muy buena reproducción de las curvas de mayor confinamiento, mientras que las curvas de menores confinamiento tienen un ajuste menor, pero igualmente aceptable. Además, a medida que el confinamiento es mayor, el modelo es capaz de representar el comportamiento contractante del

material C1, aunque para menores confinamientos (< 40 kPa), la respuesta simulada es más bien dilatante y se aleja bastante del comportamiento experimental.

De las trayectorias simuladas con los parámetros calibrados del material C1, se concluye que es posible representar el comportamiento de este material, aunque con una menor calidad de ajuste en las trayectorias no drenadas. Se espera que esto no sea significativo al momento de simular el ensayo *trapdoor*, ya que se trata de un problema seco (con tensiones efectivas iguales a las totales).

Capítulo 6. SIMULACIÓN DE ENSAYO *TRAPDOOR*

6.1. Criterios de modelación

Una vez que las calibraciones de los modelos fueron probadas en otras trayectorias de carga, se pudo proceder a la simulación del ensayo del efecto arco realizado en laboratorio (Capítulo 4). Todas las simulaciones fueron realizadas con el programa de elementos finitos GEFDyn, utilizando los modelos de comportamiento de Hujieux y Mohr-Coulomb, cuyos parámetros han sido calibrados para ajustarse a los resultados de los ensayos triaxiales drenados, ver Tablas 5.2 y 5.3, respectivamente.

Por la naturaleza del problema, el modelo se ajusta a la hipótesis de las deformaciones planas, en el plano $x - y$, luego $u_z = \gamma_{xz} = \gamma_{yz} = \epsilon_{zz} = 0$.

En la modelación de elementos finitos se trata al suelo como un medio continuo, es decir, no hay discontinuidades, y dos puntos adyacentes permanecen adyacentes luego de la deformación.

En la Figura 6.1 se presenta un esquema del el dominio y condiciones de borde del problema.

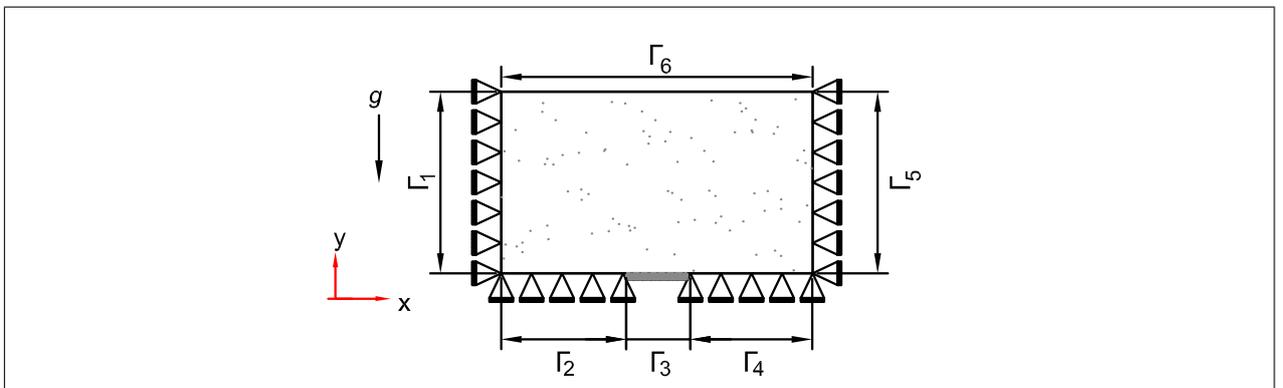


Figura 6.1: Dominio y condiciones de borde del problema para la reproducción del efecto arco

$$\left\{ \begin{array}{lll} u_x = 0 & \forall t & \forall (x, y) \in \Gamma_1, \Gamma_3, \Gamma_5 \\ u_y = 0 & \forall t & \forall (x, y) \in \Gamma_2, \Gamma_4 \\ u_y = u_y(t) & \forall t \in [0, t_{fin}] & \forall (x, y) \in \Gamma_3 \end{array} \right. \quad (6.1)$$

En la compuerta, zona Γ_3 , se impone una historia de desplazamientos, que corresponde al promedio de las mediciones de los transductores utilizados en el procedimiento experimental, por lo que el tiempo sólo tiene un sentido cronológico.

Los modelos constitutivos utilizados son los de Hujeux y Mohr Coulomb, para la simulación del ensayo *trapdoor* se utilizó la calibración de menor confinamiento ($p'_o = 20$ kPa en las Tablas 5.2 y 5.3).

Es importante recordar que los modelos no lineales requieren inicializar tensiones, en este caso se inicializaron a partir del equilibrio geo-estático, considerando un coeficiente de empujes de suelos en reposo, $K_o = 1 - \sin \phi'$, de acuerdo a la fórmula de Jaky (Jaky, 1948).

6.2. Definición de parámetros de análisis

Para poder comparar los resultados de las modelaciones y los del procedimiento experimental (Capítulo 4) se deben definir parámetros que permitan cuantificar la capacidad de cada modelo para representar el fenómeno.

Es importante recordar que del procedimiento experimental se conoce el campo de desplazamientos (Figura 4.5), gracias a la técnica de correlación de imágenes digitales (DIC) y también se estimó el gradiente de carga vertical sobre el apoyo rígido derecho (Figura 4.8), medidos con las celdas de carga instaladas en el apoyo estacionario (Ch0 a Ch4 en Fig. 4.6d).

En la Ecuación 6.2 se definen las variables para comparar la respuesta en desplazamiento entre los modelos y las mediciones.

$$u^J = \sqrt{(u_x^J)^2 + (u_y^J)^2} \quad \text{con } J = \{FEM/DIC\}, \quad (6.2a)$$

$$\Delta_k = \frac{u_k^{FEM} - u_k^{DIC}}{\max(u_k^{DIC})} \cdot 100 \% \quad \text{con } k = \{x, y, mod\}, \quad (6.2b)$$

$$\bar{\Delta} = \frac{\int_{\Omega} \Delta_{mod} dx dy}{\int_{\Omega} dx dy} \quad (6.2c)$$

Donde:

u^{FEM} , u^{DIC} : Módulo del desplazamiento calculado con FEM/DIC, respectivamente.

Δ_x , Δ_y , Δ_{mod} : Error de desplazamiento en la dirección horizontal/vertical o en el módulo del desplazamiento, según corresponda.

$\bar{\Delta}$: Error del módulo de desplazamiento, promediado en el dominio Ω .

En la Ecuación 6.3, se definen las variables y parámetros que permitieron evaluar la respuesta en tensiones de los modelos.

$$\Delta\sigma_y = \frac{\sigma_y}{\sigma_{yo}}, \quad (6.3a)$$

$$F^{FEM} = \int_{\Gamma_4} \sigma_y dx, \quad (6.3b)$$

$$\Delta F = \frac{F^{FEM} - F^{Ch}}{F^{Ch}} \cdot 100\% \quad (6.3c)$$

Donde:

σ_y , σ_{yo} : Tensión vertical durante el ensayo y geostática, respectivamente.

$\Delta\sigma_y$: Razón de incremento de la tensión vertical debida al efecto arco.

F^{FEM} , F^{Ch} : Fuerza resultante en el apoyo rígido. F^{Ch} corresponde a la suma de las mediciones de las celdas incorporadas al dispositivo experimental (ver Figura 4.6d).

ΔF : Error en la predicción de la fuerza en el apoyo rígido.

6.3. Campo de desplazamientos

Las Figuras 6.2 y 6.3 contienen la distribución del error en el espacio (Ecuación 6.2) para los materiales S1 y C1, respectivamente.

El error del módulo de desplazamiento (Figuras 6.2a y 6.3a) se encuentra totalmente controlado por el error en la dirección vertical Y , ya que los desplazamientos en dicha dirección son del orden de 10 veces más grandes que los de la dirección X .

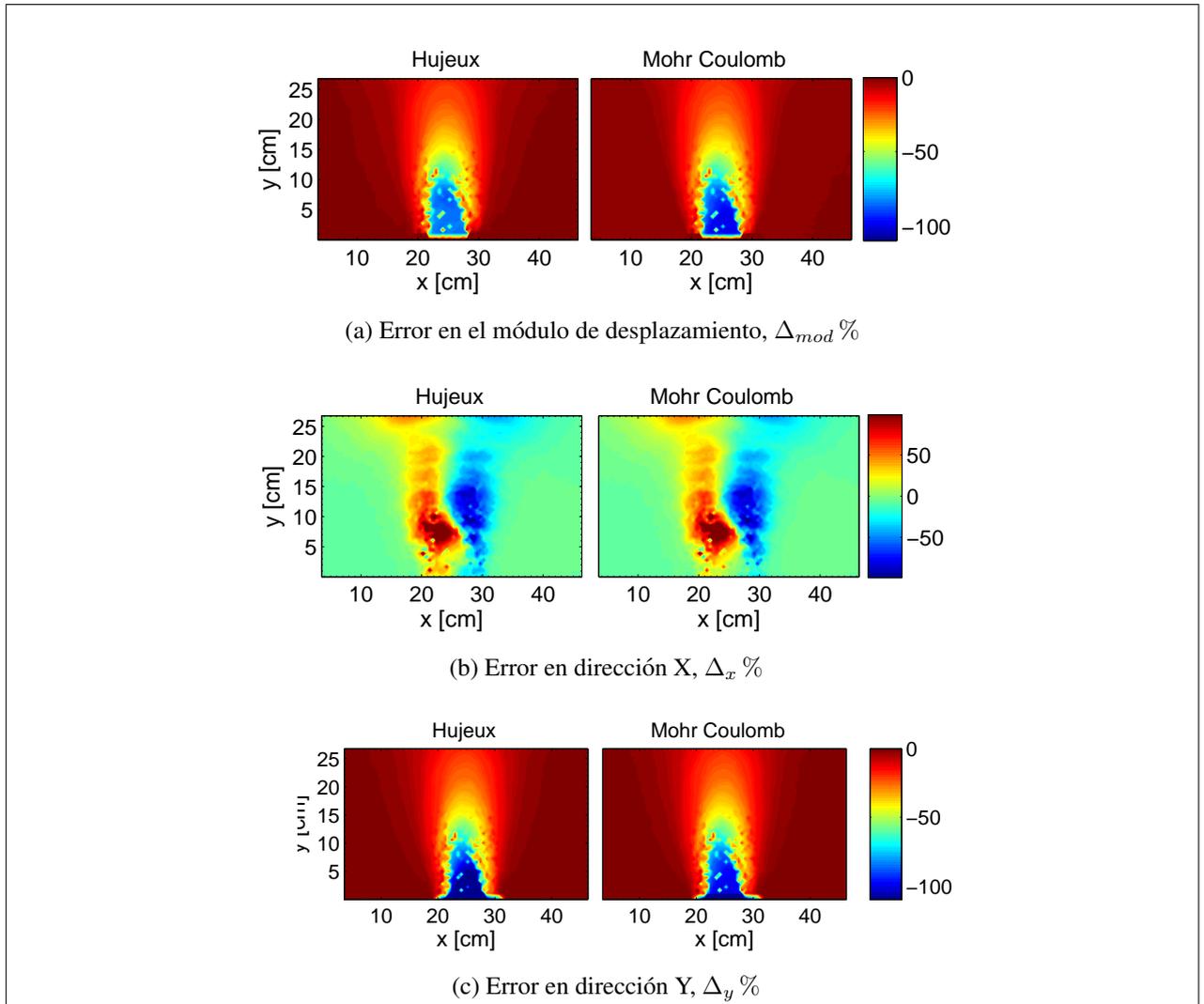


Figura 6.2: Error en el campo de desplazamientos, para un descenso de compuerta de 20 mm, Material S1

El error en la dirección horizontal (Figuras 6.2b y 6.3b) se encuentra en un intervalo de (-50% a 50%), lo cual no es significativo siendo que los desplazamientos máximos estimados para el caso experimental eran de 3 mm.

Respecto al error en dirección vertical, de las Figuras 6.2c y 6.3c se observa que el rango del error es amplio, de (0 a 100%) aproximadamente, pero realmente el *peak* del error se encuentra muy localizado en la zona de la compuerta, lo que refleja que los modelos están plastificando menos de lo que plastifica el suelo en el caso experimental, donde se había observado que el suelo

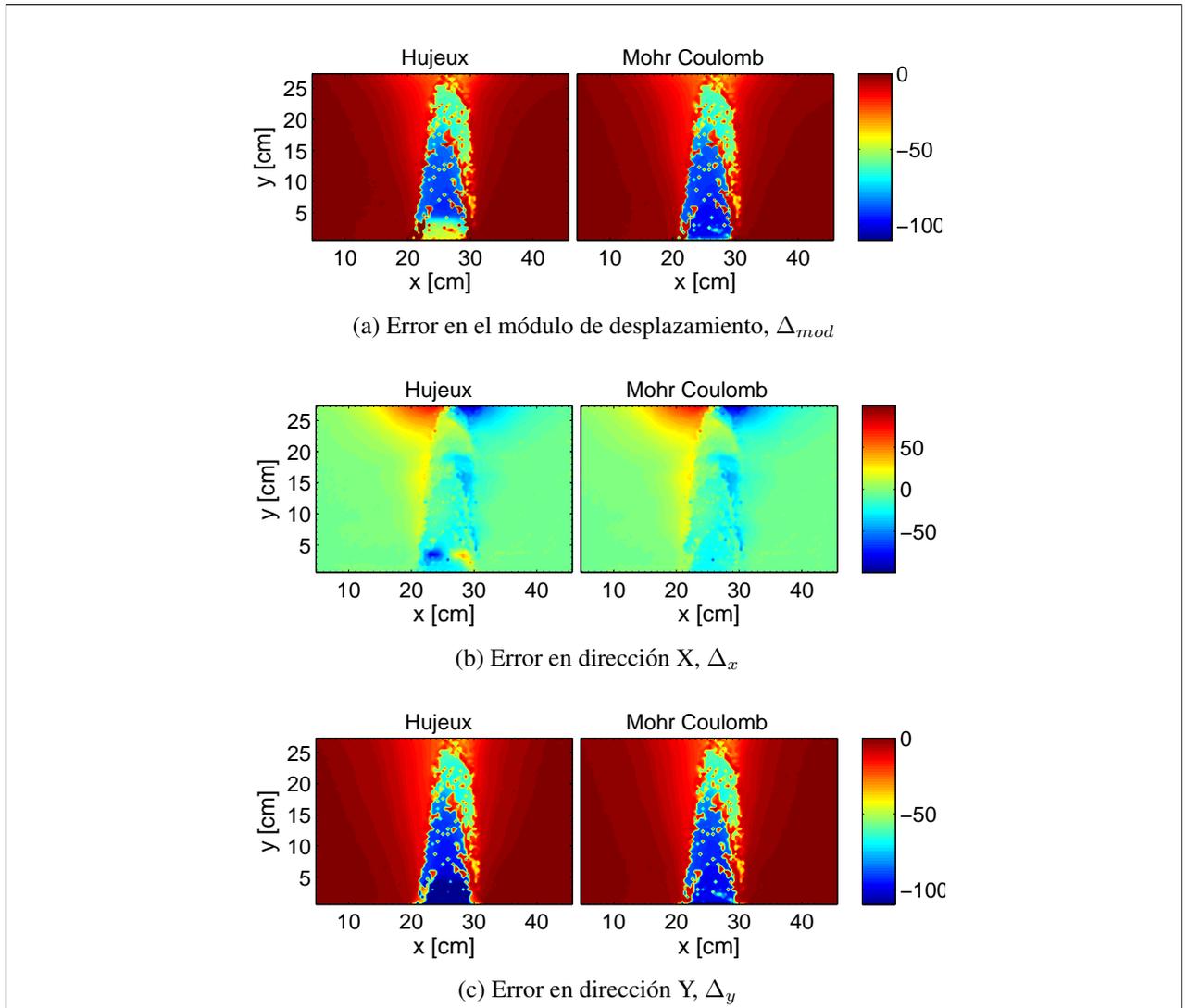


Figura 6.3: Error en el campo de desplazamientos, para un descenso de compuerta de 20 mm, Material C1

sobre la compuerta experimentaba grandes desplazamientos y se desarrollaba un bloque que se movía como cuerpo rígido junto con la compuerta. Este nivel de plastificación y la manifestación de un bloque que se mueve solidario a la compuerta es muy difícil de reproducir con modelos continuos en el marco de pequeñas deformaciones, pero pueden ser tratados con enfoques de modelación discreta como por ejemplo los desarrollados para flujos granulares. El empleo de dicho tipo de esquemas de modelación está fuera del alcance del presente estudio.

La Figura 6.4 presenta el valor del error promedio, para ambos materiales, donde el error es prácticamente el mismo en ambos modelos y existe tendencia a su estabilización (Eq. 6.2c), alcanzando un estado estacionario a medida que desciende la compuerta. Esto quiere decir que el nivel de plastificación y deformación del suelo justo sobre el *trapdoor* se va asemejando al experimental. El error se estabiliza en torno a los 15 mm de descenso de la compuerta. En el material S1 el error alcanzado por los modelos Hujieux y Mohr Coulomb es $\bar{\Delta}_{HX} = 10,96\%$ y $\bar{\Delta}_{MC} = 11,5\%$, respectivamente. Mientras que para el material C1, el error de ambos modelos es $\bar{\Delta}_{HX} = 12,0\%$ y $\bar{\Delta}_{MC} = 13,67\%$, respectivamente. (Ver resumen en Tabla 6.2)

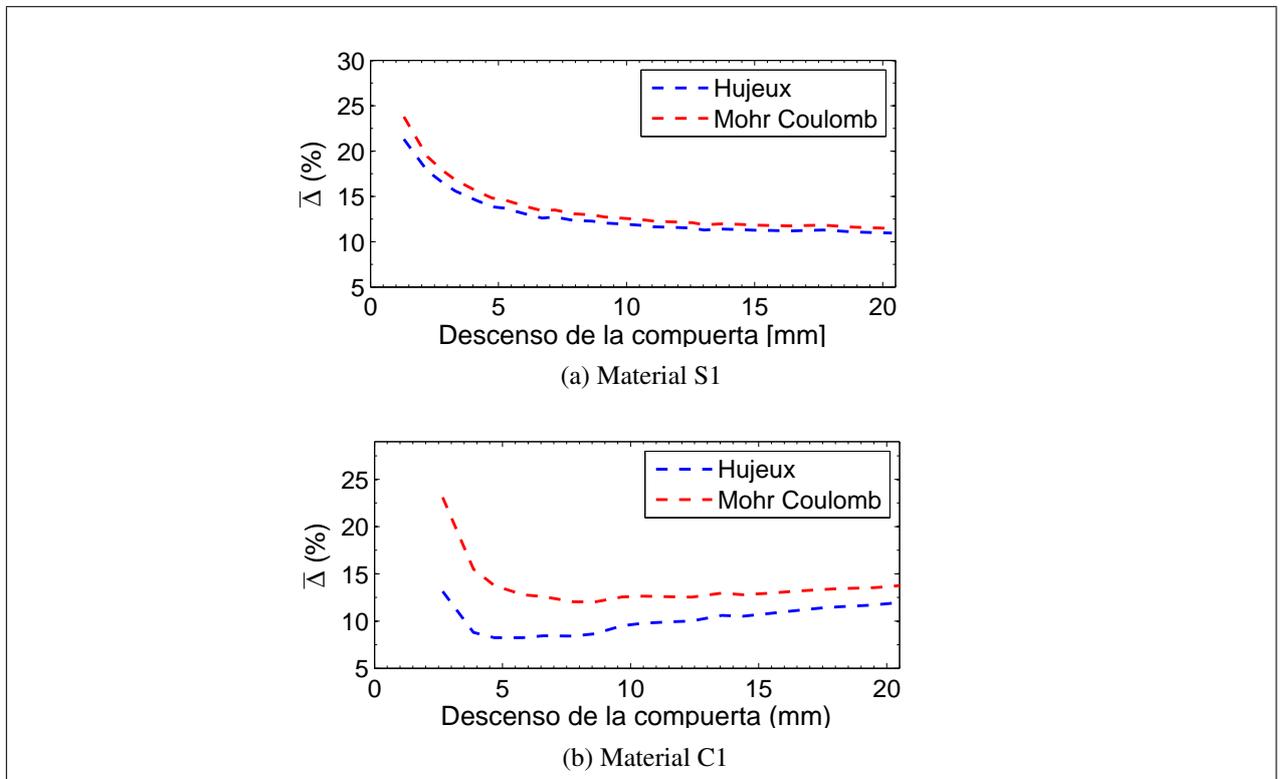


Figura 6.4: Evolución del error promedio

6.4. Campo de tensiones

En muchos problemas donde el efecto arco es un aspecto significativo a considerar, como por ejemplo excavaciones con soporte discontinuo, es de gran interés estimar las cargas sobre los soportes rígidos. En este sentido, es fundamental contar con un modelo constitutivo que permita conocer la distribución de tensiones y la transmisión de carga a los soportes. En este trabajo se han utilizado dos modelos constitutivos y el análisis de su capacidad de reproducir la distribución de tensiones se realizaron mediante medidas de carga sobre uno de los apoyos del ensayo *trapdoor*.

La Figura 6.5 y 6.6 presentan el cambio de la distribución de tensiones que produce el efecto arco para ambos materiales, según las modelaciones realizadas.

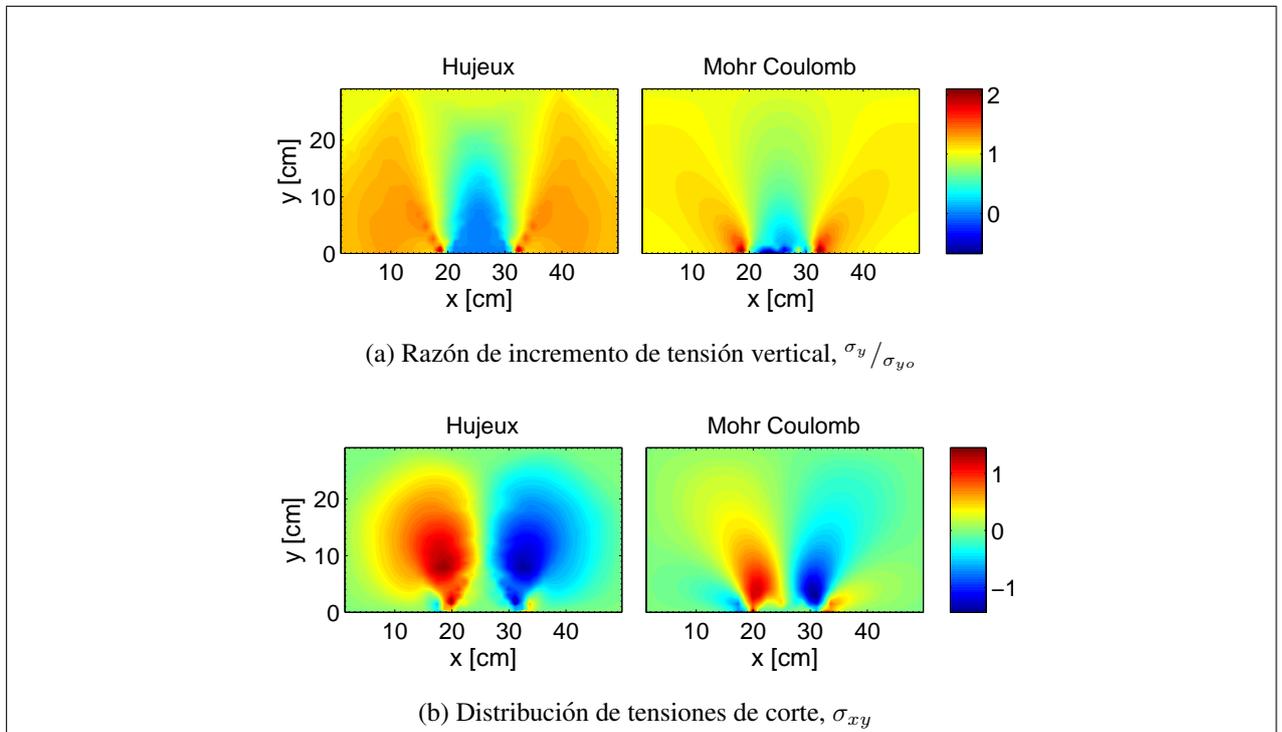


Figura 6.5: Representación de efecto arco en términos de tensiones, para un descenso de compuerta de 20 mm, Material S1

Las Figuras 6.5a y 6.6a presentan la razón de incremento de la tensión vertical al término de la simulación con respecto a la tensión vertical del caso geostático (Eq. 6.3b). Se observa que la superficie del suelo se encuentra con tensiones muy similares a las de la situación geostática ($\sigma_y / \sigma_{y0} \approx 1$). Las mayores variaciones se encuentran en el nivel de los apoyos y compuerta. Donde

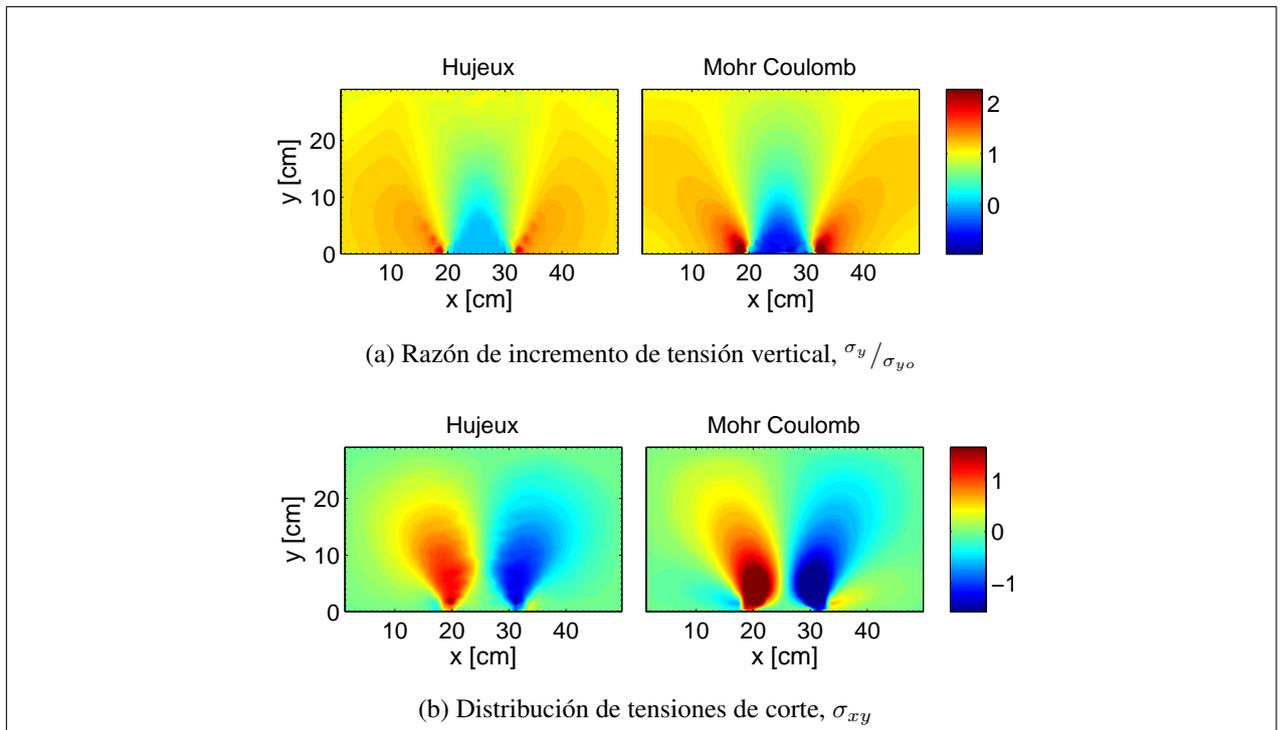


Figura 6.6: Representación de efecto arco en término de tensiones, para un descenso de compuerta de 20 mm, Material C1

los apoyos presentan un incremento de tensiones y la zona de la compuerta una reducción de tensiones.

En el material S1, el modelo de Hujoux predice una razón de incremento de tensiones verticales entre un 18 % a un 30 %, mientras que el modelo de Mohr Coulomb, produce un incremento de tensiones en un rango de 5 % a 30 %, las mayores tensiones se encuentran muy localizadas en torno a la compuerta.

En el material C1, ocurre una tendencia similar, sólo que el modelo de Mohr Coulomb predice tracciones en la zona de la compuerta (color azul en gráfico 6.6a, debidas al límite de tracción seleccionado es mayor que el del material S1. Se observa que la razón de incremento de tensión vertical asociado es de 1 a 2,5. Por su parte, el modelo de Hujoux predice un incremento entre 1 a 1,7 veces el valor del caso geostático.

Respecto a las tensiones de corte en las Figuras 6.5b y 6.6b, se observan en forma clara las superficies de corte necesarias para el desarrollo del efecto arco (Terzaghi, 1943). El ángulo de estas superficies es alrededor de 75° en todos los casos.

La tensión principal mayor define la forma del arco. En la Figura 6.7, el tamaño de las flechas es directamente proporcional a la magnitud de las tensiones. En el caso del material C1, la forma es mucho más circular que en el S1, independiente del modelo utilizado. Esta distribución coincide con la orientación semi-circular de tensiones principales propuesta por Harrop Williams, 1989. En el caso del material S1, el modelo Mohr Coulomb genera una rotación mucho menor y más elíptica. En todos los casos, las tensiones aumentan en los apoyos mientras que el suelo entre apoyos se descarga prácticamente por completo.

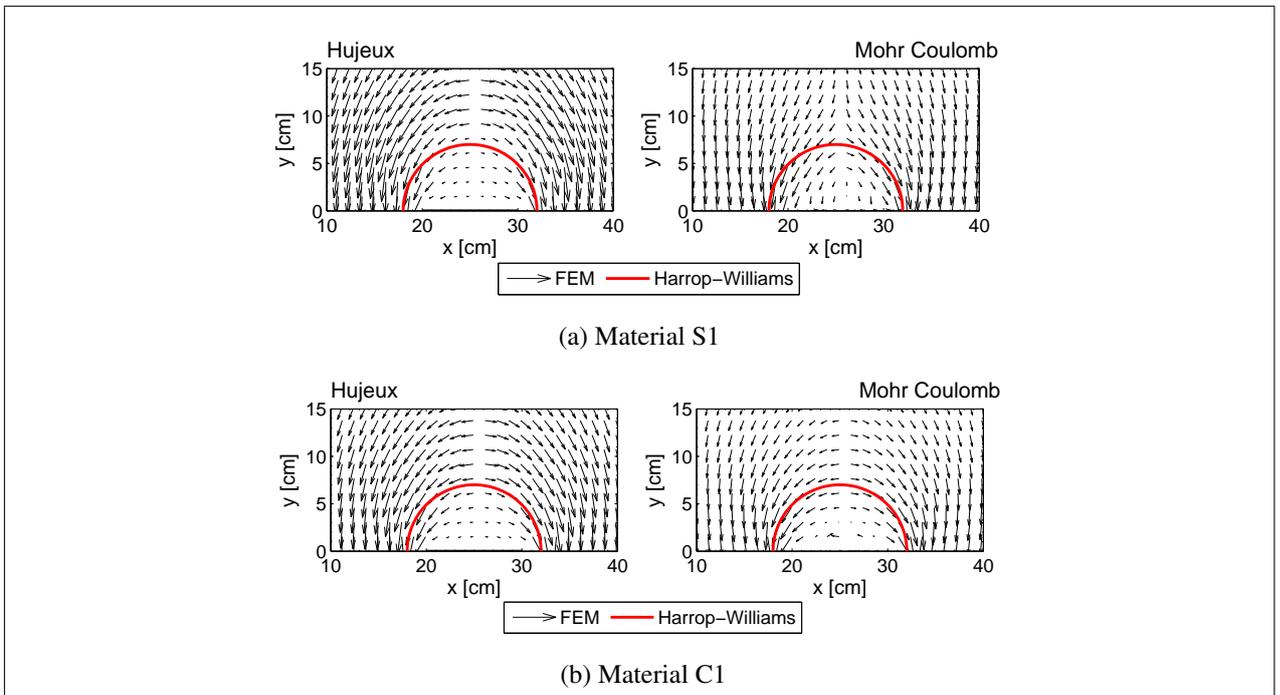


Figura 6.7: Tensión principal mayor

Hasta ahora, se ha demostrado que los modelos presentan diferencias en el nivel de descarga que tiene el suelo sobre la compuerta y el valor de incremento máximo de tensiones en los apoyos. En términos prácticos, lo que interesa es cifrar la transferencia de cargas a los soportes. No es el interés fundamental estimar las tensiones del suelo entre apoyos, a menos que el bloque colgante fuera demasiado grande y pudiera desprenderse en casos prácticos. Como la mayor preocupación es conocer las tensiones en el soporte estacionario, durante el procedimiento experimental se midieron las cargas sobre uno de los apoyos. A continuación, se comparan las tensiones numéricas y experimentales a través de los coeficientes definidos en las Ecuaciones 6.3b y 6.3c.

La Figura 6.8 presenta la razón de incremento de tensiones con respecto al caso geoestático que se producen en los apoyos. Se observa que los modelos son capaces de representar la distribución de las tensiones, donde el peak se concentra hacia la compuerta ($x = 30,5$ cm) y a medida que aumenta la distancia ($x = 51$ cm) las tensiones se aproximan a las geoestáticas. Existen variaciones en la predicción del peak, y la forma del gradiente de transferencia de carga, pero se trata de diferencias menores. En el caso de la arena S1, las celdas instaladas predicen un peak de 1,3 veces el valor geoestático, y los modelos de Hujoux y Mohr Coulomb, una razón de incremento $\left(\frac{\sigma_y}{\sigma_{yo}}\right)^{HX} = 1,4$ y $\left(\frac{\sigma_y}{\sigma_{yo}}\right)^{MC} = 1,8$.

Por su parte, en el caso material C1, durante el procedimiento de laboratorio se midió un peak de 1,8 veces el valor geoestático, mientras que los modelos de Hujoux y Mohr Coulomb, $\left(\frac{\sigma_y}{\sigma_{yo}}\right)^{HX} = 1,8$ y $\left(\frac{\sigma_y}{\sigma_{yo}}\right)^{MC} = 2,5$, respectivamente.

Finalmente, como las celdas empleadas miden carga en lugar de presión, en la Figura 6.9 se compara la resultante de carga medida en el apoyo estacionario derecho (color negro) con el mismo valor predicho por los modelos numéricos. Ambos modelos tienen un ajuste aceptable con respecto a las cargas medidas. Los errores de los modelos para el material S1, fueron $\Delta F^{HX} = 5,8\%$ y $\Delta F^{MC} = 1,3\%$, para los modelos de Hujoux y Mohr Coulomb, respectivamente. Mientras que en el material C1, los errores fueron $\Delta F^{HX} = -6,6\%$ y $\Delta F^{MC} = -2,1\%$, respectivamente. El buen ajuste del modelo de Mohr Coulomb a la curva experimental se debe a la calibración del límite de tracción de este modelo. En la sección 6.5 se presenta un análisis de sensibilidad de este parámetro de gran importancia para la distribución de tensiones del efecto arco. Los resultados

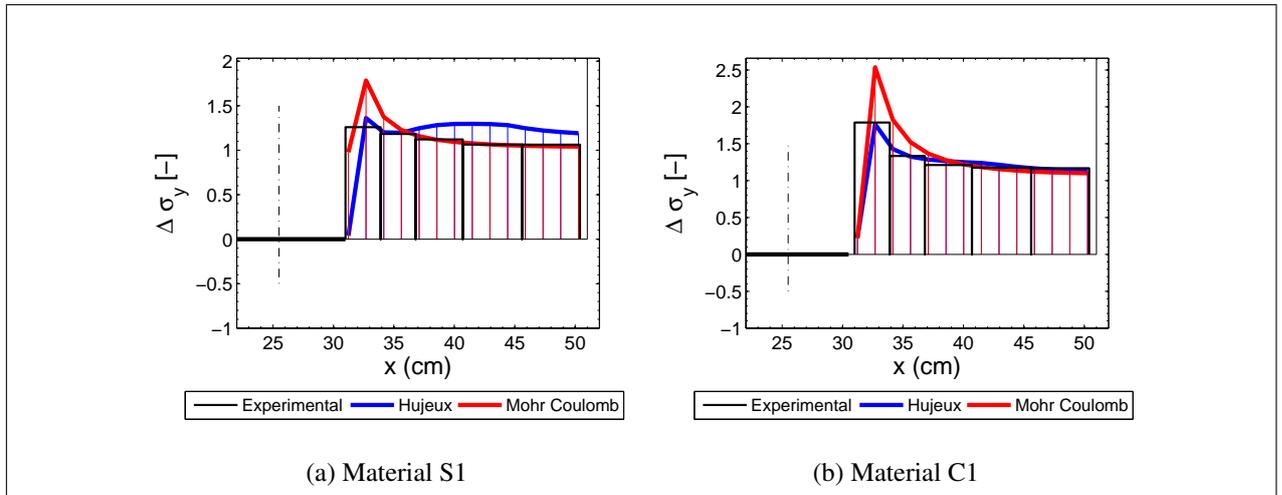


Figura 6.8: Razón de incremento de tensiones sobre los apoyos, $\Delta\sigma_y = \sigma_y / \sigma_{yo} [-]$

presentados corresponden al mejor resultado obtenido ajustando el límite de tracción del modelo de Mohr Coulomb.

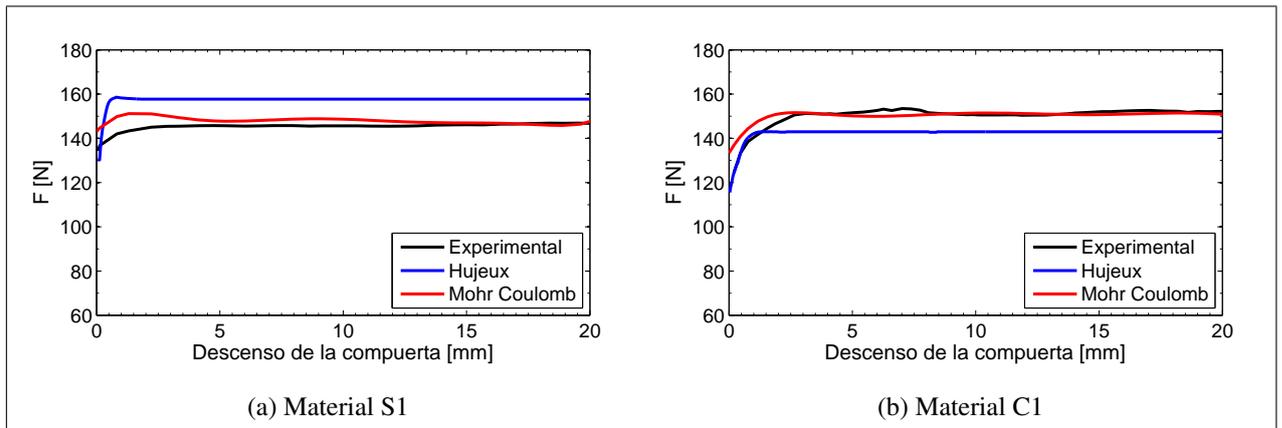


Figura 6.9: Fuerza resultante en apoyos, F [kN]

6.5. Análisis de sensibilidad del límite de tracción del modelo Mohr Coulomb

El modelo de Mohr Coulomb requiere pocos parámetros para ser calibrado, los valores de resistencia a la compresión (ϕ' y c') fueron obtenidos de los ensayos realizados en laboratorio (Capítulo 3), por lo que se ingresan directamente al modelo. Sin embargo, el valor del *cut-off* del mecanismo de tracción no puede ser calculado a partir de ensayos tradicionales como triaxiales o corte directo. Usualmente este parámetro se desprecia y sólo se considera la resistencia a la

compresión de los suelos. No obstante, en problemas donde existe gran distribución de tensiones y deformaciones como es el caso del Efecto Arco, este límite tiene gran impacto en los resultados.

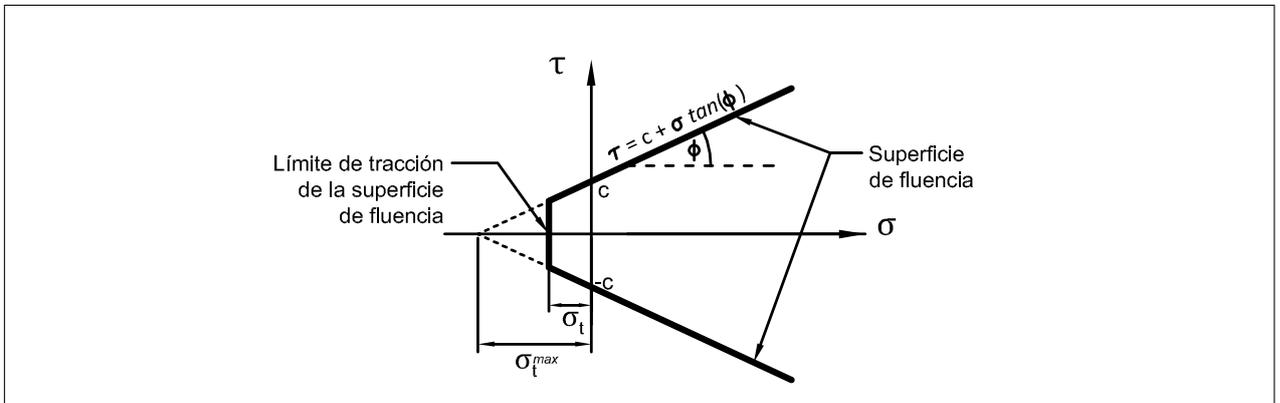


Figura 6.10: Superficie de fluencia de Mohr Coulomb

En la práctica, existen algunas formas de conocer el límite de tracción. Algunos autores señalan metodologías de estimarlo, Snyder and Miller (1985) calculan σ_t a partir de la humedad y el nivel de saturación del suelo con la teoría de capilaridad; Abu-Hejleh and Znidarčić (1995) lo calcula a partir de la resistencia no drenada S_u y el índice de vacíos; Towner (1987a) muestra una correlación entre la succión que se produce en los ensayos de extensión triaxial y el límite de tracción σ_t , pero la verificación es indirecta. También existen autores que han desarrollado equipos específicos para medir este valor, como Farrell et al. (1967), Tang and Graham (2000), Towner (1987b) y Ávila Álvarez (2004). Lamentablemente, para esta investigación, no se contaba con ningún equipo que permitiera medir el límite de tracción, por lo que se utilizó la calibración contra los resultados del ensayo trapdoor como un medio para estimarlo, se aprovechó que el cajón había sido instrumentado y se compararon los resultados de fuerza medida y simulada con distintos valores del límite de tracción.

Para realizar el estudio de σ_t se utilizó solo el material S1, y las conclusiones obtenidas fueron probadas en la arcilla directamente.

Seis escenarios fueron comparados: I) $\sigma_t = 11,4$ kPa, correspondiente al 100 % de $\sigma_t^{max} = \frac{c'}{\tan \phi'}$ (Figura 6.10); II) $\sigma_t = 5,7$ kPa (50 % de σ_t^{max}); III) $\sigma_t = 3,4$ kPa (30 % de σ_t^{max}); IV) $\sigma_t = 2,3$ kPa (20 % de σ_t^{max}); V) $\sigma_t = 1,1$ kPa (10 % de σ_t^{max}); VI) $\sigma_t = 0,1$ kPa (1 % de σ_t^{max}).

A continuación se presentan los resultados de los casos: I) $\sigma_t = 11,4$ kPa; II) $\sigma_t = 3,4$ kPa (30% de σ_t^{max}); III) $\sigma_t = 1,1$ kPa (10% de σ_t^{max}), ya que el resto corresponden a situaciones intermedias. Cabe mencionar el caso extremo de $\sigma_t = 0,1$ kPa, donde las tensiones permanecen con una configuración muy similar a las del caso geostático en la mitad inferior, y tracciones con el valor de $\sigma = 0,1$ kPa en la mitad superior, se acompaña de una dilatación sin sentido físico en la zona superior (Figura 6.11a), lo que genera un error de $\bar{\Delta} = 360\%$ con respecto a las observaciones experimentales. El error de desplazamientos en el resto de los otros casos es $\bar{\Delta} \approx 11,5\%$ (Figura 6.11b), lo que quiere decir que el campo de desplazamientos es poco sensible al valor de σ_t .

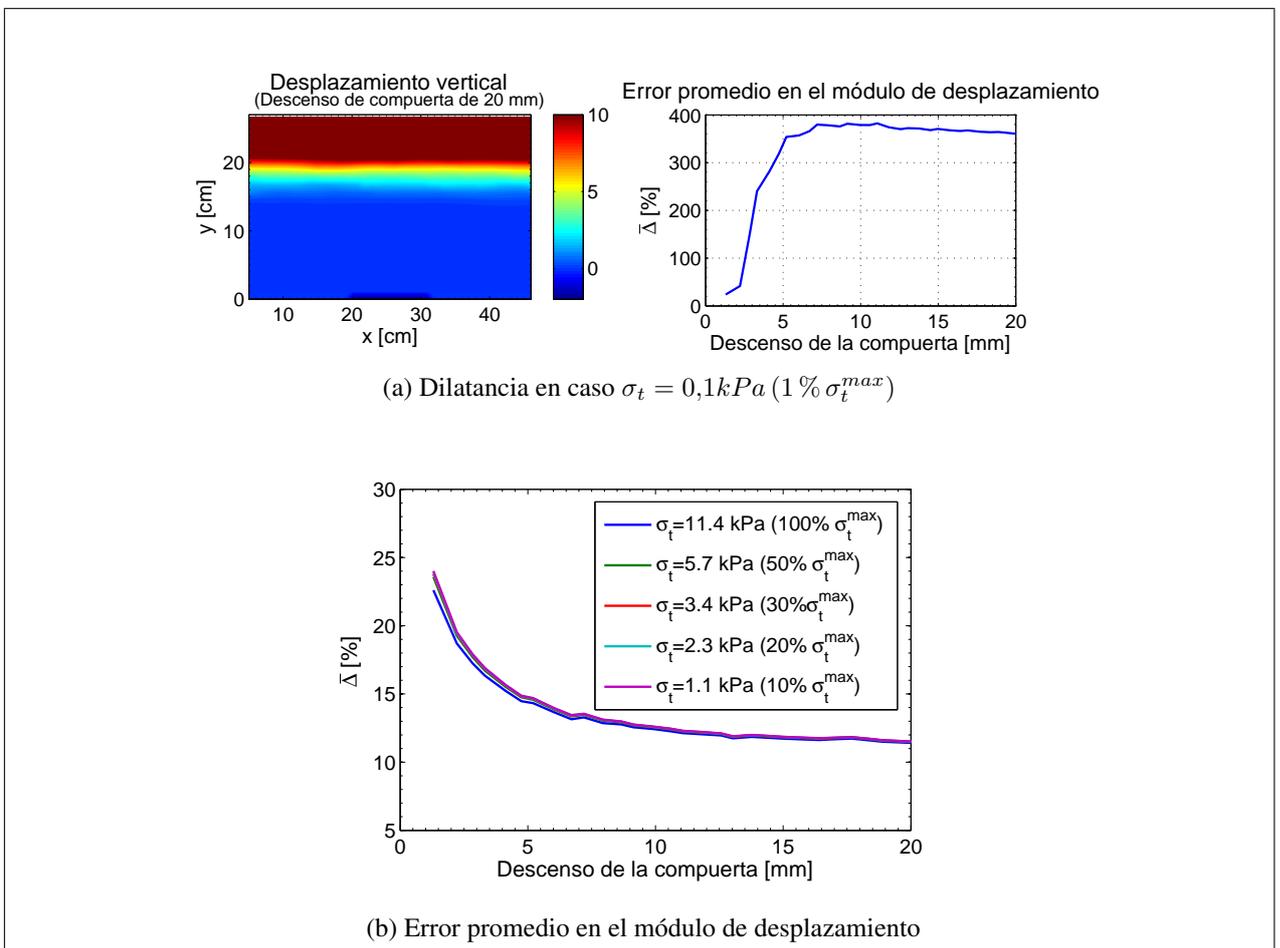


Figura 6.11: Efecto del límite de tracción σ_t sobre el campo de desplazamientos

La Figura 6.12 presenta el efecto del límite de tracción σ_t sobre el campo de tensiones. Mientras mayor sea este límite, el nivel de tracciones en la compuerta será mayor. Por equilibrio, el

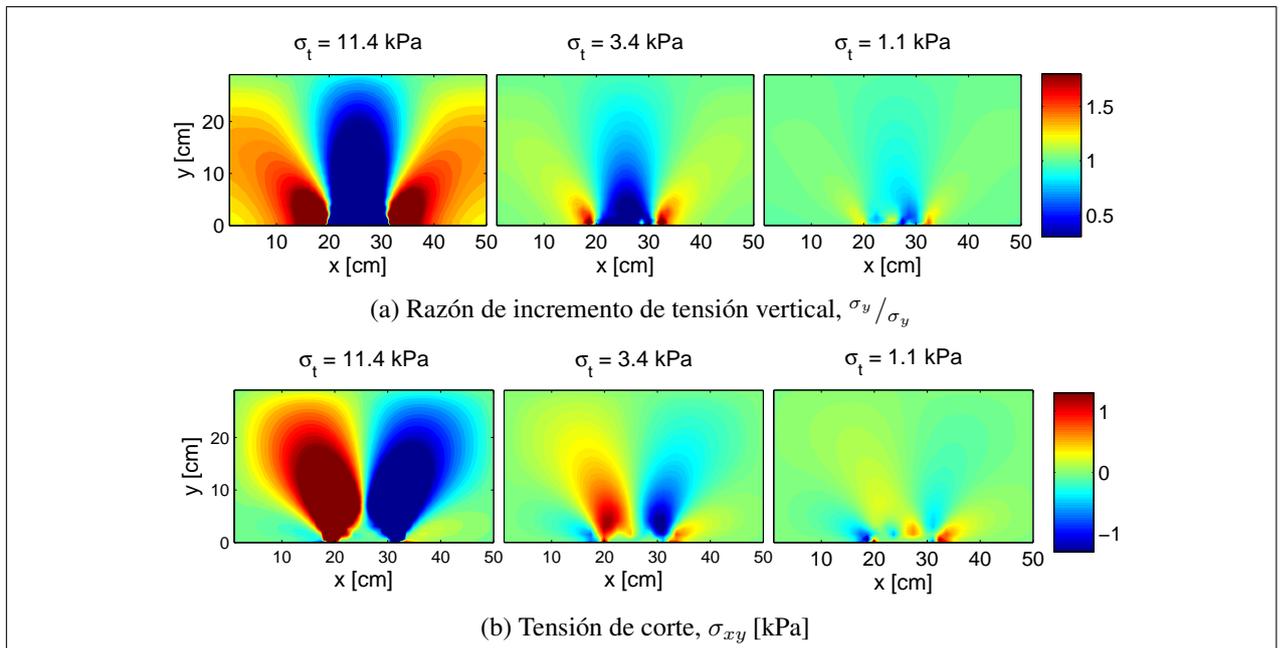


Figura 6.12: Efecto del límite de tracción σ_t sobre el campo de tensiones, para un descenso de compuerta de 20 mm

aumento de compresión en el suelo sobre los apoyos es mayor. Esta transferencia de carga está asociada a bandas de corte mucho más intensas como se observa en el caso $\sigma_t = 11,4$ kPa de la Figura 6.12b. Por el contrario, mientras menor sea el límite de tracción permitido en el modelo, el suelo sobre la compuerta no se relaja lo suficiente, el aumento de compresión en los apoyos es menor, o prácticamente nulo, y las bandas de corte prácticamente no se desarrollan, porque el suelo mantiene las tensiones que experimentaba antes de desarrollar efecto arco.

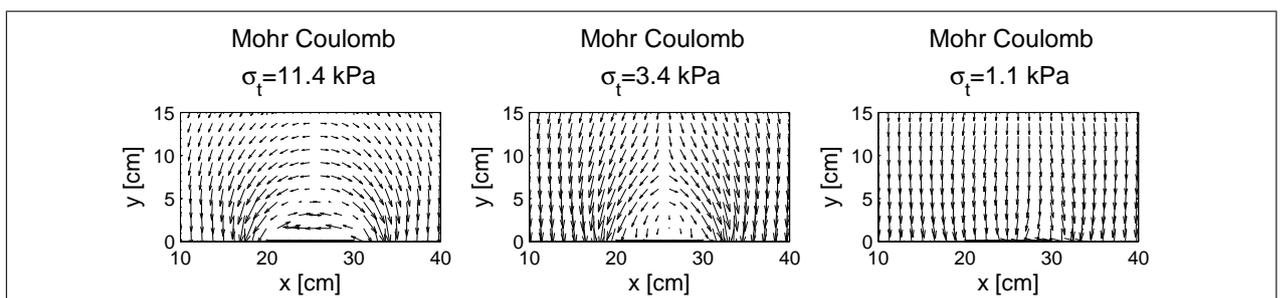


Figura 6.13: Efecto límite de tracción σ_t en tensiones principales para un descenso de compuerta de 20 mm

La Figura 6.13 presenta la trayectoria de tensiones principales para distintos niveles aceptados del límite de tracción σ_t . Se confirma el hecho de que a menor valor de σ_t , las tensiones principales

pierden su capacidad de rotar. Con el aumento de σ_t , la tensión principal mayor adquiere la forma de un círculo, y en el límite sobre la compuerta, la tensión principal mayor es horizontal, esto es el reflejo de que en el caso de $\sigma_t = 11,4$ kPa la tensión menor es vertical y de tracción.

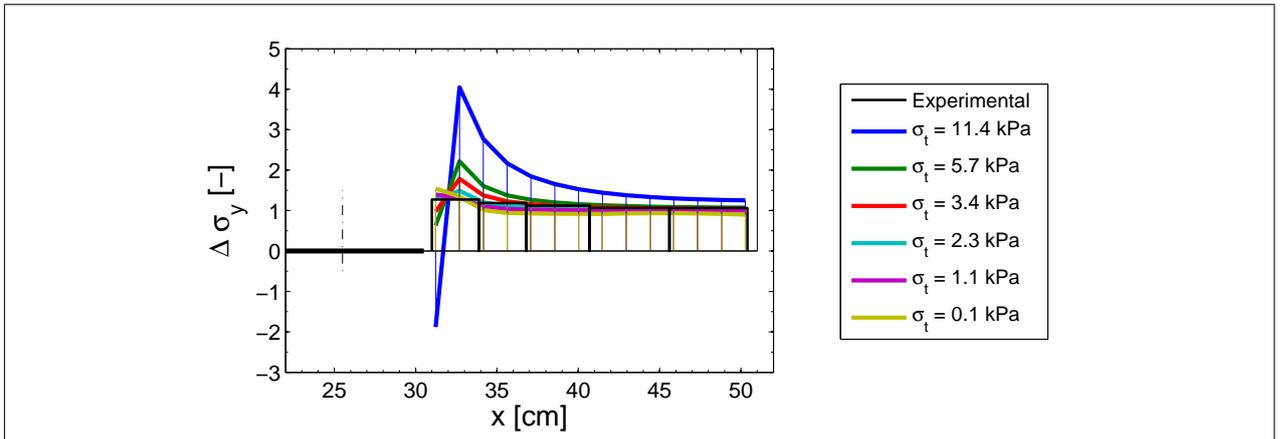


Figura 6.14: Razón de incremento de tensión en el apoyo rígido, $\Delta\sigma_y = \sigma_y / \sigma_{y0} [-]$

La Figura 6.14 muestra la gran sensibilidad que tiene la redistribución de tensiones con el límite de tracción σ_t , el peak medido con las celdas para el material S1 fue $\Delta\sigma_y^{Ch} = 1,27$ veces el valor de la tensión geostática. La Tabla 6.1 presenta el valor del coeficiente $\Delta\sigma_y$ en el peak y el error en el área bajo la curva de la tensión vertical de la Figura 6.14, parámetro ΔF (Eq. 6.3c). El mejor ajuste al área (fuerza resultante) se obtiene con el caso $\sigma_t = 3,4$ kPa, mientras que el mejor ajuste al peak se obtiene con valores muy bajos del límite de tracción, pero que subestiman en gran medida la fuerza resultante sobre el apoyo rígido.

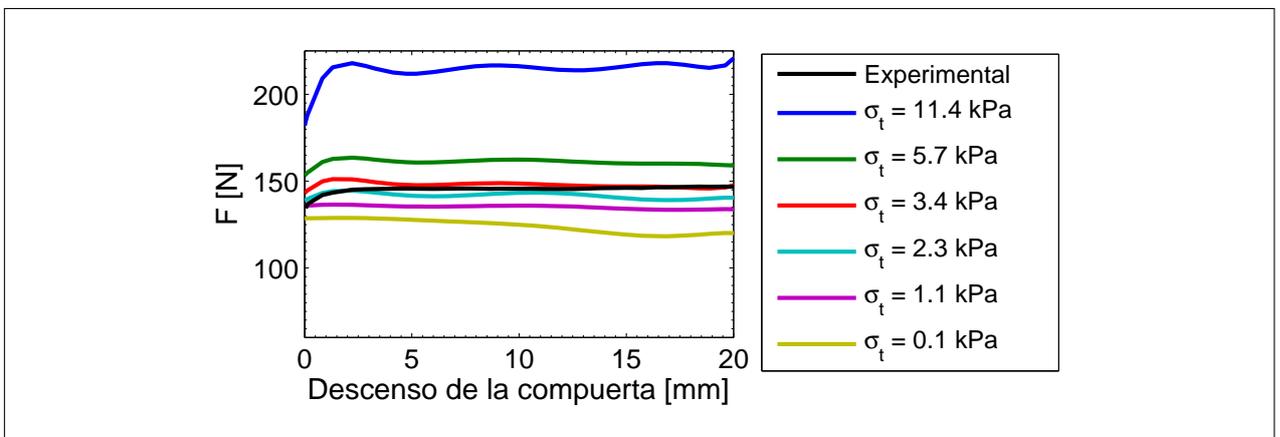


Figura 6.15: Fuerza resultante en apoyo rígido

En la Figura 6.15 se ha graficado la fuerza resultante en el apoyo rígido, donde se observa que reduciendo a la mitad el límite de tracción se puede comenzar a obtener una aproximación razonable a los valores medidos. El mejor ajuste de este coeficiente se obtiene con $\sigma_t = 3,4$ kPa, equivalente al 30 % del valor máximo posible ($\sigma_t^{max} = 11,4$ kPa). Para realizar un análisis de sensibilidad se ha definido el parámetro R en la ecuación 6.4.

$$R = \frac{\Delta\sigma_y^{Ch}}{\Delta\sigma_y^{FEM}} \Bigg|_{peak} \quad (6.4)$$

Donde $\Delta\sigma_y^{FEM} = \frac{\sigma_y}{\sigma_{yo}}$ fue definido en la ecuación 6.3b y corresponde a la razón de incremento de tensión vertical luego de haber desarrollado distribución de tensiones, mientras que $\Delta\sigma_y^{Ch}$ corresponde al equivalente medido durante el ensayo, en el *peak* este valor es $\Delta\sigma_y^{Ch} = 1,27$. Así, R es la razón entre el máximo incremento de tensiones medido y el máximo incremento simulado con los modelos de EF.

Tabla 6.1: Efecto límite de tracción en tensión sobre apoyos rígidos

σ_t kPa	$\frac{\sigma_t}{\sigma_t^{max}}$	$\Delta\sigma_y^{peak}$ [-]	ΔF	R
11,4	1	4,05	47,5 %	0,3
5,7	0,5	2,22	8,40 %	0,6
3,4	0,3	1,78	-0,37 %	0,7
2,3	0,2	1,49	-4,37 %	0,85
1,1	0,1	1,34	-8,88 %	0,95
0,1	0,01	1,32	-18,27 %	0,96

De acuerdo a los resultados obtenidos en la Tabla 6.1, es evidente que la razón de incremento de tensiones verticales $\Delta\sigma_y = \frac{\sigma_y}{\sigma_{yo}}$ tiene directa relación con el valor del límite de tracción seleccionado σ_t . El coeficiente R ha sido definido con el fin de encontrar una correlación entre σ_t y $\Delta\sigma_y^{peak}$. Para analizar dicha correspondencia, es necesario notar que el único valor de σ_t que es posible calcular analíticamente es el que corresponde al valor de la proyección de la cohesión completa σ_t^{max} . Al realizar las simulaciones, la razón de incremento de tensiones verticales medida con las celdas de carga es $R = 0,3$ veces menor que el valor que predice el modelo para σ_t^{max} . Tras analizar los 6 casos, el mejor ajuste se obtiene con $\sigma_t = 0,3\sigma_t^{max}$. Desde el punto de vista

del diseño, este el caso más adecuado. Por lo tanto, el procedimiento de calibración indirecta de σ_t podría consistir en efectuar en primer lugar un cálculo con σ_t^{max} . Luego calcular el coeficiente R según se define en la Ecuación 6.4, para finalmente imponer esta razón como función del cut-off sobre σ_t^{max} .

Si bien, sólo un caso no es suficiente para asegurar que se trata de una regla general, este mismo criterio se aplicó a la arcilla con muy buenos resultados (Sección 6.5.1). Es importante notar que este cálculo sólo es posible debido a la instrumentación del cajón con celdas de carga.

6.5.1. Aplicación a arcilla

El razonamiento anterior para estimar el límite de tracción σ_t fue aplicado al material C1. En este caso, el límite de tracción máximo es $\sigma_t^{max} = 17,3$ kPa. Al realizar la simulación con este valor, la razón de incremento máxima en el soporte rígido fue $\Delta\sigma_y^{peak} = 4,5$ mientras que las celdas midieron una razón de incremento máxima de $\Delta\sigma_y^{peak} = 1,8$ (Figura 6.16a). Así, $R(\sigma_t^{max}) = \frac{1,8}{4,5} = 0,4$. Utilizando la relación propuesta para calcular el límite de tracción óptimo se evaluó el valor del cutoff a aplicar en el mecanismo de tracción, $\sigma_t = 0,4 \times \sigma_t^{max}$ como candidato para obtener un buen ajuste con la curva de carga medida. En efecto, con un valor de $\sigma_t = 6,9$ kPa se obtiene un satisfactorio ajuste a la curva de la fuerza resultante medida durante el procedimiento experimental (Figura 6.16b), pasando de un error $\Delta F = 14\%$ en el caso con $\sigma_t^{max} = 17,3$ kPa a $\Delta F = -1,8\%$, con $\sigma_t = 6,9$ kPa.

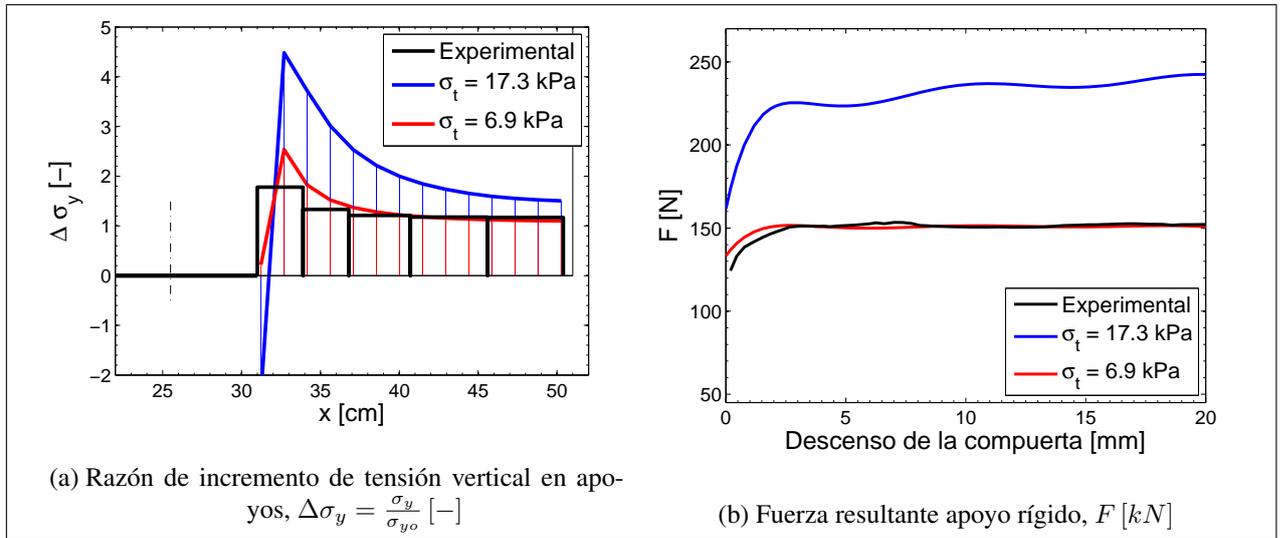


Figura 6.16: Aplicación a suelo C1

6.6. Conclusiones del capítulo

En este capítulo se ha simulado el ensayo *trapdoor* y se han comparado el campo de desplazamiento y tensiones con las mediciones experimentales realizadas (Capítulo 4). Con el objetivo de establecer las características que deben tener los modelos constitutivos para representar en forma adecuada el fenómeno, y así poder utilizarlos en aplicaciones más complejas en futuras investigaciones.

Se concluye que ambos modelos constitutivos utilizados (Hujeux y Mohr Coulomb), son capaces de representar en forma satisfactoria el campo de desplazamientos y tensiones que involucra el fenómeno, dada una correcta calibración de los modelos correspondientes. Sus resultados se resumen en la Tabla 6.2.

Sin embargo, respecto al modelo de Mohr Coulomb, cabe notar que al depender pocos parámetros es muy sensible a cualquier variación en ellos. En particular, en este trabajo se observó una extrema sensibilidad del campo de tensiones con respecto al valor del límite de tracción del modelo. Se concluye que este valor es clave para la redistribución de tensiones y no puede considerarse nulo, como normalmente se adopta. En los casos en que se utilice Mohr Coulomb como modelo de comportamiento, se debe estimar o medir este valor de alguna forma. En este trabajo se realizó un

Tabla 6.2: Resumen resultados simulaciones ensayo *trapdoor*

Modelo	$\bar{\Delta}$ %	ΔF %
Material S1		
Hujeux	10,96 %	5,8 %
Mohr Coulomb	11,5 %	1,3 %
Material C1		
Hujeux	12,0 %	-6,6 %
Mohr Coulomb	13,67 %	-2,1 %

análisis de sensibilidad del límite de tracción utilizando las mediciones de las celdas de carga. Este análisis se llevó a cabo con los resultados experimental del material S1, y las conclusiones obtenidas en este estudio fueron aplicadas a la arcilla, mejorando la predicción en el campo de tensiones. La tabla 6.3 contiene una síntesis del análisis de sensibilidad realizado.

Tabla 6.3: Resumen análisis de sensibilidad Mohr Coulomb

Mohr Coulomb	$\bar{\Delta}$ %	ΔF %
σ_t [kPa]	Material S1	
11,4	11,4 %	47,6 %
5,7	11,5 %	10,1 %
3,4	11,5 %	1,3 %
2,3	11,5 %	-2,7 %
1,1	11,5 %	-7,4 %
0,1	360 %	-13,6 %
Material C1		
17,3	12,0 %	14 %
6,9	13,67 %	-1,8 %

Luego, se puede concluir que la estimación del valor de σ_t es muy relevante y podría ser una línea de investigación futura para otras investigaciones, donde se busque reproducir problemas que involucran grandes transferencias de carga al interior del suelo.

CONCLUSIONES

En este trabajo se ha presentado un estudio numérico y experimental del efecto arco aplicado a dos materiales de estudio (una arena gruesa y una arcilla de baja plasticidad). El objetivo del trabajo ha sido orientado a entender el efecto de la cohesión y el tipo de comportamiento de los materiales (tendencia dilatante o contractante), y además a la selección de un modelo constitutivo capaz de reproducir satisfactoriamente el modelo, para ello se ha hecho uso de dos modelos constitutivos de diferente complejidad: Hujieux y Mohr Coulomb.

El estudio experimental basado en el ensayo *trapdoor* propuesto por Terzaghi, fue instrumentado para medir desplazamientos en la compuerta y carga en el apoyo estacionario. Se utilizó la técnica de correlación de imágenes para estimar el campo de desplazamientos del suelo, estos fueron comparados con mediciones de transductores de desplazamiento, con resultados muy satisfactorios. La experiencia fue realizada para los suelos arena y arcilla, y las principales diferencias obtenidas fueron: 1) El bloque de suelo plastificando en la arcilla es mayor que en el de la arena, presentando el primero, cierto nivel de tracciones y agrietamiento; 2) La transferencia de carga desde el suelo que plastifica a los soportes estacionarios es mayor en el suelo arcilla, con un incremento máximo en el apoyo de 1,8 para la arcilla y de 1,3 para la arena, con respecto a las tensiones geostáticas; 3) La velocidad de todos los ensayos, incluso del ensayo *trapdoor*, debió ser mucho más lenta con el material arcilla; 4) Para poder utilizar la técnica DIC se requiere de contraste de píxeles en las imágenes, que en el caso de la arena es mucho mejor, por tratarse de un material más grueso;

En el estudio numérico ambos modelos fueron capaces de reproducir satisfactoriamente el campo de desplazamientos, comparando con los estimados con DIC, los errores en el material arena fueron 10,9 % y 11,5 %, para los modelos de Hujieux y Mohr Coulomb, respectivamente. Mientras que en el material arcilla, los errores fueron de 12,0 % y 13,7 %, respectivamente.

En la reproducción del campo de tensiones existieron las mayores diferencias, el Modelo Mohr Coulomb resultó ser extremadamente sensible al valor del límite de tracción utilizado. Para poder

obtener buenos resultados con este modelo fue necesario realizar un análisis de sensibilidad sobre dicho límite, pudiéndose obtener resultados muy satisfactorios. En el material arena, el incremento máximo de tensiones medido por las celdas en el apoyo rígido fue 1,3 veces el valor de la tensión vertical geoestática, los modelos predijeron este valor como 1,4 y 1,8 (*peak*), utilizando Hujoux y Mohr Coulomb respectivamente. Mientras que el error en la fuerza resultante de carga sobre el apoyo estacionario fue de $\Delta F^{HX} = 5,8\%$ y $\Delta F^{MC} = 1,3\%$. Por otra parte en el material arcilla, se midieron incrementos de tensión vertical de 1,8, y los modelos indican un incremento de 1,8 y 2,5, con Hujoux y Mohr Coulomb, respectivamente. Lo que se traduce a un error en la resultante de cargas vertical de $\Delta F^{HX} = -6,6\%$ y $\Delta F^{MC} = -2,1\%$.

De los resultados obtenidos, ambos modelos son lo suficientemente adecuados para reproducir el fenómeno, los errores de desplazamiento y tensiones son aceptables en ambos materiales, condicionado a una correcta calibración de los modelos. Sin embargo, en el caso del modelo de Mohr Coulomb fue necesario hacer un análisis de sensibilidad del *cut-off* (σ_t) del mecanismo de tracción. En la práctica, el límite de tracción se ignora, pero las conclusiones de este análisis indican que σ_t es un parámetro clave para la correcta distribución de tensiones al interior del suelo. Cuando se selecciona un valor σ_t cercano a cero, el suelo dilata fuertemente y las tensiones no se re-distribuyen, manteniendo la configuración geoestática en la zona inferior, y pequeñas tracciones en la zona superior del suelo. En el otro extremo, cuando se selecciona el 100% del límite de tracción, el suelo distribuye fuertemente sus tensiones, lo que genera tracción en la zona sobre la compuerta y un *peak* muy grande de compresión en el apoyo estacionario. El error en desplazamientos resultó ser muy poco sensible al valor del límite de tracción, lo que aumenta la importancia de haber instrumentado el cajón, porque contando con sólo los desplazamientos de DIC hubiera sido muy difícil poder discernir entre modelos que predicen tensiones tan distintas. En los casos en que se utilizó el límite de tracción máximo (la proyección completa de la cohesión en el eje σ), el *peak* de incrementos de compresión en el apoyo rígido fue 0,3 y 0,4 veces el valor medido, en arena y arcilla, respectivamente. Se mostró que reduciendo el límite de tracción en la misma proporción, se obtuvieron los mejores ajustes sobre las fuerzas resultantes medidas.

En síntesis, el modelo Mohr Coulomb tiene grandes ventajas por su simplicidad y lo fácil que resulta su calibración, pero en problemas donde existe distribución de tensiones y grandes deformaciones, se requiere conocer el valor de σ_t . Lamentablemente, no es posible determinar su valor directamente de ensayos tradicionales como un triaxial o de corte directo. Aunque, hay autores que han estudiado el límite de tracción, en sus trabajos señalan correlaciones con propiedades físicas o presentan mediciones directas de este valor, utilizando equipos específicamente diseñados. En este trabajo no se contaba con este tipo de dispositivos, pero sí con las mediciones en el ensayo *trapdoor*, por lo que fue posible estimarlo.

Si no fuera posible medir o estimar el valor del límite de tracción para el modelo Mohr Coulomb, es más razonable utilizar un modelo más complejo como el de Hujieux, calibrado a partir de trayectorias de carga completa de ensayos triaxiales estándar y así evitar el riesgo de obtener resultado de tensiones poco realistas en el suelo y en los apoyos.

Perspectivas a trabajos futuros

Respecto al tema del efecto arco, esta investigación ha sido dividida en dos etapas de investigación: experimental y numérica. Las recomendaciones para futuros trabajos también pueden dividirse entre ambos aspectos.

Estudios experimentales

En este trabajo se estudió el efecto arco a través del ensayo *trapdoor*, utilizando un cajón con dimensiones fijas y una altura de suelo constante de 30 *cm* y se compararon dos suelos distintos.

1. Uno de los posibles enfoques que se pueden abordar en trabajos futuros es estudiar distintos confinamientos. Para ello sería necesario diseñar un cajón más grande que permita aplicar carga superficial para controlar el nivel de confinamiento a estudiar. Si se desea utilizar la técnica de correlación de imágenes digitales, una de las caras del cajón debe ser transparente, con un vidrio o acrílico lo suficientemente resistente para resistir confinamientos altos.

2. También se pueden estudiar distintos tamaños de abertura de la compuerta o el efecto en la distribución de tensiones con uso de más de una compuerta.
3. O bien, se puede considerar directamente la posibilidad de abordar el problema del efecto arco a aplicación reales como excavaciones, a través de mediciones de excavaciones reales, o en problemas a escalas. Esto último es más difícil de extrapolar a problemas reales, pero permite la posibilidad de controlar y aislar las variables de estudio, para realizar análisis más profundos.
4. Otro enfoque que se puede considerar también, es la posibilidad de estudiar el efecto arco en deformaciones planas con la gravedad perpendicular al plano en que se produce el efecto arco (Figura 6.17). Es decir, estudiar por ejemplo, una sección del suelo entre pilas, a una profundidad definida. Con un cajón que se orienta en la otra dirección, y por medio de dos prensas controlar el confinamiento.

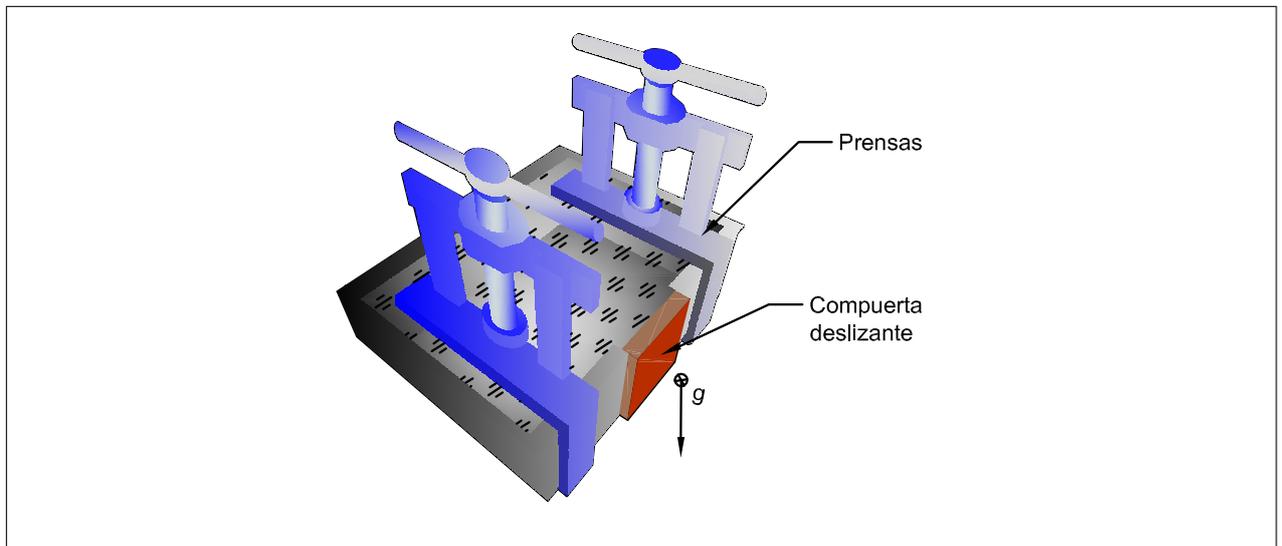


Figura 6.17: Alternativa de estudio con gravedad perpendicular al plano del efecto arco

5. El tema del efecto del límite de tracción en la distribución de tensiones del suelo también puede ser abordado experimentalmente. Para ello es necesario poder medir o estimar este valor y luego correlacionarlo con mediciones de tensiones del efecto arco.

Estudios Numéricos

La modelación utilizada en este trabajo corresponde a un modelo continuo en deformaciones planas con los modelos constitutivos Hujieux y Mohr Coulomb.

1. Una posibilidad de estudio del mismo problema, es a través de modelaciones discretas, tratar los granos y su interacción y no el dominio como un continuo. Este enfoque, tal vez se podría mejorar la representación del bloque que plastifica, y posiblemente la distribución de tensiones. Simulaciones del ensayo de corte directo también podrían verse mejoradas, en particular en el material arena donde el efecto de escala es mayor, por las dimensiones de los granos en comparación con el tamaño de la probeta estándar del equipo de corte directo empleado en esta investigación.
2. Otras posibles investigaciones que se pueden realizar en el tema de la modelación del efecto arco, corresponden a aplicaciones *3D*, por ejemplo, de excavaciones entibadas con soporte discontinuo, túneles en suelo, etc. Aunque este tipo de aplicaciones ya ha sido estudiada con buenos resultados. Lo que no ha sido tan explorado es el problema del efecto arco ante cargas dinámicas. Se debe tener en cuenta que el efecto arco se desarrolla debido a bandas de corte que permiten transferir tensiones, y que ante la presencia de un sismo o cualquier perturbación dinámica, la distribución de tensiones de corte en el dominio del suelo se ve totalmente afectada, por lo que la distribución de tensiones dependerá del sentido predominante de la perturbación, frecuencia e intensidad.

Bibliografía

- A. Naser Abu-Hejleh and Dobroslav Znidarčić. Desiccation Theory for Soft Cohesive Soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, 121(6):493–502, June 1995. ISSN 0733-9410.
- American Society for Testing and Materials. ASTM D-2488. *Standard Practice for Description and Identification of Soils (Visual-Manual Procedure)*, 2000.
- Guillermo Eduardo Ávila Álvarez. *Estudio de la retracción y el agrietamiento de arcillas. Aplicación a la arcilla de Bogotá*. Tesis doctoral, Universitat Politècnica de Catalunya, 2004.
- JP Bardet. *Experimental soil mechanics*. Prentice Hall, Upper Saddle River, N.J. (USA), 1997. ISBN 0133749355.
- J.E. Bowles. *Foundation analysis and Design*. New York, 4th edition, 1988.
- R. Brummer, C. O'Connor, G. Swan, and A. Henderson. Modelling the Progression of Back and Wall Caving in Deep Blasthole Stope Failures at Kidd Mine Using FLAC3D. In *MassMinn*, pages 252–257, Santiago, Chile, 2004.
- C.-Y. Chen and G.R. Martin. Soil–structure interaction for landslide stabilizing piles. *Computers and Geotechnics*, 29(5):363–386, July 2002. ISSN 0266352X. 10.1016/S0266-352X(01)00035-0.
- D. A. Farrell, E. L. Greacen, and W. E. Larson. The Effect of Water Content on Axial Strain in a Loam Soil under Tension and Compression¹. *Soil Science Society of America Journal*, 31(4):445, April 1967. ISSN 0361-5995.
- John Mario García Giraldo. *Análisis 3d no lineal mediante elementos finitos del efecto arco en la grava de Santiago*. Magíster en ciencias de la ingeniería, Pontificia Univerisdad Católica de Chile, 2009.
- A.R. Guest and P.A. Cundall. A three-dimensional particle flow code for block cave modeling. *The Application of Numerical Modeling in Geotechnical Engineering*, pages 15–18, 1994.
- Richard L. Handy. The arch in soil arching. *Journal of Geotechnical Engineering*, 111(3):302–318, 1985.
- Kingsley Harrop-Williams. Arch in soil arching. *Journal of geotechnical engineering*, 115(3): 415–419, 1989.

- J.C. Hujeux. Une loi de comportement pour le chargement cyclique des sols. *Génie Parasismique, Presse ENPC*, pages 287–302, 1985.
- J. Jaky. Pressure in soils. In *2nd ICSMFE*, volume 1, pages 103–107, London, 1948.
- Y. Kohata, F. Tatsuokaj, E. Hoque, G. L. Jiang, L. Wang, and T. Kodaka. Modelling the non-linear deformation properties of stiff geomaterials. *Géotechnique*, 47(3):563–580, January 1997. ISSN 0016-8505.
- C.J. Lee, B.R. Wu, H.T. Chen, and K.H. Chiang. Tunnel stability and arching effects during tunneling in soft clayey soil. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 21(2):119–132, 2006.
- L. Lorig, W. Gibson, J Alvia, and J. Cuevas. Gravity Flow Simulations with the Particle Flow Code (PFC). *ISRM News J.*, 3(1):18–24, 1995a.
- LJ Lorig, MP Board, DO Potyondy, and MJ Coetzee. Numerical modeling of caving using continuum and micro-mechanical models. In *3rd Canadian Conf. on Computer Applications in the Mineral Industry*, pages 416–425, 1995b.
- B. K. Low, S. K. Tang, and V. Choa. Arching in Piled Embankments. *Journal of Geotechnical Engineering*, 120(11):1917–1938, November 1994. ISSN 0733-9410. 10.1061/(ASCE)0733-9410(1994)120:11(1917).
- M. Luong. Phénomènes cycliques dans les sols pulvérulents. *Géotechnique*, (10):39–53, 1980.
- Claudia Lorena Medina Díaz. *Estudio del efecto arco aplicado a problemas de ingeniería geotécnica*. Memoria título, Universidad de Chile, 2002.
- A Modaressi and F Lopez-Caballero. Global methodology for soil behavior identification and its application to the study of site effects. In *Fourth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, San Diego, California, 2001.
- P Ortigosa. Entibaciones en Grava, 2001.
- Pedro Ortigosa. Aplicación del Desacople de la Cohesión-Fricción-Deformación en Problemas de Ingeniería Geotécnica. Technical report, Universidad de Chile, 2005.
- M. E. Pierce, P. A. Cundall, G.J. van Hout, and L. Lorig. PFC3D modeling of caved rock under draw. In *International PFC Symposium*, pages 211–217, Gelsenkirchen, Germany, 2002.

- Rigoberto Rivera Constantino. *Determination des Propriétés Mécaniques des Sables et des Argiles en Régime Dynamique et Cyclique aux Faibles Déformations*. Thèse de doctorat, École Centrale Paris, France, [S.l.], 1988.
- P. W. Rowe. Theoretical meaning and observed values of deformation parameters for soil. In *Proceedings Roscoe Memorial Symposium: Stress-strain behaviour of soils*, pages 143–194, Cambridge, England, 1971.
- Esteban Sáez and Christian Ledezma. Earthquake-induced pressures on discontinuous piling support on Santiago gravel. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 41:72–83, October 2012. ISSN 02677261. 10.1016/j.soildyn.2012.05.007.
- Esteban Patricio Sáez Robert. *Dynamic Nonlinear Soil-Structure Interaction*. Tesis doctoral, École Centrale Paris, 2009.
- R. Salgado and K. H. Paik. Estimation of active earth pressure against rigid retaining walls considering arching effects. *Géotechnique*, 53(7):643–653, 2003. ISSN 00168505. 10.1680/geot.2003.53.7.643.
- Scaime: Solutions de Pesage & Mesures Industrielles. Capteur de pesage appui central aluminium, 2012. URL <http://www.scaime.com/fr/12/produit/capteur-de-pesage-appui-central-aluminium.html>.
- J.H. Schmertmann and J.O. Osterberg. An experimental study of the development of cohesion and friction with axial strain in saturated cohesive soil. In *Proceedings ASCE Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils*, pages 643–694, 1960.
- Andrew Schofield and Peter Wroth. *Critical State Soil Mechanics*. McGraw-Hill, 1968. ISBN 0070940487. 10.1111/j.1475-2743.1987.tb00718.x.
- H. Selldén and M. Pierce. FC3D Modelling of flow behaviour in sublevel caving. In *MassMin*, pages 201–210, Santiago, Chile, 2004.
- V. A. Snyder and R. D. Miller. Tensile Strength of Unsaturated Soils¹. *Soil Science Society of America Journal*, 49(1):58, 1985. ISSN 0361-5995.
- G. X. Tang and J Graham. A Method for Testing Tensile Strength in Unsaturated Soils. *Geotechnical Testing Journal*, 23(3), 2000. 10.1520/GTJ11059J.

Enrique Tomás Tapia. *Entibaciones de gran profundidad en grava*. Memoria de titulación, Universidad Técnica Federico Santa María, 2011.

Terratest. Pilotes In Situ, 2012. URL <http://www.terratest.cl/>.

Karl Terzaghi. Stress distribution in dry and saturated sand above a yielding trap-door. In *International Conference of Soil Mechanics*, pages 307–301. Harvard University, Cambridge, 1936.

Karl Terzaghi. Arching in ideal soils. In *Theoretical soil mechanics*, chapter V. 1943.

G.D. Towner. The tensile stress generated in clay through drying. *Journal of Agricultural Engineering Research*, 37(3-4):279–289, May 1987a. ISSN 00218634. 10.1016/S0021-8634(87)80024-0.

G.D. Towner. The mechanics of cracking of drying clay. *Journal of Agricultural Engineering Research*, 36(2):115–124, February 1987b. ISSN 00218634. 10.1016/0021-8634(87)90118-1.

Ramon Verdugo and Javier Ubilla. Geotechnical Analysis of Gravity Flow During Block Caving. In *MassMin*, pages 195–200, Santiago, Chile, 2004.

Pieter Vermeer, Ankana Punlor, and Nico Ruse. Arching effects behind a soldier pile wall. *Computers and Geotechnics*, 28(6-7):379–396, September 2001. ISSN 0266352X.

G. Viggiani and J.H. Atkinson. Stiffness of fine-grained soil at very small strains. *Géotechnique*, 45(2):249–265, January 1995. ISSN 0016-8505.

Gioacchino Viggiani, Stephen A Hall, and Enrique Romero. ALERT Doctoral School 2012 Advanced experimental techniques in, 2012.