



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – GEOTECNIA

APLICACIÓN DE LA TEORÍA DE ESTADO CRÍTICO AL FENÓMENO DE
LICUACIÓN – CARACTERIZACIÓN Y MODELACIÓN

TESIS QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
OMAR DE SANTIAGO PACHECO

TUTORES PRINCIPALES:
DR. MIGUEL ÁNGEL MÁNICA
MALCOM / IIUNAM
DR. EFRAÍN OVANDO SHELLEY /
IIUNAM

CIUDAD DE MÉXICO, JUNIO 2022



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

Resumen

Este trabajo se enfoca en la simulación numérica de la licuación de flujo (o licuación estática), es decir, el comportamiento en reblandecimiento no drenado que se observa en suelos sueltos saturados de baja plasticidad. Este fenómeno es de particular relevancia en el contexto del comportamiento de depósitos de residuos mineros, en donde se ha identificado como la causa principal en numerosas fallas de estas estructuras.

El problema se aborda mediante el uso del modelo constitutivo Clay And Sand Model (CASM), un modelo formulado en el marco de la teoría del estado crítico, en el que se incorpora de forma explícita el concepto del parámetro de estado de Been & Jefferies. A partir de la simulación de una serie de pruebas de compresión triaxial no drenada, con consolidación anisótropa, se demuestra que el CASM es capaz de reproducir el fenómeno de licuación de flujo.

El modelo también se aplica a la simulación de la falla en la Mina de Sullivan, en la Columbia Británica, Canadá. En el año 1991, una de las estructuras contenedoras, conformadas por diques construidos con el método aguas arriba, colapsó movilizándose alrededor de 75,000 m³ de material compactado y residuos mineros de hierro que se desplazaron entre 15 y 45 m de distancia en un lapso muy corto. Aunque se presume que la falla se debió a la ocurrencia de la licuación de flujo, desencadenada por un incremento de 2.4 m de altura en los diques compactados, dicha hipótesis nunca ha sido demostrada a través de análisis rigurosos, incluyendo el comportamiento frágil de los residuos mineros; este trabajo aspira a proporcionar dicha verificación. El caso de estudio se simuló mediante análisis bidimensionales (deformación plana) de la sección crítica del depósito, asumiendo una condición no drenada perfecta. Los resultados demuestran que la elevación de los diques causa incrementos de esfuerzo desviador suficientemente grandes para desencadenar la licuación de flujo, y que ésta se propague hasta causar el colapso de la estructura. El mecanismo de falla obtenido de la simulación reproduce de manera satisfactoria las observaciones de campo. El caso de estudio también se simuló mediante un análisis hidromecánico acoplado, en donde intervienen la permeabilidad de los materiales y los tiempos de construcción. Los resultados demuestran como estos dos últimos factores son un condicionante para la ocurrencia de la licuación, asociados a la capacidad de la estructura para disipar excesos de presión de poro.

Tangencialmente, se verificó el método de Foti et al. (2002) para la determinación de la porosidad in situ a partir de resultados geofísicos. El objetivo de abordar el estudio de esta metodología es el determinar alguna alternativa para estimar el parámetro de estado en materiales sueltos de difícil muestreo. La verificación se realiza con información existente de una exploración geotécnica en el Antiguo Lago de Texcoco.

Abstract

This work focuses on the numerical simulation of the flow liquefaction phenomenon (or static liquefaction), i.e., the undrained softening behaviour observed in saturated loose soils with low plasticity. This phenomenon is quite relevant in the context of tailing dams since it has been identified as the main cause of many failures of these structures.

The problem is addressed through the use of the constitutive model Clay And Sand Model (CASM), a model formulated within the critical state framework, formulated explicitly in terms of the state parameter concept by Been & Jefferies. From the simulation of a series of triaxial compression undrained tests, with anisotropic consolidation, is shown that CASM is able to reproduce the flow liquefaction phenomenon.

The model is also applied to the numerical simulation of the Sullivan Mine tailings slide (British Columbia). In 1991, one of the container structures, conformed by dykes built with the upstream method, collapsed with the mobilization of around 75,000 m³ of compact material and iron tailings that travelled between 15 - 45 m in a very short time. It has been hypothesized that failure occurred as a result of flow liquefaction, triggered by a 2.4 m raising of the dyke. However, this hypothesis has never been demonstrated through rigorous analyses including the brittle behavior of tailings. This work aims to provide such verification. The problem was simulated by means of two-dimensional analyses (plane strain) of the critical section of the dam; they assume perfect undrained conditions. Results show that raising of the dyke produces deviatoric stress increments large enough to trigger flow liquefaction, which then propagates until causing the collapse of the structure. The failure mechanism obtained from the simulation reproduces satisfactorily field observations. The problem was also simulated through a fully-coupled hydromechanics analysis, where the permeability of materials and construction time are considered. Results show how these two factors act as conditionals for the occurrence of liquefaction, associated with the capacity of the structure to dissipate excess pore-water pressures.

Tangentially, the methodology from Foti et al. (2002) for the determination of the in-situ porosity from geophysics studies was verified. The objective of the latter is to find an alternative to estimate the in-situ state parameter in materials that are difficult to sample. This verification was performed from existing information of an exploration campaign in the Former Texcoco Lake.

Agradecimientos

A mi madre Margarita Pacheco San Juan, la única persona a quien debo lo que soy. Ella se ha esforzado tanto por nosotros, ¿por qué yo no he de hacerlo por ella?

A mi padre Ygnacio de Santiago Vázquez, quien me enseñó el significado de la palabra *trabajo*.

A mi asesor de tesis el Dr. Miguel Ángel Mánica Malcom, quien desde el primer momento—y durante dos años—me brindó su ayuda, orientación y conocimiento para realizar este trabajo y nutrir mi desarrollo personal.

A la Dra. Alexandra Ossa López, el Dr. Eduardo Botero Jaramillo, el Dr. Efraín Ovando Shelley y el Dr. Osvaldo Flores Castellón; por su tiempo, observaciones y correcciones para enriquecer este trabajo.

Al Ing. José Ignacio Rincón López, por su conocimiento, confianza y amistad. Además, por darme la oportunidad de profundizar en la geotecnia.

A mis hermanos: Diana, Cristina, Yeimi, Lucía, Alejandro, Pedro y Andrea; sin ellos, este trabajo nunca se hubiese concluido.

A mis amigos de la maestría: Axel, Laura, Mabel y Valeria; quienes hicieron amena una dura temporada con su amistad y apoyo.

Contenido

Resumen

Abstract

1	Introducción.....	1
1.1	Antecedentes	1
1.2	Objetivos y alcances	3
1.3	Organización de la tesis	3
2	Comportamiento de materiales granulares	5
2.1	Caracterización en el laboratorio	5
2.1.1	Compresión triaxial	6
2.1.2	Corte simple.....	13
2.2	Marco teórico – Estado crítico.....	16
2.3	Parámetro de estado	18
3	Licuación en suelos.....	20
3.1	Principios básicos	20
3.2	Movilidad cíclica	20
3.3	Licuación de flujo	21
3.4	Casos históricos representativos	24
3.4.1	Presa Fort Peck	25
3.4.2	Berma de Nerlerk.....	25
3.4.3	Residuos mineros de Aberfan.....	27
3.4.4	Presa de residuos mineros de Merriespruit.....	28
3.4.5	Dique Norte de la presa Wachusett	30
3.5	Evaluación del potencial de licuación	31
3.5.1	Métodos de campo.....	31
3.5.2	Método basado en pruebas de laboratorio	51
3.5.3	Métodos numéricos	52
3.5.4	Importancia del parámetro de estado.....	57
4	Determinación in situ del parámetro de estado.....	60
4.1	Determinación de la línea de estado crítico/estable.....	61
4.2	A partir de ensayos de cono	64
4.3	A partir de mediciones de las velocidades de propagación de ondas	66
4.3.1	Determinación in situ de las velocidades de propagación de ondas.....	66
4.3.2	Método de Wood	69
4.3.3	Método de Gassmann	70

4.3.4	Método de Foti	71
4.3.5	Validación de la predicción de la porosidad a partir del método de Foti	74
5	Modelación numérica de la licuación de flujo	79
5.1	Modelos constitutivos en la literatura	79
5.1.1	Nor-Sand.....	79
5.1.2	MIT-S1	82
5.1.3	SANISAND modificado.....	85
5.2	Clay And Sand Model (CASM).....	87
5.2.1	Formulación original	89
5.2.2	Simulaciones de verificación en Yu (1998)	90
5.2.3	Implementación en Mánica et al. (2021)	93
5.2.4	Características principales del CASM UDSM	95
5.2.5	Simulaciones de verificación.....	99
5.2.6	Simplificación de los parámetros de entrada.....	102
6	Caso de estudio – Mina de Sullivan (Columbia Británica)	109
6.1	Descripción	109
6.2	Determinación de parámetros	116
6.3	Modelo numérico	122
6.4	Resultados	127
6.4.1	Caso base	127
6.4.2	Análisis paramétrico	130
6.4.3	Análisis hidromecánico acoplado.....	147
6.5	Análisis de equilibrio límite.....	152
6.6	Resultados	153
7	Conclusiones	156
	Bibliografía y referencias.....	159

Anexo I

Lista de figuras

Figura 2.1. Método de preparación de muestra por pluviación (Flitti et al., 2019).	5
Figura 2.2. Método moist tamping (a) esquema del sistema y (b) distribución de espécimen (Frost & Park, 2003).....	6
Figura 2.3. Equipo triaxial (Bowles, 1996).	7
Figura 2.4. (a) Trayectorias de esfuerzo y (b) curvas esfuerzo-deformación, para una condición drenada y no drenada.	8
Figura 2.5. Pruebas triaxiales CD en arena de Lázaro Cárdenas para un estado suelto y confinamientos de 100 y 200 kPa (Jerónimo, 2003).....	9
Figura 2.6. Pruebas triaxiales CD en arena de Lázaro Cárdenas para un estado denso y confinamientos de 100, 200 y 400 kPa (Jerónimo, 2003).....	9
Figura 2.7. Trayectoria de esfuerzos efectivos en las probetas ST01 y ST04 (Sánchez, 1998).....	11
Figura 2.8. (a) Curva esfuerzo-deformación y (b) variación de presión de poro en las probetas ST01 y ST04 (Sánchez, 1998).	11
Figura 2.9. Pruebas triaxiales CU en arena de Lázaro Cárdenas para un estado suelto y confinamientos de 100 y 200 kPa (Jerónimo, 2003).....	12
Figura 2.10. Pruebas triaxiales CU en arena de Lázaro Cárdenas para un estado denso y confinamientos de 100, 200 y 400 kPa (Jerónimo, 2003).....	13
Figura 2.11. Tipos de equipo de corte simple (Espinace, 1984).....	14
Figura 2.12. Serie M-1. Arena limpia (SP), $\sigma'c_0 = 100$ kPa (Aguilar, 2006).....	15
Figura 2.13. Serie M-2. Arena limpia (SP), $\sigma'c_0 = 150$ kPa (Aguilar, 2006).....	15
Figura 2.14. Serie M-3. Arena limpia (SP), $\sigma'c_0 = 200$ kPa (Aguilar, 2006).....	15
Figura 2.15. Hipótesis inicial de la relación de vacíos crítica de Casagrande (Jefferies & Been, 2016).	16
Figura 2.16. Representación de la CSL en (a) el espacio $q - p'$ y (b) el espacio $v - \ln p'$	18
Figura 2.17. Esquema de la definición de parámetro de estado.	18
Figura 2.18. Diagrama de estado para arena de Kogyuk 350/2 (Been & Jefferies, 1985).....	19
Figura 3.1. Movilidad cíclica bajo carga triaxial: (a) sin esfuerzos inversos y sin exceder la resistencia residual, (b) sin esfuerzos inversos y con períodos momentáneos donde se excede la resistencia residual, y (c) con esfuerzos inversos y sin exceder la resistencia residual (Kramer, 1996).	21
Figura 3.2. Licuación de flujo (reblandecimiento no drenado): (a) curva esfuerzo-deformación y (b) trayectoria de esfuerzos efectivos (Gens, 2019).	22
Figura 3.3. Conceptos de (a) la línea de colapso y de (b) la línea de licuación de flujo (Jefferies & Been, 2016).....	23
Figura 3.4. Mecanismos desencadenantes de la licuación de flujo: (a) carga no drenada y (b) reducción de esfuerzo horizontal en condición drenada (Gens, 2019).....	23
Figura 3.5. Mecanismos desencadenantes de licuación de flujo: (a) incremento de presión de poro debida a condiciones hidráulicas y (b) acumulación de presión de poro bajo carga cíclica (Gens, 2019).....	24
Figura 3.6. Vista oblicua de la falla de Fort Peck en 1938 (Davies et al., 2002).....	25
Figura 3.7. Sección transversal de la Berma Nerlerk B-67 y cimentación después de la primera falla en 1983 (Jefferies & Been, 2016).....	26
Figura 3.8. Esquema de las fallas ocurridas en la Berma Nerlerk B-67 (Jefferies & Been, 2016).	27
Figura 3.9. Deslizamiento de residuos mineros de la mina de Aberfan (Jefferies & Been, 2016).	28
Figura 3.10. Vista aérea de la falla de la presa de residuos mineros de Merriespruit (Fourie & Papageorgiou, 2001).....	29
Figura 3.11. Sección longitudinal del Dique norte de la Presa Wachusett (Jefferies & Been, 2016).	30
Figura 3.12. Método de evaluación del potencial de licuación (Seed & Idriss, 1970).	32
Figura 3.13. Determinación del esfuerzo cortante máximo (Seed & Idriss, 1970).....	33

Figura 3.14. Rango de valores de rd para diferentes perfiles de suelo (Seed & Idriss, 1970).	34
Figura 3.15. Historial de esfuerzos cortante durante un sismo (Seed & Idriss, 1970).	34
Figura 3.16. Condiciones de esfuerzo que inducen licuación en 10 ciclos (Seed & Idriss, 1970).	35
Figura 3.17. Condiciones de esfuerzo que inducen licuación en 30 ciclos (Seed & Idriss, 1970).	36
Figura 3.18. Relación entre cr y Dr (Seed & Idriss, 1970).	37
Figura 3.19. Evaluación del potencial de licuación para suelos granulares, considerando el NAF a 1.5 m de profundidad respecto a la superficie (Seed & Idriss, 1970).	38
Figura 3.20. Relación entre resistencia de penetración estándar SPT, densidad relativa Dr y esfuerzo vertical efectivo (Seed & Idriss, 1970).	38
Figura 3.21. Cartas de evaluación del potencial de licuación para suelos granulares considerando el NAF a 1.5 m de profundidad (Seed & Idriss, 1970).	39
Figura 3.22. Curva base SPT en arena limpia para sismos de magnitud 7.5 (Youd et al., 2001).	42
Figura 3.23. Curva recomendada para el cálculo de CRR a partir de información CPT (Youd et al., 2001). .	44
Figura 3.24. Carta del tipo de comportamiento del suelo para CPT (Robertson, 1990).	45
Figura 3.25. Comparación de siete relaciones entre resistencia a la licuación y $VS1$ en suelos granulares (Youd et al., 2001).	47
Figura 3.26. Carta de tipo de comportamiento de suelo CPT para evaluar el potencial de licuación y movilidad cíclica (Robertson, 2010).	48
Figura 3.27. Ejemplo de malla discretizada en 5x5 nodos, 9 nodos interiores y 16 nodos de frontera, 25 nodos totales. Los nodos interiores se denotan con pn y exteriores ui, j (Carrillo et al., 2018).	53
Figura 3.28. Ejemplo sistema algebraico de ecuaciones expresado en forma matricial (Carrillo et al., 2018).53	
Figura 3.29. Ejemplo medio discretizado, coordenadas nodales (i, j y k) y desplazamientos de los nodos (Frías, 2004).	55
Figura 3.30. Tipos de nodos en un elemento (Frías, 2004).	55
Figura 3.31. Trayectorias de esfuerzos en arena de Kogyuk (a) 350/2 y (b) Kogyuk 350/10 para diferentes densidades relativas y diferentes parámetros de estado iniciales (Jefferies & Been, 2016).	58
Figura 3.32. Diagrama de estado de pruebas no drenadas en suelos granulares completamente saturados (Kramer, 1996).	59
Figura 4.1. Línea de estado crítico en el espacio $q - p' - v$, con proyecciones en los plano $q - p'$ y $v - \ln p'$ (Díaz-Rodríguez, 2014).	61
Figura 4.2. Línea de estado crítico para residuos mineros de Guindon B (Jefferies & Been, 2016).	62
Figura 4.3. Información experimental para la relación entre ηpk y $Dmin$, en arena de Erksak para ensayos triaxiales de compresión y extensión (Jefferies & Been, 2016).	63
Figura 4.4. Ejemplo del comportamiento esfuerzo-deformación para un material con propiedades de una arena media a densa, simulada con el modelo Non-Associated Mohr-Coulomb (NAMC) (Jefferies & Been, 2016).	64
Figura 4.5. Esquema de la prueba Down-Hole en un barreno ademado (Ishihara, 1997).	67
Figura 4.6. Esquema de prueba Cross-Hole en barrenos ademados (ASTM D 4428/D 4428M-00).	68
Figura 4.7. (a) Registro de velocidad y (b) monitoreo de la propagación por el método de la sonda suspendida (Ishihara, 1997).	69
Figura 4.8. Dependencia de la estimación de la porosidad a la relación de Poisson (drenada) de la estructura del suelo (Foti et al., 2002).	72
Figura 4.9. Resultados del barreno JA01-4 (Foti & Lancellotta, 2004).	73
Figura 4.10. Resultados del barreno JA01-6 (Foti & Lancellotta, 2004).	73
Figura 4.11. Velocidades de propagación de ondas sísmicas para la zona del antiguo Lago de Texcoco, sitios 1Vs y 5Vs (Geotec, 2013).	75
Figura 4.12. Velocidades de propagación de ondas sísmicas para la zona del antiguo Lago de Texcoco, sitios 1Vs-L y 2Vs-L (Geotec, 2013).	75

Figura 4.13. Predicción de porosidad y resultados medidos en el laboratorio para la zona del antiguo Lago de Texcoco, sitios 1Vs y 5Vs.....	77
Figura 4.14. Predicción de porosidad y resultados medidos en el laboratorio para la zona del antiguo Lago de Texcoco, sitios 1Vs-L y 2Vs-L.	78
Figura 5.1. Resultados de ensayos de compresión triaxial no drenada en arena de Changi bajo consolidación anisotrópica, en deformación plana (Wanatowski, 2013).....	80
Figura 5.2. Licuación estática en compresión triaxial y simulación del NorSand; (a) probeta L601, $\psi_0 = +0.025$; y (b) probeta L609, $\psi_0 = +0.070$ (Jefferies & Been, 2016).	81
Figura 5.3. Efecto del cambio del estado inicial: evidencia experimental en arena de Toyoura contra predicción del MIT-S1 (Pestana et al., 2002).	84
Figura 5.4. Comparación del comportamiento al corte no drenado calculado y medido para arena de Nerlerk con 12% de finos (Buscarnera & Whittle, 2012).	84
Figura 5.5. Resultados de la simulación e información experimental en pruebas de compresión triaxial no drenada en arena de Toyoura (Dafalias & Manzari, 2004).....	86
Figura 5.6. Simulación del modelo (a y c) e información experimental (b y d) (Dafalias & Manzari, 2004).	87
Figura 5.7. Definición de parámetro de estado, constantes del estado crítico y parámetro de estado de referencia (Yu, 1998).....	88
Figura 5.8. Superficies de fluencia normalizadas del CASM para diferentes valores de (a) nf y (b) r (Mánica et al., 2021a).	89
Figura 5.9. Efecto del parámetro de estado inicial en el comportamiento calculado de pruebas de compresión triaxial no drenada en arena con propiedades similares a la de Ticino, (a) curvas esfuerzo deformación y (b) trayectorias de esfuerzos (Yu, 1998).	91
Figura 5.10. Predicción del modelo para compresión no drenada en una arena de Ottawa muy suelta ($v_0 = 1.793$, $p'_0 = 475$ kPa) (Yu, 1998).....	92
Figura 5.11. Predicción del modelo para compresión no drenada en una arena de Ottawa muy suelta ($v_0 = 1.793$, $p'_0 = 348$ kPa) (Yu, 1998).....	92
Figura 5.12. Predicción del modelo para compresión no drenada en una arena de Ottawa muy suelta ($v_0 = 1.804$, $p'_0 = 350$ kPa) (Yu, 1998).....	92
Figura 5.13. Predicción del modelo para compresión no drenada en una arena de Ottawa muy suelta ($v_0 = 1.804$, $p'_0 = 550$ kPa) (Yu, 1998).....	93
Figura 5.14. Forma de la función de fluencia en el plano desviador (Arroyo & Gens, 2021).	94
Figura 5.15. Comparación de resultados del CASM original y el CASM UDSM, para una arena similar a la de Ticino bajo carga no drenada, a partir de información de Yu (1998): (a) curvas esfuerzo-deformación y (b) trayectorias de esfuerzos.....	100
Figura 5.16. Predicción de curvas por el CASM, CASM UDSM y resultados de datos medidos en laboratorio, para una arena de Ottawa muy suelta ($v_0 = 1.793$, $p'_0 = 475$ kPa): (a) curvas esfuerzo-deformación y (b) trayectorias de esfuerzos.....	101
Figura 5.17. Predicción de curvas por el CASM, CASM UDSM y resultados de datos medidos en laboratorio, para una arena de Ottawa muy suelta ($v_0 = 1.793$, $p'_0 = 348$ kPa): (a) curvas esfuerzo-deformación y (b) trayectorias de esfuerzos.....	101
Figura 5.18. Predicción de curvas por el CASM, CASM UDSM y resultados de datos medidos en laboratorio, para una arena de Ottawa muy suelta ($v_0 = 1.804$, $p'_0 = 350$ kPa): (a) curvas esfuerzo-deformación y (b) trayectorias de esfuerzos.....	102
Figura 5.19. Predicción de curvas por el CASM, CASM UDSM y resultados de datos medidos en laboratorio, para una arena de Ottawa muy suelta ($v_0 = 1.804$, $p'_0 = 550$ kPa): (a) curvas esfuerzo-deformación y (b) trayectorias de esfuerzos.....	102
Figura 5.20. Endurecimiento durante carga no drenada en el CASM (Mánica et al., 2021a).	105

Figura 5.21. Trayectorias de esfuerzos por pruebas triaxiales a consolidación K_0 , para $CF = 60\%$; (a) experimentales; y (b) simuladas (Mánica et al., 2021a).	107
Figura 5.22. Diagramas de estado por pruebas triaxiales a consolidación K_0 , para $CF = 60\%$; (a) experimentales; y (b) simulados (Mánica et al., 2021a).	108
Figura 6.1. Vista aérea de la Mina de Sullivan (a) durante operaciones y (b) años después de cesar actividades (Teck Resources Limited, 2021).	109
Figura 6.2. Plano de sitio, área de residuos mineros de la Mina de Sullivan (Davies, 1999).	110
Figura 6.3. Método de disposición de aguas arriba (Mine Safety and Health Administration, 2010).	110
Figura 6.4. Vista aérea de la falla en la Mina de Sullivan (Davies, 1999).	111
Figura 6.5. Vista local de la falla en la Mina de Sullivan (Davies, 1999).	112
Figura 6.6. Sección transversal de la geometría (a) pre-falla y (b) post-falla en la mina de Sullivan (Jefferies & Been, 2016).	112
Figura 6.7. Sondeo CPT CP91-29 a través de la falla del dique (Jefferies & Been, 2016).	114
Figura 6.8. Comparación de seis sondeos CPT (a) a lo largo de la línea central del dique de 1986 y (b) al pie del área del dique general (Jefferies & Been, 2016).	115
Figura 6.9. Estimación del estado in situ a partir de información del sondeo CPT91-29 (Jefferies & Been, 2016).	116
Figura 6.10. Esquema de identificación de materiales contractivos (rosa)/ dilatantes (blanco) a partir de correlaciones de Olson & Stark (2002) e integración con otras técnicas (Flores, 2022).	122
Figura 6.11. Geometría del modelo numérico para representar el caso de estudio.	123
Figura 6.12. Malla de elemento finito y condiciones de contorno mecánicas.	123
Figura 6.13. Orden cronológico del desarrollo de las estructuras en el modelo numérico.	124
Figura 6.14. Carga hidráulica impuesta por etapa de cálculo de jales en el modelo numérico: (a) etapa dos, (b) etapa tres, (c) etapa cinco y (d) etapa siete.	125
Figura 6.15. Línea de corriente superior en el modelo numérico.	125
Figura 6.16. Nodos seleccionados en el análisis del modelo de los diques de la Mina de Sullivan.	126
Figura 6.17. Curva $\Sigma Mstage$ – desplazamiento para el caso base: (a) simulación completa y (b) detalle en los primeros incrementos.	127
Figura 6.18. Caso base, malla de elemento finito deformada ($\times 10$).	128
Figura 6.19. Caso base, contornos de deformaciones desviadoras incrementales.	128
Figura 6.20. Caso base, exceso de presión de poro.	129
Figura 6.21. Caso base, variación del parámetro de estado.	129
Figura 6.22. Caso base: (a) trayectorias de esfuerzos y (b) Curva esfuerzo-deformación.	130
Figura 6.23. Simulaciones iniciales: (a) trayectorias de esfuerzos, (b) detalle de resistencia no drenada pico en un espacio $q - p'$, (c) curvas esfuerzo-deformación y (d) detalle de resistencia no drenada pico en un espacio $q - \varepsilon_1$.	132
Figura 6.24. Curvas $\Sigma Mstage$ – desplazamiento para las simulaciones iniciales: (a) simulación completa y (b) detalle en los primeros incrementos.	133
Figura 6.25. Modificación de M : (a) trayectorias de esfuerzos, (b) detalle de resistencia no drenada pico en un espacio $q - p'$, (c) curvas esfuerzo-deformación y (d) detalle de resistencia no drenada pico en un espacio $q - \varepsilon_1$.	135
Figura 6.26. Curvas $\Sigma Mstage$ – desplazamiento para la modificación de M : (a) simulación completa y (b) detalle en los primeros incrementos.	136
Figura 6.27. Decremento de ψ_0 : (a) trayectorias de esfuerzos, (b) detalle de resistencia no drenada pico en un espacio $q - p'$, (c) curvas esfuerzo-deformación y (d) detalle de resistencia no drenada pico en un espacio $q - \varepsilon_1$.	138
Figura 6.28. Curvas $\Sigma Mstage$ – desplazamiento para el decremento de ψ_0 : (a) simulación completa y (b) detalle en los primeros incrementos.	139
Figura 6.29. Diagrama de estado, modificando λ y κ .	141

Figura 6.30. Modificación de λ y κ : (a) trayectorias de esfuerzos, (b) detalle de resistencia no drenada pico en un espacio $q - p'$, (c) curvas esfuerzo–deformación y (d) detalle de resistencia no drenada pico en un espacio $q - \varepsilon_1$	141
Figura 6.31. Curvas $\Sigma Mstage$ – desplazamiento para la modificación de λ y κ : (a) simulación completa y (b) detalle en los primeros incrementos.	142
Figura 6.32. Modificación de SP : (a) trayectorias de esfuerzos, (b) detalle de resistencia no drenada pico en un espacio $q - p'$, (c) curvas esfuerzo–deformación y (d) detalle de resistencia no drenada pico en un espacio $q - \varepsilon_1$	144
Figura 6.33. Modificación de ψ_0 y SP : (a) trayectorias de esfuerzos, (b) detalle de resistencia no drenada pico en un espacio $q - p'$, (c) curvas esfuerzo–deformación y (d) detalle de resistencia no drenada pico en un espacio $q - \varepsilon_1$	146
Figura 6.34. Curvas $\Sigma Mstage$ – desplazamiento para la modificación de ψ_0 y SP : (a) simulación completa y (b) detalle en los primeros incrementos.....	146
Figura 6.35. Curvas $\Sigma Mstage$ – desplazamiento para la modificación del tiempo de construcción.	148
Figura 6.36. Incremento de deformación desviadora para (a) 0.1 días (b) 0.3 días y (c) 0.5 días.	149
Figura 6.37. Incremento de deformación desviadora para (d) 0.6 días y (e) 1.0 días.	149
Figura 6.38. Exceso de presión de poro para (a) 0.1 días, (b) 0.3 días y (c) 0.5 días.	150
Figura 6.39. Exceso de presión de poro para (d) 0.6 días y (e) 1.0 días.	150
Figura 6.40. Variación del parámetro de estado para (a) 0.1 días, (b) 0.3 días y (c) 0.5 días.....	151
Figura 6.41. Variación del parámetro de estado para (d) 0.6 días y (e) 1.0 días.	151
Figura 6.42. Modelo de los diques de la Mina de Sullivan para análisis de equilibrio límite.	153
Figura 6.43. Carga hidráulica y posición de la línea de corriente superior en el modelo de los diques de la Mina de Sullivan.	153
Figura 6.44. Factor de seguridad por el método de Bishop simplificado.	154
Figura 6.45. Factor de seguridad por el método de Janbu corregido.	154
Figura 6.46. Factor de seguridad por el método de Spencer.....	154
Figura A.1. Contornos de deformaciones desviadoras incrementales, grupo A: parámetros dentro de los límites reportados (1).....	167
Figura A.2. Contornos de deformaciones desviadoras incrementales, grupo A: parámetros dentro de los límites reportados (2).....	168
Figura A.3. Contornos de deformaciones desviadoras incrementales, grupo B: modificación de la relación de esfuerzos M	169
Figura A.4. Contornos de deformaciones desviadoras incrementales, grupo C: modificación del parámetro de estado inicial ψ_0	170
Figura A.5. Contornos de deformaciones desviadoras incrementales, grupo D: modificación de las pendientes λ y κ	171
Figura A.6. Contornos de deformaciones desviadoras incrementales, grupo F: modificación de más de un parámetro.....	172

Lista de tablas

Tabla 2.1. Denominación según compacidad (Díaz-Rodríguez, 2014).	6
Tabla 2.2. Condiciones de ensayos CD para arena de Lázaro Cárdenas con 20% de finos (Jerónimo, 2003).	9
Tabla 2.3. Condiciones de ensayo CU para arena de Manzanillo, Colima (Sánchez, 1998).	11
Tabla 2.4. Condiciones de ensayo CU para arena de Lázaro Cárdenas con 20% de finos (Jerónimo, 2003).	12
Tabla 2.5. Condiciones de ensayo (Aguilar, 2006).	14
Tabla 3.1. Determinación del número de ciclos significativos de esfuerzo (Seed & Idriss, 1970).	35
Tabla 3.2. Probabilidad de licuación en función de la Dr (Seed & Idriss, 1970).	39
Tabla 3.3. Factor de escala por magnitud (Youd et al., 2001).	41
Tabla 3.4. Corrección para SPT (Robertson & Wride, 1998).	43
Tabla 4.1. Parámetros del material utilizados (Foti & Lancellotta, 2004).	73
Tabla 4.2. Ubicación de los puntos seleccionados (Geotec, 2013).	74
Tabla 4.3. Rangos de propiedades del suelo considerado (Geotec, 2013).	76
Tabla 4.4. Resumen de parámetros utilizados (Foti et al., 2002; Han et al., 1986; Helgerud et al., 1999; Mavko et al., 2009; Miura et al., 2001; Yoon & Lee, 2010).	76
Tabla 5.1. Parámetros del modelo NorSand (Jefferies & Been, 2016).	80
Tabla 5.2. Parámetros del modelo MIT-S1 (Pestana & Whittle, 1999).	83
Tabla 5.3. Parámetros del modelo SANISAND modificado (Dafalias & Manzari, 2004).	86
Tabla 5.4. Parámetros de entrada para el modelo CASM (Yu, 1998).	88
Tabla 5.5. Propiedades para una arena similar a la de Ticino (Yu, 1998).	90
Tabla 5.6. Propiedades para arena de Ottawa obtenidas por Sasitharan et al. (1994) (Yu, 1998).	91
Tabla 5.7. Valores de r calculados a partir del parámetro de estado inicial.	100
Tabla 5.8. Parámetros derivados de pruebas triaxiales a consolidación K_0 , de Fourie & Tshabalala (2005), con $CF = 60\%$ (Mánica et al., 2021a).	107
Tabla 5.9. Parámetros de estado inicial y valores calculados de n y r para simulaciones de pruebas triaxiales a consolidación K_0 , de Fourie & Tshabalala (2005), con $CF = 60\%$ (Mánica et al., 2021a).	107
Tabla 6.1. Parámetros recuperados de la literatura (Robinson, 1977; Davies, 1999; Jefferies & Been, 2016).	117
Tabla 6.2. Resumen de parámetros para caracterizar a los residuos mineros.	119
Tabla 6.3. Resumen de parámetros para modelado numérico con el CASM (valores promedio, suelo licuado).	119
Tabla 6.4. Parámetros de entrada para el modelo constitutivo Mohr-Coulomb (suelo no licuado).	120
Tabla 6.5. Ensayos y pruebas recomendadas en los materiales de la zona de deposición del jal (Flores, 2022).	121
Tabla 6.6. Parámetros de entrada para el modelo constitutivo Mohr-Coulomb durante la inicialización de los residuos mineros (Robinson, 1977; Davies, 1999 y Jefferies & Been, 2016).	126
Tabla 6.7. Parámetros para el CASM que manejan rangos.	131
Tabla 6.8. Parámetros para el CASM que son constantes en las primeras simulaciones.	131
Tabla 6.9. Combinaciones y resultado de cálculos para simulaciones con el CASM.	131
Tabla 6.10. Resultado de cálculos para m , nf y r , modificando M .	134
Tabla 6.11. Resultado de cálculos para m , nf y r , modificando el ψ_0 .	137
Tabla 6.12. Resultado de cálculos para m , nf y r , modificando λ y κ .	140
Tabla 6.13. Resultado de cálculos para m , nf y r , modificando el SP .	143
Tabla 6.14. Resultado de cálculos para m , nf y r , modificando M , ψ_0 y SP .	145

Simbología

A_{CF}	= Coeficiente que depende del CF en el método simplificado de Youd et al. (2001) para exploración con SPT
a	= Parámetro de ajuste de curva en el método simplificado de Youd et al. (2001) para prospección geofísica
$a_{máx}$	= Aceleración máxima del terreno
BPT	= Prueba de penetración Becker (<i>Becker Penetration Test</i>)
B_{CF}	= Coeficiente que depende del CF en el método simplificado de Youd et al. (2001) para exploración con SPT
B^e	= Módulo de compresibilidad elástico del suelo en el modelo MIT-S1
B_f	= Módulo de compresibilidad del fluido
B_g	= Módulo de compresibilidad de las partículas sólidas
B_q	= Exceso de presión de poro normalizado por el esfuerzo vertical total en la prueba CPT
B_{sk}	= Módulo de compresibilidad de la estructura del suelo drenada
b	= Parámetro de ajuste de curva en el método simplificado de Youd et al. (2001) para prospección geofísica
CC	= Cámara de calibración
CD	= Ensaye triaxial consolidado-drenado
CF	= Contenido de finos
CPT	= Prueba de penetración de cono (<i>Cone Penetration Test</i>)
CRR	= Relación de resistencia cíclica (<i>Cyclic Resistance Ratio</i>)
$CRR_{7.5}$	= Relación de resistencia cíclica para un sismo de referencia de magnitud 7.5
CSL	= Línea de estado crítico (<i>Critical State Line</i>)
CSR	= Relación de esfuerzo cíclico (<i>Cyclic Stress Ratio</i>)
$CSSM$	= Mecánica de suelos del estado crítico (<i>Critical State Soils Mechanics</i>)
CU	= Ensaye triaxial consolidado-no drenado
C_B	= Factor de corrección por diámetro del barreno en el método simplificado de Youd et al. (2001) para exploración con SPT
C_E	= Factor de corrección por relación de energía en el método simplificado de Youd et al. (2001) para exploración con SPT
C_N	= Factor de corrección por esfuerzo vertical en el método simplificado de Youd et al. (2001) para exploración con SPT
C_R	= Factor de corrección por longitud de las barras de perforación en el método simplificado de Youd et al. (2001) para exploración con SPT
C_S	= Factor de corrección por muestreador en el método simplificado de Youd et al. (2001) para exploración con SPT
c	= Parámetro del modelo SANISAND
c'	= Cohesión del suelo
c_{h1}	= Parámetro escalar del modelo SANISAND
c_{h2}	= Parámetro escalar del modelo SANISAND
c_r	= Factor de corrección para aplicar información de pruebas triaxiales a condiciones de campo
c_{z1}	= Parámetro que controla la evolución del fábrica en función de la dilatancia en el modelo SANISAND
c_{z2}	= Parámetro que controla la evolución del fábrica en función de la dilatancia en el modelo SANISAND
D_{min}	= Dilatancia pico
D_r	= Densidad o compacidad relativa

D_1	= Constante que controla la expansión unidimensional de las arcillas en el modelo MIT-S1
D_2	= Constante que controla la no linealidad de la expansión unidimensional en el modelo MIT-S1
D_3	= Constante que controla la deformación plástica en los ciclos de carga-descarga en el modelo MIT-S1
D_4	= Constante que describe el cambio de la forma de la superficie de fluencia límite en función de la relación de vacíos en el modelo MIT-S1
D_5	= Parámetro que controla la esbeltez de la superficie límite en el modelo MIT-S1
D_6	= Constante que controla la relación de rotación de la superficie límite del modelo en el modelo MIT-S1
D_{50}	= Tamaño medio de partícula
E'	= Módulo de elasticidad efectivo del suelo
e	= Relación de vacíos
e_c	= Relación de vacíos crítica
e_{c0}	= Relación de vacíos de consolidación
e_g	= Relación de vacíos intergranular
e_0	= Relación de vacíos inicial
F_L	= Factor de seguridad contra licuación
F_r	= Resistencia por fuste del cono normalizada por el esfuerzo vertical total
f	= Exponente que depende de la densidad relativa del material
f_c	= Frecuencia característica
f_s	= Resistencia por fuste del cono
G	= Módulo de rigidez al corte del suelo
G^e	= Módulo de rigidez al corte elástico del suelo en el modelo SANISAND
G_S	= Gravedad específica
g	= Aceleración de la gravedad
H	= Módulo de endurecimiento en el modelo NorSand
H_d	= Espesor del estrato de suelo
h	= Profundidad
h_1	= Cantidad de relación de esfuerzo en el modelo SANISAND
I_c	= Índice de comportamiento del suelo
I_r	= Módulo de rigidez al corte máximo normalizado respecto al esfuerzo medio efectivo en el modelo NorSand
j	= Número de segmentos en el método de Olson & Stark (2002)
K_α	= Factor de corrección por esfuerzos cortantes estáticos
K_c	= Factor de corrección por el tipo de suelo
K_σ	= Factor de corrección por confinamiento
K_0	= Coeficiente de empuje de tierras en reposo
K_{0NC}	= Coeficiente de empuje de tierras en reposo para una condición normalmente consolidada
\bar{k}	= Constante para considerar la compresibilidad de un suelo en condiciones no drenadas a partir de ensayos de cono (Been et al., 1986; 1987)
k_1	= Constante para considerar la compresibilidad de un suelo a partir de ensayos de cono (Been et al., 1986; 1987)
k_x	= Coeficiente de permeabilidad del suelo en dirección horizontal
k_y	= Coeficiente de permeabilidad del suelo en dirección vertical
L	= Longitud de la superficie de falla en el método de Olson & Stark (2002)
LCC	= Curva de compresión límite
L_d	= Porcentaje de la longitud total de la superficie de deslizamiento de los suelos no licuados en el método de Olson & Stark (2002)

L_i	= Longitud de la superficie de falla del segmento i en el método de Olson & Stark (2002)
M	= Relación de fricción; pendiente de la CSL en un espacio $q - p'$
MSF	= Factor de escala por magnitud (<i>Magnitude Scale Factor</i>)
M_{tc}	= Relación de fricción crítica para compresión triaxial
M_θ	= Relación de fricción crítica que depende del ángulo de Lode
M_w	= Magnitud de sismo
m	= Parámetro que controla la forma de la función del potencial plástico del modelo CASM
\bar{m}	= Constante para considerar la compresibilidad de un suelo en condiciones no drenadas a partir de ensayos de cono (Been et al., 1986; 1987)
m_1	= Constante para considerar la compresibilidad de un suelo a partir de ensayos de cono (Been et al., 1986; 1987)
N	= Número de golpes en la prueba SPT
NAF	= Nivel de aguas freáticas
NCL	= Línea de consolidación normal (<i>Normal Consolidation Line</i>)
N_c	= Número de ciclos significativos de esfuerzo
N_{pz}	= Parámetro empleado en la función de sobreesfuerzos de Perzyna
N_V	= Coeficiente de acoplamiento volumétrico en el modelo NorSand
$(N_1)_{60}$	= Número de golpes corregido por energía de penetración
$(N_1)_{60CS}$	= Número de golpes equivalente para un suelo granular limpio
n	= Porosidad del suelo
n_{approx}	= Predicción de la porosidad por medio de la ecuación aproximada de Foti et al. (2002)
n^b	= Constante del modelo SANISAND
n^d	= Constante del modelo SANISAND
n_e	= Predicción de la porosidad por medio de la ecuación exacta de Foti et al. (2002)
n^f	= Coeficiente de esfuerzo-estado para el modelo CASM
OCR	= Relación de sobreconsolidación (<i>Overconsolidation Ratio</i>)
P_a	= Presión atmosférica
p'	= Esfuerzo medio efectivo
p'_c	= Esfuerzo medio efectivo en el estado crítico
p'_{ini}	= Esfuerzo medio efectivo inicial en el modelo CASM
p'_{K_0}	= Esfuerzo medio efectivo en consolidación unidimensional
p'_o	= Esfuerzo isotrópico de fluencia
p'_{pk}	= Esfuerzo medio efectivo pico
p'_{ref}	= Esfuerzo medio efectivo de referencia para una relación de vacíos unitaria
p_0	= Esfuerzo medio inicial en términos de esfuerzos totales
p'_0	= Esfuerzo medio efectivo inicial
Q	= Resistencia por punta del cono normalizada por el esfuerzo vertical efectivo
Q_P	= Resistencia por punta del cono normalizada por el esfuerzo medio efectivo
q	= Esfuerzo desviador
q_{c1}	= Resistencia de penetración del cono en campo
q_{c1N}	= Resistencia de penetración del cono normalizada
$(q_{c1N})_{CS}$	= Resistencia de penetración del cono para un suelo granular limpio normalizada a 1 atm
q_{K_0}	= Esfuerzo desviador en consolidación unidimensional
q_{pk}	= Esfuerzo desviador pico
r	= Relación de espaciamiento en el modelo CASM
r_d	= Coeficiente de reducción de esfuerzos
S	= Relación de resistencia no drenada

SPT	= Prueba de penetración estándar (<i>Standar Penetration Test</i>)
S_c	= Relación de resistencia no drenada licuada
S_p	= Relación de resistencia no drenada pico
s_d	= Promedio de resistencia al corte de suelos no licuados en el método de Olson & Stark (2002)
s_u	= Resistencia al corte no drenada
$s_{u c}$	= Resistencia al corte no drenada en el estado crítico
$s_{u m}$	= Resistencia al corte no drenada movilizada
$s_{u pk}$	= Resistencia al corte no drenada pico
t	= Tiempo
UU	= Ensaye triaxial no consolidado-no drenado
u	= Presión de poro
V	= Volumen
V_P	= Velocidad de propagación de onda de compresión
V_S	= Velocidad de propagación de onda de corte
V_{S1}	= Velocidad de propagación de onda de corte corregida por esfuerzo vertical
V_{S1}^*	= Límite superior para V_{S1} en el que la licuación puede ocurrir
v	= Volumen específico
v_c	= Volumen específico en el estado crítico
v_0	= Volumen específico inicial
W	= Peso de la masa fallada
W_L	= Límite líquido
W_P	= Límite plástico
w	= Contenido de agua
x	= Exponente que depende del tipo de suelo en el método simplificado de Youd et al. (2001) para exploración con <i>CPT</i>
α	= Parámetro que controla la forma de la función de fluencia en el plano desviador (Sheng et al., 2000)
β	= Parámetro que controla el tamaño del potencial plástico en el modelo CASM
β_c	= Compresibilidad del suelo en el modelo MIT-S1
β_f	= Compresibilidad del fluido
β_s	= Compresibilidad del sólido
Γ	= Volumen específico en la CSL para una presión unitaria de referencia (comúnmente 1 kPa)
γ	= Peso unitario del suelo
γ_m	= Peso unitario del material
γ_{xz}	= Deformación angular
Δ	= Desplazamiento
Δ_u	= Cambio de presión de poro
Δ_v	= Cambio de volumen
δ	= Ángulo entre la horizontal y la tangente de la curva que describe el movimiento del centro de gravedad de la masa fallada (masa de deslizamiento) en el método de Olson & Stark (2002)
ε_a	= Deformación axial
ε_s	= Deformación desviadora
ε_v	= Deformación volumétrica
ε_v^p	= Deformación volumétrica plástica
ε_x	= Deformación horizontal
ε_z	= Deformación vertical
η	= Relación de oblicuidad de esfuerzos

η_{K_0}	= Relación de oblicuidad de esfuerzos para una condición de consolidación unidimensional en el modelo CASM
η_{pk}	= Relación de oblicuidad de esfuerzos pico
η_{pz}	= Parámetro de viscosidad de Perzyna
θ	= Ángulo de Lode
κ	= Pendiente de la rama de recompresión en un espacio $v - \ln p'$
λ	= Pendiente de la CSL en un espacio $v - \ln p'$
λ_{10}	= Pendiente de la CSL en un espacio $v - \log p'$
ν	= Relación de Poisson
ν_{sk}	= Relación de Poisson drenada de la estructura del suelo
ν'_0	= Relación de Poisson a control de esfuerzos inversos
ξ	= Parámetro del modelo SANISAND
ρ	= Densidad del medio
ρ_f	= Densidad del fluido
ρ_s	= Densidad del suelo
σ	= Esfuerzos totales
σ'	= Esfuerzos efectivos
σ_a	= Esfuerzo axial
σ'_{c0}	= Esfuerzo de confinamiento (esfuerzo inicial de consolidación)
σ_{dc}	= Esfuerzo desviador cíclico
σ'_{h0}	= Esfuerzo horizontal efectivo
σ_{v0}	= Esfuerzo vertical total
$\sigma'_{v,i}$	= Esfuerzo vertical efectivo para el segmento i en el método de Olson & Stark (2002)
σ'_{v0}	= Esfuerzo vertical efectivo
$\sigma'_{v0}(pond)$	= Promedio ponderado del esfuerzo vertical efectivo en el método de Olson & Stark (2002)
σ_x	= Esfuerzo horizontal
σ_z	= Esfuerzo vertical
σ_1	= Esfuerzo principal mayor efectivo
σ_2	= Esfuerzo principal intermedio efectivo
σ_3	= Esfuerzo principal menor efectivo
σ_{1c}	= Esfuerzo principal mayor efectivo en el estado crítico
σ_{3c}	= Esfuerzo principal menor efectivo en el estado crítico
τ	= Esfuerzo cortante
τ_{av}	= Esfuerzo cortante equivalente uniforme
τ_c	= Esfuerzo cortante en un plano inclinado 45° respecto al plano principal, en el estado crítico
τ_d	= Esfuerzo cortante motor
$(\tau_{m\acute{a}x})_d$	= Esfuerzo cortante máximo
$(\tau_{m\acute{a}x})_r$	= Esfuerzo cortante máximo a cualquier profundidad
φ'	= Ángulo de fricción interna efectivo del suelo
φ'_c	= Ángulo de fricción interna en el estado crítico
$\varphi'_{m\acute{a}x}$	= Ángulo de fricción interna máximo
$\varphi'_{m\acute{a}x e}$	= Ángulo de fricción interna máximo para una e unitaria
φ'_y	= Ángulo de fricción interna movilizado en un espacio Mohr-Coulomb
ϕ	= Ángulo de dilatancia del suelo
χ	= Parámetro de dilatancia en los modelos NorSand y SANISAND
ψ	= Parámetro de estado
ψ_R	= Parámetro de estado de referencia

- ψ_0 = Parámetro de estado inicial
- ω = Constante que describe la relación de Poisson variable a pequeña deformación en el modelo MIT-S1
- ω_S = Constante que describe la no linealidad de la relación de Poisson a pequeña deformación en el modelo MIT-S1

1 Introducción

1.1 Antecedentes

La *licuación* o *licuefacción* del suelo es un fenómeno que se ha estudiado extensamente (Seed & Idriss, 1970; Poulos et al., 1985; Olson, 2001; Youd et al., 2001; Davies et al., 2002; Jefferies & Been, 2016; Gens, 2019). Poulos (1981), define a la licuación como un comportamiento friccionante de materiales granulares o de baja plasticidad sometidos a presiones de poro elevadas durante carga no drenada. La American Society of Civil Engineers (ASCE), en 1978, la define como la transformación de un medio granular de un estado sólido a un estado líquido como consecuencia del incremento de la presión de poro que reduce los esfuerzos efectivos.

Un caso importante, en donde se presentó este fenómeno, es el del terremoto de Niigata en 1964, cuyo epicentro tuvo lugar aproximadamente a 56 km al norte de la ciudad, con magnitud de 7.3 en la escala de Richter. El principal efecto del evento sísmico fue la licuación, inducida por incrementos cíclicos de presión de poro y deformaciones, en las zonas más sueltas de los depósitos aluviales conformados por arena fina sobre los cuales se localiza la urbe. Esto provocó que estructuras subterráneas afloraran en la superficie, y que un edificio departamental se volcara cerca de 80° debido a que el suelo de la cimentación perdió casi por completo la capacidad de soportar esfuerzos cortantes (Jefferies & Been, 2016).

Un caso más reciente, que llama la atención, es el de una presa de residuos mineros (también conocidos como jales) en la ciudad de Brumadinho en Brasil, que en el año 2019 falló catastróficamente, provocando la fluencia de aproximadamente 9,700,000 m³ de material, la pérdida de 259 vidas humanas y la desaparición de 11 personas. Existen distintas hipótesis del desencadenante de la falla. Por ejemplo: la combinación crítica de deformaciones internas continuas debido al *creep* y una reducción de resistencia debida a la pérdida de succión en la zona no saturada, causada por lluvias intensas (Robertson et al., 2019); el incremento de presión de poro y erosión, generados por la infiltración gradual de agua de la superficie hacia el interior de la estructura, dando lugar a una licuación “interna” (Silva et al., 2020); o que la sobrepresión de agua, asociada con la perforación de un barreno ejecutado al momento de la falla, dio lugar a una licuación localizada en el fondo de la excavación que se propagó al exterior de la estructura (Arroyo & Gens, 2021). Sin embargo, independientemente del desencadenante, todas las investigaciones coinciden en que la falla se debió al fenómeno de licuación, particularmente a la licuación de flujo (o estática), que se describe con detalle más adelante en el documento.

La susceptibilidad, o riesgo a la licuación, se evalúa tradicionalmente mediante métodos empíricos o semi empíricos (Seed & Idriss, 1970; Youd et al., 2001), métodos por *back-*

analysis (Olson, 2001; Olson & Stark, 2002, 2003) y/o análisis convencionales de equilibrio límite con base en pruebas de laboratorio (Poulos et al., 1985). Hasta ahora, se ha logrado abordar el fenómeno con un cierto grado de éxito mediante dichos métodos. Sin embargo, los resultados se limitan a presentar una condición puntual o final, dejando algunas incógnitas sobre las deformaciones del material al inicio y durante el evento. Por otra parte, los análisis tenso-deformacionales (Jefferies, 1993; Yu, 1998; Mánica et al., 2021), mediante análisis numéricos, representan una alternativa atractiva capaz de superar muchas de las limitaciones de los métodos tradicionales de evaluación. No obstante, en este tipo de análisis el modelo constitutivo adoptado—para representar el comportamiento del material—cobra un papel fundamental; este debe ser capaz de reproducir lo más fielmente posible el fenómeno de licuación.

En este contexto, la mecánica de suelos del estado crítico representa una plataforma bastante apropiada para la formulación de este tipo de modelos constitutivos. Además, algunos de estos modelos implementan explícitamente el concepto del parámetro de estado (que se describirá con detalle más adelante) en su formulación, el cual combina la influencia de la relación de vacíos y del nivel de esfuerzos, con referencia a un estado último (el estado crítico), para describir el comportamiento de suelos de baja plasticidad (Been & Jefferies, 1985). El uso en conjunto de la mecánica de suelos del estado crítico y del parámetro de estado ha demostrado ser una poderosa herramienta para la simulación del fenómeno de licuación (Jefferies & Been, 2016).

Por otra parte, el tipo de materiales más susceptibles al fenómeno de licuación (arenas limpias, arenas limosas a limos arenosos o residuos mineros con diferentes tamaños de partícula) son también reconocidos por su dificultad para recuperar muestras inalteradas. Por lo anterior, la práctica ha optado por la reconstitución de probetas en el laboratorio para su estudio, aunque esto tiene el inconveniente de que no es posible garantizar que se está reproduciendo adecuadamente el estado del material *in situ*. A raíz de este conflicto, se han desarrollado técnicas avanzadas, como el congelamiento del agua libre en los poros del suelo (Sego et al., 1994), para extraer especímenes “inalterados”. Lamentablemente, estas técnicas son costosas, generalmente poco factibles e, incluso, pueden alterar considerablemente la muestra debido a la expansión que sufre el agua al congelarse (Paniagua, 2018). Por otro lado, diferentes autores han propuesto métodos indirectos, por medio de ensayos geofísicos (Wood, 1949; Berryman, 1999; Foti et al., 2002), para determinar la porosidad inicial del material y, por consiguiente, su compacidad. Estos representan una atractiva alternativa para complementar la caracterización de suelos granulares sin recurrir al muestreo inalterado.

1.2 Objetivos y alcances

El objetivo principal de la investigación es caracterizar el comportamiento (desencadenante, desarrollo y condición final) de la licuación mediante análisis numéricos. Para lograrlo, se hace uso de un modelo constitutivo capaz de reproducir el comportamiento no drenado de materiales granulares. Dicho modelo se valida a partir de ensayos triaxiales en el laboratorio, recuperados de la literatura, corroborando así su aplicabilidad para describir la respuesta deseada. Además, se emplea un procedimiento existente para la simplificación de los parámetros de entrada del modelo, con el fin de relacionar algunos de ellos a conceptos familiares en la práctica geotécnica. El modelo estudiado se empleó también para la simulación del caso histórico de la Mina de Sullivan (Robinson, 1977; Davies et al., 2002; Jefferies & Been, 2016). La investigación comprende un estudio paramétrico de las propiedades del suelo involucrado en el deslizamiento y análisis hidromecánicos acoplados, utilizando un código de elemento finito comercial. También se realiza un análisis de equilibrio límite convencional para evaluar las condiciones de estabilidad. Los resultados corroboran que la causa del colapso fue la licuación de flujo, desencadenada por un incremento de altura de la presa.

También se aprovecha información disponible de una campaña de exploración geotécnica, en la zona del antiguo Lago de Texcoco, para evaluar un método para la estimación de porosidad *in situ* a partir de registros geofísicos (Foti et al., 2002).

1.3 Organización de la tesis

El contenido restante de la tesis es el siguiente. El capítulo 2, aborda una descripción general del comportamiento de materiales granulares bajo diferentes condiciones en pruebas de laboratorio, así como conceptos básicos sobre cómo ejecutarlas. Además, se describe la teoría del estado crítico y el concepto del parámetro de estado.

El capítulo 3, explica diferentes conceptos asociados a la licuación y las condiciones que actúan como posibles desencadenantes de este fenómeno. Se describen algunos casos históricos relevantes y se mencionan brevemente las bases de los métodos convencionales para evaluar la susceptibilidad del fenómeno. También, se destaca la importancia del parámetro de estado como un concepto fundamental para explicar el fenómeno de licuación.

En el capítulo 4, se describen metodologías existentes para la determinación de la línea del estado crítico y los métodos existentes para estimar el parámetro de estado mediante diferentes técnicas de exploración *in situ*. En este capítulo se presenta el tratamiento y resultados de la validación del método de Foti et al. (2002), una de las metodologías para la

predicción de la porosidad, aprovechando información disponible de ensayos en muestras inalteradas y mediciones geofísicas de velocidades de propagación de ondas sísmicas.

El capítulo 5, presenta algunos de los modelos constitutivos más relevantes capaces de reproducir el comportamiento de materiales granulares, en especial bajo una condición de carga no drenada. Se describen brevemente las bases de su formulación, los parámetros de entrada necesarios y ejemplos de simulaciones en este tipo de suelos. Se hace particular énfasis en el modelo constitutivo Clay And Sand Model (CASM). Además, se describe una modificación del modelo capaz de incluir el efecto de la viscosidad y de relacionar los parámetros de entrada a conceptos familiares en la geotecnia. Finalmente, se describe la implementación de dicho modelo en el código de elemento finito Plaxis.

El capítulo 6, comprende la aplicación del modelo constitutivo CASM a la simulación de un caso de estudio. Este corresponde a la falla de la mina de residuos mineros de Sullivan, en Columbia Británica, Canadá. Se describe la compilación de la información y la calibración de los parámetros del material, las principales características de los modelos numéricos, la serie de análisis llevados a cabo en el estudio paramétrico y los resultados.

En el capítulo 7, se presentan las conclusiones generales derivadas del presente trabajo.

2 Comportamiento de materiales granulares

2.1 Caracterización en el laboratorio

Para fines ingenieriles, existe un gran número de ensayos para la caracterización de un suelo y la determinación de sus propiedades mecánicas. Algunos ejemplos de pruebas empleadas rutinariamente son la determinación de la curva granulométrica (ASTM D422-63), límites de consistencia (ASTM D4318-00), gravedad específica (ASTM D854-02), identificación al tacto (ASTM D2488-00), contenido de agua (ASTM D2216-98), densidad o compacidad relativa (ASTM D4253), así como pruebas mecánicas en el laboratorio como el ensayo de corte directo (ASTM D3080-98), compresión simple o axial (ASTM D2166-00), o pruebas en campo como el ensayo con veleta (ASTM D2573-08) y el presiómetro Ménard (UNE-EN ISO 22476-4), entre otros.

Sin embargo, como se mencionó previamente, en el caso de materiales de baja plasticidad es muy complicada la obtención de muestras inalteradas, por lo que la reconstitución de probetas es una alternativa bastante común para estudiar este tipo de materiales en el laboratorio. A continuación, se describen brevemente dos metodologías ampliamente empleadas para la reconstitución de muestras en ensayos en el laboratorio: *pluviación* (seca o húmeda) y *apisonamiento* (*moist tamping*).

El método de pluviación intenta reproducir la deposición natural de los suelos. Sin embargo, genera problemas con la segregación de partículas y no garantiza una distribución uniforme (Polito, 1999). El método consiste en el uso de un embudo por medio del cual se deja caer el material dentro del molde de compactación para formar una serie de capas de espesor definido (Figura 2.1). La compacidad final dependerá de la energía que desarrollan las partículas que se dejan caer desde una altura determinada que, bajo el efecto del peso propio, compactan la capa en curso.

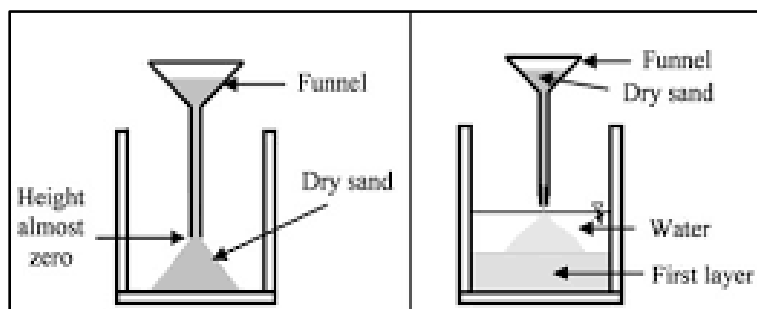


Figura 2.1. Método de preparación de muestra por pluviación (Flitti et al., 2019).

Por otro lado, el método de apisonamiento o moist tamping, descrito por Bishop & Henkel (1976), no simula la disposición natural de los suelos, pero permite obtener probetas con mayor uniformidad. El método consiste en la creación de capas de igual altura dentro del

molde, las cuales se compactan individualmente bajo la aplicación de una carga cuasi-estática, inducida por un apisonador que baja lentamente hasta conseguir la altura de capa que resulte en la densidad deseada (Figura 2.2). Es una de las técnicas más utilizadas en la reconstitución de probetas en el laboratorio. Más información sobre este método puede encontrarse en Frost & Park (2003).

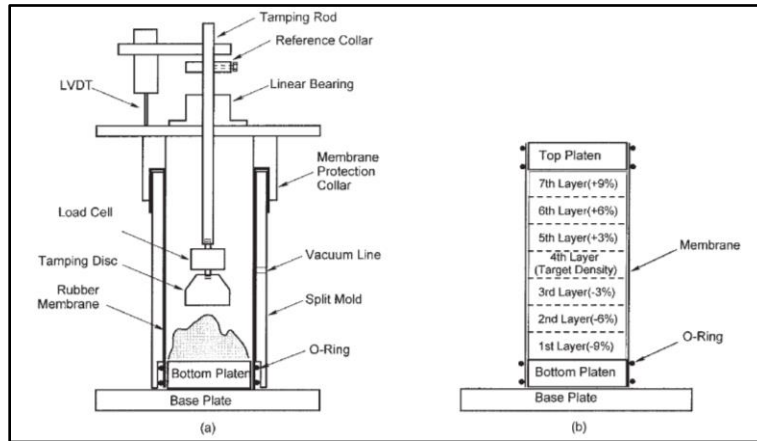


Figura 2.2. Método moist tamping (a) esquema del sistema y (b) distribución de espécimen (Frost & Park, 2003).

El grado de compactación final de las probetas se determina en términos de la compacidad o densidad relativa D_r . Díaz-Rodríguez (2014), clasifica como muy suelto a muy denso al suelo en función del porcentaje de D_r (Tabla 2.1). Jefferies & Been (2016), mencionan que los suelos densos son rígidos y dilatantes, mientras que los suelos sueltos son bastante deformables y contractivos. En adelante, se adoptará esta clasificación para referirse al estado del material.

Tabla 2.1. Denominación según compacidad (Díaz-Rodríguez, 2014).

Compacidad relativa, %	Denominación
0 – 15	Muy suelto
15 – 35	Suelto
35 – 65	Medio
65 – 85	Denso
85 - 100	Muy denso

2.1.1 Compresión triaxial

Los ensayos de compresión triaxial tienen gran importancia en la caracterización de un suelo, debido a que permiten simular las condiciones *in situ* de la muestra y analizar su comportamiento ante esfuerzos desviadores en condiciones drenadas o no drenadas, es decir, representan su comportamiento a largo o corto plazo, respectivamente.

El ensayo se realiza con una cámara de confinamiento compuesta de una base, una cubierta y un cilindro de lucita (Figura 2.3). Para conseguir una distribución uniforme del confinamiento, éste se aplica mediante algún líquido dentro de la cámara bajo la presión deseada. Para evitar las filtraciones del líquido dentro de la muestra, el espécimen cilíndrico de suelo (36 mm de diámetro y 72 mm de altura) se protege con una membrana flexible de látex (Díaz-Rodríguez, 2014). La carga axial se transmite por medio de un vástago y es distribuida gracias al cabezal y base metálicos en los extremos de la probeta. El drenaje se controla por medio de válvulas conectadas a piedras porosas que permiten o bloquean el desplazamiento del agua interna en la muestra de suelo.

Durante un ensayo convencional de compresión triaxial se aplican sólo presiones normales, es decir, esfuerzos principales, donde el esfuerzo axial es el principal mayor σ'_1 y el lateral es el principal menor σ'_3 . Debido a la geometría de la probeta, la presión lateral es radial cumpliendo que el esfuerzo principal intermedio σ'_2 sea igual a σ'_3 .

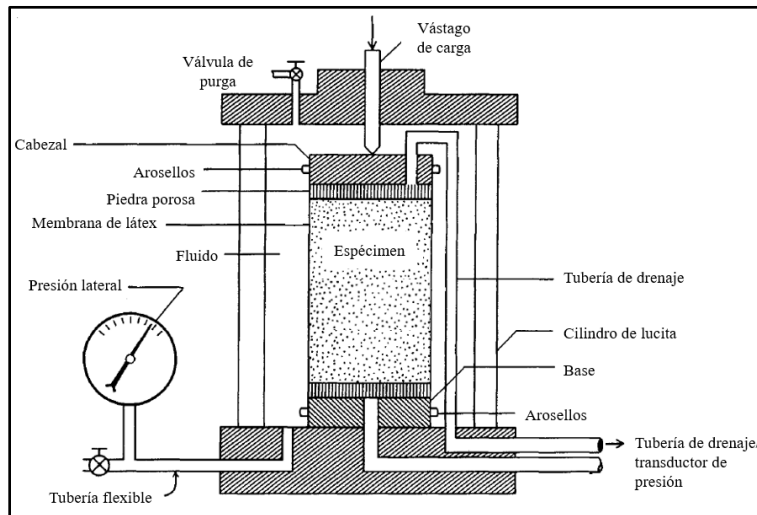


Figura 2.3. Equipo triaxial (Bowles, 1996).

Las variables que usualmente se miden durante la prueba son el esfuerzo axial σ_a , el esfuerzo de confinamiento σ_{c0} , la deformación axial ε_a y el cambio de volumen Δ_V (o el cambio de la presión de poro Δ_u en una condición no drenada). Una manera convencional de representar la respuesta del suelo es mediante las trayectorias de esfuerzos de Cambridge, en función de los invariantes p' y q , conocidos como el esfuerzo medio efectivo y el esfuerzo desviador, respectivamente. Estos se definen, para el caso de un ensayo triaxial, como:

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma'_1 + 2\sigma'_3) \quad (2.1)$$

$$q = \sigma'_1 - \sigma'_3 \quad (2.2)$$

Un ejemplo de trayectorias de esfuerzos se muestra en la Figura 2.4a. La representación se complementa con su comportamiento esfuerzo-deformación en la Figura 2.4b.

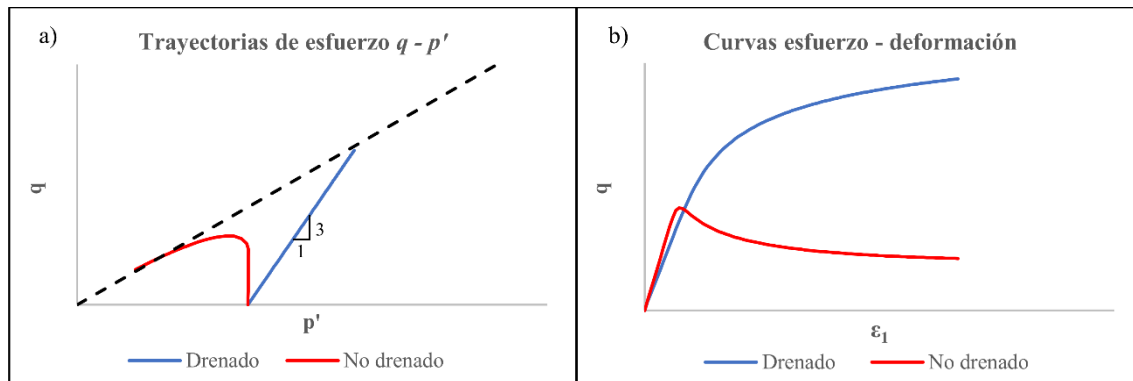


Figura 2.4. (a) Trayectorias de esfuerzo y (b) curvas esfuerzo-deformación, para una condición drenada y no drenada.

Aunque existe un gran número de variantes de ensayos con la cámara triaxial, se tienen tres tipos principales: consolidado-drenado (CD), consolidado-no drenado (CU) y no consolidado-no drenado (UU). Las diferencias entre ellos radican en las condiciones de drenaje impuestas en la etapa de consolidación y falla.

En el caso de los ensayos triaxiales CD y CU, en la fase de consolidación la probeta se somete a la presión de confinamiento deseada por 24 horas con el drenaje abierto, de tal manera que los excesos de presión de poro puedan disiparse. Normalmente se registra el cambio de volumen de la probeta durante esta fase. Sin embargo, en la etapa de falla, mientras que en la prueba CD el drenaje permanece abierto y la carga se aplica lentamente para evitar el desarrollo de excesos de presión de poro, en el ensayo CU no se permite el drenaje y se miden los excesos de presión de poro generados. Ambos ensayos se describen con mayor detalle en las secciones subsecuentes. Por otra parte, información acerca del ensayo UU puede ser revisada en ASTM D2850-95. Esta última prueba no es particularmente relevante en el contexto del presente trabajo de investigación.

2.1.1.1 Ensayo de compresión triaxial consolidado-drenado (CD)

La característica principal de una prueba a compresión triaxial CD es la lenta aplicación de los incrementos de carga axial durante la etapa de falla, manteniendo constante la presión de confinamiento alcanzada en la fase anterior de consolidación. Los incrementos (ya sea a control de carga o control de desplazamiento) se aplican a una velocidad tal que el exceso de presión de poro generado sea despreciable o tenga oportunidad de disiparse.

Para conseguir lo anterior, es necesario que las válvulas de drenaje permanezcan abiertas durante la etapa de falla permitiendo el flujo del líquido fuera de la muestra, ocasionando cambios de volumen en la misma ($\Delta_u = 0$ y $\Delta_v \neq 0$). Al cumplir la condición anterior, los

esfuerzos totales serán iguales a los efectivos ($\sigma = \sigma'$). Más información acerca de la metodología de la prueba y el equipo necesario puede encontrarse en la norma ASTM D7181-20.

A continuación, se presenta una serie de resultados para ensayos en compresión triaxial tipo CD ejecutados en muestras de arena de Lázaro Cárdenas, Michoacán (Figura 2.5 y Figura 2.6). Las pruebas forman parte de un trabajo de investigación realizado por Jerónimo (2003). Los ensayos se realizaron en muestras reconstituidas con distintas compacidades relativas. Además de la compacidad, también se estudió el efecto del confinamiento y del contenido de finos. Los resultados mostrados aquí sólo comprenden las probetas con un contenido de finos del 20%, para estados suelto y denso. La Tabla 2.2 resume las condiciones de estos ensayos.

Tabla 2.2. Condiciones de ensayos CD para arena de Lázaro Cárdenas con 20% de finos (Jerónimo, 2003).

Estado de la probeta	Presión de confinamiento, kPa	Relación de vacíos inicial, e_0
Suelto	100 y 200	1.31 y 1.31
Denso	100, 200 y 400	0.75, 0.73 y 0.74

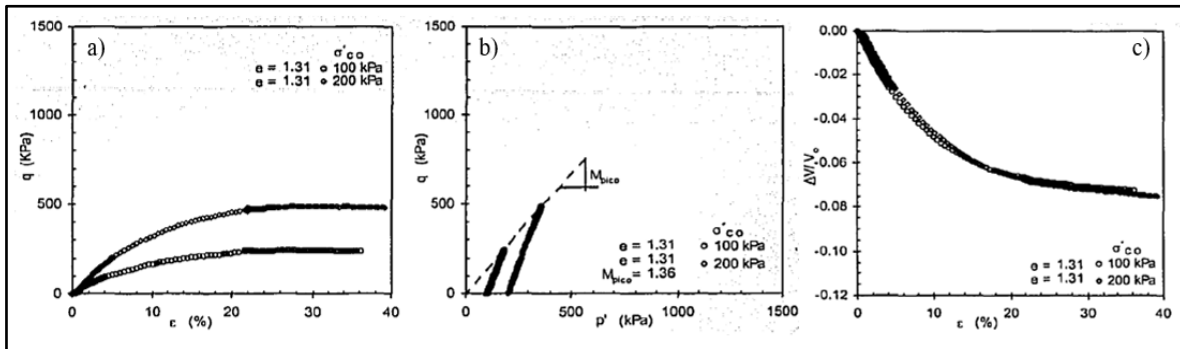


Figura 2.5. Pruebas triaxiales CD en arena de Lázaro Cárdenas para un estado suelto y confinamientos de 100 y 200 kPa (Jerónimo, 2003).

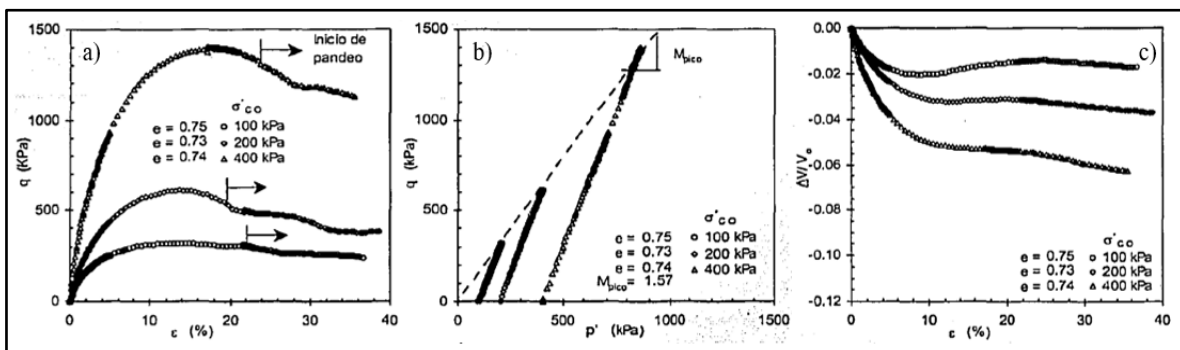


Figura 2.6. Pruebas triaxiales CD en arena de Lázaro Cárdenas para un estado denso y confinamientos de 100, 200 y 400 kPa (Jerónimo, 2003).

Para el caso de la arena suelta, el comportamiento esfuerzo-deformación marca un incremento del esfuerzo desviador conforme avanza el ensaye, llega a un máximo y tiende a permanecer constante por el resto de la prueba (Figura 2.5a). Como se discutirá más adelante, este comportamiento puede caracterizarse a partir de la mecánica de suelos del estado crítico. Además, se observa que la envolvente de resistencia parte del origen (Figura 2.5b), lo cual indica que la resistencia del material sólo tiene una componente friccionante (Schofield, 1998). Respecto a la reducción de volumen (característico de materiales contractivos), se percibe una *densificación* del material hasta alrededor del 10 o 15% de deformación. Posteriormente, la tasa de cambio de volumen disminuye notablemente hasta alcanzar una condición de deformación a volumen constante (Figura 2.5c).

En cuanto a la arena densa, el comportamiento esfuerzo-deformación muestra un pico de resistencia, seguido por una reducción de ésta hasta alcanzar un cierto desviador constante (Figura 2.6a). Aquí, la característica de que la envolvente de esfuerzos cruza el origen (Figura 2.6b), es una observación clave para describir tanto la ganancia, como la pérdida de resistencia del material. Como se mencionó, una envolvente que parte del origen refleja que sólo existe componente friccionante. Por lo tanto, el aumento aparente de resistencia hasta el pico es debida a la trabazón que existe entre las partículas (Schofield, 1998). El comportamiento que exhibe posteriormente depende del nivel de confinamiento. Para bajos esfuerzos de confinamiento, el material tiende a aumentar su volumen (dilatancia) hasta alcanzar una condición de deformación a volumen constante. Sin embargo, lo anterior no ocurre en el caso de altos esfuerzos de confinamiento, donde el material puede contraerse antes de alcanzar la condición de deformación a volumen constante. Este comportamiento también se puede caracterizar por medio de la mecánica de suelos del estado crítico.

2.1.1.2 Ensayo de compresión triaxial consolidado-no drenado (CU)

Como se mencionó anteriormente, la etapa de consolidación es la misma que para la prueba CD. Sin embargo, durante la etapa de falla de un ensaye de compresión triaxial CU, la válvula de drenaje permanece cerrada para bloquear la salida de agua de la probeta. Al impedir el desplazamiento del fluido, no hay cambio de volumen del espécimen. En consecuencia, los incrementos de carga desviadora generan excesos de presión de poro u ($\Delta_u \neq 0$ y $\Delta_v = 0$), ocasionando que los esfuerzos efectivos difieran de los totales ($\sigma' = \sigma - u$). Estos excesos de presión de poro se registran durante el ensayo, lo que permite interpretar los resultados en términos de esfuerzos efectivos. Más detalles sobre la metodología, las condiciones de ensaye y el equipo necesario pueden encontrarse en ASTM D4767-95.

A continuación, se muestra la respuesta de un suelo granular en un ensaye de compresión triaxial CU. La información forma parte de un trabajo de investigación realizado por

Sánchez (1998), donde se explora la susceptibilidad de falla de un depósito granular ante carga sísmica. El material proviene de la Terminal Especializada de Contenedores (TEC) del puerto interior de San Pedrito, en Manzanillo Colima.

El suelo consiste en una arena limo-arcillosa de origen marino, con conchas y micas en cantidades menores al 10% de su peso. El contenido de finos *in situ* varía entre el 4 al 20%. El resto de la información puede encontrarse en Sánchez (1998). La Tabla 2.3 resume las condiciones de los ensayos descritos. La Figura 2.7 y la Figura 2.8 muestran las trayectorias de esfuerzos y las curvas esfuerzo-deformación resultantes, respectivamente.

Tabla 2.3. Condiciones de ensayo CU para arena de Manzanillo, Colima (Sánchez, 1998).

Probeta	Estado de la probeta	Presión de confinamiento, kg/cm^2	Relación de vacíos intergranular, e_g
ST01	Suelto	2.00	0.815
ST04	Medio	1.80	0.621

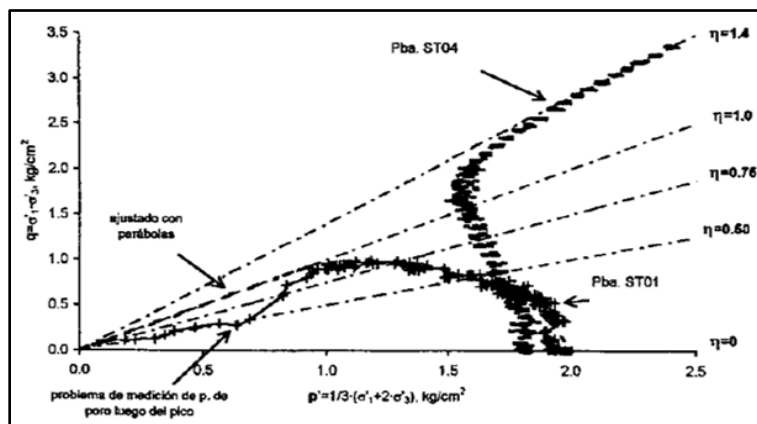


Figura 2.7. Trayectoria de esfuerzos efectivos en las probetas ST01 y ST04 (Sánchez, 1998).

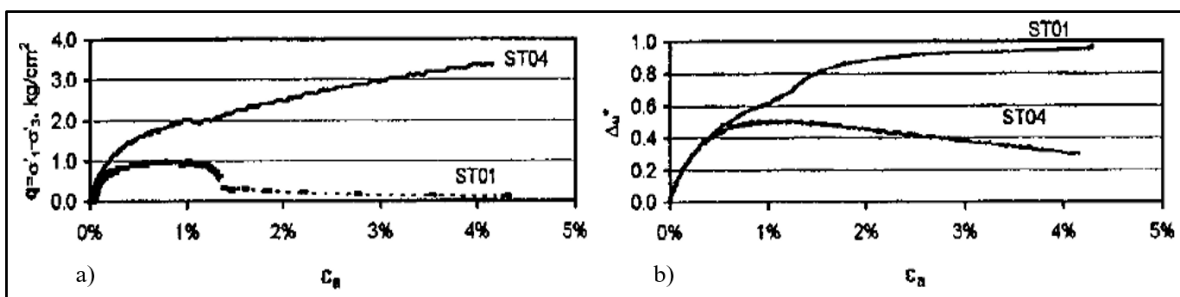


Figura 2.8. (a) Curva esfuerzo-deformación y (b) variación de presión de poro en las probetas ST01 y ST04 (Sánchez, 1998).

La probeta ST01, presenta una trayectoria de esfuerzos que, desde el inicio de la etapa desviadora, se curva hacia la izquierda (Figura 2.7). Este comportamiento se debe a la generación de exceso de presión de poro positiva (siguiendo la convención de signos de la

mecánica de suelos) que ocasiona la reducción de p' , característico de materiales contractivos. Se observa que tanto la trayectoria como la curva esfuerzo-deformación (Figura 2.7 y Figura 2.8a) llegan a un pico de resistencia no drenada s_u , seguido por una considerable reducción del esfuerzo desviador, el cual se aproxima a cero. Esta pérdida de resistencia se conoce como *reblandecimiento* o *softening*, respuesta que está asociada a la licuación, particularmente a la licuación de flujo.

Por otra parte, la trayectoria de esfuerzos de la muestra ST04, sigue una dirección semi vertical, pero es posible identificar una ligera curvatura hacia la izquierda, seguida por un marcado cambio de dirección hacia la derecha (Figura 2.7). Es decir, al inicio de la etapa desviadora se genera exceso de presión de poro positiva que reducen el esfuerzo medio efectivo. No obstante, la tendencia de dilatación de la muestra provoca reducciones de presión de poro que favorece la resistencia al incrementar p' . A dicho comportamiento se le denomina *transformación* o *cambio de fase*, característico de materiales parcialmente contractivos (o en un estado medio). Estos cambios en la presión de poro pueden identificarse en la Figura 2.8b, donde se observa la reducción de la presión de poro a partir de una deformación de alrededor del 1%.

Se presentan también resultados de ensayos triaxiales no drenados en arenas, para diferentes densidades relativas, llevados a cabo por Jerónimo (2003). Los resultados mostrados corresponden a probetas con un contenido de finos del 20% y diferentes compacidades relativas. Las condiciones de los ensayos considerados se resumen en la Tabla 2.4.

Tabla 2.4. Condiciones de ensayo CU para arena de Lázaro Cárdenas con 20% de finos (Jerónimo, 2003).

Estado de la probeta	Presión de confinamiento, kPa	Relación de vacíos inicial, e_0
Suelto	100 y 200	1.33 y 1.34
Denso	100, 200 y 400	0.75, 0.75 y 0.76

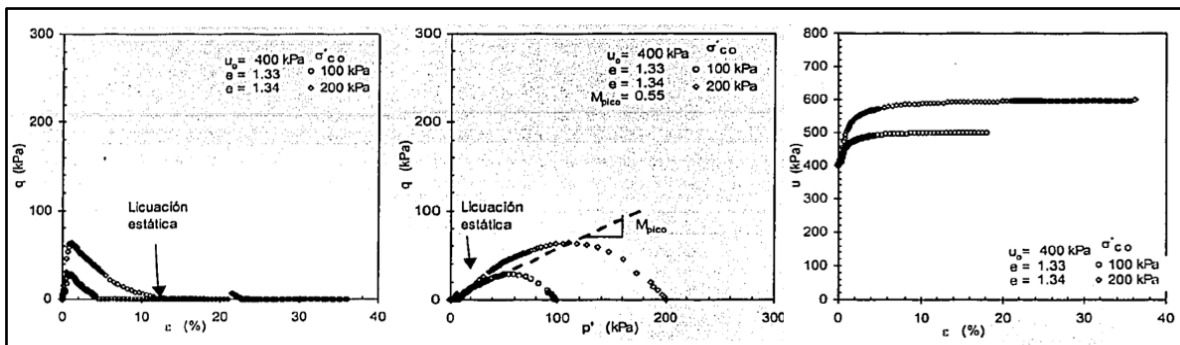


Figura 2.9. Pruebas triaxiales CU en arena de Lázaro Cárdenas para un estado suelto y confinamientos de 100 y 200 kPa (Jerónimo, 2003).

En el caso de las probetas en estado suelto (Figura 2.9), se registra una pérdida total de resistencia cortante después de alcanzar la resistencia pico, efecto del reblandecimiento del material. Por otro lado, en el grupo de probetas en estado denso (Figura 2.10) el softening tiene poco o nulo desarrollo, esto gracias a la estructura compacta de las muestras, evitando la pérdida completa de la resistencia al corte.

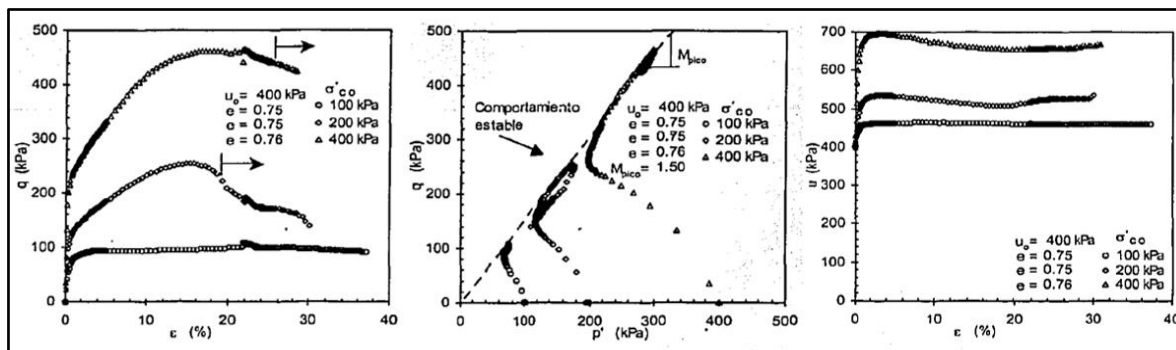


Figura 2.10. Pruebas triaxiales CU en arena de Lázaro Cárdenas para un estado denso y confinamientos de 100, 200 y 400 kPa (Jerónimo, 2003).

Este reblandecimiento no drenado representa un comportamiento de gran relevancia, ya que describe el fenómeno de licuación estática o de flujo, en el que el material puede perder gran parte o toda su resistencia ante una perturbación. Este fenómeno se describe con detalle en la Sección 3.3.

2.1.2 Corte simple

Desarrollado por Roscoe (1953) y modificado por Bjerrum & Landva (1966), el aparato de corte simple es una variante del ensayo de corte directo en el laboratorio. Sin embargo, se tiene la ventaja de que en el corte simple el plano de falla no es inducido o predeterminado. Su finalidad es investigar el comportamiento esfuerzo-deformación y la resistencia cortante de una muestra de suelo sometida a un estado de esfuerzos dado (Díaz-Rodríguez, 2014), de tal manera que se cumpla la siguiente condición:

$$\varepsilon_x = \varepsilon_z = 0 \tag{2.3}$$

$$\gamma_{xz} \neq 0 \tag{2.4}$$

donde ε_x y ε_z son las deformaciones horizontal y vertical, respectivamente; y γ_{xz} es la deformación angular paralela a la dirección de la carga cortante. El aparato induce una condición de deformación plana en donde no existen deformaciones perpendiculares a la dirección de la aplicación del esfuerzo cortante.

La prueba hace uso de una muestra cilíndrica dentro de una membrana de látex reforzada con un espiral de hilo de aleación de cobre y níquel (Figura 2.11a). Alternativamente, otra configuración la compone una muestra prismática dentro de una caja con paredes rígidas pero articuladas (Figura 2.11b). En ambas variantes, se controla la presión vertical σ_z y la horizontal σ_x . La deformación se aplica por el movimiento relativo entre la cubierta superior y la inferior, por lo que se debe garantizar la rugosidad necesaria en éstas para lograr el esfuerzo cortante τ_{xz} objetivo del ensayo.

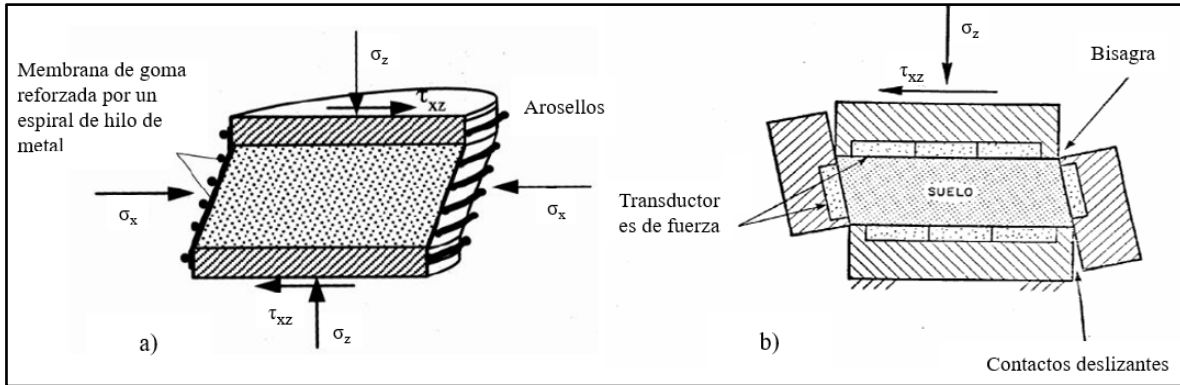


Figura 2.11. Tipos de equipo de corte simple (Espínace, 1984).

De la Figura 2.12 a la Figura 2.14 se presenta una serie de resultados para ensayos de corte simple efectuados en probetas reconstituidas de arena limpia, recuperadas del municipio de Boca de Río, Veracruz. La exploración geotécnica se realizó como parte de un trabajo de investigación realizado por Aguilar (2006).

En la zona predominan las arenas finas mal graduadas, arenas mal graduadas con limo y arenas limosas. Las pruebas se ejecutaron en condiciones no drenadas y con control de deformación, aplicando una γ_{xz} máxima de 25%. Este trabajo investiga la influencia de la relación de vacíos, para lo cual se consideran cuatro diferentes valores para un mismo estado de esfuerzos inicial. En la Tabla 2.5 se muestran las características de cada uno de los ensayos.

Tabla 2.5. Condiciones de ensayo (Aguilar, 2006).

Serie no.	Profundidad, m	Presión de confinamiento, kPa	Relación de vacíos de consolidación, e_{c0}
SM-1		100	
SM-2	3.50	150	0.675, 0.810, 0.894 y 0.928
SM-3		200	

Los resultados de las pruebas se muestran en curvas esfuerzo cortante-deformación angular y en la variación de presión de poro. La Figura 2.12 a la Figura 2.14 corresponden a presiones de confinamiento de 100, 150 y 200 kPa, respectivamente.

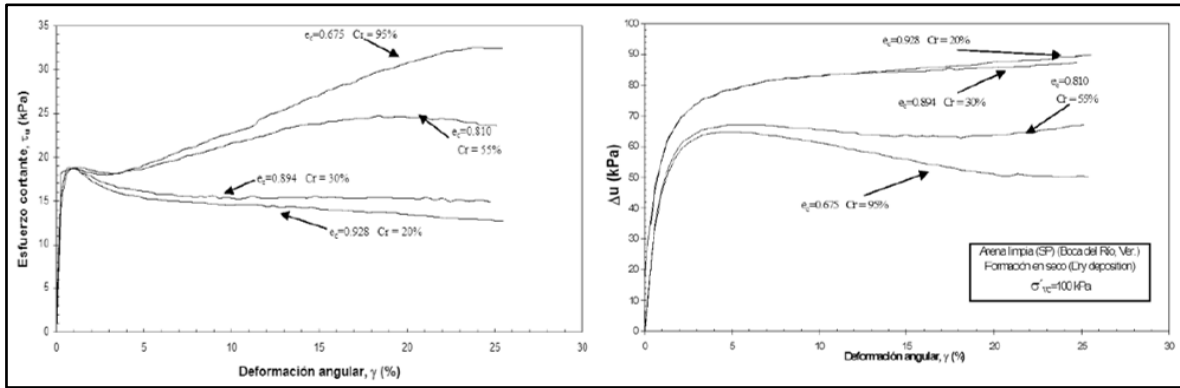


Figura 2.12. Serie M-1. Arena limpia (SP), $\sigma'_{c0} = 100$ kPa (Aguilar, 2006).

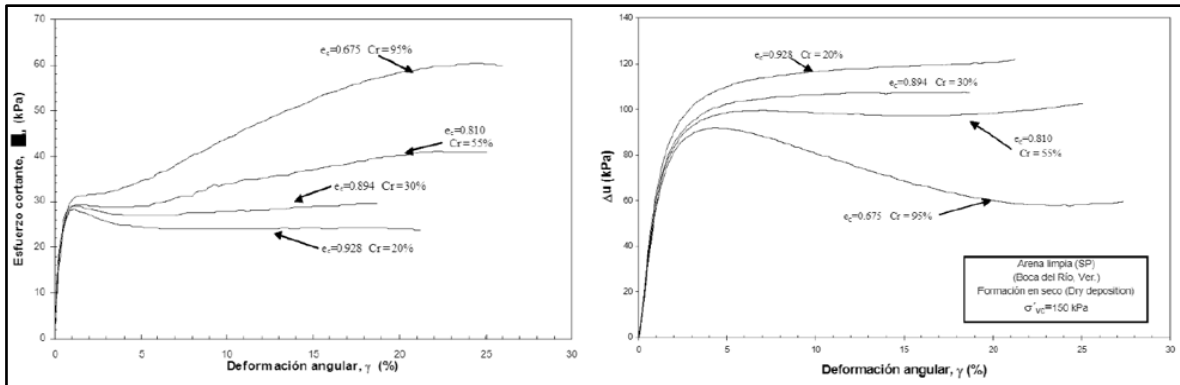


Figura 2.13. Serie M-2. Arena limpia (SP), $\sigma'_{c0} = 150$ kPa (Aguilar, 2006).

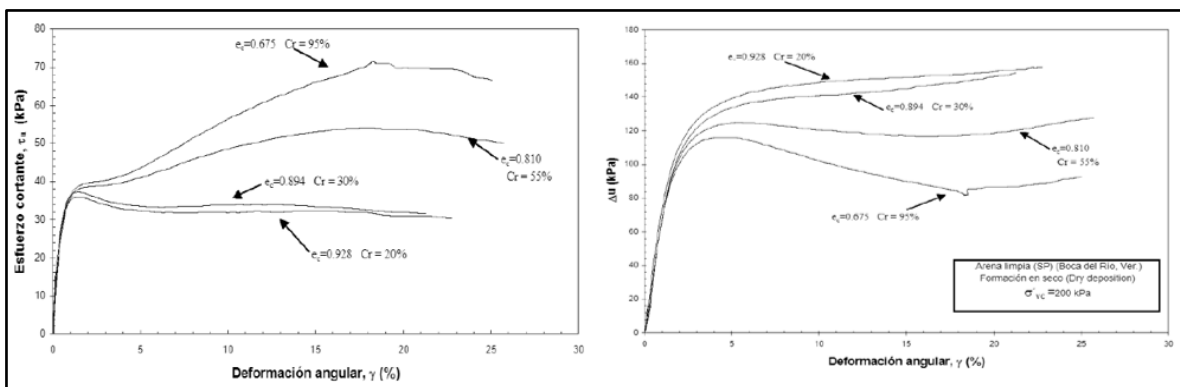


Figura 2.14. Serie M-3. Arena limpia (SP), $\sigma'_{c0} = 200$ kPa (Aguilar, 2006).

Se observa que la respuesta del material depende de la compacidad inicial de la probeta. En las dos muestras con menor e_{c0} (0.675 y 0.810), la resistencia cortante pico crece conforme aumenta la deformación angular, y el desarrollo de la presión de poro se reduce

ligeramente, lo que indica que estas muestras tienden a un comportamiento dilatante. En cuanto a las dos probetas con mayor e_{c0} (0.894 y 0.928), éstas tienen un comportamiento esfuerzo-deformación típico de materiales granulares contractivos bajo carga no drenada, es decir, de reblandecimiento. En este caso, donde el reblandecimiento no es muy pronunciado, se infiere que el estado inicial de la muestra se encuentra en una frontera entre contractivo y dilatante, pero sin alcanzar el comportamiento de cambio de fase.

Para cada valor de presión confinamiento, se ensayan las cuatro probetas con diferente relación de vacíos. Gracias a esto, el autor tiene la posibilidad de clasificar al material como contractivo o dilatante solamente con respecto a su compacidad o relación de vacíos. Si la investigación hubiera contemplado ensayar una sola relación de vacíos a diferentes presiones de confinamiento, sería casi imposible definir si se tratara de un suelo contractivo o dilatante, ya que el esfuerzo de confinamiento juega un papel muy importante en el comportamiento del material para una misma e . En los próximos apartados, se habla de un concepto que involucra tanto la relación de vacíos como el estado de esfuerzos para describir adecuadamente la respuesta de un suelo granular.

2.2 Marco teórico – Estado crítico

La expresión *estado crítico* se deriva del término de una condición particular del suelo llamada *relación de vacíos crítica* e_c , propuesto por Casagrande en 1936. Este concepto surgió a partir de investigaciones en ensayos de corte directo en suelos granulares, donde se encontró que materiales sueltos se contraen y materiales densos dilatan hasta aproximadamente alcanzar la misma relación de vacíos a grandes deformaciones (Figura 2.15).

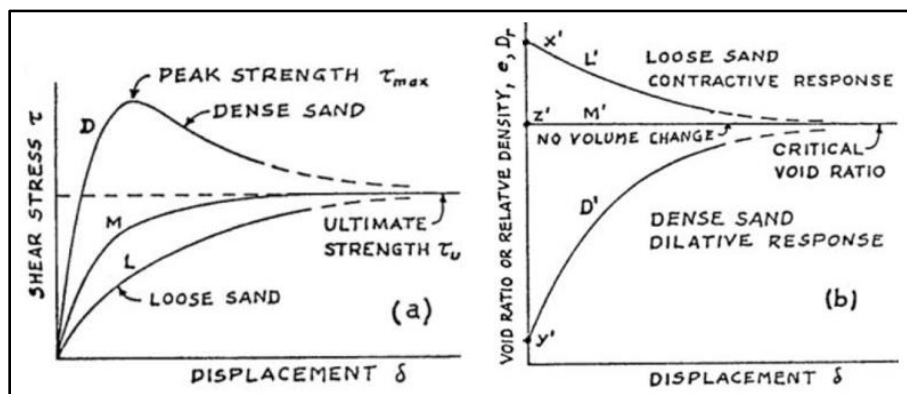


Figura 2.15. Hipótesis inicial de la relación de vacíos crítica de Casagrande (Jefferies & Been, 2016).

Posteriormente, Taylor (1948) reportó que la relación de vacíos crítica es afectada por el esfuerzo medio efectivo, es decir, existe una relación de vacíos crítica para cada estado de esfuerzos inicial en un mismo material.

La primera teoría formulada que toma en cuenta tanto el concepto de Casagrande, así como las observaciones de Taylor, al considerar a la densidad del suelo como un parámetro variable que se ve afectado por el cambio de volumen bajo corte y no como una propiedad intrínseca de éste, es la Mecánica de Suelos del Estado Crítico (CSSM, Critical State Soil Mechanics) popularizada por Schofield & Wroth (1968). Esta teoría postula la existencia de un estado, el estado crítico, que corresponde al estado último que el suelo alcanza si se mantiene la deformación por corte.

De las ideas anteriores se derivan dos conceptos similares: el estado crítico y el estado estable. El estado crítico fue definido primero por Roscoe et al. (1958), como el estado que el suelo alcanza cuando el suelo continúa deformándose a esfuerzos constantes y relación de vacíos constante, reflejando la esencia de la idea de Casagrande. El estado estable, investigado por Castro (1969) y formalizado por Poulos (1981), es el estado en el que cualquier masa de partículas es continuamente deformada a volumen constante, esfuerzo normal efectivo constante, esfuerzo cortante constante y velocidad de deformación constante.

Casagrande (1975), Poulos (1981) y Alarcon-Guzman et al., (1988) discutieron sobre si ambos conceptos se referían a la misma condición. Con base a sus resultados, Jefferies & Been (2016) concluyen que ambos estados aparentan tener pocas diferencias entre sí. Asimismo, estos últimos autores indican que la velocidad de la cual depende el estado estable nunca se especificó y podría ser lo suficientemente pequeña hasta el punto en que ambas definiciones sean idénticas.

Esta investigación adopta la definición de estado crítico de Roscoe et al. (1958), como el estado que el suelo alcanza cuando continúa deformándose a esfuerzos constantes, volumen constante y/o presión de poro constante:

$$\frac{\partial p'}{\partial \varepsilon_s} = \frac{\partial q}{\partial \varepsilon_s} = \frac{\partial V}{\partial \varepsilon_s} = 0 \quad (2.5)$$

donde $\partial \varepsilon_s$ representa cambio de deformación desviadora del material.

Los estados que alcanzan esta condición representan la *línea de estado crítico* (CSL, Critical State Locus or Line) del suelo. Es común representar a la CSL en el espacio $q - p'$ y en el espacio $v - \ln p'$ (Figura 2.16), mediante las siguientes expresiones:

$$q = Mp' \quad (2.6)$$

$$\Gamma = v_c + \lambda \ln p'_c \quad (2.7)$$

donde M es la relación de fricción del material y representa la pendiente de la CSL (en un espacio $q - p'$), v es el volumen específico del material ($v = 1 + e$), Γ es el volumen específico en la CSL para una presión de referencia (por lo general 1.0 kPa) y λ es la pendiente de la CSL en un espacio $v - \ln p'$. El subíndice “c” hace referencia al estado crítico o residual.

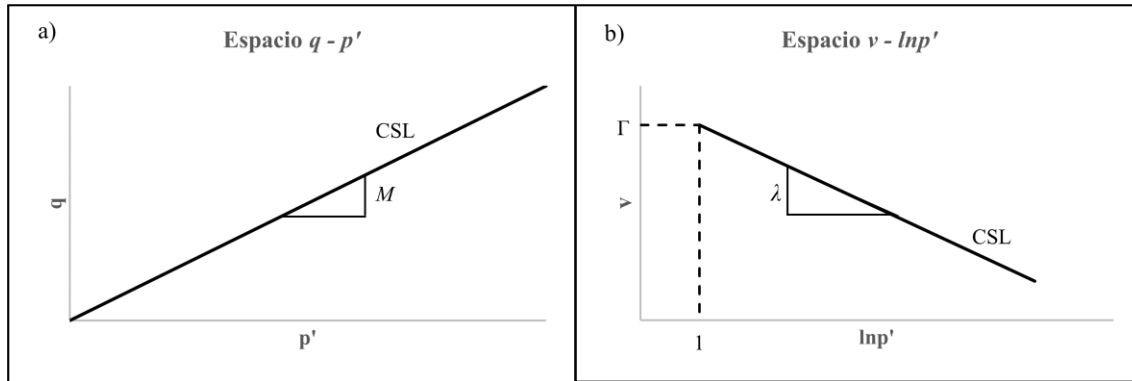


Figura 2.16. Representación de la CSL en (a) el espacio $q - p'$ y (b) el espacio $v - \ln p'$.

M , Γ y λ son propiedades intrínsecas de un suelo dado, es decir, no dependen del arreglo geométrico de las partículas (fábrica), de su historia de esfuerzos o de su relación de vacíos.

2.3 Parámetro de estado

Been & Jefferies (1985) definen al *parámetro de estado* ψ , como la diferencia entre el volumen específico del suelo y el volumen específico en el estado crítico para el mismo esfuerzo medio efectivo (Figura 2.17). Esta variable es muy útil para describir el comportamiento de materiales granulares sobre un amplio rango de estados de esfuerzo y densidades.

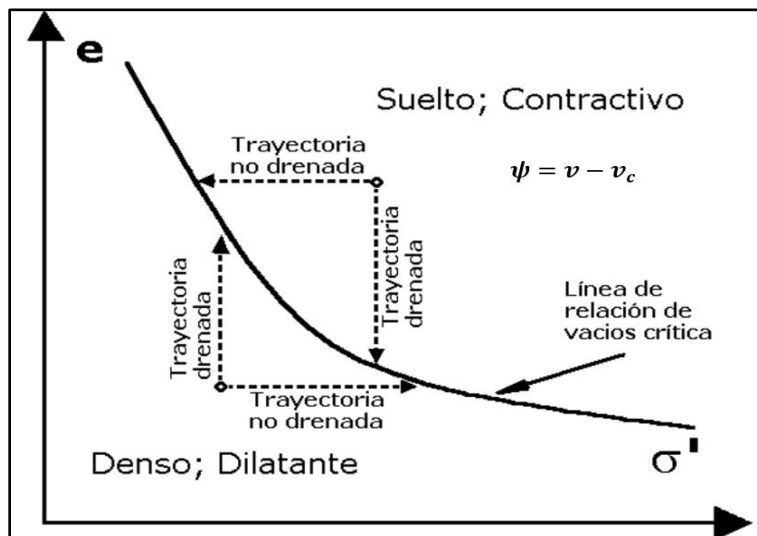


Figura 2.17. Esquema de la definición de parámetro de estado.

Siguiendo la definición del parámetro de estado, y lo mostrado en la Figura 2.17, es posible percatarse que suelos a la derecha de la CSL, con parámetros de estado positivos, exhiben un comportamiento contractivo, mientras que suelos a la izquierda de la CSL, con parámetros de estado negativos, exhiben un comportamiento dilatante. Además, se identifican dos maneras en que un material puede llegar a la CSL. Primero, bajo carga drenada, suelos dilatantes aumentan su volumen y suelos contractivos lo reducen hasta aproximarse al estado crítico. La segunda alternativa, bajo carga no drenada, se siguen trayectorias horizontales, es decir, se incrementa o disminuye el esfuerzo medio efectivo hasta alcanzar la CSL. Lo anterior es función del exceso de presión de poro generado. Bajo carga monótonica no drenada, suelos dilatantes producen excesos de presión de poro negativos y suelos contractivos producen excesos positivos.

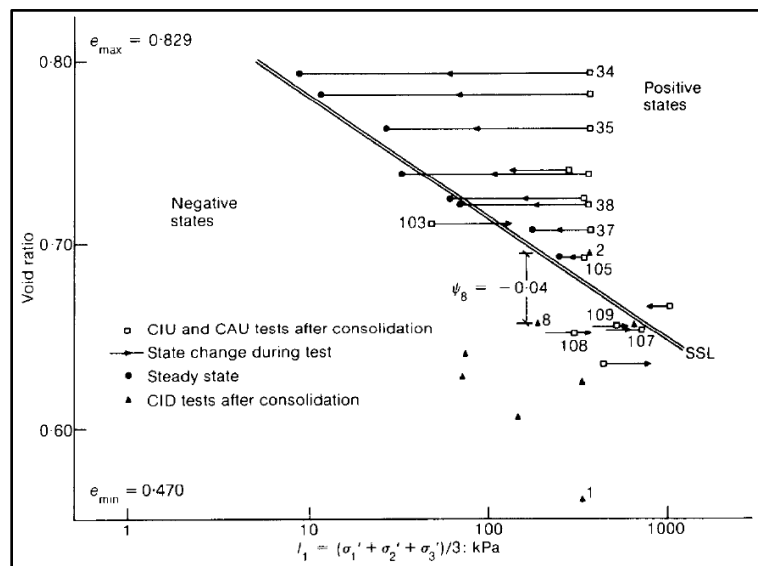


Figura 2.18. Diagrama de estado para arena de Kogyuk 350/2 (Been & Jefferies, 1985).

A partir del diagrama de estado de la Figura 2.18, Been & Jefferies (1985) demuestran como un suelo real se ajusta a la descripción anterior. Especialmente, aquí se hace hincapié en los ensayos no drenados. Es posible percibir que un material en estado muy suelto genera un exceso de presión de poro mucho mayor que el desarrollado por un suelo un poco más denso, para llegar a la CSL. Esta magnitud del exceso de presión de poro es clave para identificar a los suelos potencialmente licuables.

Una de las ventajas de relacionar el estado del suelo con su estado crítico, es que se evita tener que relacionarlo a la *Línea de Consolidación Normal* (NCL, Normal Consolidation Line), que es difícil de identificar en algunos materiales (en especial los granulares) y puede ser muy dependiente de las condiciones iniciales del espécimen (Yu, 1998; Gens, 2019).

3 Licuación en suelos

3.1 Principios básicos

De acuerdo con Poulos (1981), la licuación es un comportamiento de materiales granulares bajo presiones de poro elevadas durante carga no drenada. La American Society of Civil Engineers (ASCE), en 1978, la define como la transformación de un medio granular de un estado sólido a un estado líquido como consecuencia del incremento de la presión de poro, que reduce los esfuerzos efectivos. Sin embargo, en la actualidad, el término de licuación puede dividirse en dos conceptos un tanto distintos: la *movilidad cíclica* y la *licuación de flujo (estática)*.

3.2 Movilidad cíclica

También conocida como licuación cíclica, se presenta en condiciones no drenadas (o de drenaje parcial) en suelos granulares bajo cargas repetitivas. Ya sea denso o suelto, el material tiende a exhibir acumulaciones progresivas de deformación no recuperable y presión de poro que disminuyen los esfuerzos efectivos y la rigidez del suelo (Olson, 2001). Si como resultado de la acción cíclica se alcanza un estado de esfuerzos muy bajo, entonces ocurren grandes deformaciones. Sin embargo, la deformación se detiene usualmente una vez que se detiene la carga cíclica (Gens, 2019).

Kramer (1996), menciona que existen tres combinaciones respecto a las condiciones iniciales y de carga cíclica que inducen el fenómeno de movilidad cíclica (Figura 3.1). La primera (Figura 3.1a) ocurre bajo ciclos de carga a compresión (sin esfuerzos cortantes inversos, es decir, a tensión) y cuando el estado de esfuerzos (suma del esfuerzo estático y el esfuerzo cíclico) no excede la resistencia residual o en el estado crítico s_{uc} . En este caso, la trayectoria de esfuerzos efectivos se mueve hacia la izquierda y alcanza la línea del estado crítico. Como no le es posible cruzarla, si los ciclos de carga continúan simplemente provocan que la trayectoria de esfuerzos suba y baje sobre la envolvente de resistencia. En esta condición, el suelo exhibe un comportamiento dilatante, i.e. con reducciones en la presión de poro y, por lo tanto, no se alcanza una condición de falla.

La segunda combinación (Figura 3.1b) ocurre sin esfuerzos cortantes inversos y cuando el estado de esfuerzos excede momentáneamente a la resistencia residual. En este caso, de nuevo la carga cíclica causará que la trayectoria de esfuerzos se mueva progresivamente hacia la izquierda, pero esta vez entrando y saliendo a una zona de inestabilidad durante cada ciclo. Como resultado, significativa deformación permanente puede desarrollarse durante esos períodos dentro de la zona de inestabilidad, que cesará cuando la carga cíclica termine.

La tercera combinación (Figura 3.1c) ocurre con esfuerzos cortantes inversos y cuando el estado de esfuerzos no excede la resistencia residual. En este caso, existe un incremento muy de exceso de presión de poro que provoca que la trayectoria de esfuerzos se mueva relativamente rápido a la izquierda hasta llegar a la CSL, donde oscilará entre las porciones de compresión y extensión. Cada vez que la trayectoria de esfuerzos cruce el origen, dos veces en cada ciclo de carga, el espécimen se encuentra en un estado instantáneo de esfuerzo efectivo cero denominado *licuación inicial* (Seed & Lee, 1966). Deformaciones permanentes se acumularán durante cada ciclo de carga, pero la falla no ocurrirá debido al comportamiento dilatante (disminución de la presión de poro) al tocar a la envolvente de resistencia.

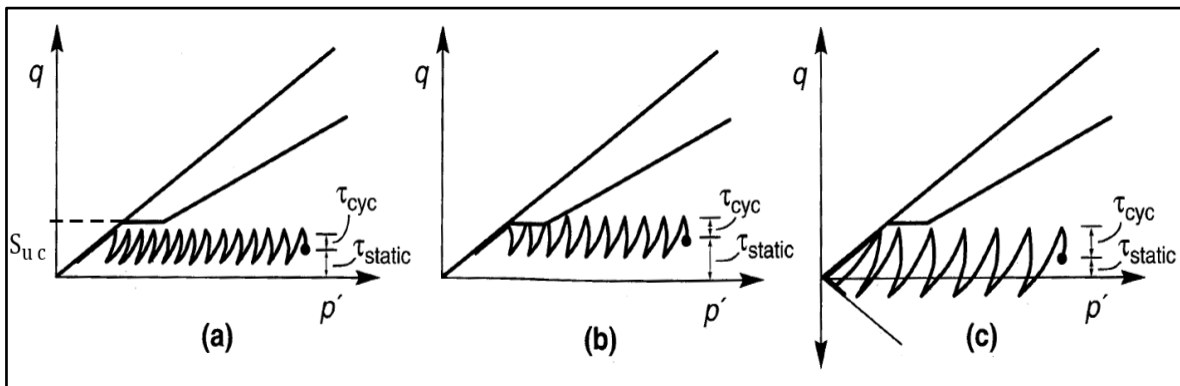


Figura 3.1. Movilidad cíclica bajo carga triaxial: (a) sin esfuerzos inversos y sin exceder la resistencia residual, (b) sin esfuerzos inversos y con períodos momentáneos donde se excede la resistencia residual, y (c) con esfuerzos inversos y sin exceder la resistencia residual (Kramer, 1996).

Por lo general, las consecuencias que causa la licuación cíclica no son tan severas o catastróficas (Kramer, 1996); usualmente sólo se presentan acumulaciones de deformaciones, pero sin llegar a fallar. Lo anterior concuerda con Gens (2019), que menciona que el término de movilidad cíclica es designado para casos donde el estado de esfuerzos efectivos final no se aproxima a cero y sólo se producen deformaciones limitadas.

3.3 Licuación de flujo

La licuación de flujo se presenta en suelos sometidos a carga no drenada, o parcialmente drenada, y en un estado más suelto que el estado crítico. Estas fallas son caracterizadas por la naturaleza repentina de su origen, la velocidad con la que se desarrolla, y las grandes distancias que el material licuado puede llegar a recorrer (Kramer, 1996).

Es posible describir el fenómeno en dos etapas: la primera ocurre a bajo nivel de deformación, cuando el material alcanza su resistencia no drenada pico $s_{u pk}$, iniciando la inestabilidad. La segunda etapa involucra el reblandecimiento, es decir, la caída súbita de resistencia (debido al incremento del exceso de presión de poro) hasta alcanzar el estado

crítico (Mánica et al., 2021a). La Figura 3.2, representa un comportamiento típico de licuación de flujo en términos de su curva esfuerzo-deformación (Figura 3.2a) y de su trayectoria de esfuerzos (Figura 3.2b).

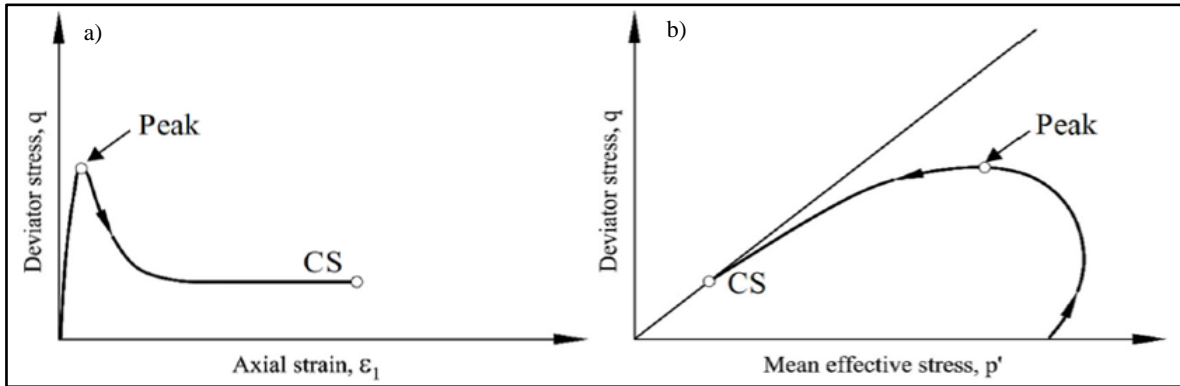


Figura 3.2. Licuación de flujo (reblandecimiento no drenado): (a) curva esfuerzo-deformación y (b) trayectoria de esfuerzos efectivos (Gens, 2019).

El inicio de la inestabilidad aparece cuando el estado de esfuerzos alcanza la resistencia no drenada pico. Al pasar este punto, si el material es lo suficientemente suelto y el esfuerzo medio efectivo muy bajo, la resistencia no drenada alcanza un valor nulo; este caso se designa como *licuación verdadera o total* (Carrera et al., 2011). Por otro lado, la licuación de flujo también puede ocurrir sin una pérdida total de resistencia durante el reblandecimiento (Gens, 2019), como se observa en la Figura 3.2b. Sin embargo, en muchas ocasiones la pérdida de resistencia experimentada es suficiente para causar el colapso de la estructura.

Con el objetivo de caracterizar la resistencia no drenada pico en el fenómeno de licuación de flujo, se han propuesto dos conceptos relevantes: *la línea de colapso* y *la línea de licuación de flujo*. Sladen et al. (1985a), plantea la existencia de la línea de colapso formada por la unión entre el punto de $S_{u\ pk}$ y el estado crítico para un suelo dado (Figura 3.3a). Otros autores (Lade & Pradel, 1990; Ishihara, 1993; Chu & Leong, 2002), plantean una variación llamada línea de licuación de flujo, formada por el punto de máxima resistencia no drenada y el origen del espacio $q - p'$ (Figura 3.3b). El área contenida entre la línea de colapso/de licuación de flujo y la CSL se conoce como *zona de inestabilidad*, donde un material se encuentra en estado incipiente de falla.

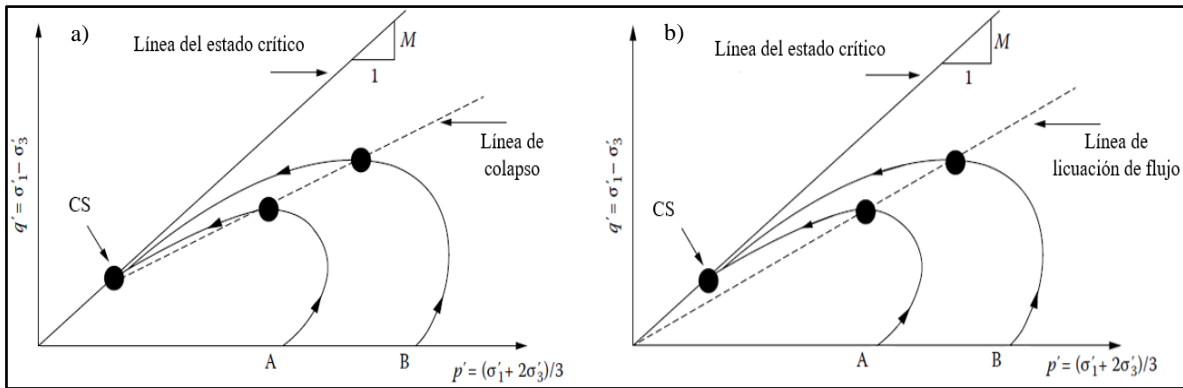


Figura 3.3. Conceptos de (a) la línea de colapso y de (b) la línea de licuación de flujo (Jefferies & Been, 2016).

Sin embargo, a diferencia del fenómeno de movilidad cíclica, que siempre se asocia a una carga repetitiva, en el caso de la licuación de flujo el estado de esfuerzos puede aproximarse a la zona de inestabilidad mediante distintas condiciones de carga mecánica o hidráulica, y desencadenar el fenómeno. A continuación, se describen algunos de estos desencadenantes por medio de trayectorias de esfuerzos de un suelo granular consolidado anisotrópicamente.

- *Incremento del esfuerzo desviador* (Figura 3.4a). Por medio de un incremento no drenado del esfuerzo vertical (trayectoria A) o reducción no drenada de la presión horizontal (trayectoria B). Por ejemplo, esta condición puede ocurrir por el incremento rápido de carga debido a la colocación de materiales, equipo o actividades de construcción en la superficie.
- *Reducción de esfuerzo horizontal en condiciones drenadas* (Figura 3.4b). Por ejemplo, esta condición puede ocurrir por la excavación para alojar cimentaciones, erosión al pie de un talud, deslizamiento de estructuras de contención de taludes o desbordamiento del embalse de una presa.

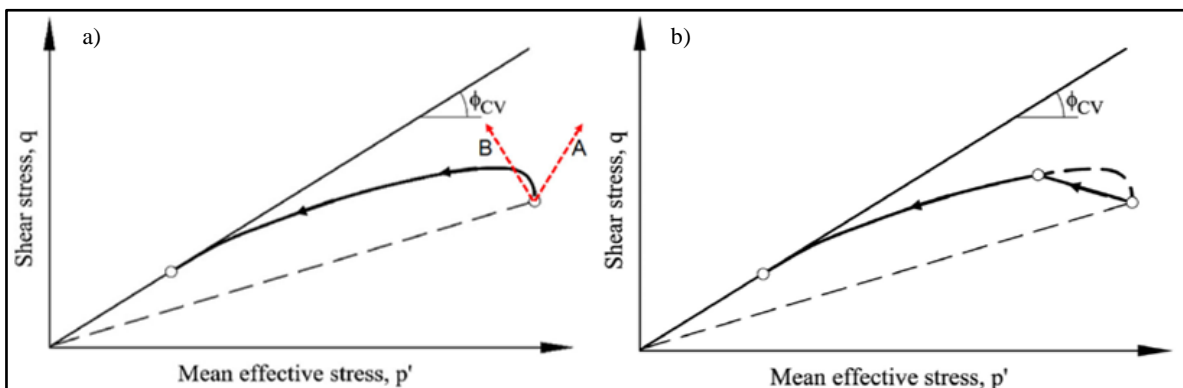


Figura 3.4. Mecanismos desencadenantes de la licuación de flujo: (a) carga no drenada y (b) reducción de esfuerzo horizontal en condición drenada (Gens, 2019).

- *Cambios en las condiciones hidráulicas* (Figura 3.5a). Ante un estado de esfuerzos totales constantes, la trayectoria de esfuerzos puede aproximarse a la condición de inestabilidad debido a cambios en las condiciones hidráulicas. Por ejemplo, esta condición puede ocurrir a causa del aumento del nivel del embalse en presas, incremento del nivel freático debido a lluvias intensas, redistribución de presión de poro o falla de tuberías antiguas.
- *Acumulación de exceso de presión de poro por efecto de carga cíclica* (Figura 3.5b). Este caso es similar al comportamiento de movilidad cíclica, sin embargo, el estado de esfuerzos toca a la zona de inestabilidad por encima de la resistencia residual del material desencadenando la licuación de flujo. Por ejemplo, esta condición puede ocurrir debido a cargas vibratorias por actividades de construcción (tráfico o voladuras) o por sismos.

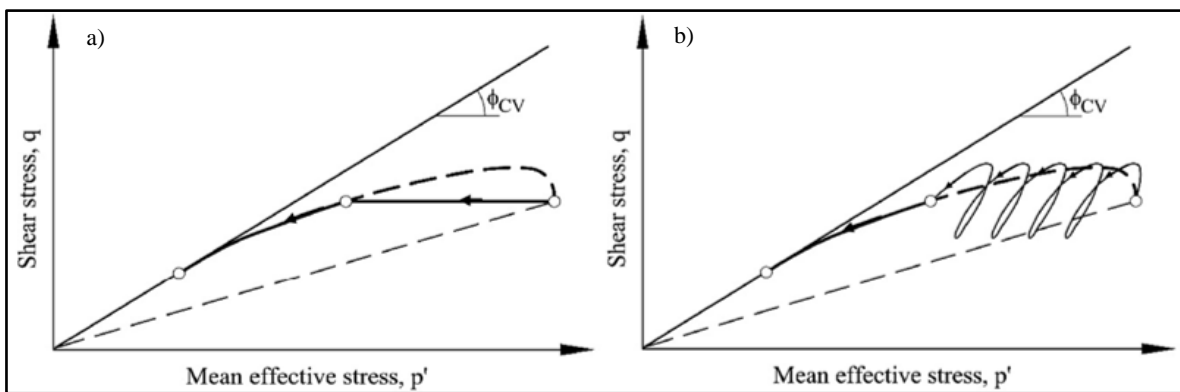


Figura 3.5. Mecanismos desencadenantes de licuación de flujo: (a) incremento de presión de poro debida a condiciones hidráulicas y (b) acumulación de presión de poro bajo carga cíclica (Gens, 2019).

Es posible identificar en todos los casos que las trayectorias de esfuerzos se dirigen a la zona de inestabilidad y, posteriormente, colapsan hasta alcanzar su estado residual o estado crítico. Sin embargo, existen situaciones donde el estado de esfuerzos entra a la zona de inestabilidad, fluye por un corto lapso, pero la trayectoria cambia de dirección y exhibe un comportamiento dilatante (cambio de fase). Este fenómeno se conoce como *licuación parcial* o *limitada*, y es característica de materiales parcialmente contractivos.

3.4 Casos históricos representativos

Además de los casos mencionados en la introducción de este trabajo, a continuación se describen algunos casos históricos de relevancia para ilustrar las consecuencias asociadas al fenómeno de licuación de flujo.

3.4.1 Presa Fort Peck

Es una presa de tierra localizada en Missouri River, Montana, conformada por arena de río y suelos aluviales, la cual comenzó su construcción en 1934. Con una altura final de 60 m y pendientes promedio aguas arriba y aguas abajo de 4H:1V, fue una presa de retención de agua que, cerca del final de su construcción en 1938, sufrió un deslizamiento en el lado aguas arriba como se muestra en la Figura 3.6.

Alrededor de 12 horas antes del evento, se registraron grandes deformaciones en un tramo de sección con longitud de 500 m, seguido del flujo del material. Una masa de 7,500,000 m³ se desplazó 450 m horizontalmente, y resultó con pendientes movilizadas de 20H:1V. Durante este evento, ocho personas perdieron la vida.

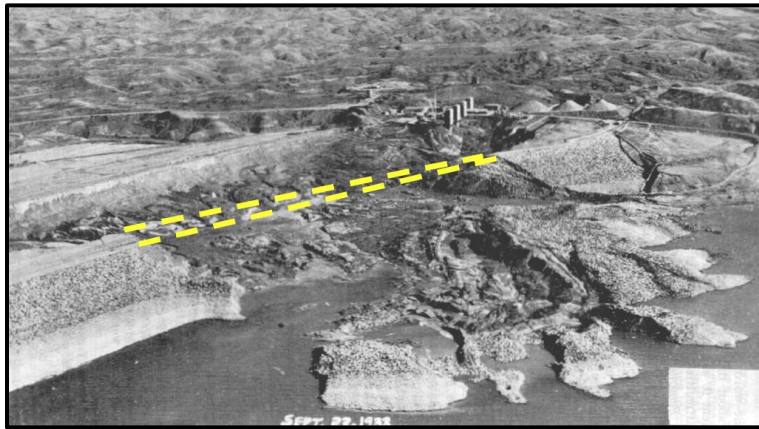


Figura 3.6. Vista oblicua de la falla de Fort Peck en 1938 (Davies et al., 2002).

Varias investigaciones posteriores concuerdan que el deslizamiento fue causado por una falla de corte en el suelo de la cimentación, y que la extensión que la masa avanzó aguas arriba se debió, en cierto grado, a licuación parcial del material.

Sin embargo, una minoría de estas investigaciones, incluyendo la opinión de Casagrande, concluyó que la licuación fue causada por una falla cortante en la cubierta de la estructura, y que la gran magnitud del colapso se debió a la licuación.

3.4.2 Berma de Nerlerk

Como parte de la construcción de la Plataforma Petrolera en el Mar de Beaufort, se implementaron bermas de retención alrededor de la misma para su protección. La zona se caracteriza por estar cubierta de hielo nueve meses al año que, por lo general, está en movimiento y puede causar cargas horizontales de gran magnitud. La finalidad de las islas perimetrales era de retener bloques hielo cercanos y evitar daños a la estructura principal.

Sin embargo, durante los trabajos de construcción de la Berma Nerlerk B-67 se tuvieron deslizamientos que complicaron las actividades. Cimentada a una profundidad de 45 m respecto al nivel del mar, Nerlerk B-67 es una estructura con altura proyectada de 36 m medidos a partir del fondo marino, cuya cimentación consistió en una capa de arcilla blanda con espesor de entre uno a dos metros. El relleno de arena que conforma la berma se colocó hidráulicamente y sin compactación. Este varió de acuerdo con la disponibilidad de materiales; se usó arena de Ukalerk y Nerlerk. La Figura 3.7 muestra una sección pre- y post-falla de la Berma Nerlerk B-67.

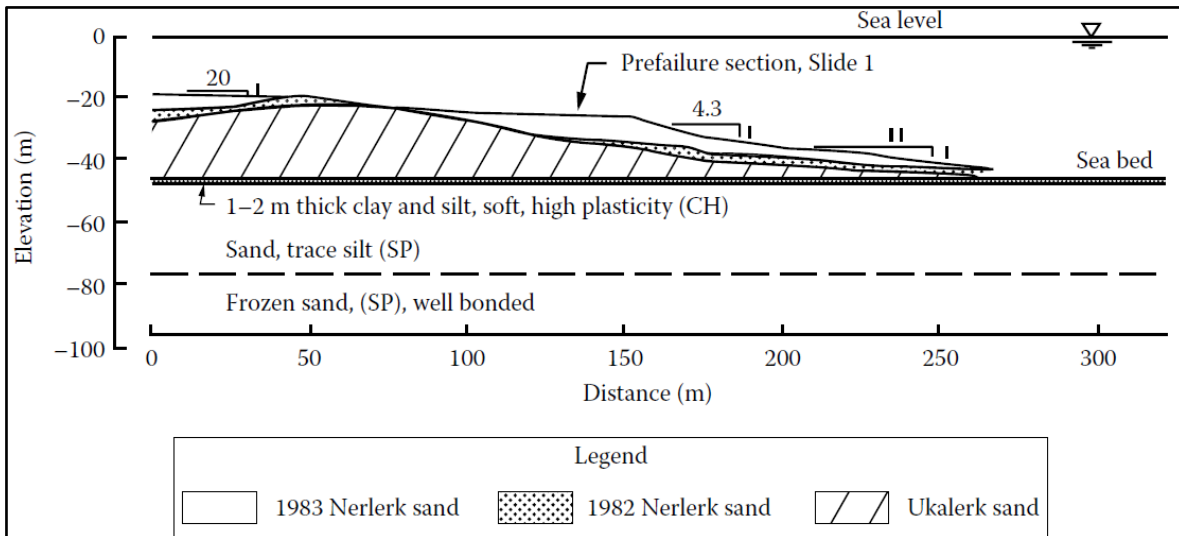


Figura 3.7. Sección transversal de la Berma Nerlerk B-67 y cimentación después de la primera falla en 1983 (Jefferies & Been, 2016).

Antes de terminar la temporada de construcción de 1982, se lograron colocar cerca de 3,000,000 m³ de material. Al reanudar los trabajos, el 20 de julio de 1983, levantamientos batimétricos revelaron que una parte de la berma Nerlerk había desaparecido, perdiendo hasta diez metros de altura de su nivel de diseño. Los eventos continuaron durante las actividades de construcción, registrando un total de seis grandes fallas en la berma Nerlerk B-67. Sin embargo, la primera no fue reportada ya que no se percató de su ocurrencia. La Figura 3.8 muestra un esquema de las fallas ocurridas en la Berma Nerlerk B-67.

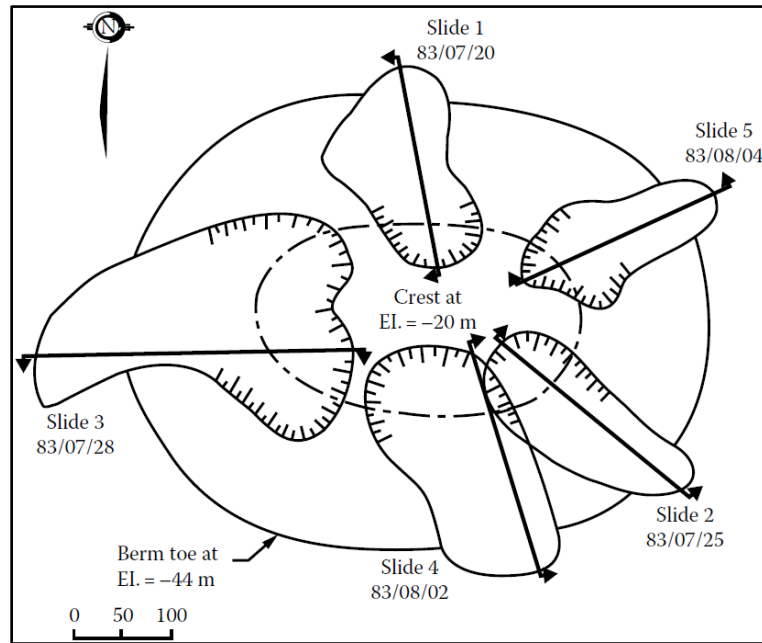


Figura 3.8. Esquema de las fallas ocurridas en la Berma Nerlerk B-67 (Jefferies & Been, 2016).

El motivo de las fallas se asocia a la licuación de flujo, localizada en el material de Nerlerk en estado muy suelto, con un parámetro de estado inicial $\psi_0 \approx 0.1$ (Sladen et al., 1985b). La licuación fue inducida por carga estática debida a la colocación adicional del relleno para llegar a la altura proyectada. En contraste, el resto de las arenas utilizaron aparentaron tener un $\psi_0 < -0.03$, obtenido a partir de la interpretación de los registros CPT disponibles.

Sin embargo, Been et al. (1987a) también consideró otro posible modo de falla aparte de la licuación estática. Este incluía la falla a través de la capa de arcilla subyacente, que ocasionó el aumento de la presión de poro en el relleno de arena, posiblemente induciendo licuación, por lo que las fallas fueron una combinación de ambos efectos.

3.4.3 Residuos mineros de Aberfan

En 1966, los desechos mineros de la mina ubicada en el pueblo de Aberfan, en Gales del Sur, sufrieron un deslizamiento. Estos eran colocados en escombreras sobre la ladera de una colina por medio de vagones de ferrocarril que depositaban el material a volteo. Por lo tanto, los residuos quedaban en estado muy suelto.

El 21 de octubre, la escombrera número siete tenía cerca de 67 m—del pie a la cresta—cuando un deslizamiento ocurrió. Alrededor de las 7:30 hrs, la cresta de la escombrera se había asentado aproximadamente tres metros y había recorrido una distancia horizontal de

entre 10 a 13 m. Una hora después, el asentamiento creció a seis metros y, a las 9:10 hrs, se observó que el pie de la escombrera comenzó a moverse hacia adelante.

El movimiento continuó por pocos minutos antes de que un flujo rápido de material bajara por la ladera de la colina. El deslizamiento viajó cerca de 500 m hasta alcanzar un jardín de niños en Aberfan, que fue completamente destruido, y continuó por 100 m más cubriendo todo a su paso (Figura 3.9). La capa de material resultante contaba con un espesor aproximado de nueve metros. La tragedia cobró la vida de 144 personas, de las cuales 116 eran niños pequeños.

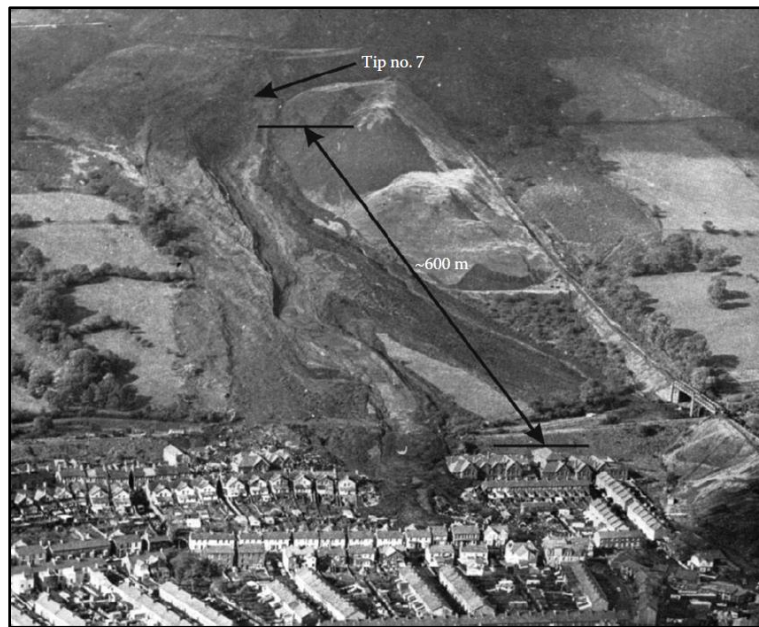


Figura 3.9. Deslizamiento de residuos mineros de la mina de Aberfan (Jefferies & Been, 2016).

La catástrofe involucró sólo 107,000 m³ de material, pero la destrucción se debió a la velocidad que el material alcanzó durante el flujo, entre 16 y 32 km/h. El desencadenante de la licuación estática fue la hidrología del sitio que, después de fuertes lluvias en la región, indujo artesianismo (expulsión de agua subterránea por diferencia de niveles o presiones) del agua contenida en una arenisca fisurada de baja permeabilidad que se encontraba al pie del talud. Este fenómeno ocasionó pérdida de confinamiento al pie de la escombrera debido a relave de material.

3.4.4 Presa de residuos mineros de Merriespruit

La presa de jales de oro de Merriespruit, construida a partir de 1978, falló el 22 de febrero de 1994. Para la construcción se utilizó el método “daywall paddock” aguas arriba, usualmente empleado en la construcción de depósitos de jales de oro en Sudáfrica.

Fourie et al. (2001) indica que los residuos se encontraban en un estado muy suelto, y que el desbordamiento del agua libre y posterior erosión de la estructura expusieron al material interior, lo que provocó la licuación estática de los jales. Esto ocurrió pocas horas después de una tormenta durante la cual precipitaron cerca de 50 mm de agua. Durante la falla, aproximadamente 600,000 m³ de jales fluyeron a través del pueblo y se detuvieron tres kilómetros en dirección aguas debajo de la presa. Este evento provocó la muerte de 17 personas y un gran desastre ambiental. La Figura 3.10 muestra una vista aérea de la falla, donde puede identificarse la importante distancia que recorrió el material desde el depósito (ubicado en la parte superior de la figura).



Figura 3.10. Vista aérea de la falla de la presa de residuos mineros de Merriespruit (Fourie & Papageorgiou, 2001).

En general, la causa primaria de la falla fue la deficiente construcción de la estructura de retención y el desbordamiento del agua libre que resultó en la erosión del material en la cara del talud. Esto expuso los jales interiores contenidos por la presa. Sin embargo, no se esperaba un movimiento significativo producto de esta erosión, ya que situaciones similares se habían presentado en otros depósitos sin la falla generalizada de los mismos. En el caso de Merriespruit, Fourie et al. (2001) demuestra que el material era licuable, con valores elevados del parámetro de estado. Por lo tanto, la erosión de la pared no fue el causante de la falla generalizada, sino el desencadenante del fenómeno de licuación de flujo, el cual permitió una aceleración significativa del material y, por lo tanto, su flujo a grandes distancias. Mánica et al. (2021a), describe detalladamente el proceso de falla de Merriespruit así como el proceso de erosión pre-falla que tuvo lugar en la estructura.

3.4.5 Dique Norte de la presa Wachusett

La presa de Wachusett se encuentra a 48 km de Boston y retiene cerca de 240,000,000 m³ de agua. Esta estructura principalmente se conforma de elementos de mampostería; su construcción inició en 1898 y terminó en 1907. Por otro lado, una subestructura de contención, denominada Dique Norte, falló con un flujo aguas arriba durante el primer llenado del embalse en 1907. Este caso de estudio es reportado por Olson et al. (2000).

El Dique Norte tiene 3,200 m de longitud y una altura máxima de 25 m; es una estructura de tierra zonificada que comprende materiales como limos arenosos a arenas limosas. Tanto el corazón como los muros pantalla en la cimentación se construyeron con relleno compactado bajo carretas jaladas por caballos, mientras que las cubiertas no tuvieron trabajo de compactación (Figura 3.11). La obra se concluyó en 1904.

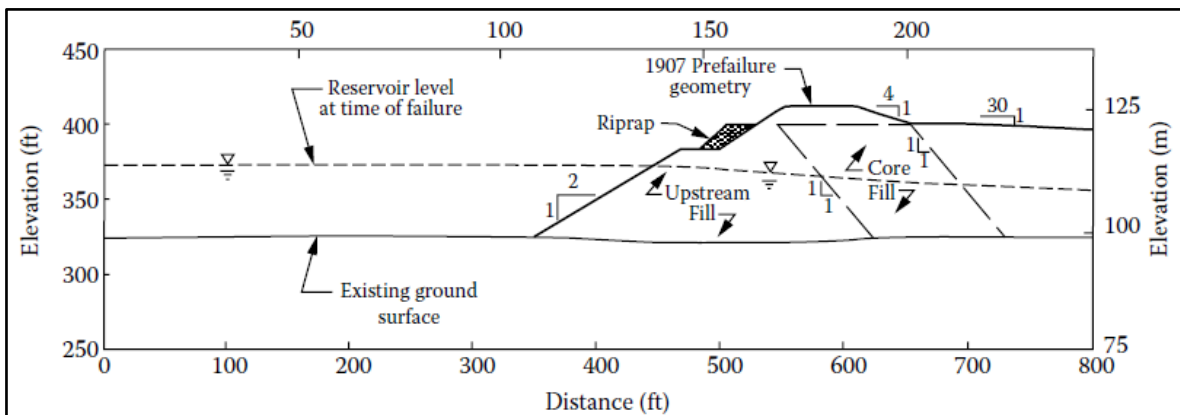


Figura 3.11. Sección longitudinal del Dique norte de la Presa Wachusett (Jefferies & Been, 2016).

El 11 de abril de 1907, aproximadamente una masa de 46,000 m³ de relleno aguas arriba se deslizó 100 m durante el primer llenado del embalse, cuando éste tenía la mitad de su máxima altura. La extensión transversal de la masa fallada fue de 213 m a lo largo de la cresta del Dique.

Esta falla se asocia a la licuación de flujo, ya que no existe otro desencadenante más que el incremento de presión de poro causado por el llenado de la presa y que el material licuado se encontraba en un estado muy suelto. Olson et al. (2000), revisó este caso histórico obteniendo parámetros pre-falla a partir de registros CPT realizados décadas después del evento. Logra definir satisfactoriamente la superficie de deslizamiento al tomar en cuenta la aceleración y desaceleración de la masa de suelo.

3.5 Evaluación del potencial de licuación

Tanto la licuación de flujo como la movilidad cíclica son importantes, y cualquier evaluación de riesgo de licuación debe considerar ambos fenómenos (Kramer, 1996). Esta evaluación no es una tarea trivial en el laboratorio, y a menudo resulta complicada, debido a la imposibilidad de extraer muestras inalteradas en suelos granulares y/o de baja plasticidad. Esta limitación ha orillado a la práctica a la reconstitución de probetas en el laboratorio. Tarea efectiva, pero que no garantiza capturar adecuadamente el estado *in situ* del suelo.

A continuación, se menciona una serie de métodos diseñados para determinar la susceptibilidad de un suelo a al fenómeno de licuación. Estos métodos se basan en diferentes enfoques, ya sea por exploración en campo, ensayos de laboratorio, tratamiento de información histórica o con análisis numéricos.

3.5.1 Métodos de campo

3.5.1.1 Método simplificado de Seed & Idriss (1970)

Seed & Idriss (1970), proponen las bases para evaluar el potencial de licuación de un suelo. Los autores identifican cinco factores de importancia que afectan el potencial de licuación de un cierto depósito de suelo: tipo de suelo, densidad relativa, presión de confinamiento inicial, intensidad y duración del movimiento. Todos estos factores son tomados en cuenta en la metodología.

De forma general, la metodología puede resumirse en los siguientes pasos:

- 1) Después de establecer las condiciones del suelo y del sismo de diseño, determinar el historial de esfuerzos cortantes inducidos por el movimiento a diferentes profundidades.
- 2) Convertir la historia de esfuerzos cortantes en una amplitud equivalente de ciclos de esfuerzos uniformes, y graficar el nivel de esfuerzos uniformes en función de la profundidad.
- 3) Por medio de pruebas de laboratorio en muestras representativas y a diferentes presiones de confinamiento, determinar el esfuerzo de corte cíclico que tendrá que desarrollarse para causar licuación en el mismo número de ciclos correspondiente al sismo de diseño. Los ensayos usualmente empleados son la prueba de compresión triaxial cíclica o el ensayo de corte simple cíclico. Los esfuerzos requeridos para causar la falla se representan en función de la profundidad.

- 4) Comparando los esfuerzos cortantes inducidos por el sismo de diseño con el esfuerzo cortante que se requieren para causar la licuación (en el mismo número de ciclos), se determinan las zonas dentro del depósito donde puede ocurrir el fenómeno, es decir, donde los esfuerzos cortantes inducidos por el sismo superan el esfuerzo cortante necesario para causar la licuación del suelo (Figura 3.12).

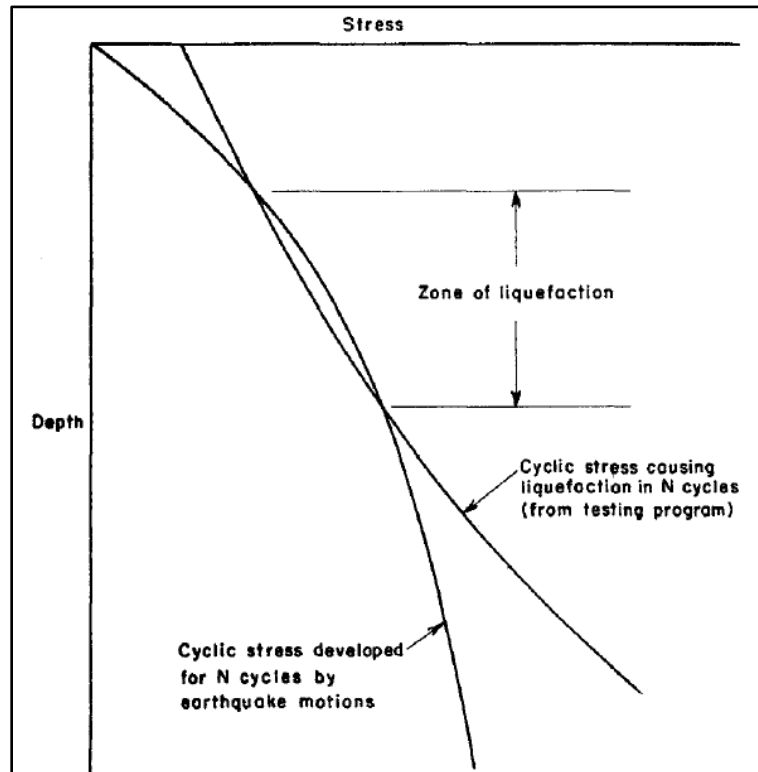


Figura 3.12. Método de evaluación del potencial de licuación (Seed & Idriss, 1970).

Los esfuerzos cortantes máximos con la profundidad pueden determinarse por medio de un análisis de respuesta de sitio o, en caso de proyectos de moderada importancia, de forma simplificada como se presenta en Seed & Idriss (1970), y que se describe a continuación.

Asumiendo que el suelo se comporta como un cuerpo rígido (Figura 3.13), y que el movimiento sísmico en el sitio ocurre únicamente por la propagación unidimensional de ondas de corte, el *esfuerzo cortante máximo a cualquier profundidad* $(\tau_{m\acute{a}x})_r$ puede estimarse como:

$$(\tau_{m\acute{a}x})_r = \frac{\gamma h}{g} a_{m\acute{a}x} \quad (3.1)$$

donde γ es el peso unitario del suelo, h la profundidad, g el valor de la aceleración de la gravedad y $a_{m\acute{a}x}$ la aceleración máxima del terreno.

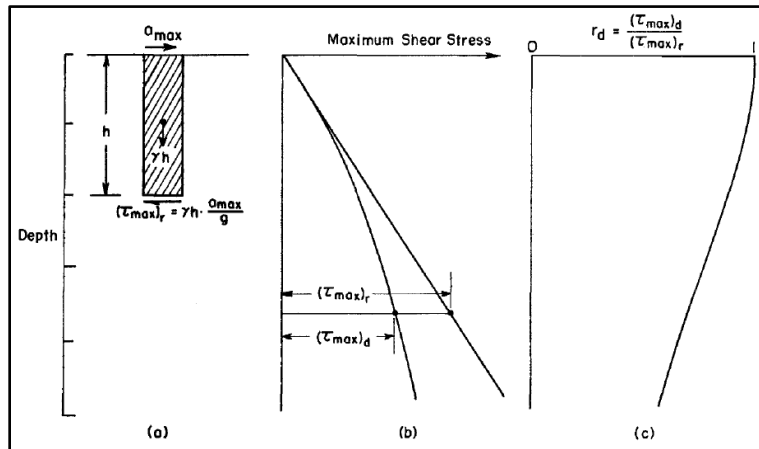


Figura 3.13. Determinación del esfuerzo cortante máximo (Seed & Idriss, 1970).

Sin embargo, el suelo no se comporta como un cuerpo rígido, y el cortante máximo debe determinarse a partir de un análisis de respuesta de sitio. Este puede expresarse como:

$$(\tau_{m\acute{a}x})_d = (\tau_{m\acute{a}x})_r r_d \quad (3.2)$$

$$(\tau_{m\acute{a}x})_d = \frac{\gamma h}{g} a_{m\acute{a}x} r_d \quad (3.3)$$

donde $(\tau_{m\acute{a}x})_d$ es el esfuerzo cortante máximo, y r_d es el coeficiente de reducción de esfuerzos por la flexibilidad de la columna de suelo. Es importante notar que, al requerir un análisis de respuesta de sitio para determinar el coeficiente r_d , no existe ningún beneficio de estimar el esfuerzo cortante máximo con este procedimiento simplificado. Sin embargo, a partir de numerosos análisis de respuesta de sitio, utilizando diferentes sismos de diseño y condiciones del terreno, Seed & Idriss (1970) encontraron un rango de variación para r_d que se muestra en la Figura 3.14. Aunque la variación es importante a grandes profundidades, para profundidades aproximadamente de hasta 12 m (40 pies), los errores cometidos utilizando los valores medios de la gráfica son moderados.

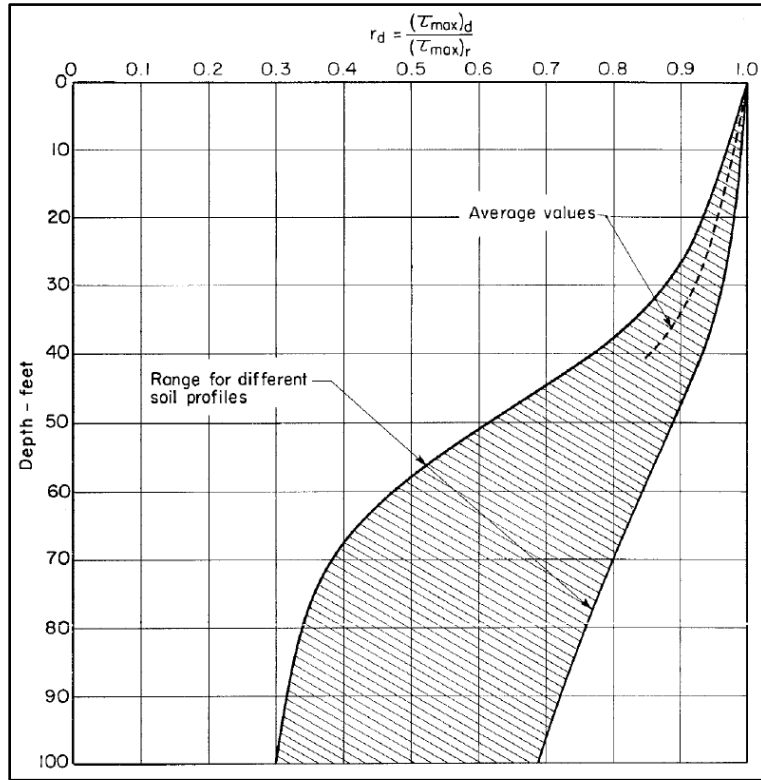


Figura 3.14. Rango de valores de r_d para diferentes perfiles de suelo (Seed & Idriss, 1970).

Con la Ecuación (3.3) se obtiene el valor máximo del esfuerzo para un evento sísmico dado. Sin embargo, este debe transformarse a un valor uniforme para un número equivalente de ciclos, ponderando apropiadamente las magnitudes individuales de los ciclos de esfuerzo basados en datos de laboratorio. Después de hacer dicha determinación para numerosos casos, Seed & Idriss (1970) estimaron que el *esfuerzo cortante equivalente uniforme* τ_{av} es aproximadamente un 65% del máximo esfuerzo cortante (Figura 3.15). Por lo tanto, para efectos prácticos, el esfuerzo cortante equivalente uniforme puede estimarse como:

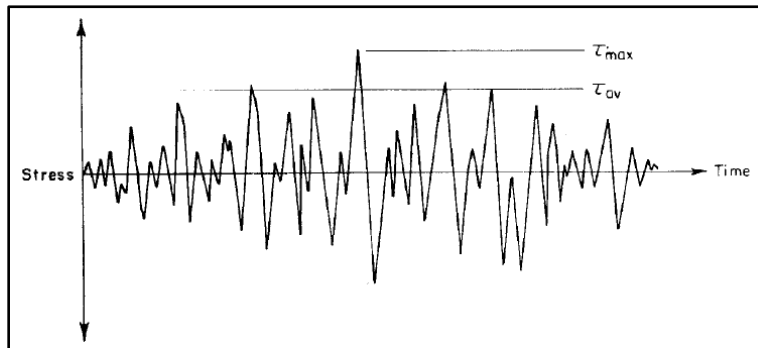


Figura 3.15. Historial de esfuerzos cortante durante un sismo (Seed & Idriss, 1970).

$$\tau_{av} = 0.65 \frac{\gamma h}{g} a_{m\acute{a}x} r_d \tag{3.4}$$

Normalizándolo con respecto al esfuerzo vertical efectivo, se obtiene la *relación de esfuerzo cíclico* (*CSR*, Cyclic Stress Ratio):

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \left(\frac{a_{m\acute{a}x}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) r_d \quad (3.5)$$

donde *CSR* es la relación de esfuerzo cíclico y σ_{v0} y σ'_{v0} son el esfuerzo vertical total y efectivo correspondientemente.

Por otro lado, el número de ciclos significativos de esfuerzo N_c dependerá de la duración del sismo y, por lo tanto, de su magnitud. Seed & Idriss (1970) sugieren los valores mostrados en la Tabla 3.1 que dependen de la magnitud del movimiento:

Tabla 3.1. Determinación del número de ciclos significativos de esfuerzo (Seed & Idriss, 1970).

Magnitud del sismo	Número de ciclos significativos de esfuerzos, N_c
7.0	10
7.5	20
8.0	30

Los esfuerzos cíclicos actuantes pueden compararse con los necesarios para producir la licuación (para el número de ciclos correspondiente al sismo de diseño) determinados en el laboratorio mediante pruebas triaxiales o de corte simple cíclico. Alternativamente, los esfuerzos cíclicos necesarios para producir licuación pueden estimarse de forma simplificada a partir del comportamiento observado en investigaciones anteriores. La Figura 3.16 y la Figura 3.17, muestran resultados de pruebas triaxiales cíclicas en suelos granulares con diferentes tamaños medios de partículas D_{50} y a una densidad relativa del 50%:

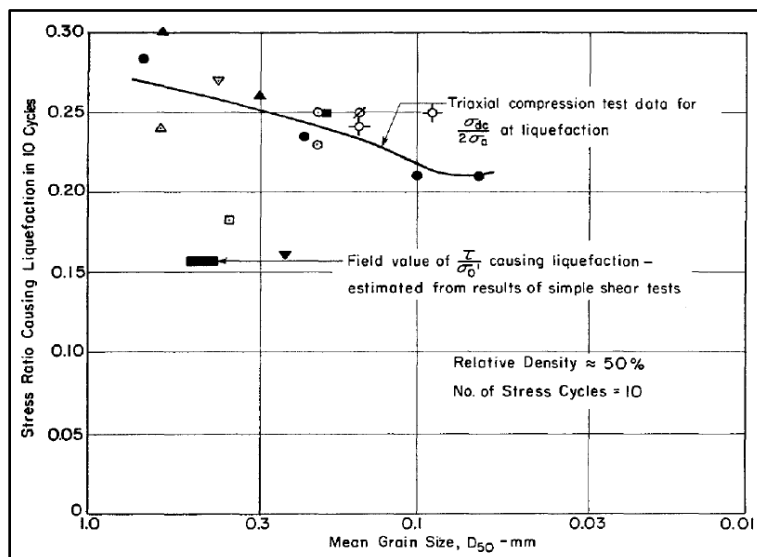


Figura 3.16. Condiciones de esfuerzo que inducen licuación en 10 ciclos (Seed & Idriss, 1970).

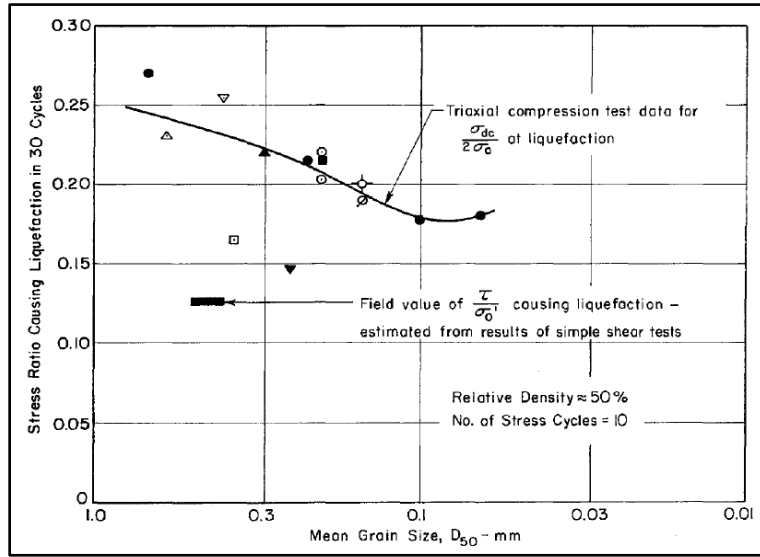


Figura 3.17. Condiciones de esfuerzo que inducen licuación en 30 ciclos (Seed & Idriss, 1970).

Los resultados de las pruebas triaxiales cíclicas de la Figura 3.16 y la Figura 3.17 se expresan en términos de relación de esfuerzos $\sigma_{dc}/2\sigma_{c0}$ causantes de licuación en 10 y 30 ciclos y en relación de esfuerzos τ/σ'_{v0} causantes de licuación bajo condiciones de campo. σ_{dc} es el esfuerzo desviador cíclico, σ_{c0} es la presión inicial de consolidación, y τ es el esfuerzo cortante desarrollado en un plano horizontal. Se distingue que, el valor de campo τ/σ'_{v0} es menor que el valor correspondiente de $\sigma_{dc}/2\sigma_{c0}$. No obstante, las dos relaciones de esfuerzo pueden asociarse mediante la siguiente expresión:

$$\left(\frac{\tau}{\sigma'_{v0}}\right)_l = \left(\frac{\sigma_{dc}}{2\sigma_{c0}}\right)_l c_r \quad (3.6)$$

donde c_r es un factor de corrección para aplicar información de pruebas triaxiales del laboratorio a condición de esfuerzos causantes de licuación obtenida en campo.

Consideraciones detalladas de las condiciones de esfuerzos en especímenes ensayados bajo compresión triaxial y las limitaciones de la prueba en sí, llevaron a la sugerencia de que valores apropiados de c_r varían con la densidad relativa, aproximadamente como se muestra en la Figura 3.18.

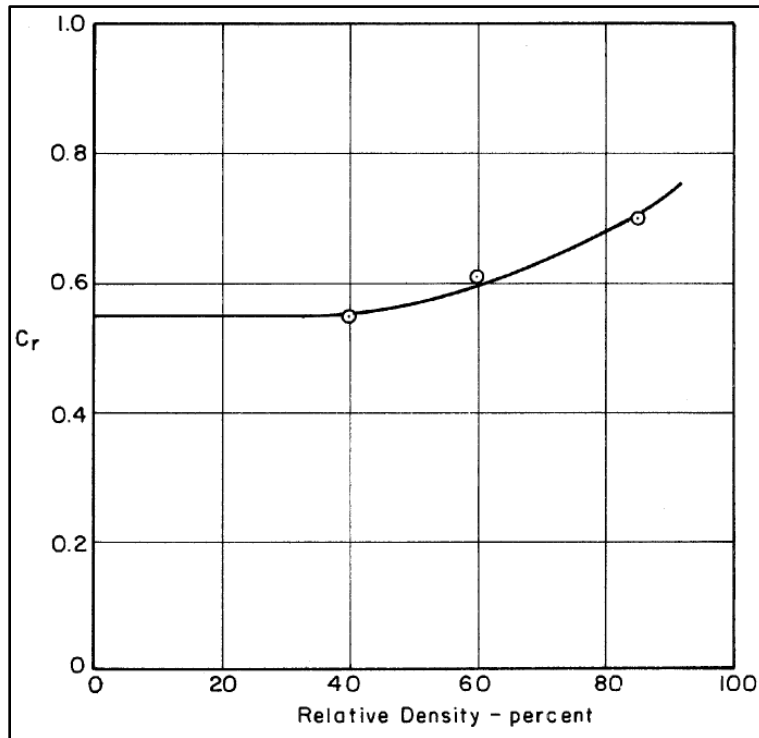


Figura 3.18. Relación entre c_r y D_r (Seed & Idriss, 1970).

De lo anterior, el esfuerzo necesario para causar la licuación, para diferentes densidades relativas del suelo, está dado por:

$$CRR = \left(\frac{\sigma_{dc}}{2\sigma_{c0}} \right)_{150} c_r \frac{D_r}{50} = \left(\frac{\tau}{\sigma'_{v0}} \right)_{1D_r} \quad (3.7)$$

donde CRR es la relación de resistencia cíclica (Cyclic Resistance Ratio).

Finalmente, se compara la relación de esfuerzo cíclico CSR con la relación de resistencia cíclica CRR , para determinar las zonas donde se puede presentar licuación.

Para una condición específica, se puede buscar la aceleración máxima en la que las relaciones de esfuerzo y resistencia cíclica sean iguales y, por lo tanto, crear curvas separando la condición de licuación y no licuación. Para verificar la efectividad del método, estas curvas se comparan con casos de historia en donde la licuación había sido (o no) identificada (Figura 3.19).

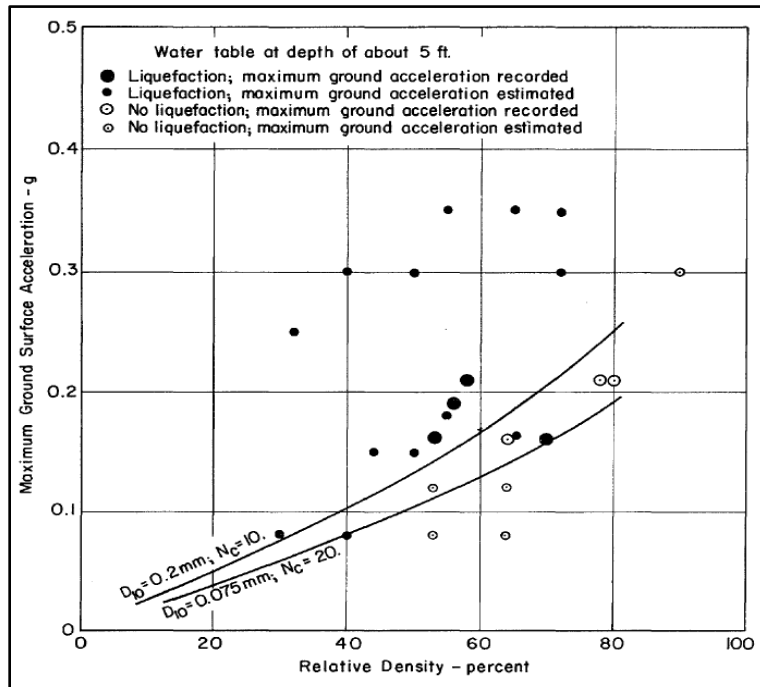


Figura 3.19. Evaluación del potencial de licuação para suelos granulares, considerando el NAF a 1.5 m de profundidad respecto a la superficie (Seed & Idriss, 1970).

La densidad relativa fue, en la mayoría de los casos, estimada a partir de correlaciones empíricas con la resistencia de penetración estándar como se presenta en la Figura 3.20 (Gibbs & Holtz, 1957).

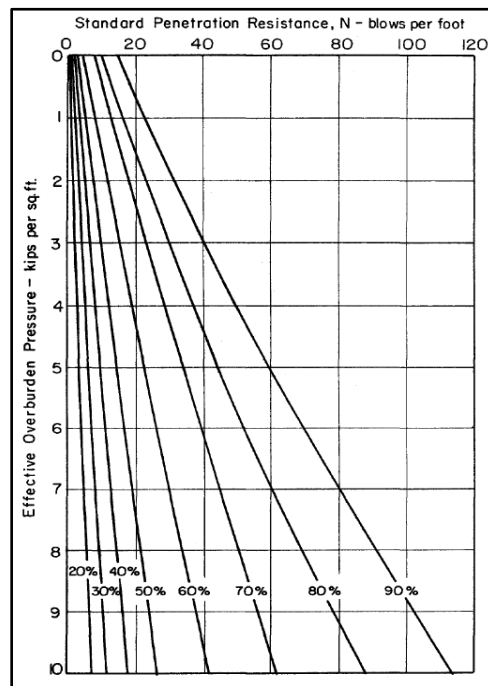


Figura 3.20. Relación entre resistencia de penetración estándar SPT, densidad relativa D_r y esfuerzo vertical efectivo (Seed & Idriss, 1970).

Asimismo, del estudio de los casos de historia, Seed & Idriss (1970) propusieron rangos en los que la licuación podría esperarse, mostrados en la Tabla 3.2.

Tabla 3.2. Probabilidad de licuación en función de la D_r (Seed & Idriss, 1970).

Aceleración máxima del terreno	Licuación		
	Muy probable	Depende del tipo de suelo y magnitud del sismo	Poco probable
0.10g	$D_r < 33$	$33 < D_r < 54$	$D_r > 54$
0.15g	$D_r < 48$	$48 < D_r < 73$	$D_r > 73$
0.20g	$D_r < 60$	$60 < D_r < 85$	$D_r > 85$
0.25g	$D_r < 70$	$70 < D_r < 92$	$D_r > 92$

También, utilizando correlaciones existentes con el número de golpes SPT, estos rangos se pueden graficar en función de estas cantidades respecto a la profundidad. Dichas gráficas se pueden comparar directamente con los resultados de exploraciones utilizando la prueba de penetración estándar (Figura 3.21).

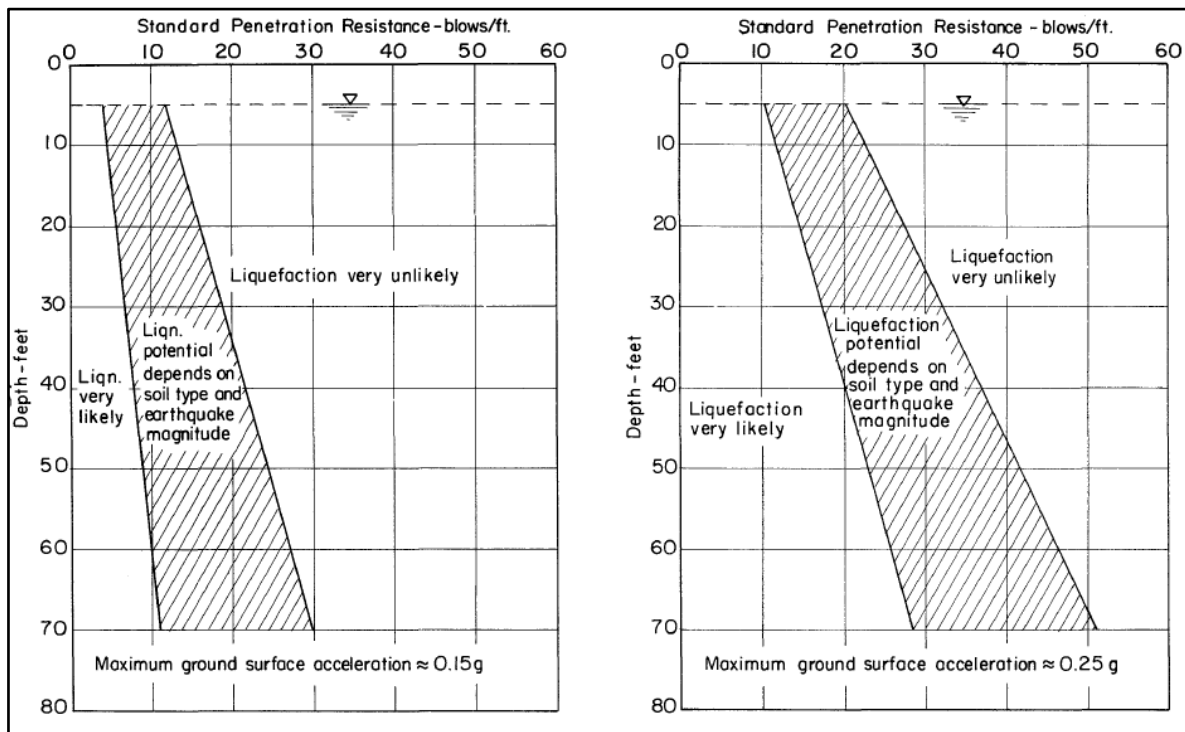


Figura 3.21. Cartas de evaluación del potencial de licuación para suelos granulares considerando el NAF a 1.5 m de profundidad (Seed & Idriss, 1970).

Además, como la densidad relativa del campo se estimaba de todas formas a partir de correlaciones empíricas con la prueba de penetración estándar, esta se podía sustituir directamente por el número de golpes. A partir de estas ideas se derivan los métodos

actuales para definir el potencial de licuación en función de pruebas de campo, como se describe a continuación.

3.5.1.2 Método simplificado de Youd et al (2001)

Youd et al. (2001), resume los consensos alcanzados en dos *workshops*, donde se reunieron los expertos más renombrados en el tema de la evaluación del potencial de licuación, organizados por el National Center for Earthquake Engineering Research (NCEER), en 1996 y 1998, para valorar el estado actual de la práctica para la evaluación del potencial de licuación. Al igual que en el método original de Seed & Idriss (1970), la evaluación del potencial de licuación se hace comparando la demanda sísmica en un estrato de suelo para el sismo de diseño, en este caso en términos de la relación de esfuerzo cíclico CSR , y la capacidad del suelo a resistir la licuación, en este caso en términos de la relación de resistencia cíclica CRR . Sin embargo, en Youd et al. (2001) dicha comparación se hace como un cociente de ambas cantidades, lo que da lugar a un factor de seguridad contra la licuación. En este caso, la relación de resistencia cíclica se calcula para un sismo de referencia de magnitud 7.5, y el efecto de la magnitud del sismo de diseño se incorpora mediante un factor de escala por magnitud MSF . También se incorporan factores de corrección por confinamiento K_σ y por esfuerzos cortantes estáticos K_α , lo que da lugar a la siguiente expresión para el cálculo del factor de seguridad contra licuación:

$$F.S. = \frac{CRR_{7.5}}{CSR} MSF K_\sigma K_\alpha \quad (3.8)$$

El CSR puede obtenerse a partir de la propuesta original de Seed & Idriss (1970). En este caso, el factor r_d depende de la respuesta de un sitio específico a un sismo determinado y, por lo tanto, dependerá de las propiedades del depósito de suelo, así como de las características del sismo. En proyectos de moderada importancia, la curva media de Seed & Idriss (1970) (Figura 3.14) puede emplearse, la cual puede aproximarse con la siguiente expresión:

$$r_d = \begin{cases} 1.0 - 0.00765h & \text{si } h \leq 9.15 \text{ m} \\ 1.174 - 0.0267h & \text{si } 9.15 \text{ m} < h \leq 23 \text{ m} \end{cases} \quad (3.9)$$

En proyectos de mayor importancia, la curva r_d deberá estimarse con base en análisis de respuesta de sitio, en donde las características particulares del depósito y del/los sismos de diseño son incluidas en el cálculo del CSR .

Para sismos de diseño con magnitudes diferentes a la de referencia ($M_w = 7.5$), el factor de seguridad debe ajustarse con el factor de escala por magnitud MSF , indicado en la Tabla 3.3.

Tabla 3.3. Factor de escala por magnitud (Youd et al., 2001).

Magnitude, <i>M</i>	Seed and Idriss (1982)		Ambraseys (1988)	Arango (1996)		Andrus and Stokoe (1997)	Youd and Noble (1997b)		
	Idriss ^a			Distance based	Energy based		$P_L < 20\%$	$P_L < 32\%$	$P_L < 50\%$
5.5	1.43	2.20	2.86	3.00	2.20	2.8	2.86	3.42	4.44
6.0	1.32	1.76	2.20	2.00	1.65	2.1	1.93	2.35	2.92
6.5	1.19	1.44	1.69	1.60	1.40	1.6	1.34	1.66	1.99
7.0	1.08	1.19	1.30	1.25	1.10	1.25	1.00	1.20	1.39
7.5	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	—	—	1.00
8.0	0.94	0.84	0.67	0.75	0.85	0.8?	—	—	0.73?
8.5	0.89	0.72	0.44	—	—	0.65?	—	—	0.56?

Note: ? = Very uncertain values.

^a1995 Seed Memorial Lecture, University of California at Berkeley (I. M. Idriss, personal communication to T. L. Youd, 1997).

Respecto al factor de corrección por esfuerzos de confinamiento K_σ , el método recomienda la siguiente expresión propuesta por Hynes & Olsen (1999):

$$K_\sigma = \left(\frac{\sigma'_{v0}}{P_a} \right)^{f-1} \quad (3.10)$$

donde P_a es la presión atmosférica (en las mismas unidades que σ'_{v0}) y f es un exponente en función de las condiciones de sitio. Hynes & Olsen (1999) recomiendan valores de f entre 0.7 – 0.8 para densidades relativas entre 40 y 60%, y valores de f entre 0.6 – 0.7 para densidades relativas entre 60 y 80%. Usualmente la densidad relativa del depósito no puede estimarse de forma directa y debe definirse a partir de correlaciones empíricas.

Finalmente, el cálculo del $CRR_{7.5}$ dependerá del tipo de técnica de exploración empleada. El método de Youd et al. (2001) considera el uso de la prueba de penetración estándar SPT, la prueba de penetración de cono CPT, determinaciones de la velocidad de propagación de ondas de corte V_s , y la prueba de penetración de Becker BPT.

A partir de información de exploración por SPT, la relación de resistencia cíclica se obtiene como:

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60cs}} + \frac{(N_1)_{60cs}}{135} + \frac{50}{[10(N_1)_{60cs} + 45]^2} - \frac{1}{200} \quad (3.11)$$

donde $(N_1)_{60cs}$ es el número de golpes equivalente para una suelo granular limpio, i.e. toma en cuenta el contenido de finos. La Ecuación (3.11) es aplicable para valores de $(N_1)_{60cs} < 30$; ya que $(N_1)_{60cs} \geq 30$, indica que el material granular limpio es demasiado denso para licuarse (Figura 3.22).

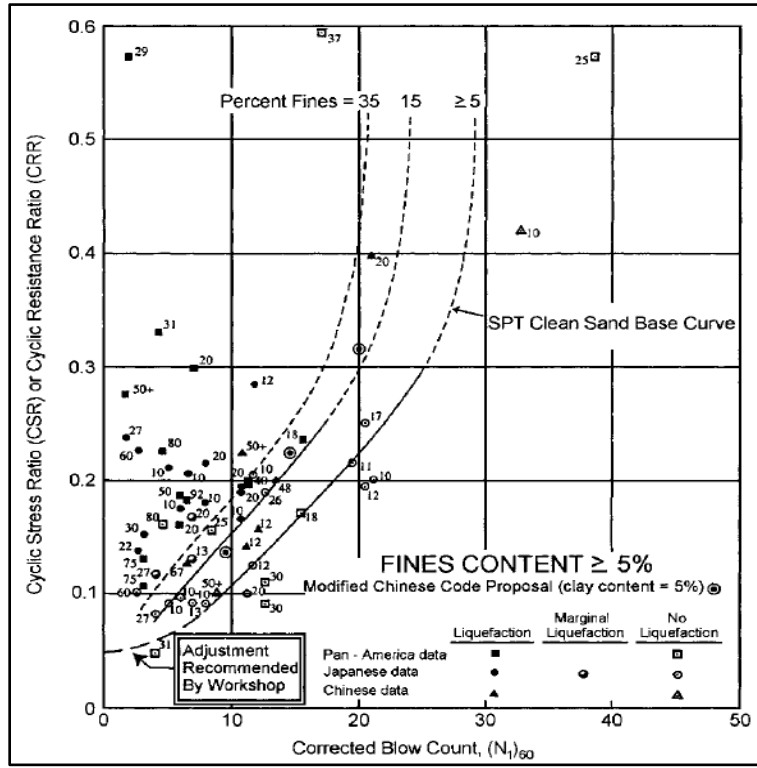


Figura 3.22. Curva base SPT en arena limpia para sismos de magnitud 7.5 (Youd et al., 2001).

Para el cálculo de $(N_1)_{60cs}$, se determina como:

$$(N_1)_{60cs} = A_{CF} + B_{CF}(N_1)_{60} \quad (3.12)$$

donde $(N_1)_{60}$ es el número de golpes corregido por energía de penetración; A_{CF} y B_{CF} son coeficientes definidos por el contenido de finos FC , como se detalla a continuación:

$$A_{CF} = \begin{cases} 0 & FC \leq 5\% \\ \exp\left(1.76 - \frac{190}{FC^2}\right) & 5 < FC < 35\% \\ 5.0 & FC \geq 35\% \end{cases} \quad (3.13)$$

$$B_{CF} = \begin{cases} 1.0 & FC \leq 5\% \\ 0.99 + \frac{FC^{1.5}}{1,000} & 5 < FC < 35\% \\ 1.2 & FC \geq 35\% \end{cases} \quad (3.14)$$

donde el número de golpes corregido $(N_1)_{60}$ se obtiene como:

$$(N_1)_{60} = N C_N C_E C_B C_R C_S \quad (3.15)$$

donde N es el número de golpes SPT en campo y C_N , C_E , C_B , C_R y C_S son factores de corrección por esfuerzo vertical, relación de energía, diámetro del barreno, longitud de tubería y método de muestreo, respectivamente. La Tabla 3.4, indica los valores para el cálculo de cada uno de estos factores.

Tabla 3.4. Corrección para SPT (Robertson & Wride, 1998).

Factor	Equipment variable	Term	Correction
Overburden pressure	—	C_N	$(P_a/\sigma'_{vo})^{0.5}$
Overburden pressure	—	C_N	$C_N \leq 1.7$
Energy ratio	Donut hammer	C_E	0.5–1.0
Energy ratio	Safety hammer	C_E	0.7–1.2
Energy ratio	Automatic-trip Donut-type hammer	C_E	0.8–1.3
Borehole diameter	65–115 mm	C_B	1.0
Borehole diameter	150 mm	C_B	1.05
Borehole diameter	200 mm	C_B	1.15
Rod length	<3 m	C_R	0.75
Rod length	3–4 m	C_R	0.8
Rod length	4–6 m	C_R	0.85
Rod length	6–10 m	C_R	0.95
Rod length	10–30 m	C_R	1.0
Sampling method	Standard sampler	C_S	1.0
Sampling method	Sampler without liners	C_S	1.1–1.3

Por otra parte, en el caso de exploración a partir de CPT, el valor de $CRR_{7.5}$ se obtiene como:

$$CRR_{7.5} = \begin{cases} 0.833 \left[\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1,000} \right] + 0.05 & \text{si } (q_{c1N})_{cs} < 50 \\ 93 \left[\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1,000} \right]^3 + 0.08 & \text{si } 50 \leq (q_{c1N})_{cs} < 160 \end{cases} \quad (3.16)$$

donde $(q_{c1N})_{cs}$ es la resistencia de penetración del cono para suelo granular limpio, normalizada a 100 kPa (1 atm). Se menciona que la ecuación (3.16) estima la ocurrencia o no ocurrencia de la licuación con un 85% de confiabilidad. De los límites de esta expresión, es posible inferir que valores mayores a 160 de $(q_{c1N})_{cs}$ se encuentran fuera de peligro a licuarse, como se muestra en la Figura 3.23.

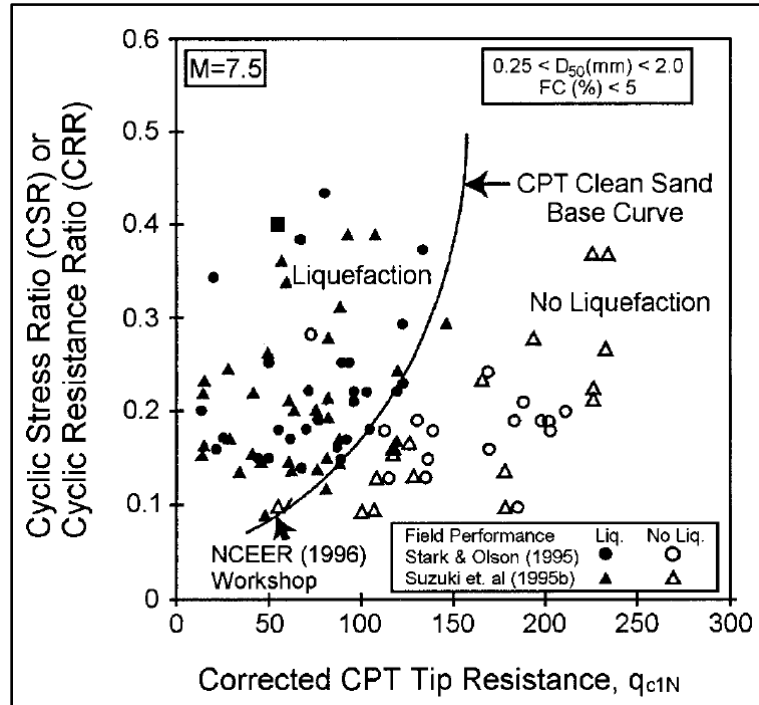


Figura 3.23. Curva recomendada para el cálculo de CRR a partir de información CPT (Youd et al., 2001).

La resistencia de punta normalizada para arena limpia $(q_{c1N})_{cs}$ se determina como:

$$(q_{c1N})_{cs} = K_c q_{c1N} \quad (3.17)$$

donde K_c es un factor de corrección por el tipo de suelo y q_{c1N} es la resistencia de penetración normalizada, definida como:

$$q_{c1N} = C_Q \left(\frac{q_{c1}}{P_a} \right) \quad (3.18)$$

$$C_Q = \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^x \quad (3.19)$$

donde x es un exponente que depende del tipo de suelo, q_{c1} es la resistencia de penetración medida en campo, y C_Q es un factor de normalización para resistencia de penetración del cono. El factor de corrección K_c está definido por la siguiente expresión (Robertson & Wride, 1998):

$$K_c = \begin{cases} 1.0 & \text{si } I_c \leq 1.64 \\ -0.403I_c^4 + 5.581I_c^3 - 21.63I_c^2 + 33.75I_c - 17.88 & \text{si } I_c > 1.64 \end{cases} \quad (3.20)$$

donde I_c es el índice de comportamiento del suelo.

El índice de comportamiento de suelo permite estimar el tipo de material a partir de la prueba de penetración de cono cuando se mide la fricción lateral (Figura 3.24). Este se calcula como:

$$I_c = [(3.47 - \log Q)^2 + (1.22 + \log F_r)^2]^{0.5} \quad (3.21)$$

$$Q = \left(\frac{q_{c1} - \sigma_{v0}}{P_a} \right) \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^x \quad (3.22)$$

$$F_r = \left(\frac{f_s}{q_{c1} - \sigma_{v0}} \right) 100\% \quad (3.23)$$

donde f_s es la resistencia por fuste del cono, Q es la resistencia por punta del cono normalizada por el esfuerzo vertical efectivo y F_r es la resistencia por fuste del cono normalizada por el esfuerzo vertical total.

Un exponente x igual a 1.0 es adecuado para suelos plásticos, mientras un valor de 0.5 es más apropiado para suelos de baja plasticidad o granulares.

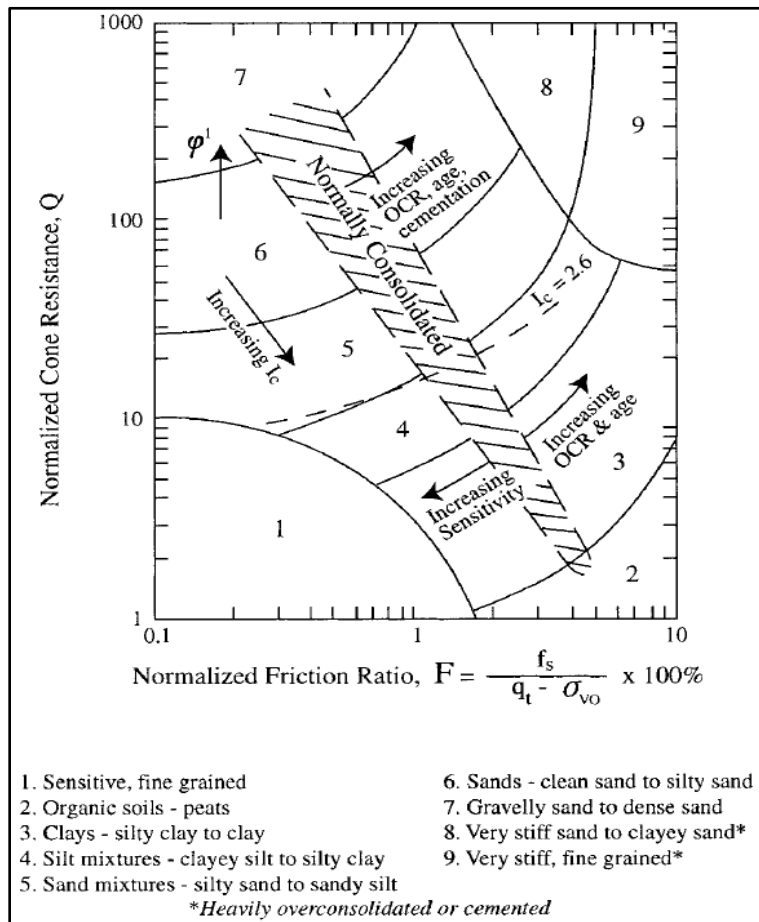


Figura 3.24. Carta del tipo de comportamiento del suelo para CPT (Robertson, 1990).

Para el cálculo del índice de comportamiento I_c , el método recomienda el siguiente procedimiento:

Calcular I_c asumiendo $\alpha = 1.0$.

Si I_c es > 2.6 , el suelo es clasificado como arcillosos y se considera demasiado rico en arcilla para licuarse, así que el análisis se considera terminado.

Si I_c es < 2.6 , el suelo probablemente es granular y, por lo tanto, I_c debe recalcularse usando un valor de $\alpha = 0.5$.

Si al recalculer I_c es < 2.6 , el suelo se clasifica como no plástico y el valor de I_c calculado se emplea para evaluar K_c .

Si $I_c > 2.6$, el suelo es probablemente muy limoso y posiblemente plástico. En tal caso, q_{c1N} debe recalcularse usando un exponente intermedio $\alpha = 0.7$.

También es posible estimar la relación de resistencia cíclica $CRR_{7.5}$ a partir de resultados de prospección geofísica, particularmente a raíz de mediciones de velocidades de propagación de ondas de corte. Esta se obtiene como:

$$CRR_{7.5} = a \left(\frac{V_{S1}}{100} \right)^2 + b \left(\frac{1}{V_{S1}^* - V_{S1}} - \frac{1}{V_{S1}^*} \right) \quad (3.24)$$

$$V_{S1} = V_S \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.25} \quad (3.25)$$

donde V_S es la velocidad de propagación de onda de corte medida en campo, V_{S1} es la velocidad de propagación de onda de corte corregida por esfuerzo vertical, V_{S1}^* es el límite superior para V_{S1} en el que la licuación puede ocurrir y a y b son parámetros de ajuste de curva, con valores recomendados de 0.022 y 2.8, respectivamente.

Se asume que los valores de V_{S1}^* varían linealmente de 200 m/s para suelos con contenidos de finos del 35%, a 215 m/s para suelos con contenidos de finos del 5% o menos. La Figura 3.25 muestra algunos valores límites para definir si un suelo es licuable o no licuable.

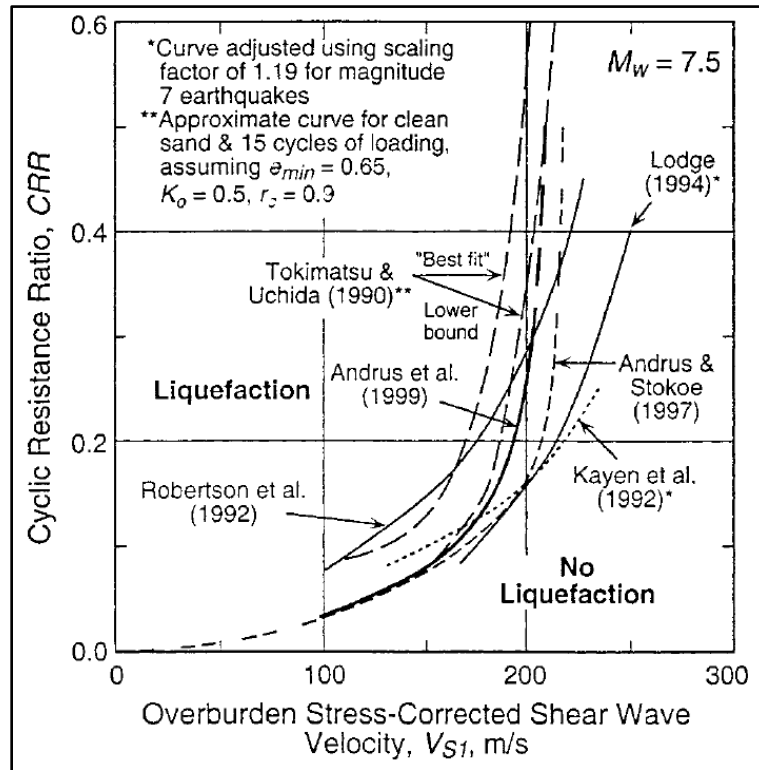


Figura 3.25. Comparación de siete relaciones entre resistencia a la licuación y V_{S1} en suelos granulares (Youd et al., 2001).

Por último, Youd et al. (2001) menciona la posibilidad de determinar la relación de resistencia cíclica con el penetrómetro Becker BPT. Este método de explorar es útil cuando el material contiene gravas o boleos, y la exploración SPT y CPT no brindan la confiabilidad adecuada. Sin embargo, el BPT no ha sido estandarizado y actualmente se utilizan diferentes tipos de equipos y procedimientos. Además de que existe muy poca información disponible en sitios donde se ha registrado la licuación. Por esto, el BPT no puede ser directamente correlacionado con el comportamiento en campo, pero se han empleado algunas estimaciones equivalentes a resultados SPT y CPT a partir de información BPT (Youd et al., 2001). A continuación, se describen algunas metodologías basadas en prospección SPT y/o CPT para caracterizar un suelo.

3.5.1.3 Método de Robertson (2010)

Robertson (2010), fue el principal autor en la definición del método descrito por Youd et al. (2001) para el caso de la prueba de penetración de cono CPT. Dichas recomendaciones se han ido refinando con el tiempo, y en Robertson (2010) se presenta una actualización a la evaluación del potencial de licuación a partir del CPT.

Las modificaciones respecto a Youd et al. (2001) se centran en el *exponente de esfuerzos* x , el cual varía de acuerdo con el tipo de comportamiento del material. Robertson (2010)

propone una expresión que permite encontrar un exponente de esfuerzos en función del tipo de comportamiento del suelo y del nivel de esfuerzos, permitiendo capturar adecuadamente el estado *in situ* del suelo a altos niveles de esfuerzo y evitando correcciones adicionales por niveles de presiones para análisis de licuación.

Además, a partir de resultados de muestras recuperadas y de la experiencia de otros autores, identifica zonas en su carta del tipo de comportamiento de suelo y propone un límite desde el cual el material se comporta como contractivo ($\psi > -0.05$) o dilatante (Figura 3.26a). De esta manera, plantea la ubicación de los materiales susceptibles a licuarse en la carta (Figura 3.26b).

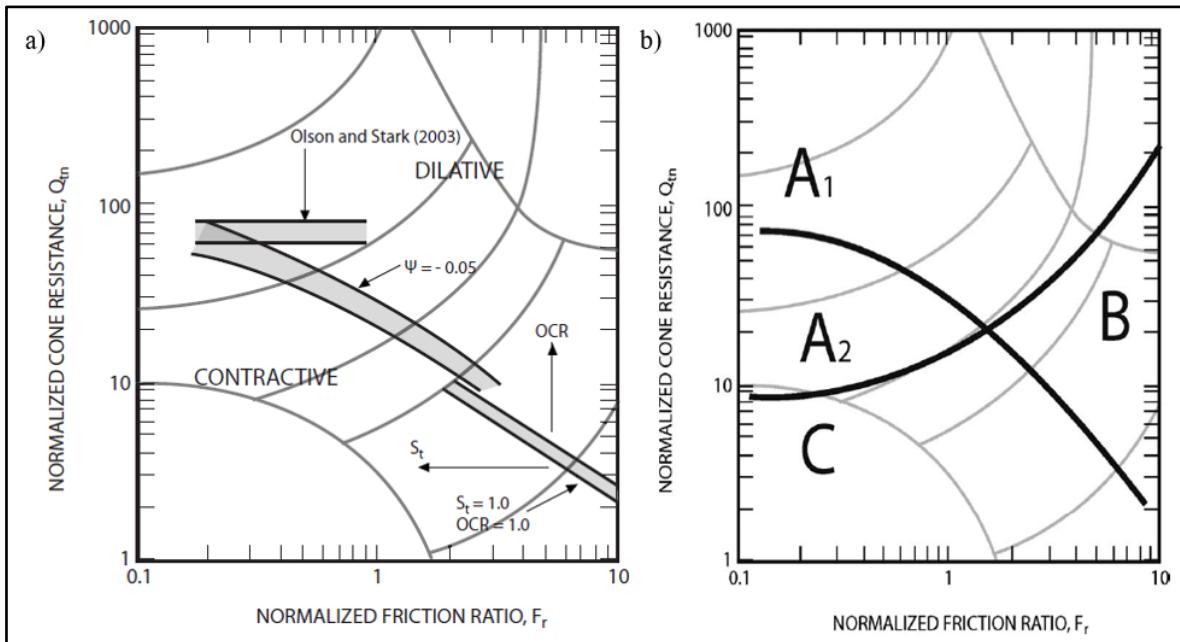


Figura 3.26. Carta de tipo de comportamiento de suelo CPT para evaluar el potencial de licuación y movilidad cíclica (Robertson, 2010).

3.5.1.4 Método de Olson & Stark (2002)

A partir de una serie de casos históricos en los que se presentó el fenómeno de licuación, Olson & Stark (2002) presentan algunas propuestas para determinar la *relación de resistencia no drenada licuada* S_c . La primera propuesta que plantean se basa en la teoría de la CSSM y utiliza el concepto del parámetro de estado:

$$S_c = \frac{S_{uc}}{p'} = \frac{1}{2} M 10^{-\psi/\lambda_{10}} \quad (3.26)$$

donde λ_{10} es la pendiente de la CSL en un espacio $v - \log p'$. Se debe notar que la resistencia no drenada residual es normalizada respecto al esfuerzo medio efectivo.

La segunda propuesta se basa en casos históricos y la aplicación de back-analysis. Toma en cuenta la condición de los materiales durante la falla, es decir, la cinética de la masa por medio de una zonificación por secciones o dovelas (a partir de la geometría pre-falla) que distinguen el suelo que sufrió licuación y el que no. También, si es el caso, toman en cuenta el material que se encuentra saturado y el que no, para asignar una resistencia no drenada o drenada, según corresponda. Esta última cantidad se normaliza entre el esfuerzo vertical efectivo.

De lo anterior, el promedio ponderado del esfuerzo vertical efectivo σ'_{v0} (*pond*), se calcula como:

$$\sigma'_{v0}(pond) = \frac{\sum_{i=1}^j \sigma'_{v,i} L_i}{\sum_{i=1}^j L_i} \quad (3.27)$$

donde $\sigma'_{v,i}$ es el esfuerzo vertical efectivo pre-falla para el segmento i , L_i es la longitud del segmento i y j es el número de segmentos.

El cálculo que considerar la cinemática fue basado en la segunda ley del movimiento de Newton respecto al centro de gravedad de la masa fallada y toma en cuenta la variación del peso de masa en movimiento. Esto resulta en:

$$s_{uc} = \frac{s_{um} - \left(\frac{L_d}{100} s_d\right)}{\left(1.0 - \frac{L_d}{100}\right)} \quad (3.28)$$

$$W \text{seno } \delta - s_{um} L = \frac{W}{g} \frac{d^2 \Delta}{dt^2} \quad (3.29)$$

donde s_{um} es la resistencia no drenada movilizada durante la falla, s_d es el promedio de resistencia al corte de los suelos que no se licuaron, L_d es el porcentaje de la longitud total de la superficie de deslizamiento post-falla que incorpora a los suelos no licuados, W es el peso de la masa de falla, δ es el ángulo entre la horizontal y la tangente a la curva que describe el movimiento del centro de gravedad de la masa de deslizamiento, L es la longitud de la superficie de falla y $d^2 \Delta / dt^2$ es la aceleración del centro de gravedad de la masa fallada estimada usando la segunda derivada del desplazamiento Δ respecto al tiempo t .

Por último, Olson & Stark (2002) presentan un par de expresiones para calcular la relación de resistencia no drenada licuada en función de resultados SPT y CPT. Dichas expresiones se obtuvieron a partir de la tendencia identificada en la información disponible por medio del cálculo de regresión lineal, resultando en:

$$S_c = \frac{S_{uc}}{\sigma'_{v0}} = 0.03 + 0.0143(q_{c1N}) \pm 0.03 \quad (3.30)$$

$$S_c = \frac{S_{uc}}{\sigma'_{v0}} = 0.03 + 0.0075[(N_1)_{60}] \pm 0.03 \quad (3.31)$$

donde q_{c1N} es la resistencia por punta del cono normalizada y $(N_1)_{60}$ es el número de golpes SPT corregido por energía de penetración.

3.5.1.5 Método de Olson & Stark (2003)

A partir del conjunto de información analizada en su método anterior (para los casos de falla causada por carga estática), Olson & Stark (2003) desarrollan un par de expresiones para calcular la *relación de resistencia no drenada pico* S_p .

La primer propuesta de la relación se obtuvo a partir de lo postulado por Hanzawa et al. (1979), que midió la resistencia al corte pico en pruebas de compresión triaxial CU, en especímenes de arena saturados y contractivos, para una misma relación de vacíos pero diferentes presiones de confinamiento efectivas. Observó que la envolvente de la resistencia no drenada pico S_{upk} se ajustaba aproximadamente a una línea recta:

$$S_p = \frac{S_{upk}}{\sigma'_{v0}} \approx \tan\varphi_y \quad (3.32)$$

donde φ_y es el ángulo de fricción interna movilizado en un espacio Mohr-Coulomb. Cabe mencionar que en la Expresión (3.32) la envolvente de resistencia pico usa esfuerzos normales efectivos, mientras que la relación de resistencia pico usa el esfuerzo vertical efectivo. Sin embargo, los autores mencionan que para la mayoría de las fallas de flujo la diferencia entre estos esfuerzos es mínima.

La segunda propuesta presenta la relación de resistencia no drenada pico en función de resultados de ensayos SPT y CPT, a partir de la tendencia identificada en la información disponible, considerando los casos en que existía exploración pre-falla. Esta se define como:

$$S_p = \frac{S_{upk}}{\sigma'_{v0}} = 0.205 + 0.0143(q_{c1N}) \pm 0.04 \quad (3.33)$$

$$S_p = \frac{S_{upk}}{\sigma'_{v0}} = 0.205 + 0.0075[(N_1)_{60}] \pm 0.04 \quad (3.34)$$

Asimismo, sugiere un límite de los valores de $s_{u\ p_k}/\sigma'_{v0}$, para delimitar las condiciones en campo susceptibles o no a la licuación de flujo y definir las zonas potencialmente contractivas de las dilatantes. Información disponible en Olson & Stark (2003).

3.5.2 Método basado en pruebas de laboratorio

Poulos et al. (1985), propone un método para evaluar la susceptibilidad a la licuación basado en pruebas de laboratorio y en los principios de la CSSM. Involucra una ejecución cuidadosa de muestro en campo, así como ensayos de laboratorio de alta calidad.

El autor plantea que si el esfuerzo de cortante motor τ_d es mayor que la resistencia no drenada en el estado crítico $s_{u\ c}$, entonces la masa de suelo es susceptible a licuación. Por lo que propone el cálculo del Factor de Seguridad contra licuación F_L como:

$$F_L = \frac{s_{u\ c}}{\tau_d} \quad (3.35)$$

$$s_{u\ c} = \tau_c \cos\varphi_c \quad (3.36)$$

$$\tau_c = \frac{\sigma_{1c} - \sigma_{3c}}{2} \quad (3.37)$$

donde σ_{1c} y σ_{3c} son los esfuerzos principal mayor y menor, respectivamente, en el estado crítico; τ_c es el esfuerzo de corte en un plano inclinado 45° respecto al plano principal, en el estado crítico; y φ_c es el ángulo de fricción interna en el estado crítico. Para encontrar los parámetros anteriores, Poulos et al. (1985) sugiere una serie de etapas que conlleva los ensayos de muestras “inalteradas” de alta calidad, así como de especímenes reconstituidos, bajo pruebas de compresión triaxial no drenada y correcciones necesarias. Se recomienda que tanto los especímenes inalterados, así como los reconstituidos, tengan un estado suelto (en las muestras inalteradas se puede lograr un comportamiento contractivo o dilatante variando la presión del ensayo). Lo anterior para evitar localizar planos de falla.

Se utiliza un total de cinco a seis muestras reconstituidas para definir los parámetros en el estado crítico. El autor aclara que el método de preparación de estas probetas no genera gran influencia en los resultados ya que, al llegar a la condición de estado estable o estado crítico, su estructura se remodela dejando a un lado la estructura inicial.

En cuanto al esfuerzo cortante motor *in situ*, Poulos et al. (1985) propone calcularlo aplicando métodos de análisis de taludes de equilibrio límite, usando las propiedades del material obtenidas del número de ensayos necesarios en especímenes inalterados para lograr definir un promedio de éstas. El autor menciona que si F_L es menor que la unidad, la masa se encuentra en equilibrio inestable.

Es importante recordar las limitaciones que se presentan usualmente a la hora de muestrear suelos de baja plasticidad. La imposibilidad de recuperar especímenes inalterados vuelve tarea complicada la aplicación de este tipo de métodos basados en ensayos de laboratorio. La reconstitución, por otra parte, es posible siempre y cuando se tome en cuenta que no garantiza reproducir fielmente el estado del suelo *in situ*.

3.5.3 Métodos numéricos

Hasta este punto, los métodos mencionados para evaluar la susceptibilidad a la licuación basan sus resultados para una condición puntual, incluso algunos de ellos en la interpretación de un único factor de seguridad final, provocando incertidumbre en el comportamiento del suelo antes de la fluencia. El propósito de esta sección es comentar—generalmente—sobre el poder que poseen los métodos numéricos, y cuyo alcance ha solventado las limitaciones de los métodos tradicionales.

En México, el uso de métodos numéricos en geotecnia inició con la modelación de las grandes presas de tierra y enrocamientos (Alberro, 1971; Marsal & Reséndiz, 1975; Flores Nuñez & Auvinet, 1979). La herramienta resultó de gran utilidad para evidenciar fenómenos como la existencia de zonas de tensión y de potencial de agrietamiento en estructuras térreas, también para la interpretación de los resultados arrojados por la instrumentación de estas obras (Auvinet & Rodríguez, 2014). A continuación, se describen brevemente dos de los métodos comúnmente implementados para el modelado numérico en geotecnia: el *Método de Diferencias Finitas* (MDF) y el *Método del Elemento Finito* (MEF).

3.5.3.1 Método de diferencias finitas (MDF)

Este método permite la resolución aproximada de ecuaciones diferenciales en derivadas parciales definidas en un dominio finito. Constituye un procedimiento adecuado para la resolución de ecuaciones en una, dos o tres dimensiones.

El método consiste en una aproximación de las derivadas parciales por expresiones algebraicas con los valores de la variable dependiente en un número finito de puntos seleccionados en el dominio. Como resultado de la aproximación, la ecuación diferencial parcial que describe el problema es remplazada por un número finito de ecuaciones lineales algebraicas en términos de los valores de la variable dependiente en los puntos seleccionados. El valor de los puntos se convierte en las incógnitas. Así, la solución del sistema de ecuaciones lineales algebraicas permite la solución aproximada en cada punto elegido (Carrillo et al., 2018).

3. Resolver el sistema lineal algebraico de ecuaciones y obtener la solución aproximada en cada punto interior de la malla.
4. La solución completa se logra al agregar los valores de la frontera que son conocidos.

Estos últimos valores se utilizan, generalmente, al tratar un problema de ecuaciones en derivadas parciales sobre un dominio, ya que si la solución existe, no es única. El sistema de ecuaciones tiende a contar con un número infinito de soluciones. Para que el problema tenga sólo una solución es necesario imponer condiciones auxiliares, éstas son las condiciones iniciales y condiciones de frontera (Carrillo et al., 2018).

- a. Condiciones iniciales, expresan el valor de la función al tiempo inicial ($t = 0$, donde t puede ser fijada en cualquier valor).
- b. Condiciones de frontera, especifican los valores que la función tomará en la frontera, siendo de tres tipos posibles:
 - Dirichlet: especifica los valores que la función toma en la frontera,
 - Neumann: aquí se conoce el valor de la derivada de la función con respecto a la normal a lo largo de la frontera, y
 - Robin: es una combinación de las dos anteriores.

En un ejercicio dado se debe prescribir las condiciones iniciales al problema y debe existir alguno de los tipos de condiciones de frontera o combinaciones de ellas.

3.5.3.2 Método del elemento finito (MEF)

El MEF surgió como una extensión de las técnicas matriciales de análisis estructural a medios continuos discretizados mediante elementos de forma sencilla. Para establecer las ecuaciones esfuerzo-deformación se hace uso del principio de los trabajos virtuales. Generalmente, se trata de un método aproximado cuya precisión depende de la configuración geométrica de los elementos considerados, de las funciones de interpolación adoptadas y de las características del propio campo (Auvinet & Rodríguez, 2014).

Es posible englobar el MEF en la siguiente metodología:

1. El cuerpo continuo se divide en un número finito de elementos, modelo discreto aproximado (Figura 3.29), cuyo comportamiento se especifica mediante un número finito de parámetros asociados a nodos característicos. Los nodos se consideran puntos de unión de cada elemento con sus adyacentes. En cada elemento se pueden distinguir tres tipos de nodos: primarios, secundarios e intermedios (Figura 3.30).

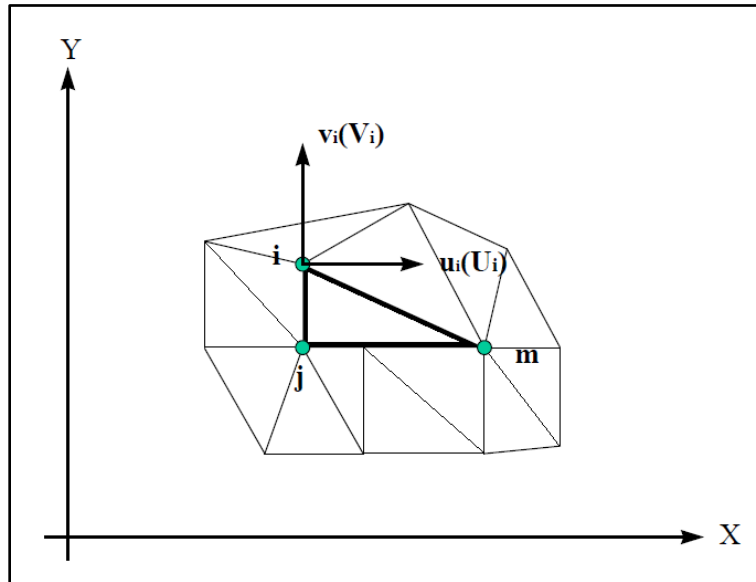


Figura 3.29. Ejemplo medio discretizado, coordenadas nodales (i, j y k) y desplazamientos de los nodos (Frías, 2004).

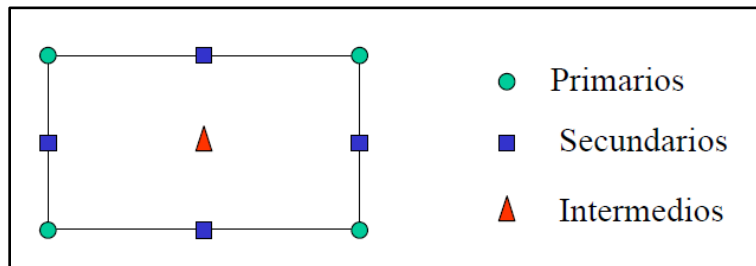


Figura 3.30. Tipos de nodos en un elemento (Frías, 2004).

2. La solución del sistema sigue las reglas de los problemas discretos. El sistema completo se forma por ensamblaje de los elementos.
3. Las incógnitas del problema dejan de ser funciones matemáticas y pasan a ser el valor de estas funciones.
4. El comportamiento en el interior de cada elemento queda definido a partir del comportamiento de los nodos determinado mediante las funciones de interpolación o funciones de forma.

La interpolación es un elemento clave del MEF, puesto que es a través de las funciones de forma o interpolación que se consigue reducir el problema a la determinación de los corrimientos de unos nodos. Estas funciones tienen tres cometidos principales dentro del MEF (Frías, 2004):

- a. Obtener resultados en cualquier punto del elemento por interpolación de los valores nodales,
- b. Permitir transformaciones geométricas que permiten adaptar el mallado a la forma del cuerpo analizado con mayor precisión, y
- c. Realizar la integración de las ecuaciones mediante la sustitución de las funciones elementales por polinomios de Legendre.

Cabe aclarar que la integración del sistema de ecuaciones no se ejecuta directamente en el nodo, ya que en estos la aproximación es pobre y los errores pueden ser considerables. Los puntos de integración se conocen como *Puntos de Gauss* y son los óptimos para la evaluación de esfuerzos y deformaciones, o cualesquiera otra incógnita a investigar (Frías, 2004).

Por otra parte, la importancia de los métodos numéricos aumenta respecto a su implementación para la solución de modelos constitutivos. En geotecnia, estos modelos pueden clasificarse como elementales o avanzados. Los primeros son aquellos que recurren a discretizaciones sencillas y leyes constitutivas básicas formuladas con la teoría de la elasticidad isótropa o anisótropa con elementos simples (triángulos) y un sólo punto de integración. Por otro lado, los modelos avanzados permiten usar elementos triangulares o poligonales con un número importante de puntos de integración. Además, estos modelos avanzados permiten tomar en cuenta las condiciones iniciales de esfuerzos en el medio que se analiza, usar leyes constitutivas elaboradas y resolver problemas relacionados con el tiempo en los que influye la viscosidad (Auvinet & Rodríguez, 2014). Es aquí donde la implementación computacional entra en ayuda de la solución del problema que antes se consideraban inabordables a causa de su complejidad o del tiempo requerido para resolverlos. Existen softwares de uso en la ingeniería geotécnica práctica y de investigación, basados en códigos de elemento finito y que comúnmente son de tipo comercial. Entre ellos se encuentran los programas Plaxis 2D y 3D, Foundation, SIGMA/W, MIDAS, CESAR-LCPC, SAFE, ABAQUS, DIANA y COSMOS. Gracias al desarrollo de este tipo programas, conseguir la solución de un sistema de ecuaciones elaborado se ha convertido en una tarea trivial.

Sin embargo, a pesar del poder de los métodos y softwares, la selección del modelo constitutivo es un paso importante en la resolución de un problema geotécnico. Ya que de

éste depende la adecuada representación del comportamiento del material. Por ejemplo, en el caso del modelado numérico del fenómeno de licuación, es indispensable que las leyes constitutivas sean capaces de reproducir fielmente la respuesta de un suelo granular o de baja plasticidad (material susceptible a licuarse) bajo condiciones de carga no drenada. Si el modelo es incapaz de realizar esta tarea, sin importar la complejidad de su formulación, los resultados estarán rodeados de una incertidumbre considerable. No obstante, lo anterior no significa que el modelo carezca de utilidad en geotécnica, más bien, sólo está erróneamente empleado. Conservando su potencial para otro tipo de suelos.

En el Capítulo 5, se comentan algunos de los modelos constitutivos más relevantes en la literatura para representar el comportamiento de suelos granulares. Ya sea bajo carga drenada o no drenada, carga cíclica o estática, o con estados desde muy densos a muy sueltos. Incluso, con la capacidad de reproducir el fenómeno de licuación de flujo.

3.5.4 Importancia del parámetro de estado

La densidad relativa resulta ser de gran utilidad para definir un cierto estado objetivo durante la reconstitución de muestras y como una primera aproximación del estado inicial de un cierto suelo. Sin embargo, esta definición no es suficiente para caracterizar el comportamiento mecánico de suelos granulares, debido a que no toma en cuenta la influencia del nivel de esfuerzos. La magnitud de los esfuerzos de confinamiento modifica el comportamiento del suelo a tal punto que suelos granulares densos, si son sometidos a presiones de confinamiento lo bastante altas, se comportarán como suelos sueltos exhibiendo un comportamiento dúctil y una disminución de volumen (Jefferies & Been, 2016). Por lo tanto, es la combinación de ambas variables, la compacidad del material y su estado de esfuerzos, la que proporciona información del comportamiento esperado bajo corte. Es aquí donde el parámetro de estado adquiere gran importancia.

Para comprender lo anterior, se presentan los resultados para una arena de Kogyuk 350/2 y 350/10 bajo compresión triaxial en condiciones no drenadas. El conjunto de muestras fue ensayado a diferentes valores de densidad relativa, presión de confinamiento y parámetro de estado. La notación 350/2 hace referencia al diámetro medio de la partícula de 350 μm y al contenido de finos de 2%. Los resultados, en términos de trayectorias de esfuerzos, se muestran en la Figura 3.31.

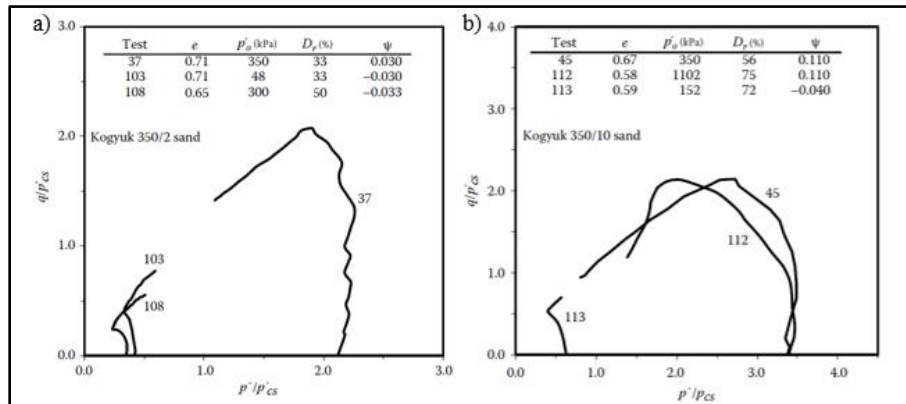


Figura 3.31. Trayectorias de esfuerzos en arena de Kogyuk (a) 350/2 y (b) Kogyuk 350/10 para diferentes densidades relativas y diferentes parámetros de estado iniciales (Jefferies & Been, 2016).

A partir de los resultados, es sencillo identificar una tendencia de comportamiento (contractivo o dilatante) entre muestras con el mismo parámetro de estado (pruebas 103 y 108 o 45 y 112); tarea que se vuelve complicada al comparar su comportamiento sólo en términos de la compacidad (pruebas 37 y 103 o 112 y 113); dos muestras con la misma compacidad pueden exhibir comportamientos significativamente distintos dependiendo de su estado de esfuerzos (Jefferies & Been, 2016).

Esta tendencia se puede representar fácilmente en el diagrama de estado de la Figura 3.32. Por ejemplo, el punto D, ubicado a la izquierda de la CSL, pertenece a un suelo inicialmente dilatante que, si se somete a una presión de confinamiento elevada, se ubicará a la derecha de la línea de estado crítico y, por lo tanto, terminará comportándose como un suelo suelto ante carga desviadora. Consecuentemente, el grado de contracción o dilatancia de un material granular depende tanto de la compacidad como del estado de esfuerzos, conceptos que el parámetro de estado incorpora de forma natural.

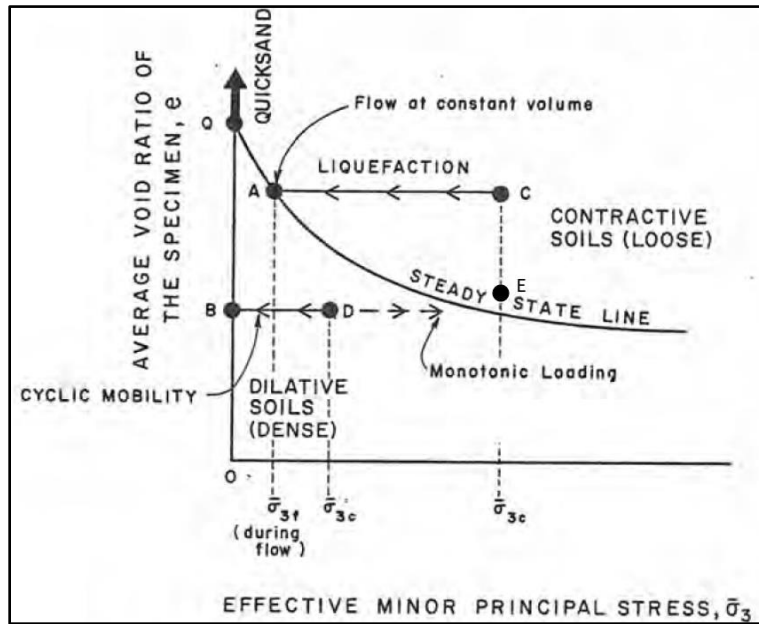


Figura 3.32. Diagrama de estado de pruebas no drenadas en suelos granulares completamente saturados (Kramer, 1996).

Por otra parte, también es posible identificar los materiales susceptibles a la licuación a partir del parámetro de estado, como se indica en la Figura 3.32.

El material en el punto D desarrollará movilidad cíclica si se emplean ciclos de carga no drenados. En este caso el punto se mueve horizontalmente a la izquierda, debido al incremento positivo de presión de poro. Lo anterior debido a que, sin importar el estado del material (suelto o denso) y su tendencia de cambio de volumen ante carga desviadora monótonica (contractivo o dilatante); ante carga cíclica los suelos granulares tienden a contraerse o—en condiciones no drenadas— a acumular presiones de poro positivas. Si se aplica un gran número de ciclos de carga con suficiente magnitud, el estado del material alcanzará el esfuerzo efectivo cero en el punto B. De aquí, la subsecuente aplicación de carga monótonica moverá el estado del material hacia la derecha, por generación de exceso de presión de poro negativa, hasta alcanzar la CSL, dando lugar a deformaciones, pero sin llegar al colapso.

Por otro lado, la licuación de flujo va a depender de qué tanta presión de poro se va a generar durante la condición no drenada. No es lo mismo un estado muy suelto (C), que necesita desarrollar una presión de poro considerable para alcanzar a la CSL, que un estado menos contractivo (E), ubicado más cerca de la CSL, donde la presión de poro que requiere es menor. Un mayor incremento de exceso de presión de poro del suelo podría anular todo el esfuerzo efectivo en la masa e inducir licuación verdadera (licuación total). Sin embargo, menores excesos de presión de poro provocan un menor grado de reblandecimiento al suelo. No obstante, esta reducción de resistencia también puede ser capaz de inducir la licuación de flujo y provocar el colapso de la estructura (Gens, 2019).

4 Determinación in situ del parámetro de estado

Como se describió en la sección anterior, el parámetro de estado es de gran importancia para evaluar la susceptibilidad de un suelo a sufrir el fenómeno de licuación. Sin embargo, para su determinación se necesitan dos datos: el estado de esfuerzos inicial y su porosidad (o relación de vacíos). Además, se requiere determinar la línea de estado crítico del material.

Respecto al estado de esfuerzos del suelo, este se puede determinar con relativa confianza a partir de los pesos unitarios γ y espesores H_d de los estratos, la distribución de la presión de poro u , y el *coeficiente de empuje de tierras en reposo* K_0 , este último es definido como:

$$K_0 = \frac{\sigma'_{h0}}{\sigma'_{v0}} \quad (4.1)$$

donde σ'_{h0} es el esfuerzo horizontal efectivo del suelo. El coeficiente K_0 es difícil de obtener en forma directa. Sin embargo, en el caso de suelos normalmente consolidados, este se puede estimar con una buena aproximación a partir de la ecuación de Jaky (1944):

$$K_0 = 1 - \text{seno}(\varphi') \quad (4.2)$$

donde φ' es el ángulo de fricción interna efectivo del suelo. En el caso de suelos sobreconsolidados, este se puede estimar según Mayne & Kulhawy (1982) como:

$$K_0 = (1 - \text{seno } \varphi') (OCR)^{\text{seno } \varphi'} \quad (4.3)$$

Por otro lado, la determinación *in situ* de la porosidad no es una tarea trivial. En el caso de suelos con una cierta plasticidad, esta se puede determinar directamente en el laboratorio a partir de muestras inalteradas. Sin embargo, en suelos de baja plasticidad, los cuales también son más susceptibles al fenómeno de licuación, la determinación de la porosidad es bastante complicada debido a que no es posible recuperar muestras inalteradas de estos materiales, o al menos no con procedimientos convencionales. Existen algunas alternativas para la estimación de este parámetro, a partir de resultados de pruebas geofísicas, las cuales se describen en la Sección 4.3.

4.1 Determinación de la línea de estado crítico/estable

La línea del estado crítico comprende dos aspectos: (1) una proyección en el plano volumen específico-esfuerzo medio, con pendiente λ , y (2) una proyección en el plano esfuerzo desviador-esfuerzo medio efectivo con pendiente M , tal como se muestra en la Figura 4.1.

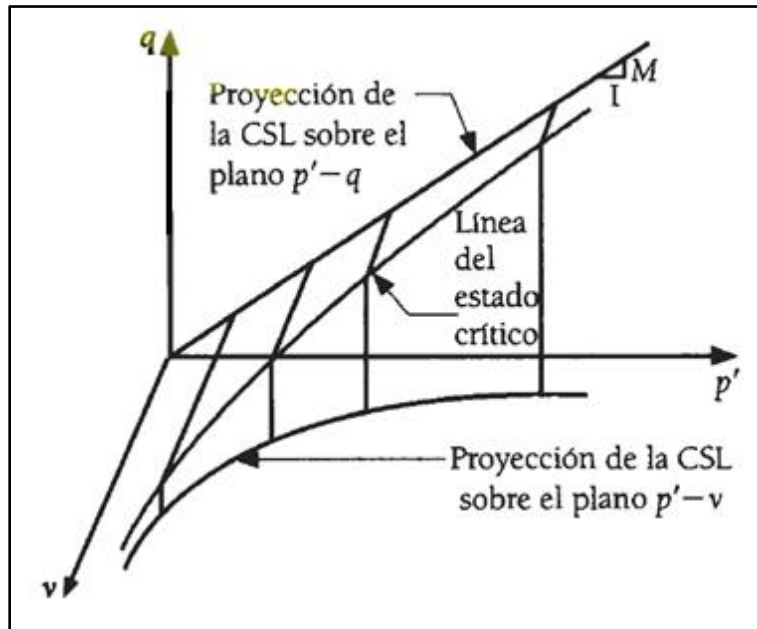


Figura 4.1. Línea de estado crítico en el espacio $q - p' - v$, con proyecciones en los plano $q - p'$ y $v - \ln p'$ (Díaz-Rodríguez, 2014).

La experiencia indica que el método preferido para la determinación de la CSL es una serie de ensayos de compresión triaxial en muestras sueltas, generalmente más sueltas que en el estado crítico. Una de las ventajas con los suelos de baja plasticidad sueltos, es que no forman planos de falla y no tienden a localizarlos (bajo condiciones drenadas), caso contrario en muestras densas (Jefferies & Been, 2016). No obstante, las pruebas no drenadas tienden a ser las más empleadas para este propósito debido a que las deformaciones requeridas para alcanzar el estado crítico se encuentran dentro de los límites de los equipos triaxiales comerciales.

Jefferies & Been (2016) describen un procedimiento, compuesto de dos fases, por las cuales es posible determinar el estado crítico de un suelo mediante la ejecución de ocho pruebas triaxiales:

Fase 1: Tres pruebas no drenadas con relación de vacíos inicial equivalente a densidades relativas del 10, 20 y 30%. El esfuerzo de confinamiento debe ser alrededor de 350 kPa. Estas son seguidas por dos pruebas drenadas en muestras con relaciones de vacíos iniciales equivalentes a una densidad relativa del 20% y una de ellas con una presión de

confinamiento inicial de 200 kPa. En la prueba restante, se emplea un esfuerzo de confinamiento inicial de 800 kPa. La muestra drenada al menor esfuerzo debe resultar con un estado crítico en un rango de esfuerzos similar al de las pruebas no drenadas, y ésta se usa como verificación. La prueba drenada, con el esfuerzo mayor, se utiliza para extender la CSL a presiones cercanas a los 1,000 kPa.

Fase 2: Se realizan tres pruebas más (drenadas o no drenadas), con relaciones de vacíos iniciales y presiones de confinamiento repartidas a lo largo de los datos de la fase anterior. El objetivo es proveer una distribución uniforme de puntos e incrementar la información para definir la CSL. Esto evita que un solo resultado en la prueba influya indebidamente en la pendiente o en la posición de la CSL.

El conjunto de información se representa en un diagrama de estado, como el de la Figura 4.2. Los datos se ajustan a una CSL por medio de una línea de tendencia semilogarítmica, a partir de la Ecuación (4.4). Esta aproximación permite una precisión del 0.02 en términos de relación de vacíos.

$$e_c = \Gamma - \lambda \ln(p'_c) \tag{4.4}$$

También, la Figura 4.2 muestra una idealización mejorada por medio de una línea tendencia exponencial, que provee un mejor ajuste a la dispersión de datos. No obstante, la forma semilogarítmica de la Expresión (4.4) es una aproximación ingenierilmente aceptable para determinar la CSL (Jefferies & Been, 2016). No existe una razón particular para preferir un ajuste semilogarítmico sobre uno exponencial, desde un punto de vista matemático o físico. Es simple cuestión de lograr un ajuste adecuado. La definición del parámetro de estado es absolutamente independiente de la ecuación utilizada para representar la CSL (Jefferies & Been, 2016).

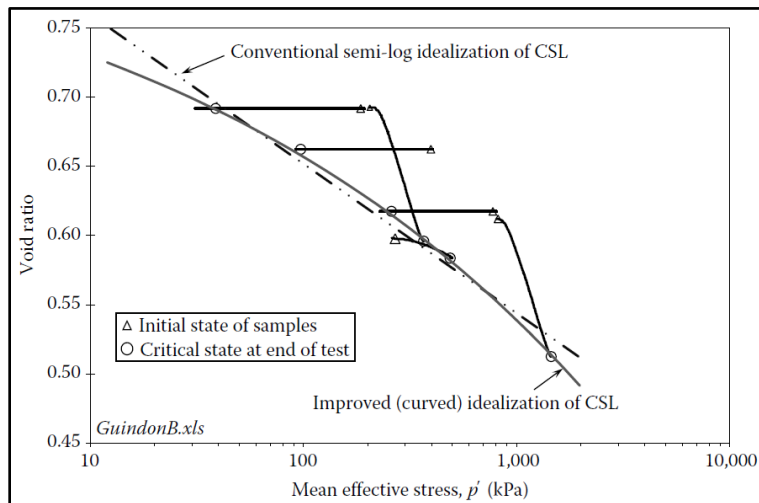


Figura 4.2. Línea de estado crítico para residuos mineros de Guindon B (Jefferies & Been, 2016).

Logrando el ajuste de datos y la localización de la CSL, obtener la pendiente λ es una tarea trivial. Asimismo, Γ se obtiene mediante la proyección de los resultados considerando una presión de referencia unitaria, recordando que Γ se define como el volumen específico $(1 + e)$ sobre la CSL para una presión de referencia, normalmente 1 kPa.

A partir de la misma base de datos es posible determinar la pendiente M , que se define también como la relación de esfuerzos críticos (q_c/p'_c) . Para lograrlo, existen dos metodologías populares. La primera fue sugerida por Bishop (1966), y está basada en los datos de los ensayos bajo condición de carga drenada. Este procedimiento consiste en graficar la relación de oblicuidad de esfuerzos pico η_{pk} contra el valor de dilatancia pico D_{min} . Al proyectar los resultados del conjunto de pruebas hacia la dilatancia cero, se conoce M (Figura 4.3).

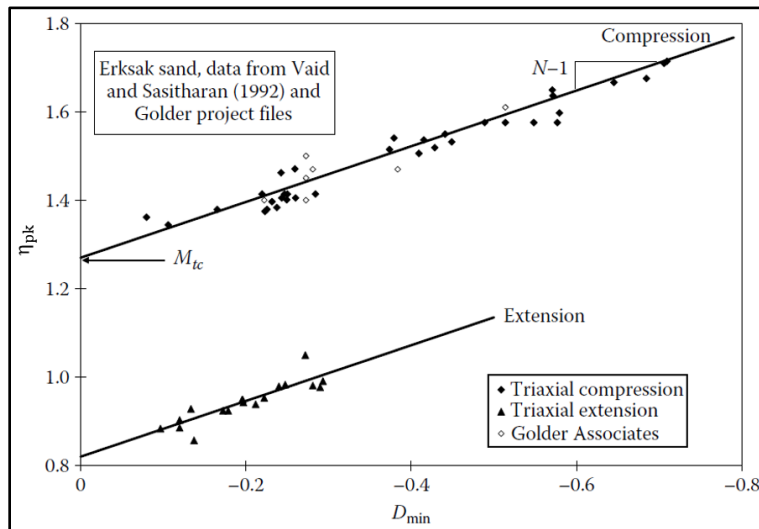


Figura 4.3. Información experimental para la relación entre η_{pk} y D_{min} , en arena de Erksak para ensayos triaxiales de compresión y extensión (Jefferies & Been, 2016).

La segunda metodología utiliza los resultados tanto de las pruebas drenadas, así como los resultados de las pruebas no drenadas. El procedimiento consiste en graficar la relación de oblicuidad η vs. la deformación axial ε_1 , e identificar η_{pk} (que corresponde a la condición crítica). En este caso, η_{pk} es igual a M (Figura 4.4). Con este método, es crucial que los ensayos se efectúen a control de deformación para evitar errores de cálculos.

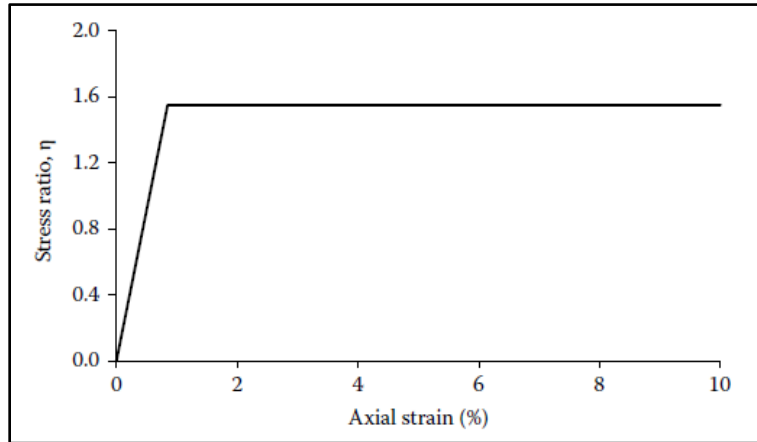


Figura 4.4. Ejemplo del comportamiento esfuerzo-deformación para un material con propiedades de una arena media a densa, simulada con el modelo Non-Associated Mohr-Coulomb (NAMC) (Jefferies & Been, 2016).

4.2 A partir de ensayos de cono

También es posible estimar el parámetro de estado sin la determinación directa de CSL y de la porosidad *in situ* del material. Been et al. (1986, 1987) propone una metodología para determinar el parámetro de estado a partir de la prueba de penetración de cono CPT. Su investigación se basó en información existente de pruebas CPT en una cámara de calibración (CC), en suelos de baja plasticidad. De los resultados, relaciona el valor de la resistencia por punta del cono con el parámetro de estado, encontrando una expresión sencilla que se ajusta adecuadamente al comportamiento:

$$\psi = \frac{-\ln(Q_p/k_1)}{m_1} \quad (4.5)$$

$$Q_p = \frac{(q_{c1} - p_0)}{p'_0} \quad (4.6)$$

donde Q_p es la resistencia por punta del cono normalizada por el esfuerzo medio efectivo y k_1 y m_1 son constantes para un suelo granular dado, las cuales son función de propiedades intrínsecas del material y se calculan como:

$$k_1 = 8 + \frac{0.55}{\lambda_{10} - 0.01} \quad (4.7)$$

$$m_1 = 8.1 - 2.3 \log \lambda_{10} \quad (4.8)$$

Es posible notar que k_1 y m_1 toman en cuenta a la compresibilidad del material (λ_{10}). También es importante aclarar que la Expresión (4.5) supone que el ensayo CPT se ejecuta

en condiciones drenadas, es decir, con una velocidad de penetración tal que no se generen excesos de presión de poro significativos.

Como una extensión de su trabajo, Been et al. (1988) toma en cuenta la condición de drenaje al considerar el exceso de presión de poro desarrollado durante la prueba CPT y, además, incluye la relación de fricción M , lo que brinda mayor precisión a los resultados (Jefferies & Been, 2016). En este caso, el parámetro de estado se determina como:

$$\psi = \frac{\ln \left[\frac{Q_p(1 + B_q) + 1}{\bar{k}} \right]}{\bar{m}} \quad (4.9)$$

donde B_q representa el exceso de presión de poro normalizado por el esfuerzo vertical total. Las constantes \bar{k} y \bar{m} , que consideran la compresibilidad del material, se definen en este caso como:

$$\bar{k} = \left(3 + \frac{0.85}{\lambda_{10}} \right) M \quad (4.10)$$

$$\bar{m} = 11.9 - 13.3\lambda_{10} \quad (4.11)$$

Por otro lado, Plewes et al. (1992) sugiere la siguiente expresión para calcular λ_{10} en función de resultados de exploración CPT:

$$\lambda_{10} = \frac{F_r}{10} \quad (4.12)$$

donde F_r es la resistencia por fricción del cono normalizada por el esfuerzo vertical total (ver Sección 3.5.1.2).

Been & Jefferies (1992) también proponen un método para calcular λ_{10} a partir de resultados de exploración CPT en suelos granulares, derivado de pruebas en la CC:

$$\frac{1}{\lambda_{10}} = 34 - 10I_c \quad (4.13)$$

donde I_c es el índice del tipo de comportamiento del suelo, determinado a partir de resultados CPT (ver Robertson & Wride, 1998).

Robertson (2009) también trabajó en correlacionar al parámetro de estado con la resistencia de punta de ensayos CTP. Su investigación se enfocó en el efecto que causa el contenido de finos en el material, por lo que relaciona el parámetro de estado con la resistencia de punta

de ensayos CPT normalizada y corregida por contenido de finos $(q_{c1N})_{CS}$. El autor se basó en los resultados de Plewes et al. (1992) y Jefferies & Been (2006), en la cámara de calibración, para establecer la siguiente ecuación:

$$\psi = 0.56 - 0.33 \log (q_{c1N})_{CS} \quad (4.14)$$

La expresión anterior proporciona una aproximación del parámetro de estado *in situ* para un amplio rango de suelos granulares.

4.3 A partir de mediciones de las velocidades de propagación de ondas

Una vez definida la CSL, es posible determinar el parámetro de estado estimando la porosidad *in situ*, o la relación de vacíos, a través de métodos basados en mediciones geofísicas de las velocidades de propagación de ondas de corte y compresión del depósito de suelo. En esta sección se explora dicha posibilidad. Se comienza repasando los métodos para la estimación de las velocidades de propagación de ondas *in situ*.

4.3.1 Determinación in situ de las velocidades de propagación de ondas

La mayoría de los métodos para medir la propagación de ondas sísmicas *in situ* existentes están integrados por tres unidades básicas: el mecanismo de generación de la onda, el conjunto de geófonos captadores y el aparato registrador (Santoyo, 2010). Aquí se describen tres métodos, frecuentemente usados en la práctica, para determinar la velocidad de propagación de ondas de corte V_s y de compresión V_p .

4.3.1.1 Ensayo Down-Hole

En esta técnica se debe perforar un pozo, ademararlo, llenarlo con agua e introducir un geófono receptor dentro del barreno que registrará el arribo de la onda emitida por la fuente (Figura 4.5). La fuente consiste en una placa (generalmente de madera) fijada en la superficie del terreno que es golpeada manualmente por un martillo. Si se golpea horizontalmente, se generan ondas de corte proyectadas en la dirección horizontal. Si se golpea verticalmente, se generan ondas de compresión (Ishihara, 1997). El registro de lecturas se inicia del fondo del pozo. Posteriormente, se varía la profundidad del geófono receptor a través de la longitud de la perforación, hasta llegar a la superficie.

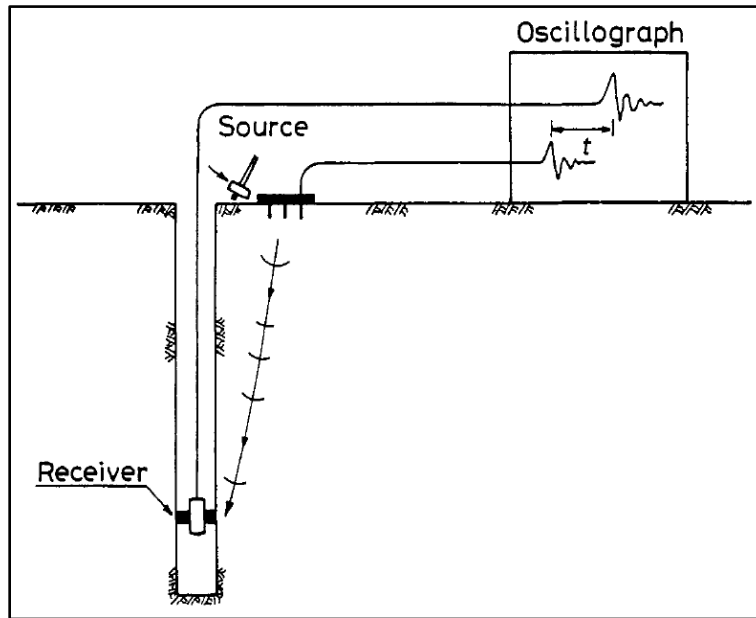


Figura 4.5. Esquema de la prueba Down-Hole en un barreno ademado (Ishihara, 1997).

Este tipo de ensayos es preferido en áreas pequeñas, ya que no requiere de mucho espacio. Por otra parte, el espesor mínimo de estrato que el ensayo Down-Hole es capaz de identificar, es del orden de dos a tres metros. La prueba está estandarizada en la norma ASTM D 7400-08.

4.3.1.2 Ensayo Cross-Hole

En este procedimiento se perforan por lo menos dos barrenos, separados una cierta distancia uno del otro, los cuales son ademados y llenados con agua. Las ondas pueden generarse por martillos o pistolas de aire dentro de uno de los pozos, y el tiempo de arribo se registra por un geófono vertical sensitivo colocado en el barreno receptor (Figura 4.6). El procedimiento se lleva a cabo a varias profundidades para determinar el perfil de variación de las velocidades de propagación. En este ensaye, tanto la fuente como el receptor se colocan a la misma profundidad para una determinada lectura (Braja, 1993).

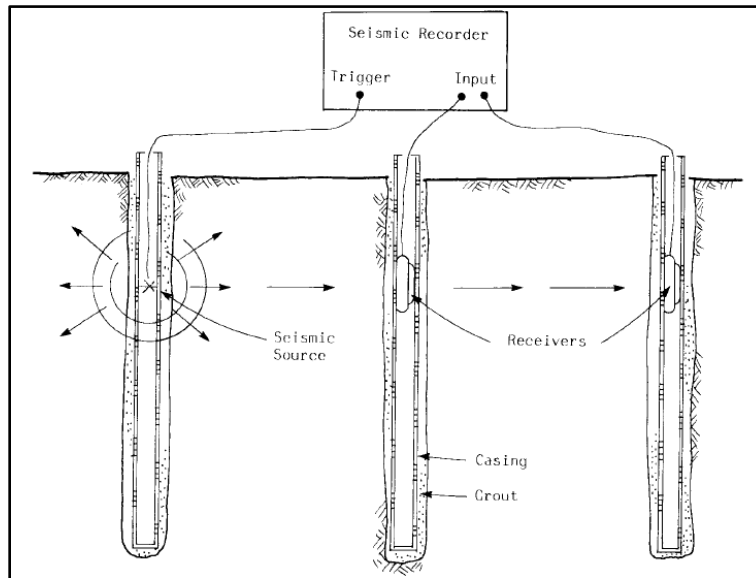


Figura 4.6. Esquema de prueba Cross-Hole en barrenos ademados (ASTM D 4428/D 4428M-00).

Si se cuenta con el equipo necesario, es posible realizar más de dos perforaciones y abarcar una mayor área. En este tipo de ensayo, es muy importante revisar la verticalidad de las perforaciones, ya que ligeras inclinaciones resultan en distancias de separación variables entre un par de pozos, afectando al cálculo de la velocidad. La prueba se encuentra estandarizada en la norma ASTM D 4428/D 4428M-00.

4.3.1.3 Ensayos de Sonda Suspendida

Para ejecutar este ensayo sólo es necesaria una perforación, la sonda suspendida se introduce mientras es sujeta por un cable. Se debe tener especial cuidado en la verticalidad del barreno, ya que si el equipo toca las paredes de la perforación las lecturas no serán representativas. En la sonda se encuentran tanto la fuente como los receptores (Figura 4.7). En un modelo particular, la longitud total de la sonda es de siete metros y el punto central de los geófonos receptores es de aproximadamente cinco metros por encima del extremo inferior de la sonda (Ishihara, 1997). Al igual que en los dos métodos anteriores, es indispensable llenar con agua la perforación para lograr que la fuerza dinámica (inducida por el equipo) se transmita al suelo por medio del líquido. No es recomendable hacer uso de ademes metálicos, ya que estos interfieren con la propagación de las ondas y alteran las lecturas. Sin embargo, el uso de ademes a base de tubería PVC es adecuado.

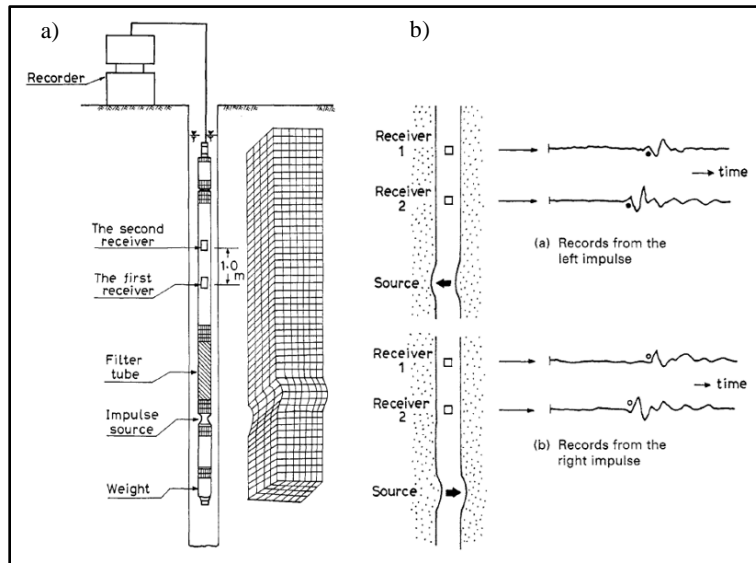


Figura 4.7. (a) Registro de velocidad y (b) monitoreo de la propagación por el método de la sonda suspendida (Ishihara, 1997).

En operación, se genera un impulso mediante un dispositivo eléctrico en dirección horizontal, y los geófonos monitorean este movimiento en tal dirección. Posteriormente, la fuente se activa en la dirección opuesta y se monitorea la señal de respuesta horizontal. La Figura 4.7 muestra el modo de deformación del depósito de suelo producido por la onda de corte y un ejemplo del registro de los dos receptores de la sonda, separados a un metro entre sí. Información complementaria del desarrollo y funcionamiento de este equipo, así como de la ejecución del ensayo, puede consultarse en Ishihara (1997).

4.3.2 Método de Wood

Wood (1949), propone un método para estimar la porosidad n , a partir de la teoría de propagación de ondas. Menciona que como resultado del paso de la onda se genera una deformación del volumen del poro, del volumen del fluido y del volumen del sólido. Wood (1949) traduce dichos cambios en compresibilidades β , y los relaciona con la velocidad de onda de compresión y con la porosidad. Aclara que cuando se tratan medios saturados, con diferentes tamaños de partículas, se debe tomar en cuenta el módulo de rigidez al corte G (Lee & Yoon, 2014). Con lo anterior, la ecuación propuesta para estimar la porosidad de un medio saturado es:

$$\begin{aligned}
 n_{Wood} = & \frac{(3\beta_f\beta_s + 4\beta_f G - 3\beta_f V_P^2 \rho_s)}{(6\beta_f\beta_s - 6\beta_f V_P^2 \rho_s + 6\beta_f V_P^2 \rho_f)} \\
 & + \left[\frac{(9\beta_f^2 \beta_s^2 + 16\beta_f^2 G^2 + 36\beta_f\beta_s + 24\beta_f^2 \beta_s G + 9\beta_f^2 V_P^4 \rho_s^2)}{(6\beta_f\beta_s - 6\beta_f V_P^2 \rho_s + 6\beta_f V_P^2 \rho_f)} \right. \\
 & \left. + \frac{(36\beta_f V_P^2 \rho_f - 36\beta_f V_P^2 - 18\beta_f^2 \beta_s V_P^2 \rho_s - 24\beta_f^2 G V_P^2 \rho_s^2)}{(6\beta_f\beta_s - 6\beta_f V_P^2 \rho_s + 6\beta_f V_P^2 \rho_f)} \right]^{0.5} \quad (4.15)
 \end{aligned}$$

donde β_f y β_s son la compresibilidad del fluido y del suelo respectivamente y ρ_f y ρ_s son la densidad del fluido y del suelo, respectivamente. Al considerar el módulo de corte, implícitamente se toma en cuenta la velocidad de propagación de ondas de corte V_s .

4.3.3 Método de Gassmann

Gassmann (1951) también investigó la propagación de ondas mediante el uso de los módulos de compresibilidad y corte, en un medio poroso isotrópico saturado. Con la consideración adicional de que el medio es monomineralítico, es decir, que el material parental se conforma por un sólo mineral. Además, su teoría considera que la propagación de ondas ocurre a bajas frecuencias y que la interacción química entre el medio y el fluido es despreciable. Berryman (1999), realiza la traducción del trabajo original de Gassmann.

Esta teoría incluye el efecto de la compresión y expansión del fluido debido a la propagación de la onda. Esto implica que la diferencia entre el módulo de compresibilidad en condición drenada y no drenada resulta en una presión de poro similar a la obtenida a partir de los coeficientes de Skempton (Berryman, 1999).

En el método de Gassmann, el módulo de compresibilidad denota cambio de volumen en un medio granular debido al cambio de esfuerzos efectivos. Por lo tanto, este valor puede correlacionarse con la velocidad de ondas sísmicas. La ecuación propuesta para estimar la porosidad del medio es:

$$n_{Gassmann} = \frac{\frac{\frac{B_{sk}}{B_g} - 1}{B_{sk} - \rho \left(V_P^2 - \frac{4}{3} V_S^2 \right)} - \frac{1}{B_g} + \frac{B_{sk}}{B_g^2}}{\frac{1}{B_f} - \frac{1}{B_g}} \quad (4.16)$$

donde B_{sk} , B_g y B_f son el módulo de compresibilidad de la estructura del suelo, del grano y del fluido, respectivamente; ρ es la densidad del medio y los parámetros restantes tienen el mismo significado que en el método de Wood.

4.3.4 Método de Foti

Foti et al. (2002), presenta un método para predecir la porosidad de un material a partir de la teoría de la poro-elasticidad de Biot (1956). Esta teoría menciona que la propagación de las ondas de corte y compresión provocan deformaciones y esfuerzos en el medio. Estos efectos son función de la compresibilidad, contenido de agua, la presión de poro, la densidad del suelo y los módulos de elasticidad del material saturado. Foti et al. (2002), relaciona la velocidad de propagación de ondas sísmicas a los módulos de compresibilidad y de rigidez al corte para definir sus efectos en el medio saturado.

El método de Foti et al. (2002) hace la consideración de que el medio es un continuo binario compuesto por una fase sólida y una líquida. Se plantea la hipótesis de que ambas fases se superponen ocupando la misma región en el espacio, sin embargo, no existe movimiento relativo entre ellas. Una suposición adicional es que el medio se encuentra saturado. La condición de que no existe movimiento relativo entre la fase sólida y la líquida se satisface si el medio poroso es excitado a frecuencias más bajas que la frecuencia característica f_c . Foti et al. (2002) menciona que, para suelos granulares, esta frecuencia característica es del orden de 70 Hz. Lo anterior es equivalente a suponer al medio como un sistema cerrado o no drenado.

Un dato importante sobre los métodos de prospección geofísica, mencionados en la Sección 4.3.1, es que todos ellos cumplen la condición de excitación a baja frecuencia.

Foti et al. (2002) propone la siguiente expresión “exacta” para el cálculo de la porosidad:

$$\begin{aligned}
 & [n_e(\rho_f - \rho_s) + \rho_s] \left[V_P^2 - 2 \left(\frac{1 - \nu_{sk}}{1 - 2\nu_{sk}} \right) V_S^2 \right] \\
 & \left\{ 1 - \frac{V_S^2 [n_e(\rho_f - \rho_s) + \rho_s] \left[2 \left(\frac{1 - \nu_{sk}}{1 - 2\nu_{sk}} \right) - \frac{4}{3} \right]^2}{B_g} \right\}^2 \\
 & - \frac{\left\{ \frac{n_e}{B_f} + \frac{(1 - n_e)}{B_g} - \frac{V_S^2 [n_e(\rho_f - \rho_s) + \rho_s] \left[2 \left(\frac{1 - \nu_{sk}}{1 - 2\nu_{sk}} \right) - \frac{4}{3} \right]}{(B_g)^2} \right\}}{ } = 0
 \end{aligned} \tag{4.17}$$

donde n_e es la estimación de la porosidad por medio de la ecuación exacta y ν_{sk} es la relación de Poisson drenada de la estructura del suelo. Los parámetros restantes tienen el mismo significado que en los métodos anteriores.

Es posible observar que la Ecuación (4.17) expresa a la porosidad de forma implícita y, por lo tanto, es necesario iterar para su determinación. Sin embargo, si se asume que las

partículas del suelo son incompresibles, se logra reducir la expresión anterior a la siguiente forma simplificada:

$$n_{aprox} = \frac{\rho_s - \sqrt{\rho_s^2 - \frac{4(\rho_s - \rho_f)B_f}{V_P^2 - 2\left(\frac{1 - \nu_{sk}}{1 - 2\nu_{sk}}\right)V_S^2}}}{2(\rho_s - \rho_f)} \quad (4.18)$$

donde n_{aprox} es la estimación de la porosidad por medio de la ecuación simplificada.

Se observa también que la relación de Poisson es *a priori* desconocida, pero su rango de variabilidad es limitado entre 0.15 a 0.35 (Yu, 1998). Por su parte, Foti et al. (2002), a través de una serie de simulaciones numéricas, comprobó que sus expresiones no son particularmente sensibles al valor de ν_{sk} (Figura 4.8). Lo anterior genera confianza al proponer este parámetro cuando no sea posible medirlo.

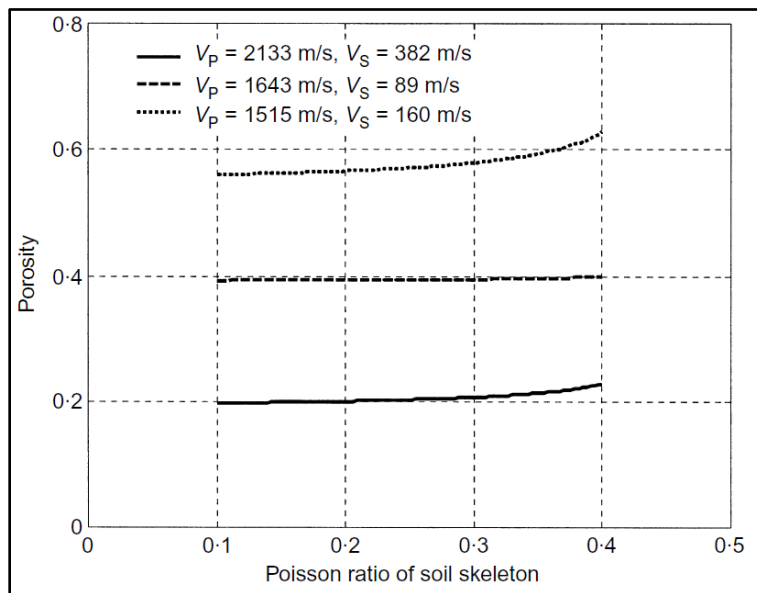


Figura 4.8. Dependencia de la estimación de la porosidad a la relación de Poisson (drenada) de la estructura del suelo (Foti et al., 2002).

Por su parte Foti & Lancellotta (2004), aplican la metodología a un depósito arcilloso ubicado en un sitio de Canadá. Utilizando información de Hunter (2003), de pruebas geofísicas tipo Down-Hole, así como parámetros del suelo obtenidos en el laboratorio (Tabla 4.1), reportan la estimación de la porosidad que se muestra en la Figura 4.9 y en la Figura 4.10. Es importante mencionar que los autores sólo utilizan la expresión aproximada, Ecuación (4.18). También, para simplificar el resultado en la predicción, los autores utilizan un valor promedio de la relación de Poisson drenada.

Tabla 4.1. Parámetros del material utilizados (Foti & Lancellotta, 2004).

ρ_f , Ton/m ³	ρ_s , Ton/m ³	B_f , GPa	ν_{sk}
1.0	2.65 – 2.72	2.15	0.1 – 0.4

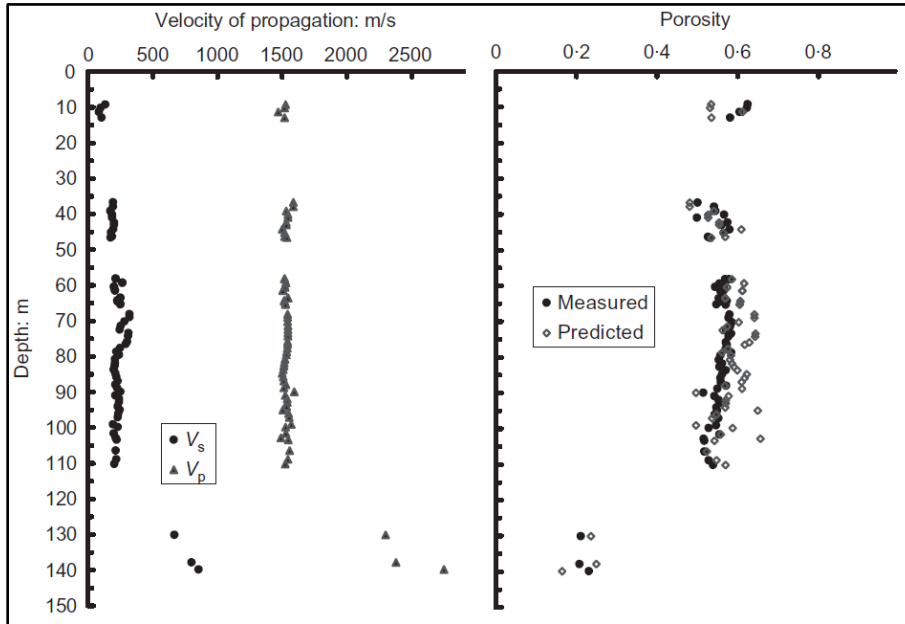


Figura 4.9. Resultados del barreno JA01-4 (Foti & Lancellotta, 2004).

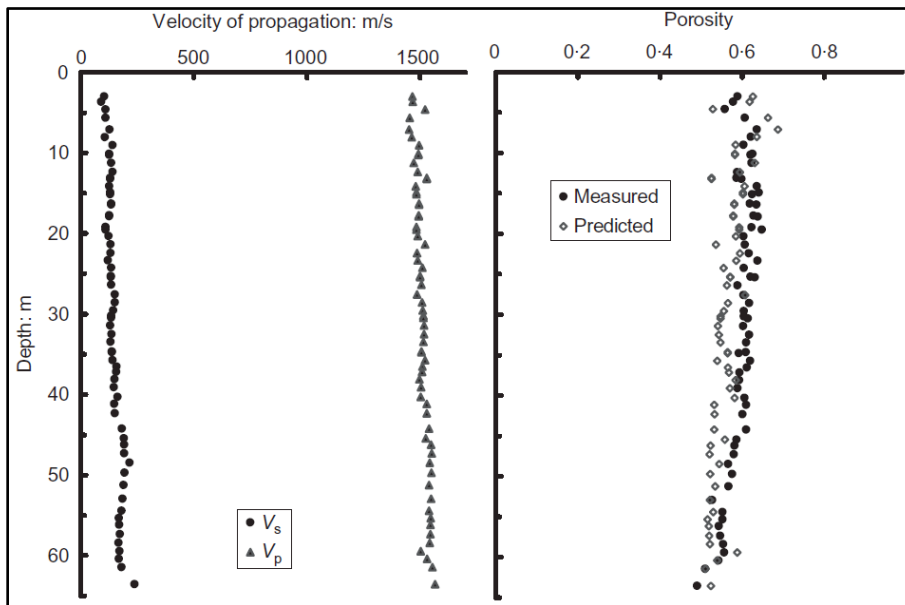


Figura 4.10. Resultados del barreno JA01-6 (Foti & Lancellotta, 2004).

Se observa un adecuado ajuste entre las estimaciones y la porosidad medida en el laboratorio. Los autores reportan una diferencia promedio del 9%, demostrando el potencial y la utilidad de la metodología.

4.3.5 Validación de la predicción de la porosidad a partir del método de Foti

En esta sección se aplica el método de Foti et al. (2002) para la determinación de la porosidad a partir de un conjunto de resultados de velocidades de propagación de ondas sísmicas con el ensayo tipo Down-Hole. La información corresponde a una campaña de exploración geotécnica (Geotec, 2013) ejecutada durante la primera etapa del proyecto del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México NAICM (cancelado en el 2018). El subsuelo del lugar se caracteriza por la presencia de depósitos de arcilla blanda altamente compresible, que alcanzan profundidades mayores de 50 m.

Aunque estos materiales no guardan relación con los expuestos hasta este momento (suelos granulares o de baja plasticidad), la disponibilidad de determinaciones directas de la porosidad en el laboratorio, a diferentes profundidades, representan una excelente oportunidad para la evaluación del método de Foti et al. (2002).

Se buscó que los ensayos Down-Hole seleccionados se ejecutaran en sitios donde se extrajeron muestras inalteradas, con resultados de pruebas oedométricas. Se identificaron cuatro sitios con estas características, los cuales se indican en la Tabla 4.2. Los perfiles de velocidades empleados se muestran en la Figura 4.11 y en la Figura 4.12. El nivel de agua freática (NAF), para los sitios presentados en Tabla 4.2, oscila alrededor de un metro de profundidad respecto a la superficie.

Tabla 4.2. Ubicación de los puntos seleccionados (Geotec, 2013).

Muestra inalterada	Ensayo Down-Hole	Coordenadas UTM, zona 14Q		Elevación, msnm
		E, m	N, m	
1Mi	1Vs	499,410	2,160,341	2,226.47
9Mi	5Vs	501,122	2,155,849	2,228.06
2Mi-L	1Vs-L	505,837	2,154,093	2,230.85
3Mi-L	2Vs-L	501,317	2,150,583	2,229.23

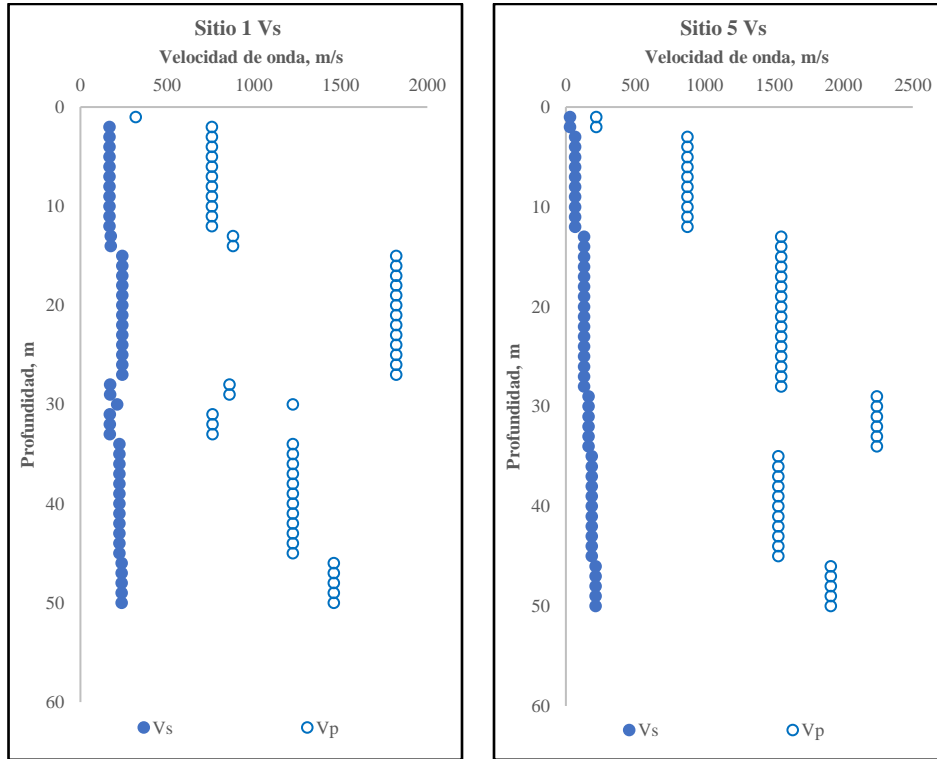


Figura 4.11. Velocidades de propagación de ondas sísmicas para la zona del antiguo Lago de Texcoco, sitios 1Vs y 5Vs (Geotec, 2013).

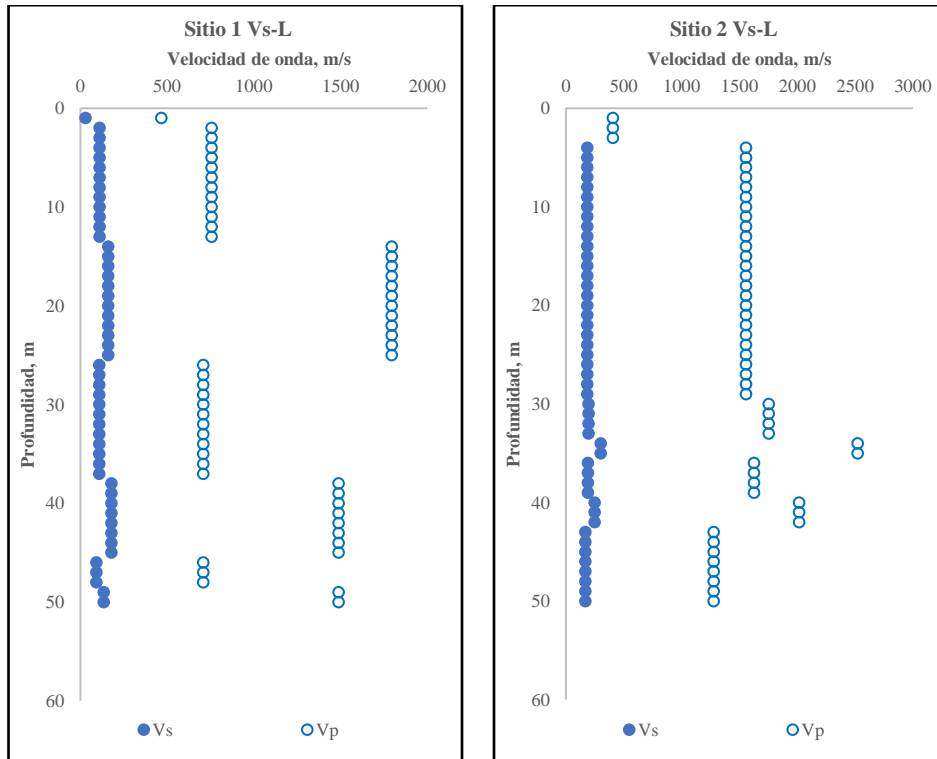


Figura 4.12. Velocidades de propagación de ondas sísmicas para la zona del antiguo Lago de Texcoco, sitios 1Vs-L y 2Vs-L (Geotec, 2013).

Tal como lo menciona Yoon & Lee (2010), el límite inferior de V_p en un suelo saturado es alrededor de 1,500 m/s, que corresponde a la velocidad de propagación del sonido en el agua. En algunas profundidades, los resultados de los ensayos Down-Hole reportan velocidades V_p menores a este valor, lo cual no es congruente y genera una indeterminación en las ecuaciones. Por lo tanto, el valor mínimo de V_p se limitó a 1,500 m/s.

El valor de referencia de la porosidad del suelo se obtuvo de las relaciones de vacíos iniciales reportadas en ensayos oedométricos ejecutados en muestras inalteradas. La Tabla 4.3 resumen los rangos de variación de algunas propiedades geotécnicas relevantes del suelo considerado.

Tabla 4.3. Rangos de propiedades del suelo considerado (Geotec, 2013).

Límite líquido W_L, %	Límite plástico W_P, %	Contenido de agua w, %	Gravedad específica G_s	Peso unitario γ_m, kN/m³	e_0	n
145.1–467.5	21.6–77.6	154.0–507.0	2.27–2.86	11.08-13.53	3.69-11.90	0.787-0.922

En los cálculos se asumió una ν_{sk} igual a 0.30, recordando que las ecuaciones no son particularmente sensibles a este parámetro, y se complementó la información de campo con valores estándar de la literatura para el resto de las constantes físicas. La Tabla 4.4 resume los parámetros empleados.

Tabla 4.4. Resumen de parámetros utilizados (Foti et al., 2002; Han et al., 1986; Helgerud et al., 1999; Mavko et al., 2009; Miura et al., 2001; Yoon & Lee, 2010).

ρ_f, Ton/m³	ρ_s, Ton/m³	B_f, GPa	B_g, GPa	ν_{sk}
1.0	2.27 – 2.86	2.25	22.0	0.30

El cálculo de la porosidad se realizó tanto con la expresión exacta [Ecuación (4.17)] como con la expresión simplificada [Ecuación (4.18)]; el primer caso involucró un proceso iterativo. Los resultados se muestran en la Figura 4.13 y en la Figura 4.14 para los cuatro sitios seleccionados. En dichas figuras también se presentan las determinaciones de referencia de la porosidad.

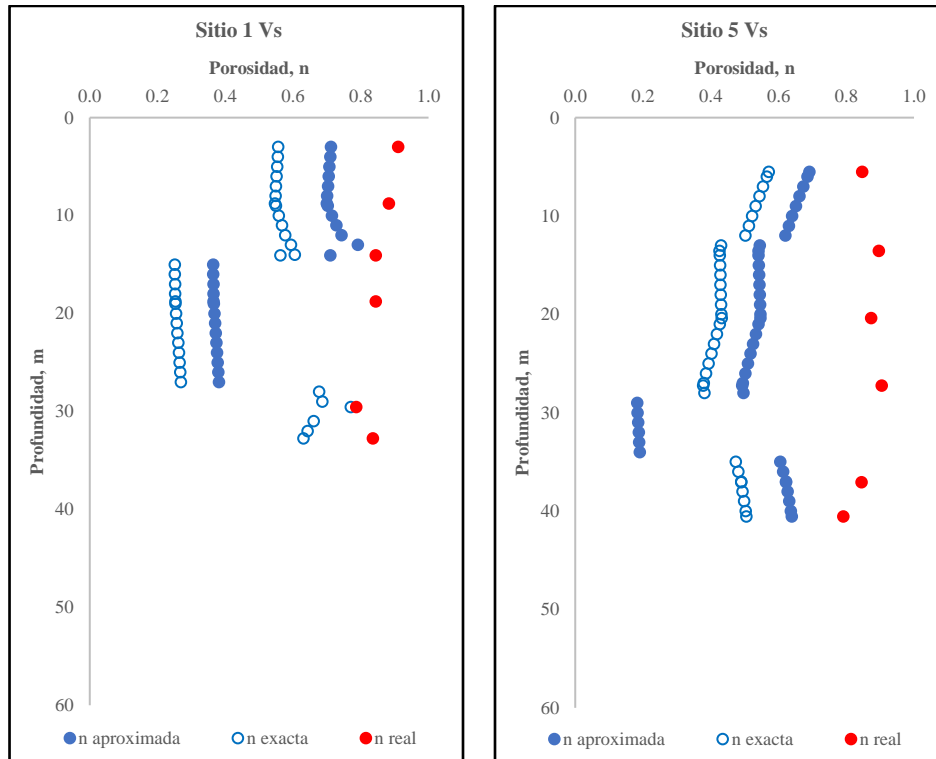


Figura 4.13. Predicción de porosidad y resultados medidos en el laboratorio para la zona del antiguo Lago de Texcoco, sitios 1Vs y 5Vs.

Se observa que las expresiones de Foti subestiman considerablemente el valor de la porosidad en este sitio, y que existe una diferencia importante entre tomar en cuenta o no la compresibilidad de las partículas sólidas (al hacer uso de las expresiones exacta y aproximada).

En lo que respecta al escaso ajuste con los valores de referencia, es importante notar que las expresiones son particularmente sensibles al valor de V_p . Existe incertidumbre en la determinación de las velocidades de propagación, debido a la obtención de velocidades V_p inferiores a la velocidad del sonido en el agua, la cual representa el límite teórico inferior para un suelo saturado. Por lo tanto, esto podría explicar la subestimación de la porosidad a partir de las expresiones de Foti, que han mostrado resultados adecuados en otros depósitos arcillosos (Foti & Lancellotta, 2004). Sin embargo, también queda abierta la posibilidad de que esta metodología no sea aplicable a los suelos de la Ciudad de México.

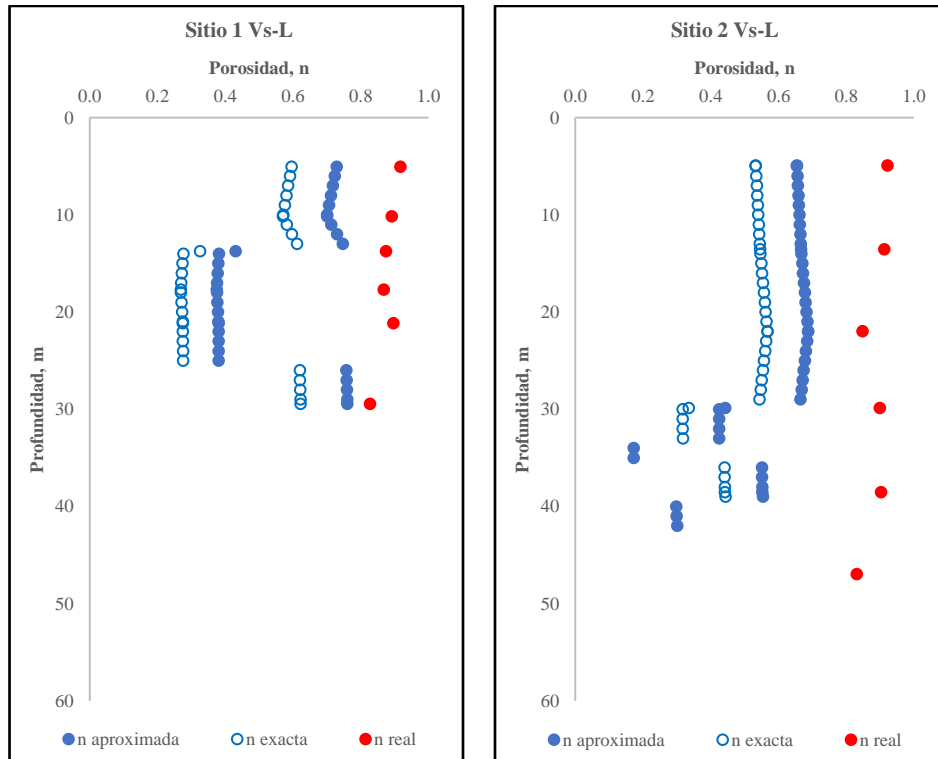


Figura 4.14. Predicción de porosidad y resultados medidos en el laboratorio para la zona del antiguo Lago de Texcoco, sitios 1Vs-L y 2Vs-L.

A pesar de estos resultados, los métodos indirectos para la determinación de la porosidad *in situ*, a partir de lecturas de pruebas geofísicas, se presentan como atractiva alternativa para estimar la porosidad en suelos donde el muestreo inalterado no es factible. Sin embargo, estas metodologías requieren aún trabajo de validación importante antes de que puedan emplearse de forma rutinaria. Estas investigaciones deberán complementarse en el futuro con determinaciones directas en el laboratorio, a partir de elementos bender y cristales piezoeléctricos. En estos ensayos es posible tener un control preciso de la porosidad del material, e incluso ensayar materiales difíciles de muestrear mediante técnicas de reconstitución de muestras.

Por último, es interesante identificar la relación que guardan estos métodos con el parámetro de estado. Al obtener la porosidad *in situ* del suelo, es posible conseguir una aproximación aceptable del parámetro de estado en campo a partir de pruebas geofísicas convencionales. Con esto se puede tener una mejor predicción del comportamiento esperado del material.

5 Modelación numérica de la licuación de flujo

5.1 Modelos constitutivos en la literatura

Los primeros modelos constitutivos en incluir de forma consistente el efecto de la relación de vacíos para describir el comportamiento de los suelos, fueron los de tipo Cambridge, es decir; el Cam-clay (Roscoe et al., 1963), Cam-clay modificado (Burland, 1965) y Granta gravel (Schofield & Wroth, 1968). No obstante, estos modelos no pueden reproducir algunas características del comportamiento de materiales granulares (Jefferies, 1993). La causa principal es el uso de una ley de flujo asociada, donde el punto más alto de la superficie de fluencia (o resistencia pico) es obligado a coincidir con el estado crítico (Yu, 1998). Esta característica les impide reproducir el reblandecimiento no drenado asociado con el fenómeno de licuación de flujo.

A continuación, se describen brevemente algunos modelos constitutivos capaces de representar el comportamiento de suelos de baja plasticidad, particularmente que sean capaces de reproducir el fenómeno de licuación de flujo.

5.1.1 Nor-Sand

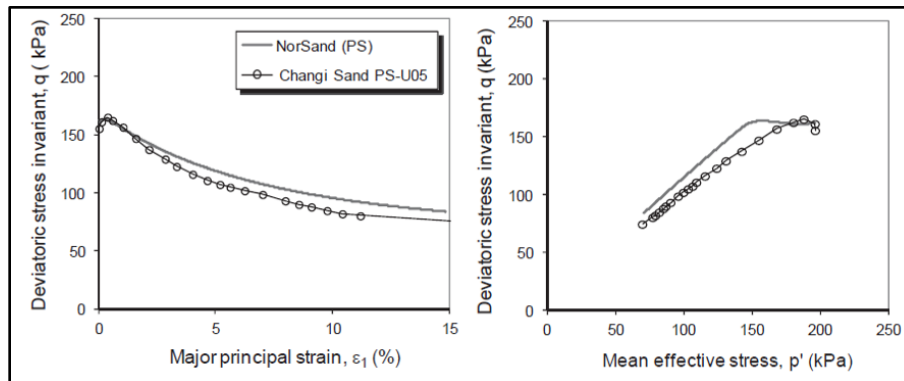
Propuesto por Jefferies (1993), el NorSand fue el primer modelo basado en la teoría generalizada del estado crítico que incorpora explícitamente el parámetro de estado, el cual es capaz de capturar un amplio rango del comportamiento de suelos granulares. Dos características relevantes del modelo son: (1) la representación de suelos dilatantes mediante una doble superficie de fluencia (llamada también *Superficie de Hvorslev*) y (2) la superficie de fluencia no se intercepta con el estado crítico, pero se dirige a éste bajo deformaciones desviadoras (Wanatowski, 2013).

Además, el NorSand incorpora el *módulo de endurecimiento plástico* (requerido debido a que la superficie de fluencia se encuentra desacoplada de la CSL y es función de ψ) y, también, un *parámetro de dilatación* que relaciona la dilatación máxima al parámetro de estado. El modelo resulta en un total de ocho parámetros de entrada para simular el comportamiento de materiales de baja plasticidad (Tabla 5.1), bajo condición drenada o no drenada.

Tabla 5.1. Parámetros del modelo NorSand (Jefferies & Been, 2016).

Parámetro	Función
Γ	Volumen específico en la CSL, para un esfuerzo medio efectivo de referencia
λ_{10}	Pendiente de la CSL en un espacio $v - \log p'$.
M_{tc}	Relación de fricción crítica, para compresión triaxial.
N_V	Coefficiente de acoplamiento volumétrico, para energía inelástica almacenada.
H	Módulo de endurecimiento plástico.
χ	Parámetro de dilatancia.
I_r	Rigidez al corte ($G_{m\acute{a}x}/p'$).
ν	Relación de Poisson.

Wanatowski (2013) presenta una validación, en deformación plana (condición común en obras geotécnicas), del NorSand partiendo de resultados de pruebas en compresión no drenada en arena de Changi, para simular el fenómeno de licuación de flujo (Figura 5.1). La arena de Changi es una arena limpia, de grano medio, mal graduada.


Figura 5.1. Resultados de ensayos de compresión triaxial no drenada en arena de Changi bajo consolidación anisotrópica, en deformación plana (Wanatowski, 2013).

Al someter la muestra a una consolidación anisotrópica, el estado de esfuerzos inicial resulta cercano a la zona de inestabilidad. Por lo tanto, sólo un pequeño incremento de esfuerzo desviador provoca la licuación de flujo. Por otro lado, el ajuste de la simulación al comportamiento observado es bueno. Por ejemplo, en el espacio $q - p'$ donde, a pesar de que la arena muestra una pendiente de inestabilidad (reblandecimiento) menor a la obtenida de la simulación, la resistencia no drenada pico y la residual son muy cercanas a las reales. El autor asocia las diferencias a inconvenientes teórico/experimentales durante la ejecución de los ensayos. Sin embargo, menciona que el factor más probable puede deberse a la ley de endurecimiento del NorSand, ya que se ha observado que el modelo proyecta linealmente el endurecimiento límite de estados densos a estados sueltos, sobreestimando su valor en esta última condición (Wanatowski, 2013).

Por su parte, Jefferies & Been (2016) presentan una serie de pruebas de compresión triaxial no drenada en arena de Erksak 330/0.7 que sufrió licuación de flujo, y comparan los resultados con la respuesta del NorSand. Uno de los comentarios que más resaltan los autores es sobre el manejo de los datos de entrada: toda la serie de parámetros necesarios para simular el comportamiento del material bajo condición no drenada se obtuvo a partir de especímenes ensayados bajo carga drenada.

En la Figura 5.2a, es posible identificar un comportamiento similar al que ocurre en Wanatowski (2013): el modelo predice adecuadamente la resistencia pico, el inicio de la inestabilidad y la resistencia residual, pero la tasa del reblandecimiento es ligeramente menor que la real. Jefferies & Been (2016), asocian este fenómeno a efectos inerciales del equipo de registro de lecturas.

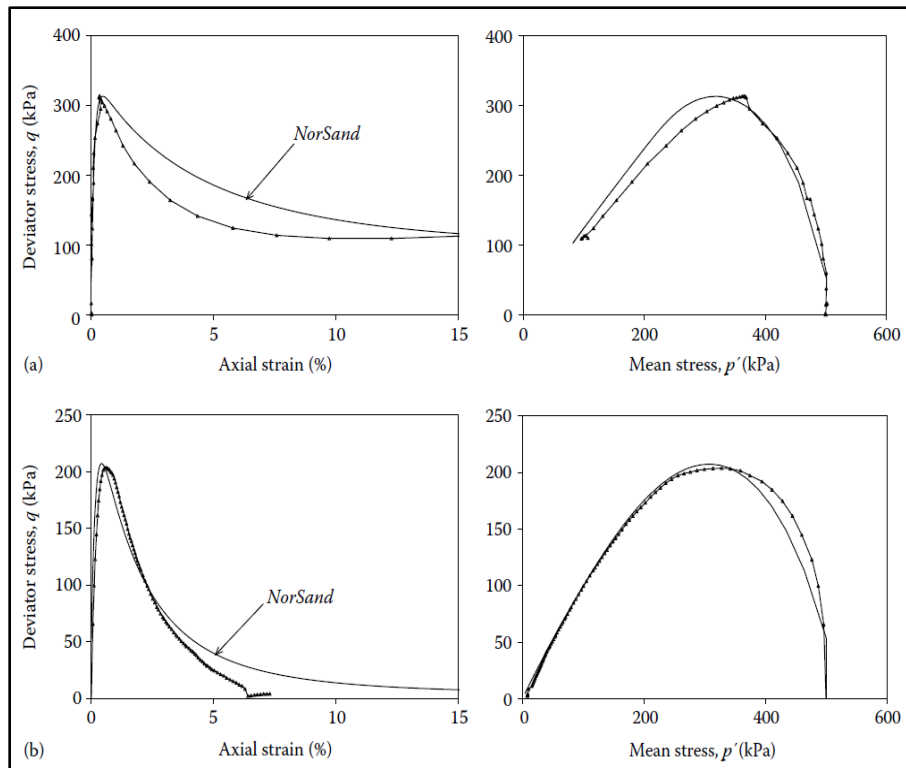


Figura 5.2. Licuación estática en compresión triaxial y simulación del NorSand; (a) probeta L601, $\psi_0 = +0.025$; y (b) probeta L609, $\psi_0 = +0.070$ (Jefferies & Been, 2016).

Los resultados concuerdan con los comentarios de Yu (1998), donde menciona que el NorSand puede no ser capaz de modelar el comportamiento de suelos granulares bajo condiciones de carga no drenada. Sin embargo, para otros casos como el de la Figura 5.2b, el NorSand reproduce adecuadamente el comportamiento observado.

5.1.2 MIT-S1

Propuesto por Pestana & Whittle (1999), el MIT-S1 es un modelo constitutivo capaz de reproducir el comportamiento esfuerzo-deformación-resistencia en arenas, limos y arcillas sin cementación, en un amplio rango de presiones de confinamiento, densidades y tomando en cuenta la evolución de la anisotropía. Todo esto a partir de un sólo conjunto de ecuaciones constitutivas. Su formulación está basada en una teoría incremental linealizada elastoplástica, que es independiente de la velocidad de deformación.

Respecto a suelos granulares, a bajas presiones de confinamiento, el modelo toma en cuenta el efecto de la densidad y del arreglo geométrico de las partículas (fábrica) para simular el comportamiento ante carga desviadora a través de algunas características fundamentales: (1) la relación de vacíos es tratada como una variable de estado independiente en la formulación elastoplástica, (2) el endurecimiento cinemático describe la evolución de las propiedades anisotrópicas esfuerzo-deformación, (3) una función de endurecimiento controla la dilatancia en función de la densidad, y (4) el uso de una sola superficie de fluencia en forma de lemniscata con flujo no asociado. Estas características le permiten al modelo describir la transición del comportamiento de dilatante a contractivo a medida que incrementa la presión de confinamiento.

Por otra parte, el modelo asume que la resistencia del suelo a grandes deformaciones puede ser descrita por un criterio de falla que caracteriza el estado crítico del material. Las condiciones de máximo esfuerzo cortante y ángulo de fricción pico son controlados por el tamaño, forma y orientación de la superficie de fluencia, mientras que a grandes deformaciones la resistencia es independiente de la historia de esfuerzos y de la densidad.

La Tabla 5.2 enlista los parámetros de entrada necesarios para la aplicación del modelo MIT-S1. A pesar de que la formulación del modelo es compleja, todos los parámetros de entrada pueden definirse en pruebas estándar de laboratorio. Además, se presentan resultados de Pestana et al. (2002) donde se investiga el efecto de la relación de vacíos y presión de confinamiento iniciales sobre una arena de Toyoura bajo carga no drenada. Los resultados se comparan con la simulación del comportamiento del material con el modelo MIT-S1 (Figura 5.3). De los resultados, son evidentes tres observaciones: (1) el modelo presenta un ajuste razonable en la resistencia pico y en el comportamiento post pico, (2) predice con gran exactitud la resistencia no drenada residual, y (3) es capaz de describir los comportamientos dilatante a contractivo.

Tabla 5.2. Parámetros del modelo MIT-S1 (Pestana & Whittle, 1999).

Parámetro	Función
β_c	Compresibilidad del suelo en el régimen LCC
p'_{ref}	Esfuerzo medio de referencia para una relación de vacíos unitaria, en la LCC
$\Delta\theta$	Constante que describe el comportamiento transicional de compresión
K_{0NC}	K_0 para arcillas y arenas normalmente consolidadas, en el régimen LCC
D_1	Constante que controla la expansión unidimensional de las arcillas
D_2	Constante que controla la no linealidad de la expansión unidimensional
D_3	Constante que controla la deformación plástica en los ciclos carga-descarga
B^e	Constante que describe el módulo de compresibilidad elástico para pequeñas deformaciones
ν'_0	Relación de Poisson a control de esfuerzos inversos
ω y ω_s	Constante que describe la relación de Poisson variable y la no linealidad a pequeña deformación
φ'_c	Ángulo de fricción a grande deformación para ensayos de compresión triaxial
$\varphi'_{máx}$ o $\varphi'_{máxe}$	Ángulo de fricción máximo y ángulo de fricción máximo para una relación de vacíos unitaria
D_4	Constante que describe el cambio de la forma de la superficie límite en función de la relación de vacíos
D_5	Parámetro que controla la esbeltez de la superficie límite
D_6	Constante que controla la relación de rotación de la superficie límite, anisotropía

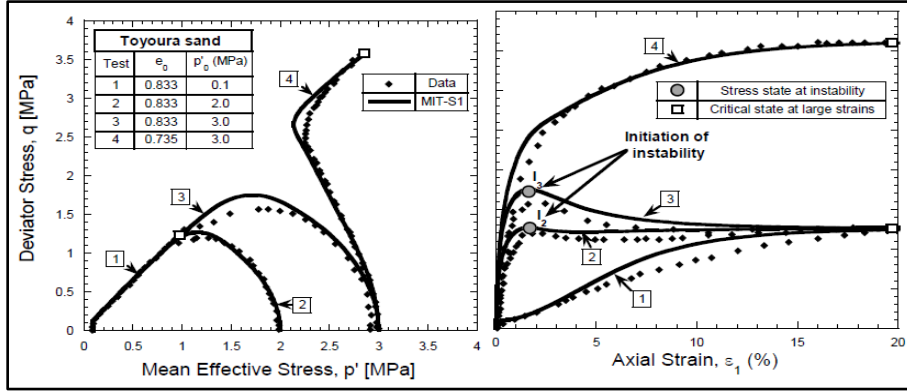


Figura 5.3. Efecto del cambio del estado inicial: evidencia experimental en arena de Toyoura contra predicción del MIT-S1 (Pestana et al., 2002).

Por otro lado, Buscarnera & Whittle (2012) realizan una comparación entre el comportamiento de arena de la Berma Nerlerk y la predicción del modelo MIT-S1, bajo corte no drenado (Figura 5.4). Los autores hacen hincapié en la falta de información de pruebas de compresión unidimensional en este material, por lo que se vieron orillados a tomar valores de referencia de otras arenas de la región para determinar todos los parámetros que el modelo necesita.

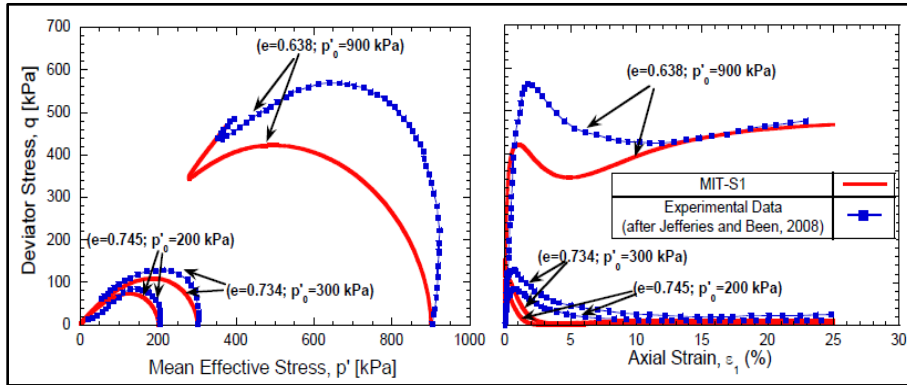


Figura 5.4. Comparación del comportamiento al corte no drenado calculado y medido para arena de Nerlerk con 12% de finos (Buscarnera & Whittle, 2012).

A pesar de que el modelo reproduce apropiadamente la resistencia residual, existe poco ajuste para la resistencia pico y el comportamiento post pico. Sin embargo, los autores mencionan que las predicciones son adecuadas, ya que el modelo es capaz de representar la respuesta no drenada de suelos granulares, en especial la licuación de flujo.

5.1.3 SANISAND modificado

Desarrollado por Dafalias & Manzari (2004), el SANISAND modificado es un modelo constitutivo elastoplástico que toma en cuenta el efecto del cambio del arreglo geométrico de las partículas, es decir la fábrica, para una generalización multiaxial. Perteneció a la familia de modelos SANISAND (Simple Anisotropic Sand), desarrollados por Dafalias y colaboradores (Dafalias et al., 2004; Li & Dafalias, 2000; Manzari & Dafalias, 1997; Taiebat & Dafalias, 2007).

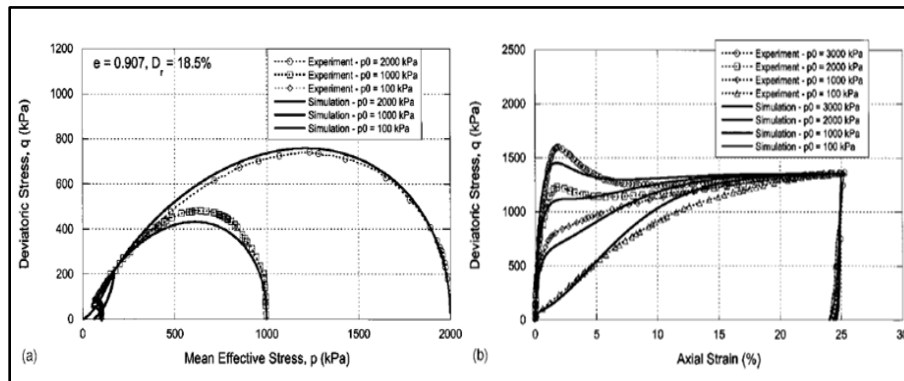
El modelo utiliza una superficie de fluencia tipo cónica abierta con ápice en el origen, obedeciendo un endurecimiento rotacional. Esto implica que sólo cargas que modifiquen la relación de oblicuidad de esfuerzos η pueden causar deformaciones plásticas, mientras que cargas a relaciones de esfuerzos constantes sólo inducen una respuesta elástica (le es imposible reproducir las deformaciones plásticas por compresión isotrópica).

La formulación del modelo es compatible con los principios de la mecánica de suelos del estado crítico y también hace uso del parámetro de estado. Además, es capaz de simular la respuesta del material bajo carga monotónica, cíclica e inversa. Sin embargo, tiene la limitación de que sólo es aplicable a materiales granulares de baja plasticidad (arenas o suelos arenosos). El término *modificado* hace alusión a algunos cambios respecto a su versión original (Manzari & Dafalias, 1997). A grandes rasgos, se agrega la relación fábrica-dilatancia y la dependencia de la ley de flujo con el ángulo de Lode modificado (característica necesaria para producir simulaciones esfuerzo-deformación realistas en condiciones no triaxiales).

Por otra parte, la aplicación del modelo necesita de la calibración de 15 parámetros, los cuales pueden determinarse a partir de pruebas de laboratorio estándar. Taiebat & Dafalias (2007), mencionan la necesidad de pruebas triaxiales en compresión y extensión, drenadas y no drenadas, a diferentes valores de relación de vacíos inicial y presiones de confinamiento. Los parámetros del modelo se resumen en la Tabla 5.3. También, Dafalias & Manzari (2004) hacen uso de información de pruebas triaxiales drenadas y no drenadas en arena de Toyoura, realizadas por Verdugo & Ishihara (1996), para comparar la respuesta obtenida con el modelo SANISAND modificado. Dicha comparación se muestra en Figura 5.5 (aquí sólo se presentan los resultados no drenados). A partir de una serie de probetas con diferentes valores de relación de vacíos y presiones de confinamiento, se verifica que el modelo es capaz de representar tanto el comportamiento dilatante, como el contractivo (licuación de flujo). El modelo simula adecuadamente el comportamiento no drenado del material, mostrando un excelente ajuste en la respuesta post pico y la resistencia residual. Sin embargo, se observa un poco de discrepancia en la resistencia no drenada pico.

Tabla 5.3. Parámetros del modelo SANISAND modificado (Dafalias & Manzari, 2004).

Parámetro	Función
G^e	Módulo de corte elástico
ν	Relación de Poisson
M	Relación de fricción, pendiente de la CSL en un espacio $q - p'$
c	Parámetros del modelo
ξ	
λ	
e_0	Relación de vacíos inicial
h_1	Cantidad de relación de esfuerzo
c_{h1}	Parámetros escalares del modelo
c_{h2}	
n^b	
n^d	
χ	Parámetro de dilatancia
c_{Z1}	Parámetros que controlan la evolución de la fábrica en función de la dilatancia
c_{Z2}	


Figura 5.5. Resultados de la simulación e información experimental en pruebas de compresión triaxial no drenada en arena de Toyoura (Dafalias & Manzari, 2004).

Por otro lado, los autores realizan la comparación con la respuesta cíclica a partir de información de ensayos reportados por Ishihara et al. (1975). Esta comparación se muestra en la Figura 5.6, donde es evidente que la simulación no se ajusta adecuadamente al comportamiento del material. Dafalias & Manzari (2004), explican que esto puede deberse a diferentes procesos de preparación e instrumentación entre las muestras para ensayos cíclicos y para los ensayos monotónicos, ya que las pruebas cíclicas se ejecutaron 20 años antes, mientras que el modelo se calibró con información de pruebas estáticas.

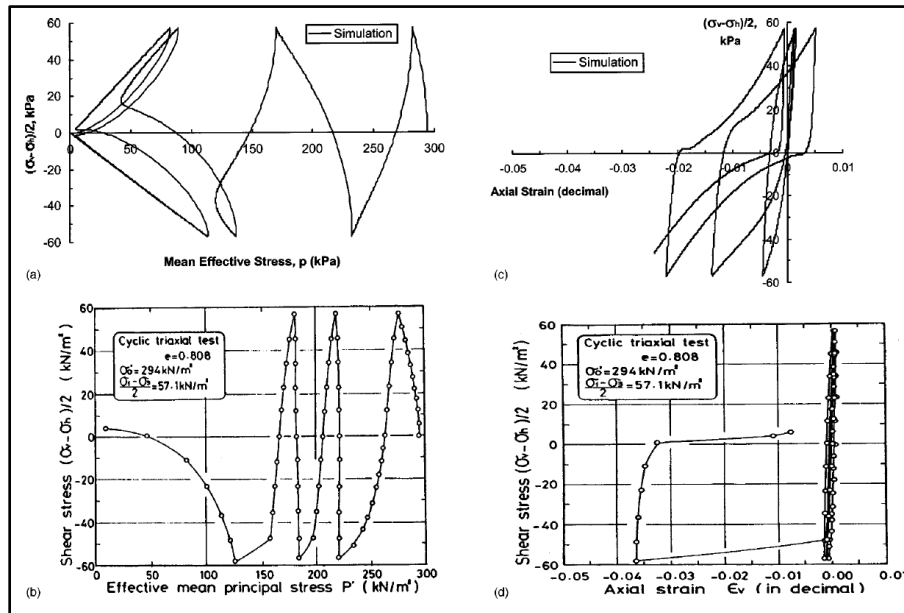


Figura 5.6. Simulación del modelo (a y c) e información experimental (b y d) (Dafalias & Manzari, 2004).

5.2 Clay And Sand Model (CASM)

Propuesto por Yu (1998), el Clay And Sand Model (CASM) es un modelo constitutivo basado en la teoría del estado crítico que representa una reformulación del modelo Cam-clay (original y modificado), y que incorpora explícitamente el concepto del parámetro de estado. El CASM hace uso de un sólo conjunto de ecuaciones constitutivas para describir el comportamiento de arcillas y arenas, normalmente consolidadas o sobreconsolidadas, bajo condiciones de carga drenada o no drenada, en un amplio rango de densidades.

El modelo asume isotropía y considera que el comportamiento del suelo, antes de alcanzar el estado crítico, es controlado por el parámetro de estado. El modelo utiliza al parámetro de estado para describir la superficie límite del material, y provee un marco razonable para modelar el comportamiento de arenas con diferente mineralogía, angularidad y tamaño de partícula.

Una de las principales ventajas del CASM es que cuenta con una ley de flujo no asociada, por lo que el estado crítico puede no coincidir con el punto más alto de la función de fluencia. Esta característica es, precisamente, la que le permite representar el reblandecimiento no drenado asociado al fenómeno de licuación de flujo (Mánica et al., 2021a). Sin embargo, presenta la importante deficiencia de que tiende a subestimar la deformación al corte en la resistencia pico para una condición de carga drenada. Caso similar, bajo carga no drenada, subestima la deformación por endurecimiento en suelos densos. Lo anterior, debido a que el CASM no permite el desarrollo de deformación

plástica dentro de la superficie de fluencia (Yu, 1998). El modelo necesita solamente de siete parámetros, enlistados en la Tabla 5.4.

Tabla 5.4. Parámetros de entrada para el modelo CASM (Yu, 1998).

Parámetro	Función
κ	Pendiente de la rama de recompresión, en un espacio $v - \ln p'$ Elasticidad
ν	Relación de Poisson
ψ_R o r	Parámetro de estado de referencia o relación de espaciamiento Superficie de fluencia
n^f	Coefficiente de esfuerzo-estado
λ	Pendiente de la CSL, en un espacio $v - \ln p'$
Γ	Volumen específico en la CSL, para un esfuerzo medio efectivo de referencia Estado crítico
M	Relación de fricción, pendiente de la CSL en un espacio $q - p'$

La Figura 5.7, esquematiza la definición de los parámetros relacionados al estado crítico para una condición de carga isotrópica. Se recuerda que ν es el volumen específico y ν la relación de Poisson.

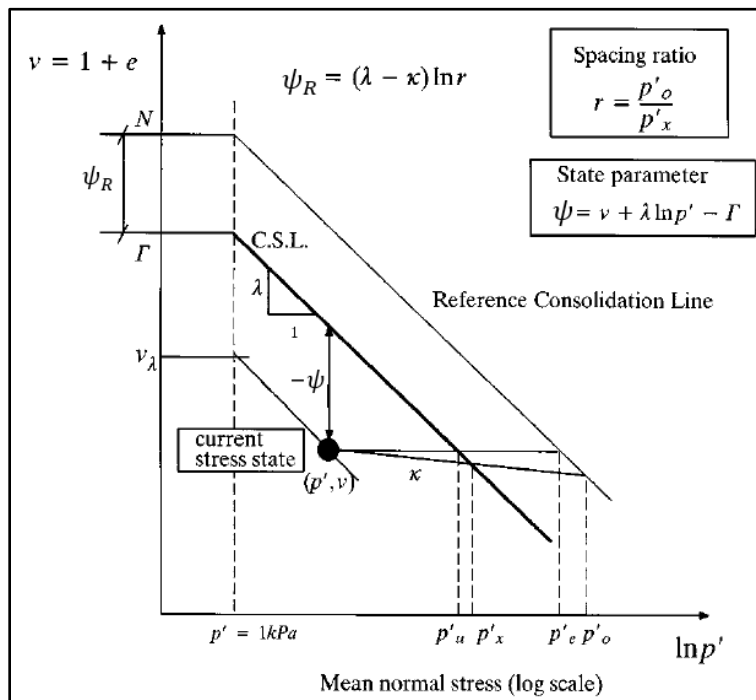


Figura 5.7. Definición de parámetro de estado, constantes del estado crítico y parámetro de estado de referencia (Yu, 1998).

5.2.1 Formulación original

El Clay And Sand Model define a la función de fluencia en términos del parámetro de estado como:

$$f(p', q, \psi) = \left(\frac{q}{Mp'} \right)^{n^f} + \frac{\psi}{\psi_R} - 1 = 0 \quad (5.1)$$

donde n^f es un parámetro que controla la forma de la superficie de fluencia y ψ_R es el parámetro de estado de referencia que denota la distancia vertical entre la CSL y la línea de consolidación de referencia (Figura 5.7). Asimismo, la Ecuación (5.1) también se puede escribir como:

$$f(p', q, p'_o, r) = \left(\frac{q}{Mp'} \right)^{n^f} + \frac{1}{\ln r} \ln \frac{p'}{p'_o} = 0 \quad (5.2)$$

donde r es la relación de espaciamento que se utiliza para estimar el parámetro de estado de referencia ψ_R y p'_o es el esfuerzo isotrópico de fluencia.

Yu (1998), propone un rango de valores para n^f e indica una forma de estimar r a partir de información experimental, tomando como línea de consolidación de referencia a la NCL del material. Alternativamente, también propone un rango de valores para ψ_R que pueden utilizarse cuando sea imposible determinar experimentalmente la NCL. En la Figura 5.8 se puede observar el efecto de los parámetros n^f y r en la función de fluencia del modelo.

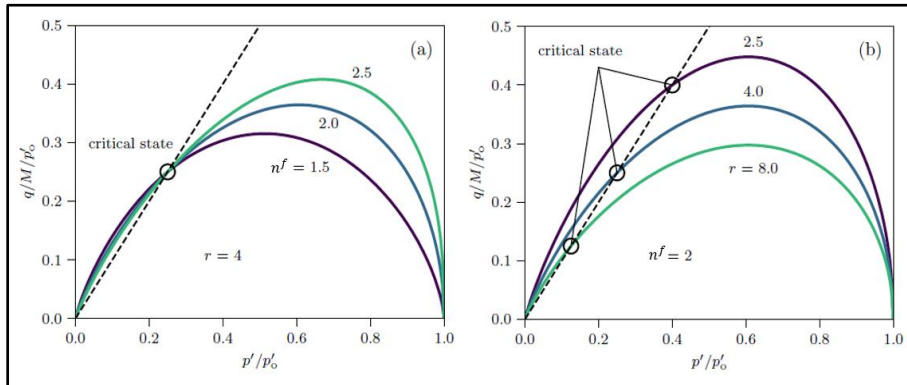


Figura 5.8. Superficies de fluencia normalizadas del CASM para diferentes valores de (a) n^f y (b) r (Mánica et al., 2021a).

Por otro lado, el modelo implementa la relación esfuerzo-dilatancia de Rowe (1962), la cual deriva en la siguiente función de potencial plástico:

$$g(p', q, \beta) = 3M \ln \frac{p'}{\beta} + (3 + 2M) \ln \left(\frac{2q}{p'} + 3 \right) - (3 - M) \ln \left(3 - \frac{q}{p'} \right) = 0 \quad (5.3)$$

donde β es un parámetro que controla el tamaño del potencial plástico y se determina para que g cruce por el estado de esfuerzos en el caso de carga plástica.

Por último, el modelo considera la misma ley de endurecimiento que en los modelos Cam-clay original y modificado, que depende de las deformaciones volumétricas plásticas:

$$\frac{\partial p'_o}{\partial \varepsilon_V^p} = \frac{p'_o v_0}{\lambda - \kappa} \quad (5.4)$$

donde ε_V^p es la deformación volumétrica plástica.

5.2.2 Simulaciones de verificación en Yu (1998)

Para demostrar la capacidad del CASM en simular el comportamiento no drenado de suelos granulares bajo compresión triaxial, Yu (1998) utiliza datos similares a los de una arena de Ticino, y considera diferentes valores de parámetro de estado para investigar la influencia de las condiciones iniciales. Las propiedades de entrada se indican en la Tabla 5.5. El autor recomienda que el parámetro de estado inicial sea tomado como el de referencia ($\psi_R = \psi_0$) para alcanzar un mejor ajuste con las observaciones experimentales. La relación de espaciamiento r se calcula para cada muestra como:

$$\psi_R = (\lambda - \kappa) \ln r \quad (5.5)$$

Tabla 5.5. Propiedades para una arena similar a la de Ticino (Yu, 1998).

Parámetro	Valor
λ	0.024
κ	0.008
ν	0.300
n^f	2.000
M	1.290
Γ	1.986

Los resultados de las simulaciones se muestran la Figura 5.9. Cualitativamente, se observa que el CASM reproduce adecuadamente el comportamiento esperado del material, bajo carga no drenada, según el valor inicial del parámetro de estado. Sin embargo, es importante notar que en el caso con el parámetro de estado negativo, la trayectoria es vertical hasta alcanzar la CSL. Lo anterior es debido a que el CASM no genera deformaciones

plásticas dentro de la superficie de fluencia y, por lo tanto, no mostrará trayectorias muy realistas en caso de suelos sobreconsolidados, como ocurre en la simulación con $\psi_0 < 0$.

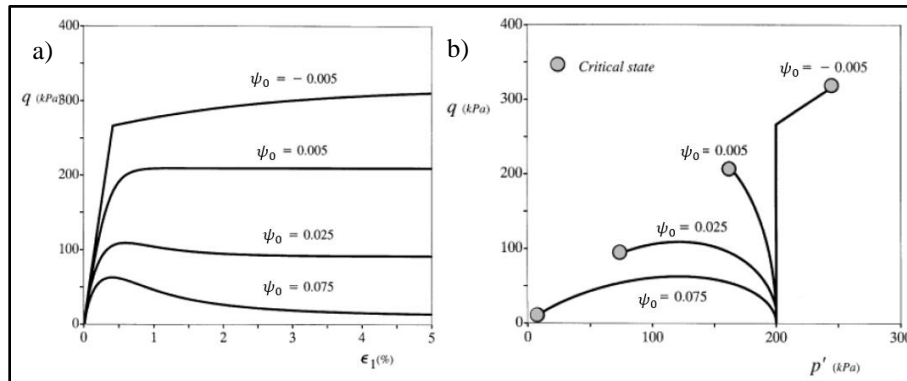


Figura 5.9. Efecto del parámetro de estado inicial en el comportamiento calculado de pruebas de compresión triaxial no drenada en arena con propiedades similares a la de Ticino, (a) curvas esfuerzo deformación y (b) trayectorias de esfuerzos (Yu, 1998).

Yu (1998) expone la capacidad del CASM para modelar el fenómeno de licuación de flujo utilizando información de pruebas triaxiales no drenadas en arena de Ottawa con estados sueltos y diferentes presiones de confinamiento (Sasitharan et al., 1994). Dicha información resulta en los parámetros mostrados en la Tabla 5.6. Los resultados de las simulaciones se comparan con los resultados de las pruebas de la Figura 5.10 a la Figura 5.13.

Tabla 5.6. Propiedades para arena de Ottawa obtenidas por Sasitharan et al. (1994) (Yu, 1998).

Parámetro	Valor
λ	0.0168
κ	0.005
ν	0.300
n^f	3.000
M	1.190
Γ	1.864

El autor aclara dos puntos: (1) el parámetro de estado inicial se calcula para cada muestra con la Ecuación (5.6) y (2) las propiedades elásticas no son bien conocidas para el material seleccionado por lo que se utilizaron valores típicos de suelos similares.

$$\psi_0 = v_0 + \lambda \ln p' - \Gamma \quad (5.6)$$

donde v_0 es el volumen específico de la muestra antes de la etapa desviadora.

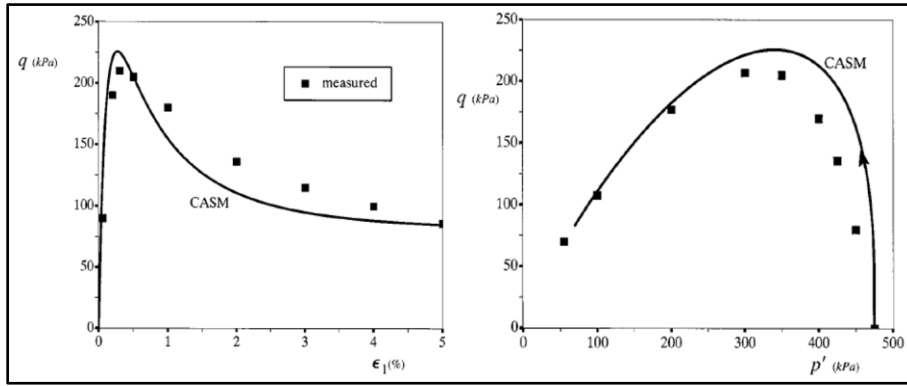


Figura 5.10. Predicción del modelo para compresión no drenada en una arena de Ottawa muy suelta ($v_0 = 1.793$, $p'_0 = 475$ kPa) (Yu, 1998).

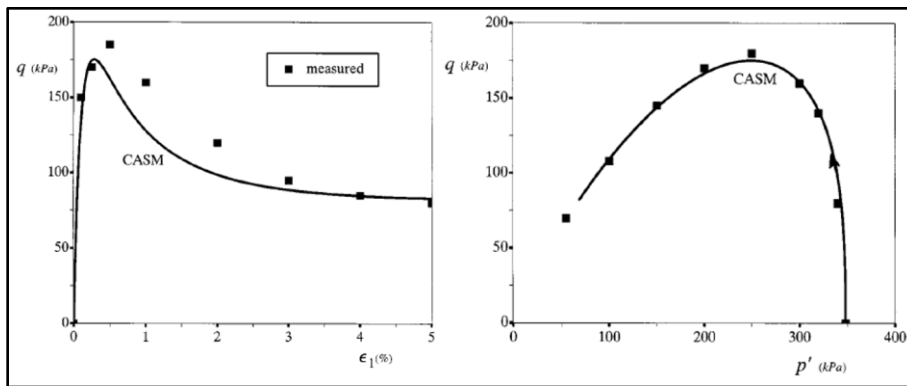


Figura 5.11. Predicción del modelo para compresión no drenada en una arena de Ottawa muy suelta ($v_0 = 1.793$, $p'_0 = 348$ kPa) (Yu, 1998).

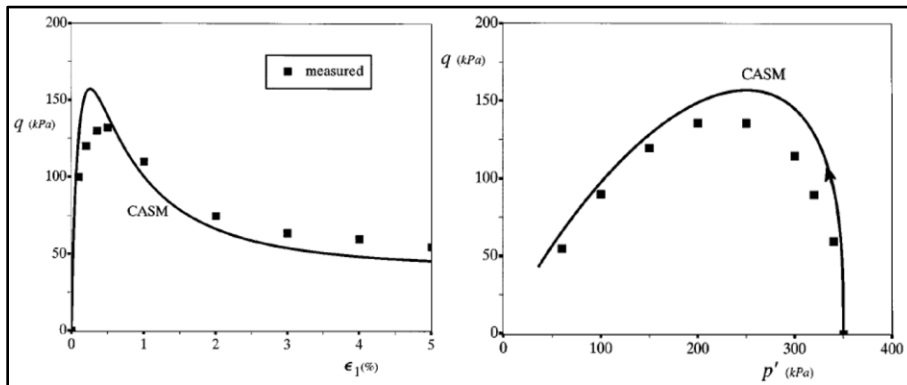


Figura 5.12. Predicción del modelo para compresión no drenada en una arena de Ottawa muy suelta ($v_0 = 1.804$, $p'_0 = 350$ kPa) (Yu, 1998).

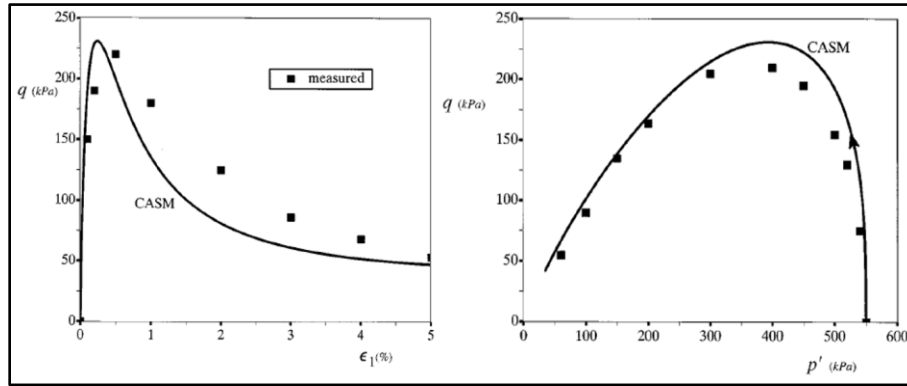


Figura 5.13. Predicción del modelo para compresión no drenada en una arena de Ottawa muy suelta ($v_0 = 1.804$, $p'_0 = 550$ kPa) (Yu, 1998).

Es evidente que el CASM puede utilizarse satisfactoriamente para reproducir el comportamiento de pruebas no drenadas en materiales granulares muy sueltos, incluyendo el fenómeno de la licuación de flujo (Yu, 1998). Sin embargo, Yu (2006) señala que la relación esfuerzo-dilatancia de Rowe (1962) adoptada es adecuada para altas relaciones de esfuerzos, pero no es particularmente realista para trayectorias con bajas relaciones de esfuerzos, tales como la consolidación isotrópica y las pruebas oedométricas. Yu (2006) propone una modificación de la función de potencial plástico, que es similar a la función de fluencia, pero que resulta en deformaciones volumétricas plásticas nulas al alcanzar el estado crítico.

5.2.3 Implementación en Mánica et al. (2021)

Con el objetivo de reproducir el fenómeno de licuación de flujo en la simulación de un depósito de residuos mineros, Mánica et al. (2021a) implementa el modelo CASM en el código de elemento finito comercial Plaxis. En dicha implementación se adoptan algunas modificaciones respecto a la formulación original: se propone una nueva función de potencial plástico; y se presenta un desarrollo para la determinación de los parámetros del modelo en términos de conceptos familiares en geotecnia como la línea del estado crítico, el parámetro de estado, la relación de resistencia no drenada pico y el coeficiente de empuje de tierras en reposo. Adicionalmente, en Mánica et al. (2021b) el modelo se extiende para tomar en cuenta efectos de viscosidad mediante la teoría del sobre-esfuerzo de Perzyna (1966). El modelo modificado, conserva la función de fluencia del CASM original en términos de p'_0 y r [Ecuación (5.2)], pero incorpora la dependencia de M con el ángulo de Lode:

$$f(p', q, p'_o, r) = \left(\frac{q}{M_\theta p'} \right)^{n^f} + \frac{1}{\ln r} \ln \frac{p'}{p'_o} = 0 \quad (5.7)$$

donde M_θ es la pendiente de la CSL en un espacio $q - p'$, que depende del ángulo de Lode θ , y determina la forma de la superficie de fluencia en el plano desviador. M_θ se define a partir de la relación propuesta por Sheng et al. (2000), resultando en:

$$M_\theta = M \left(\frac{2\alpha^4}{1 + \alpha^4 + \text{seno } 3\theta - \alpha^4 \text{seno } 3\theta} \right)^{1/4} \quad (5.8)$$

donde α es un parámetro que controla la forma de la función y, por lo tanto, las diferencias en el valor de M para compresión ($\theta = -30^\circ$) y extensión ($\theta = 30^\circ$) triaxial. En este caso, se asume que la función de Sheng et al. (2000) coincide con el criterio de Mohr-Coulomb para las condiciones de compresión y extensión triaxial, lo que resulta en un valor de α igual a:

$$\alpha = \frac{3}{3 + M} \quad (5.9)$$

El CASM original supone que M es constante (equivalente a $\alpha = 1$), lo que resulta en una función de fluencia con forma circular en el plano desviador, como se muestra en la curva azul de la Figura 5.14. Por otro lado, la función de M_θ en la Ecuación (5.8) resulta en la curva verde de la Figura 5.14, la cual deriva en una representación más adecuada de la fluencia en un estado generalizado de esfuerzos.

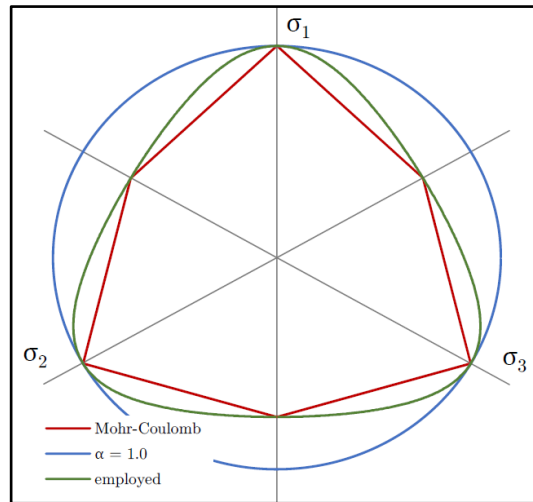


Figura 5.14. Forma de la función de fluencia en el plano desviador (Arroyo & Gens, 2021).

Mánica et al. (2021a) también propone una función de potencial plástico alternativa, también similar a la función de fluencia del CASM, pero que muestra mejores propiedades de convergencia de la implementación. Ésta tiene la siguiente forma:

$$g(p', q, m, p'_c) = \left(\frac{q}{M_\theta p'}\right)^m + m - \frac{p'_c(m-1)}{p'} - 1 = 0 \quad (5.10)$$

donde m es un parámetro que controla la forma de la función del potencial plástico y p'_c una constante que debe ser calculada para el estado de esfuerzos actual. El parámetro m permite ajustar la relación de esfuerzos deseada para consolidación unidimensional. Sin embargo, independientemente del valor de m empleado, la Función (5.10) también resulta en deformaciones volumétricas plásticas nulas al alcanzar el estado crítico.

5.2.4 Características principales del CASM UDSM

Como se mencionó en la sección anterior, el modelo CASM se implementó en el código comercial de elemento finito Plaxis, como un modelo definido por el usuario (UDSM). Información acerca de la implementación y los principales detalles numéricos (extensión viscoplástica y algoritmo de integración de esfuerzos) pueden encontrarse en Arroyo & Gens (2021), información sobre el uso de UDSM puede consultarse en Plaxis (2020a, b). La implementación del modelo tiene un total de 20 parámetros de entrada. De estos, siete son los indicados en la Tabla 5.4, que corresponden al CASM original, más el parámetro m integrado a partir de la modificación en el potencial plástico (Sección 5.2.3). Esto resulta en un total de ocho parámetros de entrada para definir el comportamiento constitutivo del material. Es importante aclarar que el resto de los 20 datos de entrada son obligatorios, ya que algunos corresponden a parámetros de control del algoritmo de integración, y la implementación considera valores por defecto. A continuación, se describen los parámetros del modelo:

01. λ (Obligatorio)

Pendiente de la CSL y NCL, en un espacio $v - \ln p'$.

02. κ (Obligatorio)

Pendiente del segmento carga/descarga (o recompresión) de la curva de compresibilidad en un espacio $v - \ln p'$. Por definición, no puede ser mayor que λ . También, se ha identificado que relaciones excesivas de λ/κ generan dificultades numéricas para bajas relaciones de trayectorias de esfuerzos, tal como consolidación unidimensional o carga isotrópica. Jefferies & Been (2016) sugieren $0.1\lambda < \kappa < 0.4\lambda$ para los casos con información limitada.

03. ν (Obligatorio)

Relación de Poisson, junto con κ , definen el tensor de rigidez elástica dependiente de los esfuerzos. Los valores permisibles son: $0 < \nu \leq 0.495$.

04. φ_c (compresión)(Obligatorio)

Es el ángulo de fricción en el estado crítico para compresión triaxial. Éste define la inclinación de la CSL en un espacio $v - \ln p'$. La relación entre M y φ_c se indica en la Ecuación (5.11) para compresión triaxial. Los valores permisibles son: $15^\circ < \varphi_c \leq 48^\circ$.

$$M = \frac{6\text{seno}(\varphi_c)}{3 - \text{seno}(\varphi_c)} \quad (5.11)$$

donde φ_c es el ángulo de fricción interna en el estado crítico para compresión triaxial.

05. n^f (Obligatorio)

Define la forma de la envolvente de fluencia del CASM. Los valores permisibles son: $n^f \geq 1$. Formas considerablemente distorsionadas se obtienen con valores mayores que 5.

06. r (Obligatorio)

Relación de espaciamiento. Define la separación entre la CSL y la línea de consolidación de referencia. Los valores permisibles son: $r > 1$.

07. m (Obligatorio)

Es un parámetro que controla la forma de la función del potencial plástico. Este parámetro es particularmente útil para obtener trayectorias de esfuerzo correctas para condiciones de carga unidimensionales. Los valores permisibles son: $m \geq 2$. Formas considerablemente distorsionadas se obtienen con valores mayores que 5. Adicionalmente, si $m = -1$ el modelo emplea la función del potencial plástico del CASM original, y si $m = 2$ el modelo recupera la función del potencial plástico del Cam-clay modificado.

Parámetros 08 a 11; $\Gamma, \psi_0, e_0, p'_o$ (sólo se deben seleccionar dos)

El resto de los parámetros requeridos para definir el CASM son la relación de vacíos inicial e_0 y el esfuerzo isotrópico de fluencia p'_o . Sin embargo, estos se pueden derivar a partir de otros parámetros. Por lo tanto, dependiendo de la información disponible, se pueden utilizar diferentes pares de parámetros que se describen a continuación. Es importante mencionar que las expresiones para determinar p'_o y e_0 son exactas para una condición de esfuerzos isotrópica, pero sólo aproximadas para un estado de esfuerzos anisótropo.

A. Uso de Γ y e_0

Γ es la intersección de la CSL con una presión de referencia unitaria. En este caso, p'_o se calcula como:

$$v_0 = e_0 + 1 \quad (5.12)$$

$$p_x = \exp\left(\frac{\Gamma - v_0 - \kappa \ln p'_{ini}}{\lambda - \kappa}\right) \quad (5.13)$$

$$p'_o = r p'_x \quad (5.14)$$

donde p'_{ini} es el esfuerzo medio efectivo inicial.

B. Uso de Γ y p'_o

En este caso, e_0 se calcula con:

$$p'_x = \frac{p'_o}{r} \quad (5.15)$$

$$v_0 = \Gamma + \kappa \ln \frac{p'_x}{p'_o} - \lambda \ln p'_x \quad (5.16)$$

$$e_0 = v_0 - 1 \quad (5.17)$$

Alternativamente, la relación de sobreconsolidación puede emplearse en lugar de p'_o . Esto se logra al colocar un signo negativo al valor de entrada en el programa. En este caso, p'_o se calcula con:

$$p'_o = \frac{-OCR p'_{ini}}{\exp\left[-\left(\frac{q}{M_\theta p'_{ini}}\right)^{n^f} \ln r\right]} \quad (5.18)$$

Es importante notar que el signo negativo no tiene sentido físico y su único propósito es avisar al modelo que se desea trabajar con el valor de la relación de sobreconsolidación.

C. Uso de Γ y ψ_0

En este caso, p'_o se calcula a partir del despeje de la Ecuación (5.6), complementando con la Expresión (5.14); donde p'_x se define con la Ecuación (5.13) y e_0 con la Ecuación (5.17).

D. Uso de e_0 y p'_o

En este caso, no se necesitan cálculos, ya que e_0 y p'_o son los parámetros requeridos para completar los parámetros de la implementación del CASM. Alternativamente, p'_o puede ser sustituida por el OCR , y en este caso p'_o se calcula con la Ecuación (5.18).

E. Uso de e_0 y ψ_0

En este caso, p'_o se calcula con la Ecuación (5.14), con p'_x calculado con la Ecuación (5.13), Γ con la Ecuación (5.6), y v_0 con la Ecuación (5.12).

F. Uso de p'_o y ψ_0

Finalmente, este par no está permitido, ya que se puede demostrar que estos dos parámetros no definen de forma única a e_0 ni p'_o .

Todas estas operaciones son automáticamente calculadas en el modelo, siempre y cuando se introduzca un par válido de estos parámetros.

12. N_{pz} (Opcional)

Este es un parámetro empleado en la función de sobreesfuerzo de Perzyna (1966). Los valores permisibles son: $N_{pz} \geq 1$. Si no se desea tomar en cuenta los efectos de viscosidad, este parámetro debe ser igual a cero.

13. η_{pz} (Opcional)

Este es un parámetro de viscosidad en la formulación viscoplástica de Perzyna (1966). Si no se desean tomar en cuenta los efectos de viscosidad, este parámetro debe ser igual a cero.

Parámetros 14 a 20 (parámetros de control)

Estos son parámetros de control numérico; todos ellos pueden ser igual a cero, ya que cuentan con valores por defecto.

14. $Ctrl - p_{atm}$

Es una presión de normalización de referencia, igual a la presión atmosférica. Por default es igual a 100 kPa. Si las unidades de la presión empleadas en la simulación no son kPa, el valor debe ser modificado a las unidades empleadas.

15. $Ctrl - tol\ yield$

Es la tolerancia para considerar que el estado de esfuerzos se encuentra sobre la superficie de fluencia. Por default es igual a $1.0E^{-8}$.

16. *Ctrl – max NR iter*

Es el número máximo de iteraciones de Newton-Raphson efectuadas antes de reducir el tamaño del paso. Por default es igual a 30.

17. *Ctrl – n subnic*

Es el número de subincrementos empleados para calcular una solución de orden superior en la extrapolación de Richardson (1911), que es la base del algoritmo de subincremento con control de error. Por default es igual a 2.

18. *Ctrl – tol error*

Es el error relativo tolerado en el algoritmo de subincrementación para aceptar un incremento dado. Por default es igual a $1.0E^{-3}$.

19. *Ctrl – min dt frac*

Es la fracción mínima del paso original que es permitida por el algoritmo de subincrementación. Por default es $1.0E^{-6}$.

20. *Ctrl – n inacc int*

Este parámetro controla el número de veces que se permite una integración incorrecta en un cierto punto de Gauss. Por default se encuentra desactivado. Si se desea emplear, se tiene que asignar un número entero positivo.

5.2.5 Simulaciones de verificación

Para verificar la implementación del CASM UDSM, se realiza la comparación con la respuesta que se obtiene del CASM original. Para esto, se emplea la herramienta *Soil Test* de Plaxis, que permite la integración de un único punto de Gauss. Para lograr una comparación consistente, se utiliza la función de potencial plástico original del CASM y, por lo tanto, se considera $m = -1$. Cabe destacar que el signo negativo no tiene sentido físico, y su único propósito es indicar al modelo que se desea trabajar con el potencial plástico original.

La información y simulaciones presentadas en Yu (1998), para las arenas de Ticino y de Ottawa, representan una excelente oportunidad para validar la implementación del CASM UDSM. Primero se intenta reproducir las simulaciones de la Figura 5.9, que corresponden a una arena con propiedades similares a la de Ticino. En estas simulaciones se evalúa el

efecto del parámetro de estado inicial, para un mismo esfuerzo medio efectivo, bajo carga no drenada. Los valores de los parámetros de entrada se indican en la Tabla 5.5. Al igual que en el CASM original, los valores de la relación de espaciamiento r deben calcularse para cada valor de parámetro de estado inicial, esto se logra del despeje de la Ecuación (5.5). Los valores de r resultantes se indican en la Tabla 5.7.

Tabla 5.7. Valores de r calculados a partir del parámetro de estado inicial.

ψ_0	r (calculado)
0.075	108.60
0.025	4.80
0.005	1.60
-0.005	0.73

En la Figura 5.15 se muestran las curvas esfuerzo-deformación y las trayectorias de esfuerzos de las simulaciones originales de Yu (1998) y de las simulaciones con el modelo CASM implementado. Se observa que la implementación descrita reproduce adecuadamente el comportamiento del modelo original. En la muestra dilatante ($-\psi_0$), la relación de espaciamiento r resulta menor a la unidad lo cual es inadmisibles en el CASM. Por lo tanto, se puede aplicar la Ecuación (5.6), definir el volumen específico y la relación de vacíos, y aplicar la combinación A (Sección 5.2.4) para lograr reproducir el caso con el comportamiento dilatante.

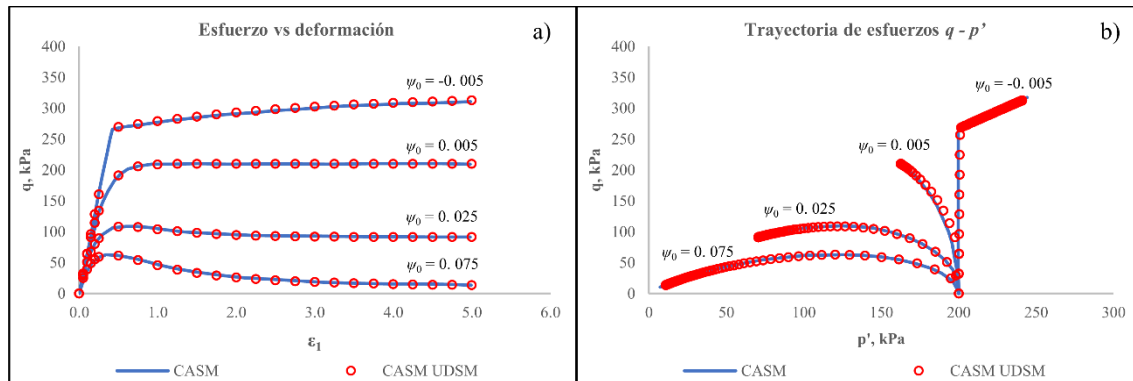


Figura 5.15. Comparación de resultados del CASM original y el CASM UDSM, para una arena similar a la de Ticino bajo carga no drenada, a partir de información de Yu (1998): (a) curvas esfuerzo-deformación y (b) trayectorias de esfuerzos.

Posteriormente se intentan reproducir las simulaciones mostradas en la Figura 5.10 a la Figura 5.13, en donde se utilizan datos de Sasitharan et al. (1994) para una arena de Ottawa. Corresponden a cuatro muestras muy sueltas bajo diferentes presiones de confinamiento, e intentan demostrar la capacidad del CASM para reproducir el fenómeno de licuación de flujo. Los valores de los parámetros de entrada se indican en la Tabla 5.6. Para el modelado numérico con el CASM UDSM, se utiliza la combinación de parámetros C, en donde se

calcula el parámetro de estado inicial con la Ecuación (5.6) y se define r con la Expresión (5.5).

En la Figura 5.16 a la Figura 5.19 se muestran las curvas esfuerzo-deformación y las trayectorias de esfuerzo de las pruebas simuladas con el CASM original y con el CASM UDSM. Las figuras también presentan los datos de laboratorio que se pretendían (Sasitharan et al., 1994). Se aprecia una excelente congruencia entre las respuestas con ambos modelos, validando la implementación del CASM UDSM. Estas simulaciones de verificación no consideran efectos viscosos, no obstante, es posible incluirlos en el CASM UDSM (Arroyo & Gens, 2021).

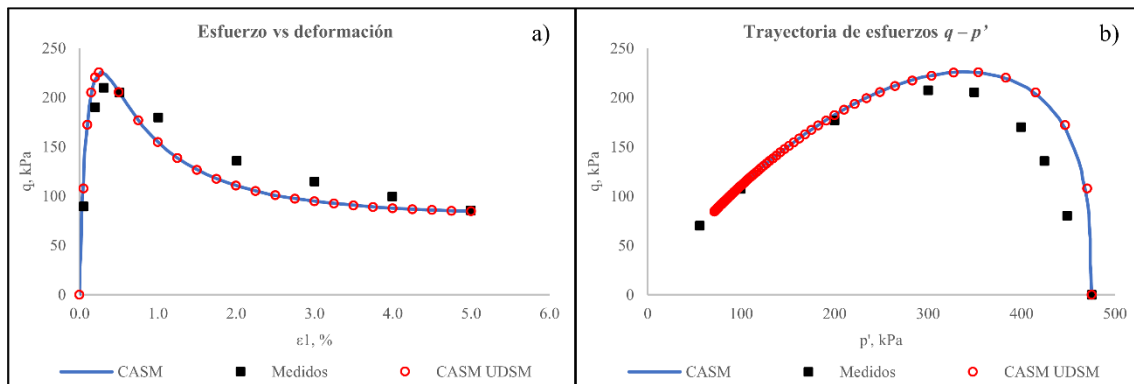


Figura 5.16. Predicción de curvas por el CASM, CASM UDSM y resultados de datos medidos en laboratorio, para una arena de Ottawa muy suelta ($v_0 = 1.793$, $p'_0 = 475$ kPa): (a) curvas esfuerzo-deformación y (b) trayectorias de esfuerzos.

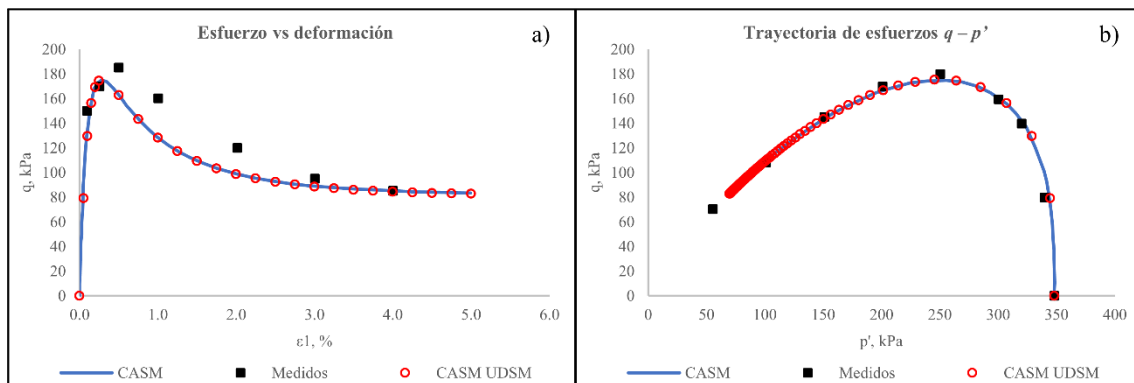


Figura 5.17. Predicción de curvas por el CASM, CASM UDSM y resultados de datos medidos en laboratorio, para una arena de Ottawa muy suelta ($v_0 = 1.793$, $p'_0 = 348$ kPa): (a) curvas esfuerzo-deformación y (b) trayectorias de esfuerzos.

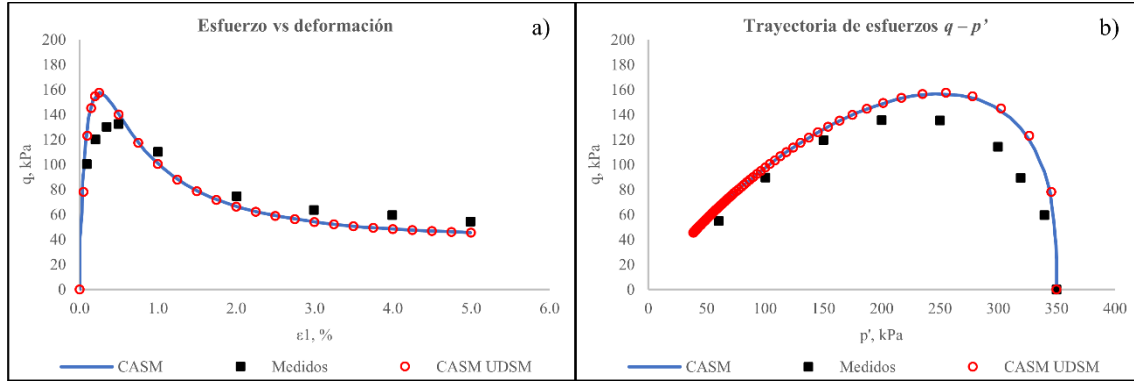


Figura 5.18. Predicción de curvas por el CASM, CASM UDSM y resultados de datos medidos en laboratorio, para una arena de Ottawa muy suelta ($v_0 = 1.804$, $p'_0 = 350$ kPa): (a) curvas esfuerzo-deformación y (b) trayectorias de esfuerzos.

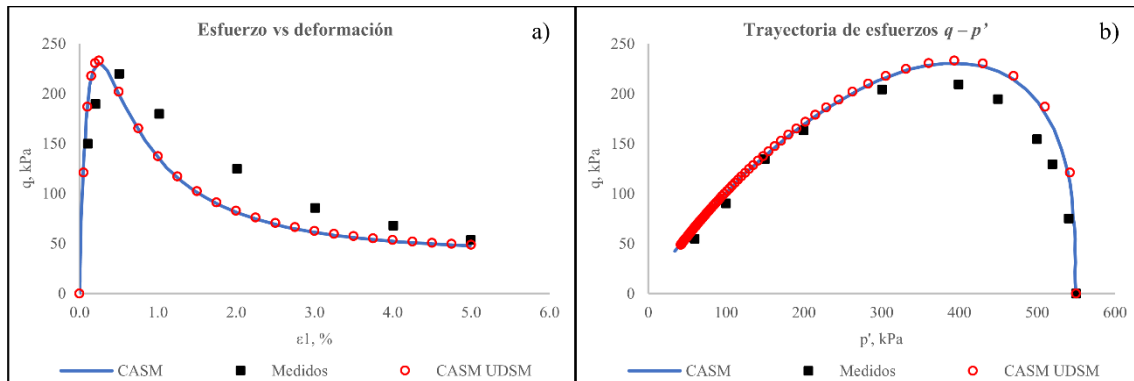


Figura 5.19. Predicción de curvas por el CASM, CASM UDSM y resultados de datos medidos en laboratorio, para una arena de Ottawa muy suelta ($v_0 = 1.804$, $p'_0 = 550$ kPa): (a) curvas esfuerzo-deformación y (b) trayectorias de esfuerzos.

Por otro lado, es importante notar que el significado físico de n^f y r no es particularmente claro. Por lo tanto, en la siguiente sección se presenta una metodología para relacionarlos a conceptos familiares en la geotecnia.

5.2.6 Simplificación de los parámetros de entrada

Generalmente se emplean ocho parámetros ($M, \Gamma, \lambda, \kappa, \nu, n^f, r$ y m) para describir un material con la implementación del CASM UDSM (en adelante únicamente llamado CASM). De estos, cinco son relativamente sencillos de determinar ($M, \Gamma, \lambda, \kappa, \nu$) a partir de pruebas convencionales de laboratorio. La dificultad recae en los tres parámetros restantes (n^f, r y m), cuyo significado físico no es muy claro. Sin embargo, es posible relacionarlos a parámetros mucho más familiares en geotecnia, tal como se describe en Mánica et al. (2021a).

Primero, el parámetro m , que controla la relación de flujo plástico, puede estimarse a partir del coeficiente de empuje de tierras en reposo K_0 . De condiciones impuestas por pruebas oedométricas, se puede establecer la siguiente relación entre m y K_0 :

$$\frac{9(\lambda - \kappa)(2\nu - 1)}{2\kappa\eta_{K_0}(\nu + 1) + 6\lambda(2\nu - 1)} = \left(\frac{M}{m} - M\right)\frac{\eta_{K_0}}{M} + \left(M - \frac{M}{m}\right)\left(\frac{\eta_{K_0}}{M}\right)^{1-m} \quad (5.19)$$

donde η_{K_0} es la relación de oblicuidad de esfuerzos en consolidación unidimensional, la cual se relaciona con K_0 como:

$$q_{K_0} = (1 - K_0)\sigma'_{v0} \quad (5.20)$$

$$p'_{K_0} = \frac{\sigma'_{v0}(1 + 2K_0)}{3} \quad (5.21)$$

$$\eta_{K_0} = \frac{3(1 - K_0)}{1 + 2K_0} \quad (5.22)$$

donde q_{K_0} y p'_{K_0} son el esfuerzo desviador y el esfuerzo medio efectivo para condiciones unidimensionales. El K_0 puede estimarse con la Expresión (4.1) o la (4.2), correspondientes a una condición normalmente consolidada y sobreconsolidada respectivamente.

Por otro lado, los parámetros n^f (que define la forma de la envolvente de fluencia) y r (que define la separación entre la CSL y la línea de consolidación de referencia) pueden estimarse a partir del parámetro de estado ψ , de la relación de resistencia no drenada pico S_p y el coeficiente de empuje de tierras en reposo K_0 . Para esto es necesario asumir que el material se encuentra en una condición normalmente consolidada, característica de suelos que exhiben licuación (Mánica et al., 2021a). Dicha suposición representa una simplificación importante en la inicialización del CASM, que, además del esfuerzo inicial efectivo, requiere el esfuerzo isotrópico de fluencia p'_o y del volumen específico inicial v_0 . Al suponer una condición normalmente consolidada, el estado de esfuerzos se encuentra sobre la superficie de fluencia y, por lo tanto, p'_o puede definirse a través de la Ecuación (5.7) para cualquier conjunto de parámetros dado. Además, bajo esta misma condición, es preferible inicializar el material usando el parámetro de estado inicial ψ_0 en lugar de v_0 o e_0 , debido a que estos últimos varían con la profundidad y son complicados de medir. Entonces, v_0 puede inicializarse en términos de ψ_0 con la Ecuación (5.6).

La formulación del CASM impone que todas las trayectorias de esfuerzos a η constante corresponden a un único valor de parámetro de estado, dado por:

$$\psi = (\lambda - \kappa)\ln r \left[1 - \left(\frac{\eta}{M}\right)^{n^f} \right] \quad (5.23)$$

Si la consolidación es isotrópica, entonces $\psi = \psi_R$ (ver Figura 5.7). Para consolidación unidimensional K_0 , la Ecuación (5.23) se reescribe como:

$$\psi_{K_0} = (\lambda - \kappa) \ln r \left[1 - \left(\frac{\eta_{K_0}}{M} \right)^{n^f} \right] \quad (5.24)$$

Dado un valor de parámetro de estado, la Expresión (5.23) establece una liga entre los parámetros n^f y r , para valores dados de M, λ y κ . Sin embargo, para dar solución a dos incógnitas, son necesarias dos ecuaciones.

Para derivar la expresión restante, es necesario definir el punto de máxima resistencia no drenada, que señala el inicio de la inestabilidad. Dos de los intentos más representativos para la racionalización de la resistencia no drenada pico, en materiales que exhiben licuación de flujo, son los conceptos de la línea de colapso y la línea de licuación de flujo, definidas en la Sección 3.3. Ambas abordan el problema proponiendo una envolvente lineal de fluencia, en términos de esfuerzos efectivos, para caracterizar la resistencia pico.

Aunque un criterio lineal es de utilidad en cálculos de equilibrio límite, éste es difícil de implementar como restricción de calibración en el contexto del modelado numérico, ya que la resistencia no drenada pico resultante dependerá de la trayectoria específica por la cual se alcance el criterio de falla. Una restricción de calibración alternativa, bastante sencilla desde una perspectiva práctica, se obtiene si la condición no drenada pico se caracteriza a través de una relación de resistencia no drenada normalizada. La relación de resistencia no drenada S se ha utilizado desde hace tiempo para caracterizar la resistencia no drenada de suelos plásticos saturados. No obstante, a pesar de no ser generalmente asociada a suelos de baja plasticidad, aparenta ofrecer una buena descripción de la resistencia no drenada pico en materiales que exhiben licuación de flujo (Mánica et al., 2021a).

Desde el punto de vista de la implementación, se prefiere trabajar con la normalización respecto al esfuerzo medio efectivo inicial. Entonces, la relación de resistencia no drenada pico se escribe como:

$$S_p = \frac{s_{u\ pk}}{p'_{ini}} \quad (5.25)$$

donde $s_{u\ pk}$ es la resistencia no drenada pico.

Un aspecto interesante es que el valor de S_p depende de la trayectoria de consolidación. Esto se demostró por Fourie & Tshabalala (2005) quienes ensayaron diferentes muestras de residuos mineros recuperados de Merriespruit después de consolidarlas isotrópica y anisotrópicamente. Los resultados muestran inequívocamente que la consolidación

anisotrópica brinda valores de S_p mayores que la consolidación isotrópica. La razón probable de este fenómeno es la diferente fábrica que se crea durante las diferentes trayectorias de consolidación (Fourie & Tshabalala, 2005; Nguyen et al., 2017). Entonces, la relación de resistencia no drenada pico S_p también provee una manera indirecta de tomar en cuenta la anisotropía, que es de particular interés en modelos como el CASM en los que la fábrica no se considera de forma explícita.

Una resistencia no drenada pico, caracterizada en términos de S_p , se puede relacionar directamente a los parámetros del CASM. Para esto, se asume que la resistencia no drenada pico se alcanza cuando el estado de esfuerzos se encuentra en el punto más alto de la superficie de fluencia. Se puede mostrar que la relación de oblicuidad de esfuerzos en el punto más alto está dada por:

$$\eta_{pk} = \frac{q_{pk}}{p'_{pk}} = \frac{M_\theta}{n^f \sqrt{n^f \ln r}} \quad (5.26)$$

donde η_{pk} es la relación de oblicuidad de esfuerzos pico, y q_{pk} se define en términos de relación de resistencia no drenada pico:

$$q_{pk} = 2S_p p'_{ini} \quad (5.27)$$

Se debe notar que la posición de la superficie de fluencia cuando el estado de esfuerzos alcanza el punto más alto no es la misma que la posición inicial al final de la etapa de consolidación, como se observa en la Figura 5.20.

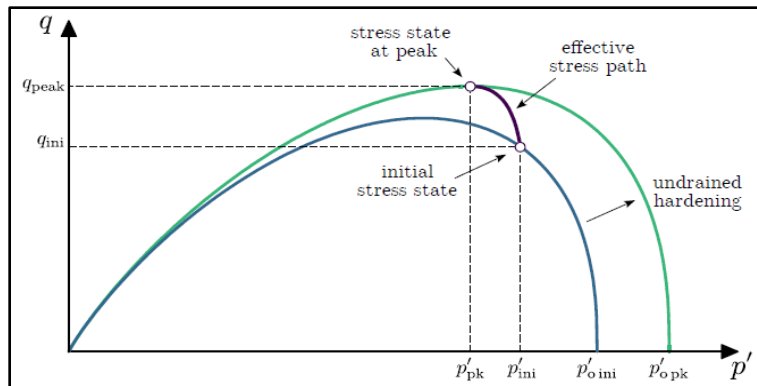


Figura 5.20. Endurecimiento durante carga no drenada en el CASM (Mánica et al., 2021a).

Durante la carga no drenada, el volumen total permanece constante. Sin embargo, la reducción del esfuerzo medio efectivo, observada en materiales sueltos, es acompañada por una expansión elástica volumétrica, la cual es compensada por una compresión plástica y algo de endurecimiento.

Continuando con la consideración de que el material está normalmente consolidado (el estado de esfuerzos inicial se encuentra sobre la superficie de fluencia), el valor inicial de p'_{o} puede derivarse del criterio de fluencia de la Ecuación (5.7) como:

$$p'_{o\ ini} = p'_{ini} \exp \left[\left(\frac{\eta_{ini}}{M_{\theta}} \right)^{n^f} \log r \right] \quad (5.28)$$

En la condición pico, el estado de esfuerzos permanece sobre la superficie de fluencia y, por lo tanto, se mantiene una relación similar:

$$p'_{o\ pk} = p'_{pk} \exp \left[\left(\frac{\eta_{pk}}{M_{\theta}} \right)^{n^f} \log r \right] \quad (5.29)$$

Además, debido a que el volumen total es constante durante la carga no drenada, las deformaciones volumétricas elásticas y plásticas deben tener la misma magnitud, pero sentidos opuestos:

$$(\lambda - \kappa) \ln \left(\frac{p'_{o\ pk}}{p'_{o\ ini}} \right) = -\kappa \ln \left(\frac{p'_{pk}}{p'_{ini}} \right) \quad (5.30)$$

Sustituyendo las Ecuaciones (5.26) a la (5.29) en la Ecuación (5.30), se puede obtener la siguiente expresión:

$$\exp \left[\left(\frac{1}{n^f \sqrt{n^f \ln r}} \right)^{n^f} \ln r \right] = \frac{M}{2S_p n^f \sqrt{n^f \ln r}} \exp \left[\left(\frac{\eta_{ini}}{M} \right)^{n^f} \ln r \right] \exp \left[\frac{\kappa}{\lambda - \kappa} \ln \left(\frac{M}{2S_p n^f \sqrt{n^f \ln r}} \right) \right] \quad (5.31)$$

La Expresión (5.31) ofrece la relación complementaria entre las incógnitas n^f y r . Sin embargo, debido a su forma implícita, es necesario iterar para determinar ambos parámetros. Una primera estimación del valor de r se obtiene despreciando el término entre corchetes de la Ecuación (5.23). Posteriormente, n^f se obtiene con la Ecuación (5.31) y se itera hasta lograr la convergencia de los valores.

Para ilustrar la relación entre los parámetros m , n^f y r , con ψ , S_p y K_0 , Mánica et al. (2021a) utiliza información de Fourie & Tshabalala (2005), donde reportan una serie de pruebas de compresión triaxial, consolidadas isotrópica y anisotrópicamente, en especímenes reconstruidos de material recuperado de la presa de Merriespruit. Del conjunto de muestras preparadas, se seleccionaron los resultados para un contenido de finos de 60%. Los parámetros Γ , λ , M , S_p y K_0 se determinaron directamente de la información del laboratorio. Para κ y ν , no se encontró información disponible y se asumieron iguales a 0.01 y 0.30, respectivamente. A partir de la Ecuación (5.19) se definió m . El parámetro de estado inicial se derivó de la línea de estado crítico ajustada y de la relación de vacíos inicial de cada espécimen. Los valores de n^f y r se obtuvieron mediante el procedimiento

descrito en esta sección. Ya que los valores de ψ_0 difieren entre muestras, diferentes n^f y r se calcularon para cada una. La Tabla 5.8 y la Tabla 5.9 muestran los valores de los parámetros utilizados.

Tabla 5.8. Parámetros derivados de pruebas triaxiales a consolidación K_0 , de Fourie & Tshabalala (2005), con CF = 60% (Mánica et al., 2021a).

Parámetro	Unidad	Valor
λ	-	0.03
κ (propuesto)	-	0.01
ν (propuesto)	-	0.30
M	-	1.56
Γ	-	1.89
S_p	-	0.37
K_0	-	0.60
m	-	1.745

Tabla 5.9. Parámetros de estado inicial y valores calculados de n y r para simulaciones de pruebas triaxiales a consolidación K_0 , de Fourie & Tshabalala (2005), con CF = 60% (Mánica et al., 2021a).

Parámetro	Unidad	Valor					
		$p'_o = 137$ kPa	213	247	303	367	423
ψ_0	-	0.043	0.033	0.046	0.039	0.037	0.044
n^f	-	3.413	2.773	3.601	3.228	3.087	3.509
r	-	8.919	5.649	10.643	7.648	6.888	9.740

Las Figura 5.21 y la Figura 5.22 muestran las trayectorias de esfuerzo y los diagramas de estado, respectivamente, de los datos experimentales y de las simulaciones con el CASM. Los resultados demuestran que el CASM, junto con el procedimiento de simplificación de parámetros, es capaz de reproducir adecuadamente el comportamiento observado en el laboratorio, incluyendo la resistencia no drenada pico y el estado crítico.

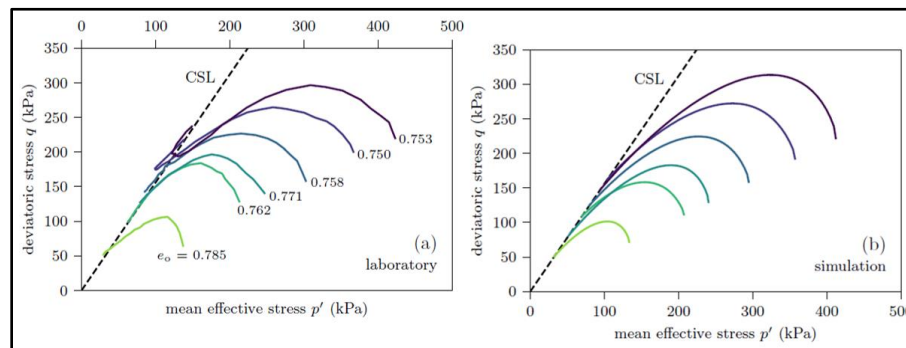


Figura 5.21. Trayectorias de esfuerzos por pruebas triaxiales a consolidación K_0 , para CF = 60%; (a) experimentales; y (b) simuladas (Mánica et al., 2021a).

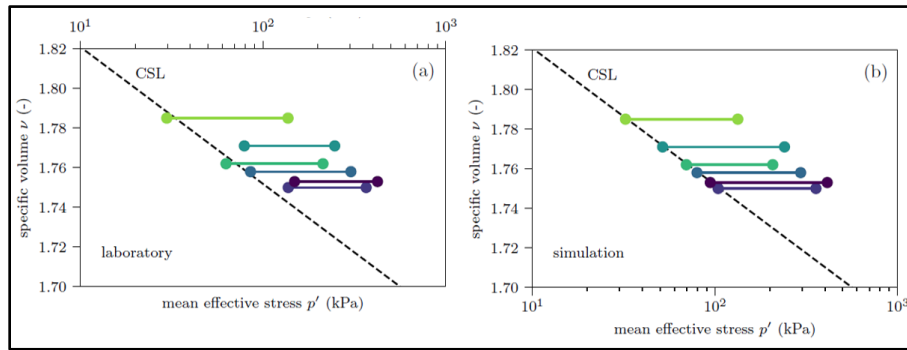


Figura 5.22. Diagramas de estado por pruebas triaxiales a consolidación K_0 , para $CF = 60\%$; (a) experimentales; y (b) simulados (Mánica et al., 2021a).

Sin embargo, es importante tener en cuenta que la variante del CASM que se usa aquí tiene ciertas limitaciones importantes: no puede representar la transformación de fase (Figura 5.21), no representa la cementación, no representa directamente la anisotropía (dependiente o no de la fábrica), y no es adecuado para carga cíclica. Algunas de estas restricciones se superan en formulaciones alternativas del CASM. Por ejemplo: Yu et al. (2005) propuso una variante del CASM para representar la transformación de fase; Yu et al. (2007) desarrolló una variante del CASM para simular cargas cíclicas; González et al. (2009) implementó una variante del CASM para incorporar el efecto de la cementación, etc. Claramente, cada extensión conlleva el uso de más parámetros, pero calibraciones simples pueden hacerlos factibles.

En el procedimiento descrito se incorpora de forma indirecta el efecto de la anisotropía derivada de su trayectoria de consolidación. Esto se hace seleccionando S_p en especímenes consolidados anisotrópicamente (K_0), y permitiendo que los parámetros n^f y r dependan del estado inicial del material. Como se ha indicado en esta investigación, existen relaciones empíricas para definir la relación de resistencia no drenada pico y al parámetro de estado a partir de ensayos CPT, así como expresiones para estimar K_0 . Por lo tanto, esto hace factible el uso del CASM en casos geotécnicos de la práctica, como el que se describe en la siguiente sección.

6 Caso de estudio – Mina de Sullivan (Columbia Británica)

En este capítulo se describe el caso de la Mina de Sullivan. A lo largo de la vida útil de esta estructura, se han registrado dos fallas importantes (descritas en la siguiente sección). La investigación de este trabajo se enfoca en el segundo evento, en el cual se cree que ocurrió el fenómeno de licuación de flujo. Este caso de estudio se analiza mediante el uso del método de elementos finitos, aplicando la implementación del modelo constitutivo CASM, mencionada en la Sección 5.2.3 (Mánica et al., 2021a), para caracterizar a los residuos mineros involucrados en el colapso.

6.1 Descripción

La Mina de Sullivan está localizada cerca de la ciudad de Kimberley, al sureste de Columbia Británica, Canadá. Se estableció en 1905 y cesó operaciones en el año 2001. Fue una mina para extracción de metales (Figura 6.1a)—principalmente plomo, zinc y plata—con disposición convencional de jales dentro de una estructura de contención a base de relleno de tierra. Actualmente, el sitio funge como un destino turístico (Figura 6.1b).

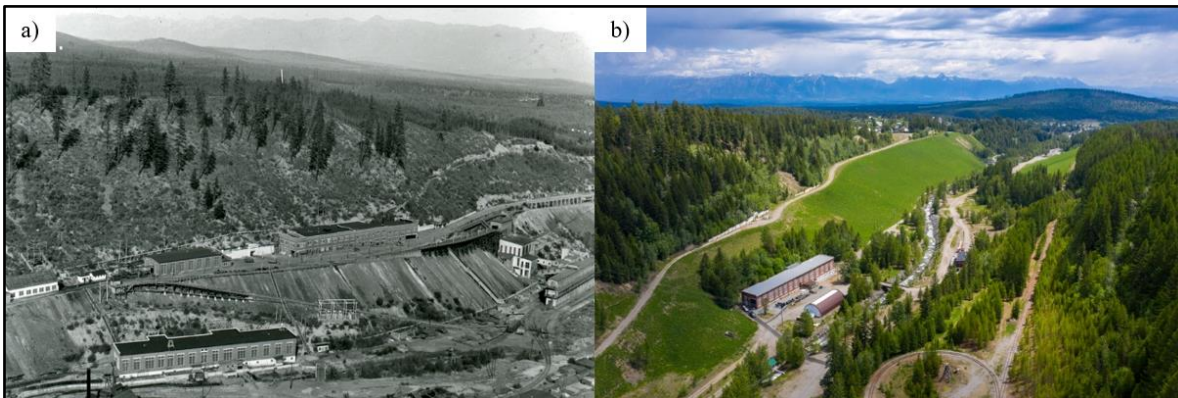


Figura 6.1. Vista aérea de la Mina de Sullivan (a) durante operaciones y (b) años después de cesar actividades (Teck Resources Limited, 2021).

Desde el inicio de operaciones, todos los residuos de la mina se transportaron hidráulicamente a un área al sureste del concentrador. Aquí, se depositaban en una serie de subáreas conformadas a base de un sistema de diques contenedores, tal como se muestra en la Figura 6.2. Para la década de los 90s, el único contenedor en funcionamiento fue el correspondiente al de los jales de hierro (*Active Iron Pond, AIP*), el cual está rodeado por otros varios contenedores inactivos. Este contenedor se constituyó por cerca de 1,500 m de diques de tierra, de aproximadamente 21 m de altura máxima. Los diques iniciales se construyeron en 1975 y tuvieron un incremento progresivo usando el método de aguas arriba. Este método de manejo de residuos mineros se caracteriza por la descarga hidráulica del material en varios puntos por medio de tuberías para formar playas de jales, y la

subsecuente construcción de diques colocados y compactados mecánicamente de manera “escalonada” (Figura 6.3). Al colocar el material suelto y saturado (producto de la descarga hidráulica), se favorece la ocurrencia del fenómeno de licuación de flujo.

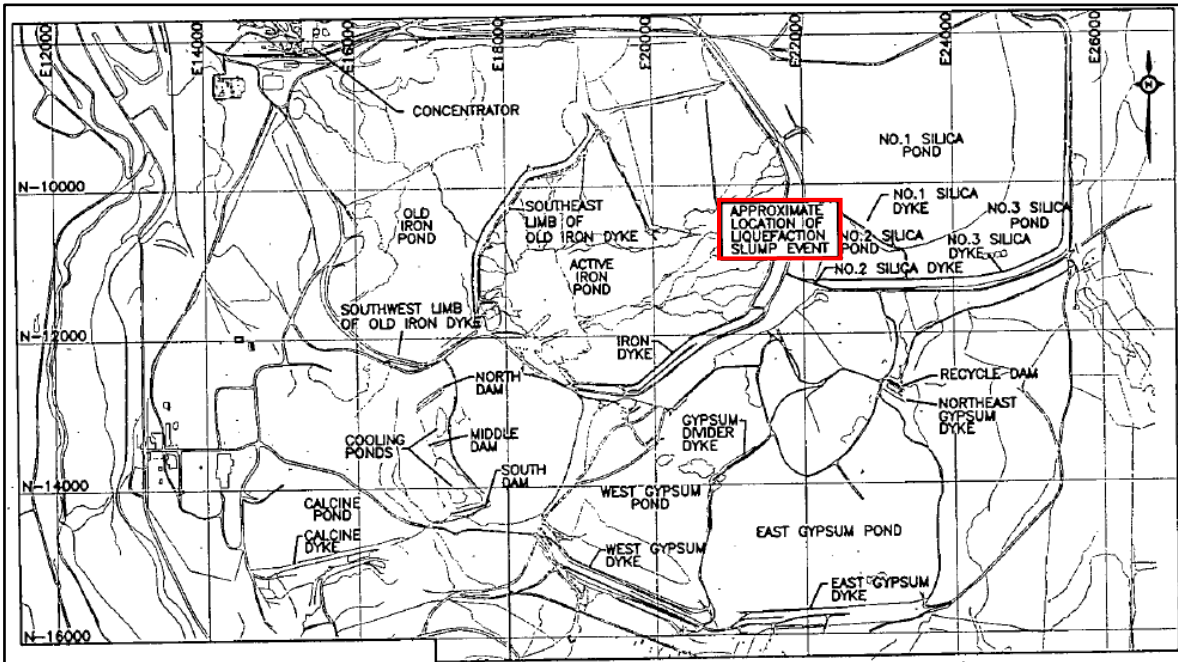


Figura 6.2. Plano de sitio, área de residuos mineros de la Mina de Sullivan (Davies, 1999).

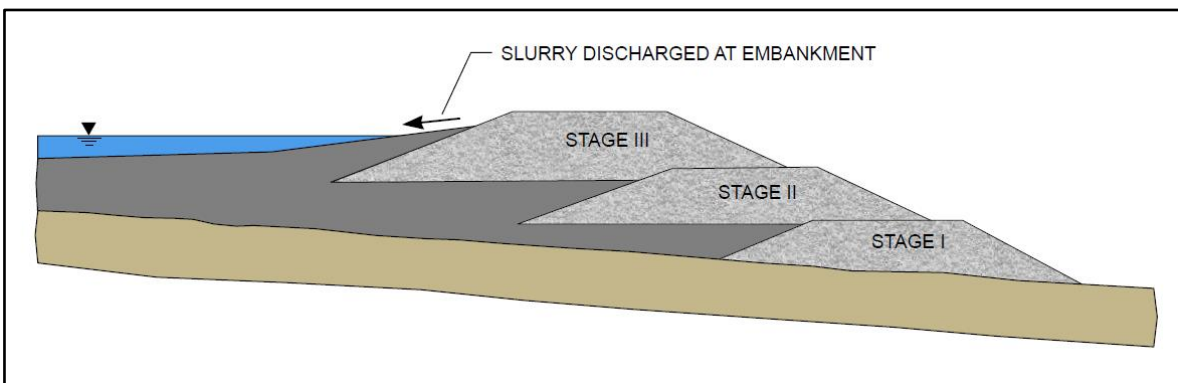


Figura 6.3. Método de disposición de aguas arriba (Mine Safety and Health Administration, 2010).

Una porción de los diques de la Mina de Sullivan se cimentó sobre el terreno natural, es decir, arena glacial o morrenas, mientras que otra porción se construyó sobre residuos mineros antiguos, también de hierro, pertenecientes a las primeras décadas de operación. Siguiendo la metodología de aguas arriba, esta estructura se conformó por tres diques, terminados en los años 1979, 1986 y 1991, todos para la contención de jales de hierro. Los diques se formaron con arena gruesa silíceas, transportada y colocada por maquinaria tipo *loaded scrapers*.

Por otra parte, los diques de la AIP sufrieron dos deslizamientos durante su vida útil. El primero en el año 1948, donde la obra experimentó un falla en el terraplén provocando que cerca de un millón de toneladas de jales de hierro fluyeran aguas abajo; este evento se reporta por Robinson (1977). De tal experiencia, a partir de la década de los 70s cada incremento de la estructura fue independientemente diseñado e inspeccionado por ingenieros consultores. Un dato importante recuperado de la investigación de Robinson (1977) es el valor de la permeabilidad de los materiales: $5.0E^{-5}$ a $4.0E^{-5}$ cm/s para los diques de contención y los jales de hierro, respectivamente. Además, en el subsecuente desarrollo de la estructura se identificó la importancia de la presión de poro, por lo que se colocaron una serie de piezómetros para el registro de las presiones intersticiales.

El segundo deslizamiento tuvo lugar 43 años después, el 23 de agosto de 1991, alrededor de las 2:00 pm. La porción sureste del dique, entre las secciones 29+00 y 39+00, se movió repentinamente durante la construcción de un incremento de 2.4 m de altura, pero sin llegar a fallar por completo. El área del deslizamiento fue aproximadamente de 300 m de longitud por 12 m de altura, y la masa fallada involucró un estimado de 75,000 m³ de material. El movimiento fue en dirección aguas abajo y ocurrió relativamente rápido, justo después de colocar la última capa del incremento del dique. Se logró evitar el impacto ambiental gracias a que los jales fueron contenidos por las demás estructuras de retención y por la pronta acción de la Mina (Davies, 1999; Jefferies & Been, 2016). La localización de la sección deslizada se muestra en la Figura 6.2. Además, la Figura 6.4 y la Figura 6.5 muestran una vista aérea y una vista local, respectivamente, de la porción fallada dos días después del evento. Este acontecimiento se reporta en Davies et al. (1998), Davies (1999) y Jefferies & Been (2016), y representa el caso de estudio principal de esta investigación.



Figura 6.4. Vista aérea de la falla en la Mina de Sullivan (Davies, 1999).



Figura 6.5. Vista local de la falla en la Mina de Sullivan (Davies, 1999).

De la exploración en campo post-falla, se observó que el pie del dique inferior (dique 1979) se desplazó entre 15 y 45 m aguas abajo de su posición original. No obstante, existió clara evidencia de alteración en una distancia mayor a los 100 m en esta misma dirección. El promedio de las pendientes finales de la masa fallada rondó entre 10H:1V a 15H:1V. Además, se encontró que tanto los diques como algunos caminos existentes prácticamente permanecieron intactos, registrando únicamente un giro relativo respecto a su posición original. Sin embargo, sufrieron algunas fallas rígidas o rompimiento. Afortunadamente, no hubo fatalidades. La Figura 6.6 muestra la geometría de la sección transversal de la zona deslizada pre- y post-falla.

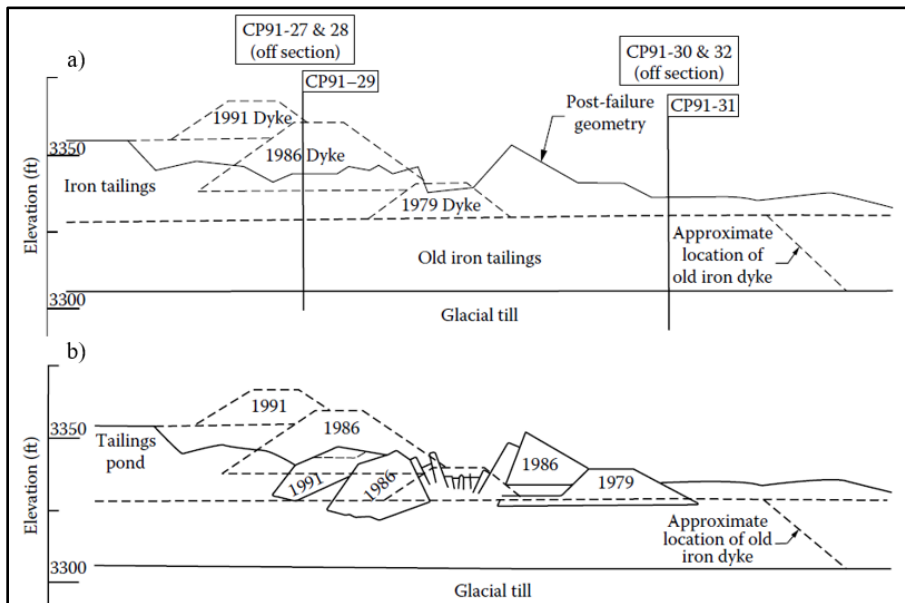


Figura 6.6. Sección transversal de la geometría (a) pre-falla y (b) post-falla en la mina de Sullivan (Jefferies & Been, 2016).

Un aspecto interesante de esta falla es que los piezómetros instalados durante la operación de la mina, usualmente, registraban lecturas de niveles de agua pocos pies por debajo de la superficie del terreno, pero por arriba del nivel del pie del dique inferior. Curiosamente, algunos de los piezómetros mostraron una tendencia decreciente en los niveles registrados un mes antes de la falla. No existen lecturas entre el 16 de julio y el 23 de agosto.

Por otra parte, se observaron numerosos huecos formados por artesianismo sobre la superficie del suelo justo después de la falla y por varias horas más. Este comportamiento, junto con la velocidad del movimiento, llevan a la conclusión de que el evento involucró al fenómeno de licuación de flujo (Jefferies & Been, 2016).

Davies (1999) comenta que es probable que el desencadenante de la licuación fue debido a la carga adicional en la cresta, ocasionada por la colocación de relleno durante el incremento del dique, y/o por las cargas dinámicas transmitidas por el tráfico del equipo de construcción. Sin embargo, también menciona la existencia de fuerte evidencia que indica que la porción inferior del dique se encontraba en estado incipiente de falla a la hora del deslizamiento, por lo que era probable que la licuación hubiera ocurrido incluso sin la colocación del incremento de altura del dique.

Por su parte, Jefferies & Been (2016) analizan el mecanismo de falla ajustando la localización post-falla de puntos conocidos a su ubicación pre-falla (tales como bordes, caminos, cresta o extensión de los diques). De sus resultados, plantean la hipótesis de que el área del pie, que comprende al dique de 1979 y parte del dique 1986, se movió primero de manera horizontal. La falla se desarrolló progresivamente en las secciones restantes del dique por la combinación de rotación y deslizamiento, causados por la pérdida de confinamiento del pie.

Después del deslizamiento, se ejecutó una campaña de exploración extensiva. Ésta incluyó 42 pruebas CPT, de las cuales 12 se localizaron en la vecindad de la zona fallada. Sin embargo, no toda la información está disponible en la literatura. Una de las pruebas, la CP91-29, cruzó la masa fallada (Figura 6.7). Este CPT exhibe un rango de suelos que incluye a la arena densa compactada que conforma a los diques contenedores, encontrada hasta aproximadamente 10 m de profundidad. Particularmente, se hallaron capas de limo muy suelto entre 10 y 12 m de profundidad que se relaciona al material licuado. Por debajo de éstas, nuevamente se detectó material denso. La alta densidad de este último suelo se asocia a procesos de oxidación de los jales de hierro antiguos. La Figura 6.8 compara la resistencia a la penetración en seis sondeos en la masa fallada, tres a lo largo de la línea central de la cresta del dique de 1986 y los otros tres al pie del área del dique general. La localización relativa de esas pruebas CPT se indica en la Figura 6.6.

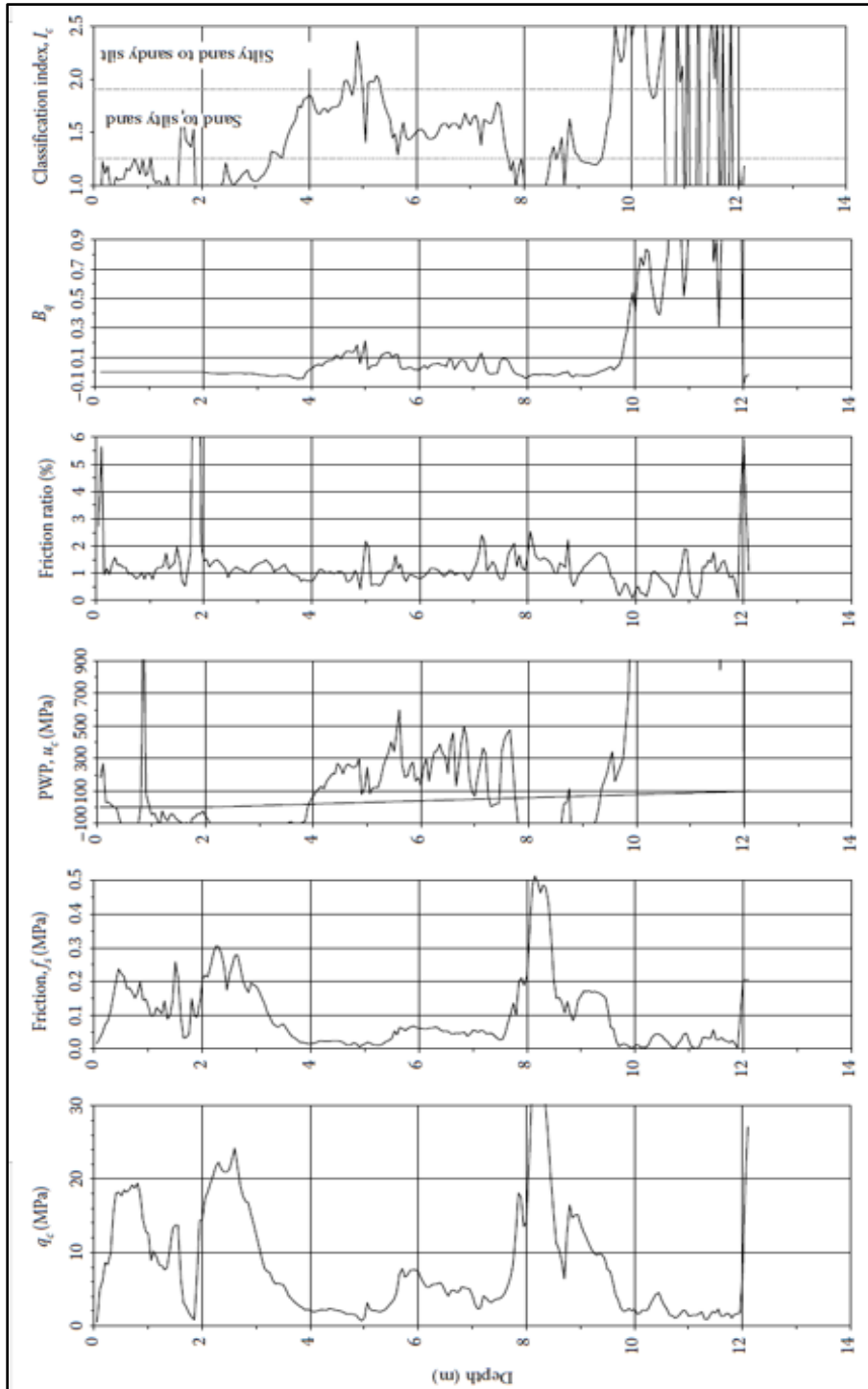


Figura 6.7. Sondeo CPT CP91-29 a través de la falla del dique (Jefferies & Been, 2016).

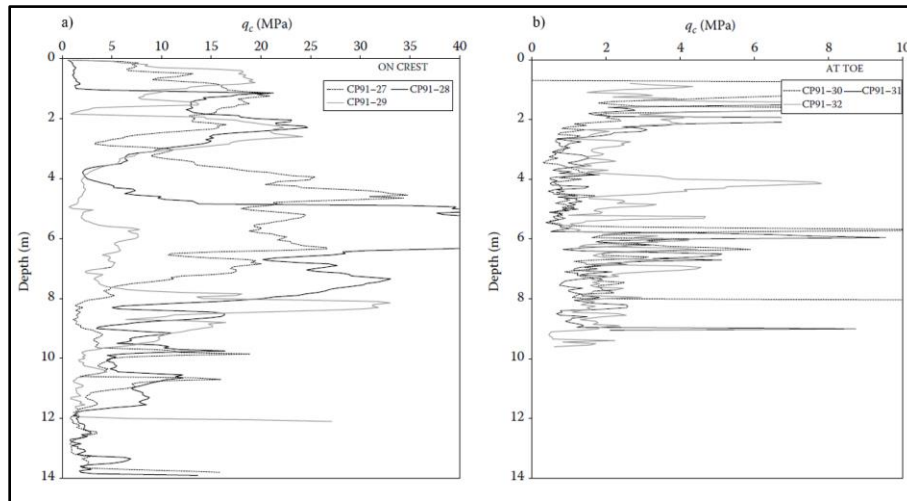


Figura 6.8. Comparación de seis sondeos CPT (a) a lo largo de la línea central del dique de 1986 y (b) al pie del área del dique general (Jefferies & Been, 2016).

Los limos sueltos identificados en los sondeos prevalecen a lo largo del perfil y son dominantes en el área del pie. En términos de resistencia a la penetración, se identificaron valores similares en los limos, ya sean los ubicados por debajo de los diques (Figura 6.8a, de 10 a 14 m) o en el área del pie (Figura 6.8b). Los pesos unitarios para el relleno compactado y para los residuos de hierro se estimaron en 22.4 y 24.0 kN/m³ respectivamente.

Los jales de hierro involucrados en la falla fueron limos arenosos, con 50% o más que pasa la malla #200, y son de baja plasticidad. La gravedad específica para los jales de hierro se estima en 4.2, mientras que para el material silíceo usado en la construcción de los diques fue de 3.3.

Jefferies & Been (2016) mencionan que no existen determinaciones de la CSL a partir de pruebas del laboratorio, pero sugieren un rango de su pendiente de $0.1 < \lambda_{10} < 0.2$. Similarmente, no existe información directa de la relación de fricción crítica, por lo que se adopta un valor de $M \approx 1.25$. Los suelos más limosos en la base, que están sueltos, presentan un rango del parámetro de estado de $0.05 < \psi < 0.10$. Los autores determinaron este último dato a partir de los resultados de los ensayos CPT y por la metodología descrita en la Sección 4.2. Davies (1999) también define un rango del parámetro de estado de $0.01 < \psi < 0.12$, algo más amplio que el de Jefferies & Been (2016). A manera de ejemplo, la Figura 6.9 muestra la resistencia de punta normalizada, el índice de clasificación y el parámetro de estado, estimados con la información de uno de los sondeos CPT.

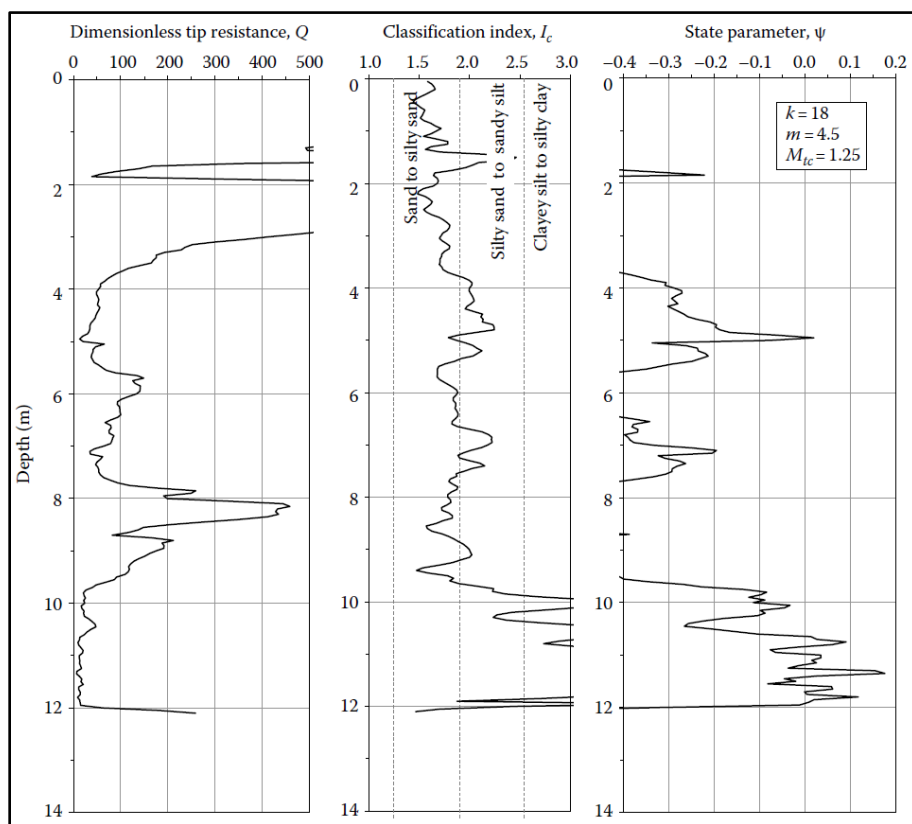


Figura 6.9. Estimación del estado in situ a partir de información del sondeo CPT91-29 (Jefferies & Been, 2016).

Para caracterizar al material licuado, Jefferies & Been (2016) proponen un promedio del estado de esfuerzos inicial, cercano a $\sigma'_{v0} = 80$ kPa para el área del pie, y de $\sigma'_{v0} = 140$ kPa para la zona de la falla progresiva. Asimismo, definen un rango de la relación de resistencia licuada de $0.07 < s_{uc}/\sigma'_{v0} < 0.13$. Por otro lado, Davies (1999) propone un rango de relación de resistencia no drenada licuada más estrecho que el de Jefferies & Been (2016), de $0.06 < s_{uc}/\sigma'_{v0} < 0.09$.

Respecto a la caracterización de los suelos densos y dilatantes, que corresponden al material compactado que conforman a los diques de contención, no existe información para definir sus parámetros de estado. Sin embargo, como se mencionó, estas estructuras no se licuaron; sólo sufrieron daños secundarios causados por la rotación de la masa.

6.2 Determinación de parámetros

El evento de licuación de los diques contenedores de la Mina de Sullivan involucra dos tipos de materiales: (1) residuos mineros de hierro (suelo licuado) y (2) arena gruesa silíceo (suelo no licuado). En esta sección se determinan los parámetros correspondientes para

ambos materiales de acuerdo con las leyes constitutivas empleadas en la simulación del caso de estudio.

El material licuado se caracterizó con la implementación del CASM descrita en la Sección 5.2.3. Como se mencionó anteriormente, el CASM necesita de ocho parámetros de entrada para simular el comportamiento del suelo, es decir, los siete mostrados en la Tabla 5.4 más el parámetro m correspondiente a la versión modificada del potencial plástico. Asimismo, para llegar a estos ocho parámetros de entrada es preciso también conocer la relación de resistencia no drenada pico y el coeficiente de empuje de tierras en reposo.

Gracias a la información de la campaña de exploración geotécnica del caso histórico de la Mina de Sullivan, existen rangos de valores definidos para las propiedades. Los parámetros de la CSL (λ_{10} y M) se obtuvieron de Jefferies & Been (2016), mientras que el parámetro de estado ψ y la relación de resistencia no drenada licuada S_c se obtuvieron de Davies (1999) y Jefferies & Been (2016). Estos parámetros se resumen en la Tabla 6.1.

Tabla 6.1. Parámetros recuperados de la literatura (Robinson, 1977; Davies, 1999; Jefferies & Been, 2016).

λ_{10}	M	ψ	S_c
0.10 a 0.20	1.25	0.05 a 0.10	0.07 a 0.13

A continuación, se describe la determinación de los parámetros de entrada del CASM en función de la información disponible.

- λ y κ

En el CASM, la pendiente λ de la CSL está definida en un plano $v - \ln p'$, mientras que la pendiente λ_{10} en Jefferies & Been (2016) está definida en un plano $v - \log_{10} p'$. La relación entre ambas cantidades puede expresarse como:

$$\lambda = \frac{\lambda_{10}}{2.303} \quad (6.1)$$

Por otro lado, no existe información para caracterizar a κ . En la Sección 5.2.4 se menciona que $0.1\lambda < \kappa < 0.4\lambda$ (Jefferies & Been, 2016), por lo que en este trabajo se asume $\kappa = \lambda/3$.

- φ_c , K_0 y ν

El ángulo de fricción interna en el estado crítico φ_c , en función de M , se obtiene a partir de la Ecuación (5.11) y, aplicando la Ecuación (4.2), se estima el coeficiente de empuje de tierras en reposo K_0 en función de φ_c (Jaky, 1944). La ecuación de Jaky (1944) asume un

suelo normalmente consolidado ($OCR = 1$). Lo anterior se considera una hipótesis razonable en el caso de residuos mineros con disposición a partir del método de aguas arriba (Gens, 2019).

Respecto a la relación de Poisson del material, se asume un valor de $\nu = 0.33$.

- Γ

Por otro lado, Jefferies & Been (2016) muestran una base de datos con propiedades de estado crítico para diferentes tipos de suelos granulares, ya sean naturales o residuos mineros (Tabla 2.1 en Jefferies & Been, 2016). Partiendo de los valores de la CSL mostrados en la Tabla 6.1, con un contenido de finos $CF \geq 50\%$ (Davies, 1999) y una gravedad específica $G_S = 4.2$ (Davies, 1999), se adopta un valor de $\Gamma = 1.852$ (en términos de volumen específico).

- S_p

Por otra parte, es posible estimar la relación de resistencia no drenada S_p estableciendo una relación entre el cociente de resistencia no drenada licuada S_c y el cociente de resistencia no drenada pico S_p mediante las metodologías de Olson & Stark (2002 y 2003), presentadas en la Secciones 3.5.1.4 y 3.5.1.5. De la Ecuación (3.30) se despeja q_{c1N} y se sustituye directamente en la Ecuación (3.33) para calcular S_p en función de S_c . No obstante, el valor de S_p calculado se encuentra en términos del esfuerzo vertical efectivo σ'_{v0} , mientras que el CASM trabaja en términos del esfuerzo medio efectivo p' . Aplicando la Ecuación (5.21) sobre las relaciones (3.33) y (5.25), se logra la siguiente expresión:

$$S_{p p'} = \frac{3S_p \sigma'_{v0}}{1 + 2K_0} \quad (6.2)$$

donde el subíndice p' hace referencia a la normalización respecto al esfuerzo medio efectivo, y el subíndice σ'_{v0} se refiere a la normalización respecto al esfuerzo vertical efectivo. Estos subíndices no se utilizan en el resto del documento, ya que se infiere que la normalización de S_p empleada es con respecto a p' .

Hasta este punto, después de tratar la información recuperada de la literatura, se resume el primer conjunto de propiedades en la Tabla 6.2, la cual muestra los valores promedio y el rango de valores (cuando éste existe) de las propiedades para caracterizar a los residuos mineros.

Tabla 6.2. Resumen de parámetros para caracterizar a los residuos mineros.

Parámetro	Unidad	Valor
λ	-	0.043 – 0.087
κ	-	0.014 – 0.029
ν	-	0.330
φ_c	°	31.15
Γ	-	1.852
$S_p (s_{u\ p k} / \sigma'_{v0})$		0.245 – 0.305
$S_p (s_{u\ p k} / p')$	-	0.374 – 0.466
K_0	-	0.483
ψ	-	0.050 – 0.100

- m , n^f y r

Finalmente, los parámetros n^f y r se pueden determinar a partir del procedimiento descrito en la Sección 5.2.6, asumiendo que el material se encuentra normalmente consolidado. Por otro lado, el parámetro m , que controla la forma de la función de potencial plástico, puede determinarse a partir de la Ecuación (5.19). Esto resulta en los parámetros de entrada para el CASM, los cuales se resumen en la Tabla 6.3 (considerando los valores medios de la Tabla 6.2).

Tabla 6.3. Resumen de parámetros para modelado numérico con el CASM (valores promedio, suelo licuado).

Parámetro	Unidad	Valor
λ	-	0.065
κ	-	0.022
ν	-	0.33
φ_c	°	31.15
m	-	2.967
n^f	-	7.447
r	-	5.963
Γ	-	1.852
ψ_0	-	0.075

Como la investigación considera un análisis paramétrico para abarcar los rangos de valores de las propiedades tratadas en esta sección, y no sólo los valores promedio, el resto de las determinaciones se discuten en la Sección 6.4.

En el otro extremo, para los diques de contención—material no licuado—se adopta un modelo constitutivo tipo Mohr-Coulomb, ya que se asume que este material es dilatante y, por lo tanto, incapaz de exhibir el fenómeno de licuación de flujo. El ángulo de fricción interna del suelo y la permeabilidad se obtuvieron de Robinson (1977), mientras que el

peso unitario se obtuvo de Davies (1999) y Jefferies & Been (2016). El coeficiente de empuje de tierras en reposo se determinó mediante la Ecuación (4.2) y la relación de Poisson se asumió. Los parámetros de este material se resumen en la Tabla 6.4. Es importante notar que se considera una cohesión c' de 10 kPa, a pesar de que no se tiene evidencia de que el material presente alguna cementación. Ésta tiene la finalidad de evitar pequeñas inestabilidades locales en la simulación, las cuales no están asociadas a la estabilidad general del modelo y que limitan su capacidad de convergencia.

Tabla 6.4. Parámetros de entrada para el modelo constitutivo Mohr-Coulomb (suelo no licuado).

γ_m kN/m ³	ϕ' °	c' kPa	ϕ °	E' kPa	ν	k_x y k_y cm/seg
22.40	36.0	10.0	0.0	45,000	0.30	5.0E ⁻⁵

donde ϕ es el ángulo de dilatación del suelo, k_x y k_y son el coeficiente de permeabilidad del suelo en dirección horizontal y vertical (respectivamente) y E' es el módulo de elasticidad efectivo definido a partir de Whitlow (1995), que propone la siguiente expresión:

$$E' = 3q_{c1} \tag{6.3}$$

Se utilizó la información del registro de la Figura 6.7 para el cálculo del módulo de elasticidad efectivo tomando la lectura correspondiente al suelo no licuado, es decir 15 MPa.

Por otro lado, la caracterización de un depósito minero es una tarea compleja. El asumir un único set de parámetros para caracterizar los residuos mineros es una simplificación importante, ya que se espera que dichas obras muestren variabilidad espacial, ocasionada por factores como el método de construcción, la segregación inducida durante la descarga o efectos de envejecimiento (Mánica et al., 2021a). Estos se describen con mayor detalle a continuación:

1. Método de construcción (aguas arriba, espigoteo): Durante las actividades de obra, las fracciones más gruesas se depositan cerca del punto de vertido, mientras que los finos se transportan a mayor distancia del punto de descarga. El resultado es que el tamaño de las partículas decrece a medida que aumenta la longitud de la playa activa de tal manera que la fracción más fina se deposita en la zona más alejada de la presa (Rodríguez et al., 2006).
2. Segregación por gravedad durante la descarga: Respecto a la fracción gruesa de los residuos mineros, que se depositan cerca del punto de vertido; en función de la

velocidad del líquido durante la descarga, es posible que las partículas de mayor tamaño se localicen en el fondo de una capa, mientras que a profundidades someras se localizan partículas con tamaños menores.

3. Efectos de envejecimiento: Los incrementos de altura en las estructuras contenedoras y la edad de los depósitos provocan consolidación, cementación (cuando el material parental contiene carbonatos de calcio), oxidación, licuación local, etc.

Adicionalmente, existen variaciones en las propiedades entre un mineral y otro, por lo que es posible que una sola estructura contenedora se conforme por diferentes tipos de suelos, con diferentes propiedades geotécnicas (de resistencia, de deformabilidad, compacidad, entre otras). Sin embargo, los jales muestran menor variabilidad que los suelos naturales (Arnaouti et al., 2012). De cualquier forma, emplear una hipótesis de homogeneidad para evaluar el comportamiento de este tipo de estructuras puede llevar a resultados no realistas (Villavicencio et al., 2011). Pues la heterogeneidad del material juega un papel importante en la estabilidad de estas obras.

Flores (2022), recomienda una serie de pruebas *in situ* para la correcta caracterización de una estructura contenedora de residuos mineros. La exploración comprende el basamento o cimentación, el bordo de material compactado o dique y la zona de deposición del jal. La Tabla 6.5 mencionan algunos de los ensayos y pruebas recomendadas en la zona de los residuos mineros.

Tabla 6.5. Ensayos y pruebas recomendadas en los materiales de la zona de deposición del jal (Flores, 2022).

Ensayos en campo	Pruebas en muestras inalteradas
SPT	Compresión triaxial UU, CU y CD
CPTu	Corte simple
Veleta de corte	Compresibilidad
Cono dinámico	Triaxial cíclica UU y CU
Down Hole	Corte simple cíclico
Cross Hole	Permeabilidad (permeámetros)
Sonda suspendida	-
Permeabilidad in situ	-

El objetivo de contar con una exploración completa y continua durante la vida operativa de la estructura, es definir la variabilidad espacial de los residuos mineros y su evolución en un intervalo de tiempo. También, haciendo uso de los métodos descritos en la Sección 3.5, es posible identificar los suelos potencialmente contractivos o susceptibles a licuación. La Figura 6.10 muestra un esquema de la caracterización de una presa de jales donde fue

implementación del modelo CASM descrita en la Sección 5.2.3 para caracterizar el comportamiento de los residuos mineros. Los análisis se realizan en dos dimensiones (2D), asumiendo una condición de deformación plana, i.e. se considera una extensión infinita en la dirección normal al plano de análisis. Aunque esto es una simplificación, el modelo representa la sección más desfavorable del depósito, y es común abordar este tipo de problemas con análisis 2D. La Figura 6.11 muestra la geometría del modelo adoptada, la cual se derivó de la Figura 6.6, reportada por Jefferies & Been (2016).

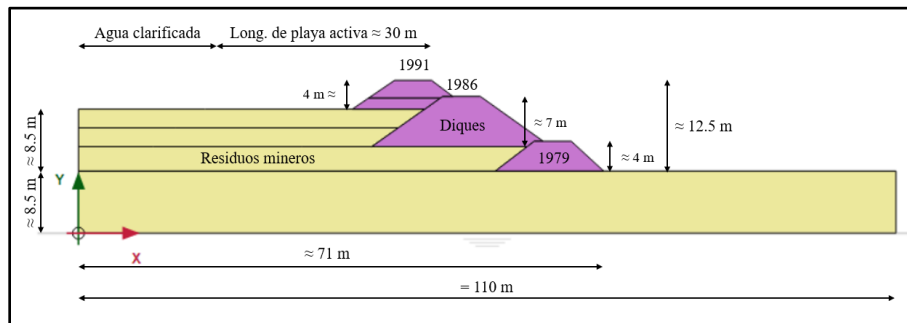


Figura 6.11. Geometría del modelo numérico para representar el caso de estudio.

En la Figura 6.11, se identifica el límite del agua clarificada sobre los residuos mineros, así como la longitud de playa activa. Esta última se define mediante una separación de 30 m medida a partir de la esquina superior derecha del dique actual. Esta extensión de la playa en el depósito se determinó según Robinson (1977), que describe el plan de obra de los diques futuros (1986 y 1991). En la figura también se puede apreciar que se consideró una extensión horizontal importante en el modelo, con el fin de evitar efectos de campo cercano de los contornos. En dichos contornos laterales, se prescriben condiciones de desplazamiento lateral nulo y de desplazamiento vertical libre. En el contorno inferior se restringen ambas componentes de desplazamiento. En la Figura 6.12 se identifican dichas condiciones de contorno mecánicas, así como la discretización adoptada en el modelo, la cual se basa en una malla de elemento finito con 1,752 elementos y 14,365 nodos.

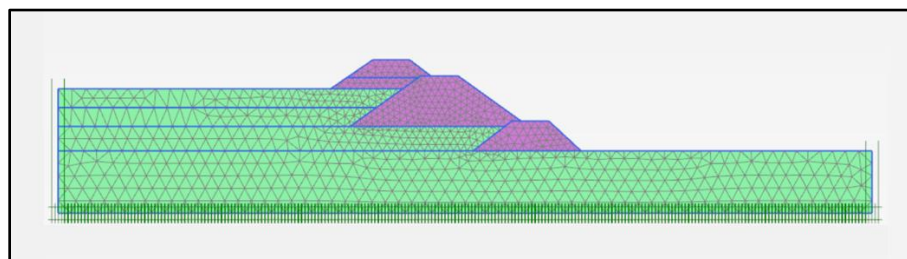


Figura 6.12. Malla de elemento finito y condiciones de contorno mecánicas.

La Figura 6.13 presenta el orden cronológico de las etapas de cálculo que se consideraron en el modelo para el desarrollo de la obra. Cada una de ellas se define por la activación del clúster correspondiente, e intenta representar el desarrollo de la obra. De las ocho etapas de

construcción, la octava corresponde al último incremento de 2.4 m de altura del dique, en 1991, que se estaba ejecutando al momento de la falla por licuación de flujo.

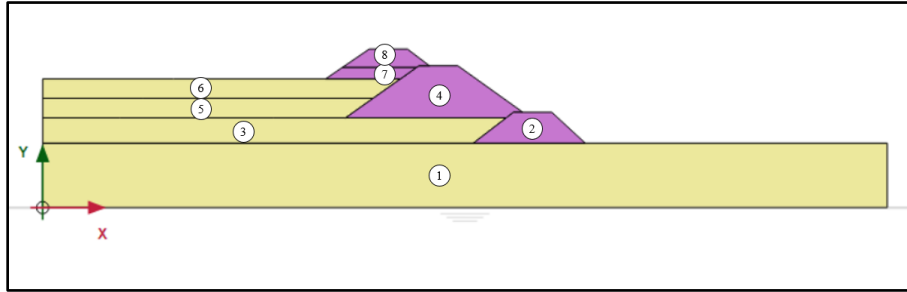


Figura 6.13. Orden cronológico del desarrollo de las estructuras en el modelo numérico.

Para definir las condiciones hidráulicas del modelo se asume que los residuos mineros se encuentran saturados y se respeta la restricción de los 30 m de longitud de playa activa en cada etapa del análisis (ver Figura 6.11). Por otro lado, también se asume que a la derecha de los diques el nivel freático está en la superficie. Estas dos condiciones se prescriben mediante su carga hidráulica correspondiente, como se indica en la Figura 6.14. En los contornos donde no se prescribe una carga hidráulica, se utiliza la condición de contorno de “flujo” de Plaxis. Ésta permite al agua fluir libremente fuera del dominio para puntos por arriba del nivel freático, mientras que para puntos por debajo del nivel freático el programa prescribe la carga hidráulica correspondiente al estado estacionario. Estas condiciones de contorno hidráulicas definen la distribución de las presiones de agua en cada etapa de cálculo mediante un análisis de flujo.

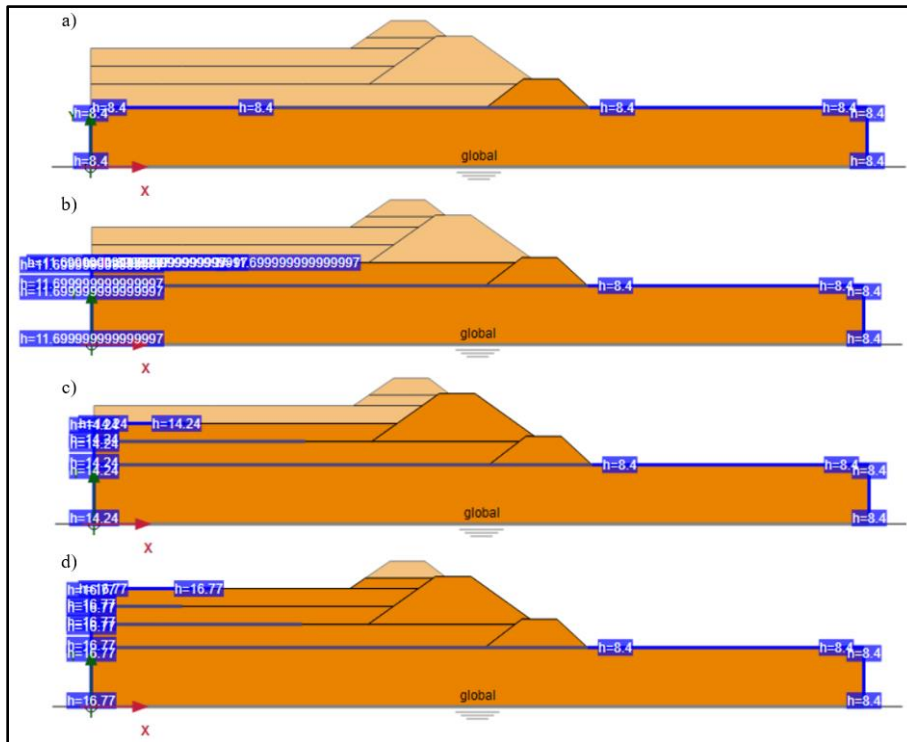


Figura 6.14. Carga hidráulica impuesta por etapa de cálculo de jales en el modelo numérico: (a) etapa dos, (b) etapa tres, (c) etapa cinco y (d) etapa siete.

La Figura 6.15, muestra la distribución de las presiones de agua negativas (positivas en la convención de signos de mecánica de suelos) en la penúltima etapa de cálculo, donde el contorno de presión igual a cero define la línea de corriente superior. Se observa que la salida del flujo de agua se ubica en la zona del pie del dique en donde, de acuerdo con Davies (1999), se reporta que la saturación fue considerable incluso antes del deslizamiento.

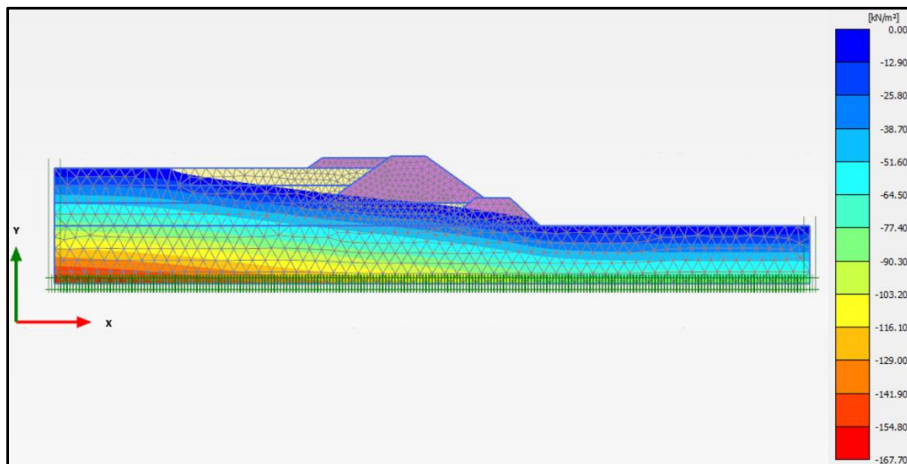


Figura 6.15. Línea de corriente superior en el modelo numérico.

Es importante mencionar que el modelo se inicializa (etapas 1 a la 7) con las propiedades de la Tabla 6.4 y la Tabla 6.6, es decir, con un modelo constitutivo tipo Mohr-Coulomb para todos los elementos involucrados en la simulación. Esto tiene el objetivo de evitar problemas numéricos que se presentan en el CASM en la inicialización del estado de esfuerzos, debido a incrementos en la solución con puntos de Gauss donde el esfuerzo medio efectivo es nulo (cuando recién se activa algún clúster). Una vez que se alcanza la etapa 7, antes del último incremento del dique, el modelo constitutivo de los clústeres que representan a los residuos mineros se sustituye con el CASM, con los parámetros resumidos en la Tabla 6.3. Por otro lado, como se mencionó en la Sección 6.2, en los diques se asume en todo momento el modelo Mohr-Coulomb, ya que se considera que el material de los diques no es susceptible al fenómeno de licuación de flujo. Respecto al tipo de drenaje, en ambos materiales se asume un comportamiento “drenado” durante la generación del estado pre-falla, y un comportamiento “no drenado A” para la última etapa de crecimiento del dique. Esto representa la condición de carga no drenada que se cree ocurrió en esta última etapa, en función de la velocidad de construcción y la permeabilidad de los materiales. En Plaxis (2020b) se pueden consultar más detalles respecto a los diferentes tipos de drenaje que se pueden especificar en la simulación.

Tabla 6.6. Parámetros de entrada para el modelo constitutivo Mohr-Coulomb durante la inicialización de los residuos mineros (Robinson, 1977; Davies, 1999 y Jefferies & Been, 2016).

γ_m kN/m ³	ϕ' °	c' kPa	ϕ °	E' kPa	ν	k_x y k_y cm/seg
24.0	31.15	1.0	0.0	7,500	0.33	4.0E ⁻⁵

La Figura 6.16 muestra una serie de nodos seleccionados en el análisis para generar curvas de carga-desplazamiento de los resultados de la simulación. Aquí el término “carga” representa el porcentaje de activación del último clúster. De esta manera se identifica si un determinado análisis estaba en una condición de falla generalizada. Los resultados del caso base (parámetros promedio), así como de los análisis que forman parte del análisis paramétrico, se presentan en la Sección 6.4.

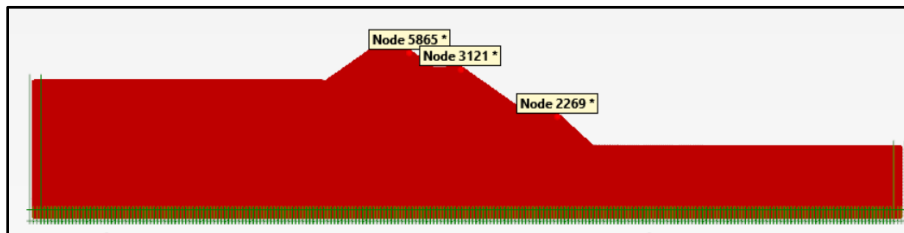


Figura 6.16. Nodos seleccionados en el análisis del modelo de los diques de la Mina de Sullivan.

Como parte del análisis paramétrico también se ejecuta, en lugar de un análisis en condiciones no drenadas “perfectas”, un análisis hidromecánico acoplado en la última etapa de cálculo, en donde se considera de forma explícita la permeabilidad de los materiales y la

velocidad de construcción. El objetivo de este análisis es identificar una condición en donde no se generen excesos de presión de poro significativos y, por lo tanto, que no induzcan la ocurrencia del fenómeno de licuación de flujo. Este análisis hidromecánico sólo se estudió con las propiedades promedio (Tabla 6.3), pero se exploran diferentes lapsos de aplicación de la carga, es decir, el tiempo de construcción de la última elevación del dique.

6.4 Resultados

6.4.1 Caso base

A continuación, se presentan los resultados del análisis que utiliza los valores promedio de los parámetros (Tabla 6.3), el cual pertenece al caso base del presente estudio numérico. Particularmente se discuten los resultados de la última etapa de análisis (Figura 6.13), la cual representa el incremento de 2.4 m de altura del dique de 1991, y que corresponde a la falla del caso de estudio considerado.

El modelo no fue capaz de completar esta última etapa de cálculo, y la convergencia se detuvo en un valor de $\Sigma M_{stage} = 0.145$ (esta variable indica la porción de la carga que se pudo aplicar de forma incremental antes de que no fuera posible la convergencia del modelo). Aunque la falta de convergencia del modelo no necesariamente señala la falla del problema de contorno analizado, en este caso la Figura 6.17 confirma la ocurrencia de la inestabilidad. Ésta muestra el valor de ΣM_{stage} vs. el desplazamiento horizontal del nodo 3121 indicado en la Figura 6.16. Se identifica un punto de inflexión en donde los desplazamientos se acumulan de forma indefinida, sin que se pueda aumentar la carga, lo cual indica la ocurrencia del colapso del problema de contorno analizado.

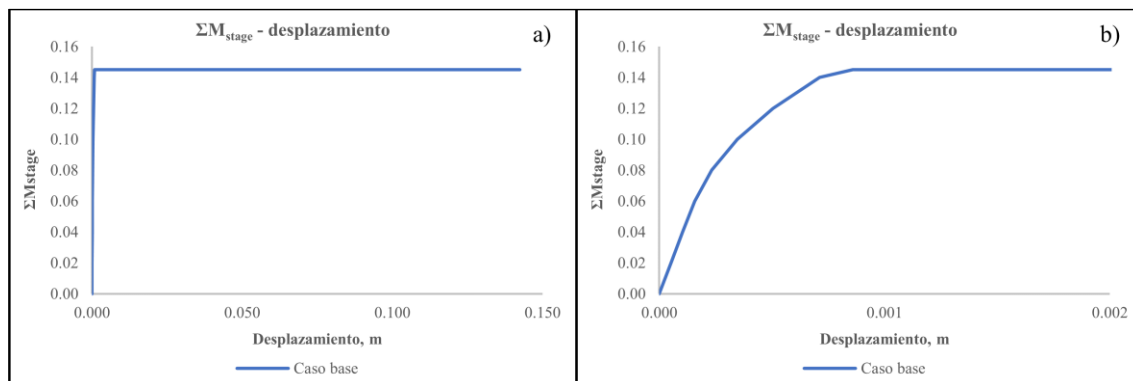


Figura 6.17. Curva ΣM_{stage} – desplazamiento para el caso base: (a) simulación completa y (b) detalle en los primeros incrementos.

El mecanismo de falla resultante se puede identificar en la Figura 6.18, que muestra la malla deformada (exagerada con un factor de x10) del último incremento de la solución. Al compararla con la Figura 6.6, se aprecia que la cinemática del colapso del modelo numérico

es muy similar a la reportada por Jefferies & Been (2016). Al igual que en el caso de estudio, la superficie de rotura inicia muy cerca del pie izquierdo del dique superior y pasa por debajo de las tres estructuras, haciendo rotar al dique superior e intermedio en contra del sentido de las manecillas del reloj, permitiendo un comportamiento aproximadamente de cuerpo rígido de los mismos. Por otro lado, el dique inferior no experimenta una rotación considerable, sino un desplazamiento horizontal, tal como se describe en la Figura 6.6.

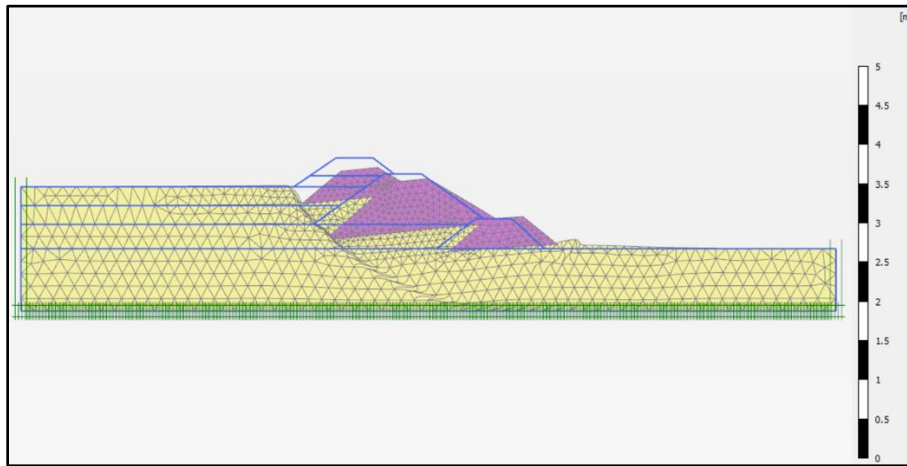


Figura 6.18. Caso base, malla de elemento finito deformada (x10).

Las superficies de deslizamiento pueden identificarse en la Figura 6.19, que muestra los contornos de deformaciones desviadoras incrementales, correspondientes al último incremento de la solución. Se observa que se generan dos superficies independientes; una asociada a la rotación de los diques superior e intermedio, y otra asociada con la traslación del dique inferior. El mecanismo de rotura obtenido concuerda con las observaciones de Davies (1999) y Jefferies & Been (2016).

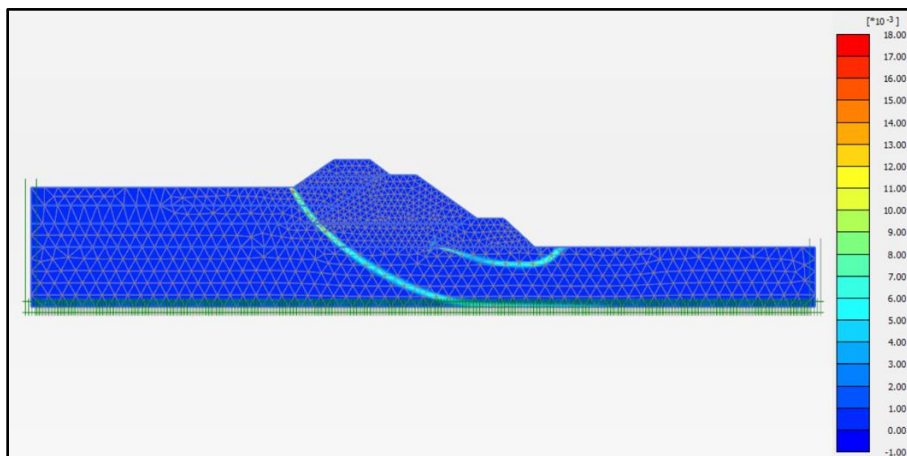


Figura 6.19. Caso base, contornos de deformaciones desviadoras incrementales.

La Figura 6.20 muestra los contornos de excesos de presión de poro. Se observa que estos sólo son considerables a lo largo de la superficie de rotura, en donde ocurre y se propaga el fenómeno de licuación de flujo. Estos resultados son congruentes con los obtenidos por Mánica et al. (2021a). Al igual que los excesos de presión de poro, el parámetro de estado (Figura 6.21) también se reduce a lo largo de las superficies de falla, ya que este material es el que está licuándose y, por lo tanto, se aproxima rápidamente a su condición de estado crítico ($\psi = 0$).

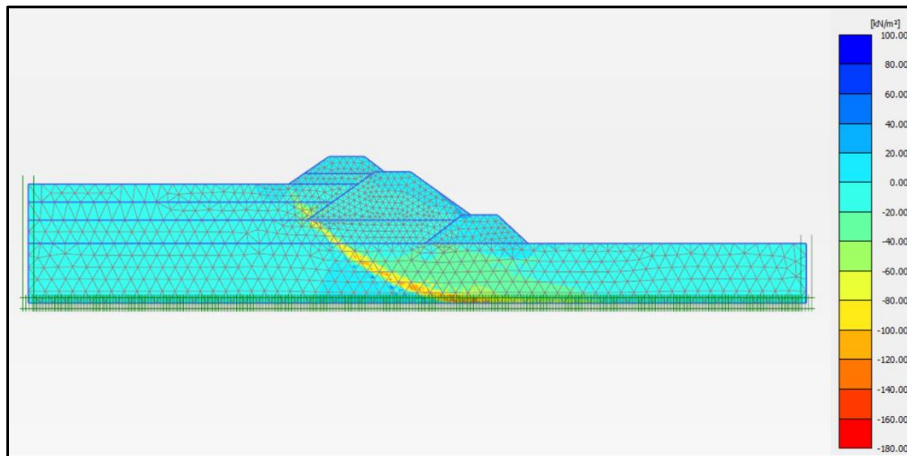


Figura 6.20. Caso base, exceso de presión de poro.

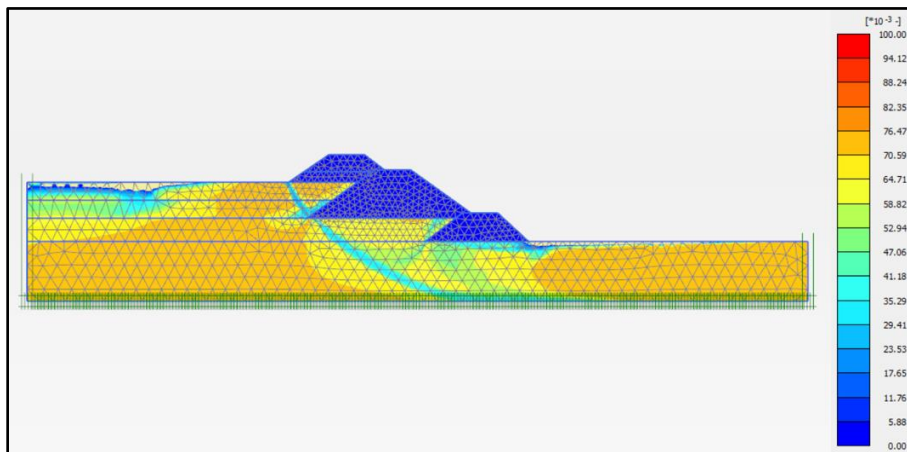


Figura 6.21. Caso base, variación del parámetro de estado.

En general, y a pesar de las simplificaciones involucradas en la simulación, los resultados reproducen de forma excelente la falla del caso de estudio. Además, para confirmar la explicación de que el fenómeno de licuación de flujo fue el causante del colapso, se explora el comportamiento del material bajo la simulación de una prueba triaxial no drenada asumiendo un esfuerzo vertical igual a 212.82 kPa—que corresponde a el esfuerzo vertical efectivo por el peso propio de los jales para aproximadamente 14.5 m de profundidad, sin considerar sobrecarga de los diques—y una consolidación anisótropa con el valor de K_0

reportado en la Tabla 6.2. La Figura 6.22 muestra el comportamiento del suelo bajo condiciones de carga triaxial no drenada en un espacio $q - p'$ y en un espacio $q - \varepsilon_1$. El fenómeno de licuación de flujo se desata a causa del incremento de presión de poro reduciendo al esfuerzo medio efectivo, es decir, experimenta reblandecimiento.

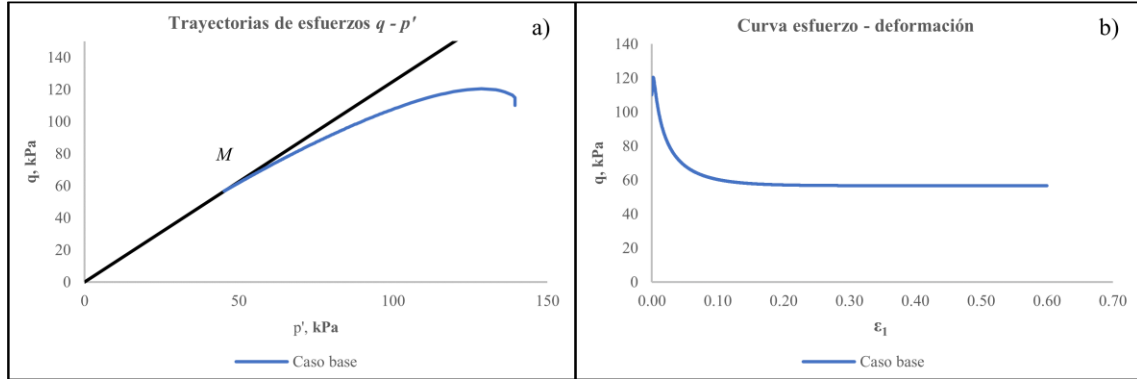


Figura 6.22. Caso base: (a) trayectorias de esfuerzos y (b) Curva esfuerzo-deformación.

Sin embargo, también es parte del objetivo de la presente investigación explorar el rango de variación de los distintos parámetros relacionados, con el fin de identificar la influencia de cada uno de ellos en la condición de estabilidad, así como definir las condiciones o procesos constructivos en los que no hubiese ocurrido la falla de esta estructura. Dicho análisis paramétrico se discute en la siguiente sección.

6.4.2 Análisis paramétrico

A. Parámetros dentro de los límites reportados

En esta sección se explora el rango de variación de los parámetros λ_{10} , ψ y S_c reportados en la caracterización del caso de estudio. Siguiendo los cálculos descritos en la Sección 6.2, la Tabla 6.7 muestra el límite inferior, el promedio y el límite superior de los parámetros a modificar en el modelo constitutivo. El resto de los parámetros se asumen constantes e iguales a los del caso base (Tabla 6.8), resultando en un total de 27 combinaciones posibles entre tres cantidades de tres variables. Para cada una de las combinaciones es necesario determinar m , n^f y r siguiendo la metodología de las Secciones 5.2.6 y 6.2. La Tabla 6.9 muestra los valores calculados e implementados, incluida la simulación del caso base con parámetros promedio (A14).

De la Tabla 6.9 es posible notar la falta de n^f y r en la mayoría de las simulaciones que se determinan a partir del menor valor de S_p (A1, A4, A10, A13, A16, A22 y A25). Para estas combinaciones no fue posible obtener la convergencia de los valores de n^f y r con el procedimiento iterativo descrito en la Sección 5.2.6. Lo anterior pone en evidencia que no

todas las combinaciones de parámetros son congruentes entre sí, en función de las hipótesis asumidas en el procedimiento de calibración.

Tabla 6.7. Parámetros para el CASM que manejan rangos.

λ	ψ	S_P
0.043, 0.065 y 0.087	0.05, 0.075 y 0.100	0.374, 0.420 y 0.466

Tabla 6.8. Parámetros para el CASM que son constantes en las primeras simulaciones.

ν	$\varphi_c, ^\circ$	Γ	K_0
0.33	31.15	1.852	0.483

Tabla 6.9. Combinaciones y resultado de cálculos para simulaciones con el CASM.

Simulación	λ	κ	ψ_0	S_P	m	n^f	r
A1				0.374	2.967	-	-
A2			0.050	0.420	2.967	7.447	5.963
A3				0.466	2.967	12.569	5.655
A4				0.374	2.967	-	-
A5	0.043	0.014	0.075	0.420	2.967	8.982	13.920
A6				0.466	2.967	14.456	13.387
A7				0.374	2.967	5.737	41.306
A8			0.100	0.420	2.967	10.013	32.771
A9				0.466	2.967	15.742	31.722
A10				0.374	2.967	-	-
A11			0.050	0.420	2.967	5.771	3.452
A12				0.466	2.967	10.549	3.192
A13				0.374	2.967	-	-
A14	0.065	0.022	0.075	0.420	2.967	7.447	5.963
A15				0.466	2.967	12.569	5.655
A16				0.374	2.967	-	-
A17			0.100	0.420	2.967	8.547	10.478
A18				0.466	2.967	13.918	10.043
A19				0.374	2.967	2.528	3.515
A20			0.050	0.420	2.967	4.442	2.698
A21				0.466	2.967	8.987	2.405
A22				0.374	2.967	-	-
A23	0.087	0.029	0.075	0.420	2.967	6.277	3.944
A24				0.466	2.967	11.154	3.681
A25				0.374	2.967	-	-
A26			0.100	0.420	2.967	7.447	5.963
A27				0.466	2.967	12.569	5.655

Sin tomar en cuenta las siete combinaciones con problemas en la determinación de n^f y r (A1, A4, A10, A13, A16, A22 y A25), se conserva un total de 20 simulaciones. El

comportamiento del material que resulta de los parámetros determinados puede identificarse en la Figura 6.23, donde se presentan las trayectorias de esfuerzos y las curvas esfuerzo-deformación de la simulación de una prueba triaxial no drenada (mismas condiciones que en la prueba de la Figura 6.22). Aunque se aprecia una cierta variación en el comportamiento de las distintas simulaciones, cualitativamente el material se comporta de forma similar: exhibe licuación de flujo con una considerable pérdida de resistencia después del desviador pico.

Por otro lado, de la Figura 6.23, se aprecia que la trayectoria de la simulación A19 alcanza un esfuerzo desviador pico por arriba del esperado, ya que la relación de resistencia no drenada para esta combinación resultó mayor que la especificada. Esto se debe a errores de convergencia en el proceso de iteración de las variables n^f y r , donde es importante notar que el valor de S_p asociado a esta simulación también corresponde al menor utilizado. En general se observa que este valor tan pequeño de S_p no es congruente con el resto de los parámetros.

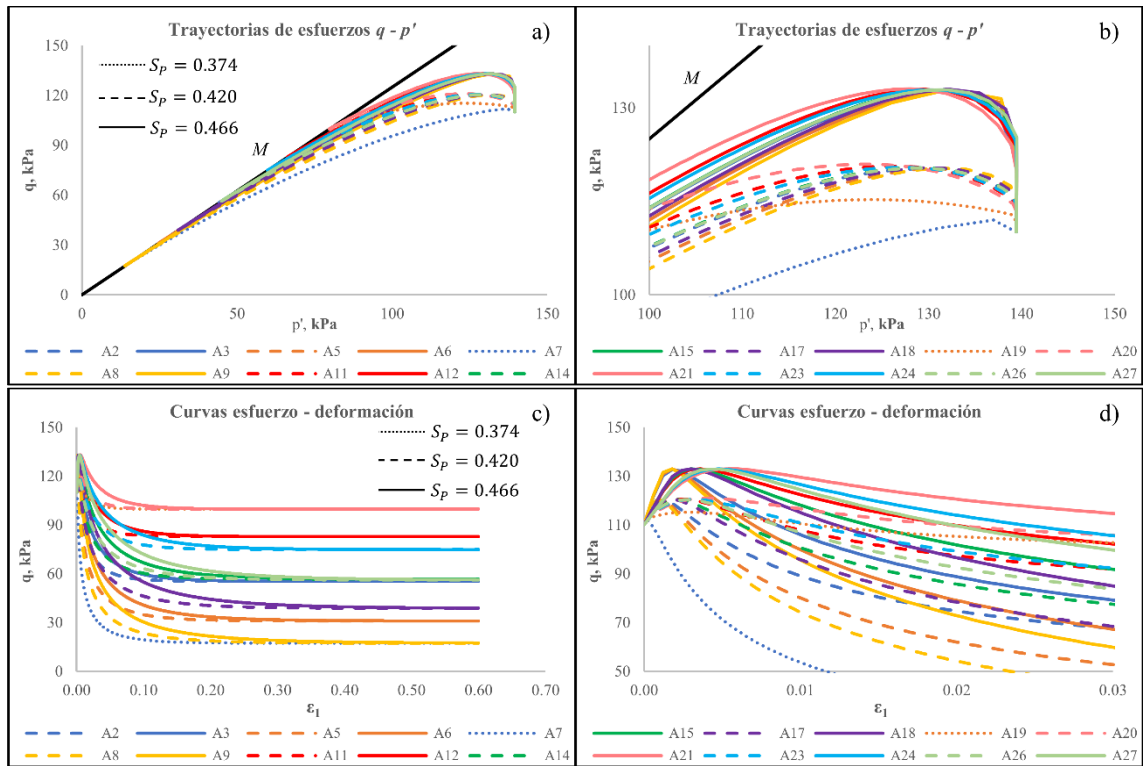


Figura 6.23. Simulaciones iniciales: (a) trayectorias de esfuerzos, (b) detalle de resistencia no drenada pico en un espacio $q - p'$, (c) curvas esfuerzo-deformación y (d) detalle de resistencia no drenada pico en un espacio $q - \epsilon_1$.

Los parámetros de la Tabla 6.9 también se aplicaron a la simulación del caso de estudio. Sin embargo, es importante mencionar que, a pesar de contar con los valores de 20 combinaciones, sólo se logró realizar el análisis para nueve de ellas (A2, A7, A11, A14,

A19, A20, A21, A23 y A26). Esto se debe a que algunas combinaciones de parámetros resultan en dificultades numéricas en el problema de contorno al activar el material caracterizado por el CASM. Una posible explicación para los inconvenientes en la simulación del caso de estudio puede deberse a que el estado de esfuerzos inicial se encuentra por debajo del crítico y en la superficie de fluencia, pero ya dentro de la zona de inestabilidad.

Los resultados de las nueve simulaciones posibles se presentan en la Figura 6.24 en términos de curvas de ΣM_{stage} vs. el desplazamiento horizontal (del nodo 3121, Figura 6.16). Se observa que, al igual que el análisis del caso base (Figura 6.17), todas las simulaciones encontraron una condición de falla. Dependiendo de los parámetros, fue posible aplicar una mayor o menor cantidad de carga de la última etapa de cálculo, pero en ningún caso se logró prevenir el desarrollo del colapso. El mecanismo de rotura también fue muy semejante al caso base en todas las simulaciones. Lo anterior se puede identificar en el Anexo I (Figura A.1 y Figura A.2), donde se muestran los contornos de deformaciones desviadoras incrementales para cada una de las simulaciones ejecutadas. Estos resultados demuestran que el depósito estaba en una condición incipiente de falla y, aún siendo conservadores respecto a la selección de parámetros, se obtienen resultados muy similares, en donde una pequeña perturbación es capaz de desencadenar el fenómeno de licuación de flujo. Estas conclusiones coinciden con las de Davies (1999), respecto al precario estado de la estructura antes del evento.

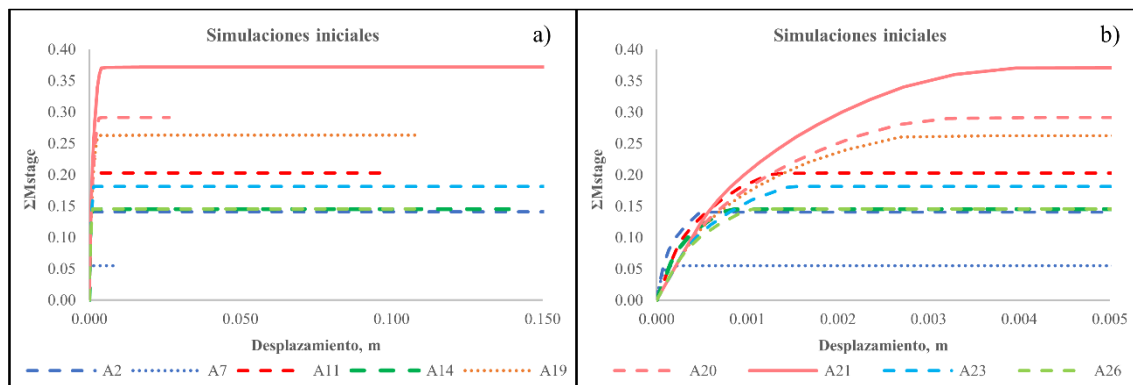


Figura 6.24. Curvas ΣM_{stage} – desplazamiento para las simulaciones iniciales: (a) simulación completa y (b) detalle en los primeros incrementos.

B. Modificación de la relación de esfuerzos M

En esta sección se estudia la influencia de la relación de fricción M , la cual por su puesto se asocia con el ángulo de fricción φ_c , y define la pendiente de la CSL en el espacio $q - p'$, es decir, define la envolvente de resistencia en el estado crítico. Al variar la pendiente de la CSL se busca modificar la resistencia en el estado crítico, y evaluar su efecto en la simulación del caso de estudio. El ángulo de fricción interna también se utiliza para definir

el estado de esfuerzos inicial por medio de la Expresión (4.2) (Jaky, 1944). El resto de los parámetros se asume constante e igual a los valores reportados en el caso base (Tabla 6.3). Sin embargo, es importante notar que al variar M se alteran las magnitudes de m , n^f y r (ver Sección 5.2.6). En la Tabla 6.10 se resumen los valores de estas variables correspondientes a cada valor de M estudiado.

Tabla 6.10. Resultado de cálculos para m , n^f y r , modificando M .

Simulación	M	φ_c	m	n^f	r
B1	1.00	25.38	2.915	25.424	5.625
B2	1.10	27.70	2.921	14.271	5.634
B3	1.15	28.85	2.931	11.437	5.665
B4	1.20	30.00	2.947	9.280	5.752
B5	1.23	30.69	2.958	8.159	5.856
B6	1.27	31.61	2.976	6.741	6.119
B7	1.29	32.06	2.986	6.014	6.360
B8	1.31	32.52	2.998	5.208	6.781
B9	1.33	32.98	3.010	4.003	8.014
B10	1.35	33.44	3.023	1.940	20.417
B11	1.40	34.58	3.059	-	-
B12	1.45	35.72	3.102	-	-
B13	1.50	36.87	3.153	-	-

De las 13 combinaciones de parámetros reportados en la Tabla 6.10, no fue posible la convergencia de los valores n^f y r para B11 a B13. Una posible explicación se identifica en la Figura 6.25, que muestra las trayectorias de esfuerzos y las curvas esfuerzo-deformación de la simulación de una prueba triaxial no drenada (mismas condiciones que en la prueba de la Figura 6.22, excepto por el valor de K_0), donde podría esperarse que el aumento de la relación M provoque un incremento de la resistencia del material. Sin embargo, tal aumento en la magnitud de M (que conlleva modificar φ) implica también que el estado de esfuerzo inicial esté cada vez más cerca de la condición de inestabilidad (a causa de un valor menor de K_0). Por lo tanto, en lugar de favorecer la resistencia del suelo, éste se vuelve más vulnerable al dirigirlo a un estado que facilita que cualquier alteración active el fenómeno de licuación de flujo. De lo anterior, se identifica que los valores de M mayores que 1.35 resultan en estados iniciales por arriba de la resistencia no drenada pico, lo que impide la convergencia de las variables n^f y r .

Es importar notar dos aspectos adicionales en la Figura 6.25: (1) a pesar de utilizar el mismo valor de la relación de resistencia no drenada pico S_p , cada trayectoria alcanza un diferente porcentaje de esfuerzo desviador máximo debido al cambio en la tasa de variación de los esfuerzos q y p' (coeficiente K_0); y (2) el punto donde se alcanza el estado crítico no

varía significativamente en todas las simulaciones. Todas las trayectorias exhiben una pérdida considerable de resistencia y el fenómeno de licuación de flujo.

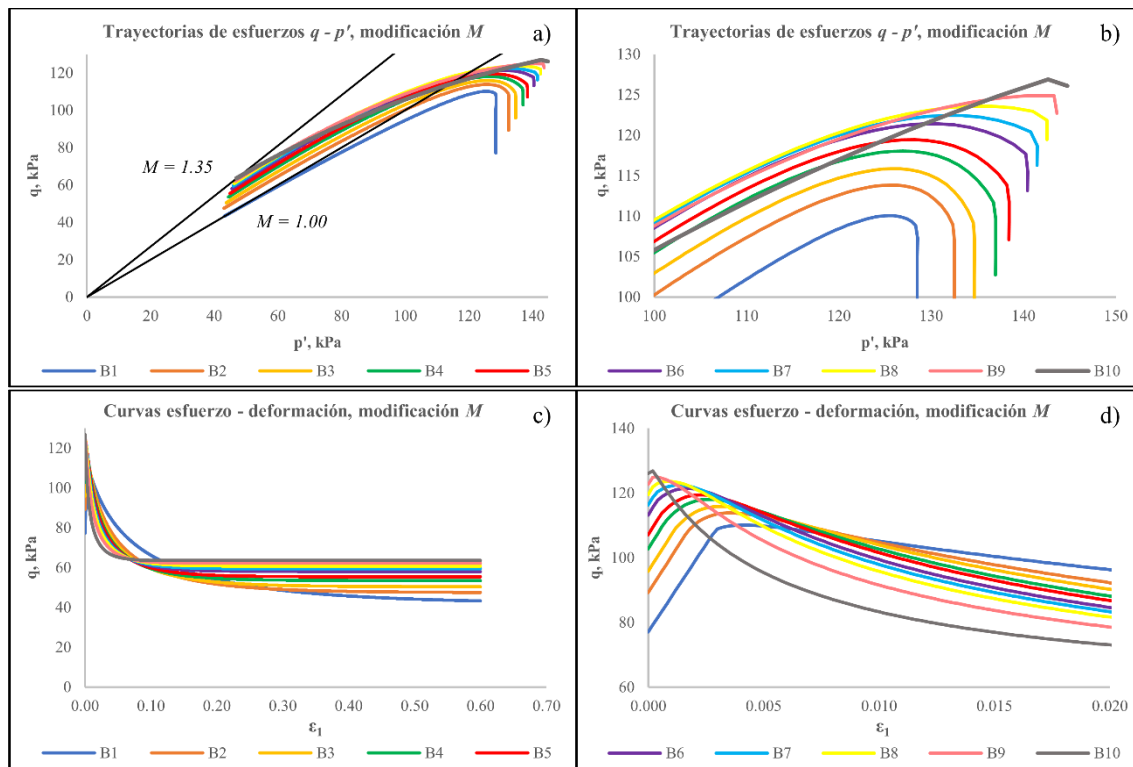


Figura 6.25. Modificación de M : (a) trayectorias de esfuerzos, (b) detalle de resistencia no drenada pico en un espacio $q - p'$, (c) curvas esfuerzo-deformación y (d) detalle de resistencia no drenada pico en un espacio $q - \epsilon_1$.

Los resultados de la simulación del caso de estudio se presentan en la Figura 6.26, en términos de curvas ΣM_{stage} vs. desplazamiento horizontal (del nodo 3121, Figura 6.16). Es importante apreciar que no se presentan resultados para las simulaciones B1 a B4, con los valores de M más pequeños, ya que generaron dificultades numéricas en el problema de contorno durante la activación del material caracterizado con el CASM. Lo más probable es que esto ocurra debido a que los estados iniciales de algunos puntos de Gauss en el dominio se encuentran por encima de la CSL, ocasionando estas dificultades numéricas. De cualquier forma, y consistente con las trayectorias de la Figura 6.25, es posible deducir que en todas las simulaciones ocurrió el colapso de la estructura.

Sin embargo, es importante ver que en estas simulaciones se obtiene un comportamiento similar al de las pruebas triaxiales (Figura 6.25), en donde incrementar M resulta en una reducción del porcentaje de la carga que se pudo aplicar en cada simulación. Este incremento en la susceptibilidad a la licuación de flujo de la estructura ocurre debido a la cercanía del estado de esfuerzos inicial a la zona de inestabilidad, i.e. a la resistencia no drenada pico, debido a la disminución del valor de K_0 al aumentar M .

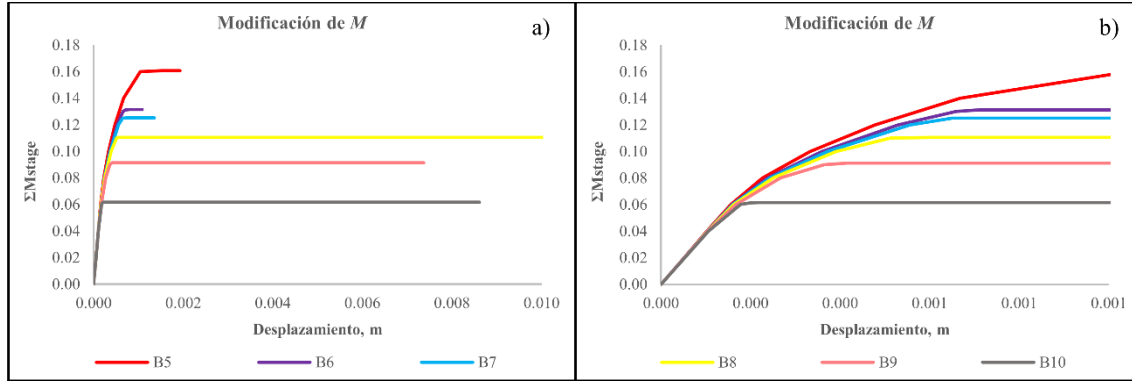


Figura 6.26. Curvas ΣM_{stage} – desplazamiento para la modificación de M : (a) simulación completa y (b) detalle en los primeros incrementos.

Los contornos de deformaciones desviadores incrementales resultantes, de cada uno de los análisis, se presentan en el Anexo I (Figura A.3). Consistente con estas figuras, el mecanismo de rotura no se modifica de forma significativa con respecto al caso base (Figura 6.19).

C. Modificación del parámetro de estado inicial ψ_0

El parámetro de estado inicial es una variable fundamental, ya que controla la magnitud de los excesos de presión de poro necesarios para alcanzar la condición de estado crítico (Sección 3.5.4). Por lo tanto, está estrechamente ligado a la reducción del esfuerzo desviador no drenado asociado al fenómeno de licuación de flujo (i.e. reblandecimiento) y a la magnitud del estado de esfuerzos residual del material. En este caso el rango explorado comprende valores de ψ_0 entre 0.045 y 0.010. Estas cantidades aún corresponden a estados del suelo a la derecha de la CSL (ver Figura 2.17), es decir, contractivos. Al igual que en el grupo anterior, diferentes valores de ψ_0 resultan en diferentes cantidades de las variables m , n^f y r . La Tabla 6.11 presenta la magnitud de estas variables correspondientes para cada valor del ψ_0 considerado, mientras que el resto de los parámetros de entrada del CASM se mantienen constantes e iguales a los del caso base (Tabla 6.3).

Para las 15 combinaciones se lograron definir los parámetros m , n^f y r . Sin embargo, tras calcular las trayectorias de esfuerzo y curvas esfuerzo-deformación de la simulación de una prueba triaxial no drenada (con las mismas condiciones que la prueba de la Figura 6.22) fue posible detectar que al reducir el parámetro de estado inicial se provoca que la relación de resistencia no drenada pico resulte por arriba del valor utilizado ($S_p = 0.42$), dando lugar a trayectorias con esfuerzos desviadores pico diferentes al valor especificado. Incluso, las trayectorias para las simulaciones C6 a C15 alcanzaron valores de S_p cercanos a 0.55, por lo tanto, se descartó este último conjunto de resultados. Las dificultades se asocian a que los parámetros n^f y r no logran ajustarse adecuadamente a los valores de ψ_0 y S_p

implementados, dando lugar a convergencias pobres. El motivo radica en que, por defecto, no existe una solución para estas combinaciones de parámetros debido a que la derivación que implementa el CASM para definir las variables n^f y r —en términos del resto de los parámetros de entrada—assume que en todo momento la resistencia pico está por arriba de la residual. Por lo tanto, para valores pequeños del parámetro de estado ψ_0 , es evidente que el estado residual está por encima del desviador pico, generando incongruencia con esta asunción en el procedimiento para la determinación de parámetros. Lo anterior no significa que tales combinaciones de parámetros no puedan existir, sino que ya no corresponden a la condición de reblandecimiento o del fenómeno de licuación de flujo que asume el CASM para derivar las ecuaciones.

Tabla 6.11. Resultado de cálculos para m , n^f y r , modificando el ψ_0 .

Simulación	ψ_0	m	n^f	r
C1	0.045	2.967	5.302	3.113
C2	0.040	2.967	4.756	2.823
C3	0.035	2.967	4.096	2.588
C4	0.030	2.967	3.796	2.310
C5	0.025	2.967	3.423	2.068
C6	0.020	2.967	4.373	1.702
C7	0.019	2.967	4.593	1.645
C8	0.018	2.967	4.831	1.592
C9	0.017	2.967	5.090	1.542
C10	0.016	2.967	5.374	1.496
C11	0.015	2.967	5.689	1.452
C12	0.014	2.967	6.043	1.410
C13	0.013	2.967	6.445	1.371
C14	0.012	2.967	6.910	1.334
C15	0.010	2.967	8.110	1.266

La Figura 6.27 presenta las trayectorias de esfuerzos y curvas esfuerzo-deformación únicamente de las cinco simulaciones (C1 a C5) donde los resultados aún son convincentes. Es posible apreciar como el valor del esfuerzo desviador pico ya muestra diferencias en las simulaciones C4 y C5. Sin embargo, es interesante notar—entre una trayectoria de esfuerzos y otra—la pérdida gradual de curvatura hasta alcanzar una dirección cuasi horizontal: reducción del reblandecimiento. Lo anterior se relaciona al parámetro de estado pequeño que corresponde a un suelo más compacto, es decir, necesita generar menores excesos de presión de poro para llegar al estado crítico. Las cinco combinaciones de parámetros resultan en licuación de flujo, aunque en los valores más pequeños de ψ_0 el reblandecimiento es bastante limitado.

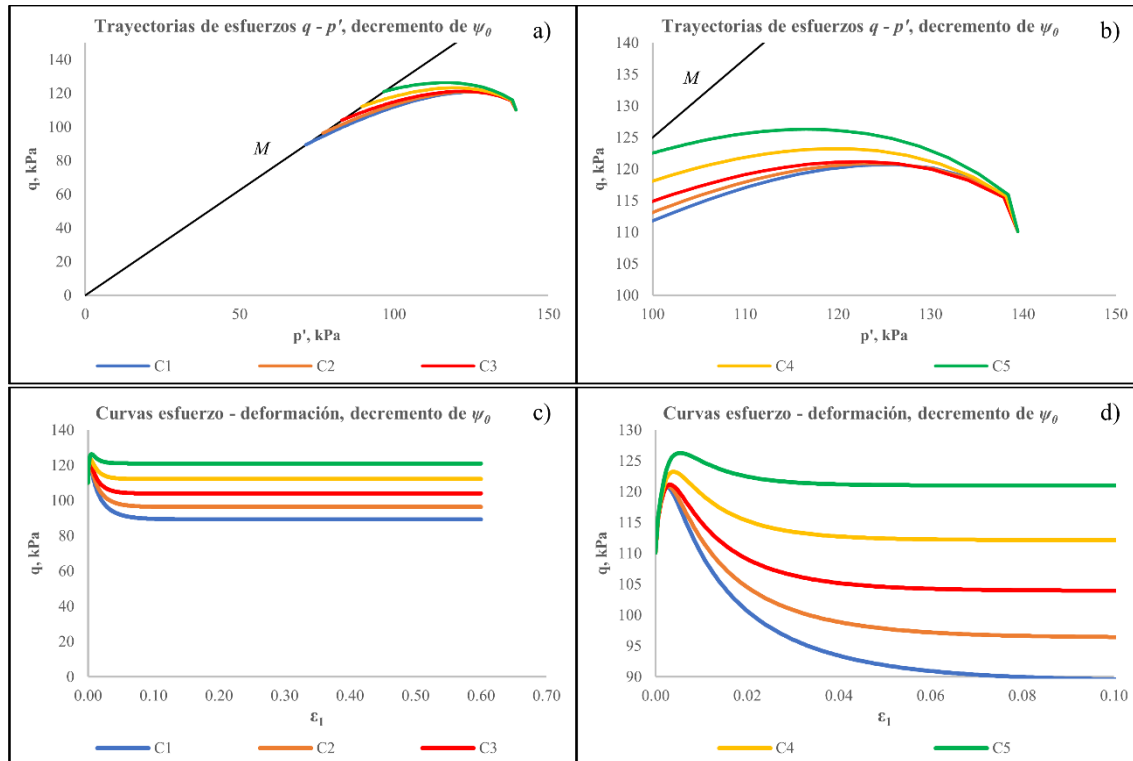


Figura 6.27. Decremento de ψ_0 : (a) trayectorias de esfuerzos, (b) detalle de resistencia no drenada pico en un espacio $q - p'$, (c) curvas esfuerzo–deformación y (d) detalle de resistencia no drenada pico en un espacio $q - \epsilon_1$.

Respecto a los resultados de la simulación del caso de estudio, para las mismas cinco simulaciones (C1 a C5), la Figura 6.28 muestra las curvas ΣM_{stage} vs. desplazamiento (del nodo 3121, Figura 6.16). A pesar de que la resistencia pico es similar en todos los análisis, la porción de carga que se puede aplicar aumenta al disminuir el parámetro de estado y, por lo tanto, aumenta la resistencia residual. Por ende, la condición de estabilidad depende de ambas resistencias: pico y residual. Lo anterior se debe a que el reblandecimiento resulta en una condición de falla progresiva: la inestabilidad se alcanza en una zona del dominio provocando que la resistencia de zonas aledañas se reduzca, i.e. la resistencia pico no se moviliza simultáneamente en la superficie de rotura (mientras unas zonas se encuentran aún con su resistencia pico, otras zonas estarán ya con su resistencia residual). Por lo tanto, la capacidad global del modelo depende tanto de las resistencias pico y residual así como de la tasa con la que el material pierde resistencia y la geometría del problema (Mánica et al., 2021c). Este efecto no se puede identificar a partir de análisis de equilibrio límite debido a que este tipo de metodologías asumen que la resistencia disponible se moviliza de manera simultánea en toda la superficie. Lo cual no ocurre en un proceso de falla progresiva, donde distintas partes de la superficie de fluencia han movilizado una resistencia diferente. Por otro lado, sin importar la cantidad de carga aplicada en las simulaciones, todos los modelos numéricos no concluyen con la etapa de cálculo dejando en evidencia el desarrollo de licuación de flujo y superficies de deslizamientos similares al observado en la Figura 6.6.

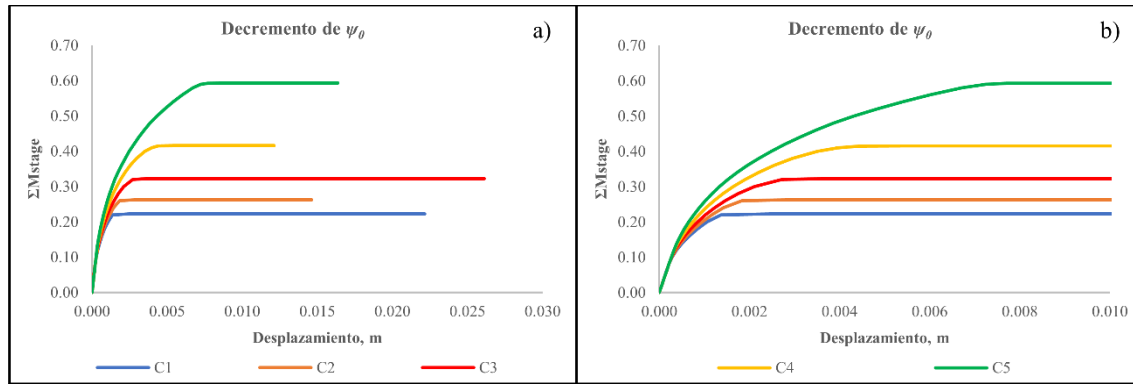


Figura 6.28. Curvas ΣM_{stage} – desplazamiento para el decremento de ψ_0 : (a) simulación completa y (b) detalle en los primeros incrementos.

Los contornos de deformaciones desviadores incrementales resultantes, de cada uno de los análisis, se presentan en el Anexo I (Figura A.4). Consistente con estas figuras, el mecanismo de rotura no se modifica de forma significativa con respecto al caso base (Figura 6.19).

D. Modificación de las pendientes λ y κ

Se asume una relación entre λ y κ ($\kappa = \lambda/3$); aunque este cociente es algo arbitrario, ambas rigideces están correlacionadas en la realidad, y un material con una menor rigidez elastoplástica también tendrá una menor rigidez elástica en comparación con otro material. Por lo tanto, explorar el efecto de modificar λ también implica la modificación de κ . De esta manera, se investiga de forma general la influencia de modificar la compresibilidad del material con respecto a la condición de estabilidad de la estructura. Al reducir la pendiente λ , la compresibilidad del material disminuye, por lo tanto, se espera que bajo una condición de carga no drenada el material genere un menor incremento de presión de poro para alcanzar el estado crítico. El rango de estudio— λ_{10} entre 0.25 a 0.06—se definió de tal manera que los valores excedieran los límites reportados en la Tabla 6.1, pero tratando de no sobrepasar las cantidades reportadas en la Tabla 2.1 de Jefferies & Been (2016).

De la misma manera que en los casos anteriores, modificar las pendientes λ y κ implica alterar la magnitud de las variables m , n^f y r . La Tabla 6.12 presenta el resultado del cálculo para cada una de estas variables. El resto de los parámetros de entrada se mantienen constantes e iguales a los del caso base (Tabla 6.3).

Tabla 6.12. Resultado de cálculos para m , n^f y r , modificando λ y κ .

Simulación	λ_{10}	λ	κ	m	n^f	r
D1	0.250	0.109	0.036	2.967	5.302	3.113
D2	0.240	0.104	0.035	2.967	5.486	3.235
D3	0.230	0.100	0.033	2.967	5.675	3.374
D4	0.220	0.096	0.032	2.967	5.869	3.535
D5	0.210	0.091	0.030	2.967	6.069	3.723
D6	0.090	0.039	0.013	2.967	9.364	18.508
D7	0.080	0.035	0.012	2.967	9.785	26.446
D8	0.070	0.030	0.010	2.967	10.255	41.880
D9	0.060	0.026	0.009	2.967	10.788	77.378

Para visualizar el efecto de variar la compresibilidad del material en la estabilidad de la estructura, se calcularon los diagramas de estado, las trayectorias de esfuerzos y las curvas esfuerzo-deformación a partir de la simulación de una prueba triaxial no drenada (con las mismas condiciones que la prueba de la Figura 6.22) cuyos resultados se presentan en la Figura 6.29 y en la Figura 6.30. De los diagramas de estado de la Figura 6.29, se observa que las inclinaciones moderadas de la CSL provocan trayectorias alargadas (i.e. un aumento importante de la presión de poro para alcanzar la condición de estado crítico), mientras que las pendientes pronunciadas resultan en trayectorias cortas (i.e. un aumento pequeño de la presión de poro). Asimismo, de las trayectorias de esfuerzos en la Figura 6.30, se aprecia como la resistencia no drenada licuada s_{uc} tiende a cero para las simulaciones con los valores menores de λ (D6 a D9), debido a la magnitud de presión de poro que se necesita desarrollar para alcanzar el estado crítico, provocando que se anulen casi por completo los esfuerzos efectivos. Por otro lado, para las simulaciones D1 a D5 (combinaciones con mayor magnitud de λ), el esfuerzo desviador final conserva un valor significativo, aunque también experimentan inestabilidad. Los resultados concuerdan con Gens (2019), donde menciona que la licuación de flujo puede ocurrir sin una pérdida total de resistencia durante el reblandecimiento.

Estos resultados son bastante contraintuitivos, ya que se hubiera esperado que los suelos más compresibles fueran los que produjeran mayores excesos de presión de poro. Sin embargo, esta peculiar respuesta se deriva de un efecto geométrico causado por la influencia del parámetro de estado inicial ψ_0 , el cual se mantiene constante en todas las simulaciones obligando a que el estado inicial del material conserve la misma separación vertical respecto a la CSL. Por lo tanto, para un parámetro de estado constante, una menor compresibilidad resulta en una mayor generación de presión de poro y un mayor reblandecimiento del material hasta alcanzar el estado crítico.

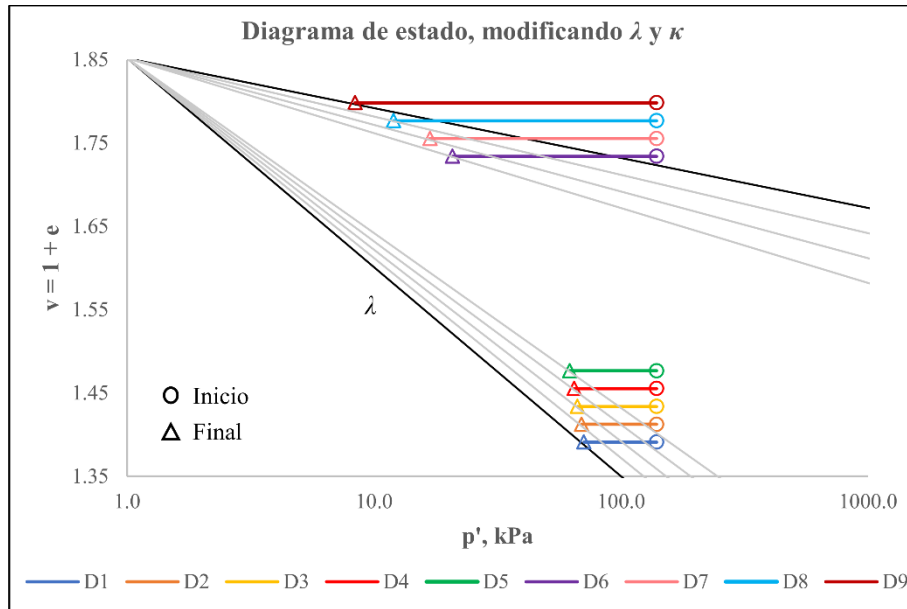


Figura 6.29. Diagrama de estado, modificando λ y κ .

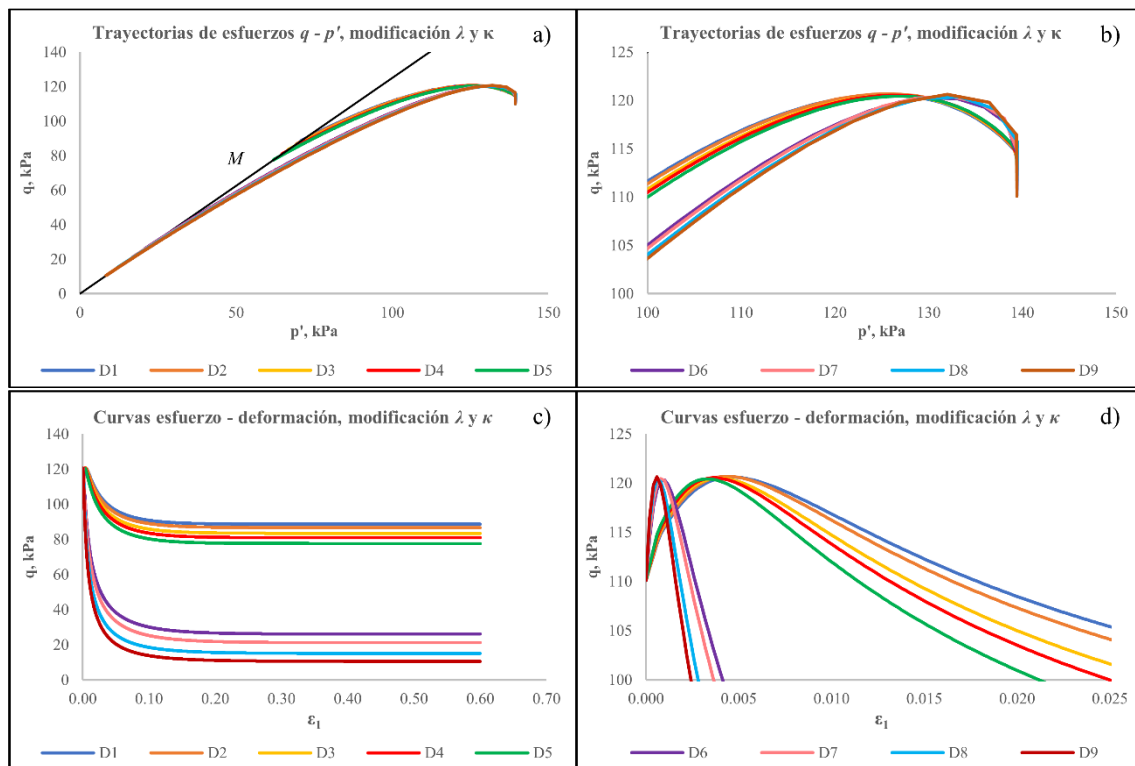


Figura 6.30. Modificación de λ y κ : (a) trayectorias de esfuerzos, (b) detalle de resistencia no drenada pico en un espacio $q - p'$, (c) curvas esfuerzo-deformación y (d) detalle de resistencia no drenada pico en un espacio $q - \varepsilon_1$.

En lo que respecta a la simulación del caso de estudio, la Figura 6.31 presenta las curvas ΣM_{stage} vs. desplazamiento del nodo 3121 (indicado en la Figura 6.16), donde sólo se lograron ejecutar las combinaciones D1 a D5. Aquí se confirma el comportamiento

observado en las pruebas triaxiales: la capacidad del problema de contorno disminuye conforme decreciente la pendiente λ , i.e. a medida que el material se vuelve más rígido. Este comportamiento se intensifica para las simulaciones D6 a D9, haciendo imposible recuperar resultados del modelo numérico, presentado problemas de inestabilidad aún antes de la última etapa de simulación. No obstante, todos los modelos encontraron el colapso y dieron lugar a deslizamientos similares a los de la Figura 6.6.

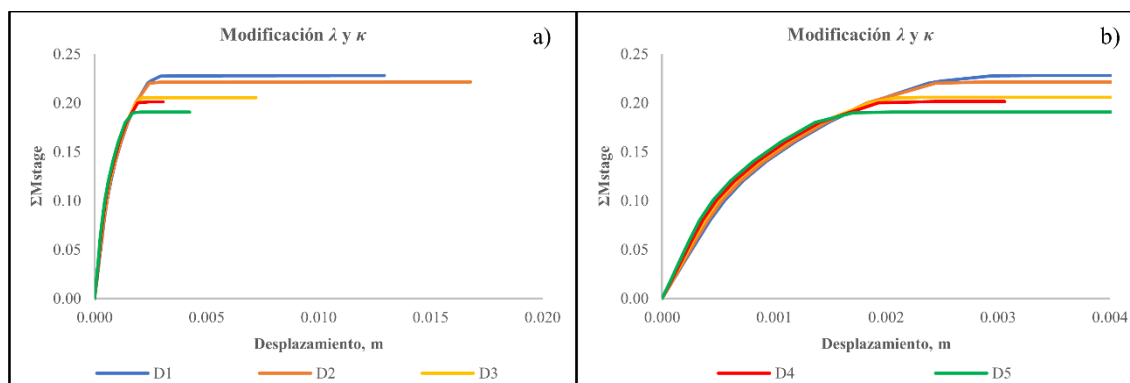


Figura 6.31. Curvas ΣM_{stage} – desplazamiento para la modificación de λ y κ : (a) simulación completa y (b) detalle en los primeros incrementos.

Los contornos de deformaciones desviadores incrementales, de cada uno de los análisis, se presentan en el Anexo I. Debido a que todas las simulaciones exhiben inestabilidad, y consistente con la Figura A.5, se identifica que el mecanismo de rotura no se modifica de forma significativa con respecto al caso base (Figura 6.19) con la variación de las pendientes λ y κ .

E. Modificación de la relación de resistencia no drenada pico S_p

En este grupo de simulaciones se explora el efecto de incrementar la resistencia no drenada pico del suelo por medio de la relación de resistencia no drenada pico S_p . De esta manera, se busca disminuir la susceptibilidad al fenómeno de licuación de flujo del material. Sin embargo, no se esperan cambios significativos en la resistencia final o en el estado crítico. El rango de estudio se encuentra entre $S_p = 0.50$ y 0.65 . El resto de los parámetros permanece idénticos a los valores del caso base (Tabla 6.3) a excepción de las variables m , n^f y r , que se ven alteradas por la modificación de S_p . Los resultados del cálculo para los valores de cada una de estas variables se indican en la Tabla 6.13, donde únicamente se elaboraron cuatro combinaciones de parámetros. El motivo del reducido número de simulaciones se debe al incremento exponencial de n^f , que para valores de S_p mayores que 0.60 , su magnitud alcanza una potencia de hasta $1.0E^{17}$. Recordando que en la Sección 5.2.4 se comentó acerca de las distorsiones que sufre la superficie de fluencia al exceder el límite recomendado de $n^f \leq 5$.

Tabla 6.13. Resultado de cálculos para m , n^f y r , modificando el S_p .

Simulación	S_p	m	n^f	r
E1	0.500	2.967	18.492	5.627
E2	0.550	2.967	37.932	5.625
E3	0.600	2.967	152.937	5.625
E4	0.650	2.967	2.305E ¹⁷	5.625

En la Figura 6.32 se presentan las trayectorias de esfuerzo y las curvas esfuerzo-deformación resultantes de la simulación de una prueba triaxial no drenada (mismas condiciones que la prueba de la Figura 6.22). Donde, a pesar de contar con cuatro conjuntos de parámetros, la simulación para la combinación E4 no se ejecutó. En la Figura 6.32 es evidente una explicación para los errores numéricos en la convergencia de las variables n^f y r (a partir de esta simulación E4): el estado de esfuerzos pico resultante estaría por encima de la CSL. Por lo que no fue posible obtener valores confiables que aseguren su convergencia.

Por otra parte, de las trayectorias de esfuerzos para las combinaciones E1 a E3 (Figura 6.32a, b) se observa que a pesar de incrementar la relación S_p , y con esto incrementar el valor del desviador máximo, todas las simulaciones experimentan el fenómeno de licuación de flujo, ya que el suelo continúa desarrollando reblandecimiento por la generación de excesos de presión de poro considerables. Lo anterior a causa de que el parámetro de estado ψ_0 no se modificó respecto al del caso base (Tabla 6.3), por lo tanto, la resistencia en el estado crítico no muestra diferencias significativas entre una simulación y otra, provocando el aumento de la tasa de reblandecimiento conforme incrementa el valor de S_p .

Respecto a los resultados de la simulación del caso de estudio, los modelos de contorno no se lograron realizar debido a problemas numéricos al activar el material caracterizado por el CASM, problemas asociados con los valores importantes de n^f y la distorsión excesiva que sufre la superficie de fluencia. Sin embargo, como lo describen las trayectorias de esfuerzos y curvas esfuerzo-deformación de la Figura 6.32, se espera que el caso de estudio resulte en el deslizamiento del dique observado en los grupos de combinaciones anteriores, ya que cada trayectoria exhibió licuación de flujo.

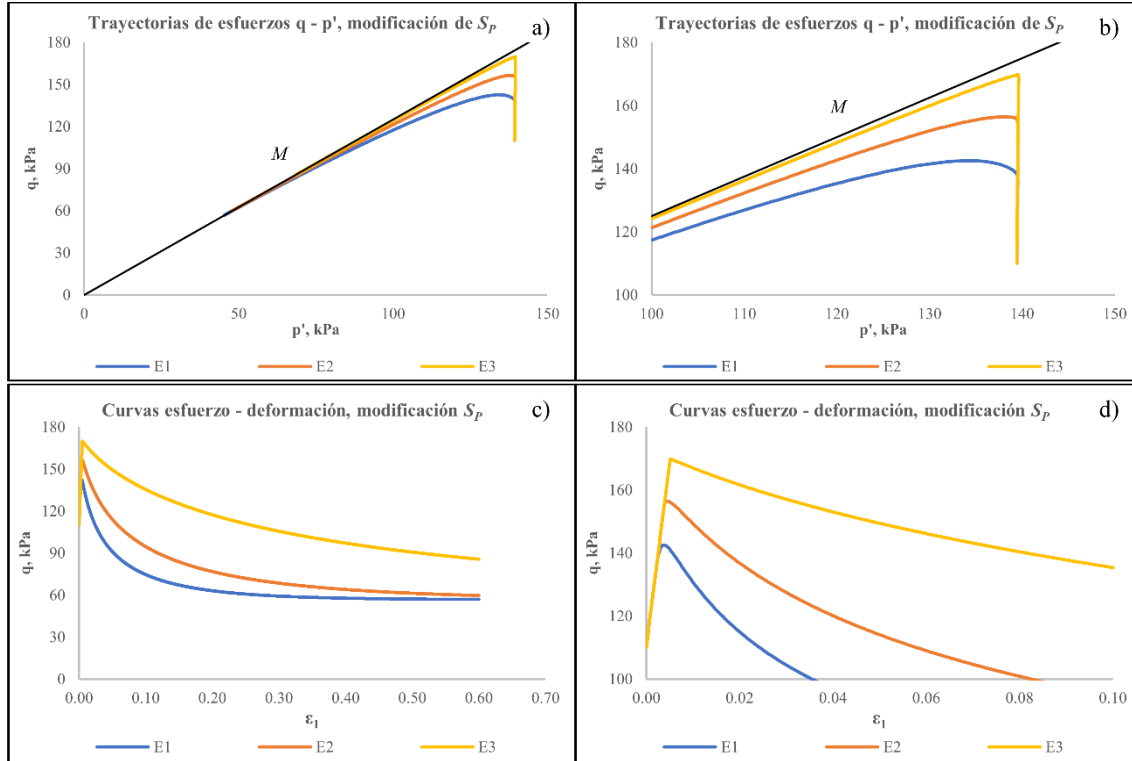


Figura 6.32. Modificación de S_p : (a) trayectorias de esfuerzos, (b) detalle de resistencia no drenada pico en un espacio $q - p'$, (c) curvas esfuerzo–deformación y (d) detalle de resistencia no drenada pico en un espacio $q - \epsilon_1$.

F. Modificación simultánea de la relación S_p y del parámetro de estado inicial ψ_0

Como se describió en la Sección C, para un cierto valor de la resistencia no drenada pico hay un límite inferior del valor del parámetro de estado inicial ψ_0 en donde el estado crítico queda por encima del la resistencia pico y, por lo tanto, el fenómeno de licuación de flujo no puede ocurrir. Por lo anterior, para explorar valores más pequeños del parámetro de estado, pero sin abandonar un material que aún es susceptible a la licuación de flujo, en esta sección se consideró el aumento de la relación de resistencia no drenada pico a $S_p = 0.5$. Con esto fue posible explorar valores del parámetro de estado ψ_0 de entre 0.03 y 0.015. Ambos cambios contribuyen a la estabilidad; el incremento de S_p aumentando la resistencia no drenada pico y, por lo tanto, requiriendo un mayor incremento del desviador para alcanzar la zona de inestabilidad; y el decremento del parámetro de estado ψ_0 disminuyendo la magnitud de los excesos de presión de poro necesarios para alcanzar el estado crítico. De esta manera, se espera que en alguno/s de los análisis sea posible completar la última etapa de cálculo sin el colapso de la estructura.

La Tabla 6.14 muestra los análisis correspondientes a este grupo, así como los valores correspondientes de las variables m , n^f y r . El resto de los parámetros pertenecen a los del caso base (Tabla 6.3).

Tabla 6.14. Resultado de cálculos para m , n^f y r , modificando M , ψ_0 y S_p .

Simulación	ψ_0	S_p	m	n^f	r
F1	0.030	0.500	2.967	12.631	2.000
F2	0.025		2.967	11.294	1.784
F3	0.020		2.967	9.483	1.595
F4	0.019		2.967	9.024	1.560
F5	0.018		2.967	8.516	1.527
F6	0.017		2.967	7.941	1.495
F7	0.016		2.967	7.274	1.465
F8	0.015		2.967	6.460	1.439

La Figura 6.33 presenta las trayectorias de esfuerzos y curvas esfuerzo-deformación de la simulación de una prueba triaxial no drenada (mismas condiciones que en la prueba de la Figura 6.22), donde la característica que destaca es el incremento de resistencia residual por medio de la modificación del parámetro de estado inicial ψ_0 . Cada trayectoria muestra curvaturas que tienden a la horizontalidad, es decir, la diferencia entre la magnitud de la resistencia pico y residual disminuye conforme se reduce el parámetro de estado. Por lo tanto, el reblandecimiento comienza a desaparecer. Lo anterior está asociado a materiales poco contractivos que desarrollan menores excesos de presión de poro para alcanzar el estado crítico (ya que en gran medida los excesos son controlados por el parámetro de estado).

La Figura 6.34 muestra las curvas ΣM_{stage} vs. desplazamiento de los modelos de contorno (nodo 3121, Figura 6.16). Se observa un aumento de la porción de carga aplicada a medida que se reduce el parámetro de estado (conservando la relación $S_p = 0.5$), resultando incluso en una condición estable para la simulación F8. Como se esperaba, este incremento en la resistencia pico y en la resistencia residual da lugar a una mejora en las condiciones de estabilidad global de la estructura. Anteriormente, se comentó que la resistencia global del modelo dependía tanto de ambas resistencias, como de la tasa en que ésta decrementa. Sin embargo, a pesar de la notable mejoría, el resto de los modelos de contorno encontraron inestabilidad causada por el fenómeno de licuación de flujo.

Es importante insistir en el hecho de que, a pesar de que todos los análisis comparten la misma resistencia pico, la condición de estabilidad también depende de la resistencia residual, en este caso modificada por la magnitud del parámetro de estado (condición de falla progresiva). Este tipo de comportamientos no puede capturarse a partir de análisis convencionales de equilibrio límite.

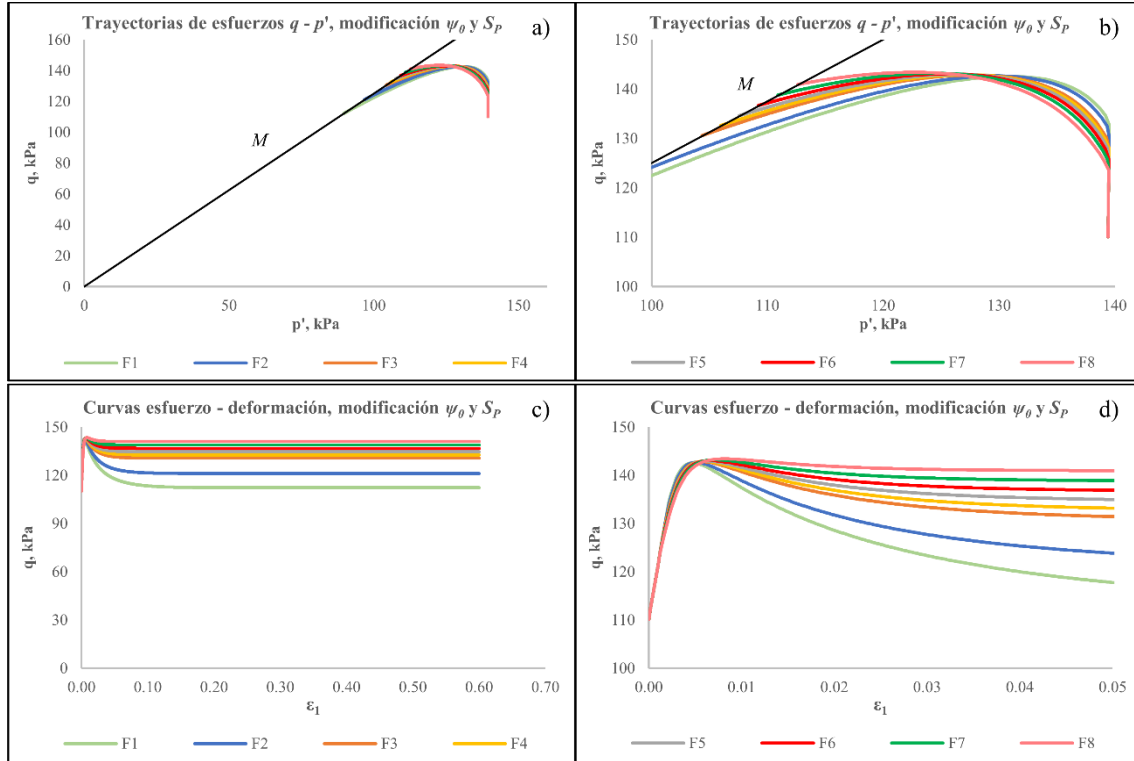


Figura 6.33. Modificación de ψ_0 y S_p : (a) trayectorias de esfuerzos, (b) detalle de resistencia no drenada pico en un espacio $q - p'$, (c) curvas esfuerzo–deformación y (d) detalle de resistencia no drenada pico en un espacio $q - \epsilon_1$.

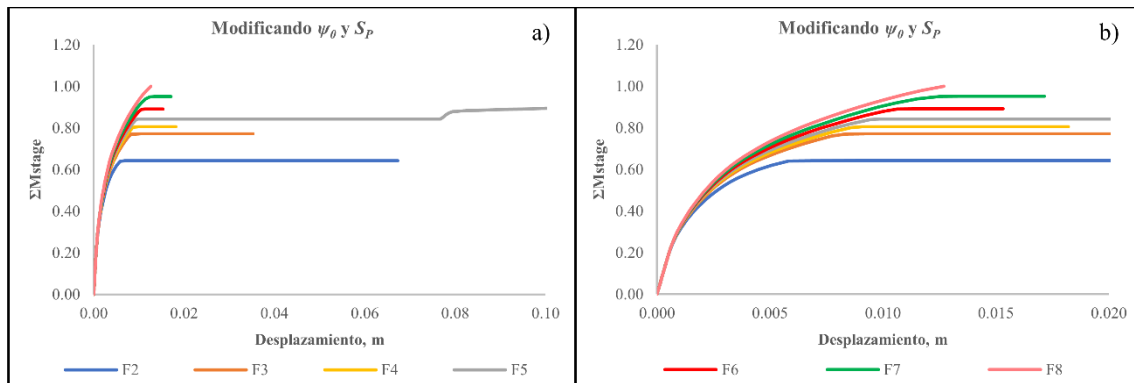


Figura 6.34. Curvas ΣM_{stage} – desplazamiento para la modificación de ψ_0 y S_p : (a) simulación completa y (b) detalle en los primeros incrementos.

Los contornos de deformaciones desviadores incrementales, de cada uno de los análisis, se presentan en el Anexo I (Figura A.6). El mecanismo de rotura de la mayoría de las simulaciones no varía significativamente con respecto al del caso base (Figura 6.19) al variar el parámetro de estado inicial ψ_0 y el incremento de la relación de resistencia no drenada S_p . No obstante, al tomar en cuenta las observaciones derivadas de las trayectorias de esfuerzos y de los modelos de contorno, la simulación capaz de mantener la estabilidad de la estructura es la simulación F8.

El principal objetivo del análisis paramétrico fue encontrar una combinación de parámetros con el cual la estructura de tierra no desarrolle el fenómeno de licuación de flujo. Después de lograr el cometido, es evidente que para pasar de la condición real del material (rotura) a la condición donde no hay deslizamiento, se requiere de un mejoramiento mecánico de la masa de jales. Actividades poco recomendables, ya que los volúmenes de residuos y la demanda de actividades en una mina impiden su factibilidad. Fuera de implementar medidas de corrección, existe la posibilidad de proponer métodos de construcción que han mostrado notables mejorías en el tipo de estructuras para contención de jales. Flores (2022) menciona el método de jales filtrados que, en términos geotécnicos, resulta con condiciones estructurales adecuadas para el terraplén de contención. En este método de disposición, los contenidos de agua se eliminan por medio de filtros presa hasta obtener grados de saturaciones entre 70 y 80%, permitiendo que el material pueda transportarse por medio de bandas o camiones de carga, resultando en una estructura segura. El principal inconveniente es el económico, debido a los altos costos de operación.

6.4.3 Análisis hidromecánico acoplado

Hasta este punto, todos los análisis realizados consideran una condición no drenada en la última etapa de cálculo, que corresponde al colapso de la estructura. Como ya se mencionó, esto representa una hipótesis razonable en función de la permeabilidad de los materiales y la velocidad de construcción. Sin embargo, en la realidad nunca ocurre una condición no drenada perfecta, y la velocidad de disipación de los excesos de presión de poro puede ser una condicionante para que se presente o no el fenómeno de licuación de flujo. Por lo tanto, en esta sección se explora el caso de estudio a través de análisis hidromecánicos acoplados, con el fin de investigar el efecto de la consolidación (disipación de los excesos de presión de poro) en la estabilidad de la estructura. Particularmente, se explora el efecto de la velocidad de construcción de la última elevación del dique, la cual controlará—junto con la permeabilidad de los materiales—la disipación de los excesos de presión de poro. Para llevar a cabo este análisis, se supone que la octava etapa de construcción (Figura 6.13) se desarrolla en diferentes lapsos de tiempo. Las propiedades mecánicas para los jales de hierro corresponden a los parámetros medios indicados en la Tabla 6.3, y el coeficiente de permeabilidad se indica en la Tabla 6.6. En el caso de los diques, se emplean los parámetros reportados en la Tabla 6.4. Los tiempos de construcción explorados, para el incremento de 2.4 m de altura del dique son de 0.1, 0.3, 0.5, 0.6 y 1.0 días.

La Figura 6.35 presenta las curvas ΣM_{stage} vs. desplazamiento (nodo 3121, Figura 6.16). Se observa que para los tiempos de 0.1, 0.3 y 0.5 días no es posible aplicar toda la carga y se alcanza el colapso del problema de contorno. Sin embargo, para un tiempo igual o mayor que 0.6 días (14.4 horas) sí fue posible aplicar el 100% de carga en el cálculo. Llama la atención que solamente una extensión de 2.4 horas de diferencia (entre la última simulación

que no logró la convergencia y la simulación que sí lo hizo) bastó para conservar la estabilidad de la estructura, permitiendo la suficiente disipación de los excesos de presión de poro y evitar el colapso. Aunque esta pequeña variación en el tiempo que separa los casos de estabilidad e inestabilidad pudiera sugerir imprecisiones en los valores de permeabilidad adoptados, sí pone en evidencia la importancia del fenómeno de consolidación como una condicionante para la ocurrencia del fenómeno de licuación de flujo.

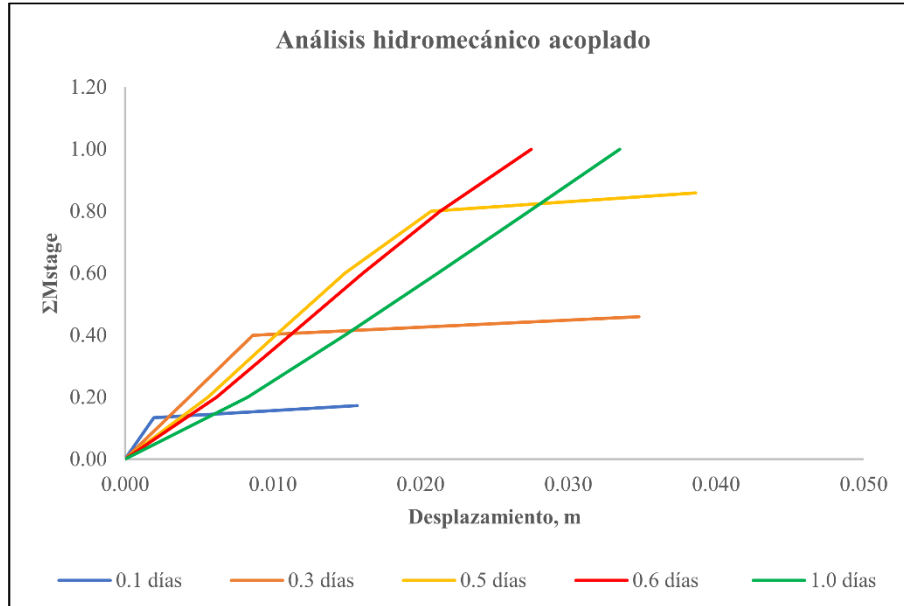


Figura 6.35. Curvas ΣM_{stage} – desplazamiento para la modificación del tiempo de construcción.

En la Figura 6.36 se muestran los contornos de deformación desviadora incremental para los casos en donde se encontró el colapso de la estructura. En esta ocasión, no fue posible conseguir una deformación significativa de los análisis debido a que las propiedades de convergencia del modelo numérico disminuyen en el caso del análisis hidromecánico acoplado, en comparación con el análisis en donde se asume un comportamiento no drenado perfecto. Sin embargo, igual que en los análisis no drenados, se distingue el mecanismo del deslizamiento en la zona del pie del dique inferior y el correspondiente a la superficie de deslizamiento que pasa por debajo de los diques y genera la rotación de estos. Por lo tanto, la falla se ajusta a la reportada en la Figura 6.6 por Jefferies & Been (2016).

Por otro lado, la Figura 6.37 muestra los contornos de deformación desviadora incremental para los dos casos en donde se halló una condición estable al finalizar la última etapa de cálculo. Aunque se observa una tendencia de activarse los mismos mecanismos de rotura que en la Figura 6.36, estos no logran desarrollarse; las deformaciones son pequeñas y no se localizan. Incluso para el análisis con tiempo de 1.0 día, las deformaciones ya son despreciables.

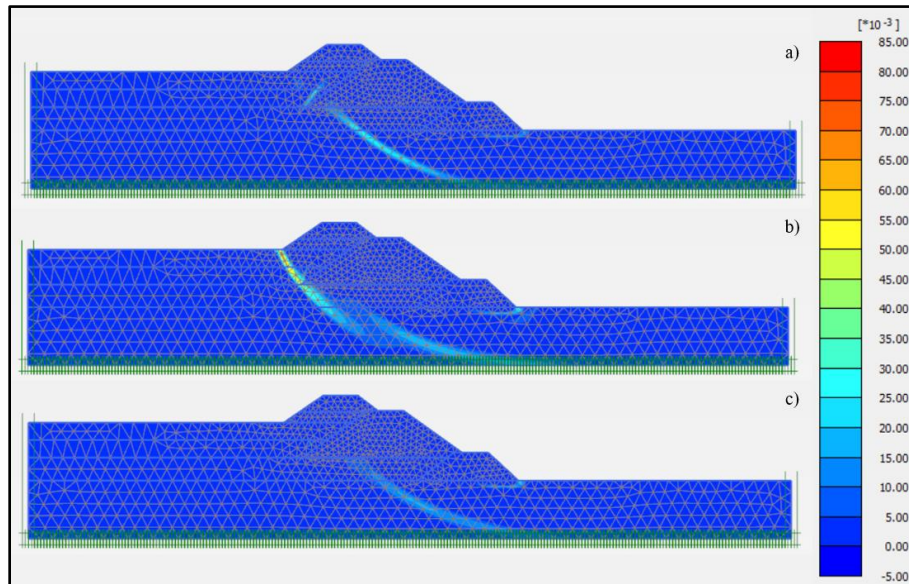


Figura 6.36. Incremento de deformación desviadora para (a) 0.1 días (b) 0.3 días y (c) 0.5 días.

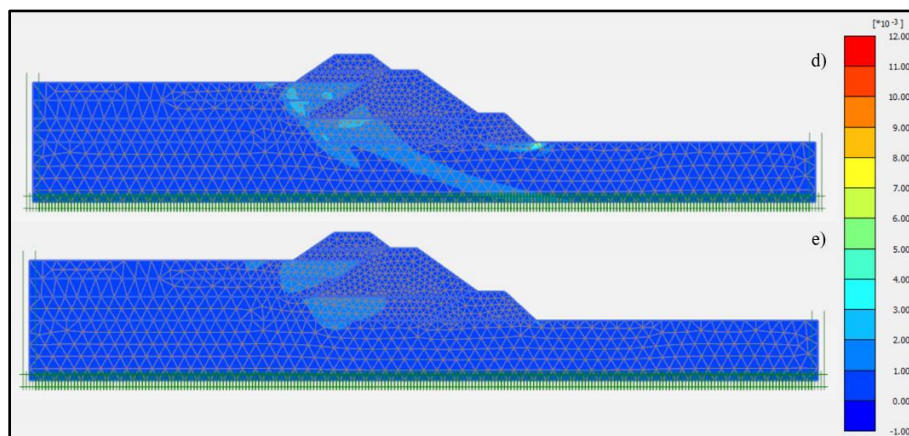


Figura 6.37. Incremento de deformación desviadora para (d) 0.6 días y (e) 1.0 días.

El principal motivo por el cual la magnitud de los desplazamientos decrece al aumentar el tiempo de construcción es debido a la reducción de los excesos de presión de poro. Si la carga se aplica en 0.1, 0.3 o 0.5 días (2.4, 7.2 o 12 horas, respectivamente), ésta resulta en excesos de presión de poro mayores que terminan desencadenando el fenómeno de licuación de flujo. Por otro lado, si el incremento se divide en un lapso igual o mayor que 0.6 días (14.4 horas), los excesos de presión de poro son significativamente menores, incrementándose la resistencia (debido al aumento de los esfuerzos efectivos) evitando la ocurrencia de la licuación y consiguiendo una condición de estabilidad. La Figura 6.38, que corresponde a los casos de colapso, demuestra lo anterior, donde se observaron excesos de presión de poro localizados en la zona de la superficie de deslizamiento una vez que el colapso inició, mientras que en los casos estables (Figura 6.39) los excesos de presión de poro corresponden sólo al incremento de la carga, y no se localizan debido a que no existe desplazamiento.

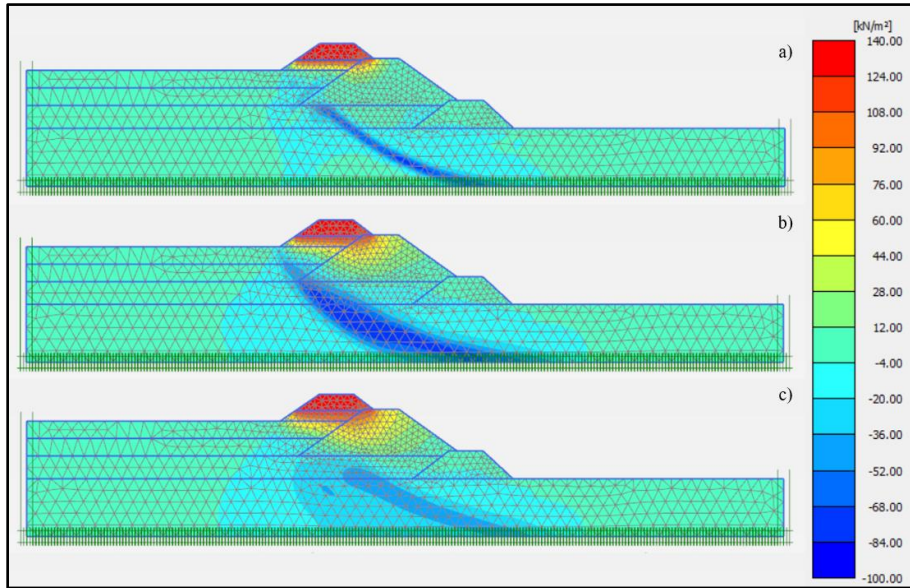


Figura 6.38. Exceso de presión de poro para (a) 0.1 días, (b) 0.3 días y (c) 0.5 días.

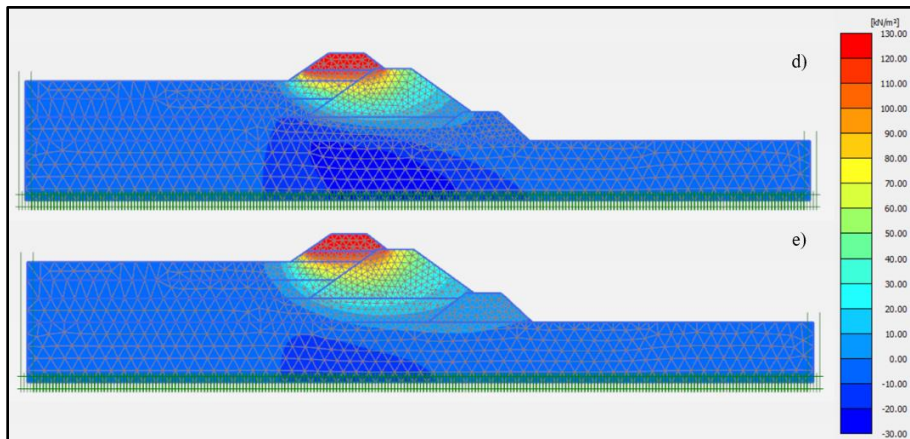


Figura 6.39. Exceso de presión de poro para (d) 0.6 días y (e) 1.0 días.

Por último, respecto a la variación del parámetro de estado, la Figura 6.40 muestra el resultado de los casos de colapso donde se identifica un comportamiento similar que el de los excesos de presión de poro: el parámetro de estado tiende a cero (estado crítico) sobre la franja de la superficie de deslizamiento. Comportamiento que no ocurre para los casos de estabilidad en la Figura 6.41, donde el parámetro de estado inicial ψ_0 mantiene un valor muy cercano a su magnitud original (excesos de presión de poro pequeños).

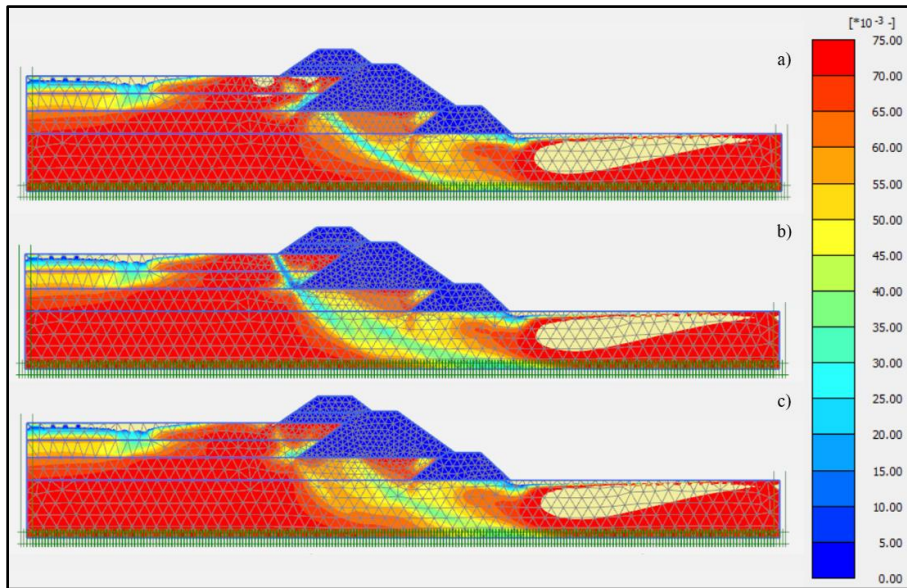


Figura 6.40. Variación del parámetro de estado para (a) 0.1 días, (b) 0.3 días y (c) 0.5 días.

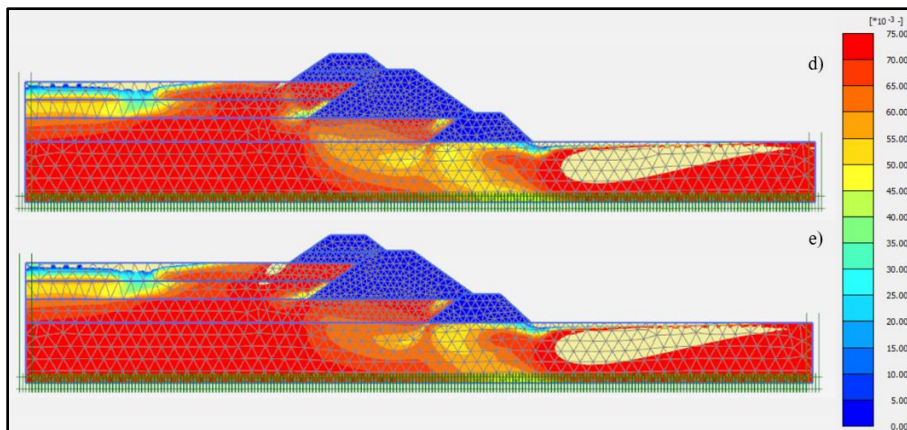


Figura 6.41. Variación del parámetro de estado para (d) 0.6 días y (e) 1.0 días.

Los resultados demuestran que la velocidad de carga es un condicionante para el desarrollo del fenómeno de licuación de flujo. Como el fenómeno sólo puede ocurrir bajo una condición no drenada o parcialmente drenada, es posible conservar la estabilidad y evitar la licuación de flujo en la estructura tan sólo con permitir la disipación de los excesos de presión de poro, sin la necesidad de modificar las propiedades del material. La información recuperada del caso de estudio reporta que el colapso de la estructura se registró el 23 de agosto de 1991—cerca de las 2:00 pm—durante la construcción del incremento de 2.4 m de altura del último dique. Por lo tanto, es posible deducir que las actividades se ejecutaron dentro de una sola jornada de trabajo (ocho a 10 horas), donde probablemente no se alcanzó a colocar el 100% del volumen de material planeado. También es importante considerar que las actividades de construcción y el peso de la maquinaria pudieron contribuir a la generación de excesos de presión de poro.

El resultado del análisis concuerda con la información de la literatura; para tiempos de construcción relativamente cortos, la estructura pierde su estabilidad. Sin embargo, se identificó un límite a partir del cual los diques la conservan, es decir, si el volumen del material del dique superior se hubiese colocado en un lapso más alargado, es posible que la estructura no encontrara el colapso. No obstante, la condición precaria de los residuos mineros continuaría siendo un tema delicado a largo plazo.

6.5 Análisis de equilibrio límite

Para complementar los análisis numéricos, que son el tema central de la investigación, también se realizó un análisis convencional de equilibrio límite con el software comercial Slide V6, utilizando los métodos de Bishop simplificado, Janbu corregido y Spencer. El análisis asume la geometría justo antes de la falla y condiciones no drenadas. Por lo tanto, el material se caracteriza a partir de su resistencia al corte no drenada. Particularmente, con su cociente de resistencia no drenada pico. Por lo tanto, un factor de seguridad cercano a la unidad es un indicador de que la falla por licuación de flujo pudo desencadenarse en el caso de estudio.

Se utiliza la relación de resistencia no drenada pico S_p promedio (Tabla 6.2), pero normalizada en términos del esfuerzo vertical efectivo: $s_{u\ pk}/\sigma'_{v0} = 0.275$. Para poder representar la variación de la resistencia no drenada pico $s_{u\ pk}$ en el dominio de análisis, como función de σ'_{v0} , el problema se discretizó en una serie de clústeres, como se muestra en la Figura 6.42. A cada uno se le asignó un valor diferente de $s_{u\ pk}$, en función del esfuerzo vertical efectivo medio en el clúster. Dicha discretización aproxima el incremento de la resistencia al corte no drenada con la profundidad, así como los incrementos derivados de las sobrecargas ocasionadas por los diques. Sin embargo, es importante mencionar que, como se discute en la Sección 6.2, esto no representa la variabilidad espacial que ocurre generalmente en estas estructuras debido a factores como variaciones en las características de los materiales durante la operación, variaciones en los métodos y velocidad de deposición, segregación, etc. La omisión de dicha variabilidad espacial sigue siendo una limitación de los análisis abordados en esta investigación.

Por otro lado, a diferencia de los residuos mineros, los diques se caracterizaron con una resistencia drenada, es decir, con un ángulo de fricción. Lo anterior debido a que se asume que estos materiales poseen una mayor permeabilidad y un comportamiento dilatante. Por lo tanto, no se espera que se generen excesos de presión de poro. Aunque no se considera que los diques se encuentren cementados, se toma en cuenta un valor de cohesión pequeño para evitar identificar fallas locales en las caras de los diques como las críticas. Los parámetros que caracterizan a los diques se resumen en la Tabla 6.4.

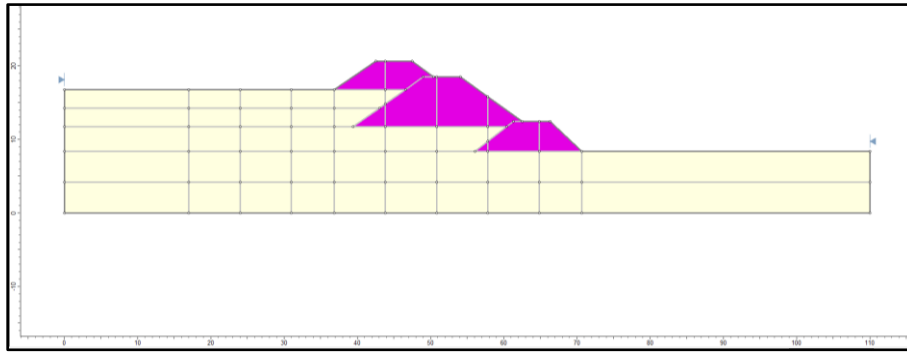


Figura 6.42. Modelo de los diques de la Mina de Sullivan para análisis de equilibrio límite.

Finalmente, también es necesario determinar las condiciones hidráulicas iniciales en el dominio. Al igual que en los análisis numéricos, las condiciones hidráulicas se generaron en el programa Slide V6 a partir de un análisis de flujo estacionario, en donde se consideran las mismas condiciones de contorno hidráulicas que las descritas en la Sección 6.3. La Figura 6.43 muestra la distribución de la carga hidráulica resultante, así como la posición de la línea de corriente superior. Por su puesto, estos resultados son análogos a los presentados en la Figura 6.15, obtenidos con el programa Plaxis.

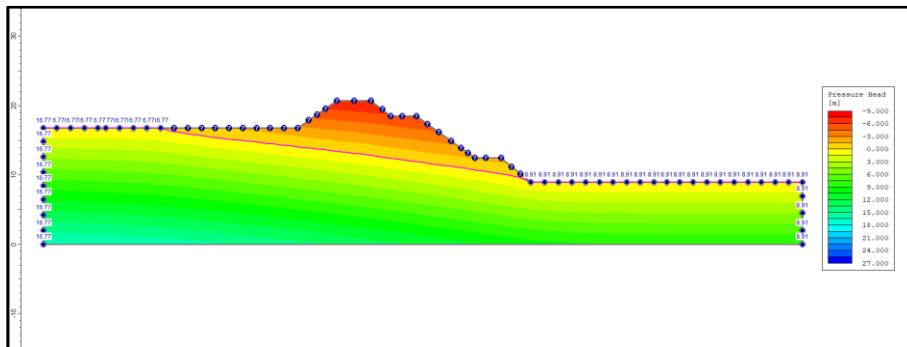


Figura 6.43. Carga hidráulica y posición de la línea de corriente superior en el modelo de los diques de la Mina de Sullivan.

6.6 Resultados

La Figura 6.44 a la Figura 6.46 muestran las superficies de deslizamiento analizadas mediante los métodos de Bishop, Janbu corregido y Spencer respectivamente. El factor de seguridad crítico es similar en todos los métodos, y muy cercano a la unidad. Por lo tanto, este apunta a una condición incipiente de falla, donde es muy factible el desencadenamiento de la falla por licuación de flujo. También es importante notar que las superficies de deslizamiento críticas son similares a la descrita en la Figura 6.6 y a las calculadas con el análisis numérico de la Sección 6.4.2 y la Sección 6.4.3. La superficie comienza en el pie izquierdo del talud superior, y es la responsable del movimiento de rotación como cuerpo rígido de los diques identificado en el caso de estudio. Sin embargo, en el análisis de

equilibrio límite no es posible capturar de forma simultánea la superficie adicional que se identifica en los análisis numéricos, responsables del movimiento en traslación horizontal del dique inferior.

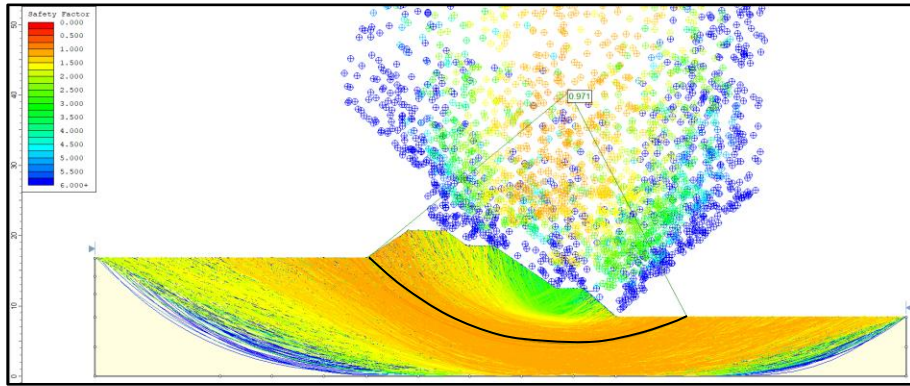


Figura 6.44. Factor de seguridad por el método de Bishop simplificado.

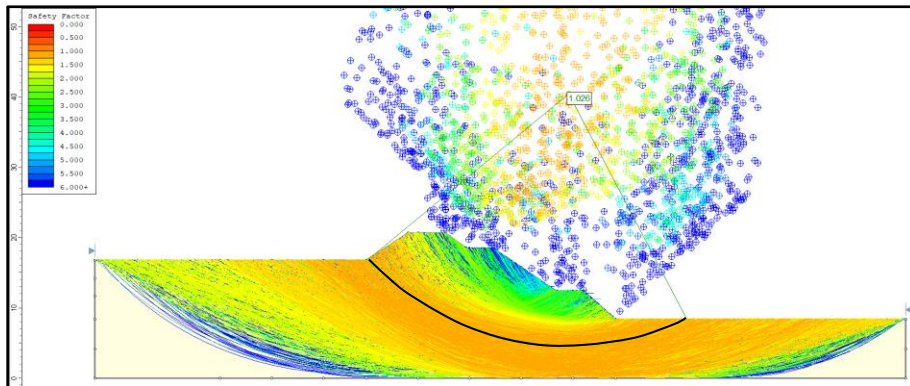


Figura 6.45. Factor de seguridad por el método de Janbu corregido.

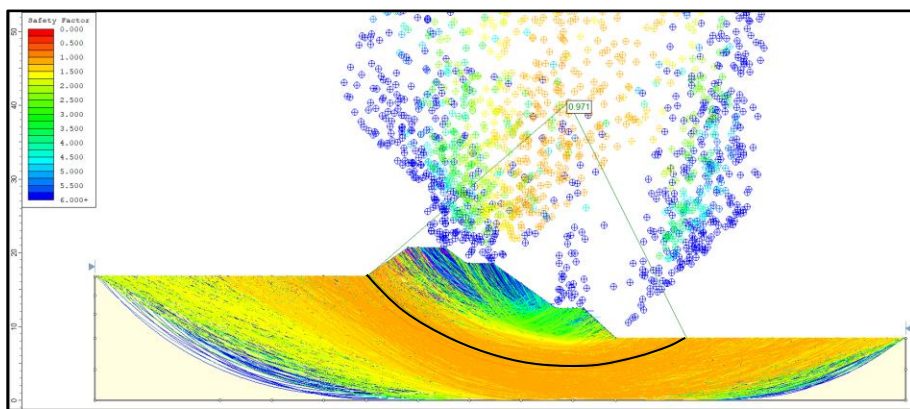


Figura 6.46. Factor de seguridad por el método de Spencer.

A pesar de las limitaciones de este tipo de análisis, mencionadas anteriormente, en este caso sí fue capaz de identificar las precarias condiciones de estabilidad de la estructura, así como una superficie de deslizamiento que tiene una cierta congruencia con el mecanismo

observado por Davies (1999) y Jefferies & Been (2016) en el caso de estudio. Sin embargo, como se mencionó anteriormente, este análisis representa una simplificación importante, ya que la condición de falla progresiva que induce la licuación de flujo hace que la estabilidad del problema dependa no sólo de la resistencia pico sino también de la resistencia licuada. Por lo tanto, se recomienda cautela al interpretar este tipo de resultados, en especial cuando estos deriven en una condición estable y con un factor de seguridad adecuado, ya que esto no garantiza que la licuación de flujo no pueda ocurrir en una cierta zona del dominio, y que se propague hasta causar la inestabilidad global de la estructura.

7 Conclusiones

El objetivo principal de la investigación fue caracterizar el fenómeno de licuación de flujo por medio de análisis numéricos y de un modelo constitutivo capaz de representar la respuesta de suelos de baja plasticidad en condiciones de carga no drenada. Particularmente se adoptó el modelo CASM (Yu, 1998), el cual permite una gran flexibilidad para representar un amplio rango de materiales y es capaz de reproducir el comportamiento en reblandecimiento no drenado asociado al fenómeno de licuación de flujo. El modelo se aplicó a la simulación de una falla histórica en la Mina de Sullivan, en donde se cree que el fenómeno de licuación de flujo fue el factor principal responsable del colapso. De la información recuperada de la literatura, se plantearon y definieron parámetros representativos del caso de estudio, de cuyos resultados se logró reproducir satisfactoriamente las observaciones de Davies (1999) y Jefferies & Been (2016), tales como: (1) la precaria condición de estabilidad en la que se encontraba la estructura; (2) el desencadenante mecánico (incremento de sobrecarga) de la licuación de flujo; (3) la cinemática de la rotura, incluyendo el desplazamiento horizontal de la zona cercana al dique inferior así como el movimiento en rotación como cuerpo rígido de los diques intermedio y superior; y (4) la geometría final de la masa fallada. Además, con los mismos parámetros adoptados para el caso de estudio, se simuló una serie de pruebas triaxiales no drenadas para describir el comportamiento del material, en donde fue evidente la ocurrencia de la licuación de flujo. Los resultados sugieren que la ocurrencia del fenómeno de licuación de flujo, como resultado de la última elevación del dique superior, es una explicación razonable del colapso ocurrido en la Mina de Sullivan, conclusión que concuerda con las opiniones de Davies (1999) y Jefferies & Been (2016).

Sin embargo, a pesar de que la simulación fue capaz de reproducir satisfactoriamente las observaciones reportadas en la literatura, ésta adoptó un solo material para representar el comportamiento de los residuos mineros, lo cual es una simplificación importante debido a la variabilidad espacial que puede ocurrir en estos depósitos. Por lo tanto, con el fin de explorar otras condiciones y parámetros que pudieran haber derivado en una condición estable, o, en su defecto, que pudieran agravar las condiciones de estabilidad, la investigación también contempló un análisis paramétrico. Como resultado de este análisis, se identificó que la mayor parte de las simulaciones se comportaron de forma similar (cualitativamente) respecto al caso base: encontraron el colapso de la estructura, con un mecanismo similar, y se identificó la ocurrencia del fenómeno de licuación de flujo y una condición de falla progresiva. A pesar de que se exploraron rangos de parámetros que mejoraban la condición de estabilidad, en ninguna de las simulaciones fue posible prevenir el colapso de la estructura. Por lo tanto, también se exploró el efecto individual que poseen algunos de los parámetros del modelo sobre la estabilidad global de la estructura,

considerando valores fuera de los límites estudiados en la primera fase del análisis paramétrico. De estos análisis se derivan las siguientes conclusiones:

- a. Contrario a lo esperado, modificar la pendientes de la línea de estado crítico, en el espacio $q - p$, resultó en la disminución de la capacidad de la estructura. Lo anterior debido a que se asume que el coeficiente de empuje de tierras en reposo K_0 se relaciona con el ángulo de fricción (por ende también con la pendiente M) a través de la ecuación de Jaky (1944). Por lo tanto, al aumentar M , y consecuentemente aumentar el ángulo de fricción, disminuye el valor de K_0 . Resultando en un desviador inicial más grande y un estado de esfuerzos inicial que está más cerca de la condición de inestabilidad, requiriendo un incremento del esfuerzo desviador más pequeño para desencadenar la licuación de flujo. Por lo tanto, a pesar del aumento en la resistencia en el estado crítico, la capacidad del problema disminuye.
- b. Como era de esperarse, disminuir el parámetro de estado inicial ψ_0 mejora las condiciones de estabilidad de la estructura. Lo anterior debido a que éste controla la cantidad de excesos de presión de poro necesarios para alcanzar el estado crítico y, por lo tanto, controla indirectamente la magnitud del reblandecimiento que exhibe el material así como la resistencia en el estado residual. Como el caso de estudio involucra una condición de falla progresiva, la resistencia global de la estructura depende tanto de la resistencia pico $s_{u\ pk}$ como de la resistencia residual $s_{u\ c}$ (en el estado crítico), siendo esta la razón de la mejora de las condiciones de estabilidad con el incremento del parámetro de estado. Sin embargo, es importante mencionar que solo fue posible explorar un limitado número de combinaciones debido a que valores pequeños del parámetro de estado resultaban en resistencias residuales por arriba de la resistencia no drenada pico asumida, impidiendo la convergencia en el procedimiento de calibración de los parámetros.
- c. También contrario a lo esperado, modificar la pendiente λ de la CSL resultó en una peora de las condiciones de estabilidad. Lo anterior ocurre debido a que se asume un parámetro de estado inicial constante y, por lo tanto, una separación vertical constante entre el estado de esfuerzos inicial del suelo y la CSL. Geométricamente esto resulta en que las trayectorias con un valor de λ pequeño (suelo poco contractivo) requieran mayores excesos de presión de poro para alcanzar la condición de estado crítico.
- d. El incremento de la resistencia no drenada pico $s_{u\ pk}$ no derivó en un incremento significativo de la resistencia global del problema de contorno (para una resistencia residual $s_{u\ c}$ constante). El aumentar la resistencia no drenada pico también

ocasiona un mayor reblandecimiento del material, derivando en un comportamiento más frágil del material que, en cierta medida, compensa el incremento de la resistencia pico.

- e. Con el fin de explorar valores menores del parámetro de estado, utilizando el procedimiento de calibración descrito, se consideró el aumento simultáneo de ψ_0 y de S_p . En esta ocasión sí se encontró un set de parámetros que derivara en la estabilidad del depósito. Sin embargo, estos parámetros están muy alejados de los parámetros que se cree que representan el caso de estudio, poniendo en evidencia las precarias condiciones de estabilidad en los que se encontraba la estructura.
- f. Debido a que el fenómeno de licuación de flujo ocurre solo bajo condiciones no drenadas (o de drenaje parcial), los análisis hidromecánicos acoplados permiten explorar las condiciones en las que la licuación puede o no ocurrir. En este caso, se presenta una competencia entre la velocidad de generación de los excesos de presión de poro, derivados de la carga, y la disipación de los mismos por el fenómeno de consolidación. Se demostró que, para los mismos parámetros y condiciones que generan el colapso, si la carga se aplica con una baja velocidad de construcción, con relación a la permeabilidad del material, se puede prevenir la ocurrencia del fenómeno de licuación de flujo y lograr una condición de estabilidad.

Los resultados de la serie de análisis numéricos demuestran algunas de las limitaciones de los análisis de equilibrio límite, particularmente la imposibilidad de representar mecanismos de rotura complejos y el hecho de que la estabilidad global del problema depende de las resistencias pico, residual y de la velocidad de pérdida de resistencia con la deformación. Sin embargo, al menos para el caso de estudio abordado en esta investigación, el análisis de equilibrio límite realizado sí fue capaz de identificar el estado incipiente de falla en el que se encontraba el caso de estudio antes del colapso.

Finalmente, un objetivo tangencial de la investigación fue el de evaluar el método de Foti et al. (2002) para la estimación de la porosidad de un medio saturado a partir de medición de velocidades de propagación de ondas sísmicas, aprovechando información existente de la zona del antiguo Lago de Texcoco. Sin embargo, esta evaluación no fue particularmente exitosa. Debido al éxito de la aplicación de esta metodología en otros materiales, la poca correlación encontrada podría tener dos posibles explicaciones: (1) que la metodología no es aplicable a los suelos arcillosos del antiguo Lago de Texcoco o (2) que las mediciones de velocidades de propagación de ondas disponibles no eran de muy buena calidad. De cualquier forma es conveniente plantear en un futuro la validación de la metodología mediante pruebas de laboratorio, con el uso de elementos bender y cristales piezoeléctricos, en donde es posible tener un mayor control de las variables que intervienen en la metodología.

Bibliografía y referencias

- Aguilar Téllez, M. A. (2006).** *Comportamiento esfuerzo-deformación de una arena fina ante esfuerzos monotónicos y cíclicos en corte simple.* Universidad Nacional Autónoma de México.
- Alarcon-Guzman, A., Leonards, G., & Chameau, J. L. (1988).** Undrained monotonic and cyclic strength of sands. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 114*(10), 1089–1109.
- Alberro, J. (1971).** Stress-strain analysis of El Infiernillo Dam. *ASCE, Specialty Conference of Earth and Earth Support Structures.*
- Arnauti, S. A., Angelides, D. C., Chatzigogos, T. N., & Pytel, W. M. (2012).** Variability of Soil Strength Parameters and its Effect on the Slope Stability of the Želazny Most Tailing Dam. *International Journal of Geological and Environmental Engineering, 6*(7), 415–421.
- Arroyo, M., & Gens, A. (2021).** Computational analyses of Dam I failure at the Corrego de Feijao mine in Brumadinho Final Report. *Comite Independente de Assessoramento Extraordinário de Apuracao, 561.*
- ASTM D 4428/D 4428M-00. (2000).** Standard Test Methods for Crosshole Seismic Testing. In *ASTM D 4428.*
- ASTM D 7400-08. (2010).** Standard Test Methods for Downhole Seismic Testing. In *ASTM D 7400-08.*
- ASTM D2166-00. (2000).** *Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil.*
- ASTM D2216-98. (1998).** Standard Test Method for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock by Mass.
- ASTM D2488-00. (2000).** *Standard Practice for Description and Identification of Soils.*
- ASTM D2573-08. (2008).** *Standard Test Method for Field Vane Shear Test in Cohesive Soil.*
- ASTM D2850 - 95. (2015).** Standard Test Method for Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils.
- ASTM D3080-98. (1998).** *Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions.*
- ASTM D422-63. (1998).** Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils.
- ASTM D4253. (2000).** *Standard Test Methods for Maximum Index Density and Unit Weight of Soils Using a Vibratory Table.*
- ASTM D4318-00. (2010).** Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils.
- ASTM D4767-95. (2003).** Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils.
- ASTM D7181-20. (2011).** *Standard Test Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils.*
- ASTM D854-02. (2002).** Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer.
- Auvinet, G., & Rodríguez, J. F. (2014).** Reflexiones sobre el uso del método del elemento finito para la modelación de obras geotécnicas. *XXVII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica,*

1–8.

Been, K., Conlin, B. H., Crooks, J. H. A., Jefferies, M. G., Rogers, B. T., Shinde, S. B., & Williams-Fitzpatrick, S. (1987). Back analysis of the Nerlerk berm liquefaction slides: Discussion. *Canadian Geotechnical Journal*, 24(1), 170–179.

Been, K., Crooks, J. H. A., Becker, D. E., & Jefferies, M. G. (1986). The cone penetration test in sands: Part I, state parameter interpretation. *Geotechnique*, 36(2), 239–249.

Been, K., Crooks, J. H. A., & Jefferies, M. G. (1988). Interpretation of material state from the CPT in sands and clays. In T. Telford (Ed.), *Proceedings of the Conference on Penetration Testing in the U.K.* (pp. 89–92).

Been, K., & Jefferies, M. G. (1985). A state parameter for sands. *Geotechnique*, 2, 99–112.

Been, K., & Jefferies, M. G. (1992). Towards systematic CPT interpretation. In *Predictive Soil Mechanics: Proc. of the Wroth Memorial Symposium*, 121–134.

Been, K., Jefferies, M. G., Crooks, J. H. A., & Rothenburg, L. (1987). The cone penetration test in sands: Part II, general inference of state. *Geotechnique*, 37(3), 285–299.

Berryman, J. G. (1999). Origin of Gassmann's equations. *Stanford Exploration Project, Report 102*, 187–192.

Biot, M. A. . (1956a). Theory of Propagation of Elastic Waves in a Fluid-Saturated Porous Solid. I. Low-Frequency Range. *Journal of the Acoustical Society of America*, 28(2), 168–178.

Biot, M. A. . (1956b). Theory of Propagation of Elastic Waves in a Fluid-Saturated Porous Solid. II. Higher Frequency Range. *Journal of the Acoustical Society of America*, 28(2), 179–191.

Bishop, A. W. (1966). Strength of soils as engineering materials. Sixth Rankine Lecture. *Géotechnique*, 16, 89–130.

Bishop, A. W., & Henkel, D. J. (1976). *The measurement of soil properties in the triaxial test* (Gran Bretaña: Edward Arnold (ed.)).

Bjerrum, L., & Landva, A. (1966). Direct simple-shear tests on a Norwegian Quick Clay. *Geotechnique*, 16(1), 1–20.

Bowles, J. E. (1996). *FOUNDATION ANALYSIS AND DESIGN* (McGraw-Hill Companies (ed.); 5th ed).

Braja M., D. (1993). *Principles of Soil Dynamics* (PWS-KENT Publishing Company (ed.); Ilustrada).

Burland, J. B. (1965). *Deformation of soft clay*. Cambridge Univeristy.

Buscarnera, G., & Whittle, A. J. (2012). Constitutive modelling approach for evaluating the triggering of flow slides. *Canadian Geotechnical Journal*, 49(5), 499–511.

Carrera, A., Coop, M., & Lancellotta, R. (2011). Influence of grading on the mechanical behaviour of Stava tailings. *Geotechnique*, 61(11), 935–946.

Carrillo Ledesma, A., González Rosas, K. I., & Mendoza Bernal, O. (2018). *Introducción al Método de Diferencias Finitas y su Implementación Computacional*.

Casagrande, A. (1975). Liquefaction and cyclic deformation of sands: A critical review. *Proceedings of the Fith Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 5, 79–133.

-
- Castro, G. (1969).** *Liquefaction of sand*. Harvard University.
- Chu, J., & Leong, W. K. (2002).** Effect of fines on instability behaviour of loose sand. *Géotechnique*, 52(10), 751–755.
- Dafalias, Y. F., & Manzari, M. T. (2004).** Simple Plasticity Sand Model Accounting for Fabric Change Effects. *Journal of Engineering Mechanics*, 130(6), 622–634.
- Dafalias, Y. F., Papadimitriou, A. G., & Li, X. S. (2004).** Sand Plasticity Model Accounting for Inherent Fabric Anisotropy. *Journal of Engineering Mechanics*, 130(11), 1319–1333.
- Davies, M., McRoberts, E., & Martin, T. E. (2002).** Static liquefaction of tailings: fundamentals and case histories. *Tailing Dams 2002: Association of State Dam Safety Officials, U.S. Society on Dams, April 29-May 1, 2002, Orleans Hotel, Las Vegas, Nevada*.
- Davies, M. P. (1999).** *Piezoecone Technology for the Geoenvironmental Characterization of Mine Tailings*. University of British Columbia.
- Davies, M. P., Dawson, B. D., & Chin, B. G. (1998).** Static liquefaction slump of mine tailings - A case history. *Proceedings of the 51st Canadian Geotechnical Conference*, 123–131.
- Díaz-Rodríguez, J. A. (2014).** *Mecánica de Suelos Naturales y propiedades* (Trillas (ed.); Primera).
- Espinace Abarzua, R. (1984).** Respuesta estática y cíclica de rellenos areno-arcillosos compactados. *Boletín de Información Del Laboratorio de Carreteras y Geotecnia*, 166, 7.
- Flitti, A., Della, N., De Kock, T., Cnudde, V., & Verástegui-Flores, R. D. (2019).** Effect of initial fabric on the undrained response of clean Chlef sand. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 0(0), 1–16.
- Flores Castellón, O. (2022).** Caracterización experimental de jales. *Seminarios Sobre Depósitos de Residuos Mineros - Desde Caracterización Hasta Gobernanza*, Seminario 01.
- Flores Nuñez, J., & Auvinet, G. (1979).** Behavior of Madin Dam During Construction and First Filling, Special Case History Volume. *IXth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 457–496.
- Foti, S., Lai, C. G., & Lancellotta, R. (2002).** Porosity of fluid-saturated porous media from measured seismic wave velocities. *Geotechnique*, 52(5), 359–373.
- Foti, S., & Lancellotta, R. (2004).** Soil porosity from seismic velocities. *Geotechnique*, 54(8), 551–554.
- Fourie, A. B., Blight, G. E., & Papageorgiou, G. (2001).** Static liquefaction as a possible explanation for the Merriespruit tailings dam failure. *Canadian Geotechnical Journal*, 38(4), 707–719.
- Fourie, A. B., & Papageorgiou, G. (2001).** Defining an appropriate steady state line for Merriespruit gold tailings. *Canadian Geotechnical Journal*, 38(4), 695–706.
- Fourie, A. B., & Tshabalala, L. (2005).** Initiation of static liquefaction and the role of K0 consolidation. *Canadian Geotechnical Journal*, 42(3), 892–906.
- Frías Valero, E. (2004).** *Aportaciones al estudio de las máquinas eléctricas de flujo axial mediante la aplicación del método de los elementos finitos*. Universidad Politécnica de Cataluña.
- Frost, J. D., & Park, J. Y. (2003).** A Critical Assessment of the Moist Tamping Technique. *Geotechnical Testing Journal*, 26(1), 57–70.

- Gens, A. (2019).** Hydraulic fills with special focus on liquefaction. *17th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, ECSMGE 2019 - Proceedings*, 52–82.
- Geotec, S. A. de C. V. (2013).** *Estudios de Exploración del Subsuelo y Pruebas de Laboratorio en el Terreno, para Atender la Demanda de Servicios Aeroportuarios en el Centro del País.*
- Gibbs, H. J., & Holtz, W. G. (1957).** Research on Determining the Density of Sand by Spoon Penetration Test. *Proc. Fourth Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng.*, 35–39.
- González, N. A., Arroyo, M., & Gens, A. (2009).** Identification of bonded clay parameters in SBPM test: a numerical study. *Soils and Foundations*, 49(3), 329–340.
- Han, D., Nur, A., & Morgan, D. (1986).** The effects of porosity and clay content on wave velocities in sandstones. *Geophysics*, 51(11), 2093–2107.
- Hanzawa, H., Itoh, Y., & Suzuki, K. (1979).** Shear Characteristics of a Quick Sand in The Arabian Gulf. *Soils and Foundations*, 19(4), 1–15.
- Helgerud, M. B., Dvorkin, J., Nur, A., Sakai, A., & Collett, T. (1999).** Elastic-wave velocity in marine sediments with gas hydrates: Effective medium modeling. *Geophysical Research Letters*, 26(13), 2021–2024.
- Hunter, J. A. (2003).** Some observations of V_p , V_s , depth and porosity from boreholes in water-saturated unconsolidated sediments. *Proc. SAGEEP 2003*, 650–661.
- Hynes, M. E., & Olsen, R. S. (1999).** Influence of confining stress on liquefaction resistance. *Proc., Int. Workshop on Phys. and Mech. of Soil Liquefaction*, 255–320.
- Ishihara, K. (1993).** Liquefaction and flow failure during earthquakes. *Géotechnique*, 43, 351–451.
- Ishihara, K. (1997).** Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics. In *Choice Reviews Online* (Vol. 34, Issue 09).
- Ishihara, K., Tatsuoka, F., & Yasuda, S. (1975).** Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses. *Soils Found.*, 15(1), 29–44.
- Jaky, J. (1944).** The coefficient of earth pressure at rest. *Journal for Society of Hungarian Architects and Engineers*, 355–358.
- Jefferies, M., & Been, K. (2016).** *Soil Liquefaction. A critical state approach* (W. Powrie & University of Southampton (eds.); Segunda).
- Jefferies, M. G. (1993).** Nor-Sand: A simple critical state model for sand. *Geotechnique*, 43(1), 91–103.
- Jefferies, M. G., & Been, K. (2006).** *Soil Liquefaction – A critical state approach* (Taylor & Francis (ed.)).
- Jerónimo Rodríguez, F. de J. (2003).** *Aplicación del principio de la proporcionalidad natural para describir el comportamiento esfuerzo-deformación en arenas sometidas a ensayos de compresión triaxial, drenados y no drenados.* Universidad Nacional Autónoma de México.
- Kramer, S. L. (1996).** *Geotechnical Earthquake Engineering* (Prentice Hall (ed.)). University of Washington.
- Lade, P. V., & Pradel, D. (1990).** Instability and Plastic Flow of Soils. I: Experimental Observations. *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, 116(11), 2532–2550.
- Lee, J. S., & Yoon, H. K. (2014).** Porosity estimation based on seismic wave velocity at shallow depths. *Journal of Applied Geophysics*, 105, 185–190.

-
- Li, X. S., & Dafalias, Y. F. (2000).** Dilatancy for cohesionless soils. *Géotechnique*, 50(4), 449–460.
- Mánica, M. A., Arroyo, M., Gens, A., & Monforte, L. (2021a).** Application of a critical state model to the Merriespruit tailings dam failure. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering*, 1–15.
- Mánica, M. A., Arroyo, M., & Gens, A. (2021b).** Effects of tailings viscosity on liquefaction triggering analyses. *Tailings and Mine Waste 2021 Conference, Banff, Alberta, November 7-10*.
- Mánica, M., Ciantia, M. O., & Gens, A. (2021c).** Sobre la simulación numérica de materiales cuasi-frágiles en problemas de ingeniería. *XXX Reunión Nacional de Ingeniería Geotécnica, March*, 591–598.
- Manzari, M. T., & Dafalias, Y. F. (1997).** A critical state two-surface plasticity model for sands. *Géotechnique*, 47(2), 255–272.
- Marsal, R. J., & Reséndiz, D. (1975).** *Presas de Tierra y Enrocamiento* (R. J. Editorial Limusa (ed.)).
- Mavko, G., Mukerji, T., & Dvorkin, J. (2009).** *The Rock Physics Handbook* (Cambridge University Press (ed.); Second Edi, Vol. 4, Issue 3).
- Mayne, P. W., & Kulhawy, F. H. (1982).** K₀-OCR Relationship in Soil. In *ASCE Journal of Geotechnical Engineering Division* (Vol. 108, Issue 6, pp. 851–872).
- Mine Safety and Health Administration (MSHA). (2010).** *Engineering and Design Manual: Coal Refuse Disposal Facilities* (D'APPOLONIA ENGINEERING (ed.); Second Edi, Issue May 2009).
- Miura, K., Yoshida, N., & Kim, Y. S. (2001).** Frequency dependent property of waves in saturated soil. *Soils and Foundations*, 41(2), 1–19.
- Nguyen, H. B. K., Rahman, M. M., & Fourie, A. B. (2017).** Undrained behaviour of granular material and the role of fabric in isotropic and K₀ consolidations: DEM approach. *Géotechnique*, 67(2), 153–167.
- Olson, S. (2001).** *Liquefaction analysis of level and sloping ground using field case histories and penetration resistance*.
- Olson, S. M., Stark, T. D., Walton, W. H., & Castro, G. (2000).** 1907 Static Liquefaction Flow Failure of the North Dike of Wachusett Dam. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 26(12), 1184–1193.
- Olson, Scott M., & Stark, T. D. (2002).** Liquefied strength ratio from liquefaction flow failure case histories. *Canadian Geotechnical Journal*, 39(3), 629–647.
- Olson, Scott M., & Stark, T. D. (2003).** Yield Strength Ratio and Liquefaction Analysis of Slopes and Embankments. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 129(8), 727–737.
- Paniagua, W. I. (2018).** Congelación artificial del suelo. *Construcción Pan-Americana*, 14–16.
- Perzyna, P. (1966).** Fundamental Problems in Viscoplasticity. *Advances in Applied Mechanics*, 9, 243–377.
- Pestana, J. M., & Whittle, A. J. (1999).** Formulation of a unified constitutive model for clays and sands. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 23(12), 1215–1243.
- Pestana, J. M., Whittle, A. J., & Salvati, L. (2002).** Evaluation of a constitutive model for clays and sands: Part I Sand behavior. *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.*, 26, 1097–1121.
- PLAXIS. (2020a).** PLAXIS Material Models. In *Plaxis Handbook 2D*.

- PLAXIS. (2020b).** *PLAXIS Reference Manual*.
- Plewes, H. D., Davies, M. P., & Jefferies, M. G. (1992).** CPT based screening procedure for evaluating liquefaction susceptibility. *Proceedings of the 45th Canadian Geotechnical Conference*, 41–49.
- Polito, C. (1999).** The Effects Of Non-Plastic and Plastic Fines On The Liquefaction Of Sandy Soils. *PHD Thesis@Virginia Tech, December*, 274.
- Poulos, S. J. (1981).** The steady state of deformation. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 107(5), 553–562.
- Poulos, S. J., Castro, G., & France, J. W. (1985).** Liquefaction evaluation procedure. *Journal of Geotechnical Engineering*, 111(6), 772–792.
- Richardson, L. F. (1911).** The approximate arithmetical solution by finite differences of physical problems involving differential equations, with an application to the stresses in a masonry dam. *Philosophical Transactions of the Royal Society A*, 210(459–470), 307–357.
- Robertson, P. K. (1990).** Soil classification using CPT. *Canadian Geotechnical Journal*, 27(1), 151–158.
- Robertson, P. K. (2010).** Evaluation of Flow Liquefaction and Liquefied Strength Using the Cone Penetration Test. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 136(6), 842–853.
- Robertson, P. K. (2009).** Estimating in-situ state parameter and friction angle in sandy soils from CPT. *2nd International Symposium on Cone Penetration Testing, Huntington Beach, CA, USA, May 2010, 1*.
- Robertson, P. K., & Wride, C. E. (1998).** Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. *Canadian Geotechnical Journal*, 35(3), 442–459.
- Robertson, Peter K., Melo, L. de, Williams, D. J., & Wilson, G. W. (2019).** *Report of the Expert Panel on the Technical Causes of the Failure of Feijão Dam I*.
- Robinson, K. E. (1977).** Tailings Dam Constructed on Very Loose, Saturated Sandy Silt. *Canadian Geotechnical Journal*, 14(3), 399–407.
- Rodriguez Pacheco, R. L., Oldecop, L., & Castillo, E. (2006).** *Variabilidad espacial de las propiedades físicas y conductividad hidráulica saturada de los relaves mineros. October*, 31–35.
- Roscoe, K. H. (1953).** An Apparatus for the Application of Simple Shear to Soil Samples. *International Conference on Soil Mechanics, Zurich, Vol. 1, 1*, 186–191.
- Roscoe, K. H., Schofield, A. N., & Thurairajah, A. (1963).** Yielding of clays in states wetter than critical. *Géotechnique*, 13(3), 211–240.
- Roscoe, K. H., Schofield, A. N., & Wroth, C. P. (1958).** On the yielding of soils. *Géotechnique*, 8(1), 22–53.
- Rowe, P. W. (1962).** The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact. *Proceedings of the Royal Society of London A.*, 269(1339), 500–527.
- Sánchez Leal, F. J. (1998).** *Marco unificado para el análisis del comportamiento no drenado de arenas en cámara triaxial*. Universidad Nacional Autónoma de México.
- Santoyo, E. (2010).** “Exploración de suelos. Métodos directos e indirectos, muestreo y pruebas de campo”. *Vigésima Conferencia Nabor Carrillo*. (Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica (ed.); Primera). Vigésima conferencia Nabor Carrillo.

-
- Sasitharan, S., Robertson, P. K., Sego, D. C., & Morgenstern, N. R. (1994).** State boundary surface for very loose sand and its practical applications. *Canadian Geotechnical Journal*, 31, 321–334.
- Schofield, A. N. (1998).** On The Yielding of Soils. *Géotechnique*, 29–32.
- Schofield, A., & Wroth, P. (1968).** Critical state soil mechanics. In *Engineering* (Vol. 1).
- Seed, H. B., & Idriss, I. M. (1970).** A simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential. *Soil Mechanics and Foundations*, 97(9), 1249–1273.
- Seed, H. B., & Lee, K. L. (1966).** Liquefaction of saturated sands during cyclic loading. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 92(6), 105–134.
- Sego, D. C., Robertson, P. K., Sasitharan, S., Kilpatrick, B. L., & Pillai, V. S. (1994).** Ground freezing and sampling of foundation soils at Duncan Dam. *Canadian Geotechnical Journal*, 31(6), 939–950.
- Sheng, D., Sloan, S. W., & Yu, H. S. (2000).** Aspects of finite element implementation of critical state models. *Computational Mechanics*, 26(2), 185–196.
- Silva Rotta, L. H., Alcântara, E., Park, E., Negri, R. G., Lin, Y. N., Bernardo, N., Mendes, T. S. G., & Souza Filho, C. R. (2020).** The 2019 Brumadinho tailings dam collapse: Possible cause and impacts of the worst human and environmental disaster in Brazil. *International Journal of Applied Earth Observation and Geoinformation*, 90(April), 102119.
- Sladen, J. A., D'Hollander, R. D., & Krahn, J. (1985).** The liquefaction of sands, a collapse surface approach. *Canadian Geotechnical Journal*, 22(4), 564–578.
- Sladen, J. A., D'Hollander, R. D., Krahn, J., & Mitchel, D. E. (1985).** Back analysis of the Nerlerk berm Liquefaction slides. *Canadian Geotechnical Journal*, 22(4), 579–588.
- Taiebat, M., & Dafalias, Y. F. (2007).** SANISAND: Simple anisotropic sand plasticity model. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 32(8), 915–948.
- Taylor, D. W. (1948).** *Fundamentals of Soil Mechanics* (John Wiley (ed.)).
- Teck Resources Limited. (2021).** *Sullivan Mine*. About the Sullivan Mine. <https://www.teck.com/operations/canada/legacy/sullivan-mine/>
- UNE-EN ISO 22476-4. (2016).** *Geotechnical investigation and testing - Field testing - Part 4: Ménard pressuremeter test*.
- Verdugo, R., & Ishihara, K. (1996).** The steady state of sandy soils. *Soils and Foundations*, 36(2), 81–91.
- Villavicencio, A. G., Breul, P., Bacconnet, C., Boissier, D., & Espinace, A. R. (2011).** Estimation of the Variability of Tailings Dams Properties in Order to Perform Probabilistic Assessment. *Geotechnical and Geological Engineering*, 29(6), 1073–1084.
- Wanatowski, D. (2013).** Validation of computational liquefaction in plane strain. *18^o International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, 1(2), 833–836.
- Whitlow, R. (1995).** *Basic soil mechanics* (LONGMAN (ed.); Tercera ed).
- Wood, A. B. (1949).** A textbook of Sound. In *London. G. Bell and Sons Ltd*.
- Yoon, H. K., & Lee, J. S. (2010).** Field velocity resistivity probe for estimating stiffness and void ratio. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30(12), 1540–1549.

Youd, T. L., Idriss, I. M., Andrus, R. D., Arango, I., Castro, G., Christian, J. T., & Dobry, R. (2001). LIQUEFACTION RESISTANCE OF SOILS: SUMMARY REPORT FROM THE 1996 NCEER AND 1998 NCEER/NSF WORKSHOPS ON EVALUATION OF LIQUEFACTION RESISTANCE OF SOILS. *GEOTECHNICAL AND GEOENVIRONMENTAL ENGINEERING*, 126(April), 817–833.

Yu, H. S. (1998). CASM: a unified state parameter model for clay and sand. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 22(8), 621–653.

Yu, H. S. (2006). Plasticity and geotechnics. *Springer US, New York*.

Yu, H. S., Khong, C. D., Wang, J., & Zhang, G. (2005). Experimental evaluation and extension of a simple critical state model for sand. *Granular Matter*, 7(4), 213–225.

Yu, Hai Sui, Khong, C., & Wang, J. (2007). A unified plasticity model for cyclic behaviour of clay and sand. *Mechanics Research Communications*, 34(2), 97–114.

Anexo I

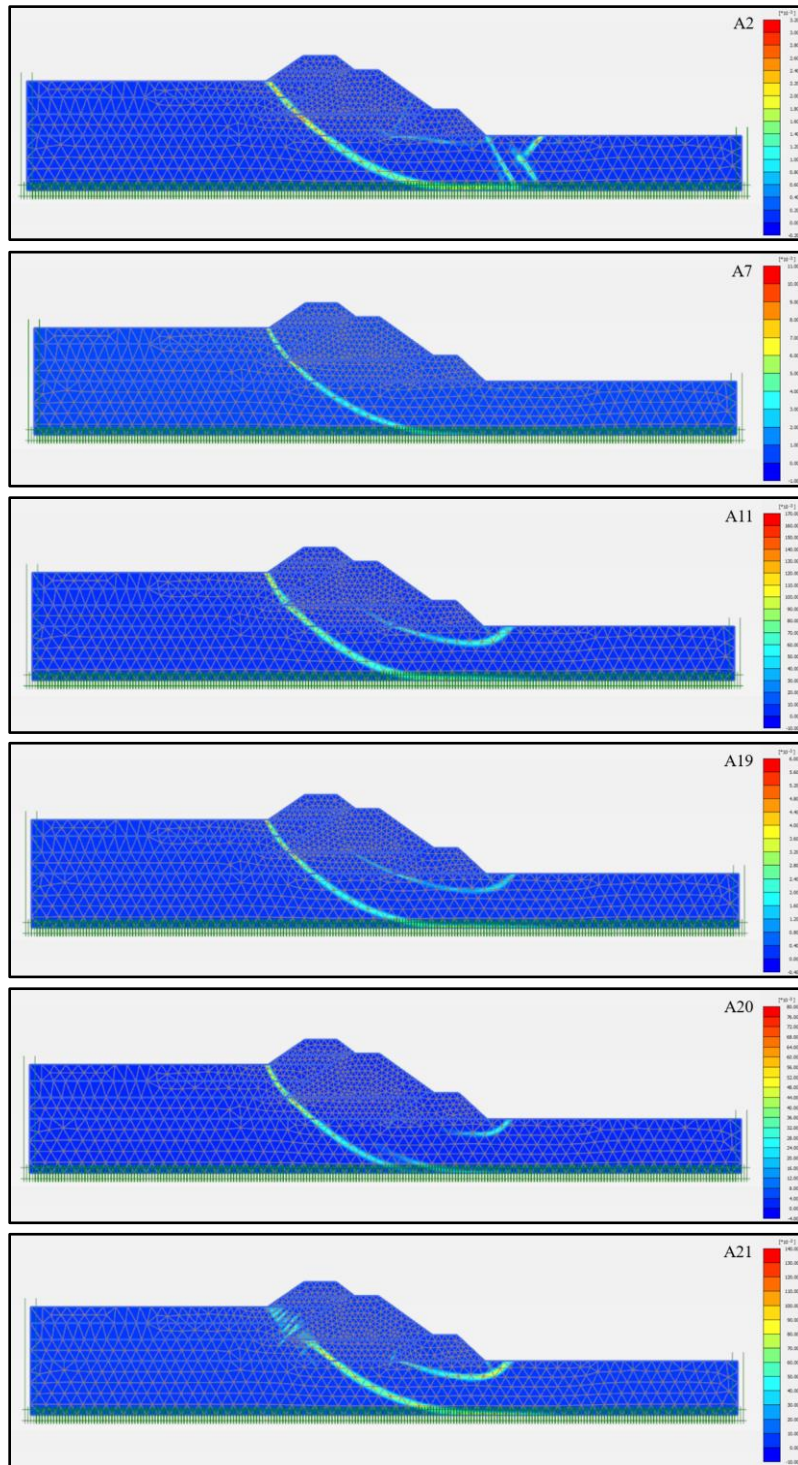


Figura A.1. Contornos de deformaciones desviadoras incrementales, grupo A: parámetros dentro de los límites reportados (1).

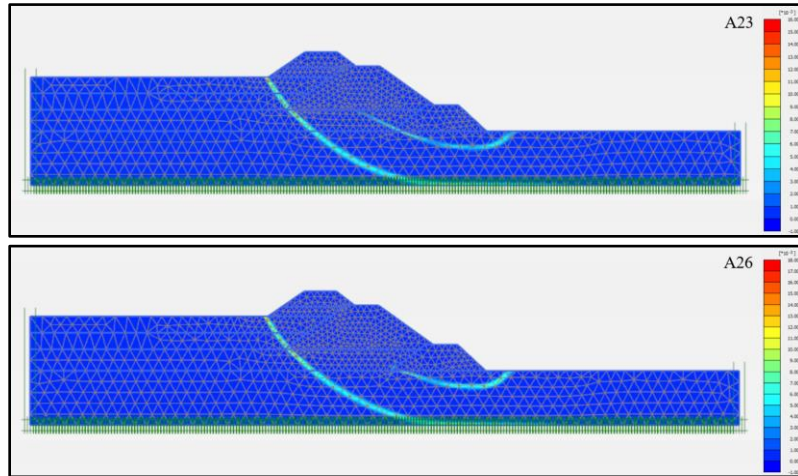


Figura A.2. Contornos de deformaciones desviadoras incrementales, grupo A: parámetros dentro de los límites reportados (2).

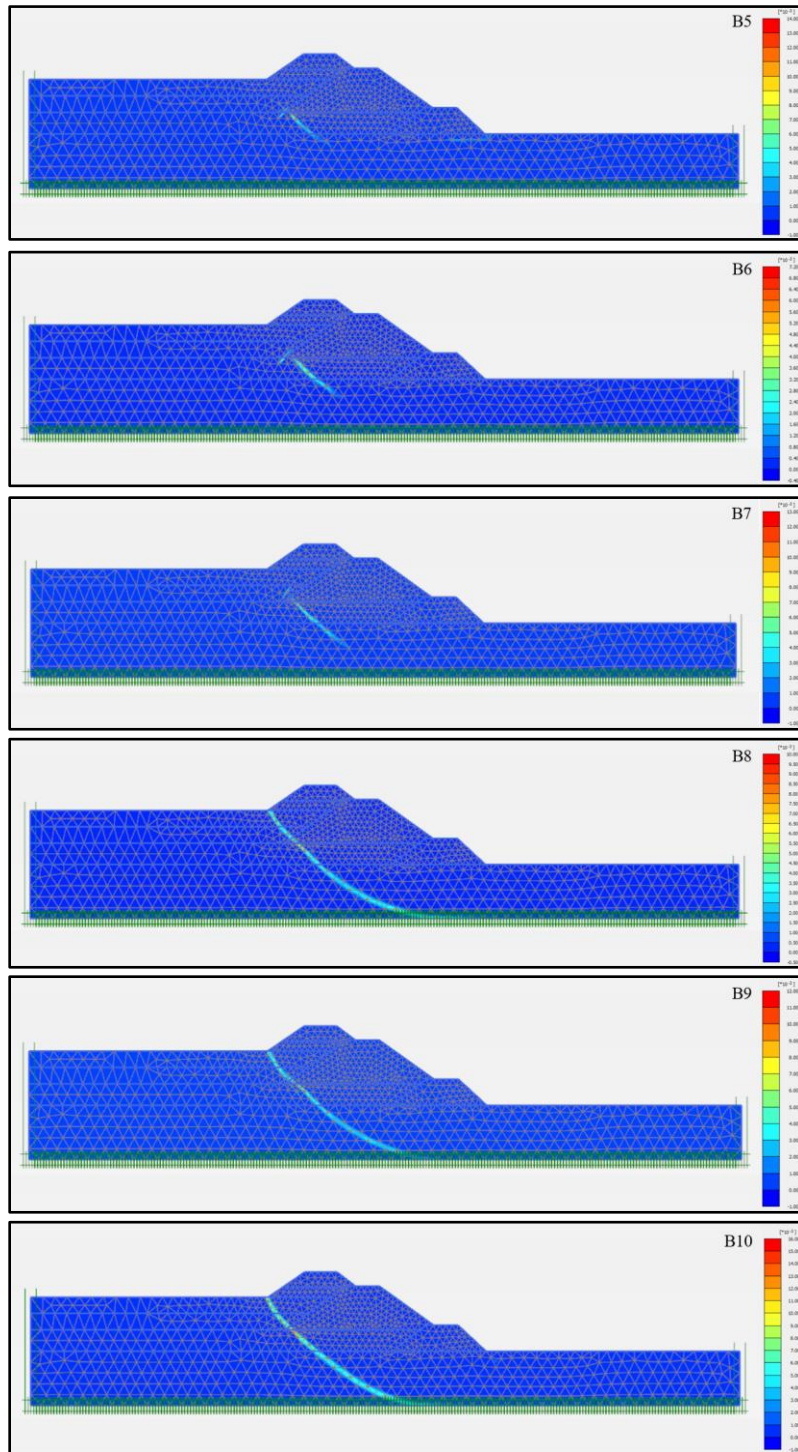


Figura A.3. Contornos de deformaciones desviadoras incrementales, grupo B: modificación de la relación de esfuerzos M .

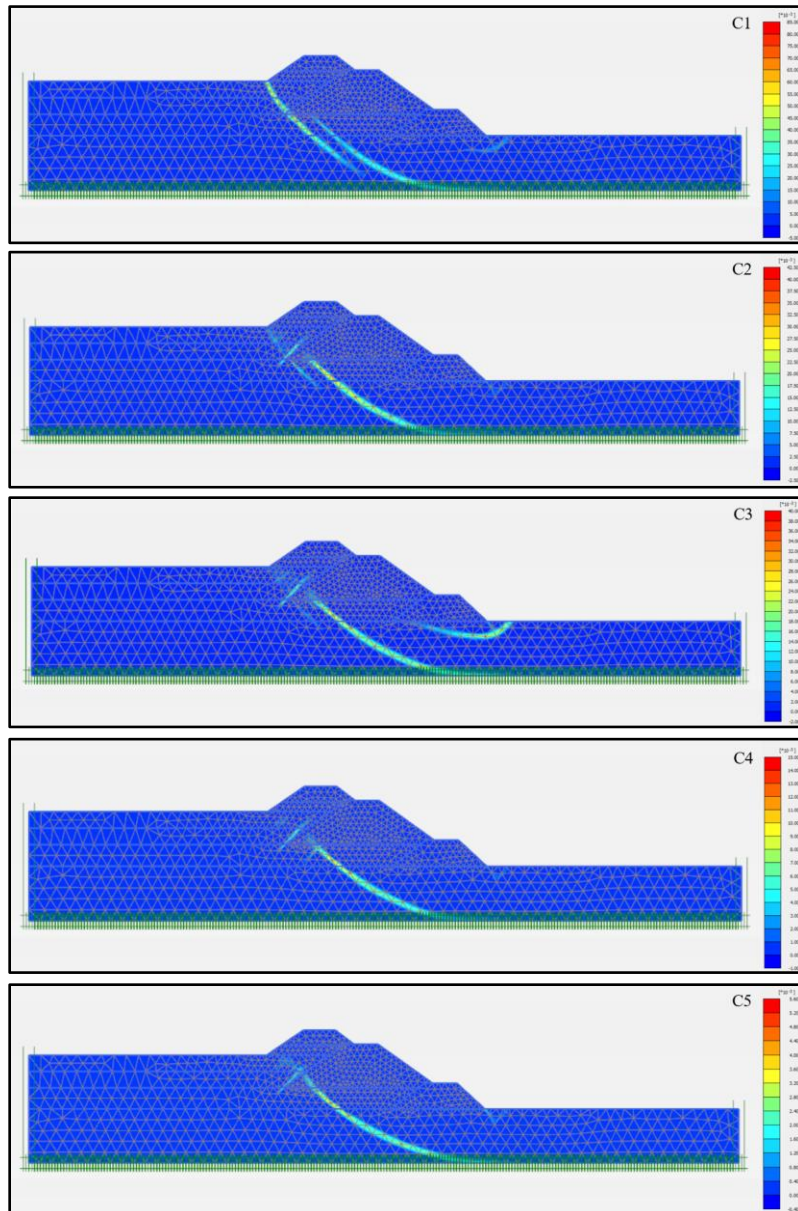


Figura A.4. Contornos de deformaciones desviadoras incrementales, grupo C: modificación del parámetro de estado inicial ψ_0 .

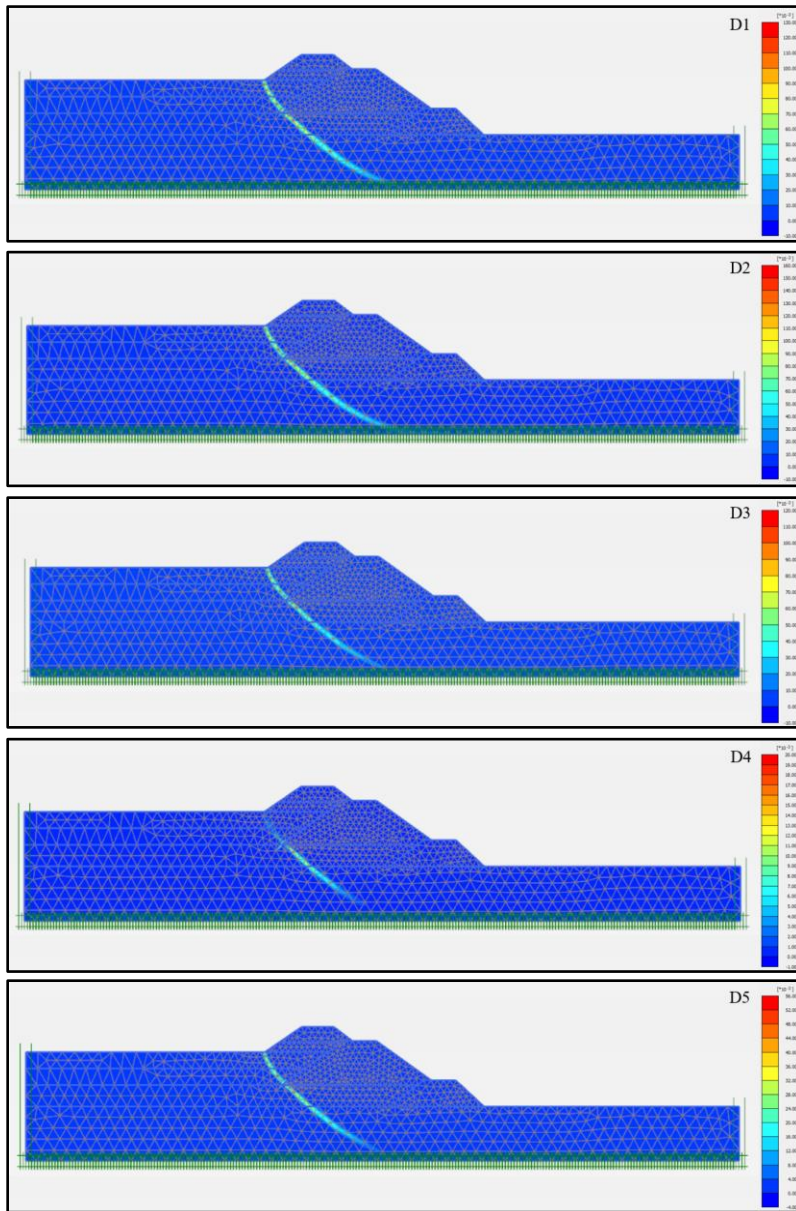


Figura A.5. Contornos de deformaciones desviadoras incrementales, grupo D: modificación de las pendientes λ y κ .

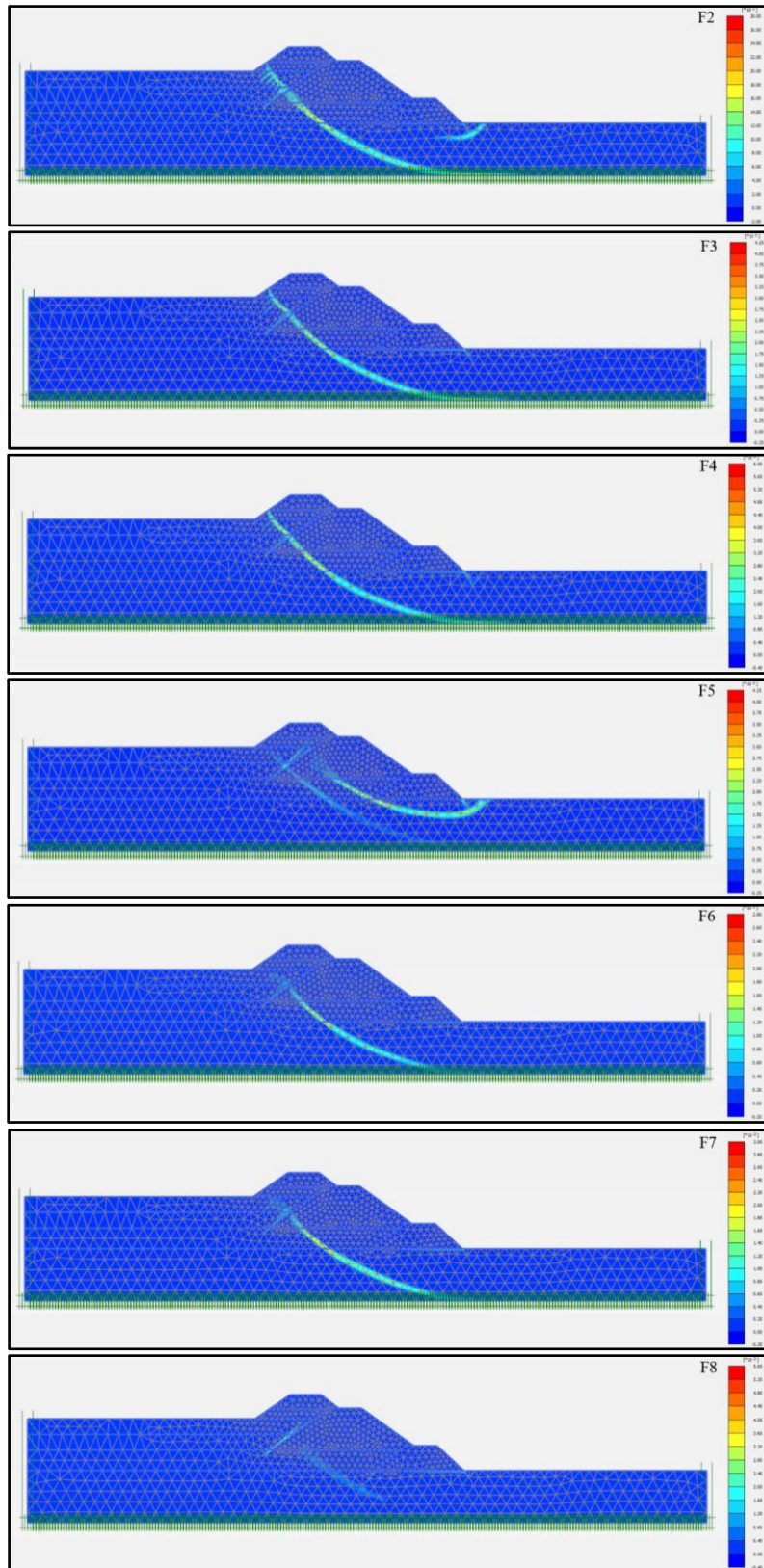


Figura A.6. Contornos de deformaciones desviadoras incrementales, grupo F: modificación de más de un parámetro.