UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL– GEOTECNIA

ANÁLISIS DE LICUACIÓN DE ARENAS.

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

PRESENTA:
JOSÉ LUIS AGUIRRE MARTÍNEZ.

SEMESTRE: 2019-1

TUTOR PRINCIPAL:
DR. ALBERTO JAIME PAREDES.
INSTITUTO DE INGENIERIA, UNAM

CIUDAD UNIVERSITARIA, CD. DE MÉXICO, NOVIEMBRE DE 2018

Universidad Nacional Autónoma de México
UNAM
Biblioteca Central
Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

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.

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Ovando Shelley Efraín

Secretario: M.I. Martínez Mier Jaime Antonio.

Vocal: Dr. Alberto Jaime Paredes.

1 er. Suplente: Dr. Jaime Téllez Miguel Ángel.

2 do. Suplente: Dr. Sarmiento Solano Neftalí.

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: Ciudad Universitaria, Ciudad de México

TUTOR DE TESIS:

Dr. Alberto Jaime Paredes.

FIRMA

Agradecimientos

A mis padres José Luis Aguirre Imperial y Juanita Martínez Tirado por su apoyo a lo largo de mis estudios, gracias a ellos he logrado mis triunfos, los amo.

A mi hermana Marisol Aguirre Martínez por su cariño y afecto a lo largo de mi carrera.

A la universidad Nacional Autónoma de México por brindarme la oportunidad de estar en una de las mejores universidades de Latinoamérica, por brindarme un mundo de conocimientos y oportunidades y forjarme como profesional.

A CONACYT por el apoyo económico recibido durante el transcurso de esta etapa.

Al instituto de ingeniería por darme la oportunidad de ser parte de su equipo de trabajo.

Al Dr. Alberto Jaime Paredes por su paciencia, consejos y enseñanzas las cuales me ayudaron a ser un mejor ingeniero.

Al Dr. Venancio Trueba por sus observaciones y consejos.

A mis sinodales Efraín Ovando Shelley, Jaime Martínez Mier, Miguel A. Jaimes Téllez y Neftalí Sarmiento Solano por su tiempo y sus observaciones en la revisión de este trabajo.

.

Contenido

Capítulo 1 Introducción **1**
1.1 Antecedentes 1
1.2 Objetivos 1
1.3 Alcances 2
Capítulo 2 Principios básicos de mecánica del medio continuo **3**
2.1 Esfuerzos en un medio continuo 3
2.2 Ecuaciones de equilibrio 5
2.3 Tensor de esfuerzos 6
2.4 Esfuerzos principales 8
2.5 Esfuerzos octaédricos 8
2.6 Estado de esfuerzos bidimensional 10
2.7 Estado de deformación 13
2.8 Tensor de deformación 13
2.8.1 Tensor de deformación de Lagrange 15
2.8.2 Tensor de deformación de Cauchy 15
2.8.2.1 Deformaciones principales 16
2.8.2.2 Estado de deformación bidimensional 17
2.9 Ecuaciones de compatibilidad 18
2.10 Ecuaciones constitutivas 19
2.11 Trayectoria de esfuerzos 19
Capítulo 3 Propiedades dinámicas de los suelos **23**
3.1 Principales propiedades dinámicas 23
3.1.1 Módulo de cortante dinámico 23
3.1.2 Coeficiente de amortiguamiento 26
3.1.3 Módulo dinámico de deformación volumétrica 27
3.1.4 Relación de Poisson 27
3.1.5 Módulo de elasticidad 28
3.2 Determinación de las propiedades dinámicas del suelo 28
3.2.1 Pruebas de laboratorio 28
3.2.1.1 Prueba de columna resonante 28
3.2.1.2 Ensaye triaxial cíclico 31
3.2.1.3 Pulso ultrasónico 33
3.2.1.4 Ensaye de corte simple cíclico 34
3.2.1.5 Ensaye con centrífuga 35
3.2.1.6 Mesa vibradora 36
3.2.1.7 Péndulo de torsión libre 37
3.2.2. Pruebas de campo 38
3.2.2.1 Prueba de reflexión sísmica 38
3.2.2.2 Ensaye de refracción sísmica 39
3.2.2.3 Ensaye Down–hole 40
3.2.2.4 Ensaye Up-hole 41
3.2.2.5 Ensaye Cross-Hole 41
3.2.2.6 Prueba de sonda suspendida 42

Capítulo 4 Fenómeno de licuación de arenas 43
4.1 Definición 44
4.2 Factores que influyen en la licuación 45
4.3 Comportamiento de arenas bajo cargas estáticas y cargas cíclicas 46
4.3.1 Comportamiento bajo carga estática 46
4.3.2 Trayectorias de esfuerzos de materiales granulares 48
4.3.3 Comportamiento ante carga cíclica 49
4.4 Efecto de la licuación en suelos 50
4.5 Modelos constitutivos 51
4.5.1 Teoría del estado crítico 51
4.5.2 Licuación por flujo y por movilidad cíclica 54
4.5.3 Parámetro de estado para arenas 56
4.5.4 Modelo lineal equivalente 57
4.5.5 Modelo no lineal 58
Capítulo 5 Análisis de susceptibilidad de licuación 61
5.1 Métodos empíricos 61
5.1.1 Relación de esfuerzos cíclicos (CSR) 61
5.1.2 Relación de resistencia cíclica (CRR) 65
5.1.2.1 Cálculo de CRR con base en pruebas SPT 65
5.1.2.2 Cálculo de CRR con base en apruebas CPT 69
5.1.2.3 Cálculo de CRR con base en la velocidad de onda de corte 70
5.2 Factor de seguridad 72
5.3 Probabilidad de licuación 73
Capítulo 6 Mecanismo de generación y disipación de presión de poro 81
6.1 Ecuación general de exceso y disipación de presión 81
6.2 Modelo de generación de presión de poro MSF 83
6.3 Relación de presión de poro 85
Capítulo 7 Mejoramiento de suelos granulares 91
7.1 Compactación dinámica 92
7.2 Vibro-compactación 94
7.3 Vibro-sustitución 96
7.4 Compactación por inyección de mortero 96
7.5 Deep mixing 97
7.6 Jet grouting 98
7.7 Drenes 99
Capítulo 8 Análisis de licuación en la isla de Enmedio 105
8.1 Ubicación del sitio en estudio 105
8.2. Caracterización geológica 106
8.3 Caracterización sísmica 106
8.4 Caracterización del suelo 108
8.5 Datos de laboratorio 110
8.6 Planteamiento del problema 112
8.7 Análisis con métodos simplificados 112
8.8 Análisis numérico mediante GADFLEA 120
8.9 Análisis de licuación mediante QUAKE/W 124
8.10 Disipación de presión de poro mediante columnas de grava 130

9 Conclusiones **133**
10 Referencias. **135**
Anexo A. Metodología y funcionamiento de GADFLEA **139**
A.1 Metodología 139
A.2 Introducción de datos 142
A.3 Lectura de resultados 146
A.4 Interpretación de resultados 147
Anexo B. Metodología y funcionamiento de LARF. **149**
B.1 Metodología. 149
B.2 Introducción de datos. 150
B.3 Lectura de resultados. 151
B.4 Interpretación de resultados. 152

Índice de figuras.

Figura 2.1 Fuerzas internas actuando en un elemento (Modificado de Popov, 2000). 3
Figura 2.2 Componentes del vector esfuerzos Sn (Popov, 2000). 4
Figura 2.3 Estado de esfuerzos actuando sobre un elemento prismático. 5
Figura 2.4 Fuerzas de superficie y fuerzas de cuerpo actuando en un cuerpo (Linero y Garzón, 2010)..... 6
Figura 2.5 Giro de los ejes de un medio continuo..... 7
Figura 2.6 Esfuerzos en los planos octaédricos..... 9
Figura 2.7 Estado de esfuerzos bidimensional. 10
Figura 2.8 Esfuerzo normal y tangencial para un estado de esfuerzos plano..... 11
Figura 2.9 Representación de esfuerzo plano con círculos de Mohr (Malvern, 1969). 12
Figura 2.10 Casos de deformación bidimensional. 13
Figura 2.11. Deformación y desplazamiento de cuerpo sometido a fuerzas externas..... 13
Figura 2.12 Modos de deformación (Potts, 1999)..... 18
Figura 2.13 a) Conjuntos de equilibrio y b) Conjuntos de compatibilidad (Chen, 2008). 19
Figura 2.14 Relación entre los parámetros de esfuerzo del MIT y los círculos de Mohr. 20
Figura 2.15 (a) círculos de Mohr; (b) trayectorias de esfuerzo para un esfuerzo de confinamiento constante en términos de esfuerzos totales..... 20
Figura 2.16 Trayectorias de esfuerzos en ensaye CD, en extensión y compresión..... 21
Figura 2.17 Trayectorias de esfuerzos en ensaye CU..... 22
Figura 3.1 Curva de histéresis y determinación del coeficiente de amortiguamiento (Ishihara, 1996)..... 23
Figura 3.2 Coeficiente K_2 en función de la deformación angular (Seed e Idriss, 1970). 25
Figura 3.3 Relación entre el módulo de cortante dinámico (a), coeficiente de amortiguamiento (b) y deformación angular (Seed e Idriss, 1970). 27
Figura 3.4 Aparato de columna resonante: a) vista superior, b) vista transversal (Kramer, 1993)..... 29
Figura 3.5 Interpretación de prueba de columna resonante..... 30
Figura 3.6 Condiciones hidrostáticas y anisótropas para prueba triaxial cíclica en compresión (Jaime, 1980). 32
Figura 3.7 Condiciones hidrostáticas y anisótropas para prueba triaxial cíclica en compresión y extensión (Jaime, 1980)..... 32
Figura 3.8 Esquema de una cámara triaxial (Jaime, 1980). 33
Figura 3.9 Esquema de equipo utilizado para realizar prueba de pulso ultrasónico (Whitman y Lawrence, 1963). 34
Figura 3.10 Aparato para prueba de corte simple (Jaime, 1975)..... 35
Figura 3.11 Sección transversal de una centrífuga (Kramer, 1993). 35
Figura 3.12 Aparato de torsión libre (Zeevaert, 1967). 37
Figura 3.13 Registro de una prueba de torsión libre (Jaime, 1980). 37
Figura 3.14 Trayectoria de ondas inducidas en un estrato de suelo. 39
Figura 3.15 (a) prueba de refracción sísmica, (b) curvas domocrónicas (Richart *et al*., 1970). 39
Figura 3.16 Curvas domocrónicas para el caso de dos capas horizontales (Rascón et al, 1972). 40

Figura 3.17 Esquema de ensayo Down-Hole. 41
Figura 3.18 Esquema de ensaye Cross-Hole. 41
Figura 3.19 Esquema de prueba de sonda suspendida (Jaime, 1987). 42
Figura 4.1 Mapa de aceleraciones pico para periodos de retorno de 500 años (Jaimes et al, 2015)..... 43
Figura 4.2 Mapa regional de peligro de licuación debido a sismo (Jaimes et al, 2015)..... 44
Figura 4.3 Granulometrías de algunos suelos que se han licuado (Jaime, 1978). 45
Figura 4.4 Esquema de comportamiento contractivo y dilatante de los suelos granulares (Towhata, 2008). 47
Figura 4.5 Comportamiento triaxial de una arena densa y una arena suelta (Jaime, 1987). 47
Figura 4.6 a) Comportamiento de un espécimen arena contractivo en un ensaye no drenado, b) Comportamiento de un espécimen arena dilatante en un ensaye no drenado (Castro, 1969). ... 48
Figura 4.7 Trayectorias de esfuerzos para suelos granulares en ensaye triaxial CU (NAS, 2016)..... 49
Figura 4.8 Comportamiento de una arena ante carga cíclica (Poulos *et al*, 1985). 49
Figura 4.9 Trayectorias de esfuerzos monotónicos y cíclicos en extensión y compresión (Ovando, 1992)..... 50
Figura 4.10 Desplazamiento laterales debido a la licuación (Idriss & Boulanger, 2008). 51
Figura 4.11 Pruebas triaxial en especímenes de arena en estado suelto y denso (Casagrande, 1936)..... 53
Figura 4.12 Relación de vacíos crítica obtenida mediante pruebas CD (e_s) y relación de vacíos critica obtenida mediante pruebas CU (e_f) (Castro, 1969). 53
Figura 4.13 Trayectorias de esfuerzos para pruebas drenadas y pruebas no drenadas, representadas en el espacio de relación de vacíos vs esfuerzo efectivo promedio (Idriss y Boulanger, 2008). 54
Figura 4.14 Trayectoria de esfuerzos para una arena suelta sometida a una prueba no drenada (Kramer, 1996). 54
Figura 4.15 Comportamiento de varios especímenes de arena (Kramer, 1996). 55
Figura 4.16 Superficie de flujo (Kramer, 1996). 55
Figura 4.17 Definición del parámetro de estado Ψ (Been y Jefferies, 1985). 57
Figura 4.18 Variación de la rigidez del suelo en cada iteración de un modelo línea-equivalente (Krahn J., 2004). 57
Figura 5.1 Esquema de la demanda sísmica en una columna de suelo. 61
Figura 5.2 Rango de valores para rd para diferentes tipos de suelo (Seed e Idriss, 1982). 64
Figura 5.3 Variación del número de golpes respecto al contenido de finos (Idriss y Boulanger, 2008)..... 68
Figura 5.4 Relación de esfuerzos cíclicos en función del número de golpes corregido, (a) contenidos de finos menor o igual al 5%. (b) contenidos de finos mayor al 5% (Seed, 1985).. 69
Figura 5.5 Susceptibilidad de licuación en función de la resistencia de punta (Robertson y Campanella, 1985)..... 70
Figura 5.6 Curvas recomendadas para el cálculo de la susceptibilidad de licuación en función de la velocidad de onda de cortante (Andrus et al, 1999). 72
Figura 5.7 Comparación entre los esfuerzos inducidos por un sismo y los esfuerzos resistentes del suelo (Idriss y Boulanger, 2008)..... 73
Figura 5.8 Árbol de eventos por licuación. 74

Figura 5.9 Distribución de los factores de seguridad para (a) casos donde hubo licuación y (b) casos donde no hubo licuación. 75
Figura 5.10 Curva de fragilidad para análisis de licuación empleando método de Seed e Idriss (Chen y Juang, 2000). 76
Figura 5.11 Curvas de fragilidad para los distintos métodos planteados por Cheng y Juang (2000). 77
Figura 5.12 Curva de esfuerzo cíclico vs número de golpes corregido, para una probabilidad del 15%, 50% y 85% (Idriss y Boulanger, 2012). 79
Figura.6.1 Esfuerzos y presión de poro antes y después de un sismo (Idriss y Boulanger, 2008). 81
Figura 6.2 a) Relación experimental entre la compresibilidad y el aumento de la presión de poro, b) Relación teórica entre la compresibilidad y la presión de poro generada. 83
Figura 6.3 Esquema de mecanismo de generación de presión de poro durante carga cíclica (Seed 1975) 84
Figura 6.4 Variación de la relación de presión de poro (ru), en función del número de ciclos normalizado y el coeficiente θ (Seed, Booker y Rahman, 1976). 86
Figura 6.5 Esquema de número de ciclos equivalentes para un registro tiempo-historia de esfuerzos cortante. (Lee y Chan, 1972). 87
Figura 6.6 Número de ciclos de esfuerzo equivalente (N_{eq}) para sismos con diferente magnitud. (Seed, 1975) 87
Figura 6.7 Relación entre los esfuerzos cíclicos y el número de ciclos necesarios para la licuación (Jaime, 1978). 88
Figura 6.8 Condiciones de esfuerzos iniciales y estado de esfuerzos de un suelo sometido a carga cíclica. 89
Figura 7.1 Aplicación de los métodos de mejoramiento en función de la granulometría (Modificado de Mitchell, 2008). 91
Figura 7.2 a) Método de compactación dinámica estándar (Grupo Menard) y b) Método de compactación dinámica (grupo Ferrara). 92
Figura 7.3 Efecto de la compactación dinámica en suelos granulares. (Slocombe, 1974) 93
Figura 7.4 Distribución de impactos por cada fase del procedimiento de compactación dinámica (Grupo Menard). 93
Figura 7.5 Procedimiento de mejora de suelo por vibro-compactación (Grupo Menard) 94
Figura 7.6 Procedimiento de compactación por inyección de mezclas (Grupo Keller). 97
Figura 7.7 Esquema de procedimiento de mejoramiento Deep Mixing (Hayward Baker, Inc.) 98
Figura 7.8 Tipos de sistemas jet grouting (Essler y Yoshida, 2004). 98
Figura 7.9. Técnica de Jet grouting (Hayward Baker). 99
Figura 7.10 Mejoramiento de suelos licuables por medio de columnas de grava (Idriss y Boulanger, 2008). 99
Figura 7.11 Relación entre la relación de poro máxima y los parámetros del sistema de drenaje para distintos valores de Neq/Nl (Seed y Booker, 1997). 100
Figura 7.12 Efecto de la permeabilidad del material del dren en la disipación de la presión de poro (Seed y Booker,1997) 101
Figura 8.1 Localización de la zona en estudio (Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, 1993) 105
Figura 8.2 Zonificación geológica del sitio (Servicio Geológico Mexicano). 106

Figura 8.3 Aceleraciones máximas del terreno (CFE, 2015). 107
Figura 8.4 Características de una función senoidal. 108
Figura 8.5 Acelerograma de sismo de Michoacán 14/03/1979 (Red Acelerográfica del IINGEN de la UNAM). 108
Figura 8.6 Acelerograma de sismo de Michoacán 14/03/1979 y número de ciclos significativos. 108
Figura 8.7 Perfil estratigráfico de la zona 1 y zona 2. 109
Figura 8.8 Granulometría del estrato de arena gris (Jaime *et al*, 1981). 109
Figura 8.9 Comportamiento de la arena en ensaye triaxial cíclico (Jaime et al, 1981). 111
Figura 8.10 Comparación de los esfuerzos cíclicos provocados por el sismo y la resistencia cíclica en la zona 1. 117
Figura 8.11 Comparación de los esfuerzos cíclicos provocados por el sismo y la resistencia cíclica 118
Figura 8.12 Comparación entre la compacidad relativa y el esfuerzo cíclico para la zona 1 y zona 2 (Robertson y Campanella, 1985). 119
Figura 8.13 Comparación entre el número de golpes y el esfuerzo cíclico para la zona 1 y zona 2 (Idriss y Boulanger, 2004). 119
Figura 8.14 Estratigrafía zona 1 (a) y malla de elementos finitos correspondiente a la zona 1 (b) 120
Figura 8.15 Distribución del exceso de presión de poro zona 1. 122
Figura 8.16 Distribución del exceso de presión de poro para la zona 2. 123
Figura 8.17 Estratigrafía y malla de elementos finitos en QUAKE/W. 124
Figura 8.18 Curvas de degradación de Gmax y λ para el estrato de arena gris en la zona 1. . 125
Figura 8.19 Relación entre el número de golpes necesarios para causar la licuación y la relación de esfuerzos cíclicos (CSR). 125
Figura 8.20 Curva de relación de presión de poro vs. Número de ciclos normalizado. 126
Figura 8.21 Excesos de presión de poro vs. Tiempo para la zona 1. 127
Figura 8.22 Excesos de presión de poro vs. Tiempo para zona 2. 127
Figura 8.23 Distribución de presión de poro para la zona 1 (QUAKE/W). 128
Figura 8.24 Distribución de presión de poro para la zona 2 (QUAKE/W). 129
Figura 8.25 Disipación de presión de poro con drenes de 0.3 m de diámetro (a) zona 1 y (b) zona 2. 130
Figura 8.26 Disipación de presión de poro con drenes de 0.6 m de diámetro (a) zona 1 y (b) zona 2. 131
Figura 8.27 Disipación de presión de poro con drenes de 0.9 m de diámetro (a) zona 1 y (b) zona 2. 131

Índice de tablas.

Tabla 1 Valores comunes de módulo de cortante dinámico (Jaime, 1980) 25
Tabla 2 Factores de escala para modelos en pruebas de centrífuga (Kutter, 1992)..... 36
Tabla 3 Factores de escala de magnitud propuestos por diversos investigadores (Youd y Noble, 1997) 63
Tabla 4 Factores de escala de magnitud propuestos por diversos investigadores (Youd y Noble, 1997) 64
Tabla 5 Factores de corrección por energía (Seed *et al*, 1985; Skempton, 1986; Riggs, 1986) 67
Tabla 6 Parámetros de ajuste para distintas teorías (Chen y Juang, 2000) 76
Tabla 7 Categorías de probabilidad de licuación (Chen y Juang, 2000) 78
Tabla 8 Factores de seguridad obtenidos con diferentes modelos para pruebas SPT. 78
Tabla 9 Factor de corrección Cr en función del coeficiente de tierras en reposo (K_0)..... 89
Tabla 10 Resumen de los distintos métodos de mejoramiento de suelos licuables (Continuación). 101
Tabla 11 Resultados de pruebas triaxiales cíclicas (Jaime *et al*, 1981). 110
Tabla 12 Características de la arena utilizada en las pruebas triaxiales cíclicas (Jaime *et al*, 1981) 110
Tabla 13 Características de los suelos para el análisis de la zona 1 (Jaime *et al*, 1981) ... 111
Tabla 14 Características de los suelos para el análisis de la zona 2 (Jaime *et al*, 1981) ... 111
Tabla 15 Resultados de prueba SPT en la Zona 1 y Zona 2 (Jaime et. al., (1980) 113
Tabla 16 Cálculo de esfuerzos cíclicos inducidos en la capa de arena gris. 113
Tabla 17 Corrección de número de golpes por energía. 114
Tabla 18 Corrección de número de golpes por esfuerzos efectivos. 114
Tabla 19 Corrección por finos, teoría de Idriss y Seed. 115
Tabla 20 Corrección por finos, teoría de Idriss y Boulanger. 115
Tabla 21 Cálculo de resistencia cíclica. 115
Tabla 22 Cálculo del factor de seguridad. 116

Simbología.

C = Cohesión.
CPT = Prueba de cono.
CRR = Relación de resistencia cíclica.
CSR = Relación de esfuerzos cíclicos.
E = Módulo de elasticidad.
F = Frecuencia en ciclos por segundo.
$\mathbf{f_0}$= Frecuencia de resonancia. (Hz)
$\boldsymbol{\gamma}$ = Deformación volumétrica.
G = Módulo de cortante dinámico.
$\boldsymbol{G_{máx}}$ = Módulo de cortante máximo.
$\boldsymbol{G_{sec}}$ = Módulo de cortante secante.
$\boldsymbol{G_{tan}}$ = Módulo de cortante tangente.
K = Módulo dinámico de deformación volumétrica.
$\mathbf{K_0}$ = Coeficiente de empuje de tierras en reposo.
λ = Porcentaje de amortiguamiento crítico
$\boldsymbol{v}$ = Relación de poisson.
OCR = Relación de reconsolidación.
q = Esfuerzo desviador.
Sn = Vector esfuerzo.
$\boldsymbol{\sigma_1}$ = Esfuerzo principal.
$\boldsymbol{\sigma_2}$ y $\boldsymbol{\sigma_3}$ = Esfuerzos menores.
$\boldsymbol{\sigma_c}$ = Esfuerzo de confinamiento.
$\boldsymbol{\sigma_{dc}}$ = Esfuerzo desviador cíclico.
$\boldsymbol{\bar{\sigma}_m}$= Esfuerzo octaédrico.
SPT = Prueba de penetración estándar.
τ = Esfuerzo cortante.
$\boldsymbol{\varepsilon_a}$ = Deformación axial.
$\boldsymbol{\varepsilon_p}$ = Deformación transversal.
ρ = Densidad de la masa de suelo.
Vp = Velocidad de propagación de ondas P.
Vs = Velocidad de propagación de ondas S.
∅ = Ángulo de fricción interna.
$\mathbf{D_r}$ = Compacidad relativa.
CD = Ensaye triaxial consolidado drenado.
CU = Ensaye triaxial consolidado no drenado.
$\mathbf{e_s}$ = Relación de vacíos crítica (Casagrande, 1936)
$\mathbf{e_f}$ = Relación de vacíos crítica (Castro, 1965)
P = Esfuerzo efectivo medio o esfuerzo octaédrico.
CSL = Línea del estado crítico.

FLS = Superficie de licuación por flujo.
Ψ= Parámetro de estado para arenas.
$\mathbf{e_\lambda}$= Relación de vacíos para una muestra de suelo.
$\mathbf{e_{ss}}$ = Relación de vacíos correspondiente al estado estable.
$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}$ = Tensor deformación.
$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^{\boldsymbol{e}}$ = Deformaciones elásticas
$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^{\boldsymbol{p}}$ = Deformaciones plásticas.
$\boldsymbol{E_r}$ = Módulo de rebote elástico.
$\Delta\boldsymbol{\varepsilon_{vd}}$ = Incremento de la deformación volumétrica.
$\boldsymbol{\sigma'_v}$ = Esfuerzo vertical efectivo.
$\boldsymbol{a_{max}}$ = Aceleración máxima.
$\boldsymbol{\tau_{max}}$ = Esfuerzo cortante máximo producido por el sismo.
$\boldsymbol{\sigma_v}$ = Esfuerzo vertical
g = Aceleración de la gravedad.
$\mathbf{r_d}$ = Factor de reducción el cual considera la flexibilidad del suelo.
$\boldsymbol{MSF}$ = Factor de magnitud de escala.
$\mathbf{(N_1)_{60}}$ = Número de golpes corregido por energía y esfuerzos efectivos.
$\boldsymbol{N_{60}}$ = Número de golpes corregido por energía.
FCI = Índice de contenido de finos.
$\boldsymbol{\eta_1}$, $\boldsymbol{\eta_2}$, $\boldsymbol{\eta_3}$, $\boldsymbol{\eta_4}$ = Factores de corrección por anergia.
$\boldsymbol{C_N}$ = Factor de corrección por esfuerzos efectivos.
$(\boldsymbol{N_1})_{\boldsymbol{60cs}}$ = Número de golpes corregidos por finos.
$\boldsymbol{(q_{c1N})_{cs}}$ = Resistencia a la penetración por punta normalizada.
$\mathbf{C_Q}$ = Factor de normalización de resistencia por punta.
$\mathbf{q_c}$ = Resistencia a la penetración de punta.
$\mathbf{V_{s1}}$ = Velocidad de onda de corte (vs) corregida.
$\mathbf{P_a}$ = Presión atmosférica.
Fs = Factor de seguridad.
$\mathbf{P_l}$ = Probabilidad de licuación.
$\mathbf{r_u}$ = Relación de presión de poro.
$\mathbf{U_g}$ = Exceso de presión de poro generada por el sismo.
$\mathbf{C_v}$ = Coeficiente de consolidación.
$\mathbf{m_v}$ = Coeficiente de compresibilidad volumétrica.
$\mathbf{K_x}$, $\mathbf{k_y}$ y $\mathbf{k_z}$ = Permeabilidad horizontal y vertical.
$\mathbf{N_{eq}}$ = Número de ciclos equivalentes.
$\mathbf{t_d}$ = Duración del evento sísmico.
$\mathbf{m_{v0}}$ = Coeficiente de compresibilidad volumétrico inicial.

Capítulo 1 Introducción

1.1 Antecedentes

La licuación es uno de los fenómenos que causa daños severos ha estructuras y obras de ingeniería, tales como, cimentaciones, sistemas de drenaje, taludes, edificaciones, etc. Por tanto, el estudio de este suceso ha sido motivo de mucho trabajo de investigación, por ejemplo, Terzaghi (1925); el comportamiento contractivo y dilatante observado por Casagrande en 1936, mediante pruebas consolidadas-drenadas, complementadas por Castro en 1969 mediante pruebas consolidadas-no drenadas; Ohsaki (1966) y Seed *et al* (1966).

A partir de estas investigaciones surgieron conceptos que se relacionaron con la licuación de arenas. Conceptos como la relación de vacíos crítica, la aceleración crítica, el estado crítico, licuación por flujo y licuación por movilidad se fueron acoplando para obtener un mejor concepto y comprensión del fenómeno.

El estudio de la licuación de arenas ha tomado gran importancia debido a los efectos y la problemática que presenta para el ingeniero civil. Por lo que se han desarrollado métodos de estudio basados en resultados de pruebas de laboratorio como ensayes triaxiales cíclicos y pruebas de corte simple cíclicas; pruebas de campo como las pruebas de penetración estándar (SPT) y de cono (CPT), las cuales se basan en la relación de esfuerzos cíclicos (CRS) y la relación de resistencia cíclica (CRR); análisis con base en la respuesta del sitio, hasta llegar a los análisis numéricos basados en la teoría de elementos finitos.

1.2 Objetivos

El objetivo de este trabajo es el estudio de las propiedades y el comportamiento dinámico del suelo, que permiten comprender la respuesta dinámica de los depósitos de suelo sometidos a una fuerte excitación de movimiento.

Mencionar los conceptos básicos del fenómeno de licuación, las características de los suelos licuables, su comportamiento, y el mecanismo de generación de presión de poro durante un evento sísmico.

Con base en el estudio del comportamiento dinámico del suelo, estudiar la licuación de arenas tomando como ejemplo lo ocurrido en la isla de “Enmedio”, Lázaro Cárdenas, Michoacán, realizando un re-análisis mediante elementos finitos.

La elaboración de un re-análisis de licuación proporciona un enfoque sobre el análisis de licuación mediante métodos numéricos y la comparación de este con los métodos analíticos.

1.3 Alcances

Los alcances para este trabajo de investigación son los siguientes:

Capítulo 2: Se presentan los conceptos de la mecánica del medio continuo, los cuales serán el fundamento para comprender el comportamiento de los materiales.

Capítulo 3: Se estudia el comportamiento de los suelos sometidos a esfuerzos dinámicos, las propiedades dinámicas que estos poseen, así como los métodos de laboratorio y de campo con los cuales se obtienen las propiedades dinámicas.

Capítulo 4: Se proporcionan los conceptos básicos relacionados con el fenómeno de licuación. Se pondrá énfasis en la mecánica de suelos crítica y los modelos constitutivos que describen el comportamiento de los materiales granulares.

Capítulo 5: Con base en lo anterior, se explica los diferentes métodos empíricos de campo, laboratorio y los métodos basados en la generación y disipación de presión de poro.

Capítulo 6: Se dan a conocer las ecuaciones que gobiernan la generación y la disipación de presión de poro en suelos granulares, durante un sismo.

Capítulo 7: Se discutirán los diferentes procedimientos de mejoramiento de suelos susceptibles a sufrir licuación, donde se proporcionarán recomendaciones para su uso.

Capítulo 8: Finalmente, tomando como referencia el fenómeno ocurrido en la isla “Enmedio” y los datos de laboratorio, se realiza un re-análisis de licuación mediante elementos finitos con el código de programación GADFLEA y el programa QUAKE/W de geostudio 2018. Con base en los resultados de generación de presión de poro, se elabora un análisis de disipación de presión mediante sistemas de columnas de grava, con el propósito de estudiar la efectividad de este método de mejoramiento.

Capítulo 2 Principios básicos de mecánica del medio continuo

2.1 Esfuerzos en un medio continuo

Un medio continuo queda definido como el conjunto de partículas en el cual no existen discontinuidades o vacíos entre ellas. Por lo tanto, el material puede considerarse como una masa única. Un medio se verá afectado por fuerzas externas que actúan sobre él, las cuales causan esfuerzos que serán equilibrados por fuerzas internas. La mecánica del medio continuo estudia el comportamiento de estos cuerpos sometidos a la acción de fuerzas

En la fig. 2.1 se observa el esquema de un medio continuo en el cual actúan fuerzas externas (P). Si se realiza un corte transversal en el cuerpo, se pueden observar las fuerzas internas (ΔP) actuando en un área infinitesimal (ΔA). La relación entre el vector fuerza (ΔP) y el área (ΔA), se aproxima a un valor límite, cuando el valor de ΔA tiende a cero, este valor recibe el nombre de vector esfuerzo (S_n) y se representa como:

$$S_n = \lim_{\Delta A \to 0} = {}^{\Delta P}/_{\Delta A} \qquad (2.1)$$

El vector esfuerzo S_n está ligado al plano definido por su normal *n*, fig. 2.1. Si el plano cambia, S_n también. Dicho vector se puede descomponer en dos partes, un esfuerzo cortante τ_n actuando a lo largo del plano y otro esfuerzo normal σ_n que actúa en la dirección de la normal al plano. Es decir:

$$S_n = \sigma_n + \tau_n \qquad (2.2)$$

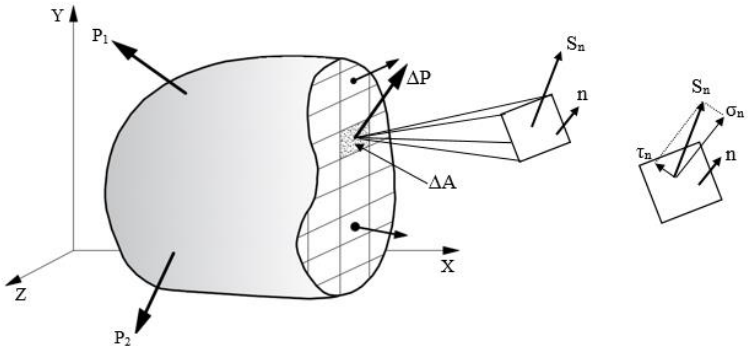


Figura 2.1 Fuerzas internas actuando en un elemento (Modificado de Popov, 2000)

Las fuerzas que actúan en un medio pueden ser clasificadas en dos categorías, fig.2.4:

- Fuerzas de superficie: Este tipo de fuerzas también llamadas fuerzas de contacto, son aquellas que actúan sobre la superficie del medio.
- Fuerzas de cuerpo: Estas fuerzas actúan a distancia y actúan sobre el volumen del cuerpo. Por ejemplo, la fuerza de gravedad.

El vector esfuerzo S_n puede descomponerse en un espacio tridimensional mediante sus componentes en X, Y y Z, fig. 2.2:

$$S_n = \begin{Bmatrix} \frac{\Delta P_X}{\Delta A} \\ \frac{\Delta P_Y}{\Delta A} \\ \frac{\Delta P_Z}{\Delta A} \end{Bmatrix} \quad (2.3)$$

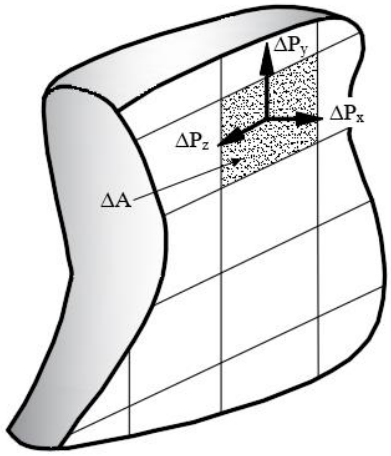


Figura 2.2 Componentes del vector esfuerzos Sn (Popov, 2000)

La representación matemática de cada componente se puede expresar de la siguiente manera:

$$\sigma_{xx} = \lim_{\Delta A \to 0} = {}^{\Delta P_X}/_{\Delta A} \quad (2.4)$$

$$\tau_{xy} = \lim_{\Delta A \to 0} = {}^{\Delta P_y}/_{\Delta A} \quad (2.5)$$

$$\tau_{xz} = \lim_{\Delta A \to 0} = {}^{\Delta P_Z}/_{\Delta A} \quad (2.6)$$

El primer subíndice indica la normal al plano en el que actúa la fuerza y el segundo subíndice indica la dirección. El esfuerzo σ_{xx} actúa de forma normal al plano de ΔA por lo que recibe el nombre de esfuerzo normal y se representa con la letra griega sigma (σ), mientras que los esfuerzos τ_{xy} y τ_{xz} actúan de manera tangencial al plano de ΔA, por lo que reciben el nombre de esfuerzos cortantes y son representados por la letra griega tau (τ). En la fig. 2.3 se muestra el estado de esfuerzos normales y cortantes que actúan sobre un elemento tridimensional.

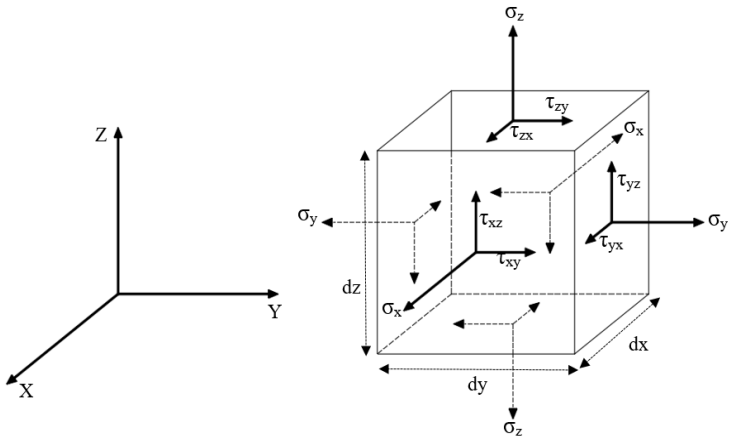


Figura 2.3 Estado de esfuerzos actuando sobre un elemento prismático.

Por un punto de un medio continuo pueden pasar infinidad de vectores "*S"* asociados a igual número de planos definidos por su normal, n. Se dice que se conoce el estado de esfuerzos en un punto del medio cuando se pueden determinar los esfuerzos normales y cortantes en todos los planos en cualquier dirección pasan por dicho punto. Es decir, se conoce el tensor de esfuerzos, T_{ij} referido a un sistema de ejes xyz cualquiera.

2.2 Ecuaciones de equilibrio

Las partículas sometidas a la acción de las fuerzas actuantes deben cumplir con ciertas condiciones de equilibrio. Para que exista equilibrio estático se requiere que se cumplan las condiciones $\Sigma F_i=0$ y $\Sigma M_i=0$. En la fig. 2.4 se observan las fuerzas de superficie representadas por el vector de esfuerzos $\boldsymbol{t}$ y su normal al plano n actuando en la superficie ∂S. Las fuerzas de cuerpo o de volumen están representadas por el vector $\boldsymbol{b}$ y la densidad del cuerpo ρ actuando en el volumen *V*. Considerando las fuerzas de cuerpo y superficie, el equilibrio estático de las partículas está representado por:

$$\int_S \boldsymbol{t} dS + \int_V \rho \boldsymbol{b} dV = 0 \qquad (2.7)$$

Donde el vector de tracción es:

$$\boldsymbol{t} = \boldsymbol{\sigma}.\boldsymbol{n} \qquad (2.8)$$

Por lo tanto, la ecuación 2.7 queda:

$$\int_S \boldsymbol{\sigma_{ij}} n_i dS + \int_V \rho \boldsymbol{b} dV = 0 \qquad (2.9)$$

Aplicando el teorema de divergencia de Gauss.

$$\frac{\partial \boldsymbol{\sigma_{ij}}}{\partial \boldsymbol{x_i}} + \rho \boldsymbol{b} dV = 0 \qquad (2.10)$$

La ecuación 2.10 se conoce como la ecuación de equilibrio interno.

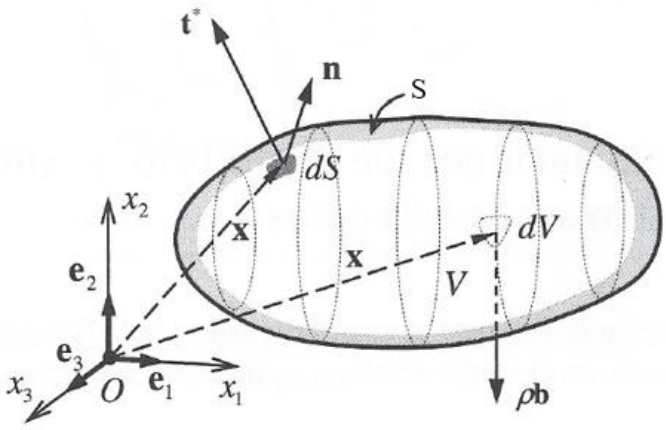


Figura 2.4 Fuerzas de superficie y fuerzas de cuerpo actuando en un cuerpo (Linero y Garzón, 2010)

Lo desarrollado hasta las ecuaciones de equilibrio se hizo sin que fuera necesario tomar en cuenta ninguna propiedad del medio continuo bajo consideración. Es decir, todo lo expuesto es aplicable a materiales diversos como el acero, concreto, suelo, plástico, etc.

2.3 Tensor de esfuerzos

Un tensor de esfuerzos es definido como un ente matemático que corresponde a una transformación lineal. En la mecánica del medio continuo representa el estado de esfuerzos en cualquier punto del medio, representado de manera matricial. Además, un tensor puede tener varios órdenes, por ejemplo, un tensor de orden 2, está compuesto por tres tensores de orden cero, por lo tanto, compuesto de 9 elementos.

En el cuerpo de la fig. 2.3, están actuando esfuerzos tangenciales y normales en las direcciones X, Y y Z; si se representan de forma matricial, se obtiene un tensor de orden 2 denominado tensor de esfuerzos:

$$T_{ij} = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z \end{bmatrix} \qquad (2.11)$$

Conocido el vector normal al plano en estudio n = (l, m, n) y el tensor T_{ij} se puede conocer el vector de esfuerzos S_n, es decir:

$$S_n = T_{ij}\, n \qquad (2.12)$$

Donde s_n representa el vector esfuerzo, T_{ij} el tensor de esfuerzos y $\underline{n}$ el vector normal o vector de cosenos directores. Los subíndices *ij* representan el valor de la fila y la columna de los elementos que conforman la matriz.

Expresado de otra manera:

$$\begin{bmatrix} S_x \\ S_y \\ S_z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \cos\alpha \\ \cos\beta \\ \cos\gamma \end{Bmatrix} \quad (2.13)$$

2.3.1 Propiedades del tensor esfuerzo

Una de las principales propiedades del tensor esfuerzo es que esté es simétrico con respecto a su diagonal principal. Esto es debido al equilibrio estático de las partículas, es decir, la suma de momentos en cualquier dirección es igual a cero ($\Sigma M_i = 0$). Si se observa una de las caras del cuadrilátero de la fig. 2.3 y se toma como referencia el origen del plano, al realizar la suma de momentos con respecto a los tres ejes se tiene:

$$(\tau_{yz})(dxdz)dy - (\tau_{zy})(dydx)dz = 0 \quad (2.14)$$

$$(\tau_{xz})(dydz)dx - (\tau_{zx})(dydx)dz = 0 \quad (2.15)$$

$$(\tau_{yx})(dxdz)dy - (\tau_{xy})(dydz)dx = 0 \quad (2.16)$$

Dividiendo las ecuaciones 2.14 a 2.16 entre el volumen (dxdydz) se obtiene:

$$\tau_{xy} = \tau_{yx}, \tau_{xz} = \tau_{zx}, \tau_{zy} = \tau_{yz}$$

Otra de las propiedades de un tensor de esfuerzos, es que el sistema de ejes coordenados puede ser girado a otro sistema coordenado denominado X´Y´Z´, fig. 2.5, ajustando los tensores y vectores originales al nuevo sistema. Esta transformación se realiza con la expresión:

$$T_{ij} = L_{ij} T_{ij} {L_{ij}}^T \quad (2.17)$$

Donde $[L_{ij}]$ es la matriz de transformación de cosenos directores y ${L^T}_{ij}$ es la transpuesta de la matriz de cosenos directores.

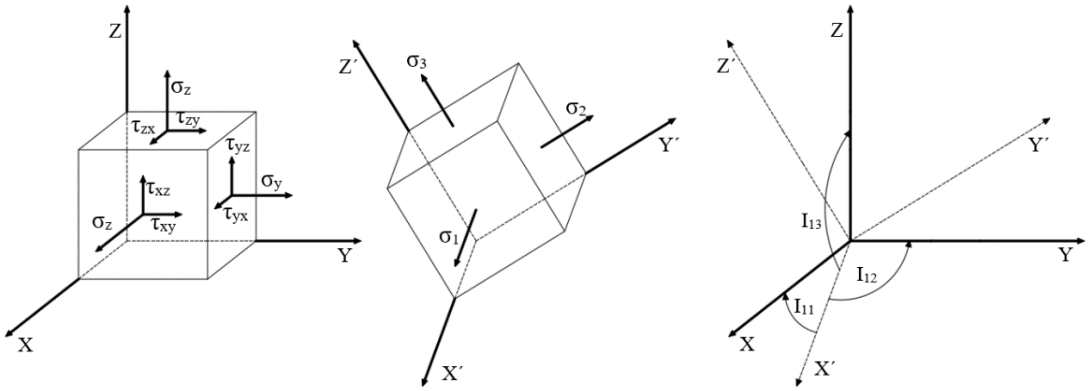


Figura 2.5 Giro de los ejes de un medio continuo.

2.4 Esfuerzos principales

Existe un sistema ortogonal de ejes en el que solo actúan esfuerzos normales, es decir, los cortantes son nulos. A estos esfuerzos se les denomina esfuerzos normales principales y sus direcciones se denominan direcciones principales. Se identifican como esfuerzo principal mayor σ_1, esfuerzo principal intermedio σ_2, y esfuerzo principal menor σ_3. Es decir, $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$. El tensor puede ser representado de la siguiente manera:

$$T_{12} = \begin{bmatrix} \sigma_1 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 \end{bmatrix} \quad (2.18)$$

Estos esfuerzos principales pueden ser obtenidos mediante la solución a la ecuación cubica:

$$\sigma^3 - I_1\sigma^2 + I_2\sigma - I_3 = 0 \quad (2.19)$$

Donde I_1, I_2 e I_3 son combinaciones de los elementos del tensor de esfuerzo T_{ij}, tales que no varían o se alteran por un cambio de rotación de los ejes coordenados de referencia. Estas combinaciones se conocen como invariantes y son independientes del sistema de referencia. Los invariantes para un estado de esfuerzos son:

$$I_1 = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z \quad (2.20)$$

$$I_2 = \sigma_x\sigma_y + \sigma_y\sigma_z + \sigma_z\sigma_x - \tau^2{}_{xy} - \tau^2{}_{yz} - \tau^2{}_{zx} \quad (2.21)$$

$$I_3 = det(T_{ij}) \quad (2.22)$$

Conocido el tensor de esfuerzos T_{ij} y los invariantes, las raíces obtenidas de la ecuación 2.19 son los esfuerzos principales σ_1, σ_2 y σ_3.

Las direcciones de los esfuerzos principales son función de los cosenos directores. Una vez conocido el tensor esfuerzo, T_{ij}, y utilizando la ecuación 2.12, se puede obtener el vector de cosenos directores (n), donde los planos principales obten idos son ortogonales entre si.

2.5 Esfuerzos octaédricos

Si se corta un plano en el elemento mostrado en la fig. 2.3, el cual coincida con los ángulos formados por los esfuerzos principales, dicho plano será denominado plano octaédrico en el cual actuará un esfuerzo y un cortante denominados esfuerzo normal octaédrico (σ_{oct}) y esfuerzo cortante octaédrico (τ_{oct}). Existen 8 planos octaédricos, fig. 2.6, y se definen como aquellos, cuya normal forma ángulos iguales con respecto a los tres ejes; por lo tanto, las direcciones principales en cada plano serán:

$$n_i = \left\{\pm\frac{1}{\sqrt{3}}, \pm\frac{1}{\sqrt{3}}, \pm\frac{1}{\sqrt{3}}\right\}$$

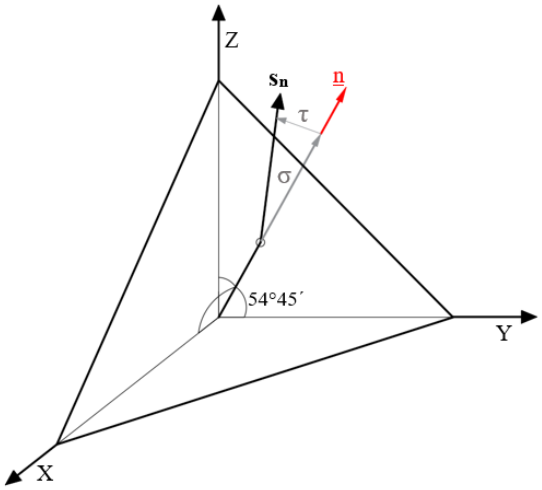


Figura 2.6 Esfuerzos en los planos octaédricos.

El promedio de los esfuerzos normales (diagonal de T_{ij}) se conoce como el esfuerzo normal octaédrico, σ_{oct} y es igual al tercio del primer invariante, es decir:

$$\sigma_{oct} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} = \frac{I_1}{3} \qquad (2.23)$$

Por lo tanto, el tensor esfuerzo se puede descomponer de la siguiente manera:

$$T_{ij} = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma_x - \sigma_{oct} & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y - \sigma_{oct} & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z - \sigma_{oct} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \sigma_{oct} & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_{oct} & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_{oct} \end{bmatrix}$$

Donde:

$$T_{Oct} = \begin{bmatrix} \sigma_{oct} & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_{oct} & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_{oct} \end{bmatrix}$$

$$T_{so} = \begin{bmatrix} \sigma_x - \sigma_{oct} & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y - \sigma_{oct} & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z - \sigma_{oct} \end{bmatrix}$$

Donde T_{Oct} representa el tensor de esfuerzos octaédrico o volumétrico y T_{so} representa el tensor de esfuerzo desviador o distorsional. Se tiene que el esfuerzo cortante octaédrico es igual a:

$$\tau_{oct} = \frac{1}{3}\sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} \qquad (2.24)$$

2.6 Estado de esfuerzos bidimensional

Cuando una de las dimensiones del elemento resulta mucho mayor en comparación con las otras dos, el problema puede ser analizado de manera bidimensional. Por ejemplo, en la fig. 2.7 se muestra un elemento cuya dimensión sobre el eje Z es muy larga, por lo cual, se puede considerar $\sigma_z = \tau_{zx} = \tau_{xz} = \tau_{zy} = \tau_{yz} = 0$. Entonces, el tensor de esfuerzos para un estado bidimensional se representa:

$$T_{ij} = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & 0 \\ \tau_{yx} & \sigma_y & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \qquad (2.25)$$

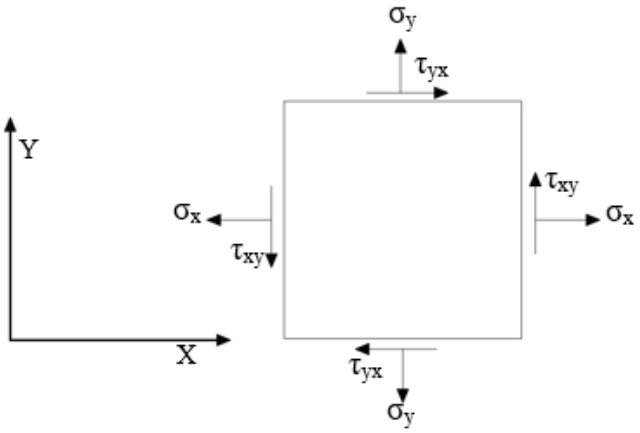


Figura 2.7 Estado de esfuerzos bidimensional.

Para encontrar el esfuerzo normal y tangencial actuando en un plano cualesquiera del elemento, fig. 2.7, se debe considerar el coseno director en la dirección z, vale cero, por lo tanto, el vector de cosenos directores n, quedara expresado de la siguiente forma:

$$\bar{n} = \begin{Bmatrix} \cos\alpha \\ \cos\beta \\ \cos\gamma \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \cos\alpha \\ \cos\beta \\ 0 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \cos\alpha \\ \text{sen}\,\alpha \\ 0 \end{Bmatrix} \qquad (2.26)$$

α representa el ángulo que forma el vector normal al plano con respecto al eje horizontal (x).

De acuerdo con la figura 2.8, el coseno de β, se puede expresar en forma de una función seno α, debido a que el seno de un ángulo es igual al coseno del complemento. Con base en lo mencionado, el esfuerzo normal y cortante para un plano en condiciones de esfuerzo bidimensional se representa como:

$$\sigma = \sigma_x \ cos^2\alpha + \sigma_y \, sen^2\alpha + 2\tau_{xy} \, sen(\alpha)\cos(\alpha) \qquad (2.27)$$

$$\tau = (\sigma_x - \sigma_y) sen(\alpha)\cos(\alpha) + \tau_{xy}(sen^2\alpha - \ cos^2\alpha) \qquad (2.28)$$

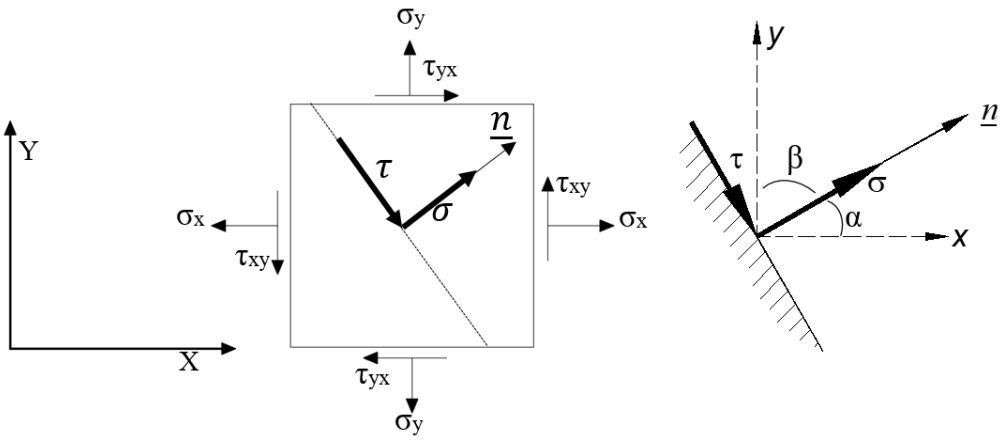


Figura 2.8 Esfuerzo normal y tangencial para un estado de esfuerzos plano.

Considerando un tensor de esfuerzo en estado bidimensional, los invariantes se representan como:

$$I_1 = \sigma_x + \sigma_y \quad (2.29)$$

$$I_2 = \sigma_x\sigma_y - \tau^2{}_{xy} \quad (2.30)$$

$$I_3 = 0 \quad (2.31)$$

Los esfuerzos principales y sus direcciones son determinados mediante las expresiones:

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x+\sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x-\sigma_y}{2}\right) + \tau^2{}_{xy}} \quad (2.32)$$

$$\alpha_{1,2} = tan^{-1}\frac{\tau_{xy}}{\sigma_{1,2} - \sigma_y} \quad (2.33)$$

El estado de esfuerzo para el plano inclinado de la fig. 2.8, puede representarse gráficamente mediante los círculos de Mohr, fig.2.9.

Las ecuaciones 2.27 y 2.28, se pueden ajustar a la ecuación del círculo de Mohr, dando como resultado:

$$\sigma = \left(\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2}\right) - \left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)\cos\ (2\alpha) + \tau_{xy}\ sen(2\alpha) \quad (2.34)$$

$$\tau = \left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)\text{sen}\ (2\alpha) + \tau_{xy}\ cos(2\alpha) \quad (2.35)$$

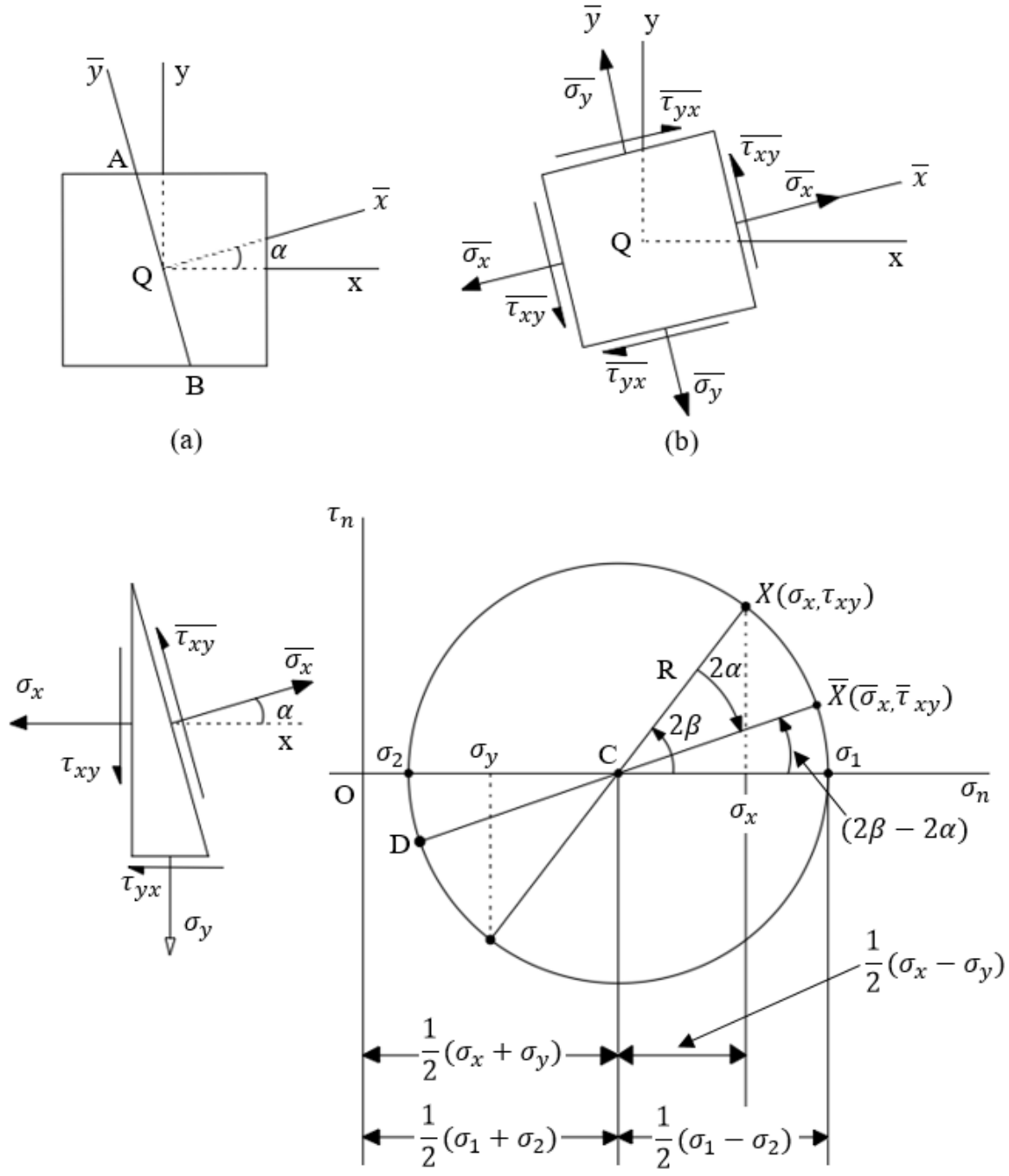


Figura 2.9 Representación de esfuerzo plano con círculos de Mohr (Malvern, 1969)

2.7 Estado de deformación

Todo cuerpo sometido a fuerzas externas experimenta cambios de forma o volumen; estos cambios de forma reciben el nombre de deformaciones, las cuales pueden presentarse de manera lineal o angular, fig. 2.10. Las deformaciones lineales son provocadas por esfuerzos normales mientras que las deformaciones angulares son provocadas por esfuerzos cortantes (Malvern, 1969).

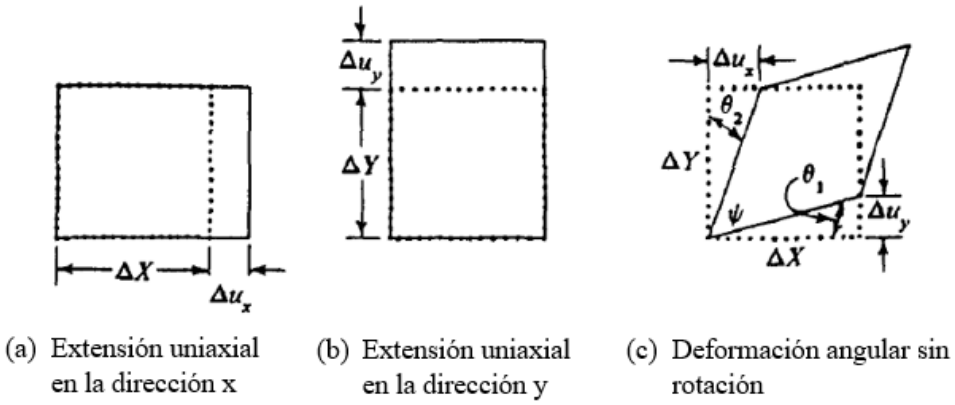


Figura 2.10 Casos de deformación bidimensional.

2.8 Tensor de deformación

Las deformaciones angulares y lineales, al igual que los esfuerzos, pueden representarse por medio de un tensor. En la fig. 2.11 se muestra un cuerpo en condiciones iniciales (Puntos P_0 y Q_0) para un instante de tiempo igual a cero y las condiciones deformadas (puntos P y Q) para un tiempo $t \neq 0$ (Mase, 1977).

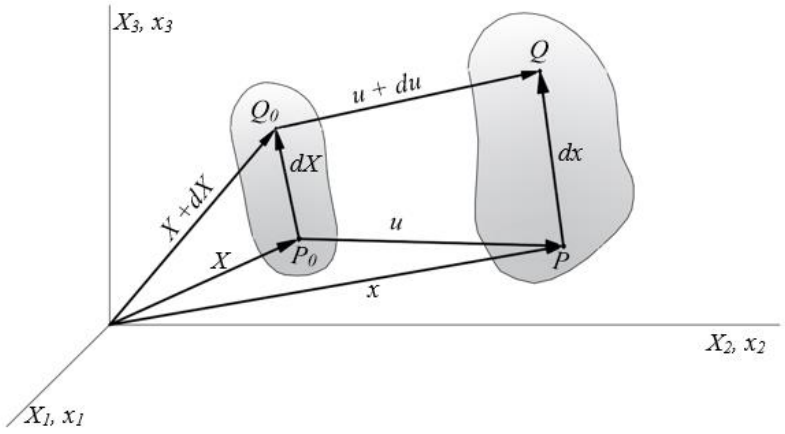


Figura 2.11. Deformación y desplazamiento de cuerpo sometido a fuerzas externas.

La partícula P_0, se encuentra posicionada en un sistema de referencia definido por el vector de posición **X,** cuyas coordenadas se denominan coordenadas materiales. Para un instante de tiempo diferente de cero, la partícula P_0 pasa de su posición inicial, a una nueva posición definida por el vector **x**, cuyas coordenadas se denominan coordenadas espaciales. La

variación del vector posición en función del tiempo, se representa por la ecuación de movimiento:

$$\boldsymbol{x} = \boldsymbol{x}(\boldsymbol{X}, t) \tag{2.36}$$

Con el diferencial de la ecuación de movimiento de obtiene la ecuación fundamental de la deformación:

$$dx = \frac{\partial x_i}{\partial X_j}\, dX_j \tag{2.37}$$

A partir de la ecuación 2.37 se obtiene el tensor de gradiente de deformación, el cual describe el movimiento de una partícula en función del tiempo:

$$\mathrm{F_{ij}} = \frac{\partial \mathrm{x_i}}{\partial \mathrm{X_j}} = \begin{bmatrix} \frac{\partial \mathrm{x_1}}{\partial \mathrm{X_1}} & \frac{\partial \mathrm{x_1}}{\partial \mathrm{X_2}} & \frac{\partial \mathrm{x_1}}{\partial \mathrm{X_3}} \\ \frac{\partial \mathrm{x_2}}{\partial \mathrm{X_1}} & \frac{\partial \mathrm{x_2}}{\partial \mathrm{X_2}} & \frac{\partial \mathrm{x_2}}{\partial \mathrm{X_3}} \\ \frac{\partial \mathrm{x_3}}{\partial \mathrm{X_1}} & \frac{\partial \mathrm{x_3}}{\partial \mathrm{X_2}} & \frac{\partial \mathrm{x_3}}{\partial \mathrm{X_3}} \end{bmatrix} \tag{2.38}$$

El desplazamiento de la partícula P está dado por la diferencia el vector de posición inicial (X) y el vector de posición final (x), es decir, el vector u representa el desplazamiento de la partícula P.

$$\boldsymbol{u}(\boldsymbol{X}, t) = \boldsymbol{x}(\boldsymbol{X}, t) - \boldsymbol{X} \tag{2.39}$$

Los desplazamientos relativos en un espacio tridimensional se representan de manera matricial, resultado de la derivación del vector desplazamiento u:

$$j_{ij} = \frac{\partial U_i}{\partial X_j} = \begin{bmatrix} \frac{\partial U_1}{\partial X_1} & \frac{\partial U_1}{\partial X_2} & \frac{\partial U_1}{\partial X_3} \\ \frac{\partial U_2}{\partial X_1} & \frac{\partial U_2}{\partial X_2} & \frac{\partial U_2}{\partial X_3} \\ \frac{\partial U_3}{\partial X_1} & \frac{\partial U_3}{\partial X_2} & \frac{\partial U_3}{\partial X_3} \end{bmatrix} \tag{2.40}$$

El tensor j_{ij} recibe el nombre de tensor de gradiente de desplazamiento.

2.8.1 Tensor de deformación de Lagrange

Un cuerpo sufre deformación cuando el vector que une dos partículas en la condición inicial (d**X**) es diferente al vector que une las mismas partículas, pero en su estado final (d**x**), fig. 2.11. La diferencia entre ambos vectores corresponde a la deformación provocada en un instante de tiempo, esta diferencia vectorial da como resultado la expresión:

$$E = \frac{1}{2}[F^T \cdot F - I] \tag{2.41}$$

Donde F, es el tensor gradiente de deformación, F^T es la transpuesta del tensor gradiente de deformación, I es la matriz identidad y E es el Tensor de deformación de Lagrange. El tensor de Lagrange, considera que los desplazamientos y las deformaciones son relativamente grandes, por lo tanto, se reproduce la no linealidad del material.

2.8.2 Tensor de deformación de Cauchy

En la ingeniería, la mayoría de los materiales exhiben pequeñas deformaciones, por ejemplo, el concreto y el acero. Estas deformaciones pequeñas se pueden representar por medio de un tensor, denominado tensor de deformaciones infinitesimales, en el cual se considera que, los gradientes de desplazamientos y los desplazamientos son muy pequeños en comparación con las dimensiones del medio.

El tensor de gradientes de desplazamientos (j_{ij}) se puede descomponer en dos matrices:

$$j_{ij} = \varepsilon + \Omega \tag{2.42}$$

Expresada de otra manera:

$$j_{ij} = \begin{bmatrix} \frac{\partial u_1}{\partial X_1} & \frac{1}{2}\left(\frac{\partial u_1}{\partial X_2} + \frac{\partial u_2}{\partial X_1}\right) & \frac{1}{2}\left(\frac{\partial u_1}{\partial X_3} + \frac{\partial u_3}{\partial X_1}\right) \\ \frac{1}{2}\left(\frac{\partial u_2}{\partial X_1} + \frac{\partial u_1}{\partial X_2}\right) & \frac{\partial u_2}{\partial X_2} & \frac{1}{2}\left(\frac{\partial u_2}{\partial X_3} + \frac{\partial u_3}{\partial X_2}\right) \\ \frac{1}{2}\left(\frac{\partial u_3}{\partial X_1} + \frac{\partial u_1}{\partial X_3}\right) & \frac{1}{2}\left(\frac{\partial u_3}{\partial X_2} + \frac{\partial u_2}{\partial X_3}\right) & \frac{\partial u_3}{\partial X_3} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 & \frac{1}{2}\left(\frac{\partial u_1}{\partial X_2} - \frac{\partial u_2}{\partial X_1}\right) & \frac{1}{2}\left(\frac{\partial u_1}{\partial X_3} - \frac{\partial u_3}{\partial X_1}\right) \\ \frac{1}{2}\left(\frac{\partial u_2}{\partial X_1} - \frac{\partial u_1}{\partial X_2}\right) & 0 & \frac{1}{2}\left(\frac{\partial u_2}{\partial X_3} - \frac{\partial u_3}{\partial X_2}\right) \\ \frac{1}{2}\left(\frac{\partial u_3}{\partial X_1} - \frac{\partial u_1}{\partial X_3}\right) & \frac{1}{2}\left(\frac{\partial u_3}{\partial X_2} - \frac{\partial u_2}{\partial X_3}\right) & 0 \end{bmatrix}$$

Donde ε es el tensor de deformación, el cual representa la distorsión o deformación del elemento y Ω es el tensor de rotación, el cual representa la rotación del elemento como un cuerpo rígido, es decir no se presentan deformaciones.

Si consideramos que el cuerpo no sufre una rotación, es decir, la matriz Ω=0, el tensor de deformación se representa como:

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2}\left(j_{ij} + j_{ij}^{\ T}\right) = \frac{1}{2}\left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i}\right) \tag{2.43}$$

$$\varepsilon = \begin{bmatrix} \varepsilon_x & \frac{1}{2}\gamma_{xy} & \frac{1}{2}\gamma_{xz} \\ \frac{1}{2}\gamma_{yx} & \varepsilon_y & \frac{1}{2}\gamma_{yz} \\ \frac{1}{2}\gamma_{zx} & \frac{1}{2}\gamma_{zy} & \varepsilon_z \end{bmatrix} \quad (2.44)$$

El tensor de deformación ε es un tensor simétrico y de segundo orden, el cual recibe el nombre se tensor de deformación infinitesimal de Cauchy. Este tipo de tensor se utiliza para deformaciones pequeñas donde se desprecia la no-linealidad del problema.

De acuerdo con lo anterior, para encontrar la deformación unitaria en una dirección o plano cualquiera, se obtiene el producto del tensor de deformación (ε) y el vector normal al plano n.

$$\underline{\varepsilon_u} = \varepsilon\, \underline{n} \quad (2.45)$$

La deformación longitudinal será la proyección del vector de deformación unitaria (ε_u) en el vector normal:

$$\varepsilon_l = \underline{\varepsilon_u}\, \underline{n} \quad (2.46)$$

Y la deformación angular se obtiene mediante:

$$\left|\frac{1}{2}\gamma_n\right| = [\, |\varepsilon_u|^2 - {\varepsilon_l}^2 \,]^{1/2} \quad (2.47)$$

2.8.2.1 Deformaciones principales

Al igual que el estado de esfuerzos, existe un plano donde solo se presenta deformación lineal, es decir, la deformación angular es nula. Por lo tanto, el tensor de deformación infinitesimal es:

$$\varepsilon = \begin{bmatrix} \varepsilon_1 & 0 & 0 \\ 0 & \varepsilon_2 & 0 \\ 0 & 0 & \varepsilon_3 \end{bmatrix} \quad (2.48)$$

Las deformaciones principales son obtenidas mediante las raíces de la ecuación característica del tensor deformación:

$$\varepsilon^3 - I_1\varepsilon^2 + I_2\varepsilon - I_3 = 0 \quad (2.49)$$

Los invariantes para un estado de deformación son:

$$I_1 = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z \quad (2.50)$$

$$I_2 = \varepsilon_x\varepsilon_y + \varepsilon_y\varepsilon_z + \varepsilon_z\varepsilon_x - \left(\frac{1}{2}\gamma_{xy}\right)^2 - \left(\frac{1}{2}\gamma_{yz}\right)^2 - \left(\frac{1}{2}\gamma_{zx}\right)^2 \quad (2.51)$$

$$I_3 = det(\varepsilon_{ij}) \quad (2.52)$$

El primer invariante es la suma de la traza de la matriz del tensor de deformación, ε, y representa la deformación volumétrica, es decir, el cambio de volumen del estado deformado con respecto al volumen en el estado inicial.

2.8.2.2 Estado de deformación bidimensional

El estado de deformación bidimensional se presenta cuando $\varepsilon_z = \frac{1}{2}\gamma_{xz} = \frac{1}{2}\gamma_{zx} = \frac{1}{2}\gamma_{yz} = \frac{1}{2}\gamma_{zy} = 0$, por lo tanto el tensor de deformación queda:

$$E = \begin{bmatrix} \varepsilon_x & \frac{1}{2}\gamma_{xy} & 0 \\ \frac{1}{2}\gamma_{yx} & \varepsilon_y & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (2.53)$$

El estado de deformación plana se presenta en terraplenes, presas, túneles, etc. donde una de las dimensiones del elemento posee una longitud tan gran en comparación con las otras, que se desprecian las deformaciones en ese sentido.

Con lo mencionado, los invariantes para un estado de deformación plano valen:

$$I_1 = \varepsilon_x + \varepsilon_y \quad (2.54)$$

$$I_2 = \varepsilon_x\varepsilon_y - \left(\frac{1}{2}\gamma_{xy}\right)^2 \quad (2.55)$$

$$I_3 = 0 \quad (2.56)$$

Por lo tanto, las deformaciones principales para condiciones de deformación plana valen:

$$\varepsilon_{1,2} = \frac{\varepsilon_x + \varepsilon_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\varepsilon_x - \varepsilon_y}{2}\right)^2 + \left(\frac{1}{2}\gamma_{xy}\right)^2} \quad (2.57)$$

Y sus direcciones principales:

$$\alpha_{1,2} = tan^{-1}\frac{\frac{1}{2}\gamma_{xy}}{\varepsilon_y - \varepsilon_{1,2}} \quad (2.58)$$

2.9 Ecuaciones de compatibilidad

La deformación compatible involucra que no existe superposición de materia y que no hay generación de discontinuidades en el medio (Potts, 1999). Para que las deformaciones presenten una compatibilidad, se debe satisfacer un estado de deformación físicamente admisible.

El significado físico de la compatibilidad puede explicarse al considerar una placa compuesta por elementos placa más pequeños fig. 2.12a. Al deformarse, los elementos placa pueden distorsionarse de manera que formen un nuevo arreglo, fig. 2.12b; esta condición podría representar una falla por ruptura. Alternativamente, la deformación podría ser tal que la placa se deforme, pero exista continuidad estructural (no se crean orificios ni existe superposición de material, fig. 2.12c; esta condición representa una deformación compatible (Potts, 1999).

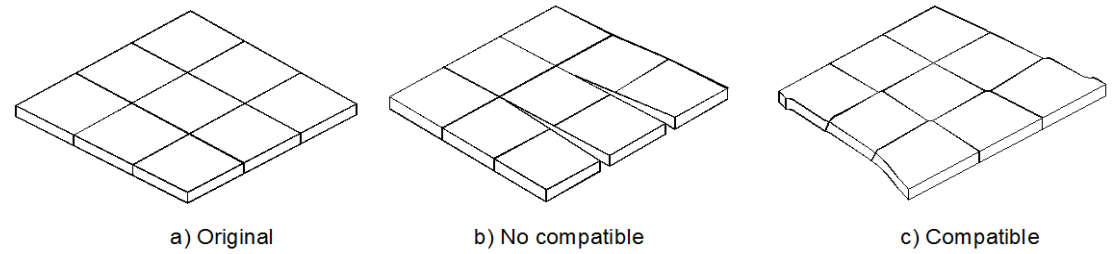


Figura 2.12 Modos de deformación (Potts, 1999).

La compatibilidad física se puede expresar matemáticamente mediante la definición de deformaciones. Si los desplazamientos son determinados por funciones continuas *u*, *v*, *y w* en las direcciones *x*, *y*, *z* respectivamente, las deformaciones están definidas por el tensor de deformación infinitesimal:

$$\varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x};\ \varepsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y};\ \varepsilon_z = \frac{\partial w}{\partial z}$$

$$\varepsilon_{xy} = \frac{1}{2}\gamma_{xy} = \frac{1}{2}\left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x}\right);\ \varepsilon_{yz} = \frac{1}{2}\gamma_{yz} = \frac{1}{2}\left(\frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y}\right);\ \varepsilon_{xz} = \frac{1}{2}\gamma_{xz} = \frac{1}{2}\left(\frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x}\right)$$

Se forma un sistema de seis ecuaciones, las cuales son función de tres desplazamientos *u*, *v*, *y w*; por lo tanto, si se conoce el campo de desplazamientos (u, v, w), se pueden determinar las seis componentes de deformación. Sin embargo, al tratar de obtener el campo de desplazamientos en función de los componentes de deformación, es necesario exista un campo de desplazamiento compatible. Esto se logra cumpliendo con ciertas condiciones de compatibilidad las cuales se denominan ecuaciones de compatibilidad y están dadas por:

$$\frac{\partial^2 \varepsilon_y}{\partial z^2} + \frac{\partial^2 \varepsilon_z}{\partial y^2} - 2\frac{\partial^2 \varepsilon_{yz}}{\partial y \partial z} = 0 \qquad (2.59)$$

$$\frac{\partial^2 \varepsilon_z}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \varepsilon_x}{\partial z^2} - 2\frac{\partial^2 \varepsilon_{xz}}{\partial y \partial z} = 0 \qquad (2.60)$$

$$\frac{\partial^2 \varepsilon_x}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \varepsilon_y}{\partial x^2} - 2\frac{\partial^2 \varepsilon_{xy}}{\partial x \partial y} = 0 \quad (2.61)$$

$$\frac{\partial^2 \varepsilon_z}{\partial x \partial y} + \frac{\partial}{\partial z}\left[\frac{\partial \varepsilon_{yz}}{\partial x} + \frac{\partial \varepsilon_{xz}}{\partial y} - \frac{\partial \varepsilon_{xy}}{\partial z}\right] = 0 \quad (2.62)$$

$$\frac{\partial^2 \varepsilon_y}{\partial x \partial z} + \frac{\partial}{\partial y}\left[\frac{\partial \varepsilon_{yz}}{\partial x} - \frac{\partial \varepsilon_{xz}}{\partial y} + \frac{\partial \varepsilon_{xy}}{\partial z}\right] = 0 \quad (2.63)$$

$$\frac{\partial^2 \varepsilon_x}{\partial y \partial z} + \frac{\partial}{\partial x}\left[-\frac{\partial \varepsilon_{yz}}{\partial x} + \frac{\partial \varepsilon_{xz}}{\partial y} + \frac{\partial \varepsilon_{xy}}{\partial z}\right] = 0 \quad (2.64)$$

2.10 Ecuaciones constitutivas

Para la caracterización de un material se debe satisfacer las condiciones de equilibrio mencionadas en el capítulo 2.2 y las condiciones de compatibilidad de los desplazamientos, fig. 2.13.

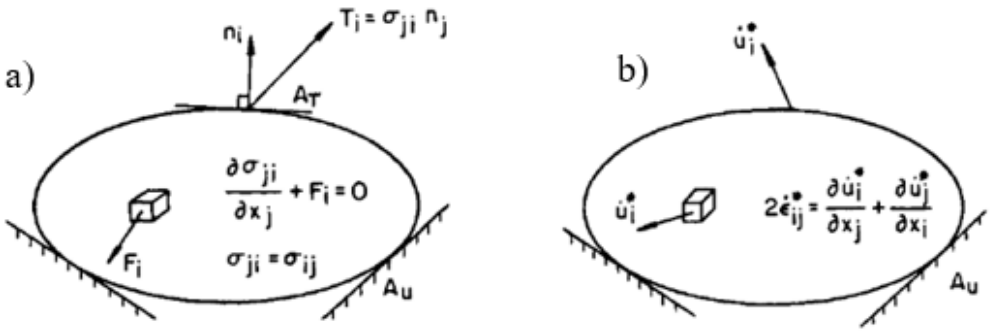


Figura 2.13 a) Conjuntos de equilibrio y b) Conjuntos de compatibilidad (Chen, 2008).

Las ecuaciones constitutivas establecen una relación entre los esfuerzos y las deformaciones de un cuerpo. De esta manera, se puede describir el comportamiento mecánico de una estructura hecha con un cierto tipo de material. La complejidad de las ecuaciones constitutivas dependerá del comportamiento esfuerzo-deformación del material. Por ejemplo, algunos de los materiales utilizados en la ingeniería civil pueden representarse por modelos de comportamiento elástico ya sea lineal o no lineal. Sin embargo, otros materiales como el suelo presentan un comportamiento más complejo, es decir la dilatación y compresión volumétrica, la memoria del material, el comportamiento multifacético y las deformaciones plásticas varían en el tiempo y complican las ecuaciones constitutivas. Por tanto, los modelos de comportamiento de los suelos resultan complejos.

2.11 Trayectoria de esfuerzos

Las trayectorias de esfuerzos son la representación gráfica de un conjunto de estados de esfuerzo para distintas condiciones de carga. Las trayectorias de esfuerzos se pueden representar con base en el tipo de parámetro utilizado; por ejemplo, las trayectorias de

esfuerzos del Instituto Tecnológico de Massachusetts (MIT), presentadas por Lambe en 1967, representan los esfuerzos normales y cortantes máximos en función de los parámetros t y s´, ecuaciones 2.65 y 2.66, respectivamente.

$$t = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \qquad (2.65)$$

$$s' = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \qquad (2.66)$$

Se observa que el parámetro t, corresponde al esfuerzo cortante máximo en el diagrama de Mohr, mientras que s´, corresponde al centro del circulo de Mohr, fig. 2.14.

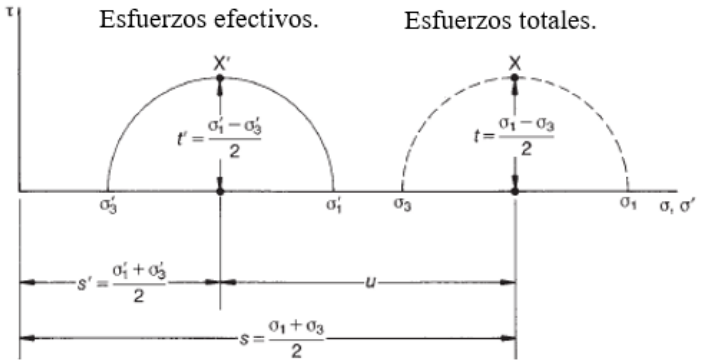


Figura 2.14 Relación entre los parámetros de esfuerzo del MIT y los círculos de Mohr.

Cuando se aplica la carga al suelo, se obtendrá una seria de círculos. La línea que une los puntos del esfuerzo de corte máximo recibe el nombre de trayectoria de esfuerzos (Lambe, 1967) y tiene una pendiente igual a 1:1, fig.2.15 (Holtz y Kovacs, 1981).

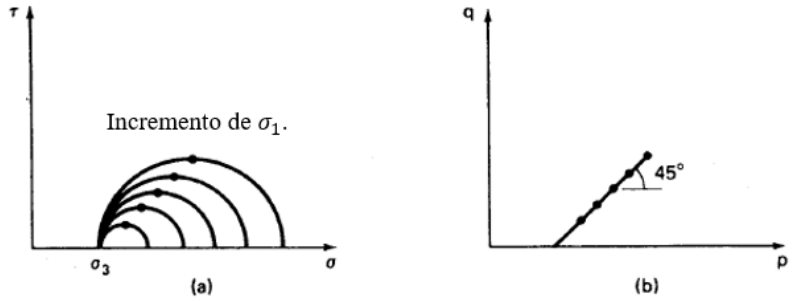


Figura 2.15 (a) círculos de Mohr; (b) trayectorias de esfuerzo para un esfuerzo de confinamiento constante en términos de esfuerzos totales.

Las trayectorias de esfuerzo de Cambridge (Roscoe *et al*, 1958) se representan en un diagrama p-q, donde p en el esfuerzo normal octaédrico o esfuerzo medio y q es el esfuerzo desviador.

$$p' = \frac{\sigma_1' + \sigma_2' + \sigma_3'}{3} \qquad (2.67)$$

$$q = (\sigma_1 - \sigma_3) \qquad (2.68)$$

Para el caso de una prueba triaxial o en un medio semi-infinito vertical, los esfuerzos laterales, σ_2 y σ_3, se aceptan que son iguales, por tanto, la ecuación 2.68 queda:

$$p' = \frac{\sigma_1' + 2\,\sigma_3'}{3} \qquad (2.69)$$

En una prueba consolidada-drenada (CD), los excesos de presión de poro son disipados al permitir el drenaje de la muestra. Por tanto, la trayectoria de esfuerzo efectivo y la trayectoria de esfuerzo total son la misma. Al inicio de una prueba CD, el estado de esfuerzos inicial es (p´= 0, q = 0), punto 0 de la fig. 2.16. Durante la etapa de consolidación $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_c$, donde σ_c es el esfuerzo de confinamiento, se obtiene el punto A.

Si la prueba CD es realizada en compresión, es decir, el esfuerzo radial se mantiene constante y solamente se aplican incrementos de esfuerzo axial ($\Delta\sigma_1$), la trayectoria de esfuerzos estará representada por la línea A-B. Para el caso de una prueba CD en extensión, en que se aplican incrementos de esfuerzo axial menor al esfuerzo de confinamiento, $\sigma_1 < \sigma_c$, el esfuerzo desviador y el esfuerzo octaédrico disminuyen y por tanto, la trayectoria de esfuerzos en extensión está representada por la línea A-C.

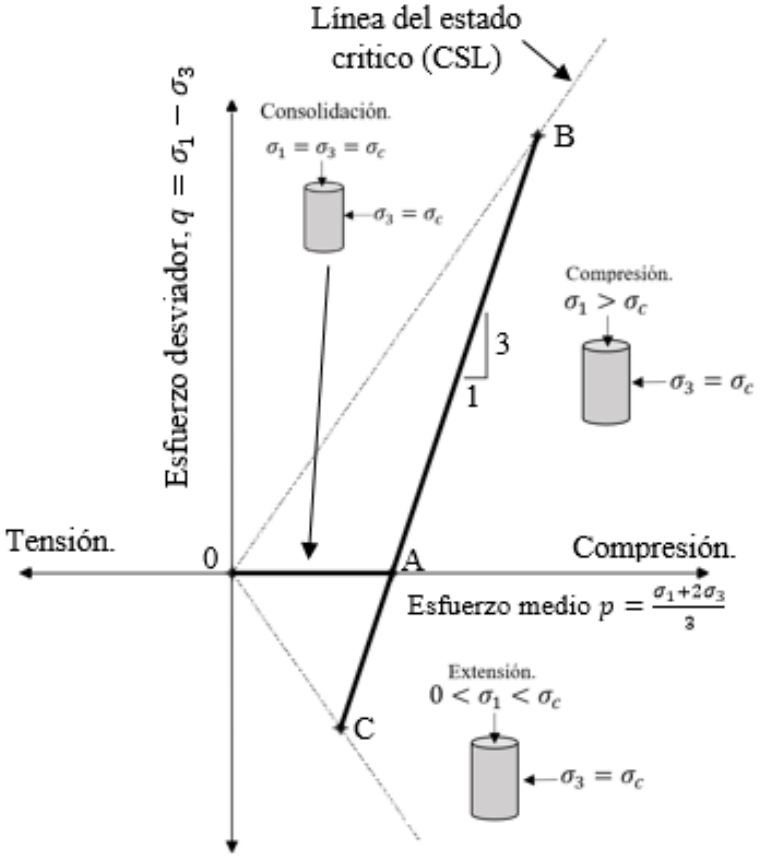


Figura 2.16 Trayectorias de esfuerzos en ensaye CD, en extensión y compresión.

En una prueba triaxial consolidada-no drenada (CU), la trayectoria de esfuerzo efectivo y la trayectoria de esfuerzo total son distintas debido a la generación de presión de poro (Δu) provocada por la ausencia de drenaje. La trayectoria de esfuerzos totales para una prueba CU en compresión, está representada por la línea A-B, fig. 2.17, mientras que la trayectoria en esfuerzos efectivos está representada por la curva A-C, fig. 2.17, donde la separación entre ambas trayectorias es la presión de poro generada durante la prueba. Ambas trayectorias llegan a un punto de la línea del estado crítico donde la muestra no exhibe variación de volumen. El concepto de estado critico se trata en el capítulo 4.

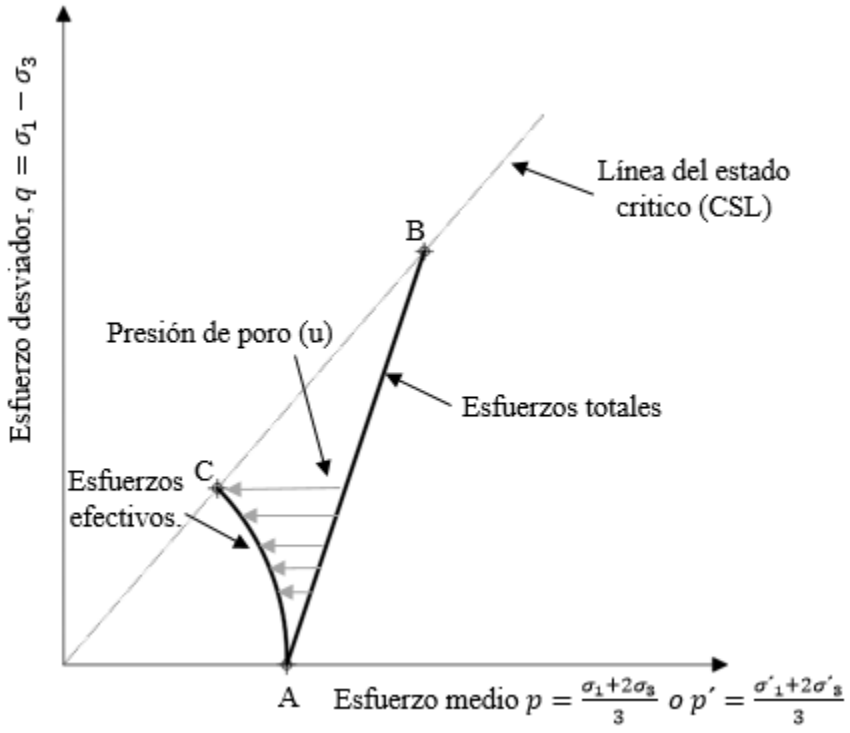


Figura 2.17 Trayectorias de esfuerzos en ensaye CU.

Capítulo 3 Propiedades dinámicas de los suelos

3.1 Principales propiedades dinámicas

El comportamiento dinámico de los suelos está relacionado con la distribución de la onda sísmica que viaja a través del suelo. Este comportamiento es pieza clave en el desarrollo de la licuación, donde las propiedades dinámicas caracterizan la manera en la que el suelo se comportará ante las fuerzas provocadas por un sismo.

El comportamiento de los suelos bajo cargas dinámicas está gobernado por las siguientes propiedades:

- Módulo de cortante dinámico (G).
- Porcentaje de amortiguamiento crítico del suelo (λ).
- Módulo dinámico de deformación volumétrica (k).
- Relación de Poisson (υ).

Las propiedades dinámicas mencionadas anteriormente, pueden determinarse mediante pruebas de laboratorio y pruebas de campo.

3.1.1 Módulo de cortante dinámico

Cuando un suelo se encuentra sometido a una actividad sísmica, presenta un comportamiento no lineal con respecto al esfuerzo cortante y la deformación angular, fig. 3.1**.** El módulo de cortante (G) es la relación entre el esfuerzo cortante y la deformación angular en un punto determinado de la curva de histéresis, fig. 3.1. La cual proporciona una magnitud de la rigidez del material y es una función de la magnitud de la deformación.

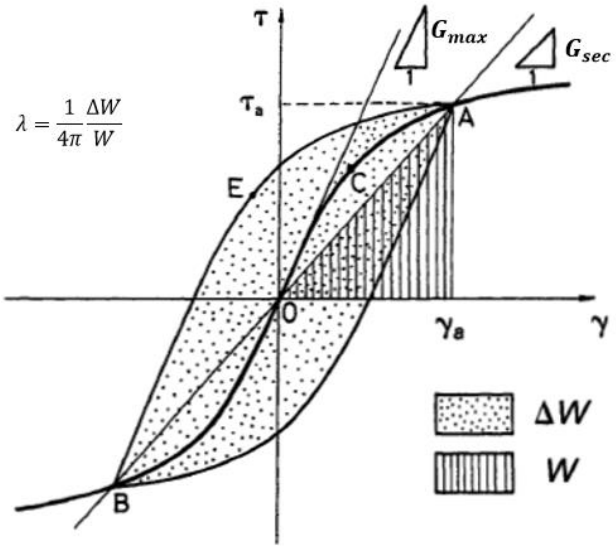


Figura 3.1 Curva de histéresis y determinación del coeficiente de amortiguamiento (Ishihara, 1996)

El modulo G es determinado como el módulo secante:

$$G = \frac{\tau}{\gamma} \quad (3.1)$$

Donde:

τ = Esfuerzo cortante.
γ = Deformación angular.

El módulo de cortante se obtiene mediante la pendiente de la curva de histéresis. En función del lugar donde se está evaluando la pendiente, puede obtenerse el módulo de cortante secante (G_{sec}) o el módulo de cortante máximo (G_{max}.). El módulo de corte máximo (G_{max}) resultado del valor de la pendiente de la recta tangente en el punto inicial de la curva, y el módulo de corte secante (G_{sec}) que se calcula como la pendiente de la recta secante a la curva, fig. 3.1.

El módulo de cortante se relaciona con el módulo de elasticidad y la relación de Poisson del material, por lo que puede ser expresado de la siguiente manera:

$$G = \frac{E}{2(1+\upsilon)} \quad (3.2)$$

Donde:

E = Módulo de elasticidad.
υ = Relación de Poisson.

Hardin y Drnevich (1972 a y b), se proponen la siguiente ecuación para estimar el módulo de cortante dinámico del suelo en función de la relación de preconsolidación (OCR), la relación de vacíos (e), el índice plástico del suelo y el esfuerzo efectivo medio.

$$G_{máx} = 1230\ \frac{(2.973-e)^2}{1+e}\ (OCR)^a\ (\bar{\sigma}_m)^{1/2} \quad (3.3)$$

$$\bar{\sigma}_m = \frac{(1+2k_0)\sigma'_v}{3} \quad (3.4)$$

Donde:

G_{max} = Cortante dinámico máximo, en libras sobre pulgada cuadrada.
$\bar{\sigma}_m$ = Esfuerzo principal efectivo medio, en libras por pulgada cuadrada.
K_0 = Coeficiente de empuje de tierras en reposo.
a = Coeficiente que depende del índice plástico. Puede variar entre 0 para suelos granulares a 0.5 para arcillas con índice plástico cercano a 100.

La ecuación 3.4 provee valores muy poco confiables para arcillas con relaciones de vacíos mayores a 2.0 (Jaime, 1980)

Para estimar el valor del módulo de cortante dinámico de suelos granulares, Seed e Idriss (1970) proponen la siguiente expresión en función del esfuerzo principal efectivo medio:

$$G = 1000\, K_2\, (\bar{\sigma}_m)^{1/2} \qquad (3.5)$$

Donde:
$\bar{\sigma}_m$= Esfuerzo principal efectivo medio, en libras por pie cuadrada.
K_2 = Coeficiente que depende de la deformación angular y la compacidad relativa. El valor de K_2 puede obtenerse con la gráfica de la fig. 3.2.

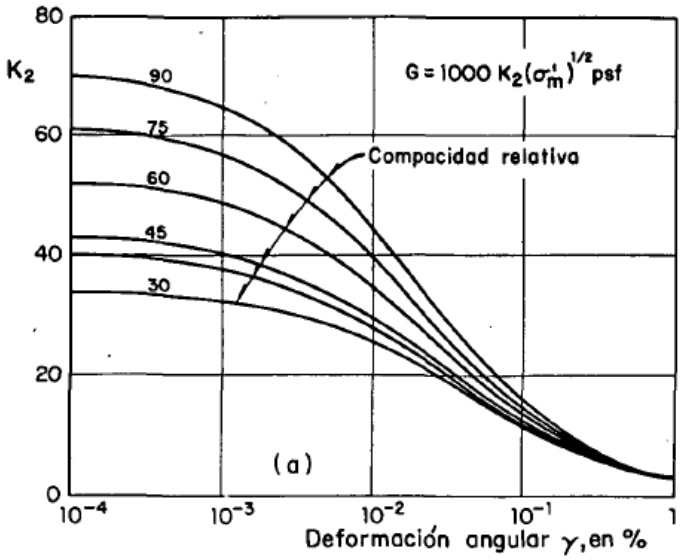


Figura 3.2 Coeficiente K_2 en función de la deformación angular (Seed e Idriss, 1970)

En la Tabla 1 se muestran algunos de los valores más comunes de módulos de cortante dinámico para distintos tipos de suelo.

Tabla 1 Valores comunes de módulo de cortante dinámico (Jaime, 1980)

Tipo de suelo.	Módulo de cortante (G) en ton/m^2
Arcilla limosa blanda a media.	900-1400
Arcilla limosa media, seca.	1700-2100
Arcilla media a firme.	1400-2800
Arcilla muy blanda.	200-300
Arena densa limpia.	1200-2000
Mezcla grava-arena densa.	5000-7000

3.1.2 Coeficiente de amortiguamiento

El amortiguamiento histerético corresponde a la pérdida de energía debido al deslizamiento en los contactos de las partículas; por lo tanto, a una mayor deformación del suelo se obtiene un coeficiente de amortiguamiento mayor.

El coeficiente de amortiguamiento es proporcional al área limitada por la curva histerética. Éste proporciona una medida de la disipación de energía del material y se expresa de la siguiente manera, fig. 3.1:

$$\lambda = \frac{Área\ de\ la\ curva\ de\ histéresis}{4\pi(area\ w)} \tag{3.6}$$

Hardin y Drnevich (1972b) proponen expresiones para la obtención del coeficiente de amortiguamiento para arenas limpias y arcillas saturadas para grandes deformaciones. En arenas limpias se utiliza la siguiente expresión:

$$\lambda_{max} = D - 1.5\ \log_{10} N \tag{3.7}$$

Donde:

D = 33% para arena seca y 28 % para arena saturada.
N = Número de ciclos de carga.

Y en arcillas saturadas:

$$\lambda_{max} = 31 - (3 + 0.03f)\ (\bar{\sigma}_m)^{1/2} + 1.5f^{\frac{1}{2}} - 1.5 \log_{10} N \tag{3.8}$$

Donde:

f = frecuencia en ciclos por segundo.

El módulo de cortante de un suelo varía con la magnitud de la deformación angular cíclica. Para bajas magnitudes de deformación, presenta valores grandes, mientras que para valores mayores de deformacion disminuye, fig. 3.3a. A diferencia del módulo de cortante G, el coeficiente de amortiguamiento es inversamente proporcional a las deformaciones angulares, es decir, a menores deformaciones angulares se presenta un amortiguamiento menor, y a mayores deformaciones se presenta un amortiguamiento mayor, fig. 3.3b.

Hardin y Drnevich (1972b) demostraron que el módulo de cortante dinámico y la relación de amortiguamiento son afectados por los siguientes factores:

a) Magnitud de la deformación angular.
b) Esfuerzo principal efectivo promedio.
c) Relación de vacíos.

d) Número de ciclos de carga.
e) Grado de saturación.

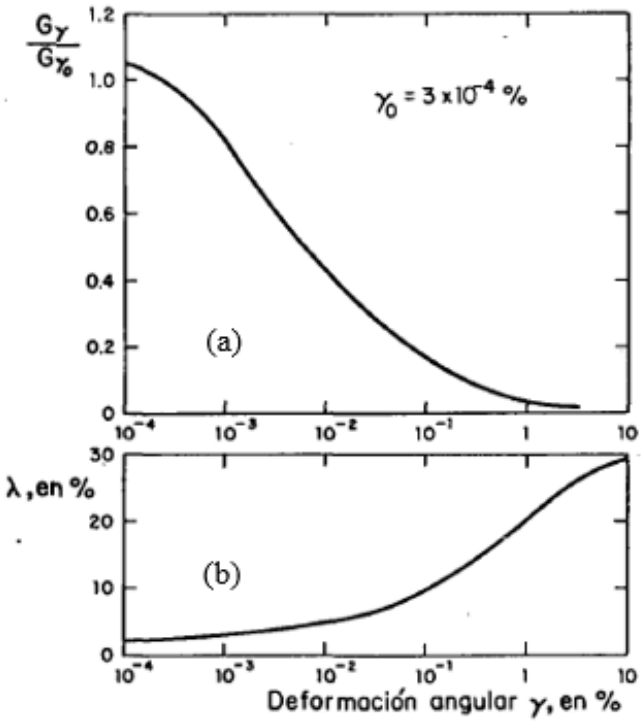


Figura 3.3 Relación entre el módulo de cortante dinámico (a), coeficiente de amortiguamiento (b) y deformación angular (Seed e Idriss, 1970)

3.1.3 Módulo dinámico de deformación volumétrica

El módulo de deformación volumétrico es la relación entre los esfuerzos cortantes y la deformación volumétrica. Normalmente se estima a partir del módulo de cortante dinámico y de la relación de Poisson:

$$k = {}^{1}/_{3}\,\frac{2(1+v)}{1-2v}G \qquad (3.9)$$

3.1.4 Relación de Poisson

Todo elemento sometido a carga axial experimenta una deformación, no solo en el sentido de la carga, sino también en el eje perpendicular la carga; por lo tanto, el coeficiente de Poisson es la relación de la deformación perpendicular y la axial.

$$v = -\frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_a} \qquad (3.10)$$

La relación de Poisson puede ser determinada con pruebas de laboratorio, las cuales son complejas.

Obtenido el módulo de cortante G y el módulo de elasticidad del material E, es posible calcular la relación de Poisson a partir de la expresión:

$$v = \frac{E}{2G} - 1 \tag{3.11}$$

3.1.5 Módulo de elasticidad

El módulo de elasticidad es resultado del cociente entre el esfuerzo unitario y la deformación unitaria axial correspondiente.

$$E = \frac{\sigma_x}{\varepsilon_x} \tag{3.12}$$

El módulo de elasticidad o módulo de Young puede describirse también como la pendiente de la curva esfuerzo- deformación.

3.2 Determinación de las propiedades dinámicas del suelo

Para la determinación de las propiedades dinámicas de los suelos existen varias pruebas, tanto de campo como de laboratorio. A continuación, se mencionan las más utilizadas.

3.2.1 Pruebas de laboratorio

Las pruebas de laboratorio son realizadas con muestras del suelo, las cuales se someten a la condición de esfuerzos en la que se encuentran naturalmente.

Entre las principales pruebas de laboratorio se encuentran:

- Prueba de columna resonante.
- Ensaye triaxial cíclico.
- Pulso ultrasónico.
- Ensaye de corte simple cíclico.
- Ensaye de centrifuga.
- Mesa vibradora.
- Péndulo de torsión libre.

3.2.1.1 Prueba de columna resonante

La prueba se utiliza para determinar el módulo de cortante dinámico (G) y las propiedades de amortiguamiento del suelo (λ). En ella el suelo es sometido a vibraciones torsionales las cuales son aplicadas por electroimanes (Richart *et al*, 1970), fig. 3.4**.**

La prueba consiste en hacer vibrar la muestra de suelo en el extremo superior, mientras que la parte inferior permanece empotrada. La frecuencia se va incrementando de manera gradual hasta alcanzar la frecuencia del primer modo de resonancia del suelo.

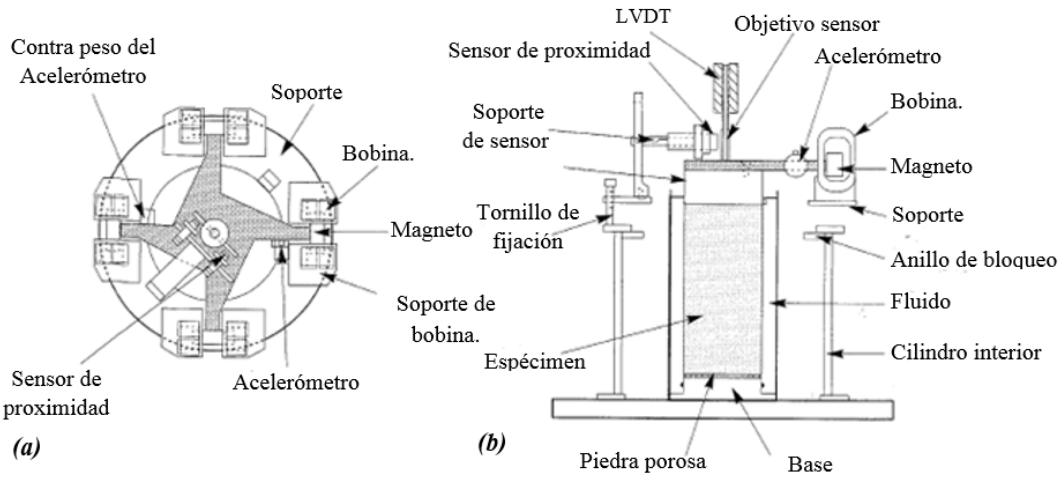


Figura 3.4 Aparato de columna resonante: a) vista superior, b) vista transversal (Kramer, 1993)

La prueba se basa en la teoría de la elasticidad, el comportamiento de barras elásticas y las condiciones de frontera a las que estén sometidas. En función de las condiciones de frontera, pueden presentarse tres casos:

Caso I: ambos extremos libres o empotrados.

$$w_n = \frac{n\pi}{L} V_W \qquad (3.13)$$

Caso II: Un extremo empotrado y otro libre.

$$W_n = \frac{n\pi}{2L} V_W \qquad (3.14)$$

Caso III: Un extremo empotrado y en el otro un peso.

$$\frac{w_n L}{V_W}\ tan\frac{w_n L}{V_W} = \frac{W_b}{W_m} \text{ ó } \frac{I_b}{I_m} \qquad (3.15)$$

Donde:

w_n =Frecuencia circular del modo de vibración correspondiente (rad/s).
n = modo de vibración.
L = Longitud de la barra o en espécimen de suelo.
V_w = Velocidad del tipo de onda generada en el medio (m/s o cm/s)
W_b y W_m = Pesos de la barra y de la masa sujeta en el extremo.
I_b e I_m = Momentos polares de inercia de las masas de la barra y el peso sujeto en el extremo.

La frecuencia natural *f*n, está dada por:

$$f_n = \frac{w_n}{2\pi} \tag{3.16}$$

Una vez conocidas las frecuencias y tomando en cuenta las condiciones de frontera del espécimen de suelo y el tipo de onda generada, se pueden obtener las velocidades de onda Vs o V_p y con ellas estimar el módulo de cortante dinámico:

$$G = \rho {V_s}^2 \tag{3.17}$$

Cuando la muestra es sometida a vibración forzada, se obtiene una curva de aceleraciones vs. frecuencia, conocida como curva de respuesta, fig. 3.5.

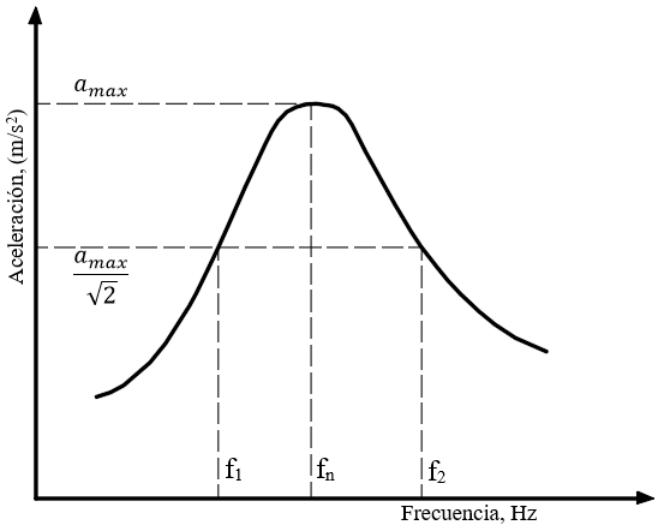


Figura 3.5 Interpretación de prueba de columna resonante.

El coeficiente de amortiguamiento y la deformación angular se pueden obtener con base en los datos de la curva de respuesta

$$\lambda = \left(\frac{f_2 - f_1}{2f_n}\right) 100 \tag{3.18}$$

$$\gamma = \left(\frac{1}{12\pi^2 r}\right) \frac{D}{L} \frac{a_{max}}{{f_n}^2} \tag{3.19}$$

Donde:

f_0 = Frecuencia de resonancia (Hz).
f_1 y f_2= Frecuencia en función de $a_{max}/\sqrt{2}$.
a_{max} = Aceleración máxima (m/s^2).
L= Longitud de la muestra, (m).
D = Diámetro de la muestra, (m).

3.2.1.2 Ensaye triaxial cíclico

La prueba triaxial cíclica es la más utilizada para medir las propiedades dinámicas de los suelos. La prueba consiste en colocar una muestra cilíndrica dentro de una cámara triaxial, la cual estará sujeta a esfuerzos radiales y un esfuerzo axial cíclico. La diferencia entre el esfuerzo axial y el esfuerzo radial se denomina esfuerzo desviador, el cual es aplicado de forma cíclica bajo condiciones de esfuerzo controlado. Una vez que la muestra ha sido montada y consolidada, se aplica un esfuerzo desviador cíclico o una deformación axial cíclica.

El ensaye triaxial cíclico se puede realizar de diferentes maneras, dependiendo de la forma en la que se aplique el esfuerzo desviador:

a) Compresión.

   El espécimen de suelo puede ser consolidado por medio de un esfuerzo de confinamiento isótropo o anisótropo.
   Para la condición de consolidación isotrópica, el suelo es sometido a un esfuerzo de confinamiento (σ_c), el cual será hidrostático, por lo que afectará a la muestra en todas direcciones cumpliendo con la condición $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$. Posteriormente, la muestra será sometida a un esfuerzo desviador cíclico (σ_{dc}), fig. 3.6a. El resultado se puede apreciar en los círculos de Mohr, donde el punto (σ_c) representa la condición de esfuerzos inicial a la cual está consolidada la muestra, conforme se aplica el incremento en el esfuerzo desviador se obtendrá el punto ($\sigma_c + \sigma_{dc}$) obteniendo el círculo mostrado en la fig. 3.6b.
   Para la condición de consolidación anisótropa, la muestra es sometida a una esfuerzo de confinamiento (σ_c) seguido de un incremento en el esfuerzo desviador ($\Delta\sigma_d$), cumpliendo con la condición $\sigma_{li} \neq \sigma_2 = \sigma_3$, donde $\sigma_{1i} = \sigma_c + \Delta\sigma_d$, fig. 3.6c**.** Posteriormente se aplica el esfuerzo desviador cíclico (σ_{dc}), obteniendo como resultado los círculos mostrados en la figura 3.6d, donde el círculo formado por los esfuerzos σ_c y σ_{1i} corresponde a la condición inicial de esfuerzos en condiciones anisotrópicas.

b) Compresión y extensión.

   La muestra puede ser sometida a las mismas condiciones de consolidación hidrostática o anisotropía. Las condiciones de esfuerzo serán aplicadas de la misma forma como se mencionan en el inciso a), con la diferencia que el esfuerzo desviador cíclico se aplicará de tal forma que, para condiciones de extensión deberá disminuir a valores por debajo del esfuerzo de confinamiento, fig. 3.7.

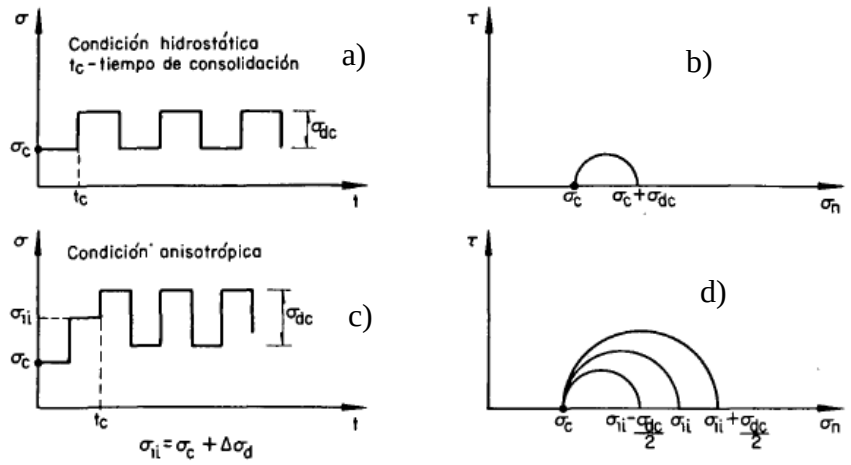


Figura 3.6 Condiciones hidrostáticas y anisótropas para prueba triaxial cíclica en compresión (Jaime, 1980)

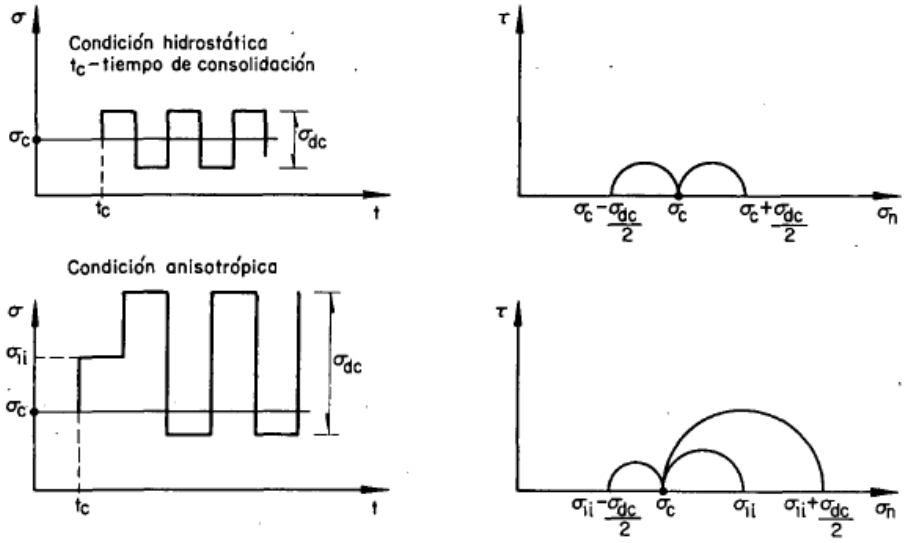


Figura 3.7 Condiciones hidrostáticas y anisótropas para prueba triaxial cíclica en compresión y extensión (Jaime, 1980)

Como resultado de las variaciones del esfuerzo desviador y cortante, se obtienen las curvas de histéresis, fig. 3.1, con las cuales es posible calcular el módulo de cortante dinámico (G), el coeficiente de amortiguamiento (λ) y las deformaciones angulares (γ).

Para el cálculo del módulo de cortante dinámico se emplea la ecuación 3.1, donde el módulo de elasticidad es igual a la pendiente de la recta que atraviesa la curva histerética obtenida en la prueba triaxial cíclica. Mientras que el coeficiente de amortiguamiento se determina con la ecuación 3.6.

Las deformaciones angulares están dadas por las siguientes ecuaciones:

$$\gamma = \frac{\tau}{G} \qquad (3.20)$$

$$\tau = \frac{q}{2} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \qquad (3.21)$$

Donde

G = Módulo de cortante dinámico.
τ = Esfuerzo cortante.
q = Esfuerzo desviador.
σ_1 = Esfuerzo principal mayor.
σ_3 = Esfuerzo principal menor.

En la fig. 3.8 se puede observar el esquema de la sección transversal de una cámara triaxial cíclica (Jaime, 1980).

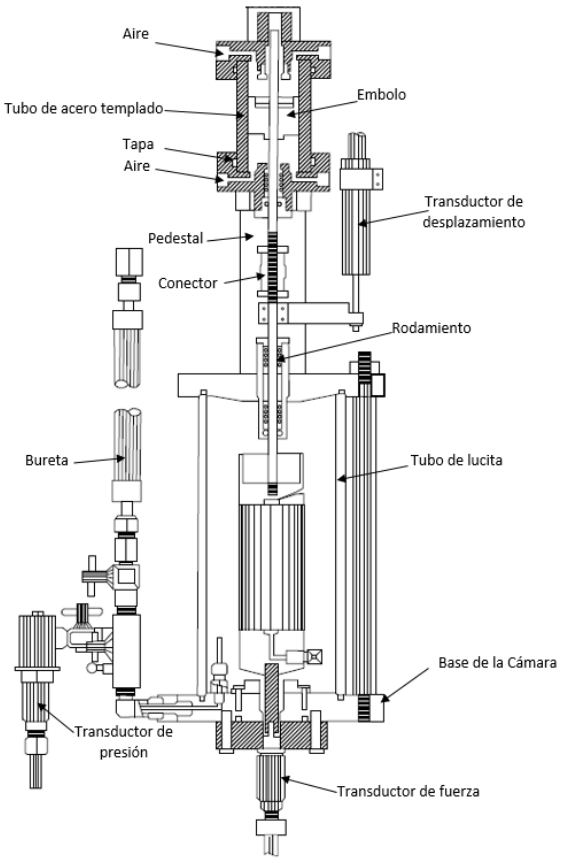


Figura 3.8 Esquema de una cámara triaxial (Jaime, 1980)

3.2.1.3 Pulso ultrasónico

La prueba de pulso ultrasónico es empleada para la medición de las velocidades de propagación de ondas. La prueba consiste en colocar cristales piezoeléctricos, que actuarán como un transmisor y un receptor en el espécimen de suelo. Se produce una frecuencia eléctrica en el transmisor, lo cual provoca una onda que viaja a través del espécimen hacia el receptor. Se mide la distancia entre el transmisor y el receptor, que será dividida entre la

diferencia de tiempo de pulsos de voltaje medido en el receptor, después de aplicada la frecuencia, con lo cual se obtendrá la velocidad de propagación de onda.

$$V_S = \frac{l}{t_c} \qquad (3.22)$$

Donde

V_s = Velocidad de propagación de onda.
l = Distancia entre el transmisor y el receptor.
t_c = Lapso de tiempo entre pulsos generados.

En la fig. 3.9 se muestra el esquema de un equipo para ensaye de pulso ultrasónico.

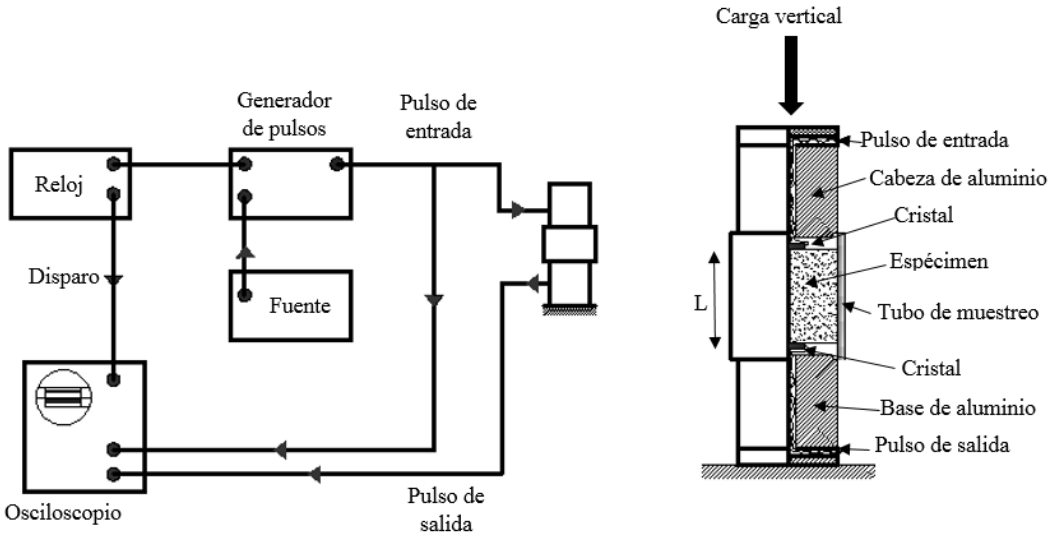


Figura 3.9 Esquema de equipo utilizado para realizar prueba de pulso ultrasónico (Whitman y Lawrence, 1963)

Si la onda medida en la muestra es de cortante, el módulo G, es determinado con la ecuación 3.17; Sin embargo, si la onda medida es de compresión se utiliza la expresión:

$$E = \frac{1-\nu}{(1-2\upsilon)(1+\upsilon)}\rho {V_p}^2 \qquad (3.23)$$

3.2.1.4 Ensaye de corte simple cíclico

En este tipo de pruebas es más fácil reproducir los esfuerzos ocasionados por un sismo que en una prueba de triaxial cíclica. La prueba consiste en colocar un espécimen cilíndrico prismático de suelo sobre una base y colocarle unas placas laterales con el propósito restringir las expansiones, además de una membrana reforzada con alambre o una serie de anillos apilados. Se aplican esfuerzos cortantes horizontales en la parte inferior o superior del espécimen de suelo, ante los cuales el espécimen sufrirá una deformación horizontal similar al comportamiento del suelo durante la propagación de las ondas de cortante.

En una prueba de corte simple cíclico se incitan deformaciones mayores de 10^{-2}%. Uno de los problemas que tiene el ensaye es que no se desarrollan totalmente los esfuerzos cortantes en las paredes del espécimen, provocando una redistribución de esfuerzos normales en los extremos de la probeta; por tanto, los esfuerzos que se desarrollan en el interior de la probeta no son totalmente de corte simple. (Jaime, 1980).

En la fig. 3.10 se muestra un esquema del equipo utilizado para una prueba de corte simple cíclico.

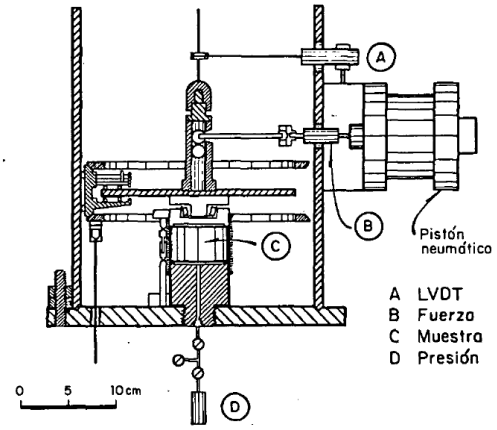


Figura 3.10 Aparato para prueba de corte simple (Jaime, 1975)

3.2.1.5 Ensaye con centrífuga

El ensaye de centrífuga consiste en generar una aceleración mayor a la de la gravedad a modelos físicos, con la finalidad de reproducir esfuerzos debidos al peso propio del material, idénticos al modelo y al prototipo, en la fig. 3.11 se observa el esquema de una máquina de centrífuga.

En un análisis por medio de centrífuga es posible analizar problemas de licuación inducida por terremotos, así como análisis de suelo-estructura.

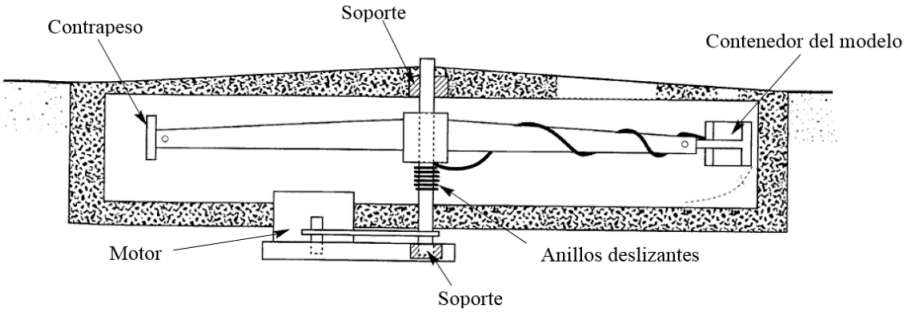


Figura 3.11 Sección transversal de una centrífuga (Kramer, 1993).

En este tipo de pruebas es realmente importante considerar las leyes se similitud, las cuales consisten en escalar el modelo geométricamente, cinemáticamente y dinámicamente.

En la Tabla 2 se muestran los factores de escala que deben de ser utilizados para un modelo que será utilizado en una prueba de centrífuga.

Tabla 2 Factores de escala para modelos en pruebas de centrífuga (Kutter, 1992)

Tipo de evento	cantidad	Símbolo	Unidades	Factor de escala
Todos los eventos	Distancia	L	L	N^{-1}
	Volumen	v	L^3	N^{-3}
	Masa	M	M	N^{-3}
	Gravedad	g	LT^{-2}	N
	Fuerza	F	MLT^{-2}	N^{-2}
	Esfuerzo	σ	$ML^{-1}T^{-2}$	1
	Elasticidad	E	$ML^{-1}T^{-2}$	1
Eventos dinámicos	Tiempo	t_{dyn}	t	N^{-1}
	Aceleración			N
	Frecuencia aceleración	f	t^{-1}	N
	Velocidad de deformación			N
Eventos de difusión	Tiempo	t_{dif}		N^{-2}
	Velocidad de deformación			N^{2}

Algunas de las aplicaciones de las pruebas con centrifuga son las siguientes:

- Estabilidad de taludes.
- Pruebas de cimentaciones profundas y superficiales.
- Estructuras de contención.
- Licuación.
- Interacción suelo-estructura.

3.2.1.6 Mesa vibradora

Los ensayes de mesa vibradora permiten simular los esfuerzos cortantes provocados por un sismo en el suelo, lo que permite realizar pruebas de licuación en arenas, estudiar los asentamientos provocados por un sismo y observar la interacción suelo-estructura. La prueba consiste en colocar un modelo a escala en una plataforma, en la cual se producirán vibraciones controladas. Las dimensiones de las muestras ensayadas y el tipo de análisis dependerán de las dimensiones de la mesa, la forma en la que es generado el movimiento y de los grados de libertad. Además, es importante considerar que deben cumplirse ciertas leyes de similitud entre el modelo a escala y el modelo real.

3.2.1.7 Péndulo de torsión libre

El aparato consiste en una cámara triaxial convencional a la cual se le adapto un vástago unido a un brazo simétrico con dos masas, fig.3.12. La prueba fue propuesta por Zeevaert en 1967 para medir el módulo dinámico de rigidez (G) del suelo; la muestra de suelo se consolida mediante un esfuerzo de confinamiento y posteriormente se transmite un pequeño giro mediante el brazo y el vástago provocando que la muestra de suelo vibre libremente.

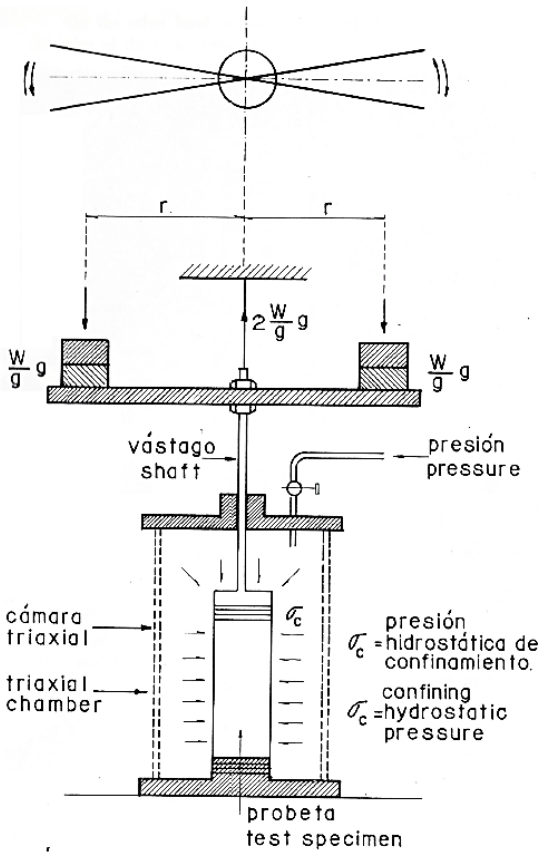


Figura 3.12 Aparato de torsión libre (Zeevaert, 1967)

Con la prueba se obtiene la amplitud de vibración y el periodo de vibración libre amortiguada del sistema aparato suelo, t_d, fig. 3.13.

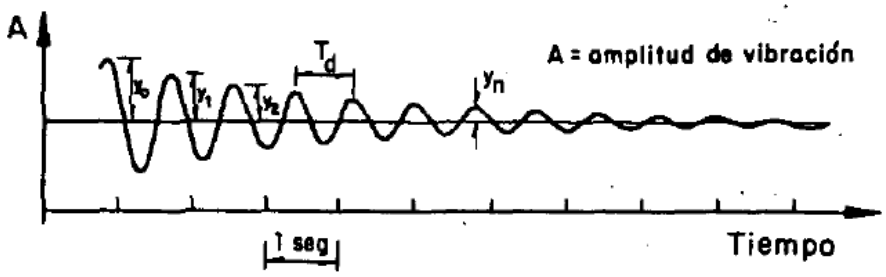


Figura 3.13 Registro de una prueba de torsión libre (Jaime, 1980)

3.2.2. Pruebas de campo

Las pruebas de campo permiten medir las propiedades de los suelos in situ. La obtención de las propiedades dinámicas de los suelos en campo cuenta con la ventaja de no requerir muestras de suelo. Estas pruebas proporcionan información sobre la forma en que se propagan las ondas de excitación en el suelo, permitiendo estimar las velocidades de propagación de ondas con base en el tipo de onda generada y al tiempo que le toma llegar de un punto a otro.

En el suelo se propagan dos tipos de onda: las ondas de cuerpo, que pueden ser de compresión (P) u ondas de corte (S) y las ondas de superficie, de las cuales la más importante desde el punto de vista de la ingeniería son las ondas de Rayleigh.

Las ondas de compresión u ondas P, excitan al suelo en la misma dirección en la que se propagan, lo que produce dilataciones y compresiones y ocasionan un cabio volumétrico en la masa del suelo.

Las ondas de corte u ondas S excitan al suelo en sentido perpendicular a la dirección de propagación, lo que produce deformaciones angulares sin cambio volumétrico.

Las ondas Rayleigh u ondas R producen un movimiento elíptico con respecto a la dirección de propagación en la masa de suelo (Jaime, 1980).

A continuación, se mencionan las pruebas de campo más utilizadas para el cálculo de las propiedades dinámicas de los suelos:

3.2.2.1 Prueba de reflexión sísmica

La reflexión consiste en el cambio de trayectoria de una onda que viaja a través de un medio al chocar con otro, regresando por el mismo medio. La prueba permite la propagación de ondas a través de las capas superficiales de suelo y consiste en producir impulsos en un punto llamado fuente (S), donde se mide el tiempo de llegada a un receptor, fig. 3.14. Conocida la distancia entre la fuente y el receptor, es posible calcular la velocidad de onda mediante la siguiente expresión***:***

$$V_d = \frac{X}{t_p} \qquad (3.24)$$

Donde:

X = Distancia entre receptor y fuente.
V_d = Velocidad de ondas de compresión u ondas de cortante.
t_p = Tiempo que tarda en llegar la onda de la fuente al receptor.

También es posible estimar el tiempo que tarda la onda reflejada hacia la superficie del suelo mediante la expresión:

$$t_r = \frac{2\sqrt{H^2 + \left(\frac{x}{2}\right)^2}}{v_p} = \frac{\sqrt{4H^2 + x^2}}{v_p} \quad (3.25)$$

Una vez que se tienen los datos de t_p, X y V_d es posible calcular la altura de la capa de suelo utilizando la ecuación:

$$H = \frac{1}{2}\sqrt{{t_r}^2 * {v_p}^2 - x^2} \quad (3.26)$$

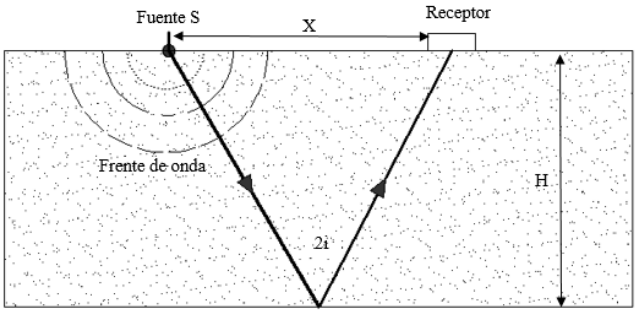


Figura 3.14 Trayectoria de ondas inducidas en un estrato de suelo.

3.2.2.2 Ensaye de refracción sísmica

En esta prueba se provoca un impacto o explosión sobre la superficie del suelo. La propagación de la onda es capturada mediante una seria de geófonos o receptores, fig. 3.15. La refracción se produce cuando la onda transmitida cambia su dirección al pasar de un medio a otro.

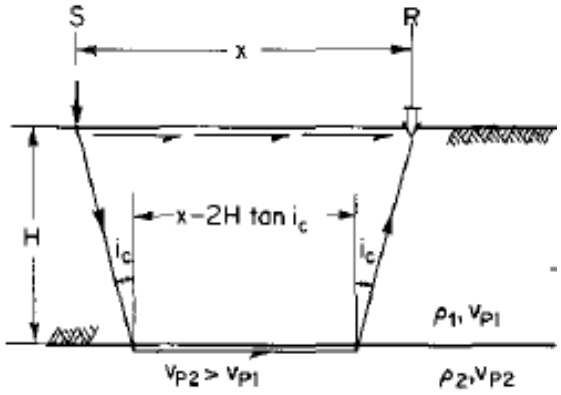


Figura 3.15 (a) prueba de refracción sísmica, (b) curvas domocrónicas (Richart *et al*., 1970)

La propagación de onda en dos medios está relacionada por la ley de Snell, la cual se expresa como:

$$\frac{c_1}{sen\ i} = \frac{c_2}{seni_r} \quad (3.27)$$

Considerando que la prueba se basa en la refracción total, es decir, el ángulo de refracción es igual a 90°, la ecuación 3.27 se escribe:

$$sen\ i_0 = \frac{c_1}{c_2} \qquad (3.28)$$

Donde

$c_1\ y\ c_2$ = Velocidad de propagación en los medios 1 y 2.
i = Ángulo de incidencia.
i_0 = Ángulo de incidencia crítico.
i_r = Ángulo de refracción.

Al igual que la prueba de reflexión sísmica, se obtiene la distancia entre fuente de transmisión y cada uno de los geófonos, así como el tiempo de llegada de la onda al receptor. Con los datos obtenidos se elaboran graficas domocrónicas, fig. 3.16, con las cuales se determina la velocidad de propagación de onda.

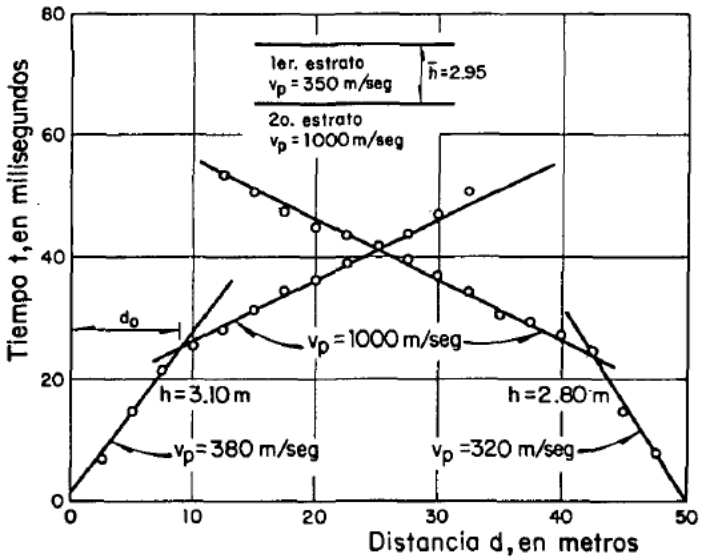


Figura 3.16 Curvas domocrónicas para el caso de dos capas horizontales (Rascón et al, 1972)

En este tipo de ensaye es necesario que las ondas inducidas sean refractadas. Por lo tanto, este tipo de ensaye, al igual que el ensaye de reflexión, se utiliza en estratos blandos subyacentes por un suelo más firme.

3.2.2.3 Ensaye Down–hole

Down-hole o pozo abajo es un ensaye de propagación de ondas, que consiste en la colocación de sensores de movimiento (geófonos) dentro de una perforación realizada en el subsuelo y, mediante el uso de golpes o pequeñas explosiones en la superficie se generan excitaciones que producen ondas de cortante (v_s) u ondas longitudinales (v_p), las cuales viajaran por la

masa del suelo hasta alcanzar el o los geófonos, fig. 3.17. Se registra el tiempo de llegada de las ondas desde la fuente donde se generó la onda hasta el sensor o receptor de movimiento, con lo cual se podrá calcular la velocidad de onda.

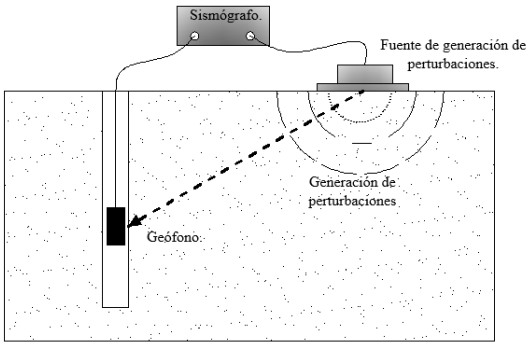


Figura 3.17 Esquema de ensayo Down-Hole.

El nombre de este ensaye se debe a la forma en la que se realiza, ya que los geófonos son colocados desde la superficie del suelo y de manera descendente hasta la profundidad deseada.

3.2.2.4 Ensaye Up-hole

El ensaye up-hole o pozo arriba es similar a la prueba Down-hole, con la diferencia que la fuente de generación de ondas se encuentra dentro de la perforación y el sensor se encuentra superficie del suelo.

El propósito del ensaye Up-hole es la obtención de la velocidad de onda mediante el registro del tiempo de llegada de la onda y la distancia recorrida. Este tipo de prueba es poco usada en la actualidad.

3.2.2.5 Ensaye Cross-Hole

El ensaye Cross-Hole o pozo cruzado consiste en generar ondas a través de una fuente que se encuentra dentro de una perforación. Las ondas son recibidas por un sensor que se encuentra dentro de una perforación colindante. Las ondas viajan horizontalmente a través del suelo y llegan al sensor de movimiento, fig. 3.18.

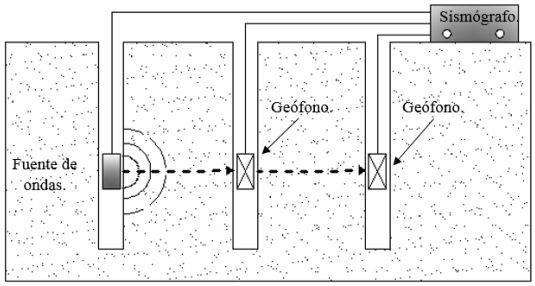


Figura 3.18 Esquema de ensaye Cross-Hole.

Se puede calcular la velocidad de onda a través de la medición del tiempo requerido que tarda la onda en recorrer la distancia entre las perforaciones.

3.2.2.6 Prueba de sonda suspendida

La prueba de sonda suspendida se basa en el registro de velocidades que viajan en el suelo. Esto se realiza mediante una sonda que se encuentra sumergida dentro de una perforación llena de agua o lodo. La sonda consiste en un cilindro de aislamiento flexible, una fuente de impulso y un conjunto de geófonos, fig. 3.19.

Se transmite una perturbación a través del fluido, lo que provoca un desplazamiento horizontal en el suelo adyacente a la sonda. Dicho desplazamiento es propagado verticalmente a través de la masa de suelo en forma de onda de cortante. La onda de cortante viaja a la misma velocidad por el fluido que se encuentra en el pozo, y es registrada por los geófonos incorporados en la sonda, obteniendo el tiempo de llegada de la onda, con lo que, es posible obtener la velocidad de propagación de la onda.

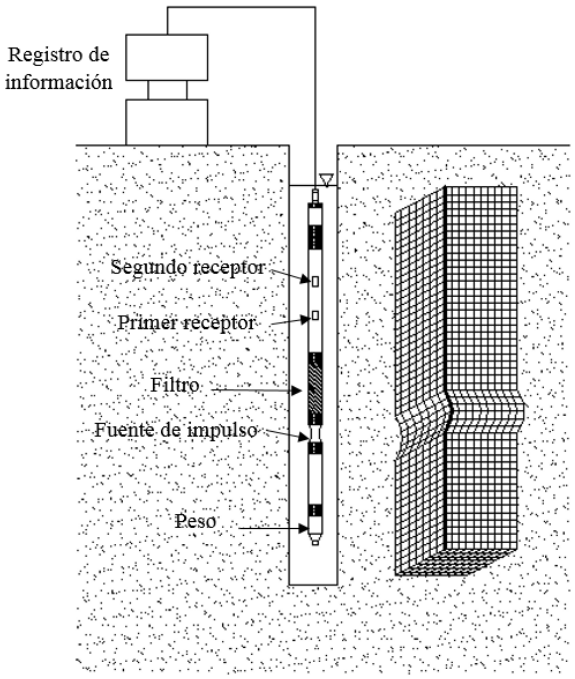


Figura 3.19 Esquema de prueba de sonda suspendida (Jaime, 1987)

Capítulo 4 Fenómeno de licuación de arenas

México se encuentra en una zona con alta actividad sísmica, lo que trae como consecuencias fenómenos que pueden causar daños severos a estructuras y obras de ingeniería. Uno de los fenómenos que más daños causa a las estructuras y a los suelos de cimentación, es la licuación de arenas, la cual provoca grandes desplazamientos causados por la pérdida de resistencia.

En la República Mexicana la actividad sísmica está gobernada por la subducción de las placas de Rivera y de Cocos con la placa Norteamericana, que afecta a los estados costeros del Pacífico. En la fig. 4.1 se observa la aceleración pico en la República Mexicana para periodos de retorno (T_r) de 500 años.

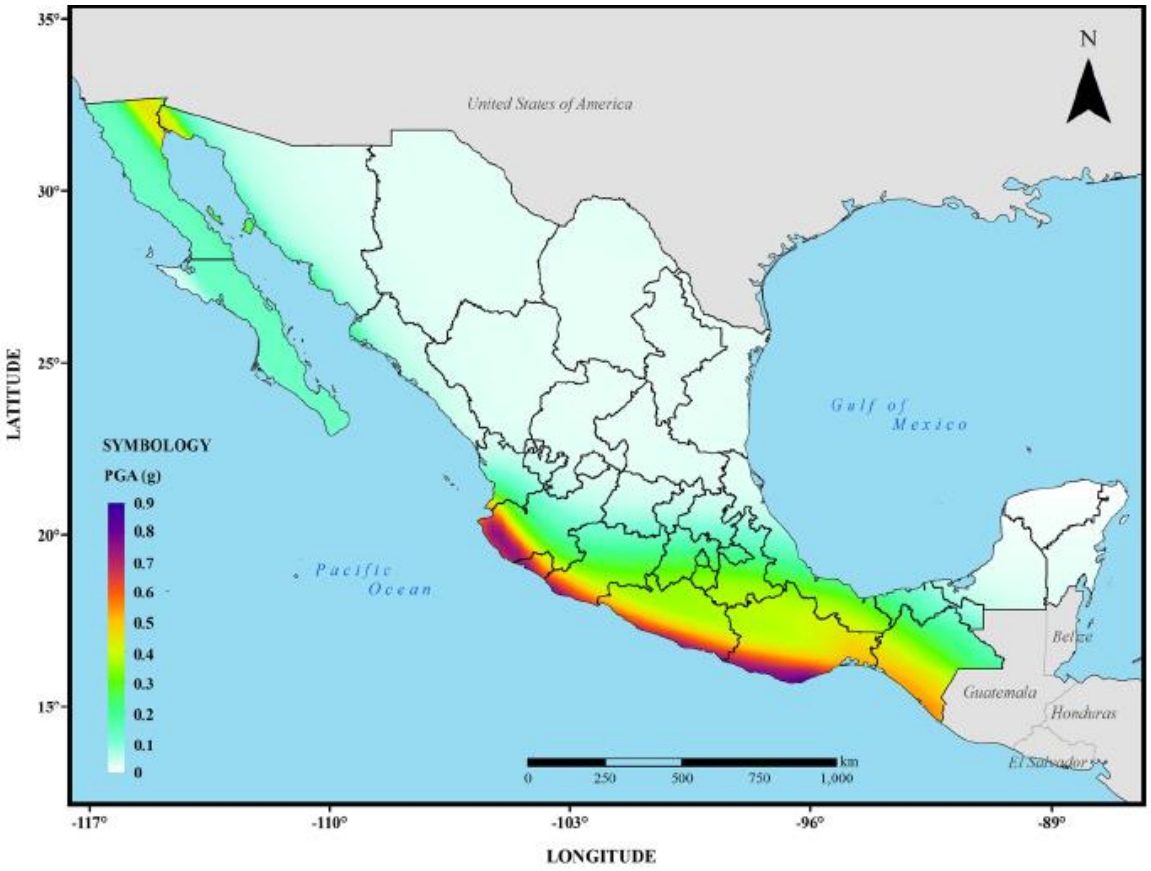


Figura 4.1 Mapa de aceleraciones pico para periodos de retorno de 500 años (Jaimes *et al*, 2015)

Las aceleraciones sísmicas son un factor importante para la generación de licuación. Suelos con las características adecuadas y cercanas a zonas de alta sismicidad, presentaran una mayor probabilidad de licuación. Con base en la figura anterior es posible deducir aquellas zonas donde se presentará licuación, y formar mapas de peligro, fig. 4.2. Los mapas de peligro de licuación, permiten ubicar las zonas donde se puede presentar el fenómeno.

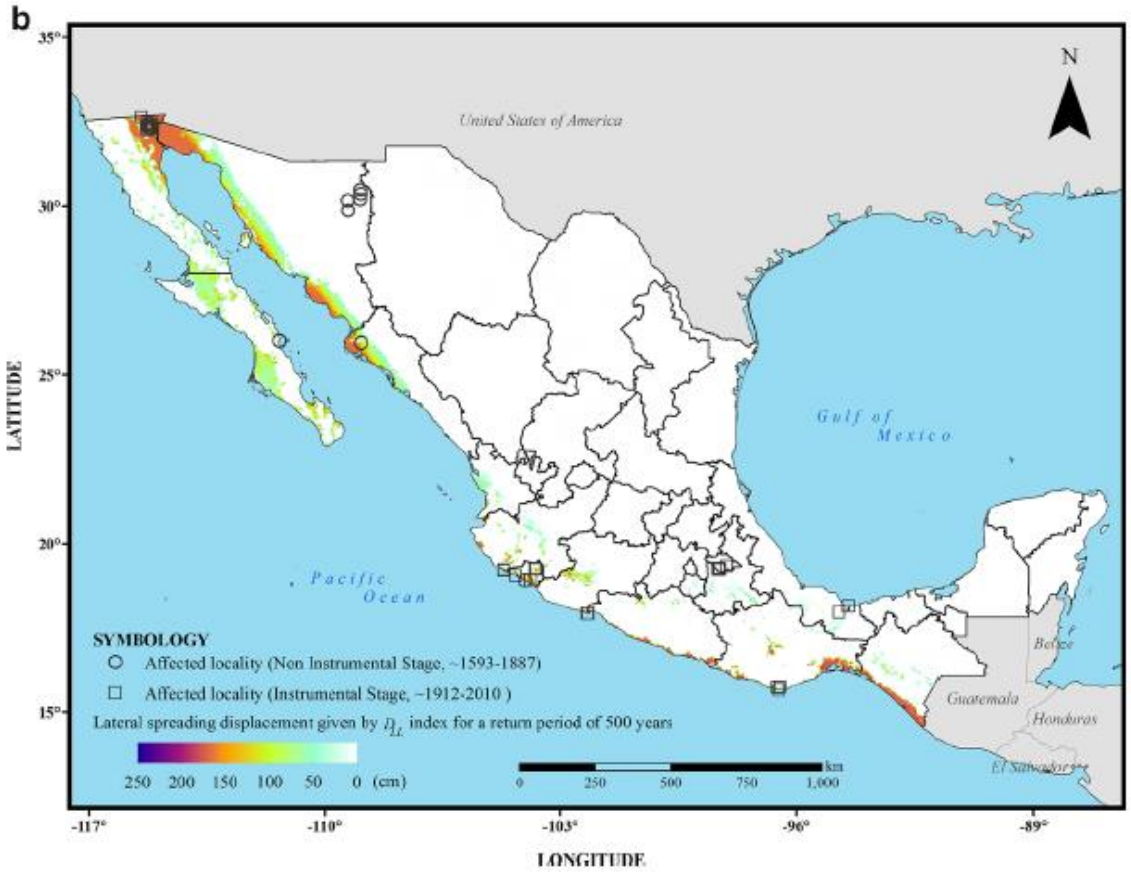


Figura 4.2 Mapa regional de peligro de licuación debido a sismo (Jaimes et al, 2015)

4.1 Definición

La licuación de arenas provocada por un sismo es un fenómeno súbito que causa daños severos en estructuras y obras de ingeniería. Éste se desarrolla cuando se pierda la resistencia al corte del suelo debido a los excesos de presión de poro producidos durante un sismo, ocasionando una separación entre las partículas del suelo y que éste se comporte como un fluido viscoso.

En la ecuación 4.1 se muestra la ley de resistencia para un suelo cohesivo-friccionante, donde se puede apreciar que, al aumentar la presión de poro, los términos a excepción de la cohesión se reducen a valores despreciables. Debido a que la licuación se presenta en suelos granulares, la cohesión es nula, por lo tanto, los esfuerzos cortantes se reducen a 0 o valores muy cercanos a cero.

$$\tau = c + (\sigma - \mu)\tan\emptyset \qquad (4.1)$$

El fenómeno de licuación puede ser causado por diferentes factores, entre los cuales se encuentran (Jaime, 1975):

a) Incremento monotónico de esfuerzos.

b) Incremento monotónico de deformaciones.
c) Cargas cíclicas inducidas por sismo.
d) Cargas cíclicas inducidas por maquinaria.

4.2 Factores que influyen en la licuación

Los suelos susceptibles a sufrir licuación presentan una serie de características, entre las más importantes se encuentran:

- **Tipo de suelo**

Los tipos de suelo más susceptible a sufrir licuación son materiales granulares medianamente sueltos a muy sueltos, en estado saturado, cuya granulometría es uniforme, fig.4.3. Por ejemplo, arenas finas, arenas limosas en estado suelto con contenidos de finos menores al 10% (Jaime 1978; Jaime, 2010). Estos suelos presentan poca resistencia a las deformaciones por lo que pierden rápidamente las fuerzas entre partículas.

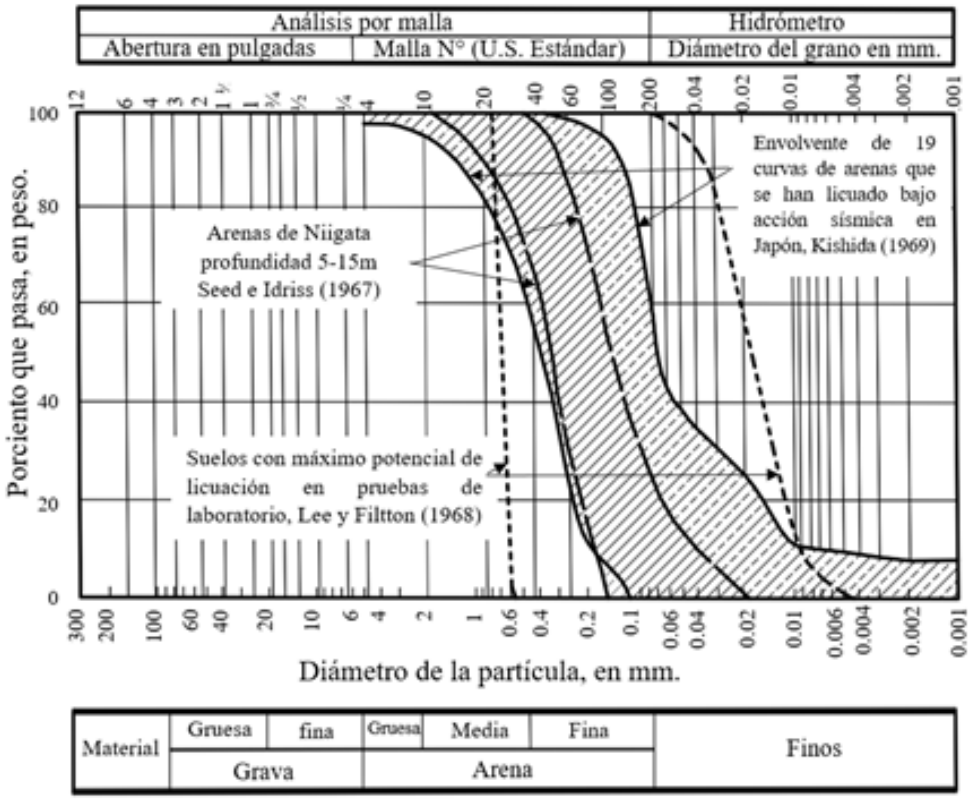


Figura 4.3 Granulometrías de algunos suelos que se han licuado (Jaime, 1978)

- **Compacidad relativa**

Los suelos susceptibles a sufrir licuación son aquellos con compacidades relativas menores al 50%, ya que en ese estado los materiales granulares poseen un comportamiento contractivo (Deparment of Transportation of New York, 2015).

- **Geología**

De acuerdo con investigaciones realizadas por Youd y Hoose (1977), la depositación de suelos y la edad del depósito son factores importantes para caracterizar a un suelo licuable. Suelos aluviales, coluviales y fluviales presentan un estado suelto entre sus partículas, por lo tanto, presentan más probabilidades de licuarse (Deparment of Transportation of New York, 2015).

- **Características sismológicas**

A pesar de que un suelo cuente con las características granulométricas y geológicas, la licuación dependerá también de las características sismológicas, como la magnitud, la duración, la distancia epicentral y el número de ciclos equivalentes del sismo. Un suelo puede presentar características de un suelo poco licuable; sin embargo, si este suelo es sometido a una actividad sísmica de gran magnitud puede presentarse la licuación.

- **Condición de esfuerzos**

El esfuerzo de confinamiento es uno de los factores más importantes que influyen en la licuación de arenas. Aquellos suelos que se encuentran a profundidades mayores de 20 m presentan menor probabilidad de licuación (Jaime, 1978; NAS, 2016).

- **Características de la obra**

La importancia de la obra influye significativamente en el tratamiento a seguir para mejorar el suelo en caso de que el depósito fuera encontrado susceptible a licuarse. Las implicaciones de fallas de estructuras sobre estratos licuables deben medirse tanto en términos de vidas humanas como económicos (Jaime, 1979).

4.3 Comportamiento de arenas bajo cargas estáticas y cargas cíclicas

El comportamiento de las arenas dependerá del tipo de carga, ya sea estática o cíclica, y del esfuerzo de confinamiento. En este capítulo se estudia el comportamiento de las arenas bajo carga estática y cíclica.

4.3.1 Comportamiento bajo carga estática

Comportamiento en pruebas consolidadas-drenadas

En una prueba triaxial el suelo es sometido a diferentes condiciones de esfuerzo**.** Cuando la muestra de arena es sometida a una condición consolidada-drenada (CD), experimenta cambios de volumen debido a la expulsión de agua. Los materiales en estado más suelto, disminuyen su volumen durante la prueba y presentan un ligero aumento al final, fig.4.5A; este tipo de comportamiento se denomina contractivo, fig. 4.4A. Para materiales densos se puede presentar un decremento pequeño de volumen al inicio de la prueba, seguido de

incrementos considerables en el volumen debido al reacomodo y el deslizamiento de las partículas, fig. 4.5B, este tipo de comportamiento recibe el nombre de dilatante, fig.4.4B.

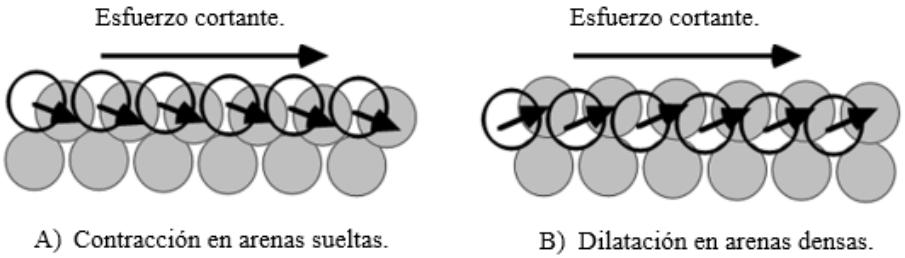


Figura 4.4 Esquema de comportamiento contractivo y dilatante de los suelos granulares (Towhata, 2008)

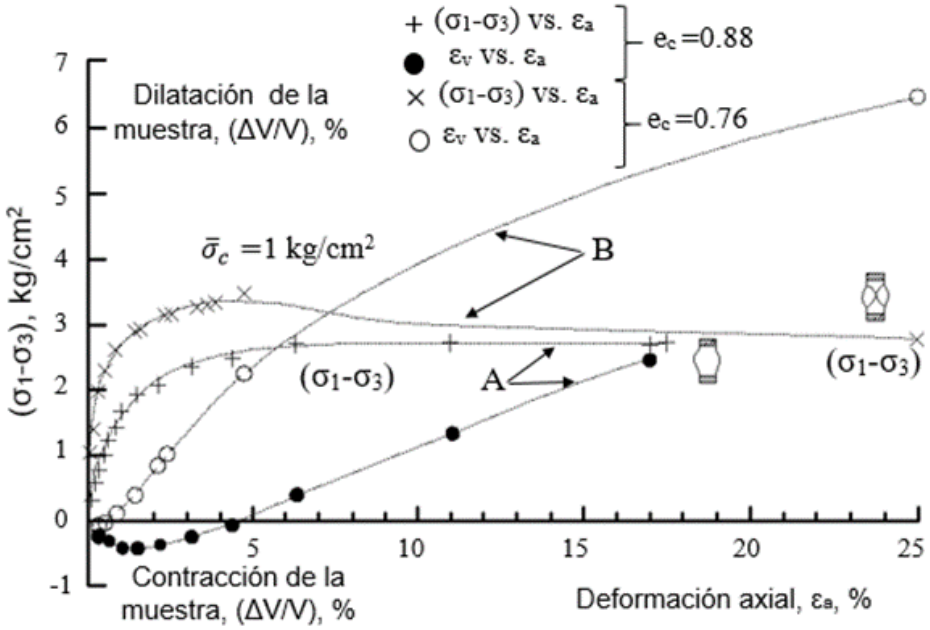


Figura 4.5 Comportamiento triaxial de una arena densa y una arena suelta (Jaime, 1987)

Comportamiento en pruebas consolidadas-no drenadas

Si se realiza una prueba triaxial en condiciones no drenadas (CU), se provocarán cambios de presión en el agua contenida en los vacíos del suelo. La presión de poro aumentará en caso se tratarse de un material suelto; esto sucede al instante en el que la probeta presenta la falla en la curva esfuerzo-deformación, fig.4.6A. Por su parte, para materiales densos con comportamiento dilatante, el valor de la presión de poro en el suelo disminuirá y el suelo presentará un aumento de rigidez, fig.4.6B.

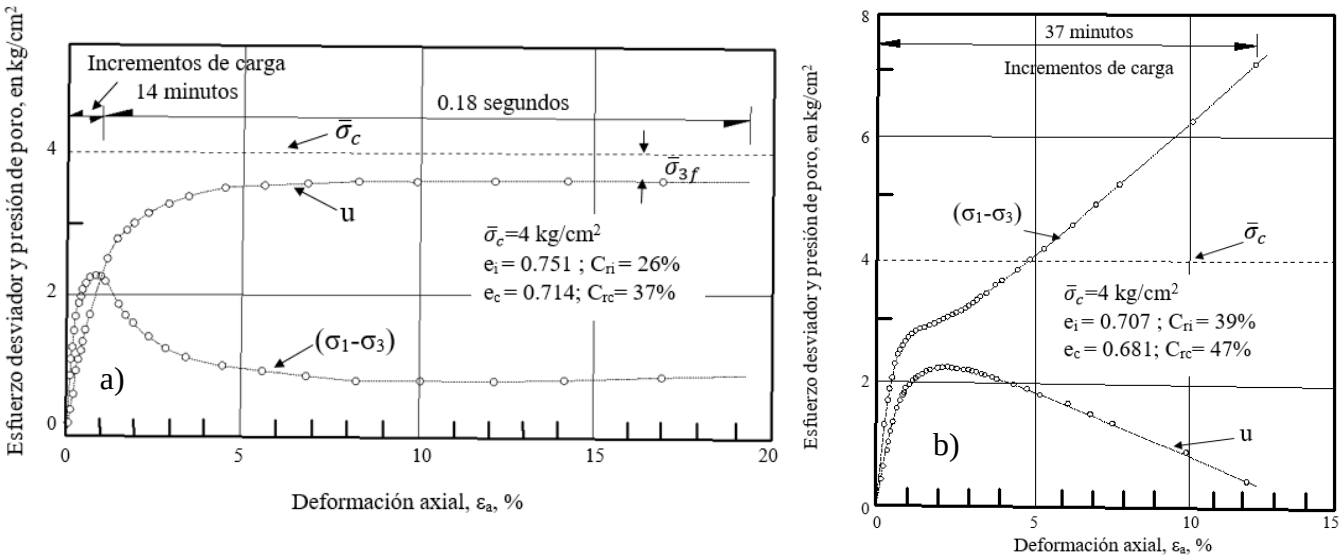


Figura 4.6 a) Comportamiento de un espécimen arena contractivo en un ensaye no drenado, b) Comportamiento de un espécimen arena dilatante en un ensaye no drenado (Castro, 1969)

Un material suelto y saturado posee un comportamiento contractivo. Por tanto, bajo estas condiciones, se puede presentar el fenómeno de licuación de arenas. Sin embargo, el comportamiento contractivo o dilatante de las arenas dependerá del esfuerzo de confinamiento y las condiciones de frontera en las que se encuentre el estrato (condiciones iniciales, caracteristicas simicas, tipo de confinamiento, caracteristicas de los estratos subyacentes y sobreyacentes, etc.), ya que en función de este, el espécimen puede pasar de un comportamiento contractivo a un comportamiento dilatante.

4.3.2 Trayectorias de esfuerzos de materiales granulares

En una prueba consolidada-no drenada con medición de presión de poro, los suelos granulares exhiben un comportamiento singular, dependiendo de su estado. Por ejemplo, una arena en estado denso, sometida a una prueba (CU), el esfuerzo desviador, *q*, crece continuamente, mientras que el esfuerzo medio, *p'*, disminuye levemente debido a la presión de poro generada al inicio de la prueba; posteriormente éste disminuirá a causa de la disminución de la presión de poro, fig. 4.7a.

En una muestra de arena medianamente densa el esfuerzo desviador crece hasta un valor máximo y posteriormente disminuye levemente seguido de un incremento de resistencia, hasta permanecer constante, fig. 4.7a. A este tipo de comportamiento representan una licuación parcial (Ovando y Segovia, 1996)

Una arena suelta alcanza un desviador máximo para luego ir disminuyendo continuamente hasta alcanzar la resistencia residual del material, fig. 4.7a. Esto se debe al incremento de la presión de poro durante la aplicación del esfuerzo desviador.

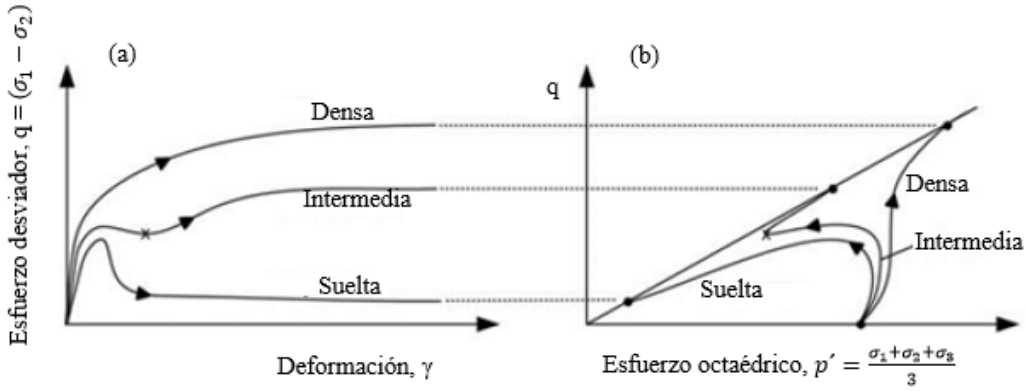


Figura 4.7 Trayectorias de esfuerzos para suelos granulares en ensaye triaxial CU (NAS, 2016)

4.3.3 Comportamiento ante carga cíclica

Cuando el suelo es sometido a cargas cíclicas se acumulan presiones de poro; estas presiones de poro hacen que la trayectoria de esfuerzos se acerque a la línea límite del estado crítico lo que provoca la pérdida de resistencia al corte. En la fig. 4.8 se muestra el comportamiento de una arena sometida a carga cíclica.

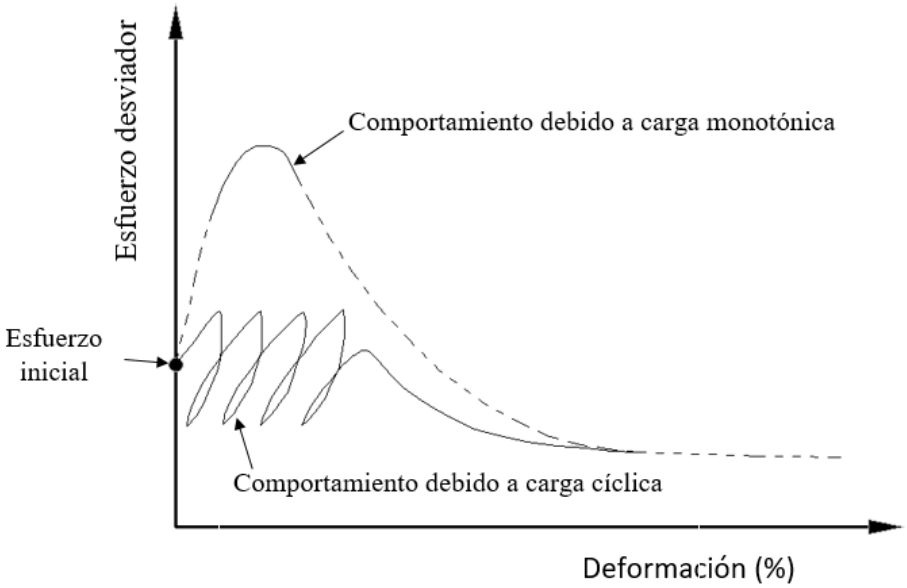


Figura 4.8 Comportamiento de una arena ante carga cíclica (Poulos *et al*, 1985)

La trayectoria de esfuerzos en carga monotónica junto con la línea del estado estable, forman una superficie de frontera para el comportamiento de los materiales granulares sometidos a carga cíclica, fig. 4.9. Al momento de aplicar carga cíclica, la trayectoria de esfuerzos en condiciones no drenadas se desplazará hacia la izquierda. Cuando la trayectoria de esfuerzos cíclicos se acerca demasiado o toca la superficie de frontera se produce la licuación (Ovando, 1992).

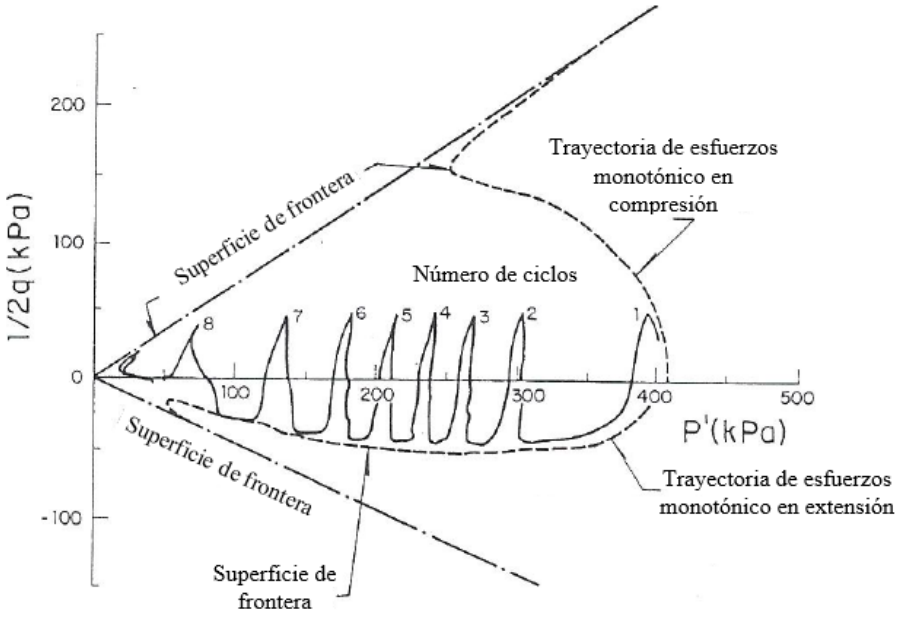


Figura 4.9 Trayectorias de esfuerzos monotónicos y cíclicos en extensión y compresión (Ovando, 1992)

4.4 Efecto de la licuación en suelos

La licuación es uno de los fenómenos que causan grandes daños a las estructuras cuando esta se presenta. Estos daños están en función de las condiciones del sitio, las características del temblor, y las características e importancia de las estructuras colindantes.

Las consecuencias de la licuación se pueden presentar desde ligeras deformaciones hasta desplazamientos considerables de grandes masas de suelo, inestabilidad de taludes, pérdidas de soporte lateral de estructuras de retención, daños en tuberías y carreteras. Las principales consecuencias que produce la licuación son las siguientes:

- **Pérdida de resistencia al corte**

Es quizá la consecuencia más problemática de la licuación, ya que cuando ocurre se pierde totalmente la estabilidad del suelo para resistir las cargas. La inestabilidad se presenta cuando los esfuerzos cortantes requeridos para mantener el equilibrio del suelo exceden la resistencia que posee el depósito de suelo, ocasionando daños en las estructuras.

- **Deformaciones laterales**

El fenómeno de licuación provocado por sismo se manifiesta como un flujo, provocando deformaciones en los estratos de materiales sobreyacentes, fig. 4.10. Estas deformaciones o desplazamientos se producen debido a que el suelo se comporta como un fluido viscoso a causa de las fuerzas provocadas por el sismo.

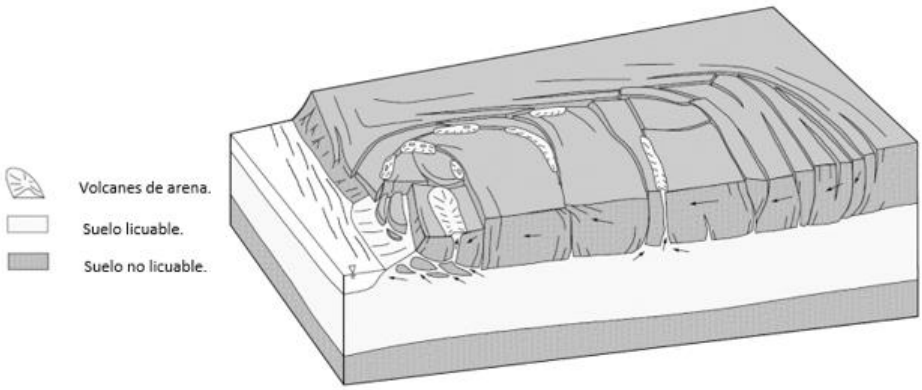


Figura 4.10 Desplazamiento laterales debido a la licuación (Idriss & Boulanger, 2008)

- **Volcanes de arena**

La aparición de los llamados "Sand boil" o volcanes de arena, indica claramente que ha ocurrido licuación en estratos más profundos. Estos volcanes son ocasionados por el aumento de la presión de poro y fuerzas adicionales a esa presión en el estrato licuado, lo que indica que el fenómeno se está desarrollando en condiciones no drenadas y a volumen constante.

Los volcanes de arena no pueden ser formados solamente por el exceso de presión de poro, debe existir una fuerza adicional que permita la expulsión de agua y material hacia la superficie y provocar la fracturación de los estratos superficiales. Las fuerzas adicionales que ocasionan la expulsión de agua aún no han sido estudiadas con detalle (Jaime, 1978, Jaime 2010).

- **Emersión de estructuras**

En ocasiones, algunas de las estructuras enterradas en suelos licuables emergen debido al comportamiento que tiene una arena al licuarse.

4.5 Modelos constitutivos

Los modelos numéricos que describen el comportamiento de los materiales granulares, están relacionados con las teorías del estado crítico. Para el estudio del comportamiento de los suelos granulares es necesario comprender las variables más importantes que se relacionan con el potencial de licuación, que son el comportamiento contractivo y dilatante del suelo, la relación de vacíos y el estado de esfuerzos en el que encuentra el material.

4.5.1 Teoría del estado crítico

El estudio de la mecánica del estado crítico (Critical state soil mechanics) surgió por la necesidad de contar con modelos de comportamiento de suelos. Esta teoría se basa en el comportamiento macroscópico de los materiales.

De acuerdo con estudios realizados por Schofield y Wroth (1968), un material se encuentra en estado crítico cuando al mantener su estado de esfuerzos constante, su deformación crece indefinidamente sin variación considerable de su volumen. Este estado de plasticidad perfecta se le conoce como estado critico

Los estudios del estado crítico para materiales granulares empezaron cuando Casagrande (1936) describe el comportamiento de muestras de arenas densas y sueltas sometidas a ciertas condiciones de esfuerzos. Casagrande observó que los especímenes en estado suelto y compacto se acercan a una misma relación de vacíos en la cual el suelo se deforma sin presentar cambios de volumen, Casagrande denominó a esta relación de vacíos como "*Relación de vacíos critica*", fig. 4.11.

Casagrande determinó la curva (e_s) relación de vacíos critica vs esfuerzo de confinamiento, fig. 4.12, mediante pruebas consolidadas drenadas. La relación de vacíos crítica se obtiene mediante una serie de ensayos a la misma presión de confinamiento, realizados en especímenes de arenas con distintas relaciones de vacíos.

Mediante estas pruebas Casagrande propuso utilizar la relación de vacíos crítica (e_s) como una medida para la investigación de la susceptibilidad de licuación, ya que la relación de vacíos divide el comportamiento dilatante y el comportamiento contractivo.

Sin embargo, Casagrande (1965) descubrió que las arenas de Fort Peck tenían relaciones de vacío menores a la crítica, lo que indicaba un comportamiento dilatante; sin embargo, sufrieron licuación, lo que llevó a la conclusión de que la curva de relación de vacíos critica (e_s) no permite predecir si una arena es licuable o no.

Después Castro (1969) bajo la supervisión de Casagrande, realizó pruebas consolidadas-no drenadas con medición de presión de poro y esfuerzo controlado en especímenes de arena con un comportamiento contractivo, obteniendo la curva de relación de vacíos critica (e_f), fig. 4.12, que se encuentra por debajo de la línea e_s determinada con pruebas consolidadas-drenadas.

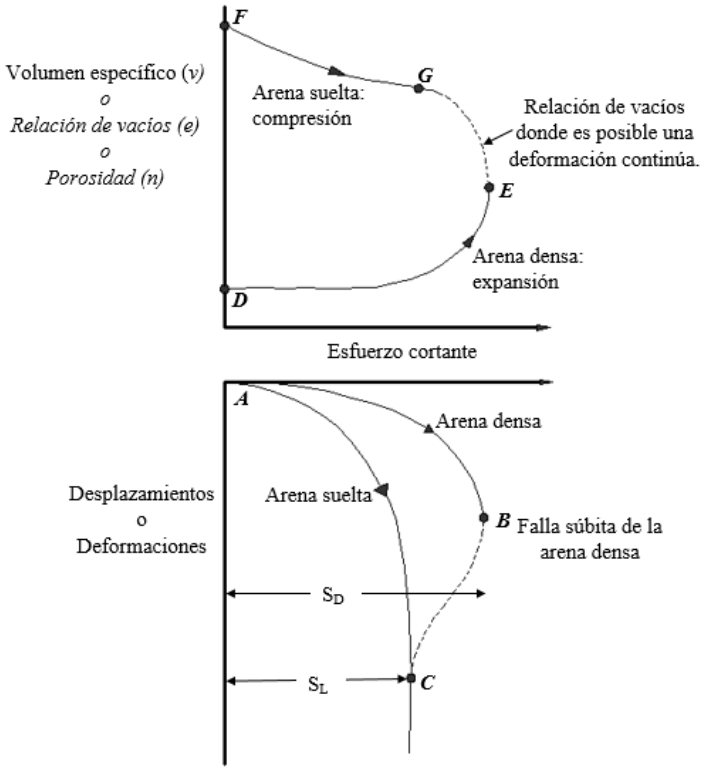


Figura 4.11 Pruebas triaxial en especímenes de arena en estado suelto y denso (Casagrande, 1936)

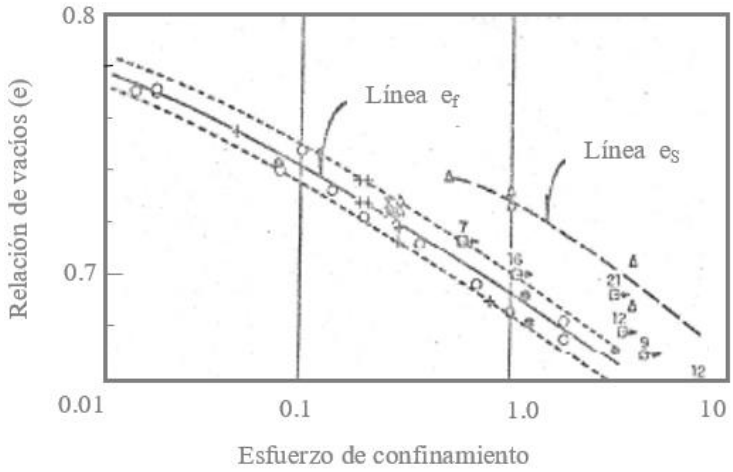


Figura 4.12 Relación de vacíos crítica obtenida mediante pruebas CD (e_s) y relación de vacíos critica obtenida mediante pruebas CU (e_f) (Castro, 1969)

Con base en estos estudios, surge el concepto de estado de deformación estable (steady state of deformation) por Castro y Poulos, como el estado en el cual el suelo fluye bajo esfuerzos cortantes y esfuerzos de confinamiento constantes a volumen constante.

En la fig. 4.13 se puede apreciar la curva de la relación de vacíos (e_f) en el espacio e-p, donde p representa el esfuerzo efectivo medio o el esfuerzo octaédrico.

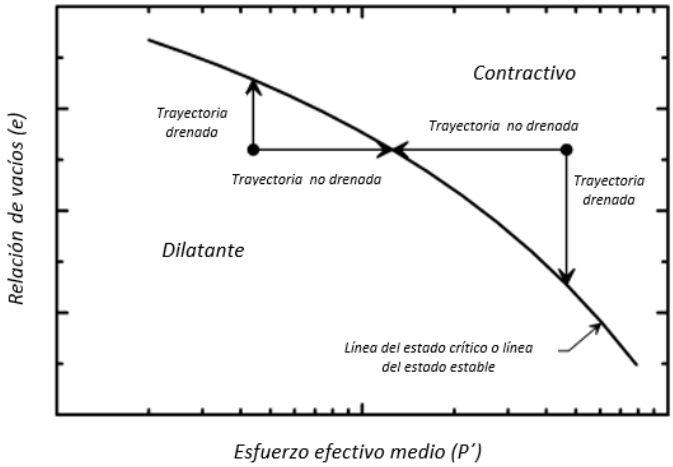


Figura 4.13 Trayectorias de esfuerzos para pruebas drenadas y pruebas no drenadas, representadas en el espacio de relación de vacíos vs esfuerzo efectivo promedio (Idriss y Boulanger, 2008)

Se puede apreciar en la fig. 4.13 que una muestra de suelo con una relación de vacíos constante, puede pasar de un comportamiento contractivo a un comportamiento dilatante o de un comportamiento dilatante a contractivo, por lo que la línea de relación de vacíos (e_f) puede ser utilizada para determinar la susceptibilidad de licuación de un suelo.

4.5.2 Licuación por flujo y por movilidad cíclica

El comportamiento de un material granular estará definido por la trayectoria de esfuerzos representada en un diagrama p-q, en la fig. 4.13. Se puede observar la trayectoria de esfuerzos para una arena suelta, donde el punto A indica el esfuerzo al que se consolidó isotrópicamente la muestra en una prueba no drenada (CU). Al momento en que se incrementan los esfuerzos, la trayectoria seguirá una curvatura hacia el lado izquierdo hasta que el suelo alcanza un punto de colapso o la falla (B); en este punto se producirá un aumento repentino de la presión de poro donde, por esta causa la trayectoria seguirá su curvatura hasta llegar a un estado estable (SSL).

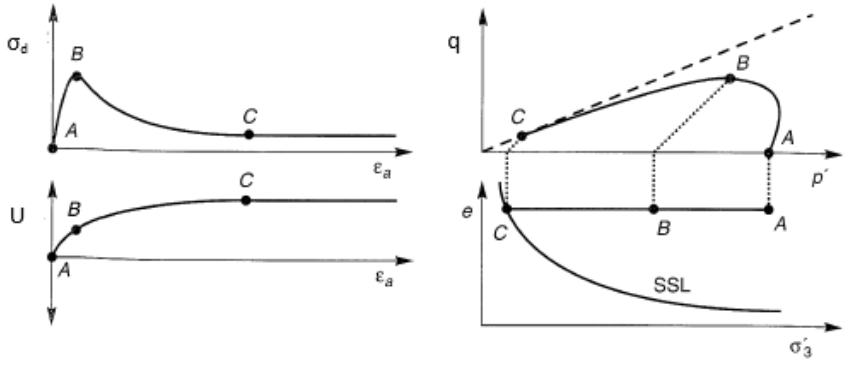


Figura 4.14 Trayectoria de esfuerzos para una arena suelta sometida a una prueba no drenada (Kramer, 1996)

Si se realiza una prueba no drenada para diferentes especímenes con la misma relación de vacío, se obtiene el diagrama mostrado en la fig. 4.15, donde cada trayectoria cuenta con su punto de colapso. Se observa que los puntos de colapso se alinean formando una línea de menor pendiente denominada superficie de colapso. El espacio entre la línea del estado estable y la superficie de colapso recibe el nombre de superficie de licuación de flujo (FLS) o envolvente de colapso, fig. 4.16.

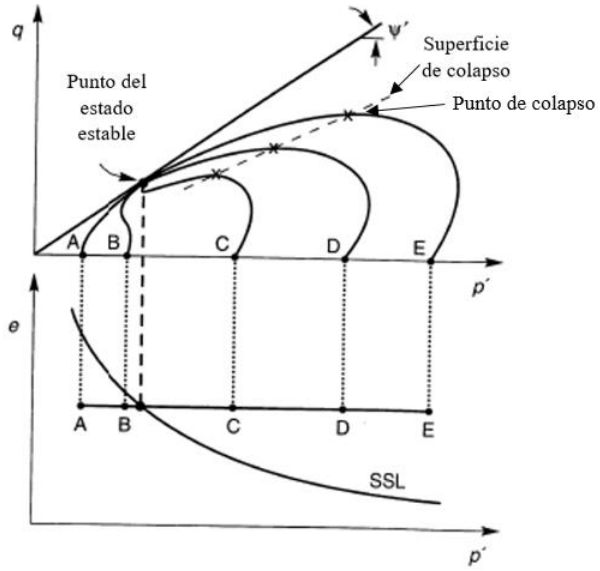


Figura 4.15 Comportamiento de varios especímenes de arena (Kramer, 1996)

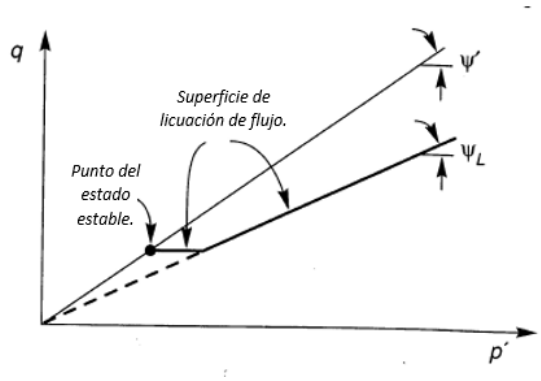


Figura 4.16 Superficie de flujo (Kramer, 1996)

La licuación de flujo está relacionada con el comportamiento contractivo en condiciones no drenadas. En este fenómeno el suelo se caracteriza por desarrollar grandes deformaciones a gran velocidad. La licuación por flujo es iniciada cuando la trayectoria de esfuerzos pasa la envolvente de falla y entra en una zona de inestabilidad o la misma perturbación sísmica es la que lo lleva directo a la superficie de flujo. Este tipo de licuación puede desarrollarse tanto para carga monotónica como para carga cíclica.

La licuación por movilidad cíclica se desarrolla cuando el esfuerzo cortante estático es menor que la resistencia al corte en el estado estable produciendo deformaciones que se detienen al terminar la carga cíclica.

4.5.3 Parámetro de estado para arenas

Con base en los conceptos mencionados anteriormente en este capítulo, se describen los parámetros de estado, los cuales se basan en las teorías del estado crítico.

El comportamiento de las arenas puede ser caracterizado en términos de dos variables (Been y Jefferies, 1985):

- Un parámetro de estado, que combine la influencia de la relación de vacíos y el esfuerzo.
- Un parámetro de estructura, que caracterice el arreglo de las partículas de arena.

Los parámetros de estado son una herramienta para caracterizar el comportamiento de los suelos granulares en función de su relación de vacíos y las condiciones de esfuerzo inicial; a su vez estos parámetros deben medirse con respecto a una condición de referencia, esta referencia es la línea del estado estable.

Been y Jefferies (1985) caracterizaron el comportamiento contractivo y dilatante de los materiales granulares mediante el parámetro de estado:

$$\Psi = e_{\lambda} - e_{ss} \tag{4.2}$$

Donde:

Ψ= Parámetro de estado para arenas.
e_{λ}= Relación de vacíos para una muestra de suelo.
e_{ss} = Relación de vacíos correspondiente al estado estable.

En la fig. 4.17 se observa la curva del estado estable en el plano relación de vacíos (e) vs. esfuerzo octaédrico (q), y la curva de relación de vacíos en ciertas condiciones de esfuerzos, el espacio entre los puntos definidos para cada recta representa el parámetro de estado. Cuando el parámetro de estado Ψ adquiere un valor positivo, representa un comportamiento contractivo del suelo, lo que indica susceptibilidad a la licuación; si Ψ es negativo, representa un comportamiento dilatante y la susceptibilidad a la licuación es muy baja.

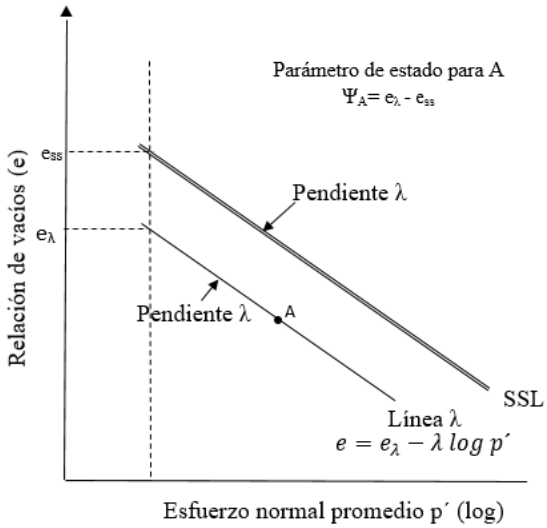


Figura 4.17 Definición del parámetro de estado Ψ (Been y Jefferies, 1985)

4.5.4 Modelo lineal equivalente

El uso de modelos lineales resulta inadecuado para caracterizar el comportamiento altamente no lineal del suelo, por lo que en casos prácticos se recurre a modelos donde la linealidad varia a través de etapas, representando las curvas de esfuerzo deformación en partes.

Debido a que el módulo de rigidez varía en función de la deformación, el modelo lineal equivalente reproduce esta variación mediante un proceso iterativo, es decir, durante la primera iteración el módulo de rigidez adquiere un valor constante. Mientras que, en la siguiente iteración sufre una reducción debido al aumento de las deformaciones. Este proceso se realiza de manera repetitiva, fig. 4.18.

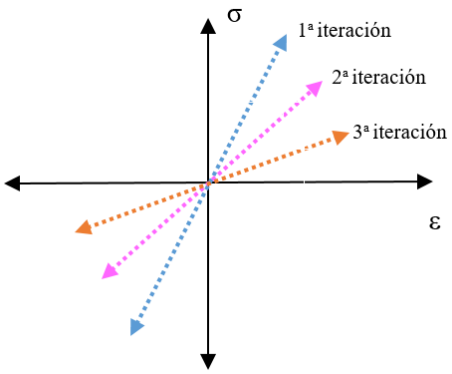


Figura 4.18 Variación de la rigidez del suelo en cada iteración de un modelo línea-equivalente (Krahn J., 2004)

Este tipo de modelo es usado en QUAKE/W para hacer análisis dinámicos simples. Sin embargo, se debe considerar que en algunas ocasiones este tipo de modelo no representa del todo el comportamiento no lineal del suelo cuando es sometido a cargas cíclicas.

4.5.5 Modelo no lineal

Debido a que el comportamiento de los suelos es no lineal, es necesario implementar modelos que caractericen de manera adecuada la curva de esfuerzo- deformación.

Existen muchos modelos no lineales que describen el comportamiento del suelo. Entre ellos, los más utilizados para caracterizar el comportamiento del suelo y para modelos de análisis de licuación son los modelos elasto-plásticos.

Modelos elasto-plásticos

Los modelos elasto-plásticos son una representación del comportamiento no lineal del suelo. En estos modelos se involucran las deformaciones recuperables (elásticas) y las deformaciones no recuperables (plásticas).

$$\dot{\varepsilon} = \dot{\varepsilon}^e + \dot{\varepsilon}^p \qquad (4.3)$$

Donde ε representa al tensor de esfuerzos y los superíndices e y p describen las deformaciones elásticas y plásticas.

Hay tres factores que caracterizan la elasto-plasticidad, los cuales son:

- Una función de fluencia.
- Una función de endurecimiento.
- Una regla de flujo.

Existe varios modelos que reproducen el comportamiento de suelos granulares bajo carga estática y cíclica, los cuales están basados en el comportamiento elasto-plástico. Estos modelos, utilizados para describir a los suelos susceptibles a la licuación, deben incluir algunas de las características destacadas de estos suelos (Kramer y Elgamal, 2001):

- El comportamiento no lineal de esfuerzo deformación.
- La generación de presión de poro.
- Contracción del esqueleto de suelo en las primeras etapas de carga.
- Dilatación del esqueleto de suelo.
- Transición del estado estable.

A continuación, se mencionan algunos de los modelos utilizados para suelos granulares:

- **(Martin, Finn y Seed, 1975)**. Crearon un método para el cálculo de la presión de poro generada por la carga en condiciones no drenadas. Este modelo se conoce como el modelo de presión de poro MFS, el cual es incorporado en QUAKE/W para realizar análisis de licuación utilizando un modelo no lineal. La descripción detallada de este modelo será descrita más adelante.

- **(Jefferies, M. G., 1993).** Desarrollaron un modelo de comportamiento de arenas, el cual se basa en la teoría del estado crítico y en el modelo de comportamiento cam-clay, incorporando el parámetro de estado mencionado anteriormente. Este modelo

resulta ser uno de los más simples que caracterizan el comportamiento de arenas en pruebas no drenadas.

- **(Manzari y Dafalias, 1997).** Desarrollaron un modelo elasto-plástico que reproduce el comportamiento de arenas para condiciones drenadas y no drenadas, ya sea aplicando carga monotónica o cíclica. La base de este modelo es la mecánica de suelos del estado crítico, de la cual se acoplan parámetros de estado, coeficientes que caracterizan la dilatancia y el endurecimiento del material y algunos parámetros de elasticidad.

- **(Cubrinovski e Ishihara, 1998).** Basado en el concepto de elasto-plasticidad, y con el propósito de modelar el comportamiento de los suelos granulares, el modelo incorpora los efectos de la densidad y un índice de estado para reproducir el comportamiento de la arena. En este modelo se utiliza una relación de esfuerzo-deformación y una relación esfuerzo-dilatancia que caracteriza el comportamiento inicial y los cambios de volumen de la arena.

- **(Beaty y Byrne, 1998).** Crearon un modelo basado en el comportamiento del esqueleto del suelo, con el propósito de caracterizar el comportamiento de licuación de las arenas. Consiste en un modelo elasto-plástico que se basa en una función hiperbólica, una superficie de fluencia, una regla de flujo y una función de endurecimiento. El modelo fue desarrollado en la universidad de la Columbia Británica (University of British Columbia) de la cual recibe su nombre UBSCAND. Este modelo ha sufrido algunas modificaciones con el tiempo, llegando a ser uno de los más utilizados por los programas de elementos finitos actuales, como es el PLAXIS.

Capítulo 5 Análisis de susceptibilidad de licuación

5.1 Métodos empíricos

5.1.1 Relación de esfuerzos cíclicos (CSR)

Una de las variables para calcular o estimar el potencial de licuación es la relación de esfuerzos cíclicos (CSR), la cual consiste en la relación del esfuerzo provocado por un evento sísmico y el esfuerzo vertical efectivo a una profundidad especificada, es decir:

$$CSR = \left(\frac{\tau}{\sigma'_v}\right) \quad (5.1)$$

La relación CSR (*Cyclic Strain Ratio*) depende directamente de la máxima aceleración horizontal en el sitio y de la propagación de ondas a través del estrato de suelo. Si se tiene una columna de suelo de profundidad Z, sometida a una aceleración sísmica horizontal, fig. 5.1 al aplicar la segunda ley de Newton se obtiene que la fuerza sísmica es equivalente a la masa del suelo por la aceleración sísmica, esto es:

$$F = m \times a_{max} \quad (5.2)$$

Al sustituir la masa del suelo por el peso de la columna, la expresión anterior queda de la forma siguiente:

$$F = \frac{\gamma \times z \times A}{g} \times a_{max} \quad (5.3)$$

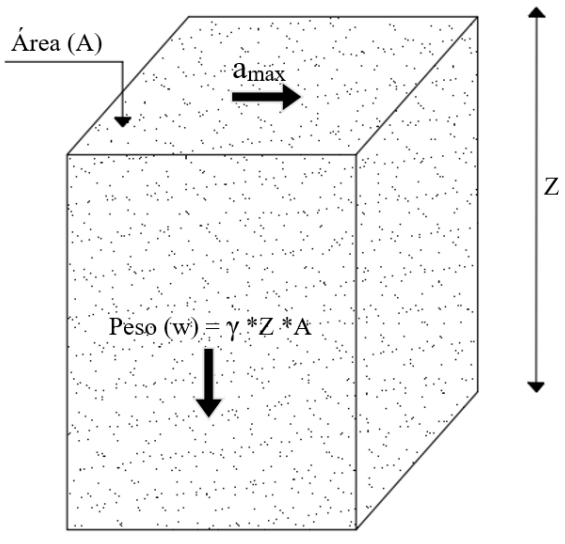


Figura 5.1 Esquema de la demanda sísmica en una columna de suelo.

Donde (γ) es el peso volumétrico del suelo, (A) el área de la columna de suelo y (g) la aceleración de la gravedad. Al simplificar la ecuación se obtiene:

$$\tau_{max} = \sigma_v \frac{a_{max}}{g} \quad (5.4)$$

Diversos autores describen el esfuerzo cortante máximo como el 65 % del esfuerzo cortante equivalente producido por la actividad sísmica. Se obtiene que:

$$\tau = 0.65 * \sigma_v \frac{a_{max}}{g} \quad (5.5)$$

Al incorporar el esfuerzo vertical efectivo en la ecuación 5.5 se obtiene:

$$\frac{\tau}{\sigma'_v} = 0.65 * \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} * \frac{a_{max}}{g} \quad (5.6)$$

La ecuación anterior fue formulada por Seed e Idriss en 1971, a la cual se le agregó el factor de reducción $r_{d,}$ ya que el suelo no puede ser considerado como material rígido, variando los movimientos ocasionados por las fuerzas sísmicas en función de la profundidad.

$$CSR = \left(\frac{\tau}{\sigma'_v}\right) = 0.65 \left(\frac{a_{max}}{g}\right)\left(\frac{\sigma_v}{\sigma'_v}\right) r_d \quad (5.7)$$

Donde:

a_{max} = Aceleración horizontal máxima en la superficie del suelo generada por el sismo, en m/s^2.
g = Aceleración de la gravedad, en m/s^2
σ_v= Esfuerzos totales verticales, en kPa.
σ'_v = Esfuerzos efectivos verticales, en kPa.
r_d = Factor de reducción.

El factor r_d es un factor que considera la flexibilidad del perfil del suelo en función de la profundidad y fue incorporado por Seed 1971. Posteriormente (Liao y Whitman,1986; Blake,1986 (citado por Youd e Idriss,2001), presentaron expresiones para el cálculo del factor de reducción en función de la profundidad. Finalmente (Idriss, 1999; Cetin *et al*, 2004) incorporaron el efecto del sismo, obteniendo expresiones más complejas, Tabla 3. El uso de las expresiones recientes resulta más complejo y requiere de mayor cantidad de datos, por lo que, es más recomendable utilizar las expresiones de Seed (1971), Liao y Whitman (1986) y Blake (1986).

El factor r_d también puede ser obtenido mediante métodos gráficos, fig.5.2

Tabla 3 Factores de escala de magnitud propuestos por diversos investigadores (Youd y Noble, 1997)

Referencia	Ecuación	Ventajas	Desventajas
Seed e Idriss (1971)	$r_d = 1 - 0.015Z$	Su aplicación resulta fácil y rápida	Solo considera el efecto de la profundidad y no representa con exactitud el fenómeno.
Liao y Whitman (1986)	$r_d = 1.0 - 0.00765z \quad z \leq 9.15\ m$ $r_d = 1.174 - 0.0267z \quad 9.15 \leq z \leq 23\ m$	Su aplicación resulta rápida.	Solo considera el efecto de la profundidad.
Blake (1996)	$r_d = \frac{1 - 0.4113Z^{0.5} + 0.04052Z + 0.001753Z^{1.5}}{1 - 0.4177Z^{0.5} + 0.05729Z - 0.006205Z^{1.5} + 0.001210Z^2}$	Su uso es un poco más complejo que los anteriores, sin embargo, proporciona resultados aceptables.	Solo considera el efecto de la profundidad.
Idriss (1999)	$r_d = \exp(\alpha + \beta M_w)$ $\alpha = -1.012 - 1.126 sin\left(\frac{Z}{11.73} + 5.133\right)$ $\beta = 0.106 + 0.118 sin\left(\frac{Z}{11.28} + 5.142\right)$	Incorpora el efecto del sismo (magnitud) además de la profundidad.	A pesar de incorporar el efecto de la magnitud del sismo sigue sin representar en su totalidad el efecto de los esfuerzo inducidos por sismo.
Cetin *et al* (2004)	Z < 20 m. $r_d = \frac{\left[1 + \frac{-23.013 - 2.949a_{max} + 0.999M_w + 0.0525V_{s,12m}}{16.258 + 0.201e^{0.341(-Z + 0.0785V_{s,12m} + 7.586)}}\right]}{\left[1 + \frac{-23.013 - 2.949a_{max} + 0.999M_w + 0.0525V_{s,12m}}{16.258 + 0.201e^{0.341(0.0785V_{s,12m} + 7.586)}}\right]} \pm \sigma_{\varepsilon r_d}$ Z > 20 m. $r_d = \frac{\left[1 + \frac{-23.013 - 2.949a_{max} + 0.999M_w + 0.0525V_{s,12m}}{16.258 + 0.201e^{0.341(-20 + 0.0785V_{s,12m} + 7.586)}}\right]}{\left[1 + \frac{-23.013 - 2.949a_{max} + 0.999M_w + 0.0525V_{s,12m}}{16.258 + 0.201e^{0.341(0.0785V_{s,12m} + 7.586)}}\right]} - 0.0046(Z - 20) \pm \sigma_{\varepsilon r_d}$ Z < 12 m $\quad \sigma_{\varepsilon r_d} = Z^{0.85} * 0.0198$ Z < 12 m $\quad \sigma_{\varepsilon r_d} = 12^{0.85} * 0.0198$	Toma en cuenta las características sísmicas (aceleración máxima y magnitud), considera el efecto de la onda de cortante y la profundidad. Por lo tanto representa mejor el problema.	Requiere de pruebas de campo y más datos para aplicarse. Por lo tanto, su aplicación es compleja.

Z = Profundidad, M_w= Magnitud del sismo, a_{max}=Aceleración máxima y $V_{s,12m}$ = Velocidad de onda de cortante en los primeros 12 metros.

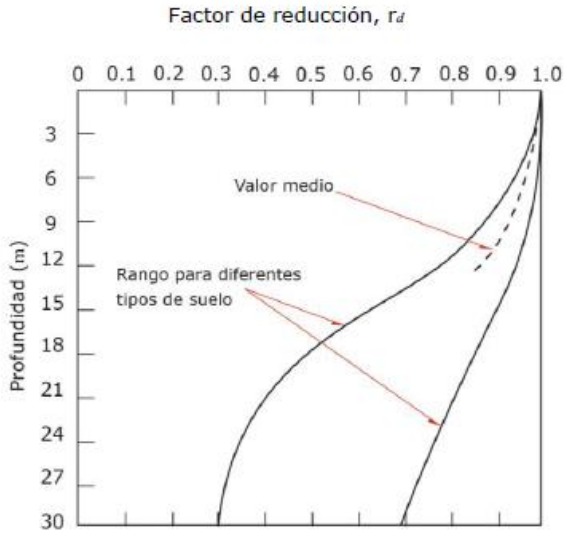


Figura 5.2 Rango de valores para rd para diferentes tipos de suelo (Seed e Idriss, 1982)

5.1.2.1. Influencia de la magnitud del sismo.

La ecuación 5.7 es válida solamente para sismos con magnitud de 7.5. Por lo tanto, para sismos con diferente magnitud, es necesario utilizar factores de escala MSF (Magnitude Sacaling Factor. Este factor multiplicará a los esfuerzos cíclicos obtenidos con la ecuación 5.7, dando como resultado la nueva relación de esfuerzos cíclicos para un sismo de magnitud especificada.

$$CSR_{M=7.5} * MSF = CSR_M \qquad (5.8)$$

El factor de escala ha sido estudiado por diversos autores los cuales proponen distintos factores en función de distintos criterios, Tabla 4.

Tabla 4 Factores de escala de magnitud propuestos por diversos investigadores (Youd y Noble, 1997)

Magnitud	Seed e Idriss (1982)	Idriss (1997)	Ambraseys (1988)	Arango (1996)		Andrus y Stokoe (1997)	Youd y Noble (1997)		
				Distancia	Energía		P_I<20%	P_I<32%	P_I<50%
5.5	1.43	2.20	2.86	3.00	2.20	2.80	2.86	3.42	4.44
6.0	1.32	1.76	2.20	2.00	1.65	2.10	1.93	2.35	2.92
6.5	1.19	1.44	1.69	1.60	1.40	1.60	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	0.80	-	-	0.73
8.5	0.89	0.72	0.44	-	-	0.65	-	-	0.56

5.1.2 Relación de resistencia cíclica (CRR)

La relación de resistencia cíclica expresa la capacidad del suelo para resistir la licuación. Esta puede ser calculada a partir de datos obtenidos de pruebas de penetración estándar (SPT), mediante la resistencia de punta obtenida en ensayes de cono eléctrico (CPT) o en función de las velocidades de onda de corte (Vs).

5.1.2.1 Cálculo de CRR con base en pruebas SPT

La resistencia cíclica puede ser calculada mediante los métodos de diversos investigadores. Por ejemplo, Youd e Idriss (1997) realizaron una aproximación de la curva elaborada por Seed (1985) mostrada en la fig. 5.4. Esta aproximación está representada por la ecuación:

$$CRR_{7.5} = \frac{0.048 - 0.004721(N_1)_{60} + 0.0006136(N_1)_{60}{}^2 - 0.00001673(N_1)_{60}{}^3}{1 - 0.1248(N_1)_{60} + 0.009578(N_1)_{60}{}^2 - 0.0003285(N_1)_{60}{}^3 + 0.000003741(N_1)_{60}{}^4} \quad (5.9)$$

Donde:

$(N_1)_{60}$ = Número de golpes corregido.

En la Universidad de Texas (1998), mediante pruebas en arenas limpias, se realizó una aproximación del CRR con respecto al número de golpes corregido $(N_1)_{60}$, dando como resultado la siguiente expresión:

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60}} + \frac{(N_1)_{60}}{135} + \frac{50}{[10 * (N_1)_{60} + 45]^2} - \frac{1}{200} \quad (5.10)$$

La ecuación 5.10 es válida para $(N_1)_{60}$ <30. Para $(N1)_{60}$ > 30 los suelos son considerados demasiado densos para licuarse.

Juang y Cheng (1999) desarrollaron una expresión para el cálculo de la resistencia cíclica (CRR) obteniendo la siguiente expresión:

$$CRR_{7.5} = 0.241\{Exp[(0.032 + 0.004FCI)(N_1)_{60}]\} - 0.182 \quad (5.11)$$

Donde FCI representa el índice de contenido de finos, y su valor será definido de la siguiente manera:

FCI=1 Si FC≤ 5%
FCI=2 Si 5%< FC≤ 12%
FCI=3 Si 12%< FC≤ 35%
FCI=4 Si FC >35%

Las últimas investigaciones realizadas por Idriss y Boulanger (2004), permiten obtener la ecuación de la Relación de Resistencia Cíclica CRR para un sismo de magnitud M = 7.5 y una presión efectiva de 1 atm.

$$\mathrm{CRR_{M=7.5}} = \mathrm{Exp}\left[\frac{(\mathrm{N_1})_{60}}{14.1} + \left(\frac{(\mathrm{N_1})_{60}}{126}\right)^2 - \left(\frac{(\mathrm{N_1})_{60}}{23.6}\right)^3 + \left(\frac{(\mathrm{N_1})_{60}}{25.4}\right)^4 - 2.8\right] \quad (5.12)$$

El número de golpes obtenido mediante pruebas de penetración estándar debe ser corregido en función de la energía utilizada en la prueba, es decir, se debe utilizar el número de golpes para una eficiencia de la prueba del 60 % con respecto a la eficiencia teórica utilizada en una prueba SPT: para esto se utilizará la ecuación desarrollada por Skempton (1986):

$$N_{60} = N * \eta_1 * \eta_2 * \eta_3 * \eta_4 \quad (5.13)$$

Donde:

N_{60} = Número de golpes corregido para una energía del 60 %,
η_i = Factores de ajuste (ver Tabla 5).

Una vez obtenido el número de golpes correspondiente a una energía del 60% de la prueba SPT, se debe realizar una corrección en función del efecto del esfuerzo de confinamiento, el cual varía con la profundidad. Para realizar esto, se aplica un factor de corrección denominado C_N:

$$(N_1)_{60} = C_N * N_{60} \quad (5.14)$$

Donde:

$(N_1)_{60}$ = Número de golpes normalizado.
C_N = Factor de corrección.

El factor de corrección se obtiene mediante la siguiente expresión (Liao y Whitman, 1986):

$$C_N = \left(\frac{1}{\sigma'_v}\right)^{0.5} \quad (5.15)$$

Donde:

σ'_v = Esfuerzo vertical efectivo.

Tabla 5 Factores de corrección por energía (Seed *et al*, 1985; Skempton, 1986; Riggs, 1986)

Corrección por martillo η_1				
País	**Energía promedio**			
	Dona		**Seguridad**	
	Polea y cuerda	**Disparo**	**Polea y cuerda**	**Automático**
Estados Unidos Americanos	0.45	-	0.70-0.80	0.80-1.00
Japón	0.67	0.78	-	-
Reino Unido	-	-	0.50	0.60
China	0.50	0.60	-	-

Corrección por longitud de barras η_2	
Longitud	**Factor η_2**
>10 m	1.00
6-10 m	0.95
4-6 m	0.85
3-4 m	0.75

Corrección por tipo de muestreador η_3		
Tipo		**Factor η_3**
Sin forro		1.2
Con forro	Arenas densas o arcillas	0.8
	Arenas sueltas	0.9

Corrección por diámetro de perforación.	
Diámetro	**Factor η_4**
65-115 mm	1.00
150 mm	1.05
200 mm	1.15

El contenido de finos es uno de los factores más importante que determina si un suelo es licuable. Dependiendo del porcentaje de finos, el suelo tiende a adquirir un comportamiento distinto. Por ejemplo, si el contenido de finos en una arena es de 30%, es muy probable que el comportamiento de la arena sea la de un material fino. Por lo tanto, se deberá realizar una corrección de acuerdo al contenido de finos que posea el suelo. Idriss (1999) con ayuda de Seed presenta la siguiente expresión:

$$(N_1)_{60cs} = \alpha + \beta\ (N_1)_{60} \qquad (5.16)$$

Donde los coeficientes α y β son determinados mediante el contenido de finos (FC), utilizando las siguientes ecuaciones:

$\alpha = 0$ Si FC $\leq$ 5%

$\alpha = Exp[1.76 - (190/FC^2)]$ Si 5% < FC < 35%

$\alpha = 5$ Si FC $\geq$ 35%

β= 1.0	Si FC ≤ 5%
$\beta = [0.99 + (FC^{1.5}/1000)]$	Si 5% < FC < 35%
$\beta = 1.2$	Si FC ≥ 35%

Idriss y Boulanger (2004) desarrollaron una nueva expresión para obtener el número de golpes equivalente a una arena limpia, en la cual consideraron un incremento del número de golpes ocasionado por el contenido de finos.

$$(N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60} \quad (5.17)$$

$$\Delta(N_1)_{60} = exp\left[1.63 + \frac{9.7}{FC + 0.01} - \left(\frac{15.7}{FC + 0.01}\right)^2\right] \quad (5.18)$$

Donde:

$(N_1)_{60}$ = Número de golpes corregido por energía y por esfuerzos efectivos.
FC = Contenido de finos en porcentaje.

La variación del número de golpes para contenidos de finos iguales o menores a 10% resulta ser muy pequeña, por lo que en estos la corrección no afecta significativamente los resultados, fig. 5.3.

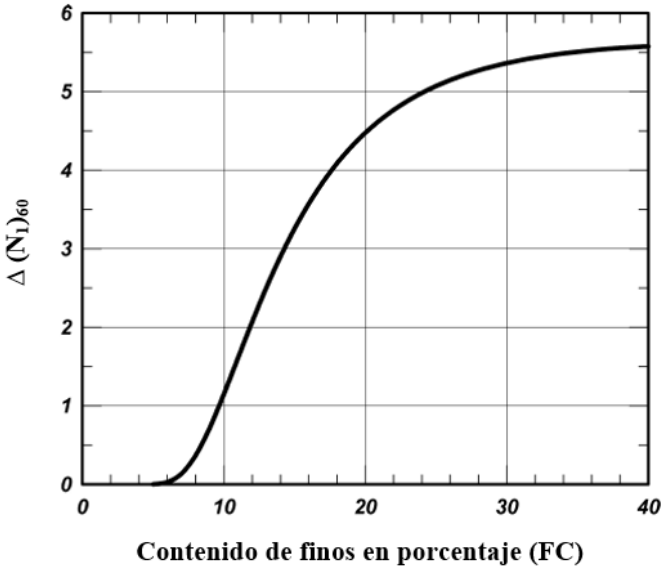


Figura 5.3 Variación del número de golpes respecto al contenido de finos (Idriss y Boulanger, 2008)

Con el número de golpes corregido y la relación de resistencia cíclica es posible evaluar la susceptibilidad de licuación mediante el grafico desarrollado por Seed *et al* (1985), fig. 5.4.

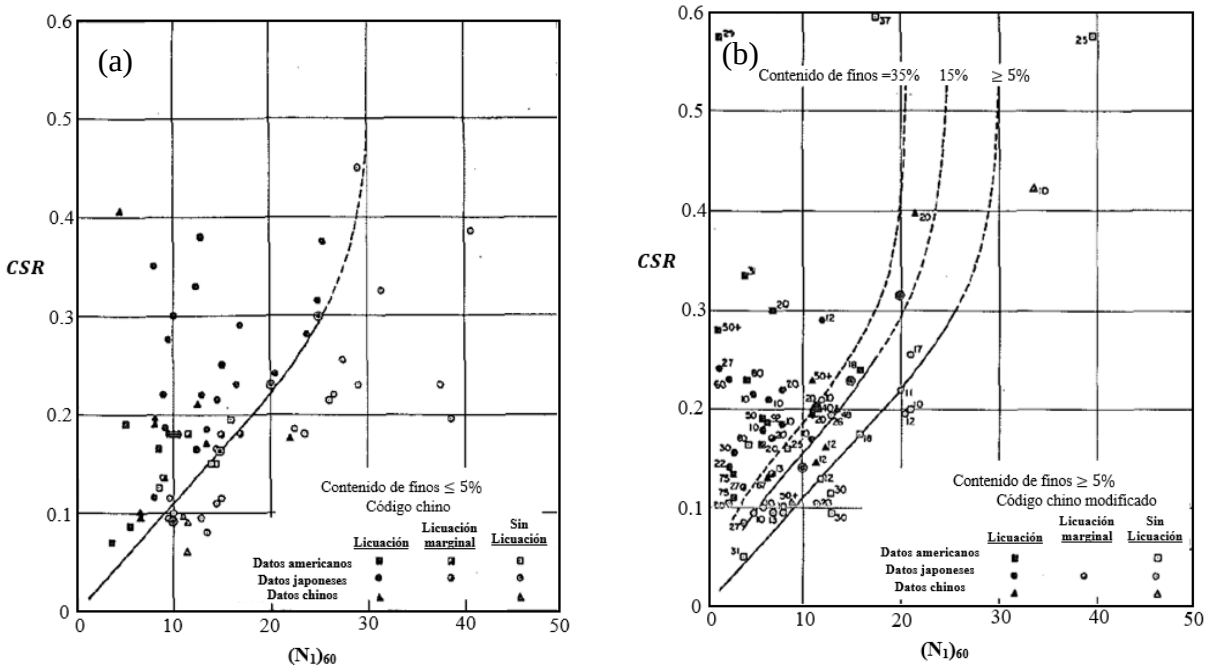


Figura 5.4 Relación de esfuerzos cíclicos en función del número de golpes corregido, (a) contenidos de finos menor o igual al 5%. (b) contenidos de finos mayor al 5% (Seed, 1985)

5.1.2.2 Cálculo de CRR con base en apruebas CPT

Otra de las maneras de medir la susceptibilidad de licuación es mediante las pruebas de cono o CPT. En las cuales la relación de resistencia cíclica puede ser estimada mediante la siguiente ecuación (Robertson and Wride 1998):

$$Si\ (q_{c1N})_{cs} < 50;\ CRR_{7.5} = 0.833\left[\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} + 0.05\right] \quad (5.19)$$

$$Si\ 50 \leq (q_{c1N})_{cs} < 160;\ CRR_{7.5} = 0.93\left[\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000}\right]^3 + 0.08 \quad (5.20)$$

Donde:

$(q_{c1N})_{cs}$ = Resistencia a la penetración por punta normalizada.

La resistencia de punta debe ser normalizada de acuerdo a la siguiente expresión:

$$(q_{c1N})_{cs} = C_Q\left(\frac{q_c}{p_r}\right) \quad (5.21)$$

Donde:

C_Q = Factor de normalización.
p_r = Esfuerzo de resistencia igual a 100 kPa.
q_c = Resistencia a la penetración de punta, en kPa.

El factor de normalización es obtenido mediante:

$$C_Q = \left({P_r}/{\sigma'_v}\right)^{n_g} \quad (5.22)$$

Donde:

P_r= Esfuerzo de resistencia igual a 100 kPa.

σ'_v= Esfuerzo vertical efectivo en kPa.

n_g = Coeficiente el cual está en función de las características granulométricas del suelo. Este coeficiente tendrá un valor de 0.5 para arenas limpias de 1.0 para arcillas; sin embargo, cuando se trate de arenas no limpias como es el caso de una arena limosa, el valor del coeficiente n_g puede variar entre 0.5 y 1.0 (Olsen, 1996).

La licuación puede ser evaluada mediante el CRR y la resistencia de punta corregida, fig. 5.5.

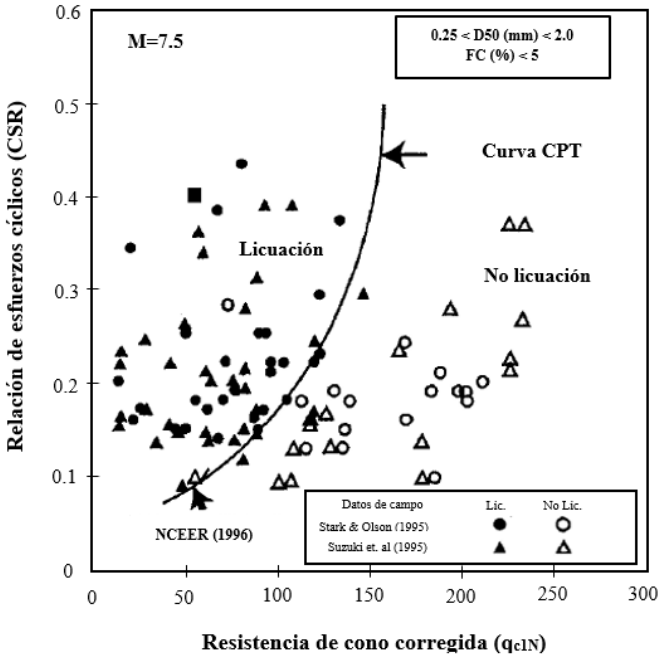


Figura 5.5 Susceptibilidad de licuación en función de la resistencia de punta (Robertson y Campanella, 1985)

5.1.2.3 Cálculo de CRR con base en la velocidad de onda de corte

Con base en estudios realizados por Robertson (1992), Andrus y Stokoe (1997), es posible determinar el potencial de licuación en función de la velocidad de onda de corte (V_s).

Robertson (1992) mediante pruebas de cono dinámico estudió la susceptibilidad de licuación en relación a la velocidad de onda de corte medida en campo, llegando a la siguiente expresión para la corrección de la velocidad de onda de corte:

$$V_{s1} = V_s \left(\frac{p_a}{\sigma'_v}\right)^{0.25} \quad (5.23)$$

Donde.

V_{s1} = Velocidad de onda de corte (V_s) corregida.
Vs = Velocidad de onda de corte, m/s.
P_a = Presión atmosférica, kPa.
σ'_v = Esfuerzo vertical efectivo, kPa

Andrus y Stokoe (2003) encontraron la relación entre la velocidad de onda de corte y la relación de resistencia cíclica (CRR), obteniendo la siguiente expresión:

$$CRR = \left\{0.022\left(\frac{K_c V_{s1}}{100}\right)^2 + 2.8\left(\frac{1}{V_{s1}^* - K_c V_{s1}} - \frac{1}{V_{s1}^*}\right)\right\} MSF \quad (5.24)$$

Donde

CRR= Es la relación de resistencia cíclica.
V_{s1}=Velocidad de onda de corte corregida.
V_{s1}^*= Valor límite de la velocidad de onda de corte, para que ocurra la licuación.
K_c = Factor de corrección para valores altos de V_{s1}, debido a la cementación y edad del depósito.
MSF= Factor de escala en función de la magnitud del sismo.

El valor límite de la velocidad de onda de corte varía entre los 200 y los 215 m/s, y está en función del contenido de finos:

$$V_{s1}^* = 215 \ {}^{m}/_{S} \quad \text{Para arenas con contenido de finos(FC)} \ \leq 5\%$$

$$V_{s1}^* = 215 - 0.5(FC - 5) \ {}^{m}/_{S} \quad \text{Para arenas con} \ 5\% < FC < 35\%$$

$$V_{s1}^* = 200 \ {}^{m}/_{S} \quad \text{Para arenas y limos con} \ FC \geq 35\%$$

El valor de Kc será de 1.0 para depósitos de suelo no cementados de la edad del Holoceno (< 10000 años). Para suelos del periodo del pleistoceno (>10000 años) el valor de Kc oscila entre 0.6 y 0.8. Si las condiciones del suelo son desconocidas se asume un valor de 0.6 para el factor Kc.

Con base en la velocidad de onda de corte corregida y los esfuerzos cíclicos inducidos por el sismo, la susceptibilidad de licuación puede ser estimada mediante las curvas propuestas por Andrus *et al* (1999), fig. 5.6.

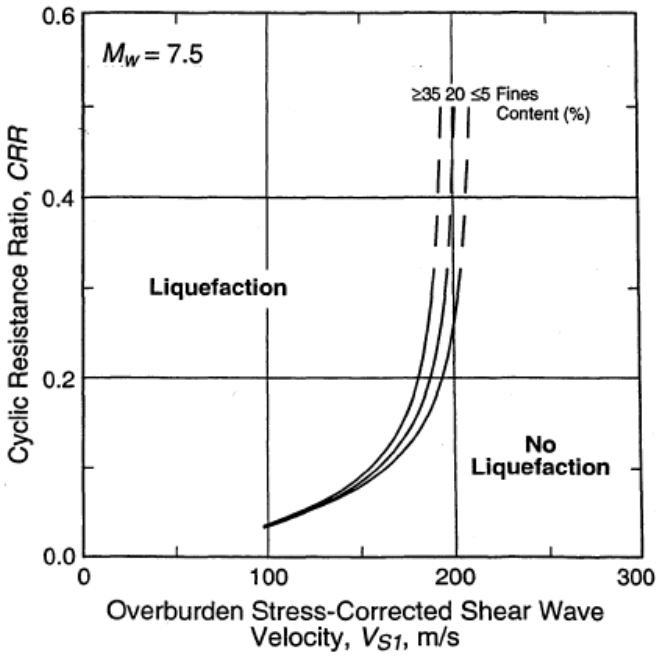


Figura 5.6 Curvas recomendadas para el cálculo de la susceptibilidad de licuación en función de la velocidad de onda de cortante (Andrus *et al*, 1999)

5.2 Factor de seguridad

La comparación entre la demanda sísmica o resistencia cíclica (CRR) y los esfuerzos cíclicos producidos por un sismo (CSR) proporcionan una herramienta para detectar la vulnerabilidad de licuación en un estrato de suelo, fig. 5.7. Cuando los esfuerzos cíclicos producidos por el sismo resultan mayores que los esfuerzos cíclicos resistentes, es en esa zona donde se produce la licuación del suelo.

El factor de seguridad se define como la relación entre la resistencia del suelo a experimentar licuación, expresada como los esfuerzos cíclicos requeridos para causar licuación (CRR) y los esfuerzos cíclicos generados por el sismo (CSR).

$$Fs = \frac{CRR_m}{CSR_m} \qquad (5.25)$$

Donde:

CRR_m = relación de resistencia cíclica para una magnitud de sismo específica.
CRS_m = Relación de esfuerzos cíclicos para una magnitud de sismo específica.

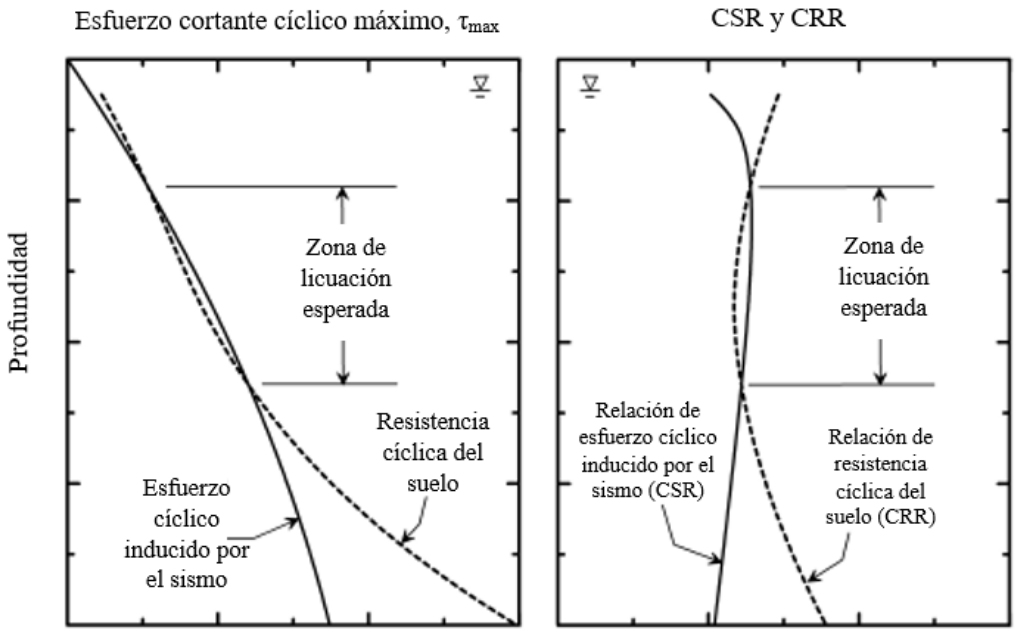


Figura 5.7 Comparación entre los esfuerzos inducidos por un sismo y los esfuerzos resistentes del suelo (Idriss y Boulanger, 2008)

5.3 Probabilidad de licuación

La utilización de un factor de seguridad en la ingeniería proporciona una percepción de la falla; sin embargo, existen otros parámetros que aportan un mejor razonamiento al momento de tomar decisiones, por ejemplo, la probabilidad de falla. La probabilidad de falla por licuación ha sido estudiada por Juang y Cheng (1999), Cetin (2004), Idriss y Boulanger (2010),

El modelo probabilístico de Juang y Cheng (1999) está basado en la teoría probabilista de Bayes, la cual consiste en un análisis de probabilidad condicional de un evento A después de ocurrido un evento aleatorio B. Esto condujo a Thomas Bayes a la siguiente expresión:

$$p(A_i/B) = \frac{p(B/A_i)p(A_i)}{\sum_{j=1}^{n} p(B/A_j)p(A_j)} \qquad (5.26)$$

Donde:

$p(A_i/B)$ = Probabilidad a posteriori, ocurrencia del evento A una ves ocurrido el evento B.

$p(B/A_i)$ = Probabilidad condicional del evento B con el evento A.

$p(A_i)$ = Probabilidad a priori.

Una manera más sencilla de entender este concepto es mediante un árbol de eventos, fig. 5.8. El árbol de eventos desglosa la probabilidad de licuación y no licuación en función del factor de seguridad.

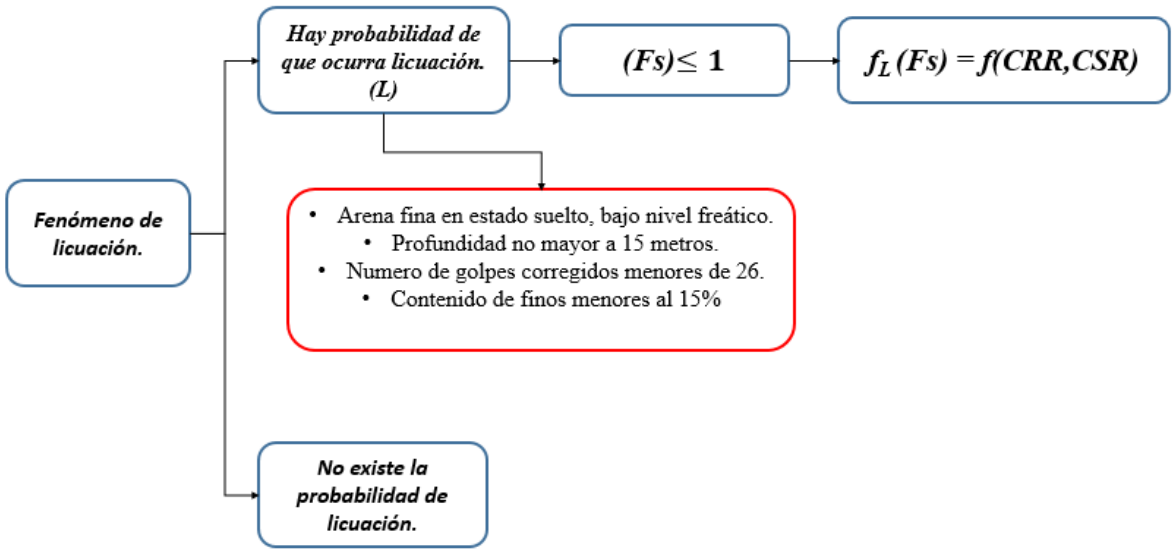


Figura 5.8 Árbol de eventos por licuación.

Mediante la adaptación del teorema de Bayes a la teoría de licuación, Juang (2000) relacionó la probabilidad de licuación con el factor de seguridad o del índice de confiabilidad (β), en base a pruebas SPT y CPT realizadas por distintos autores. La ecuación 5.26 puede escribirse de la siguiente manera:

$$p(L/Fs) = \frac{p(Fs/L)p(L)}{p(Fs/L)p(L) + p(Fs/NL)p(NL)} \quad (5.27)$$

Donde:

$p(L/Fs) =$ Probabilidad de licuacion en base a un factor de seguridad dado.

$p(Fs/L) =$ Función de distribución de Fs, para la cual ocurre la licuación.

$p(Fs/NL) =$ Función de distribución de Fs, para la cual no ocurre la licuación.

$p(L) =$ Probabilidad a priori de que ocurra la licuación.

$p(NL) =$ Probabilidad a priori de que no ocurra la licuación.

Debido al que las probabilidades a priori de licuación y no licuación suelen ser desconocidos, Cheng y Juang (2000) utilizan la teoría de máxima entropía, la cual menciona que X número de eventos de los cuales no se tiene la probabilidad de ocurrencia y no se puede otorgar más prioridad a uno, todas las probabilidades a priori de los eventos se consideraran iguales. Por lo tanto, si P (L) = P (NL) entonces la ecuación 5.27 se puede expresar de la siguiente manera:

$$p_L = \frac{p(Fs/L)}{p(Fs/L) + p(Fs/NL)} \quad (5.28)$$

Debido a que el factor de seguridad puede adquirir un número infinito de valores, la expresión anterior también pude ser mostrada en relación a una función de distribución del factor de seguridad, fig. 5.9.

$$p_L = \frac{f_L(Fs)}{f_L(Fs) + f_{NL}(Fs)} \quad (5.29)$$

Donde:

$f_L(Fs) =$ Función de densidad de probabilidad para los casos de licuación.
$f_L(Fs) =$ Función de densidad de probabilidad para los casos de no licuación.

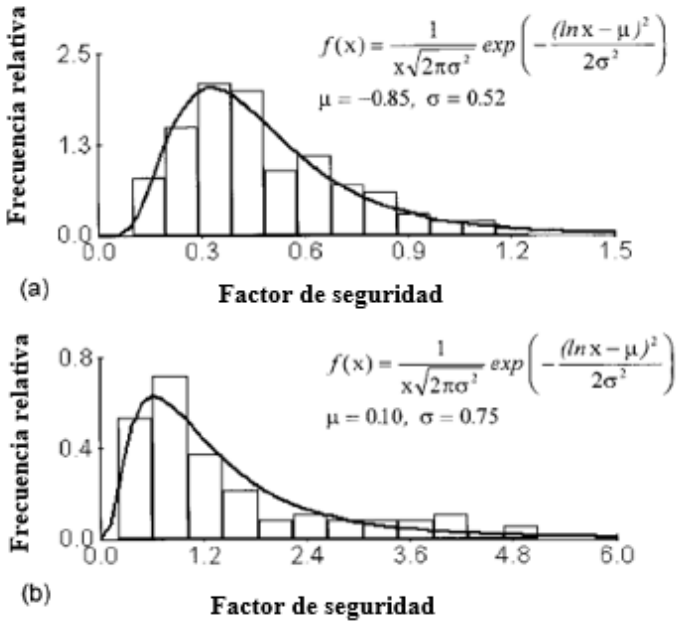


Figura 5.9 Distribución de los factores de seguridad para (a) casos donde hubo licuación y (b) casos donde no hubo licuación.

La ecuación 5.29 representa una función de mapeo Bayesiana realizada por Juang y Cheng (1999), la cual es utilizada para la elaboración de la curva mostrada en la fig. 5.9. En la cual se encuentran todos los datos observados de licuación y no licuación.

La probabilidad de licuación calculada por Cheng y Juang (2000) se basa en cuatro teorías para el cálculo de los esfuerzos cíclicos máximos provocados por un sismo (CRR):

- CRR en función de pruebas SPT- Teoría de Seed e Idriss (1985) y Youd e Idriss (1997)
- CRR en función de pruebas SPT- Teoría de Juang y Chen (1999).
- CRR en función de pruebas CPT- Teoría de Seed e Idriss (1985) Y Olsen (1997)
- CRR en función de pruebas CPT- Teoría de Juang y Chen (1999).
- CRR en función de la velocidad de onda de corte (Vs)- Teoría de Andrus y Stokoe (1997).

Mediante el cálculo de los esfuerzos cíclicos calculados con las teorías mencionadas, Cheng y Juang (2000) presentan la curva mostradas en la fig. 5.10, donde mediante una relación entre el factor de seguridad calculado y la probabilidad de licuación, la ecuación 5.30 representa la función de mapeo de la curva mostrada en la fig. 5.10.

$$P_l = \frac{1}{\left[1 + \left({}^{FS}/_{a}\right)^{b}\right]} \qquad (5.30)$$

Donde:

Pl= Probabilidad de que ocurra la licuación.
Fs= Factor de seguridad.
a y b = Parámetros de ajuste de la curva de fragilidad.

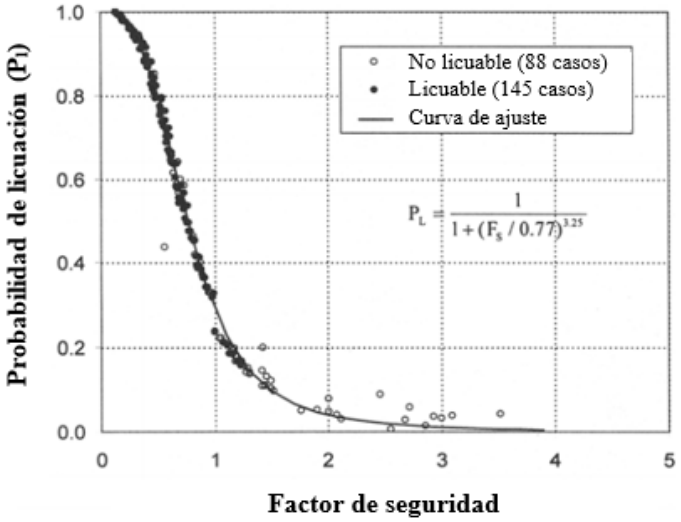


Figura 5.10 Curva de fragilidad para análisis de licuación empleando método de Seed e Idriss (Chen y Juang, 2000)

El cálculo de la resistencia cíclica del suelo (CRR) y los esfuerzos cíclicos provocados por el sismo (CSR) para las cinco teorías se resume en la fig. 5.11. También se muestran los datos de ajuste a y b, para las distintas teorías empleadas en la Tabla 6.

Tabla 6 Parámetros de ajuste para distintas teorías (Chen y Juang, 2000)

Método	Parámetro a y b
SPT- Seed e Idriss (1985)	a=0.77, b=3.25
SPT-Juang y Cheng (1999)	a= 1.0 , b=3.37
CPT- Olsen (1997)	a=1.0 , b=2.78
CPT- Juang y Cheng (1999)	a=1.0 , b=4.65
V_s – Andrus y Stokoe (1997)	a=0.72, b=3.1

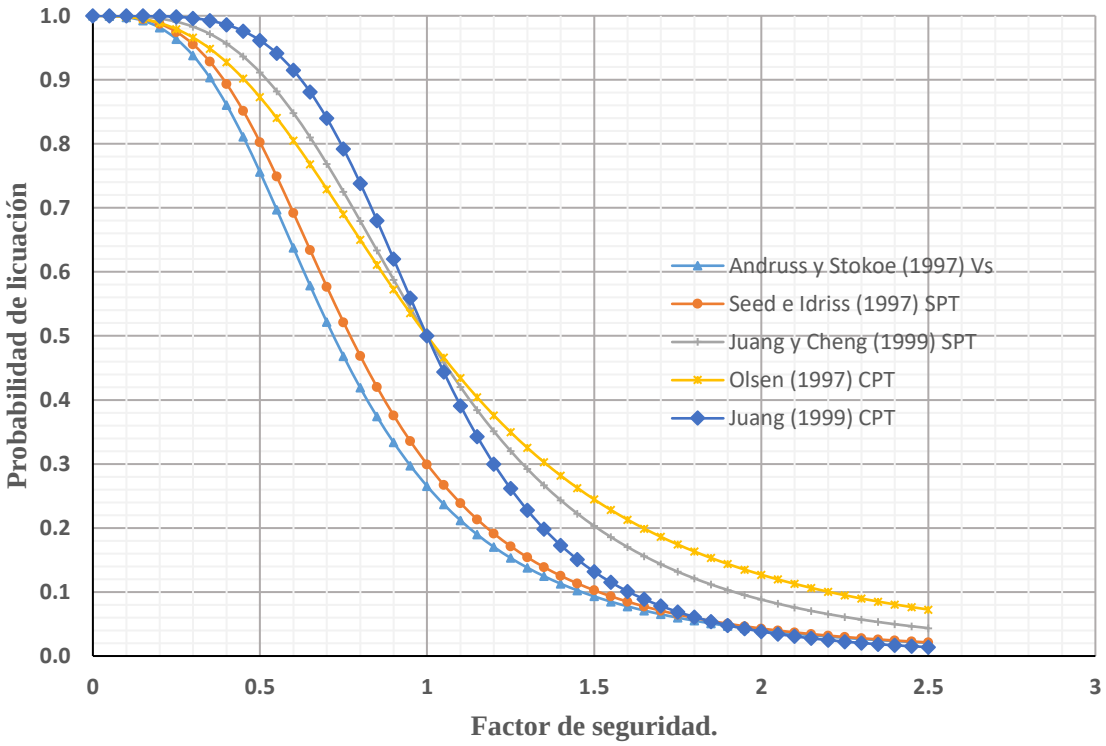


Figura 5.11 Curvas de fragilidad para los distintos métodos planteados por Cheng y Juang (2000).

Juang et. al. (2012) y (2013) realizaron un análisis de regresión logístico, en el cual, la variable dependiente (en este caso la probabilidad de licuación p_l) adquiere un valor binario, es decir, solo puede adquirir dos valores posibles: licuación y no licuación. Con la aplicación de la regresión logística se obtuvo un modelo para el cálculo de la probabilidad de licuación.

$$P_l = \frac{1}{1 + Exp[-\delta(b - Fs)]} \quad (5.31)$$

Donde:

P_l =Probabilidad de licuación.
Fs= Factor de seguridad.
δ y b = Parámetros de variación.

Los parámetros δ y b de la ecuación 5.31 son obtenidos mediante el principio de máxima probabilidad, obteniendo la ecuación 5.32 en 2012 y la ecuación 5.33 en 2013:

$$P_l = \frac{1}{1+Exp[-7.55(Fs-0.95)]} \quad (5.32)$$

$$P_l = \frac{1}{1 + Exp[-7.612(Fs - 0.898)]} \quad (5.33)$$

Posteriormente Idriss y Boulanger (2012) al igual que Juang, basándose en el principio de máxima verosimilitud y una base de datos de casos de licuación, llegando a la siguiente expresión:

$$P_l = 1 - \Phi\left[\frac{\ln(Fs) + 0.13}{0.13}\right] \qquad (5.34)$$

Donde:

Fs= Factor de seguridad.

Φ = Función de probabilidad acumulada estándar.

La ecuación 5.34 utiliza la teoría de Seed (1985) para el cálculo de la relación de CSR y la teoría de Idriss y Boulanger para el cálculo de la resistencia cíclica.

En la Tabla 7 se muestran los rangos de probabilidades adoptados por Juang y Cheng (2000), donde se puede observar que para un rango de probabilidad entre el 15% y 35%, la licuación resulta ser poco probable.

Tabla 7 Categorías de probabilidad de licuación (Chen y Juang, 2000)

Probabilidad de licuación	Descripción
PL>0.85	Ocurrirá la licuación
0.65 < PL ≤ 0.85	muy probable que ocurra licuación
0.35 < PL ≤ 0.65	probabilidades de que ocurra la licuación
0.15 < PL ≤ 0.35	Poca probable que ocurra la licuación
PL ≤ 0.15	No ocurrirá la licuación

Sin embargo, Cetin *et al* (2004) e Idriss y Boulanger (2012), utilizan una probabilidad del 15% como el límite entre los casos licuable y los no licuables, fig. 5.12**.** Esté porcentaje de probabilidad corresponde a un factor de seguridad de 1.3 con respecto al método SPT-SI, 1.7 para el método de STP-JC y 1.0 para el modelo de Idriss y Boulanger (2012), ver Tabla 8.

Tabla 8 Factores de seguridad obtenidos con diferentes modelos para pruebas SPT.

Probabilidad de licuación	Factores de seguridad				
	Seed e Idriss (1997) SPT	Juang y Cheng (1999) SPT	Juang (2012) SPT	Juang (2013) SPT	Idriss y Boulanger (2012) SPT
15%	1.31	1.7	1.2	1.12	1
30%	1	1.28	1.08	1	0.94
50%	0.77	1	0.95	0.9	0.87
85%	0.45	0.6	0.73	0.65	0.72

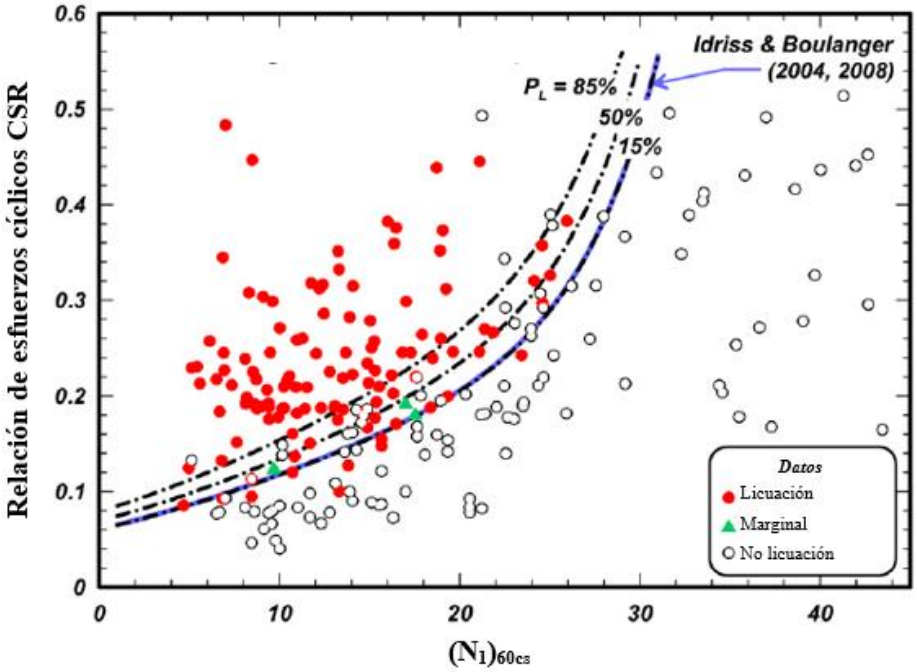


Figura 5.12 Curva de esfuerzo cíclico vs número de golpes corregido, para una probabilidad del 15%, 50% y 85% (Idriss y Boulanger, 2012)

Capítulo 6 Mecanismo de generación y disipación de presión de poro

6.1 Ecuación general de exceso y disipación de presión

Durante un evento sísmico, el suelo es sometido a una serie de esfuerzos repetitivos, los cuales provocan cambios en la presión de poro, fig. 6.1. En el momento en que la carga sísmica es aplicada, hay un aumento en la presión inicial del estrato de arena suelta, a pesar de alta permeabilidad con la que cuentas los materiales arenosos la presión de poro excedente no es disipada instantáneamente debido a la acción cíclica del sismo y a la baja permeabilidad de los suelos subyacentes, fig.6.1.

Cuando el exceso de presión de poro generado iguala a los esfuerzos totales iniciales, es decir la relación de presión de poro (r_u) es igual o muy cercana a la unidad, se rompe el contacto granular del suelo y se produce la licuación.

El exceso de presión de poro generado durante un sismo está en función de lo siguiente:

- Las condiciones de flujo del estrato susceptible a la licuación.
- Las condiciones de frontera, es decir las condiciones de flujo de los estratos subyacentes.
- La magnitud e intensidad de las fuerzas sísmica

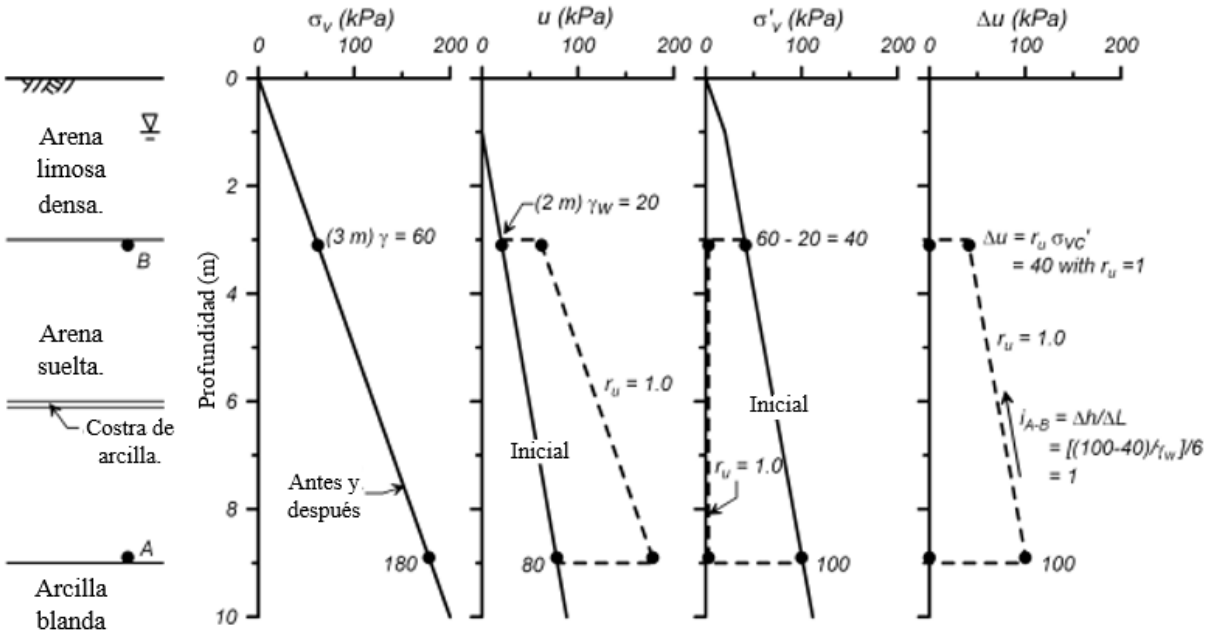


Figura.6.1 Esfuerzos y presión de poro antes y después de un sismo (Idriss y Boulanger, 2008)

Durante una actividad sísmica ocurren dos eventos simultáneos:

- Una generación de presión de poro denominada u_g, provocada por los esfuerzos cíclicos inducidos por el sismo.
- La disipación de presión de poro, acompañada de un cambio de volumen gobernado por la teoría de consolidación.

Los dos eventos anteriores pueden representarse de la siguiente manera:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_V * \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \frac{\partial u_g}{\partial t} \quad (6.1)$$

Expresada de otra manera:

$$\frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial u_g}{\partial t} = C_V * \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (6.2)$$

∂u = Cambio total de la presión de poro en un intervalo de tiempo.
∂u_g = Exceso de presión de poro generado por el esfuerzo cíclico.
Cv = Coeficiente de consolidación.

Si se realiza un análisis en tres dimensiones con la teoría de consolidación de Terzaghi y las hipótesis anteriores, Seed *et al*., 1975, proponen la ecuación que gobierna la generación y disipación de presión de poro del suelo como:

$$m_v \left(\frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial u_g}{\partial N} \frac{N_{eq}}{t_d} \right) = \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \left(\frac{k_x}{\gamma_w} \right) + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \left(\frac{k_y}{\gamma_w} \right) + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \left(\frac{k_z}{\gamma_w} \right) \quad (6.3)$$

Donde

m_v = Coeficiente de compresibilidad volumétrica.
K_x, k_y = Permeabilidad horizontal.
k_z = Permeabilidad vertical.
γ_w = Peso volumétrico del agua.
N_{eq} = Número de ciclos equivalentes.
t_d = Duración del sismo.
u_g = Exceso de presión de poro generada por el sismo.

Un desarrollo más detallado de la ecuación.6.3 se describe en el anexo A.

El coeficiente de compresibilidad volumétrica varía en función de la presión generada (Lee y Albaisa, 1974, Seed *et al*, 1976). Para relaciones de presión de poro (ru) bajas, la deformación volumétrica se mantiene casi constante, por lo tanto, el coeficiente de compresibilidad no varía, mientras que para cambios de presión altos tal como se muestra en la fig. 6.5a, el coeficiente de compresibilidad varía de acuerdo con el grado de compacidad relativa (Dr). Seed *et al* 1976, con base en la investigación realizada por Lee y Albaisa (1974) realizaron una aproximación para encontrar el incremento del coeficiente de compresibilidad en función de la compacidad relativa y el incremento de presión de poro, fig. 6.5b.

$$\frac{m_v}{m_{v0}} = \frac{e^x}{1 + x + 0.5x} \qquad (6.4)$$

Donde:

$x = A(r_u)^B$

$A = 5(1.5 - D_r)$

$B = 3(2)^{-2D_r}$

Dr = Compacidad relativa.

m_{v0} = Coeficiente de compresibilidad volumétrico inicial.

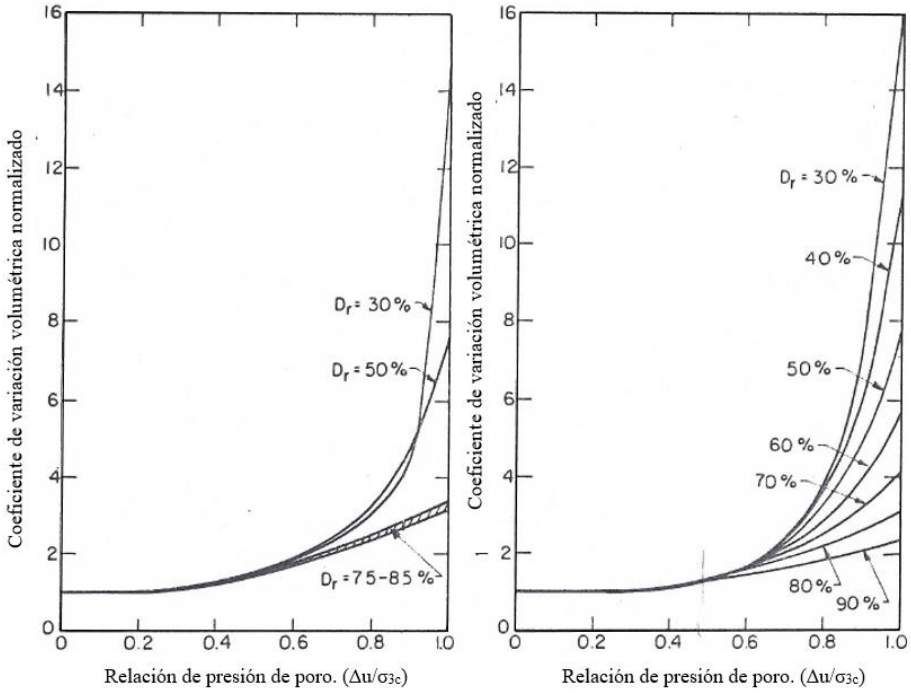


Figura 6.2 a) Relación experimental entre la compresibilidad y el aumento de la presión de poro, b) Relación teórica entre la compresibilidad y la presión de poro generada (Seed *et al*., 1976)

6.2 Modelo de generación de presión de poro MSF

De acuerdo con la fig. 6.3, la muestra se encuentra en condiciones iniciales de esfuerzo en el punto (A). Cuando se aplica la carga cíclica, la muestra sufre un cambio de volumen debido al reacomodo de las partículas del suelo, pasando del punto A al punto B, debido a que las condiciones de drenaje están limitadas, la estructura del suelo sufre un efecto de rebote con el propósito de mantenerse a volumen constante (B-C). Con base en lo mencionado, Martin, Finn y Seed (1975) llegaron a la expresión:

$$\Delta\sigma = E_r \Delta\varepsilon_{vd} \qquad (6.5)$$

De acuerdo con la fig. 6.3, el incremento del esfuerzo efectivo es equivalente al incremento de la presión de poro; por lo tanto, la expresión anterior es presentada de la siguiente manera:

$$\Delta u = E_r \Delta \varepsilon_{vd} \qquad (6.6)$$

Donde:

Δu = Incremento de presión de poro.
Er = Módulo de rebote elástico.
$\Delta\varepsilon_{vd}$ = Incremento de deformación volumétrica.

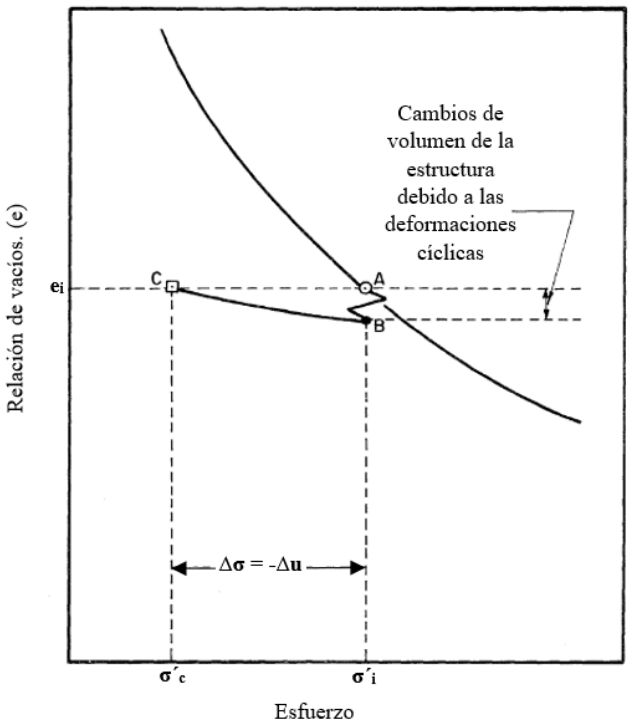


Figura 6.3 Esquema de mecanismo de generación de presión de poro durante carga cíclica (Seed 1975)

El módulo de rebote elástico (Er) está en función del esfuerzo efectivo vertical y la deformación elástica o recuperable, y está representado por la expresión Martin *et al* (1975):

$$E_r = \frac{d\sigma'_v}{d\varepsilon_{vd}} = \frac{(\sigma'_v)^{1-m}}{mk_2(\sigma'_{v0})^{n-m}} \qquad (6.7)$$

Donde los parámetros n, m y k_2, son determinados experimentalmente mediante pruebas de laboratorio.

Además, Martin *et al*. (1975) describen al incremento de la deformación volumétrica ($\Delta\varepsilon_{vd}$) como una función de la deformación volumétrica total (ε_{vd}) y la deformación angular (γ), por la tanto, puede estimarse de acuerdo con:

$$\Delta\varepsilon_{vd} = c_1(\gamma - c_2\varepsilon_{vd}) + \frac{c_3{\varepsilon_{vd}}^2}{\gamma + c_4\varepsilon_{vd}} \quad (6.8)$$

Donde las constantes c_1, c_2, c_3 y c_4 son obtenidas en pruebas de corte directo cíclicas y dependes de la compacidad relativa de los suelos.

6.3 Relación de presión de poro

Debido a que el fenómeno de licuación es causado por el exceso de presión de poro generado por la actividad sísmica. La licuación puede ser estudiada mediante la relación de presión de poro (r_u), el cual se define como la relación entre el exceso de presión de poro generado por el sismo y el esfuerzo vertical efectivo.

$$r_u = \frac{\Delta u}{\sigma'_v} \quad (6.9)$$

Donde:

r_u = Relación de la presión de poro.
Δu = Exceso de presión de poro.
σ'_v = Esfuerzo efectivo inicial vertical.

El fenómeno de licuación se desarrolla cuando se pierda la resistencia al corte del suelo debido a los excesos de presión de poro producidos. Esto se cumple cuando la relación del exceso de presión de poro adquiere un valor unitario r_u=1.0 o muy cercano a la unidad.

Los modelos de relación de presión de poro desarrollados por Lee y Albaisa (1974); Seed y Booker (1975), están en función del número de ciclos equivalente y el número de ciclos necesarios para producir la licuación. Las expresiones se presentan a continuación:

- Modelo de análisis (Seed *et al*.1975).

$$r_u = \frac{\Delta u}{\sigma' v} = \frac{2}{\pi}\sin^{-1}\left(\frac{N}{N_l}\right)^{\frac{1}{2\theta}} \quad (6.10)$$

- Modelo de análisis (Lee and Albaisa,1974)

$$r_u = \frac{\Delta u}{\sigma' v} = \frac{1}{2} + \frac{1}{\pi}\sin^{-1}\left[2\left(\frac{N}{Nl}\right)^{\frac{1}{\theta}} - 1\right] \qquad (6.11)$$

Donde:

ru = Relación de la presión de poro.
Δu = Exceso de presión de poro.
σ'_v = Esfuerzo inicial efectivo vertical.
N = Número de ciclos significativos del sismo de diseño.
N_l =Número de ciclos necesarios para causar la licuación determinados en ensayos triaxiales cíclicos.
θ = Constante cuyo valor depende del tipo de suelo.

Se considera un valor medio de 0.7 de θ; sin embargo, para algunos casos especiales de suelos el valor de θ puede adquirir otros valores, fig. 6.4.

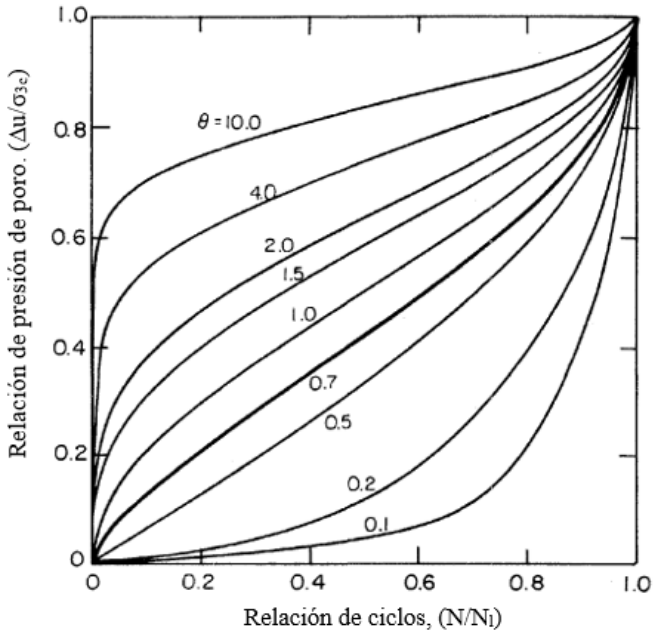


Figura 6.4 Variación de la relación de presión de poro (ru), en función del número de ciclos normalizado y el coeficiente θ (Seed, Booker y Rahman, 1976)

El número de ciclos significativos, N_{eq}, corresponde al número de ciclos uniformes para 65% de la aceleración máxima producida por un sismo, produciendo el mismo efecto que el registro tiempo-historia real al ser aplicado a una masa de suelo. El número de ciclos significativos es adaptado al acelerograma mediante una función senoidal. Cuando no se

tienen acelerogramas, Seed *et al*., 1975, proponen la fig. 6.6. En ella se relaciona el número de ciclos equivalentes al 65 % de la aceleración máxima producida por un sismo y su magnitud. Posteriormente, Idriss en 1999 realizó ligeras modificaciones, obteniendo resultados similares a los de Seed.

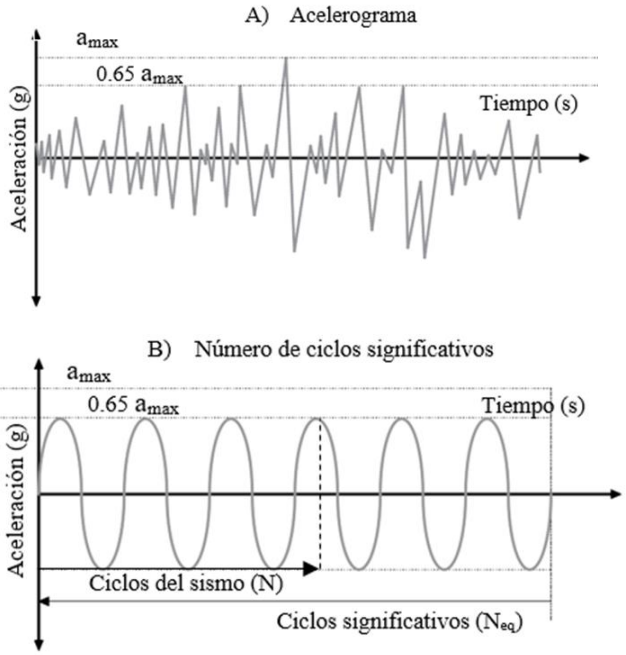


Figura 6.5 Esquema de número de ciclos equivalentes para un registro tiempo-historia de esfuerzos cortante. (Lee y Chan, 1972)

Seed (1975) reunió información de distintos casos en los que se presentó licuación, y con base en la magnitud de los sismos que provocaron en fenómeno, se construyó la gráfica que relaciona el número de ciclos equivalentes para un esfuerzo de corte equivalente al 65 % del esfuerzo máximo producido por el sismo y la magnitud del sismo, fig. 6.6.

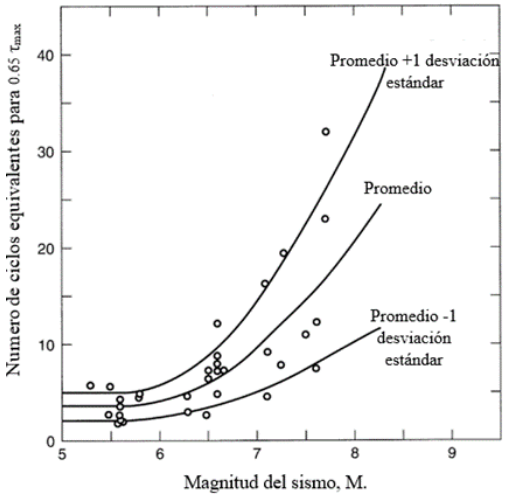


Figura 6.6 Número de ciclos de esfuerzo equivalente (N_{eq}) para sismos con diferente magnitud. (Seed, 1975)

En el caso del número de ciclos necesarios para la licuación, éstos serán obtenidos de pruebas triaxiales cíclicas. Es la fig. 6.7 se observa una curva de esfuerzo desviador cíclico vs. el número de ciclos necesarios para la falla obtenidos en una cámara triaxial. Este tipo de curvas estas dominadas por la relación de vacíos, ya que a mayor relación de vacíos el suelo presentará un comportamiento más suelto; por tanto, los esfuerzos y el número de ciclos para lograr la falla serán mucho menores que los necesarios en especímenes con relaciones de vacíos más pequeñas.

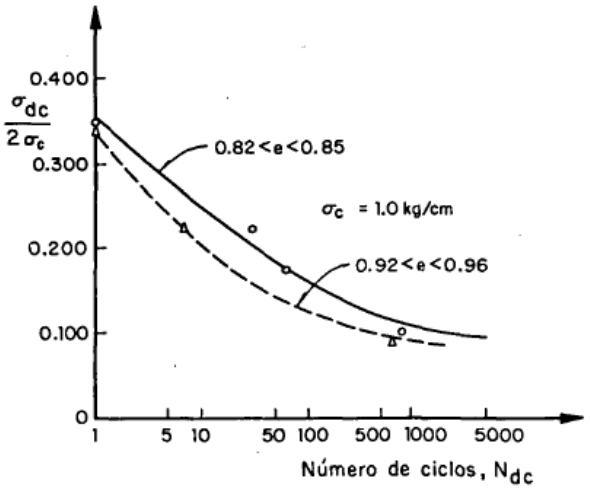


Figura 6.7 Relación entre los esfuerzos cíclicos y el número de ciclos necesarios para la licuación (Jaime, 1978)

La relación de esfuerzos cíclicos (CSR) en una prueba triaxial es obtenida mediante la relación del esfuerzo desviador (σ_{dc}) y el esfuerzo de confinamiento (σ_c) tal como se muestra en la ecuación 6.12. Debido a que la condición de esfuerzos a los que es sometido el suelo en una cámara triaxial, fig. 6.8a, no representa en su totalidad el comportamiento del suelo sometido a una fuerza sísmica, tal como lo hace la prueba de corte simple, fig. 6.8b, es necesario convertir la relación de esfuerzos cíclicos obtenidos en la prueba triaxial, ecuación 6.12, a esfuerzos cíclicos obtenidos en una prueba de corte simple, ecuación 6.13.

$$CSR_{tx} = \frac{\sigma_{dc}}{2\sigma_c} \qquad (6.12)$$

$$CSR_{ss} = \frac{\tau}{\sigma'_{v0}} \qquad (6.13)$$

Donde:

CSR_{tx} =Relación de esfuerzos cíclicos obtenidos en una prueba triaxial.
CSR_{ss} = Relación de esfuerzos cíclicos obtenidos en una prueba de corte simple.
σ_{dc} = Esfuerzo desviador.
σ_c = Esfuerzo de confinamiento.
τ= Esfuerzo cortante.
σ'_{v0} = Esfuerzo vertical efectivo inicial.

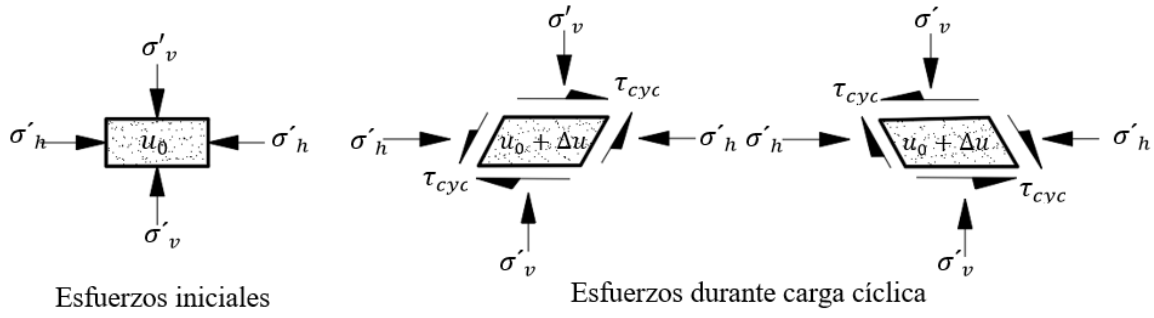


Figura 6.8 Condiciones de esfuerzos iniciales y estado de esfuerzos de un suelo sometido a carga cíclica.

Para realizar la conversión de esfuerzos es necesario incorporar un factor de corrección denominado Cr. Este factor puede estimarse en función del coeficiente de tierras en reposo (K_o), Tabla 9.

$$CSR_{ss} = c_r * CSR_{tx} \quad (6.14)$$

Tabla 9 Factor de corrección Cr en función del coeficiente de tierras en reposo (K_0)

Referencia	ecuación	Factor c_r	
		k0=0.4	k0=1
Finn (1971)	$c_r = (1 + k_0)/2$	0.7	1
Seed y Peacock (1971)	Variable	0.55-0.72	1
Castro (1975)	$c_r = 2(1 + 2k_0)/(3\sqrt{3}$	0.69	1.15

Otro de los factores importantes que deben ser considerados en el comportamiento del suelo, son el envejecimiento geológico y de la estructura de suelo, por lo que Seed (1979) recomienda utilizar un factor cuyo valor varía entre 1 y 2.82. Esto es debido a que la masa de suelo posee más resistencia que la obtenida en laboratorio; por tanto, mediante la aplicación de estos factores se obtendrá la curva de esfuerzos cíclicos CSR versus número de ciclos necesarios para la licuación que caracterice el comportamiento de campo.

Capítulo 7 Mejoramiento de suelos granulares

Debido al daño que pueden provocar los suelos licuables, se requiere implementar medidas de mejoramiento, cuyo objetivo es lograr la densificación del material y por tanto tener una mayor resistencia.

El proceso de mejoramiento de suelos granulares se aplica a los depósitos que se encuentran en un estado más suelto y que poseen una mayor susceptibilidad a la licuación. Entre los métodos más utilizados para el mejoramiento de estos suelos, destacan los de impactos dinámicos y los vibratorios. También se ha investigado la utilización de estabilizadores químicos.

El método de mejoramiento dependerá de varios aspectos:

- Propiedades del suelo.
- Métodos disponibles.
- Efectividad de los métodos disponibles.
- Costos.

La fig. 7.1 muestra distintos procedimientos de mejoramiento de suelos y su aplicación en función de la granulometría del suelo.

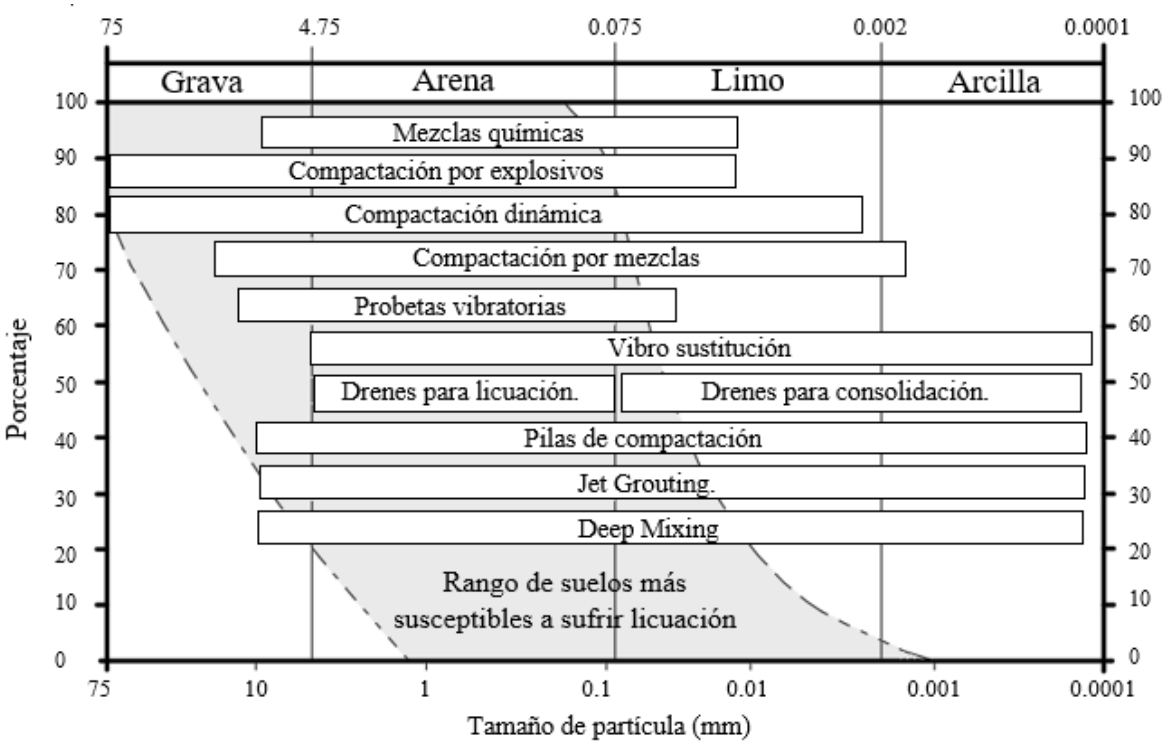


Figura 7.1 Aplicación de los métodos de mejoramiento en función de la granulometría (Modificado de Mitchell, 2008)

7.1 Compactación dinámica

Este método consiste en obtener una estructura de suelo más compacta mediante la caída de una masa desde cierta altura. El efecto de la compactación dinámica estará en función del tipo de suelo y la energía aplicada por la masa. La masa y la altura de caída serán importantes para la eficiencia de este procedimiento, ya que el efecto de densificación decrece con la profundidad; por lo tanto, este método es recomendable para suelos granulares o rellenos superficiales.

Existen dos tipos de compactación dinámica: la compactación dinámica estándar y la compactación dinámica intensa. La compactación dinámica estándar consiste en la caída de una masa de 6 hasta 35 t con una altura de caída entre 10 y 30 m, obteniendo como resultado un mejoramiento hasta los 10 m de profundidad, fig. 7.2a.

La compactación intensiva consiste en dejar caer una masa de cerca de 9 t desde una altura de 1.5 m mediante un sistema hidráulico. Este método requiere de equipo menos pesado que el utilizado en la compactación dinámica estándar, fig. 7.2b.

Figura 7.2 a) Método de compactación dinámica estándar (Grupo Menard) y b) Método de compactación dinámica (grupo Ferrara)

En los suelos granulares el método de compactación dinámica desarrolla un bulbo de densificación (Slocombe, 1993), fig. 7.3, lo que logra una mayor densificación del material y una mayor resistencia a la deformamilidad, reduciendo la relación de vacíos y la permeabilidad.

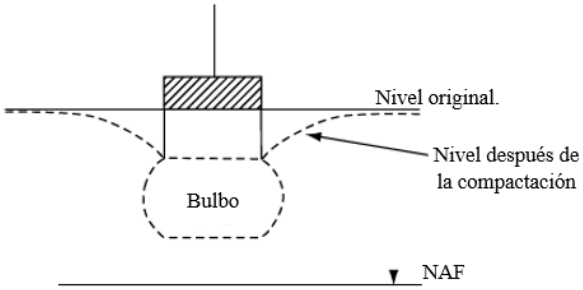


Figura 7.3 Efecto de la compactación dinámica en suelos granulares. (Slocombe, 1974)

El procedimiento de compactación dinámica se divide en tres etapas; la primera consiste en una compactación profunda con una serie de impactos de mayor energía y una distribución de cuadrícula con separaciones considerables entre cada serie de impactos, fig. 7.4. En la segunda etapa los impactos se realizan con menor energía que la utilizada en la primera y su localización es una cuadrícula intercalada con esta. La tercera etapa consiste en una seria de impactos de energía baja en toda el área (Planchado). Proporcionando una compactación superficial.

El método de compactación dinámica tiene las siguientes desventajas:

- Daños o alteraciones a las estructuras vecinas debido a las vibraciones o al ruido provocado por éstas.
- Profundidad de mejoramiento reducida, la cual esta puede ser estimada mediante la expresión de Lucas (1995):

$$D = n\sqrt{wH} \qquad (7.1)$$

Donde:
D=Profundidad de mejoramiento. (m)
w= Peso del martillo (t)
H=Altura de caída (m)
n= Factor de eficiencia. Su valor varía entre 0.3 y 0.8

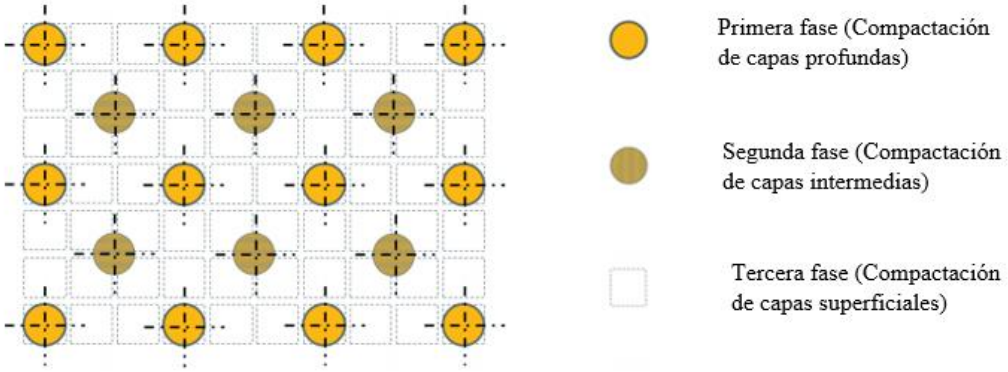


Figura 7.4 Distribución de impactos por cada fase del procedimiento de compactación dinámica (Grupo Menard)

7.2 Vibro-compactación

Otra de las formas de mejoramiento de suelos granulares consiste en los métodos vibratorios. La vibro-compactación es un método utilizado únicamente para suelos granulares con contenidos de finos menores al 15%; para contenidos de finos mayores el método se vuelve ineficiente.

La vibro-compactación consiste en la densificación del material mediante fuerzas vibratorias ejercidas por una columna que es introducida en el suelo.

Este tipo de procedimientos vibratorios generan un aumento en la presión de poro, lo cual provoca que el suelo se licue de una manera intencional, con el propósito de un obtener un suelo más compacto al momento en el que se disipa esa presión de poro. La densificación se logra gracias al reacomodo de las partículas de suelo al momento de la disipación.

A continuación, se describe el método constructivo de la vibro-compactación:

- Introducción de cilindro vibratorio en el suelo hasta alcanzar la profundidad deseada. La perforación se puede producir mediante peso propio y energía vibratoria o mediante la ayuda de chorros de agua o chiflón; este último recibe el nombre de vibro-flotación, fig. 7.5.
- Una vez alcanzada la profundidad de desplante, se ejerce energía vibratoria, realizando movimientos ascendentes y descendentes del cilindro, provocando el reacomodo de las partículas.
- Cuando el cilindro es retirado, va dejando un cráter cilíndrico vacío el cual es rellenado con material de banco.
- El procedimiento se repite con una secuencia en forma de cuadrícula o bien malla de forma triangular. El espaciamiento y forma de la cuadrícula dependerá de las condiciones de suelo. El espaciamiento varía entre 1.5 y 3.5 m.

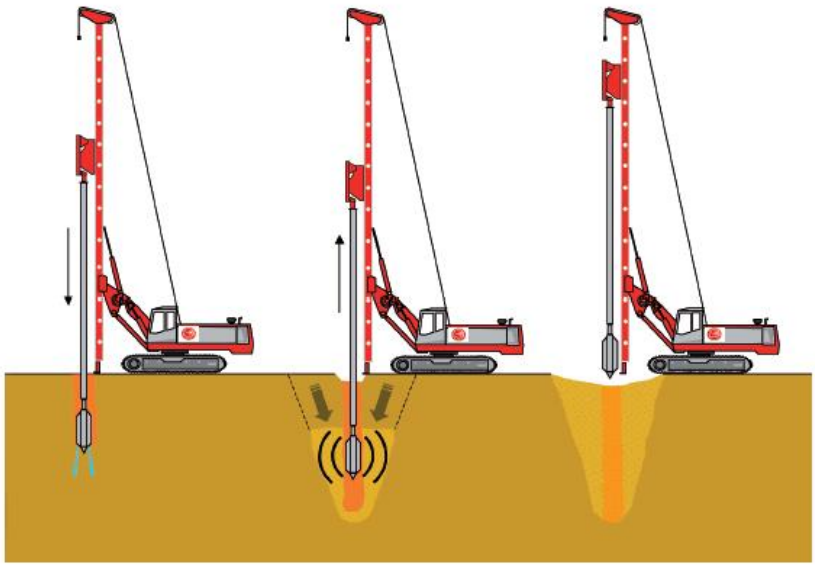


Figura 7.5 Procedimiento de mejora de suelo por vibro-compactación (Grupo Menard)

La vibro-compactación logra una densificación de hasta 20 m de profundidad, dependiendo del tipo de material, las condiciones en las que este se encuentre y el tipo de vibrador utilizado. Sin embargo, el método debe ser utilizado a profundidades mayores a 2 m, ya que para estratos superficiales es poco recomendable. La eficacia y el resultado del método pueden monitorearse mediante pruebas de campo, como pruebas de penetración estándar (SPT) o pruebas de cono (CPT).

Es necesario el control de calidad del material de relleno. Brown (1977) desarrolló una expresión, en función del diámetro de la partícula, para clasificar el suelo por mejorar, así como el material de relleno como apto o no apto para el empleo de la vibro-compactación.

$$S = 1.7\sqrt{\frac{3}{(D_{50})^2} + \frac{1}{(D_{20})^2} + \frac{1}{(D_{10})^2}} \qquad (7.2)$$

Donde:

S = Coeficiente de Brown.
D_{50}= Diámetro para el cual el pasa el 50% de las partículas.
D_{20}= Diámetro para el cual el pasa el 20% de las partículas.
D_{10}= Diámetro para el cual el pasa el 10% de las partículas.

Para valores de S mayores a 30, el suelo deja de ser aceptable como relleno en la aplicación del método de vibro compactación.

Entre las ventajas del método se encuentran las siguientes:

- Densificación del suelo debido a una reducción de la relación de vacíos.
- Permite la disipación de la presión de poro ya que el material de relleno funciona como dren.
- Reducción de la susceptibilidad de licuación.
- Aumento de la capacidad de carga.
- Disminución de asentamiento.

La vibro-flotación es un método similar al de vibro-compactación, con la diferencia de que se utiliza chiflón al momento de la penetración. El procedimiento es muy eficiente en arenas limpias o con poco contenido de finos; cuando el contenido de finos es igual o mayor al 15% el método deja de ser eficiente.

7.3 Vibro-sustitución

El método consiste en proporcionar un aumento de rigidez al suelo por medio de la introducción de material de relleno, formando columnas de material granular que a su vez funcionan como drenes; por lo tanto, ayudan a la disipación de presión de poro. El método es utilizado tanto para suelos cohesivos como suelos granulares.

El procedimiento del método de vibro sustitución consiste en el siguiente:

- Perforación mediante cilindro vibratorio y/o chiflón (para el caso de vía húmeda), que crea un arrastre de material hacia el exterior.
- Cuando se llega a la profundidad deseada, se sube el vibrador por etapas y se rellena con material granular, el cual es compactado por vibración. El llenado se realiza desde la superficie para el caso del método por vía húmeda y para el método por vía seca el relleno se realiza a través de la punta del vibrador.
- El procedimiento de ascenso por etapas se repetirá hasta que se alcance la superficie.

El material de relleno dependerá del tipo de terreno, pero se recomienda utilizar grava bien graduada con tamaños desde ¾” hasta 4” para el método por vía húmeda, y ¼” a ¾” para la vía seca.

7.4 Compactación por inyección de mortero

Consiste en la densificación del suelo mediante la inyección de una mezcla de mortero, el cual es colocado mediante barras de perforación, fig.7.6. El efecto de densificación se logra gracias al desplazamiento lateral que ejerce la mezcla de mortero en los estratos de suelo.

Este método se utiliza en suelos arenosos en estado suelto, con el propósito de mitigar el riesgo a la licuación.

El procedimiento es el siguiente:

- Penetración del terreno hasta la profundidad deseada. Esto se realiza por medio de barras de perforación con diámetro menor a 30 cm.
- Una vez alcanzada la profundidad de proyecto, se inyecta una mezcla de mortero denso, provocando un desplazamiento lateral.
- El procedimiento se realiza por etapas.

Las ventajas de este método son las siguientes:

- Ejecución rápida.
- Permite el trabajo en sitios de difícil acceso.
- Se pueden obtener grandes profundidades de mejoramiento.
- En algunas ocasiones no es necesario tratar toda la columna de suelo; es posible aplicar el procedimiento solo a los estratos de interés.
- Puede ser utilizado para la estabilización de cimentaciones.

La desventaja principal de este método es que a partir de los primeros 6 m de profundidad presenta ineficiencia, debido al poco esfuerzo de confinamiento que existe en esta parte.

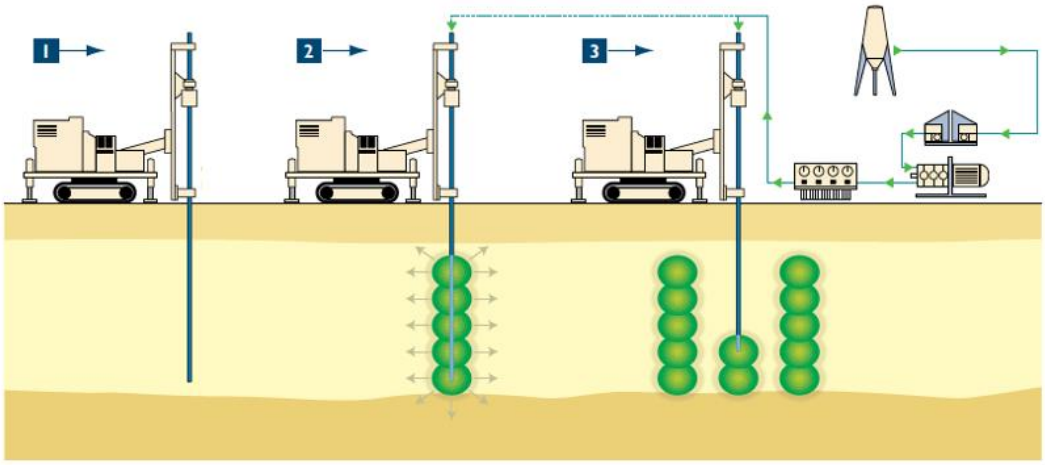


Figura 7.6 Procedimiento de compactación por inyección de mezclas (Grupo Keller)

7.5 Deep mixing

La mezcla profunda o mejor conocida como Deep mixing, consiste en el mezclado del suelo con agentes cementantes, con el fin de conseguir una mayor resistencia y una permeabilidad mucho menor que la inicial, fig. 7.7. Entre los agentes estabilizadores se encuentra el cemento, la cal, cal-yeso, yeso-cemento. La forma en la que el agente es mezclado con el suelo describe el tipo de método; por ejemplo, si el cementante es agregado al suelo en forma de polvo, la mezcla será en seco, mientras si el cementante es agregado en forma de lechada el método recibe el nombre de vía húmeda.

El procedimiento es el siguiente:

- Perforación del terreno mediante mezcladora giratoria hasta alcanzar la profundidad deseada.
- Una vez alcanzada la profundidad de proyecto, se comienza el procedimiento de inyección del agente estabilizador.
- Se extrae la herramienta de perforación a una velocidad controlada. El efecto rotatorio y la inyección de cementante realizan un mezclado de suelo-cementante, lo que produce columnas de suelo mejorado.

En el método por vía húmeda se realiza el mismo procedimiento, con la diferencia que la lechada es inyectada a medida que la herramienta es introducida el terreno.

Ventajas:

- Es aplicable a una gran variedad de suelos granulares como aquellos con contenidos de finos altos.
- Aumenta la resistencia al corte y la capacidad de carga.

- Producción mínima de vibraciones y ruido.

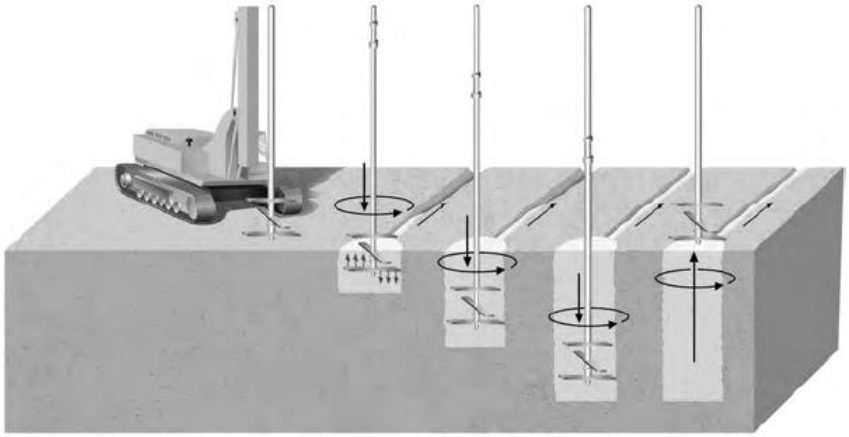


Figura 7.7 Esquema de procedimiento de mejoramiento Deep Mixing (Hayward Baker, Inc.)

7.6 Jet grouting

El método consiste en realizar una mezcla suelo-cemento o incluso una sustitución de material para formar columnas de cementante, con el propósito de proporcionar rigidez al suelo. El método se realiza con ayuda de inyección de agua y aire comprimido, lo que clasifica el método en tres tipos de sistema:

- Sistema simple (S): consiste en la penetración del terreno y la inyección únicamente de lechada mientras la herramienta rotatoria es extraída.
- Sistema doble (D): en este sistema se incorpora la inyección de aire comprimido al momento en el que es administrado el cementante, incrementando el efecto erosivo.
- Sistema triple (T): además de suministrar aire, también se incorpora la inyección de agua y cementante. Este tipo de sistema resulta más eficiente en suelos cohesivos.

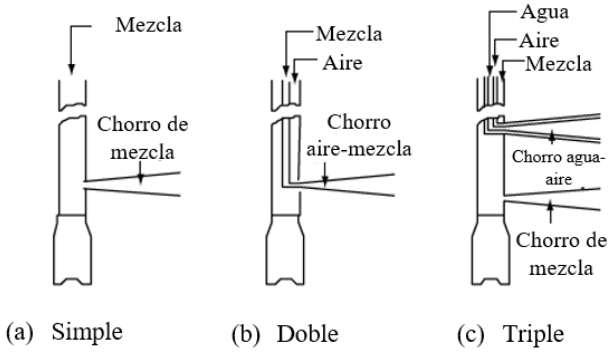


Figura 7.8 Tipos de sistemas jet grouting (Essler y Yoshida, 2004)

El procedimiento de ejecución consiste en realiza una perforación hasta la profundidad de proyecto, ya sea que se realice una perforación previa donde posteriormente será introducido el equipo de inyección o se perfore con el mismo sistema de inyección. Una vez que el

sistema llega a la profundidad deseada se comenzará con la inyección de lechada, por cualquiera de los tres sistemas antes mencionados. La inyección se realiza de manera rotatoria mientras el equipo es extraído.

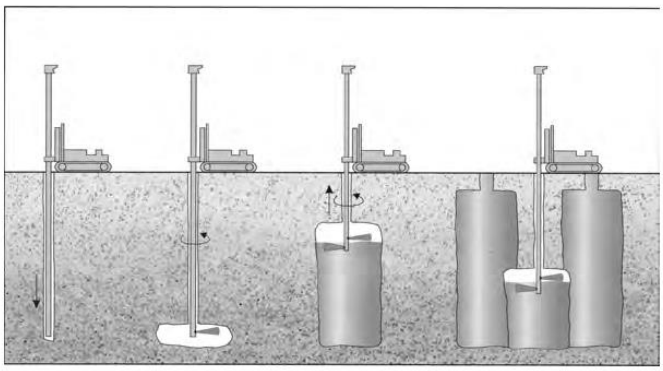


Figura 7.9. Técnica de Jet grouting (Hayward Baker)

El método de jet grouting presenta las siguientes ventajas:

- La ejecución del procedimiento es rápida.
- La producción de ruido y vibración es reducida.
- Alcanza grandes profundidades de mejoramiento.
- Se puede aplicar a una gran variedad de tipos de suelo.
- Permite realizar el diseño de la resistencia y permeabilidad.
- Se puede utilizar en espacio con acceso limitado.

7.7 Drenes

El método de drenes de verticales ayuda a la disipación de presión de poro y es utilizado principalmente para acelerar el procedimiento de consolidación de suelos cohesivos y evitar la licuación en estratos de arena. Su uso para mitigar el potencial de licuación está limitado y resulta muy poco eficiente.

Seed y Booker (1997) propusieron el uso de columnas de grava para reducir el riesgo de licuación. El método de drenaje consiste en la sustitución de una porción del suelo por material granular, en este caso grava, obteniendo como resultado columnas de grava incrustadas en el suelo. Debido a la alta permeabilidad que posee la grava, el exceso de presión de poro provocado por el sismo es disipado a través de éstas.

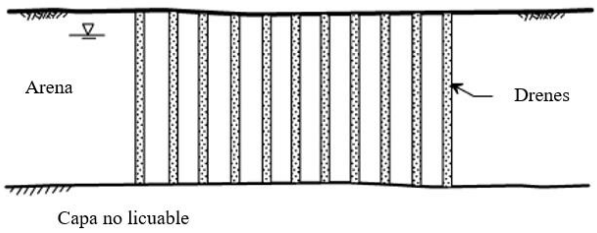


Figura 7.10 Mejoramiento de suelos licuables por medio de columnas de grava (Idriss y Boulanger, 2008)

El diseño de las columnas de grava dependerá del diámetro y el espaciado. Seed y Booker (1977) proponen una metodología para la determinación del espacio entre columnas, que consiste en la obtención de tres parámetros, N_{eq}/N_l, T_{ad} y R_d/R_e.

$$\frac{R_d}{R_e} = \frac{Radio\ del\ dren.}{Radio\ efectivo} = \frac{a}{b} \qquad (7.3)$$

$$\frac{N_e}{N_l} = \frac{Número\ de\ ciclos\ significativos}{Numero\ de\ ciclos\ que\ causan\ la\ licuación} \qquad (7.4)$$

El parámetro T_{ad} relaciona las propiedades hidráulicas y de consolidación del estrato de arena con el tiempo de duración del sismo.

$$T_{ad} = \frac{k_h}{\gamma_w}\left(\frac{t_d}{m_v * R_d}\right) \qquad (7.5)$$

Seed y Booker (1977) desarrollaron gráficos donde se relacionas los parámetros T_{ad}, a/b y la relación de poro máxima de diseño, fig. 7.11. Con esta gráfica es posible obtener el espaciamiento de los drenes en función de un diámetro o viceversa.

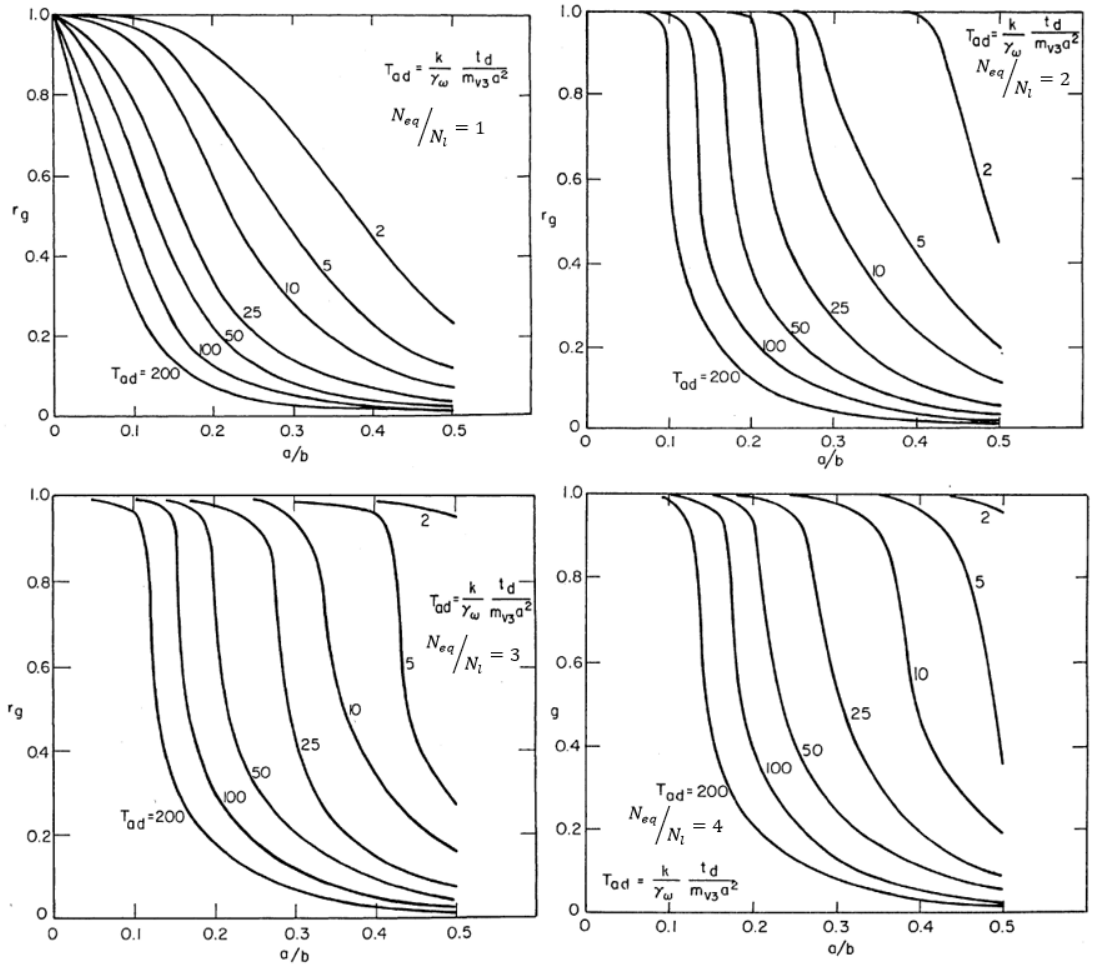


Figura 7.11 Relación entre la relación de poro máxima y los parámetros del sistema de drenaje para distintos valores de Neq/Nl (Seed y Booker, 1997)

El material recomendado para las pilas de grava es un material con tamaño entre 3/8” y 2”, cuya permeabilidad debe ser lo suficiente para disipar la presión de poro. La permeabilidad del filtro debe de ser por lo menos 50 veces la permeabilidad del material del estrato, fig.7.12.

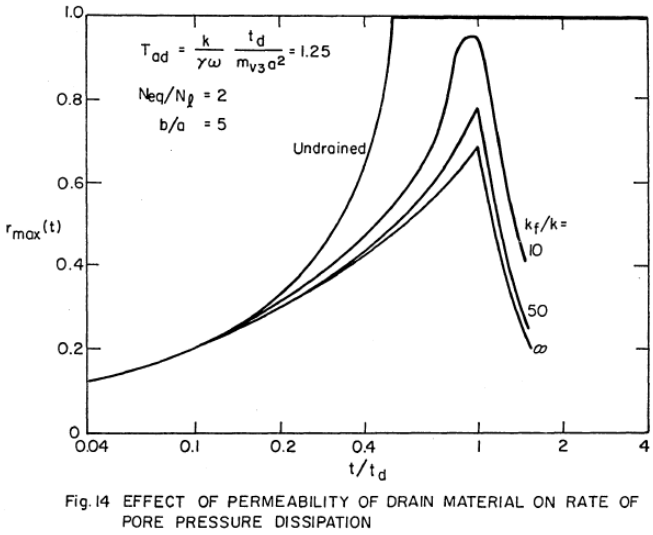


Fig. 14 EFFECT OF PERMEABILITY OF DRAIN MATERIAL ON RATE OF PORE PRESSURE DISSIPATION

Figura 7.12 Efecto de la permeabilidad del material del dren en la disipación de la presión de poro (Seed y Booker,1997)

En la Tabla 10 se muestra un resumen de los métodos de mejoramiento para suelos potencialmente licuables, en el cual se describen las ventajas y desventajas de cada uno de ellos, así como la profundidad de mejoramiento que proporciona cada uno de ellos.

Tabla 10 Resumen de los distintos métodos de mejoramiento de suelos licuables

Método		***Aplicación***	***Prof. de mejora***	***Mejoras***	***Ventajas***	***desventajas***
Compactación dinámica	Estándar	Suelos granulares y rellenos.	10-15 m	Densificación, aumento de resistencia al corte y aumento de capacidad de carga.	Rápida ejecución. El equipo requerido es menor en comparación con otros procedimientos.	Poca profundidad de efectividad. Riesgo de daños a estructuras vecinas.
	Rápida		hasta 10 m		Altura de caída máxima 2 m, genera más golpes por minuto.	La profundidad de mejora es menor que la compactación dinámica estándar.

Tabla 10 Resumen de los distintos métodos de mejoramiento de suelos licuables (Continuación).

Método		***Aplicación***	***Prof. de mejora***	***Mejoras***	***Ventajas***	***desventajas***
Vibro compactación		Gravas. Arenas limpias, arenas limosas y limos poco plásticos.	hasta 30 m	Densificación, disminución de deformabilidad, aumento de resistencia al corte, reducción de la susceptibilidad de licuación.	La eficacia de mejoramiento es profunda.	Presenta deficiencia para contenidos de finos mayores al 15%, requiere de más equipo y material, por lo que su costo es más elevado.
Vibro sustitución	vía seca	Suelos blandos.	hasta 60 m	Reducción de la deformabilidad, incremento de resistencia al corte y capacidad de carga, disipación de presión de poro.	Acelera el procedimiento de consolidación en suelos blandos.	Produce mejores resultados en suelos blandos.
	Vía húmeda	Arenas, arenas limosas, limos, arcillas y rellenos.			Reduce la susceptibilidad de licuación mediante la densificación y la disipación de presión por medio de las columnas de relleno.	Requiere más material y por lo tanto su costo es más elevado.
Compactación por inyección de mezcla		Suelos granulares y cohesivos	mayor a 60 m	Densificación del material, aumento de permeabilidad y resistencia al corte.	Ejecución rápida. Se obtienen grandes profundidades de mejoramiento. Es aplicable en zonas de difícil acceso.	No es aplicable para los primeros 6 m de profundidad.
Deep Mixing	Vía seca	Suelos con contenido de agua arriba de 25%	mayor a 60 m	Aumento de resistencia al corte y capacidad de carga.	Produce muy pocas vibraciones. Es aplicable a gran tipo de suelos.	La efectividad y la aplicación dependen de los contenidos de agua y el estado en el que se encuentre el suelo.
	Vía húmeda	Arenas limosas, limos y arcillas.				

Tabla 10 Resumen de los distintos métodos de mejoramiento de suelos licuables (Continuación).

Método	***Aplicación***	***Prof. de mejora***	***Mejoras***	***Ventajas***	***desventajas***
Jet Grouting	Arenas, arenas limosas, limos, arcillas.	Desconocida	Aumento de resistencia al corte.	Ejecución rápida, mejoramiento a grandes profundidades. La vibración es mínima.	Poco utilizable para mitigar la licuación de suelos granulares.
Drenes	Limos arenosos y arcillas	Mayor a 30 m	Disipación del exceso de presión de poro.	Su ejecución es fácil y rápida.	Su uso para disminuir el riesgo a la licuación es limitado.

Capítulo 8 Análisis de licuación en la isla de Enmedio

8.1 Ubicación del sitio en estudio

La isla de Enmedio se encuentran en el estado de Michoacán, justo a la desembocadura del rio Balsas, fig. 8.1. Esta zona se encuentra en el municipio de Lázaro Cárdenas, la cual en marzo de 1979 fue afectada por sismo de magnitud 7.6, lo que provoco licuación en gran parte de la zona.

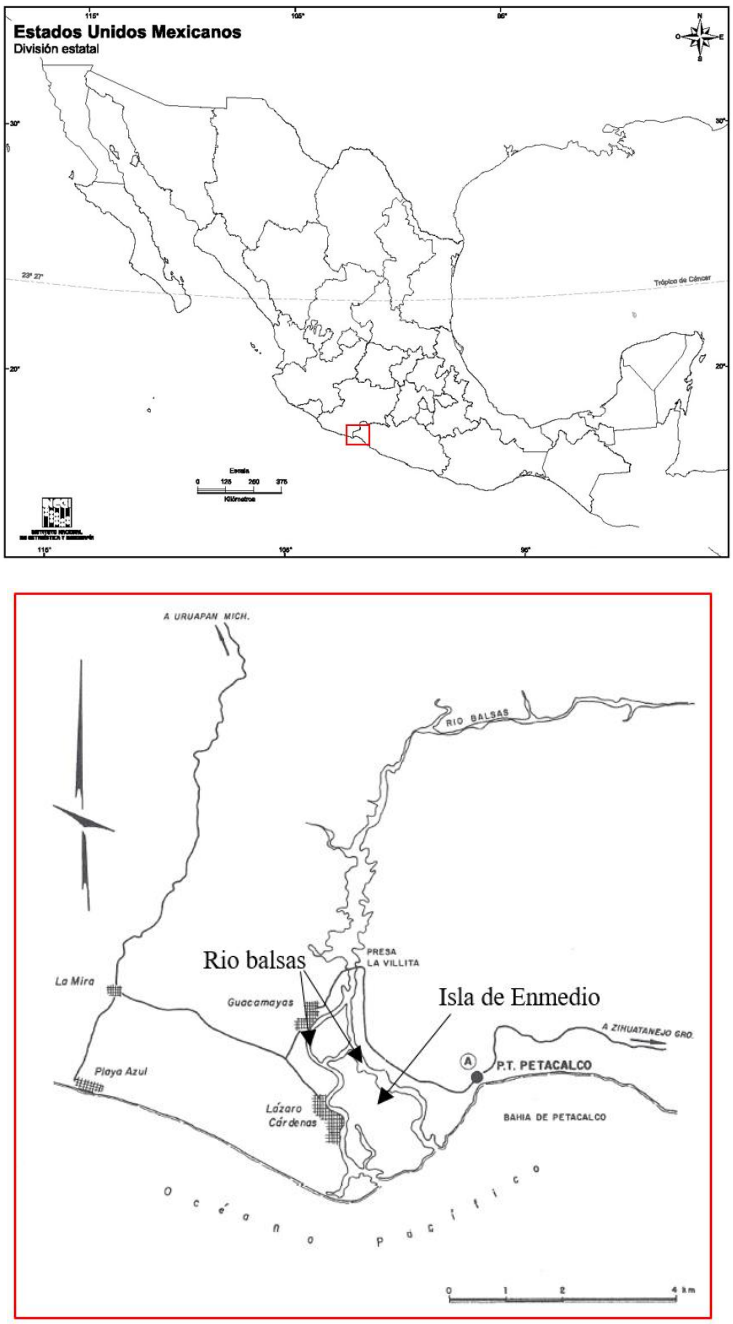


Figura 8.1 Localización de la zona en estudio (Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, 1993)

8.2 Caracterización geológica

La geología y la edad geológica son aspectos importantes para caracterizar a un suelo potencialmente licuable. Depósitos aluviales y coluviales presentan mayor susceptibilidad de licuación.

La isla está localizada sobre la vertiente de la sierra madre del sur, región caracterizada por rocas sedimentarias, arenas y limos. De acuerdo con el Servicio Geológico Mexicano (SGM), la isla de Enmedio está conformado por areniscas y calizas de la era del cretácico inferior, fig.8.2.

Figura 8.2 Zonificación geológica del sitio (Servicio Geológico Mexicano)

8.3 Caracterización sísmica

El sitio en estudio se encuentra en una zona con altas aceleraciones, fig. 8.3, caracterizada por alta actividad sísmica asociada con la subducción de la placa del pacífico con el continente americano.

Figura 8.3 Aceleraciones máximas del terreno (CFE, 2015)

El sismo registrado en 1979 con magnitud de 7.6, provocó una aceleración de 0.3 g, fig. 8.5, según la Red Acelerográfica del IINGEN de la UNAM. El registro pertenece a la estación testigo de SICARTSA, donde se registró una aceleración máxima de 308 cm/s^2, y una duración de 22 segundos.

De acuerdo con la fig. 6.6, el número promedio de ciclos equivalentes para 0.65 τ_{max} correspondientes para un sismo de magnitud 7.6 es de 15, con una variación entre 23 y 8 ciclos. De acuerdo con Seed *et al* (1979), el número de ciclos calculado con base en pruebas de laboratorio es de 9 ciclos, los cuales se ajustaron al acelerograma mediante una función senoidal, fig. 8.6.

El número de ciclos significativos se ajusta a una función senoidal del tipo:

$$a = \alpha \ \sin \ (b \times t)$$

Donde

a = Aceleración a lo largo de la función senoidal.

t = Tiempo de duración del sismo.

α representa el valor la amplitud de la señal, fig. 8.4, en este caso la amplitud es del 0.65 de a_{max} los que corresponde a 0.202 g. La constante b está en función del periodo de la señal el cual se representa con la expresión:

$$Periodo = \frac{2\pi}{b}$$

El periodo estará en función del número de ciclos significativos obtenido y el tiempo de duración del sismo, *t*.

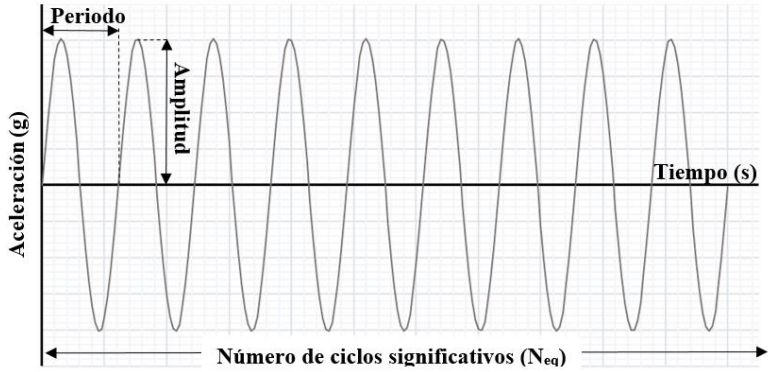


Figura 8.4 Características de una función senoidal

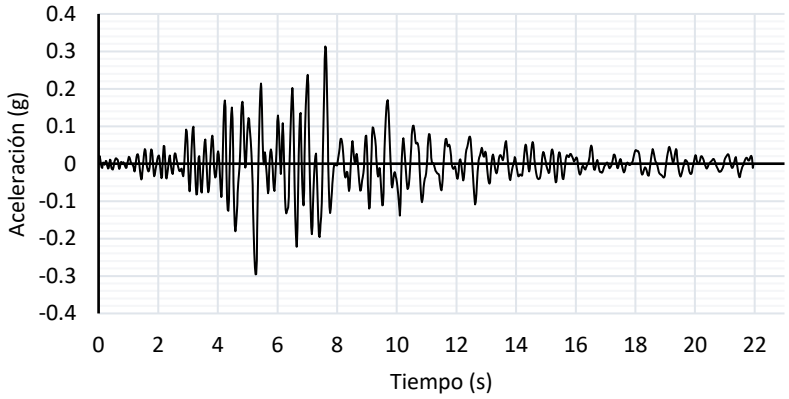


Figura 8.5 Acelerograma de sismo de Michoacán 14/03/1979 (Red Acelerográfica del IINGEN de la UNAM)

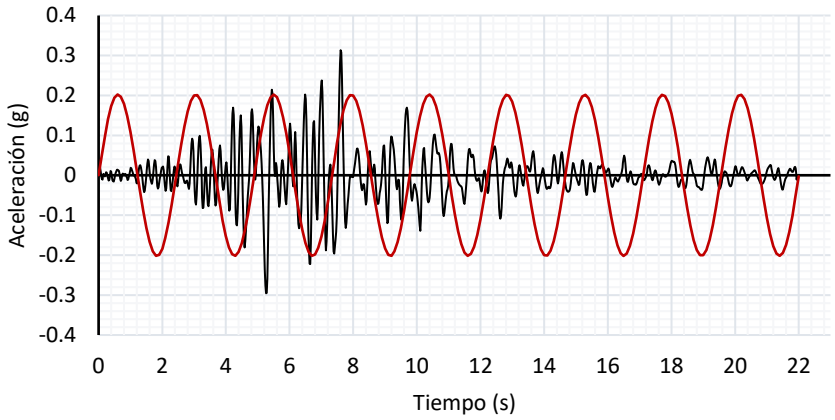


Figura 8.6 Acelerograma de sismo de Michoacán 14/03/1979 y número de ciclos significativos

8.4 Caracterización del suelo

El suelo en la isla “Enmedio” está constituido por suelos arenosos y suelos limosos, producto de la erosión de las rocas sedimentarias. Los depósitos se clasificados como limos arenosos, limos arcillosos, gravas y un estrato de arena gris.

En el sitio se detectaron dos zonas, en la fig. 8.7a se puede apreciar la estratigrafía de la zona 1, en la cual se observa un relleno de grava y material fino de 2.4 m de espesor, seguido de una capa de arcilla de 0.75 m y un estrado de arena gris de 3.4 m potencialmente licuable, fig. 8.8. En la zona 2, fig. 8.7b. no existe el relleno de grava y el nivel de agua freática se encuentra a una elevación relativa de 3.5 m.

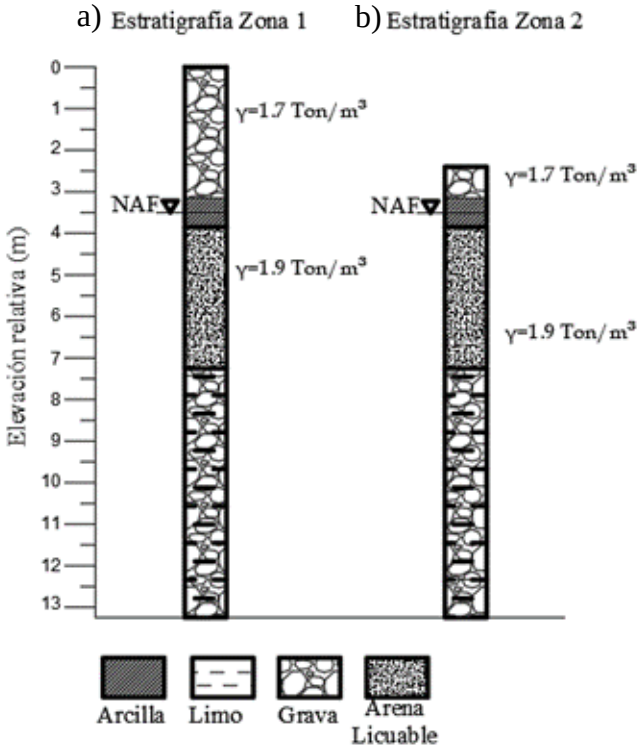


Figura 8.7 Perfil estratigráfico de la zona 1 y zona 2

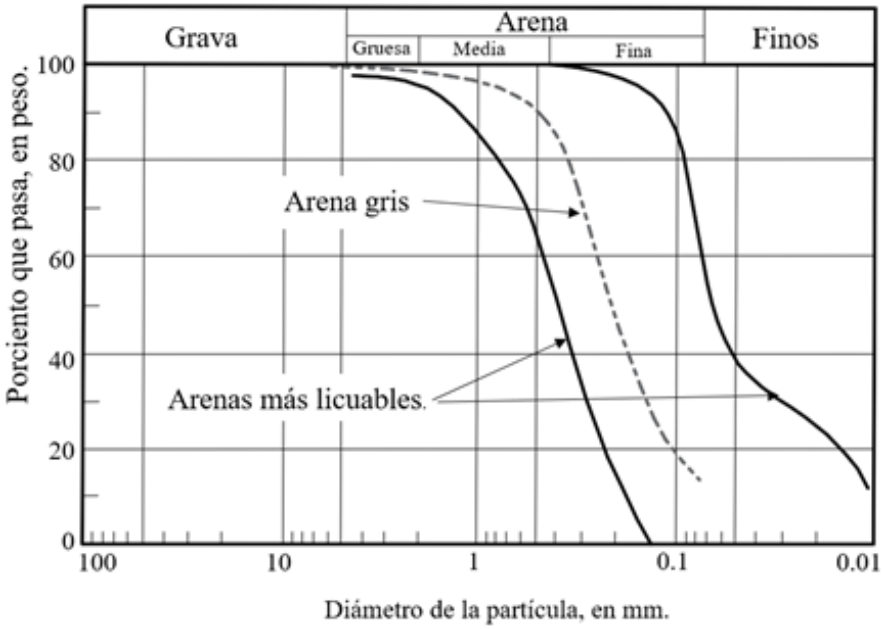


Figura 8.8 Granulometría del estrato de arena gris (Jaime *et al*, 1981)

8.5 Datos de laboratorio

Para realizar el análisis de licuación, es necesario conocer el comportamiento del suelo bajo cargas dinámicas, por lo que se requiere realizar pruebas de campo o laboratorio que indiquen cual será el comportamiento del material.

Jaime *et al.* (1981) realizó pruebas penetración estándar para obtener muestras del estrato de arena gris, las cuales fueron sometidas a pruebas de laboratorio.

Los datos que se utilizaran para la alimentación de los códigos de programación, fueron obtenidos mediante pruebas de triaxiales cíclicas realizadas por Jaime *et al.* (1981); los resultados obtenidos de las pruebas se muestran en la Tabla 11.

Tabla 11 Resultados de pruebas triaxiales cíclicas (Jaime *et al*, 1981)

Probeta N°	D_r %	N_l	$\sigma_{dc}/2\sigma_c$
P1	88	212	0.173
P2	68	30	0.172
P3	68	197	0.136
P4	56	35	0.135
P5	62	1	0.298
P6	68	17	0.156

Los resultados mostrados a la Tabla 11, corresponden a probetas formadas por el método de pluviación. Las características de la arena utilizada en las probetas para las pruebas triaxiales se muestran en la Tabla 12.

Tabla 12 Características de la arena utilizada en las pruebas triaxiales cíclicas (Jaime *et al*, 1981)

Característica	N_l
Tamaño de grano.	$0.1<D_{50}<0.5$mm $2.43<Cu<3.92$ (coeficiente de uniformidad)
Contenido de finos.	Menor al 15%
Forma de grano	Angular
Minerales	Cuarzo (50%), feldespatos (25%), ferros magnesianos (10%), fragmentos de roca (7%), mica (3%), conchas (5%)
Relación de vacíos máxima	1.02
Relación de vacíos mínima.	0.68
Densidad de sólidos.	2.69

Para el análisis es necesario conocer el comportamiento de las muestras de suelo en los ensayes triaxiales. En la fig. 8.9 se muestran los resultados del comportamiento de la arena gris encontrada en la zona 1 y 2, corregidos a las condiciones de campo, de acuerdo con lo descrito en el sub-capítulo 6.3.

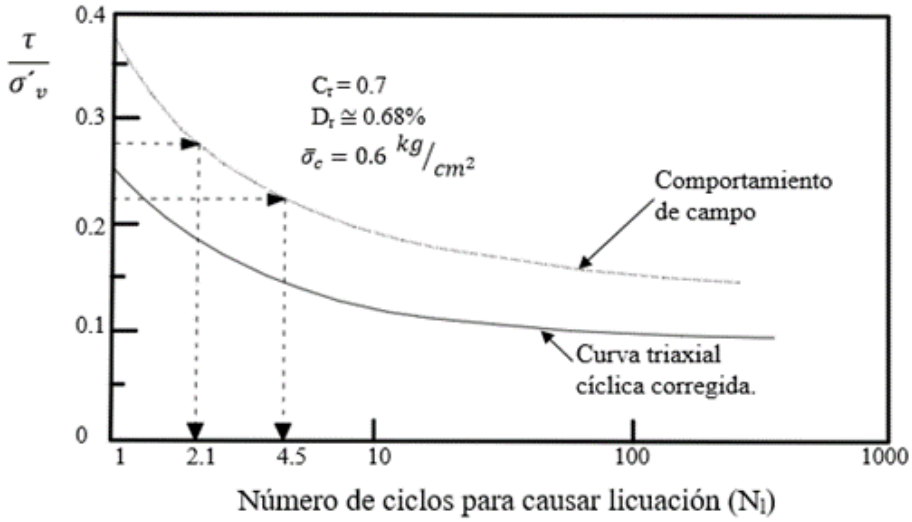


Figura 8.9 Comportamiento de la arena en ensaye triaxial cíclico (Jaime *et al*, 1981)

Para una mejor interpretación de los datos de la fig. 8.8, las Tablas 13 y 14 contienen la permeabilidad obtenida de pruebas Lefranc, el módulo de compresibilidad, la relación de esfuerzos cíclicos (CSR) y el número de ciclos necesarios para la licuación, estos dos últimos obtenidos de las pruebas triaxiales cíclicas.

Tabla 13 Características de los suelos para el análisis de la zona 1 (Jaime *et al*, 1981)

|Elevación relativa (m)	Permeabilidad (k), en m/s	Módulo de compresibilidad (m_v), en m^2/ton	CSR	Numero de ciclos para la licuación (N_l)
0-3.15	0.000811	0.001	0.19	1000
3.15-3.85	0.0000018	0.01	0.19	1000
3.85-7.25	0.0000643	0.00076	0.223	4.5
7.25-13.25	0.000811	0.001	0.271	1000

Tabla 14 Características de los suelos para el análisis de la zona 2 (Jaime *et al*, 1981)

Elevación relativa (m)	Permeabilidad (k), en m/s	Módulo de compresibilidad (m_v), en m^2/ton	CSR	Numero de ciclos para la licuación (N_l)
0-0.75	0.000811	0.001	0.19	1000
0.75-1.45	0.0000019	0.01	0.19	1000
1.45-4.85	0.0000643	0.00076	0.274	2.1
4.85-10.85	0.000811	0.001	0.330	1000

8.6 Planteamiento del problema

El desarrollo de las computadoras llevó a elaboración de nuevos métodos de análisis, los cuales proporcionan resultados de manera más rápida que los métodos analíticos, ya que se resuelven operaciones numéricas de gran tamaño en un tiempo más corto.

Una de las herramientas numéricas más utilizadas en la actualidad, es el elemento finito (MEF), que ha resultado un instrumento muy eficiente en la rama de la ingeniería.

El método de elementos finitos consiste en la reproducción aproximada de problemas presentados en la naturaleza, mediante la discretizacion de un medio continuo que representa la geometría del problema. La discretizacion se realiza mediante pequeños elementos o regiones. Los elementos que conforman el medio están conectados entre sí por nodos; con base en esto, cada elemento será resuelto de manera individual, solucionando cada elemento de acuerdo con el análisis solicitado y finalmente la combinación de los resultados obtenidos por cada elemento.

En este trabajo se analiza el fenómeno de licuación ocurrido en la isla de Enmedio mediante el apoyo de herramientas numéricas computacionales y con base en los datos mencionados anteriormente. Las dos herramientas utilizadas para el análisis es el código de programación GADFLEA, el cual fue recuperado y reprogramado y QUAKE/W el paquete de programas de Geostudio 2018, ambos basados en la teoría de elementos finitos.

Con base en los resultados obtenidos, se realizó un análisis de disipación de presión de poro mediante columnas de grava, mediante el programa de elementos finitos LARF (Liquefaction Analysis of Radial Flow)

En los anexos A y B se describe el procedimiento, la introducción de datos y la interpretación de resultados de los códigos de programación GADFLEA y LARF.

8.7 Análisis con métodos simplificados

El análisis simplificado se basa en la obtención de la relación de esfuerzos cíclicos (CSR) y compararlo con la resistencia cíclica (CRR) obtenida por los métodos de SPT, CPT o velocidad de onda de cortante. Para este caso se realizó un análisis simplificado utilizando los datos obtenidos de pruebas SPT y aplicando la teoría Seed (1975) para el cálculo del CSR y se compara con distintos métodos para la obtención de la resistencia cíclica.

En la Tabla 15 se muestra el registro estadístico realizado en la isla de En medio, en el cual se registró el número de golpes mínimo, medio y máximo obtenidos de pruebas de penetración estándar realizadas en ambas zonas; además se anexo la desviación estándar y el coeficiente de variación (COV) de cada dato, Tabla 15.

Tabla 15 Resultados de prueba SPT en la Zona 1 y Zona 2 (Jaime et. al., (1980)

Valor estadístico	***Estrato de arena zona 1***	***Estrato de arena zona 2***
Número de golpes $_{min}$	12	10
Desviación estándar $_{min}$	5.58	3.92
COV $_{min}$	0.45	0.38
Número de golpes $_{prom}$	20	16
Desviación estándar $_{prom}$	5.16	3.95
COV $_{prom}$	0.26	0.25
Número de golpes $_{max}$	27	21
Desviación estándar $_{max}$	8.29	4.98
COV $_{max}$	0.3	0.24

En la Tabla 16 se observa el cálculo de los esfuerzos cíclicos, CSR, con base en los datos del suelo, con el cual se realiza el cálculo del factor de seguridad.

Tabla 16 Cálculo de esfuerzos cíclicos inducidos en la capa de arena gris.

Calculo de la relación de esfuerzos cíclicos (CSR)		
Datos	**Zona 1**	**Zona 2**
a_{max} (g)	0.3	0.3
Esfuerzo total (kg/cm^2)	1.04	0.63
Esfuerzo efectivo (kg/cm^2)	0.803	0.405
r_d	0.955	0.974
CSR	**0.241**	**0.295**

La corrección por energía se realizó con la ecuación 5.13 de Skempton (1986) donde se consideró lo siguiente, de acuerdo con la Tabla 5:

- Corrección por energía η_1
  - Dispositivo automático $\eta_1=90/60=1.5$
- Corrección por barras η_2
  - Barras con longitud de 3.05 m, $\eta_2=0.75$
- Corrección del muestreador η_3
  - Muestreador con forro $\eta_3=0.8$
- Corrección por diámetro de perforación. η_4
  - Perforación entre 60 y 120 mm, $\eta_4=1$

Los resultados de la corrección se observan en la Tabla 17.

Tabla 17 Corrección de número de golpes por energía.

Corrección por energía		
Datos	**Zona 1**	**Zona 2**
Factor de martillo (η_1)	1.5	1.5
Factor de barras (η_2)	0.75	0.75
Factor de muestreador (η_3)	0.8	0.8
Factor de perforación (η_4)	1	1
N_{60min}	11	9
N_{60prom}	18	14
N_{60max}	24	19

Para la corrección por esfuerzos efectivos se utilizó la ecuación 5.15 de Liao y Whitman (1986); los resultados se muestran en la Tabla 18.

Tabla 18 Corrección de número de golpes por esfuerzos efectivos.

Corrección por esfuerzos efectivos		
Datos	**Zona 1**	**Zona 2**
Esfuerzo efectivo (kg/cm^2)	0.8	0.4
C_N	1.118	1.581
$(N_1)_{60min}$	12	14
$(N_1)_{60prom}$	20	23
$(N_1)_{60max}$	27	30

Para la corrección del contenido de finos se utilizó la teoría de Idriss, ecuación 5.16, así como la teoría de Idriss y Boulanger (2004), ecuación 5.17, con el propósito de compararlas y observar cómo influye el contenido de finos en el número de golpes. Los resultados se pueden observar en las Tablas 19 y 20.

Se puede observar que la corrección por finos solo aumenta un golpe al número de golpes corregido por energía y esfuerzos efectivos; esto dependerá de la cantidad de finos que posea la muestra. Sin embargo, esta corrección podría considerarse innecesaria. Por otro lado, ambas teorías dan los mismos resultados hasta contenidos de finos del 25 %, por lo que para fines prácticos se puede utilizar cualquiera de las expresiones y para contenidos de finos menores o iguales al 10% la corrección resulta insignificante.

Tabla 19 Corrección por finos, teoría de Idriss y Seed.

Corrección por finos		
Idriss		
Datos	***Zona 1***	***Zona 2***
Contenido de finos (%)	10	10
α	0.869	0.869
β	1.022	1.022
$(N_1)_{60CS\text{-}min}$	13	15
$(N_1)_{60CS\text{-}prom}$	21	24
$(N_1)_{60CS\text{-}max}$	*29*	*31*

Tabla 20 Corrección por finos, teoría de Idriss y Boulanger.

Corrección por finos.		
Idriss y Boulanger		
Datos	***Zona 1***	***Zona 2***
Contenido de finos (%)	10	10
$\Delta(N_1)_{60}$	1.1	1.1
$(N_1)_{60CS\text{-}min}$	13	15
$(N_1)_{60CS\text{-}prom}$	21	24
$(N_1)_{60CS\text{-}max}$	*28*	*31*

Para el cálculo de la resistencia cíclica (CRR) se aplicaron las teorías de Youd e Idriss (1997), Universidad de Texas (1998), Juang y Cheng (1999) e Idriss y Boulanger (2004). Los resultados se muestran en la Tabla 21.

Tabla 21 Cálculo de resistencia cíclica.

Cálculo de la resistencia cíclica (CRR)		
Teoría	**Zona 1**	**Zona 2**
Youd e Idriss (1997)	0.228	0.258
Universidad de Texas (1998)	0.234	0.276
Juang y Cheng (1999)	0.357	0.417
Idriss y Boulanger (2004)	0.225	0.245

La comparación entre los esfuerzos cíclicos (CSR) presentados en la Tabla 16, y la resistencia cíclica (CRR) presentados en la Tabla 21, proporciona un factor de seguridad con el cual puede concluirse si un estrato de arena en licuable.

En la Tabla 22 se muestran los factores de seguridad obtenidos con las cuatro teorías mencionadas.

Tabla 22 Cálculo del factor de seguridad.

Cálculo del factor de seguridad (Fs)		
Teoría	***Zona 1***	***Zona 2***
Youd e Idriss (1997)	0.95	0.87
Universidad de Texas (1998)	0.97	0.93
Juang y Cheng (1999)	1.48	1.41
Idriss y Boulanger (2004)	0.97	0.93

Se puede observar que las expresiones de Youd e Idriss (1997) y la de Idriss y Boulanger (2004) proporcionan factores de seguridad bajos, lo cual confirma la licuación del suelo en la isla de Enmedio. Por otro lado, el factor de seguridad obtenido con la expresión desarrollada por la Universidad de Texas es de 0.97 y 0.93 para la zona 1 y 2; sin embargo, con esos factores se corre un riesgo alto de licuación, por tanto, el estrato de arena gris se sigue considerando licuable para ambas zonas.

Por último, la teoría de Juang y Cheng arroja un factor de seguridad para el cual es poco probable que el suelo sufra licuación; por lo tanto, se puede concluir que la hipótesis de Juang y Cheng resulta poco aplicable para el caso en estudio.

En las figuras 8.10 y 8.11 se observa la distribución de los esfuerzos cíclicos inducidos por el sismo y la resistencia cíclica calculada para la zona 1 y zona 2 respectivamente.

Se puede observar que el estrato de arena gris presenta una resistencia a los esfuerzos cíclicos menor a los aplicados por el sismo utilizando la teoría de Idriss y Boulanger, mientras que para la teoría de Juang la resistencia es mucho mayor a los esfuerzos provocados por el sismo; esto se observa para ambas zonas.

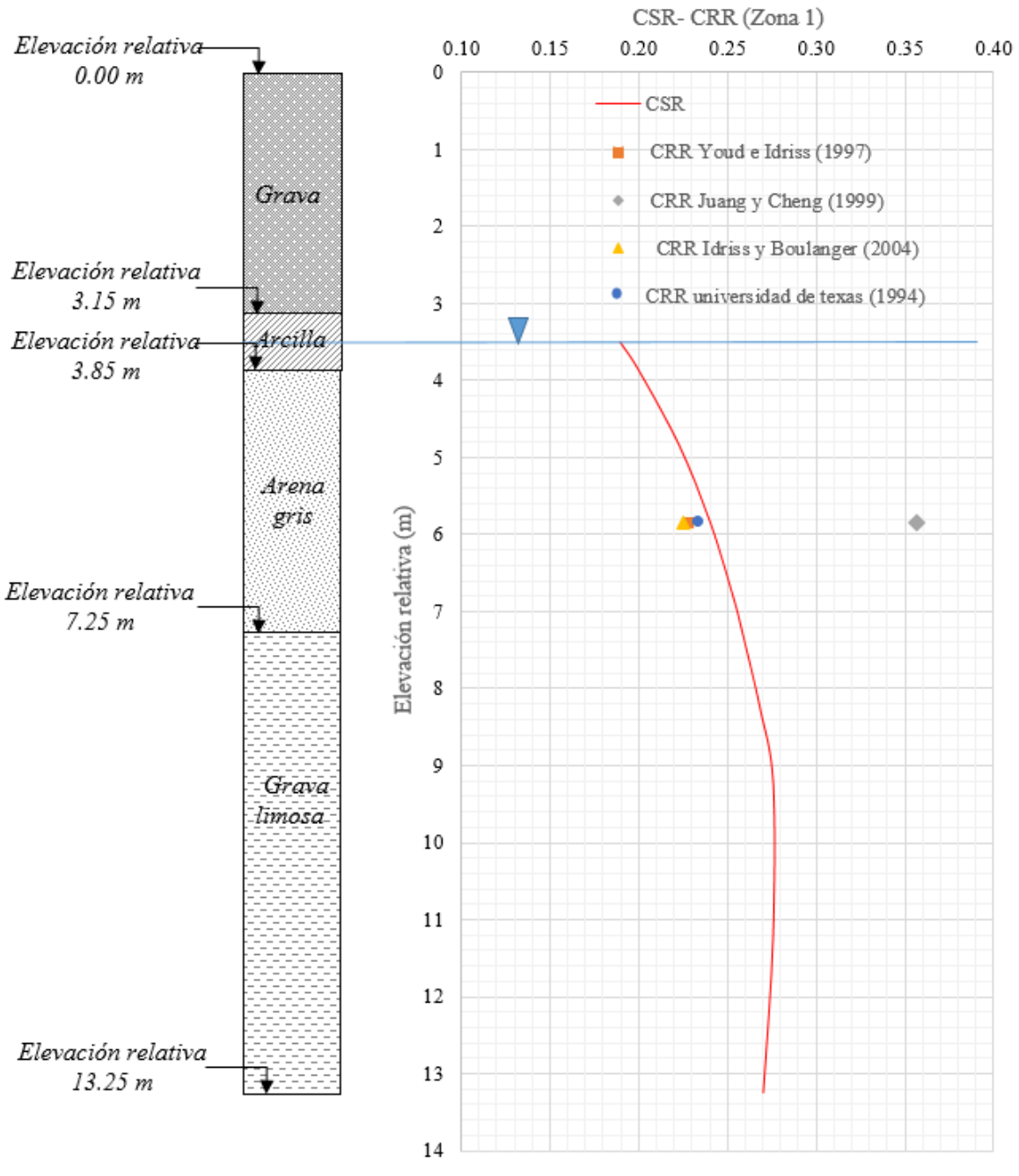


Figura 8.10 Comparación de los esfuerzos cíclicos provocados por el sismo y la resistencia cíclica en la zona 1.

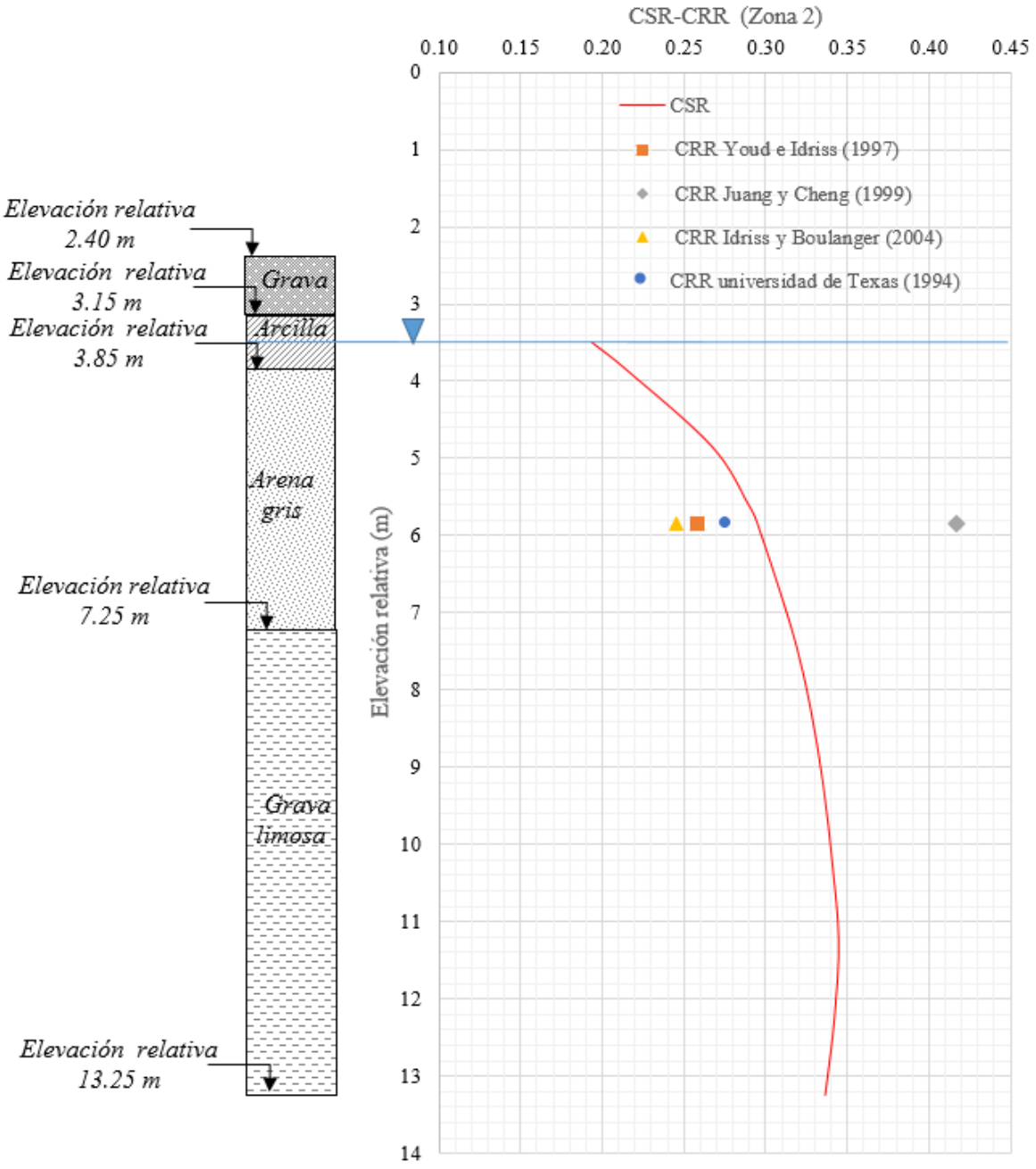


Figura 8.11 Comparación de los esfuerzos cíclicos provocados por el sismo y la resistencia cíclica en la zona 2.

Otra de las formas de evaluar la susceptibilidad de un estrato es mediante métodos gráficos basados en la compacidad relativa y el número de golpes corregido, fig. 8.12, y mediante la relación entre los esfuerzos cíclicos y el número de golpes corregido, fig. 8.13. En este caso se graficó con respecto al número de golpes corregido por energía y esfuerzos efectivos, debido a que la presencia de finos no afectó de manera significativa el número de golpes.

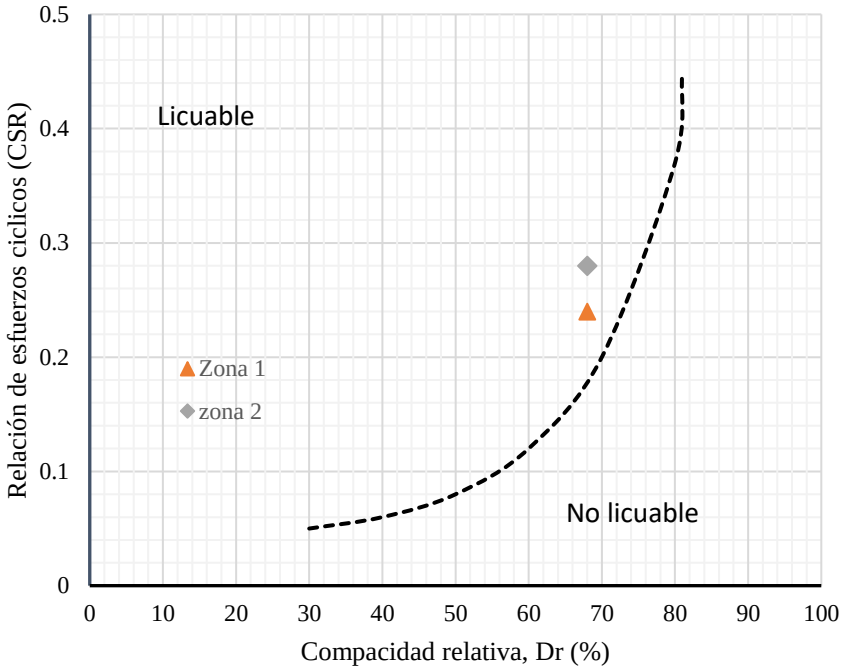


Figura 8.12 Comparación entre la compacidad relativa y el esfuerzo cíclico para la zona 1 y zona 2 (Robertson y Campanella, 1985).

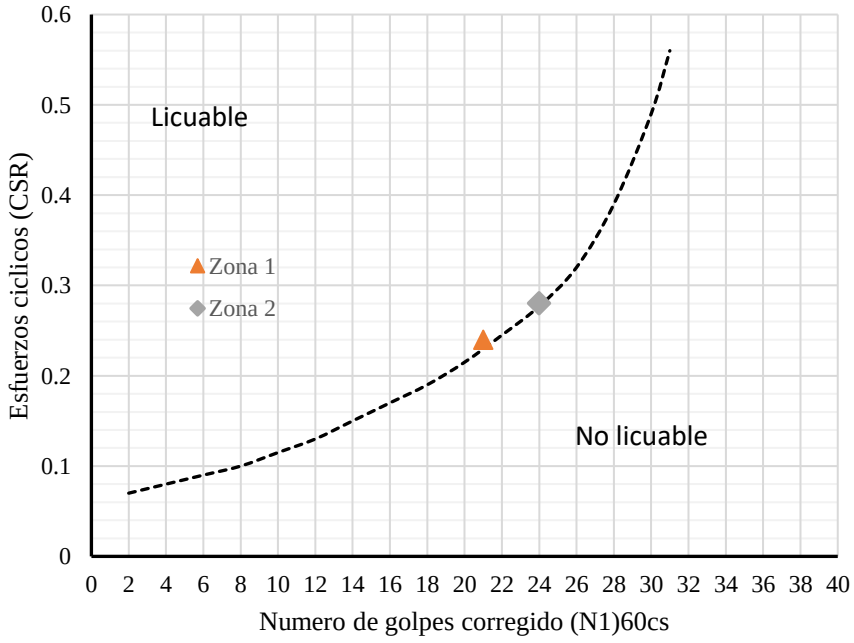


Figura 8.13 Comparación entre el número de golpes y el esfuerzo cíclico para la zona 1 y zona 2 (Idriss y Boulanger, 2004).

8.8 Análisis numérico mediante GADFLEA

Durante un evento sísmico se pueden presentar aumentos en la presión de poro debido al esfuerzo cíclico al que se encuentra sometido el suelo. El exceso de presión de poro generado durante los eventos cíclicos puede ser utilizado para predecir el potencial de licuación de un estrato de suelo (Seed *et al*, 1976).

GADFLEA es un código de programación utilizado para calcular los excesos de presión de poro ocasionados durante una actividad sísmica, con el propósito de predecir el fenómeno de licuación. El programa fue desarrollado por Booker, Rahman y Seed en 1976, el cual se realizó en lenguaje Fortran y se basa en el cálculo de la relación de la presión de poro utilizando la ecuación 6.3.

El programa se alimentó con los datos mostrados en las Tablas 13 y 14.

Para trabajar con elemento finito el problema se debe discretizar en elementos, los cuales estarán compuestos por una serie de nodos, fig. 8.14. La discretizacion en GADFLEA se realiza en forma de cuadriláteros.

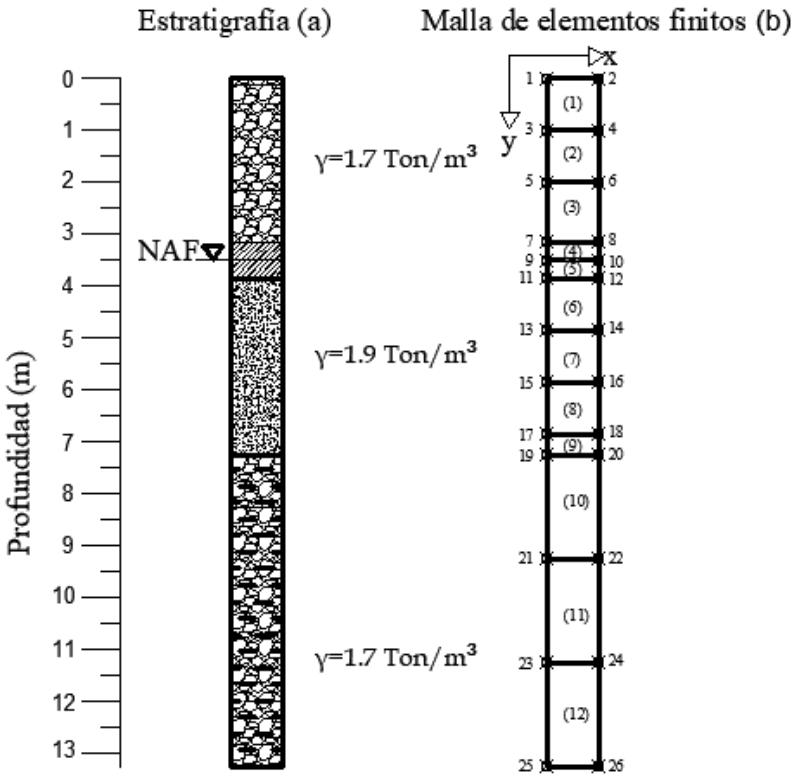


Figura 8.14 Estratigrafía zona 1 (a) y malla de elementos finitos correspondiente a la zona 1 (b)

La discretización de la malla dependerá de la estratigrafía del suelo. Se observa en la fig. 8.13b elementos de mayor dimensión que otros. Esto se debe a la colocación de nodos en los cambios de estrato, así como a la profundidad donde se encuentra el nivel freático. El

procedimiento detallado, las instrucciones que se deben de seguir para realizar el análisis, así como la introducción de los datos y su interpretación se describen en el Anexo A.

El resultado que se obtiene mediante el análisis es la relación de la presión de poro, r_u, mostrada en la ecuación 6.10. Los nodos donde la relación de presión de poro alcanza valores de 0.98 a 1.0 significa que el suelo se ha licuado, ver anexo A.

Cada uno de los incrementos de presión de poro se deberá sumar a la presión de poro inicial, con el propósito de observar la distribución de la presión de poro y compararla con la distribución de los esfuerzos totales. En la fig. 8.15, se muestra el diagrama de la distribución de presión de poro para diferentes intervalos de tiempo, se puede observar que en el estrato de arena localizado entre 3.85 y 7.25 m, la presión de poro alcanza a los esfuerzos totales anulando los esfuerzos efectico y la resistencia al corte, por lo que se produce el fenómeno de licuación.

En la zona 1 alcanza la licuación en 14 segundos, fig. 8.15, mientras que la zona 2 lo hace en 6 segundos, fig. 8.16. Esto es debido al incremento del esfuerzo de confinamiento producido por el relleno en la zona 1.

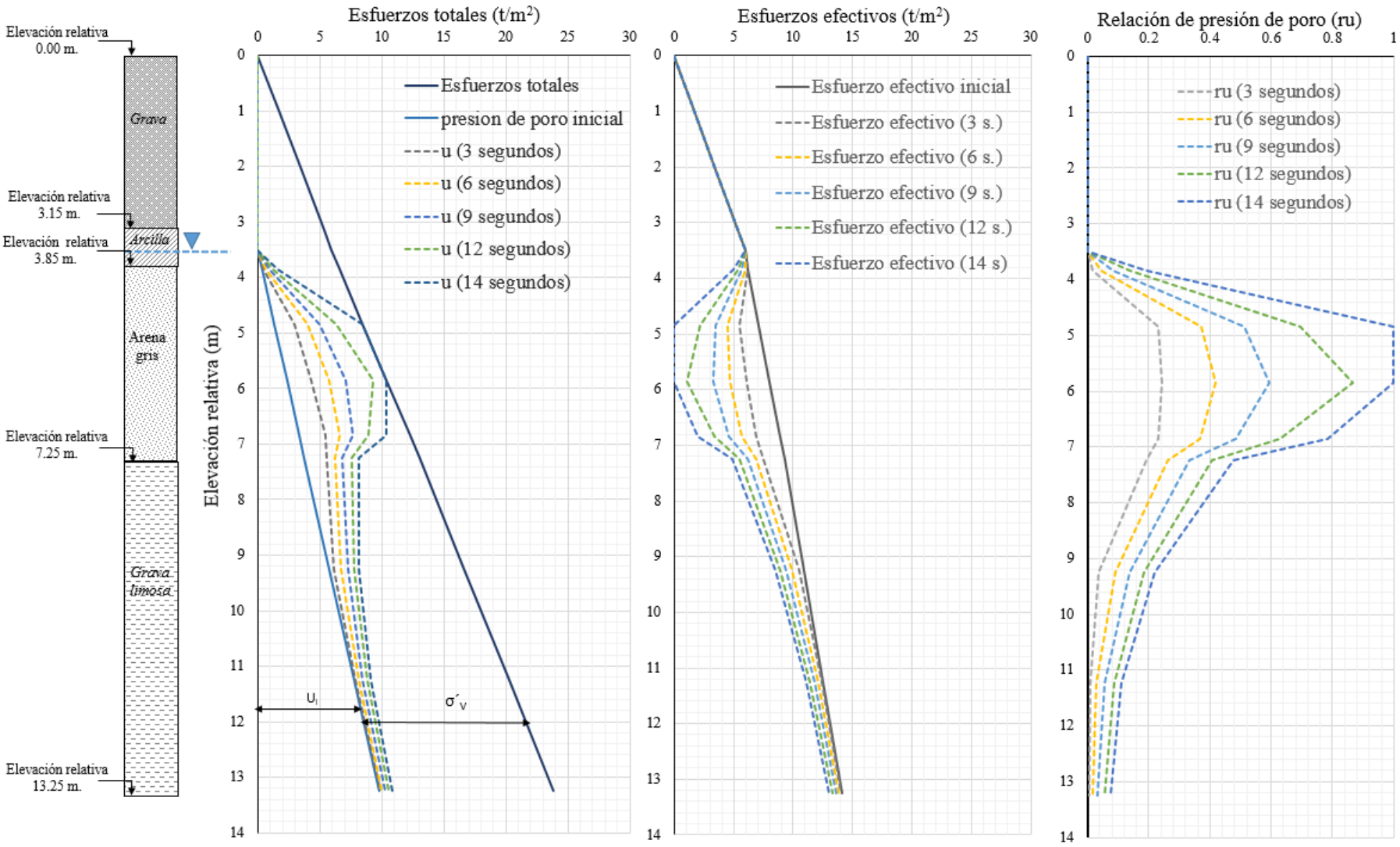


Figura 8.15 Distribución del exceso de presión de poro zona 1.

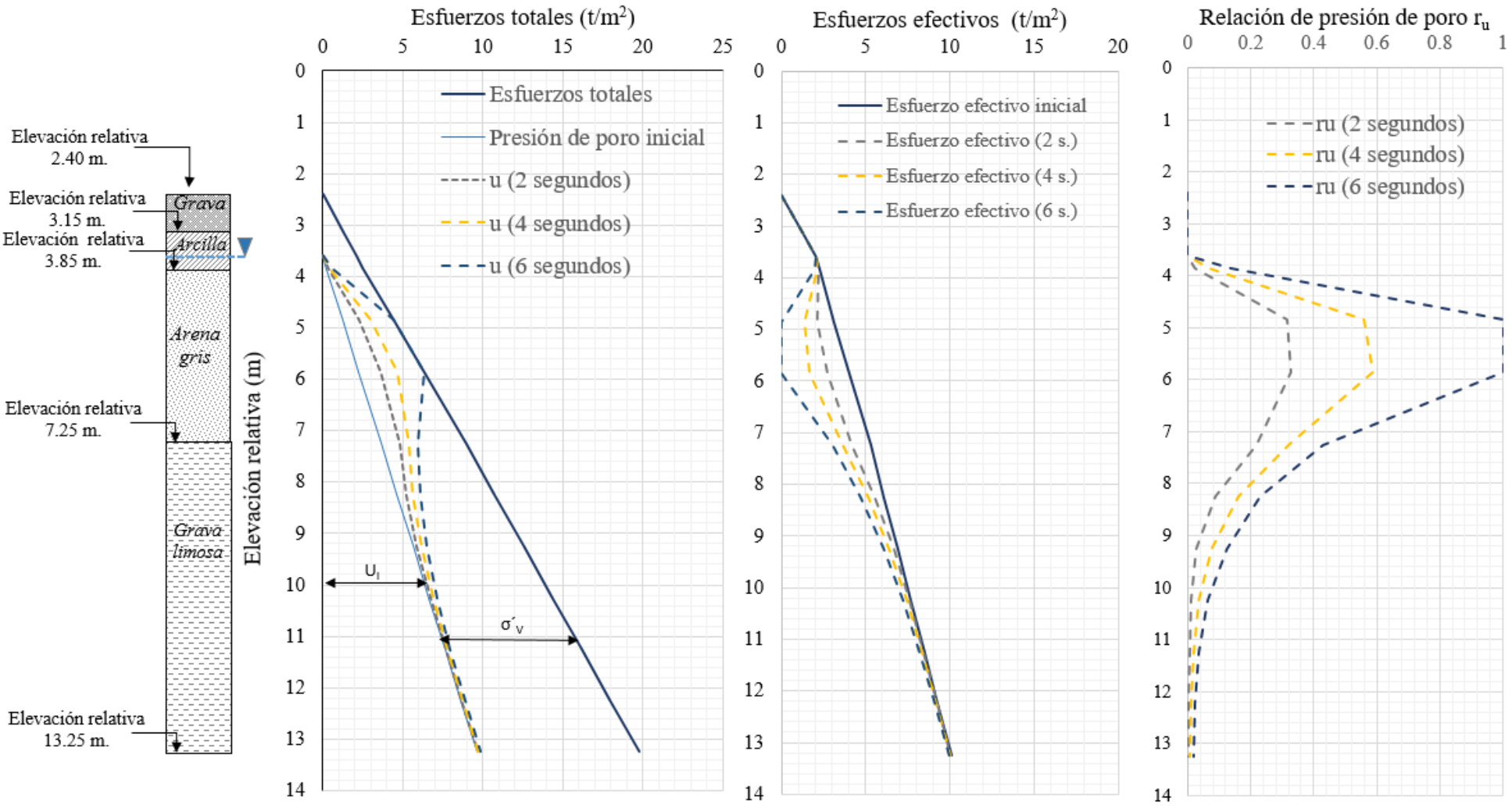


Figura 8.16 Distribución del exceso de presión de poro para la zona 2.

8.9 Análisis de licuación mediante QUAKE/W

Con el propósito de realizar una comparación entre los resultados obtenidos con GADFLEA, se elaboró un análisis de generación de presión de poro mediante el programa QUAKE/W de Geoslope 2018. El modelo utilizado en QUAKE/W es el equivalente lineal, el cual se utilizó únicamente para el cálculo de las presiones de poro generadas durante el sismo. Martin y Finn no fue utilizado debido a que no se cuenta con los parámetros que requiere el software.

El análisis de generación de presión de poro en QUAKE/W consiste en lo siguiente:

- Un análisis estático con el cual se obtendrán el estado de esfuerzos inicial, así como presiones de poro en condiciones estáticas. En este análisis se deberá definir el peso volumétrico y el nivel de aguas freáticas.
- Un análisis dinámico, con el cual se obtendrán las presiones de poro generadas por el sismo.

El análisis dinámico se realizará mediante las aceleraciones producidas por el sismo, por lo tanto, es necesario ingresar el registro tiempo historia del acelerograma de la fig. 8.5. la estratigrafía y la malla de elementos finitos generada en QUAKE/W se observa en la figura 8.17.

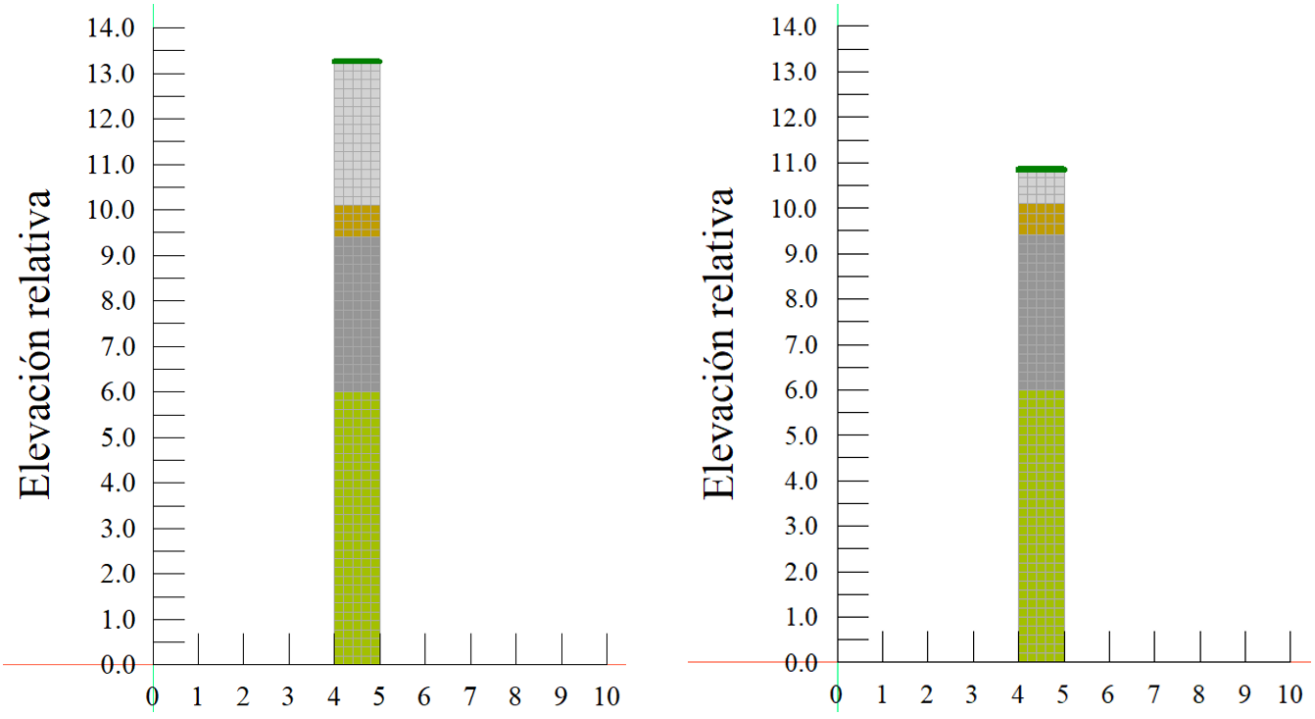


Figura 8.17 Estratigrafía y malla de elementos finitos en QUAKE/W.

Las curvas de degradación del módulo G y el coeficiente de amortiguamiento λ para el estrato de arena gris se muestran en la fig. 8.18.

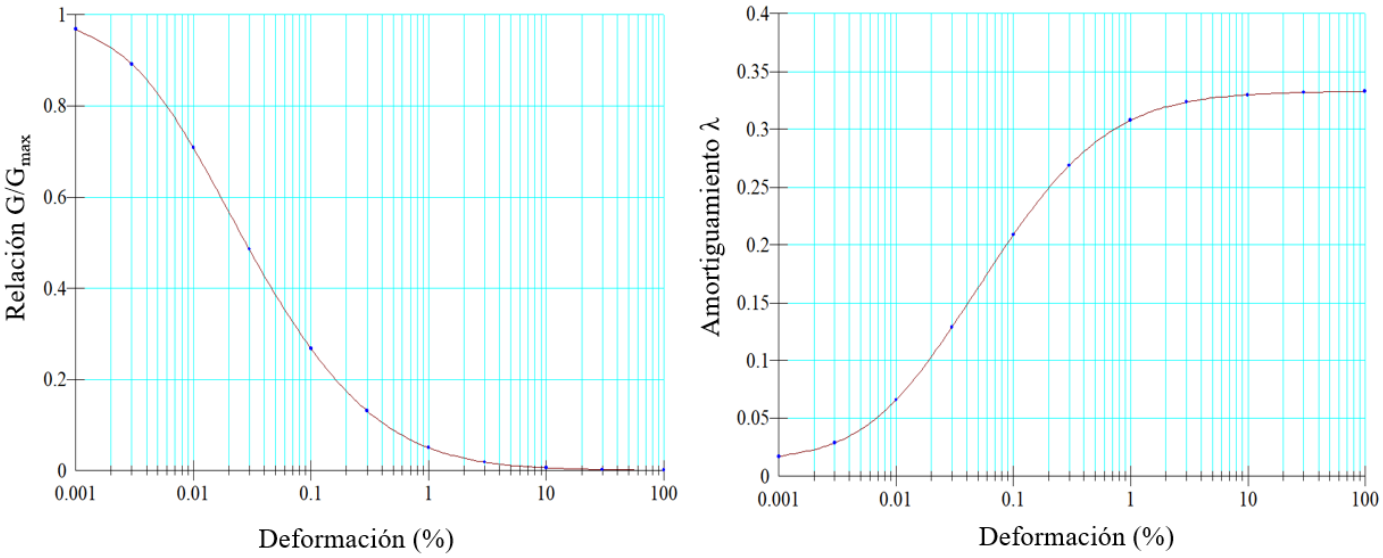


Figura 8.18 Curvas de degradación de Gmax y λ para el estrato de arena gris en la zona 1.

La generación de presión de poro en el análisis lineal equivalente de QUAKE/W depende de los datos obtenidos en laboratorio, donde se relaciona el esfuerzo cortante normalizado con el esfuerzo efectivo vertical inicial (CSR) y el número de golpes necesarios para causar la licuación (N_l), fig. 8.19. De acuerdo con la fig. 8.19 los ciclos necesarios para causar la licuación son 4.5, lo que corresponde a un esfuerzo cíclico (CSR) de 0.223. Estos datos se toman como el límite para que el suelo se licue.

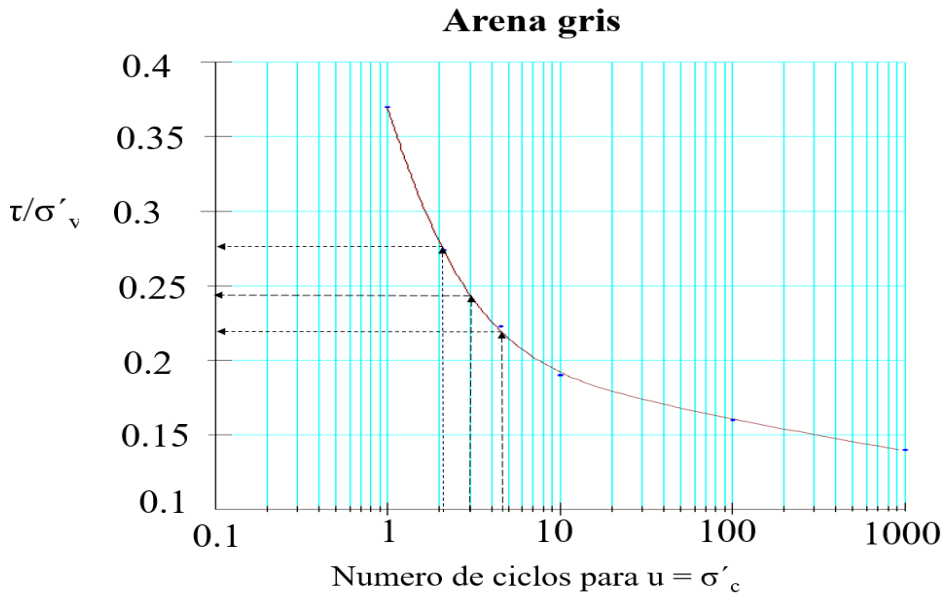


Figura 8.19 Relación entre el número de golpes necesarios para causar la licuación y la relación de esfuerzos cíclicos (CSR).

Las aceleraciones sísmicas provocarán esfuerzos cíclicos (CSR), los cuales se ingresan a la gráfica de la fig. 8.18 obteniendo el número de ciclos necesarios para causar la licuación en el suelo. Se observa en la fig. 8.18, que para un CSR de 0.24 se necesitan 3 ciclos para alcanzar la licuación; esto da una relación de número de ciclos de $N/N_l = 0.666$. Si se ingresan este dato en la gráfica de la fig. 8.20 se obtendrá una relación de presión de poro (r_u) igual a 0.55. El procedimiento se repite obteniendo como resultado las variaciones de la presión de poro en función del tiempo.

Para la interpretación de los resultados, r_u debe ser transformado a incrementos de presión de poro Δu, en QUAKE/W. La conversión de realiza de la siguiente manera:

$$\Delta u = r_u * \sigma'_3 \qquad (8.1)$$

Donde σ'_3 es el esfuerzo de confinamiento efectivo. Este esfuerzo horizontal debe ser transformado a esfuerzos verticales efectivos; dicha conversión se realiza con el coeficiente de tierras en reposo (K_0).

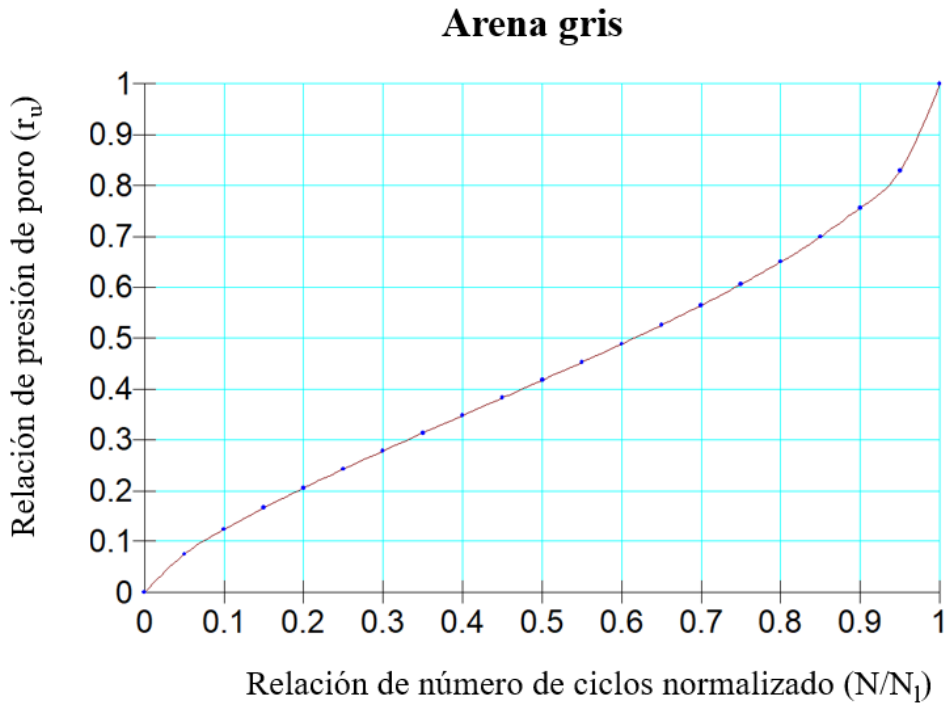


Figura 8.20 Curva de relación de presión de poro vs. Número de ciclos normalizado.

El tiempo necesario para que ocurra la licuación en el estrato de arena gris de la zona 1 es entre 13 y 14 segundos, fig. 8.21, mientras que para la zona 2 el tiempo es entre 9 y 11 segundos, fig. 8.22. La zona 1 presenta licuación en un tiempo mayor a la zona 2, esto se debe a que el estrato de arena en la zona 1 se encuentra más confinado debido al relleno de 2.4 m que fue colocado en la zona.

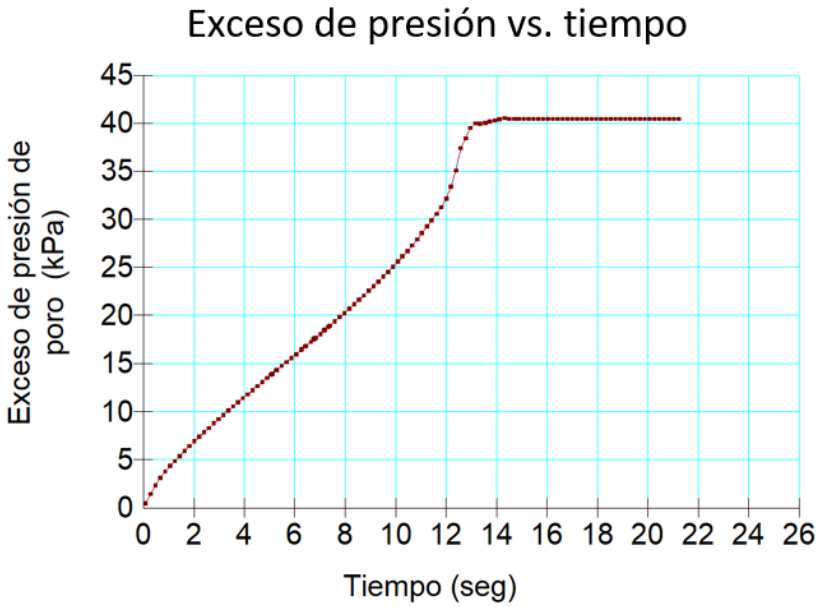


Figura 8.21 Excesos de presión de poro vs. Tiempo para la zona 1.

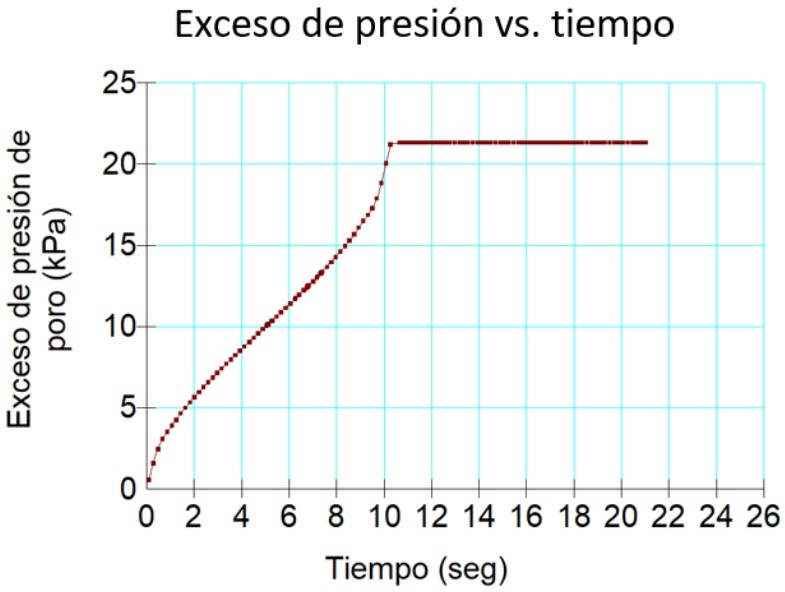


Figura 8.22 Excesos de presión de poro vs. Tiempo para zona 2.

En las figuras 8.23 y 8.24 se muestran los resultados obtenidos en términos de esfuerzos efectivos para la zona y la zona 2 respectivamente.

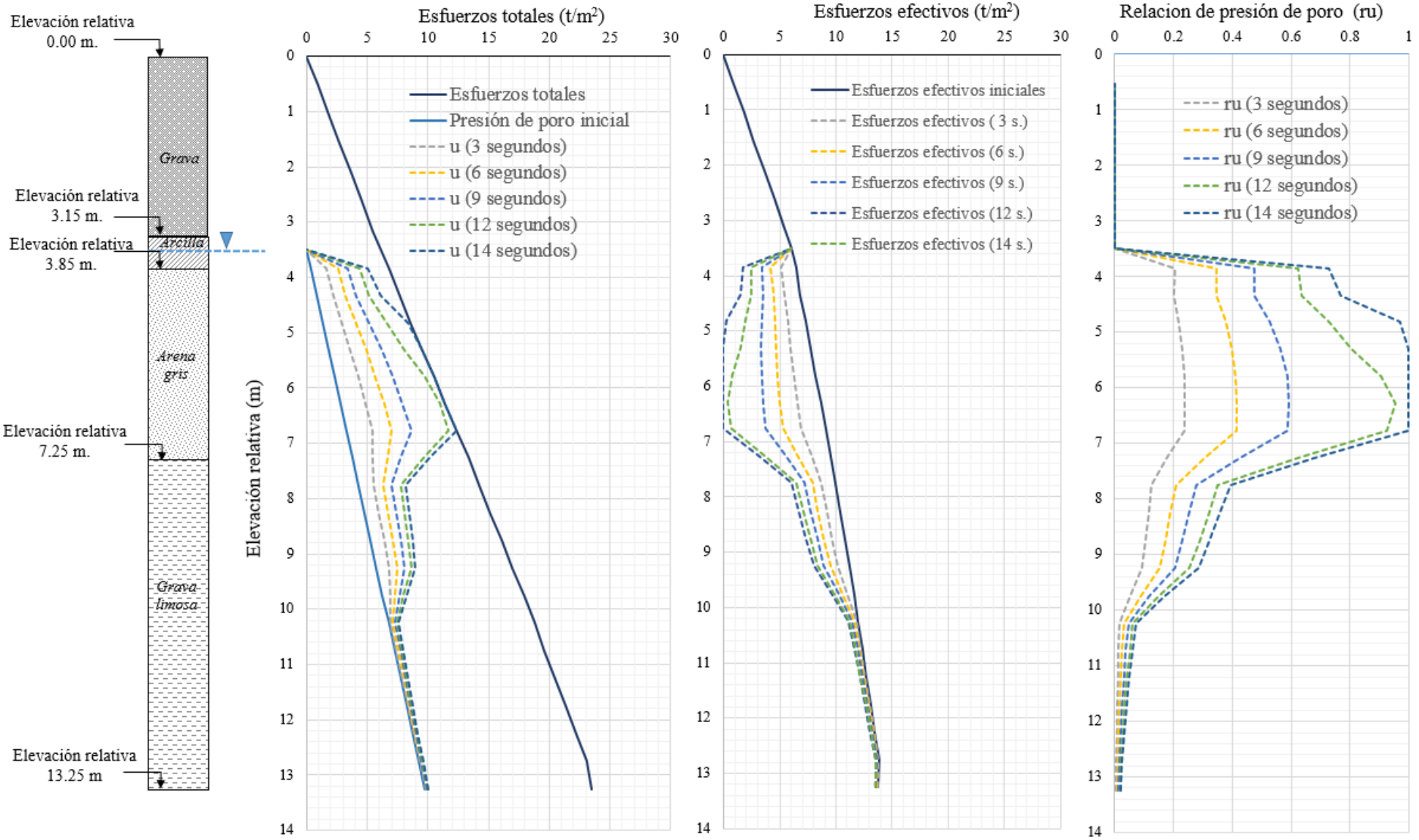


Figura 8.23 Distribución de presión de poro para la zona 1 (QUAKE/W).

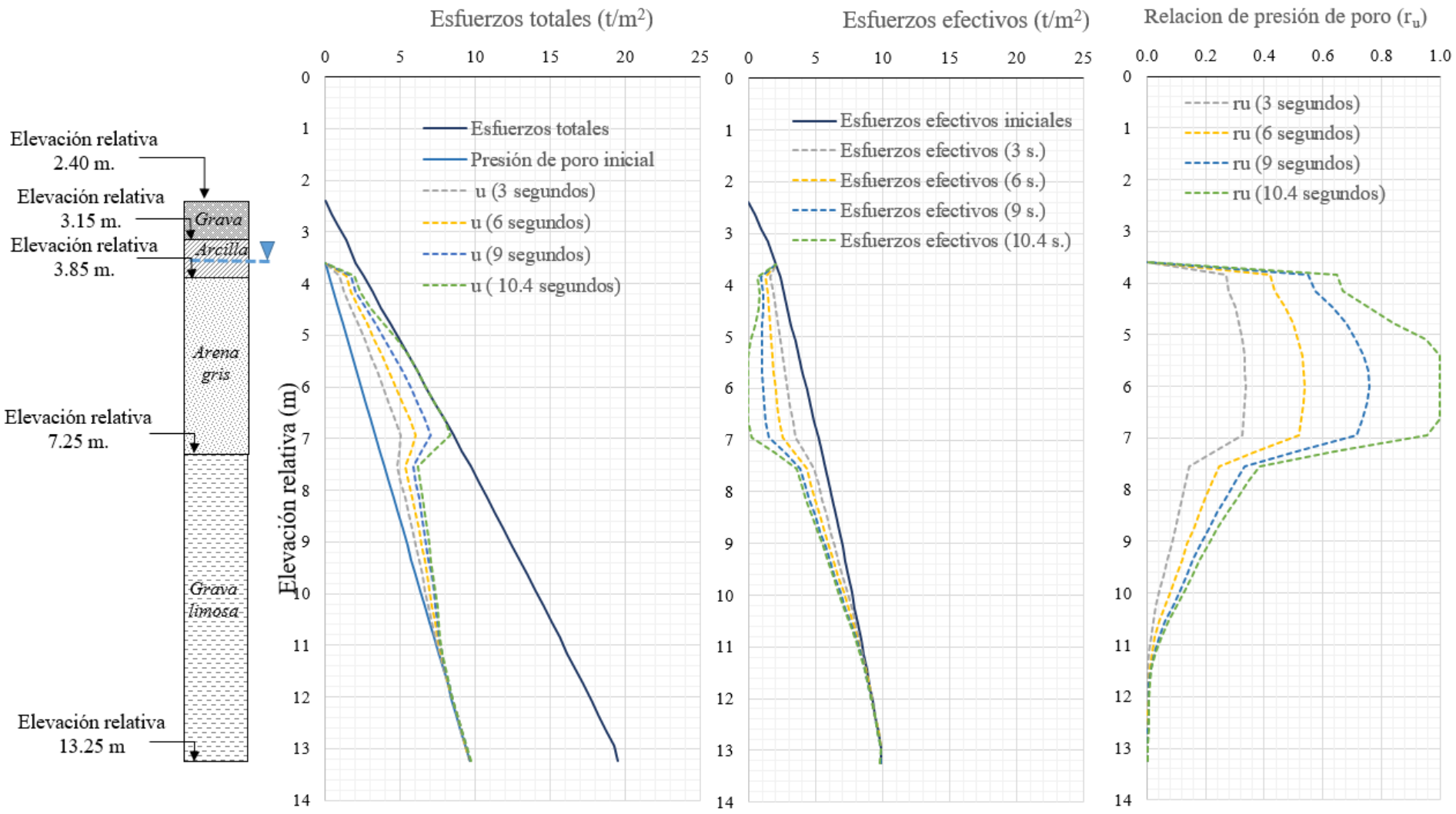


Figura 8.24 Distribución de presión de poro para la zona 2 (QUAKE/W).

8.10 Disipación de presión de poro mediante columnas de grava

Seed y Booker (1977) proponen el uso de columnas de grava para disipar la presión de poro generada durante un sismo. Con base en los resultados de generación de presión de poro, obtenidos con GADFLEA y QUAKE/W, se elaboró un análisis de disipación mediante columnas de grava. El análisis se realizó con el código de programación LARF (Liquefaction analysis of radial flow); los detalles del programa se describen en el anexo B.

Para estudiar el efecto de los drenes en el estrato licuable, se hace uso de la ecuación 6.3 en términos de coordenadas radiales. De esta manera la ecuación 1 queda como (Seed y Booker, 1997):

$$\left(\frac{\partial u}{\partial t}-\frac{\partial u_g}{\partial N}\frac{N_{eq}}{t_d}\right)=\left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2}+\frac{1}{r}\frac{\partial u}{\partial r}\right)\left(\frac{k_x}{\gamma_w m_v}\right) \qquad (8.2)$$

Con el propósito de comparar la efectividad de las columnas de grava en función de su diámetro y el espaciado entre ellas, se analizó un diámetro de 0.3, 0.6 y 0.9 metros, espaciados a diversas distancias. El análisis se realizó para la zona media del estrato licuable. En la fig. 8.25 se muestra la disipación de la presión de poro en la zona 1 y 2 para drenes de diámetro de 0.3 m, en la fig. 8.26 para drenes de diámetro de 0.6 m y en la fig. 8.27 para drenes de diámetro de 0.9 m.

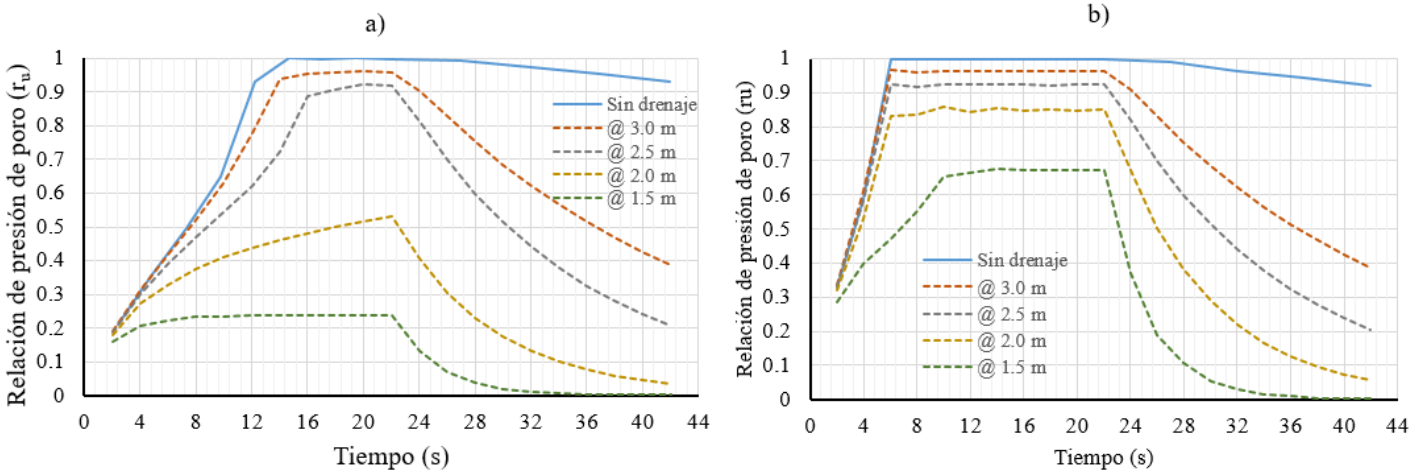


Figura 8.25 Disipación de presión de poro con drenes de 0.3 m de diámetro (a) zona 1 y (b) zona 2.

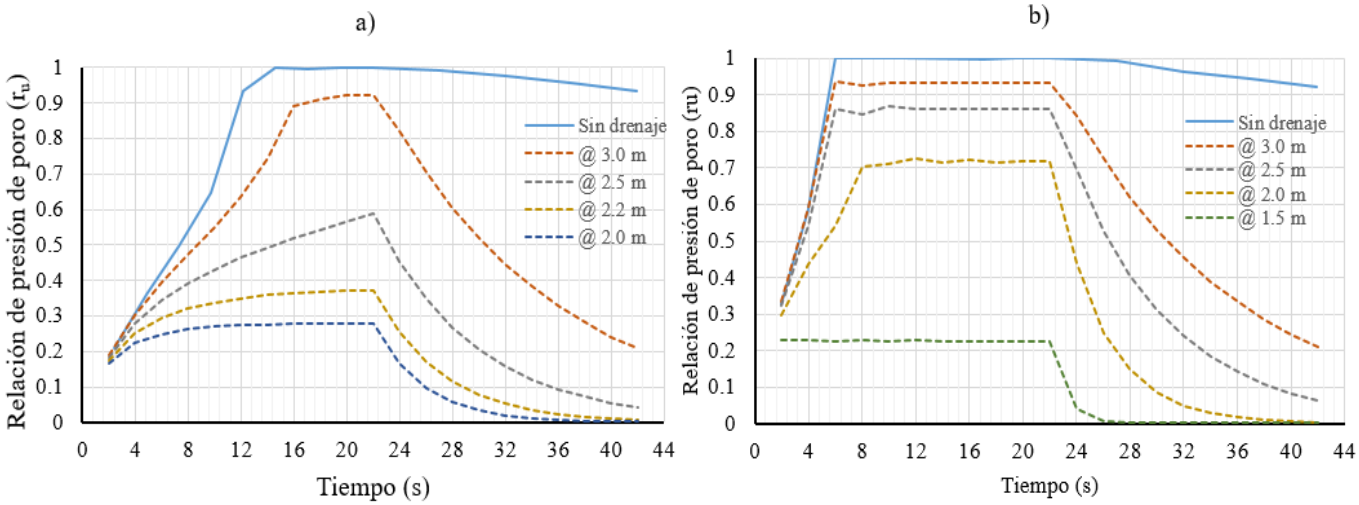


Figura 8.26 Disipación de presión de poro con drenes de 0.6 m de diámetro (a) zona 1 y (b) zona 2.

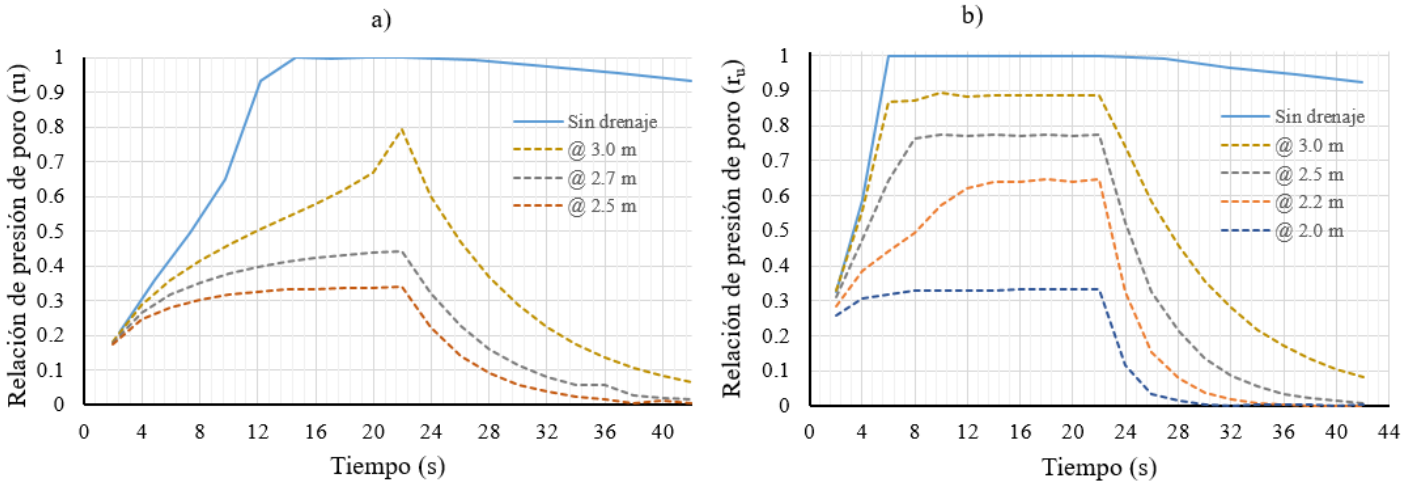


Figura 8.27 Disipación de presión de poro con drenes de 0.9 m de diámetro (a) zona 1 y (b) zona 2.

Se puede observar que, con la ausencia de drenaje, la disipación de la presión de poro generada por el sismo ocurre de forma muy lenta, debido a las condiciones de frontera en las que se encuentra el estrato de arena gris.

Se observa la influencia del esfuerzo de confinamiento en la efectividad de los drenes, ya que, con el mismo diámetro y separación, se generan presiones de poro mayores en la zona 2. Se requieren drenes muy cercanos y de un gran diámetro para disminuir el potencial de licuación en las zonas 1 y 2. Por tanto, se ve impráctica esta solución de drenes de grava para el caso analizado. Se recomienda el uso de los métodos de compactación dinámica y vibro-compactación.

9 *Conclusiones*

- El estudio de la mecánica del medio continuo proporciona una idea del comportamiento de los distintos materiales utilizados en la ingeniería, por esta razón, en cualquier problema de ingeniería es necesario el conocimiento de sus principios básicos.
- Es importante el conocimiento de las propiedades dinámicas de los suelos; éstas nos permiten conocer el comportamiento del suelo y el efecto de los sismos en el suelo. Por tanto, el método de obtención debe realizarse correctamente, de tal manera que se reproduzcan las condiciones de campo.
- El comportamiento contractivo y dilatante de los materiales granulares depende de las condiciones del material, del esfuerzo de confinamiento y de las condiciones de frontera en las que se encuentra el material.
- Los métodos simplificados proporcionan resultados razonables sin la necesidad de una gran cantidad de datos ni pruebas, además de mayor facilidad de aplicación. Por tanto, su uso es más recomendable que los numéricos.
- Los análisis probabilísticos permiten reducir la incertidumbre de los métodos simplificados. Debido a que el número de golpes puede variar en un mismo estrato, es recomendable realizar análisis de este tipo con el propósito de observar la probabilidad de falla por licuación de un estrato de arena.
- El número de ciclos significativo para caracterizar el efecto sísmico, proporciona buenos resultados. Es importante que la determinación del número de ciclos equivalentes se realice con criterio, ya que la forma gráfica propuesta por Seed en 1975 (fig. 6.6) proporciona demasiado margen de ciclos significativos.
- La selección del método de mejoramiento dependerá de las condiciones del sitio, así como, la importancia y las características de la obra. Entre los métodos más utilizados y recomendados no solo por su efectividad, sino también por su economía, son los métodos vibratorios y de compactación; sin embargo, se deben considerar las desventajas que tienen.
- Los resultados con métodos analíticos del caso historia presentado (figuras 8.10 y 8.11) muestran que el estrato de arena gris en ambas zonas es licuable. Las metodologías de Youd e Idriss y de Idriss y Boulanger proporcionan los mismos resultados, porque su aplicación resulta idéntica. Por otra parte, la metodología de Juang y Cheng no da los resultados esperados debido a que la resistencia cíclica resulta mayor a los esfuerzos cíclicos provocados por el sismo. Por tanto, se recomienda el uso de las expresiones de Youd e Idriss y de Idriss y Boulanger.
- Los análisis basados en la generación de presión de poro proporcionan resultados aceptables comparados con los métodos analíticos. Sin embargo, se debe considerar que los métodos numéricos, requieren de una mayor cantidad de información, de los cuales, algunos son obtenidos con pruebas de laboratorio y campo.
- En la zona 2 del caso tratado (figuras 8.16 y 8.24) se aprecia que los excesos de presión de poro en el estrato licuable igualan a los esfuerzos totales en un tiempo

menor que en la zona 1 (figuras 8.15 y 8.23). Esto se debe a que el estrato de arena en la zona 2 está sometido a menor esfuerzo de confinamiento, debido a la ausencia de relleno. Por otro lado, en la zona 1 se aprecia que el esfuerzo de confinamiento hace que el potencial de licuación sea menor, lo que indica la importancia del esfuerzo de confinamiento en la licuación de suelos, el cual es más importante que colocar drenes de grava.

- La eficiencia de las columnas de grava para aminorar el potencial de licuación es reducida. Para la zona 2 del caso tratado los diámetros de columnas requeridos son grandes (0.9 m) y el espaciamiento entre ellas pequeño (2.0 m), lo cual hace su uso impráctico; sin embargo, la efectividad estará en función de la rapidez en la que el exceso de agua es drenado o que tan susceptible es el suelo para licuarse.
- Se recomienda complementar los resultados numéricos de disipación de presión de poro con mediciones de campo, con el propósito de corroborar los resultados con el comportamiento real de las columnas de grava.
- La diferencia de resultados entre los programas empleados es poco significativa. En el programa GADFLEA la introducción de datos resulta algo tediosa; sin embargo, el programa estima la generación y disipación de presión de poro durante un sismo, mientras que QUAKE/W solo realiza análisis de generación de presión de poro, en el cual, los cambios de estratos generan irregularidades en los diagramas de presión de poro. El programa GADFLEA permite un número de elementos limitado (20 elementos), por lo cual, su uso para estratigrafías irregulares es poco eficiente.

10 Referencias.

1. **Andrus, R. D. y Stokoe, K. H. (1997).** *Liquefaction resistance based on shear wave velocity*, NCEER Workshop on evaluation of liquefaction resistance of soils.
2. **Andrus, R. D. y Stokoe, K.H. (2000).** Liquefaction resistance of soils for Shear-wave velocity, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE*.
3. **Andrus, R. D., Stokoe, K. H., Chung, R. M. y Juang, C. H. (2003)** Guidelines for evaluating liquefaction resistance using shear wave velocity measurement and simplified procedures. *National institute of standards and technology. NIST GCR 03-854.*
4. **Beaty, M. y Byrne, M. (1998).** An *effective stress model for predicting liquefaction behavior of sand.* Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III, ASCE Geotechnical Special Publication No. 75, Vol. 1 766-777.
5. **Been, K., Jefferies, M.C y Hachey, J. (1991).** the critical state of Sands. *Geotechnique vol. 41*, No. 3, Pág. 365-381.
6. **Been, K. y Jefferies, M.G. (1985).** A state parameter for sands. Geotechnique 35, No. 2. Pág. 99-112.
7. **Booker, J., Rahman, M. Y Seed, H. (1976).** GADFLEA a computer program for the analysis of pore pressure generation and dissipation during cyclic or earthquake loading. *Earthquake engineering research center, Report N° EERC 76.24*. Berkeley, California. University of California.
8. **Casagrande, A. (1975)**. Liquefaction and cyclic deformation of sands a critical review. *5° Pan. Conference on soil mechanics and foundation engineering*, Harvard soil mechanics series N° 88.
9. **Castro, G. (1969).** Liquefaction of sands. Thesis, Harvard University, Cambridge.
10. **Chen, W. F. (2008).** Limit analysis and soil plasticity, J. Ross Publishing, EUA.
11. **Chen, C.J. y Juang, C.H. (2000)**. Calibration of SPT- and CPT-based liquefaction evaluation methods, Innovations and Applications in Geotechnical Site Characterization, Geotech. No. 97, pag. 49-64.
12. **Cubrinovski, M. e Ishihara, K. (1998).** State concept and modified elastoplasticity for sand modelling. Soil and Foundations. Vol. 38, N° 4, 213-225.
13. **Department of transportation (2015).** Liquefaction potential of cohesionless soils. Geotechnical design procedure GDP-9.New York.
14. **Essler, R. y Yoshida, H. (2004).** *Jet grouting*. Chapter 5 of Group improvement by Moseley. Chapman & Hall.
15. **Hans, G. y Berhane, G. (2006).** *Excavations and foundations in Soft soils*. The Netherlands. Springer.
16. **Hardin, O. B. y Drnevich, P. V. (1972a)**. "Shear modulus and damping in soils: measurement and parameter effects ", Journal of the Soil Mech. and Found. Div. ASCE Vol 98, No SM6, June.
17. **Hardin, O. B. y Drnevich, P. V. (1972b).** "*Shear modulus and damping in soils: Design equations and curves*. Journal of the Soil Mechanics and Found Div. ASCE, Vol 98, No SM7, July.
18. **Holtz, R. D. y Kovacs, W. D. (1981).** *An introduction to geotechnical engineering*. New Jersey. Pretince-Hall.
19. **Hynes, M. E., y Olsen, R. S. (1999).** *Influence of confining stress on liquefaction resistance.*' Proc., Int. Workshop on Phys. and Mech. Of Soil Liquefaction, Balkema, Rotterdam, the Netherlands, 145–152.
20. **Idriss, I.M. y Boulanger, R. (2004).** *Semi-empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes.* 11° International Conference on Soil Dynamics & Earthquake Engineering. Berkeley, California, USA.

21. **Idriss, I.M. (1999).** An update to the Seed-Idriss simplified procedure for evaluating liquefaction potential, in Proceedings, Workshop on New Approaches to Liquefaction, Publication No. FHWARD-99-165.
22. **Idriss, I. M. y Boulanger, R. (2008).** *Soil liquefaction during earthquakes*. Earthquake engineering research institute.
23. **Idriss, I. M. y Boulanger, R. (2010).** Probabilistic standard penetration test-based liquefaction-Triggering procedure. *Journal of geotechnical and Geoenvironmental engineering*. Vol-138, Issue 10.
24. **Ishihara, K. (1985).** *Stability of natural deposits during earthquake*. Proceedings of the eleventh international conference on soil mechanics and foundation engineering, San Francisco.
25. **Ishihara, K. (1996).** *Soil behavior in earthquake geotechnics.* United states by Oxford University press Inc.
26. **Jaime, A. (1978).** *Comportamiento de arenas bajo carga estática y cíclica*. Tesis de maestría. Universidad Nacional Autónoma de México.
27. **Jaime, A. (1979).** *Factores que intervienen en el análisis de licuación*. Mejoramiento masivo de suelos. Memorias técnicas. SMMS.
28. **Jaime, A. (1980).** *Comportamiento dinámico de suelos.* X Reunión nacional de mecánica de suelos, 92-94, Morelia, Michoacán.
29. **Jaime, A., Montañez, L. y Romo, M. P. (1981).** *Observed and predicted liquefaction of a sand stratum*. Missouri. International conference on recent advances in geotechnical earthquake engineering and soil dynamics.
30. **Jaime, A., Montañez, L. y Romo, M.P. (1981)** *Liquefaction of the Enmedio island soil deposits*. Missouri. International conference on recent advances in geotechnical earthquake engineering and soil dynamics.
31. **Jaime, A. (1987).** *Características dinámicas de la arcilla del valle de México*. Tesis de doctorado. Universidad Nacional Autónoma de México.
32. **Jaime, A. (2010).** *Licuación de arenas, un marco de referencia*. Homenaje al Ing. Jesús Alberro Aramburu. Universidad Nacional Autónoma de México Instituto de ingeniería.
33. **Jaimes, A., Niño, M., y Reinoso, E. (2015).** *Regional map of earthquake-induced liquefaction hazard using the lateral spreading displacement index* $D_{LL.}$ Springer.
34. **Jefferies, M.C. (1993).** *Nor-Sand: a simple critical state model for sand*. Geotechnique, Vol. 43, N° 1, pag. 91-103.
35. **Jefferies, M.C. y Ben, K. (2006).** *Soil liquefaction a critical state approach*. New York. Taylor & Francis group.
36. **Juang, C.H., Rosowsky, D. y Tang, W. (1999).** *Reliability based method for assessing liquefaction potential of soil*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. Vol.125, Pag 684-689.
37. **Juang, C.H., Chen, C. y Jiang, T. (2001).** *Probabilistic Framework for Liquefaction Potential by Shear Wave Velocity*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering.
38. **Juang, C., Jiang, T., Andrus, D. y Lee D. (2001).** *Assessing probabilistic methods for liquefaction potential evaluation.* Fourth international conference on recent advances in geotechnical earthquake engineering and soil dynamics.
39. **Juang, C.H. y Jiang, T. (2012).** *New models for probability of liquefaction using standard penetration test based on an updated database of case histories*. Engineering Geology. Vol-133-134, Pag. 85-93.
40. **Juang. C.H., Ching, J. y Luo Zhe (2013).** *Assessing SPT-base probabilistic models for liquefaction potential evaluation*. Georisk: Assessment and management of risk for engineered systems and geohazards. Vol.- 7, Issue 3.
41. **Krahn, J. (2004).** *Dynamic modeling with QUAKE/W*. Geo-slope international. Alberta, Canada.
42. **Kramer, S. (1996).** *Geotechnical earthquake engineering*. University of Washington. Prentice-Hall.

43. **Kramer, S. y Elgamal, A. (2001).** *Modeling soil liquefaction hazards for performance-Based earthquake engineering.* Pacific earthquake engineering research center.
44. **Kutter, B. (1992).** *Dynamic centrifuge modeling of geotechnical structures*. Transportation Research Board N°1336.
45. **Lambe, T. W**. **(1967).** *Stress path method*. ASCE. Journal of the soil mechanics and foundations division, Vol.93, pag.309-331.
46. **Lee, K.L. y Chan, K. (1972)**. *Number of Equivalent Significant Cycles in Strong Motion Earthquakes*, Proceedings of the International Conference on Microzonation, Vol. II, Seattle, Washington, pp. 609-627.
47. **Liao, S. y Whitman, R. V. (1986).** *Overburden correction factors for SPT in sand*. Journal of geotechnical engineering. ASCE. Vol. 112:3
48. **Linero, S. D. y Garzón, A. D. (2010).** *Elementos de la mecánica del medio continuo para cuerpos sólidos*. Volumen 1: Temas Básicos. Universidad nacional de Colombia.
49. **Lukas, G. R. (1995).** *Dynamic Compaction*. U.S. Department of transportation Geotechnical engineering circular N°1.
50. **Malvern, L. E. (1969).** *Introduction to the Mechanics of a Continuous Medium.* Pearson. EUA.
51. **Mase, G. T. y Mase, G. E. (1999).** *Continuum mechanics for engineers*. Washington. CRC press. Second edition.
52. **Manzari, M. T. y Dafalias, Y. F. (1997).** *A critical state two- Surface plasticity model for sand*. Geotechnique, Vol. 47, N° 2, Pag. 255-272.
53. **Martin, G. R., Finn, W.D y Seed, (1975).** *Fundamentals of liquefaction under cyclic loading.* Journal of the geotechnical engineering division. Vol.101, Issue 5, pag. 423-438.
54. **Mitchell, J. K. (2008).** *Mitigation of liquefaction potential of silty sands*. From research to practice in geotechnical engineering. Geotechnical special publication 180, ASCE.
55. **NAS (The National academies of Sciences, Engineering and Medicine) (2016)**. *State of the Art and Practice in the Assessment of Earthquake-Induced Soil Liquefaction and Its Consequences*. Washington, DC: The National Academies Press. doi: 1017226/23474.
56. **Ohsaki, Y. (1966).** Niigata earthquake, 1964 building damage and soil condition.
57. **Ovando, E. (1992).** Bounding surfaces and steady state for sands. Vol. Marsal Raúl J. Sociedad Mexicana de Mecánica de suelos. Pag. 193-204.
58. **Ovando**, **E. y Segovia, J.** (1996). Licuación de arenas. TGC geotecnia. México.
59. **Parry, R. (2005).** *Mohr circles, stress paths and geotechnics.* Spon Press. London. Second edition.
60. **Popov, E. (2000).** *Mecánica de sólidos*. México. Pearson.
61. **Potts, D. M. y Zdravkovic, L. (1999).** *Finite element analysis in geotechnical engineering – Theory*, Thomas Telford Ltd. Gran Bretaña.
62. **Poulos, S.J., Castro, G. y France, J. (1985).** *Liquefaction evaluation procedure*. Journal of geotechnical engineering. Vol. 111.
63. **Prakash, S. (1981)**. *Soil Dynamics*. Mc. Graw Hill Book Co., New York, NY.
64. **Ramírez, R. A y López, R. (2002).** *Manual de construcción geotécnica*. Capítulo 13-tomo II-Compactación dinámica. Sociedad Mexicana de ingeniería geotécnica.
65. **Richart, F. E., Hall, J.R. y Woods, R.D. (1970).** *Vibrations of soils and foundations*. Pretice-hall international series in theoretical and applied mechanics.
66. **Riggs, C**. O. (1986). American Standard Penetrations Test Practice. 14 th. PSC, ASCE, pag. 949-967
67. **Robertson, P.K. y Campanella, R.G. (1985)**. *Liquefaction potential of sands using the cone penetration test*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, **22**(3): 298–307.
68. **Robertson, P.K. y Wride, C.F. (1998)**. *Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test*. Geotechnique. Vol. 35, Pag. 442-459.
69. **Roscoe, K. H. Schofield, A. y Wroth, P. (1958).** *Critical state soil mechanics*. McGraw-Hill, London.

70. **Seed, B. H. e Idriss, M. I. (1970).** *Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis*. Report No EERC 70 -10, College of Engineering, University of California Berkeley.
71. **Seed, H.B. e Idriss, I.M., (1971).** *Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 97, No. SM9, p. 1249- 1273.
72. **Seed, H.B., Martin, P. y Lysmer, J. (1975)**. *the generation and dissipation of pore pressure during soil liquefaction*. Report No. EERC 75-26, University of California, Berkeley, USA.
73. **Seed, H. B., Idriss, I. M., Makdisi, F. y Banerjee, N. (1975).** *Representation of irregular stress time histories by equivalent uniform stress series in liquefaction analyses*. Report No. EERC 75-29, University of California, Berkeley, USA.
74. **Seed, H.B. y Booker, J. R. (1976)**. *Stabilization of potentially liquefiable sand deposits using gravel drain systems*. Report No. EERC 76-10, University of California, Berkeley, USA.
75. **Seed, H.B., Martin, P. y Lysmer, J. (1976).** *Pore-Water pressure changes during soil liquefaction.* Journal of the geotechnical engineering division. Vol.102, Issue 4, Pag. 323-346.
76. **Seed, H. B. (1979).** *Soil Liquefaction and Cyclic Mobility Evaluation for Level Ground during Earthquakes*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 105, No. GT2, pp. 201-255.
77. **Seed, H. B., e Idriss, I. M. (1982)**. *Ground motions and soil liquefaction during earthquakes.* Earthquake Engineering Research Institute Monograph, Oakland, Calif.
78. **Seed, H. B. (1983).** *Earthquake resistant design of earth dams*. International Conferences on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics.
79. **Seed, H. B., Tokimatsu, K., Harder, L. y Chung R. M. (1985).** *Influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations*. Journal of Geotechnical Engineering, Volume 111 Issue 12.
80. **Skempton, A. (1986).** *Standard penetration test procedures and effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, aging and overconsolidation*. Geotechnique, Vol. 36 issue 3.
81. **Slocombe, B. C. (1974)**. *Dynamic compaction*. Chapter 3 of Group improvement by Moseley. Chapman & Hall.
82. **Sociedad Mexicana de ingeniería sísmica (1993).** *Base Nacional de datos de sismos Fuertes*. Catálogo de estaciones Acelerográfica 1960-1992.
83. **Towhata, I. (2008).** *Geotechnical earthquake engineering*. Springer series in geomechanics and geoengineering. Verlag Berlin.
84. **Whitman, R. V. y Lawrence, F. V. (1963).** *Discussion on elastic wave velocities in granular soils.* Journal of the soil mechanics and foundations division, ASCE, Pag. 112-118.
85. **Wood, D. M. (1990).** *Soil behavior and critical state soil mechanics*, Cambridge University.
86. **Youd, T. L y Hoose, S. N (1977).** *Liquefaction susceptibility and geologic setting.* Proceedings, 6th World Conference on Earthquake Engineering, Nueva Delhi, Vol. 3, pp.2189-2194.
87. **Youd, T. L., y Noble, S. K. (1997).** *Magnitude scaling factors*. *Proc., NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils*, Nat. Ctr. for Earthquake Engrg. Res., State Univ. of New York at Buffalo, 149–165.
88. **Youd, T.L e Idriss, I.M. (1997).** *Proceedings of the NCEER workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils.* Technical Report NCEER-97-0022, State university of New York at Buffalo.
89. **Youd, T.L e Idriss, I.M. (2001).** *liquefaction resistance of soils*: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering.
90. **Zeevaert, W. T.** (1967). Free vibration torsion test to determine the shear modulus of elasticity of soil. Proceedings 3rd. Panamerican conference soil mechanics and foundations engineering paper. Sociedad internacional de mecánica de suelos. Vol. 1.

Anexo A. Metodología y funcionamiento de GADFLEA

A.1 Metodología

La generación presión de poro está gobernada por la ley de Darcy, con la cual se determina la cantidad de flujo ascendente provocado por el sismo en un intervalo de tiempo y considerando un área unitaria.

$$Q = -ki = -k\frac{\partial h}{\partial z} \quad \text{A.1}$$

Donde el término ∂h representa la carga por presión, es decir la presión expresada en términos de carga hidráulica, de acuerdo con Bernoulli:

$$\partial h = \frac{\partial u}{\gamma_w} \quad \text{A.2}$$

Por lo tanto, la ecuación A.1 queda de la siguiente manera:

$$Q = -\frac{k}{\gamma_w}\frac{\partial u}{\partial z} \quad \text{A.3}$$

El cambio de volumen es provocado por un cambio en los esfuerzos efectivos y está dado por:

$$d\varepsilon = m_v(\Delta\sigma') \quad \text{A.4}$$

Martin *et al*. (1975) demostraron que el cambio volumétrico de una muestra de arena en pruebas de corte drenadas, está relacionado con la generación de presión de poro obtenida en pruebas no drenadas a volumen constante; por lo tanto, la presión de poro generada durante carga cíclica está relacionada con el decremento de volumen que sufre una muestra de suelo, por tanto, la ecuación A.4 se representaría de la siguiente manera (Seed *et al*, 1976):

$$d\varepsilon = m_v(\Delta u) \quad \text{A.5}$$

Adaptando la ley de Darcy, donde la cantidad de flujo con respecto al tiempo, está dado por el cambió de volumen. Por lo tanto, para un área unitaria la ecuación A.3 se puede representar:

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = \left\{\nabla \frac{u}{\gamma_w}\right\}[k]\{\nabla\}^T \quad \text{A.6}$$

Donde
u = Exceso de presión de poro.
γ_w = Peso volumétrico del agua.
ε = Deformación volumétrica.
[k]= Matriz de coeficientes de permeabilidad.
$\nabla = \frac{\partial}{\partial x}i + \frac{\partial}{\partial y}j + \frac{\partial}{\partial z}k$

De acuerdo con la teoría de Seed:

$$\frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial u_g}{\partial t} = C_V * \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad \text{A.7}$$

d_u = Cambio total de la presión de poro en un intervalo de tiempo.
d_{ug} = Exceso de presión de poro generado por el esfuerzo cíclico.
C_v = Coeficiente de consolidación.

El cambio de presión de poro, ∂u_g, es desarrollado por las aceleraciones o esfuerzos cíclicos generados por el sismo. Estos pueden representarse por un número de ciclos significativos equivalentes al 65 % de la aceleración o esfuerzo máximo registrado en un diagrama tiempo-historia; por lo tanto, la presión de poro en función de un número de ciclos aplicado se expresa de la siguiente manera:

$$\frac{\partial u_g}{\partial N} dN \quad \text{A.8}$$

Sustituyendo por el primer término de la ecuación A.7 en la ecuación A.5 se obtiene:

$$d\varepsilon = m_v \left(du - \frac{\partial u_g}{\partial N} dN \right) \quad \text{A.9}$$

El cambio volumétrico en función de un incremento de tiempo (d_t) será:

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = m_v \left(\frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial u_g}{\partial N} \frac{\partial N}{\partial t} \right) \quad \text{A.10}$$

Donde el término $\partial u_g / \partial N$ representa el exceso de presión de poro generada para un número de ciclos aplicado, donde la relación de los ciclos y la presión de poro están dada por la relación de presión de poro (r_u):

$$r_u = \frac{\Delta u}{\sigma'_{v0}} = \frac{2}{\pi} \sin^{-1} \left(\frac{N}{N_l} \right)^{\frac{1}{2\theta}} \quad \text{A.11}$$

Donde:

Δu= Incremento de presión de poro.
σ'_{v0} =Esfuerzo vertical efectivo inicial.
N = Número de ciclos aplicado.
N_l =Número de ciclos necesarios para causar la licuación.

Al despejar los términos necesarios se tiene que:

$$\frac{\partial u_g}{\partial N} = \frac{\sigma'_{v0}}{\theta \pi N_l} * \frac{1}{sin^{2\theta-1}\left(\frac{\pi}{2} r_u\right) \cos\left(\frac{\pi}{2} r_u\right)} \quad \text{A.12}$$

Mientras que el término $\frac{\partial N}{\partial t}$ representa una fracción del número ciclos equivalentes para un tiempo de duración del sismo, tal como se muestra a continuación:

$$\partial N = \frac{\Delta t}{t_d} N_{eq} \quad \text{A.13}$$

Al sustituir las ecuaciones A.13 en A.10 el resultado será el siguiente:

$$m_v \left(\frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial u_g}{\partial N} \frac{N_{eq}}{t_d} \right) = \{\nabla\}^T [k] \left\{ \nabla \frac{u}{\gamma_w} \right\} \quad \text{A.14}$$

Si la expresión anterior es desarrollada, se obtiene:

$$m_v \left(\frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial u_g}{\partial N} \frac{N_{eq}}{t_d} \right) = \left\{ \frac{\partial}{\partial x} \quad \frac{\partial}{\partial y} \quad \frac{\partial}{\partial z} \right\} \begin{bmatrix} k_x & 0 & 0 \\ 0 & k_y & 0 \\ 0 & 0 & k_z \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} \frac{u}{\gamma_w} \\ \frac{\partial}{\partial y} \frac{u}{\gamma_w} \\ \frac{\partial}{\partial z} \frac{u}{\gamma_w} \end{Bmatrix} \quad \text{A.15}$$

Simplificando.

$$m_v \left(\frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial u_g}{\partial N} \frac{N_{eq}}{t_d} \right) = \left[\frac{\partial k_x}{\partial x} \quad \frac{\partial k_y}{\partial y} \quad \frac{\partial k_z}{\partial z} \right] \begin{Bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} \frac{u}{\gamma_w} \\ \frac{\partial}{\partial y} \frac{u}{\gamma_w} \\ \frac{\partial}{\partial z} \frac{u}{\gamma_w} \end{Bmatrix} \quad \text{A.16}$$

$$m_v \left(\frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial u_g}{\partial N} \frac{N_{eq}}{t_d} \right) = \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \left(\frac{k_x}{\gamma_w} \right) + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \left(\frac{k_y}{\gamma_w} \right) + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \left(\frac{k_z}{\gamma_w} \right) \quad \text{A.17}$$

La ecuación anterior es equivalente a la teoría de la consolidación y es empleada para el cálculo del exceso de presión de poro generada por el sismo y su disipación después del sismo.

Donde

m_v = Es el coeficiente de compresibilidad volumétrica.
K_x y k_y = Permeabilidad horizontal.
k_z= Permeabilidad vertical.
γ_w = Peso volumétrico del agua.
N_{eq} =Número de ciclos equivalentes.
t_d = Duración del evento sísmico.
u_g = Exceso de presión de poro generada por el sismo.

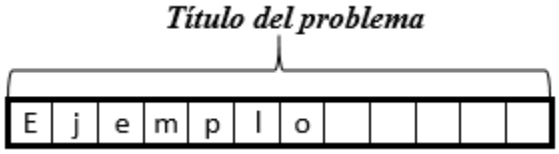
A.2 Introducción de datos

De acuerdo con la ecuación que gobierna la generación de presión de poro, los parámetros necesarios para realizar un análisis en GADFLEA, son los siguientes:

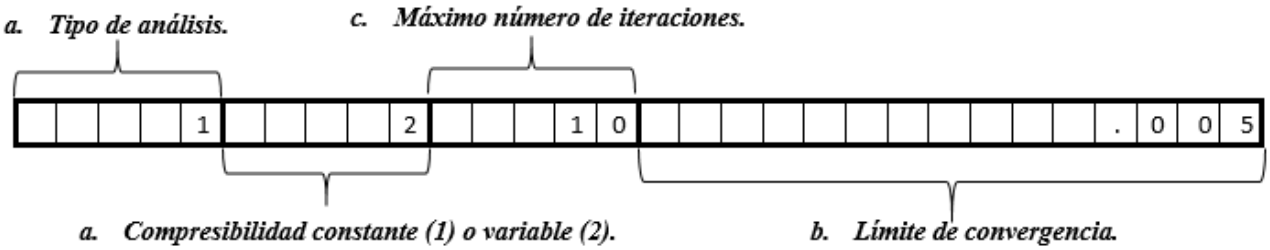
- Esfuerzo vertical efectivo.
- Número de ciclos necesarios para ocasionar la licuación.
- Constante de generación de presión de poro Θ.
- Peso volumétrico del agua.
- Módulo de compresibilidad.
- Permeabilidad.
- Compacidad relativa.
- Número de ciclos equivalentes
- Duración del sismo.

La introducción de datos en el programa GADFLEA, estará en función del planteamiento del problema descrito, cada dato tendrá un formato y cierta cantidad de caracteres acomodados de cierta manera. A continuación, se indica una serie de pasos donde se menciona la secuencia de datos a ingresar, así como el formato de entrada que utiliza el software.

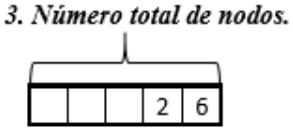
1. Introducir nombre del problema, el cual no deberá contener más de *12 caracteres*. A continuación, se muestra el ejemplo donde el cuadro con bordes gruesos significa el dominio dentro del cual se debe encontrar los caracteres o número y cada cuadro dentro del dominio significa los espacios.



2. Introducir en la siguiente línea de texto los siguientes datos en el orden que se marca a continuación:
   - **a.** Tipo de análisis: (1) para un problema bidimensional o (2) para un problema axisimétrico.
   - **b.** Introducir (1) para considerar una compresibilidad constante o (2) para considerar una compresibilidad variable.
   - **c.** Introducir el número máximo de iteraciones
   - **d.** Introducir el criterio de convergencia.



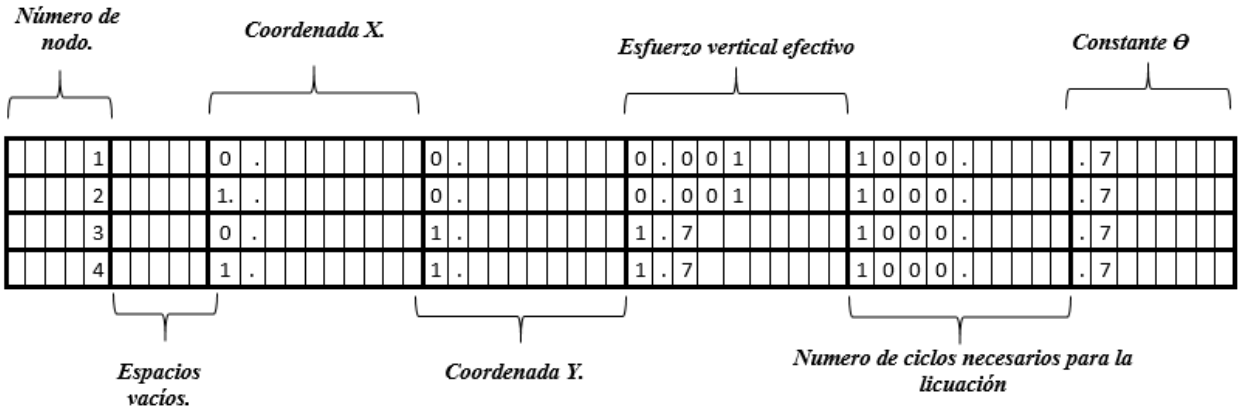
3. Introducir el número total de nodos. El programa solo admite 30 nodos como máximo.



4. En la siguiente línea se introducen los siguientes datos en el orden que de presentan a continuación y respetando los espacios mostrados en el ejemplo.

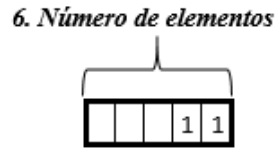
- **a.** El número de nodo.
- **b.** Coordenadas X.
- **c.** Coordenadas Y.
- **d.** Esfuerzo vertical efectivo,
- **e.** Número de ciclos necesarios para la licuación,
- **f.** Constante de generación de presión de poro Θ.

Ingresar el número de renglones que se necesitará para estos datos será igual al número de nodos ingresados en la línea anterior. El esfuerzo efectivo vertical en la superficie se deberá considerar de 0.001 con el propósito de obtener una mejor convergencia en los resultados.



5. En la siguiente línea o renglón se debe ingresar el peso volumétrico del agua en las unidades que se esté manejando el problema. Para el caso del problema planteado se considera un peso volumétrico para el agua de 1 t/m^3.

6. Ingresar el número de elementos que forma la malla. Solo se permitirá un máximo de 20 elementos.



7. Para cada elemento se ingresan los siguientes datos en el orden que están mencionados a continuación:
   - **a.** Número del elemento.
   - **b.** Se deberá introducir el número de cada nodo que forma el elemento partiendo del nodo superior izquierdo y siguiendo el sentido horario, fig. A.1.
   - **c.** Permeabilidad vertical y permeabilidad horizontal.
   - **d.** Compacidad relativa.

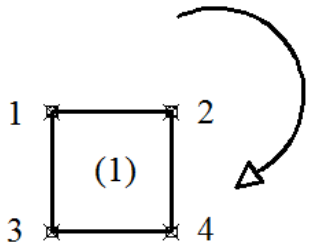
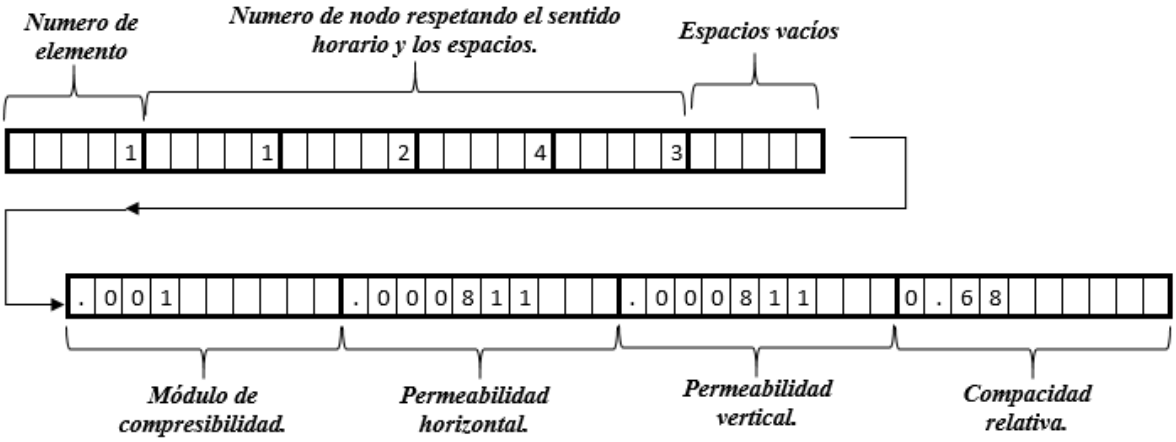
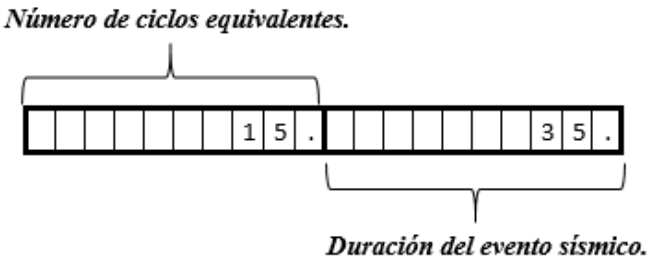


Figura A.1 Sentido en el que los nodos serán ingresados al programa.

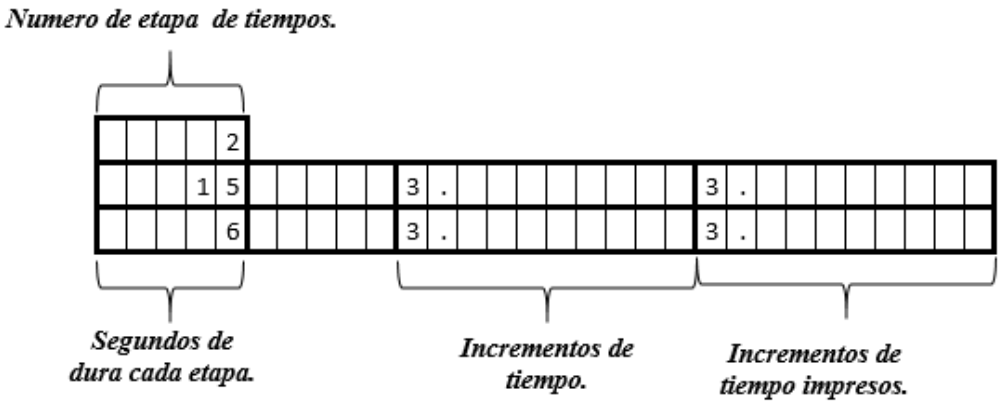


8. Definir el número de condiciones de frontera y en el renglón siguiente se introducen los nodos correspondientes a las condiciones de frontera; en este caso los nodos donde la presión de poro es igual a cero. Para este ejemplo, el nivel freático se encuentra a una profundidad de 3.5 m que corresponde a los nodos 7 y 8, por lo que todos los nodos por encima del nivel freático tienen presión de poro cero. Hay que considerar que solo se pueden tener como máximo 10 condiciones de frontera.

9. Ingresar el número de ciclos correspondiente, seguido de la duración del evento sísmico.



10. Por último, indicar el número de periodos de tiempo, así como el número de intervalos de tiempo, incremento de tiempo de cada periodo y el incremento de tiempo en el que se presentaran los resultados. Para el ejemplo se utilizaron 2 incrementos de tiempo, una etapa de 15 segundos con intervalos de tiempo a cada 3 segundos y otra etapa de 6 segundos con intervalos de tiempo de 3 segundos.



Otra forma de introducción de datos es mediante un archivo con extensión “txt.” Esto se logra añadiendo al código del programa el comando “Open”. En la fig. A.2 se muestra el archivo de datos donde se respetan de igual manera los formatos de entrada de datos.

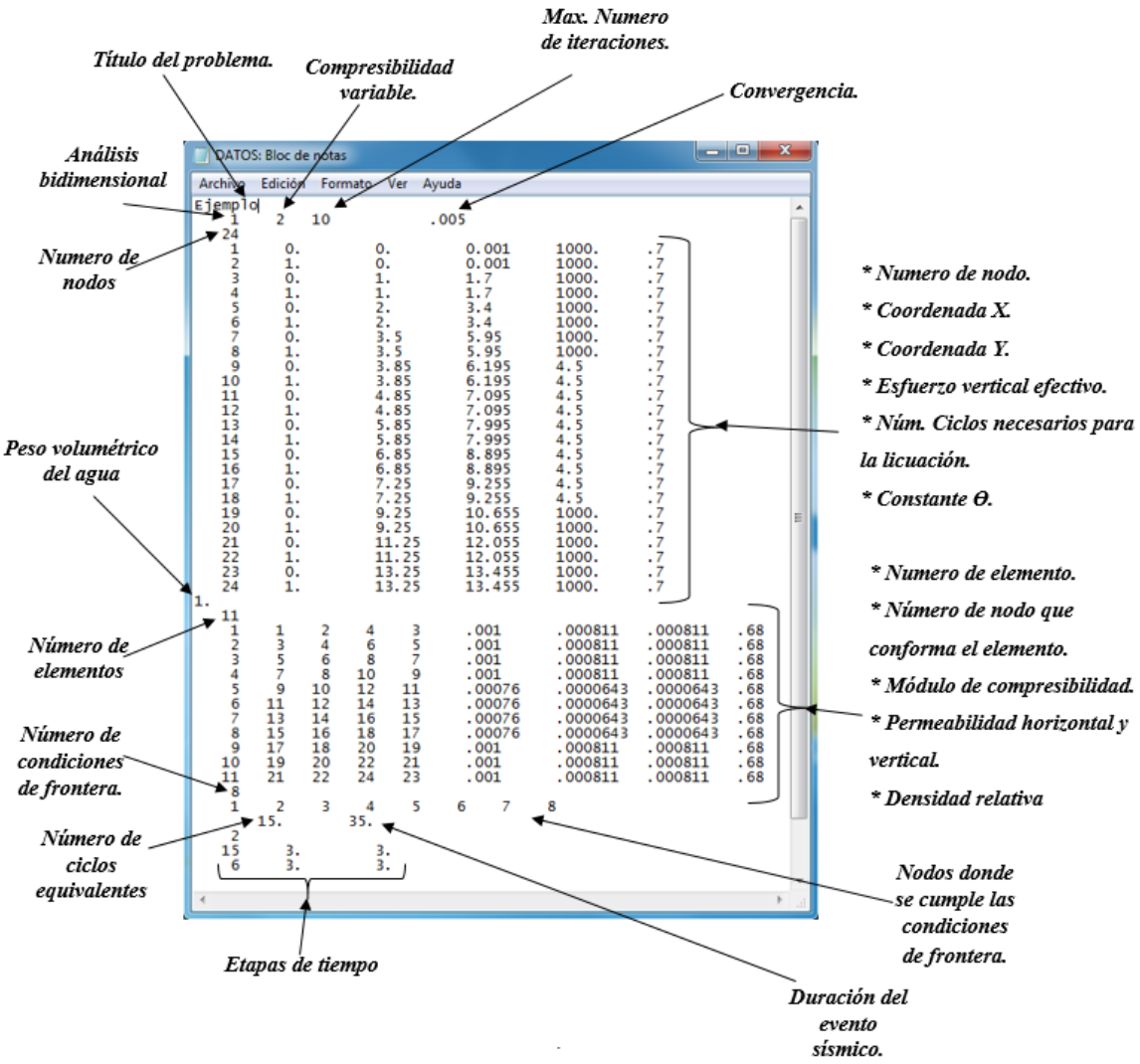
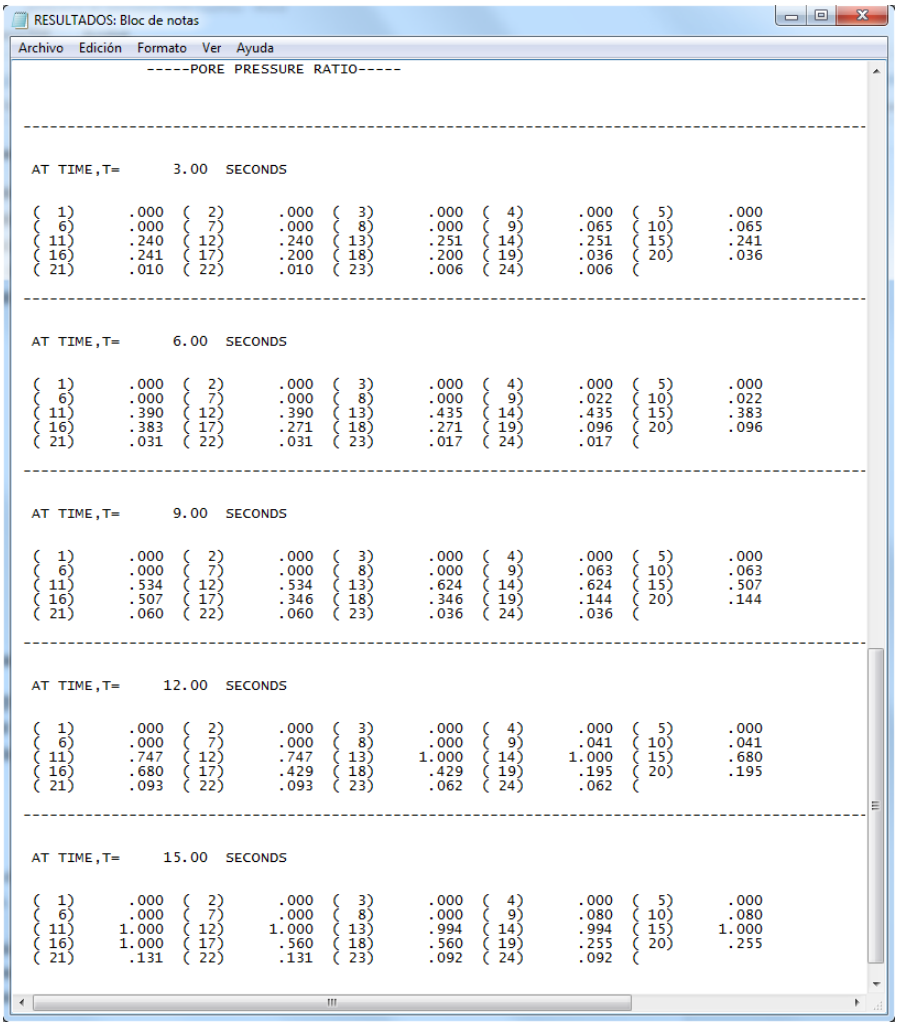


Figura A.2 Archivo de texto con datos de entrada.

A.3 Lectura de resultados

Cuando los datos son ingresados, el programa arroja resultados en pantalla y en un archivo de texto o en pantalla, la vista de los resultados se puede observar en la fig. A.3, donde el número dentro del paréntesis corresponde al número de nodo y el número que lo acompaña a un lado es la relación de presión de poro (r_u).

El resultado que se obtiene mediante el análisis es la relación de la presión de poro mostrada en la ecuación A.11. Los nodos donde la relación de presión de poro alcanza valores de 0.98 a 1.0 significa que el suelo se ha licuado. En el siguiente punto de detalla la interpretación de este resultado.


RESULTADOS: Bloc de notas

Archivo Edición Formato Ver Ayuda

-----PORE PRESSURE RATIO-----

AT TIME,T= 3.00 SECONDS

(1)	.000	(2)	.000	(3)	.000	(4)	.000	(5)	.000
(6)	.000	(7)	.000	(8)	.000	(9)	.065	(10)	.065
(11)	.240	(12)	.240	(13)	.251	(14)	.251	(15)	.241
(16)	.241	(17)	.200	(18)	.200	(19)	.036	(20)	.036
(21)	.010	(22)	.010	(23)	.006	(24)	.006	(	

AT TIME,T= 6.00 SECONDS

(1)	.000	(2)	.000	(3)	.000	(4)	.000	(5)	.000
(6)	.000	(7)	.000	(8)	.000	(9)	.022	(10)	.022
(11)	.390	(12)	.390	(13)	.435	(14)	.435	(15)	.383
(16)	.383	(17)	.271	(18)	.271	(19)	.096	(20)	.096
(21)	.031	(22)	.031	(23)	.017	(24)	.017	(	

AT TIME,T= 9.00 SECONDS

(1)	.000	(2)	.000	(3)	.000	(4)	.000	(5)	.000
(6)	.000	(7)	.000	(8)	.000	(9)	.063	(10)	.063
(11)	.534	(12)	.534	(13)	.624	(14)	.624	(15)	.507
(16)	.507	(17)	.346	(18)	.346	(19)	.144	(20)	.144
(21)	.060	(22)	.060	(23)	.036	(24)	.036	(	

AT TIME,T= 12.00 SECONDS

(1)	.000	(2)	.000	(3)	.000	(4)	.000	(5)	.000
(6)	.000	(7)	.000	(8)	.000	(9)	.041	(10)	.041
(11)	.747	(12)	.747	(13)	1.000	(14)	1.000	(15)	.680
(16)	.680	(17)	.429	(18)	.429	(19)	.195	(20)	.195
(21)	.093	(22)	.093	(23)	.062	(24)	.062	(	

AT TIME,T= 15.00 SECONDS

(1)	.000	(2)	.000	(3)	.000	(4)	.000	(5)	.000
(6)	.000	(7)	.000	(8)	.000	(9)	.080	(10)	.080
(11)	1.000	(12)	1.000	(13)	.994	(14)	.994	(15)	1.000
(16)	1.000	(17)	.560	(18)	.560	(19)	.255	(20)	.255
(21)	.131	(22)	.131	(23)	.092	(24)	.092	(	

Figura A.3 Resultados de programa GADFLEA.

A.4 Interpretación de resultados

Para obtener una mejor interpretación grafica de los resultados y observar el incremento de la presión de poro con detalle, es necesario obtener el dato de incremento de presión de poro Δu de la ecuación A.11. Por lo tanto, la ecuación que se consigue es la siguiente:

$$\Delta u = r_u \times \sigma' v \qquad \text{A.18}$$

Donde:

r_u= Relación de presión de poro obtenida por GADFLEA.
σ'_v = Esfuerzo vertical efectivo.

El incremento de presión obtenido por la ecuación A.18 corresponde al exceso de presión de poro por incremento de tiempo. Se debe realizar el mismo cálculo para cada incremento de tiempo y profundidad planteada.

Cada uno de los incrementos de presión de poro se debe sumar a la presión de poro inicial, con el propósito de observar la distribución de la presión de poro en función del tiempo. En las figuras 8.15 y 8.16 se muestra el diagrama de la distribución de presión de poro para diferentes intervalos de tiempo. Se puede observar que en el estrato de arena gris la presión de poro alcanza un valor igual al esfuerzo total; por tanto, el esfuerzo efectivo se anula y se produce licuación.

Anexo B. Metodología y funcionamiento de LARF.

B.1 Metodología.

El código de cómputo LARF (Liquefaction analysis of radial flow) es un programa de análisis de elementos finitos con el cual se puede realizar la disipación de la presión de poro mediante el uso de columnas de grava. El programa utiliza la ecuación 6.3 en términos de coordenadas cilíndricas:

$$\left(\frac{\partial u}{\partial t}-\frac{\partial u_g}{\partial N}\frac{N_{eq}}{t_d}\right)=\left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2}+\frac{1}{r}\frac{\partial u}{\partial r}\right)\left(\frac{k_x}{\gamma_w m_v}\right) \qquad \text{B.1}$$

Donde:

m_v = Coeficiente de compresibilidad volumétrica.
K_h = Permeabilidad horizontal.
r = Coordenadas cilíndricas.
γ_w = Peso volumétrico del agua.
N_{eq} = Número de ciclos equivalentes.
t_d = Duración del evento sísmico.
u_g= Exceso de presión de poro generada por el sismo.

El problema se analiza de manera axisimetrica y las condiciones de frontera que se consideran son las que se muestran en la fig. B.1

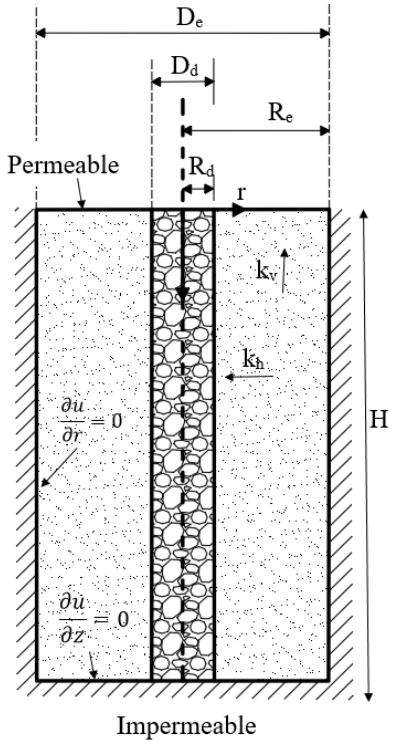


Figura B.1 Esquema de columna de grava y condiciones de frontera (Onoue, 1988).

B.2 Introducción de datos.

El primer paso es seleccionar una sección del estrato potencialmente licuable; por ejemplo, el centro del estrato. Se debe dividir el estrato en elementos, donde la numeración de los nodos y elementos es de izquierda a derecha. Se debe tomar en cuenta que la coordenada del primer nodo corresponde al diámetro del dren, fig. B.2.

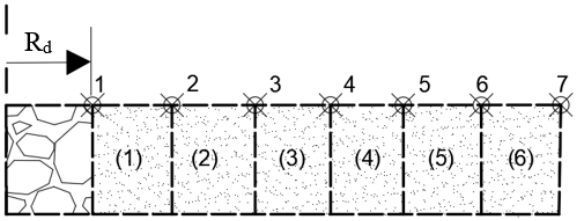


Figura B.2 malla de elementos finitos y numeración de nodos y elementos.

Los datos se ingresan en el orden siguiente:

1. Peso volumétrico del agua.
2. Duración del sismo.
3. Esfuerzo vertical efectivo inicial.
4. Número total de nodos.
5. Datos de cada nodo (En un solo renglón).
    a. Número de nodo.
    b. Coordenada (r)
    c. Número de ciclos equivalentes.
    d. Número de ciclos necesarios para causar licuación.
6. Número de incrementos de tiempo.
7. Datos de los incrementos de tiempo (En un solo renglón).
    a. Tiempo total del número de incremento.
    b. Magnitud del incremento de tiempo.
8. Datos de los elementos (En un solo renglón).
    a. Número de elemento.
    b. Permeabilidad horizontal del elemento.
    c. Módulo de compresibilidad del elemento.

Los datos anteriores deben tener la secuencia y el orden en el que son numerados. También es necesario que se respete el espaciado y el formato en el que los datos son ingresados. Para facilitar la introducción de datos se puede emplear un bloc de notas, fig. B.3

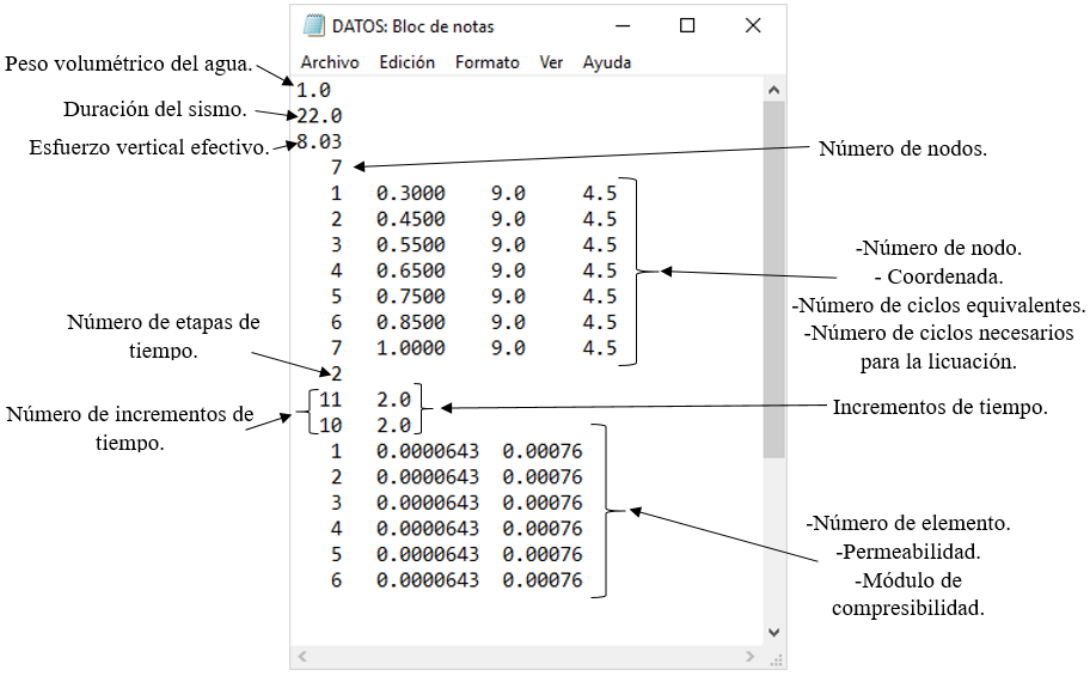


Figura B.3 Datos de entrada para LARF.

B.3 Lectura de resultados.

Los resultados se visualizan en pantalla o en un archivo de texto, fig. B.4, en los cuales se mostrará el exceso de presión de poro generado durante el sismo, la máxima relación de presión de poro y la relación de poro promedio con respecto al tiempo.

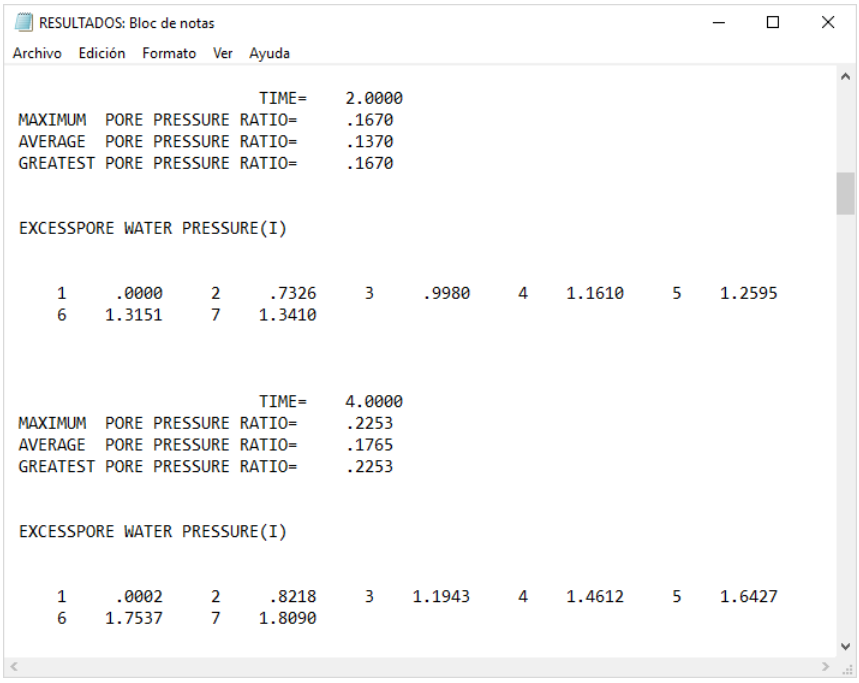


Figura B.4 Resultados de disipación de presión de poro (LARF).

B.4 Interpretación de resultados.

Para visualizar mejor los datos, se hace un gráfico de las relaciones de presión de poro máximas con respecto al tiempo, fig. B.5. El análisis se puede realizar para distintas separaciones y distintos diámetros con el objetivo de comparar la influencia de estos parámetros en el diseño de columnas de grava.

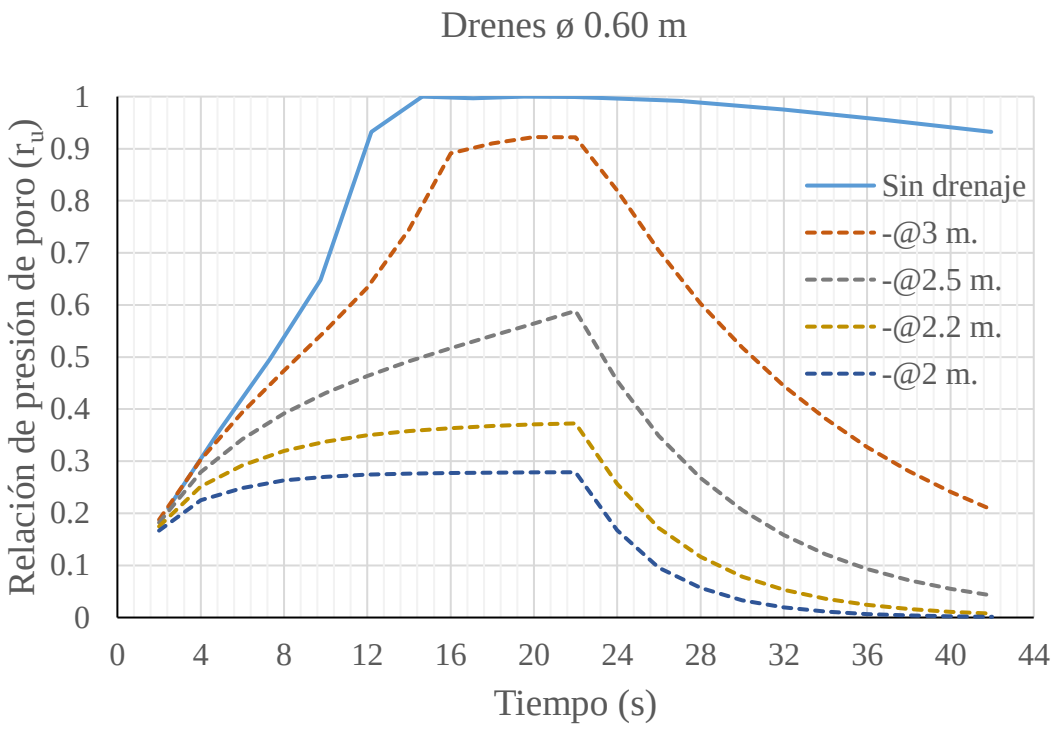


Figura B.5 Interpretación de los resultados de LARF.