RECTOR

JOSÉ MARÍA TOJEIRA, S.J.

SECRETARIO GENERAL

RENÉ ALBERTO ZELAYA

DECANO DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

CELINA PÉREZ RIVERA

COORDINADOR DE LA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

JOSÉ MAURICIO CEPEDA RIVERA

DIRECTOR DEL TRABAJO

JOSÉ MAURICIO CEPEDA RIVERA

LECTORES

JON DE CORTINA, S.J.

PATRICIA MÉNDEZ DE HASBUN

DEDICATORIA

A mis padres.

Anastasio Aquino.

DEDICATORIA

A mis padres, hermanos y a mi novia, ya que sin el apoyo que me ofrecieron no se hubiera llevado a cabo este trabajo.

Carlos Ch. N.

SUMARIO

Este trabajo contiene un marco teórico en el que se define el fenómeno de licuefacción con las bases de conceptos de mecánica de suelos; la metodología que se utilizó para caracterizar y analizar fenómenos de licuefacción asociados a los terremotos del 13 de enero y del 13 de febrero de 2001; un resumen descriptivo de fenómenos de licuefacción asociados a terremotos destructores en Centroamérica. Se presenta la aplicación de métodos de análisis para la evaluación del potencial de licuefacción en sitios seleccionados para este trabajo. Finalmente se realiza un análisis de los resultados obtenidos.

ÍNDICE

SIGLAS 1

SIMBOLOGÍA 3

CAPÍTULO 1 Introducción 5

1.1 Objetivos 7

1.2 Alcances 7

1.3 Limitaciones 7

CAPITULO 2 Marco teórico 9

2.1 Conceptos básicos de Mecánica de suelos 11

2.1.1 Comportamiento de los suelos bajo compresión unidimensional 11

2.1.2 Teoría del estado crítico 13

2.1.3 Estado estacionario de deformación 17

2.1.4 Trayectorias de esfuerzo 19

2.2 Conceptos de Sismología 20

2.2.1 Movimiento fuerte del terreno 20

2.2.2 Parámetros de origen de un sismo 20

2.2.3 Parámetros de movimientos fuertes 22

2.2.4 Estimación de parámetros de movimientos fuertes 23

2.3 Definición de licuefacción 25

2.3.1 Fenómenos de licuefacción 25

2.3.2 Clasificación de los fenómenos de licuefacción por su mecanismo de iniciación 29

2.3.3 Suelos susceptibles a la licuefacción 30

2.3.4 Iniciación de la licuefacción 33

2.4 Medidas preventivas contra la licuefacción 37

2.4.1 Métodos de densificación 38

2.4.2 Métodos de solidificación y reemplazo 43

2.4.3 Disminución del nivel freático 44

2.4.4 Disipación del exceso de presión de poro 46

2.4.5 Método de restricción de la deformación por corte 46

2.4.6 Estadísticas 47

2.5 Medidas remediales contra la licuefacción 51

2.6 Reglamentos y códigos respecto al potencial de licuefacción 52

2.5.1 Norma europea experimental, Eurocódigo 8 52

2.5.2 Código de cimentaciones de Costa Rica 53

2.5.3 Norma técnica para el diseño de cimentaciones y estabilidad de taludes 56

CAPITULO 3 Metodología 57

3.1 Selección de sitios de estudio 59

3.2 Descripción de sitios de estudio 65

3.2.1 San Antonio Potrerillos, San Marcos Lempa, Usulután 65
3.2.2 Comunidad Babilonia, San Marcos Lempa, Usulután 66
3.2.3 Comunidad Montemar, San Marcos Lempa, Usulután 66
3.2.4 Barrio La Atarraya, Acajutla, Sonsonate 67
3.2.5 San Antonio, Lago de Ilopango, Cuscatlán 68
3.2.6 Playa Apulo, Lago de Ilopango, San Salvador 68
3.2.7 San Nicolás Lempa, Usulután 69
3.2.8 Costa del Sol, La Paz 70
3.2.9 Playa Conchalío, La Libertad 71
3.2.10 Cordillera del Bálsamo, Santa Tecla, La Libertad 71
3.2.11 Puerto Cutuco, La Unión 72
3.2.12 Aeropuerto Internacional de Comalapa, La Paz 72
3.3 Metodología para la caracterización 73
3.3.1 Caracterización de sitios 73
3.3.2 Caracterización de movimientos fuertes 74
3.4 Metodologías para el análisis 77
3.4.1 Filosofía de los métodos 77
3.4.2 Método de Seed 78
3.4.3 Método de Ambraseys 84
3.4.4 Susceptibilidad a partir de otros parámetros 85
3.5 Limitaciones para la metodología 86
CAPITULO 4 Fenómenos de licuefacción asociados a terremotos destructores en Centroamérica 87
4.1 San Salvador, El Salvador, 1965 89
4.2 Motagua, Guatemala, 1976 91
4.3 Limón, Costa Rica, 1991 93
CAPITULO 5 Análisis de fenómenos de licuefacción asociados a los terremotos del 13 de enero y del 13 de febrero de 2001 99
5.1 Parámetros de origen de sismos 101
5.1.1 Sismo del 13 de enero de 2001 101
5.1.2 Sismo del 13 de febrero de 2001 101
5.2 Caracterización de los movimientos fuertes 102
5.2.1 Comparación de ecuaciones de atenuación para caracterizar los movimientos fuertes del terreno en los sitios de estudio debido al sismo del 13 de enero de 2001 104

5.2.2 Comparación de ecuaciones de atenuación para caracterizar los movimientos fuertes del terreno en los sitios de estudio debido al sismo del 13 de febrero de 2001 109
5.2.2 Caracterización de los movimientos fuertes del terreno en los sitios de estudio debidos al terremoto del 13 de enero de 2001 117
5.2.3 Caracterización de los movimientos fuertes del terreno en los sitios de estudio debido al sismo del 13 de febrero de 2001 118
5.3 Caracterización de sitios 119
5.4 Aplicación del método de Seed 136
5.5 Aplicación del método de Ambraseys 154
5.6 Comparación de curvas granulométricas 162
5.7 Análisis e interpretación de resultados 170
CAPÍTULO 6. Conclusiones y Recomendaciones 181
6.1 Conclusiones 183
6.2 Recomendaciones 184
BIBLIOGRAFÍA 187
ANEXOS
ANEXO A Empresas que ofrecen servicios de mejoramiento de suelos
ANEXO B Noticias de periódicos
ANEXO C Mapa geológico simplificado de El Salvador
ANEXO D Resultados del análisis granulométrico
ANEXO E Flujogramas método de Seed

ÍNDICE DE FIGURAS

CAPÍTULO 2

2.1 Esquema del equipo para el ensayo de compresión unidimensional 11
2.2 Curva resultante del ensayo de compresión unidimensional 12
2.3 Línea de compresión normal 12
2.4 Línea de expansión, OCL 13
2.5 Línea de relación de preconsolidación constante 14
2.6 Línea de relación de preconsolidación constante crítica 14
2.7 Resultado de ensayo de corte directo 15
2.8 Resultado de ensayo de corte directo 15
2.9 Línea de estado crítico 16
2.10 Resistencia no drenada, S_u 17
2.11 Línea de estado estacionario, SSL 18
2.12 Resistencia en el estado estacionario, S_{SU} 18
2.13 Trayectoria de esfuerzos bajo condición de carga drenada 19
2.14 Trayectoria de esfuerzos bajo condición de carga no drenada 20
2.15 Saturación de escalas de magnitud 21
2.16 Cuatro acelerogramas con amplitud máxima de 0.18 g 23
2.17 Varias medidas de distancias usadas en la estimación de movimientos fuertes 24
2.18 Esquematización del proceso de licuefacción en un suelo saturado 25
2.19 Falla de flujo en la presa San Fernando, asociada al terremoto de San Fernando de 1971 26
2.20 Grietas provocadas por desplazamientos laterales hacia el río Motagua, asociados al terremoto de Guatemala de 1976 27
2.21 Tubería de concreto rota vista a través de una grieta formada en San Nicolás Lempa, Usulután, resultado del terremoto del 13 de enero de 2001 27
2.22 Formación de conos de arena cerca de Niigata, Japón; asociada al terremoto de Niigata de 1964 28
2.23 Fallas por pérdida de la capacidad de soporte de edificios de apartamentos, asociadas al terremoto de Niigata, Japón en 1964 28
2.24 Estructura inestable 29
2.25 Curva límite de distancia epicentral máxima a la que esperaría licuefacción para terremotos poco profundos 31
2.26 Límite para suelos susceptibles a licuefacción por flujo 32
2.27Trayectoria de esfuerzo de cinco especímenes isotrópicamente consolidados, a la misma relación de vacíos inicial, pero a distintos esfuerzos efectivos iniciales 33
2.28 Superficie de licuefacción por flujo 34

2.29 Trayectoria de esfuerzos bajo carga monotónica y bajo carga cíclica 34
2.30 Zona de susceptibilidad a licuefacción por flujo 35
2.31 Zona de susceptibilidad a movilidad cíclica 35
2.32 Trayectorias de esfuerzos que representan la iniciación de la movilidad cíclica 36
2.33 Relación entre métodos y principios para el mejoramiento de suelos 38
2.34 Procedimientos para los pilotes de arena compactada 39
2.35 Procedimiento de trabajo por vibro-barra 40
2.36 Procedimiento de compactación por vibroflotación 41
2.37 Compactación dinámica 42
2.38 Técnica de compactación vibratoria 43
2.39 Disminución del nivel freático 45
2.40 Método de disipación de la presión de poros 46
2.41 Paredes de diafragma o suelo estabilizado 47
2.42 Tablestacado 47
2.43 Criterios de selección para los métodos de prevención contra licuefacción 50
2.44 Criterios de selección para las técnicas del método de densificación 50
2.45 Medidas remediales según el tipo de estructura 51
2.46 Profundidad contra los valores críticos que originan licuefacción 54
2.47 Rangos granulométricos con posibilidad de licuefacción 55
2.48 Valores de penetración estándar para los que puede ocurrir licuefacción 55

CAPÍTULO 3

3.1 Mapa geológico simplificado de El Salvador 60
3.2 Distribución de sitios de estudio 65
3.3 Agrietamiento del terreno y expulsión de arena en San Antonio Potrerillos, Usulután 66
3.4 Agujero producido a causa de la licuefacción en comunidad Babilonia 67
3.5 Desplazamientos laterales en San Antonio, Cuscatlán 68
3.6 Desplazamientos laterales en playa Apulo, Ilopango 69
3.7 Colapso de un tramo del puente ferroviario en San Nicolás Lempa 70
3.8 Conos de arena a un lado de la carretera principal hacia la playa Costa del Sol, a 1 km de San Marcelino 70
3.9 Esquema de oportunidad vrs susceptibilidad 77
3.10 Curvas propuestas por Seed para la evaluación de la susceptibilidad de un sitio a licuefacción 79
3.11 Columna de suelo sometida a un esfuerzo cortante 81
3.12 Rango de valores de r_d para diferentes perfiles de suelo 82
3.13 Gráficas de esfuerzo cortante que representan a la susceptibilidad y a la oportunidad en función de la profundidad 82

3.14 Curvas para la evaluación del potencial de licuefacción en términos de N_1^{60}, magnitud y distancia desde la falla 85

CAPÍTULO 4

4.1 Grietas a orillas del lago de Ilopango 89
4.2 Eyecciones de arena en las orillas del lago Ilopango 89
4.3 Daños en un muelle del lago de Ilopango 90
4.4 Agrietamiento de la pista del aeropuerto de Ilopango 90
4.5 Área metropolitana de San Salvador con la localización del epicentro del 13 de mayo de 1965 91
4.6 Desplazamientos laterales en La Playa, Amatitlán, Guatemala 92
4.7 Pérdida de la capacidad de soporte en La Playa, Amatitlán, Guatemala 92
4.8 Inundación en una casa ubicada en La Playa, Amatitlán, Guatemala 93
4.9 Asentamientos por licuefacción en el puerto de Limón 94
4.10 Desplazamientos laterales en el puerto de Moin 95
4.11 Desplazamientos laterales en las cercanías del río Vizcaya 95
4.12 Desplazamientos laterales en las cercanías del río Vizcaya 96
4.13 Colapso del puente Río Estrella 96
4.14 Desplazamientos laterales en las cercanías del río Estrella 97
4.15 Puente ferroviario Río Bananito 98
4.16 Eyecciones de arena por licuefacción en cultivos de banano 98

CAPÍTULO 5

5.1 PAUp vrs PAUo 106
5.2 PAUp/PAUo vrs distancia epicentral 107
5.3 PAUp/PAUo vrs distancia epicentral 107
5.4 PAUp/PAUo vrs distancia epicentral 108
5.5 PAUp/PAUo vrs distancia epicentral 108
5.6 PAUp vrs PAUo 112
5.7 PAUp/PAUo vrs distancia epicentral 112
5.8 PAUp/PAUo vrs distancia epicentral 113
5.9 PAUp/PAUo vrs distancia epicentral 113
5.10 PAUp/PAUo vrs distancia epicentral 114
5.11 PAUp/PAUo vrs distancia epicentral 114
5.12 PAUp/PAUo vrs distancia epicentral 115
5.13 PAUp/PAUo vrs distancia epicentral 115
5.14 PAUp/PAUo vrs distancia epicentral 116
5.15 PAUp/PAUo vrs distancia epicentral 116

5.16 Caracterización de sitio para S01.01 119
5.17 Caracterización de sitio para S01.02 120
5.18 Caracterización de sitio para S02.01 121
5.19 Caracterización de sitio para S02.02 122
5.20 Caracterización de sitio para S02.03 123
5.21 Caracterización de sitio para S03.01 124
5.22 Caracterización de sitio para S04.01 125
5.23 Caracterización de sitio para S04.02 126
5.24 Caracterización de sitio para S05.01 127
5.25 Caracterización de sitio para S06.01 128
5.26 Caracterización de sitio para S07.01 129
5.27 Caracterización de sitio para S07.02 130
5.28 Caracterización de sitio para S08.01 131
5.29 Caracterización de sitio para S09.01 132
5.30 Caracterización de sitio para S10.01 133
5.31 Caracterización de sitio para S11.01 134
5.32 Caracterización de sitio para S12.01 135
5.33 Aplicación del método de Seed para S01.01 136
5.34 Aplicación del método de Seed para S01.02 137
5.35 Aplicación del método de Seed para S02.01 138
5.36 Aplicación del método de Seed para S02.02 139
5.37 Aplicación del método de Seed para S02.03 140
5.38 Aplicación del método de Seed para S04.01 141
5.39 Aplicación del método de Seed para S04.02 142
5.40 Aplicación del método de Seed para S05.01 143
5.41 Aplicación del método de Seed para S06.01 144
5.42 Aplicación del método de Seed para S07.01 145
5.43 Aplicación del método de Seed para S07.02 146
5.44 Aplicación del método de Seed para S08.01 147
5.45 Aplicación del método de Seed para S09.01 148
5.46 Aplicación del método de Seed para S10.01 149
5.47 Aplicación del método de Seed para S11.01 150
5.48 Aplicación del método de Seed para S10.01 151
5.49 Aplicación del método de Seed para S11.01 152
5.50 Aplicación del método de Seed para S12.01 153
5.51 Aplicación para el sitio S01.01 154
5.52 Aplicación para el sitio S01.02 154
5.53 Aplicación para el sitio S02.01 155

5.54 Aplicación para el sitio S02.02 155
5.55 Aplicación para el sitio S02.03 156
5.56 Aplicación para el sitio S04.01 156
5.57 Aplicación para el sitio S04.02 157
5.58 Aplicación para el sitio S05.01 157
5.59 Aplicación para el sitio S06.01 158
5.60 Aplicación para el sitio S07.01 158
5.61 Aplicación para el sitio S07.02 159
5.62 Aplicación para el sitio S08.01 159
5.63 Aplicación para el sitio S09.01 160
5.64 Aplicación para el sitio S10.01 160
5.65 Aplicación para el sitio S11.01 161
5.66 Aplicación para el sitio S12.01 161
5.67 Curvas granulométricas para S01.01 162
5.68 Curvas granulométricas para S01.02 163
5.69 Curvas granulométricas para S02.01 163
5.70 Curvas granulométricas para S02.02 164
5.71 Curvas granulométricas para S02.03 164
5.72 Curvas granulométricas para S03.01 165
5.73 Curvas granulométricas para S04.02 165
5.74 Curvas granulométricas para S05.01 166
5.75 Curvas granulométricas para S06.01 166
5.76 Curvas granulométricas para S07.01 167
5.77 Curvas granulométricas para S07.02 167
5.78 Curvas granulométricas para S08.01 168
5.79 Curvas granulométricas para S10.01 168
5.80 Curvas granulométricas para S11.01 169
5.81 Curvas granulométricas para S12.01 169
5.82 Variación de D_{50} promedio respecto al valor de N promedio 171
5.83 Variación de C_u promedio respecto al valor de N promedio 172
5.84 Variación de w%/LL respecto al valor de N promedio 172
5.85 Variación de la humedad máxima bajo el nivel freático con N 173
5.86 Nivel freático vrs N promedio bajo el nivel freático 174
5.87 Variación de FS promedio con el valor de N promedio 176
5.88 Variación del valor de FS promedio con distancia hipocentral 176
5.89 Variación del nivel freático con FS promedio 177
5.90 Variación de FS promedio con porcentaje de finos 178
5.91 Porcentaje de curvas granulométricas dentro del rango de suelos fácilmente licuables 179

5.92 Porcentaje de curvas granulométricas dentro del rango de suelos muy fácilmente licuables 179

ÍNDICE DE TABLAS

CAPÍTULO 2

2.1 Resumen de los resultados del cuestionario realizado por la sociedad japonesa de mecánica de suelos e ingeniería de fundaciones 48

CAPÍTULO 3

3.1 Preselección de sitios para pruebas de campo 62

3.2 Selección de sitios para pruebas de campo 63

3.3 Codificación para los sondeos realizados en cada sitio 64

3.4 Determinación del peso volumétrico húmedo 74

3.5 Ecuaciones de atenuación propuestas por diversos autores y descripción de los parámetros utilizados para su obtención 75

3.6 Aplicabilidad de ecuaciones según el tipo de evento 76

3.7 Energía real impartida por el martillo según su país de fabricación 78

3.8 Factores de corrección de CSR para diferentes magnitudes 80

CAPÍTULO 5

5.1 Codificación de estaciones acelerográficas 102

5.2 Parámetros de distancia a la fuente sismogénica 103

5.3 Error promedio de los parámetros de aceleración predichos 105

5.4 Valores de PAUp/PAUo 106

5.5 Error promedio de los parámetros de aceleración predichos 109

5.6 Valores de PAUp/PAUo 111

5.7 Predicción de aceleración máxima para los sitios de estudio 117

5.8 Predicción de aceleración máxima para los sitios de estudio 118

5.9 Propiedades de los suelos en los sitios de estudio bajo el nivel freático 170

5.10 Comparación de la ocurrencia del fenómeno de licuefacción con las predicciones por el método de Seed y por el método de Ambraseys 175

SIGLAS

ASIA	Asociación Salvadoreña de Ingenieros y Arquitectos.
ASTM	American Society for Testing and Materials.
CEN	Comité Europeo de Normalización.
CENAPRED	Centro Nacional de Prevención de Desastres.
CEPA	Comisión Ejecutiva Portuaria Autónoma
CEPRODE	Centro de Protección de Desastres.
CIG	Centro de Investigaciones Geotécnicas.
CPT	Cone Penetration Test.
CSL	Línea de estado crítico (Critical State Line).
CSR:	Relación de esfuerzo cíclico (Cyclic Stress Ratio).
CVR	Relación de vacíos crítica (Critical Void Ratio).
EERI	Earthquake Engineering Research Institute.
EDH	El Diario de Hoy.
ESP	Trayectoria de esfuerzo efectivo (Effectve Stress Path).
FLS:	Superficie de licuefacción por flujo (Flow Liquefaction Surface).
JSCE	Japanese Society of Civil Engineers.
LPG	La Prensa Gráfica.
MARN	Ministerio del Medio Ambiente y Recursos Naturales.
MOP	Ministerio de Obras Públicas.
NCL	Línea de compresión normal (Normal Consolidation Line).
NEIC	National Earthquake International Center.
NTDCET	Norma Técnica para el Diseño de Cimentaciones y Estabilidad de Taludes.
OCL	Línea de expansión (Overconsolidation Line).
OCR	Relación de preconsolidación (Overconsolidation Ratio).
SPT	Standard Penetration Test.
SSL	Línea de estado estacionario (Steady State Line).

TSP	Trayectoria de esfuerzo total (Total Stress Path).
UCA	Universidad Centroamericana "José Simeón Cañas".
UTC	Universal Time Coordinated.

SIMBOLOGÍA

a: Aceleración del terreno.

a_{max}: Aceleración máxima del terreno.

C_c: Pendiente de la línea de compresión normal; coeficiente de concavidad.

C_N: Factor de corrección del valor de N por la influencia de la presión de confinamiento.

C_u: Coeficiente de uniformidad.

d_e: Distancia epicentral.

d_f: Distancia más cercana de un emplazamiento a la traza de una falla.

d_h: Distancia hipocentral.

D_{10}: Diámetro aparente de las partículas que conforman el 10 % de un suelo.

D_{50}: Tamaño promedio de las partículas de un suelo.

D_{60}: Diámetro aparente de las partículas que conforman el 60 % de un suelo.

Ec: Ecuación.

e: Relación de vacíos.

FS: Factor de seguridad.

g: Aceleración de la gravedad.

h: Profundidad de un elemento de suelo.

h_f: Profundidad del nivel freático.

kc: Aceleración crítica.

K_0: Coeficiente de tierras en reposo.

LL: Límite líquido.

IP: Índice de plasticidad.

m_b: Magnityud de ondas de cuerpo.

M: Magnitud de un terremoto.

M_L: Magnitud Local.

M_S: Magnitud de ondas superficiales.

M_W: Magnitud de momento.

N: Parámetro resultante del ensayo de penetración estándar; coordenada norte de un punto geográfico.

N^1_{60}: Valor resultante de la prueba de penetración estándar corregido por el esfuerzo de confinamiento y para un 60 % de la energía teórica ejercida por el martillo si estuviera en caída libre.

R: Parámetro de la distancia de un emplazamiento a la fuente sismogénica.

r: Coeficiente de correlación.

r_d: Factor que afecta el valor de la aceleración máxima en función de profundidad.

s´: Esfuerzo principal promedio.

S_u: Resistencia al corte para condición de carga no drenada.

S_{su}: Resistencia al corte en el estado estacionario de deformación.

t: Esfuerzo cortante máximo.

u: Presión de poro.

W: Coordenada oeste de un punto geográfico.

w: Contenido de humedad.

ϕ: Ángulo de fricción de un suelo.

γ: Peso volumétrico de un suelo; deformación angular.

γ_w: Peso volumétrico del agua.

τ: Esfuerzo cortante.

σ_v: Esfuerzo vertical total en un elemento de suelo.

σ'_v: Esfuerzo vertical efectivo en un elemento de suelo.

°: Grado.

′: Minuto.

″: Pulgada.

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1 OBJETIVOS

Objetivo general

- Realizar un estudio teórico del fenómeno de licuefacción y desarrollar una aplicación a sitios seleccionados en El Salvador con los datos de movimiento fuerte de los terremotos de enero y febrero del 2001.

Objetivos específicos

- Establecer un marco teórico donde se caracterice el fenómeno de licuefacción y sus consecuencias.
- Realizar una recopilación bibliográfica de los fenómenos de licuefacción observados en terremotos destructores en Centroamérica.
- Presentar y aplicar técnicas para la caracterización y análisis de los casos en donde hubo y no hubo licuefacción para los terremotos del 13 de enero y del 13 de febrero de 2001; estas se realizarán en zonas susceptibles del fenómeno.
- Presentar medidas remediales y preventivas para la mitigación del riesgo causado por el fenómeno de licuefacción.

1.2 ALCANCES

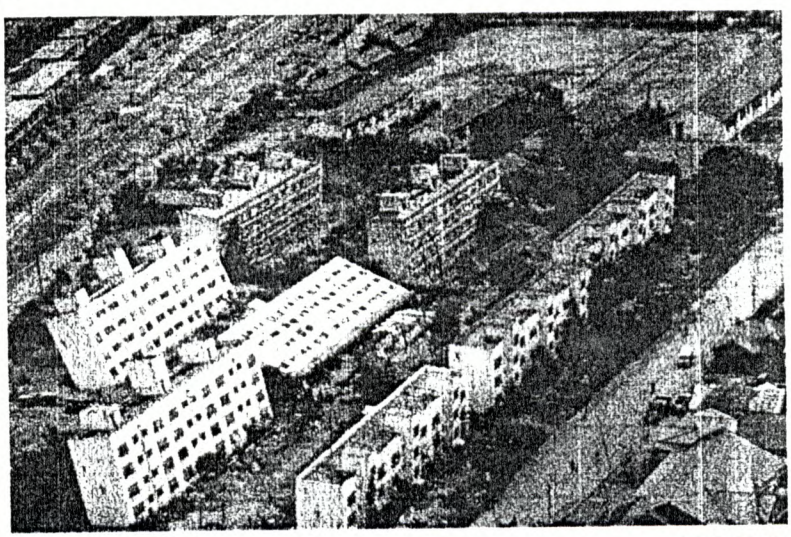
- El estudio de los fenómenos de licuefacción ocurridos en los terremotos destructores en Centroamérica se abordó en este trabajo de una forma descriptiva.

- El estudio de los fenómenos de licuefacción asociados a los terremotos del 13 enero y del 13 de febrero que se mencionan en este trabajo, se llevó a cabo de una forma analítica.

1.3 LIMITACIONES

- La realización de todas las pruebas de campo y recolección de muestras deberían haberse realizado antes del inicio de la época lluviosa, ya que durante esta época las condiciones que presentan los suelos en campo pueden variar considerablemente respecto a las que presentan durante la época seca.

CAPÍTULO 2



MARCO TEÓRICO

2.1 CONCEPTOS BÁSICOS DE MECÁNICA DE SUELOS

2.1.1 Comportamiento de los suelos bajo compresión unidimensional

2.1.1.1 Ensayo de consolidación unidimensional

El edómetro es un aparato usado para llevar a cabo el ensayo de consolidación unidimensional en un laboratorio, el equipo se esquematiza en la figura 2.1. El ensayo tiene como objetivo "medir los cambios de volumen y la velocidad a que estos ocurren en un espécimen de suelo confinado lateralmente y sujeto a carga axial" [Departamento de Ingeniería Civil, UCA;1996, p.87].

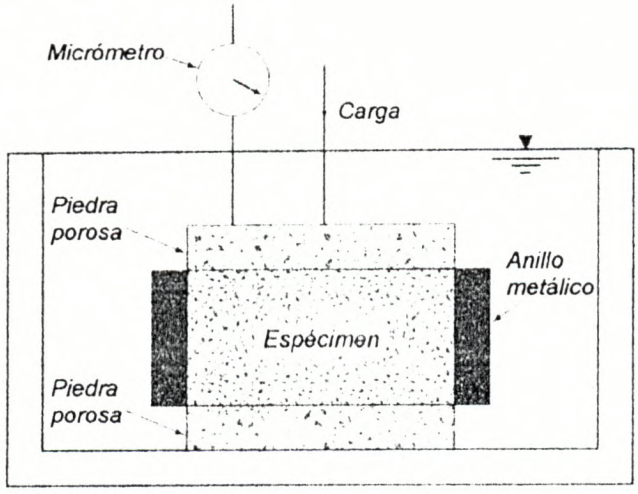


Figura 2.1 Esquema del equipo para el ensayo de compresión unidimensional [Das, 1998, p.308]

La prueba consiste de un espécimen de suelo confinado por un anillo metálico y emparedado entre dos piedras porosas que hacen posible el drenaje, aplicándole a este arreglo incrementos de esfuerzo a través de un marco de carga y leyéndose las deformaciones correspondientes en el micrómetro. Cabe notar que como el espécimen se encuentra confinado lateralmente por el anillo metálico, la única deformación que se da es en la dirección vertical.

Un resultado del ensayo de consolidación unidimensional es una curva e-log σ' (relación de vacíos-esfuerzo efectivo vertical) a partir de los incrementos de esfuerzo y los cambios de volumen respectivos medidos a través del parámetro e. En la figura 2.2 se puede notar un primer segmento curvo y un segundo segmento recto, esto es porque el suelo ha sufrido algún grado de alteración debido al muestreo o porque es un suelo preconsolidado (este concepto se discute en el numeral 2.1.1.2). Una línea virgen de consolidación se determina a través de

métodos gráficos, a esta línea virgen se le conoce como línea de compresión normal, NCL (ver figura 2.3).

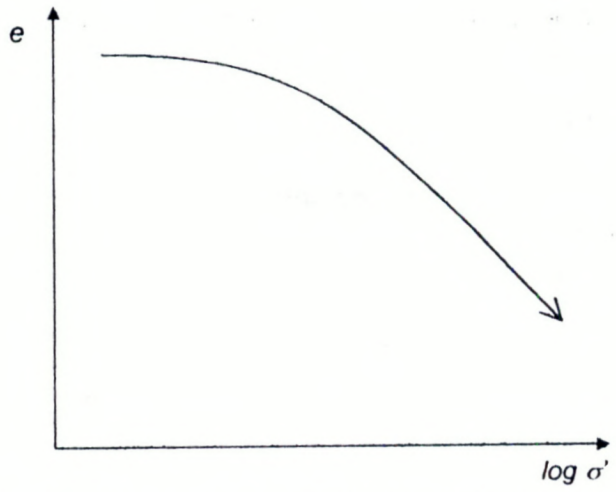


Figura 2.2 Curva resultante del ensayo de compresión unidireccional

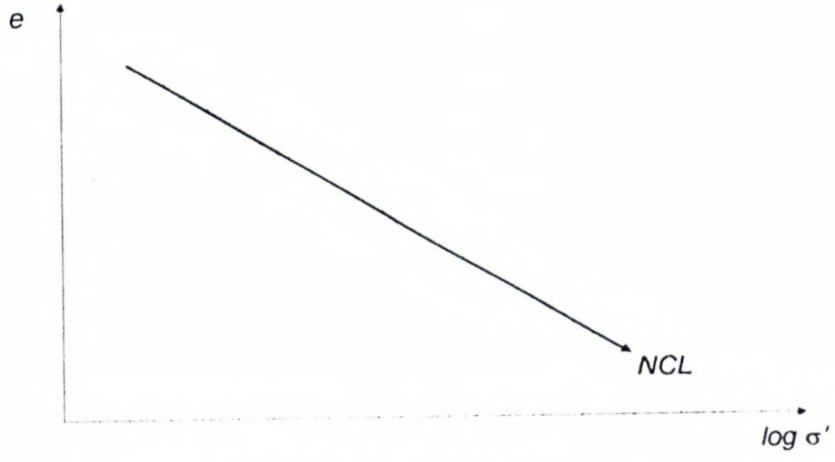


Figura 2.3 Línea de compresión normal

2.1.1.2 Línea de compresión normal y preconsolidación

La línea de compresión normal es de ayuda para conocer la historia de los esfuerzos y densidades a los que un suelo se ha encontrado a lo largo de su vida geológica, por ejemplo, si el estado de un suelo (un punto en el espacio e-log σ') pertenece a la NCL, quiere decir que el esfuerzo efectivo correspondiente es el mayor al que se ha visto sometido; por otro lado, si el estado del suelo se dibuja por debajo de la NCL, se dice que el suelo está preconsolidado. Para entender este concepto puede ser de utilidad auxiliarse de la línea de expansión, OCL (ver figura 2.4), si un suelo se ha visto sometido sólo a aumentos de esfuerzo, el lugar geométrico de sus cambios de estado viene dado por la NCL; si el suelo se ve sometido a una disminución de esfuerzos (descarga), el lugar geométrico de sus cambios de estado viene dado por una

línea de expansión. Al aumentar nuevamente los esfuerzos en dicho suelo, su estado viajará sobre la OCL en sentido inverso hasta alcanzar el punto en que este suelo se descargó, y luego sobre la NCL.

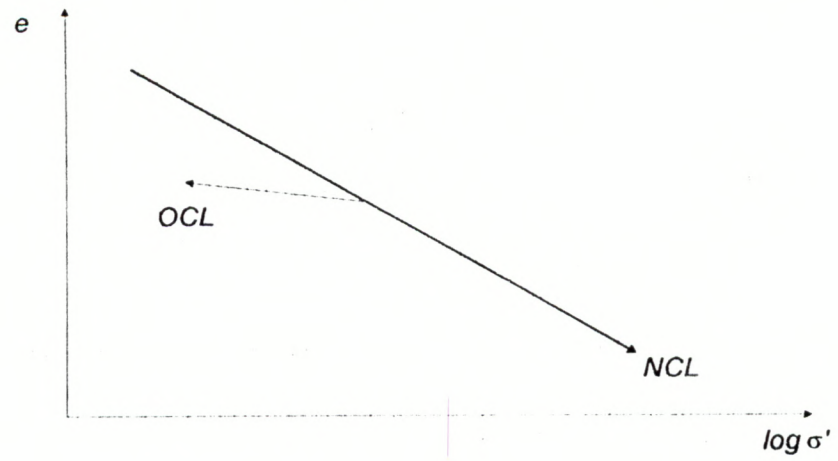


Figura 2.4 Línea de expansión, OCL

Se puede definir la relación de preconsolidación, OCR, como:

$$OCR = \frac{\sigma'_y}{\sigma'} \qquad \text{(Ec. 2.1)}$$

donde:

σ'_y: Esfuerzo efectivo vertical al que el suelo se descargó, también conocido como esfuerzo efectivo de fluencia o esfuerzo efectivo de preconsolidación.

σ': Esfuerzo efectivo vertical actual.

2.1.2 Teoría del estado crítico

2.1.2.1 Relación de vacíos crítica y comportamiento de los suelos bajo ensayos de corte

Si se toma como punto de partida la línea de compresión normal de un suelo, es posible definir una línea que contenga al suelo en estados tales que su relación de preconsolidación sea la misma, por lo que resulta ser una línea con relación de preconsolidación constante para todos sus puntos y paralela a la línea de compresión normal (ver Fig.2.5).

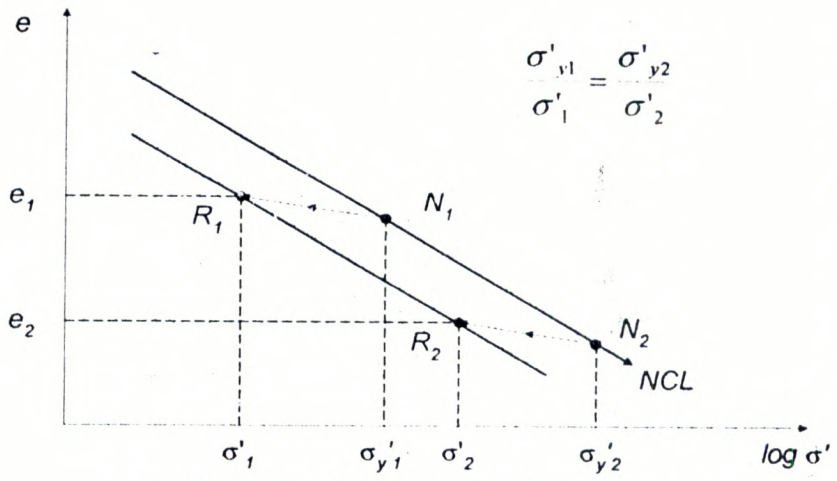


Figura 2.5 Línea de relación de preconsolidación constante

Existe una línea de relación de preconsolidación constante crítica, CVR, que define el límite entre las arcillas ligeramente preconsolidadas y las altamente preconsolidadas, y entre las arenas o gravas sueltas y las densas (ver Fig. 2.6).

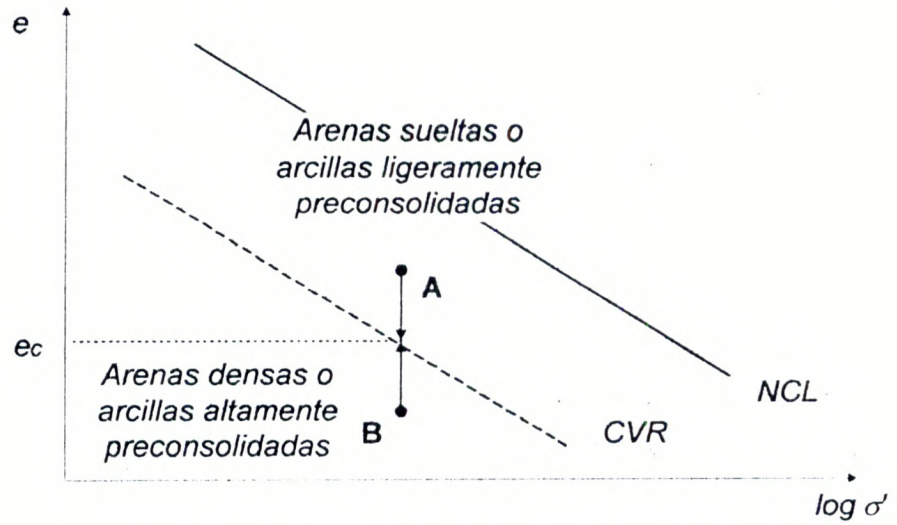


Figura 2.6 Línea de relación de preconsolidación constante crítica

Si se realiza un ensayo de corte directo en condición drenada a dos suelos, uno inicialmente del lado de las arenas sueltas (espécimen A) y otro inicialmente del lado de las arenas densas (espécimen B) *y ambos al mismo esfuerzo efectivo inicial*, entonces es posible observar que el primero se contraerá por reacomodo de sus partículas hasta lograr una relación de vacíos constante, e_c, y el segundo se contraerá a pequeñas deformaciones cambiando luego su comportamiento a expansivo hasta alcanzar la misma relación de vacíos final que el espécimen A (ver Fig. 2.7).

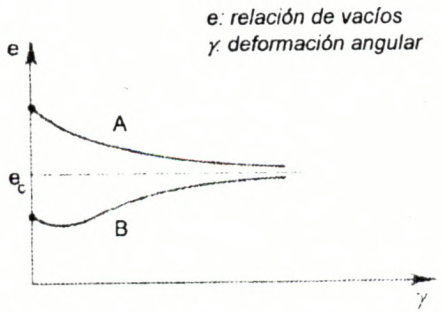


Figura 2.7 Resultado de ensayo de corte directo.
[Atkinson;1993, p.104]

Los especimenes A y B, ambos alcanzan el mismo esfuerzo cortante último, de donde se puede concluir que para un mismo esfuerzo efectivo y no importando la densidad inicial de los suelos, estos alcanzarán la misma relación de vacíos final y el mismo esfuerzo cortante último, τ_f (ver Fig. 2.8).

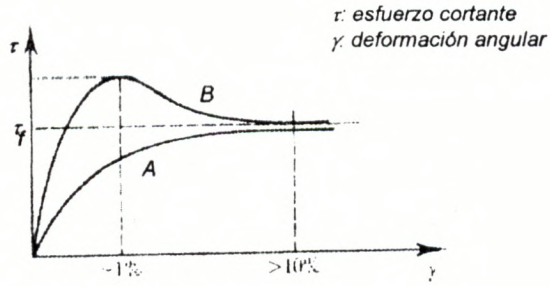


Figura. 2.8 Resultado de ensayo de corte directo.
[Atkinson;1993, p.104]

A la relación de vacíos e_c se le denomina *relación de vacíos crítica* y es un punto de la línea de relación de preconsolidación constante crítica de la figura 2.6. El lugar geométrico de las relaciones de vacíos criticas para distintos esfuerzos efectivos iniciales se conoce como *línea de relación de vacíos crítica*, CVR (ver figura 2.6).

Teniendo presente lo anterior, se puede definir el estado crítico como aquel estado en el que un suelo se deforma continuamente a esfuerzo cortante y volumen constantes. Este estado define una relación única entre esfuerzo cortante último, relación de vacíos crítica y esfuerzo efectivo a la falla. Al lugar geométrico que relaciona estos tres parámetros se le conoce como *línea de estado crítico*, CSL. Sus proyecciones en los planos $\tau-\sigma'$ y $e-\sigma'$ se muestran en la figura 2.9.

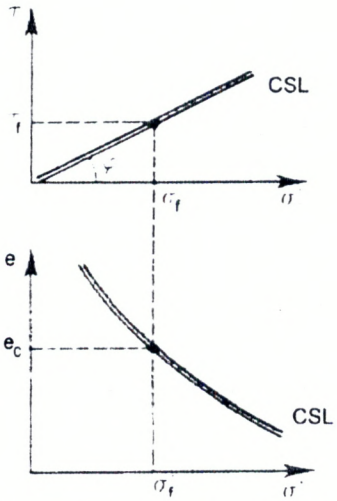


Figura 2.9 Línea de estado crítico. Los subíndices "f" significan que son valores a la falla. [Atkinson;1993, p. 106]

La línea de estado crítico está definida por las siguientes ecuaciones:

$$\tau_f = \sigma'_f \tan\phi' \qquad \text{(Ec. 2.2)}$$

$$e_c = e_\Gamma - C_c \log\sigma'_f \qquad \text{(Ec. 2.3)}$$

donde σ'_f y τ_f están en kPa

La ecuación 2.2 es el criterio de falla de Mohr-Coulomb para condición de carga drenada y valor nulo de cohesión, ϕ' es el ángulo de fricción del suelo. En la ecuación 2.3, la pendiente C_c es la misma de la línea de compresión normal, por ser paralela a esta y e_Γ es el valor que toma e cuando σ'_f = 1.0kPa.

La CSL puede ser representada de igual forma con otros parámetros dependiendo del ensayo con que se obtenga, para ensayos triaxiales se puede graficar en el espacio t-e-s'. Estos parámetros se definen de la siguiente manera:

$$t = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \qquad \text{(Ec. 2.4)}$$

$$s' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \qquad \text{(Ec. 2.5)}$$

donde:

σ'_1: Esfuerzo efectivo principal mayor.

σ'_3: Esfuerzo efectivo principal menor.

2.1.2.2 Resistencia bajo condición de carga no drenada

La condición de carga no drenada no se limita a suelos cohesivos, se puede dar en estratos de suelos granulares confinados por estratos impermeables o en suelos granulares sujetos a una condición de carga tan súbita que no permita el drenaje mientras ocurre, de tal manera que la relación de vacíos permanece constante. En la figura 2.10 se puede observar que la resistencia al corte vendrá dada por una constante, no importando el valor que tome el esfuerzo efectivo. Esta resistencia al corte es el criterio de falla de Tresca para condición de carga no drenada, Su.

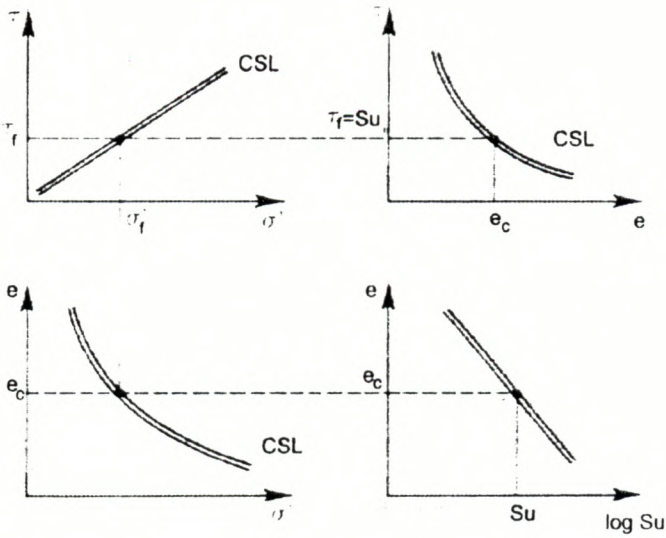


Figura 2.10 Resistencia no drenada, Su. **Los subíndices "f" significan que son valores a la falla.** *[Atkinson; 1993, p.108]*

2.1.3 Estado estacionario de deformación

El estado estacionario de deformación es también un estado de falla de un suelo, y se define como el estado en el cual un suelo fluye continuamente bajo esfuerzo cortante y esfuerzo efectivo constantes, a volumen y velocidad constantes [Kramer;1996, p.357].

Para este estado existe una relación única entre esfuerzo cortante, esfuerzo efectivo y relación de vacíos a la falla. El lugar geométrico que los relaciona se le conoce como línea de estado estacionario, SSL. De manera análoga a la CSL, se puede definir la SSL en el espacio σ'-τ-e, o en el espacio s'-t-e (ver figura 2.11).

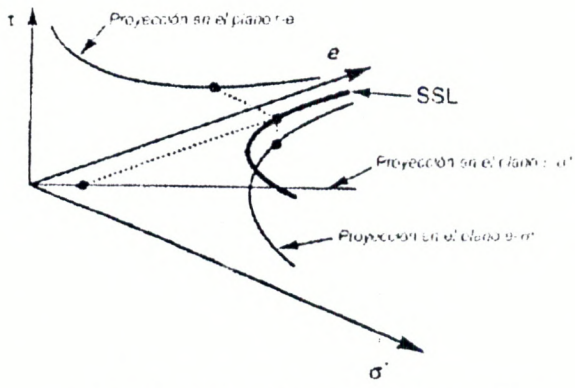


Figura 2.11. Línea de estado estacionario, SSL [Kramer;1996, p.359].

La diferencia entre estas dos líneas es que la CSL se obtiene a partir de ensayos drenados con control de deformaciones, y la SSL se obtiene a partir de ensayos no drenados con control de esfuerzos, por lo que esta línea se aproxima mas al estado de falla de un suelo cuando sufre licuefacción, ver sección 2.3.3.3. La proyección de la SSL en el plano e-σ' se usa también como el límite entre los suelos con comportamiento compresivo y los suelos con comportamiento expansivo bajo carga monotónica (ver figura 2.12).

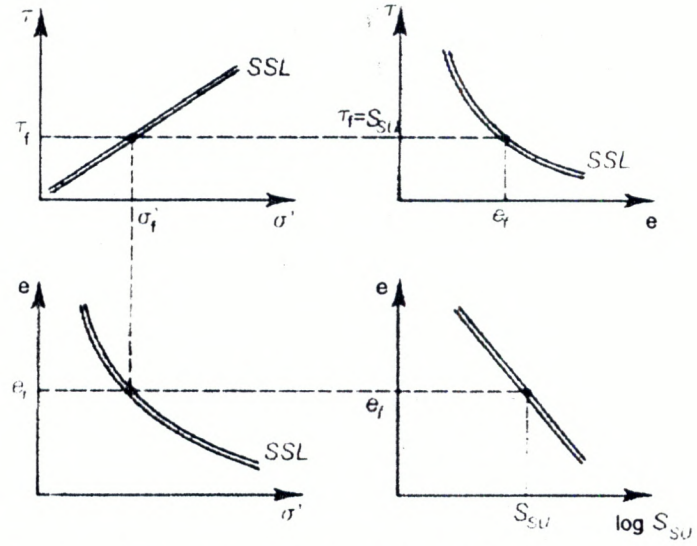


Figura 2.12. Resistencia en el estado estacionario, S_{SU}. Los subíndices "f" significan que son valores a la falla. Modificado de Atkinson [1993, p.108].

La resistencia a cortante bajo condición de carga no drenada calculada a partir de la SSL se le conoce como resistencia en el estado estacionario, S_{SU} (ver figura 2.12).

2.1.4 Trayectorias de esfuerzo

Una trayectoria de esfuerzo es una línea que representa los cambios de esfuerzo a los que se ve sometido un suelo. Así, ante una solicitación, las líneas que se muestran en la figura 2.8 representan los cambios de esfuerzo cortante con la deformación angular para dos tipos de suelo, y por lo tanto estas líneas son trayectorias de esfuerzo.

Las trayectorias de esfuerzo resultan útiles para graficar los cambios de estado de esfuerzos de un suelo en los espacios τ-σ, τ-σ', t-s, t-s'. En la figura 2.13 se muestra la trayectoria de esfuerzo para condición de carga drenada, es decir con volumen constante y cambio de presión de poros nulo. Nótese que la trayectoria de esfuerzos totales, TSP, coincide con la trayectoria de esfuerzos efectivos, ESP. Por otro lado, en la figura 2.14 se muestra la trayectoria de esfuerzo para condición de carga no drenada, se observa que la trayectoria de esfuerzos totales no coincide con la trayectoria de esfuerzos efectivos, esto es porque bajo condición de carga no drenada, la presión de poros aumenta cuando el esfuerzo total aumenta, esto provoca la tendencia a curvarse hacia la izquierda de la trayectoria de esfuerzos efectivos.

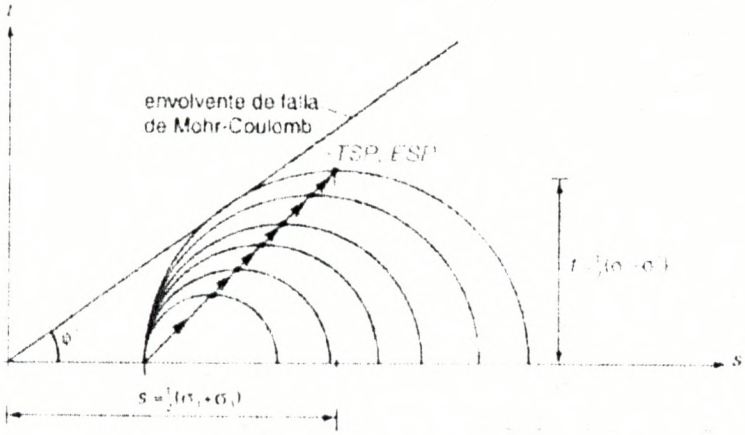


Figura 2.13. Trayectoria de esfuerzos bajo condición de carga drenada [Whitlow, 1994, p 175].

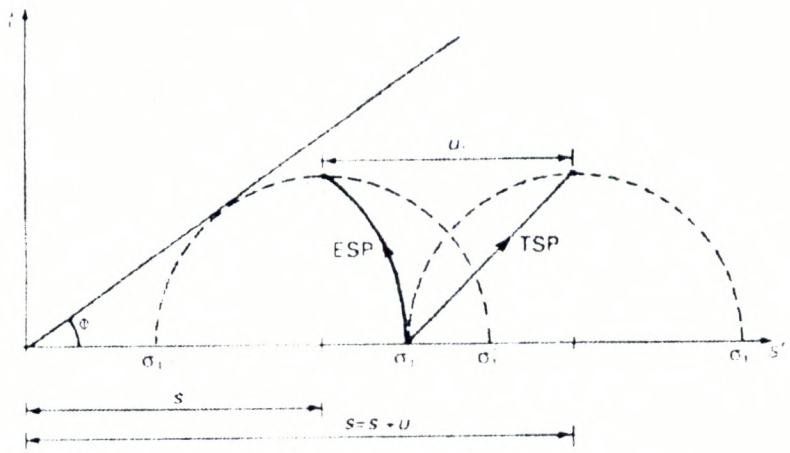


Figura 2.14. Trayectoria de esfuerzos bajo condiciones de carga no drenada [Whitlow;1994,p.175]

2.2 CONCEPTOS DE SISMOLOGÍA

2.2.1 Movimiento fuerte del terreno

Se entenderá por movimiento fuerte del terreno al temblor del suelo en el campo cercano de un terremoto de gran amplitud, perceptible por personas [Bommer;1994, p.318].

2.2.2 Parámetros de origen de un sismo

2.2.2.1 Ubicación y tiempo de origen

La ubicación de un sismo se define como el punto donde se origina la ruptura en la corteza de la Tierra, a este lugar geométrico se le conoce como foco o hipocentro, está definido por las coordenadas geográficas de latitud y longitud, y por la profundidad a la que se encuentra desde la superficie terrestre.

A la proyección del foco sobre la superficie terrestre se le conoce como epicentro, este se define completamente por las coordenadas geográficas de latitud y longitud.

Los sismógrafos pueden registrar la hora de llegada de las ondas P y las ondas S. La velocidad de las ondas P es mayor que la de las ondas S, y ambas velocidades se definen dependiendo del medio en el que se propagan. La diferencia entre tiempos de llegada de estas ondas depende de la distancia al foco y de sus respectivas velocidades, por ejemplo, si se tiene a dos corredores y uno se desplaza más rápido que el otro, en una carrera de 10 metros la diferencia

en sus tiempos de llegada será menor que en una carrera de 100 metros. Con esta relación es posible determinar la distancia a la que se encuentra el epicentro de un sismógrafo dado, pero no su ubicación exacta, para esto es necesario contar con los resultados de al menos tres sismógrafos. Estos aparatos están sincronizados con la hora UTC (Universal Time Coordinated) para efectos de determinar la hora de origen del sismo.

2.2.2.2 Magnitud

La magnitud es una medida de la energía liberada por un terremoto en forma de ondas sísmicas. Existen distintas escalas de magnitud, que se calculan a partir de distintos parámetros tales como la máxima amplitud de la traza de un sismograma, la distancia epicentral, período de las ondas P y momento sísmico. Entre estas escalas de magnitud se tienen:

- Magnitud local, M_L (Richter, 1935)
- Magnitud de ondas superficiales, M_S (Guttenberg y Richter, 1936)
- Magnitud de ondas de cuerpo, m_b (Guttenberg, 1945)
- Magnitud de momento, M_w (Kanamori, 1977)

A excepción de la magnitud de momento, cuando la energía liberada es muy grande, todas las demás escalas llegan a un valor constante debido a que los parámetros a partir de los cuales se calculan no sufren variaciones a partir de cierto valor de magnitud, a este fenómeno se le conoce como saturación de escalas (ver figura 2.15); Bolt [1989] sugirió que las magnitudes M_L y m_b fueran usadas para terremotos poco profundos con magnitud de 3 a 7, la escala M_S para magnitudes entre 5 y 7, y la magnitud de Kanamori para terremotos mayores a 7.5.

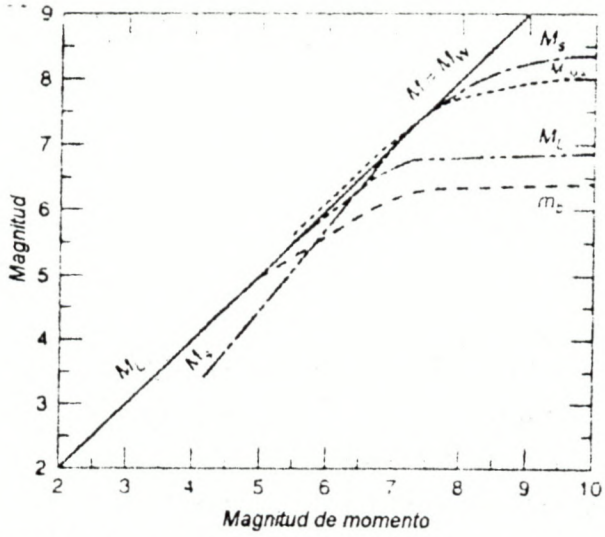


Figura 2.15 Saturación de escalas de magnitud [Kramer, 1996, p.49]

2.2.3 Parámetros de movimientos fuertes

2.2.3.1 Registro de movimiento fuerte

El registro de movimiento fuerte se realiza a partir de un instrumento llamado acelerógrafo que registra la aceleración del terreno en función del tiempo y en tres direcciones ortogonales, en el campo cercano de un sismo.

2.2.3.2 Aceleración máxima

La aceleración máxima está relacionada con la ruptura súbita sobre una área limitada de la ruptura y no de sus características globales, y por lo mismo, cerca de la ruptura de falla su valor es casi independiente de la magnitud: sismos de magnitud menor a 5 han generado aceleraciones mayores de 0.6g [Bommer;1994, p.162].

2.2.3.3 Aceleración efectiva

Ya que la aceleración máxima ocurre en un tiempo corto, se han propuesto parámetros para tener un nivel más representativo de la aceleración ocurrida durante la sacudida de un evento sísmico; como lo define Newmark y Hall [1982], "la aceleración efectiva es aquella aceleración que está más estrechamente relacionada con la respuesta estructural y el potencial para causar daños de un terremoto. Es distinta de la máxima aceleración del campo libre, y menor a ella". Usualmente para esta aceleración efectiva se utiliza entre el 50 y el 33% de la aceleración máxima.

2.2.3.4 Duración

Si bien la aceleración máxima es un parámetro importante con fines ingenieriles, no proporciona información sobre la duración de un evento sísmico. En la figura 2.16 se presentan 4 acelerogramas con la misma amplitud máxima pero con diferentes duraciones.

La duración de un evento ha sido relacionada con la cantidad de daños en cierto sitio, por ejemplo en un terremoto se podrían registrar aceleraciones altas con duración corta sin causar daños severos en estructuras, y por otra parte un terremoto con aceleraciones moderadas pero de larga duración podría causar daños considerables.

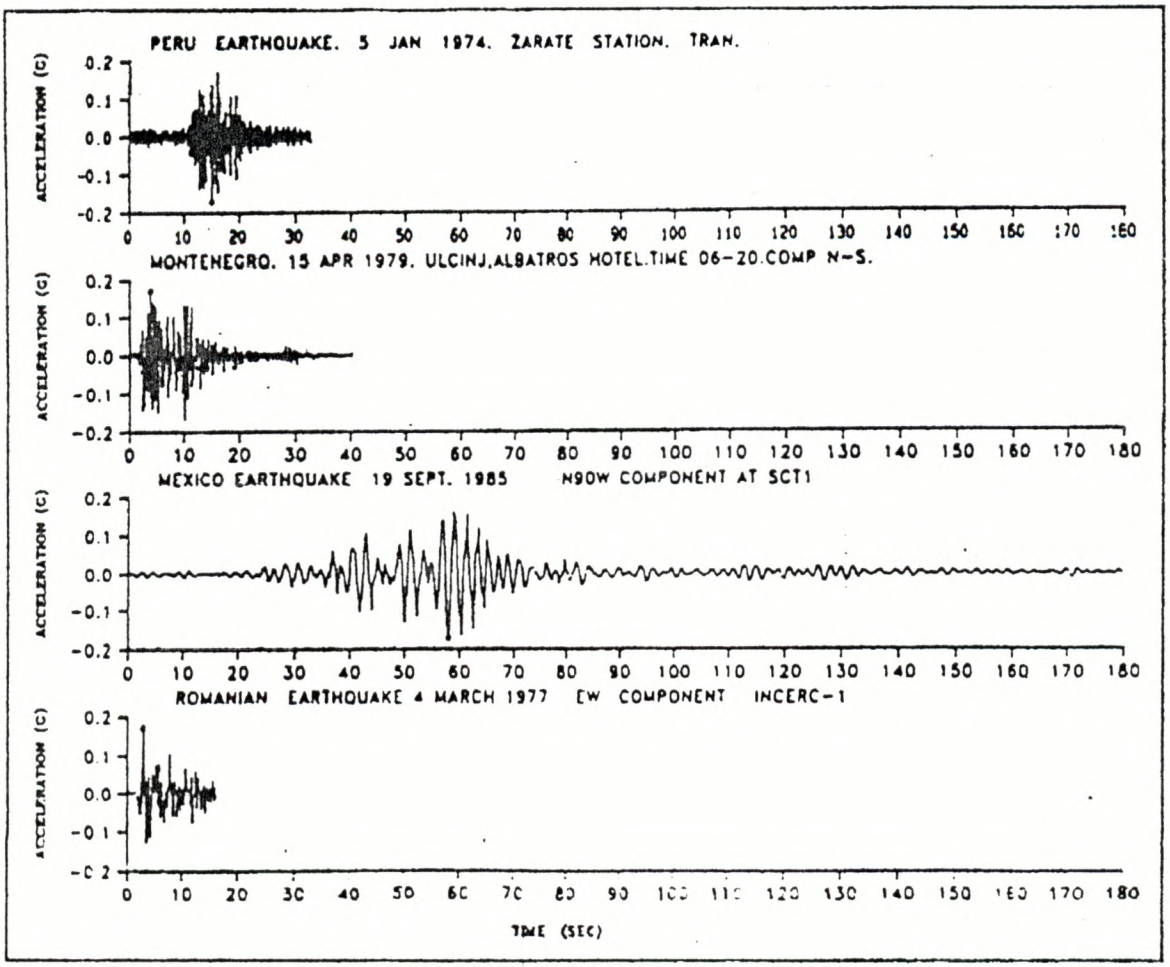


Figura 2.16 Cuatro acelerogramas con amplitud máxima de 0.18g [Bommer, 1994, p 164]

2.2.4 Estimación de parámetros de movimientos fuertes

Para estimar un parámetro de movimiento fuerte es necesario identificar los patrones que afectan sus valores, estos son la fuente y trayectoria de las ondas sísmicas, y el sitio donde llegan dichas ondas.

Para la fuente sismogénica, el parámetro principal es la magnitud, que como se ha mencionado anteriormente, es una medida de la cantidad de energía liberada; además, otro parámetro es el mecanismo de falla de la ruptura, ya que afecta la generación de las ondas sísmicas [Bommer;1994, p.173].

El parámetro fundamental de la trayectoria, es la distancia de viaje de las ondas desde la fuente al sitio, debido a que las ondas sísmicas se ven atenuadas conforme atraviesan los distintos materiales que forman su medio de propagación.

La distancia entre la fuente y el sitio en estudio puede ser definida de varias maneras (ver figura 2.17), las más comunes son las distancias hipocentrales (R_1) y epicentrales (R_2) ya que son las más fáciles de determinar después de un terremoto; aunque se han definido otras, como la distancia a la zona de mayor energía liberada (R_3), distancia más cercana a la zona de ruptura (R_4) y la distancia más cercana a la proyección de la ruptura de la falla en la superficie (R_5) [Kramer;1996, p.86].

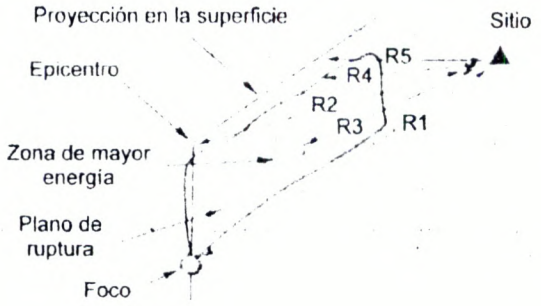


Figura 2.17 Varias medidas de distancias usadas en la estimación de movimientos fuertes [Kramer, 1996 p.86]

Por último, el parámetro fundamental del sitio es la geología del terreno, ya que dependiendo de los tipos de suelos que se presenten se puede modificar la amplitud del movimiento. Así, en sitios con depósitos de aluviones se podrían presentar mayores amplificaciones de aceleración que en estratos de roca.

2.2.4.1 Modelos de atenuación

Las ecuaciones de atenuación son una forma de relacionar los movimientos fuertes con las características de la fuente, trayectoria y sitio; en las cuales para fines ingenieriles el parámetro a predecir es la aceleración máxima. En todas las ecuaciones de atenuación, los parámetros magnitud (M) y distancia (R) siempre están presentes, aunque de vez en cuando se incluye el factor de sitio (S) en dichas ecuaciones. La forma general de una ecuación de atenuación se muestra a continuación:

$$\log(y) = c_1 + c_2 M - c_3 \log(R + c_4) - c_5 R + c_6 S \qquad \text{(Ec. 2.6)}$$

donde y representa el parámetro de la aceleración máxima a estimar.

Generalmente, el parámetro que más se predice de la ecuaciones de atenuación es la aceleración máxima horizontal, aunque otros autores han derivado ecuaciones para predecir la aceleración vertical, el vector resultante de las componentes horizontales, las dos componentes y otras.

Al momento de obtener una ecuación de atenuación, las magnitudes deberán ser especificadas (por ejemplo m_b, M_s, etc) de acuerdo al catálogo que se utilice y convertirlas todas a una misma escala para poder correlacionarlas; de igual forma se deben uniformizar los parámetros de distancia a la fuente.

También hay que considerar las limitaciones de aplicabilidad de la ecuación con respecto a la base de datos empleada en su derivación. Por ejemplo, si una ecuación es derivada de acelerogramas registrados a distancias desde la fuente sismogénica de 15 a 80 km de terremotos con magnitudes entre 5 y 6.5, habría que tener mucha precaución en extrapolar la relación para una situación de un emplazamiento situado a 5 km de una falla que puede producir un sismo de magnitud 7.5 [Bommer;1994, p.179].

2.3 DEFINICIÓN DE LICUEFACCIÓN

2.3.1 Fenómenos de licuefacción

La licuefacción es un fenómeno que ocurre en suelos no cohesivos y saturados bajo condición no drenada de carga. Condiciones de carga monotónica o cíclica provocan que este tipo de suelos tiendan a contraerse, esto a su vez induce que la presión de poros aumente y los esfuerzos efectivos disminuyan, a tal grado que el suelo se comporta como un líquido con poca o nula resistencia al corte [Kramer;1996, p.349].

En la figura 2.18 se muestra la secuencia del comportamiento de un elemento de suelo durante un evento sísmico, la barra a la derecha de cada cuadro indica la magnitud de la presión de poros en ese instante. Nótese como el contacto entre las partículas de suelo se pierde a medida incrementa la presión de poros.



Figura 2.18 Esquematización del proceso de licuefacción en un suelo saturado. [http:// www.ce.washington.edu; Julio de 2001]

Para efectos ingenieriles, la licuefacción es sólo un estado de falla de un suelo, y de por sí es inofensiva. El problema resulta cuando existen urbanizaciones o estructuras importantes sobre o pendiente abajo de los estratos que presentan estos fenómenos. Los tipos de fallas asociadas son:

2.3.1.1 Fallas de flujo

Estas son las fallas más catastróficas. Se presentan en suelos saturados, muy sueltos y con grandes pendientes, a los cuales la carga inducida por un sismo los llevará a una condición inestable, en la cual los esfuerzos cortantes estáticos que soportaban antes de la ocurrencia del movimiento fuerte producirán las grandes deformaciones que se presentan. El estrato susceptible a la licuefacción se comporta como un fluido y puede desplazar a los estratos superficiales a lo largo de grandes distancias (ver figura 2.19).

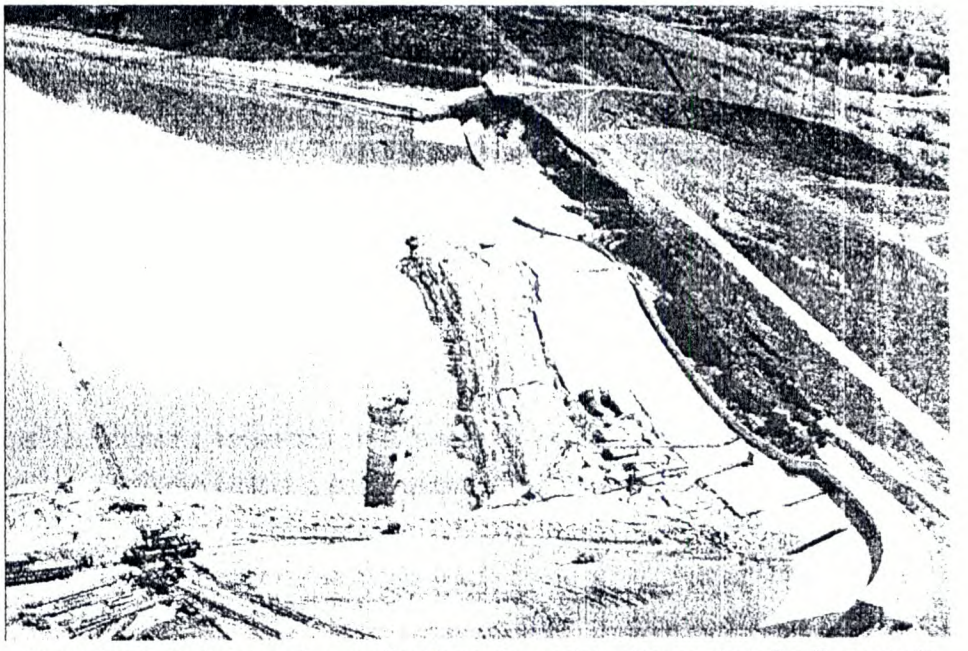


Figura 2.19. Falla de flujo en la presa San Fernando, asociada al terremoto de San Fernando de 1971 [Kramer,1996, p.7].

2.3.1.2 Desplazamientos laterales

Esta se presenta en suelos con pendientes suaves cerca del cauce de ríos, de costas y de lagos (ver figura 2.20). El estrato de suelo susceptible a la licuefacción se encuentra muy superficial y presentará un movimiento errático en ambas direcciones horizontales al igual que en la dirección vertical. Este movimiento errático causa que los estratos del suelo que se encuentran en la superficie se quiebren en bloques, causando desplazamientos hacia las aguas próximas. Estos desplazamientos pueden variar de unos centímetros a varios metros

dependiendo de la duración del evento sísmico. Las estructuras que presentan mayores daños en este tipo de falla son las tuberías (ver figura 2.21), aunque también se pueden presentar daños en puentes, así como volteos y grandes asentamientos diferenciales en las estructuras.

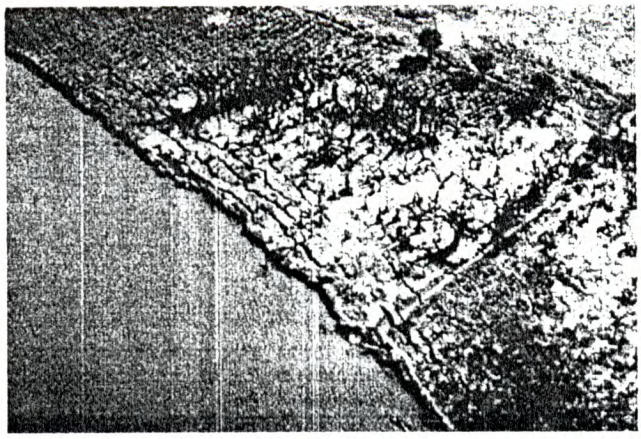


Figura 2.20. Grietas provocadas por desplazamientos laterales hacia el río Motagua, asociados al terremoto de Guatemala de 1976 [Kramer,1996, p.351]



Figura 2.21. Tubería de concreto rota vista a través de una grieta formada en San Nicolás Lempa, Usulután, resultado del terremoto del 13 de enero de 2001.

2.3.1.3 Oscilación del terreno

Ocurre donde el terreno es plano o posee poca pendiente como para permitir un desplazamiento lateral, ocurriendo un movimiento del terreno por encima del estrato licuado en forma de ondas. Los efectos que produce son también comparables al caso anterior, aunque las deformaciones permanentes son menores. Puede provocar rupturas en pavimentos, inundaciones y formaciones de conos de arena en la superficie (ver figura 2.22).



Figura 2.22. Formación de conos de arena cerca de Niigata, Japón; asociada al terremoto de Niigata de 1964 [Kramer,1996, p.352].

2.3.1.4 Pérdida de la capacidad de soporte

Existen grandes asentamientos y volteos de edificios debido al aumento de la presión de poros por debajo de estas estructuras, por lo que el suelo disminuye su capacidad de carga y no es capaz de resistir el peso de estas (ver figura 2.23). Algunas estructuras enterradas como tanques y pilotes pueden elevarse flotando a través del suelo licuado.

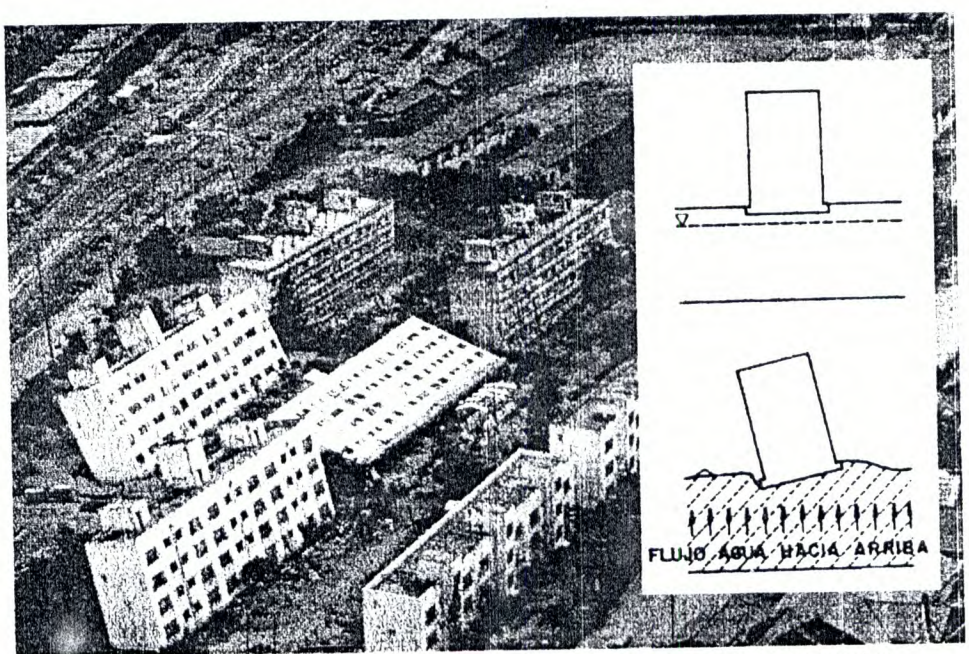


Figura 2.23. Fallas por pérdida de la capacidad de soporte de edificios de apartamentos asociadas al terremoto de Niigata, Japón en 1964 [Kramer,1996, p.6], [EERI 1994, p.4]

2.3.1.5 Incremento de presión lateral en obras de retención

Si el suelo que está siendo soportado por una obra de retención licúa, el aumento de la presión de poros que presenta el estrato en el que dicho suelo se encuentra, causará un incremento en la presión lateral sobre el muro.

2.3.2 Clasificación de los fenómenos de licuefacción por su mecanismo de iniciación

Por el mecanismo de iniciación, los fenómenos de licuefacción que resultan del proceso de aumento de presión de poros debido a carga cíclica se pueden dividir en dos grupos [Kramer;1996, p.349]:

- Licuefacción por flujo
- Movilidad cíclica

2.3.2.1 Licuefacción por flujo

Cuando un suelo suelto está sujeto a un estado de esfuerzos tal que el esfuerzo cortante estático aplicado es mayor que su resistencia al corte no drenada, las perturbaciones que impone el movimiento fuerte del terreno llevan al suelo a un estado inestable en el cual el esfuerzo estático produce grandes deformaciones en el terreno, conocidas como fallas de flujo. Esto se puede ejemplificar con la estructura de la figura 2.24, la cual es claramente inestable, aunque puede mantener el equilibrio estático en la posición que se muestra, bastará aplicar una fuerza horizontal por un instante para que sea el peso propio el que se encargue de rotarla totalmente.

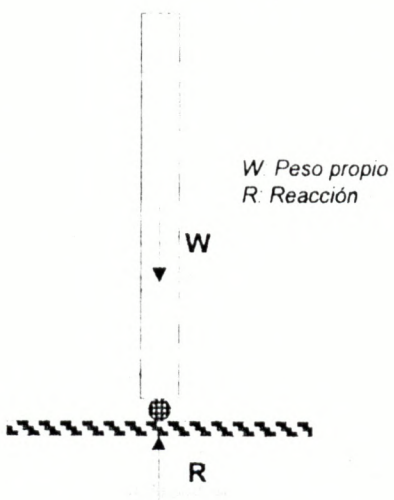


Figura 2.24 Estructura inestable

2.3.2.2 Movilidad cíclica

Este fenómeno se da cuando el esfuerzo cortante estático aplicado es menor que la resistencia no drenada del suelo. Las deformaciones en el suelo se dan incrementalmente tanto por la acción de la carga impuesta por el sismo como por el esfuerzo estático. A este tipo de fenómeno se le atribuyen el resto de fallas en el terreno, específicamente, los desplazamientos laterales, la oscilación del terreno y la pérdida de capacidad de carga.

2.3.3 Suelos susceptibles a la licuefacción

Una investigación acerca de suelos susceptibles a licuefacción puede ser orientada verificando los siguientes criterios:

2.3.3.1 Criterios históricos

Dentro de este criterio cabe la afirmación obvia pero de gran utilidad que si en un sitio se han observado fenómenos de licuefacción anteriormente, y las condiciones del suelo y de nivel freático no han sido modificadas, lo más probable es que el sitio vuelva a presentar estos fenómenos.

Además es de gran utilidad la recopilación de datos históricos acerca de los sitios donde se ha observado licuefacción, así por ejemplo, Ambraseys [1988] recopiló datos acerca de las distancias epicentrales máximas a las que han observado fenómenos de licuefacción para terremotos poco profundos (ver figura 2.25). De esta manera, se podría trazar un círculo límite dentro del cual se esperaría que se den estos fenómenos.

2.3.3.2 Criterios geológicos y de composición

El círculo mencionado anteriormente debe ser sujeto a depuración, pues no todos los suelos son susceptibles a la licuefacción; así, las condiciones geológicas que definen la susceptibilidad de los suelos, vienen dadas por la forma en que fueron depositados y su edad, sin olvidar que para que se dé la licuefacción es necesario que los suelos se encuentren saturados. Los suelos que han sido depositados por acción del agua o del viento tienen partículas con formas redondeadas y distribución granulométrica uniforme, lo que maximiza la cantidad de vacíos en el suelo. Los suelos que pertenecen al período del Holoceno, geológicamente considerados como jóvenes, son susceptibles de licuefacción.

Las gravas que se encuentran confinadas por estratos impermeables están sujetas a condiciones no drenadas de carga, por lo que son susceptibles de licuefacción.

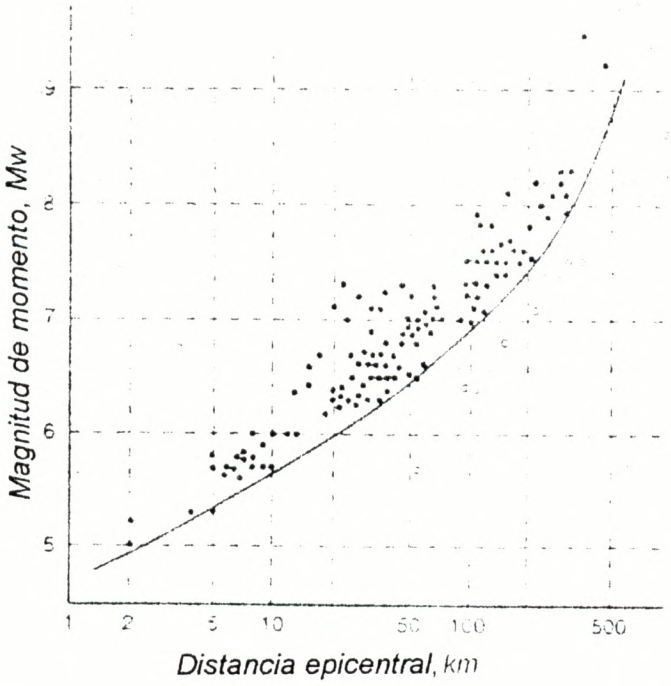


Figura 2.25. Curva límite de distancia epicentral máxima a la que se esperaría licuefacción para terremotos poco profundos [Kramer, 1996, p.353]

Las condiciones granulométricas de los suelos pueden afectar su susceptibilidad. Según Bommer [1994, p.229], suelos que presenten un valor de D_{50} entre 0.07 mm y 0.4 mm, o que presenten un valor de D_{60}/D_{10} entre 2 y 5, son susceptibles de licuefacción.

Dowrick [1969, p.152], hace referencia a relaciones entre los parámetros de aceleración máxima del terreno, densidad relativa, resistencia a la penetración estándar, tipo de suelo y magnitud del sismo. Además presenta rangos dentro de los cuales una curva granulométrica representa un suelo susceptible a licuefacción.

Kramer [1996, p.354] presenta los siguientes criterios usados en China, bajo los cuales los suelos finos son susceptibles de una significativa pérdida de resistencia:

a) Fracción más fina que 0.005 mm < 15%
b) Límite líquido < 35%
c) Contenido de humedad ≥ 90% del límite líquido
d) Índice de liquidez ≤ 0.75

La plasticidad de los suelos finos puede influenciar la resistencia a la licuefacción [Kramer;1996, p.378], así, índices de plasticidad mayores que 10 mejoran la resistencia de un suelo.

2.3.3.3 Criterio de estado

La curva CVR de la figura 2.6 y la proyección de la línea de estado estacionario en el plano e-σ' de la figura 2.12 representan líneas de estados límite. Estas dos líneas no son exactamente la misma, debido a que la primera se deriva de ensayos drenados con control de deformaciones y la segunda de ensayos no drenados con control de esfuerzos, lo que es una mejor representación en laboratorio de lo que ocurre cuando un suelo sufre licuefacción. De esta manera, se puede utilizar la línea de estado estacionario proyectada en el plano e-σ' como el límite entre las arenas sueltas o arcillas ligeramente preconsolidadas y las arenas densas o arcillas altamente preconsolidadas y dicho de otra forma, el límite de los suelos con comportamiento compresivo de los que poseen comportamiento expansivo bajo carga monotónica.

Por lo tanto, bajo condición no drenada de carga, en los suelos que tienen comportamiento compresivo se generará un aumento en la presión de poro y en los que tienen comportamiento expansivo se generará una disminución en la presión de poro.

Por otro lado, bajo carga cíclica, no importa si el estado de los suelos se dibuja por debajo o por encima de la SSL, en ambos se genera un aumento en la presión de poro.

Es importante tomar en cuenta lo anterior, ya que este criterio es útil solamente para la licuefacción por flujo. La movilidad cíclica se puede dar en suelos cuyo estado se dibuje tanto por encima como por debajo de la SSL.

Los suelos cuyo estado se dibuje por debajo de la SSL no son susceptibles a la licuefacción por flujo, mientras que en los que se dibuja por encima serán susceptibles sólo si el esfuerzo estático aplicado es mayor que su resistencia en el estado estacionario (ver figura 2.26).

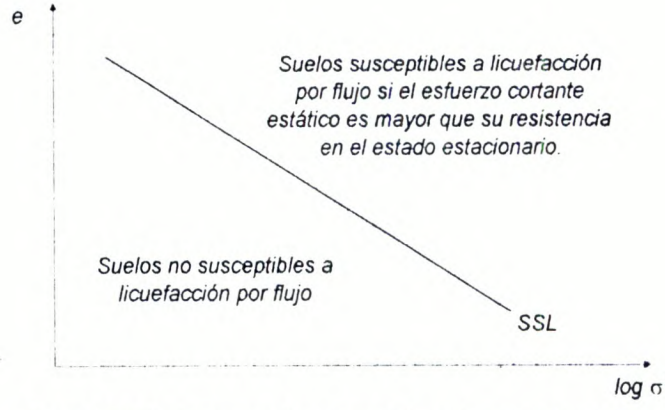


Figura 2.26 Límite para suelos susceptibles a licuefacción por flujo.

Se profundiza más sobre este criterio en el numeral 2.3.4, pues es necesario definir el mecanismo de iniciación de los fenómenos de licuefacción y tomar en cuenta el estado de esfuerzos al que inicialmente se encuentran sometidos los suelos para delimitar si la susceptibilidad de un suelo es a licuefacción por flujo o por movilidad cíclica.

2.3.4 Iniciación de la licuefacción

2.3.4.1 Licuefacción por flujo

Como se ha mencionado anteriormente, el movimiento del terreno provocado por un terremoto puede llevar a un suelo a un estado inestable. No obstante, la teoría de iniciación de la licuefacción por flujo está basada en ensayos de laboratorio bajo carga monotónica.

En la figura 2.27b se muestran los especimenes, A, B, C, D y E, con diferentes esfuerzos efectivos iniciales, pero a la misma relación de vacíos inicial. La trayectoria de esfuerzos en el plano e-s' bajo carga no drenada es horizontal hasta alcanzar la SSL. Todos los especímenes tocan la SSL en el mismo punto, L, el cual tiene su correspondencia en el plano t-s' en el valor de t igual a la resistencia en el estado estacionario, S_{SU}. Si se presta atención al punto L, es posible notar que una línea vertical que pase por este marcará el límite entre los suelos que poseen tendencia al comportamiento compresivo y los de comportamiento expansivo bajo carga monotónica. También, un suelo cuyo estado de esfuerzos se dibuje por encima de una línea horizontal que pase por el punto L en la figura 2.27a, poseerá un esfuerzo cortante estático mayor que la resistencia al corte no drenada.

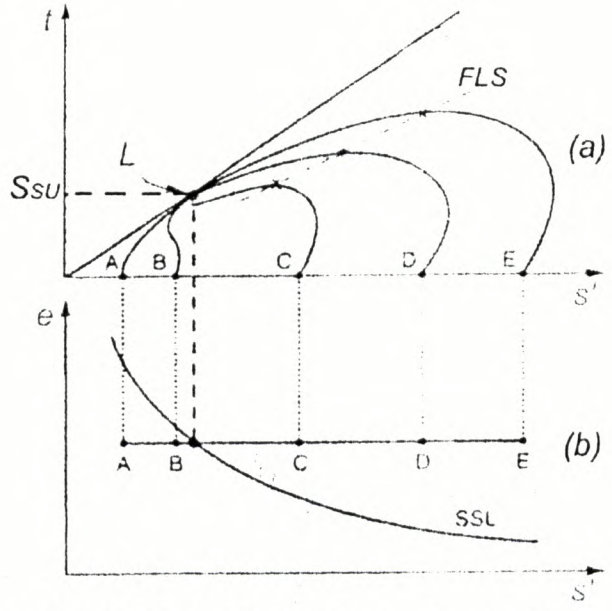


Figura 2.27. Trayectoria de esfuerzo de cinco especímenes isotrópicamente consolidados, a la misma relación de vacíos inicial, pero a distintos esfuerzos efectivos iniciales [Kramer,1996, p.363].

En la figura 2.27a se muestran además las trayectorias de esfuerzo no drenadas para los especímenes. Se define la superficie de licuefacción por flujo, FLS, como aquella línea que une los puntos de t máximo de las trayectorias de esfuerzos de suelos que presentan comportamiento compresivo. La FLS pasa por el origen, aunque por lo que se explica en el párrafo anterior se trunca con la línea horizontal que pasa por el valor de la resistencia en el estado estacionario (ver figura 2.28).

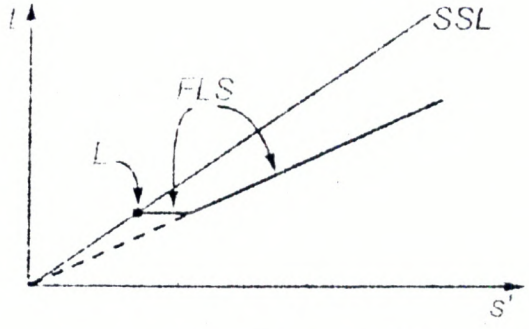


Figura 2.28. Superficie de licuefacción por flujo [Kramer,1996, p.363].

La FLS representa el momento en que la licuefacción por flujo es irreversible, es decir, representa su iniciación.

Bajo carga cíclica la trayectoria de esfuerzos viene dada como se ilustra en la figura 2.29, siguiendo los puntos A, D y L, ya que con cada ciclo de carga se dan incrementos en la presión de poros con el consecuente decremento en el esfuerzo efectivo. Cuando se toca la FLS la licuefacción por flujo es irreversible. La trayectoria A, B, L representa la iniciación de la licuefacción por flujo bajo carga monotónica.

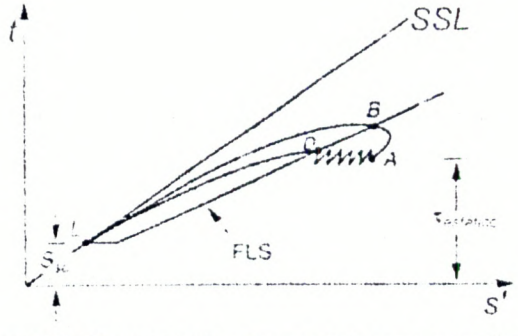


Figura 2.29. Trayectoria de esfuerzos bajo carga monotónica y bajo carga cíclica [Kramer,1996, p.365].

Los suelos susceptibles a licuefacción por flujo bajo carga cíclica no drenada son aquellos cuyo estado de esfuerzos iniciales se dibujan en el área sombreada de la figura 2.30.

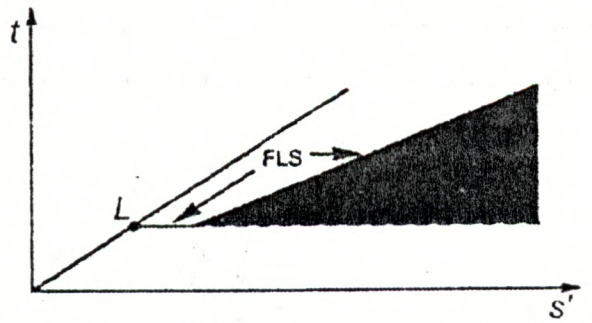


Figura 2.30. Zona de susceptibilidad a licuefacción por flujo [Kramer;1996, p.366].

2.3.4.2 Movilidad cíclica

Los estados de esfuerzos iniciales que se dibujan en el área sombreada de la figura 2.31 son susceptibles a movilidad cíclica, ya que comprende a los suelos cuyo esfuerzo estático inicial es menor que la resistencia en el estado estacionario y cuyos estados se dibujan tanto por encima como por debajo de la proyección de la SSL en el plano e-σ'.

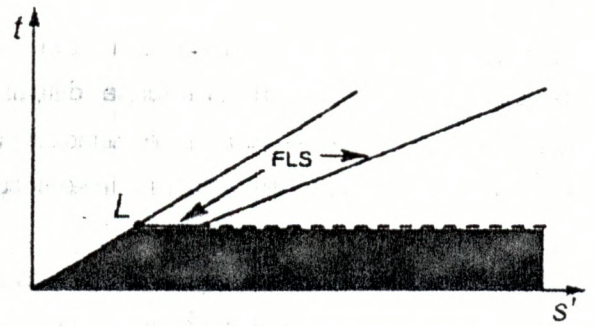


Figura 2.31. Zona de susceptibilidad a movilidad cíclica [Kramer;1996, p.367].

Para definir el mecanismo de iniciación de la movilidad cíclica es importante tener presente que bajo carga cíclica, en todos los suelos comprendidos en el área sombreada de la figura 2.31, se generará un aumento en la presión de poros.

Existen tres combinaciones de esfuerzo cortante estático y de esfuerzo cortante cíclico que originan este tipo de fenómeno:

- La primera se muestra en la figura 2.32a, y sucede cuando la suma del esfuerzo cortante estático con la máxima amplitud del esfuerzo cortante cíclico, no excede la resistencia en el estado estacionario. Además, sucede cuando la diferencia entre el esfuerzo cortante estático y la máxima amplitud del esfuerzo cortante cíclico es mayor que cero, esto quiere decir que en ningún momento se da un cambio en el sentido de los esfuerzos que actúan sobre el suelo. La magnitud del esfuerzo cortante estático depende de si existen estructuras sobre el terreno y de la pendiente del mismo.

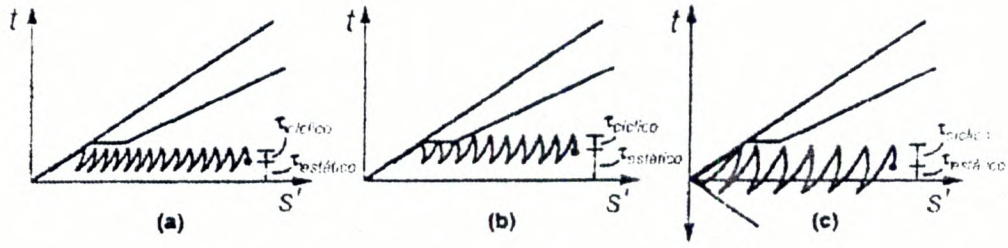


Figura 2.32. Trayectorias de esfuerzos que representan la iniciación de la movilidad cíclica [Kramer;1996, p.367].

De la figura se puede observar que el esfuerzo efectivo disminuye con cada ciclo de carga, hasta que la trayectoria de esfuerzos toca la proyección de la SSL en el plano t-s', que representa una envolvente de falla drenada. Nótese la significativa pérdida de esfuerzo efectivo.

Cuando el sismo termine, el suelo tenderá a regresar a su estado inicial y para esto necesita ganar esfuerzo efectivo, o dicho de otra forma, disipar el exceso de presión de poro generado, lo que puede ocasionar la pérdida de capacidad de soporte del suelo y los consecuentes asentamientos y volteos de estructuras que se encuentren sobre este.

- La segunda combinación es cuando la suma del esfuerzo cortante estático con la máxima amplitud del esfuerzo cortante cíclico es mayor que la resistencia en el estado estacionario; y, al igual que la primera combinación, cuando la diferencia entre el esfuerzo cortante estático y la máxima amplitud del esfuerzo cortante cíclico es mayor que cero (ver figura 2.32b).

Con cada ciclo de carga se pierde esfuerzo efectivo, momentáneamente se puede tocar la FLS, generándose períodos de inestabilidad en el suelo. Durante estos períodos de inestabilidad se pueden formar grandes deformaciones permanentes, dependiendo del valor del esfuerzo cortante estático.

- La tercera combinación es cuando no se excede la resistencia en el estado estacionario pero sí se da un cambio en la dirección de los esfuerzos cortantes que actúan en el suelo (ver figura 2.32c). La trayectoria de esfuerzos efectivos se mueve hacia la izquierda hasta tocar la envolvente de falla drenada. Como en este caso existe cambio en la dirección de esfuerzos cortantes, con cada ciclo de carga posterior, la trayectoria de esfuerzos viajará sobre la envolvente de falla drenada tanto para valores positivos como negativos de t. Nótese que en cada ciclo de carga la trayectoria de esfuerzos pasa por el origen dos veces, en estos períodos, el suelo posee cero esfuerzo efectivo permitiendo que se acumulen grandes deformaciones.

2.4 MEDIDAS PREVENTIVAS CONTRA LA LICUEFACCIÓN [Japanese Geotechnical Society; 1998]

Las medidas contra la licuefacción se pueden dividir en aquellas que permiten la ocurrencia del fenómeno y aquellas que lo previenen, de tal forma que las medidas pueden consistir en hacer que las estructuras que son soportadas por el suelo susceptible de licuefacción resistan los efectos causados por el fenómeno o en mejorar dicho suelo.

La prevención de la licuefacción se puede lograr aumentando la resistencia a corte no drenada de los suelos, restringiendo la deformación de estos o disipando el exceso de presión de poro que se genera durante la ocurrencia del fenómeno de licuefacción. Los principios de los que depende la resistencia a la licuefacción son:

- Densidad,
- Distribución granulométrica,
- Cohesión,
- Saturación,
- Disipación de la presión de poro,
- Captación de la propagación del exceso de presión de poro,
- Esfuerzo efectivo,
- Deformación por corte del suelo durante un terremoto.

Las medidas o métodos contra la licuefacción pueden tomar en cuenta uno o varios de estos principios. La relación entre los métodos y principios se muestra en la figura 2.33; así por ejemplo, los métodos de densificación se basan en los principios de incrementar la densidad y de aumentar el esfuerzo efectivo; una técnica de aplicación en la práctica ingenieril de estos métodos es la vibroflotación, como se muestra en la figura 2.33.

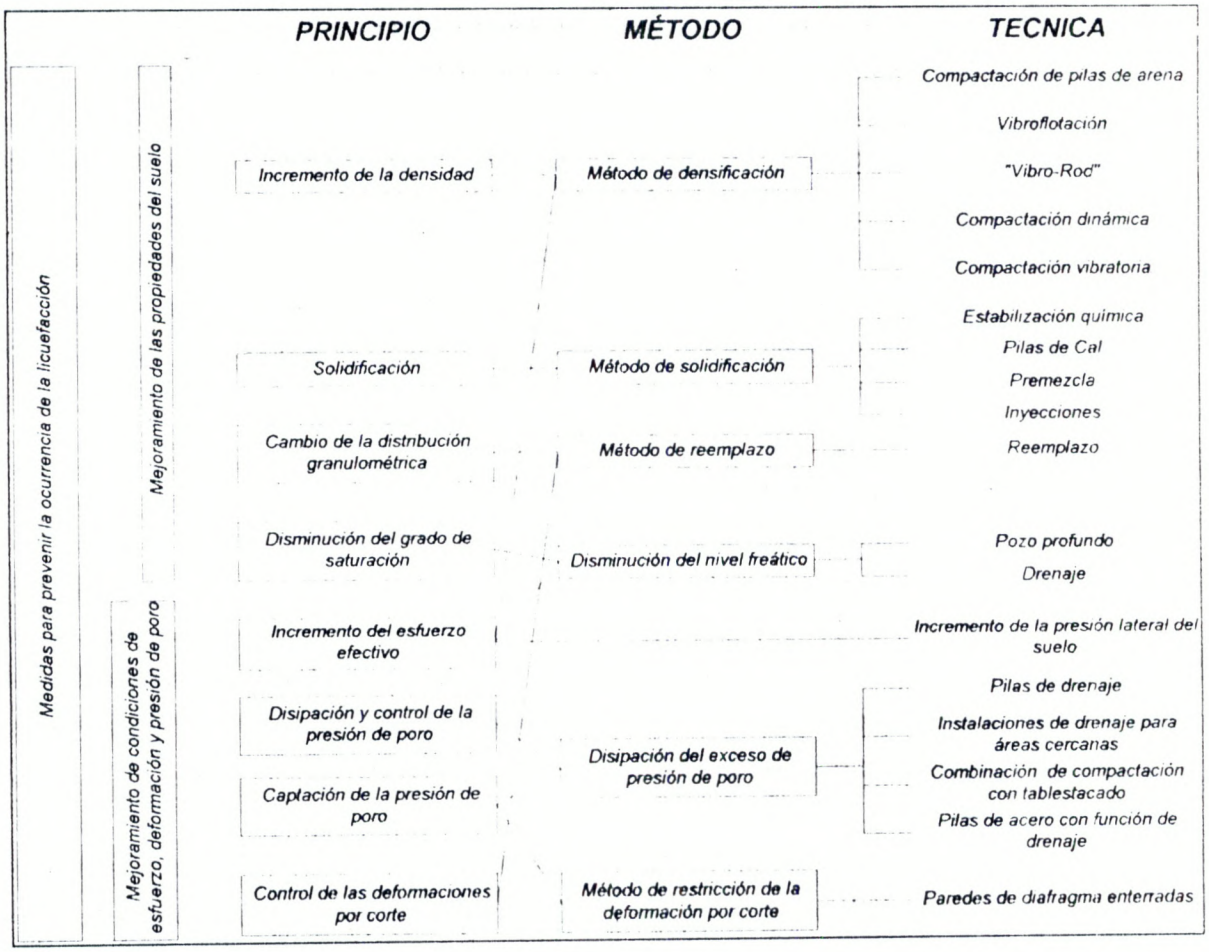


Figura 2.33 Relación entre métodos y principios para el mejoramiento de suelos [Japanese Geotechnical Society; p.124]

A continuación se describen los métodos de mejoramiento de suelos para prevenir la licuefacción con sus respectivas técnicas mostradas en la figura 2.33, con excepción de: incremento de la presión lateral; combinación de compactación y tablestacado; y las pilas de acero, ya que no se presentan en la bibliografía disponible.

2.4.1 Métodos de densificación.

Este método busca aumentar la resistencia a la licuefacción de los suelos a partir de la reducción de su relación de vacíos y de esta forma cambiando su estado de esfuerzos. La densificación de los suelos puede ser lograda compactándolos por una de las siguientes tres formas:

- Penetración,
- Vibración,
- Impacto.

Es de mucha importancia tener en cuenta los niveles de ruido y vibración que se pueden generar con estos métodos, ya que pueden causar inconvenientes en la funcionalidad de las estructuras cercanas.

2.4.1.1 Pilotes de arena compactados.

Este método es aplicable para compactar depósitos profundos de suelos arenosos sueltos y presenta las siguientes ventajas:

- Incremento de la densidad relativa,
- Incremento de la resistencia a corte,
- Cambio en el coeficiente de tierras en reposo, K_0, por la formación de los pilotes,
- Formación de suelo arenoso homogéneo por compactación.

Este método consiste en la formación de pilotes de arena de un diámetro especificado, compactados y en arreglos geométricos, logrando reducir la relación de vacíos del suelo, ya que después de la construcción de los pilotes el volumen de suelo sigue siendo el mismo pero ha incrementado su volumen de sólidos y por lo tanto disminuido su volumen de vacíos.

Los pilotes se pueden formar por vibración vertical y compactación, aumentando el diámetro del pilote por una de las siguientes formas (ver figura 2.34):

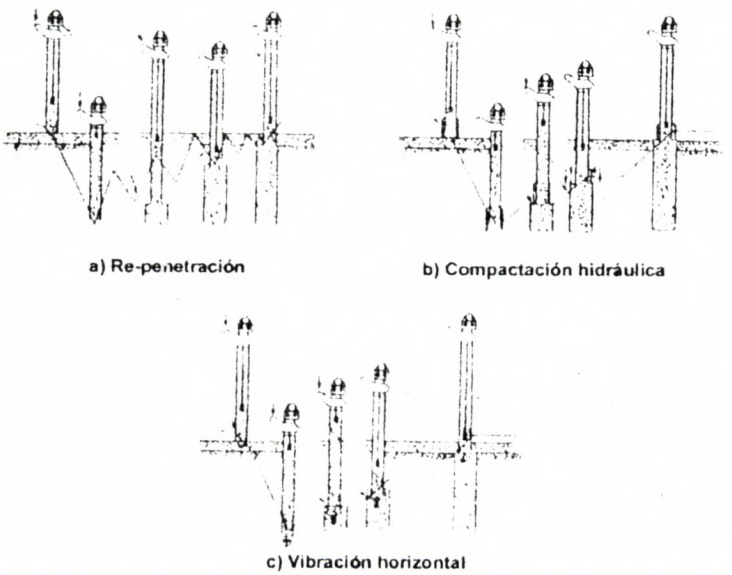


Figura 2.34 Procedimientos para los pilotes de arena compactada [Japanese Geotechnical Society, p 179].

a) Repetición del abastecimiento de arena, extracción y re-penetración
b) Con un aparato de compactación hidráulica en la punta del penetrador.
c) Por vibración horizontal en la punta del penetrador.

Por el efecto vibratorio de la formación de los pilotes, también el suelo alrededor de estos puede sufrir cierta densificación.

2.4.1.2 "Vibro-barra"

Este método puede ser usado para densificar suelos arenosos sueltos. Distintas técnicas han sido desarrolladas, entre estas: vibración vertical, vibración horizontal y combinación de las anteriores.

La efectividad de este método depende en gran medida de las propiedades del suelo en el área tratada, tales como los valores de N resultantes de la prueba SPT, contenido de finos, espesor del estrato tratado y contaminación por arcilla. Este método es menos efectivo para suelos con porcentaje de finos mayores que 15-20%.

En la figura 2.35 se muestra el procedimiento para el desarrollo de esta técnica. Se puede realizar de dos formas, la primera consiste en insertar la varilla hasta la profundidad deseada y extrayéndola hasta la superficie, repitiendo este proceso reduciendo la profundidad de penetración en cada ciclo; la segunda consiste en un proceso similar al anterior pero en etapas, se inserta la varilla hasta la profundidad deseada y se extrae a una profundidad predeterminada, se repite este proceso reduciendo la profundidad de penetración hasta llegar a la superficie.

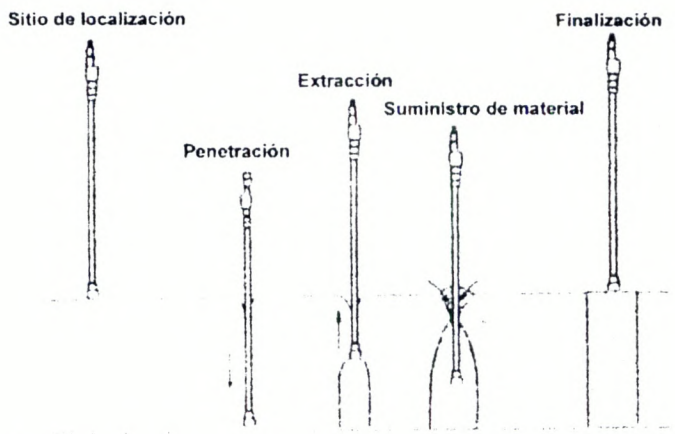


Figura 2.35 Procedimiento de trabajo por vibro-barra [Japanese Geotechnical Society, p.189].

2.4.1.3 Vibroflotación

Esta técnica consiste en la compactación de suelos sueltos por vibración horizontal. Entre las características de esta técnica están su habilidad para rigidizar el suelo y distribuir el esfuerzo actuante.

El efecto de la compactación vibratoria está determinado por el tamaño de las partículas y la permeabilidad del suelo; y depende de la cantidad de energía de vibración, distancia de la fuente de vibración y tiempo de compactación. Los suelos saturados necesitan tiempo para descargar la cantidad de agua equivalente al volumen de compresión debido al reacomodo de sus partículas. Por lo tanto, esta técnica es primariamente aplicable a suelos arenosos, siendo mejor el efecto cuanto más gruesas sus partículas.

El procedimiento para la realización de esta técnica se muestra en la figura 2.36, y consta de los siguientes pasos:

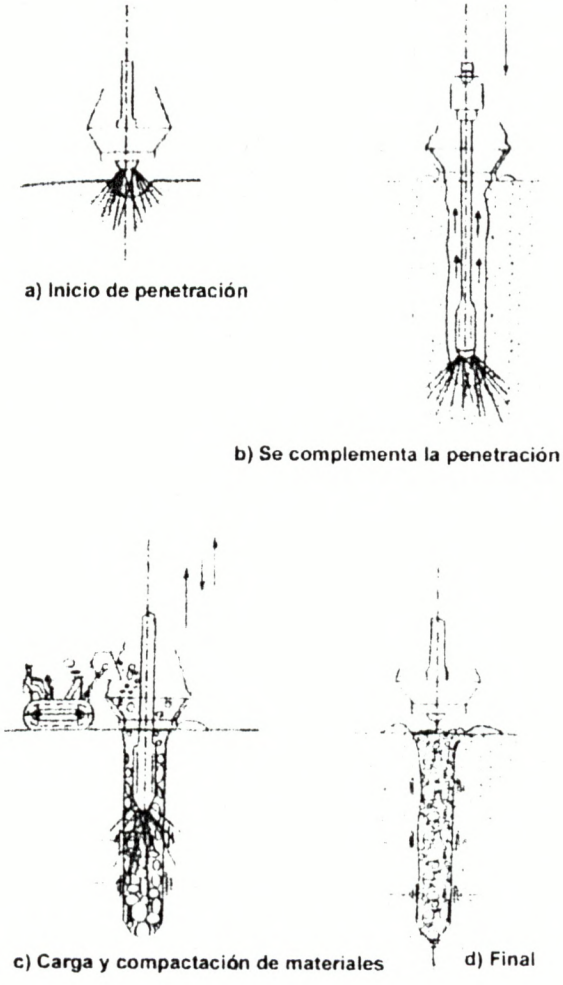


Figura 2.36 Procedimiento de compactación por vibroflotación [Japanese Geotechnical Society, p.203].

a) Se inicia la penetración por medio de vibración horizontal y la inyección de agua y aire comprimido desde el extremo del vibrador.
b) Se completa la penetración hasta la profundidad planeada.
c) Carga y compactación de materiales (piedra triturada, grava y agregados de diámetro entre 5 y 40 mm).
d) Finalización de la compactación.

2.4.1.4 Compactación dinámica

En aplicaciones reales, este método ha demostrado aumentar el valor de N de campo de los suelos.

Esta técnica consiste en dejar caer un peso entre 10 y 55 toneladas-fuerza de acero o concreto reforzado desde una altura de 20 a 30 metros (ver figura 2.37).

Al repetir este procedimiento entre 10 y 50 veces se aplica una gran energía de impacto a la superficie del terreno y se compacta el subsuelo. Este método resulta más efectivo en suelos que puedan disipar rápidamente la presión de poros generada ya que en el caso contrario se vuelve necesario esperar cierto tiempo para la siguiente aplicación del impacto.

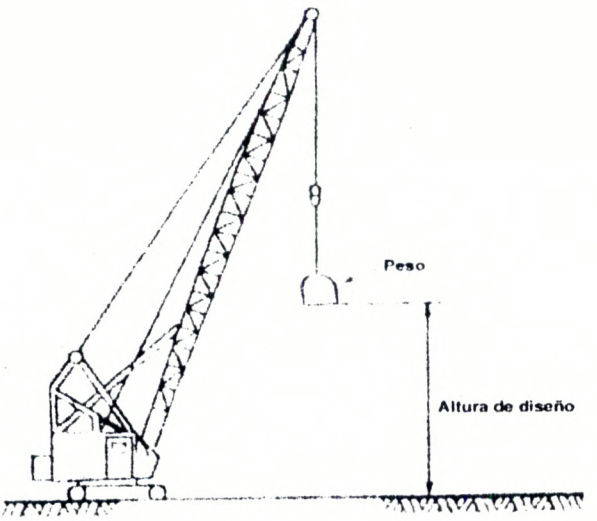


Figura 2.37 Compactación dinámica [Japanese Geotechnical Society, p.214]

2.4.1.5 Compactación vibratoria

Esta es una técnica de compactación superficial para mejorar la capacidad de soporte de suelos arenosos mediante la fuerza de oscilación que aplica una apisonadora vibratoria (ver figura 2.38); esta técnica se utiliza para compactar estratos de 3 a 5 m desde la superficie del terreno.

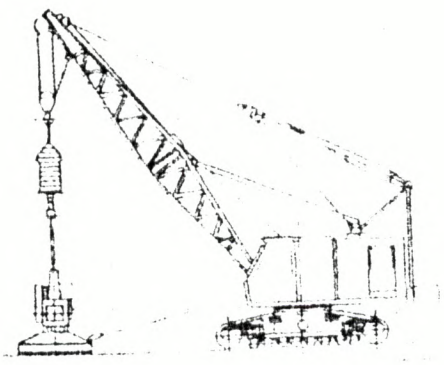


Figura 2.38 Técnica de compactación vibratoria [Japanese Geotechnical Society, p.224].

Frecuentemente esta técnica se utiliza para compactar estratos de suelo junto con las técnicas de pilotes de arena y con el "Vibro-rod".

2.4.2 Métodos de solidificación y reemplazo.

En el método de solidificación del suelo, la estabilización química es usada para incrementar la resistencia a licuefacción de arenas agregando mezclas de cemento u otros estabilizadores.

Existen dos teorías acerca del principio en que se basa el método de solidificación, la primera es que el estabilizador une las partículas de arena, esta estructura de partículas es estable contra la fuerzas sísmicas externas y prevendrá la generación de exceso de presión de poro, de tal forma que la licuefacción no ocurra. La segunda es que el estabilizador proporciona cohesión al suelo arenoso, así el suelo podrá resistir las fuerzas externas, aun cuando el esfuerzo efectivo sea nulo, por su cohesión.

Excepto por el método de inyección, todos los métodos aplican para todo tipo de suelo, debido a que los métodos de solidificación es un tratamiento con químicos, se debe prestar atención a los siguiente puntos:

- Algunos suelo orgánicos presentan poco incremento en la resistencia.
- La solidificación puede no darse homogéneamente.

- El estabilizador puede contaminar el agua subterránea.

2.4.2.1 Estabilización química

La estabilización química previene la licuefacción por agitación y mezcla del estabilizador en el suelo para solidificarlo. Esta estabilización se puede llevar a cabo de dos formas, una es estabilizando todo el suelo y la otra es estabilizando parte del suelo por secciones en forma de cuadrículas. Esta última, previene efectivamente la licuefacción en las secciones no tratadas, debido a los efectos de restricción de deformación por corte que proporcionan las secciones tratadas adyacentes.

2.4.2.2 Pilas de cal

Se hincan pilotes de cal, la cual absorbe el agua, provocando hinchamiento y solidificación en el pilote. Debido a este hinchamiento, los suelos alrededor de estos pilotes se compactan y aumentan su esfuerzo efectivo.

2.4.2.3 Premezcla

Es aplicable a islas artificiales, la cantidad de estabilizador a usar se mezcla con el relleno antes de colocarlo en el mar para incrementar la resistencia a la licuefacción, por lo que ya no se necesita la realización de posteriores trabajos de mejoras en el suelo.

2.4.2.4 Inyecciones

Solidifica el suelo al inyectar cementantes u otros materiales aglutinantes. El suelo en este método necesita la consideración de la distancia que el material inyectado puede alcanzar, la cual depende de la permeabilidad del suelo.

2.4.2.5 Reemplazo

El suelo se reemplaza por materiales que no son susceptibles a la licuefacción. Ocasionalmente este método es seguido por compactación. Su aplicabilidad se da para estratos licuables poco profundos o donde el ruido y la vibración no sean tolerables.

2.4.3 Disminución del nivel freático.

Los logros que se obtienen al aplicar este método son:

- Una porción del estrato de suelo susceptible a la licuefacción dejará de estar saturado, consecuentemente no presentará el fenómeno.
- El esfuerzo efectivo del estrato se incrementará, lo que reduce la susceptibilidad del mismo.
- El espesor del estrato licuable se reducirá, por lo que la influencia de este sobre los estratos superficiales será menor.

Este método puede ser aplicado a terrenos sin pendiente con un mínimo de flujo de agua subterránea y a terrenos inclinados que presenten algún flujo de agua subterránea. En el primer caso se requerirá el bombeo del agua subterránea para disminuir el nivel freático, y en el segundo caso el nivel freático puede ser disminuido utilizando el flujo de agua existente.

2.4.3.1 Pozo profundo

Esta técnica estabiliza el terreno al extraer el agua de los poros de los depósitos de arena a través de la disminución permanente del nivel freático. Esto llevará a que el nivel freático de las zonas cercanas al área tratada también disminuya, causando asentamientos. Por lo tanto deben tomarse medidas para prevenir esta influencia sobre las zonas vecinales, tales como pantallas de ademado hincadas hasta un estrato impermeable de ser posible.

2.4.3.2 Drenaje

Pueden usarse canaletas o tuberías enterradas, ambas logran bajar el nivel freático y el espesores de los estratos no saturados aumentarán, de esta forma se previenen daños por licuefacción en estructuras durante terremotos.

En la figura 2.39 se esquematizan dos formas por las cuales se permite el drenaje por debajo del terreno.

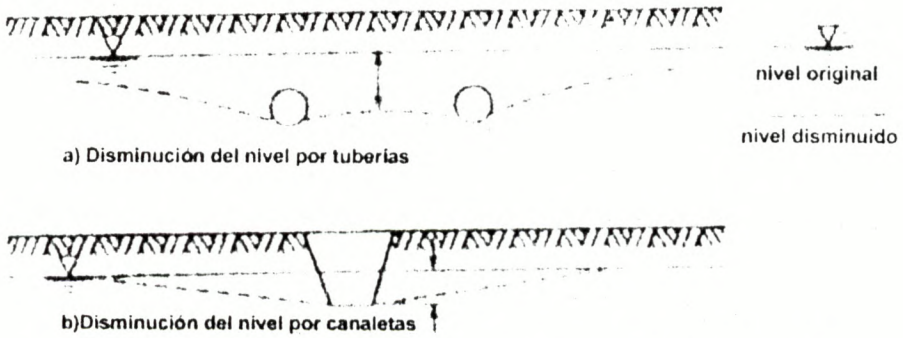


Figura 2 39 Disminución del nivel freático [Japanese Geotechnical Society, p.288]

2.4.4 Disipación del exceso de presión de poro.

Previene la licuefacción instalando drenes de grava y material artificial en depósitos de arena, con el objeto de disipar la presión de poro generada por los terremotos. Ya que este método puede ser aplicado sin ocasionar mucho ruido, puede ser usado aún en zonas urbanas.

El método de disipación se divide en dos grupos de acuerdo al mecanismo para reducir los daños por efectos de licuefacción; uno consiste en instalar drenajes tipo columna igualmente espaciados en depósitos de arena para prevenir la ocurrencia del fenómeno, y el segundo consiste en instalar drenajes tipo columna o tipo pared en los depósitos de arena adyacentes a las estructuras para reducir los daño por licuefacción al impedir la infiltración desde el área licuada (ver figura 2.40).

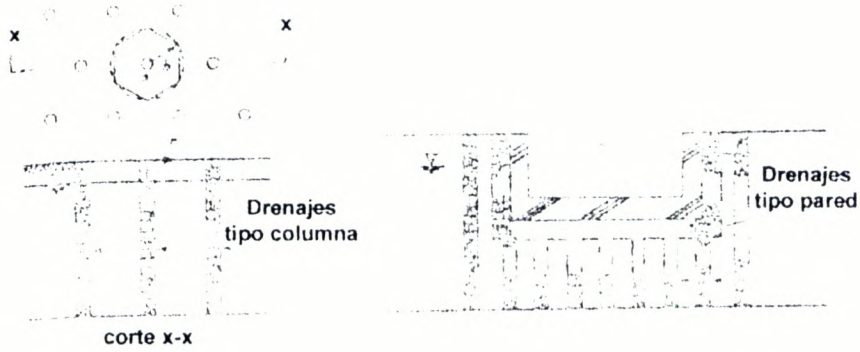


Figura 2.40 Método de disipación de la presión de poros [Japanese Geotechnical Society, p.307].

2.4.5 Método de restricción de la deformación por corte.

El método de restricción de deformación por corte, previene la ocurrencia de la licuefacción o el consecuente daño estructural al rodear el suelo por debajo de una estructura con paredes de diafragma, tablestacas o paredes-columnas continuas estabilizadas en forma reticular (ver figuras 2.41 y 2.42).

Los principios generales de este método son:

- Reduce la deformación por corte y el esfuerzo cortante generados durante un terremoto y previene la licuefacción al rodear el suelo bajo la estructura con paredes rígidas.
- Previene la deformación excesiva de la estructura encerrando el suelo bajo las estructuras con paredes y restringiendo el movimiento lateral del terreno después de la ocurrencia del la licuefacción.

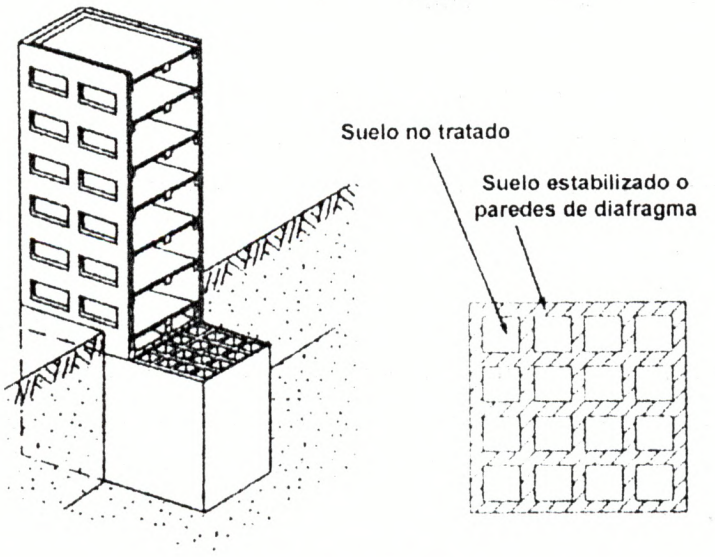


Figura 2.41 Paredes de diafragma o suelo estabilizado [Japanese Geotechnical Society, p.341]

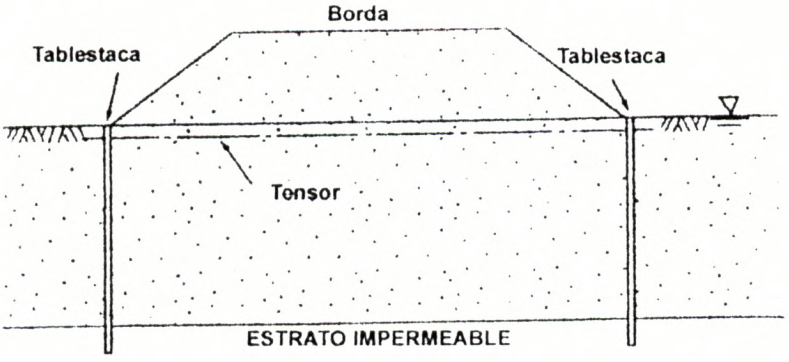


Figura 2.42 Tablestacado [Japanese Geotechnical Society, p.342]

2.4.6 Estadísticas.

La sociedad japonesa de mecánica de suelos e ingeniería de fundaciones llevó a cabo un cuestionario acerca de la puesta en práctica de las medidas expuestas anteriormente, los puntos que trataba el cuestionario son [Japanese Geotechnical Society;1998,p.136] :

- Período de ejecución: desde 1985 hasta julio de 1990.
- Medida remedial utilizada.
- Condiciones del terreno.
- Perfil del trabajo.
- Razones para la selección.
- Detalles de diseño.
- Exposición a algún terremoto.

Los resultados de este cuestionario se resumen en la tabla 2.1 de acuerdo al método utilizado

		Condición de Suelo				Condición del mejoramiento			Aplicación	
(A) Densificación										
Método	Valores	Nivel freático (m)	Valor de N promedio	Contenido de finos (%)	D_{50} (mm)	Aceleración de diseño del terreno (gal)	Valor de N promedio	Profundidad de mejora (m)	Número de aplicaciones	Volumen de suelo mejorado (m^3)
Pilotes de arena compactada	Máximo	7.0	15.0	5.0	1.30	500.0	24.0	28.0	107	14,532,873
	Promedio	1.8	6.6	2.0	0.32	214.6	14.2	11.5		
	Mínimo	0.0	3.0	1.0	0.09	180.0	4.5	4.0		
Vibro-rod	Máximo	6.0	13.4	15.0	0.30	250.0	20.0	18.0	31	2,450,234
	Promedio	2.7	8.0	7.5	0.29	250.0	17.4	11.8		
	Mínimo	0.5	3.0	1.0	0.27	250.0	14.0	3.6		
Vibroflotación	Máximo	3.0	7.0	21.2	0.36	200.0	15.0	13.6	22	379,469
	Promedio	2.1	5.3	11.9	0.26	180.0	12.3	8.6		
	Mínimo	0.7	4.0	5.0	0.15	160.0	10.0	5.0		
Compactación dinámica	Máximo	7.0	12.5	30.0	0.21	230.0	15.0	15.0	9	49,418
	Promedio	4.1	6.3	15.9	0.18	205.0	13.4	9.0		
	Mínimo	2.5	5.0	9.0	0.17	180.0	10.0	4.3		
Compactación vibratoria	Máximo	6.0	11.5	10.0	0.50	—	20.0	—	7	75,988
	Promedio	3.3	8.3	10.0	0.37	—	17.2	—		
	Mínimo	1.0	5.0	10.0	0.15	—	13.0	—		
(B) Disipación de la presión de poro										
Drenaje con grava	Máximo	3.7	17.7	60.0	1.20	300.0	18.4*	26.5	78	1,500,546
	Promedio	1.6	7.4	15.0	0.26	212.8	7.83*	12.0		
	Mínimo	0.0	3.0	0.0	0.04	150.0	3.2*	3.5		
Drenaje con material artificial	Máximo	1.8	10.0	10.0	0.35	200.0	10.2*	17.4	22	113,976
	Promedio	1.5	8.6	8.0	0.29	200.0	8.8*	11.3		
	Mínimo	1.3	6.0	5.0	0.25	200.0	6.2*	4.0		
(C) Otros Métodos										
1. Solidificación										
Estabilización química	Máximo	1.8	10.0	---	0.20	250.0	16*	28.0	13	252,415
	Promedio	1.1	4.0	---	0.20	215.0	8.5*	12.0		
	Mínimo	0.0	2.0	---	0.20	180.0	2.9*	3.0		
Pilotes de cal	Máximo	2.5	9.0	12.0	---	---	10.3*	14.0	2	20,931
	Promedio	2.5	7.0	12.0	—	—	8.3*	11.7		
	Mínimo	2.5	5.0	12.0	---	—	6.3*	9.4		
2. Disminución del nivel freático										
Disminución del nivel freático	Máximo	1.0	10.0	30.0	0.12	300.0	5.0	22.0	2	4,091,616
	Promedio	1.0	6.5	25.0	0.12	300.0	5.0	19.0		
	Mínimo	1.0	3.0	20.0	0.12	300.0	5.0	6.0		
3. Restricción de la deformación por corte										
Tablestacado	—	1.3	7.0	20.42	0.18	250.0	12.0	—	1	---
Paredes de diafragma continuas	Máximo	1.62	5.0	26.40	0.28	500.0	24.0	---	2	112,300
	Promedio	1.31	3.5	20.7	0.19	450.0	40.0	---		
	Mínimo	1.0	2.0	15.0	0.10	400.0	32.0	—		
4. Reemplazo										
Reemplazo	2.3	5	10.0	0.25	---	> 500.0	---	---	1	2,550

* Valores modificados de la fuente original, a los valores originales se les sumó el valor de N promedio correspondiente a la condición de suelo antes del mejoramiento; ya que se supuso que los valores originales representaban incrementos del valor de N promedio del suelo original

Tabla 2.1 Resumen de los resultados del cuestionario realizado por la Sociedad Japonesa de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones [Japanese Geotechnical Society, 1998, p.148]

Acerca del método de densificación se puede observar:

- Es usado en gran escala para islas artificiales.
- El volumen de mejora por caso de aplicación es mayor para la técnica de pilotes de arena compactados.
- Los casos de aplicación de los métodos de densificación son raros en zonas urbanas.
- Los valores promedio de N de la prueba SPT en los suelos antes de ser tratados, oscilaban entre 2 y 10.
- El porcentaje de finos en los suelos antes de ser tratados están en su mayoría entre 30 y 40%.
- La técnica de pilotes de arena compactada obtuvo la máxima profundidad de mejora alcanzada, seguida de las técnicas "vibro-rod", vibroflotación, compactación dinámica y la compactación vibratoria, en ese orden.

Acerca de los métodos de disipación de la presión de poros, se puede observar:

- Este método se aplicó a menudo en grandes ciudades y suburbios.
- La aceleración de diseño del terreno para la cual este método se usó es casi la misma que para el método de compactación.

Acerca del resto de los métodos:

- Existen mucho casos en los cuales estos métodos fueron aplicables en zonas urbanas y en estructuras existentes.
- El método de solidificación se aplica a menudo a estructuras con pisos enterrados.
- Los valores de N, D_{50} y porcentajes de finos del suelo sin tratar, son aproximadamente iguales a los valores de estos mismos parámetros en los métodos de densificación.

Las figuras 2.43 y 2.44 representan la frecuencia con que se han seleccionado las medidas preventivas, de acuerdo a los siguientes criterios:

a) Confiabilidad de la efectividad de la mejora.
b) Economía.
c) Bajos niveles de ruido y vibración.
d) Efectos en las estructuras adyacentes.
e) Facilidad de ejecución.
f) Facilidad de diseño.
g) Desplazamientos de la estructura durante un terremoto.

h) Otros.

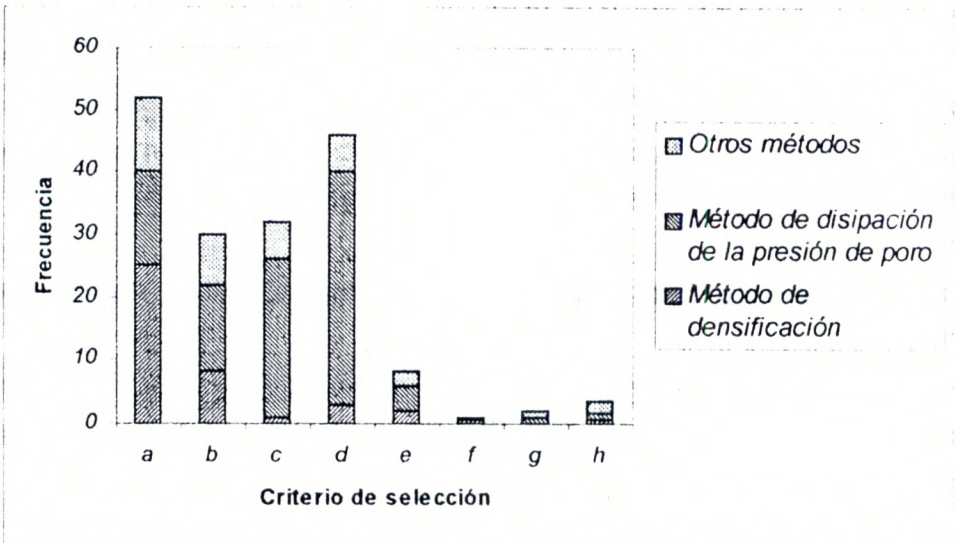


Figura 2.43 Criterios de selección para los métodos de prevención contra licuefacción [Japanese Geotechnical Society, 1998, p.147]

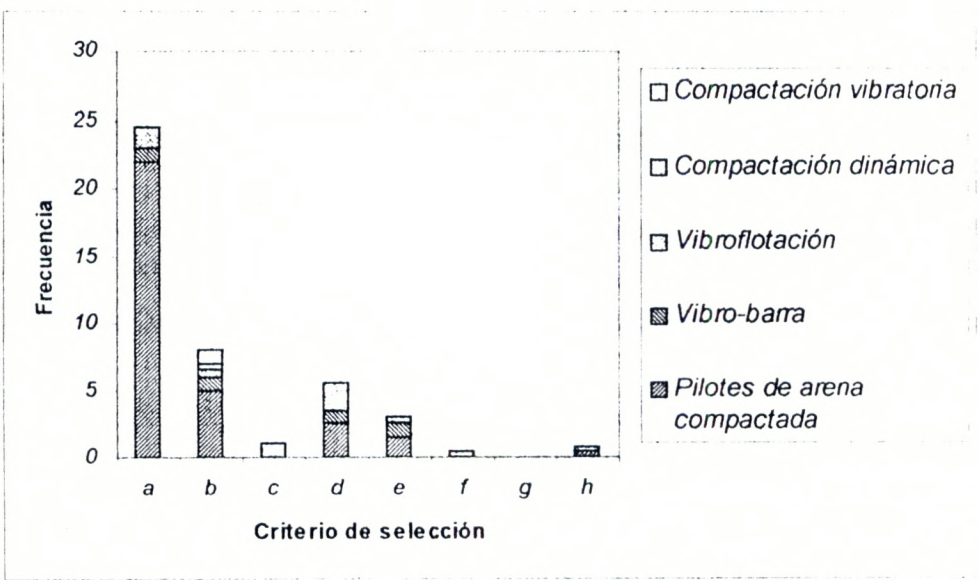


Figura 2.44 Criterios de selección para las técnicas del método de densificación [Japanese Geotechnical Society, 1998, p.147].

2.5 MEDIDAS REMEDIALES CONTRA LA LICUEFACCIÓN.

El efecto de la licuefacción difiere de acuerdo al tipo de estructura. Ejemplos típicos de medidas remediales se muestran en la figura 2.45 de acuerdo al tipo de estructura.

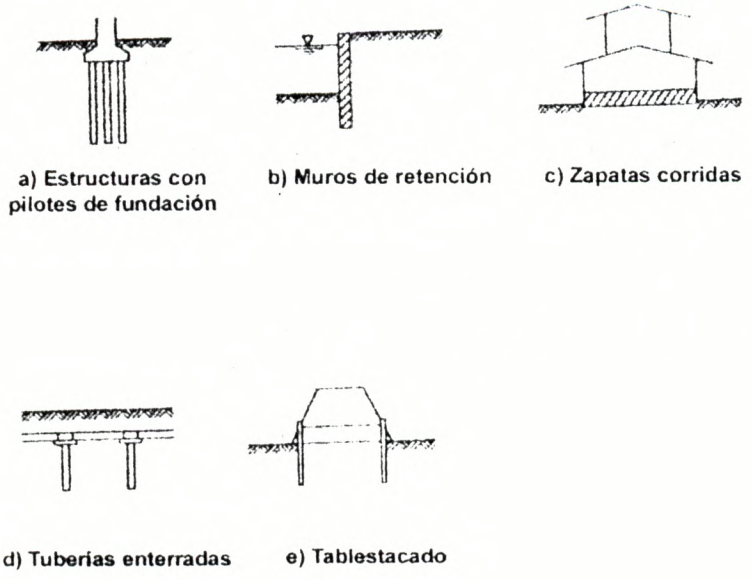


Figura 2.45 Medidas remediales según el tipo de estructura [Japanese Geotechnical Society, 1998, p.360]

A continuación se describen los diferentes tipos de medidas remediales para los tipos de estructuras mostrados en la figura 2.45 :

a) Los pilotes de cimentación de una estructura flexionan por las fuerzas laterales causadas por la disminución de la reacción en la cimentación asociada al fenómeno de licuefacción. También los tramos de puentes pueden colapsar debido al movimiento horizontal excesivo de sus apoyos durante un terremoto. Para reducir el daño provocado por tales movimientos se puede aumentar el número de pilotes, aumentar la profundidad que estos alcanzan o bien se pueden usar pilotes inclinados.

b) Los muros de retención se vuelven inestables debido al incremento de la presión activa por el aumento de la presión de poro. Para contrarrestar este efecto se han utilizado las técnicas de reforzar los muros y de agregar pilotes de acero huecos.

c) Las estructuras con zapatas corridas pueden presentar asentamientos diferenciales y agrietamientos en la fundación debido al decremento de la capacidad de soporte del terreno. Las medidas que se han usado en este tipo de estructuras, consisten en reforzar las zapatas con barras de acero o soportarlas por pilotes cortos.

d) Las tuberías subterráneas pueden verse sometidas a esfuerzos de flexión, compresión o tensión, debido a los grandes desplazamientos del terreno inducidos por la licuefacción durante o después de un terremoto. Las medidas que se han usado en este tipo de estructuras, consisten en usar uniones flexibles que absorban la energía proporcionada por los grandes desplazamientos del terreno y en el uso de pilotes.

e) Las bordas tienden a deslizar o a sufrir asentamientos debido a la disminución en la resistencia al corte del terreno por la licuefacción. Para contrarrestar estos efectos se han utilizado técnicas de tablestacado.

Las ventajas de estos tipos de métodos son:

- Son más económicos que las medidas que previenen la licuefacción.
- Algunos de estos pueden ser aplicados a estructuras existentes.

En el anexo A se presenta un listado de empresas que proveen servicios de mejoramiento de suelos.

2.6 REGLAMENTOS Y CÓDIGOS RESPECTO AL POTENCIAL DE LICUEFACCIÓN

2.6.1 Norma Europea Experimental, Eurocódigo 8 [CEN, 1994].

Este código presenta de una forma clara y ordenada el análisis de Seed (ver apartado 3.3.2) para evaluar el potencial de licuefacción, presentando además las gráficas y tablas necesarias para el análisis de dicho fenómeno en un emplazamiento. El código presenta correlaciones de los valores resultantes de la prueba CPT (cone penetration test) y el valor de N resultante de la prueba de penetración estándar.

Para el caso de edificaciones con cimentaciones superficiales, este código propone omitir la susceptibilidad a la licuefacción cuando las arenas saturadas se encuentren a profundidades mayores a los 15 metros desde la superficie del terreno. Además, permite no tomar en cuenta el peligro por licuefacción cuando $a_{máx} < 0.15g$ y se presente una o más de las siguientes condiciones:

- La arena contenga un contenido de arcillas mayor que el 20% con un índice de plasticidad > 20.
- La arena contenga un contenido de limos mayor que el 10%, y la vez $N_1^{60} > 20$ (ver sección 3.3).
- Arena sin finos con $N_1^{60} > 25$.

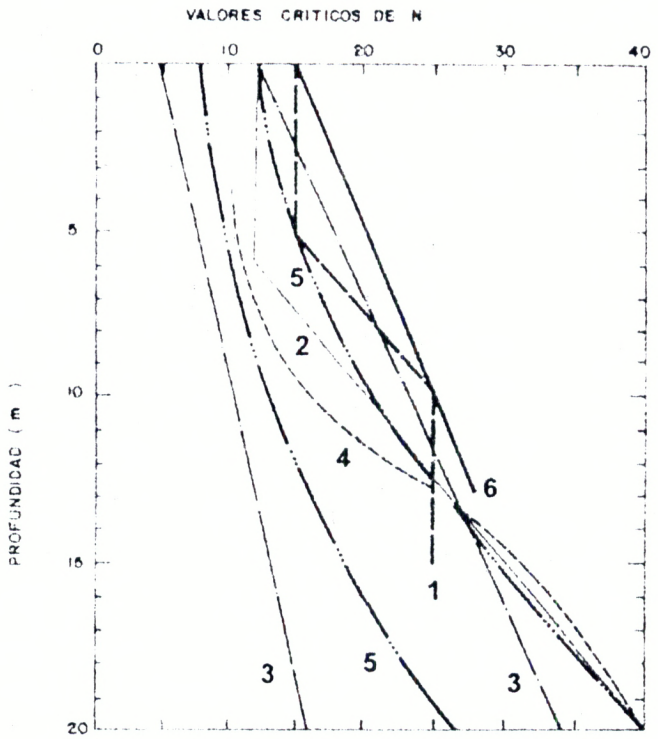
De una forma muy general, este código menciona que las mejoras de los terrenos susceptibles a la licuefacción consisten en la compactación de estos sitios para incrementar la resistencia a la penetración y la utilización de drenajes para reducir el exceso de la presión de poros por el movimiento del terreno.

2.6.2 Código de cimentaciones de Costa Rica [Asociación Costarricense de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, 1994].

A diferencia del Eurocódigo, este presenta una definición del fenómeno de licuefacción más detallada y además, presenta los tipos de fallas a los cuales se le asocia este fenómeno (ver sección 2.3.2).

Este código también menciona, sin presentar valores numéricos específicos, los factores que se involucran en el desarrollo de la licuefacción, tales como la granulometría, plasticidad y la permeabilidad; indicando para cada uno de estos factores las condiciones a la susceptibilidad de los sitios a la licuefacción.

Se presentan varias metodologías para evaluar el potencial a la licuefacción, entre estas se encuentran gráficas que relacionan la profundidad contra los valores críticos de la resistencia a la penetración estándar (ver figura 2.46), en esta figura se puede observar que no todas las proposiciones de valores de N se definen en el mismo rango de profundidades, así por ejemplo, la gráfica propuesta por Koizumi es aplicable a profundidades entre 4 y 13 m medidos desde la superficie; además se incluyen rangos granulométricos propuestos por Tsuchida y Hayshi de suelos susceptibles a la licuefacción (ver figura 2.47), aplicable a suelos mal graduados; y valores de la resistencia la penetración estándar para los que puede ocurrir la licuefacción según la aceleración del terreno (ver figura 2.48). Al igual que el Eurocódigo, se presenta el desarrollo del análisis de Seed, con la diferencia que se muestra un flujograma para determinar el potencial de licuefacción, elaborado por el mismo autor.



1 KISHIDA (1966)

2 OHSAKI (1966)

3 CRITERIOS DE DISEÑO PARA CIMENTACIONES DE EDIFICIOS (1974)

4 KOIZUMI (1966)

5 KISHIDA (1972)

6 GOBIERNO METROPOLITANO DE TOKIO (1972)

Figura 2.46 Profundidad contra los valores críticos que originan licuefacción [Asociación Costarricense de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones;1994, p.160].

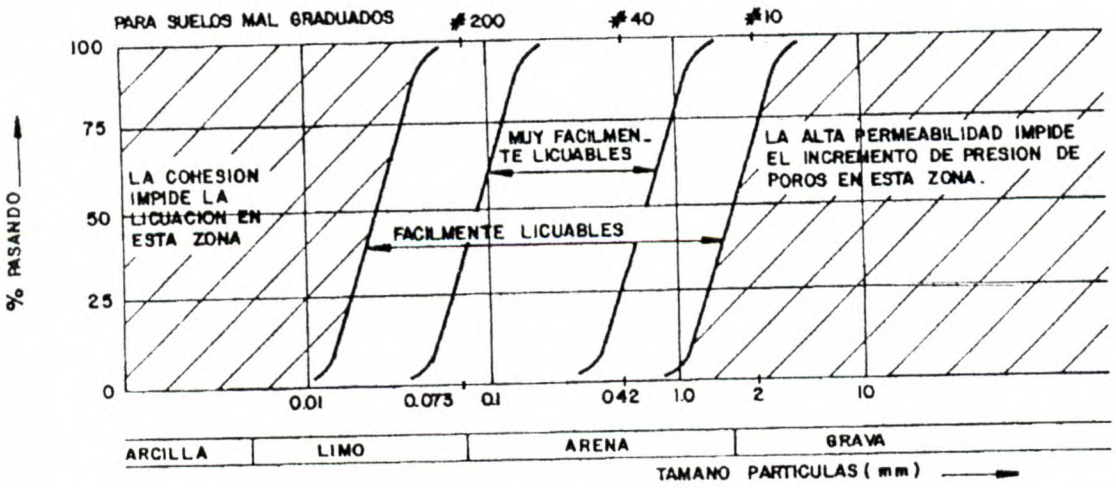


Figura 2.47 Rangos granulométricos con posibilidad de licuefacción [Asociación Costarricense de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, 1994, p. 162]

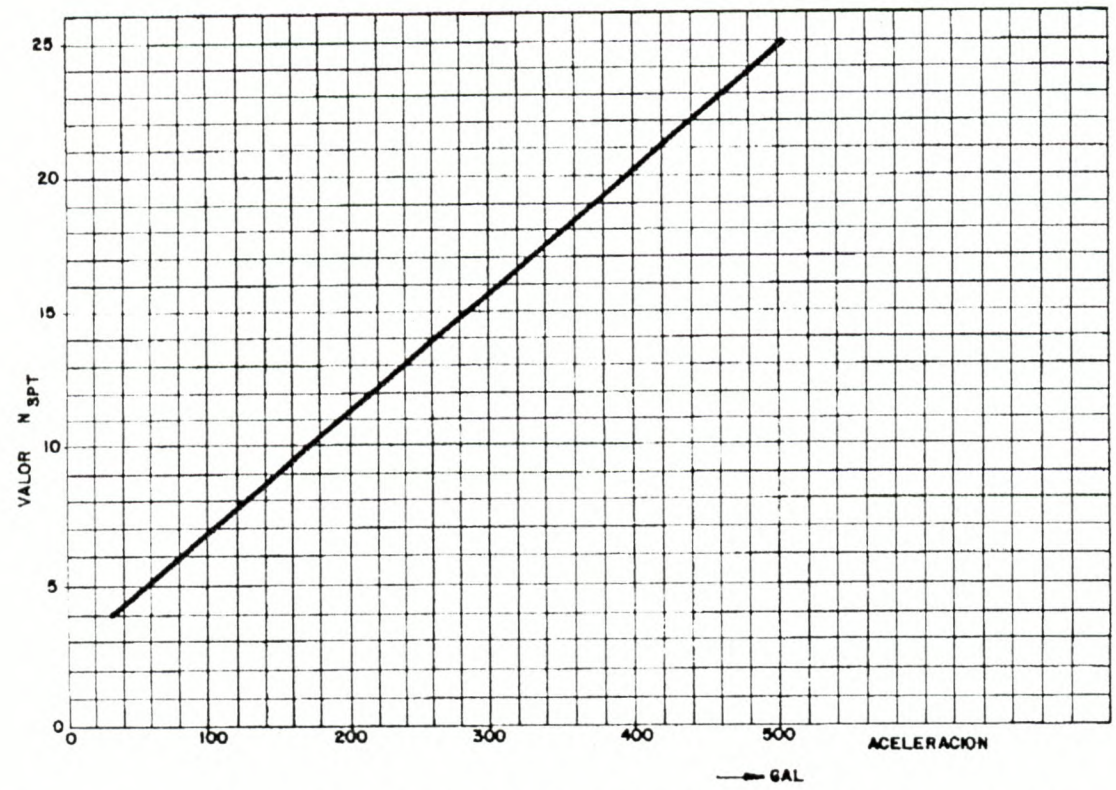


Figura 2.48 Valores de penetración estándar para los que puede ocurrir licuefacción, la parte superior izquierda es zona de ocurrencia y la inferior derecha es de no ocurrencia, donde 1 gal es equivalente a 1 cm/s^2. [Asociación Costarricense de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, 1994, p. 163]

2.6.3 Norma técnica para diseño de cimentaciones y estabilidad de taludes [Ministerio de Obras Públicas, 1994].

El tema de la licuefacción se toma en cuenta en las consideraciones de diseño del capítulo 3 como se presenta a continuación:

"Debe considerarse que existe la posibilidad de licuefacción cuando se presenten estratos de arena fina con más del 50% de los granos con dimensiones menores o iguales de 2 mm (tamiz No 10) y la densidad relativa sea menor de 70% y cuando el nivel freático esté próximo al estrato considerado".

CAPÍTULO 3



METODOLOGÍA

3.1 SELECCIÓN DE SITIOS DE ESTUDIO

Para los terremotos del 13 enero y del 13 de febrero de 2001, se llevó a cabo la caracterización de sitios y de movimientos fuertes en lugares seleccionados para evaluar el potencial de licuefacción; esta selección se hizo a partir de las siguientes fuentes:

a) Entrevista con el vulcanólogo Carlos Pullinger, Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales, MARN.

Esta se realizó el 7 de mayo de 2001 en la cual el vulcanólogo comentó sobre casos de licuefacción ocurridos en San Antonio y San Agustín, en el departamento de Cuscatlán, como parte de una visita realizada por personas del Ministerio. San Agustín no se tomó como sitio de estudio ya que la profundidad del nivel freático en esta localidad es mayor que 7 metros (ver limitaciones de la metodología en el numeral 3.5).

b) Entrevista con el Lic. Luis Romano, director del Centro de Protección de Desastres, CEPRODE.

Se realizó el 22 de mayo; no se obtuvo información sobre casos de licuefacción.

c) Noticias de La Prensa Gráfica y de El Diario de Hoy, a partir del 14 de enero al 13 de marzo de 2001.

Como parte de la investigación sobre los lugares afectados por los casos de licuefacción se revisaron estos periódicos, y las noticias que se encontraron sobre dichos casos se tomaron en cuenta para realizar la selección de sitio; dichas noticias se encuentran en el anexo B.

d) Mapa geológico simplificado de El Salvador (ver figura 3.1).

Este mapa simplificado estaba disponible en la página de Internet del Centro de Investigaciones Geotécnicas, CIG (ver anexo C). Este mapa sirvió para ubicar sitios susceptibles al potencial de licuefacción de acuerdo al criterio geológico que se presenta en el numeral 2.3.3.2..

e) Informes de visitas de campo realizadas por la misión de reconocimiento de Japón.

La sociedad japonesa de ingenieros civiles (JSCE por sus siglas en inglés) realizó una visita de reconocimiento a nuestro país. En el reporte preliminar de las actividades de esta misión, señalan que en San Nicolás Lempa, cerca del puente ferroviario, se observaron fallas por desplazamientos laterales en el terreno y se observó el colapso de un tramo de dicho puente [JSCE;2001, p.13].

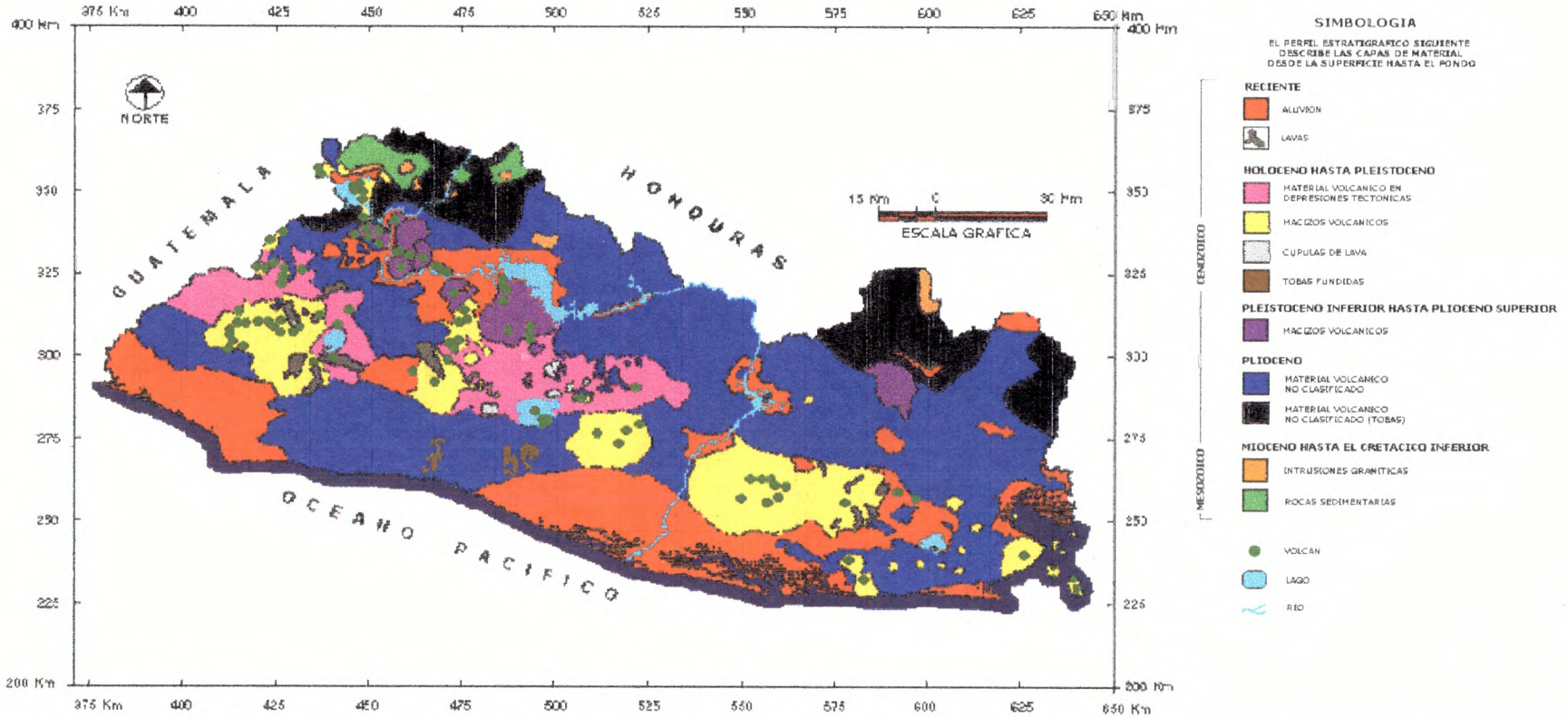


Figura 3.1. Mapa geológico simplificado de El Salvador [Durr, ?]

f) Visitas de campo realizadas por el grupo de trabajo.

Se realizaron visitas a la Playa Apulo y Costa del Sol, el día 1 de marzo y 2 de marzo respectivamente, en ambos lugares se lograron observar casos de licuefacción; además, las comunidades del Bajo Lempa, Usulután, contactaron al Dr. Jon de Cortina, S.J. para solicitar ayuda, pues manifestaron que sus cultivos se habían estropeado debido a la formación de grietas y expulsión de agua salada y arena de estas.

g) Ing. Edna Escobar, Gerente de Ingeniería de la Comisión Ejecutiva Portuaria Autónoma, CEPA.

Se realizó el día 28 de agosto como consecuencia de haberla contactado para solicitar autorización para realizar una perforación en el Puerto Cutuco. De este contacto se obtuvo información acerca de la ocurrencia del fenómeno de licuefacción en el Aeropuerto Internacional de Comalapa.

No se tuvo conocimiento de todas estas fuentes a la fecha de la realización del anteproyecto de este trabajo; por lo que los sitios que se muestran en la tabla 3.1, son aquellos inicialmente seleccionados en el anteproyecto. De esta tabla se desecharon 3 sitios de estudio:

- El centro de San Salvador: se desechó como sitio de estudio por la dificultad de encontrar un lugar adecuado para la realización de los ensayos de campo y temor al vandalismo característico de la zona.
- Playa pública en Costa del Sol: se decidió usar el tiempo de la realización de la prueba en este sitio, en el estudio de otros, ya que se contaba con dos perforaciones en esta misma zona y este sitio en particular no presentó el fenómeno de licuefacción.
- Club Salvadoreño, Lago de Ilopango: por la limitante del tiempo en el cual se realizó este trabajo, se consideró que realizar el estudio en otros sitios sería de mayor interés social.

Debido al tiempo disponible para la realización de este trabajo, se decidió disminuir el número de perforaciones propuestas en el anteproyecto a efectuar en la comunidad Babilonia y en la Costa del Sol.

Los sitios seleccionados para el estudio del potencial de licuefacción se muestran en la tabla 3.2, mostrando los criterios para dicha selección. También se muestra para cada sitio a estudiar, el número de sondeos, el cual se definió a partir de una apreciación visual de la severidad y de la extensión de terreno que presentó el fenómeno de licuefacción. La ubicación de cada sondeo dependió de la facilidad para montar el equipo en función de la topografía del lugar.

Número	Descripción	Coordenadas geográficas		Hubo Licuefacción?	Número de perforaciones
		Latitud	Longitud		
1	San Antonio Potrerillos, Usulután	13°17´00´´	88°46´26´´	SI	3
2	Comunidad Babilonia, San Marcos Lempa, Usulután	13°16´21´´	88°47´50´´	SI	3
3	Cordillera El Bálsamo, Comasagua	13°39´58´´	89°17´14´´	?	---
4	San Nicolás Lempa, Usulután	13°25´35´´	88°42´07´´	SI	2
5	Playa Apulo, Ilopango, San Salvador	13°41´54´´	89°04´50´´	SI	1
6	Club Salvadoreño, Ilopango	13°42'	89°02'	SI	1
7	Playa Costa del Sol, La Paz	13°21´37´´	89°01´32´´	SI	5
8	Barrio la Atarraya, Acajutla, Sonsonate	13°35´52´´	89°50´16´´	No	2
9	Comunidad Montemar, San Marcos Lempa, Usulután	13°18´16´´	88°44´28´´	No	1
10	Unidad de salud en playa Conchallo, La Libertad	13°29´08´´	89°20´51´´	No	2
11	Cutuco, La Unión	13°19´55´´	87°49´31´´	No	2
12	Centro de San Salvador	13°43'	89°13'	No	1

Tabla 3.1 Pre-selección de sitios para pruebas de campo

Código	Descripción	Coordenadas geográficas		Hubo Licuefacción?	* Criterios	** Fuente de información	Número de perforaciones
		Latitud	Longitud				
S01	San Antonio Potrerillos, Usulután	13°17'00''	88°46'26''	Sí	1	1,6	2
S02	Comunidad Babilonia, San Marcos Lempa, Usulután	13°16'21''	88°47'50''	Sí	1	2,6	3
S03	Cordillera El Bálsamo, Comasagua	13°39'58''	89°17'14''	?	4	5	---
S04	San Nicolás Lempa, Usulután	13°25'35''	88°42'07''	Sí	3	5,6	2
S05	Playa Apulo, Ilopango, San Salvador	13°41'54''	89°04'50''	Sí	5	3,6	1
S06	San Antonio, Ilopango, Cuscatlán	13°39'50''	89°00'03''	Sí	1	2,4	1
S07	Playa Costa del Sol, La Paz	13°21'37''	89°01'32''	Sí	5	1,6	2
S08	Barrio la Atarraya, Acajutla, Sonsonate	13°35'52''	89°50'16''	No	3	6	1
S09	Comunidad Montemar, San Marcos Lempa, Usulután	13°18'16''	88°44'28''	No	2	1,6	1
S10	Playa Conchalío, La Libertad	13°29'08''	89°20'51''	No	3,5	6	2
S11	Cutuco, La Unión	13°19'55''	87°49'31''	No	3	6	1
S12	Aeropuerto Internacional, La Paz	13°27'00''	89°02'23''	Sí	3	7	1

* Criterios

1 Peligro a las comunidades
2 Reubicación de familias afectadas por licuefacción
3 Importancia de las infraestructuras existentes
4 Investigación de la ocurrencia del fenómeno
5 Zona de turismo

** Fuentes de información

1 Visitas realizadas por el grupo de trabajo
2 La Prensa Gráfica
3 El Diario de Hoy
4 MARN
5 Informe preliminar de la misión de reconocimiento japonesa
6 Mapa geológico simplificado de El Salvador
7 CEPA

Tabla 3.2 Selección de sitios para pruebas de campo

Entre los sitios seleccionados se encuentran algunos en los que no se observó o reportó el fenómeno de licuefacción, su estudio se justifica con el criterio geológico de susceptibilidad (ver 2.3.3.2) de acuerdo al mapa geológico simplificado de El Salvador; del mapa geológico general de El Salvador a escala 1:100000, se pudo corregir las condiciones geológicas de los puertos de Acajutla y Cutuco, siendo estos sitios no susceptibles a licuefacción según el criterio geológico, su estudio no se desechó debido a su importancia económica. El estudio de los sitios que no presentaron el fenómeno de licuefacción se limitó a una perforación, a excepción de la Playa Conchalío, que se explica en el numeral 3.2.8.

En la tabla 3.3 se muestra la codificación que se utilizó para los sitios de estudio y la identificación de los sondeos realizados en cada uno de ellos.

El resultado de la selección de sitios también se muestra en el mapa de la figura 3.2

Sitio	*Sondeo*
S01	*S01 01*
	S01 02
S02	*S02 01*
	S02 02
	S02 03
S03	*S03 01*
S04	*S04 01*
	S04 02
S05	*S05 01*
S06	*S06 01*
S07	*S07 01*
	S07 02
S08	*S08 01*
S09	*S09 01*
S10	*S10 01*
S11	*S11 01*
S12	*S12 01*

Tabla 3.3. Codificación para los sondeos realizados en cada sitio.



Figura 3.2. Distribución de sitios de estudio (puntos amarillos). Modificado de http://www.expedia.com

3.2 DESCRIPCIÓN DE SITIOS DE ESTUDIO

3.2.1 San Antonio Potrerillos, San Marcos Lempa, Usulután.

Este sitio se encuentra aproximadamente a 20 km al sureste del Puente San Marcos Lempa, está rodeado por un brazo afluente del Río Lempa al oeste y por una zona de manglar al este. La geología del sitio consta de depósitos sedimentarios del cuaternario, con manglares.

Los habitantes de este lugar radican en él desde hace 7 años, se dedican a la agricultura por lo que los terrenos son utilizados exclusivamente para el cultivo (frijol, anís, guineos), siendo esta la actividad económica de la zona.

La topografía de la zona es llana, y por estar cerca de un brazo del río existe una borda que se construyó hace 15 años; ésta se encuentra deteriorada por las lluvias y temporales, siendo uno de los peores el huracán " Mitch" en 1998.

El terremoto del 13 de enero de 2001 ha agravado la situación de esta comunidad, ya que por efectos de la licuefacción se originaron grietas (figura 3.3) y se presentó la expulsión de agua

salada, devastando cultivos completos. También la licuefacción produjo el agrietamiento de la borda quedando más susceptible de deteriorarse ante los efectos de la lluvia.

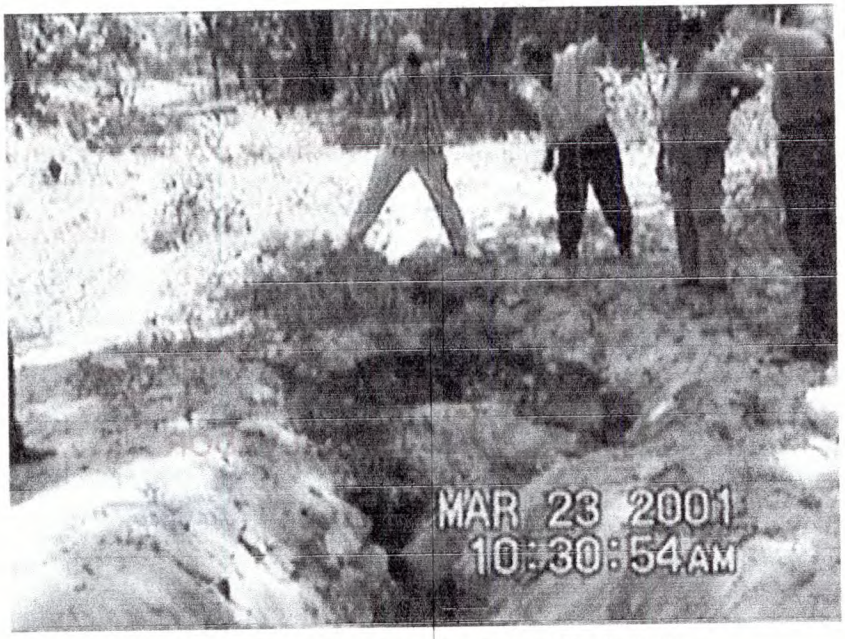


Figura 3.3. Agrietamiento del terreno y expulsión de arena en San Antonio Potrerillos, Usulután.

3.2.2 Comunidad Babilonia, San Marcos Lempa, Usulután.

Aproximadamente a 3 km al sureste de San Antonio Potrerillos y con las mismas características geológicas y topográficas; la actividad económica de la zona es también la agricultura.

La forma como se manifestó la licuefacción fue igual que el caso anterior, a diferencia que en dos casas de la comunidad se formaron agujeros de 5 metros de diámetro y de 2 metros de profundidad (figura 3.4); una escuela sufrió las consecuencias del fenómeno al asentarse; áreas de cosechas de frijoles también se perdieron por la expulsión de arena a través de las grietas.

Esta comunidad colinda con San Antonio Potrerillos, por lo que también existe la necesidad de reconstruir la borda que protege a ambas comunidades.

3.2.3 Comunidad Montemar, San Marcos Lempa, Usulután.

Este lugar se encuentra ubicado aproximadamente a 15 km al sureste del puente San Marcos Lempa y su topografía es plana.

Se hizo el estudio en esta comunidad debido a que los pobladores de Babilonia y San Antonio Potrerillos, han decidido reubicar a mujeres y niños en este sitio por el peligro al que estuvieron expuestos por el terremoto del pasado 13 de enero y previniendo futuras inundaciones.



Figura 3.4. Agujero producido a causa de la licuefacción en Comunidad Babilonia.

3.2.4 Barrio la Atarraya, Acajutla, Sonsonate.

Este sitio se encuentra ubicado aproximadamente a 1 km al oeste del puerto de Acajutla, la geología del sitio está conformada por epiclastitas volcánicas y piroclasticas.

El sondeo se realizó en un terreno privado frente al mar, debido a la facilidad de acceso y a su topografía plana.

Para los eventos del 13 de enero y 13 febrero se pudo constatar de acuerdo a la gente de esta localidad que no hubo daños por licuefacción; este lugar fue tomado en cuenta por el grupo de trabajo con el objetivo de explicar mediante la caracterización del sitio por qué no se dieron los fenómenos de licuefacción, y además por la importancia que tiene la zona de Acajutla para la economía del país.

3.2.5 Comunidad San Antonio, lago de Ilopango, Cuscatlán.

El trayecto de llegada se realiza mediante el recorrido desde Cojutepeque hacia Candelaria, de éste último aproximadamente a 10 km se llega a la comunidad San Antonio.

El lugar donde se hicieron las pruebas se encuentra a 40 metros de la orilla del lago de Ilopango en la margen oriente en un predio baldío; la geología del sitio consta de epiclastitas volcánicas, depósitos de nubes ardientes. Este sitio presenta pendientes moderadas.

Según comentarios de habitantes de este lugar, sólo se observaron desplazamientos laterales sin expulsión de arena, estos desplazamientos se dieron para el terremoto del 13 de febrero (ver figura 3.5); este evento sísmico derribó casas completas y muelles en ranchos privados.



Figura 3.5. Desplazamientos laterales en San Antonio, Cuscatlán.

3.2.6 Playa Apulo, lago de Ilopango, San Salvador.

El lugar en estudio se ubica a 1 km del turicentro de Apulo, y está a 10 metros de la orilla del lago en la zona de los restaurantes; su geología es epiclastitas volcánicas.

Se lograron observar desplazamientos laterales (ver figura 3.6) y arena depositada, que había sido expulsada de dichas grietas por efectos de la licuefacción; se constató el fenómeno por la

visita al lugar y además, se encontraron reportes sobre este sitio en la edición del 23 de enero de 2001 de El Diario de Hoy.

El fenómeno de licuefacción en este lugar solamente se dio para el terremoto del 13 de enero y se escogió para poder observar la diferencia con la comunidad San Antonio, que se encuentra aproximadamente al lado opuesto del lago.



Figura 3.6. Desplazamientos laterales en Playa Apulo, Ilopango.

3.2.7 San Nicolás Lempa, Usulután.

El lugar que se estudió se encuentra al lado norte del puente San Marcos Lempa, cerca del puente ferroviario en un predio baldío; el tipo de suelo que existe en este lugar son aluviones que corresponden al delta del río Lempa.

Por medio de las visitas a campo realizadas por el grupo, se comprobó que el terremoto del 13 de enero había provocado licuefacción en este terreno; se dieron desplazamientos laterales con deformaciones verticales mayores a un metro que ocasionaron el colapso de una parte del puente ferroviario (ver figura 3.7). Se escogió este sitio para hacer las pruebas debido a la magnitud de los daños que ocasionó la licuefacción y a su accesibilidad.



Figura 3.7. Colapso de un tramo del puente ferroviario en San Nicolás Lempa. En la parte inferior de la fotografía se puede observar el desplazamiento lateral del terreno que ocasionó esta falla.

3.2.8 Costa del Sol, La Paz.

Aproximadamente a 65 km de San Salvador; la geología del lugar son depósitos sedimentarios del cuaternario.

De la visita realizada por el grupo de trabajo a la Costa del Sol, se observaron grietas por toda la carretera principal y conos de arena en algunas de estas (ver figura 3.8). Según relatos de la gente que habita esta zona, para el terremoto del 13 de enero salió expulsada agua con arena de los pozos artesanales y varias casas sufrieron asentamientos.

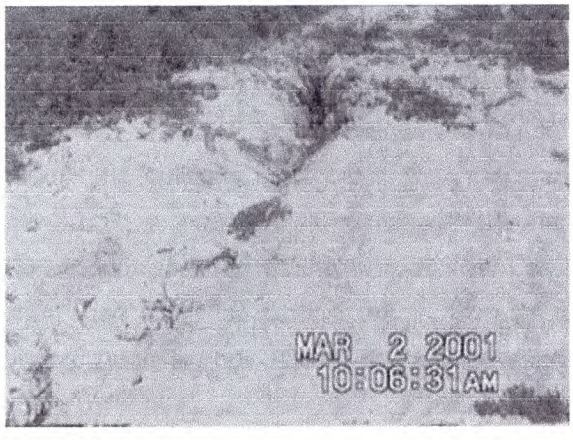


Figura 3.8. Conos de arena a un lado de la carretera principal hacia la Playa Costa del Sol, a 1 km de San Marcelino.

3.2.9 Playa Conchalío, La Libertad.

Aproximadamente a 35 km al sur de San Salvador; la geología del lugar son depósitos sedimentarios del cuaternario.

La red acelerográfica de la UCA registró en esta localidad la mayor aceleración horizontal del terreno debido al terremoto del 13 de enero de 2001, lo que no parece corresponder al nivel de daños observados en las estructuras de dicha localidad. Cuando se obtuvo este registro de aceleración, los encargados del mantenimiento de la red de acelerógrafos de la UCA manifestaron su inquietud acerca de la posible ocurrencia del fenómeno de licuefacción, aunque no se observaron sus efectos en la superficie del terreno.

Se escogieron dos sondeos, el primero en la unidad de salud de esta localidad, y el segundo aproximadamente a 500 m al suroeste del primero. Es importante hacer notar que el suelo del sitio seleccionado para el primer sondeo contenía desechos hospitalarios, por lo que no se realizó ningún tipo de análisis.

3.2.10 Cordillera del Bálsamo, Santa Tecla, La Libertad.

Desde tempranas fechas luego del terremoto del 13 de enero de 2001, se tuvo la inquietud de qué si el deslizamiento ocurrido en la porción de la cordillera El Bálsamo donde se encuentra la colonia "La Colina", fue causado por la ocurrencia del fenómeno de licuefacción.

El geólogo Mauricio Retana aseguró la incidencia del fenómeno de licuefacción en este deslizamiento en una entrevista publicada en el Diario Co-Latino el día miércoles 14 de marzo de 2001.

En el número 138 de la revista de ASIA se publicó el informe de CENAPRED [Mendoza y Domínguez; 2001] acerca de este deslizamiento, donde se afirma la ocurrencia del fenómeno en esta localidad. En este informe se muestran las propiedades índices de los suelos de este sitio.

Del informe que la misión de reconocimiento de Japón realizó para el terremoto del 13 de enero, se obtuvieron valores de la resistencia a la penetración estándar [JSCE; 2001].

Se recolectaron manualmente muestras de suelo pertenecientes a esta cordillera, cerca de Comasagua, a los cuales se les realizó el análisis granulométrico.

Se consideró demasiado peligroso efectuar las pruebas de campo (ver numeral 3.3) en este lugar, por lo que su estudio se limitó a presentar los valores de penetración estándar realizados por la misión de reconocimiento de Japón y las propiedades índice de los suelos recolectados manualmente. Estas muestras no corresponden a los valores de N obtenidos por la misión de reconocimiento de Japón, quienes realizaron el sondeo directamente sobre el deslizamiento de la colonia "La Colina".

3.2.11 Puerto Cutuco, La Unión.

Aproximadamente a 200 km de San Salvador, la geología del sitio corresponde a las piroclastitas ácidas y epiclastitas volcánicas.

La Ingeniera Edna Escobar de CEPA autorizó la realización de un sondeo dentro del puerto; este sondeo se realizó en una playa de dicho puerto debido a la facilidad de acceso con el equipo de trabajo y a su topografía plana.

Para los eventos del 13 de enero y 13 febrero se pudo constatar con la gente de esta localidad que no hubo daños por licuefacción; este lugar fue tomado en cuenta con el objetivo de explicar mediante la caracterización del sitio porqué no se dieron los fenómenos de licuefacción, y además por la importancia que llegará a tener esta zona con la construcción de un nuevo puerto el próximo año.

3.2.12 Aeropuerto Internacional de Comalapa, La Paz.

A 44 km al sureste de San Salvador, su geología corresponde a los depósitos sedimentarios del cuaternario.

Se observaron grietas debido a la licuefacción cerca de la cabecera de la pista 25 del aeropuerto asociadas al terremoto del 13 de enero, aunque no se pudieron observar los efectos del fenómeno en la superficie del terreno debido a que se conoció de su ocurrencia en el mes de agosto.

La Ingeniera Edna Escobar de CEPA autorizó la realización de un sondeo dentro del aeropuerto; este sondeo se realizó en una zona verde cercana a la cabecera de la pista 25.

3.3 METODOLOGÌA PARA LA CARACTERIZACIÓN

3.3.1 Caracterización de sitio

Escogidos los sitios de estudio, se procedió a las pruebas de campo y a la recolección de muestras para efectuar pruebas de laboratorio.

Pruebas de laboratorio:

- Granulometría.
- Determinación del contenido de humedad.
- Límites de Atterberg.

Pruebas de campo:

- Prueba de penetración estándar (SPT).
- Ubicación del nivel freático.

La prueba de penetración estándar se realizó según la norma ASTM D 1586-84 con el equipo de la UCA, que tiene las siguientes características:

- Martillo en forma de dona con un peso de 140 libras.
- Cuchara partida de 24" de longitud.
- Extensiones con una longitud máxima de perforación de 7 metros.

Lo deseable al momento de realizar las pruebas de penetración estándar habría sido alcanzar la profundidad máxima que permiten las extensiones del equipo, la cual es de 7 metros. Las condiciones y criterios que determinaron la profundidad máxima alcanzada en los sondeos fueron:

- Se determinó que era imposible la realización de más de dos pruebas por día, aún en los sitios que se encontraban más cerca de la UCA, debido a la hora de salida de la jornada de trabajo.
- Fallas eventuales en el equipo, lo que podría requerir de la repetición del sondeo al menos que la profundiad alcanzada al momento de la ocurrencia de dicha falla fuera mayor que el nivel freático, mayor o igual que 5 metros y presentara una tendencia de aumento considerable.
- Criterios de rechazo en la prueba de penetración estándar.

Se recolectaron muestras a cada 50 cm, a las que se realizó el ensayo del contenido de humedad al momento en que las muestras llegaban a laboratorio, según la norma ASTM D

2216-92. Se identificaron las muestras que presentaban características similares de color, tamaño, textura y forma, con el propósito de agruparlas para la realización del ensayo granulométrico.

El análisis granulométrico se realizó según la norma ASTM D421-85 y ASTM D422-63, utilizando las mallas número 4, 10, 20, 40, 60, 140 y 200; además, se usó la norma ASTM D2487-00, para la clasificación de los suelos. En el anexo D se muestran los resultados del análisis granulométrico realizado a las muestras agrupadas visualmente para cada sondeo, según el código de la tabla 3.3. Los límites de Atterberg se determinaron por el método de un punto normado por ASTM D 4318-93 a las muestras agrupadas para el ensayo granulométrico.

La ubicación del nivel freático se determinó midiendo directamente el nivel del agua en el agujero obtenido por la prueba de penetración estándar, realizando mediciones a distintos tiempos para observar su variación; donde fue posible, esta ubicación se confrontó con niveles de agua en pozos artesanales y niveles en ríos, lagos o costas, observándose una variación de 2 a 5 cm, por lo que se usaron los datos medidos del agujero.

El peso volumétrico de los estratos de suelo de cada sondeo se determinó según la tabla 3.4

Descripción		*Muy suelta*	*Suelta*	*Media*	*Densa*	*Muy densa*
Densidad Relativa Dr		*0*	*0.15*	*0.35*	*0.65*	*0.85*
N_1^{70}	*fina*	*1-2*	*3-6*	*7-15*	*16-30*	*?*
	media	*2-3*	*4-7*	*8-20*	*21-40*	*> 40*
	gruesa	*3-6*	*5-9*	*10-25*	*26-45*	*> 45*
ϕ :	*fina*	*26-28*	*28-30*	*30-34*	*33-38*	
	media	*27-28*	*30-32*	*32-36*	*36-42*	*< 50*
	gruesa	*28-30*	*30-34*	*33-40*	*40-50*	
γhum, kN/m3		*11-16*	*14-18*	*17-20*	*17-22*	*20-23*

Tabla 3.4 Determinación del peso volumétrico húmedo. [Bowles:1996, p.163]

3.3.2 Caracterización de movimientos fuertes

La caracterización de los movimientos fuertes, se efectuó tomando en cuenta 13 ecuaciones derivadas por diversos autores para estimar la aceleración máxima del terreno en la región Centroamericana (ver tabla 3.5):

- Algermissen et al, 1988 (1)
- Alfaro et al, 1990 (2A y 2B)
- Taylor Castillo et al, 1992 (3)
- Singh et al, 1993 (4)
- Dahle et al, 1995 (5)
- Bommer et al, 1996 (6)
- Ambraseys et al, 1996 (7)
- Spudich et al, 1997(8)
- Crouse, 1991 (9)
- Youngs et al, 1997 (10)
- Cepeda, 2001 (11 y 12)

$$ln(a) = -1.987 + 0.604M - 0.9082\,ln(R) - 0.00385 \quad (1)$$
$$log(a) = -1.116 + 0.312M - log(R^2 + 7.9^2)^{1/2} \quad (2A)$$
$$log(a) = -1.638 + 0.438M - 1.181\,log(R^2 + 70^2) \quad (2B)$$
$$ln(a) = 0.339 + 0.455M - 0.67\,ln(R) - 0.00207R \quad (3)$$
$$log(a) = 2.74 + 0.212M - 0.99\,logG(R) - 0.000943R \quad (4)$$
$$ln(a) = -1.579 + 0.554M - 0.560\,ln(R^2 + 6^2)^{1/2} + 0.0032(R^2 + 6^2)^{1/2} + 0.326S \quad (5)$$
$$ln(a) = -1.47 + 0.608M - 1.181\,ln(R) + 0.0089\,h \quad (6)$$
$$log(a) = -1.39 + 0.266M - 0.922\,log(R^2 + 3.5^2)^{1/2} \quad (7)$$
$$log(a) = 0.156 + 0.229(M - 6) - 0.945\,log(R^2 + 5.57^2)^{1/2} + 0.077S \quad (8)$$
$$ln(a) = 6.36 + 1.76M - 2.73\,ln(R + 1.58\,e^{0.608M}) + 0.00916h \quad (9)$$
$$ln(a) = -0.6687 + 1.438M - 2.329\,ln(R + 1.097\,e^{0.617M}) + 0.00648h + 0.3643\,Z_t \quad (10)$$
$$log(a) = 0.9116 - log(R) - 0.00955\,R \quad (11)$$
$$log(a) = -0.2951 - 0.03976\,log(R) - 0.02017\,R \quad (12)$$

EC	Unidades	C	N	n	$h_{máx}$	M	$M_{mín}$	$M_{máx}$	R	$R_{mín}$	$R_{máx}$	U
1	g	P	82	-	-	M_s	-	-	r_c	-	-	1.97
2A	g	M	20	12	-	M_s, M_L	4.1	7.5	d_e	1	33	1.62
2B	g	M	20	20	-	M_s, M_L	4.2	7.2	d_e	31	298	1.62
3	$m.s^{-2}$	M	89	27	-	M_s	3.0	7.6	r_c	6	210	1.84
4	$cm.s^{-2}$	R	89	27	-	M_s	3.0	7.6	r_c	6	210	1.82
5	$m.s^{-2}$	M	280	72	-	M_w	3.0	8.0	r_c	6	500	2.08
6	g	M	36	20	-	M_s	3.7	7.0	r_c	62	260	1.72
7	g	M	422	157	30	M_s	4.0	7.9	d_f	0	260	1.78
8	g	R	128	30	-	M_w	5.1	6.9	d_f	0	102	1.64
9	gal	A	396	-	238	M_s	4.8	8.2	r_f^*	8	866	2.17
10	g	R	480	164	-	M_w	5.0	8.2	r_f^*	8	550	2.20
11	g	M	9	1	10	M_s	6.5	6.5	d_e	-	-	1.64
12	g	M	9	1	10	M_s	6.5	6.5	d_f	-	-	1.77

Tabla 3.5 Ecuaciones de atenuación propuestas por diversos autores y descripción de los parámetros utilizados para su obtención, modificada de Cepeda et al [1997, p.128]. r_c es distancia hipocentral, d_e es distancia epicentral, d_f es distancia horizontal más cercana a la proyección de la ruptura en la superficie y r_f es la distancia al centro de liberación de energía. M representa la magnitud en la escala mostrada. S es un factor que considera la influencia del sitio, 1 para suelo y 0 para roca. Z_t es un factor para diferenciar entre sismos de subducción, 1 para sismos entreplacas y 0 para sismos intraplacas.

En la tabla 3.5 también se muestran las características de la base de datos correspondiente a cada ecuación, las cuales son:

- Parámetro de aceleración que se predice (columna "C"), *P* representa el promedio de los valores máximos de aceleración de ambas componentes horizontales; *M* representa la aceleración máxima observada; *R* representa la resultante vectorial de los valores máximos de aceleración de ambas componentes horizontales; y *A* representa que ambas componentes horizontales de aceleración se incluyeron en la base de datos.
- Número total de acelerogramas en la base de datos (columna "N")
- Número de sismos utilizados en la base de datos (columna "n")
- Profundidad máxima de los eventos sísmicos incluidos (columna "$h_{máx}$")
- Escala de magnitud (columna "M")
- Magnitudes mínima y máxima de la base de datos (columnas "$M_{mín}$" y "$M_{máx}$" respectivamente)
- Parámetro de distancia a la fuente sismogénica utilizado (columna "R")
- Parámetros de distancia a la fuente sismogénica mínimo y máximo de la base de datos (columnas "Rmín" y "Rmáx" respectivamente)
- Por último, el valor de 10 elevado a una potencia igual a la desviación estándar de cada ecuación (columna "U").

Se revisaron las predicciones de aceleración máxima a partir de las ecuaciones propuestas por los autores mencionados anteriormente, comparándose con las aceleraciones máximas observadas en los registros de los terremotos del 13 de enero y 13 de febrero por la red de acelerógrafos de la UCA y la red del CIG; así, se determinaron las ecuaciones que realizaron una mejor predicción.

Según la base de datos empleada para la derivación de las ecuaciones, estas pueden no ser representativas para distintos tipos de terremotos. Por ejemplo, la base de datos con la que se derivó la ecuación 2A de la tabla 3.5, fue tomando registros de subducción, por lo que su aplicabilidad deberá corresponder, para este trabajo, solo al terremoto del 13 de enero de 2001. Esta aplicabilidad se presenta en la tabla 3.6.

Ecuación		*1*	*2A*	*2B*	*3*	*4*	*5*	*6*	*7*	*8*	*9*	*10*	*11*	*12*
Aplicabilidad según tipo de terremoto	*Subducción*	X		X	X	X	X	X			X	X		
	Corteza Superior	X	X		X	X	X		X	X			X	X

Tabla 3.6 Aplicabilidad de ecuaciones según el tipo de evento sísmico

3.4 METODOLOGÍAS PARA EL ANÁLISIS.

3.4.1 Filosofía de los métodos.

Se puede resumir la filosofía de los métodos de análisis, como la respuesta a las tres preguntas que plantea Kramer [1996, p.351], las cuales son:

- ¿Es el suelo *susceptible* a la licuefacción? (susceptibilidad).
- Si el suelo es susceptible, ¿será la licuefacción *inducida*? (oportunidad).
- Si la licuefacción es inducida, ¿ocurrirán daños?

Los distintos métodos de análisis que se presentarán a continuación tienen en común que evalúan los resultados de las primeras dos preguntas, la susceptibilidad y la oportunidad de que ocurra la licuefacción, variando entre ellos la forma de superponer estos dos resultados.

De una forma general, se puede explicar la filosofía de todos los métodos de la siguiente manera:

Si se llama R a un parámetro que mida la susceptibilidad, y además se llama L a un parámetro que mida la oportunidad, ambos para un evento dado, se puede obtener un factor de seguridad expresado como la relación R entre L, el cual representa en límite entre la ocurrencia y no ocurrencia del fenómeno de licuefacción para dicho evento. Este factor de seguridad puede verse esquemáticamente en la figura 3.9.

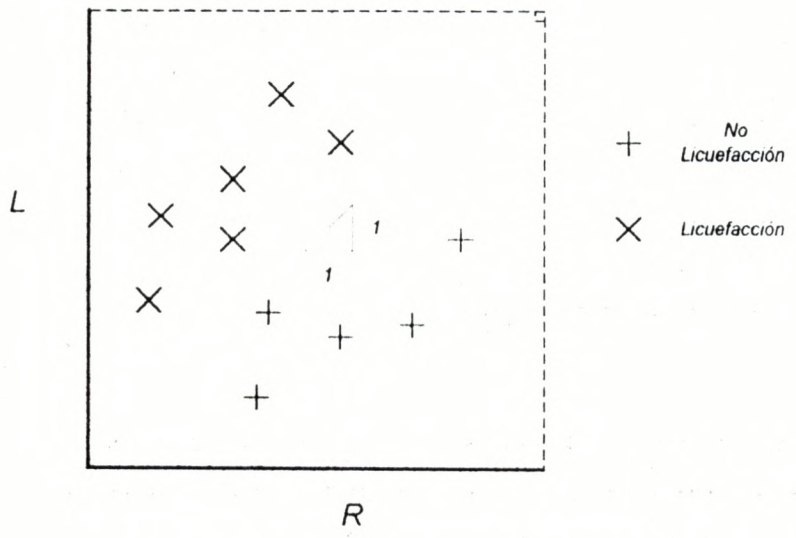


Figura 3.9 Esquema de oportunidad vrs susceptibilidad.

3.4.2 Método de Seed

- Susceptibilidad.

Este método toma como parámetro para cuantificar la susceptibilidad al valor de N_1^{60}, que es el valor de N que resulta de la prueba de penetración estándar corregido por:

En primer lugar, se corrige para eliminar la influencia de la presión de confinamiento multiplicándolo por el factor C_N, así:

$$N_1 = C_N \cdot N \qquad \text{(Ec. 3.1)}$$

donde:

$$C_N = \sqrt{\frac{1}{\sigma'_v}} \text{ ; y} \qquad \text{(Ec. 3.2)}$$

σ'_v: Esfuerzo vertical efectivo a la profundidad de interés (ton/pie^2).

Como segundo paso, N_1 es corregido respecto a la energía del martillo de la SPT (ver Ec. 3.3), pues se considera que la energía aplicada por el martillo es el 60% de la que proporcionaría si estuviera realmente en caída libre [Bommer:1994, p.188], y además se multiplica por la energía real impartida por el martillo Em, la cual depende del tipo de martillo y su país de fabricación, según tabla 3.7.

$$N_1^{60} = N_1 \frac{Em}{60} \qquad \text{(Ec. 3.3)}$$

	Energía real impartida por el martillo, *Em*			
	Dona		Seguridad	
País	**R-P**	**Trip**	**R-P**	**Trip/Auto**
Estados Unidos	*45*		*70-80*	*80-100*
Japón	*67*	*78*		
Reino Unido			*50*	*60*
China	*50*	*60*		

Tabla 3.7 Energía real impartida por martillos según su país de fabricación [Bowles, 1996, p 159]

El equipo que se utilizó en los sondeos de este trabajo consta de un martillo tipo dona de cuerda y polea (R-P) bajo el estándar de Estados Unidos, por lo que de la ecuación 3.3 el factor de corrección por energía impartida que se utilizó fue de 45/60 = 0.75.

Con el valor de N_1^{60}, se puede encontrar la relación de esfuerzo cíclico que causa la licuefacción a partir de las gráficas propuestas por Seed para diferentes magnitudes y el porcentaje de material menor a 0.075 mm, ver figura 3.10; este porcentaje se toma en cuenta, ya que para porcentajes mayores al 5% el suelo ve incrementada su resistencia a la licuefacción por la plasticidad que los finos pueden ofrecer, es por esto que se vuelve necesario conocer además, su índice de plasticidad; para índices de plasticidad (IP) menores que 10 se supone que los finos no aportan ayuda alguna al suelo para resistir la licuefacción, para índices de plasticidad mayores que 10 los efectos de la plasticidad se pueden tomar en cuenta multiplicando la relación de esfuerzo cortante cíclico por el factor (Fcp):

$$Fcp = 1.0 + 0.022*(IP - 10) \qquad \text{(Ec. 3.4)}$$

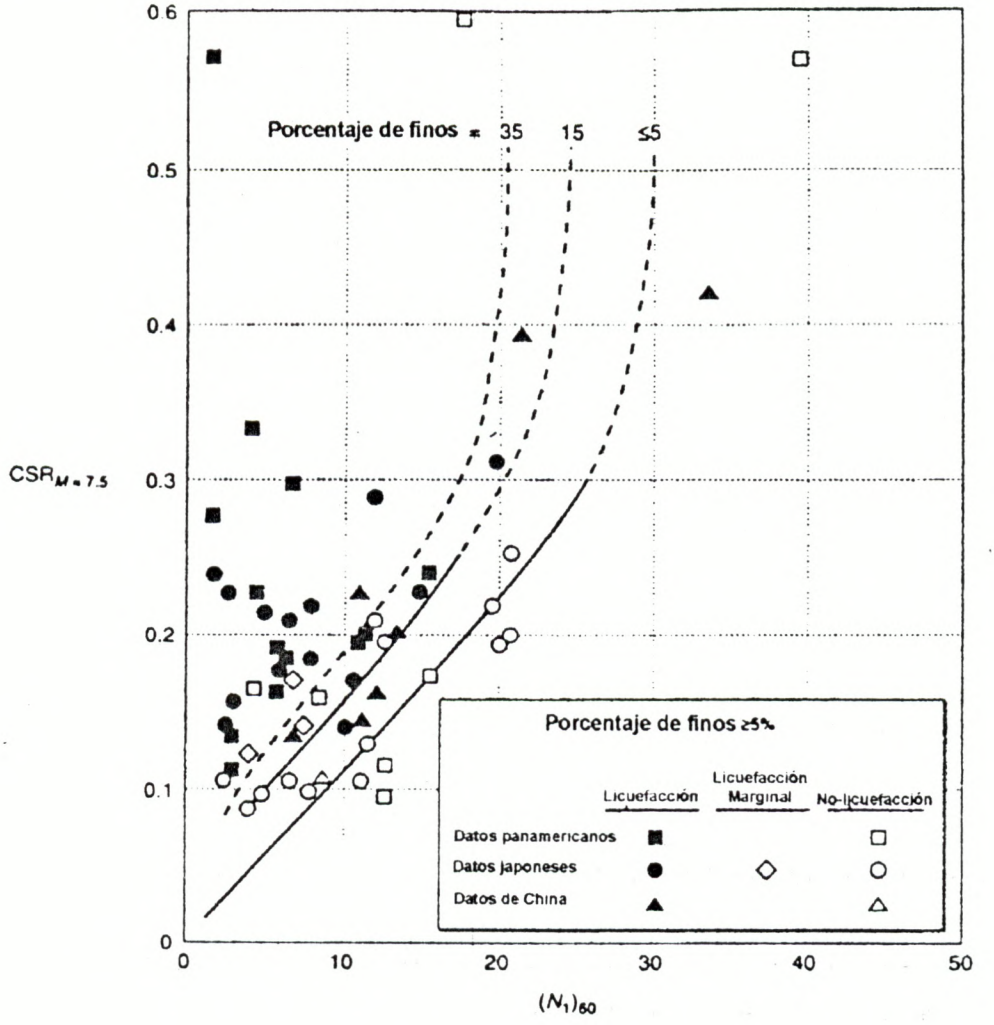


Figura 3.10 Curvas propuestas por Seed para la evaluación de la susceptibilidad de un sitio a licuefacción [Kramer: 1996, p. 380]. CSR es el esfuerzo cortante cíclico normalizado con respecto al esfuerzo efectivo

En la figura 3.10 se dibujan las curvas para porcentajes de finos menores que 5%, iguales a 15% e iguales a 35% que corresponden al número de ciclos significativos por un terremoto de magnitud igual 7.5, si se utiliza esta figura para calcular la susceptibilidad de un sitio ante la acción de un sismo de diferente magnitud, habrá que multiplicar el valor de relación de esfuerzo cíclico por un factor de corrección por magnitud, según la tabla 3.8.

Magnitud, M	$CSR_M/CSR_{M=7.5}$
5.25	*1.50*
6.0	*1.32*
6.75	*1.13*
7.5	*1.00*
8.5	*0.89*

Tabla 3 8 Factores de corrección de CSR para diferentes magnitudes [Kramer, 1996, p. 381].

La relación de esfuerzo cíclico se define como el esfuerzo cortante promedio uniforme cíclico que produce la licuefacción normalizado respecto al esfuerzo efectivo, por lo tanto al multiplicar la relación de esfuerzo cíclico por los valores que toma el esfuerzo efectivo en función de la profundidad, se tiene como resultado el esfuerzo cortante promedio uniforme cíclico que produciría la licuefacción en todo el estrato.

- Oportunidad

El esfuerzo cortante, τ, al que estaría sometida una columna de suelo a una profundidad h, en el instante en que actúa una aceleración de valor a_{max} (ver figura 3.11), está dado por:

$$\tau = \frac{a_{max}}{g}\gamma h \qquad \text{(Ec. 3.5)}$$

donde:

$a_{máx}$: aceleración máxima del terreno (cm/s^2);

g : aceleración de la gravedad (cm/s^2);

γ: peso específico del suelo (kN/m^3); y

h: profundidad (m).

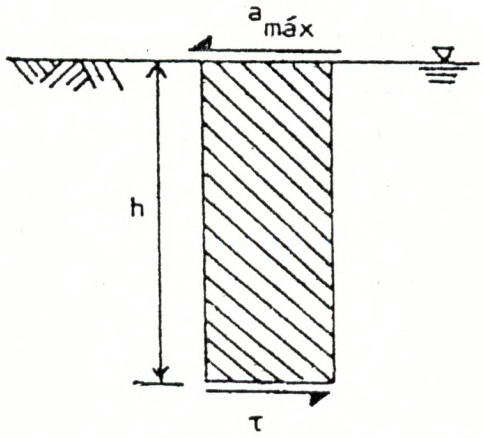


Figura 3.11. Columna de suelo sometida a un esfuerzo cortante τ [Bommer 1994, p.186].

El parámetro que se utilizará para cuantificar la oportunidad, vendrá dado por el esfuerzo cortante promedio uniforme cíclico que induce un terremoto en particular, en función de la profundidad. Este se puede calcular por la fórmula simplificada:

$$\tau = 0.65 r_d \frac{a_{max}}{g} \sigma_v \qquad \text{(Ec. 3.6)}$$

$a_{máx}$: aceleración máxima del terreno (cm/s^2);

σ_v : esfuerzo vertical total (kN/m^2) a la profundidad de interés, y es igual a γh;

r_d : factor que afecta la aceleración en función de la profundidad, debido a que el suelo no es completamente rígido (ver figura 3.12); y

g: aceleración de la gravedad (cm/s^2).

Esta fórmula está afectada por un factor de 0.65, para tomar en consideración el valor promedio del esfuerzo cortante cíclico en la duración total del sismo.

Con el esfuerzo cíclico que causa la licuefacción (susceptibilidad) y el esfuerzo inducido por un terremoto (oportunidad), se puede graficar cada uno de estos esfuerzos respecto a la profundidad y encontrar la profundidad crítica para la cual existirá licuefacción de acuerdo al método (ver figura 3.13). En los casos donde se dio el fenómeno, también es posible comparar la profundidad real a la que ocurrió la licuefacción y la profundidad crítica resultante de este análisis.

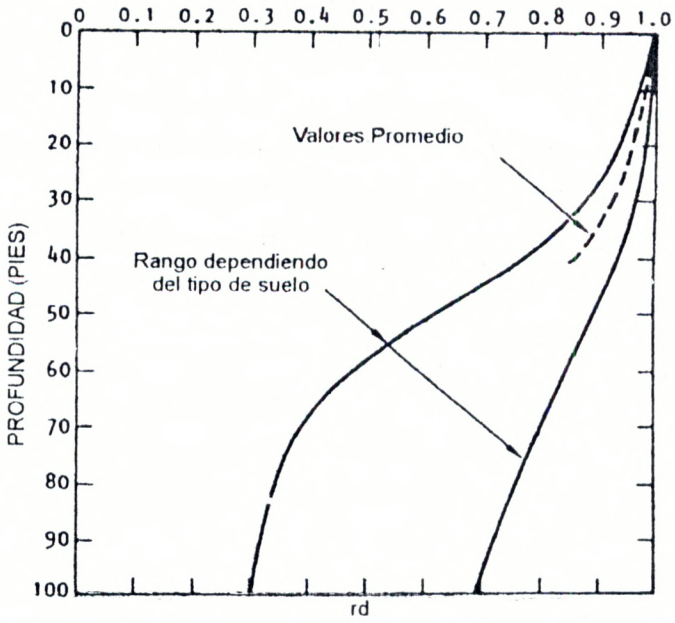


Figura 3.12. Pango de valores de r_d para diferentes perfiles de suelo [Seed e Idriss, 1982, p. 75]

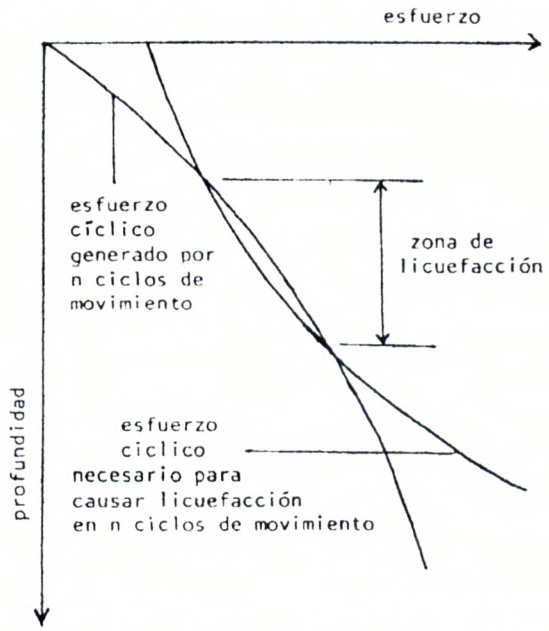


Figura 3.13. Gráfica de esfuerzos cortantes que representan a la susceptibilidad y a la oportunidad en función de la profundidad [Bommer, 1994, p. 188].

Este método es el más complejo de los que se presentan en este documento, por lo que se desarrolla a manera de flujograma en el anexo E para facilitar su comprensión.

A continuación se presenta un ejemplo aplicando el método de Seed con la metodología presentada anteriormente:

Ejemplo. Calcular el factor de seguridad contra la licuefacción a una profundidad de 0.5 m para una arena fina con un contenido de finos menor al 5%, sometida a un terremoto de magnitud 7.8 y una aceleración máxima de 0.2 g en la superficie, el nivel freático se encuentra a una profundidad de 0.4 m (γ_ω = 9.81 kN/m^3). Asumir que el valor de resistencia a la penetración estándar a esta profundidad es de 7.

Solución. Utilizando la tabla 3.4 y el valor de N, el valor del peso específico de esta arena fina tiene un valor de 17 kN/m^3 (haciendo la simplificación que N_1^{70} = N, ver numeral 3.5), correspondiendo para la profundidad en estudio los siguientes valores de esfuerzo total y efectivo:

σ_v = (17 kN/m^3)*(0.5 m) = 8.5 kPa;
σ'_v = 8.5 kPa – (0.1 m)*(9.81 kN/m^3) = 7.52 kPa.

Utilizando las ecuaciones 3.1, 3.2 y 3.3 para corregir el valor de N, y considerando que los valores de N se obtuvieron con un equipo de penetración estándar con martillo tipo dona, se tiene:

$$C'_N = \frac{1}{(7.52kPa)*((0.01044tons/pie^2)/kPa)} = 3.56$$

$$N_1^{(60)} = 7*3.56*(45/60) = 18.69$$

Con el valor de N_1^{60} y la gráfica 3.10 se encuentra el valor máximo de esfuerzo cortante cíclico que el suelo puede soportar antes de licuar igual a 0.2, normalizado con respecto al esfuerzo efectivo para un terremoto de magnitud 7.5. En el caso de este ejemplo se tiene una magnitud de 7.8, por lo que el valor del esfuerzo cortante cíclico normalizado con respecto al esfuerzo efectivo utilizando la tabla 3.8 para dicha magnitud es:

$CSR_{7.8}$ = (0.2)*(0.967) = 0.1934

Para obtener el esfuerzo cortante cíclico que inicia la licuefacción en este sitio y a la profundidad determinada para dicho evento sísmico, habría que multiplicarlo por su esfuerzo efectivo y se tiene:

τ_s = 1.45 kPa

La oportunidad para este evento vendrá dada por la ecuación 3.6, y con ayuda de la gráfica 3.12 se tiene el esfuerzo cortante cíclico al que estuvo sometido el sitio en estudio:

$\tau_o = 0.65 * r_d * (a_{máx}/g) * \sigma_v = (0.65) * (0.99) * (0.2) * (8.5\ kPa) = 1.09\ kPa$

El factor de seguridad contra la licuefacción vendrá dado por la relación entre la susceptibilidad y la oportunidad, por lo que se tiene:

FS = (1.45 kPa)/(1.09 kPa) = 1.33

3.4.3 Método de Ambraseys

- Susceptibilidad:

Toma como parámetro de susceptibilidad el valor de N_1^{60}.

- Oportunidad:

El parámetro que utiliza para cuantificar la oportunidad es el de k_c, que representa la aceleración crítica correspondiente al estado de equilibrio límite y que se obtiene a partir de una ecuación de atenuación representada en forma de gráfica [Bommer:1994, p.192].

De la figura 3.14, conocida la distancia desde la falla al sitio en estudio R, y tomando la curva correspondiente a la magnitud del terremoto se encuentra la aceleración crítica en el estado límite de equilibrio, k_c , con este valor se puede obtener el valor mínimo de N_1^{60}, para resistir la licuefacción.

Este método está desarrollado a partir de terremotos poco profundos, por lo que este método se aplicó solamente para evaluar el potencial de licuefacción debido al terremoto del 13 de febrero.

En la porción derecha de la figura 3.14 se muestran dos curvas para cada valor de magnitud, una continua que corresponde al caso del nivel freático coincidente con la superficie y una discontinua que corresponde al caso del nivel freático a la profundidad crítica. Lo anterior indica que el valor de N_1^{60} que se lea a partir de una curva continua corresponde al caso más desfavorable y el que se lea a partir de una curva discontinua corresponde al caso más favorable.

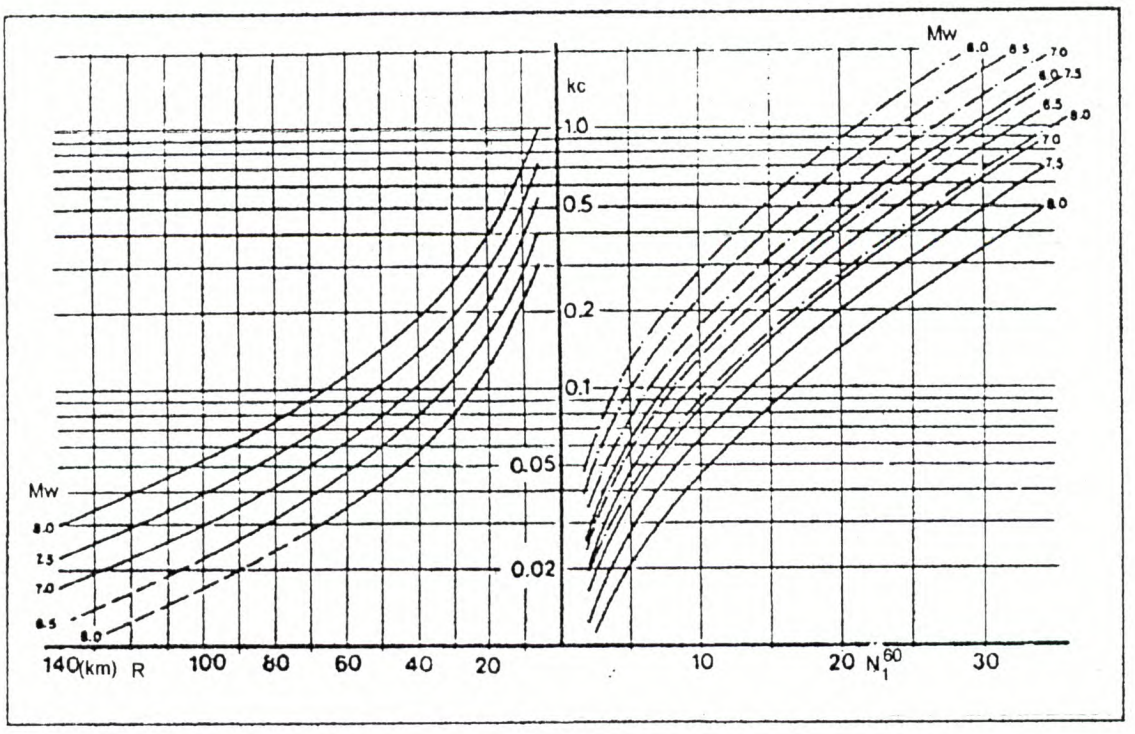


Figura 3.14. Curvas para la evaluación del potencial de licuefacción en términos de N_1^{60}, magnitud y distancia desde la falla [Bommer.1994,p.192]. kc es la aceleración crítica que corresponde al estado de equilibrio límite. Las líneas continuas corresponden al caso del nivel freático coincidente con la superficie y las discontinuas al caso del nivel freático a la profundidad crítica

Para efectos de análisis, se superpusieron los valores de N_1^{60} de los suelos de los sitios de estudio contra los valores de N_1^{60} resultantes de este método; por lo tanto, se contará con dos parámetros de oportunidad correspondientes al caso más desfavorable y al más favorable. Para determinar si este método predijo la ocurrencia o no-ocurrencia del fenómeno de licuefacción en un emplazamiento, se interpoló el valor de N_1^{60} correspondiente a la profundidad del nivel freático, tomando como profundidad crítica aquella bajo el nivel freático que presentaba el menor valor de N_1^{60}, de esta manera el valor de este parámetro que representaba la oportunidad en cada sitio de estudio se determinó a partir de la siguiente expresión:

$$N_o = \left(\frac{PC - NF}{PC} \right) * (NFS - NFC) + NFC \qquad \text{(Ec. 3.7)}$$

donde:

N_o: Valor de N_1^{60} interpolado

PC: Profundidad crítica (m)

NF: Profundidad del nivel freático (m)

NFS: Valor de N_1^{60} a partir de las líneas contínuas de la figura 3.14

NFC: Valor de N_1^{60} a partir de las líneas discontinuas de la figura 3.14

3.4.4 Susceptibilidad a partir de otros parámetros

En el numeral 2.6.2 se presentó la gráfica que muestra rangos dentro de los cuales las curvas granulométricas representan a suelos fácilmente licuables o muy fácilmente licuables, aplicable a suelos mal graduados. Se superpusieron las curvas granulométricas de las muestras mal graduadas obtenidas en cada sitio de estudio y las curvas límite de dichos rangos (ver numeral 5.6). Las otras dos gráficas presentadas en el numeral 2.6.2 no se utilizaron debido a que representan métodos basados en los valores de N resultantes de la prueba SPT, y este parámetro ya se ha tomado en cuenta en este documento en los métodos de análisis descritos en los numerales 3.4.2 y 3.4.3.

En la caracterización de sitios (numeral 5.3) se muestran los valores de Cu, D_{50}, w% y LL para las muestras obtenidas de los sitios de estudio, los que se compararon con los rangos de estos parámetros que indican susceptibilidad (ver numeral 5.7) mencionados en el numeral 2.3.3.2 y con los criterios *a* y *d* usados en China mencionados en el mismo numeral, los criterios *b* y *c* no se utilizaron debido a que en el análisis granulométrico se utilizó la malla No. 200 como abertura mínima y a que el criterio que menciona el índice de liquidez presenta una incongruencia, ya que cuanto menor es el índice de liquidez de un suelo, su comportamiento se aleja más del de un líquido.

3.5 LIMITACIONES PARA LA METODOLOGÍA

- No todos los instrumentos de la red acelerográfica de la UCA fueron capaces de registrar los movimientos fuertes del terreno provocados por los terremotos del 13 de enero y del 13 de febrero de 2001; además a la fecha de la entrega de este documento no se había publicado la información de todos los registros de la red nacional de acelerógrafos del CIG para ambos terremotos.
- Se dieron casos en que las paredes del agujero generado por la prueba de penetración estándar se derrumbaba y no se contó con el equipo para realizar ademado en el agujero, lo que conlleva errores en los valores de resistencia a la penetración que resultan de esta prueba y posiblemente en la recolección de muestras.
- En suelos no cohesivos se dificulta la obtención de muestras inalteradas, por lo que la determinación del peso volumétrico de los suelos se realizó en base a correlaciones propuestas entre este valor y el de la resistencia a la penetración estándar. Además, estas correlaciones están propuestas para valores corregidos de N, y la corrección depende del valor del peso volumétrico, por lo que se hizo la simplificación de determinarlo con el valor de N de campo.
- La profundidad máxima que alcanzan las extensiones de la SPT es de 7 metros.

CAPÍTULO 4



FENÓMENOS DE LICUEFACCIÓN ASOCIADOS A TERREMOTOS DESTRUCTORES EN CENTROAMÉRICA

4.1 SAN SALVADOR, EL SALVADOR, 1965 [Rosenblueth y Prince, 1966].

Este terremoto ocurrió a las 4:01 a.m. (hora local), el día 3 de mayo, su magnitud fue de 6.3 Ms, con epicentro en San Salvador. Este sismo causó varios graves daños y la muerte de 127 personas.

Se indujeron casos de licuefacción en las orillas del lago Ilopango, provocando grietas con eyecciones de arena (ver figura 4.1 y 4.2) y daños en los muelles (ver figura 4.3); además se formaron grietas en la pista del aeropuerto de Ilopango como se muestra en la figura 4.4. Se observaron casos de licuefacción en los muelles del lago de Amatitlán, Guatemala [Bommer et al, 1997], aunque se consideró que hubo una confusión al mencionar Amatitlán por Amatitán, ya que este último se encuentra en la ribera occidente del Lago de Ilopango.



Figura 4.1 Grietas a orillas del lago de Ilopango [Rosenblueth y Prince, 1966, p.50].

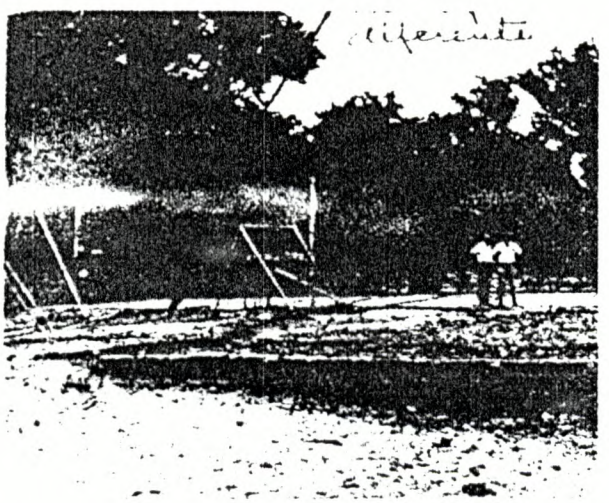


Figura 4.2 Eyecciones de arena en las orillas del lago de Ilopango [Rosenblueth y Prince, 1966, p.51].

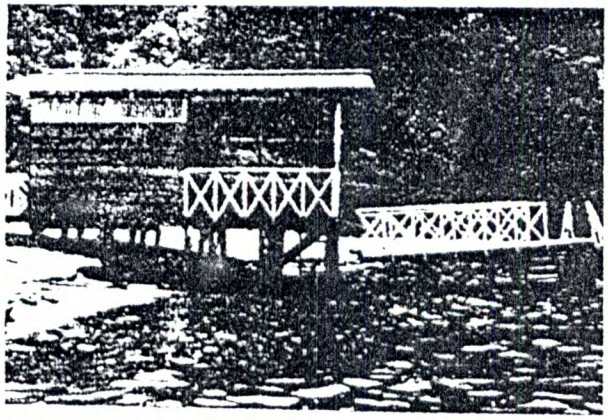


Figura 4.3 Daños en un muelle del lago de Ilopango [Rosenblueth y Prince, 1966, p 50]

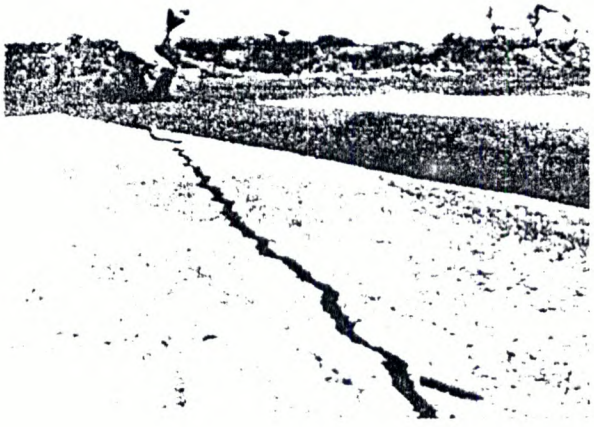


Figura 4.4 Agrietamiento de la pista del aeropuerto de Ilopango [Rosenblueth y Prince, 1966. p 51]

Según Madrid et al. [2000], como efectos geotécnicos asociados al terremoto de 3 de mayo de 1965 se originaron grietas en la superficie del terreno en los siguientes lugares: carretera al balneario de Apulo; playas de Apulo; cerca del Playón "El Limón" ; y en la hacienda Colombia, cerca de Ilopango. Estas grietas podrían estar asociadas al fenómeno de licuefacción.

En la figura 4.5 se muestra el mapa del área metropolitana de San Salvador con la localización del epicentro de este terremoto y el aeropuerto de Ilopango que fue afectado por el fenómeno de licuefacción, los otros sitios mencionados en el párrafo anterior no se muestran ya que no fueron especificados en la bibliografía disponible.

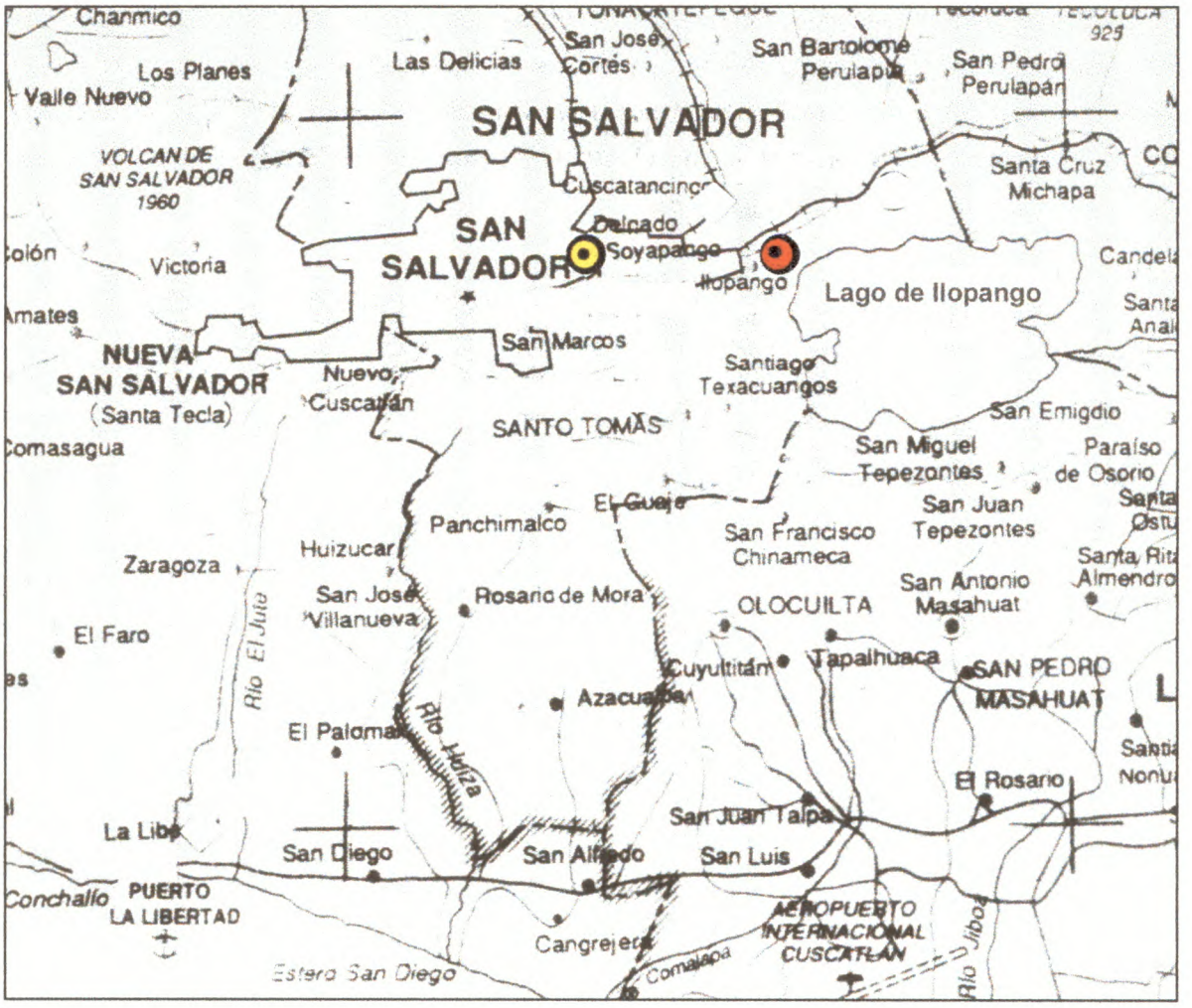


Figura 4.5 Área Metropolitana de San Salvador con la localización del epicentro (punto amarillo) del terremoto del 3 de mayo de 1965, el punto rojo indica el aeropuerto de Ilopango; modificado de Madrid et al [1998, p.160].

4.2 MOTAGUA, GUATEMALA, 1976 [Hoose et al, 1976].

El 4 de febrero de 1976 se produjo un terremoto de magnitud 7.5 Ms, con epicentro en el Valle Motagua; éste indujo daños por licuefacción y sus consecuentes fallas en el terreno. Estas fallas ocurrieron predominantemente en áreas de depósitos recientes formados por los deltas del río.

La licuefacción no sólo produjo estos efectos en la región epicentral; sino que este fenómeno también se logró observar en el lago de Ilopango, El Salvador, a 240 km del epicentro. Los efectos de la licuefacción también fueron reportados en el lago Izabal, Guatemala; Puerto Cortés, Omoa y en San Pedro Sula, Honduras.

Los mayores daños estructurales causados por la licuefacción se observaron en La Playa, Lago de Amatitlán, aproximadamente a 185 km del epicentro sobre el delta del río Villalobos donde el 90%

de las casas fueron destruidas. La licuefacción causó fallas en el terreno predominando los desplazamientos laterales (ver figura 4.6), pérdida de la capacidad de soporte (ver figura 4.7), y conos de arena. Otro factor que causó daños a las viviendas a lo largo de las orillas del lago fueron los hundimientos a causa de los desplazamientos laterales, por lo que estas edificaciones quedaron rodeadas de agua (ver figura 4.8).



Figura 4.6 Desplazamientos laterales en La Playa, Amatitlán, Guatemala [Hoose et al; 1976]



Figura 4.7 Pérdida de la capacidad de soporte en La Playa, Amatitlán, Guatemala [Hoose et al; 1976]

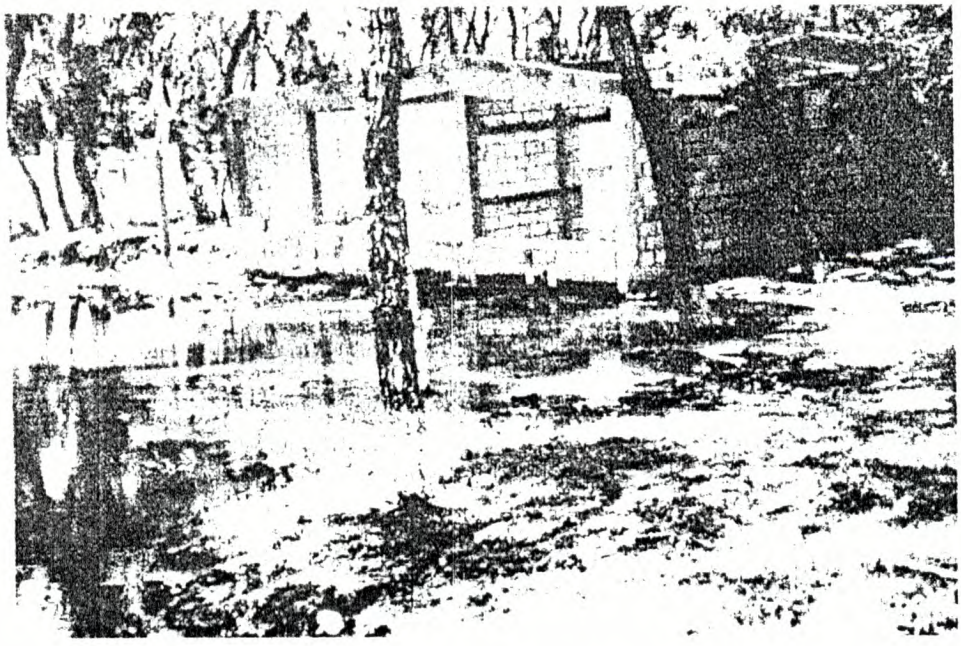


Figura 4 8 Inundación en una casa ubicada en La Playa, Amatitlán, Guatemala [Hoose; 1976].

En El Sauzal, Amatitlán; las fallas del terreno más graves por licuefacción se debieron a desplazamientos laterales en las orillas del lago, ocasionando inundaciones de estas zonas afectadas y causando impresionantes cambios en la configuración de las orillas de esta playa.

También los desplazamiento laterales ocasionaron muchos daños estructurales a lo largo de las cercanías del lago de Atitlán en Panajachel, ubicado 230 km del epicentro; el fenómeno de la licuefacción ocurrió sobre el delta del río Panajachel. El nivel freático reportado en esta localidad se encontró entre 4.5 y 4.75 metros.

4.3 LIMÓN, COSTA RICA, 1991 [EERI, 1991].

El 22 de abril de 1991, a las 15:57 p.m. (hora local de Costa Rica), un gran terremoto de magnitud 7 5 Ms ocurrió en la provincia de Limón, muriendo 53 personas y además causando graves daños sobre construcciones.

En general el sistema vial de Limón fue destruido; los puentes ferroviarios y las carreteras fueron obstruidas inmediatamente debido a los diferentes daños que sufrió toda la red de carreteras del lugar (el pavimento de las carreteras se agrietó, los puentes colapsaron, y los caminos se obstruyeron por derrumbes). Muchas de las fallas del sistemas de carreteras y puentes ferroviarios, fueron causados por la licuefacción y consecuentes fallas en el terreno, principalmente desplazamientos laterales.

La provincia de Limón está en la parte este de Costa Rica, y dominada por una topografía plana con pendientes suaves desde la Cordillera de Talamanaca hasta el Mar Caribe. Este llano está constituido por mucho ríos largos y pequeños que generalmente se ensanchan al aproximarse a la costa. En este sitio los mayores casos de licuefacción ocurrieron en depósitos de aluvión y depósitos fluviales que pertenecen al delta del río, además en depósitos sobre la desembocadura del río en tierras bajas.

Según el equipo de reconocimiento del EERI, estimaron que el 30% de las carreteras en tierras bajas fueron dañadas por fisuras y asentamientos del terreno causados por la licuefacción. Además, muchos segmentos de los puentes ferroviarios se desalinearon por movimientos del terreno.

A continuación se describen casos de licuefacción ocurridos a causa de este terremoto:

Puerto de Limón y Moin:
Se observaron daños por licuefacción en ambos puertos; conos de arena y asentamientos en el terreno de hasta 60 cm ocurrieron en el puerto de Limón (ver figura 4.9); el rompeolas del puerto de Moin sufrió daños por licuefacción como se observa en la figura 4.10.

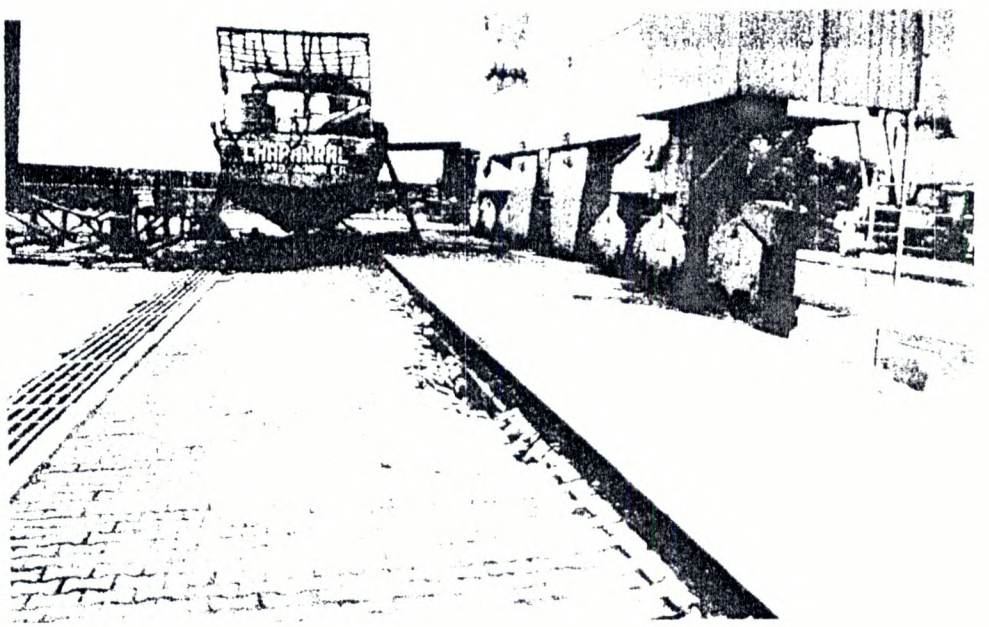


Figura 4.9 Asentamientos por licuefacción en el puerto de Limón [EERI, 1991, p 36]

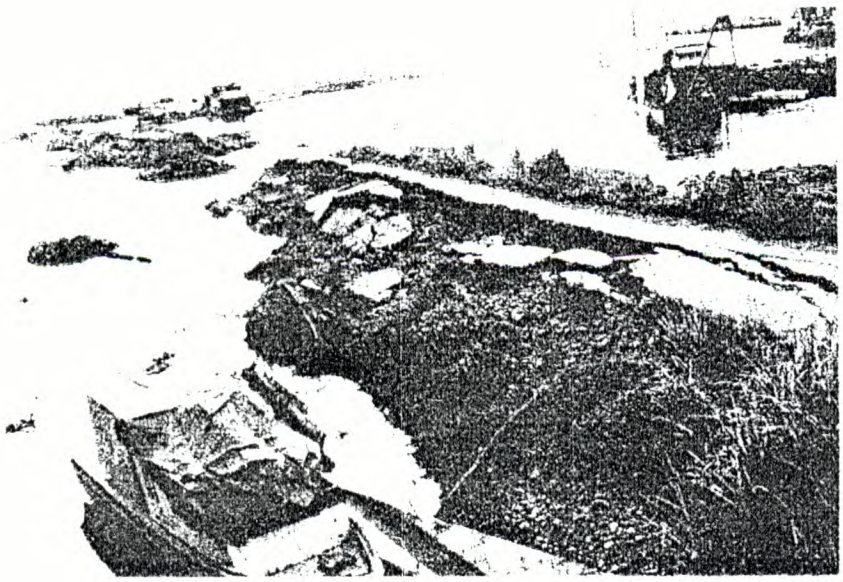


Figura 4.10 Desplazamientos laterales en el puerto de Moin [EERI, 1991, p 37]

Puente río Vizcaya:

El puente del río Vizcaya constaba de 3 claros de concreto presforzado, este colapsó debido a la pérdida de soporte del suelo y deformaciones del suelo que resultaron del fenómeno de licuefacción. Se perdieron dos claros de este puente por el exceso de rotación de sus estribos (figura 4.11); el colapso de un soporte interior; y el soporte interior restante se asentó un metro. También se observaron desplazamientos laterales en los caminos contiguos al puente (ver figura 4.12).

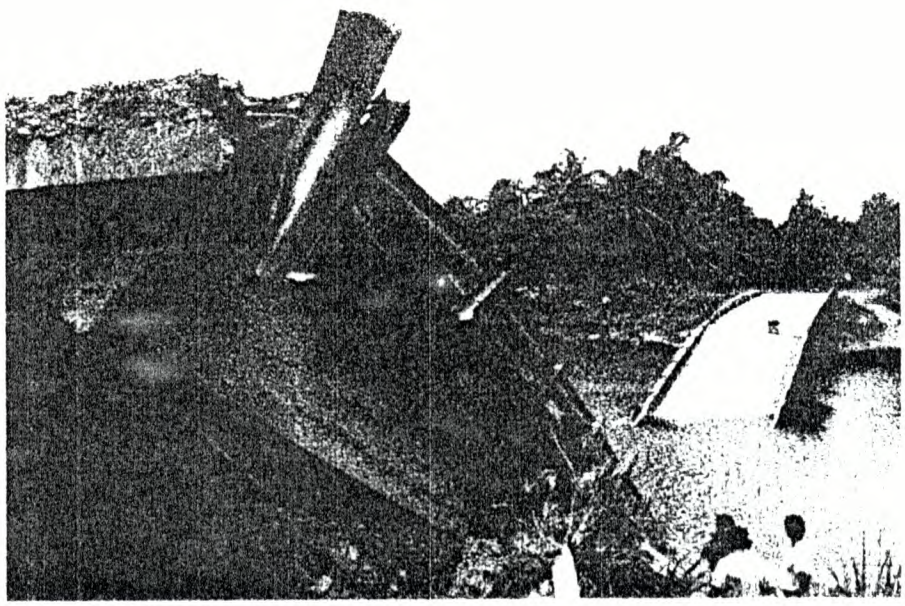


Figura 4.11 Colapso del puente río Vizcaya [EERI,1991, p 74]



Figura 4.12 Desplazamientos laterales en las cercanías del río Vizcaya [EERI,1991, p.76]

Puente río Estrella:

El puente río Estrella consistía de dos claros de 75 metros de longitud, su estructura se conformaba por armaduras de acero, y el extremo norte consistía en un claro de 25 metros de longitud de concreto presforzado. Todos los claros cayeron de sus apoyos, el apoyo que se encontraba entre los claros de 75 metros colapsó (ver figura 4.13). Los caminos cercanos al puente fallaron por desplazamientos laterales (ver figura 4.14).

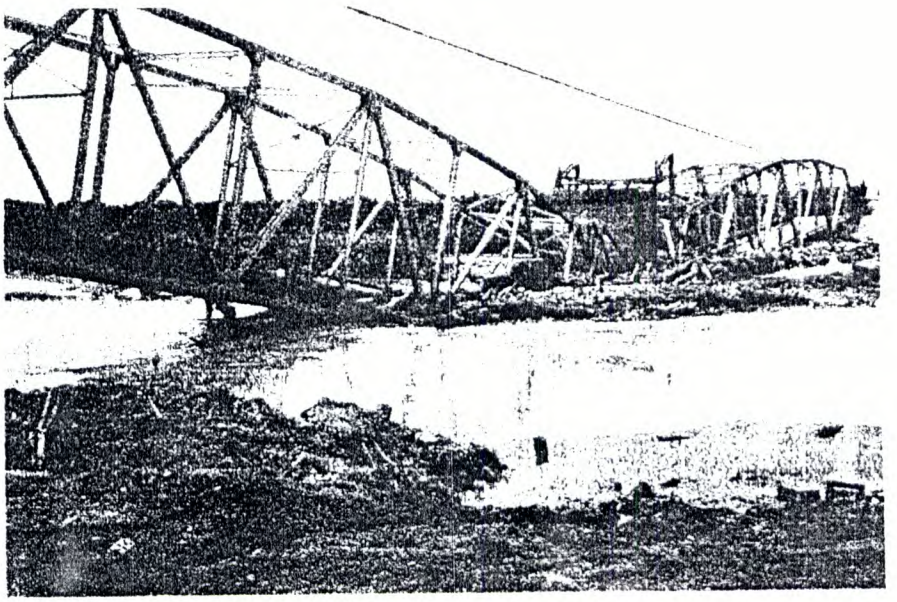


Figura 4.13 Colapso del puente Río Estrella [EERI, 1991, p.83]



4.14 Desplazamientos laterales en las cercanías del río Estrella [EERI,1991, p.84]

Puente ferroviario río Bananito:

El puente ferroviario del río Bananito consistía de un claro simple de 50 metros de longitud, soportado por cuatro pilotes. Debido a la licuefacción estos pilotes voltearon hacia el río, permitiendo que la estructura principal girara alrededor de un eje longitudinal 15 grados (ver figura 4.15).

Puente ferroviario río Matina:

Constituido por cinco vigas de alma llena y tres secciones de armadura apoyadas en tubos de acero rellenos de concreto. Durante este terremoto, se produjo licuefacción en el suelo provocando desplazamientos laterales que llevaron a los tubos de acero inclinarse hacia el río, y que las armaduras perdieran soporte de sus apoyos.

Los fenómenos de licuefacción asociados al terremoto de Limón, también pudieron ser observados en algunos campos al noroeste de Panamá, donde hubo eyección de arena, como resultado de estos fenómenos se dañaron las estructuras de drenaje, amenazando los cultivos de banano de la zona (ver figura 4.16).



Figura 4.15 Puente ferroviario río Bananito [EERI,1991, p.86]



Figura 4.16 Eyecciones de arena por licuefacción en cultivos de banano [EERI,1991, p.56]