



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA

**LICUACIÓN DE ARENAS EN LA
REFINERÍA GENERAL LÁZARO CÁRDENAS**

TESIS

PARA OBTENER EL GRADO DE

MAESTRA EN INGENIERÍA

(GEOTECNIA)

QUE PRESENTA:

JULIANA CONSTANZA ZAPATA CHICA

DIRECTOR DE TESIS

DR. EFRAÍN OVANDO SHELLEY



CIUDAD UNIVERSITARIA, 2005

JURADO ASIGNADO:

Presidente: ING. JESÚS ALBERRO ARAMBURU
Secretario: DR. MIGUEL PEDRO ROMO ORGANISTA
Vocal: DR. EFRAÍN OVANDO SHELLEY
1er. Suplente: DR. GABRIEL AUVINET GUICHARD
2do. Suplente: DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO

Lugar o lugares donde se realizó la tesis:

DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO, SALA DE EXAMENES.

TUTOR DE TESIS:

DR. EFRAÍN OVANDO SHELLEY

FIRMA

AGRADECIMIENTOS

A mi familia por su amor, apoyo, confianza, motivación y por sus palabras de aliento en los momentos difíciles, aún en la distancia.

A mis amigos por su amistad incondicional.

A la Universidad Nacional Autónoma de México y al Instituto de Ingeniería, por su apoyo institucional y a mis profesores por sus contribuciones en mi formación como profesional.

Al Dr. Efraín Ovando Shelley por su asesoría y paciencia en la dirección de este trabajo.

Al Ing. Jesús Alberro Aramburu, al Dr. Pedro Miguel Romo Organista, al Dr. Gabriel Auvinet Guichard y al Dr. Rigoberto Rivera Constantino, por las observaciones y los aportes que hicieron para la elaboración de este trabajo.

*A todos ustedes gracias.
Dios los bendiga.*

ÍNDICE

AGRADECIMIENTOS	III
RESUMEN	V
ÍNDICE	VII
LISTA DE FIGURAS	XI
LISTA DE TABLAS	XVII
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1 OBJETIVOS Y ALCANCES	2
CAPÍTULO 2. ANTECEDENTES	3
2.1 CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LA CIUDAD DE MINATITLÁN	5
2.1.1 Geología general	6
2.1.2 Zonificación geotécnica	7
2.1.3 Información sísmológica	8
2.2 CARACTERÍSTICAS DEL ÁREA DONDE SE LOCALIZA LA REFINERÍA	9
CAPÍTULO 3. LICUACIÓN DE ARENAS	13
3.1 ANTECEDENTES	13
3.2 DEFINICIÓN	17
3.3 FACTORES QUE INFLUYEN EN LA LICUACIÓN DE ARENAS	19
3.3.1 Condiciones del suelo	19
3.3.2 Condiciones de carga	20
3.3.3 Condiciones de esfuerzo	23
3.4 FENÓMENOS ASOCIADOS A LA LICUACIÓN	24
3.4.1 Falla de flujo	24

3.4.2 Desplazamiento lateral	24
3.4.3 Oscilaciones del terreno	25
3.4.4 Pérdida de la resistencia del suelo de soporte	25
3.4.5 Volcanes de arena	25
3.4.6 Asentamientos	25
3.4.7 Incrementos de la presión lateral sobre muros de contención.....	25
3.4.8 Falla de Cimentaciones Profundas	27
3.5 EVALUACIÓN DE LA SUSCEPTIBILIDAD A LICUACIÓN	28
3.5.1 Pruebas de Laboratorio	28
3.5.2 Pruebas de Campo o Empíricas.....	28
3.5.3 Pruebas simplificadas.....	28
3.5.4 Métodos de Análisis Basados en Cálculos de la Respuesta del Terreno.....	29
3.6 MEJORAMIENTO DE SUELOS	29
CAPÍTULO 4. CRITERIOS PARA EVALUAR LA SUSCEPTIBILIDAD A LICUACIÓN	33
4.1 CRITERIO BASADO EN LA GRADACIÓN DE LOS MATERIALES ARENOSOS .	33
4.2 PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO	37
4.2.1 Desarrollo del Procedimiento Simplificado	38
4.2.1.1 Cálculo de la demanda sísmica (CSR).....	43
4.2.1.2 Cálculo de la relación de resistencia cíclica (CRR).....	44
4.2.2 Cálculo del Factor de Seguridad (FS_{lic}).....	57
4.3 CRITERIO BASADO EN LA COMPACIDAD RELATIVA.....	57
CAPÍTULO 5. ANÁLISIS DE SUSCEPTIBILIDAD A LICUACIÓN.....	59
5.1 APLICACIÓN DEL CRITERIO BASADO EN LA GRADACIÓN DE LOS MATERIALES ARENOSOS	59
5.2 APLICACIÓN DEL PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO.....	63
5.2.1 Aceleración a_{max} y Magnitud del Sismo de Diseño para Estimar la Susceptibilidad a Licuación.....	63

5.2.2	Análisis basado en los perfiles de resistencia de la prueba SPT	65
5.2.3	Análisis basado en los perfiles de resistencia de la prueba CPT	70
5.3	APLICACIÓN DEL CRITERIO BASADO EN LA COMPACIDAD RELATIVA	73
CAPÍTULO 6. ANÁLISIS DE LAS PRUEBAS DE MEJORAMIENTO DE SUELOS		77
6.1	CONSIDERACIONES GENERALES	77
6.2	COMPACTACIÓN DINÁMICA	78
6.2.1	Características generales de la prueba en la zona de estudio	79
6.2.2	Diseño del método de mejoramiento	82
6.2.3	Efectos de la compactación dinámica	87
6.3	VIBROFLOTACIÓN	91
6.3.1	Características generales de la prueba en la zona de estudio	92
6.3.2	Diseño del método	95
6.3.3	Ejecución de las pruebas y resultados	98
6.4	INYECCIONES DE CONSOLIDACIÓN	98
6.4.1	Características generales de la prueba en la zona de estudio	101
6.4.2	Evaluación de las inyecciones	103
7.	CONCLUSIONES	105
7.1	SUSCEPTIBILIDAD A LICUACIÓN	105
7.1.1	Licuación de los Materiales de la Zona de Estudio	105
7.2	MÉTODOS DE MEJORAMIENTO	106
7.2.1	Efectividad de los Métodos Aplicados en el Área de Estudio	106
8.	RECOMENDACIONES	107
9.	REFERENCIAS	109
ANEXOS	121

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 Cortes estimados del factor de seguridad contra la licuación en el área de la Refinería, Auvinet et al. (2005)	4
Figura 2.2 Vista en 3D de los siete cortes del factor de seguridad contra la licuación, profundidad 0 a 10 m, Auvinet <i>et al.</i> (2005).....	4
Figura 2.3 Corte 1-1' del factor de seguridad contra la licuación, Auvinet <i>et al.</i> (2005)	5
Figura 2.4 Localización del Estado de Veracruz, Junta Distrital 20 Acayucan	6
Figura 2.5 Localización de Minatitlán en el Estado de Veracruz, Yáñez (2004).....	6
Figura 2.6 Carta sísmica del Estado de Veracruz, Figueroa (1968).....	8
Figura 2.7 Instalaciones de la Refinería General Lázaro Cárdenas en la ciudad de Minatitlán, Ovando (1998)	10
Figura 2.8 Fotografía aérea de la zona de ampliación de la Refinería General Lázaro Cárdenas.....	10
Figura 2.9 Perfil 1 de suelo de la zona de ampliación de la Refinería, Ovando (1998).....	12
Figura 2.10 Perfil 2 de suelo de la zona de ampliación de la Refinería, Ovando (1998).....	12
Figura 3.1 Relación de vacíos crítica, Casagrande (1936).....	13
Figura 3.2 Línea de Relación de Vacíos Crítica, Casagrande (1936)	13
Figura 3.3 Trayectoria de esfuerzos al variar la relación de vacíos en pruebas triaxiales consolidadas no drenadas de compresión, Alberro (1992)	14
Figura 3.4 Envoltorio de colapso, Alberro (1992).....	15
Figura 3.5 Pruebas de compresión cíclica en arenas, Alberro (1992).....	15
Figura 3.6 Contacto interparticular y áreas aparentes y reales de contacto, Alberro (1992) .	16
Figura 3.7 Arreglo cúbico simple de esferas del mismo diámetro, Alberro (1992).....	17
Figura 3.8 Anisotropía en la repartición de contactos de una arena uniforme, Auvinet (1986)	17
Figura 3.9 Arreglo de los granos en una muestra de arena saturada, PHRI (1997)	18

Figura 3.10 Comportamiento de muestras de arena anisotrópicamente consolidadas bajo prueba estática, Castro (1969).....	21
Figura 3.11 Diagramas y parámetros de estado, tomada de Ovando y Segovia (1996).....	22
Figura 3.12 Esquemas de algunos fenómenos asociados a la licuación, Youd (1992)	26
Figura 3.13 Cargas laterales y momentos flexión en pilotes por licuación.....	27
Figura 3.14 Falla de la conexión entre el cabezal de los pilotes y la superestructura	27
Figura 3.15 Esquema básico para mitigar la licuación, PHRI (1997)	30
Figura 4.1 Criterio granulométrico para definir la susceptibilidad de licuación de arenas, PHRI (1997).....	34
Figura 4.2 Valor de N SPT equivalente en función del esfuerzo vertical efectivo y el valor de N SPT en el campo.....	35
Figura 4.3 Clasificación de los materiales de suelo por licuación con base en la aceleración equivalente y el valor de N equivalente	36
Figura 4.4 Factor de reducción del valor N SPT con base en el contenido de finos	37
Figura 4.5 Representación gráfica del método simplificado, Seed e Idriss (1971).....	38
Figura 4.6 Rango de valores de r_b , Seed e Idriss (1971).....	40
Figura 4.7 Reducción del factor r_d con la profundidad, Ishihara (1977).....	40
Figura 4.8 Factor de reducción r_d , Idriss y Goleorkhi (1997).....	41
Figura 4.9 Comparación de los valores de r_d obtenidos por a) Seed e Idriss (1971) y b) Cetin y Seed (2004)	43
Figura 4.10 Gráfica para definir los estados licuables de los no-licuables, Ovando y Segovia (1996).	44
Figura 4.11 Modelos probabilistas para la evaluación de la probabilidad de licuación. Cetin <i>et al.</i> (2004)	46
Figura 4.12 Representación gráfica de los valores de C_N	48
Figura 4.13 Estimación de CRR , utilizando las técnicas de caracterización del suelo con CPT, Olsen <i>et al.</i> (1996)	53
Figura 4.14 Estimación de SPT N_1 , Olsen (1994).....	53
Figura 4.15 Valores tentativos de las deformaciones al cortante generadas por licuación, con base en $(N_1)_{60}$, Seed <i>et al.</i> (1985)	54

Figura 4.16 Valores tentativos de las deformaciones al cortante generadas por licuación, con base en q_{cIN} , Seed <i>et al.</i> (1985).....	54
Figura 4.17 Relación entre CRR , $(N_1)_{60}$ y la deformación volumétrica para arenas saturadas y $M = 7.5$, Tokimatsu y Seed (1987)	55
Figura 4.18 Esquema para determinar H_1 y H_2 , Ishihara (1985).....	55
Figura 4.19 Definición de las capas licuables y no licuables, Ishihara (1985)	56
Figura 4.20 Carta para la evaluación de la manifestación superficial de licuación, Ishihara (1985).....	56
Figura 5.1 Localización de los sondeos de muestreo en el área de reconfiguración, CIMESA (2004).....	60
Figura 5.2 Clasificación de las muestras de suelo de acuerdo a su granulometría con $C_u > 3.5$	61
Figura 5.3 Clasificación de las muestras de suelo de acuerdo a su granulometría con $C_u < 3.5$	62
Figura 5.4 Localización de las pruebas SPT	66
Figura 5.5 Susceptibilidad a licuación de las muestras tomadas por CIMESA	67
Figura 5.6 Susceptibilidad a licuación de las muestras tomadas por IEC.....	67
Figura 5.7 Susceptibilidad a licuación de las muestras tomadas por CFE.....	68
Figura 5.8 Valores tentativos de deformación a) por cortante y b) volumétrica, de las muestras tomadas por CIMESA.....	69
Figura 5.9 Valores tentativos de deformación a) por cortante y b) volumétrica, de las muestras tomadas por IEC	69
Figura 5.10 Valores tentativos de deformación a) por cortante y b) volumétrica, de las muestras tomadas por CFE	70
Figura 5.11 Distribución de las pruebas CPT	71
Figura 5.12 Susceptibilidad a licuación de los materiales muestreados por CIMESA.....	72
Figura 5.13 Susceptibilidad a licuación de los materiales muestreados por CIMESA, en las áreas tratadas antes de aplicar los métodos de mejoramiento de suelos	72
Figura 5.14 Susceptibilidad a licuación de los materiales muestreados por IEC.....	73
Figura 5.15 Valores tentativos de la deformación por cortante de los materiales en estudio	74

Figura 5.16 Perfil de valores de D_r para los materiales explorados por CIMESA.....	75
Figura 5.17 Perfil de valores de D_r para los materiales explorados por IEC	75
Figura 5.18 Perfil de valores de D_r para los materiales explorados por IEC	76
Figura 6.1 Áreas de mejoramiento de suelos en la zona de reconfiguración, CIMESA (2004)	78
Figura 6.2 Bulbo de densificación formado debajo del punto de impacto, Slocombe (1993)	79
Figura 6.3 Características generales de la prueba de compactación dinámica, CIMESA (2004).....	80
Figura 6.4 Perfil estratigráfico del área de mejoramiento por compactación dinámica, CIMESA (2004).....	81
Figura 6.5 Ensayes de cono eléctrico después de la compactación dinámica en los cuatro cuadrantes del área de mejoramiento, CIMESA (2004).....	83
Figura 6.6 Clasificación de curvas granulométricas obtenidas en la zona de la Reconfiguración de la Refinería Lázaro Cárdenas, Lukas (1986).	85
Figura 6.7 Efecto de la aceleración máxima en el potencial de licuación de los materiales del Sector 1.....	88
Figura 6.8 Potencial de licuación en toda el área de mejoramiento A3 y su factor de seguridad.....	89
Figura 6.9 Efecto de la presencia de drenes y del número de impactos durante la compactación dinámica con $a_s = 0.25 g$	90
Figura 6.10 Esquema del proceso de vibroflotación,	91
Figura 6.11 Malla de distribución de aplicación del método de vibroflotación, CIMESA (2004).....	92
Figura 6.12 Perfil estratigráfico en el sitio donde se llevó a cabo la vibroflotación, CIMESA (2004).....	94
Figura 6.13 Ensayes de cono eléctrico después de aplicar la vibroflotación en los cuatro cuadrantes del área de mejoramiento, CIMESA (2004).....	95
Figura 6.14 Distribuciones granulométricas indicadas para aplicar vibroflotación, tomada de Rodríguez y López (2002).....	96
Figura 6.15 Distribuciones granulométricas indicadas para aplicar vibroflotación según el criterio de Mitchell (1968)	97

Figura 6.16 Distribuciones granulométricas indicadas para aplicar vibroflotación según el criterio de la compañía Keller (1997)	97
Figura 6.17 Efectividad de la vibroflotación para reducir la licuabilidad de los estratos superficiales, hasta 6m de profundidad (primer cuadrante)	99
Figura 6.18 Potencial de licuación en toda el área de mejoramiento A2 y su factor de seguridad	100
Figura 6.19 Sondeo de penetración estándar efectuado en la zona donde se llevaron a cabo inyecciones de consolidación, CIMESA (2004)	102
Figura 6.20. Mejoramiento de los suelos después de las inyecciones de consolidación, CIMESA (2004)	103

LISTA DE TABLAS

Tabla 3.1. Clasificación de algunos métodos para evaluar el potencial de licuación, PHRI (1997).....	31
Tabla 4.1 Predicción y determinación de licuación de materiales	37
Tabla 4.2 Fórmulas para estimar el valor de C_N	47
Tabla 4.3 Valores típicos de ER_r	49
Tabla 4.4 Valores de C_E típicos para la prueba SPT	49
Tabla 4.5 Valores de los factores de corrección C_B , C_R y C_S	50
Tabla 4.6 Dr de arenas respecto a SPT, Terzaghi y Peck (1967).....	57
Tabla 4.7 Densidad relativa contra aceleración, Seed e Idriss (1971)	58
Tabla 6.1 Ubicación de las áreas de mejoramiento.....	77
Tabla 6.2 Condiciones para la compactación dinámica, por sectores.	79
Tabla 6.3 Respuesta de suelos ante la compactación dinámica, Lukas (1986).....	84
Tabla 6.4 Energía de compactación según el tipo de suelo.....	86
Tabla 6.5 Alturas de caída para diferentes espesores efectivos (materiales de la Zona 1) ...	86
Tabla 6.6 Detalles para la ejecución de pruebas de vibroflotación.....	93
Tabla 6.7 Clasificación de un material de relleno propuesto, Brown (1977).....	96
Tabla 6.8 Condiciones para la inyección de morteros	101
Tabla 6.9. Características de los morteros inyectados.	101

RESUMEN

Uno de los fenómenos más visibles de un terremoto es la licuación de arenas. Se dice que un suelo arenoso totalmente saturado se licua cuando la resistencia al esfuerzo cortante entre sus partículas disminuye a tal grado que la mezcla agua-suelo se comporta como un líquido. Por tal motivo, en este trabajo se hace un estudio de la susceptibilidad a licuación de los depósitos arenosos del área de Reconfiguración de la Refinería General Lázaro Cárdenas, localizada en Minatitlán (Veracruz). Así mismo, se evalúa la efectividad de tres métodos de mejoramiento de suelos, compactación dinámica, vibroflotación e inyección de mortero; aplicados en el área de estudio, con el fin de minimizar el riesgo de licuación.

Los análisis presentados en este trabajo, se obtienen a partir de los perfiles de resistencia del sitio, obtenidos con pruebas de penetración estándar y de penetración del cono eléctrico, empleando el criterio basado en la gradación de los materiales arenosos, el procedimiento simplificado y el criterio basado en la densidad relativa.

Como resultado de estos análisis se considera de manera general que la zona presenta heterogeneidad en cuanto a espesor de los materiales y su resistencia, encontrando que la mayoría de los estratos granulares superficiales son potencialmente licuables. Con relación a los métodos de mejoramiento, se concluye que la prueba más efectiva para minimizar los riesgos de licuación de los materiales en la zona, es la compactación dinámica.

Por la escasez de información, los análisis y resultados obtenidos son de carácter indicativo del potencial de licuación de los materiales en estudio, cuya interpretación debe ejercerse con prudencia. No obstante, su uso puede orientar estudios posteriores más detallados.

1. INTRODUCCIÓN

La Mecánica de Suelos es una disciplina de la ingeniería que tiene por objeto el estudio del comportamiento de los suelos, para lo cual usa métodos experimentales, analíticos y numéricos. Desde 1925, cuando el doctor Karl Terzaghi organizó conceptos y los hizo crecer hasta formar esta rama de la ingeniería civil, el hombre ha estudiado durante décadas el suelo, sus propiedades físicas, mecánicas y dinámicas.

Desde entonces, el Ingeniero Civil Geotecnista ha visto con otra perspectiva los retos geotécnicos que se han presentado en el tiempo durante el desarrollo de las ciudades y la ocurrencia de catástrofes naturales como la capacidad de destrucción de un sismo cuando se produce el fenómeno de licuación de arenas, el cual muchas veces ha sido ignorado al momento de diseñar y construir todo tipo de estructuras. Cuando se presenta este fenómeno, la resistencia del suelo se reduce de una manera considerable, por lo que su capacidad para soportar la cimentación de las estructuras, decrece proporcionalmente.

Desde hace más de 50 años, el fenómeno de licuación de arenas bajo condiciones estáticas como dinámicas, ha tomado importancia dentro de las investigaciones realizadas por los ingenieros geotécnicos, debido a los daños y a las pérdidas tanto materiales como humanas que se han presentado a causa de éste. Desde los años 30, cuando Casagrande presentó los resultados de sus estudios pioneros acerca de este fenómeno, otros investigadores han hecho contribuciones a cada uno de los conceptos que tienen relación con el tema, y han documentado casos como los sismos de 1964 en Alaska y en Niigata en Japón, en los cuales el fenómeno afectó las cimentaciones de puentes, edificaciones y hasta produjo la inmersión de tanques enterrados en el terreno.

Por lo anterior, el primer paso antes de edificar cualquier tipo de obra, es garantizar la integridad y estabilidad del terreno de cimentación donde se apoyará cada una de las estructuras; con el fin de evitar o mitigar los daños que puedan presentarse, como en el caso de la reconfiguración de la refinería General Lázaro Cárdenas.

Petróleos Mexicanos (PEMEX) proporcionó al Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM), los resultados de una serie de pruebas de cono eléctrico (CPT) y de penetración estándar (SPT) que se hicieron en el área de ampliación de la refinería, así como los resultados obtenidos con la aplicación de tres técnicas de mejoramiento de materiales arenosos localizados en el sitio, incluyendo aquellos que se utilizarán como relleno superficial y como material para la formación de plataformas sobre las que se desplantarán las nuevas instalaciones de la refinería. Los métodos de mejoramiento empleados fueron: compactación dinámica, inyecciones de consolidación y vibroflotación.

1.1 OBJETIVOS Y ALCANCES

Con base en lo anterior y teniendo en cuenta el interés de la empresa PEMEX, de reconfigurar la Refinería General Lázaro Cárdenas localizada en Minatitlán, Veracruz; con este trabajo se pretende:

- Describir brevemente el fenómeno de licuación de arenas y los problemas relacionados con el mismo.
- Exponer ampliamente lo relacionado con el Procedimiento Simplificado, método de evaluación de susceptibilidad a licuación de depósitos de suelos empleado en este trabajo, y las recientes aportaciones que le han hecho a éste
- Interpretar los resultados obtenidos con las pruebas (CPT) y (SPT) realizadas en campo, con el fin de analizar la susceptibilidad a la licuación de los materiales granulares.
- Evaluar las técnicas de mejoramiento masivo aplicadas en la zona, teniendo en cuenta la efectividad de cada método para reducir el potencial de licuación de los depósitos arenosos sueltos.

Los análisis se hacen empleando la información proporcionada por Ingenieros Especialistas en Cimentaciones (IEC), la Comisión Federal de Electricidad (CFE) y Cimentaciones Mexicanas SA de CV (CIMESA), y empleando tres métodos de evaluación, el criterio basado en la Gradación de los Materiales Arenosos, el método Simplificado de Seed e Idriss (1971) con la modificación de Robertson y Wride (1997) y el criterio basado en la Compacidad Relativa.

CAPÍTULO 2. ANTECEDENTES

La historia de la industria del petróleo en México se inicia en 1900, cuando los norteamericanos Charles A. Candfield y Edward L. Doheny compraron 113 hectáreas de la hacienda "El Tulillo", en el municipio de Ebanito localizado en San Luis Potosí, las cuales se extendían hacia los estados de Tamaulipas y Veracruz. En ese año, la hacienda pasó a ser propiedad de la "Mexican Petroleum of California", creada por Doheny, empresa que empezó a perforar en un campo al que denominaron "El Ebanito", y en 1901 se descubrió petróleo en el pozo que fue bautizado con el nombre de "Doheny I".

Paralelamente a las actividades petroleras de Doheny, la compañía inglesa "Pearson and Son", que era contratista en el gobierno del general Porfirio Díaz y cuyo propietario era Weetman Dickinson Pearson, adquirió terrenos para la exploración y explotación de petróleo. En 1902, encontró petróleo cerca de San Cristóbal en el Istmo de Tehuantepec, y años después construyó una refinería en Minatitlán, un centro de almacenamiento y un ducto en esta zona. Así, Petróleos Mexicanos (PEMEX) se convierte en una de las empresas petroleras más importantes del mundo.

Con el fin de consolidar los avances de producción, seguridad, medio ambiente y mantener la operación de una manera fluida y eficaz; PEMEX proyectó la modernización de las instalaciones de la Refinería General Lázaro Cárdenas, ubicada en Minatitlán, Veracruz. Por lo tanto, teniendo en cuenta la importancia de este proyecto y el alcance de sus obras (construcción de nueve plantas nuevas, con sus respectivos servicios auxiliares, así como de las obras de integración correspondientes, sin modernización de las unidades), a continuación se mencionan las características generales de la zona donde se localiza la Refinería, a partir de los informes realizados por IEC (2001), CFE (2002), CIMESA (2004) y el Instituto de Ingeniería (Ovando, 1998 y Auvinet *et al.*, 2005).

El trabajo de Auvinet *et al.*, presenta un Sistema de Información Geográfica (SIG) y un modelo geoestadístico del subsuelo del predio donde se construye el proyecto de ampliación de la Refinería, los cuales permiten visualizar la estratigrafía y proporcionan elementos para los análisis relativos a la compresibilidad de los estratos blandos y al potencial de licuación de los estratos arenosos sueltos. Como contribución para la realización de estos últimos análisis, se emplearon resultados de la evaluación del potencial de licuación de arenas, los cuales se presenta más adelante.

Como resultado de este trabajo, se elaboraron cortes y diagramas para disponer de un mapeo espacial del riesgo de licuación en las zonas de mayor interés para el proyecto de reconfiguración, figuras 2.1 a 2.3

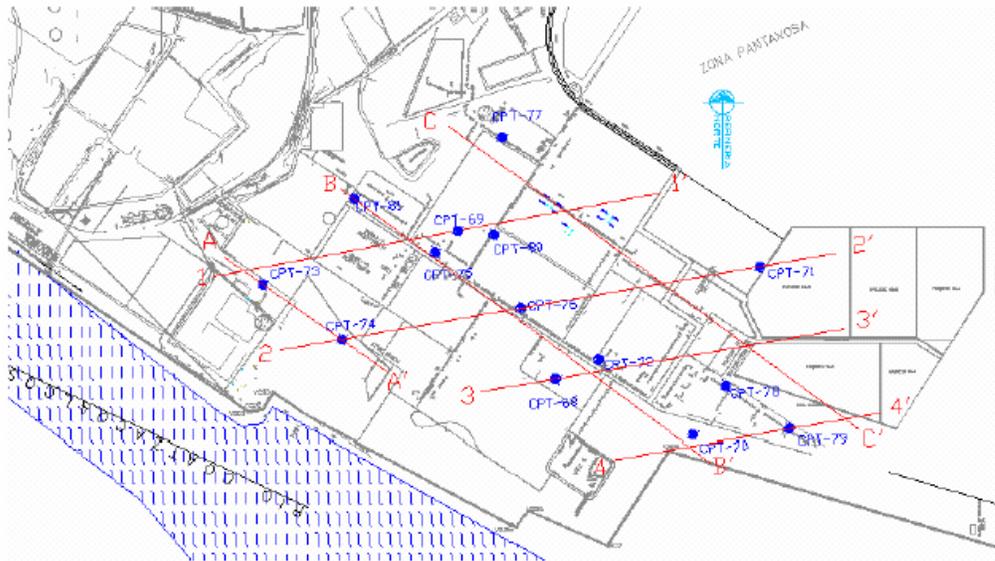


Figura 2.1 Cortes estimados del factor de seguridad contra la licuación en el área de la Refinería, Auvinet et al. (2005)

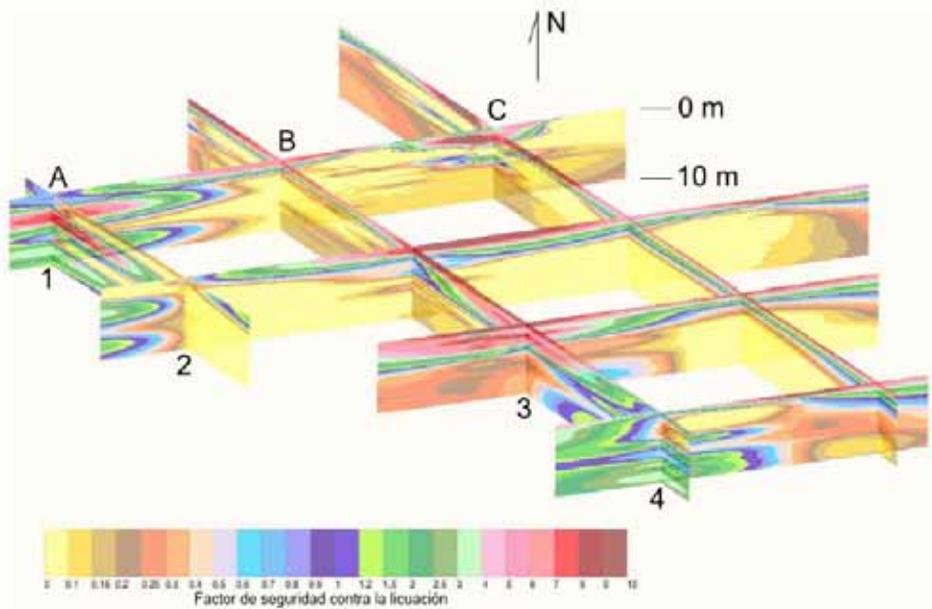


Figura 2.2 Vista en 3D de los siete cortes del factor de seguridad contra la licuación, profundidad 0 a 10 m, Auvinet et al. (2005)

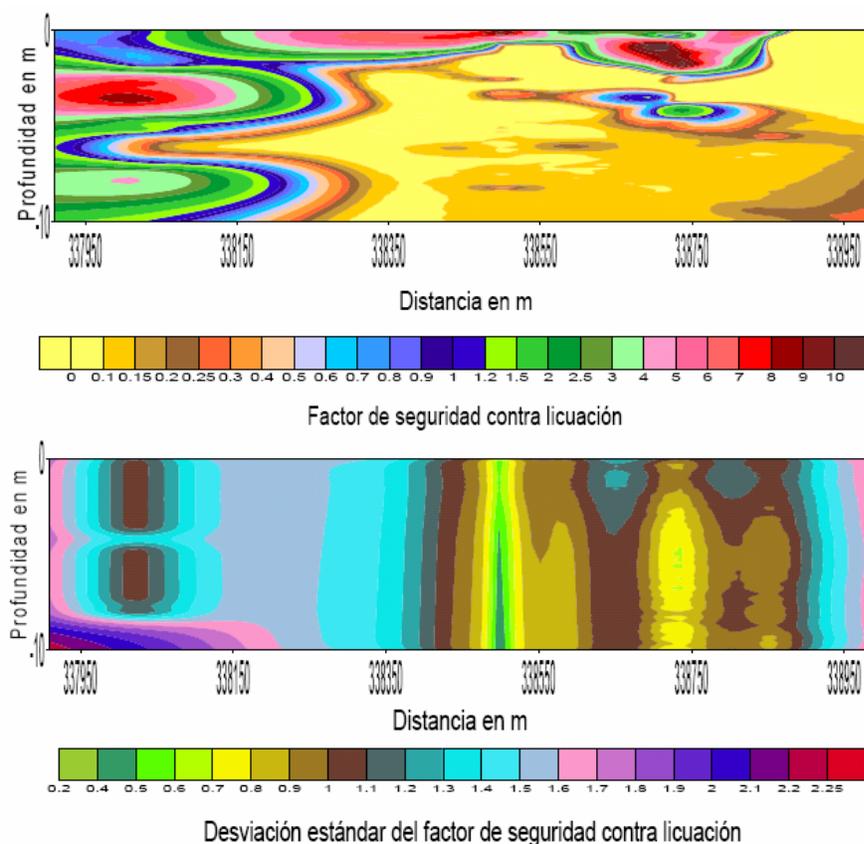


Figura 2.3 Corte 1-1' del factor de seguridad contra la licuación, Auvinet *et al.* (2005)

2.1 CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LA CIUDAD DE MINATITLÁN

La ciudad de Minatitlán se encuentra en la parte Sur del estado de Veracruz, en la margen izquierda del río Coatzacoalcos y a escasos 50 km de su desembocadura en el Golfo de México.

La ciudad se encuentra a los $94^{\circ} 32' 37''$ de longitud Oeste del meridiano Greenwich y a los $17^{\circ} 57' 47''$ de latitud Norte, con una altura media de 32 m sobre el nivel medio del mar, figura 2.4.

El municipio de Minatitlán se encuentra bañado por una red abundante de corrientes pluviales, en la que se destacan los ríos Uxpanapa, Nanchital y Coachapan. Además, existen algunos arroyos y lagunas tributarios del río Coatzacoalcos, figura 2.5.

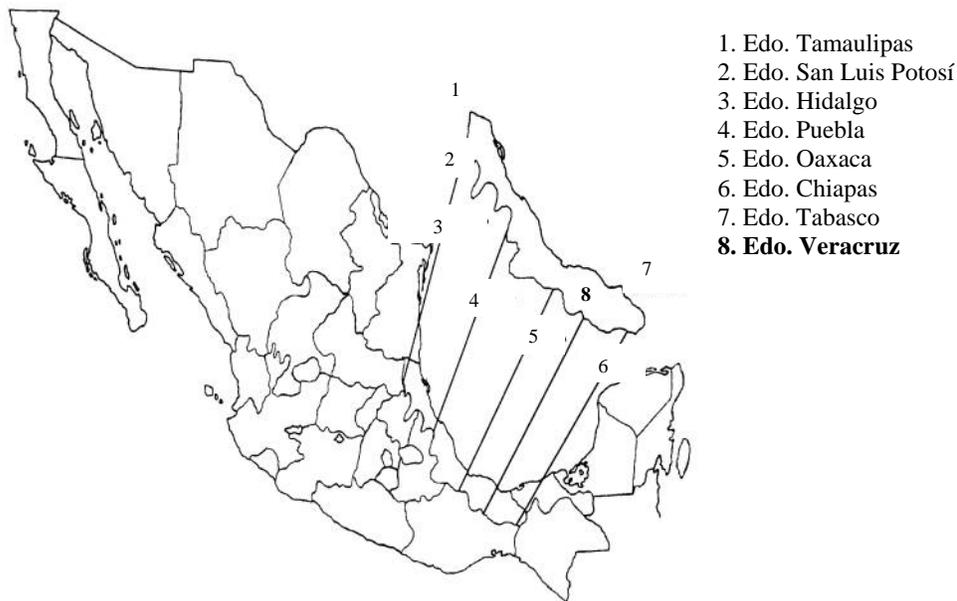


Figura 2.4 Localización del Estado de Veracruz, Junta Distrital 20 Acayucan

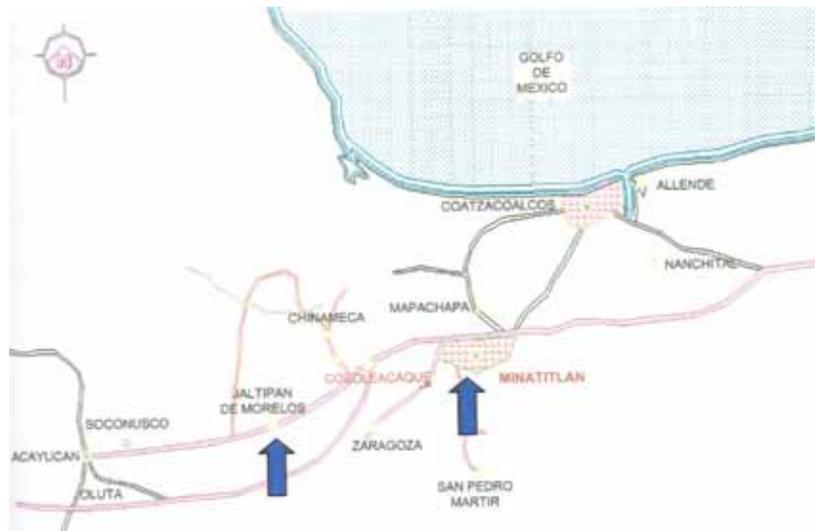


Figura 2.5 Localización de Minatitlán en el Estado de Veracruz, Yánez (2004)

2.1.1 Geología general

Minatitlán se caracteriza por encontrarse en terrenos predominantemente bajos y pantanosos con algunos lomeríos. La región es una penillanura donde el río Coatzacoalcos erosiona principalmente en sentido lateral, formando cauces, meandros temporales y otros abandonados; además de extensiones de aguas someras y pantanos que inundan la zona.

Los materiales que normalmente se encuentran en estas áreas son dunas (arenas y arenas limosas), depósitos de playa y de barra (arena y arenas limosas) y depósitos aluviales (arenas y arcillas de alternancia). En cuanto a las formaciones rocosas, las rocas están constituidas por arenas de grano grueso y fino interstratificados con arcillas, lechos fosilíferos, areniscas, conglomerados y depósitos clásticos de grano fino y gravas, de origen marino, aluvial, lacustre, palustre y continental.

2.1.2 Zonificación geotécnica

La ciudad de Minatitlán y alrededores, de acuerdo a Viéitez *et al.* (1970), se divide en dos zonas:

Zona alta. Área que abarca la mayor parte de la ciudad, la cual presenta alternancia de arenas limosas y capas de arcilla poco arenosa, que parecen ser suelos residuales de la formación Filisola (Mioceno). Subyaciendo estos depósitos se encuentran arenas poco limosas más compactas y arcillas de consistencia dura, consideradas como material de la formación Filisola no intemperizada.

Zona baja. Área donde se encuentra la Refinería, se caracteriza por estar rodeada de partes bajas donde prevalecen los depósitos aluviales de llanuras de inundación, las cuales están formadas por arenas finas sueltas y arcillas blandas de alta plasticidad y alta compresibilidad y por turbas y suelos típicos de pantano. A continuación se exponen, las características de las llanuras de inundación.

Rasgos típicos de llanuras de inundación. Este tipo de llanuras se producen fundamentalmente por el depósito o la sedimentación de una corriente. Por esto, el subsuelo tiene condiciones estratigráficas heterogéneas, provocadas por los cambios en el curso del río y arroyos temporales. Algunos rasgos típicos son:

- *Formación de bordos naturales.* También conocidos como barrotes, se desarrollan en las riberas de los cauces y constituyen la parte más elevada de la llanura. Estos depósitos se forman durante las avenidas cuando el agua desborda las márgenes del cauce principal. La disminución repentina de velocidad al escurrir el agua en las llanuras laterales y la consecuente pérdida de energía de transporte, produce la sedimentación de arena y material limoso relativamente grueso cerca del cauce. Conforme aumenta la distancia con respecto al cauce, se encuentran partículas cada vez más finas y depósitos más delgados.
- *Meandros.* Se denomina así a cada una de las curvas sinuosas en el curso de una corriente madura, producidas conforme ésta sufre migración lateral a lo ancho de una franja llamada cinturón meándrico. Al modificarse el cauce los sedimentos previos son retrabajados, produciéndose nuevos depósitos y rasgos fisiográficos.
- *Depósitos de ciénegas.* En las partes bajas que se tienen hacia el exterior de los bordos naturales se depositan extensas capas de limo y arcilla, originadas por inundaciones que provocan estancamiento del agua y la consecuente sedimentación de las partículas finas. Estas son áreas cubiertas de agua en lapsos intermitentes o de manera permanente, con arbustos o árboles, pero sin la acumulación de suelos altamente orgánicos.

- *Pantanos*. También corresponden a zonas bajas, permanentemente inundadas o no, las cuales tienen contenidos importantes de suelo con abundante materia orgánica (turba).

2.1.3 Información sísmológica

Aunque ninguna región puede considerarse libre de efectos sísmicos, el antecedente de un movimiento destructor ocurrido en el pasado implica mayor posibilidad de repetición futura.

Zonas sísmicas. Como se muestra en la figura 2.6, el estado de Veracruz se extiende dentro de tres delimitaciones generales de ocurrencia de sismos:

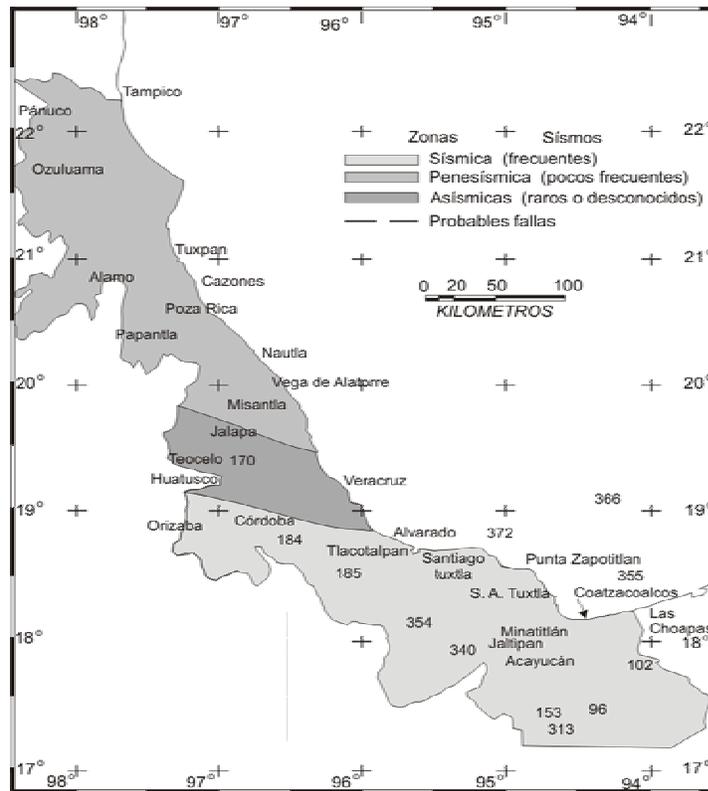


Figura 2.6 Carta sísmica del Estado de Veracruz, Figueroa (1968)

- Arriba del paralelo 19°30'N hasta el curso y desembocadura del río Tamesí, en los límites con Tamaulipas, paralelo 22°25'N, se define la zona de sismos raros o desconocidos.
- Entre los paralelos 18°30' y 19°30'N, la zona de sismos poco frecuentes.
- La zona de sismos frecuentes queda al sur del paralelo 18°30'N, desde los Tuxtlas y Tierra Blanca hasta los límites con los estados de Tabasco, Chiapas y Oaxaca. En esta zona se encuentra ubicada la ciudad de Minatitlán.

Macrosismos. El estado se ha visto afectado por movimientos muy fuertes, algunos de ellos catastróficos, como el del 3 de enero de 1920 en Cozautlán, y el terremoto del 26 de agosto de 1959 que en Jáltipan y otras poblaciones de esa región, causó víctimas y daños considerables.

Fallas. En cuanto a sismicidad, debe tenerse muy en cuenta las fallas que cruzan el estado y progresan hacia el Golfo de México; estas son la falla Zacamboxo, Clarión y la del Istmo de Tehuantepec.

Con relación a la figura 2.6, la falla del Istmo de Tehuantepec sigue una trayectoria casi paralela e inmediata a la margen derecha del río Coatzacoalcos, tocando muchas poblaciones, entre ellas Minatitlán y Coatzacoalcos, donde se interna en el Golfo de México para interceptar la falla Clarión en el epicentro número 355 y la falla Zacamboxo en el epicentro número 366.

Zonas de mayor intensidad sísmica. Se ha observado que el efecto sísmico es mayor en la trayectoria de las fallas geológicas o en sus inmediaciones, y sus efectos son mayores en sitios donde existen suelos como las arenas de playa, terrenos blandos mal consolidados y lugares ribereños donde las avenidas de los ríos han depositado materiales de acarreo.

Independientemente de las condiciones geológicas, también se han observado intensidades sísmicas en áreas epicentrales como en la región de los 17°30' N y 94°30' W. En un radio de unos 50 km del epicentro número 96 se localizan los epicentros número 313, 153 y 102, ver figura 2.6. La zona está surcada por varios ríos principales como el Coatzacoalcos, Nanchital y Pedregal.

Asimismo, si tenemos en cuenta la regionalización sísmica de la República de México, presentada en el Manual de Diseño por Sismo de la CFE, la cual contempla cuatro zonas, la zona A como la de menor hasta la zona D como la de mayor intensidad sísmica; el sitio de estudio se ubica en la zona sísmica B.

2.2 CARACTERÍSTICAS DEL ÁREA DONDE SE LOCALIZA LA REFINERÍA

El sitio donde se pretende ampliar la Refinería se encuentra en el extremo sureste de las instalaciones que actualmente están en servicio, y corresponde a una zona de laguna marginal. La superficie total que se ocupará será de aproximadamente 72 Ha. En este predio existen zonas de relleno con arena fina a media, producto del dragado del río, que corresponden aproximadamente al 60 % del total. Hacia el este se encuentra una zona denominada “baja”, misma que en tiempo de lluvias es susceptible a inundaciones severas y que buena parte del año se encuentra con tirante de agua, lo que propicia el crecimiento de vegetación propia de pantano de acuerdo con CFE (2002).

En la figura 2.7, se muestra la localización de la Refinería en la ciudad de Minatitlán, y en la figura 2.8, se presenta una foto aérea de las instalaciones de la misma.

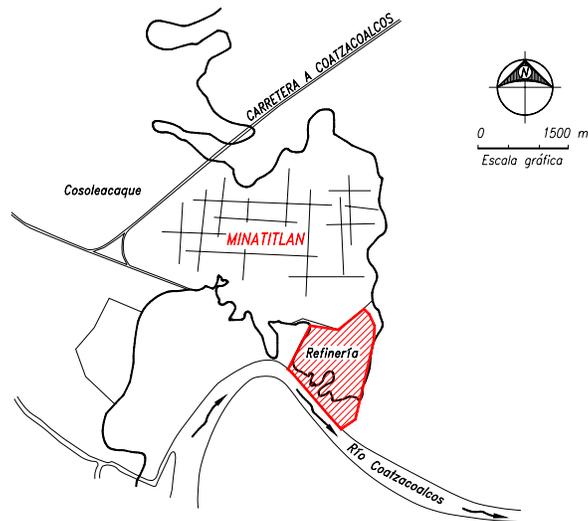


Figura 2.7 Instalaciones de la Refinería General Lázaro Cárdenas en la ciudad de Minatitlán, Ovando (1998)



Figura 2.8 Fotografía aérea de la zona de ampliación de la Refinería General Lázaro Cárdenas

Estratigrafía

Una de las principales características del subsuelo de este sitio es su marcada heterogeneidad, tanto en sentido vertical como horizontal, con una estratigrafía formada por depósitos “costaneros”, cuya heterogeneidad es reflejo de procesos superpuestos de transporte y sedimentación. Estos depósitos se encuentran en la llanura de inundación que está frecuentemente sujeta a las variaciones del curso y nivel del río. A continuación se mencionan los estratos típicos de la zona de ampliación de la Refinería.

- *Capa vegetal* (superficial de 15 a 30 cm).
- *Estrato 1. Rellenos superficiales.*
Relleno de material producto del dragado, de espesor variable entre 0.90 y 3.0 m, formado por arenas finas y medias color café amarillento y en ocasiones gris claro, con pocos finos y de compacidad suelta a media. Contiene además, material producto de la demolición de estructuras de concreto, de excavaciones y en algunas zonas se observan residuos sólidos, así como desperdicios industriales propios de la Refinería.
- *Estrato 2. Arenas finas superficiales.*
Arenas de compacidad suelta a media con espesor de 2 a 4 m. Estos materiales aparecen superficialmente o bajo rellenos, con estratos de arcilla intercalados, mientras que en otros casos se encuentran bajo estratos compresibles con materia orgánica. El resultado de SPT varía entre 2 y 20 golpes.
- *Estrato 3. Arcillas y limos de color gris de consistencia baja a media.*
Este estrato está por debajo de los Estratos 1 y 2, y en ocasiones bajo el estrato 6 que más adelante se describe. Se encuentra constituido por arcillas y limos de baja plasticidad, con 95 % de finos. La resistencia SPT es generalmente 2 golpes.
- *Estrato 4. Arcilla y limos de alta plasticidad y muy baja consistencia.*
Se presenta entre los 4 y 10 m, y entre 25 y 30 m de profundidad, con espesores variables entre 1 y 4 m, acompañado con los estratos 3 y 5. Este material es de color oscuro por su contenido de materia orgánica hasta un 25 %. Tiene un alto contenido de agua y las resistencias SPT, son las más bajas de las obtenidas, incluso la herramienta en algunas ocasiones entró por peso propio.
- *Estrato 5. Arcillas y limos de color gris claro de consistencia media.*
Material localizado bajo el Estrato 4, con arcillas y limos de alta plasticidad y un 96 % de contenido de finos. Su resistencia SPT es de 10 golpes.
- *Estrato 6. Arenas finas limosas.*
Arenas finas y medias con finos limosos no plásticos y en algunos puntos finos arcillosos, de compacidad suelta a media, contaminadas en algunos puntos con materia orgánica e intercaladas en ocasiones con los Estratos 3, 4 y 5. En esta capa existe un espesor variable de compacidad suelta, posiblemente susceptible a presentar licuación ante un evento sísmico.
- *Estrato 7. Arenas compactas o arcillas duras.*
Materiales localizados a profundidades muy variables en distancias cortas con una resistencia a la penetración estándar de 30 golpes o más. Los materiales que componen este estrato competente, en la mayoría de los casos son arenas finas compactas de color gris, con finos no plásticos y con pocas gravas aisladas. En ocasiones se encuentran arcillas de alta y baja plasticidad, de consistencia dura y de la misma coloración.

En las figuras 2.9 y 2.10, se muestran dos ejemplos de los perfiles estratigráficos que pueden encontrarse en el área de interés, los cuales muestran el grado de heterogeneidad de está.

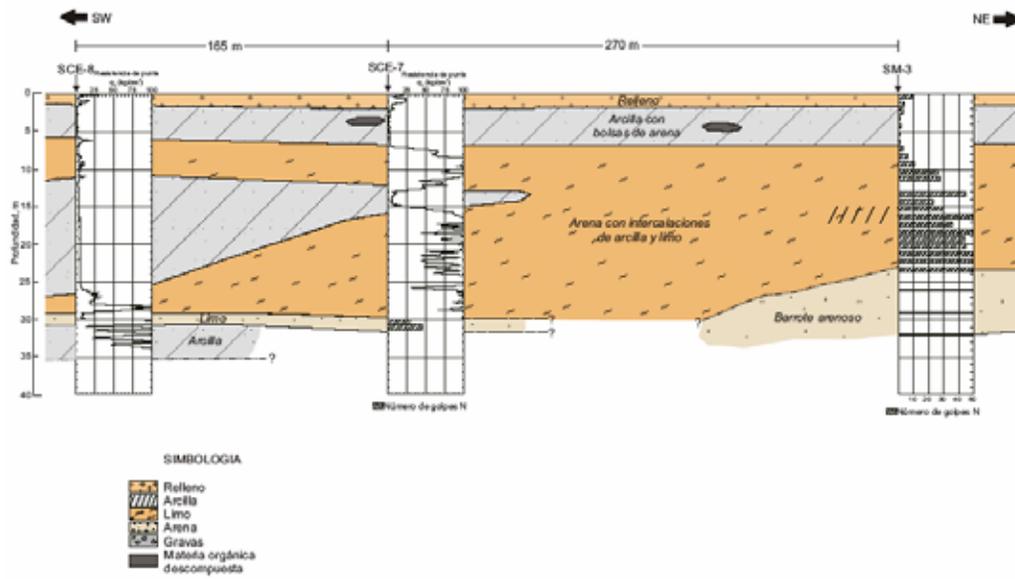


Figura 2.9 Perfil 1 de suelo de la zona de ampliación de la Refinería, Ovando (1998)

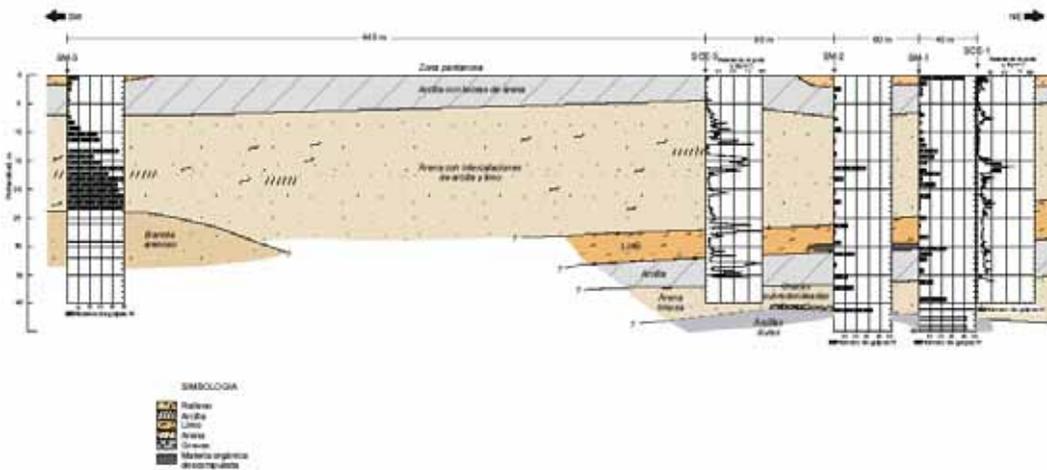


Figura 2.10 Perfil 2 de suelo de la zona de ampliación de la Refinería, Ovando (1998)

CAPÍTULO 3. LICUACIÓN DE ARENAS

3.1 ANTECEDENTES

Casagrande (1936), asoció el fenómeno de licuación con la “relación de vacíos crítica, (e_c)”, definiéndola como la relación de vacíos en la cual la arena puede deformarse sin cambio de volumen. Una arena suelta tiende a esta relación de vacíos con el decremento de volumen y una arena densa con el incremento de éste, figura 3.1.

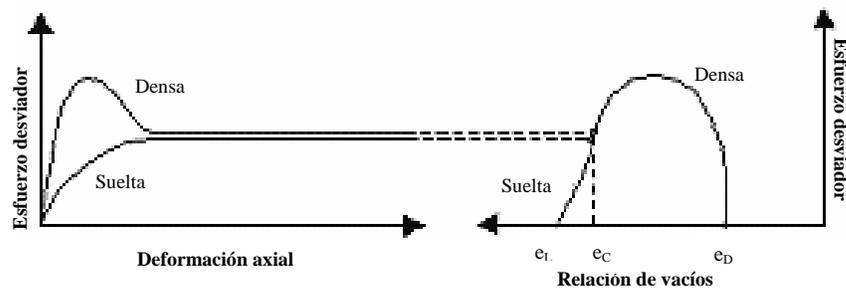


Figura 3.1 Relación de vacíos crítica, Casagrande (1936)

Además de lo anterior, Casagrande durante la realización de estas pruebas para diferentes presiones efectivas de confinamiento, encontró que el valor de la e_c sólo se relaciona con la presión efectiva de confinamiento, y llamó a la curva de relación de vacíos crítica (*CVR*), por medio de la cual separó los materiales granulares sueltos de los densos, figura 3.2a.

Así como Casagrande determinó la línea *CVR* para separar un material suelto de uno denso, consideró por los resultados de sus estudios, que también podía ser el límite entre los suelos susceptibles a la licuación y los suelos no susceptibles a la licuación, figura 3.2b.

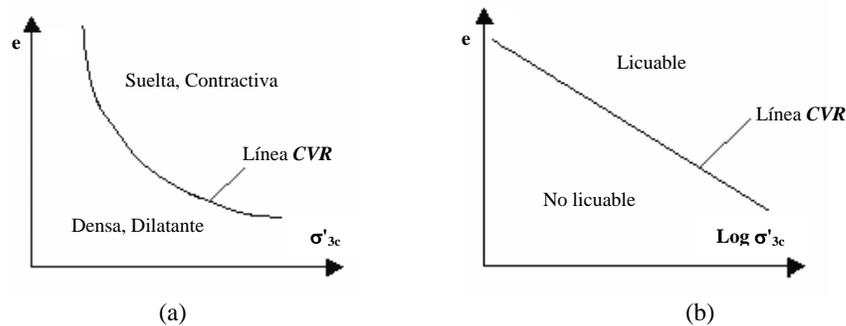


Figura 3.2 Línea de Relación de Vacíos Crítica, Casagrande (1936)

A partir de esto, Casagrande señaló que si se impide la variación de volumen de una masa de suelo saturado con una relación de vacíos superior a la crítica, se presentará la “falla por licuación”, donde la palabra falla puede definirse utilizando dos términos:

- *Colapso*: se presenta cuando el suelo alcanza el máximo valor del esfuerzo desviador.
- *Falla*: se presenta cuando el suelo alcanza el máximo ángulo de fricción aparente.

Los términos mencionados anteriormente, se definieron teniendo en cuenta las trayectorias de esfuerzos efectivos de muestras sometidas a pruebas triaxiales consolidadas no drenadas de compresión, con deformación controlada y sobre una misma arena, donde muestras muy sueltas ($e \gg e_c$) y sueltas ($e > e_c$) alcanzan su máximo esfuerzo desviador antes de alcanzar su máximo ángulo de fricción aparente. El ángulo de fricción ϕ_d , se presenta cuando la presión de poro es máxima y se inicia el comportamiento dilatante del suelo, figura 3.3.

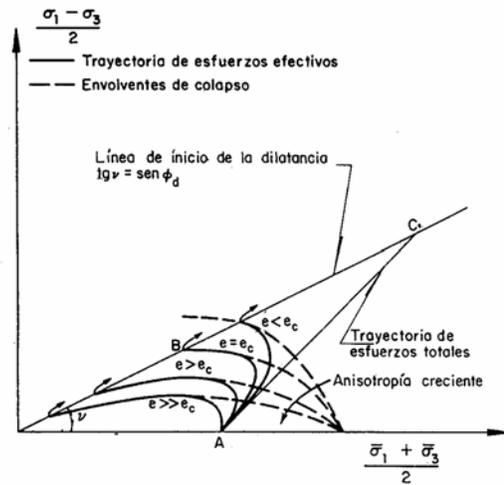


Figura 3.3 Trayectoria de esfuerzos al variar la relación de vacíos en pruebas triaxiales consolidadas no drenadas de compresión, Alberro (1992)

En el momento del colapso de la estructura la presión de poro (u_p) es teóricamente, tal que, de acuerdo con la geometría de las envolventes de colapso, figura 3.4:

$$0.59 \geq \frac{u_p}{\sigma} \geq 0.44 \quad (3.1)$$

Por lo tanto, la presión de poro nunca alcanza el valor de la presión total confinante en el momento del colapso de la muestra o sea al iniciarse la llamada licuación total o parcial.

En el caso de muestras densas o muy densas, no se presenta el colapso de la estructura, ya que antes de alcanzar la envolvente de colapso, la trayectoria de esfuerzos cruza la línea de inicio de la dilatancia, la presión de poro comienza a disminuir y el esfuerzo desviador resistente a aumentar.

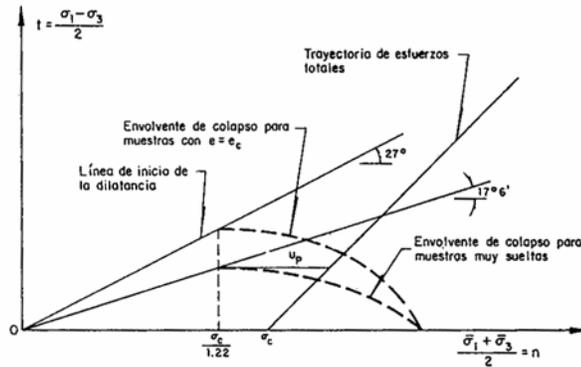


Figura 3.4 Envolvente de colapso, Alberro (1992)

Para el caso de pruebas cíclicas de compresión, Alberro considera una muestra anisótropa y normalmente consolidada con su envolvente de colapso, figura 3.5. Al someter la muestra a compresión cíclica se generan presiones de poro que dan lugar a la trayectoria ABCD. El número necesario para provocar el colapso de la muestra depende de la magnitud del esfuerzo cortante aplicado, q , y de la tendencia a contraerse de la muestra. El colapso se presenta en el punto z , cuando la presión de poro alcanza el valor s_{ii} . Nótese que en el colapso, la presión de poro medida u_p es tal que:

$$0.69 > \frac{u_z}{\sigma} > 0.52 \tag{3.2}$$

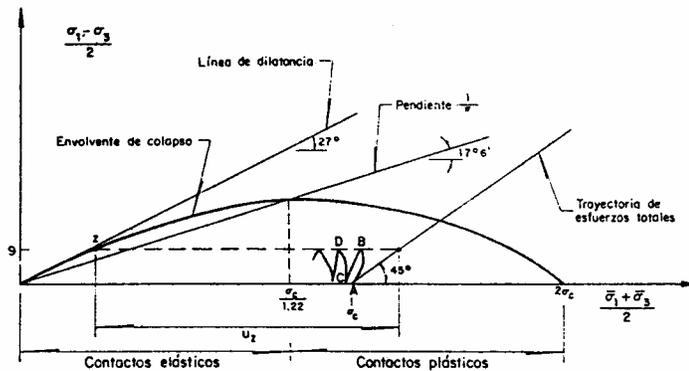


Figura 3.5 Pruebas de compresión cíclica en arenas, Alberro (1992)

En este caso, se justifica lo comentado por Casagrande (1976), “en las pruebas triaxiales cíclicas la redistribución y la generación de presión de poro cíclica se tornan particularmente severas cuando la máxima presión de poro sobrepasa el 50% de la presión confinante”. Es decir, la muestra al colapsar se empieza a deformar notablemente, a incrementar su presión de poro rápidamente y a redistribuir su contenido de agua.

En 1950 Terzaghi definió este fenómeno de la siguiente manera:

“El arreglo de las partículas de una arena fina o de un limo grueso puede ser tan inestable que una ligera perturbación del equilibrio de los granos ocasiona un rearrreglo de las partículas; en consecuencia las partículas se asientan en posiciones más estables y la porosidad del sedimento decrece.

Cuando ocurre este proceso arriba del nivel freático, no tiene más efecto notable que el generar asentamientos en la superficie del terreno. Opuestamente, de ocurrir bajo el nivel freático sus consecuencias pueden ser catastróficas, ya que la viscosidad del agua que ocupa los vacíos de la arena impide un decremento rápido de la porosidad”.

Con relación al arreglo de las partículas de un suelo granular, Alberro (1992) y otros autores, consideran que depende de diferentes factores como la forma de las partículas, la porosidad, el coeficiente de uniformidad del suelo, y la forma de preparación de la probeta o sedimentación *in situ*.

Generalmente, la estructura de un suelo granular uniforme de granos redondeados y en estado suelto es anisótropa así como la de los suelos formados por partículas no esféricas o alargadas. Las partículas de estos suelos mantienen un contacto entre sí, el cual está sometido a una fuerza normal N y a una fuerza de corte T que debe ser inferior a la resistencia al cortante (τ) por fricción del mismo para asegurar el equilibrio, figura 3.6.

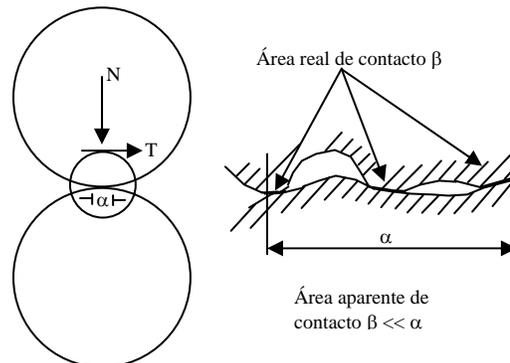


Figura 3.6 Contacto interparticular y áreas aparentes y reales de contacto, Alberro (1992)

La fricción que se presenta entre las partículas es claramente explicada por la teoría de la adherencia propuesta por Bowden *et al.* (1986), quien en resumen concluye lo siguiente, figura 3.6:

- La superficie “ α ” de una partícula que es plana a nivel macroscópico no es perfectamente plana a nivel microscópico, pues cuenta con numerosas asperezas, por lo que sólo las cúspides de las asperezas entran en contacto. En estas áreas de contacto real “ β ”, es donde los sólidos desarrollan adherencia.

- La resistencia a la “fricción” es independiente de la fuerza normal N aplicada. El principal efecto de un incremento de N es aumentar el área real de contacto. La resistencia a la “fricción” depende, de hecho, del área real de contacto.
- Dependiendo de la magnitud de la fuerza normal N , las áreas reales de contacto se desarrollan siguiendo las leyes de la elasticidad o de la plasticidad. La resistencia a la “fricción” del contacto estará regida, por tanto, por dos tipos de leyes según se trate de un contacto elástico o plástico.

Además de lo anterior, Alberro menciona que la estructura de una arena uniforme, de granos redondeados, y en estado suelto se asemeja a la de un arreglo cúbico simple, con estructura anisótropa y con concentraciones de contactos para $\alpha = \pm 45^\circ$, figuras 3.7 y 3.8. Para muestras de arena bien graduadas, en estado suelto o arenas uniformes bien compactadas, se puede observar lo contrario, es decir, un arreglo isótropo con una distribución al azar de los contactos interparticulares.

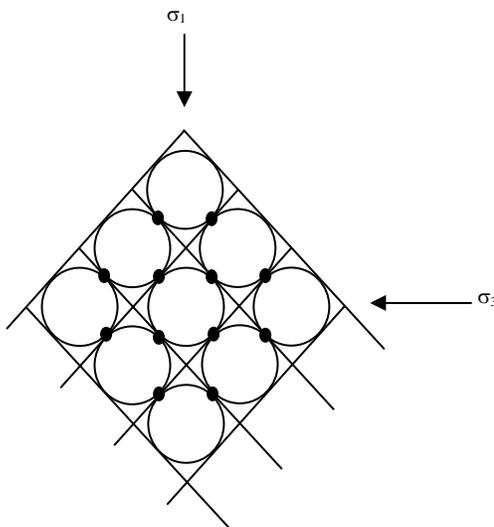


Figura 3.7 Arreglo cúbico simple de esferas del mismo diámetro, Alberro (1992)

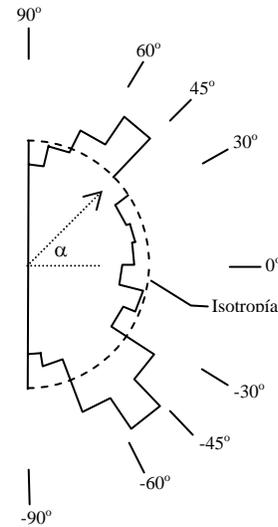


Figura 3.8 Anisotropía en la repartición de contactos de una arena uniforme, Auvinet (1986)

Los suelos formados con partículas esféricas y alargadas son anisótropos por la distribución de las normales en los contactos interparticulares y por la orientación preferente de las partículas que tienen tendencia a depositarse con su eje mayor perpendicular a la dirección de la caída. El aumento en un suelo granular de la proporción de finos plásticos con partículas aplanadas, incrementa su anisotropía.

3.2 DEFINICIÓN

Para definir el fenómeno de licuación, es necesario hacer referencia a la expresión de la resistencia al esfuerzo cortante de la arena, propuesta por Coulomb (1776) y modificada por

Terzaghi (1925), quien tuvo en cuenta por primera vez, la influencia trascendental del agua contenida en el suelo.

$$\tau = (\sigma - u) \tan \phi = \sigma'_v \tan \phi \quad (3.3)$$

Donde, σ es el esfuerzo total, u es la presión de poro, σ'_v es el esfuerzo efectivo y ϕ es el ángulo de fricción interna del material.

Tradicionalmente la licuación se ha definido como el decremento del esfuerzo efectivo (σ'_v), debido al aumento de la presión de poro (u) causada por la tendencia a la densificación del suelo granular, cuando éste en condiciones saturadas no drenadas, es sometido a una carga cíclica o monotónica, Seed *et al.* (1966), Ishihara (1993) y Kramer (1996), entre otros.

El suelo se deforma por la aplicación de esfuerzos o deformaciones de cortante, como los que se generan por la vibración durante un sismo, y el contacto entre las partículas se pierde por el aumento de la presión de poro y por consiguiente, disminuye la presión efectiva en la masa de suelo. Por lo tanto, la carga soportada inicialmente en dirección vertical por los puntos de contacto, es ahora soportada por el agua que ocupa los vacíos en el suelo. De esta manera, el suelo pierde su resistencia y se comporta como un fluido, fenómeno que se conoce como **licuación**.

En otros términos, la licuación se ha expresado como:

- Si $u = \sigma'_v$, la relación del exceso de presión de poros llega a ser $\frac{u}{\sigma'_v} = 1.0$, el fenómeno de licuación se desarrolla.
- Si $u = 0$, la relación del exceso de presión de poros llega a ser $\frac{u}{\sigma'_v} = 0$, el fenómeno de licuación no se desarrolla.

Este fenómeno, se presenta hasta que los esfuerzos cortantes en la masa de suelo disminuyen a valores compatibles con la resistencia del suelo licuado. Es decir, el contacto entre las partículas del suelo se va restableciendo con la disipación de la presión de poro, figura 3.9.

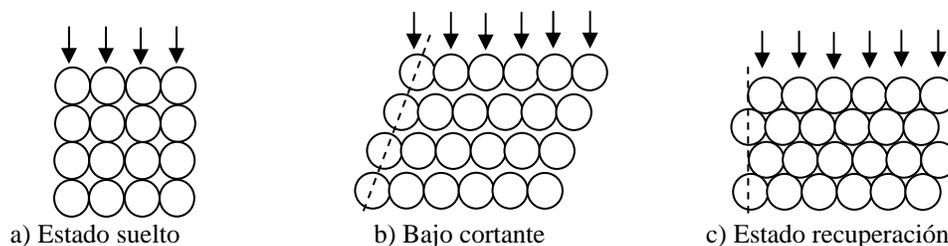


Figura 3.9 Arreglo de los granos en una muestra de arena saturada, PHRI (1997)

3.3 FACTORES QUE INFLUYEN EN LA LICUACIÓN DE ARENAS

Para valorar la susceptibilidad a licuación de un material granular, se deben evaluar los siguientes factores.

3.3.1 Condiciones del suelo

- **Historia.** Youd (1984) muestra que la licuación ocurre a menudo en el mismo lugar donde ya se ha presentado, cuando las condiciones del suelo y de agua, han permanecido “iguales” por un determinado tiempo. Investigaciones previas, han proporcionado evidencia de la recurrencia de este fenómeno en un mismo lugar, lo cual ha permitido la elaboración de mapas de sitios donde la susceptibilidad de licuación puede ser alta, por este factor.

De igual forma, Ambraseys (1988) muestra que los efectos de la licuación históricamente, se han limitado en una zona a una distancia determinada del epicentro de un sismo, aumentando la susceptibilidad con el incremento de la magnitud del movimiento.

- **Geología.** El ambiente de depósitos de suelos, su edad y el ambiente hidrológico, contribuyen a la susceptibilidad a la licuación, como lo mencionan Youd y Hoose (1977). Es decir, depósitos de suelos aluviales, fluviales, coluviales y suelos recientes, con el nivel de aguas freáticas (NAF) muy superficial tienen un mayor riesgo de licuarse.

La licuación generalmente ocurre en depósitos granulares del Holoceno al Pleistoceno donde el nivel de agua está a menos de 15 m de profundidad.

- **Composición del suelo.** Este factor incluye la forma de las partículas, la cual influye en la distribución y orientación de los contactos intergranulares, así como en la magnitud de las fuerzas de fricción interparticulares; el tamaño y la gradación de los suelos. Materiales granulares con partículas angulares, bien graduados son menos susceptibles de licuarse que suelos con partículas redondas y/o uniformemente graduados.

El contenido de finos también, debe considerarse dentro de este factor. Suelos con un porcentaje de finos entre 3 – 8 % promueven la formación de estructuras granulares más sueltas por la disminución del número de contactos intergranulares, por lo tanto, su contribución a la resistencia al esfuerzo cortante es poca.

De acuerdo con el SUCS, arenas clasificadas como CL-ML, SM-SC, o GM-GC son potencialmente licuables, Youd (1998). Por otra lado, Wang (1979) considera que si un material granular tiene menos del 15 % de finos (arcillosos) y el límite líquido (LL) es mayor que 35 % y el contenido natural de agua es menor de 90 %, estos materiales también se consideran no licuables.

Según Ovando y Mesa (1991), cuanto más finos se agreguen, mayor será la capacidad de los materiales de generar presiones de poro bajo condiciones no drenadas, y mayor su potencial de licuación. Sin embargo, se alcanzará una cierta cantidad de finos (porcentaje umbral), a partir de la cual el suelo se comportará de manera semejante a estas partículas finas y la susceptibilidad a la licuación disminuirá.

Algunos suelos de grano fino son susceptibles de perder su resistencia si cumplen con el siguiente criterio chino:

Fracción más fina que 0.005 mm \leq 15 %

Límite Líquido, (LL) \leq 35 %

Contenido de agua \geq 0.9 LL

Índice de Liquidez LI o $I_L \leq 0.75$ donde $LI = \frac{w - LP}{LL - LP}$, LP es el límite plástico.

- **Relación de Vacíos (e) y Compacidad Relativa (D_r).** La relación de vacíos, es un factor importante en la determinación de la relación de esfuerzo-deformación de un material granular, sin embargo, no debe considerarse como el único parámetro para el comportamiento de los materiales.

La relación de vacíos, también influye en los cambios de volumen, el cual a su vez afecta la magnitud y el cambio de la presión de poro para un material sometido a carga no drenada. Autores como Casagrande (1976), Castro (1969), Poulos *et al.* (1985) han publicado relaciones entre este factor y la resistencia de materiales granulares.

En cuanto a la compacidad relativa, es uno de los parámetros más importantes que gobierna el comportamiento de una arena. Es decir, la resistencia al cortante, los asentamientos y el potencial a la licuación dependen de este factor. Las arenas densas (material con relación de vacíos pequeña y una compacidad relativa mayor al 65 %), son menos susceptibles a la licuación que las arenas sueltas.

Generalmente, se acepta que una arena es licuable si $D_r < 65$ %, Ovando y Segovia (1996). Sin embargo, se ha encontrado que algunas arenas son licuables aún para valores de D_r cercanos al 80 %, dependiendo de factores como la forma de las partículas, la cantidad y tipo de finos y el esfuerzo de confinamiento, Ovando y Romo (2004).

Sin embargo, la compacidad relativa por definición tiene las mismas desventajas que la relación de vacíos. Entre ellas está la determinación “precisa” de la máxima y la mínima compacidad del material y la falta de procedimientos estándar universalmente aceptados para su valoración, Ovando (1986).

3.3.2 Condiciones de carga

- **Carga Monotónica**

Castro (1969) hizo pruebas triaxiales cíclicas para muestras consolidadas isotrópicamente, y pruebas estáticas para muestras anisotrópicamente consolidadas, con las cuales encontró tres tipos de comportamiento esfuerzo-deformación, figura 3.10.

La muestra de suelo suelto (A), alcanzó su resistencia máxima no drenada para una deformación de cortante pequeña y posteriormente colapsó a deformaciones grandes para esfuerzos efectivos de confinamiento bajos.

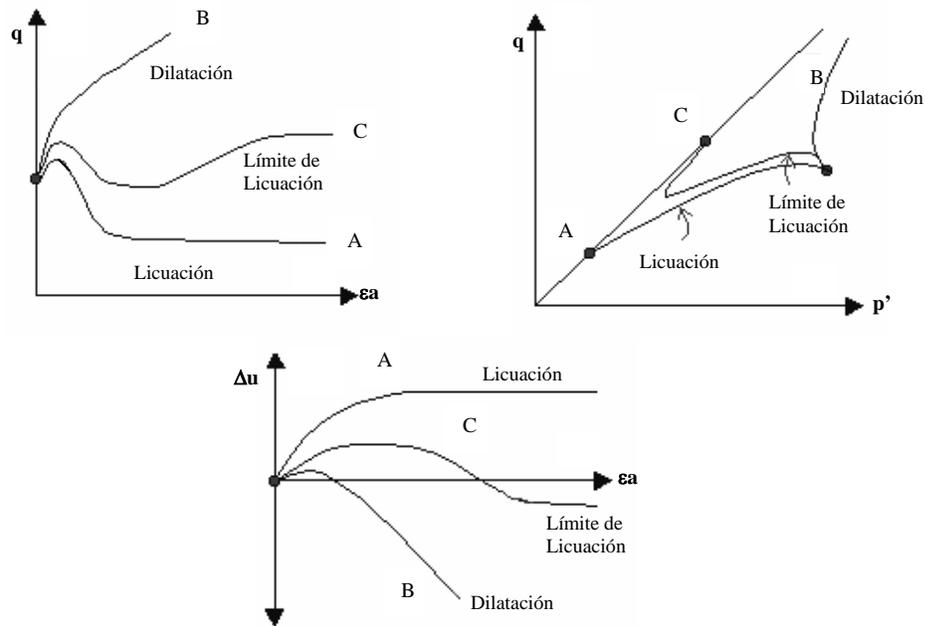


Figura 3.10 Comportamiento de muestras de arena anisotrópicamente consolidadas bajo prueba estática, Castro (1969)

La muestra de suelo denso (*B*), inicialmente se contrajo pero se dilató hasta una presión efectiva de confinamiento relativamente alta y constante y con una alta resistencia a grandes deformaciones. Finalmente, la muestra de suelo de compactación intermedia (*C*), alcanzó una resistencia máxima, mayor a la del espécimen *A* para pequeñas deformaciones, seguida por un período limitado de bajas deformaciones, el cual terminó con el comienzo de la dilatación de la muestra a deformaciones intermedias. El comportamiento de este último espécimen, Castro lo denominó como el límite de la licuación.

Los resultados de las pruebas mostraron además una relación única entre la relación de vacíos y la presión efectiva de confinamiento a grandes deformaciones. Por consiguiente, Castro *et al.* (1977) y Poulos (1981), denominaron estado permanente de deformación, al estado en el cual el suelo fluye continuamente bajo un esfuerzo cortante, un esfuerzo efectivo de confinamiento, un volumen y una velocidad constantes.

Parámetro de estado. Partiendo de los conceptos del estado crítico, de la mecánica de suelos, el comportamiento de suelos granulares puede relacionarse con su estado inicial respecto a la línea de estado estable, la cual se obtiene graficando la relación de vacíos con la presión efectiva media ($e-\sigma'_v$ o $e-\log \sigma'_v$), durante la etapa de falla.

Para expresar la licuabilidad de una arena en términos de su estado inicial y de su posición relativa con respecto a la línea de estado estable se han utilizado índices o parámetros de estado como ψ_A y CD^* , figura 3.11.

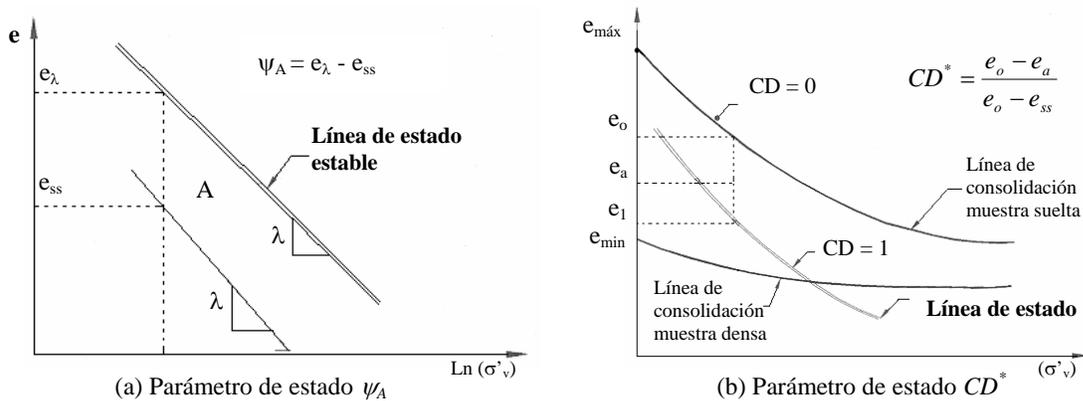


Figura 3.11 Diagramas y parámetros de estado, tomada de Ovando y Segovia (1996)

El primer parámetro de estado, fue propuesto por Been y Jefferies (1985) y se calcula con la siguiente expresión:

$$\psi_A = e_\lambda - e_{ss} \quad (3.4)$$

Donde e_λ , es la relación de vacíos de una muestra en particular (o la de campo) y e_{ss} , es la relación de vacíos correspondiente al estado estable para el esfuerzo efectivo de campo. Por consiguiente, la arena tendrá comportamiento contractivo cuando $\psi_A > 0$ y dilatante si $\psi_A < 0$. Este parámetro también puede relacionarse con la resistencia de punta medida con un cono eléctrico, para evaluar el potencial de licuación en el campo.

Por su parte, Verdugo e Ishihara (1991) propusieron el parámetro de estado CD^* :

$$CD^* = \frac{e_o - e_a}{e_o - e_{ss}} \quad (3.5)$$

Donde e_o , es la relación de vacíos que corresponde a la curva de compresibilidad isotrópica de una muestra formada en el estado más suelto posible y e_a , es la relación de vacíos que corresponde a su estado inicial. Cuando $CD^* < 0$ se tiene comportamiento contractivo; $CD^* \cong 0.7$ indica la transición donde se obtiene la resistencia mínima y $CD^* > 10$ significa que el comportamiento es dilatante.

Los estados iniciales que quedan arriba y a la derecha de la línea de estado estable, representan materiales contractivos susceptibles de licuarse o de sufrir deformaciones de flujo.

- Cargas cíclicas

Cuando un suelo arenoso está sometido a cargas cíclicas los factores que intervienen en la susceptibilidad de licuación son:

Magnitud del esfuerzo cíclico. La resistencia a la licuación disminuye al aumentar la magnitud del esfuerzo cíclico. Si la excitación es muy intensa, un depósito con una relación de vacíos mayor que su e_{min} , es susceptible a la pérdida parcial o total de su resistencia.

Evidencias de campo demuestran que depósitos de arena suelta han resistido sismos de poca intensidad (0.005 g, donde g es la aceleración de la gravedad) y se han licuado ante la acción de sismos intensos (0.16 g), Seed e Idriss (1971).

Número de ciclos de esfuerzo. Cuando una muestra está sometida a una carga repetida, con un determinado nivel de esfuerzo o deformación, el inicio de la licuación depende de la aplicación de un número requerido de ciclos de esfuerzo.

Onda de cortante. Generalmente las ondas de cortante empleadas en el laboratorio pueden ser senoidales, rectangulares, triangulares y trapezoidales. De acuerdo con un reporte presentado en Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering (1990), la resistencia a la licuación con relación a una onda de corte rectangular decrece cerca del 15 % de la resistencia a la licuación con respecto a una onda de corte senoidal.

Además de lo anterior, la forma de las ondas de un esfuerzo cortante cíclico generadas en el suelo por un sismo es irregular. En el laboratorio, la resistencia a la licuación se determina con un esfuerzo cortante cíclico regular y se hace la conversión para obtener el esfuerzo cortante cíclico irregular como lo presentan Annaki *et al.* (1997), Yoshimi (1980) e Ishihara (1976).

Cortante multidireccional. El esfuerzo cortante cíclico que se presenta en una masa de suelo por un sismo es en general multidireccional. Esto resulta en una reducción entre el 10 – 15 % de la resistencia a la licuación obtenida con relación a un cortante cíclico direccional, Port Harbour Research Institute de Japón, (PHRI 1997).

3.3.3 Condiciones de esfuerzo

- *Historia de esfuerzos.* La secuencia y las condiciones bajo las cuales un estado de esfuerzos es aplicado a una muestra, influyen en su comportamiento. Dos estados de esfuerzos son relevantes para el estudio de suelos en el laboratorio:

Trayectoria de esfuerzos durante la consolidación. Esta trayectoria muestra si una probeta de suelo ha sido consolidada isotrópica o anisotrópicamente y si se encuentra preconsolidada o normalmente consolidada. Se ha comprobado que la resistencia al colapso de las arenas preconsolidadas es de un 30 a un 60 % superior a las de las arenas normalmente consolidadas. Estos resultados se han obtenido de estudios experimentales en muestras preconsolidadas anisotrópica e isotrópicamente, mediante pruebas triaxiales no drenadas y esfuerzo desviador monotónicamente creciente, Ovando (1986) e Ishihara *et al.* (1979); o bajo carga cíclica, Ishihara *et al.* (1978), Seed *et al.* (1971), y Ladd *et al.* (1977).

Los estados de esfuerzos existentes en el campo generalmente se representan con el coeficiente K , el cual se define como el cociente entre los esfuerzos efectivos horizontales y verticales $K = (\sigma_h/\sigma_v)$. Las muestras ensayadas con valores de K pequeños son más

inestables que las que se consolidan bajo estados de esfuerzos hidrostáticos o isotrópicos ($K = 1$), Ovando y Segovia (1996). La influencia del valor de K en la licuabilidad de arenas es notable: a menor K , mayor propensión a sufrir licuación y desplazamientos de flujo. Además, las muestras ensayadas en extensión son más propensas a acumular presiones de poro bajo condiciones no drenadas que las que se ensayan a compresión: también son menos rígidas y resistentes.

Trayectoria de esfuerzos durante el cortante. Esta trayectoria muestra las condiciones de drenaje a las cuales ha sido sometida una probeta de suelo, así como la magnitud relativa del esfuerzo principal respecto a cada uno de los otros, y si la relación de cortante o deformaciones es constante.

El comportamiento de probetas ensayadas en compresión difiere notablemente del que se observa cuando se llevan a la falla en extensión, esta diferencia se le ha atribuido a la anisotropía (orientación preferencial de los contactos intergranulares, Alberro 1992).

Existen dispositivos con los que ha sido posible controlar las direcciones principales durante la falla de los especímenes y en los que se ha demostrado que la resistencia, la rigidez y la capacidad para generar presiones de poro de las arenas, dependen de la dirección del esfuerzo principal mayor durante la etapa de falla, Shibuya (1985).

3.4 FENÓMENOS ASOCIADOS A LA LICUACIÓN

Cuando la licuación es acompañada por algún tipo de desplazamiento o falla del terreno, los efectos destructivos de la licuación pueden tomar muchas formas, entre otras: falla de flujo, desplazamiento lateral, oscilación del terreno, pérdida de capacidad portante, asentamientos, e incrementos en las presiones laterales sobre muros de contención y pilotes. A continuación se amplían los conceptos relacionados con algunas de las formas destructivas en las que se manifiesta el fenómeno de licuación.

3.4.1 Falla de flujo

Es el tipo de falla más catastrófico causado por la licuación, ya que por lo general desplaza grandes masas de suelo por decenas de metros. Los flujos pueden estar compuestos de suelo completamente licuado o por bloques intactos de material flotando sobre la capa de suelos licuados. Los flujos se presentan en arenas, limos sueltos y saturados, y en taludes con pendientes superiores a los 3 grados, Youd (1992), figura 3.12.

3.4.2 Desplazamiento lateral

El corrimiento lateral involucra el desplazamiento de grandes bloques de suelo como resultado de la licuación. El desplazamiento ocurre en respuesta a la combinación de las fuerzas de la gravedad y las inerciales generadas por el sismo. Los desplazamientos laterales se presentan por lo general en pendientes suaves (comúnmente menores a los 3 grados) y se incrementan en las cercanías a un canal o un río, tal como lo indican las flechas de la figura 3.12, Youd (1992).

La magnitud de los desplazamientos horizontales generalmente es del orden de los metros. Las capas de suelos desplazados en general presentan fisuras, fracturas, escarpes y hundimientos de bloques.

3.4.3 Oscilaciones del terreno

Donde el terreno es plano o la pendiente demasiado suave para permitir desplazamientos laterales, la licuación de estratos subyacentes puede causar oscilaciones que no dependen de las capas superficiales, la cual se manifiesta hacia los lados, arriba y abajo en la forma de ondas de terreno. En general, dichas oscilaciones son acompañadas por la apertura y cerramiento de fisuras en el suelo, y la fractura de estructuras rígidas como los pavimentos y tuberías, Youd (1992), figura 3.12.

3.4.4 Pérdida de la resistencia del suelo de soporte

Cuando el suelo que soporta un edificio u otra estructura se licua y pierde su resistencia, se pueden presentar grandes deformaciones en su interior, las cuales hacen que las estructuras superficiales se asienten y se inclinen. Las fallas más espectaculares que se conocen por este fenómeno ocurrieron en el sismo de Niigata, Japón, en 1964, Youd (1992), figura 3.12.

3.4.5 Volcanes de arena

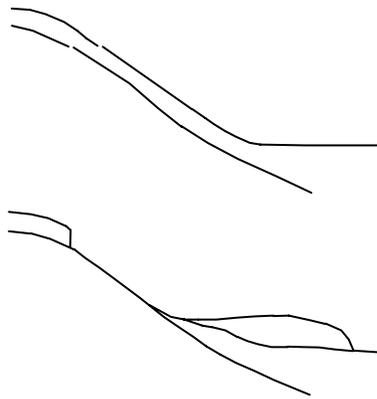
Al presentarse la licuación de arenas, se generan presiones de poro muy altas, las cuales obligan a que el agua fluya rápidamente a la superficie, formando pequeños volcanes de arena. Este flujo ascendente de agua puede ocurrir durante o después de un sismo. Los volcanes de arena indican también zonas de posibles asentamientos, ver figura 3.12.

3.4.6 Asentamientos

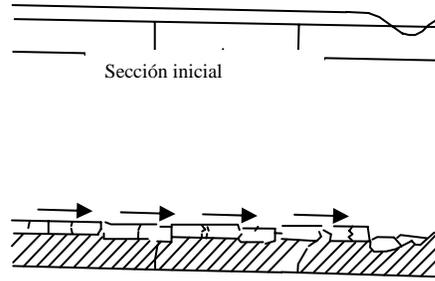
En muchos casos el peso de la estructura puede ser insuficiente para causar los grandes asentamientos asociados con las pérdidas de capacidad portante descritas anteriormente. Sin embargo, pueden ocurrir pequeños asentamientos cuando la presión de poro se disipa después de un sismo. Estos asentamientos pueden causar daños aunque menores a los producidos por fallas de flujo, desplazamientos laterales o pérdidas de capacidad portante.

3.4.7 Incrementos de la presión lateral sobre muros de contención

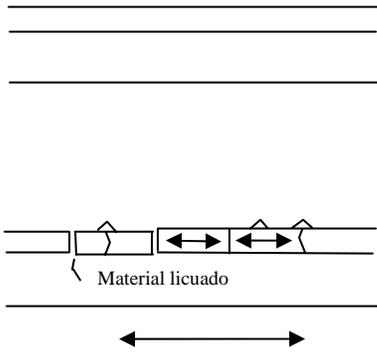
Si el suelo de relleno de un muro de retención se licua, las presiones laterales sobre dicho muro se pueden incrementar enormemente. Como un resultado de esto, el muro puede desplazarse en el sentido lateral, cabecear o fallar estructuralmente, como se ha observado en un gran número de rompeolas e islas artificiales durante varios sismos.



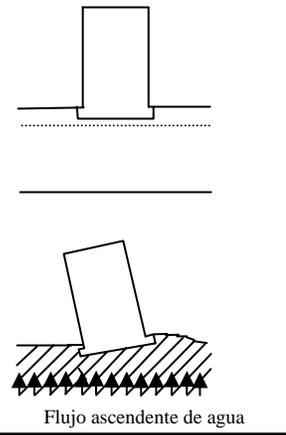
a) Falla de flujo



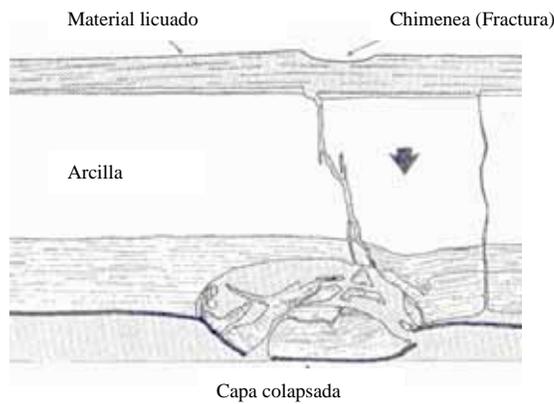
b) Desplazamiento lateral



c) Oscilación horizontal del terreno



d) Pérdida de la resistencia del suelo de soporte



e) Volcán de arena

Figura 3.12 Esquemas de algunos fenómenos asociados a la licuación, Youd (1992)

3.4.8 Falla de Cimentaciones Profundas

La licuación puede causar grandes cargas laterales en las cimentaciones a base de pilotes. Los pilotes hincados a través de un estrato débil, potencialmente licuable, hasta una capa más fuerte no sólo tienen que soportar las cargas verticales de la superestructura, sino que también deben estar en capacidad de resistir cargas horizontales y momentos de flexión inducidos por movimientos laterales si el estrato débil se licua, figura 3.13.

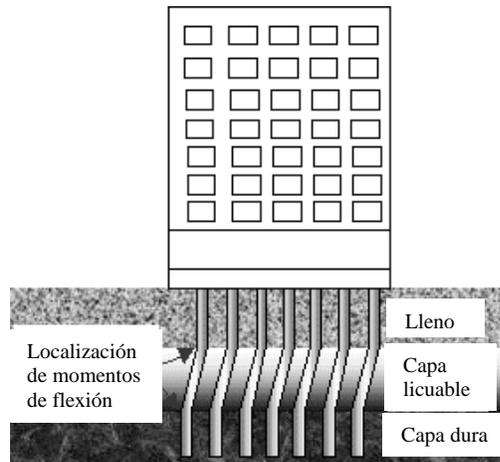


Figura 3.13 Cargas laterales y momentos flexión en pilotes por licuación

Se puede obtener suficiente resistencia con pilotes de dimensiones más grandes y/o con mayor refuerzo. Es importante que los pilotes estén conectados con el cabezal en una forma dúctil que permita que ocurra alguna rotación sin que se presente falla en la conexión. Si dicha conexión falla, el cabezal no puede resistir momentos de volteo provenientes de la superestructura desarrollando cargas verticales en los pilotes, figura 3.14.

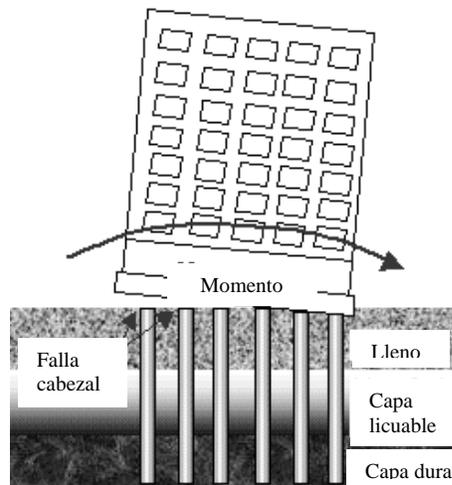


Figura 3.14 Falla de la conexión entre el cabezal de los pilotes y la superestructura

3.5 EVALUACIÓN DE LA SUSCEPTIBILIDAD A LICUACIÓN

Desde que se publicaron los primeros estudios sobre el fenómeno de licuación, numerosas metodologías han sido desarrolladas para definir el riesgo de licuación de un depósito de material granular. A continuación, se mencionan algunas de estas metodologías, las cuales se clasifican en cuatro grupos: pruebas de laboratorio, pruebas de campo o empíricas, pruebas simplificadas y pruebas basadas en el cálculo de la respuesta del terreno.

Las evaluaciones de la susceptibilidad a la licuación de un depósito de suelo, generalmente se hacen hasta los 15 m de profundidad, ya que a profundidades mayores rara vez ocurre el fenómeno.

Para estructuras con cimentaciones profundas se recomienda hacer una evaluación, por lo menos hasta 6 m por debajo de la profundidad de desplante de dicha cimentación o si durante la investigación, los índices para evaluar la licuación indican que pueden presentarse a mayor profundidad que la límite (15 m), se debe continuar con la exploración en un tramo significativo o por lo menos hasta encontrar suelos no licuables, Southern California Earthquake Center (1999).

3.5.1 Pruebas de Laboratorio

Estas pruebas, proporcionan información directa o indirecta para la evaluación de la susceptibilidad a la licuación de muestras alteradas y principalmente de muestras inalteradas. Entre estas pruebas tenemos:

- *Prueba triaxial cíclica.*
- *Prueba mesa vibradora.*
- *Prueba de corte simple cíclico.*
- *Prueba de torsión con muestras cilíndricas huecas.*

3.5.2 Pruebas de Campo o Empíricas

Estos métodos se basan en la comparación de las condiciones de los sitios en donde ocurrió o no licuación, con las condiciones del sitio que se desea analizar.

- *Criterio de Ohsaki (1966).*
- *Criterio Kishida (1969).*
- *Criterio de Floring e Ivanov (1973).*
- *Prueba de Díaz y Armijo.*
- *Método basado en la aceleración máxima del terreno, Holzer et al. (1988).*
- *Criterio basado en la gradación de los materiales arenosos, PHRI (1997).*

3.5.3 Pruebas simplificadas

Este tipo de pruebas, compara las resistencias obtenidas en pruebas de laboratorio, con los esfuerzos que provocará el sismo, calculados en forma simplificada.

- *Método de Seed e Idriss (1971).*
- *Método de Casagrande (1976).*

- *Método de Zeevaert (1983).*
- *Criterio Japonés.* Este criterio es presentado por PHRI (1997).

3.5.4 Métodos de Análisis Basados en Cálculos de la Respuesta del Terreno.

Estos son métodos numéricos que modelan al terreno en capas para analizarlo y de esta forma, calcular la respuesta dinámica del suelo sujeto a cargas sísmicas. Existen distintos modelos propuestos por diferentes universidades, como los propuestos por la Universidad de California (Berkeley), la Universidad de Michigan (Ann Arbor), y la Universidad de British Columbia (Vancouver), los cuales difieren entre sí en:

- Las hipótesis de partida
- La representación de las relaciones esfuerzo-deformación
- La generación de la presión de poro. Algunos algoritmos incluyen también la disipación de la presión de poro durante la acción de un sismo.
- Los métodos para integrar las ecuaciones de movimiento

Actualmente, existen otros grupos de métodos basados en la inteligencia artificial y en el desarrollo de nuevo software. Estos métodos utilizan programas de computadora para evaluar el potencial de licuación de un sitio, ya sean del tipo de inteligencia artificial, investigado por Rahman y Wang (2002) y Goh (1995), de toma de decisiones desarrollados por Chouicha y Siller (1994) y Chouicha, *et al.* (1994). Con estos métodos es posible saber si un depósito de arena se va a licuar o no.

Además de los métodos mencionados anteriormente, a continuación se presenta la tabla 3.1 de clasificación de otras técnicas utilizadas para evaluar el riesgo de potencial de licuación de arenas, según PHRI (1997)

3.6 MEJORAMIENTO DE SUELOS

El mejoramiento de suelos tiene como objetivo aumentar su resistencia, mejorar las características de densidad relativa y rigidez, y de esa manera disminuir la deformabilidad de los suelos potencialmente licuables.

Con relación a la mitigación de la licuación de suelos, en la práctica existen diferentes métodos, los cuales se pueden dividir en dos categorías; los primeros como técnicas de mejoramiento, cuyo objetivo es mejorar las propiedades de los materiales, y los segundos se relacionan con el diseño de las estructuras, de tal forma que se minimice sus daños, aún cuando se presente este fenómeno, figura 3.15.

En la tabla 3.1, se presenta la clasificación de alguno de los métodos de mejoramiento de suelos, así como los autores que han trabajado en la investigación de cada uno de ellos.

Para la aplicación de cualquiera de las técnicas para prevenir o minimizar los daños por licuación de los suelos, es necesario considerar las causas que genera la licuación de los mismos y el modo de daño que presentan las estructuras existentes, como lo menciona el PHRI (1997).

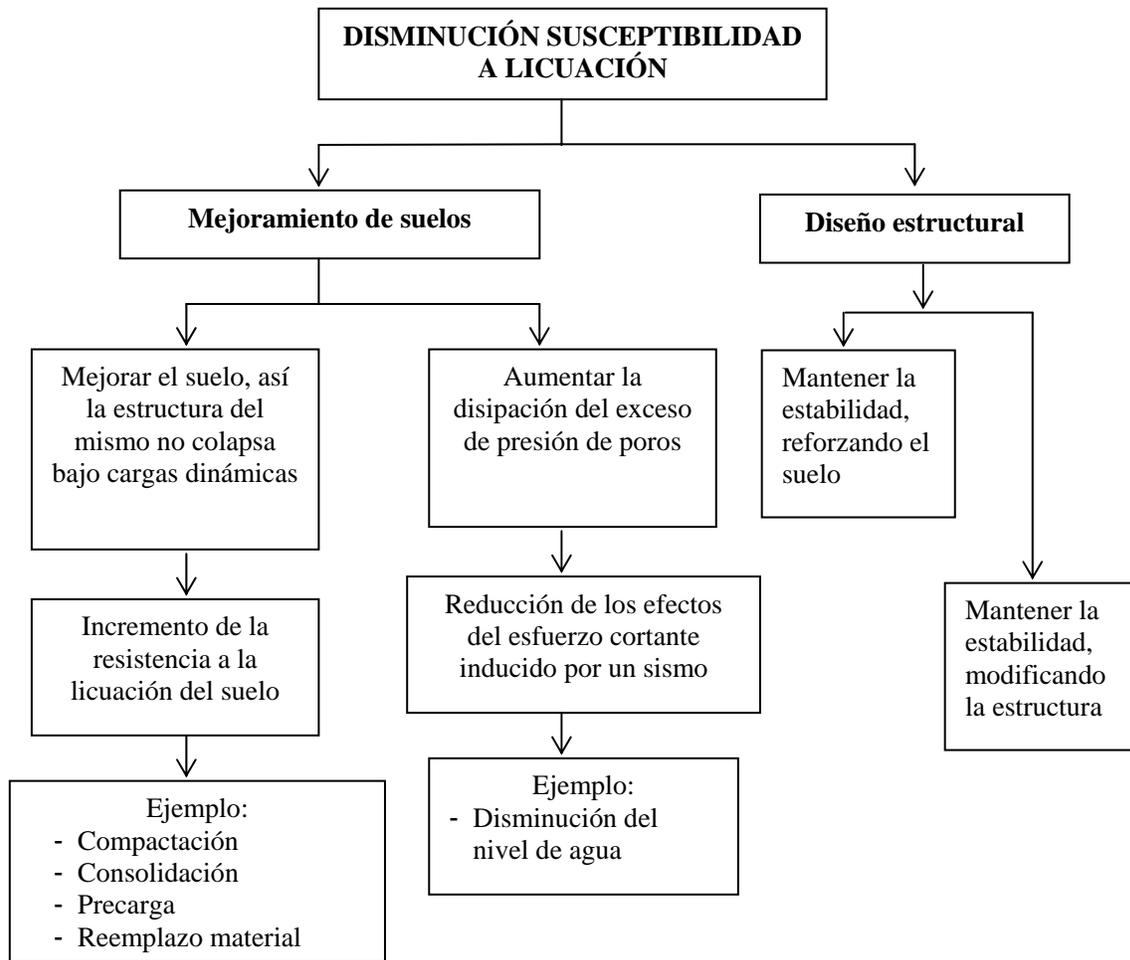


Figura 3.15 Esquema básico para mitigar la licuación, PHRI (1997)

Tabla 3.1. Clasificación de algunos métodos para evaluar el potencial de licuación, PHRI (1997)

Evaluación de la resistencia a la licuación	Evaluación de los efectos sísmicos	Ejemplos de métodos de predicción
	Magnitud Richter y distancia epicentral	Kuribayashi y Tatsuoka (1975) y Wakamatsu (1991)
Geomorfología		Kotoda <i>et al.</i> (1988)
Gradación/Valor de N-SPT		“Standard for regulation of hazardous materials por Fire Defense Agency” (1978)
Gradación/Valor de N-SPT	Máxima aceleración en la superficie del suelo	Especificaciones para puentes altos por Japan Road Association (1990)
Gradación/Valor de N-SPT	Máxima aceleración en la superficie del suelo y magnitud Richter	Recomendaciones para el diseño de cimentaciones de edificaciones por Architectural Institute of Japan (1988)
Gradación/Valor de N-SPT	Modelo de esfuerzos totales	Técnicas estándar para puertos (facilidades y comentarios) por Japan Ports and Harbours Association (1989)
Prueba Triaxial Cíclica	Modelo de esfuerzos totales	Seed e Idriss (1967) Ishihara (1976)
Prueba Triaxial Cíclica	Modelo de esfuerzos efectivos	Finn <i>et al.</i> (1977) Iai <i>et al.</i> (1992)

CAPÍTULO 4. CRITERIOS PARA EVALUAR LA SUSCEPTIBILIDAD A LICUACIÓN

En la actualidad existe una gran cantidad de métodos para evaluar la susceptibilidad a licuación de un material, como se mencionó en la sección 3.5. Para fines de esta tesis, el análisis de susceptibilidad de los materiales de la zona de ampliación de la Refinería, se hace aplicando el criterio basado en la gradación de los materiales arenosos, el criterio simplificado de Seed e Idriss (1971) y el criterio basado en la densidad relativa. Estos criterios se amplían y discuten a continuación.

4.1 CRITERIO BASADO EN LA GRADACIÓN DE LOS MATERIALES ARENOSOS

Este criterio permite distinguir con base en experiencias previas recopiladas por el PHRI de Japón, si un determinado estrato de arena es potencialmente licuable, de acuerdo a su gradación. Para aplicarlo, el suelo se clasifica según la figura 4.1, donde las curvas granulométricas a y b se diferencian por el coeficiente de uniformidad (C_u), el cual se define como la relación de los diámetros correspondientes al 60 y 10 % de material que pasa según la curva granulométrica y se calcula con la siguiente ecuación:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (4.1)$$

En estas curvas se limitan las siguientes zonas:

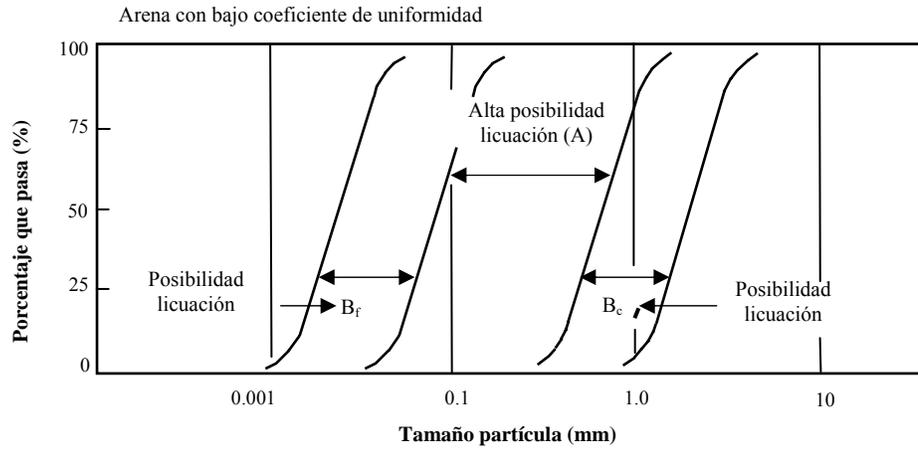
- Zona A : materiales con alta posibilidad de licuación
- Zonas B_c y B_f : zonas de materiales con posibilidad de licuación

Los materiales cuyas curvas granulométricas se ubican a la derecha de la Zona B_c o a la izquierda de la curva B_f no son licuables, es decir, aquellos con tamaños de partícula inferiores a 0.01 mm y los que tienen partículas mayores a unos 5 mm.

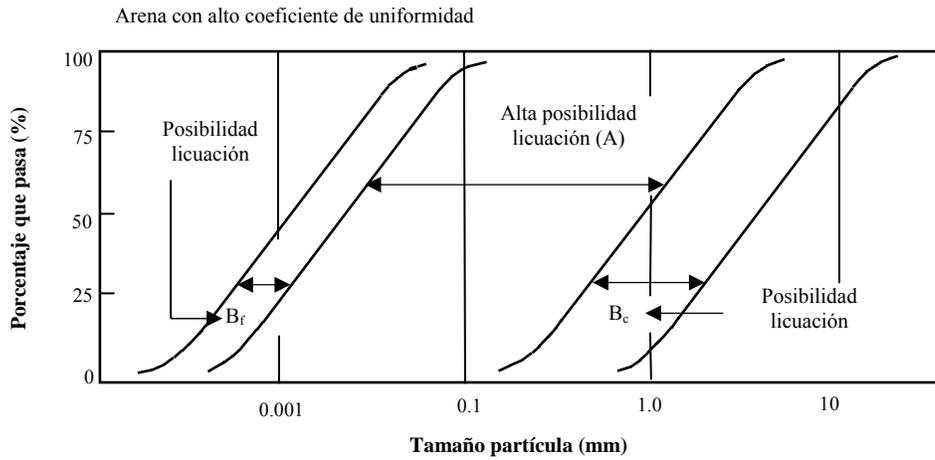
Comentarios. Este criterio también relaciona la clasificación granulométrica con el valor de la resistencia a la penetración estándar N -SPT. En el Anexo 1, se muestra brevemente en qué consiste la prueba SPT.

Para los suelos con una gradación entre la Zona A y B_c , el valor de N equivalente es calculado con la siguiente ecuación. En la figura 4.2, se representa gráficamente la ecuación (4.2). Esta ecuación se aplica para rangos $2 \leq (N)_{0.66} \leq 0.40$ y $0 \leq \sigma'_v \leq 3$ (kg/cm²).

$$(N)_{0.66} = \frac{N - 1.828(\sigma'_v - 0.66)}{0.399(\sigma'_v - 0.66) + 1} \quad (4.2)$$



a) Curva granulométrica para arena con bajo coeficiente de uniformidad, $C_u < 3.5$



b) Curva granulométrica para arena con alto coeficiente de uniformidad $C_u > 3.5$

Figura 4.1 Criterio granulométrico para definir la susceptibilidad de licuación de arenas, PHRI (1997)

Donde $(N)_{0.66}$ es igual al valor equivalente de N , es decir, el valor de N -SPT corregido para una presión vertical efectiva de 0.66 kg/cm^2 , N es el valor de N -SPT en campo, σ'_v es el esfuerzo vertical efectivo (kg/cm^2), el cual se calcula a la profundidad donde se midió el valor N -SPT del suelo *in situ*.

Para los materiales con una granulometría en la Zona B_f , el valor de $(N)_{0.66}$ es igual al valor de N -SPT de la capa de suelo donde fue tomada la medida sin corrección, Iai *et al.* (1989).

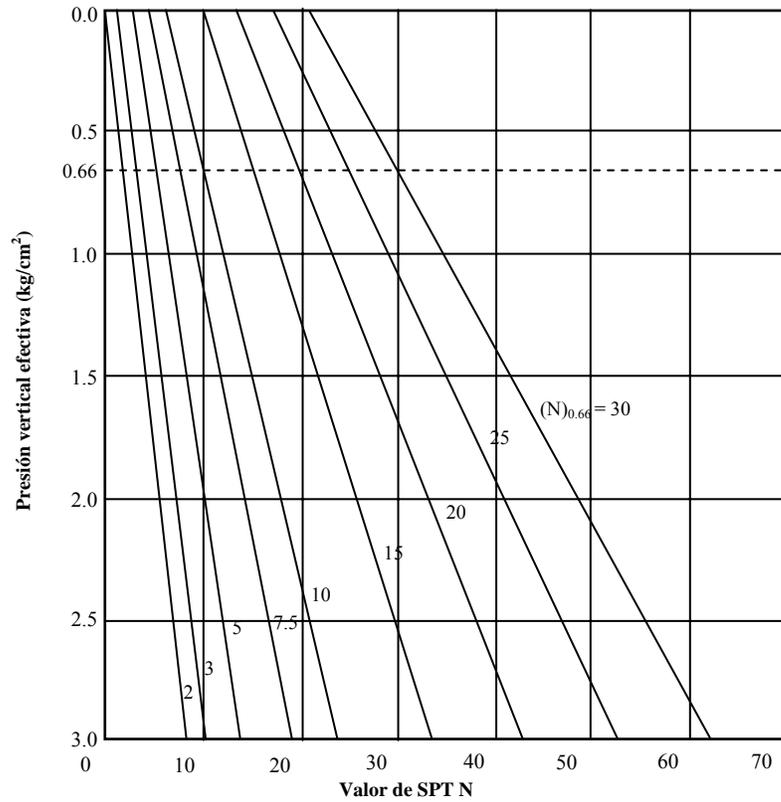


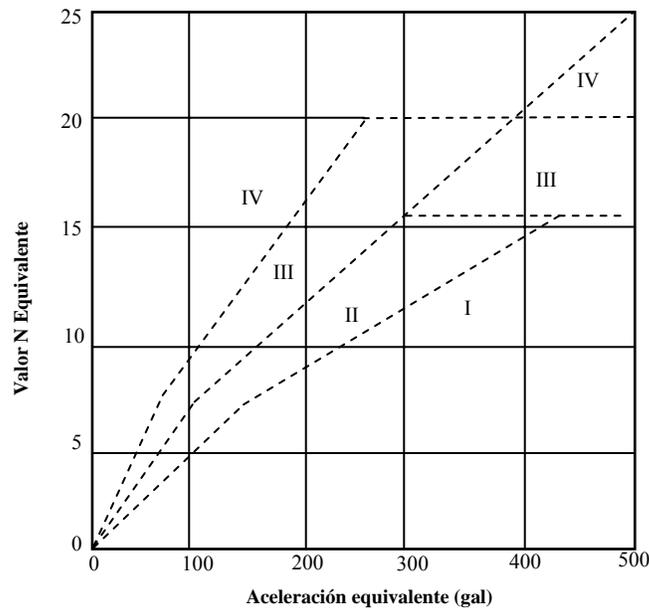
Figura 4.2 Valor de N SPT equivalente en función del esfuerzo vertical efectivo y el valor de N SPT en el campo

La aceleración equivalente se calcula de la misma manera para todos los materiales clasificados de acuerdo a su granulometría, sin importar la zona en la cual se encuentran. La aceleración equivalente se obtiene con la siguiente ecuación, la cual está basada en el esfuerzo cortante máximo obtenido de un análisis de respuesta sísmica del suelo.

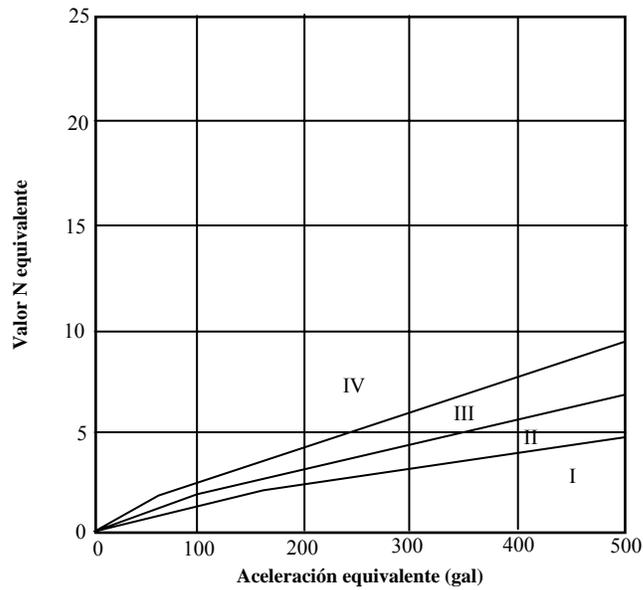
$$\alpha_{eq} = 0.7 \frac{\tau_{max}}{\sigma'_v} g \quad (4.3)$$

Donde α_{eq} es la aceleración equivalente (gal), τ_{max} es el esfuerzo cortante máximo, σ'_v es la presión vertical efectiva (kg/cm^2), y g es la aceleración de la gravedad (980 gal).

Posteriormente, con el valor de N equivalente y la aceleración equivalente, se determina la zona en la cual se encuentra el material, ver tabla 4.1. De acuerdo a la figura 4.3a para los materiales que se clasifican dentro de la Zona A y la figura 4.3b para los materiales que se localizan en las Zonas B_c y B_f .



a) Valor de N equivalente para materiales de la zona A



b) Valor de N equivalente para materiales de las zonas B_c y B_f

Figura 4.3 Clasificación de los materiales de suelo por licuación con base en la aceleración equivalente y el valor de N equivalente

Además de lo anterior, para los materiales que se encuentran en la Zona A y tienen más del cinco por ciento (5 %) de finos, el valor de N equivalente va multiplicado por un factor de corrección, de acuerdo a la figura 4.4.

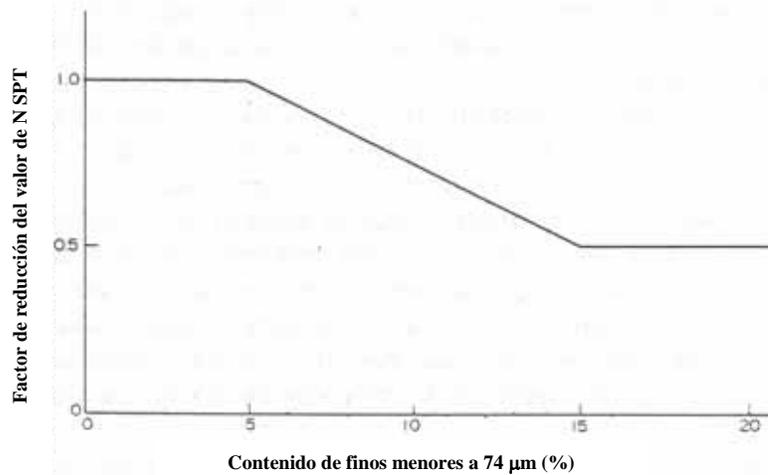


Figura 4.4 Factor de reducción del valor N SPT con base en el contenido de finos

Para determinar y predecir la licuación del material de cada capa de suelo analizada, se presenta la tabla 4.1.

Tabla 4.1 Predicción y determinación de licuación de materiales

Zonas Figura 4.3	Predicción del fenómeno de licuación con base en la distribución de tamaños de las partículas de suelo	Determinación del fenómeno de licuación con base en la gradación y el valor N-SPT
I	Posibilidad de ocurrencia de licuación muy alta	La licuación ocurrirá
II	Posibilidad de ocurrencia de licuación alta	Puede presentarse el fenómeno, pero es necesario hacer pruebas triaxiales cíclicas
III	Posibilidad de ocurrencia de licuación baja	Puede presentarse el fenómeno, pero es necesario hacer pruebas triaxiales cíclicas
IV	Posibilidad de ocurrencia de licuación muy baja	La licuación no ocurrirá

4.2 PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO

Seed e Idriss (1971) teniendo en cuenta que la resistencia a la penetración podía ser un parámetro indicativo del potencial licuable de suelos arenosos sueltos, se basaron en los datos obtenidos en 126 casos, en los cuales se incluyeron resultados de pruebas SPT obtenidos desde 1964 tras la ocurrencia de los sismos de Alaska y Niigata para desarrollar el *método simplificado*.

Este procedimiento compara los esfuerzos inducidos por un sismo en los estratos potencialmente licuables con los que el suelo puede resistir sin que ocurra licuación. Aunque el método es ampliamente aceptado, este no hace uso de toda la información de campo disponible actualmente. Según Cetin *et al.* (2004), pese a los resultados obtenidos con la aplicación de este método simplificado, el cual fue modificado por Seed *et al.* (1985), esta

correlación basada en el SPT es una relación “determinista” que se funda en un número limitado de casos historia de eventos sísmicos sin incluir los ocurridos a partir de 1984.

4.2.1 Desarrollo del Procedimiento Simplificado

A continuación se presenta una breve explicación del desarrollo del método y algunas de las contribuciones que otros autores han hecho a este procedimiento.

Seed e Idriss justificaron su estudio teniendo en cuenta que la historia de esfuerzos cortantes cíclicos inducidos en un sismo, es una función no-lineal que depende de la interacción entre las características de una excitación y las características del sitio (geometría, estratigrafía, propiedades dinámicas del suelo, etc.). De acuerdo con esto, por lo general conviene hacer un análisis de respuesta sísmica del suelo para obtener el valor de estos parámetros útiles para el uso de este criterio. Sin embargo, en muchos casos no es posible realizar este tipo de análisis y por lo tanto, se usa la estimación empírica simplificada de estos parámetros para correlacionarlo con la estimación de la resistencia a la licuación *in situ*.

Inicialmente, el método empírico simplificado se desarrolló comparando la resistencia a la penetración estándar, N , con el valor del esfuerzo cortante inducido durante un sismo, τ_c . Los valores de N y τ_c definen puntos en un plano en el cual, a partir de experiencias previas, se dibuja una curva que separa los puntos que definen casos de licuación durante temblores de aquellos en donde el fenómeno no ocurrió. Posteriormente, el método se adaptó para incluir la resistencia a la penetración medida con el cono eléctrico, q o q_c , en lugar de la resistencia a la penetración estándar.

En el Anexo 1, se presenta una breve explicación sobre el procedimiento y los equipos empleados para realizar las pruebas SPT y CPT en campo.

En la mayoría de los sitios, el esfuerzo cortante actuante en el plano horizontal causado por una carga sísmica, es denominado esfuerzo *cortante cíclico*, el cual se debe a la propagación vertical de ondas de cortante. En la figura 4.5 se muestra gráficamente el procedimiento simplificado para la determinación del esfuerzo cortante cíclico máximo, $(\tau_{\max})_r$.

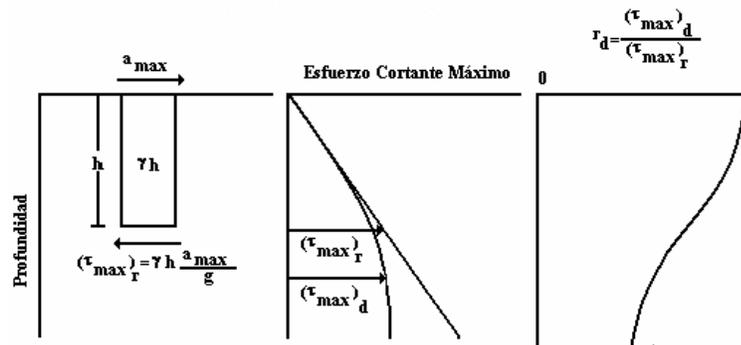


Figura 4.5 Representación gráfica del método simplificado, Seed e Idriss (1971)

Con relación a la figura 4.5, el esfuerzo cortante ($\tau_{\text{máx}}$) a una profundidad h , se calcula a partir de la aceleración máxima ($a_{\text{máx}}$) en la superficie del terreno con un determinado peso volumétrico (γ), y suponiendo que la masa se comporta como un cuerpo rígido. La expresión correspondiente es:

$$(\tau_{\text{máx}})_{\text{cuerpo rígido}} = \tau_{\text{máx } r} = \tau_{\text{máx}} = \frac{\gamma z}{g} a_{\text{máx}} \quad (4.4)$$

Donde, $(\tau_{\text{máx}})_r$, es directamente proporcional al valor del esfuerzo total vertical a cierta profundidad. Sin embargo, el suelo no es un cuerpo rígido, por lo que en la expresión 4.4 debe incluirse un factor que tome en cuenta la flexibilidad del depósito de suelo. En la ecuación 4.5 se introduce el parámetro r_d para tal fin.

$$(\tau_{\text{máx}})_{\text{cuerpo deformable}} = \tau_{\text{máx } d} = r_d (\tau_{\text{máx}})_{\text{cuerpo rígido}} \quad (4.5)$$

$$\tau_{\text{máx}} = \frac{\gamma z}{g} a_{\text{máx}} r_d \quad (4.6)$$

Donde $r_d = \frac{(\tau_{\text{máx}})_d}{(\tau_{\text{máx}})_r}$, es un factor de participación de masa cortante no lineal menor a 1 y

directamente proporcional a la profundidad de análisis en la masa de suelo. Los valores de r_d se estiman teniendo en cuenta las siguientes ecuaciones, donde h es la profundidad en metros.

$$0m < h < 9.15m \quad r_d = 1 - (0.00765h) \quad (4.7)$$

$$9.15m < h < 23.0m \quad r_d = 1.174 - (0.0267h) \quad (4.8)$$

$$23.0m < h < 30.0m \quad r_d = 10.744 - (0.008h) \quad (4.9)$$

$$h > 30.0m \quad r_d = 0.50 \quad (4.10)$$

Comentarios con relación al cálculo de r_d . Seed e Idriss (1971) calcularon los valores de r_d a partir de un análisis de respuesta dinámica unidimensional de un sitio, usando el método lineal equivalente. Sin embargo, su análisis es limitado por la poca cantidad de datos que emplearon, los cuales en su mayoría fueron para sismo de intensidad moderada y no abarcaron todos los rangos de magnitud e intensidad que son de interés para la ingeniería. Pese a lo anterior, los valores obtenidos por estos investigadores todavía son utilizados, figura 4.6.

Ishihara (1977) desarrolló otro método para estimar el valor de r_d , en función de la respuesta del sitio, basándose en la propagación vertical uni-dimensional de ondas de cortante en un depósito de suelo uniforme:

$$r_d = \frac{\tau}{\tau_r} = \frac{V_s}{\omega z} \sin\left(\frac{\omega z}{V_s}\right) \quad (4.11)$$

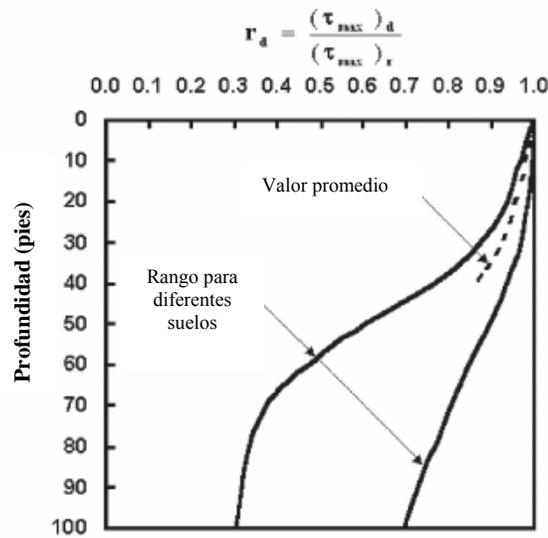


Figura 4.6 Rango de valores de r_d Seed e Idriss (1971)

Donde, V_s es la velocidad de onda cortante, ω es la frecuencia de excitación (en algunas ocasiones igual a la frecuencia del oscilador $\omega_o = \frac{\pi V_s}{2H}$, caso de resonancia), y z es la profundidad de análisis.

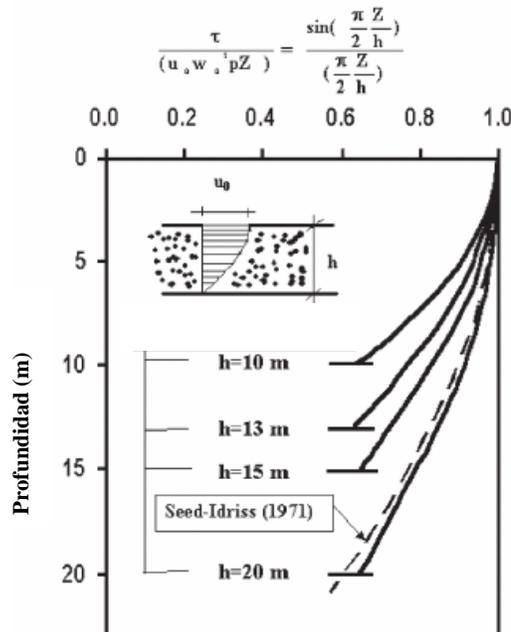


Figura 4.7 Reducción del factor r_d con la profundidad, Ishihara (1977)

Como se observa en la figura 4.7, la rigidez, la profundidad del sitio y las características del movimiento tienen gran importancia y los valores de r_d que concuerdan con los obtenidos por Seed e Idriss (1971), se encuentran hasta los 6 m.

Así mismo, Iwasaki (1986) contribuyó en el cálculo de este factor con el análisis de respuesta de dos depósitos de suelos aluviales. Este análisis arrojó valores más altos que los obtenidos por Seed e Idriss (1971) y concluyó que los valores de r_d son más pequeños para depósitos de suelos con períodos naturales largos:

$$r_d = 1 - 0.015z \quad (4.12)$$

Imai *et al.* (1981), a partir de 143 análisis de respuesta para diferentes condiciones de sitio, determinó una correlación empírica con la misma forma funcional sugerida por Ishihara (1977), exceptuando la relación $\frac{z}{V_s}$, que fue reemplazada por el tiempo de viaje, T , de las ondas cortantes para alcanzar la superficie de un depósito de suelo desde una profundidad z , ecuación (4.13). Como en el caso anterior, los valores obtenidos con esta investigación fueron mayores a los obtenidos por Seed e Idriss (1971).

$$r_r = \frac{1}{\omega T} \sin\left(\frac{\omega z}{V_s}\right) \quad (4.13)$$

Golesorkhi (1989), obtuvo la expresión (4.14) a partir de 35 movimientos aplicados a tres condiciones de sitio diferentes, comparó los resultados analíticos obtenidos con tres diferentes métodos de análisis de respuesta y concluyó que los valores de r_d calculados con el programa SHAKE, eran aproximadamente iguales a los obtenidos con dos tipos de análisis no lineal. En la figura 4.8, se muestran los resultados obtenidos por Idriss y Golesorkhi (1997), en los cuales se tuvieron en cuenta nuevos perfiles de suelo y valores de r_d para $z \leq 24$ m. En este caso, los valores son similares hasta los 12 m de profundidad (z) con los obtenidos por Seed e Idriss (1971).

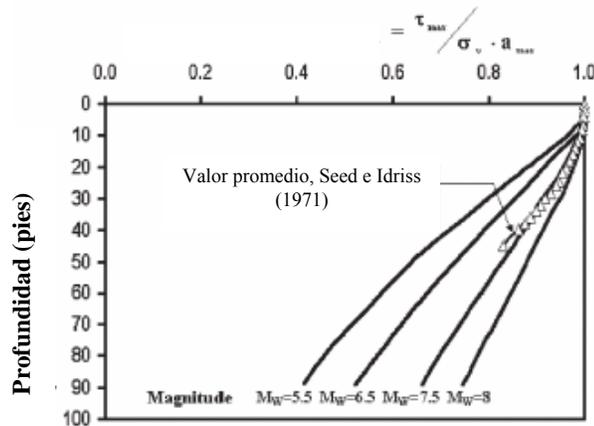


Figura 4.8 Factor de reducción r_d , Idriss y Golesorkhi (1997)

$$\ln(r_d) = \alpha(z) + \beta(z)M_w \quad (4.14)$$

$$\alpha(z) = -1.010 - 1.126 \sin\left(\frac{z}{38.5} + 5.133\right)$$

$$\beta(z) = 0.106 + 0.118 \sin\left(\frac{z}{37} + 5.142\right)$$

Finalmente, Cetin y Seed (2004), hicieron un estudio más detallado y cuidadoso, para lo cual ampliaron la base de datos utilizados por otros investigadores hasta 2153 análisis de respuesta unidimensional, teniendo en cuenta unas condiciones de excitación y de sitio más reales (estratigrafía). Estos autores usaron el método equivalente lineal con el programa SHAKE91, y como Golesorkhi, los resultados obtenidos fueron compatibles con los métodos no lineales. Además de lo anterior, reconocieron que el valor de r_d depende no-linealmente de muchos otros factores como la velocidad de onda cortante hasta los 12 m ($V_{s,12m}$), la magnitud del momento sísmico (M_w) y la profundidad (d).

Para $d < 20m$

$$r_d = \frac{1 + \frac{-23.013 - 2.949 a_{mzx} + 0.999 M_w + 0.0525 V_{s,12m}}{16.258 + 0.201 e^{0.341(-d + 0.0785 V_{s,12m} + 7.586)}}}{1 + \frac{-23.013 - 2.949 a_{max} + 0.999 M_w + 0.0525 V_{s,12m}}{16.258 + 0.201 e^{0.341(0.0785 V_{s,12m} + 7.586)}}} \pm \sigma_{\varepsilon_{r_d}} \quad (4.15)$$

Para $d \geq 20m$

$$r_d = \frac{1 + \frac{-23.013 - 2.949 a_{mzx} + 0.999 M_w + 0.0525 V_{s,12m}}{16.258 + 0.201 e^{0.341(-20 + 0.0785 V_{s,12m} + 7.586)}}}{1 + \frac{-23.013 - 2.949 a_{max} + 0.999 M_w + 0.0525 V_{s,12m}}{16.258 + 0.201 e^{0.341(0.0785 V_{s,12m} + 7.586)}}} - 0.0046(d - 20) \pm \sigma_{\varepsilon_{r_d}} \quad (4.16)$$

Donde, el valor de $\sigma_{\varepsilon_{r_d}}$, es la desviación estándar, la cual representa al factor de corrección (ε_{r_d}), por la incertidumbre debida a la falta de detalle en la estratigrafía, etc.

$$\text{Para } d < 12 \quad \sigma_{\varepsilon_{r_d}} = d^{0.85} 0.0198$$

$$\text{Para } d \geq 12 \quad \sigma_{\varepsilon_{r_d}} = 12^{0.85} 0.0198$$

Por lo tanto, obtuvieron curvas de diferentes valores para este factor r_d en comparación con los obtenidos por Seed e Idriss (1971), figura 4.9.

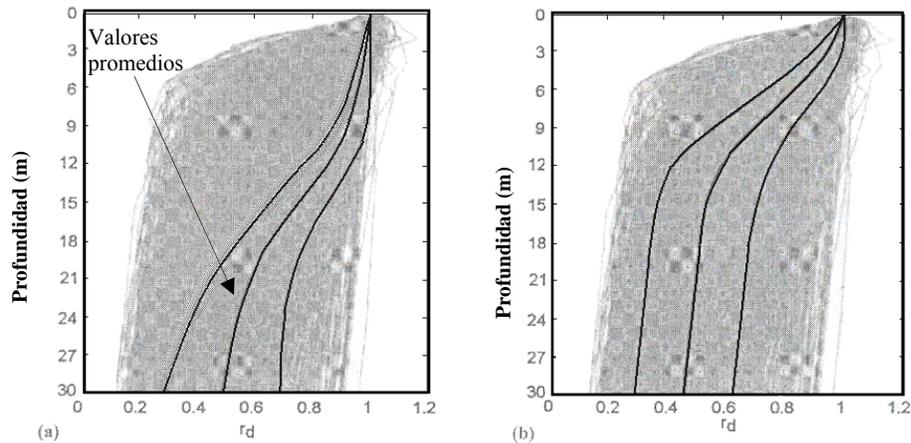


Figura 4.9 Comparación de los valores de r_d obtenidos por a) Seed e Idriss (1971) y b) Cetin y Seed (2004)

4.2.1.1 Cálculo de la demanda sísmica (CSR).

Continuando con el método simplificado y con base en las expresiones (4.4) a (4.10), se calcula CSR en cada estrato del suelo, la cual se define básicamente como el esfuerzo cortante promedio (τ_{av} o τ_{max}) actuante en un estrato, normalizado por el esfuerzo efectivo de sobrecarga (σ'_{vo}), y se expresa como la siguiente ecuación:

$$CSR = \left(\frac{\tau_{av}}{\sigma'_{vo}} \right) = 0.65 \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \right) r_d \tag{4.17}$$

Donde, σ_{vo} es el esfuerzo total a la profundidad de análisis y 0.65 es un factor de reducción del esfuerzo cortante máximo para un “esfuerzo cortante cíclico uniforme” como:

$$(\tau_{av})_{eq} = 0.65 \tau_{av\ max} \tag{4.18}$$

Comentarios sobre la obtención del valor de CSR. Seed (1983), estableció que la existencia de un esfuerzo de corte estático inicial y de una alta presión efectiva de confinamiento deben ser considerados en la estimación de la relación del esfuerzo cíclico (CSR) que causa licuación de arenas a diferentes profundidades, como se muestra en la siguiente expresión:

$$CSR = K_{\sigma} K_{\alpha} CSR_{\sigma=1, \alpha=0} \tag{4.19}$$

Donde, $CSR_{\sigma=1, \alpha=0}$ corresponde al valor de CSR para un terreno longitudinal y σ'_{vo} (sobrecarga efectiva) es igual a una atmósfera (Pa).

K_{α} es el factor de ajuste por los efectos del esfuerzo de corte estático horizontal normalizado $\alpha = \tau_h / \sigma'_{vo}$, donde, τ_h es el esfuerzo de corte horizontal estático. El factor K_{α} depende de la densidad relativa, el esfuerzo de confinamiento y el criterio de falla para

determinar la resistencia cíclica, Boulanger (2003). Para el cálculo de este factor, varios autores han realizado diferentes estudios como Seed (1983), Seed y Harder (1990), Vaid *et al.* (1985) y Vaid y Thomas (1994) y Boulanger (2003).

K_σ es el factor de ajuste por los efectos del esfuerzo vertical efectivo σ'_{vo} en CSR. Para el cálculo de este factor, existen diferentes metodologías presentadas por Seed (1983), Vaid *et al.*, Seed y Harder (1990), Boulanger *et al.* (1991) y Boulanger y Seed (1995) y Boulanger (2003).

El valor de $CSR_{\sigma=1, \alpha=0}$ también se obtiene usualmente de correlaciones semi-empíricas con las resistencias SPT y CPT que se han corregido a un valor equivalente σ'_{vo} de 1 Pa (1 atmósfera es igual a 100 kPa), y usando los factores de corrección como C_N .

4.2.1.2 Cálculo de la relación de resistencia cíclica (CRR).

Posteriormente, los valores de CSR calculados, se comparan con la curva de referencia de la relación de resistencia cíclica CRR. Dicha curva, reúne las menores relaciones cíclicas de esfuerzos que se sabe producen licuación, para un valor dado de resistencia normalizada de punta al cono de penetración (q_{cl}) o de penetración estándar ($(N_1)_{60}$). Esta curva, la cual depende (entre otros) de la magnitud del sismo, es considerada como una frontera para limitar las condiciones en las que la licuación puede o no ocurrir, figura 4.10.

Comentarios sobre la obtención del valor de CRR. Otros investigadores han hecho aportaciones al procedimiento simplificado de Seed e Idriss (1971); con el fin de aumentar la confiabilidad en este criterio de análisis.

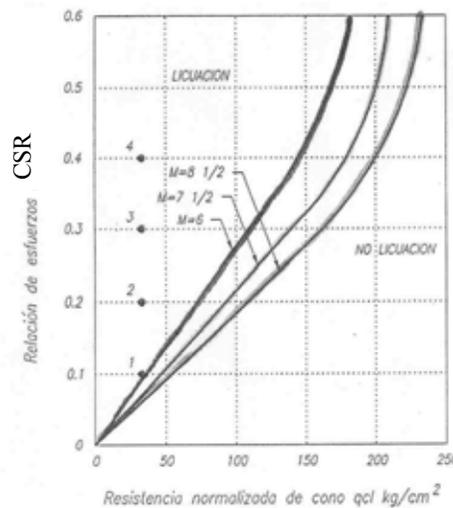


Figura 4.10 Gráfica para definir los estados licuables de los no-licuables, Ovando y Segovia (1996).

- Liao *et al.* (1988) emplearon una base más grande a la empleada por Seed *et al.* (1985). Sin embargo, no fueron muy cuidadosos en sus análisis, en los cuales usaron regresión binaria de modelos logísticos. Estos autores, notaron la influencia del

contenido de finos en la relación de regresión entre la resistencia SPT y la resistencia a la licuación de un suelo. De esta manera, sólo obtuvieron resultados confiables para materiales con un contenido de finos menor que 12 %.

- Youd y Noble (1997) utilizaron la misma base que lo investigadores mencionados anteriormente, sin embargo eliminaron la información no confiable y emplearon los datos de nuevos casos que se presentaron. Utilizaron el mismo método de análisis que Liao *et al.* y el efecto del contenido de finos lo tuvieron en cuenta, a priori. Así, obtuvieron resultados para suelos arenosos y limosos, aunque la incertidumbre de sus estudios fue alta.
- Toprak *et al.* (1999) usaron una base de datos más amplia; sin embargo, como en el caso anterior no tuvieron en cuenta la información cuestionable utilizada por Liao *et al.*, los resultados no fueron muy confiables. El método de análisis que utilizaron fue similar al empleado por Youd y Noble.
- Juang *et al.* (2002) basaron sus investigaciones en los datos utilizados por lo anteriores investigadores y aunque emplearon otros métodos de regresión algunos de sus resultados son cuestionables.

Finalmente, Cetin *et al.* (2004) emplearon una base de datos de aproximadamente de 450 casos donde ocurrió o no licuación, la cual analizaron con un sistema formal que evaluó la confiabilidad de los datos. Finalmente, se basaron en 201 casos para obtener nuevas correlaciones, empleando diferentes energías, equipos y procedimientos de correcciones para aplicar y utilizar los resultados obtenidos con la prueba SPT. Además, calcularon los valores de r_d a partir de las ecuaciones (4.13) y (4.14) y por lo tanto, obtuvieron nuevos valores para CSR .

En la figura 4.11, se comparan las curvas de resistencia obtenidas por Seed e Idriss (1971) con las obtenidas por los autores mencionados anteriormente. En esta figura, P_L es la probabilidad de que ocurra licuación en un suelo granular y se determina a partir de la siguiente ecuación:

$$P_L(N_{1.60}, CSR_{eq}, M_w, \sigma'_v, FC) = \Phi \left(\frac{(N_{1.60} \cdot (1 + 0.004 \cdot FC) - 13.32 \cdot \ln(CSR_{eq}) - 29.53 \cdot \ln(M_w) - 3.70 \cdot \ln\left(\frac{\sigma'_v}{P_a}\right) + 0.05 \cdot FC + 16.85)}{2.70} \right)$$

Donde P_L , es la probabilidad de licuación en decimales; CSR_{eq} es el valor de la relación de esfuerzos cíclicos; FC es el porcentaje de finos con un límite entre $5 \leq FC \leq 35$; P_a es la presión atmosférica (igual a 1 atm o 100 kPa), expresada en las mismas unidades del esfuerzo vertical efectivo σ'_v ; y Φ es la distribución normal acumulada.

Cálculo de CRR con base en la resistencia a la penetración estándar SPT

Para encontrar el valor de CRR utilizando los valores de N -SPT, se normaliza el valor de la resistencia a la penetración estándar, utilizando la expresión:

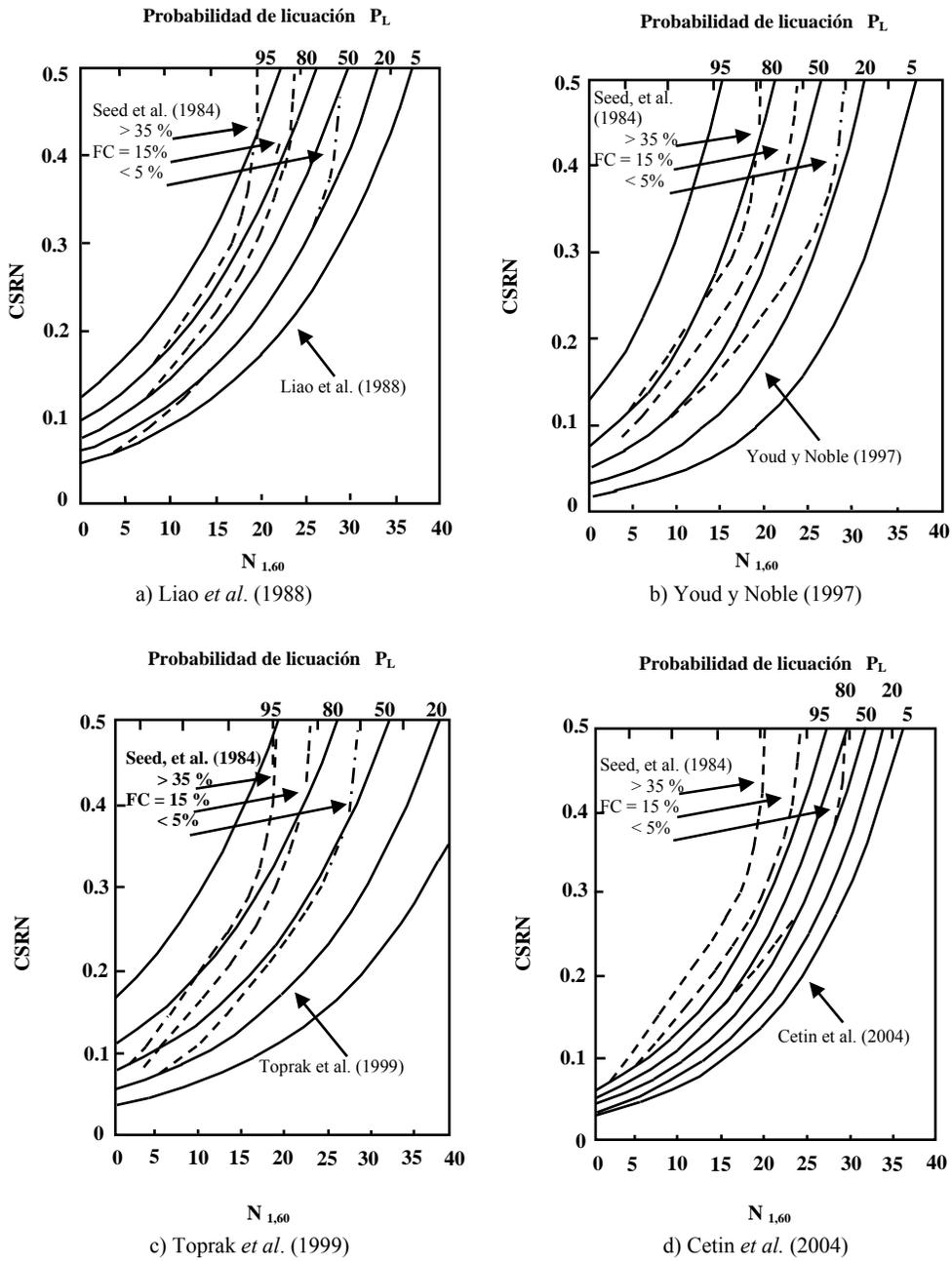


Figura 4.11 Modelos probabilistas para la evaluación de la probabilidad de licuación. Cetin *et al.* (2004)

$$(N_1)_{60} = N_m C_N C_B C_R C_E C_S \quad (4.20)$$

Donde, los factores que influyen en el valor de N_m , valor de la resistencia a la penetración estándar medida en campo, están relacionados con las condiciones del equipo usado en la prueba, el procedimiento de montaje y operación.

- Factor de corrección por esfuerzo efectivo, C_N

Al aumentar la profundidad de la prueba SPT, se presenta un incremento de la presión de suelo sobre el tubo muestreador, por lo que a mayor profundidad se incrementa la energía potencial (mayor número de golpes) necesaria para efectuar la prueba.

Este factor de corrección, normaliza los valores de N_m debido al incremento de esfuerzos efectivos con la profundidad. Este factor afecta directamente a N_m y crece de forma inversa a la profundidad de la prueba. Se han propuesto varias fórmulas para estimar el valor de C_N las más consistentes y representativas se muestran en la tabla 4.2 y se comparan gráficamente en la figura 4.12.

Tabla 4.2 Fórmulas para estimar el valor de C_N

Autor	Año	C_N	Unidades σ'_v
Teng	1962	$C_N = \frac{50}{10 + \sigma'_v}$	psi
Bazaraa	1967	$C_N = \begin{cases} \frac{4}{1 + 2\sigma'_v} & \sigma'_v \leq 5 \\ \frac{4}{3.25 + 0.5\sigma'_v} & \sigma'_v > 1.5 \end{cases}$	ksf
Peck, Hanson and Thornburn	1974	$C_N = 0.77 \log_{10} \frac{20}{\sigma'_v}$	kg/cm ²
Seed	1976	$C_N = 1 - 1.25 \log_{10} \sigma'_v$	kg/cm ²
Tokimatsu and Yoshimi	1983	$C_N = \frac{1.7}{0.7 + \sigma'_v}$	kg/cm ²
Liao and Whitman	1986	$C_N = \sqrt{\frac{1}{\sigma'_v}}$	kg/cm ²

Nótese que existe mayor congruencia entre las fórmulas propuestas en fechas más recientes y marcan estrechos valores de corrección, lo que da una idea de que el concepto se estandariza o tiende a ser único, independiente del tipo de material y condiciones de sitio o estructura usada para la expresión del fenómeno.

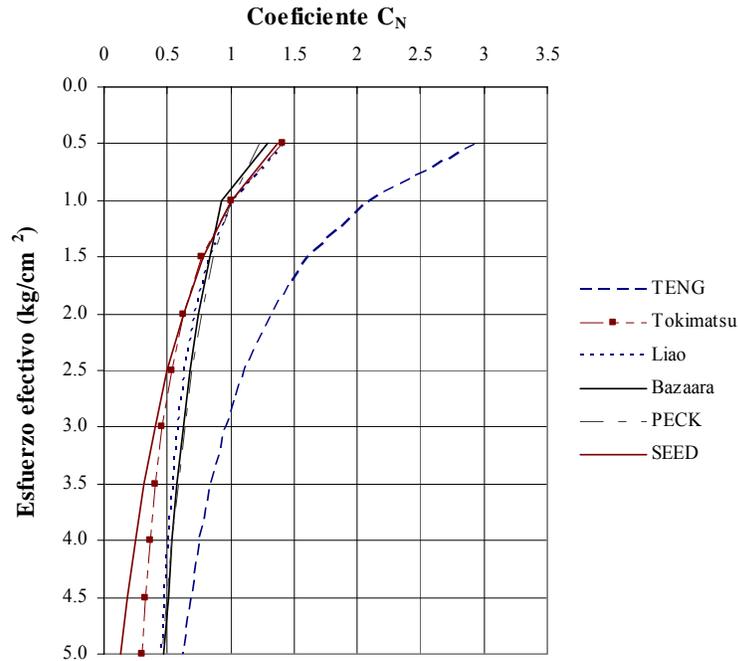


Figura 4.12 Representación gráfica de los valores de C_N

- Factor de corrección por energía, C_E

Este factor se relaciona con la energía que imprime el martillo de caída libre al tubo muestreador estándar durante la ejecución de la prueba de SPT, la cual se disipa principalmente por la fricción en los mecanismos de movimiento del equipo y la excentricidad en la caída del martillo.

Este factor pretende normalizar los valores de N_m considerando la razón de energía entregada por el martillo al tubo muestreador respecto a la energía teórica dada por:

$$E_{teórica} = W * h \tag{4.21}$$

$$E_{teórica} = 64 \text{ kg} * 75 \text{ cm} = 4800 \text{ kg} - \text{cm}$$

La energía aplicada a la prueba difiere para diferentes partes del mundo, variando entre 40 y 90 % de la energía teórica, Schmertmann (1976).

$$ER = \frac{E_{campo}}{E_{teórica}} \tag{4.22}$$

Donde ER es la razón de energía entregada por el martillo al tubo muestreador estándar.

Como aplicación (especialmente para la evaluación del potencial de licuación de suelos) la ER se normaliza para un valor del 60 %, propuesto por Seed *et al.* (1985).

$$N_{60} = \frac{ER_r}{60} N \quad (4.23)$$

Donde ER_r es la razón ER normalizada para el 60%.

El valor de ER_r se puede obtener mediante calibraciones (ASTM D4633) o asumiendo un valor típico para cada región según el tipo de equipo utilizado, tabla 4.3 según Skempton (1986) y Clayton (1990) y tabla 4.4 según Youd e Idriss (1997).

Tabla 4.3 Valores típicos de ER_r

País	Tipo de martillo	Mecanismo elevador	ER_r (%)	$C_E = \frac{ER_r(\%)}{60}$
USA	De seguridad Cilíndrico	2 giros de la sog a en el torno	55	0.92
			45	0.75
Japón	Cilíndrico	2 giros de la sog a en el torno	78-85 65-67	1.30-1.42 1.08-1.12
China	Automático Cilíndrico	Transportador o relevador manual	60	1.00
			55	0.92
UK	Automático	Transportador o relevador	73	1.22

Tabla 4.4 Valores de C_E típicos para la prueba SPT

Tipo de martillo	C_E
Cilíndrico	0.5 - 1.0
De seguridad	0.7 - 1.2
Automático cilíndrico	0.8 - 1.3

- *Factor de corrección por el diámetro de la perforación C_B*

Un aumento en el diámetro de la perforación disminuye el confinamiento *in situ* y aunque en arcillas, debido a la cohesión, no se generan cambios apreciables en la obtención de N y se puede omitir este efecto, en arenas se pueden obtener valores relativamente bajos, tabla 4.5.

- *Factor de corrección por la longitud del vástago C_R*

El peso y la rigidez del sistema de varillaje generan efectos en la obtención del valor de N . Al aumentar la longitud de este sistema, la razón de la energía entregada al muestreador estándar teórica aumenta con la profundidad, tabla 4.5.

- Factor de corrección por el método de muestreo C_S

Un muestreador estándar con guías requiere aumentar el número de impactos en aproximadamente 20 % respecto al muestreador estándar sin guías, aumentando en arenas densas, tabla 4.5.

Tabla 4.5 Valores de los factores de corrección C_B , C_R y C_S

Factor de corrección	Símbolo	Variable del equipo	Corrección
Diámetro de perforación	C_B	65 – 115 mm	1.00
		150 mm	1.05
		200 mm	1.15
Longitud del varillaje	C_R	3 -4 m	0.75
		4 – 6 m	0.85
		6 – 10 m	0.95
		10 – 30 m	1.0
		> 30 m	<1.0
Tipo de muestreador	C_S	Muestreador estándar	1.0
		Muestreador sin guías	1.1 – 1.3

Finalmente, después de calcular $(N_1)_{60}$, el valor de la relación de resistencia cíclica CRR , se calcula aplicando el criterio de Blake, válido para valores de $(N_1)_{60}$ menores a 30.

$$CRR = \frac{a + cx + ex^2 + gx^3}{1 + bx + dx^2 + fx^3 + hx^4} \quad (4.24)$$

Donde,

$$\begin{aligned} a &= 0.048 & e &= 0.0006136 \\ b &= -0.1248 & f &= -0.0003285 \\ c &= -0.004721 & g &= -1.673E - 05 \\ d &= 0.009578 & h &= 3.714E - 06 \end{aligned}$$

$x = (N_1)_{60cs}$ es el valor de la resistencia normalizada y además corregida por el contenido de finos del material como se muestra en la siguiente expresión.

$$(N_1)_{60cs} = \alpha + \beta (N_1)_{60} \quad (4.25)$$

Donde, α y β son coeficientes determinados como sigue:

$$\begin{aligned} \text{Si } FC \leq 5\%, & \quad \alpha = 0 & \quad \beta = 1.0 \\ \text{Si } 5\% < FC < 35, & \quad \alpha = \exp\left(1.76 - \left(\frac{190}{FC^2}\right)\right) & \quad \beta = \left(0.99 + \left(\frac{FC^{1.5}}{1000}\right)\right) \\ \text{Si } FC \geq 35\% & \quad \alpha = 5 & \quad \beta = 1.2 \end{aligned}$$

Donde, FC es el contenido de finos medido en el laboratorio en la prueba de gradación del material.

Cálculo de CRR con base en la resistencia a la penetración del cono CPT

En este caso, para estimar el valor de CRR empleando la resistencia a la penetración del cono, se normaliza el valor de la resistencia de punta, utilizando la expresión:

$$q_{cl} = \frac{q^* c_q}{P_a} \quad (4.26)$$

Siendo P_a la presión atmosférica igual a 1 kg/cm^2 (o en unidades consistentes con σ'_{vo} y q_c) y C_q un factor de corrección igual a:

$$c_q = \left(\frac{p_a}{\sigma'_o} \right)^{0.7} \quad (4.27)$$

La relación de resistencia cíclica CRR , se obtiene con la siguiente ecuación, para cualquier valor de la resistencia de punta normalizada.

$$CRR = 0.00001(q_{cl})^2 + 0.0005(q_{cl}) + 0.001 \quad (4.28)$$

Comentarios sobre otras expresiones para calcular CRR basadas en q_c - CPT . Investigadores como Robertson *et al.* (1997), Olsen (1997) y Juang, Yuan *et al.* (2002) en sus investigaciones hacen referencia a el procedimiento que usan para el cálculo del valor de CRR .

- *Método de Robertson et al. (1997)*. En este método el valor de la relación de resistencia cíclica CRR , se determina dependiendo del rango de valores en el que se encuentre la resistencia de punta normalizada.

Para $q_{cl} < 0.50$
$$CRR = 0.833 \left[\frac{q_{cl}}{1000} \right] + 0.05 \quad (4.23)$$

Para $q_{cl} < 160$
$$CRR = 93 \left[\frac{q_{cl}}{1000} \right]^3 + 0.08 \quad (4.30)$$

- *Método de Olsen (1997)*. En este método el autor tiene en cuenta otras variables como se muestra en la siguiente ecuación.

$$CRR = 0.00128 \left[q_c / (\sigma'_v)^{0.7} \right] - 0.025 + 0.17R_f - 0.028R_f^2 + 0.0016R_f^3 \quad (4.31)$$

Donde q_c es la resistencia al cono de penetración en atm, σ'_v es el esfuerzo efectivo en atm, y R_f es la relación de fricción expresada en porcentaje, la cual se define como la relación entre la fricción (f_s) y la resistencia (q_c).

- *Método de Juang et al. (2002)*. En este caso, el valor de CRR es calculado como:

$$CRR = C_\sigma \exp[-2.957 + 1.264(q_{c1N,cs}/100)^{1.25}] \quad (4.32)$$

Donde,

$$C_\sigma = -0.016(\sigma'_v/100)^3 + 0.178(\sigma'_v/100)^2 - 0.063(\sigma'_v/100) + 0.903 \quad (4.33)$$

$$q_{c1N,cs} = q_{c1N} (2.429 I_c^4 - 16.943 I_c^3 + 44.551 I_c^2 - 51.497 I_c + 22.802) \quad (4.34)$$

Donde,

$$q_{c1N} = q_c / (\sigma'_v)^{0.5} \quad (4.35)$$

$$I_c = [(3.47 - \log_{10} q_{c1N})^2 + (\log_{10} F + 1.22)^2]^{0.5} \quad (4.36)$$

Donde F es la fricción normalizada definida como:

$$F = f_s / (q_c - \sigma_v) * 100\% \quad (4.37)$$

Donde f_s es la fricción, y σ_v es el esfuerzo total en el punto donde se mide el valor de la resistencia al CPT.

El cálculo de la relación de la resistencia cíclica CRR utilizando el método Olsen y Juang *et al*, no siempre se puede aplicar porque en la mayoría de los casos no se cuenta con la información de campo necesaria para calcular estos valores, ya que las pruebas de CPT se hacen sin medir fricción (f_s). Sin embargo, algunos investigadores han elaborado gráficas que relacionan la resistencia CPT normalizada con el contenido de finos y la relación de fricción en porcentaje (R_f) del método de Olsen para conocer el valor de CRR , como las figuras 4.13 y 4.14, Olsen *et al.* (1996) y Olsen (1994), respectivamente.

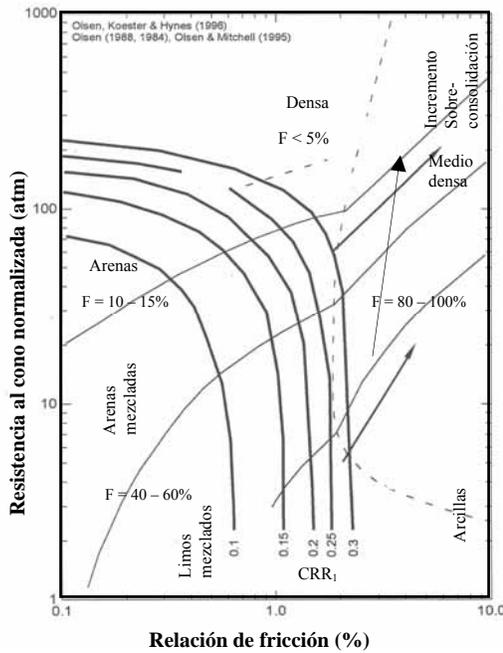


Figura 4.13 Estimación de CRR_1 , utilizando las técnicas de caracterización del suelo con CPT, Olsen *et al.* (1996)

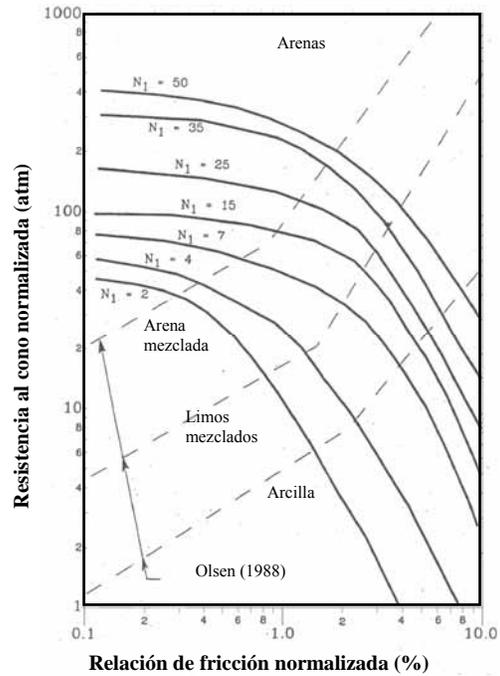


Figura 4.14 Estimación de SPT N_1 , Olsen (1994)

Seed *et al.* (1985) también obtuvieron la correlación de los valores de las deformaciones de cortante (γ) asociados con la licuación, la cual fue modificada (Workshop NCEER 1996), figura 4.15. De esta manera, los autores reconocieron que las arenas densas ($(N_1)_{60} > 15$) sometidas a cargas cíclicas, generalmente experimentan menos deformaciones ($\gamma_{max} = 10\%$), que las arenas sueltas sometidas bajo la mismas condiciones de carga ($\gamma_{max} = 25-30\%$). Además de lo anterior, los valores de $(N_1)_{60}$ están asociados a diferentes niveles de daño en las estructuras. Asimismo, en la figura 4.16 se muestran los valores tentativos de deformación por cortante de los materiales relacionados con el valor de la resistencia de punta corregida q_{cIN} .

Tokimatsu y Seed (1987) investigaron los asentamientos inducidos por un sismo en un depósito de suelo licuable. En la figura 4.17, se muestra la estimación de los asentamientos para arenas saturadas, considerando una magnitud del sismo de 7.5. Sin embargo el uso de esta carta se considera sólo razonablemente útil cuando se tienen depósitos uniformes.

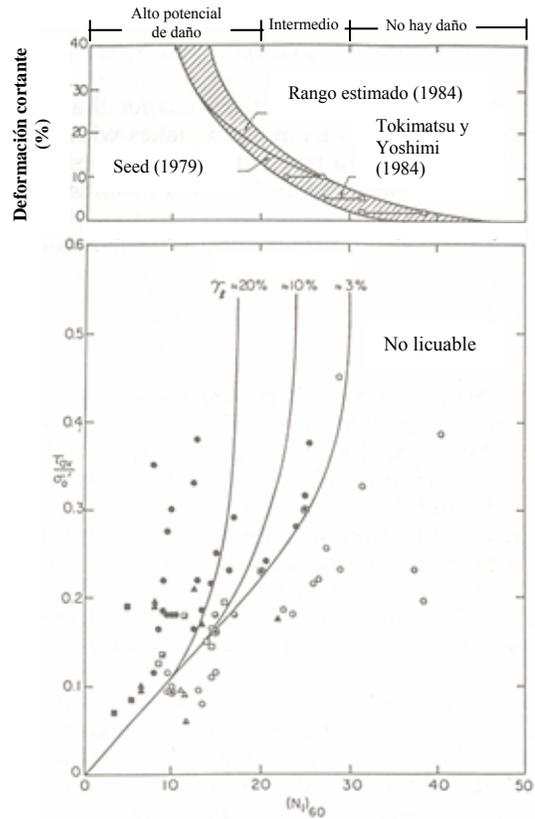


Figura 4.15 Valores tentativos de las deformaciones al cortante generadas por licuación, con base en $(N_1)_{60}$, Seed *et al.* (1985)

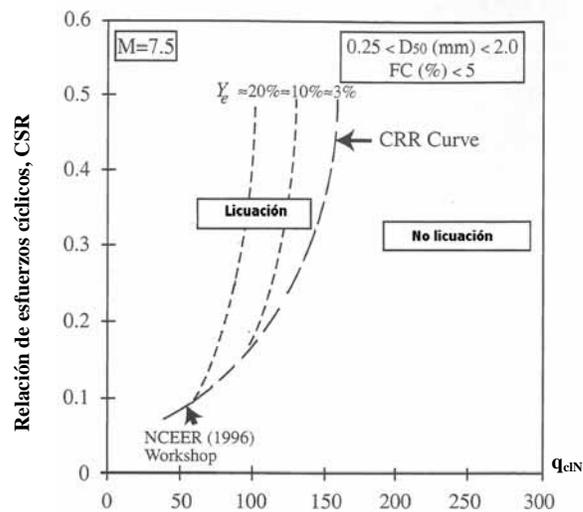


Figura 4.16 Valores tentativos de las deformaciones al cortante generadas por licuación, con base en q_{cin} , Seed *et al.* (1985)

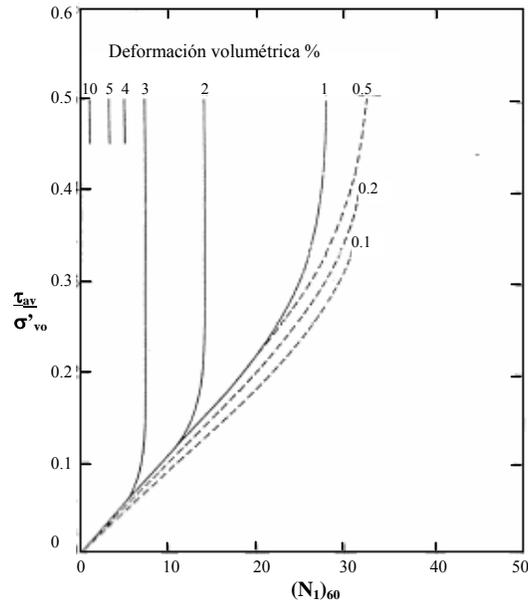


Figura 4.17 Relación entre CRR , $(N_1)_{60}$ y la deformación volumétrica para arenas saturadas y $M = 7.5$, Tokimatsu y Seed (1987)

Para calcular el asentamiento de estratos no licuables, Ishihara (1985) elaboró otro método para determinar si una capa de suelo no licuable, puede ser o no afectada por el estrato de suelo inmediatamente inferior licuable ($H_c > H_b$), figura 4.18. Si este fuera el caso, se estimaría el asentamiento de esta capa asumiendo que la deformación volumétrica será aproximadamente 1 %, siempre y cuando la capa no licuable cumpla con los siguientes requisitos:

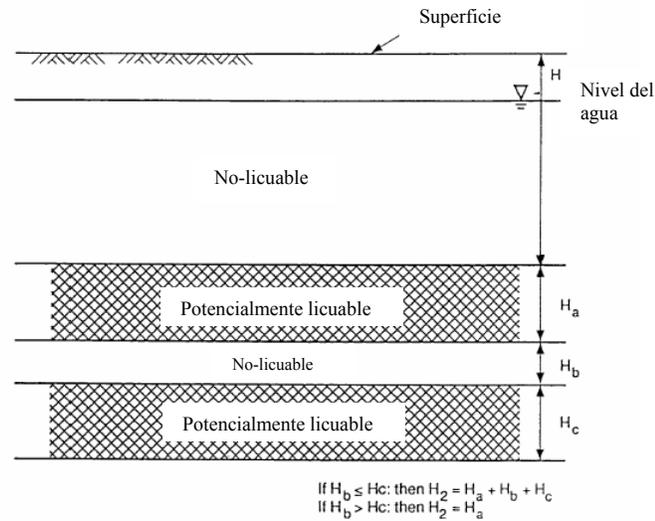


Figura 4.18 Esquema para determinar H_1 y H_2 , Ishihara (1985)

- Espesor de la capa menor o igual a 5 pies.
- El valor de SPT $-(N_1)_{60}$ es menor a 30 o el valor de la resistencia CPT normalizada (q_{cIN}) es menor de 160.
- El tipo de suelo es una arena limosa o es una arena con un contenido de finos menor o igual al 35 %.
- La magnitud del momento del sismo de diseño es mayor o igual a siete (7.0)

Los valores de H_1 , espesor de la capa licuable y H_2 , espesor de la capa no licuable, se usan para determinar si habrá o no alguna manifestación superficial de licuación como se muestra en la figura 4.19. Ishihara (1985) también relacionó estos espesores con la aceleración máxima del terreno, figura 4.20.

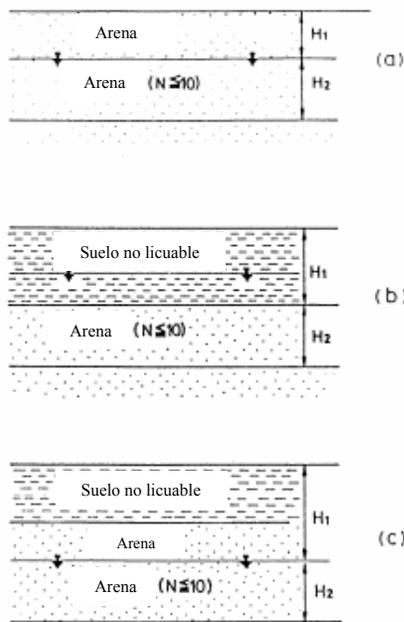


Figura 4.19 Definición de las capas licuables y no licuables, Ishihara (1985)

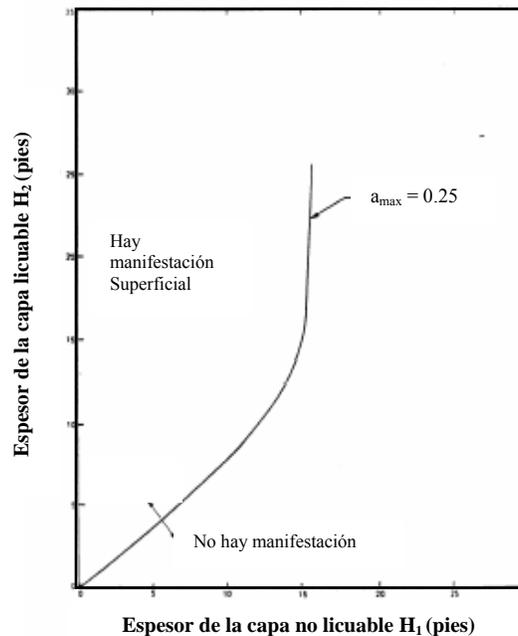


Figura 4.20 Carta para la evaluación de la manifestación superficial de licuación, Ishihara (1985)

En el caso de suelos estratificados, con capas licuables y no licuables, el valor de H_2 , se estima usando el método mostrado en la figura 4.17. Este método está basado en la siguiente premisa: si una capa de suelo no licuable se encuentra entre dos estratos licuables, dicha capa puede licuarse por la migración de la presión de poro desde estas capas licuables, Ishihara (1985) y Martín *et al.* (1991).

Sin embargo, el método de Ishihara (1985), sólo es válido para suelos de pequeños espesores y con discontinuidad en las capas licuables. Por tal razón, debe aplicarse cuidadosamente y complementarse con otras evaluaciones, haciendo uso de un adecuado criterio ingenieril.

4.2.2 Cálculo del Factor de Seguridad (FS_{lic})

El factor de seguridad contra la licuación FS_{lic} se define como, Ovando y Segovia (1996):

$$FS_{lic} = \frac{(\tau_{av} / \sigma'_{o'})_{crit}}{(\tau_{av} / \sigma'_{o'})} = \frac{CRR}{(\tau_{av} / \sigma'_{o'})} \tag{4.37}$$

Como se mencionó anteriormente, el numerador es el cociente de esfuerzo cortante cíclico promedio que producirá licuación: el denominador representa los esfuerzos cortantes cíclicos que induce en el suelo un sismo con cierta intensidad determinada por la aceleración máxima del terreno.

Cuando el valor de este factor de seguridad es menor que la unidad, se presenta el fenómeno de licuación a la profundidad analizada.

Comentarios. Juang *et al* (2002) manifiestan la incertidumbre que existe en la determinación de la licuabilidad o no de un suelo a partir del valor del factor de seguridad (FS_{lic}), ya que normalmente se considera que para valores de $FS_{lic} \leq 1$ la licuación ocurre y cuando $FS_{lic} > 1$ la licuación no se presenta. Sin embargo, se han presentado casos en los cuales el suelo se licua a pesar de que $FS_{lic} > 1$. Por consiguiente, qué valor del factor de seguridad se debe considerar? De acuerdo con BSSC (1997), cuando se usa el método de Seed e Idriss (1971), para estructuras típicas, se requiere como mínimo un valor de $FS_{lic} \geq 1.2$ y en el caso de estructuras críticas, $FS_{lic} \geq 1.5$.

4.3 CRITERIO BASADO EN LA COMPACIDAD RELATIVA

La compacidad relativa (D_r) se determina en el laboratorio, definiendo las relaciones de vacíos máxima y mínima, aunque se han desarrollado varias correlaciones empíricas para determinar este valor. El método empírico más adecuado, se basa en las pruebas de penetración calibradas para estimar la compacidad de campo, como el que se presenta en la tabla 4.6, donde se relaciona D_r con el número de golpes medidos en la prueba SPT en campo.

Tabla 4.6 D_r de arenas respecto a SPT, Terzaghi y Peck (1967)

No. de golpes	D_r (%)
0 – 4	Muy suelta
4 – 10	Suelta
10 – 30	Media
30 – 50	Densa
> 50	Muy densa

Jamiolkowski *et al.* (1985), estableció una relación que permite calcular la compacidad relativa D_r , a partir de la resistencia a la penetración medida con el cono eléctrico (q_c), empleando la siguiente ecuación:

$$D_r = -A + B \log \left(\frac{q_c}{\sqrt{\sigma'_v}} \right) \quad (4.38)$$

Donde A y B son constantes experimentales cuyos valores son 85 y 76, respectivamente, de acuerdo con Tatsuoka *et al.* (1990) y q_c y σ'_v en kg/cm^2 . El resultado es equivalente si se normalizan los valores de q_c y σ'_v respecto a la presión atmosférica en unidades consistentes.

La ecuación (4.38) es aplicable para el siguiente rango de valores:

$$13.2 < \left(\frac{q_c}{\sqrt{\sigma'_v}} \right) < 271.7$$

Entre dichos límites, la densidad relativa calculada varía entre 0 y 100 %, que es el rango de variación teórico de este parámetro. Los valores $\frac{q_c}{\sqrt{\sigma'_v}}$ menores a 13.2 definen numéricamente densidades relativas negativas, que deben asociarse a materiales muy sueltos y por lo tanto, para efectos de cálculo y análisis dentro de este trabajo, en estos casos D_r se toma como cero por ciento. De igual manera, los valores de $\frac{q_c}{\sqrt{\sigma'_v}}$ mayores a 271.7 definen densidades relativas mayores al 100 %, las cuales deben relacionarse con materiales muy densos y por lo tanto, D_r se toma como 100 %.

Asimismo, Seed e Idriss (1971) muestran valores índices entre la compacidad relativa de los depósitos y aceleraciones máximas de la superficie del terreno, relacionadas contra su potencial de licuación, tabla 4.7.

Tabla 4.7 Densidad relativa contra aceleración, Seed e Idriss (1971)

Aceleración máxima superficial	Licuación probable	Potencial de licuación depende del tipo de suelo y magnitud sísmica	Licuación poco probable
0.10g	$D_r < 33$	$33 < D_r < 54$	$D_r > 54$
0.15g	$D_r < 48$	$48 < D_r < 73$	$D_r > 73$
0.20g	$D_r < 60$	$60 < D_r < 85$	$D_r > 85$
0.25g	$D_r < 70$	$70 < D_r < 92$	$D_r > 92$

CAPÍTULO 5. ANÁLISIS DE SUSCEPTIBILIDAD A LICUACIÓN

Si se observa la estratigrafía del sitio de ampliación de la Refinería expuesta en la sección 2.2, entre los materiales del subsuelo se encuentran arcillas muy compresibles, en ocasiones con presencia de materia orgánica, intercaladas con estratos y lentes de arenas sueltas saturadas que pueden ser susceptibles a licuación.

Con relación al problema de licuación, Moreno (2004), identifica los siguientes problemas geotécnicos en el área:

- Estratos de arenas finas calificadas como potencialmente licuables en dos horizontes asociados a diferentes momentos de depositación; el primero corresponde al relleno natural de la laguna marginal y el segundo, más superficial, constituidos por material de dragado.

Teniendo en cuenta la presencia de estos estratos arenosos en la zona de interés, a continuación se presentan los análisis hechos para evaluar su potencial de licuación, aplicando los criterios tratados en el capítulo anterior.

5.1 APLICACIÓN DEL CRITERIO BASADO EN LA GRADACIÓN DE LOS MATERIALES ARENOSOS

Este análisis, se basa en la información proporcionada al I de I en el reporte geotécnico elaborado por CIMESA (2004), en el cual se encuentran los datos de 78 curvas granulométricas de igual número de muestras, obtenidas en 17 sondeos mixtos en diferentes puntos de la zona de ampliación de la refinería., figura 5.1. Nueve muestras se clasifican como arcillas o limos y las 69 restantes como arenas.

Para definir el valor de D_{10} , de las curvas granulométricas no completas en la distribución de las partículas finas y con un contenido de finos mayor de 10 %, se extrapolaron las curvas para obtener el valor de C_u y no descartar ninguna de las muestras de arena obtenidas en el campo.

En las figuras 5.2 y 5.3 se presenta la clasificación de las muestras tomadas en la zona de ampliación de la refinería de acuerdo a este criterio y a continuación se explica brevemente cada una de ellas.

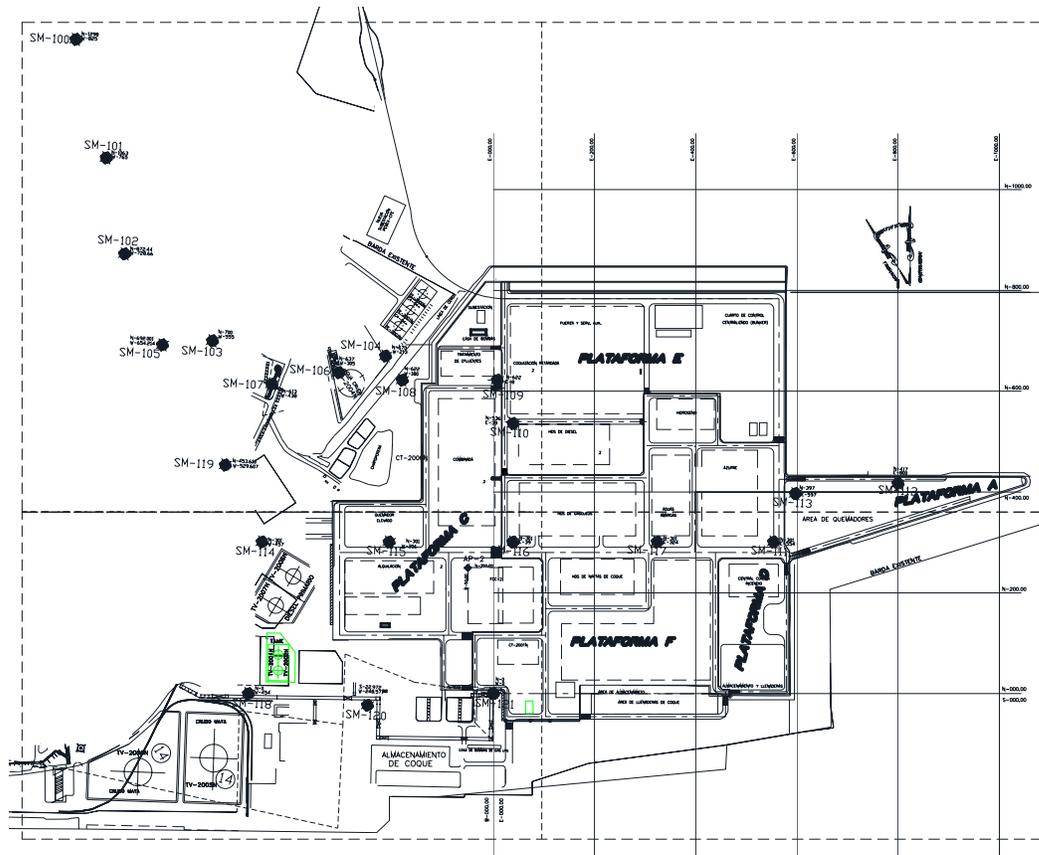


Figura 5.1 Localización de los sondeos de muestreo en el área de reconfiguración, CIMESA (2004)

Muestras con $Cu > 3.5$. En la figura 5.2, se clasifican las curvas granulométricas de 47 muestras de arena localizadas a profundidades que van de 0 hasta 58 m, aproximadamente. Como se observa, la mayoría de las curvas granulométricas se localizan dentro de la zona A, es decir, los materiales se encuentran en el área de alta posibilidad de licuación.

Si además de esta clasificación de los materiales, se tiene en cuenta que generalmente los suelos licuables se encuentran a menos de 15 m de profundidad, un 42 % de las muestras clasificadas se pueden considerar como materiales no licuables, ya que se encuentran a mayores profundidades. Por lo tanto, es importante mencionar que el 58 % restante, son materiales susceptibles a la licuación.

Sin embargo, si se considera un tercer parámetro como el contenido de finos, el cual se considera que debe ser mayor de 15 % para que un suelo granular no sufra licuación (sección 3.2.1) y se evalúa la susceptibilidad de las muestras a partir de estos tres parámetros (granulometría, profundidad y contenido de finos), se tiene que el 30 % de los materiales clasificados son susceptibles a licuación y se encuentran en estratos con un espesor que varía entre 1.2 y 7 m.

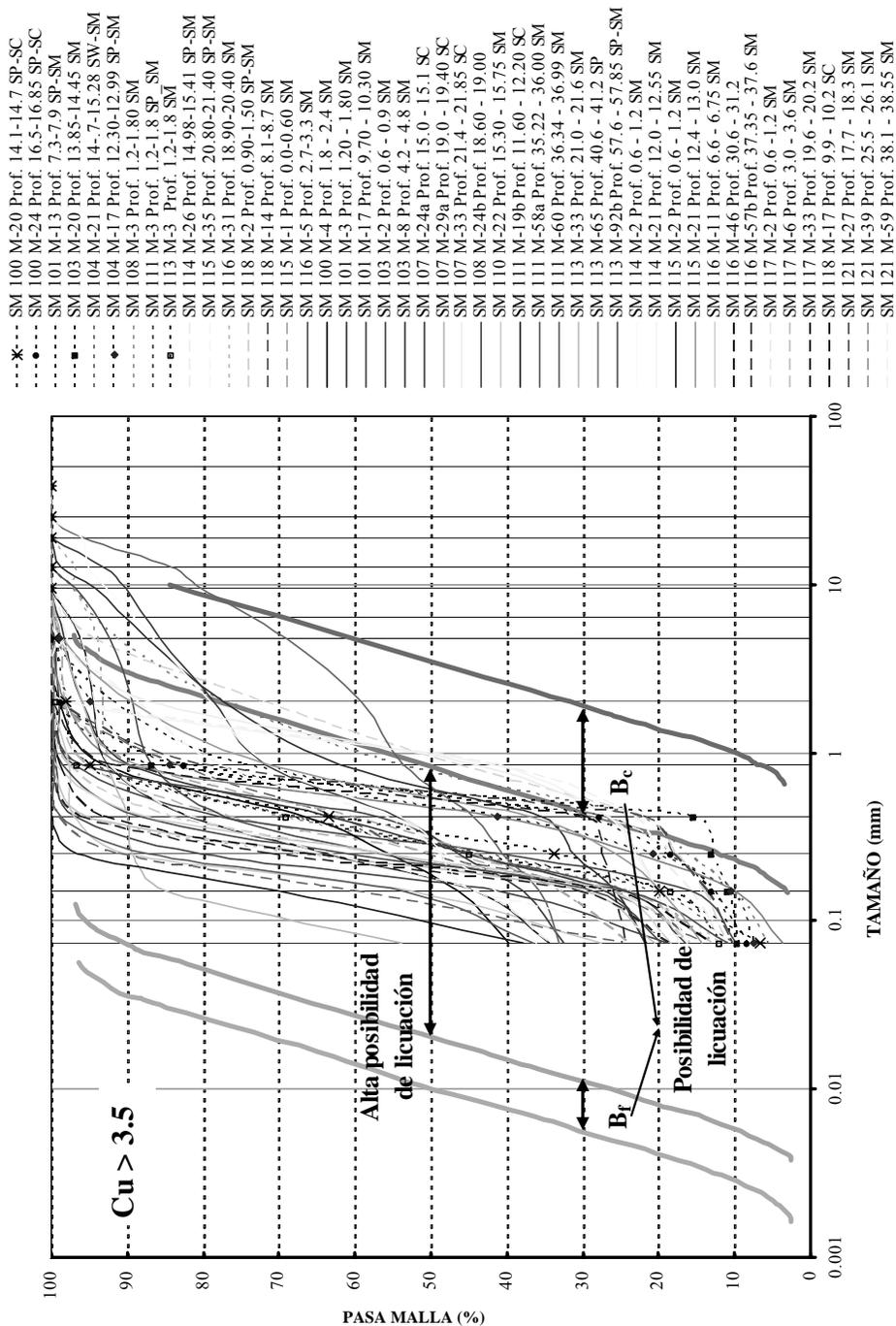


Figura 5.2 Clasificación de las muestras de suelo de acuerdo a su granulometría con $Cu > 3.5$

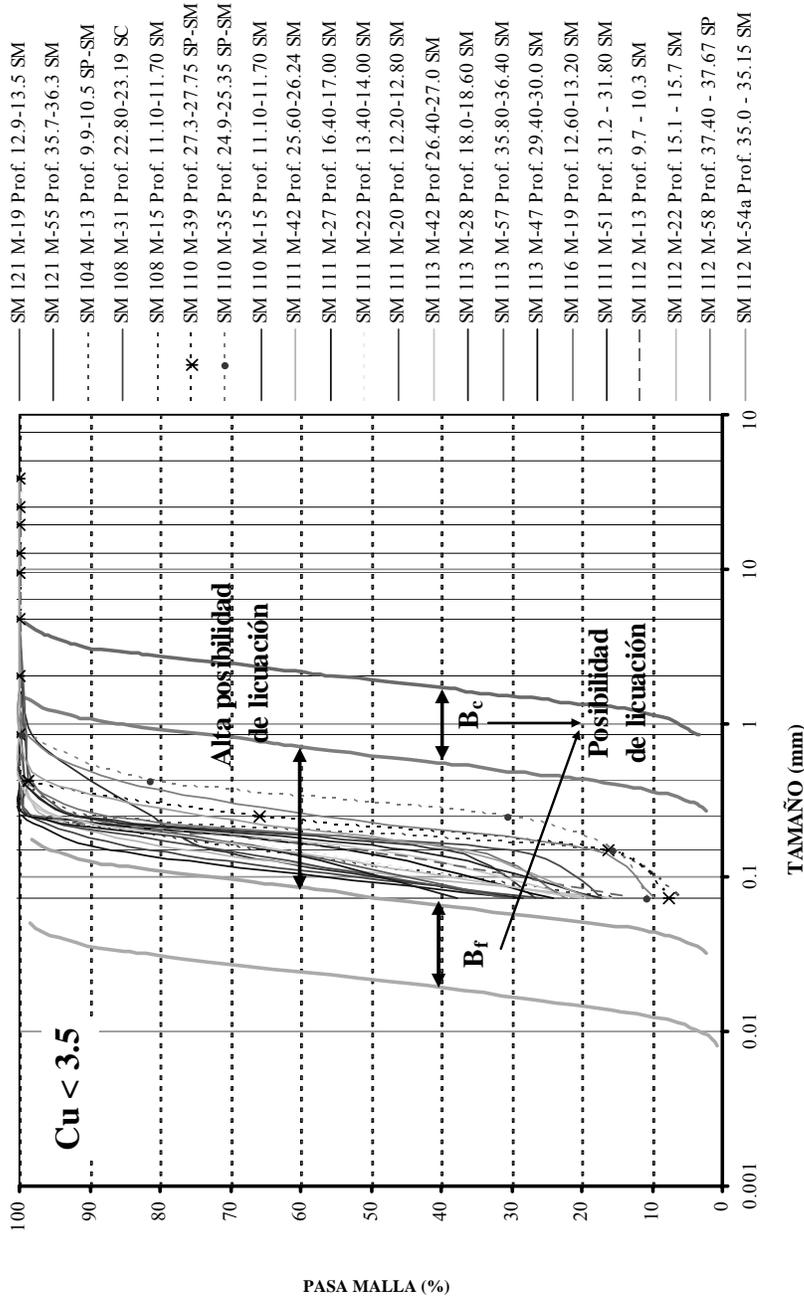


Figura 5.3 Clasificación de las muestras de suelo de acuerdo a su granulometría con $Cu < 3.5$

Muestras con $Cu < 3.5$. En la figura 5.3, se clasifican 22 muestras de arena extraídas de profundidades entre 9.5 y 38 m. Como en el caso anterior, las curvas granulométricas de estas muestras están dentro de la zona A, es decir, son materiales con alta posibilidad de licuación.

Para este caso, el 64 % de las muestras se localizan a una profundidad mayor de los 15 m. Por lo tanto, un 36 % de las muestras son susceptibles de licuarse.

Con relación al contenido de finos de las muestras, el 14 % de las muestras tienen un contenido de finos menor o igual al 15 % y se encuentran entre 9.70 y 11.70 m de profundidad, en estratos con un espesor que varía entre 0.90 y 4.90 m, aproximadamente.

5.2 APLICACIÓN DEL PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO

Teniendo en cuenta lo expuesto en la sección 4.2.1, para este análisis solo se aplicará lo propuesto por Seed e Idriss (1971) y Robertson *et al.* (1997), ya que no se cuenta con toda la información necesaria para aplicar este método aplicando los cambios que han hecho otros investigadores como se mencionó en el capítulo anterior.

Para poder utilizar este método se necesita conocer dos parámetros sismológicos, la aceleración máxima del terreno (a_{max}) y la magnitud del sismo de diseño del área de reconfiguración de la refinería, por lo tanto, a continuación se amplían estos aspectos.

En los análisis que se presentan en los siguientes incisos se supuso que los materiales analizados tendrían un peso volumétrico de 1.4 t/m^3 y que el nivel freático se ubica a 1 m de profundidad, de acuerdo con el informe presentado por CIMESA (2004).

5.2.1 Aceleración a_{max} y Magnitud del Sismo de Diseño para Estimar la Susceptibilidad a Licuación

Los análisis simplificados para estimar el potencial de licuación de depósitos arenosos toman en cuenta dos parámetros sismológicos: la aceleración máxima del terreno y la magnitud del temblor que la provocó. Sin embargo, en los estudios de sismicidad que realizaron conjuntamente el Instituto Mexicano del Petróleo y el Instituto de Geofísica de la UNAM Ordaz *et al.* (2002) para la región de Minatitlán, se proporcionan espectros de peligro uniforme en los cuales la magnitud no aparece en forma explícita. Por ello se requiere:

- Acotar a partir del estudio de sismicidad, cuál es la magnitud de los temblores que pueden producir el fenómeno de licuación en los depósitos arenosos del sitio donde se construye la Ampliación de la Refinería Lázaro Cárdenas, en Minatitlán.
- Establecer en forma aproximada la magnitud de la aceleración máxima que puede presentarse en la superficie de los materiales arenosos, con base en el trabajo de Ordaz *et al.* y también en un estudio que sobre este tema realizó Romo (2004), recientemente.

Magnitud de los temblores capaces de producir licuación de arenas

En el estudio de Ordaz *et al.* (2002), la República Mexicana se dividió en 27 fuentes generadoras de sismos y los temblores que producen estas fuentes se agruparon de la siguiente manera:

Temblores costeros. Se trata de temblores de subducción generados principalmente en la vertiente del Pacífico. Ahí se producen los temblores de mayor magnitud y son los que más daño han causado en la ciudad de México. Como es obvio, en la sismicidad de la región de Minatitlán, los temblores de este tipo que más influencia tienen son los que se generan en la porción sur, frente a las costas de Chiapas y Oaxaca.

Temblores de la placa subducida. Son eventos de profundidad intermedia, es decir, de unos 60 km. En este caso los temblores presentan un mecanismo de fallamiento normal que refleja el rompimiento de la litosfera oceánica subducida. Algunos ejemplos de estos sismos son el de Oaxaca del 15 de enero de 1931 ($M_s = 7.8$), el de Orizaba del 23 de agosto de 1973 ($M_s = 7.0$), el de Huajuapán de León del 24 de octubre de 1980 ($M_s = 7.0$), el de Tehuacán del 15 de junio de 1999 ($M_s = 6.9$) y el de Oaxaca del 30 de septiembre de 1999 ($M_s = 7.4$).

Temblores superficiales. Son los menos frecuentes y ocurren dentro de la placa continental. Se trata de eventos con magnitudes menores a 7 ($M_s \leq 7$). Dos ejemplos son: el temblor de Jalapa del 3 de enero de 1920 ($M_s = 6.4$), el de Acambay del 19 de noviembre de 1912 ($M_s = 7.0$) y el de Jáltipan del 26 de agosto de 1959 ($M_s = 6.5$).

Con relación a los dos primeros tipos, los temblores que ahí se generan son relativamente lejanos o muy lejanos y por tanto, la intensidad local de los mismos en Minatitlán es baja (los movimientos que producen en la región “no se sienten tan fuertes”). Consecuentemente, las magnitudes asociadas a ellos no se pueden considerar en los análisis de susceptibilidad de licuación.

Los temblores superficiales, por su cercanía a Minatitlán, son los que potencialmente pueden dar lugar al fenómeno de licuación y, de acuerdo con los autores del estudio sus magnitudes difícilmente pueden exceder 7.0. Es decir, la magnitud que debe considerarse en los estudios y análisis de licuación es 7.0, cuando mucho.

Aceleración máxima del terreno en estudios sobre licuación de arenas en la región

Ordaz *et al.* concluyeron que, para fines de diseño, la aceleración máxima del terreno en sitios de terreno duro o rocoso, sin efectos de sitio, es de unos 140 gals.

Para tomar en cuenta los efectos de sitio se hicieron evaluaciones de la amplificación de las ondas sísmicas cuando inciden en la base de los depósitos de suelo existentes en el sitio donde se construye la expansión de la refinería. Para ello, analizaron datos de movimientos sísmicos medidos en varias estaciones acelerográficas cercanas al sitio. En particular, el estudio se refiere a los registros del temblor del 6 de septiembre de 1997 (de magnitud 4.4) cuyo epicentro se localizó a menos de 42 km del punto de medición. Adicionalmente, llevo a cabo un análisis de respuesta en el sitio en el cual las propiedades dinámicas del subsuelo se determinaron con base en los resultados de cuatro pruebas de sonda suspendida.

De los análisis efectuados, todos ellos suponiendo que los suelos se comportarían como materiales elástico-lineales, concluyen que la aceleración máxima del terreno en la superficie donde se construye la expansión de la refinería es de 320 gals (aproximadamente 32 % de la aceleración de la gravedad). Sin embargo, en el mismo informe se sugiere que en estudios de licuabilidad se use una a_s de 190 gals.

Romo y Merlos (2003), en un estudio posterior, estudió la respuesta de estos mismos depósitos pero ahora introduciendo los efectos de la no linealidad en el comportamiento de los materiales. En ese estudio se menciona que:

“Un gran volumen de estudios experimentales realizados en el laboratorio sobre una amplia diversidad de tipos de suelo (p.e., Seed e Idriss (1970); Hardin y Drnevich (1972); Seed et al. (1985); Romo y Jaime (1986); Sun et al. (1988); Romo y Ovando (1991) ha demostrado que el módulo de rigidez dinámico decrece con el nivel de deformación inducida por el evento sísmico (al aumentar la severidad del temblor, se incrementa la deformación en el depósito de suelo) y, al mismo tiempo, la relación de amortiguamiento crítico (capacidad del suelo para disipar energía) de los materiales aumenta. Estos dos efectos repercuten directamente en las formas espectrales, ya que, por un lado, al disminuir el módulo de rigidez aumenta el periodo natural del depósito de suelo y, por otro, al incrementarse su amortiguamiento, las ordenadas espectrales se atenúan. Con base en lo anterior, esa investigación se enfocó esencialmente a cuantificar estos efectos, partiendo del espectro con 500 años de periodo de retorno propuesto por Ordaz et al. (op. cit.). Para esto, se empleó el mismo modelo estratigráfico que ellos usaron en su estudio.”

Como resultado del estudio, Romo propuso un nuevo espectro de diseño asociado al mismo período de retorno que el propuesto en el estudio de Ordaz *et al.* (500 años). En ese espectro la ordenada para periodo cero, es decir, la aceleración máxima de diseño resultó ser de 0.12 g, aproximadamente.

Cabe mencionar que la consideración de la no linealidad de las propiedades en estudios sobre el potencial licuable de arenas está más que justificada pues el fenómeno mismo involucra una alto grado de no linealidad.

Debido a que los estudios realizados por Romo y Merlos (1993) se usaron propiedades dinámicas reportadas en la literatura teórica, en esta tesis se procedió conservadoramente y se consideró una aceleración máxima de la superficie del terreno igual a 0.15 g.

5.2.2 Análisis basado en los perfiles de resistencia de la prueba SPT

Los resultados de este estudio, se obtuvieron de acuerdo a la información de reportes geotécnicos elaborados por CIMESA (2004); IEC (2001) y CFE.

- El primer informe proporciona los datos de 17 perfiles de resistencia a la penetración estándar, obtenidos en diferentes puntos de la zona de ampliación de la refinería (SM-100 a SM-104, SM-106 a SM-108, SM-110 a SM-118 y SM-121).

- En el segundo informe se presentan los datos de 37 perfiles de resistencia a la penetración estándar (SM-01, SM-1^a, SM-02, SM-2^a, SM-03 a SM-09, SM-11 a SM-112, SM-114 a SM-118, SM-20 a SM-21, SM-23 a SM-30, SM-32 a SM-40).
- En el tercer informe, los datos de 29 perfiles de resistencia a la penetración estándar (SM-49 a SM-66, SM-66^a y SM-66B, SM-67 a SM-75).

En la figura 5.4, se muestra la localización de los sondeos SPT realizados en el área de estudio y en el Anexo 2, se presenta en detalle un plano de localización de los puntos donde se hizo esta prueba.

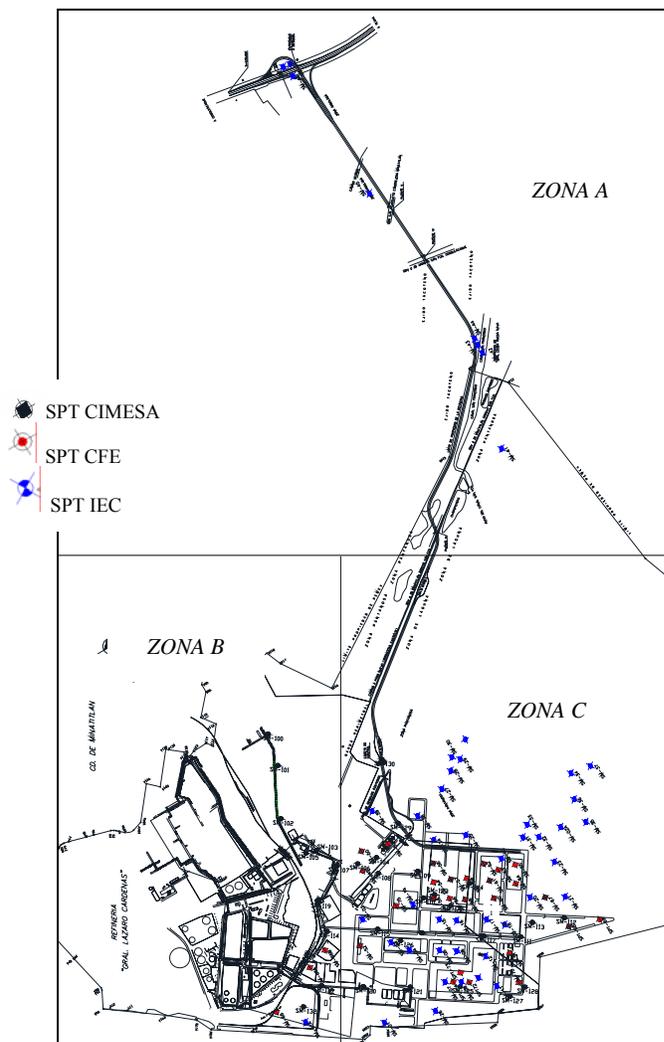


Figura 5.4 Localización de las pruebas SPT

En las figuras 5.5 a 5.7, se muestra gráficamente el potencial de licuación de los materiales granulares con un contenido de finos menor al 15 % y su factor de seguridad contra la

licuación hasta los 15 m de profundidad, con una aceleración máxima del terreno igual a 0.15g,

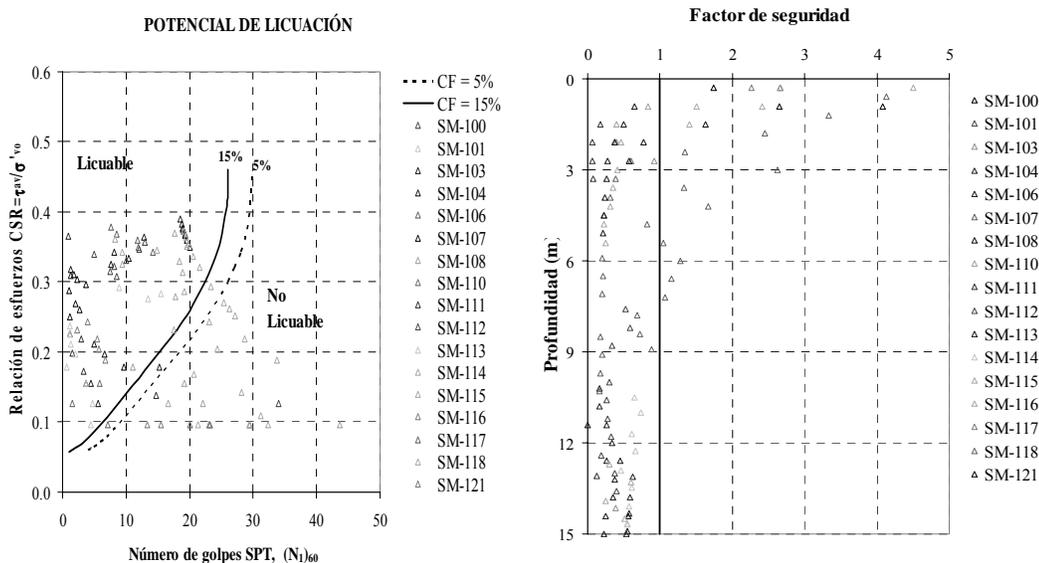


Figura 5.5 Susceptibilidad a licuación de las muestras tomadas por CIMESA

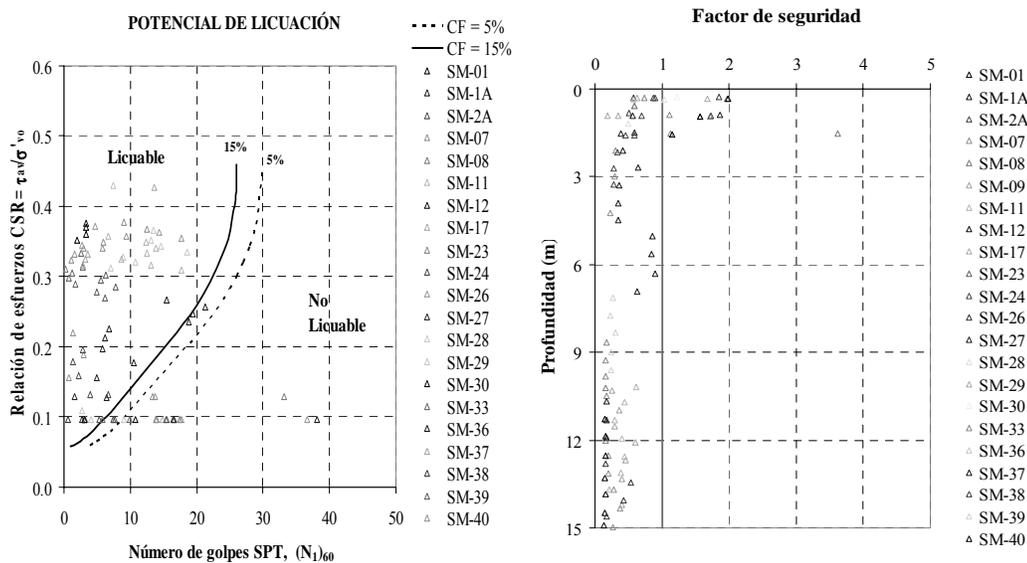


Figura 5.6 Susceptibilidad a licuación de las muestras tomadas por IEC

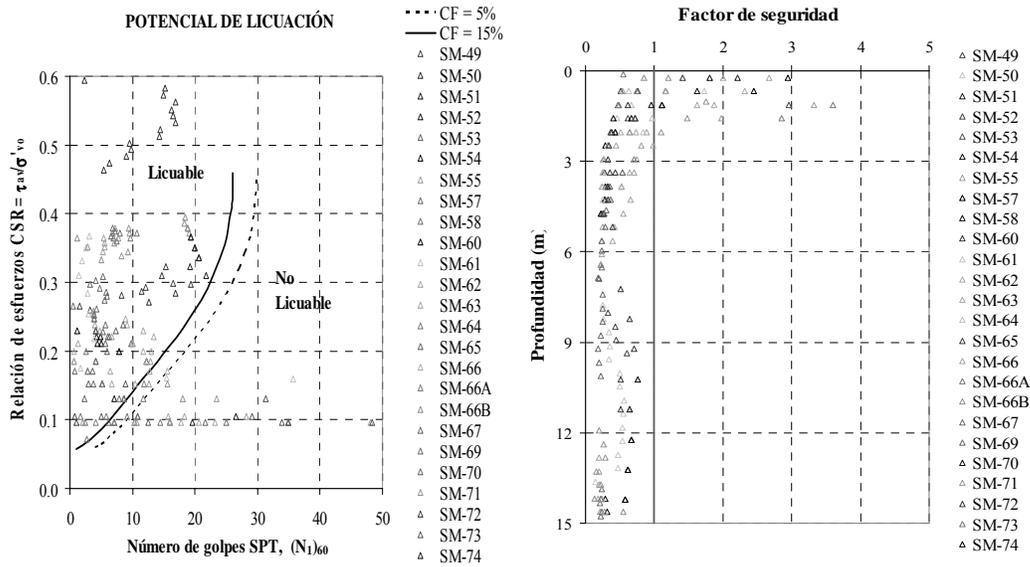


Figura 5.7 Susceptibilidad a licuación de las muestras tomadas por CFE

En relación a las figuras 5.5 a 5.7, se observa que el esfuerzo cortante promedio normalizado (*CSR*) actuante en los estratos de suelo analizados, varía en un rango de 0.1 a 0.4, principalmente. Así mismo, se advierte que casi todos los materiales se encuentran arriba de la línea de resistencia *CRR* con un porcentaje de finos del 15 %, lo que indica que la mayoría de las muestras evaluadas son susceptibles de licuarse. Este resultado se hace más evidente, si observamos el valor del factor de seguridad de los materiales, cuyo valor es generalmente $FS < 1$.

Sólo algunas muestras localizadas entre los 0 y 2 m, parecen estar seguras contra la licuación, ya que el valor del factor de seguridad es tal que $FS > 1$ para la aceleración máxima considerada. Además de lo mencionado anteriormente, se visualiza una concentración de muestras con $FS < 1$ para profundidades de 0 a 4 m y de 10 a 15 m, aproximadamente.

En general, en cada uno de los perfiles estratigráficos asociados a los perfiles de resistencia SPT elaborados por CIMESA, IEC y CFE, se observan dos o tres estratos de arena de diferentes características (color, contenido de finos, compacidad, etc.) con espesores que varían de 0.50 m a 5 m localizados entre la superficie del terreno hasta los 15 m de profundidad. En la mayoría de estos estratos se identifican materiales granulares susceptibles a licuación de acuerdo al criterio de análisis aplicado.

En las figuras 5.8 a 5.10, se muestran los valores tentativos de deformación por cortante y los de deformación volumétrica que puede tener el material con un porcentaje de finos menor al 15 % y hasta una profundidad de 15 m.

En el Anexo 3, se presenta el resumen de los resultados obtenidos con este análisis.

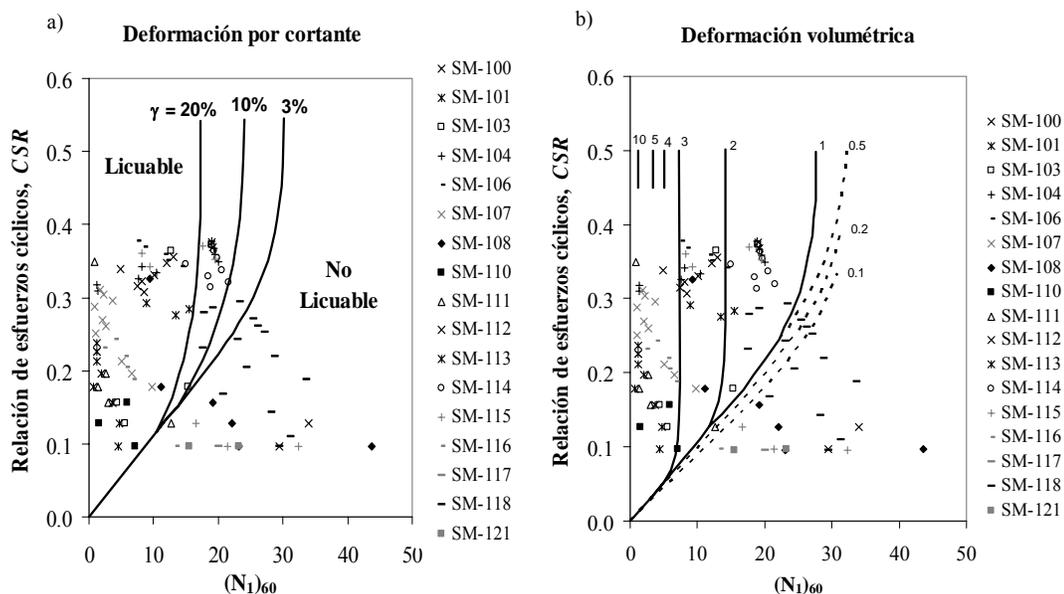


Figura 5.8 Valores tentativos de deformación a) por cortante y b) volumétrica, de las muestras tomadas por CIMESA

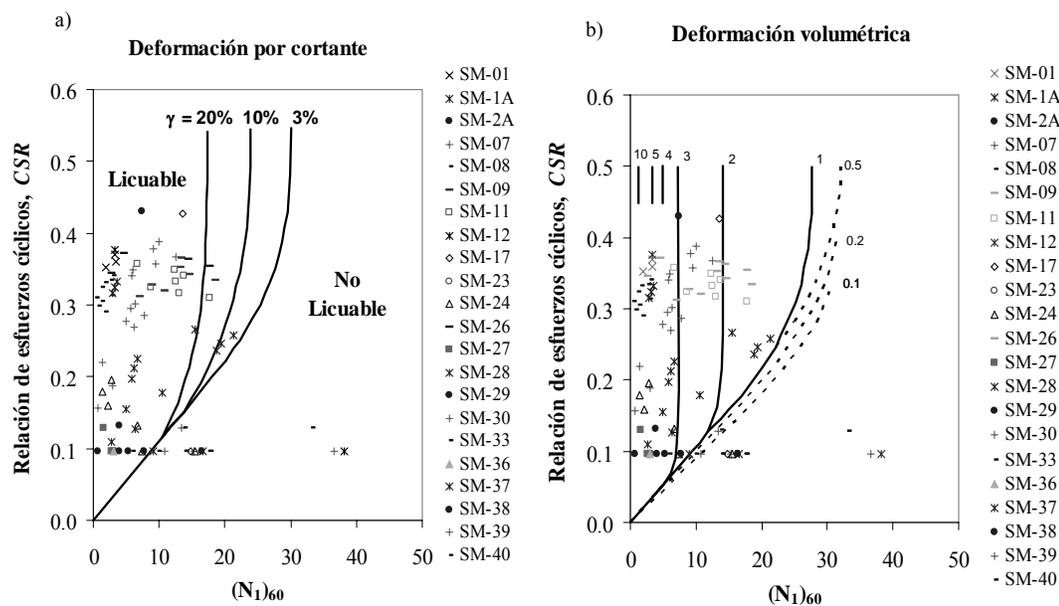


Figura 5.9 Valores tentativos de deformación a) por cortante y b) volumétrica, de las muestras tomadas por IEC

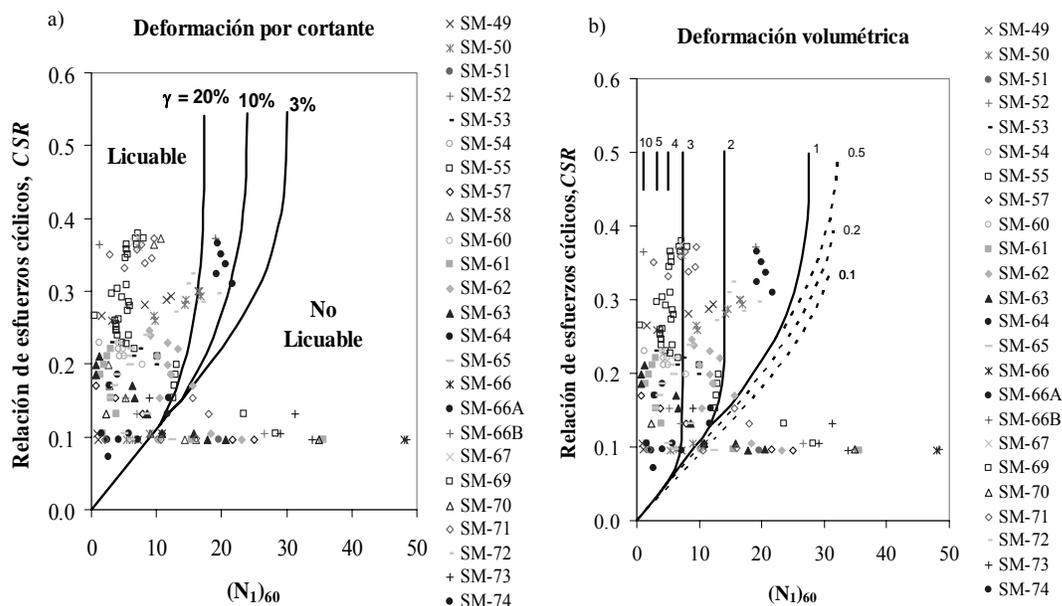


Figura 5.10 Valores tentativos de deformación a) por cortante y b) volumétrica, de las muestras tomadas por CFE

De la figura 5.8, se establece que la mayoría de los materiales licuables se localizan arriba de la curva de resistencia para muestras con una deformación cortante $\gamma = 20\%$. Los materiales no licuables, son muy pocos y se encuentran por debajo de la curva de resistencia para $\gamma = 3\%$. Así mismo, se concluye que la mayoría de los materiales granulares analizados son licuables y se encuentran arriba de la curva de resistencia para deformaciones volumétricas mayor al uno por ciento (1 %).

De acuerdo a las correlaciones obtenidas por Tokitatsu y Seed (1987), los asentamientos que podrían presentarse en los tramos de los estratos de arena donde se midió la resistencia a la penetración estándar varían de 0.0 a 39 cm para los materiales muestreados por CIMESA, de 0.0 a 45 cm para los muestreados por CFE y de 0.0 a 30 cm para los muestreados por IEC.

5.2.3 Análisis basado en los perfiles de resistencia de la prueba CPT

Los resultados de este análisis, se hicieron con base en la información de los reportes geotécnicos elaborados por CIMESA (2004) e IEC (2001), ver figura 5.11:

- El primer informe proporciona la información de 13 perfiles de resistencia a la penetración del cono, obtenidos en diferentes puntos de la zona de ampliación de la refinería (CE-105, CE-107, CE-108, CE-109, CE-110, CE-111, CE-112, CE-113, CE-114, CE-115, SCE-A1-1, SCE-A2-1 y SCE-A3-1).

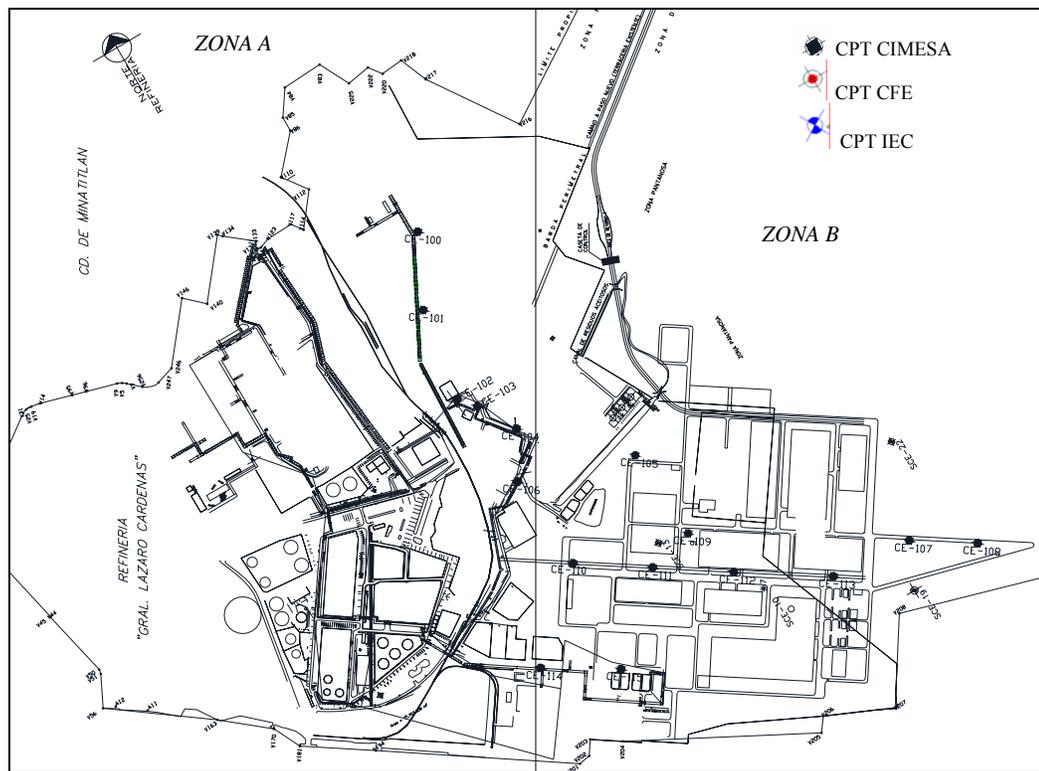


Figura 5.11 Distribución de las pruebas CPT

- El segundo informe suministra los datos de 4 perfiles de resistencia a la penetración del cono (CAL SC-10, CAL SC-13, CAL SC-19 y CAL SC-22), realizados en campo en cuatro puntos diferentes en la zona de estudio.

En el Anexo 4, se presenta la ubicación de los puntos donde se realizaron las pruebas CPT

Aunque se cuenta con la información general de la estratigrafía del sitio de estudio, la cual indica que en los estratos superficiales se encuentran materiales de relleno y materiales granulares potencialmente licuables intercalados con materiales arcillosos, no se dispone de la información suficiente para caracterizar el suelo donde se realizaron las pruebas CPT. Por lo tanto, los análisis de susceptibilidad a licuación con base en estos perfiles de resistencia se hacen considerando los materiales existentes hasta los 6 m de profundidad del terreno.

En las figura 5.12 a 5.14, se muestra gráficamente el potencial de licuación de los estratos arenosos de cada uno de los sondeos mencionados anteriormente, así como su factor de seguridad contra la licuación. Ambas figuras muestran el análisis con los materiales hasta los 6 m de profundidad.

En el Anexo 5, se presenta un resumen de los resultados que se obtuvieron en este análisis.

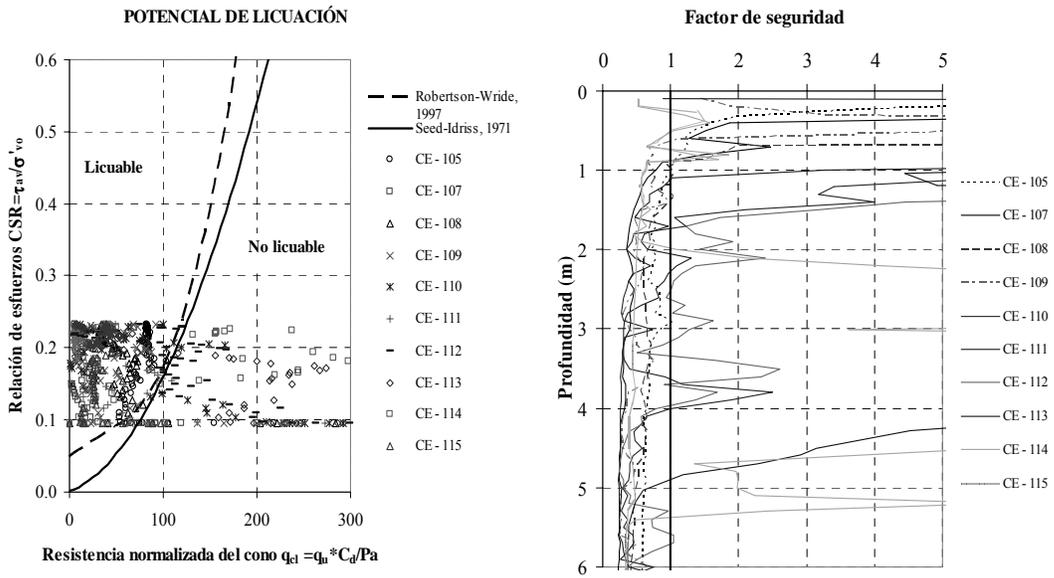


Figura 5.12 Susceptibilidad a licuación de los materiales muestreados por CIMESA

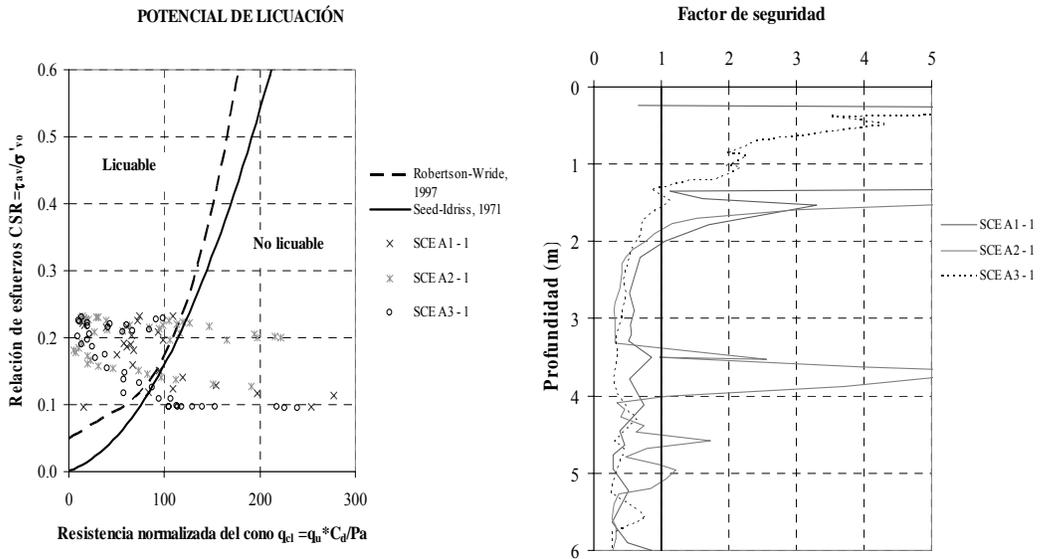


Figura 5.13 Susceptibilidad a licuación de los materiales muestreados por CIMESA, en las áreas tratadas antes de aplicar los métodos de mejoramiento de suelos

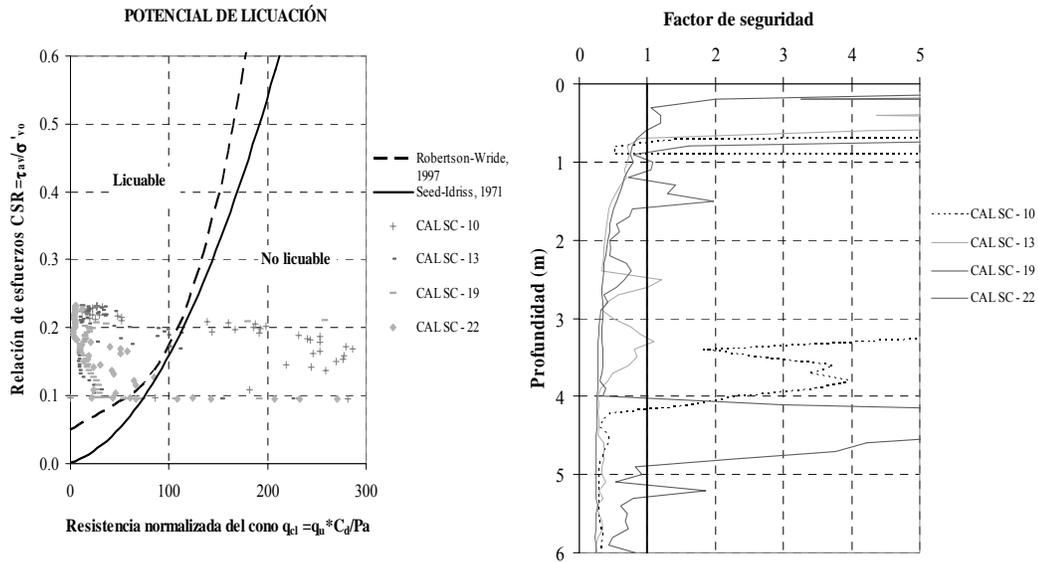


Figura 5.14 Susceptibilidad a licuación de los materiales muestreados por IEC

Comentarios. Si observamos las figuras 5.12 a 5.14, el rango del esfuerzo promedio CSR actuante en los materiales, está entre 0.1 y 0.25. La mayoría de las muestras tienen un alto potencial de licuación, es decir los esfuerzos que puede resistir el suelo sin que ocurra licuación son menores que los esfuerzos inducidos por un sismo con un coeficiente sísmico de 0.15 y los valores de seguridad de los materiales con la profundidad son generalmente $FS < 1$.

En la figura 5.15 se muestran los valores tentativos de deformación por cortante que puede tener el material con un porcentaje de finos menor al 15 % y hasta una profundidad de 15 m, en caso de presentarse o no licuación. De esta figura, se concluye como en el análisis anterior que la mayoría de los materiales son licuables y se localizan arriba de la curva de resistencia para una deformación cortante $\gamma = 20 \%$. Los materiales no licuables, son muy pocos y se encuentran por debajo de la curva de resistencia para $\gamma = 3 \%$.

5.3 APLICACIÓN DEL CRITERIO BASADO EN LA COMPACIDAD RELATIVA

Para este análisis se emplearon los datos de resistencia de punta de cono CPT, utilizados en la sección anterior (5.2.2), con los cuales se calculó el valor de la densidad relativa de los materiales aplicando la correlación expresada como la ecuación (4.38). Los resultados se presentan en el Anexo 6 y se muestran en las gráficas 5.16 a 5.18.

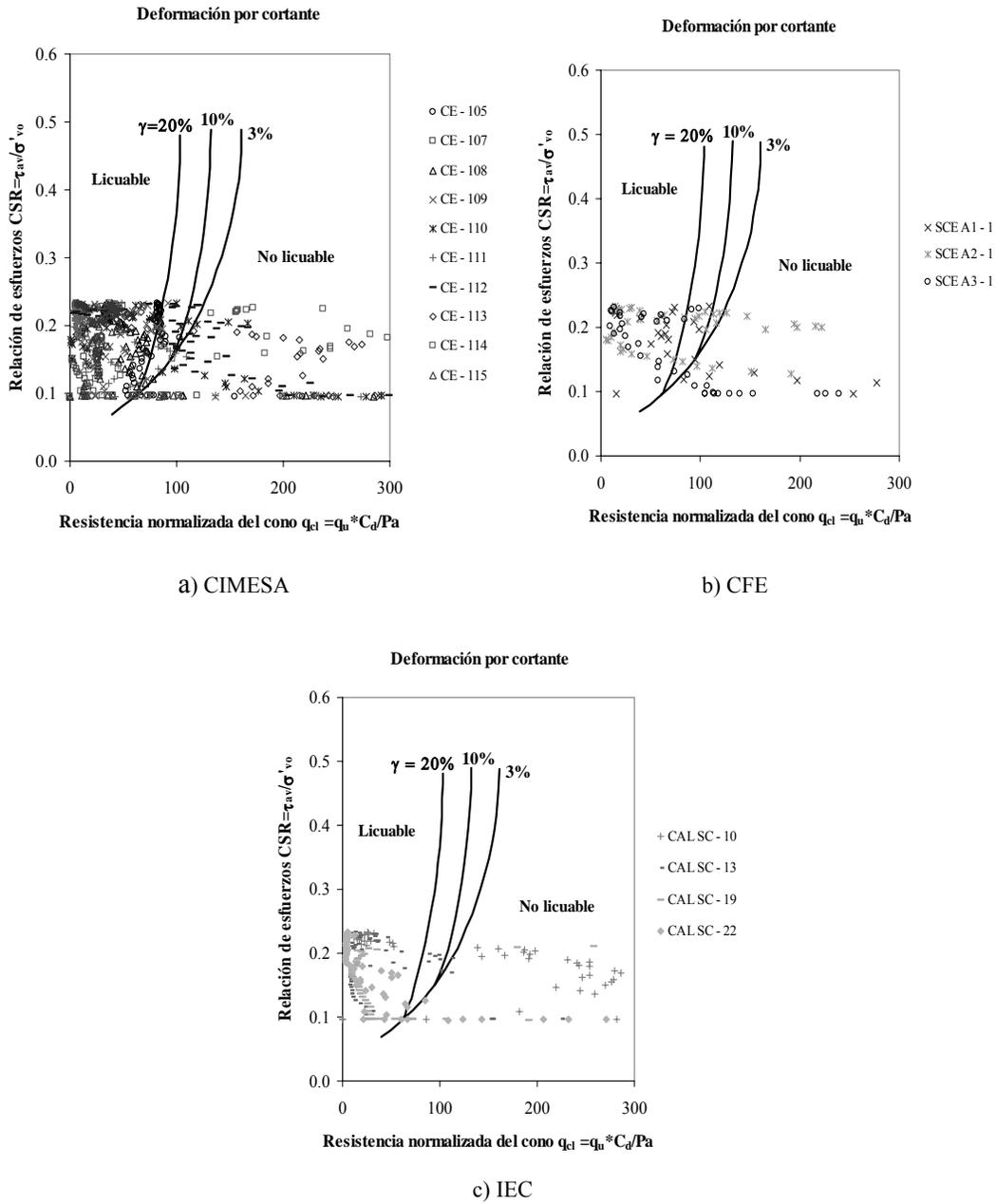


Figura 5.15 Valores tentativos de la deformación por cortante de los materiales en estudio

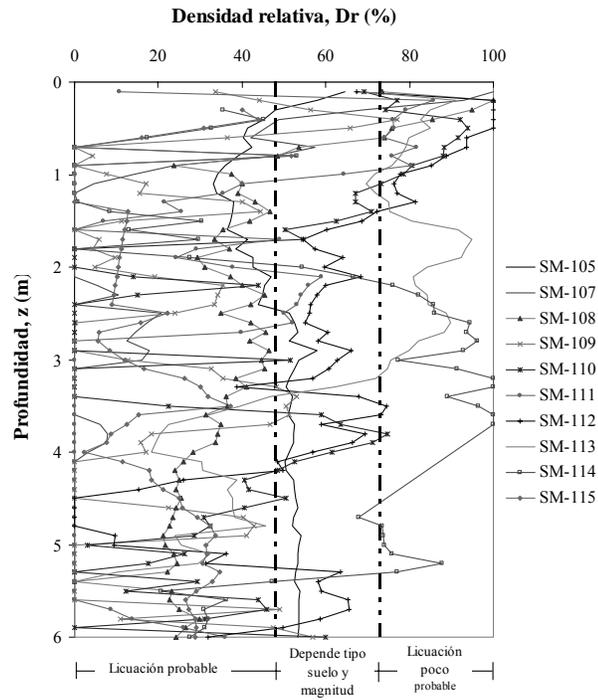


Figura 5.16 Perfil de valores de D_r para los materiales explorados por CIMESA

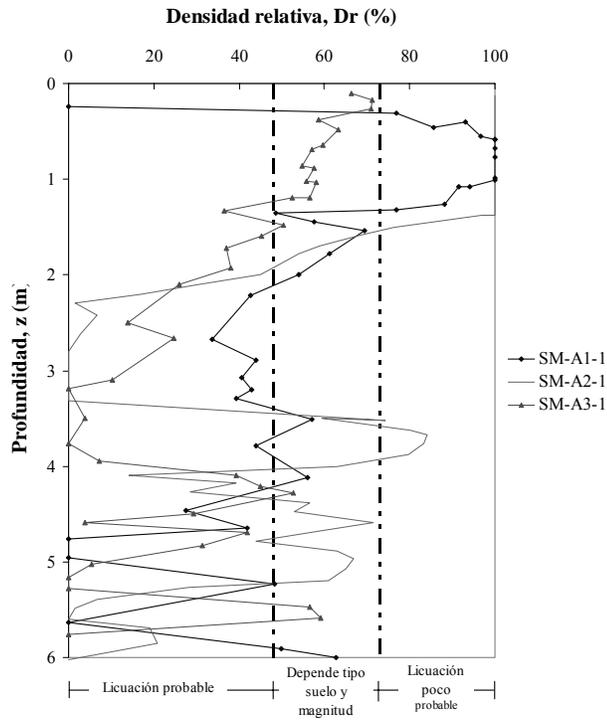


Figura 5.17 Perfil de valores de D_r para los materiales explorados por IEC

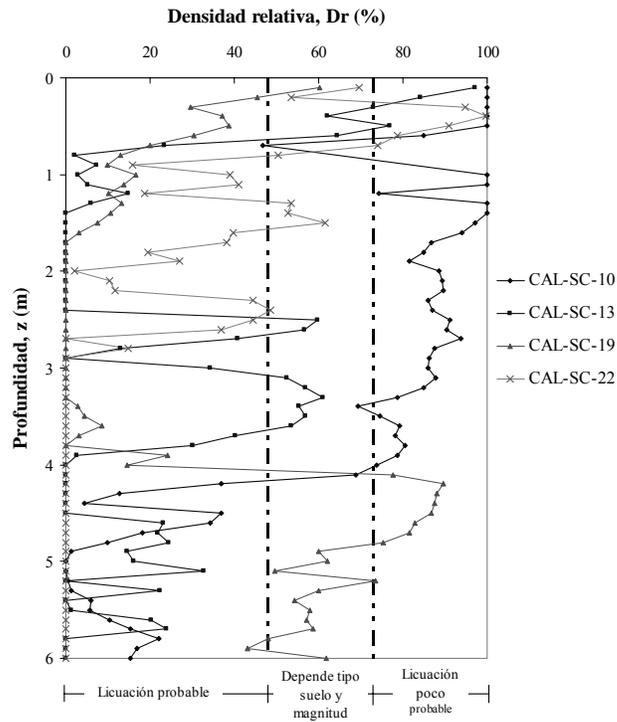


Figura 5.18 Perfil de valores de D_r para los materiales explorados por IEC

Con relación a las figuras 5.16 a 5.18, los valores de D_r obtenidos con este análisis, señalan que la mayoría de los materiales tienen una densidad relativa menor al 48 % y por lo tanto, su licuación es probable. Los materiales restantes se consideran licuables dependiendo del tipo de suelo y magnitud sísmica, o poco probables de licuarse, de acuerdo con la tabla 4.6 para una aceleración máxima del terreno igual a 0.15 g.

Por último, algunos de los resultados de este criterio difieren de los obtenidos con el método simplificado, ya que a una misma profundidad de análisis un material puede ser licuable o no licuable dependiendo del criterio que se este empleando.

CAPÍTULO 6. ANÁLISIS DE LAS PRUEBAS DE MEJORAMIENTO DE SUELOS

Las pruebas de mejoramiento que se realizaron en el área de estudio, se llevaron a cabo con el fin de comparar los resultados y evaluar cual de los métodos aplicados era el más efectivo para mejorar las propiedades geomecánicas y reducir el potencial de licuación en las arenas localizadas entre las profundidades 0 a 6 m y de 12 a 18 m.

En este capítulo, se presenta un análisis de efectividad de cada uno de los métodos de mejoramiento en función de la influencia de cada uno en la mitigación de la licuación de los materiales granulares, aplicando el método simplificado de Seed e Idriss (1971) y la actualización al mismo hecha por Robertson *et al.* (1997).

6.1 CONSIDERACIONES GENERALES

Todos los ensayos de mejoramiento se llevaron a cabo en superficies aproximadamente cuadradas de 25 m de lado, en las cuales se realizaron trabajos previos que consistieron en la conformación de la plataforma de trabajo, exploración previa y localización de puntos de tratamiento. En cada una de estas superficies se aplicó un método de mejoramiento (compactación dinámica, vibroflotación o inyección por consolidación), ver tabla 6.1.

Tabla 6.1 Ubicación de las áreas de mejoramiento

TRATAMIENTO	NOMBRE DEL ÁREA	COORDENADAS DEL CENTRO DEL ÁREA	
Inyecciones por compactación	A1	E-181.945	N-519.29
Vibroflotación	A2	E-110.000	N-550.00
Compactación Dinámica	A3	E-245.190	N-598.00

En la figura 6.1, se muestra la localización de las áreas de mejoramiento de suelos en el sitio de estudio. La exploración previa consistió en un sondeo mixto localizado al centro de la plataforma de cada área y de un sondeo de cono en el centro de cada uno de los cuadrantes en los que se dividieron las áreas sometidas a los tratamientos de mejora.

Las condiciones del subsuelo se determinaron a partir de ensayos de cono eléctrico efectuados antes y después de aplicar el método de mejoramiento. Por lo tanto, los efectos del mejoramiento se evaluaron en términos de la resistencia de punta, aplicando el método simplificado.

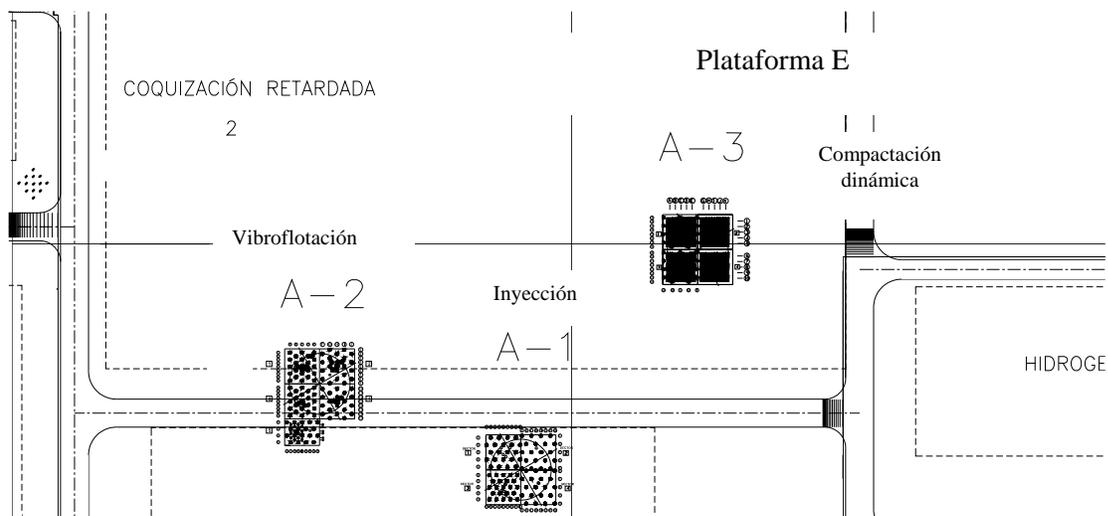


Figura 6.1 Áreas de mejoramiento de suelos en la zona de reconfiguración, CIMESA (2004)

6.2 COMPACTACIÓN DINÁMICA

Con este método el suelo se compacta por la aplicación repetida y sistemática de energía usando una masa cuadrada o circular hecha de acero o de concreto que se deja caer desde una cierta altura, formando una malla de impactos. La energía es transmitida desde la superficie del terreno hasta cierta profundidad (espesor efectivo de densificación), por la propagación de ondas cortantes y de compresión, las cuales densifican el suelo sin afectar el material de capas más profundas ya densificadas.

Los factores que influyen en el grado de compactación que se quiere alcanzar con este método son la magnitud del peso y su forma, así como la altura de caída del mismo, el número de impactos y la distancia entre ellos.

Idealmente, el subsuelo mejorado por este método se considera constituido por tres capas: la más profunda es la mejorada por la primera serie de apisonamientos, con un determinado número de repeticiones, con las mayores separaciones entre los puntos de impacto, y el nivel de energía más alto. La capa intermedia es mejorada por una segunda serie de apisonamientos, los impactos son localizados entre los impactos de la serie anterior y la altura de caída y las repeticiones son menores. La capa superficial es mejorada con apisonamientos con una altura de caída y una separación pequeña e incluso se utiliza una masa menos pesada y más plana con mayor superficie de contacto, López y Ramírez (2002). Sin embargo, en la mayoría de los casos, cuando es utilizado este método en el campo, no se tiene en cuenta durante su diseño y aplicación este aspecto tan importante, factor determinante para alcanzar o no, el mejoramiento esperado.

Este método de mejoramiento se usa normalmente con el fin de incrementar la densidad *in-situ* (las partículas adquieren un arreglo más compacto), y de esta manera mejorar la capacidad de carga, las características de consolidación del suelo y reducir el potencial de

licuación. Los materiales granulares compactados forman un bulbo de densificación por debajo del punto del apisonamiento, como se muestra en la figura 6.2.

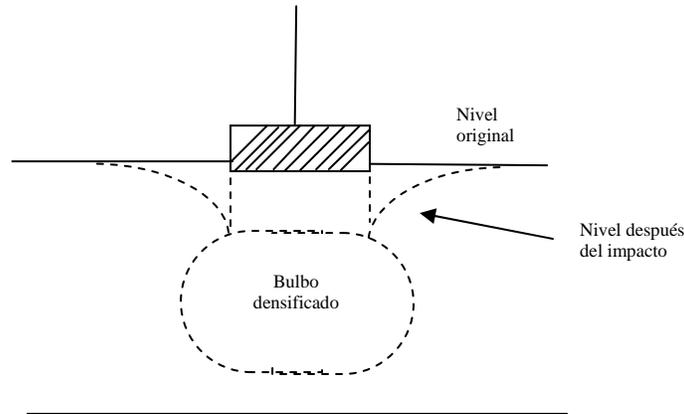


Figura 6.2 Bulbo de densificación formado debajo del punto de impacto, Slocombe (1993)

La principal limitación de este método es el daño potencial para estructuras vecinas debido a vibraciones y ruido. El tamaño de las grúas disponibles también es una limitante, si bien las masas por lo general no rebasan las 20 toneladas, la mayor carga no la percibe la grúa al momento de levantar el peso, sino cuando lo deja caer, debido al “latigazo” que se produce en la pluma, lo cual obliga al uso de grúas sobredimensionadas.

Otra limitante es la profundidad de tratamiento. El método de compactación dinámica resulta técnica y económicamente atractivo para mejorar suelos hasta profundidades de 10 a 12 m, bajo condiciones óptimas. En algunas ocasiones no se logran alcanzar estas profundidades de mejoramiento y la densificación sólo resulta efectiva en los estratos menos profundos.

6.2.1 Características generales de la prueba en la zona de estudio

El área A3 sometida a la compactación dinámica se dividió en cuatro sectores, en los cuales se variaron las condiciones en las que se aplicó el tratamiento de densificación, según se resume en la tabla 6.2 y se muestra en la figura 6.3.

Tabla 6.2 Condiciones para la compactación dinámica, por sectores.

Sector	Altura de caída (m)	Número de golpes/m ²	Número de impactos	Drenes
1	20	1.5	6	Si
2	20	1.5	6	No
3	15	1.7	10	Si
4	15	1.7	10	No

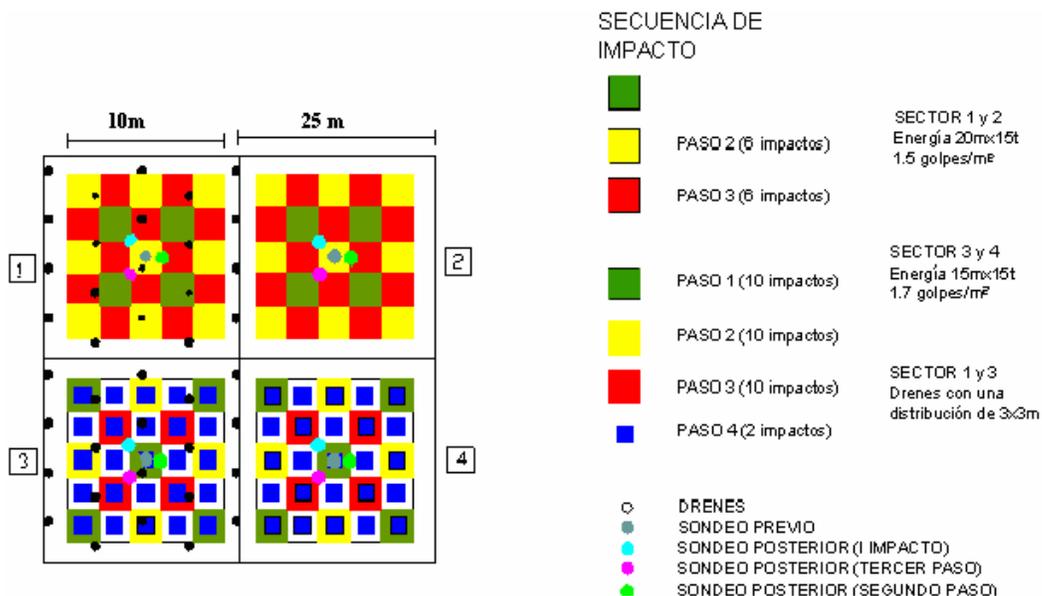


Figura 6.3 Características generales de la prueba de compactación dinámica, CIMESA (2004)

Durante la aplicación de este método de mejoramiento, primero se ejecutó un impacto en toda el área de tratamiento con una energía correspondiente a una altura de caída de 20 m y un peso de la masa de 15 t. Posteriormente, se colocaron drenes prefabricados con una distribución triangular de 3x3 m a una profundidad de 10 m (sectores 1 y 3) y se continuó la secuencia de impactos (Paso 1, Paso 2 y Paso 3) con sus respectivas energías, como se muestra en la figura 6.3.

Condiciones geotécnicas de la zona de prueba

De acuerdo con los resultados de un sondeo mixto al centro del área de tratamiento a una profundidad de 20 m, realizado por la compañía CIMESA, el subsuelo en el sitio está compuesto por los siguientes estratos, figura 6.4.

Estrato 1, Arena fina. Este material tiene un espesor de 3.5 m, contiene poco contenido de finos, su compacidad es media. En promedio tiene una resistencia a la penetración estándar de N igual a 19 golpes. El contenido de agua promedio es de 25 %.

Estrato 2; Arcilla y limo. Se localiza entre las profundidades de 3.5 y 4.3 m. Tiene un contenido de agua alrededor del 60 % y una penetración estándar de 2 a 3 golpes. Este estrato aunque no se considera licuable, no se descarta en el análisis de susceptibilidad a licuación.

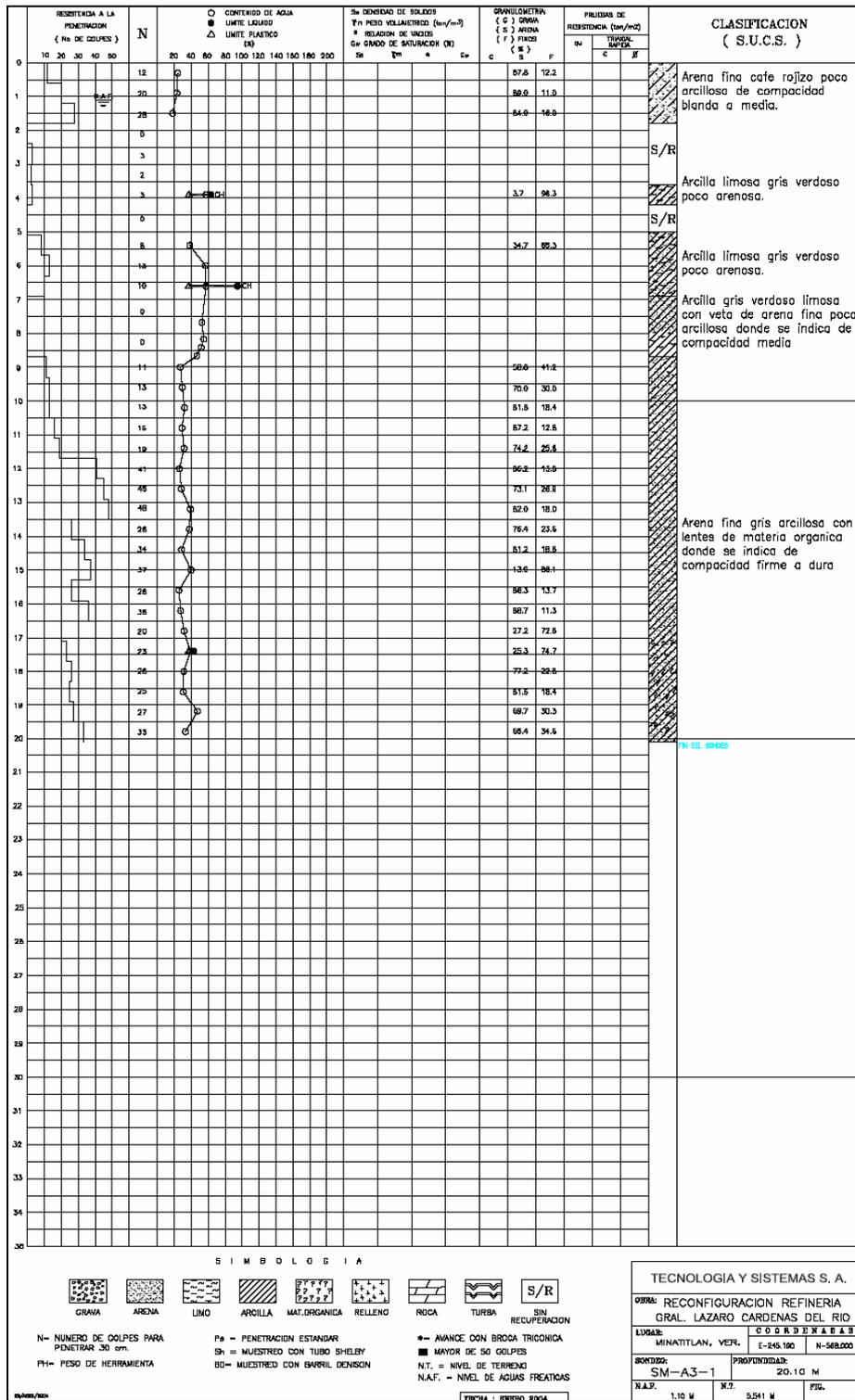


Figura 6.4 Perfil estratigráfico del área de mejoramiento por compactación dinámica, CIMESA (2004)

Estrato 3; Arcilla limosa. En el sondeo mixto no fue posible la recuperación de este material, en función del sondeo SM en A1 y de los sondeos de cono realizados en A3, se interpreta un estrato arenoso de 4.3 a 5.5 m. Es de compacidad baja y cuenta con un número de golpes promedio de $N = 10$.

Estrato 4; Arcilla limosa. Arcilla limosa de color verde, el contenido de agua es de 60 %, tiene una resistencia a la penetración estándar de 0 a 2 golpes. Este estrato llega hasta los 9 m de profundidad.

Estrato 5; Arena fina. Arena fina gris arcillosa con lentes de material orgánico, el contenido de agua promedio es de 30 %, tiene una resistencia a la penetración estándar desde los 10 hasta los 45 golpes. Este estrato se encontró hasta la profundidad donde finalizó el sondeo (20 m).

Comentarios. Para el análisis de susceptibilidad a licuación, por su granulometría el Estrato 1 se considera potencialmente licuable y el Estrato 5 por su contenido de finos y la profundidad a la que se encuentra no se considera potencialmente licuable.

En el caso de los Estratos 2, 3 y 4, aunque no se consideran licuables para efectos de análisis no se descartan estos materiales por lo menos hasta los 6 m de profundidad.

Además de lo anterior, para evaluar el incremento de resistencia a la penetración del cono antes y después de aplicado el método, se hicieron pruebas CPT, figura 6.5.

- Área 3 cuadrante 1 con perfiles de resistencia de 4 fechas diferentes.
- Área 3 cuadrante 2 con perfiles de resistencia de 4 fechas diferentes.
- Área 3 cuadrante 3 con perfiles de resistencia de 4 fechas diferentes.
- Área 3 cuadrante 4 con perfiles de resistencia de 4 fechas diferentes.

6.2.2 Diseño del método de mejoramiento

Los materiales idóneos para ser sometidos a un proceso de compactación por impactos o por vibración, son la mayoría suelos granulares con un contenido de finos menor al 10 %, de acuerdo con Mitchell (1981). Sin embargo, las experiencias recopiladas por Lukas (1986) permitieron demostrar que los materiales arenosos con hasta 35 % de finos no plásticos o poco plásticos, son adecuados para someterse a la compactación por impactos, ver tabla 6.3. Además, a partir de los análisis de los casos que se recopiló en el transcurso de este estudio se propone otro criterio basado en la gradación de suelos arenosos para distinguir, con base en evaluaciones efectuadas a partir de ensayos de campo, a aquellos en los que la compactación por impactos ha tenido los mejores resultados.

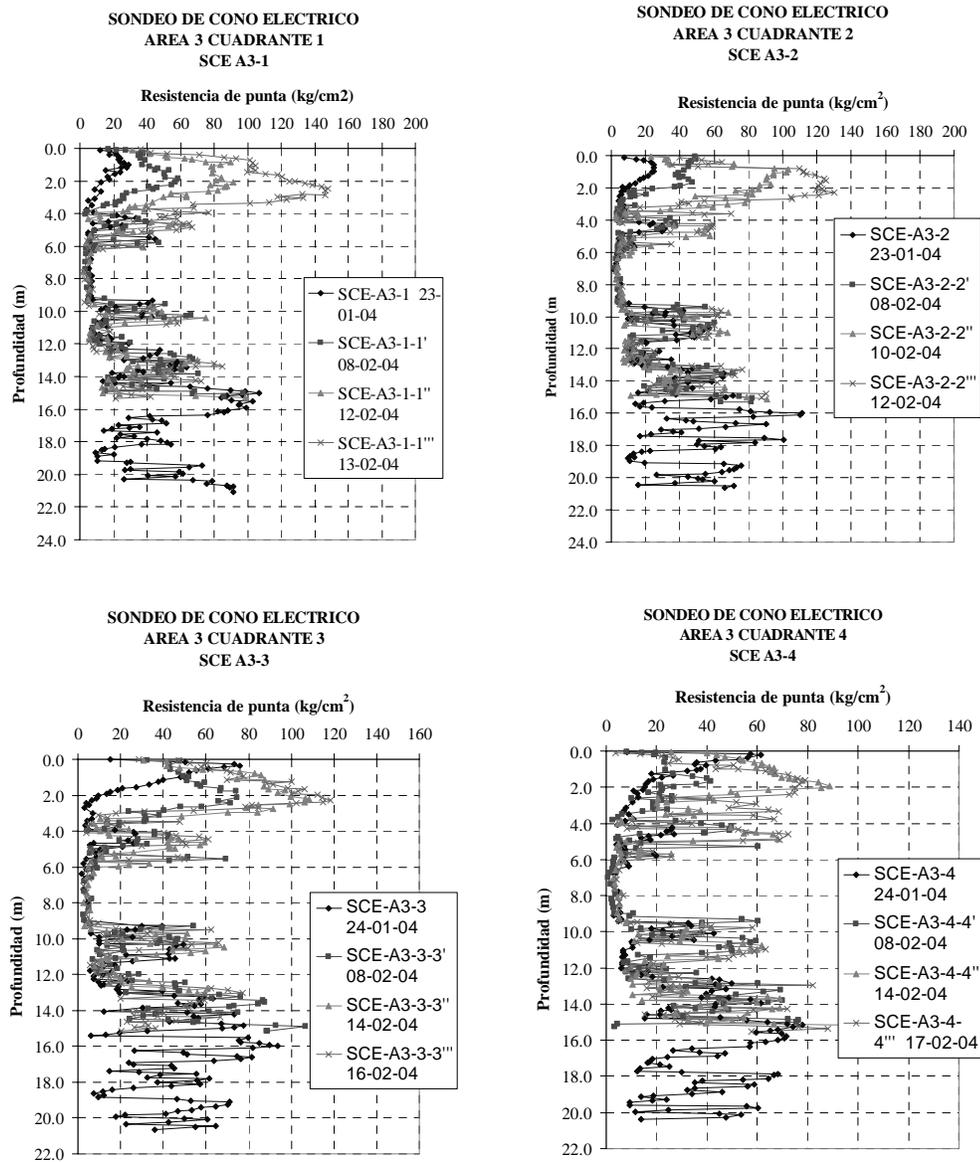


Figura 6.5 Ensayes de cono eléctrico después de la compactación dinámica en los cuatro cuadrantes del área de mejoramiento, CIMESA (2004)

Aplicación del criterio de Lukas. En la figura 6.6 se dibujaron las curvas granulométricas de 26 muestras de arena obtenidas en el área de estudio hasta los 12 m, profundidad hasta la cual es efectivo el método, según la literatura técnica del tema. En esta misma gráfica se dibujaron dos curvas que delimitan tres zonas:

Tabla 6.3 Respuesta de suelos ante la compactación dinámica, Lukas (1986)

Tipo de suelo	Clase de relleno	Tipo suelo AASHTO	Grado de saturación	Respuesta
Depósitos permeables con CF < 35 % Zona 1	- Escombros de construcción - Fragmentos de roca - Pedazos de concreto	A-1-a A-1-b A-3	Alto o Bajo	Excelente
Depósitos permeables CF < 35 % Parte fina de la Zona 1	Relleno de arenas gruesas	A-1-6 A-2-4 A-2-5	Alto Bajo	Buena Excelente
Depósitos semipermeables Limos con menos del 25 % de arenas, arcillas con PI < 8 Zona 2	Desechos mineros	A-5	Alto Bajo	Suficiente Buena
Rellenos impermeables de suelo arcilloso con IP > 8 Zona 3	Arcillas y residuos de minas	A-6 A-7-5 A-7-6 A-2-6	Alto Bajo	No recomendable Poco mejoramiento. El contenido de agua debe ser menor que el límite plástico
Relleno no controlado incluyendo papel, depósitos orgánicos, metal, madera, etc.	Rellenos sanitarios relativamente recientes	Ninguno	Bajo	Es posibles, los asentamientos serán lentos debido a la descomposición del relleno
Depósitos altamente orgánicos, turba		Ninguno	Alto	No recomendable, al menos que se tenga suficiente material granular y la energía aplicada sea suficiente para mezclar el suelo granular con el material orgánico

- En la Zona 1 se localizan las curvas de aquellos materiales en los que la compactación dinámica da resultados que se califican como “buenos o excelentes”.
- En la Zona 2 se tienen las curvas granulométricas de aquellos suelos en donde se obtienen resultados solamente “buenos”.
- En la Zona 3 se ubican las curvas de aquellos materiales en los cuales no se recomienda aplicar este método de mejoramiento.

Observando la figura 6.6, se concluye que las granulometrías de las muestras, se encuentran principalmente en la Zona 1, es decir, se consideran materiales permeables con porcentaje de

finos entre 0 y 35 %, cuya respuesta al método de mejoramiento de compactación dinámica es de buena a excelente, según el criterio de Lukas.

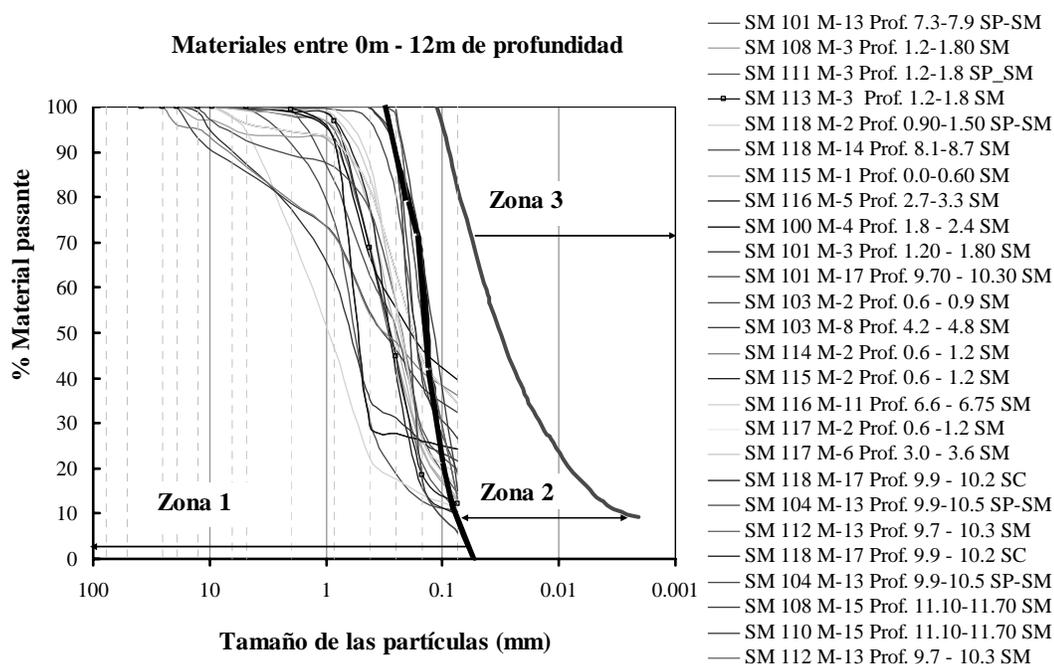


Figura 6.6 Clasificación de curvas granulométricas obtenidas en la zona de la Reconfiguración de la Refinería Lázaro Cárdenas, Lukas (1986).

Energía de compactación. Lukas (1986), relacionó la energía de compactación aplicada, con la zona en la cual se encuentra clasificado el suelo como se muestra en la tabla 6.4. De acuerdo con los datos ahí consignados, la energía requerida para compactar los materiales en estudio debería estar entre 20-25 t-m/m³. Desde luego, los datos de esa tabla tienen un carácter indicativo solamente.

En el área de estudio se empleó una energía igual a 15 t-m/m³, es decir, una energía menor a la recomendada por Lukas para los materiales que se localizan en la Zona 1, como se indica en la tabla 6.4 y se mostró en la figura 6.6.

Espesor efectivo. Se refiere al espesor de material en el que el método es efectivo para compactarlo (máximo espesor de suelo mejorado). Para estimarlo, se usa la siguiente expresión (Voula *et al.*, 1995):

$$D = f_c \cdot f_M \cdot f_B \cdot \sqrt{WH} \tag{6.1}$$

o de manera simplificada:

$$D = n \cdot \sqrt{WH} \tag{6.2}$$

W es el peso de la masa en toneladas; H es la altura de caída de la masa en metros; f_c , f_M y f_B son los llamados “factores de cohesión”, del material y de la base. El primer y el último factor tienen un valor de 1.0, mientras el segundo factor varía de 0.3 a 0.8 dependiendo del tipo de suelo (Van Impe *et al.*, 1995). El factor n se interpreta como la eficiencia global del método.

Tabla 6.4 Energía de compactación según el tipo de suelo

Tipo de depósito	Energía normalmente aplicada	Mejoramiento esperado
Suelo permeable grueso (Zona 1)	20-25 t-m/m ³	Excelente
Suelo semipermeable fino (Zona 2)	20-35 t-m/m ³	Moderado a bueno
Suelo fino poco permeable (Zona 3)		No recomendable

Las fórmulas (6.1 y 6.2), se utilizaron para calcular los espesores efectivos y las alturas de caída con masas de 15 t (peso de la masa utilizada en la zona de estudio) y 20 t, para diferentes espesores efectivos (de 6 a 12 m), considerando además, una eficiencia global del 50 % ($n = 0.5$). Los resultados, también indicativos, se presentan en la tabla 6.5.

Tabla 6.5 Alturas de caída para diferentes espesores efectivos (materiales de la Zona 1)

Espesor efectivo D (m)	$W = 20$ t	$W = 15$ t
	Altura de caída H (m)	Altura de caída H (m)
6.0	7.20	9.60
7.0	9.80	13.07
8.0	12.80	17.07
9.0	16.20	21.60
10.0	20.00	26.67
11.0	24.20	32.27
12.0	28.80	38.40

Teniendo en cuenta lo presentado en la tabla 6.5, en el Sector 1 y 2 (figura 6.3) del área de mejoramiento, con un peso $W = 15$ t y una altura de caída de 20, el espesor efectivo esperado era aproximadamente de 9.0 m de profundidad y en los sectores 3 y 4, con $W = 15$ t y una altura de caída de 15 m, el espesor efectivo esperado era aproximadamente los 7.5 m de profundidad. Sin embargo, como se muestra más adelante, este método sólo fue efectivo en los primeros 4.5 m de profundidad del terreno para los cuatro sectores.

Además de los aspectos mencionados de diseño, es importante tener en cuenta que según la literatura, las masas se dejan caer de 2 a 10 veces en el mismo lugar de la malla de impactos, siguiendo un patrón de cuadrícula que puede variar de 5 x 5 m a 10 x 10 m con

espaciamientos entre 1.80 y 5 m, Rodríguez y López (2002). Con relación a estos aspectos de diseño, en el área de mejoramiento en la zona de ampliación de la Refinería, la malla de impactos fue de 10 x 10 m y la masa, en este caso de 15 t, se dejó caer de 2 a 10 veces como se recomienda, ver figura 6.3.

6.2.3 Efectos de la compactación dinámica

La eficacia del tratamiento se evaluó con base en su capacidad para reducir la licuabilidad de los materiales tratados, usando las expresiones (4.4 a 4.9, 4.16, 4.23a 4.28 y 4.37).

Para valorar los efectos del método de compactación dinámica, de la figura 6.5 se concluyó que sus efectos en las arenas superficiales alcanzaron poco menos de 4 m y que la ganancia máxima de resistencia se dio a los 2.2 m de profundidad, aproximadamente. El efecto continuó siendo notorio en las arenas limosas que los subyacen, hasta unos 6 m de profundidad. En los materiales arcillosos que se encontraron por debajo de esa profundidad, no se observó ningún efecto significativo. Consecuentemente, la evaluación de este método se limitó a calificar y cuantificar sus efectos a menos de 6 m de profundidad.

En la figura 6.7 se presenta un ejemplo de los análisis efectuados, en el cual se ve que para las condiciones en las que se efectuó la compactación dinámica en el Sector 1 (ver Tabla 6.1), la licuabilidad de los estratos hasta 6 m de profundidad aumentó, conforme se incrementó la aceleración máxima del terreno (0.15 g, 0.25 g y 0.40 g).

Los diagramas de barras que se presentan en la parte inferior de la figura, señalan el porcentaje de puntos en donde el factor de seguridad contra la licuación dado por la ecuación (4.36) fue mayor que la unidad. En la figura 6.7 se presentan datos tomados de sondeos efectuados en cuatro fechas diferentes después de la compactación.

Es claro que las condiciones del subsuelo sometido al tratamiento mejoran conforme pasa el tiempo, en la medida que las presiones de poro generadas por los impactos se disipan. Cabe mencionar que 20 días después de aplicada la compactación dinámica en la zona de mejoramiento respectiva, el 93 % de los suelos hasta 6 m de profundidad no son licuables.

En la figura 6.8, se muestran los resultados de la evaluación del potencial de licuación de toda el área mejorada con este método, considerando los materiales que se encuentran hasta los 6 m de profundidad y un coeficiente sísmico de 0.15 (sección 5.2.1). Además, se presenta la variación del factor de seguridad con la profundidad.

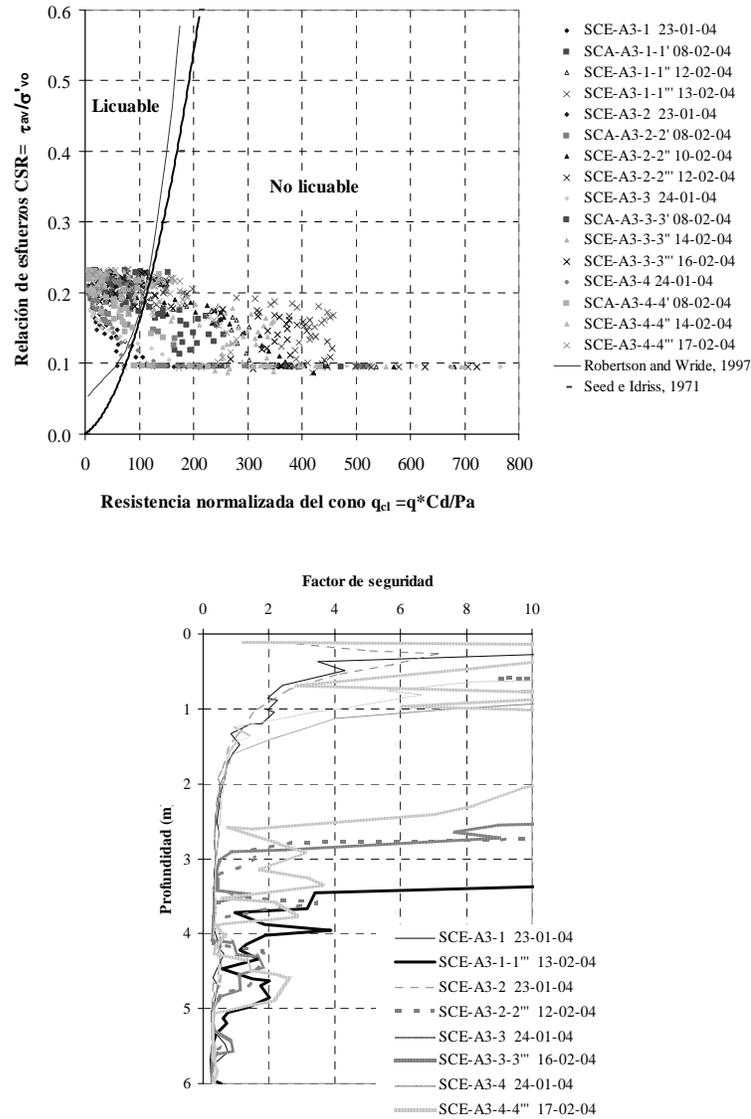


Figura 6.8 Potencial de licuación en toda el área de mejoramiento A3 y su factor de seguridad

En la figura 6.9 se presenta un resumen de los análisis efectuados, en el cual también se utilizan diagramas de barras que representan puntos en los cuales $FS_{lic} > 1$, pero además muestra los resultados obtenidos con o sin drenes en el área mejorada. Del análisis de los datos ahí presentados se concluye que:

- No existe una correlación clara entre el número de golpes o impactos y la mejoría del suelo.
- Los drenes instalados no contribuyen de manera clara a mejorar las condiciones de los rellenos, en términos de su licuabilidad.

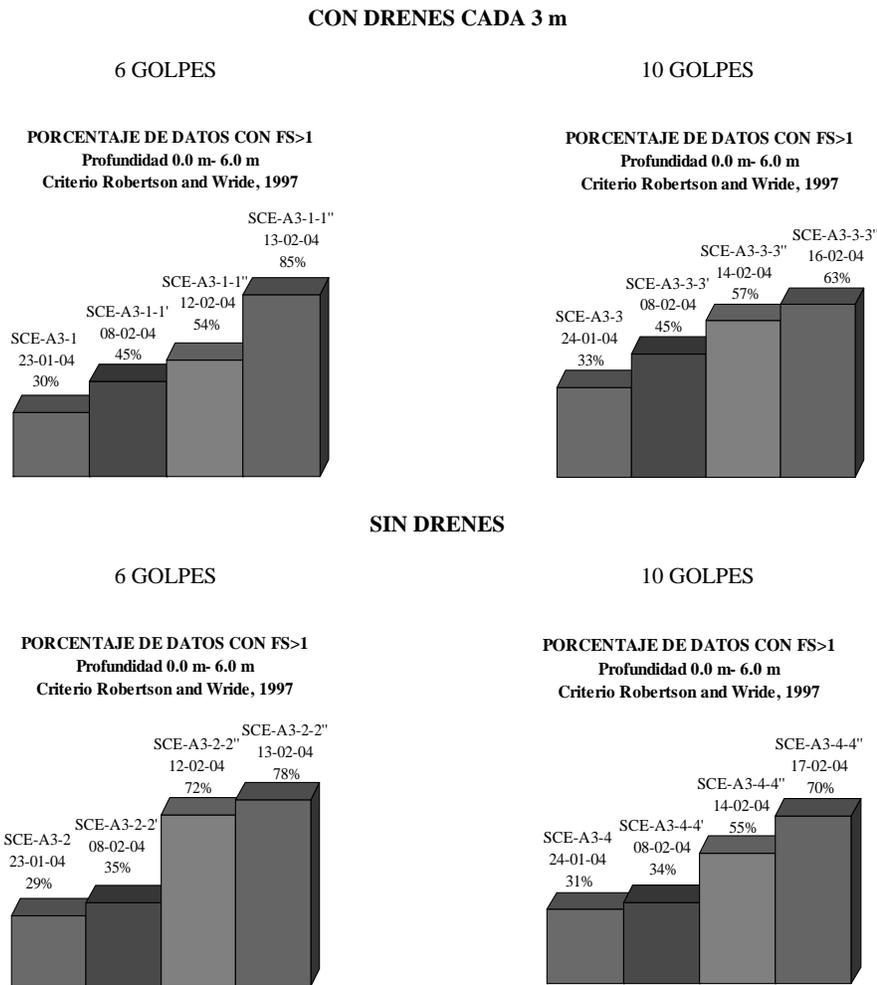


Figura 6.9 Efecto de la presencia de drenes y del número de impactos durante la compactación dinámica con $a_s = 0.25$ g.

Comentarios adicionales. Los trabajos de mejoramiento del suelo con compactación dinámica son efectivos en los primeros 4.5 m de profundidad. Al aplicar la fórmula 6.2, con $D = 4.5$ m, $W = 15$ t y $H = 15$ m, se obtiene que la eficiencia del método es del 30 % ($n = 0.3$). La existencia de capas densas en el suelo pudo influir en los resultados, ya que pudieron absorber un alto nivel de energía generada por los impactos, y el suelo granular localizado debajo de estas capas recibió un nivel de energía menor, lo cual evitó que la profundidad efectiva fuera mayor.

En caso de que se requieran mayores profundidades efectivas, se requiere aumentar la energía de compactación.

6.3 VIBROFLOTACIÓN

Este método se emplea como tratamiento en terrenos débiles de grandes capas sin estratificar, de estructura muy suelta y de granos solubles en agua, con grandes problemas de asentamientos que se reducen al conseguir una compactación del terreno de un 80 a un 100 %, D'Appolonia *et al.* (1995). El proceso de vibroflotación, incrementa la capacidad de carga, disminuye los asentamientos de la cimentación, reduce la susceptibilidad a la licuación y permite la construcción sobre rellenos granulares.

Este método consiste en la inserción de un vibrador de fondo. Una vez densificado el suelo, se rellena el vacío generado con arena, retirando el vibrador simultáneamente. La compactación se debe a la vibración del equipo que usualmente se acompaña con agua a presión, la cual reduce temporalmente las fuerzas intergranulares entre las partículas.

La profundidad de mejoramiento es generalmente de 4.5 a 15 m, sin embargo, se han alcanzado profundidades hasta de 35 m. Es un método de mejoramiento aplicable a suelos granulares con un contenido de finos inferior a un 15 a 20 %.

El proceso de aplicación de esta técnica en general consiste en introducir un tubo por vibración horizontal en el terreno granular. La vibración induce un reacomodamiento de los granos del suelo, aumentando la densidad. La compactación suele producir la formación de un embudo en la superficie del terreno, que se rellena con material procedente del propio terreno o de aportación externa. Como resultado, se forma una masa de terreno compactado, de forma sensiblemente cilíndrica, figura 6.10.



Figura 6.10 Esquema del proceso de vibroflotación,

Este tratamiento se realiza por puntos formando una malla generalmente triangular, de forma que el radio de acción de cada punto alcance para tratar toda la masa de suelo. El procedimiento se lleva a cabo mediante un vibrador alojado en la punta inferior de un tubo, el cual pende de una grúa. El efecto de la vibración se refuerza con aletas en la punta del vibrador y con la inyección de agua con alto caudal.

La secuencia de ejecución es la siguiente:

- Hincado del vibrador hasta la profundidad máxima del tratamiento.

- Compactación por retiro en etapas del vibrador.
- Relleno con material de aporte (puede ser el mismo del sitio tratado o externo).
- Repetición de las actividades anteriores en todos los puntos de la malla seleccionada
- Compactación superficial sobre todo el terreno tratado.

6.3.1 Características generales de la prueba en la zona de estudio

El proceso constructivo consistió en la penetración de un vibrador hasta una profundidad de tratamiento de 15 m, izando éste en incrementos de 31 a 46 cm (12 a 18”), para permitir el acomodo eficiente del relleno. El diámetro promedio de las columnas en toda la profundidad fue de 0.90 m. La técnica de formación de las columnas fue vía húmeda y seca (penetración del vibrador con aire y agua) con colocación del material en la parte superior.

La compactación por vibroflotación se aplicó en una retícula con diferentes espaciamientos, figura 6.11. En dos de ellas el área tributaria de cada punto sometido a vibraciones fue de 5.43 m² (sectores 1 y 3) y en otras dos de 7.8 m² (sectores 2 y 4); también se hizo una prueba adicional en la cual el área tributaria fue de 6.5 m².

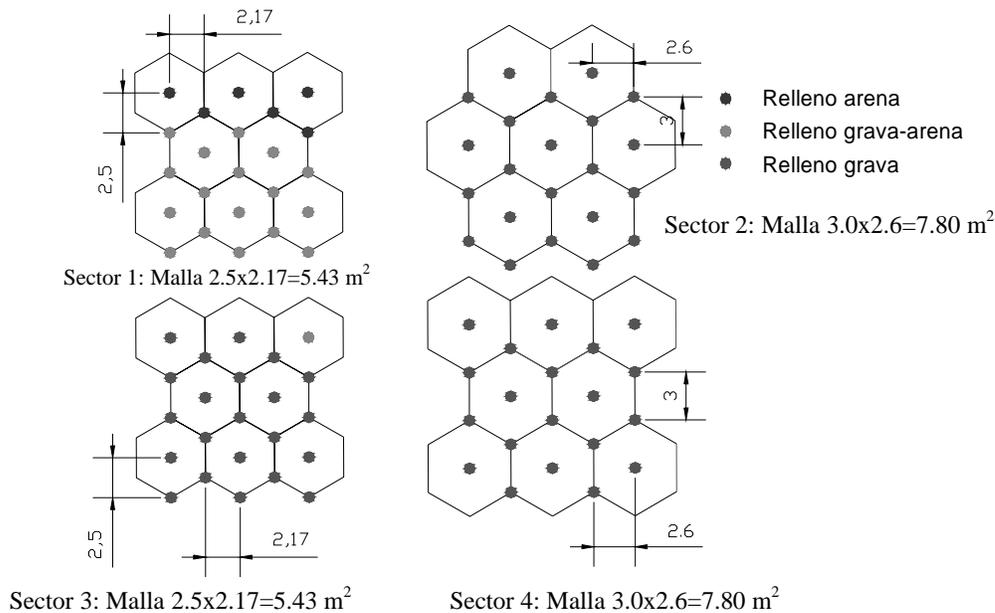


Figura 6.11 Malla de distribución de aplicación del método de vibroflotación, Cimesa (2004)

Se usaron diferentes materiales de relleno para formar las columnas: arena, arena-grava y grava, en los cuales se limitó la cantidad de finos a no más del 8 %. En la tabla 6.6 se dan los detalles para la ejecución de las pruebas.

Condiciones geotécnicas de la zona de pruebas

De acuerdo con los informes de la compañía Cimesa, el subsuelo en el sitio está compuesto por los siguientes estratos, hasta los 15 m de profundidad, figura 6.12:

Tabla 6.6 Detalles para la ejecución de pruebas de vibroflotación.

Sector	Área Tributaria (m ²)	Tasa de Incorporación (%)	Tipo de Material
S1	5.43	12.2	Arena-grava
S2	7.80	8.4	Grava
S3	5.43	12.2	Grava
S4	7.80	8.4	Grava

Relleno superficial. Tiene un espesor de 1 m. El contenido de agua promedio es de 20 % y su resistencia a la penetración estándar es muy alta: $N = 45$ golpes.

Arenas finas de compacidad media. Se trata de una arena fina y media, color gris y de compacidad suelta a media. Los resultados de resistencia a la penetración estándar promedio es de 25; se encontró una capa de limo a los 2.5 m cuyo contenido de agua, también en promedio, es de 35 %. El espesor de este estrato es de 3 m.

Arcilla y limo de color gris claro. Está constituido por arcillas y limos de alta y baja plasticidad, de consistencia baja a media, color gris claro, con contenidos de agua promedio de 50 %, 95 % de finos, 80 % de límite líquido, 38 % de límite plástico, resistencia a la penetración estándar de 2 golpes y resistencia a la compresión simple q_u de 92 kPa.

Arcilla y limo color gris con veta de turba. Está constituido por capas de arcillas y limos, color gris, con materia orgánica y con alto contenido de agua llegando a registrarse valores de hasta 270 %. Este estrato presenta 2.5 m de espesor.

Arena fina arcillosa limosa. Arenas finas con arcilla y limo de color gris, el contenido de agua promedio es del 30 %, la resistencia a la penetración estándar va de 10 a 30 golpes. Este estrato se encuentra desde los 10 m hasta los 20 m.

Comentarios. De acuerdo con esa descripción, los materiales propensos a sufrir licuación son las arenas finas que subyacen a los rellenos superficiales y dependiendo de la cantidad de finos que contengan, las arenas arcillo limosas encontradas en la parte más profunda; los otros materiales no son susceptibles de licuarse. Para efectos de análisis y de comparación de la efectividad de mejoramiento entre los métodos, se tomaron en cuenta los suelos hasta 6 m de profundidad, ya que suelos más profundos son menos susceptibles de licuarse.

Las pruebas de resistencia a la penetración del cono antes y después de aplicado el método, para controlar su eficacia se enumeraron de la siguiente manera, figura 6.13:

- Área 2 cuadrante 1 con tomas en 5 fechas diferentes.
- Área 2 cuadrante 2 con tomas de 4 fechas diferentes.
- Área 2 cuadrante 3 con tomas de 3 fechas diferentes.
- Área 2 cuadrante 4 con tomas de 3 fechas diferentes.

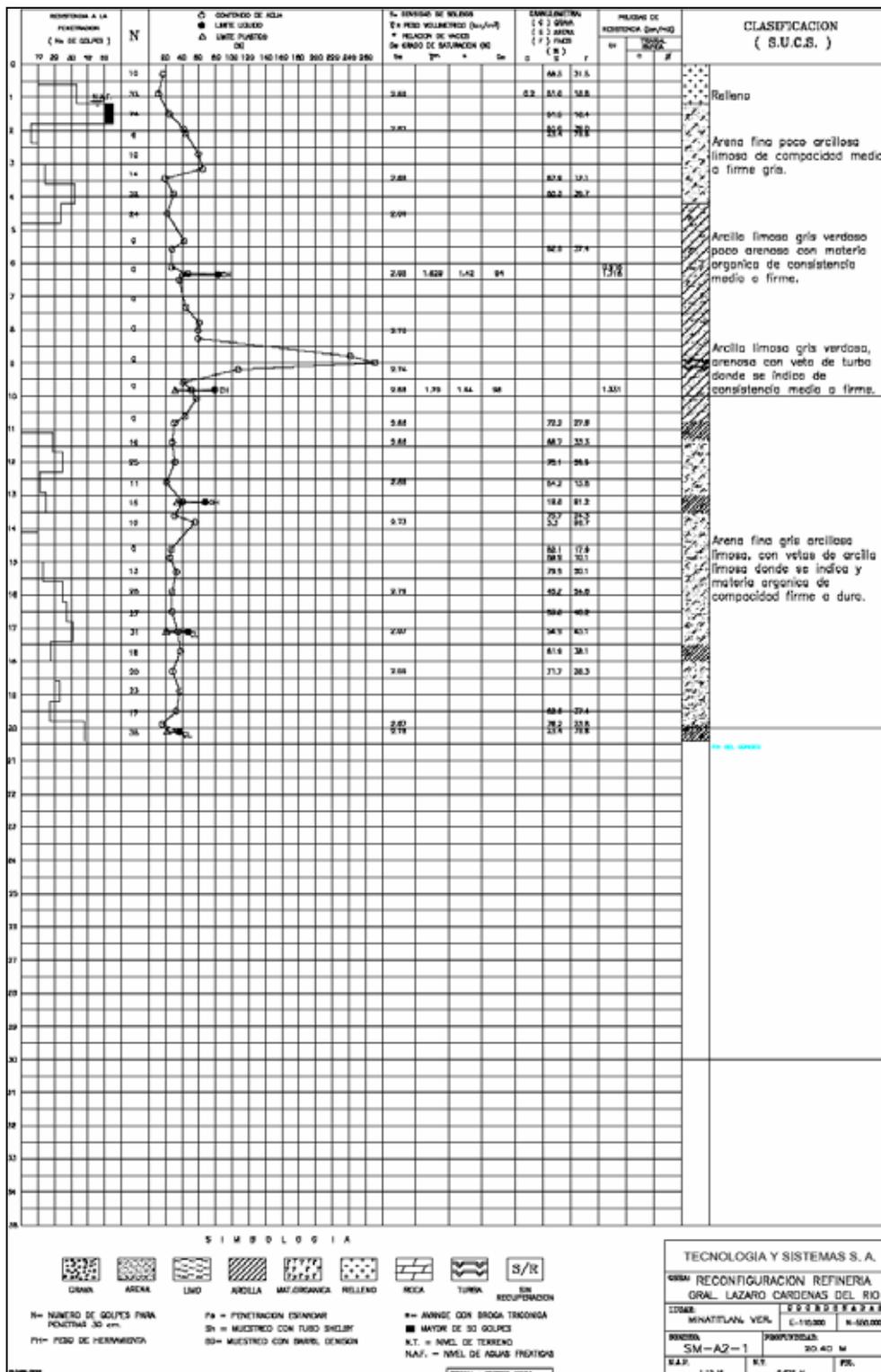


Figura 6.12 Perfil estratigráfico en el sitio donde se llevó a cabo la vibroflotación, CIMESA (2004)

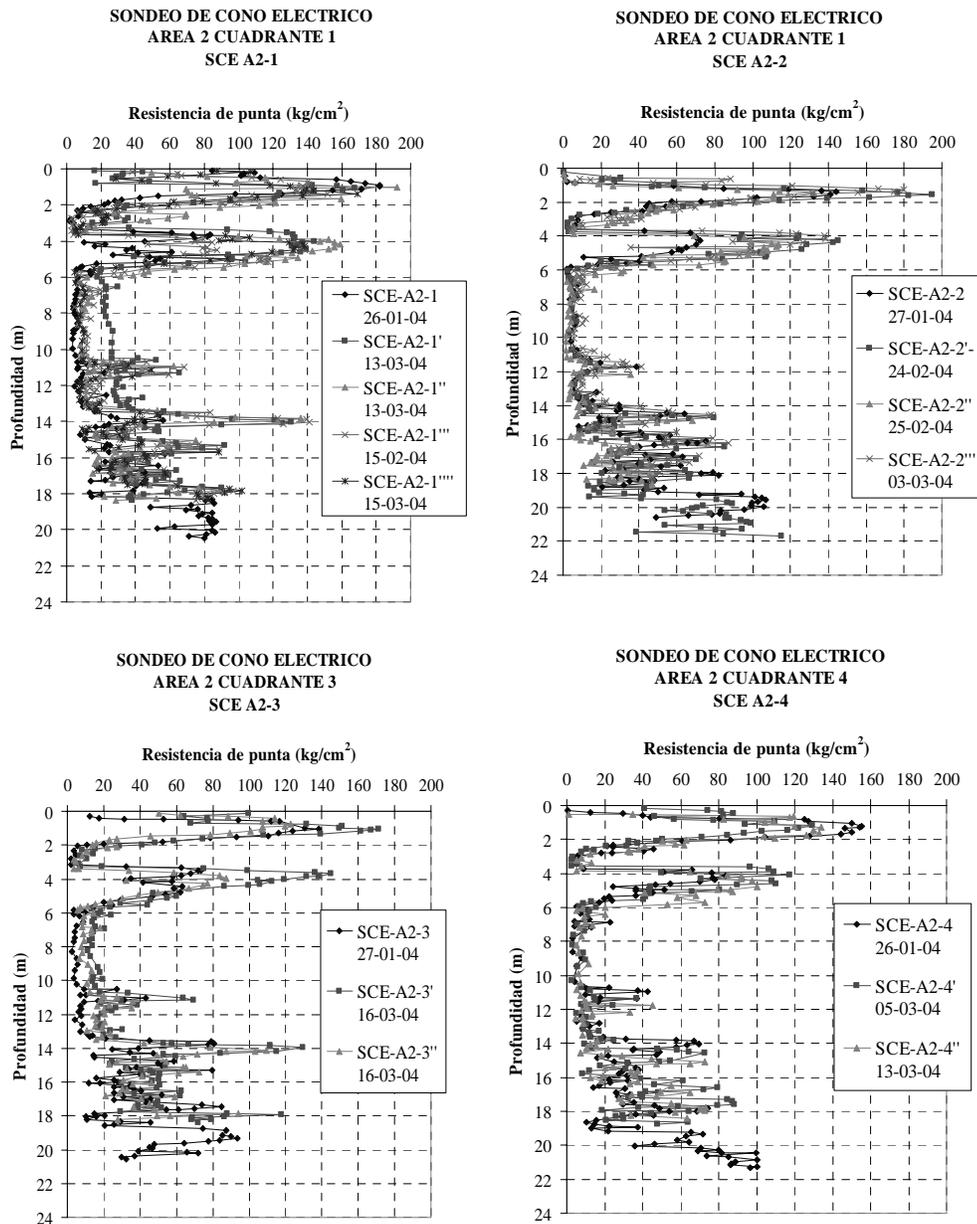


Figura 6.13 Ensayes de cono eléctrico después de aplicar la vibroflotación en los cuatro cuadrantes del área de mejoramiento, CIMESA (2004)

6.3.2 Diseño del método

Para definir si la vibroflotación puede aplicarse para mejorar los materiales granulares, se utiliza el “parámetro de adecuación” S de Brown (1977) definido como:

$$S = 1.7 \sqrt{\frac{3}{(D_{50})^2} + \frac{1}{(D_{20})^2} + \frac{1}{(D_{10})^2}} \quad (6.3)$$

Donde, D_{50} es el diámetro en mm, tal que 50 % en peso de las partículas del suelo tienen un diámetro menor; D_{20} y D_{10} se definen en forma análoga.

Según el autor antes referido, cuanto más pequeño sea el valor de S , mejor se adapta el suelo natural a la vibroflotación, la cual no es aplicable con $S > 40$ ó 50 . La tabla 6.7 clasifica los materiales en función del parámetro de adecuación y de los resultados que se obtienen al densificarlos con vibroflotación.

Tabla 6.7 Clasificación de un material de relleno propuesto, Brown (1977)

Rango de valores de S	Resultado obtenido al densificarlos con vibroflotación
0-10	Excelente
10-20	Bueno
20-30	Regular
30-50	Malo
>50	No aplicable

Este criterio, útil y simple, se puede sustituir por criterios gráficos como los tres que se muestran en las figuras 6.14 a 6.16, en las cuales se relaciona el tamaño de las partículas con la aplicabilidad de la prueba de vibroflotación.

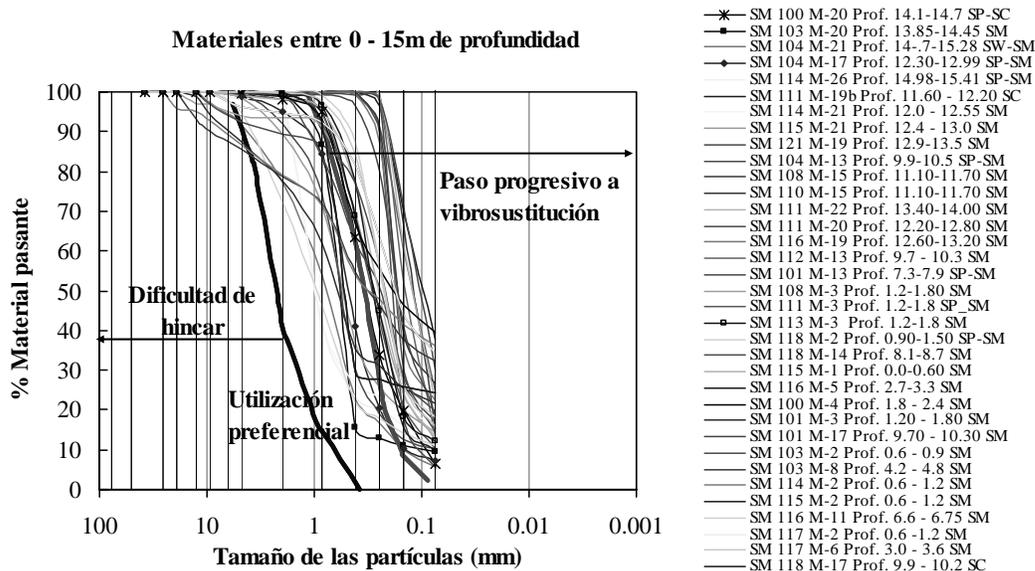


Figura 6.14 Distribuciones granulométricas indicadas para aplicar vibroflotación, tomada de Rodríguez y López (2002).

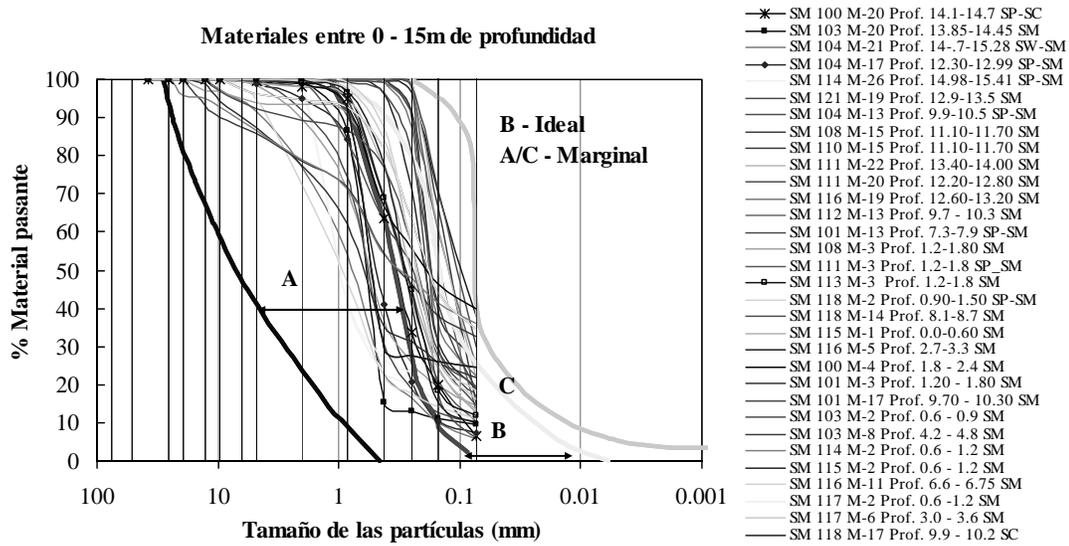


Figura 6.15 Distribuciones granulométricas indicadas para aplicar vibroflotación según el criterio de Mitchell (1968)

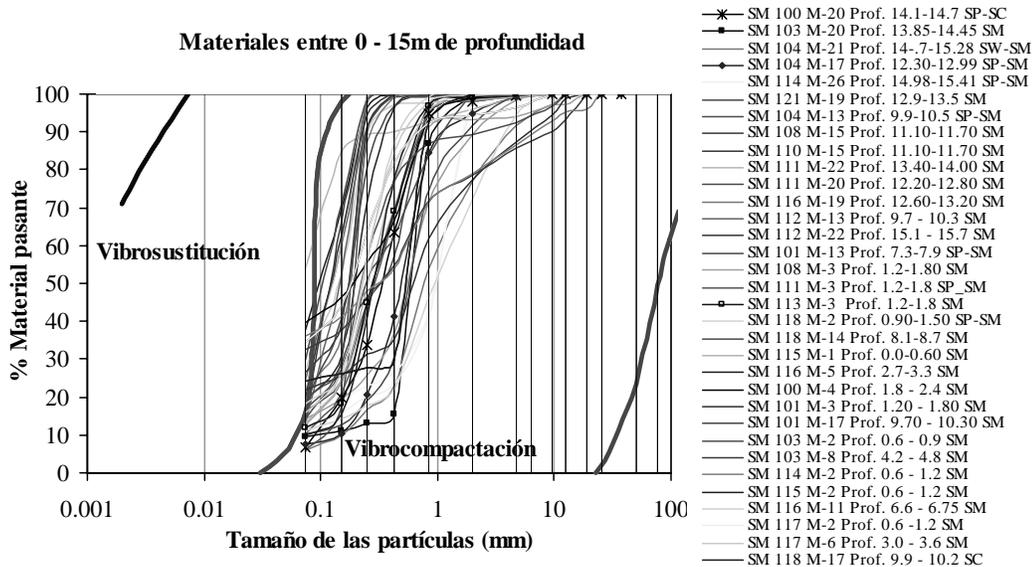


Figura 6.16 Distribuciones granulométricas indicadas para aplicar vibroflotación según el criterio de la compañía Keller (1997)

Al aplicar estos tres criterios no se llega a un resultado unificado para determinar si los materiales en estudio, son adecuados para compactarse con la técnica de vibroflotación. En la figura 6.14, la mayoría de las muestras no son apropiadas y por el contrario, están en un paso progresivo para la aplicación de la vibrosustitución. En la figura 6.15, la mayoría de los materiales están en la zona C, es decir, en la zona donde el método sería marginalmente

aplicable mientras que en la figura 6.16, los materiales son apropiados para la aplicación de este método.

Separación entre puntos de densificación. La vibroflotación se aplica en puntos de una malla, cuadrada o en triángulos equiláteros, siendo ésta última la más recomendable debido a que, es la distribución más efectiva. Por lo tanto, las separaciones son adecuadas entre 1.80 y 3.50 m, según López y Ramírez (2002).

En las pruebas efectuadas por la compañía CIMESA el espaciamiento entre los puntos en donde se colocó el vibrador varió entre 2.17 y 3 m, siguiendo un patrón de malla a base de triángulos equiláteros.

6.3.3 Ejecución de las pruebas y resultados

Se llevaron a cabo con base en los resultados de los sondeos de cono eléctrico mostrados en la figura 6.13. En las gráficas de la figura 6.17, se ejemplifican los análisis de susceptibilidad a licuación para tres valores diferentes de aceleración del terreno (0.15, 0.25 y 0.4 g), los cuales se efectuaron en el sector S1 (ver tabla 6.4) y muestran que la efectividad del método aumentó hasta los 33 días después del tratamiento, con lo que se logró que el 84 % del material resultará no licuable. Sin embargo, con un mayor tiempo de reposo del material mejorado, se redujeron ligeramente los materiales no licuables a un 62 %. Lo anterior sugiere que después del tratamiento las distribuciones de presión de poro en el subsuelo no son homogéneas.

En la figura 6.18, se muestran los resultados de la evaluación del potencial de licuación de toda el área mejorada con este método, considerando los materiales que se encuentran hasta los 6 m de profundidad y un coeficiente sísmico de 0.15. Además, se presenta la variación del factor de seguridad con la profundidad.

6.4 INYECCIONES DE CONSOLIDACIÓN

Esta técnica, generalmente involucran la inclusión de algún elemento de reforzamiento en el suelo, para mejorar sus características ingenieriles. Este método se aplica generalmente para incrementar la capacidad de carga, reducir el asentamiento y acelerar la consolidación, y de esta manera reducir el potencial de licuación.

Las inyecciones de consolidación consisten en introducir un mortero dentro del subsuelo, generalmente para formar inclusiones que desplazan a los suelos existentes o se mezclan con ellos. Normalmente, el mortero se introduce a través de tubos de inyección tipo tremie. Con esta técnica se obtienen los siguientes beneficios:

- *Densificación.* Al introducir el mortero, el material circundante se desplaza con lo cual aumenta su densidad relativa.
- *Reforzamiento.* Las inyecciones de mortero aumentan la rigidez de la masa sometida a este tratamiento y también aumentan la resistencia del suelo natural desplazado. Este efecto depende de la diferencia de rigideces entre el subsuelo y el mortero introducido,

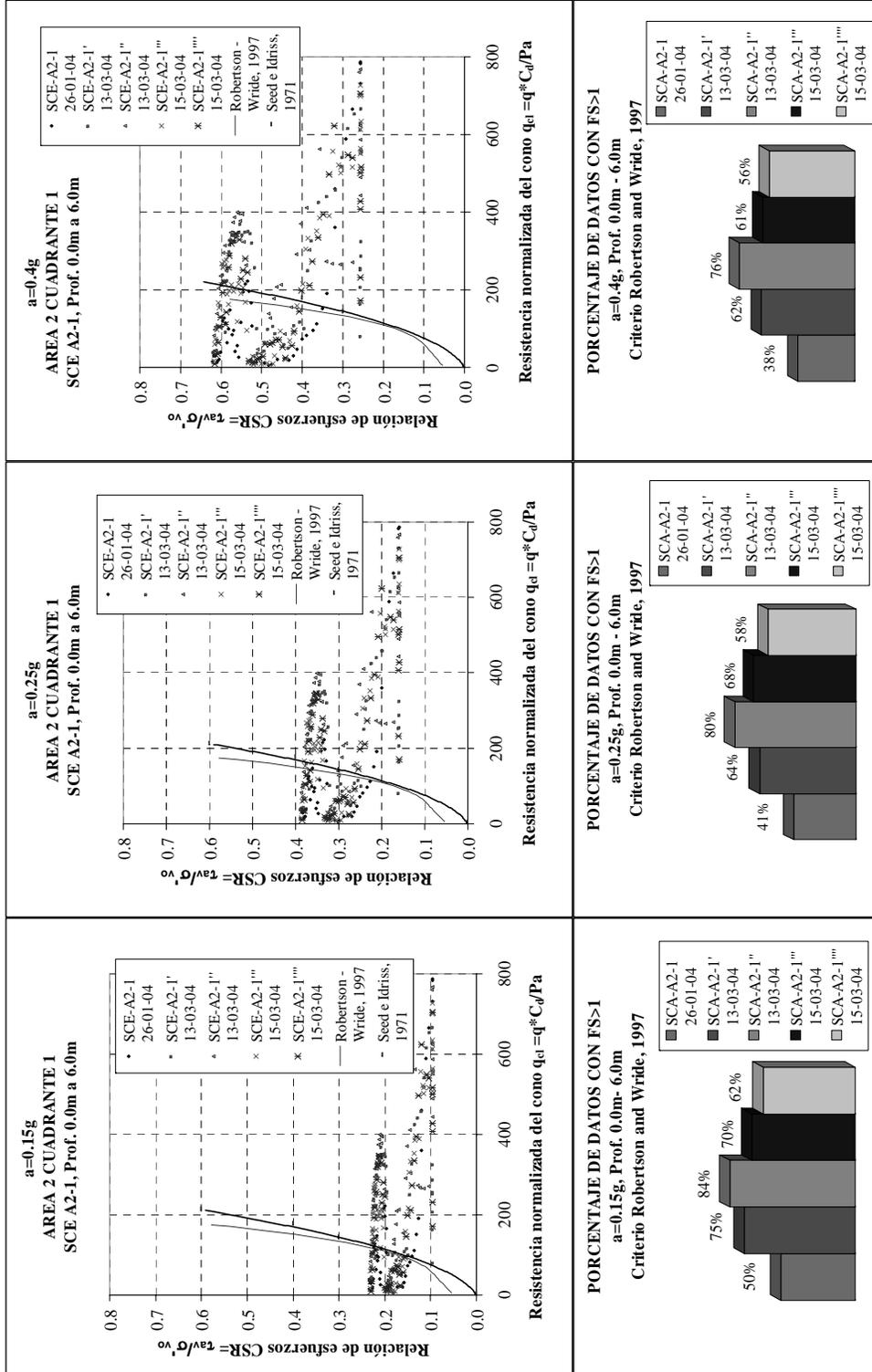


Figura 6.17 Efectividad de la vibroflotación para reducir la licuabilidad de los estratos superficiales, hasta 6m de profundidad (primer cuadrante)

- así como de la cantidad de mortero introducido al subsuelo. Este efecto es, en realidad, consecuencia de la densificación.

Selección del sitio de aplicación. El método permite elegir las zonas de tratamiento en varias profundidades y espesores, sin necesidad de tratar estratos que no lo requieran.

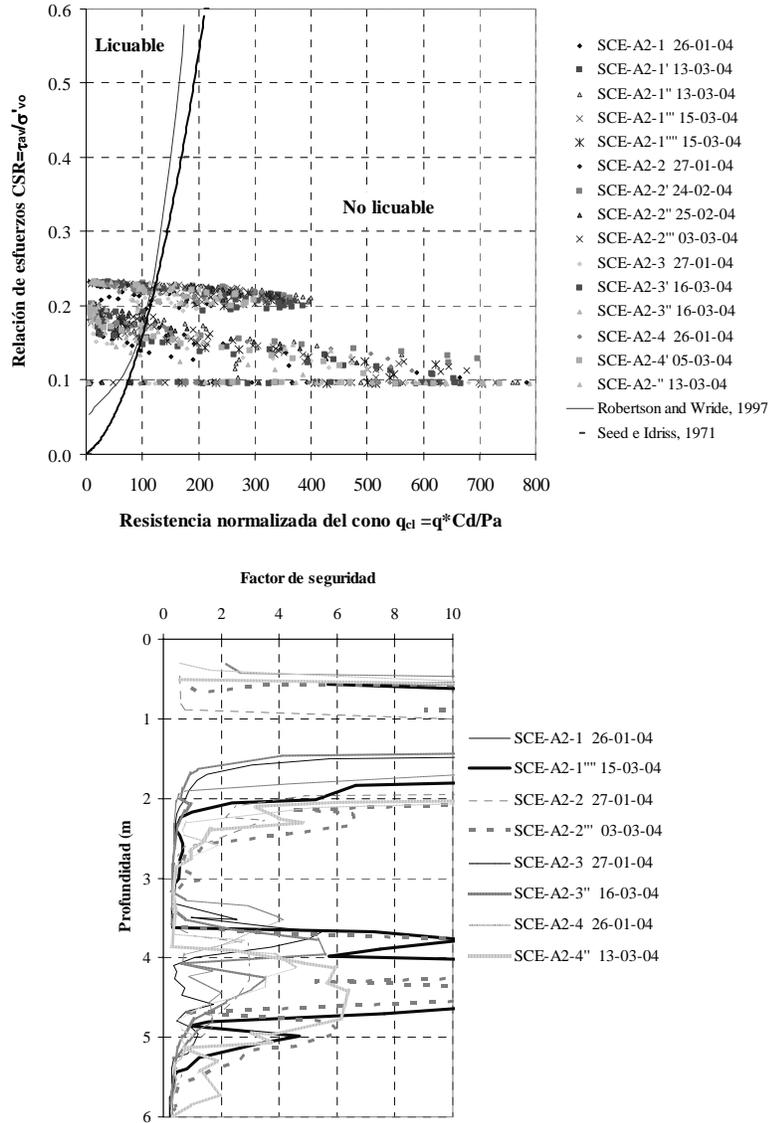


Figura 6.18 Potencial de licuación en toda el área de mejoramiento A2 y su factor de seguridad

Esta técnica se empleó para mejorar los suelos, localizados entre 12 y 18 m de profundidad. Debe señalarse que, de acuerdo con el criterio granulométrico expuesto en la sección 4.1, estos suelos no son potencialmente licuables

6.4.1 Características generales de la prueba en la zona de estudio

Esta técnica de mejoramiento de suelos se aplicó en el área A2, la cual se llevó a cabo inyectando distintas cantidades de mortero en cuatro diferentes retículas de puntos con distintos espaciamientos como se muestra más adelante.

Condiciones estratigráficas.

En la figura 6.19, se muestra el resultado de un sondeo con el perfil de suelo del sitio de prueba. Con base en este perfil, que se realizó antes de las inyecciones entre las profundidades de 10.5 a 14.5 m, el suelo en el sitio de los ensayos está constituido por arenas finas con finos limosos, de color gris, de compacidad dura a firme; con una resistencia a la penetración estándar promedio de 23 golpes. Bajo estas capas de suelo se localizan arenas compactas de consistencia dura (más de 30 golpes en la SPT), a profundidades de 14.5 a 20 m

Condiciones de los ensayos de inyección. El tratamiento se realizó en varias etapas de mallas superpuestas, conformadas por perforaciones e inyecciones primarias, secundarias y terciarias. En la tabla 6.8 se indican las condiciones en las que se llevó a cabo el proceso de inyección.

Tabla 6.8 Condiciones para la inyección de morteros

Sector	Áreas Tributarias (m ²)	Porcentaje de Incorporación (%)	Porcentaje de Incorporación/Área Tributaria	Presión de Inyección (MPa)
1	7.80	4.3	0.55	1.2
2	10.00	4.3	0.43	1.4
3	5.43	5.7	1.05	1.5
4	10.00	6.5	0.65	1.5

En la prueba, se interpretó que el porcentaje de incorporación es el volumen de material inyectado como fracción del volumen total de suelo que abarca el área tributaria en un espesor de 1 m. El cociente del porcentaje de incorporación entre el área tributaria se definió como la medida de la cantidad de mortero inyectado por unidad de volumen. En la tabla 6.9 se indican las características de los morteros empleados.

Tabla 6.9. Características de los morteros inyectados.

Arena	1360	kg
Finos (finos naturales)	330	kg
Cemento	250	kg
Aditivo retardador	5	cc
Aditivo fluidificante	15	cc
Agua	200 a 300	lt

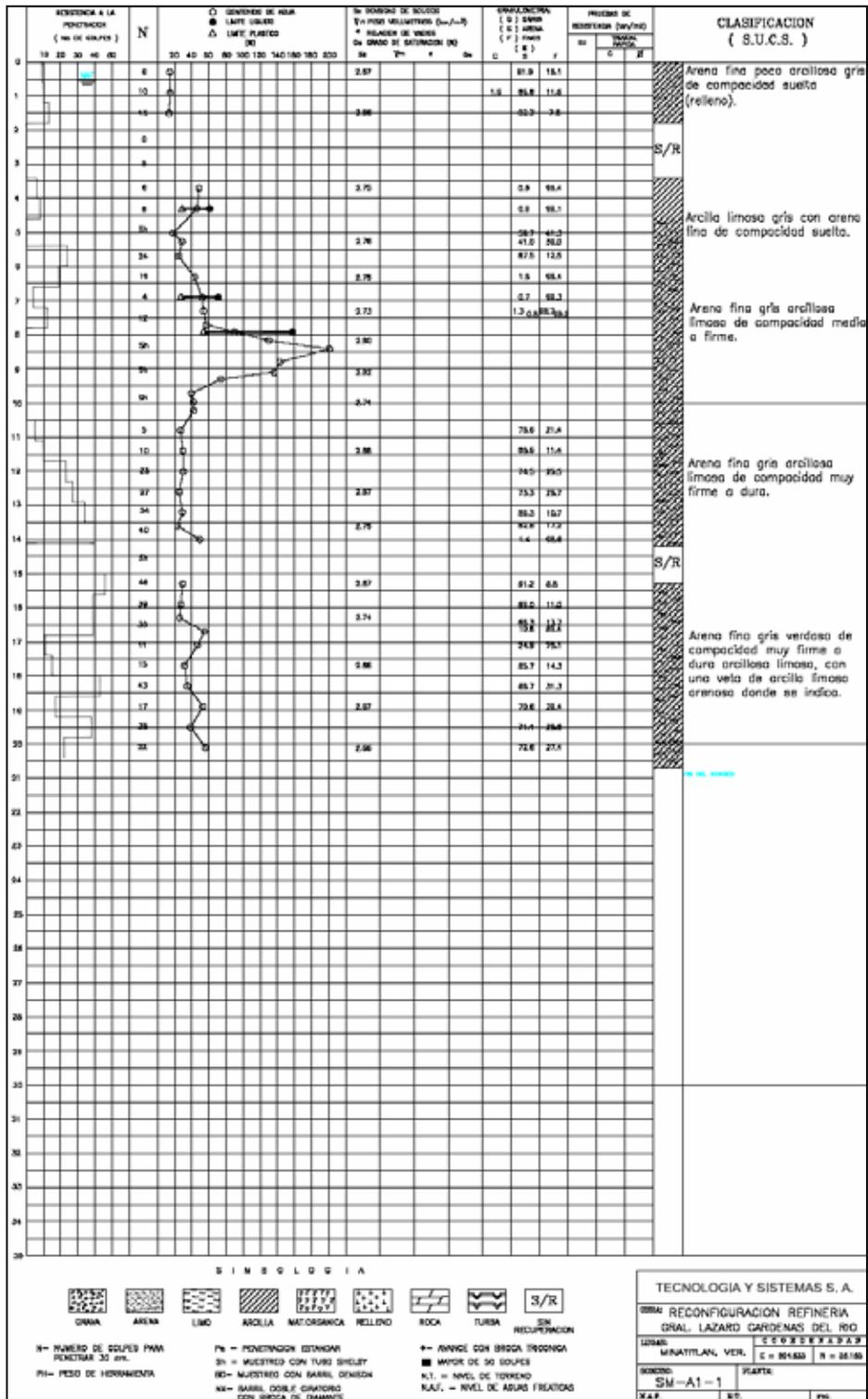


Figura 6.19 Sondeo de penetración estándar efectuado en la zona donde se llevaron a cabo inyecciones de consolidación, CIMENTA (2004)

6.4.2 Evaluación de las inyecciones

La eficacia del tratamiento se evaluó con sondeos de cono eléctrico que se llevaron a cabo tres días después de la segunda etapa y quince días después del final del tratamiento. Para tal fin, la compañía CIMESA calculó el cociente de la resistencia antes del tratamiento entre la que se obtuvo después, a diferentes fechas. Con ese cociente se obtuvieron los perfiles que se muestran en la figura. 6.20.

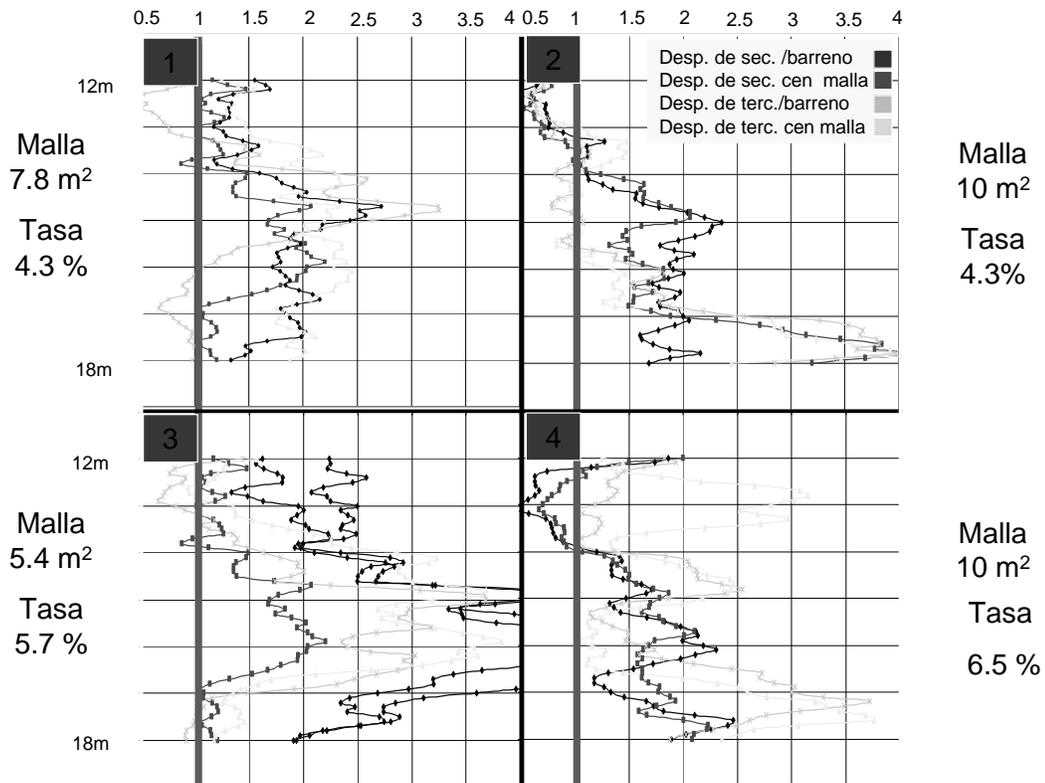


Figura 6.20. Mejoramiento de los suelos después de las inyecciones de consolidación, CIMESA (2004)

Con relación a la figura 6.20 se observa que:

- La resistencia de punta aumentó en las zonas sometidas al tratamiento. Inicialmente, en ocasiones se obtuvieron resistencias más bajas, lo cual es atribuible a los excesos de presión de poro que originan las inyecciones pero que se disipan después.
- La ganancia de resistencia varía entre dos y cuatro veces de la resistencia original. Cuanto mayor es la cantidad de mortero inyectado por unidad de volumen de suelo tratado, mayor es la ganancia de resistencia.

Efectividad de las inyecciones para reducir el potencial de licuación. Las inyecciones se llevaron a cabo para mejorar el suelo y disminuir la susceptibilidad a la licuabilidad de los suelos inyectados. Bajo esta hipótesis, se efectuaron análisis como los descritos en el capítulo anterior, aplicando el método simplificado. Los resultados de estos análisis muestran que para estos fines el método resultó poco eficiente.

Relevancia de las inyecciones de mortero en el problema de licuación. Debe señalarse que los suelos sometidos a las inyecciones contienen finos en porcentajes que, en general exceden el 20 % y de acuerdo con ello, dichos suelos no son licuables. Aunque existen estratos de hasta 1 m de espesor en donde la cantidad de finos se reduce a poco menos de 10 %, la eventual licuación de ellos no causaría asentamientos de consideración. Por otro lado, la profundidad a la que se encuentran tampoco favorece la licuación ya que durante la ocurrencia de un sismo fuerte se verían sometidos a esfuerzos cortantes cíclicos de menor magnitud que los estratos superficiales.

7. CONCLUSIONES

7.1 SUSCEPTIBILIDAD A LICUACIÓN

Los métodos más utilizados en la actualidad para evaluar la susceptibilidad a la licuación, son los métodos empíricos basados en las características de los materiales granulares de un sitio obtenidas mediante ensayos *in situ*, principalmente aplicando las pruebas SPT y CPT, comparados con el comportamiento de los materiales en sismos previos.

Es importante tener en cuenta que el uso de los datos obtenidos con la prueba CPT son más confiables en depósitos granulares, ya que al ser comparados con datos obtenidos con la prueba SPT, el cono es menos dependiente del operador del equipo y suministra un registro prácticamente continuo de la resistencia a la penetración y de la fricción lateral. Además, con la prueba CPT el efecto de perturbaciones a lo largo de la perforación no afecta la medición debido a que el cono es empujado continuamente sin requerir de la extracción y reinsertión de la probeta. Sin embargo, es importante que la evaluación de susceptibilidad a licuación, se haga con base en estas dos pruebas o cualquier otra combinación de pruebas de campo, lo cual propicia toma de decisiones más sensatas.

El criterio de evaluación del potencial de licuación basado en la gradación de los materiales, no tiene en cuenta otros factores que influyen en la susceptibilidad a la licuación de los suelos granulares como el contenido de finos. Este criterio contradice la idea generalmente aceptada de que, en general, los materiales con más de 15 % de finos (depende de la plasticidad I_p de los finos) no son susceptibles de licuarse.

El uso del criterio de Seed e Idriss (1971) minimiza las dificultades que se pueden encontrar al emplear procedimientos basados en pruebas de laboratorio, ya que garantizar calidad en la obtención de muestras inalteradas de suelo y recrear las condiciones reales a las que se encuentra en el campo, son prácticas que requieren de técnicas avanzadas de altos costos, lo cual los hace poco atractivos para su aplicación en la ingeniería práctica. Sin embargo, las pruebas de campo en las cuales se basa este criterio (SPT y CPT), presentan falencias que influyen en la confiabilidad de los resultados relacionados con la susceptibilidad de la licuación de arenas.

Conocer los desplazamientos o asentamientos que en un depósito de suelo pueden presentar a causa de la licuación, permite saber cualitativamente cual puede ser su influencia en las estructuras desplantadas en este suelo.

7.1.1 Licuación de los Materiales de la Zona de Estudio

Se considera de manera general, que la zona presenta heterogeneidad en cuanto a espesor de los materiales, resistencia a la penetración SPT y CPT de los suelos licuables.

Los materiales más propensos a sufrir el fenómeno de licuación se localizan principalmente en los estratos superficiales hasta 6m de profundidad. Sin embargo, no deben descartarse los

estratos de material granular más profundos (hasta los 15 m), ya que según la literatura técnica, generalmente hasta esta profundidad se ha presentado el fenómeno de licuación.

Los estratos de frontera a los materiales licuables, en su mayoría son arcillas impermeables, lo que no permite la disipación del exceso de presión de poro que puede generarse en los estratos arenosos ante una excitación sísmica, que produce en algunos casos la formación de volcanes de arena-agua.

Los términos en los que Seed e Idriss (1971) definen la licuabilidad de un material, teniendo en cuenta la relación de esta con la aceleración máxima del terreno y la densidad relativa, hacen que este método de evaluación no sea concluyente.

Los resultados obtenidos con la ecuación que correlaciona la resistencia de punta de los materiales granulares con el valor de la densidad relativa, definieron algunos valores negativos o mayores a 100 % de la última variable, lo cual indica que esta ecuación no es aplicable en todos los casos analizados en el presente trabajo.

7.2 MÉTODOS DE MEJORAMIENTO

El mejoramiento de cualquier tipo de suelo, requiere de la selección de un método adecuado considerando la influencia de los aspectos económicos, que en muchas ocasiones, no tienen que ver con los aspectos técnicos del proyecto. Por ello es necesario conocer las características de los métodos disponibles, así como su efectividad probable y las dificultades para implantarlos en situaciones particulares. Asimismo, se deben considerar las características y propiedades del depósito de suelo a mejorar, para aplicar el método más efectivo, económico y manejable.

Los métodos de mejoramiento deben ser considerados para mitigar los riesgos que no pueden ser aceptables dentro de un proyecto de ingeniería como niveles de asentamiento, inestabilidad del terreno, desplazamientos laterales, etc. Además, deben ser aplicados adecuadamente

7.2.1 Efectividad de los Métodos Aplicados en el Área de Estudio

Los trabajos de mejoramiento del suelo con compactación dinámica, resultan ser bastante efectivos para los primeros 4.5 m de profundidad, logrando mitigar problemas de licuación al incrementar factor de seguridad hasta en un 50 %.

Los trabajos de vibroflotación, logran ser efectivos a una profundidad de 6m logrando incrementar el factor de seguridad hasta en un 30 %. Sin embargo, no logran mitigar adecuadamente la susceptibilidad a la licuación entre los 13 y 16 m.

Las inyecciones de mortero son menos efectivas y logran aumentar el factor de seguridad hasta en un 10 % para profundidades entre 0 y 6 m.

La existencia de capas densas en el suelo a mejorar pudo influir en los resultados, ya que pudieron absorber un alto nivel de energía generada por los impactos, y el suelo granular localizado debajo de estas capas recibió un nivel de energía menor. Las ondas de esfuerzos generadas por los impactos se reflejan y/o refractan en un estrato de mayor rigidez.

8. RECOMENDACIONES

Antes de construir una estructura, es necesario poner en práctica el buen juicio de la ingeniería, diseñando un adecuado programa de exploración para obtener la información necesaria, con el fin de conocer las condiciones reales del sitio (estratigrafía, topografía, niveles de agua, etc.) y si es del caso, hacer el análisis de susceptibilidad a la licuación o cualquier otro fenómeno que pueda presentarse en el sitio ante cargas monotónicas o cíclicas. De esta manera, podrán identificarse adecuadamente los peligros y la vulnerabilidad que pueden presentarse antes, durante o después de la construcción de una estructura y por lo tanto, mitigar los daños.

La principal desventaja de los métodos de campo, es la alteración del suelo mediante perforaciones, pues éstas aumentan el costo total del estudio, son dispendiosas en presencia de materiales granulares (profundidad de exploración limitada) y la información solo se puede conocer en sitios puntuales, obligando a la interpolación entre puntos de exploración (pérdida de información). Adicionalmente para el caso de los métodos de laboratorio, se requiere la recuperación de muestras, que son llevadas a las instalaciones para practicarles los procedimientos requeridos; esto implica manipulación y alteración de las condiciones naturales del suelo.

A recomienda antes de aplicar cualquier método de mejoramiento en un suelo susceptible a licuarse, se recomienda diseñar dichos tratamientos, evaluando cada caso de una manera independiente y de esta forma “garantizar” que se obtendrán las mejoras esperadas.

Se requiere más información para afinar los resultados obtenidos y darles el carácter de definitivos. A este respecto se recomienda efectuar más pruebas de campo en especial CPT midiendo la fricción lateral, y obteniendo muestras para caracterizar de mejor manera al suelo y aplicar otros métodos de evaluación de susceptibilidad a licuación de los materiales granulares. Lo anterior, con el fin de obtener mejores predicciones del comportamiento de las capas de suelos potencialmente licuables, facilitando la elección de soluciones de mitigación producto de un análisis geotécnico más confiable.

Al revisar la literatura sobre el tema de análisis de susceptibilidad a licuación, se encontró que muchas de las correlaciones existentes entre los resultados de pruebas de penetración y las condiciones de campo de materiales granulares se expresan en términos de la compacidad relativa, por lo tanto se reitera la necesidad de contar con datos para obtener el valor de ésta como los pesos volumétricos máximos y mínimos de los materiales.

Aunque los trabajos de mejoramiento del suelo con compactación dinámica, resultan ser los más efectivos, este procedimiento solamente mejora las capas más someras, por lo tanto, debería de considerarse la utilización de otros métodos o variar las características de los métodos ya empleados, para mejorar las propiedades de los materiales que aparecen a mayores profundidades.

Por la escasez de información, se considera que los análisis y resultados presentados en este trabajo son de carácter indicativo del potencial de licuación de los materiales en estudio, cuya interpretación debe ejercerse con prudencia. No obstante, su uso puede orientar estudios posteriores más detallados.

ANEXOS

ÍNDICE

ÍNDICE121

LISTA DE FIGURAS125

LISTA DE TABLAS127

ANEXO 1 PRUEBAS DE CAMPO SPT Y CPT129

A1.1 PRUEBA DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR SPT 129

A1.2 PRUEBA DE PENETRACIÓN DEL CONO ELÉCTRICO CPT 131

ANEXO 2 LOCALIZACIÓN PRUEBAS SPT135

ANEXO 3. ANÁLISIS DE SUSCEPTIBILIDAD A LICUACIÓN CON BASE EN LOS PERFILES DE RESISTENCIA DE SPT.....139

ANEXO 4. LOCALIZACIÓN PRUEBAS CPT157

ANEXO 5. ANÁLISIS DE SUSCEPTIBILIDAD A LICUACIÓN CON BASE EN LOS PERFILES DE RESISTENCIA DE CPT159

ANEXO 6. EFECTIVIDAD DE LOS MÉTODOS DE MEJORAMIENTO DE SUELOS.....175

A6.1 COMPACTACIÓN DINÁMICA 175

A6.2 VIBROFLOTACIÓN..... 183

A6.3 INYECCIÓN DE CONSOLIDACIÓN..... 191

LISTA DE FIGURAS

Figura A1.1 Corte transversal del penetrómetro eléctrico, Santoyo et al. (1989).....	131
Figura A2.1 Detalle de localización de pruebas SPT en el área de estudio, Zona A	135
Figura A2.2 Detalle de localización de pruebas SPT en el área de estudio, Zona B	136
Figura A2.3 Detalle de localización de pruebas SPT en el área de estudio, Zona C	137
Figura A4.1 Detalle de localización de pruebas CPT en el área de estudio, Zona A.....	157
Figura A4.2 Detalle de localización de pruebas CPT en el área de estudio, Zona B	158

LISTA DE TABLAS

Tabla A1.1	Correlación entre N y los parámetros de resistencia de suelos gruesos	129
Tabla A1.2	Correlación entre N y los parámetros de resistencia de suelos finos	130
Tabla A1.3	Factores que influyen en la prueba SPT, Kulhawy <i>et al.</i> (1990).	130
Tabla A1.4	Valores típicos de N_k	132
Tabla A1.5	Correlación entre las resistencias q_c y N	133
Tabla A1.6	Errores en el cono eléctrico, Santoyo <i>et al.</i> (1989)	133
Tabla A3.1	Resumen de los resultados, con base en los perfiles de resistencia de SPT proporcionados por CIMESA	140
Tabla A3.2	Resumen de los resultados, con base en los perfiles de resistencia de SPT proporcionados por IEC	145
Tabla A3.3	Resumen de los resultados, con base en los perfiles de resistencia de SPT proporcionados por CFE	150
Tabla A5.1	Resumen de los resultados, con base en los perfiles de resistencia de CPT proporcionados por CIMESA	159
Tabla A5.2	Resumen de los resultados, con base en los perfiles de resistencia de CPT (áreas de mejoramiento antes de aplicar los métodos), proporcionados por CIMESA	169
Tabla A5.3	Resumen de los resultados, con base en los perfiles de resistencia de CPT proporcionados por IEC	171
Tabla A6.1	Resultados de susceptibilidad a licuación de los materiales del sector 1 del área tratada con el método de compactación dinámica, (primera y última prueba CPT)	175
Tabla A6.2	Resultados de susceptibilidad a licuación de los materiales del sector 2 del área tratada con el método de compactación dinámica, (primera y última prueba CPT)	177
Continuación Tabla A6.2	Resultados de susceptibilidad a licuación de los materiales del sector 2 del área tratada con el método de compactación dinámica, (primera y última prueba CPT).....	178
Tabla A6.3	Resultados de susceptibilidad a licuación de los materiales del sector 3 del área tratada con el método de compactación dinámica, (primera y última prueba CPT)	179

Tabla A6.4 Resultados de susceptibilidad a licuación de los materiales del sector 4 del área tratada con el método de compactación dinámica, (primera y última prueba CPT) 181

Tabla A6.5 Resultados de susceptibilidad a licuación de los materiales del sector 1 del área tratada con el método de vibroflotación, (primera y última prueba CPT)..... 183

Tabla A6.6 Resultados de susceptibilidad a licuación de los materiales del sector 2 del área tratada con el método de vibroflotación, (primera y última prueba CPT)..... 185

Continuación Tabla A6.6 Resultados de susceptibilidad a licuación de los materiales del sector 2 del área tratada con el método de vibroflotación, (primera y última prueba CPT). 186

Tabla A6.7 Resultados de susceptibilidad a licuación de los materiales del sector 3 del área tratada con el método de vibroflotación, (primera y última prueba CPT)..... 187

Tabla A6.8 Resultados de susceptibilidad a licuación de los materiales del sector 4 del área tratada con el método de vibroflotación, (primera y última prueba CPT)..... 189

Tabla A6.9 Resultados de susceptibilidad a licuación de los materiales del área tratada con el método de inyección de consolidación, (primera y última prueba CPT) 191

ANEXO 1 PRUEBAS DE CAMPO SPT Y CPT

A1.1 PRUEBA DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR SPT

El ensaye de penetración estándar consiste en introducir dentro del suelo un penetrómetro estándar por medio de golpes dados por un martinete al dejarlo caer libremente desde una altura de caída de 76 cm, contando el número de golpes necesario para lograr una penetración de 30 cm intermedios. Si antes de esa longitud de penetración se aplicaron al suelo 30 golpes, la prueba se suspende midiendo la longitud penetrada. El número de golpes necesario para hincarlo 30 cm se correlaciona con la resistencia al corte del suelo

Durante la prueba también pueden obtenerse muestras alteradas para identificar los suelos y realizar pruebas índice (Tamez *et al*, 1987).

El equipo de hincado consta de un muestreador partido en media caña, en el extremo inferior las dos piezas van unidas mediante una rosca a una zapata de acero de punta cónica filosa; el otro extremo se enrosca a un cabezal que tiene en su interior una esfera de acero para producir succión al momento de extraer la muestra y evitar así que ésta salga del muestreador. El cabezal se enrosca al extremo inferior de la tubería de perforación. En el extremo superior de la tubería de perforación se enrosca un aditamento especial para que en su interior corra un martinete hueco de 63.5 kg.

La prueba permite determinar la compacidad de los suelos puramente friccionantes o la consistencia de los suelos puramente cohesivos. En la tabla A1.1 y A1.2, se indica la correlación entre el número de golpes, N , para los 30 cm de penetración estándar y los parámetros de resistencia de suelos gruesos y finos, respectivamente.

En la Tabla A1.3, se mencionan los factores que influyen en la prueba de penetración estándar.

Tabla A1.1 Correlación entre N y los parámetros de resistencia de suelos gruesos

N	Compacidad relativa	ϕ (grados)
0-4	Muy suelta	25-30
4-10	Suelta	27-32
10-30	Media	30-35
30-50	Densa	35-40
>50	Muy densa	38-43

Tabla A1.2 Correlación entre N y los parámetros de resistencia de suelos finos

N	Consistencia	q_u (kg/cm ²)
< 2	Muy blanda	< 0.25
2-4	Blanda	0.25 - 0.50
4-8	Media	0.50 – 1.0
8-15	Firme	1.0 – 2.0
15-30	Muy firme	2.0 – 4.0
> 30	Dura	> 4.0

Tabla A1.3 Factores que influyen en la prueba SPT, Kulhawy *et al.* (1990).

Cause	Effects	Influence on SPT N-value
Inadequate cleaning of hole	SPT is not made in original in-situ soil. Therefore, spoils may become trapped in sampler and be compressed as sampler is driven, reducing recovery	Increases
Failure to maintain adequate head of water in borehole	Bottom of borehole may become “quick” and soil may sluice into the hole	Decreases
Careless measure of hammer drop	Hammer energy varies (generally variations cluster on low side)	Increases
Hammer weight inaccurate	Hammer energy varies (driller supplies weight; variations of about 5 to 7 percent are common)	Increases or Decreases
Hammer strikes drill rod collar eccentrically	Hammer energy reduced	Increases
Lack of hammer free fall because of ungreased sheaves, new stiff rope on weight, more than two turns on cathead, incomplete release of rope each drop	Hammer energy reduced	Increases
Sampler driven above bottom of casing	Sampler driven in disturbed, artificially densified soil	Increases greatly
Careless blow count	Inaccurate results	Increases or decreases
Use of non-standard sampler	Corrections with standard sampler not valid	Increases or decreases
Coarse gravel or cobbles in soil	Sampler becomes clogged or impeded	Increases
Use of bent drill rods	Inhibited transfer of energy of sampler	Increases

A1.2 PRUEBA DE PENETRACIÓN DEL CONO ELÉCTRICO CPT

Las pruebas de cono consisten en hacer penetrar una punta cónica en el suelo y medir la resistencia que el suelo opone a su penetración. La punta del cono eléctrico consta de una celda de carga con dos unidades sensibles instrumentadas con deformímetros eléctricos; usualmente tienen 2 t de capacidad de carga con resolución de 1 kg, pero en el caso de suelos duros puede alcanzar una capacidad de 5 t con resolución de 2 kg. Normalmente tienen un diámetro de 3.6 cm, aunque en suelos blandos se han utilizado hasta diámetros de 7.0 cm, ver figura A1.1. La fuerza que se desarrolla en la punta cónica se mide en la celda inferior y la que se desarrolla en la funda por fricción se mide en la celda superior. También se construyen equipos en los cuales, la segunda celda capta la sumatoria de punta y de fricción.

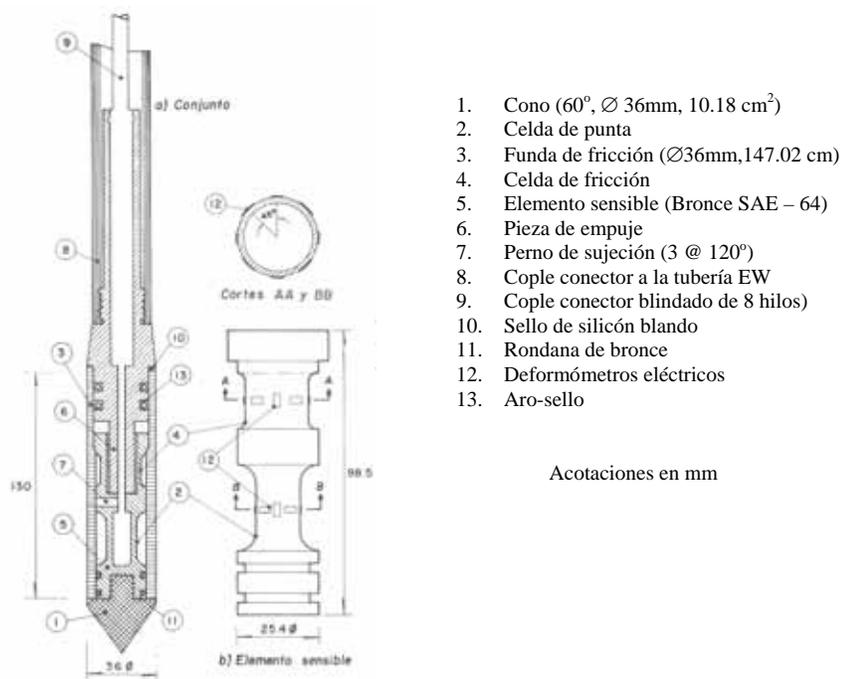


Figura A1.1 Corte transversal del penetrómetro eléctrico, Santoyo et al. (1989)

El cono se hince en el suelo empujándolo con una columna de barras de acero, en cuyo interior pasa el cable que lleva la señal a la superficie; la fuerza necesaria para el hincado se genera con un sistema hidráulico con velocidad de penetración controlada. La velocidad del cono es generalmente de 2 cm/s.

La resistencia de punta, q_c en kg/cm^2 , se determina como:

$$q_c = \frac{Q_c}{A_c} \quad \text{A1.1}$$

Donde, Q_c es la fuerza necesaria para hincar el cono, en kg y A_c es el área transversal del cono, 10 cm^2 .

La resistencia de fricción, q_s en kg/cm^2 , en conos que la miden directamente, se determina como:

$$f_s = \frac{F_s}{A_c} \quad \text{A1.2}$$

Donde, F_s es la fuerza necesaria para hincar la funda del cono, en kg y A_c es el área lateral de la funda, 150 cm^2 .

Y en conos que miden la resistencia de punta y fricción, como:

$$f_s = \frac{R_f - Q_c}{A_c} \quad \text{A1.3}$$

Donde R_f es la fuerza necesaria para hincar el cono y la funda, en kg.

A partir de la resistencia de punta obtenida con el cono eléctrico se han establecido correlaciones con otros parámetros para caracterizar el suelo como se menciona a continuación.

- **Suelos cohesivos.** La resistencia al corte en condiciones no drenadas, C_u , es igual a:

$$C_u = \frac{q_c}{N_k} \quad \text{A1.4}$$

Donde, q_c es la resistencia de punta del cono y N_k es el coeficiente de resistencia. En la tabla A2.3 se muestran los valores típicos de este coeficiente.

Tabla A1.4 Valores típicos de N_k

Tipo de suelo	N_k	Forma del penetrómetro	Autor
Arcilla NC ($q_c < 20$)	15 - 18	Clásica	Mc Carthy
Arcilla suave con falla local	10 - 14	Clásica	Mc Carthy
Arcilla preconsolidada ($q_c > 25$)	22 - 26	Clásica	Mc Carthy
Suelos arcillosos abajo del nivel freático	14	Clásica	Begemann
Suelos arcillosos blandos	20	Cilíndrica	Montañez <i>et al.</i>

- **Suelos no cohesivos.** En la tabla A1.5 se presenta la correlación entre la resistencia de punta del cono, q_c , y el número de golpes, N , en la prueba de penetración estándar.

Tabla A1.5 Correlación entre las resistencias q_c y N

Tipo de suelo	q_c/N
Limos, limos arenosos, mezclas limo-arena ligeramente cohesivas	2.0
Arenas limpias finas a medias y arenas ligeramente limosas	3.5
Arenas gruesas y arenas con algo de grava	5.0
Gravas y gravas arenosas	6.0

En la tabla A1.6 se mencionan algunos de los errores que pueden influir en la medición de la resistencia de punta del cono.

Tabla A1.6 Errores en el cono eléctrico, Santoyo *et al.* (1989)

Nº	ERROR	ORIGEN	CAUSA PROBABLE	MEDIDAS CORRECTIVAS
1	Pérdida de verticalidad	Operación	- Posición incorrecta de la máquina de perforación - Desviación por lentes duros	- Utilizar conos implementados con inclinómetro - Corregir la profundidad con base en informaciones confiables - Repetir el sondeo
2	Mala calibración o desajuste electrónico de la celda	Operación	- Mala calibración o mal funcionamiento del cono - Aplicar fuerzas cerca o mayor de la capacidad del cono	- Verificar la reacción del conjunto cono-consola antes del sondeo - Corregir la resistencia con la lectura final - Repetir la parte incierta del sondeo
3	Velocidad de hincado incorrecta	Operación	- Desajuste de la velocidad de la máquina perforadora	- Verificación de la velocidad de hincado cada 3 m de avance - Reajuste de la velocidad durante la ejecución del sondeo - Anotar la velocidad equivocada y el tramo correspondiente para que lo tomen en cuenta en la interpretación o repetir el tramo correspondiente
4	Pérdida parcial o total de resistencia	Operación	- Suciedad en las juntas del cono	- Buena limpieza del cono antes de introducirlo al subsuelo - Extraer el cono y limpiarlo - Repetir el sondeo
5	Lecturas inestables	Sistema electrónico	- Daños en los cables - Humedad en el cono - Daños del cono - Fallas de la consola	- Confirmar que el conjunto electrónico está en buenas condiciones antes de iniciar el sondeo, observando la estabilización de lecturas - Cuidado y protección de los cables durante la ejecución - Revisión de los cables, cono y consola si el problema sucede durante el sondeo - Sustituir o reparar los elementos dañados o fallados
6	Picos mínimos	Operación	- Fenómeno normal al atravesar un lente duro - Fenómeno normal al interceptar una fisura - Fenómeno normal durante la extracción del cono	- Continuar el sondeo normalmente e interpretar correctamente la resistencia registrada

ANEXO 2 LOCALIZACIÓN PRUEBAS SPT

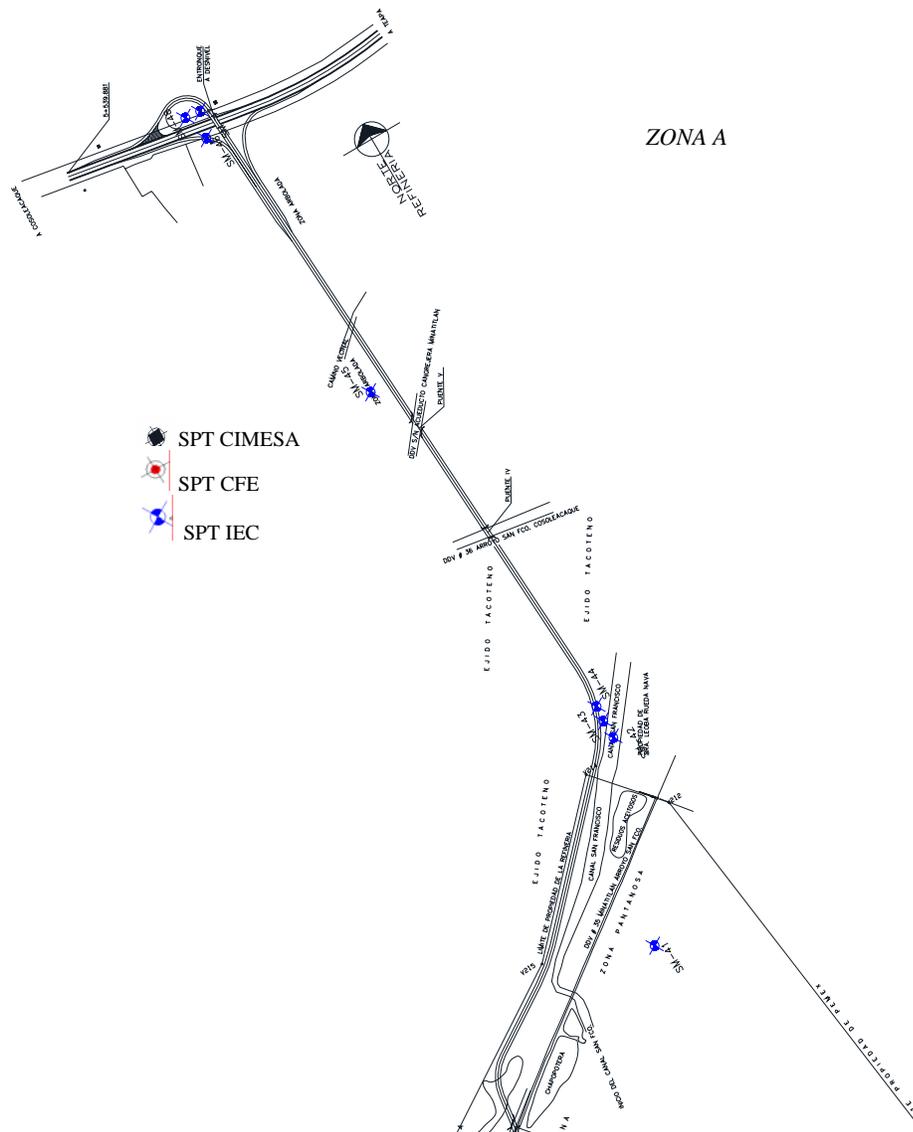


Figura A2.1 Detalle de localización de pruebas SPT en el área de estudio, Zona A

ZONA B

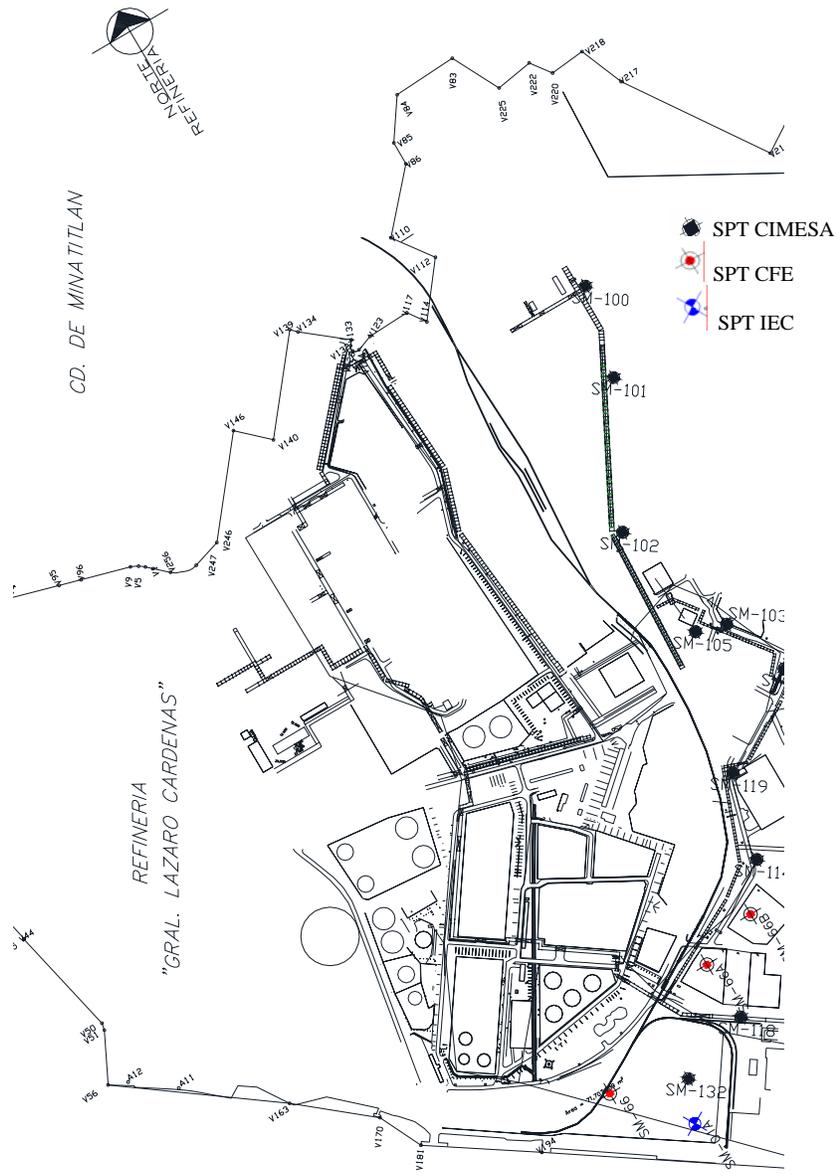


Figura A2.2 Detalle de localización de pruebas SPT en el área de estudio, Zona B

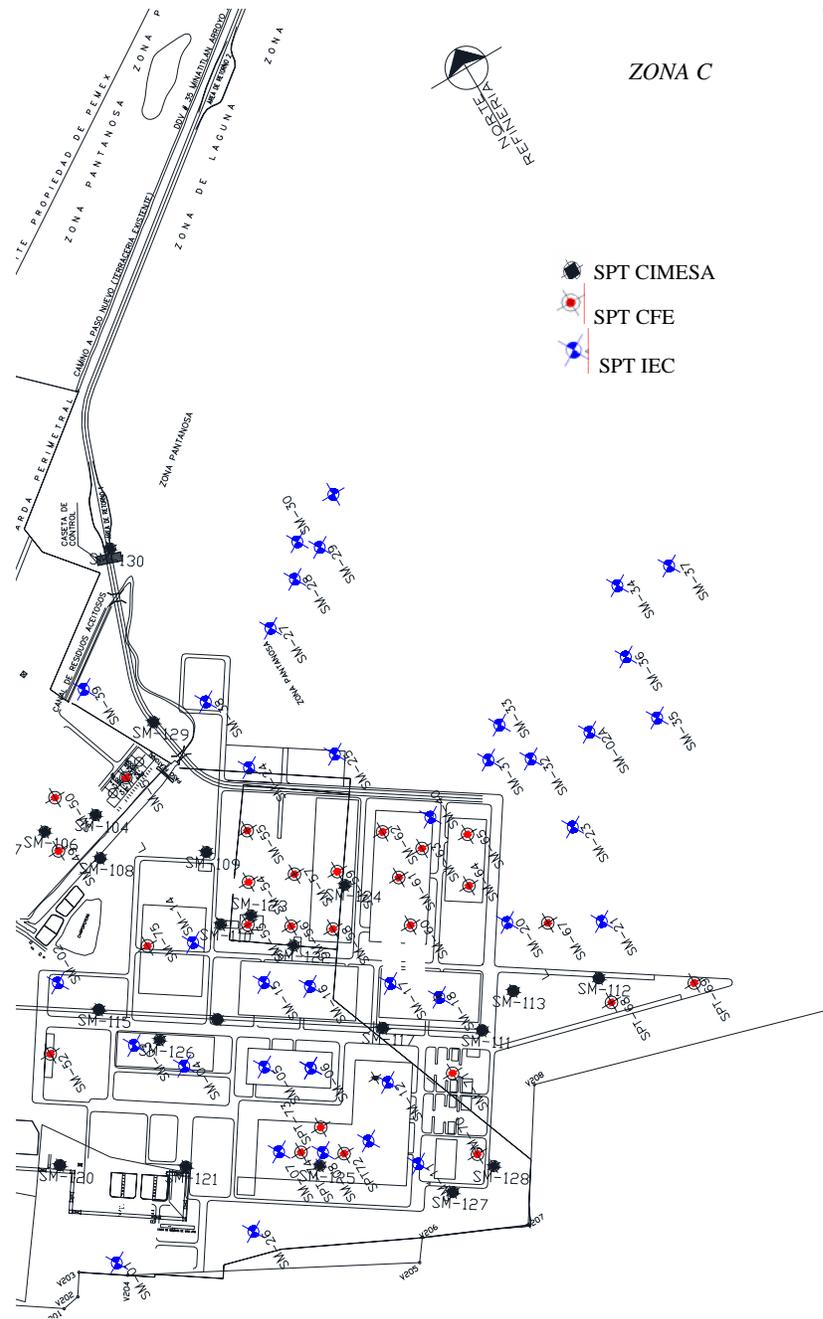


Figura A2.3 Detalle de localización de pruebas SPT en el área de estudio, Zona C

ANEXO 3. ANÁLISIS DE SUSCEPTIBILIDAD A LICUACIÓN CON BASE EN LOS PERFILES DE RESISTENCIA DE SPT

A continuación se presentan las tablas A3.1 a A3.2, con el resumen de los resultados del análisis de susceptibilidad a licuación de los materiales del sitio en estudio, empleando los perfiles de resistencia de la prueba SPT.

Tabla A3.1 Resumen de los resultados, con base en los perfiles de resistencia de SPT proporcionados por CIMESA

Sondeo	Descripción y clasificación (SUCS) de los estratos	Espesor estrato (m)	z (m)	Tramo prueba (cm)	N	z _{media} (m)	N _{medio}	σ'_{vo} (t/m ²)	r _d	τ_{av}/σ'_{vo}	(N _s) ₆₀	Blake		Se licua	Deformación		Asentamiento		
												τ_{av}/σ'_{vo}	FS		γ (%)	Vol. (%)	Tramo prueba (cm)	Estrato (cm)	
SM - 100	Arena fina limosa color café oscuro	1.00	0.6	0.6	33	0.90	33	1.26	0.989	0.096	29	0.394	4.085	NO	0-3	0	0.00	0.00	
			1.2		33														
			1.2	0.6	43	1.50	43	1.6	0.995	0.127	34	0.509	3.999	NO	0-3	0	0.00		
			1.8		43														
	Arena mal graduada poco arcillosa (SP-SC), color café rojizo, compacta	1.33	14.1	0.6	50	14.40	50	6.76	1.267	0.368	19	0.208	0.564	SI	10-20	1-2	0.6-1.2		2.00
			14.7		50														
14.7			0.4	50	14.90	50	6.96	1.287	0.376	19	0.205	0.544	SI	10-20	1-2	0.4-0.8			
15.1	50																		
SM - 101	Arena mal graduada poco limosa (SP-SM), color café claro, de compacidad media	1.67	7.3	0.6	27	7.60	27	4.04	1.075	0.276	13	0.145	0.527	SI	> 20	2-3	1.2-1.8	4.80	
			7.9		27														
			7.9	0.6	32	8.20	32	4.28	1.086	0.284	15	0.167	0.589	SI	> 20	1-2	0.6-1.2		
			8.5		32														
			8.5	0.6	19	8.80	19	4.52	1.098	0.292	9	0.098	0.335	SI	> 20	2-3	1.2-1.8		
			9.1		19														
SM - 103	Arena limosa con gravas aisladas (SM), color gris oscuro, de compacidad suelta	1.67	1.2	0.6	7	1.50	7	1.6	0.995	0.127	6	0.069	0.540	SI	> 20	3-4	1.8-2.4	6.60	
			1.8		7														
			1.8	0.6	6	2.10	6	1.84	1.001	0.156	4	0.062	0.397	SI	> 20	4-5	2.4-3.0		
			2.4		6														
			2.4	0.6	22	2.70	22	2.08	1.007	0.178	15	0.165	0.924	SI	10-20	1-2	0.6-1.2		
	3.0	22																	
Arena poco limosa (SM), color gris oscuro, de compacidad densa	2.67	13.9	0.6	33	14.15	33	6.66	1.257	0.364	13	0.138	0.380	SI	> 20	2-3	1.2-1.8	2.70		
		14.5		33															
		14.5	0.45	50	14.68	50	6.87	1.278	0.373	19	0.206	0.553	SI	10-20	1-2	0.5-0.9			
		14.9		50															
SM - 104	Arena mal graduada poco limosa (SP-SM), color gris oscuro, suelta	1.67	9.9	0.6	3	10.20	3	5.08	1.130	0.310	1	0.050	0.162	SI	> 20	5-10	3.0-6.0	12.00	
			10.5		3														
			10.5	0.6	3	10.80	3	5.32	1.146	0.318	1	0.050	0.158	SI	> 20	5-10	3.0-6.0		
			11.1		3														
	Arena mal graduada poco limosa (SP-SM), color gris oscuro, con gravas aisladas; de compacidad media	1.33	11.1	0.6	18	11.40	18	5.56	1.163	0.325	8	0.085	0.262	SI	> 20	2-3	1.2-1.8	5.40	
			11.7		18														
			11.7	0.6	25	12.00	25	5.8	1.181	0.334	10	0.113	0.337	SI	> 20	2-3	1.2-1.8		
			12.3		25														
	12.3	0.6	20	12.60	20	6.04	1.200	0.342	8	0.090	0.263	SI	> 20	2-3	1.2-1.8				
	12.9		20																
Arena bien graduada poco limosa (SW-SM), color gris oscuro, con gravas aisladas; de compacidad densa	4.29	12.9	0.42	50	13.11	50	6.244	1.218	0.349	20	0.216	0.620	SI	10-20	1-2	0.4-0.8	4.10		
		13.3		50															
		13.5	0.6	50	13.80	50	6.52	1.243	0.359	20	0.212	0.589	SI	10-20	1-2	0.6-1.2			
		14.1		50															
		14.1	0.45	50	14.33	50	6.73	1.264	0.367	19	0.208	0.567	SI	10-20	1-2	0.5-0.9			
		14.6		50															
		14.7	0.58	50	14.99	50	6.996	1.291	0.378	19	0.204	0.540	SI	10-20	1-2	0.6-1.20			
15.3	50																		

Continuación Tabla A3.1 Resumen de los resultados, con base en los perfiles de resistencia de SPT proporcionados por CIMESA

Sondeo	Descripción y clasificación (SUCS) de los estratos	Espesor estrato (m)	z (m)	Tramo prueba (cm)	N	z _{media} (m)	N _{medio}	σ'_{vo} (t/m ²)	r _d	τ_{av}/σ'_{vo}	(N _t) ₆₀	Blake		Se licua	Deformación		Asentamiento		
												τ_{av}/σ'_{vo}	FS		γ (%)	Vol. (%)	Tramo prueba (cm)	Estrato (cm)	
SM-106	Arena fina color gris claro	2.67	12.3	0.6	35	12.60	35	6.04	1.200	0.342	14	0.154	0.451	SI	10--20	2--3	1.2-1.8	9.00	
			12.9		35														
			12.9	0.6	30	13.20	30	6.28	1.221	0.350	12	0.130	0.370	SI	10--20	2--3	1.2-1.8		
			13.5		30														
			13.5	0.6	30	13.80	30	6.52	1.243	0.359	12	0.127	0.354	SI	10--20	2--3	1.2-1.8		
			14.1		30														
			14.1	0.6	22	14.40	22	6.76	1.267	0.368	8	0.093	0.253	SI	> 20	2--3	1.2-1.8		
			14.7		22														
14.7	0.6	20	15.00	20	7	1.292	0.378	8	0.085	0.224	SI	> 20	2--3	1.2-1.8					
15.3		20																	
SM-107	Arena limosa (SM) y limo arenoso, color gris oscuro, de copacidad suelta	3.67	1.8	0.6	5	2.10	5	1.84	1.001	0.156	4	0.058	0.373	SI	> 20	4--5	2.4-3.0	13.20	
			2.4		5														
			2.4	0.6	14	2.70	14	2.08	1.007	0.178	10	0.106	0.591	SI	> 20	2--3	1.2-1.8		
			3.0		14														
			3.0	0.6	10	3.30	10	2.32	1.014	0.197	7	0.076	0.388	SI	> 20	3--4	1.8-2.4		
			3.6		10														
			3.6	0.6	8	3.90	8	2.56	1.021	0.212	5	0.065	0.308	SI	> 20	3--4	1.8-2.4		
			4.2		8														
	4.2	0.6	2	4.50	2	2.8	1.028	0.225	1	0.050	0.222	SI	> 20	10	6.00				
	4.8		2																
	5.6	0.6	2	5.90	2	3.36	1.047	0.251	1	0.050	0.198	SI	> 20	10	6.00				
	6.2		2																
	6.2	0.6	5	6.50	5	3.6	1.056	0.260	3	0.054	0.207	SI	> 20	5--10	3.0-6.0				
	6.8		5																
	6.8	0.6	4	7.10	4	3.84	1.066	0.269	2	0.052	0.194	SI	> 20	5--10	3.0-6.0				
	7.4		4																
	SM-107	Arena limosa, color gris oscuro de copacidad suelta	2.67	8.2	0.6	2	8.50	2	4.4	1.092	0.288	1	0.050	0.172	SI	> 20	10	6.00	21.00
				8.8		2													
8.8				0.6	8	9.10	8	4.64	1.105	0.296	4	0.058	0.197	SI	> 20	4--5	2.4-3.0		
9.4					8														
9.4				0.6	5	9.70	5	4.88	1.118	0.303	2	0.053	0.174	SI	> 20	5--10	3.0-6.0		
10.0					5														
10.0				0.6	4	10.30	4	5.12	1.133	0.311	2	0.051	0.165	SI	> 20	5--10	3.0-6.0		
10.6	4																		
SM-108	Arena poco limosa (SM), color café oscuro a negro, con lentes de materia orgánica, de compacidad media a densa	3.66	0.0	0.6	15	0.30	15	0.42	0.983	0.096	23	0.255	2.661	NO	0	0	0.00	1.80	
			0.6		15														
			0.6	0.6	49	0.90	49	1.26	0.989	0.096	44	10.610	110.022	NO	0	0	0.00		
			1.2		49														
			1.2	0.6	28	1.50	28	1.6	0.995	0.127	22	0.242	1.899	NO	0	0	0.00		
			1.8		28														
			1.8	0.6	26	2.10	26	1.84	1.001	0.156	19	0.207	1.327	NO	0	0	0.00		
			2.4		26														
	2.4	0.6	16	2.70	16	2.08	1.007	0.178	11	0.120	0.673	SI	> 20	2--3	1.2-1.8				
	3.0		16																
	11.1	0.85	22	11.40	22	5.56	1.163	0.325	9	0.102	0.312	SI	> 20	2--3	1.2-1.8	1.80			
11.7	22																		

Continuación Tabla A3.1 Resumen de los resultados, con base en los perfiles de resistencia de SPT proporcionados por CIMESA

Sondeo	Descripción y clasificación (SUCS) de los estratos	Espesor estrato (m)	z (m)	Tramo prueba (cm)	N	z _{media} (m)	N _{medio}	σ'_{vo} (t/m ²)	r _d	τ_{av}/σ'_{vo}	(N ₁) ₆₀	Blake		Se licua	Deformación		Asentamiento	
												τ_{av}/σ'_{vo}	FS		γ (%)	Vol. (%)	Tramo prueba (cm)	Estrato (cm)
SM-110	Arena limosa (SM), color café claro, con lentes de arcilla gris oscuro	2.33	0.0	0.28	50	0.14	50	0.196	0.982	0.096	113				0	0	0.00	10.80
			0.3		50													
			0.6	0.6	8	0.90	8	1.26	0.989	0.096	7	0.081	0.839	SI	> 20	3--4	1.8-2.4	
			1.2		8													
			1.2	0.6	2	1.50	2	1.6	0.995	0.127	2	0.051	0.400	SI	> 20	5--10	3.0-6.0	
			1.8		2													
			1.8	0.6	8	2.10	8	1.84	1.001	0.156	6	0.071	0.457	SI	> 20	3--4	1.8-2.4	
2.4	8																	
SM-111	Arena limosa(SM), color gris oscuro, de compacidad suelta	2.66	1.2	0.6	16	1.50	16	1.6	0.995	0.127	13	0.137	1.076	NO	0	0.1--0.2	0.06-0.12	15.12
			1.8		16													
			1.8	0.6	4	2.10	4	1.84	1.001	0.156	3	0.055	0.354	SI	> 20	5	3.00	
			2.4		4													
			2.4	0.6	2	2.70	2	2.08	1.007	0.178	1	0.050	0.283	SI	> 20	5--10	3.0-6.0	
			3.0		2													
			3.0	0.6	4	3.30	4	2.32	1.014	0.197	3	0.054	0.274	SI	> 20	5--10	3.0-6.0	
3.6	4																	
SM-112	Arena fina, color gris obscuro	0.67	12.8	0.6	2	13.10	2	6.24	1.217	0.349	1	0.049	0.141	SI	> 20	10	6.00	6.00
			13.4		2													
SM-112	Arena fina limosa (SM) ,color gris claro, de compacidad media	4.90	9.7	0.6	19	10.00	19	5	1.125	0.307	8	0.093	0.304	SI	> 20	2--3	1.2-1.8	13.20
			10.3		19													
			10.3	0.6	17	10.60	17	5.24	1.141	0.315	7	0.084	0.265	SI	> 20	2--3	1.2-1.8	
			10.9		17													
			10.9	0.6	19	11.20	19	5.48	1.157	0.323	8	0.090	0.278	SI	> 20	2--3	1.2-1.8	
			11.5		19													
			11.5	0.6	24	11.80	24	5.72	1.175	0.331	10	0.109	0.329	SI	> 20	2--3	1.2-1.8	
			12.1		24													
			12.1	0.6	12	12.40	12	5.96	1.194	0.339	5	0.065	0.191	SI	> 20	4	2.40	
			12.7		12													
			12.7	0.6	30	13.00	30	6.2	1.214	0.347	12	0.130	0.375	SI	> 20	2--3	1.2-1.8	
			13.3		30													
			13.3	0.6	33	13.60	33	6.44	1.235	0.356	13	0.141	0.395	SI	> 20	2--3	1.2-1.8	
			13.9		33													
			3.0	0.6	1	3.30	3	2.32	1.014	0.197	2	0.052	0.264	SI	> 20	5--10	3.0-6.0	
			3.0		3													
			3.6	0.6	2	3.90	2	2.56	1.021	0.212	1	0.050	0.236	SI	> 20	10	6.00	
			4.2		2													
			4.2	0.6	2	4.50	2	2.8	1.028	0.225	1	0.050	0.222	SI	> 20	10	6.00	
4.8	2																	
4.8	0.6	2	5.10	2	3.04	1.036	0.237	1	0.050	0.210	SI	> 20	10	6.00				
5.4		2																

Continuación Tabla A3.1 Resumen de los resultados, con base en los perfiles de resistencia de SPT proporcionados por CIMESA

Sondeo	Descripción y clasificación (SUCS) de los estratos	Espesor estrato (m)	z (m)	Tramo prueba (cm)	N	z _{media} (m)	N _{medio}	σ'_{vo} (t/m ²)	r _d	τ_{av}/σ'_{vo}	(N ₁) ₆₀	Blake		Se licua	Deformación		Asentamiento		
												τ_{av}/σ'_{vo}	FS		γ (%)	Vol. (%)	Tramo prueba (cm)	Estrato (cm)	
SM-114	Arena limosa (SM), color gris claro, compacta	6.25	10.2	0.6	43	10.50	43	5.2	1.138	0.314	19	0.203	0.649	SI	10--20	1--2	0.6-1.2	8.96	
			10.8		43														
			10.8	0.4	50	11.00	50	5.4	1.152	0.320	22	0.234	0.731	SI	10--20	1--2	0.4-0.8		
			11.2		50														
			11.4	0.6	44	11.70	44	5.68	1.172	0.329	18	0.199	0.605	SI	10--20	1--2	0.6-1.2		
			12.0		44														
			12.0	0.55	50	12.28	50	5.91	1.190	0.337	21	0.223	0.661	SI	10--20	1--2	0.6-1.1		
			12.6		50														
			12.6	0.6	37	12.90	37	6.16	1.210	0.346	15	0.161	0.466	SI	> 20	1--2	0.6-1.2		
			13.2		37														
			13.2	0.55	50	13.48	50	6.39	1.231	0.354	20	0.214	0.603	SI	10--20	1--2	0.6-1.1		
			13.8		50														
13.8	0.6	50	14.10	50	6.64	1.255	0.364	19	0.210	0.576	SI	10--20	1--2	0.6-1.2					
14.4		50																	
14.4	0.58	50	14.69	50	6.876	1.279	0.373	19	0.206	0.552	SI	10--20	1--2	0.6-1.2					
15.0		50																	
SM-115	Arena limosa (SM), color café claro	1.66	0.0	0.6	21	0.30	21	0.42	0.983	0.096	32	0.432	4.506	NO	0	0	0.00	0.00	
			0.6		21														
			0.6	0.6	24	0.90	24	1.26	0.989	0.096	21	0.232	2.410	NO	0	0	0.00		
			1.2		24														
	1.2	0.6	21	1.50	21	1.6	0.995	0.127	17	0.179	1.408	NO	0	0	0.00				
	1.8		21																
	Arena limosa con pocas gravas (SM), color gris oscuro, de compacidad media a densa	4.67	12.4	0.6	23	12.70	23	6.08	1.204	0.343	9	0.102	0.296	SI	> 20	2--3	1.2-1.8		6.00
			13.0		23														
13.0			0.6	49	13.30	49	6.32	1.224	0.352	19	0.210	0.598	SI	10--20	1--2	0.6-1.2			
13.6				49															
13.6			0.6	21	13.90	21	6.56	1.247	0.361	8	0.091	0.251	SI	> 20	2--3	1.2-1.8			
14.2				21															
14.2	0.6	46	14.50	46	6.8	1.271	0.370	18	0.190	0.515	SI	10--20	1--2	0.6-1.2					
14.8		46																	
SM-116	Arena limosa color café a gris	1.33	0.0	0.6	15	0.30	15	0.42	0.983	0.096	23	0.255	2.661	NO	0	0	0.00	0.00	
			0.6		15														
			0.6	0.6	15	0.90	15	1.26	0.989	0.096	13	0.145	1.500	NO	0	0	0.00		
			1.2		15														
	Arena poco arcillosa (SC), color gris oscuro, de compacidad suelta, con lentes aislados de arcilla arenosa color gris oscuro	4.67	2.7	0.6	10	3.00	10	2.2	1.010	0.188	7	0.078	0.413	SI	> 20	3--4	1.8-2.4	16.20	
			3.3		10														
			3.3	0.6	9	3.60	9	2.44	1.017	0.205	6	0.070	0.343	SI	> 20	3--4	1.8-2.4		
			3.9		9														
			3.9	0.6	9	4.20	9	2.68	1.024	0.219	5	0.068	0.313	SI	> 20	3--4	1.8-2.4		
			4.5		9														
			4.5	0.6	4	4.80	4	2.92	1.032	0.231	2	0.053	0.229	SI	> 20	4--5	2.4-3.0		
			5.1		4														
			5.1	0.6	7	5.40	7	3.16	1.040	0.243	4	0.059	0.245	SI	> 20	5--10	3.0-6.0		
			5.7		7														

Continuación Tabla A3.1 Resumen de los resultados, con base en los perfiles de resistencia de SPT proporcionados por CIMESA

Sondeo	Descripción y clasificación (SUCS) de los estratos	Espesor estrato (m)	z (m)	Tramo prueba (cm)	N	z _{media} (m)	N _{medio}	σ'_{vo} (t/m ²)	r _d	τ_{av}/σ'_{vo}	(N ₁) ₆₀	Blake		Se licua	Deformación		Asentamiento		
												τ_{av}/σ'_{vo}	FS		γ (%)	Vol. (%)	Tramo prueba (cm)	Estrato (cm)	
SM-117	Arena limosa (sm), color café claro, de compactad suelta	0.66	0.0	0.6	13	0.30	13	0.42	0.983	0.096	20	0.217	2.262	NO	0	0	0.00	0.00	
SM-118	Arena mal graduada poco limosa con gravas aisladas (SP-SM y SM), con colores café claro y gris claro, de compactad densa	4.00	0.6	0.6	13	0.60	27	0.84	0.986	0.096	29	0.398	4.135	NO	0	0	0.00	0.00	
			0.9	0.6	27	0.60	27	0.84	0.986	0.096	29	0.398	4.135	NO	0	0	0.00		
			0.9	0.6	38	1.20	38	1.48	0.992	0.110	31	0.367	3.339	NO	0	0	0.00		
			1.5	0.6	38	1.20	38	1.48	0.992	0.110	31	0.367	3.339	NO	0	0	0.00		
			1.5	0.6	37	1.80	37	1.72	0.998	0.143	28	0.349	2.447	NO	0	0	0.00		
			2.1	0.6	37	1.80	37	1.72	0.998	0.143	28	0.349	2.447	NO	0	0	0.00		
			2.1	0.6	29	2.40	29	1.96	1.004	0.168	21	0.224	1.338	NO	0	0	0.00		
			2.7	0.6	29	2.40	29	1.96	1.004	0.168	21	0.224	1.338	NO	0	0	0.00		
			3.3	0.6	50	3.00	50	2.2	1.010	0.188	34	0.494	2.629	NO	0	0	0.00		
			3.3	0.6	50	3.00	50	2.2	1.010	0.188	34	0.494	2.629	NO	0	0	0.00		
	3.9	0.6	38	3.60	38	2.44	1.017	0.205	24	0.272	1.328	NO	0	0	0.00				
	3.9	0.6	38	3.60	38	2.44	1.017	0.205	24	0.272	1.328	NO	0	0	0.00				
	SM-118	Arena poco limosa, con gravas aisladas (SM), color café café claro, de compactad densa	5.33	3.9	0.6	47	4.20	47	2.68	1.024	0.219	29	0.364	1.662	NO	0	0	0.00	5.22
				4.5	0.6	47	4.20	47	2.68	1.024	0.219	29	0.364	1.662	NO	0	0	0.00	
				4.5	0.6	30	4.80	30	2.92	1.032	0.231	18	0.189	0.818	SI	10--20	1--2	0.6-1.2	
				5.1	0.6	30	4.80	30	2.92	1.032	0.231	18	0.189	0.818	SI	10--20	1--2	0.6-1.2	
				5.1	0.6	41	5.40	41	3.16	1.040	0.243	23	0.254	1.047	NO	0	0.2--0.5	0.12-0.3	
				5.7	0.6	41	5.40	41	3.16	1.040	0.243	23	0.254	1.047	NO	0	0.2--0.5	0.12-0.3	
				5.7	0.6	50	6.00	50	3.4	1.048	0.253	27	0.322	1.275	NO	0	0	0.00	
				6.3	0.6	50	6.00	50	3.4	1.048	0.253	27	0.322	1.275	NO	0	0	0.00	
6.3				0.6	50	6.60	50	3.64	1.058	0.262	26	0.304	1.160	NO	0	0.1--0.2	0.06-0.12		
6.9				0.6	50	6.60	50	3.64	1.058	0.262	26	0.304	1.160	NO	0	0.1--0.2	0.06-0.12		
6.9	0.6	50	7.20	50	3.88	1.068	0.270	25	0.289	1.069	NO	0	0.2--0.5	0.12-0.3					
7.5	0.6	50	7.20	50	3.88	1.068	0.270	25	0.289	1.069	NO	0	0.2--0.5	0.12-0.3					
7.5	0.6	36	7.80	36	4.12	1.078	0.279	18	0.191	0.687	SI	10--20	1--2	0.6-1.2					
8.1	0.6	36	7.80	36	4.12	1.078	0.279	18	0.191	0.687	SI	10--20	1--2	0.6-1.2					
8.1	0.6	40	8.40	40	4.36	1.090	0.287	19	0.207	0.721	SI	10--20	1--2	0.6-1.2					
8.7	0.6	40	8.40	40	4.36	1.090	0.287	19	0.207	0.721	SI	10--20	1--2	0.6-1.2					
8.7	0.45	50	8.93	50	4.57	1.101	0.293	23	0.258	0.881	SI	3--10	1--2	0.5-0.9					
9.2	0.45	50	8.93	50	4.57	1.101	0.293	23	0.258	0.881	SI	3--10	1--2	0.5-0.9					
SM-121	Arena limosa, color café claro	1.30	0.0	0.6	10	0.30	10	0.42	0.983	0.096	15	0.167	1.740	NO	0	0	0.00	0.00	
			0.6	0.6	10	0.30	10	0.42	0.983	0.096	15	0.167	1.740	NO	0	0	0.00		
			0.6	0.6	26	0.90	26	1.26	0.989	0.096	23	0.255	2.648	NO	0	0	0.00		
			1.2	0.6	26	0.90	26	1.26	0.989	0.096	23	0.255	2.648	NO	0	0	0.00		

Tabla A3.2 Resumen de los resultados, con base en los perfiles de resistencia de SPT proporcionados por IEC

Sondeo	Descripción y clasificación (SUCS) de los estratos	Espesor estrato (m)	z (m)	Tramo prueba (cm)	N	z _{media} (m)	N _{medio}	σ'_{vo} (t/m ²)	r _d	τ_{av}/σ'_{vo}	(N _s) ₆₀	Blake		Se licua	Deformación		Asentamiento	
												τ_{av}/σ'_{vo}	FS		γ (%)	Vol. (%)	Tramo prueba (cm)	Estrato (cm)
SM-01	Arena fina arcillosa gris claro de compacidad suelta	1.89	13.00	0.6	5	13.28	5	6.31	1.224	0.351	1.935	0.052	0.147	SI	> 20	5--10	2.8--5.6	12.12
			13.56															
			13.56	0.6	9	13.84	9	6.54	1.245	0.360	3.402	0.057	0.158	SI	> 20	5	2.80	
			14.12															
			14.12	0.7	9	14.50	9	6.80	1.270	0.370	3.336	0.057	0.153	SI	> 20	5	3.70	
14.87																		
SM-1A	Arena arcillosa, con grava de compacidad media	0.41	0.61	0.6	19	0.90	19	1.26	0.989	0.096	16.616	0.179	1.860	NO	0	0	0.00	18.57
			1.18															
	Arena fina a media arcillosa café amarillento de compacidad suelta a compacta con algunas gravillas en su parte superior	6.04	1.18	0.6	8	1.50	8	1.60	0.995	0.127	6.417	0.075	0.591	SI	> 20	3--4	1.9--2.5	
			1.81															
			1.81	0.6	7	2.09	7	1.84	1.001	0.155	4.977	0.065	0.419	SI	> 20	3--4	1.7--2.2	
			2.36															
			2.36	0.6	15	2.68	15	2.07	1.007	0.178	10.563	0.114	0.644	SI	> 20	2--3	1.3--1.9	
			3.00															
			3.00	0.6	9	3.30	9	2.32	1.014	0.197	5.776	0.070	0.357	SI	> 20	3--4	1.8--2.4	
			3.61															
			3.61	0.6	10	3.91	10	2.56	1.021	0.212	6.211	0.074	0.346	SI	> 20	3--4	1.8--2.4	
			4.21															
			4.21	0.6	11	4.48	11	2.79	1.028	0.225	6.771	0.078	0.346	SI	> 20	3--4	1.7--2.2	
			4.76															
			4.76	0.6	33	5.04	33	3.02	1.035	0.236	18.763	0.202	0.857	SI	10	1--2	0.6--1.1	
			5.33															
			5.33	0.6	35	5.64	35	3.26	1.043	0.247	19.394	0.209	0.849	SI	3--10	1--2	0.6--1.3	
5.96																		
5.96	0.7	40	6.30	40	3.52	1.053	0.257	21.276	0.231	0.899	SI	3--10	1--2	0.7--1.4				
6.64																		
6.64	0.6	30	6.93	30	3.77	1.063	0.267	15.490	0.167	0.628	SI	20	1--2	0.6--1.1				
7.21																		
SM-2A	Arena fina a media con pedacera de tabique rojo y alto contenido de carbonato de calcio (relleno)	1.81	0.02	0.6	5	0.30	5	0.43	0.983	0.096	7.669	0.086	0.893	SI	> 20	2--3	1.1--1.7	7.73
			0.59															
			0.59	0.6	6	0.91	6	1.27	0.989	0.096	5.321	0.067	0.698	SI	> 20	3--4	1.9--2.6	
			1.23															
			1.23	0.7	5	1.58	5	1.63	0.996	0.131	3.916	0.059	0.451	SI	> 20	4--5	2.8--3.5	
			1.92															

Continuación Tabla A3.2 Resumen de los resultados, con base en los perfiles de resistencia de SPT proporcionados por IEC

Sondeo	Descripción y clasificación (SUCS) de los estratos	Espesor estrato (m)	z (m)	Tramo prueba (cm)	N	z _{media} (m)	N _{medio}	σ'_{vo} (t/m ²)	r _d	τ_{av}/σ'_{vo}	(N _i) ₆₀	Blake		Se licua	Deformación		Asentamiento														
												τ_{av}/σ'_{vo}	FS		γ (%)	Vol. (%)	Tramo prueba (cm)	Estrato (cm)													
SM-07	Arena fina color café claro con vetas de arcilla gris oscuro	1.85	0.00	0.7	25	0.33	25	0.46	0.984	0.096	36.610	0.690	7.197	NO	0	0	0.00	6.00													
			0.65																												
			0.65	0.6	18	0.94	18	1.32	0.989	0.096	15.339	0.166	1.719	NO	0	0	0.00														
			1.24																												
			1.24	0.6	17	1.52	17	1.61	0.995	0.129	13.401	0.145	1.128	NO	0	0.1-0.2	0.10														
	1.81																														
	1.81	2.91	0.6	1	2.10	1	1.84	1.001	0.156	0.737	0.049	0.315	SI	> 20	>10	5.90															
	2.40																														
	2.40																1.2		4	3.00	4	2.20	1.010	0.188	2.986	0.055	0.294	SI	> 20	5-10	6.0-12.1
	3.61																														
	3.61																1.3		2	4.24	2	2.69	1.025	0.220	1.346	0.050	0.229	SI	> 20	5-10	6.3-12.6
	4.86																														
	12.20	8.11	0.7	14	12.55	14	6.02	1.198	0.341	5.796	0.071	0.207	SI	> 20	3-4	2.1-2.8															
	12.89																														
	12.89																0.5		15	13.14	15	6.26	1.219	0.349	5.949	0.072	0.205	SI	> 20	3-4	1.5-2.0
13.39																															
13.39	0.6																24	13.70	24	6.48	1.239	0.358	9.429	0.103	0.287	SI	> 20	2-3	1.2-1.8		
14.00																															
14.00	0.7																33	14.34	33	6.73	1.264	0.367	12.542	0.136	0.370	SI	> 20	2-3	1.3-2.0		
14.67																															
14.67	0.6	24	14.98	24	6.99	1.291	0.378	9.075	0.099	0.262	SI	> 20	2-3	1.2-1.9																	
15.29																															
SM-08	Arena fina y media color café claro de compactad media a compacta	1.76	0.00	0.7	12	0.33	12	0.46	0.984	0.096	17.485	0.189	1.967	NO	0	0	0.00	4.30													
			0.65																												
			0.65	0.6	16	0.94	16	1.32	0.989	0.096	13.922	0.151	1.562	NO	0	0	0.00														
			1.24																												
			1.24	0.6	42	1.52	42	1.61	0.995	0.129	33.109	0.465	3.616	NO	0	0	0.00														
	1.81																														
10.00	0.72	0.4	1	10.22	1	5.09	1.131	0.310	0.276	0.048	0.156	SI	> 20	>10	4.30																
10.43																															
SM-09	Arena fina a media arcillosa color café amarillento de compactad media a compacta	8.82	9.95	0.7	16	10.32	16	5.13	1.133	0.311	7.102	0.081	0.259	SI	> 20	2-3	1.5-2.2	16.56													
			10.69																												
			10.69	0.6	25	10.98	25	5.39	1.151	0.320	10.781	0.117	0.365	SI	> 20	2-3	1.1-1.7														
			11.26																												
			11.26	0.5	21	11.52	21	5.61	1.166	0.327	8.911	0.097	0.298	SI	> 20	2-3	1.0-1.6														
			11.78																												
			11.78	0.6	45	12.07	45	5.83	1.183	0.334	18.508	0.200	0.597	SI	10-20	1-2	0.6-1.3														
			12.36																												
			12.36	0.6	36	12.68	36	6.07	1.203	0.343	14.589	0.158	0.460	SI	> 20	1-2	0.6-1.3														
			13.00																												
			13.00	0.6	33	13.33	33	6.33	1.225	0.352	13.161	0.142	0.405	SI	> 20	3-4	1.9-2.6														
			13.65																												
			13.65	1.1	35	14.22	35	6.69	1.259	0.365	13.480	0.146	0.399	SI	> 20	3-4	3.4-4.6														
			14.79																												
14.79	0.5	36	15.03	36	7.01	1.293	0.378	13.576	0.147	0.388	SI	> 20	2-3	1.0-1.5																	
15.28																															

Continuación Tabla A3.2 Resumen de los resultados, con base en los perfiles de resistencia de SPT proporcionados por IEC

Sondeo	Descripción y clasificación (SUCS) de los estratos	Espesor estrato (m)	z (m)	Tramo prueba (cm)	N	z _{media} (m)	N _{medio}	σ'_{vo} (t/m ²)	r _d	τ_{av}/σ'_{vo}	(N _i) ₆₀	Blake		Se licua	Deformación		Asentamiento	
												τ_{av}/σ'_{vo}	FS		γ (%)	Vol. (%)	Tramo prueba (cm)	Estrato (cm)
SM-11	Arena fina arcillosa color gris claro de compactad media	3.86	10.00	0.4	40	10.19	40	5.08	1.130	0.310	17.755	0.192	0.618	SI	10-20	1-2	0.4-0.8	12.18
			10.38															
			10.38	0.6	30	10.69	30	5.28	1.143	0.316	13.060	0.141	0.447	SI	> 20	2-3	1.3-1.9	
			11.00															
			11.00	0.6	20	11.32	20	5.53	1.160	0.324	8.703	0.095	0.294	SI	> 20	2-3	1.3-1.9	
			11.63															
			11.63	0.6	30	11.94	30	5.78	1.179	0.333	12.481	0.135	0.406	SI	> 20	2-3	1.3-1.9	
			12.26															
			12.26	0.6	34	12.55	34	6.02	1.198	0.341	13.801	0.149	0.438	SI	> 20	2-3	1.2-1.7	
			12.84															
12.84	0.6	31	13.12	31	6.25	1.218	0.349	12.400	0.134	0.384	SI	> 20	2-3	1.2-1.7				
13.41																		
13.41	0.6	17	13.70	17	6.48	1.239	0.358	6.678	0.077	0.216	SI	> 20	3-4	1.7-2.3				
13.99																		
SM-12	Arena fina arcillosa, color gris, de compactad suelta	1.76	14.59	0.6	9	14.90	9	6.96	1.288	0.376	3.288	0.056	0.150	SI	> 20	5	3.10	3.10
			15.21															
SM-17	Arena fina a media arcillosa, color café amarillenta de compactad suelta con fósiles	1.20	0.00	0.6	10	0.32	10	0.45	0.984	0.096	14.853	0.161	1.675	NO	0	0	0.00	2.20
			0.65															
			0.65	0.6	7	0.92	7	1.29	0.989	0.096	6.483	0.076	0.784	SI	> 20	3-4	1.7-2.2	
1.20																		
SM-23	Arena fina a media, arcillosa color café claro de compactad muy suelta	1.19	0.00	1.2	2.9	0.59	3	0.82	0.986	0.096	3.248	0.056	0.586	SI	> 20	5-10	5.8-11.7	11.65
			1.17															
SM-24	Arena fina arcillosa, color gris claro de compactad suelta a media con algunas gravas	3.66	0.00	0.6	4.7	0.29	5	0.41	0.983	0.096	7.393	0.083	0.868	SI	> 20	2-3	1.2-1.7	21.04
			0.59															
			0.59	0.7	18	0.92	18	1.29	0.989	0.096	15.436	0.167	1.730	NO	0	0	0.00	
			1.25															
			1.25	0.7	8.5	1.59	9	1.63	0.996	0.132	6.651	0.077	0.584	SI	> 20	3-4	2.0-2.7	
			1.92															
			1.92	0.5	3	2.18	3	1.87	1.002	0.159	2.193	0.053	0.330	SI	> 20	5-10	2.6-5.2	
			2.44															
			2.44	0.5	2	2.70	2	2.08	1.007	0.179	1.386	0.050	0.282	SI	> 20	5-10	2.6-5.3	
			2.97															
2.97	0.6	4.2	3.27	4	2.31	1.013	0.196	2.795	0.055	0.278	SI	> 20	5-10	3.1-6.1				
3.58																		

Continuación Tabla A3.2 Resumen de los resultados, con base en los perfiles de resistencia de SPT proporcionados por IEC

Sondeo	Descripción y clasificación (SUCS) de los estratos	Espesor estrato (m)	z (m)	Tramo prueba (cm)	N	z _{media} (m)	N _{medio}	σ'_{vo} (t/m ²)	r _d	τ_{av}/σ'_{vo}	(N ₁) ₆₀	Blake		Se licua	Deformación		Asentamiento	
												τ_{av}/σ'_{vo}	FS		γ (%)	Vol. (%)	Tramo prueba (cm)	Estrato (cm)
SM-26	Arena fina arcillosa gris claro de compactación media a muy compacta, con algunas gravas aisladas	7.5	12.50	0.6	6.6	12.82	7	6.13	1.208	0.345	2.678	0.054	0.157	SI	> 20	5-10	3.2-6.4	11.46
			13.14															
			13.14	0.6	45	13.46	45	6.38	1.230	0.354	17.730	0.191	0.540	SI	10-20	1-2	0.6-1.3	
			13.78															
			13.78	0.5	37	14.05	37	6.62	1.253	0.363	14.381	0.156	0.429	SI	> 20	1-2	0.5-1.1	
			14.32															
14.32	0.5	12	14.59	12	6.84	1.274	0.371	4.652	0.063	0.170	SI	> 20	4-5	2.2-2.7				
14.86																		
SM-27	Arena fina arcillosa, color café claro de compactación muy suelta (relleno)	1.86	0.01	0.6	2	0.30	2	0.42	0.983	0.096	3.072	0.056	0.580	SI	> 20	4-5	2.4-3.0	15.64
			0.60															
			0.60	0.6	3	0.91	3	1.27	0.989	0.096	2.665	0.054	0.561	SI	> 20	5-10	3.1-6.1	
			1.21															
			1.21	0.7	2	1.54	2	1.62	0.995	0.129	1.573	0.051	0.393	SI	> 20	10	6.50	
			1.87															
SM-28	Arena fina café claro de compactación muy suelta (Relleno)	1.16	0.00	0.7	6.4	0.36	6	0.50	0.984	0.096	9.021	0.099	1.027	NO	3	0.2-2	0.1-1.4	11.09
			0.71															
			0.71	1.0	3.3	1.20	3	1.48	0.992	0.110	2.696	0.054	0.495	SI	> 20	5-10	4.8-9.7	
			1.68															
SM-29	Arena fina arcillosa café claro de compactación muy suelta (relleno)	1.24	0.00	0.6	2.6	0.31	3	0.43	0.983	0.096	4.033	0.060	0.625	SI	> 20	4-5	2.5-3.1	4.91
			0.62															
			0.62	0.6	4	0.92	4	0.29	0.989	0.430	7.401	0.083	0.194	SI	> 20	3	1.80	
			1.23															
SM-30	Arena fina arcillosa color café claro y compactación suelta	1.81	0.00	0.6	6.8	0.28	7	0.40	0.983	0.096	10.766	0.117	1.217	NO	0	0.1	0.10	0.06
			0.57															
SM-33	Arena café claro, arcillosa con materia orgánica y basura (relleno)	1.18	0.00	0.6	3.8	0.30	4	0.43	0.983	0.096	5.851	0.071	0.740	SI	> 20	3-4	1.8-2.4	2.55
			0.61															
			0.61	0.6	11	0.89	11	1.25	0.989	0.096	9.841	0.107	1.108	NO	0	0.1-0.2	0.10	
			1.18															
	Arena fina arcillosa color gris oscuro de compactación suelta	4.32	8.34	0.6	3.7	8.66	4	4.47	1.095	0.290	1.774	0.051	0.177	SI	> 20	5-10	3.2-6.5	30.01
			8.99															
			8.99	0.6	1.6	9.26	2	4.71	1.108	0.298	0.742	0.049	0.165	SI	> 20	>10	5.60	
			9.54															
			9.54	0.6	2.7	9.83	3	4.93	1.121	0.305	1.207	0.050	0.164	SI	> 20	5-10	2.9-5.8	
			10.12															
			10.20	0.6	6.4	10.48	6	5.19	1.138	0.313	2.788	0.055	0.174	SI	> 20	5-10	2.9-5.7	
			10.77															
			11.68	0.7	6.4	12.00	6	5.80	1.181	0.334	2.638	0.054	0.162	SI	> 20	5-10	3.3-6.5	
			12.33															
SM-36	Arena arcillosa color café claro de compactación muy suelta, con basura, gravas e hidrocarburo (relleno)	1.23	0.00	0.7	2.2	0.37	2	0.52	0.984	0.096	3.069	0.056	0.579	SI	> 20	5-10	3.7-7.4	7.37
			0.74															

Continuación Tabla A3.2 Resumen de los resultados, con base en los perfiles de resistencia de SPT proporcionados por IEC

Sondeo	Descripción y clasificación (SUCS) de los estratos	Espesor estrato (m)	z (m)	Tramo prueba (cm)	N	z _{media} (m)	N _{medio}	σ'_{vo} (t/m ²)	r _d	τ_{av}/σ'_{vo}	(N _i) ₆₀	Blake		Se licua	Deformación		Asentamiento	
												τ_{av}/σ'_{vo}	FS		γ (%)	Vol. (%)	Tramo prueba (cm)	Estrato (cm)
SM-37	Arena fina arcillosa color gris claro y oscuro de compactidad muy suelta a suelta	1.86	10.35	0.7	6.6	10.67	7	5.27	1.143	0.316	2.862	0.055	0.173	SI	> 20	4-5	2.6-3.3	15.22
			11.00															
			11.00	0.6	2.4	11.31	2	5.52	1.160	0.324	1.011	0.050	0.153	SI	> 20	5-10	3.1-6.2	
			11.62															
11.62	0.6	6.1	11.91	6	5.76	1.178	0.332	2.562	0.054	0.162	SI	> 20	5-10	2.9-5.8				
12.19																		
SM-38	Arena fina arcillosa café claro de compactidad suelta (relleno)	1.16	0.00	0.5	10	0.27	10	0.37	0.983	0.096	16.457	0.178	1.854	NO	0	0	0.00	5.74
			0.53															
			0.53	0.6	0.7	0.82	1	1.15	0.988	0.096	0.636	0.049	0.508	SI	> 20	>10	5.70	
			1.11															
SM-39	Arena fina y gruesa, arcilla color gris claro co gravas y restos de coral	2.96	6.83	0.6	12	7.14	12	3.86	1.067	0.270	6.145	0.073	0.271	SI	> 20	3-4	1.9-2.5	11.99
			7.45															
			7.45	0.6	10	7.73	10	4.09	1.077	0.278	4.940	0.065	0.234	SI	> 20	4-5	2.2-2.8	
			8.01															
			8.01	0.7	16	8.34	16	4.33	1.089	0.286	7.791	0.087	0.304	SI	> 20	2-3	1.3-2.	
			8.66															
			8.66	0.7	12	8.99	12	4.60	1.102	0.294	5.629	0.069	0.236	SI	> 20	3-4	2.-2.6	
			9.32															
9.32	0.5	14	9.59	14	4.84	1.116	0.302	6.367	0.075	0.248	SI	> 20	3-4	1.6-2.1				
9.86																		
SM-40	Arena fina color café claro de compactidad media con poco limo, gravillas y materia orgánica	2.00	0.00	0.7	12	0.33	12	0.46	0.984	0.096	17.663	0.191	1.987	NO	0	0	0.00	0.13
			0.66															
			0.66	0.6	16	0.94	16	1.31	0.989	0.096	13.957	0.151	1.566	NO	0	0	0.00	
			1.22															
			1.22	0.6	17	1.54	17	1.62	0.995	0.130	13.722	0.149	1.146	NO	0	0.1-0.2	0.10	
			1.87															
	11.00	0.6	2.6	11.29	3	5.52	1.160	0.324	1.123	0.050	0.154	SI	> 20	5-10	2.9-5.9	19.38		
	11.59																	
	11.59	0.5	4	11.85	4	5.74	1.176	0.331	1.670	0.051	0.154	SI	> 20	5-10	2.6-5.3			
	12.11																	
12.11	0.8	7.2	12.53	7	6.01	1.198	0.341	2.929	0.055	0.162	SI	> 20	5-10	4.1-8.3				
12.94																		

Tabla A3.3 Resumen de los resultados, con base en los perfiles de resistencia de SPT proporcionados por CFE

Sondeo	Descripción y clasificación (SUCS) de los estratos	Espesor estrato (m)	z (m)	Tramo prueba (cm)	N	Z _{media} (m)	N _{medio}	σ'_{vo} (t/m ²)	r _d	τ_{av}/σ'_{vo}	(N ₁) ₆₀	Blake		Se licua	Deformación		Asentamiento	
												τ_{av}/σ'_{vo}	FS		γ (%)	Vol. (%)	Tramo prueba (cm)	Estrato (cm)
SM-49	Arena fina y media de color café amarillento con manchas rojizas, con limos, raicillas y materia orgánica.	0.90	0.23	0.6	4	0.23	4	0.32	0.983	0.096	7.127	0.081	0.845	SI	> 20	3	1.80	7.80
			0.68	0.6	1	0.68	1	0.95	0.987	0.096	1.029	0.050	0.516	SI	> 20	>10	6.00	
	Arena fina y media , color gris, con gran cantidad de fragmentos de conchillas.	1.40	1.13	0.6	1	1.13	1	1.45	0.991	0.105	0.830	0.049	0.469	SI	> 20	>10	6.00	18.00
			6.43	0.6	6	6.43	6	3.57	1.055	0.259	3.176	0.056	0.216	SI	> 20	5--10	3--6	
			6.88	0.6	3	6.88	3	3.75	1.062	0.266	1.549	0.051	0.191	SI	> 20	5--10	3--6	
	Arena fina y media y poco gruesa, color gris, con gravillas y gravas de hasta 3/8", además de limos, fragmentos de conchillas y poca materia orgánica.	2.50	8.03	0.6	17	8.03	17	4.21	1.083	0.282	8.285	0.091	0.324	SI	> 20	2--3	1.2--1.8	6.60
			8.48	0.6	24	8.48	24	4.39	1.091	0.288	11.455	0.124	0.431	SI	> 20	2--3	1.2--1.8	
			8.93	0.6	26	8.93	26	4.57	1.101	0.293	12.162	0.132	0.449	SI	> 20	2--3	1.2--1.8	
			9.38	0.6	36	9.38	36	4.75	1.111	0.299	16.518	0.178	0.596	SI	20	1--2	0.6--1.2	
	SM-50	Arena fina y media color gris con finos no plásticos y gravas intercaladas	6.45	7.78	0.6	11	7.78	11	4.11	1.078	0.278	5.426	0.068	0.244	SI	> 20	3--4	1.8--2.4
8.23				0.6	13	8.23	13	4.29	1.086	0.284	6.276	0.074	0.260	SI	> 20	3--4	1.8--2.4	
8.68				0.6	19	8.68	19	4.47	1.096	0.290	8.987	0.098	0.338	SI	> 20	2--3	1.2--1.8	
9.13				0.6	21	9.13	21	4.65	1.105	0.296	9.739	0.106	0.357	SI	> 20	2--3	1.2--1.8	
9.58				0.6	21	9.58	21	4.83	1.115	0.302	9.555	0.104	0.344	SI	> 20	2--3	1.2--1.8	
10.03				0.6	32	10.03	32	5.01	1.126	0.308	14.297	0.155	0.503	SI	> 20	1--2	0.6--1.2	
10.48				0.6	33	10.48	33	5.19	1.137	0.313	14.485	0.157	0.500	SI	> 20	1--2	0.6--1.2	
10.93				0.6	39	10.93	39	5.37	1.149	0.319	16.830	0.182	0.569	SI	10--20	1--2	0.6--1.2	
11.38				0.6	39	11.38	39	5.55	1.162	0.325	16.555	0.179	0.550	SI	20	1--2	0.6--1.2	
11.83				0.6	39	11.83	39	5.73	1.176	0.331	16.292	0.176	0.531	SI	> 20	1--2	0.6--1.2	
12.28				0.6	41	12.28	41	5.91	1.190	0.337	16.865	0.182	0.540	SI	10--20	1--2	0.6--1.2	
12.73				0.6	37	12.73	37	6.09	1.204	0.344	14.993	0.162	0.472	SI	> 20	1--2	0.6--1.2	
13.18				0.6	38	13.18	38	6.27	1.220	0.350	15.176	0.164	0.469	SI	> 20	1--2	0.6--1.2	
13.63	0.6	6	13.63	6	6.45	1.236	0.357	2.362	0.053	0.149	SI	> 20	5--10	3.0--6.0				
SM-51	Arena fina con raicillas, color café claro.		0.23	0.6	11	0.23	11	0.32	0.983	0.096	19.599	0.212	2.210	NO	0	0	0.00	0.12
			0.68	0.6	10	0.68	10	0.95	0.987	0.096	10.287	0.112	1.159	NO	0	0.1--0.2	0.06--0.12	

Continuación Tabla A3.3 Resumen de los resultados, con base en los perfiles de resistencia de SPT proporcionados por CFE

Sondeo	Descripción y clasificación (SUCS) de los estratos	Espesor estrato (m)	z (m)	Tramo prueba (cm)	N	Z _{media} (m)	N _{medio}	σ'_{vg} (t/m ²)	r _d	τ_{av}/σ'_{vo}	(N _s) ₆₀	Blake		Se licua	Deformación		Asentamiento		
												τ_{av}/σ'_{vo}	FS		γ (%)	Vol. (%)	Tramo prueba (cm)	Estrato (cm)	
SM-52	Arena fina y media color café amarillento con finos no plásticos y pocas gravas	2.7	0.23	0.6	44	0.23	44	0.32	0.983	0.096	78.397								4.20
			0.68	0.6	34	0.68	34	0.95	0.987	0.096	34.975	0.566	5.880	NO	0	0	0.00		
			1.13	0.6	32	1.13	32	1.45	0.991	0.105	26.575	0.311	2.960	NO	0	0	0.00		
			1.58	0.6	9	1.58	9	1.63	0.996	0.131	7.049	0.080	0.611	SI	> 20	3	1.80		
			2.03	0.6	7	2.03	7	1.81	1.000	0.153	5.203	0.067	0.436	SI	> 20	3--4	1.8--2.4		
SM-53	Arena fina y media color café grisáceo	1.80	3.38	0.6	15	3.38	15	2.35	1.014	0.199	9.785	0.106	0.535	SI	> 20	2--3	1.2--1.8	12.00	
			3.83	0.6	10	3.83	10	2.53	1.020	0.210	6.287	0.074	0.352	SI	> 20	3--4	1.8--2.4		
			4.28	0.6	12	4.28	12	2.71	1.025	0.221	7.289	0.082	0.373	SI	> 20	3	1.80		
			4.73	0.6	5	4.73	5	2.89	1.031	0.230	2.941	0.055	0.240	SI	> 20	5--10	3.0--6.0		
SM-54	Arena fina y media color gris con finos no plásticos	1.80	3.83	0.6	7	3.83	7	2.53	1.020	0.210	4.401	0.062	0.294	SI	> 20	4--5	2.4--3.0	12.00	
			4.28	0.6	7	4.28	7	2.71	1.025	0.221	4.252	0.061	0.276	SI	> 20	4--5	2.4--3.0		
			4.73	0.6	2	4.73	2	2.89	1.031	0.230	1.176	0.050	0.217	SI	> 20	> 10	6.00		
SM-55	Arena fina color café claro con finos no plásticos	5.50	1.13	0.6	34	1.13	34	1.45	0.991	0.105	28.235	0.349	3.328	NO	0	0	0.00	26.40	
			1.58	0.6	30	1.58	30	1.63	0.996	0.131	23.498	0.260	1.980	NO	0	0	0.00		
			2.03	0.6	17	2.03	17	1.81	1.000	0.153	12.636	0.137	0.896	SI	10--20	2--3	1.2--1.8		
			2.48	0.6	18	2.48	18	1.99	1.005	0.171	12.760	0.138	0.810	SI	> 20	2--3	1.2--1.8		
			2.93	0.6	19	2.93	19	2.17	1.010	0.186	12.898	0.140	0.752	SI	> 20	2--3	1.2--1.8		
			3.38	0.6	20	3.38	20	2.35	1.014	0.199	13.047	0.141	0.710	SI	> 20	2--3	1.2--1.8		
			3.83	0.6	16	3.83	16	2.53	1.020	0.210	10.059	0.109	0.519	SI	> 20	2--3	1.2--1.8		
			4.28	0.6	11	4.28	11	2.71	1.025	0.221	6.682	0.077	0.350	SI	> 20	3--4	1.8--2.4		
			4.73	0.6	8	4.73	8	2.89	1.031	0.230	4.706	0.064	0.276	SI	> 20	4--5	2.4--3.0		
			5.18	0.6	7	5.18	7	3.07	1.037	0.239	3.995	0.060	0.250	SI	> 20	4--5	2.4--3.0		
			5.63	0.6	7	5.63	7	3.25	1.043	0.246	3.883	0.059	0.240	SI	> 20	4--5	2.4--3.0		
	6.08	0.6	7	6.08	7	3.43	1.049	0.254	3.780	0.059	0.231	SI	> 20	4--5	2.4--3.0				
	6.41	0.6	7	6.41	7	3.57	1.055	0.259	3.707	0.058	0.225	SI	> 20	4--5	2.4--3.0				
	Arena fina con lentes de arcilla y finos no plásticos	2.70	12.83	0.6	13	12.83	13	6.13	1.208	0.345	5.251	0.067	0.194	SI	> 20	3--4	1.8--2.4	12.00	
13.28			0.6	14	13.28	14	6.31	1.224	0.351	5.573	0.069	0.196	SI	> 20	3--4	1.8--2.4			
13.73			0.6	14	13.73	14	6.49	1.240	0.358	5.495	0.068	0.191	SI	> 20	3--4	1.8--2.4			
14.18			0.6	14	14.18	14	6.67	1.258	0.365	5.421	0.068	0.186	SI	> 20	3--4	1.8--2.4			
			14.63	0.6	18	14.63	18	6.85	1.276	0.372	6.877	0.079	0.212	SI	> 20	3--4	1.8--2.4		

Continuación Tabla A3.3 Resumen de los resultados, con base en los perfiles de resistencia de SPT proporcionados por CFE

Sondeo	Descripción y clasificación (SUCS) de los estratos	Espesor estrato (m)	z (m)	Tramo prueba (cm)	N	Z _{media} (m)	N _{medio}	σ'_{vg} (t/m ²)	r _d	τ_{av}/σ'_{vo}	(N ₁) ₆₀	Blake		Se licua	Deformación		Asentamiento	
												τ_{av}/σ'_{vo}	FS		γ (%)	Vol. (%)	Tramo prueba (cm)	Estrato (cm)
SM-57	Arena fina con raicillas color café amarillento	1.85	0.23	0.6	14	0.23	14	0.32	0.983	0.096	24.944	0.282	2.941	NO	0	0	0.00	0.12
			0.68	0.6	21	0.68	21	0.95	0.987	0.096	21.602	0.235	2.444	NO	0	0	0.00	
			1.13	0.6	13	1.13	13	1.45	0.991	0.105	10.796	0.117	1.114	NO	0	0.2	0.12	
	Arena fina y media color gris claro con poca materia orgánica	0.85	1.58	0.6	10	1.58	10	1.63	0.996	0.131	7.833	0.087	0.664	SI	> 20	2--3	1.2--1.8	10.80
			2.03	0.6	5	2.03	5	1.81	1.000	0.153	3.716	0.058	0.382	SI	> 20	4--5	2.4--3.0	
2.48			0.6	1	2.48	1	1.99	1.005	0.171	0.709	0.049	0.288	SI	> 20	> 10	6.00		
SM-58	Arena fina café amarillento con manchas rojizas	1.35	0.23	0.6	9	0.23	9	0.32	0.983	0.096	16.036	0.173	1.808	NO	0	0	0.00	1.80
			0.68	0.6	14	0.68	14	0.95	0.987	0.096	14.402	0.156	1.619	NO	0	0	0.00	
			1.13	0.6	11	1.13	11	1.45	0.991	0.105	9.135	0.100	0.949	SI	> 20	2--3	1.8--1.2	
	Arena fina color gris verdoso con manchas café amarillento con alguna conchillas y gravillas	2.25	1.58	0.6	11	1.58	11	1.63	0.996	0.131	8.616	0.095	0.720	SI	> 20	2--3	1.2--1.8	22.20
			2.03	0.6	7	2.03	7	1.81	1.000	0.153	5.203	0.067	0.436	SI	> 20	3--4	1.8--2.4	
			2.48	0.6	4	2.48	4	1.99	1.005	0.171	2.836	0.055	0.321	SI	> 20	5--10	3.0--6.0	
			2.93	0.6	1	2.93	1	2.17	1.010	0.186	0.679	0.049	0.264	SI	> 20	> 10	6.00	
	Arena fina, color gris verdoso con manchas café verdoso y algo de arcilla	4.08	14.18	0.6	25	14.18	25	6.67	1.258	0.365	9.680	0.105	0.288	SI	> 20	2--3	1.2--1.8	3.60
			14.63	0.6	28	14.63	28	6.85	1.276	0.372	10.698	0.116	0.312	SI	> 20	2--3	1.2--1.8	
SM-60	Arena fina color gris con estratos de arcilla mismo color.	2.25	2.93	0.6	18	2.93	18	2.17	1.010	0.186	12.219	0.132	0.712	SI	> 20	2--3	1.2--1.8	12.00
			3.38	0.6	12	3.38	12	2.35	1.014	0.199	7.828	0.087	0.438	SI	> 20	2--3	1.2--1.8	
			3.83	0.6	8	3.83	8	2.53	1.020	0.210	5.030	0.065	0.311	SI	> 20	4	2.40	
			4.28	0.6	8	4.28	8	2.71	1.025	0.221	4.860	0.064	0.292	SI	> 20	4--5	2.4--3.0	
			4.73	0.6	7	4.73	7	2.89	1.031	0.230	4.118	0.060	0.262	SI	> 20	4--5	2.4--3.0	
SM-61	Arena fina y media de color café claro	0.9	0.23	0.6	20	0.23	20	0.32	0.983	0.096	35.635	0.610	6.372	NO	0	0	0.00	0.00
			0.68	0.6	15	0.68	15	0.95	0.987	0.096	15.430	0.167	1.733	NO	0	0	0.00	
	Arena fina y media color gris con finos no plásticos y fragmentos de conchillas	3.6	1.13	0.6	2	1.13	2	1.45	0.991	0.105	1.661	0.051	0.487	SI	> 20	5--10	3.0--6.0	45.00
			1.58	0.6	5	1.58	5	1.63	0.996	0.131	3.916	0.059	0.452	SI	> 20	4--5	2.4--3.0	
			2.03	0.6	4	2.03	4	1.81	1.000	0.153	2.973	0.055	0.362	SI	> 20	5--10	3.0--6.0	
			2.48	0.6	4	2.48	4	1.99	1.005	0.171	2.836	0.055	0.321	SI	> 20	5--10	3.0--6.0	
			2.93	0.6	2	2.93	2	2.17	1.010	0.186	1.358	0.050	0.271	SI	> 20	5--10	3.0--6.0	
			3.38	0.6	3	3.38	3	2.35	1.014	0.199	1.957	0.052	0.261	SI	> 20	> 10	6.00	
			3.83	0.6	4	3.83	4	2.53	1.020	0.210	2.515	0.054	0.255	SI	> 20	5--10	3.0--6.0	
4.28	0.6	5	4.28	5	2.71	1.025	0.221	3.037	0.055	0.251	SI	> 20	5--10	3.0--6.0				

Continuación Tabla A3.3 Resumen de los resultados, con base en los perfiles de resistencia de SPT proporcionados por CFE

Sondeo	Descripción y clasificación (SUCS) de los estratos	Espesor estrato (m)	z (m)	Tramo prueba (cm)	N	Z _{media} (m)	N _{medio}	σ'_{vg} (t/m ²)	r _d	τ_{av}/σ'_{vo}	(N _s) ₆₀	Blake		Se licua	Deformación		Asentamiento	
												τ_{av}/σ'_{vo}	FS		γ (%)	Vol. (%)	Tramo prueba (cm)	Estrato (cm)
SM-62	Arena fina poco gruesa color café con gravas aisladas	0.90	0.23	0.6	13	0.23	13	0.32	0.983	0.096	23.163	0.255	2.665	NO	0	0	0.00	0.12
			0.68	0.6	10	0.68	10	0.95	0.987	0.096	10.287	0.112	1.159	NO	0	0.1--0.2	0.06--0.12	
	Arena fina color café y gris verdoso con fragmentos de conchillas y finos no plásticos	4.95	1.13	0.6	22	1.13	22	1.45	0.991	0.105	18.270	0.197	1.877	NO	0	0	0.00	16.80
			1.58	0.6	11	1.58	11	1.63	0.996	0.131	8.616	0.095	0.720	SI	> 20	2--3	1.2--1.8	
			2.03	0.6	14	2.03	14	1.81	1.000	0.153	10.406	0.113	0.739	SI	> 20	2--3	1.2--1.8	
			2.48	0.6	22	2.48	22	1.99	1.005	0.171	15.595	0.169	0.988	SI	3	1--2	0.60	
			2.93	0.6	18	2.93	18	2.17	1.010	0.186	12.219	0.132	0.712	SI	> 20	2--3	1.2--1.8	
			3.38	0.6	18	3.38	18	2.35	1.014	0.199	11.742	0.127	0.639	SI	> 20	2--3	1.2--1.8	
			3.83	0.6	16	3.83	16	2.53	1.020	0.210	10.059	0.109	0.519	SI	> 20	2--3	1.2--1.8	
			4.28	0.6	22	4.28	22	2.71	1.025	0.221	13.364	0.145	0.655	SI	> 20	2--3	1.2--1.8	
4.73	0.6	20	4.73	20	2.89	1.031	0.230	11.765	0.127	0.554	SI	> 20	2--3	1.2--1.8				
5.18	0.6	16	5.18	16	3.07	1.037	0.239	9.132	0.100	0.418	SI	> 20	2--3	1.2--1.8				
5.63	0.6	16	5.63	16	3.25	1.043	0.246	8.875	0.097	0.394	SI	> 20	2--3	1.2--1.8				
SM-63	Arena fina con finos no plásticos color café	1.35	0.23	0.6	10	0.23	10	0.32	0.983	0.096	17.817	0.192	2.006	NO	0	0	0.00	0.00
			0.68	0.6	20	0.68	20	0.95	0.987	0.096	20.574	0.223	2.316	NO	0	0	0.00	
			1.13	0.6	19	1.13	19	1.45	0.991	0.105	15.779	0.170	1.624	NO	0	0	0.00	
	Arena fina con finos no plásticos color gris claro	2.70	1.58	0.6	11	1.58	11	1.63	0.996	0.131	8.616	0.095	0.720	SI	> 20	2--3	1.2--1.8	24.60
			2.03	0.6	9	2.03	9	1.81	1.000	0.153	6.690	0.077	0.506	SI	> 20	3--4	1.8--2.4	
			2.48	0.6	9	2.48	9	1.99	1.005	0.171	6.380	0.075	0.439	SI	> 20	3--4	1.8--2.4	
			2.93	0.6	1	2.93	1	2.17	1.010	0.186	0.679	0.049	0.264	SI	> 20	> 10	6.00	
3.38	0.6	1	3.38	1	2.35	1.014	0.199	0.652	0.049	0.246	SI	> 20	> 10	6.00				
3.83	0.6	2	3.83	2	2.53	1.020	0.210	1.257	0.050	0.238	SI	> 20	> 10	6.00				
SM-64	Arena fina con limo, clor café	1.35	0.23	0.6	4	0.23	4	0.32	0.983	0.096	7.127	0.081	0.845	SI	> 20	3	1.80	7.20
			0.68	0.6	4	0.68	4	0.95	0.987	0.096	4.115	0.060	0.627	SI	> 20	4--5	2.4--3.0	
			1.13	0.6	7	1.13	7	1.45	0.991	0.105	5.813	0.071	0.673	SI	> 20	3--4	1.8--2.4	
	Arena fina y media color gris	3.60	1.58	0.6	15	1.58	15	1.63	0.996	0.131	11.749	0.127	0.969	SI	3	2--3	1.2--1.8	15.00
			2.03	0.6	16	2.03	16	1.81	1.000	0.153	11.893	0.129	0.843	SI	> 20	2--3	1.2--1.8	
			2.48	0.6	4	2.48	4	1.99	1.005	0.171	2.836	0.055	0.321	SI	> 20	5--10	3.0--6.0	
2.93	0.6	6	2.93	6	2.17	1.010	0.186	4.073	0.060	0.323	SI	> 20	4--5	2.4--3.0				

Continuación Tabla A3.3 Resumen de los resultados, con base en los perfiles de resistencia de SPT proporcionados por CFE

Sondeo	Descripción y clasificación (SUCS) de los estratos	Espesor estrato (m)	z (m)	Tramo prueba (cm)	N	Z _{media} (m)	N _{medio}	σ'_{vg} (t/m ²)	r_d	τ_{av}/σ'_{vo}	(N _s) ₆₀	Blake		Se licua	Deformación		Asentamiento	
												τ_{av}/σ'_{vo}	FS		γ (%)	Vol. (%)	Tramo prueba (cm)	Estrato (cm)
SM-65	Arena fina color café con finos no plásticos	5.25	0.23	0.6	7	0.23	7	0.32	0.983	0.096	12.472	0.135	1.409	NO	0	0	0.00	30.60
			0.68	0.6	6	0.68	6	0.95	0.987	0.096	6.172	0.073	0.761	SI	> 20	3--4	1.8--2.4	
			1.13	0.6	6	1.13	6	1.45	0.991	0.105	4.983	0.065	0.621	SI	> 20	4--5	2.4--3.0	
			1.58	0.6	11	1.58	11	1.63	0.996	0.131	8.616	0.095	0.720	SI	> 20	2--3	1.2--1.8	
			2.03	0.6	4	2.03	4	1.81	1.000	0.153	2.973	0.055	0.362	SI	> 20	5--10	3.0--6.0	
			2.48	0.6	5	2.48	5	1.99	1.005	0.171	3.544	0.058	0.338	SI	> 20	3--4	1.8--2.4	
			2.93	0.6	6	2.93	6	2.17	1.010	0.186	4.073	0.060	0.323	SI	> 20	4--5	2.4--3.0	
			3.38	0.6	9	3.38	9	2.35	1.014	0.199	5.871	0.071	0.357	SI	> 20	3--4	1.8--2.4	
			3.83	0.6	9	3.83	9	2.53	1.020	0.210	5.658	0.070	0.331	SI	> 20	3--4	1.8--2.4	
			4.28	0.6	10	4.28	10	2.71	1.025	0.221	6.075	0.073	0.329	SI	> 20	3--4	1.8--2.4	
4.73	0.6	7	4.73	7	2.89	1.031	0.230	4.118	0.060	0.262	SI	> 20	4--5	2.4--3.0				
5.18	0.6	15	5.18	15	3.07	1.037	0.239	8.561	0.094	0.394	SI	> 20	2--3	1.2--1.8				
SM-66A	Arena fina y media con poco limo color café, con gravillas y arcilla del mismo color estratificados.	1.35	0.13	0.6	1	0.13	1	0.18	0.982	0.096	2.390	0.053	0.556	SI	> 20	5--10	3.0--6.0	18.00
			0.68	0.6	3	0.68	3	0.95	0.987	0.096	3.075	0.056	0.578	SI	> 20	5--10	3.0--6.0	
			1.13	0.6	2	1.13	2	1.45	0.991	0.105	1.660	0.051	0.485	SI	> 20	5--10	3.0--6.0	
SM-66B	Arena de grano medio arcillosa y limosa, color café amarillento	2.25	14.18	0.6	3	14.18	3	6.67	1.258	0.365	1.162	0.050	0.137	SI	> 20	10	6.00	7.20
			14.63	0.6	50	14.63	50	6.85	1.276	0.372	19.104	0.206	0.555	SI	10--20	1--2	0.6--1.2	
SM-67	Arena fina con poco limo color gris con manchas cafés, y estratos de arcilla mismo color.	8.10	13.88	0.6	19	13.88	19	6.55	1.246	0.360	7.424	0.083	0.232	SI	> 20	3	1.80	6.60
			14.33	0.6	17	14.33	17	6.73	1.264	0.367	6.553	0.076	0.208	SI	> 20	3--4	1.8--2.4	
			14.78	0.6	19	14.78	19	6.91	1.282	0.374	7.228	0.082	0.219	SI	> 20	3--4	1.8--2.4	

Continuación Tabla A3.3 Resumen de los resultados, con base en los perfiles de resistencia de SPT proporcionados por CFE

Sondeo	Descripción y clasificación (SUCS) de los estratos	Espesor estrato (m)	z (m)	Tramo prueba (cm)	N	Z _{media} (m)	N _{medio}	σ'_{vg} (t/m ²)	r_d	τ_{av}/σ'_{vo}	(N _s) ₆₀	Blake		Se licua	Deformación		Asentamiento	
												τ_{av}/σ'_{vo}	FS		γ (%)	Vol. (%)	Tramo prueba (cm)	Estrato (cm)
SM-69	Arena fina color gris con poca arcilla de alta plasticidad.	5.85	4.61	0.6	9	4.61	9	2.85	1.029	0.228	5.336	0.067	0.296	SI	> 20	3--4	1.8--2.4	38.40
			5.18	0.6	10	5.18	10	3.07	1.037	0.239	5.707	0.070	0.293	SI	> 20	3--4	1.8--2.4	
			5.63	0.6	7	5.63	7	3.25	1.043	0.246	3.883	0.059	0.240	SI	> 20	4--5	2.4--3.0	
			5.96	0.6	7	5.96	7	3.39	1.048	0.252	3.805	0.059	0.233	SI	> 20	4--5	2.4--3.0	
			6.53	0.6	8	6.53	8	3.61	1.056	0.261	4.211	0.061	0.233	SI	> 20	4--5	2.4--3.0	
			6.86	0.6	1	6.86	1	3.75	1.062	0.266	0.517	0.049	0.184	SI	> 20	>10	6.00	
			7.43	0.6	11	7.43	11	3.97	1.071	0.274	5.521	0.069	0.251	SI	> 20	3--4	1.8--2.4	
			7.88	0.6	12	7.88	12	4.15	1.080	0.280	5.891	0.071	0.255	SI	> 20	3--4	1.8--2.4	
			8.33	0.6	12	8.33	12	4.33	1.088	0.286	5.767	0.070	0.246	SI	> 20	3--4	1.8--2.4	
			8.78	0.6	10	8.78	10	4.51	1.098	0.292	4.709	0.064	0.218	SI	> 20	4--5	2.4--3.0	
			9.23	0.6	7	9.23	7	4.69	1.107	0.297	3.232	0.056	0.189	SI	> 20	5	3.00	
			9.68	0.6	9	9.68	9	4.87	1.118	0.303	4.078	0.060	0.198	SI	> 20	4--5	2.4--3.0	
10.13	0.6	12	10.13	12	5.05	1.129	0.309	5.340	0.067	0.218	SI	> 20	3--4	1.8--2.4				
SM-69	Arena fina color gris con poco limo.	7.20	14.18	0.6	18	14.18	18	6.67	1.258	0.365	6.970	0.080	0.218	SI	> 20	3--4	1.8--2.4	4.20
			14.63	0.6	21	14.63	21	6.85	1.276	0.372	8.024	0.089	0.239	SI	> 20	2--3	1.2--1.8	
SM-70	Arena fina con poco limo, color café amarillento.	1.80	0.23	0.6	32	0.23	32	0.32	0.983	0.096	57.016						0.00	6.12
			0.68	0.6	34	0.68	34	0.95	0.987	0.096	34.975	0.566	5.880	NO	0	0	0.00	
			1.13	0.6	13	1.13	13	1.45	0.991	0.105	10.796	0.117	1.114	NO	0	0.2	0.12	
			1.58	0.6	3	1.58	3	1.63	0.996	0.131	2.350	0.053	0.404	SI	> 20	5--10	3.0--6.0	
SM-71	Arena arcillosa color café, con materia orgánica.	2.25	0.23	0.6	6	0.23	6	0.32	0.983	0.096	10.690	0.116	1.209	NO	0	0.1	0.10	6.18
			0.68	0.6	2	0.68	2	0.95	0.987	0.096	2.057	0.052	0.542	SI	> 20	5--10	3.0--6.0	
			1.03	0.6	19	1.03	19	1.41	0.990	0.098	16.001	0.173	1.759	NO	0	0	0.00	
			1.58	0.6	23	1.58	23	1.63	0.996	0.131	18.015	0.194	1.480	NO	0	0	0.00	
			2.03	0.6	21	2.03	21	1.81	1.000	0.153	15.609	0.169	1.104	NO	0	0.1--0.2	0.10	
SM-71	Arena fina y media color gris con finos no plásticos y estratos de arcilla del mismo color.	5.85	11.93	0.6	12	11.93	12	5.77	1.179	0.332	4.996	0.065	0.196	SI	> 20	3--4	1.8--2.4	18.00
			12.38	0.6	20	12.38	20	5.95	1.193	0.339	8.199	0.091	0.267	SI	> 20	2--3	1.8--1.8	
			12.83	0.6	23	12.83	23	6.13	1.208	0.345	9.290	0.101	0.293	SI	> 20	2--3	1.2--1.8	
			13.28	0.6	7	13.28	7	6.31	1.224	0.351	2.787	0.055	0.155	SI	> 20	5--10	3.0--6.0	
			13.73	0.6	18	13.73	18	6.49	1.240	0.358	7.066	0.080	0.225	SI	> 20	3--4	1.8--2.4	
			14.18	0.6	20	14.18	20	6.67	1.258	0.365	7.744	0.086	0.237	SI	> 20	2--3	1.2--1.8	
14.63	0.6	25	14.63	25	6.85	1.276	0.372	9.552	0.104	0.279	SI	> 20	2--3	1.2--1.8				

Continuación Tabla A3.3 Resumen de los resultados, con base en los perfiles de resistencia de SPT proporcionados por CFE

Sondeo	Descripción y clasificación (SUCS) de los estratos	Espesor estrato (m)	z (m)	Tramo prueba (cm)	N	Z _{media} (m)	N _{medio}	σ'_{vg} (t/m ²)	r _d	τ_{av}/σ'_{vo}	(N _s) ₆₀	Blake		Se licua	Deformación		Asentamiento	
												τ_{av}/σ'_{vo}	FS		γ (%)	Vol. (%)	Tramo prueba (cm)	Estrato (cm)
SM-72	Arena fina y media poco limosa color gris con con estratos de grava y lentes de materia orgánica mismo color.	13.00	7.23	0.6	25	7.23	25	3.89	1.068	0.271	12.676	0.137	0.507	SI	> 20	2--3	1.2--1.8	10.20
			8.23	0.6	35	8.23	35	4.29	1.086	0.284	16.898	0.182	0.641	SI	10--20	1--2	0.6--1.2	
			9.23	0.6	42	9.23	42	4.69	1.107	0.297	19.394	0.209	0.704	SI	10--20	1--2	0.6--1.2	
			10.23	0.6	33	10.23	33	5.09	1.131	0.310	14.627	0.158	0.510	SI	> 20	1--2	0.6--1.2	
			11.23	0.6	36	11.23	36	5.49	1.158	0.323	15.364	0.166	0.514	SI	> 20	1--2	0.6--1.2	
			12.23	0.6	50	12.23	50	5.89	1.188	0.337	20.602	0.223	0.663	SI	10--20	1--2	0.6--1.2	
			13.23	0.6	50	13.23	50	6.29	1.222	0.351	19.936	0.216	0.615	SI	10--20	1--2	0.6--1.2	
			14.23	0.6	50	14.23	50	6.69	1.260	0.366	19.331	0.209	0.571	SI	10--20	1--2	0.6--1.2	
SM-73	Arena fina color gris con finos no plásticos	2.25	0.23	0.6	19	0.23	19	0.32	0.983	0.096	33.853	0.502	5.237	NO	0	0	0.00	1.80
			0.68	0.6	47	0.68	47	0.95	0.987	0.096	48.348							
			1.13	0.6	35	1.13	35	1.45	0.991	0.105	29.066	0.378	3.597	NO	0	0	0.00	
			1.58	0.6	40	1.58	40	1.63	0.996	0.131	31.330	0.374	2.848	NO	0	0	0.00	
			2.03	0.6	12	2.03	12	1.81	1.000	0.153	8.920	0.098	0.638	SI	> 20	2--3	1.2--1.8	
SM-74	Arena media y fina color café claro con gravas aisladas y finos no plásticos	12.00	10.23	0.6	49	10.23	49	5.09	1.131	0.310	21.719	0.237	0.763	SI	3--10	1--2	0.6--1.2	6.00
			11.23	0.6	45	11.23	45	5.49	1.158	0.323	19.206	0.207	0.642	SI	10--20	1--2	0.6--1.2	
			12.23	0.6	50	12.23	50	5.89	1.188	0.337	20.602	0.223	0.663	SI	10--20	1--2	0.6--1.2	
			13.23	0.6	50	13.23	50	6.29	1.222	0.351	19.936	0.216	0.615	SI	10--20	1--2	0.6--1.2	
			14.2	0.6	50	14.23	50	6.69	1.260	0.366	19.331	0.209	0.571	SI	10--20	1--2	0.6--1.2	

ANEXO 4. LOCALIZACIÓN PRUEBAS CPT

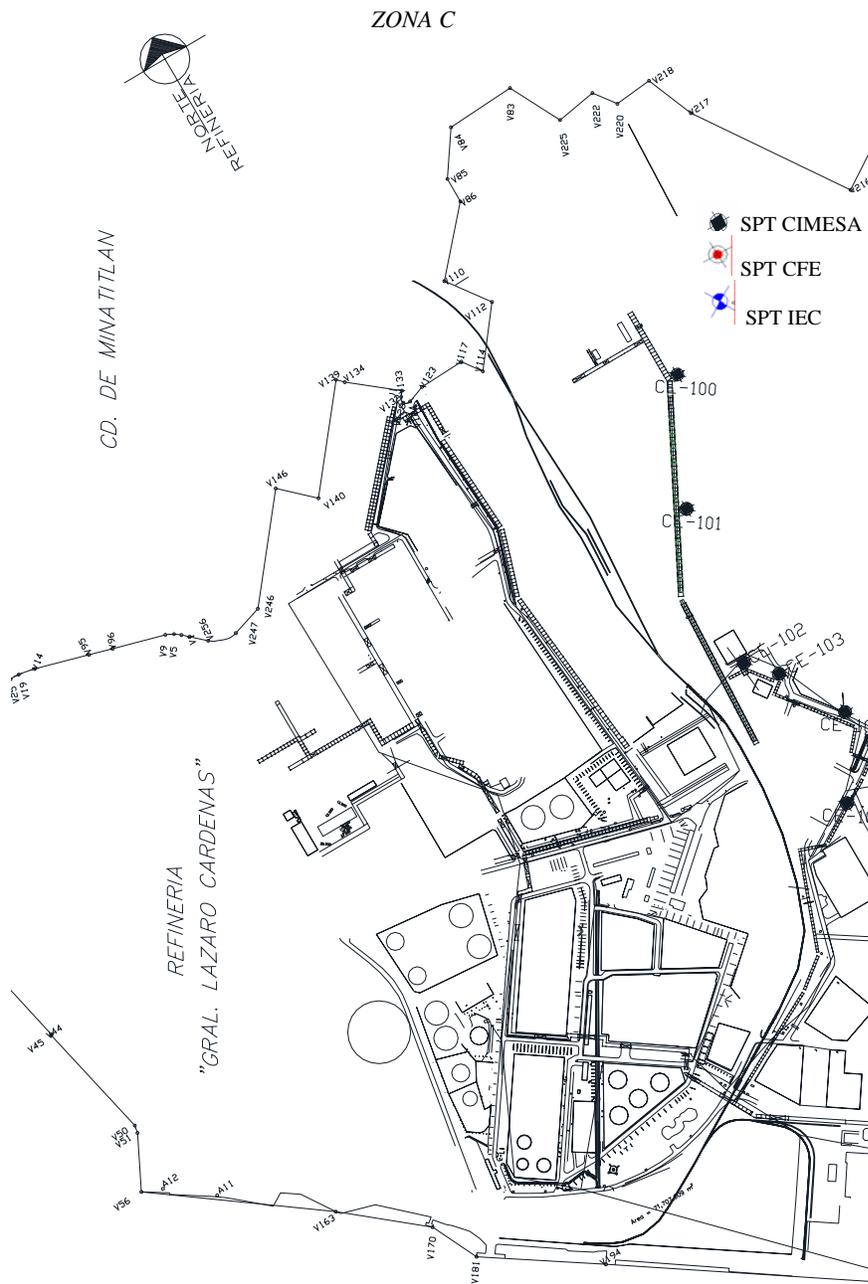


Figura A4.1 Detalle de localización de pruebas CPT en el área de estudio, Zona A

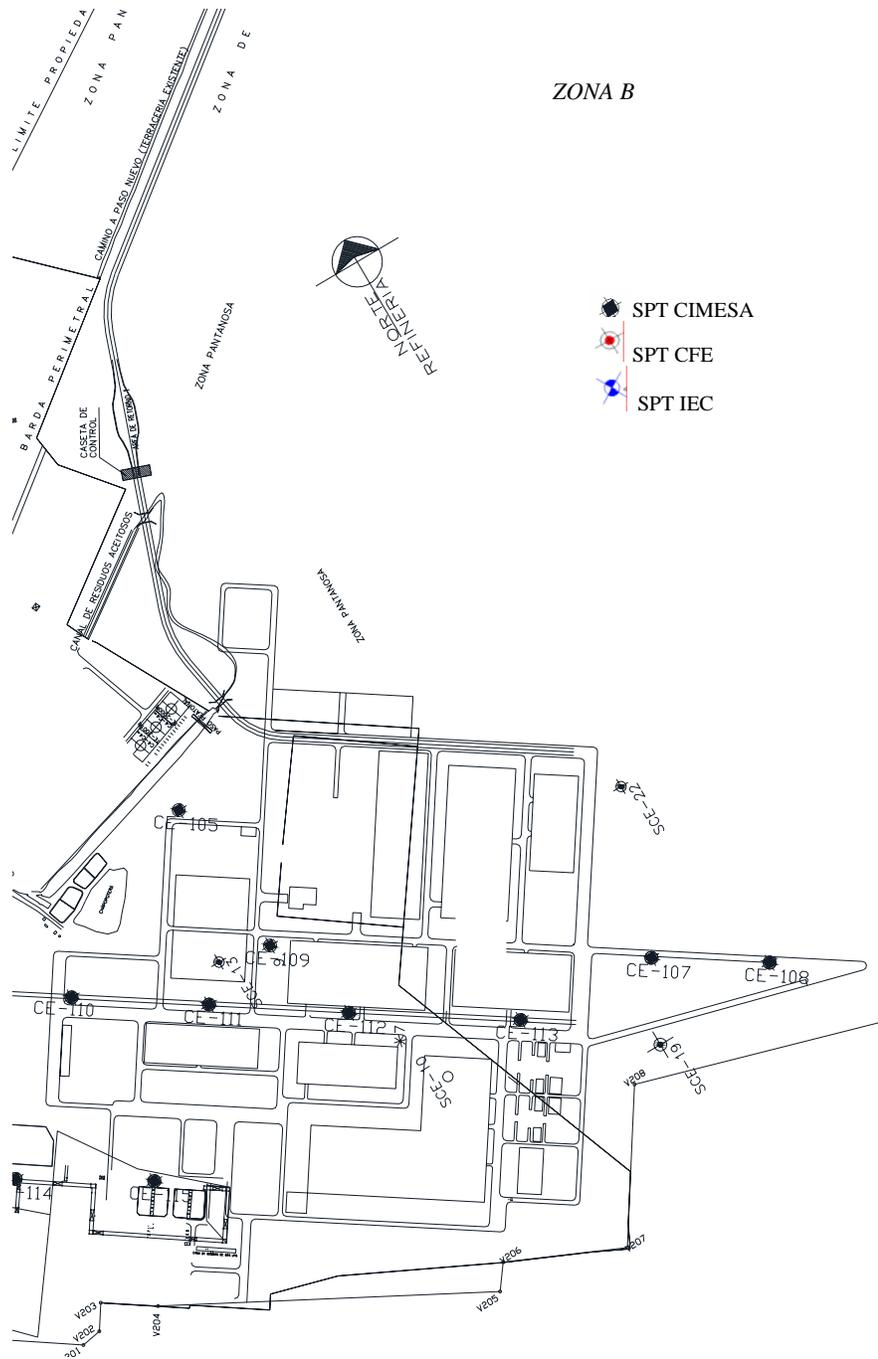


Figura A4.2 Detalle de localización de pruebas CPT en el área de estudio, Zona B

ANEXO 5. ANÁLISIS DE SUSCEPTIBILIDAD A LICUACIÓN CON BASE EN LOS PERFILES DE RESISTENCIA DE CPT

Tabla A5.1 Resumen de los resultados, con base en los perfiles de resistencia de CPT proporcionados por CIMESA

Sondeo	q_u (kg/cm ²)	prof (m)	σ'_{v0} (ton/m ²)	r_d	τ_{av}/σ'_{v0}	C_q	q_{dN}	Robertson-Wride (1997)			Cálculo D_r	
								CRR	FS	Se licua ?	D_r (%)	Potencial de licuación
SM-105	10.99	0.10	0.14	0.981	0.096	19.85	218.21	1.046	10.93	NO	65	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	12.67	0.20	0.28	0.982	0.096	12.22	154.77	0.425	4.43	NO	58	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	11.47	0.30	0.42	0.983	0.096	9.20	105.53	0.189	1.97	NO	48	Probable
	12.19	0.40	0.56	0.984	0.096	7.52	91.67	0.152	1.58	NO	45	Probable
	12.19	0.50	0.70	0.985	0.096	6.43	78.42	0.125	1.30	NO	41	Probable
	12.91	0.60	0.84	0.985	0.096	5.66	73.08	0.116	1.21	NO	40	Probable
	14.82	0.70	0.98	0.986	0.096	5.08	75.33	0.120	1.25	NO	42	Probable
	14.34	0.80	1.12	0.987	0.096	4.63	66.39	0.107	1.11	NO	39	Probable
	13.86	0.90	1.26	0.987	0.096	4.26	59.10	0.099	1.03	NO	36	Probable
	13.86	1.00	1.40	0.988	0.096	3.96	54.90	0.095	0.99	SI	34	Probable
	13.62	1.10	1.44	0.988	0.103	3.88	52.90	0.094	0.91	SI	33	Probable
	14.10	1.20	1.48	0.989	0.109	3.81	53.71	0.094	0.86	SI	34	Probable
	16.25	1.30	1.52	0.989	0.115	3.74	60.76	0.101	0.87	SI	38	Probable
	16.25	1.40	1.56	0.989	0.121	3.67	59.67	0.100	0.82	SI	38	Probable
	16.25	1.50	1.60	0.990	0.127	3.61	58.62	0.099	0.78	SI	37	Probable
	16.01	1.60	1.64	0.990	0.132	3.54	56.77	0.097	0.74	SI	36	Probable
	18.88	1.70	1.68	0.990	0.137	3.49	65.81	0.107	0.78	SI	41	Probable
	17.45	1.80	1.72	0.990	0.141	3.43	59.82	0.100	0.71	SI	38	Probable
	20.08	1.90	1.76	0.991	0.146	3.37	67.74	0.109	0.75	SI	43	Probable
	20.32	2.00	1.80	0.991	0.150	3.32	67.47	0.109	0.72	SI	43	Probable
	23.42	2.10	1.84	0.991	0.154	3.27	76.61	0.122	0.79	SI	47	Probable
	22.47	2.20	1.88	0.991	0.158	3.22	72.38	0.115	0.73	SI	45	Probable
	22.47	2.30	1.92	0.991	0.162	3.17	71.32	0.114	0.70	SI	45	Probable
	21.99	2.40	1.96	0.991	0.166	3.13	68.80	0.110	0.67	SI	44	Probable
	27.72	2.5	2.00	0.991	0.169	3.09	85.54	0.138	0.82	SI	51	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	29.16	2.6	2.04	0.991	0.172	3.04	88.72	0.145	0.84	SI	53	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	30.11	2.7	2.08	0.990	0.175	3.00	90.39	0.149	0.85	SI	53	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	28.68	2.8	2.12	0.990	0.179	2.96	84.95	0.137	0.77	SI	51	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	35.37	2.9	2.16	0.990	0.181	2.92	103.41	0.183	1.01	NO	58	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	31.31	3.0	2.20	0.990	0.184	2.89	90.36	0.149	0.81	SI	54	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	30.59	3.1	2.24	0.989	0.187	2.85	87.19	0.142	0.76	SI	53	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	29.64	3.2	2.28	0.989	0.189	2.81	83.42	0.134	0.71	SI	51	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	29.16	3.3	2.32	0.989	0.192	2.78	81.08	0.130	0.68	SI	50	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	30.83	3.4	2.36	0.988	0.194	2.75	84.71	0.137	0.70	SI	52	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	30.59	3.5	2.40	0.988	0.197	2.72	83.08	0.133	0.68	SI	51	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	30.35	3.6	2.44	0.987	0.199	2.68	81.48	0.130	0.66	SI	51	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	32.27	3.7	2.48	0.987	0.201	2.65	85.63	0.138	0.69	SI	53	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	32.27	3.8	2.52	0.986	0.203	2.62	84.68	0.136	0.67	SI	52	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	32.50	3.9	2.56	0.986	0.205	2.60	84.37	0.136	0.66	SI	52	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	31.55	4.0	2.60	0.985	0.207	2.57	81.00	0.129	0.63	SI	51	Depende tipo suelo y magnitud sismo
30.83	4.1	2.64	0.984	0.209	2.54	78.32	0.125	0.60	SI	50	Depende tipo suelo y magnitud sismo	
31.31	4.2	2.68	0.984	0.210	2.51	78.70	0.125	0.60	SI	50	Depende tipo suelo y magnitud sismo	
33.46	4.3	2.72	0.983	0.212	2.49	83.24	0.134	0.63	SI	52	Depende tipo suelo y magnitud sismo	
33.94	4.4	2.76	0.982	0.214	2.46	83.57	0.134	0.63	SI	53	Depende tipo suelo y magnitud sismo	
34.42	4.5	2.80	0.981	0.215	2.44	83.90	0.135	0.63	SI	53	Depende tipo suelo y magnitud sismo	
35.13	4.6	2.84	0.980	0.217	2.41	84.80	0.137	0.63	SI	53	Depende tipo suelo y magnitud sismo	
34.42	4.7	2.88	0.980	0.218	2.39	82.26	0.132	0.60	SI	52	Depende tipo suelo y magnitud sismo	
34.42	4.8	2.92	0.979	0.220	2.37	81.47	0.130	0.59	SI	52	Depende tipo suelo y magnitud sismo	
36.81	4.9	2.96	0.978	0.221	2.34	86.30	0.140	0.63	SI	54	Depende tipo suelo y magnitud sismo	
36.33	5.0	3.00	0.977	0.222	2.32	84.39	0.136	0.61	SI	53	Depende tipo suelo y magnitud sismo	
36.33	5.1	3.04	0.976	0.223	2.30	83.61	0.134	0.60	SI	53	Depende tipo suelo y magnitud sismo	
36.57	5.2	3.08	0.975	0.225	2.28	83.39	0.134	0.60	SI	53	Depende tipo suelo y magnitud sismo	
36.33	5.3	3.12	0.974	0.226	2.26	82.10	0.131	0.58	SI	53	Depende tipo suelo y magnitud sismo	

Continuación Tabla A5.1 Resumen de los resultados, con base en los perfiles de resistencia de CPT proporcionados por CIMESA

Sondeo	q_n (kg/cm ²)	prof (m)	$\sigma'_{v,o}$ (ton/m ²)	r_d	τ_{av}/σ'_{vo}	C_q	q_{dIN}	Robertson- Wride (1997)		Se licua	Cálculo D_r	
								CRR	FS		Dr (%)	Potencial de licuación
SM-105	38.00	5.5	3.20	0.971	0.228	2.22	84.37	0.136	0.60	SI	54	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	38.00	5.6	3.24	0.970	0.229	2.20	83.64	0.134	0.59	SI	54	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	38.00	5.7	3.28	0.969	0.230	2.18	82.93	0.133	0.58	SI	53	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	38.48	5.8	3.32	0.968	0.231	2.16	83.26	0.134	0.58	SI	54	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	38.72	5.9	3.36	0.967	0.232	2.15	83.08	0.133	0.58	SI	54	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	38.48	6.0	3.40	0.966	0.233	2.13	81.88	0.131	0.56	SI	53	Depende tipo suelo y magnitud sismo
SM-107	51.63	0.10	0.14	0.981	0.096	19.85	1024.64	100.126	1046.	NO	100	Poco probable
	36.57	0.20	0.28	0.982	0.096	12.22	446.78	8.374	87.43	NO	93	Poco probable
	21.75	0.30	0.42	0.983	0.096	9.20	200.07	0.825	8.60	NO	69	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	13.62	0.40	0.56	0.984	0.096	7.52	102.46	0.180	1.88	NO	49	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	13.86	0.50	0.70	0.985	0.096	6.43	89.18	0.146	1.52	NO	46	Probable
	13.62	0.60	0.84	0.985	0.096	5.66	77.14	0.123	1.28	NO	42	Probable
	23.42	0.70	0.98	0.986	0.096	5.08	119.06	0.237	2.46	NO	57	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	18.64	0.80	1.12	0.987	0.096	4.63	86.31	0.140	1.45	NO	48	Probable
	9.56	0.90	1.26	0.987	0.096	4.26	40.76	0.084	0.87	SI	24	Probable
	7.65	1.00	1.40	0.988	0.096	3.96	30.29	0.075	0.78	SI	15	Probable
	5.74	1.10	1.44	0.988	0.103	3.88	22.27	0.069	0.67	SI	5	Probable
	4.54	1.20	1.48	0.989	0.109	3.81	17.30	0.064	0.59	SI	0	Probable
	4.30	1.30	1.52	0.989	0.115	3.74	16.08	0.063	0.55	SI	0	Probable
	3.82	1.40	1.56	0.989	0.121	3.67	14.04	0.062	0.51	SI	0	Probable
	2.63	1.50	1.60	0.990	0.127	3.61	9.48	0.058	0.46	SI	0	Probable
	1.91	1.60	1.64	0.990	0.132	3.54	6.78	0.056	0.42	SI	0	Probable
	1.67	1.70	1.68	0.990	0.137	3.49	5.83	0.055	0.40	SI	0	Probable
	1.20	1.80	1.72	0.990	0.141	3.43	4.10	0.053	0.38	SI	0	Probable
	0.96	1.90	1.76	0.991	0.146	3.37	3.23	0.053	0.36	SI	0	Probable
	0.72	2.00	1.80	0.991	0.150	3.32	2.38	0.052	0.35	SI	0	Probable
	4.06	2.10	1.84	0.991	0.154	3.27	13.29	0.061	0.40	SI	0	Probable
	6.69	2.20	1.88	0.991	0.158	3.22	21.56	0.068	0.43	SI	5	Probable
	7.89	2.30	1.92	0.991	0.162	3.17	25.04	0.071	0.44	SI	10	Probable
	5.02	2.40	1.96	0.991	0.166	3.13	15.71	0.063	0.38	SI	0	Probable
	10.99	2.5	2.00	0.991	0.169	3.09	33.92	0.078	0.46	SI	21	Probable
	10.04	2.6	2.04	0.991	0.172	3.04	30.54	0.075	0.44	SI	17	Probable
	9.32	2.7	2.08	0.990	0.175	3.00	27.98	0.073	0.42	SI	15	Probable
	8.84	2.8	2.12	0.990	0.179	2.96	26.19	0.072	0.40	SI	13	Probable
	10.52	2.9	2.16	0.990	0.181	2.92	30.74	0.076	0.42	SI	18	Probable
	10.04	3.0	2.20	0.990	0.184	2.89	28.97	0.074	0.40	SI	16	Probable
	5.26	3.1	2.24	0.989	0.187	2.85	14.99	0.062	0.33	SI	0	Probable
	3.82	3.2	2.28	0.989	0.189	2.81	10.76	0.059	0.31	SI	0	Probable
	4.30	3.3	2.32	0.989	0.192	2.78	11.96	0.060	0.31	SI	0	Probable
	4.54	3.4	2.36	0.988	0.194	2.75	12.48	0.060	0.31	SI	0	Probable
	4.78	3.5	2.40	0.988	0.197	2.72	12.98	0.061	0.31	SI	0	Probable
	3.59	3.6	2.44	0.987	0.199	2.68	9.62	0.058	0.29	SI	0	Probable
	7.89	3.7	2.48	0.987	0.201	2.65	20.93	0.067	0.34	SI	6	Probable
	8.37	3.8	2.52	0.986	0.203	2.62	21.95	0.068	0.34	SI	8	Probable
	8.37	3.9	2.56	0.986	0.205	2.60	21.71	0.068	0.33	SI	8	Probable
	7.41	4.0	2.60	0.985	0.207	2.57	19.02	0.066	0.32	SI	3	Probable
	4.78	4.1	2.64	0.984	0.209	2.54	12.14	0.060	0.29	SI	0	Probable
	2.63	4.2	2.68	0.984	0.210	2.51	6.61	0.056	0.26	SI	0	Probable
	3.11	4.3	2.72	0.983	0.212	2.49	7.73	0.056	0.27	SI	0	Probable
	2.87	4.4	2.76	0.982	0.214	2.46	7.06	0.056	0.26	SI	0	Probable
	3.35	4.5	2.80	0.981	0.215	2.44	8.16	0.057	0.26	SI	0	Probable
	3.35	4.6	2.84	0.980	0.217	2.41	8.08	0.057	0.26	SI	0	Probable
	2.87	4.7	2.88	0.980	0.218	2.39	6.86	0.056	0.26	SI	0	Probable
	2.39	4.8	2.92	0.979	0.220	2.37	5.66	0.055	0.25	SI	0	Probable
2.87	4.9	2.96	0.978	0.221	2.34	6.72	0.056	0.25	SI	0	Probable	
6.21	5.0	3.00	0.977	0.222	2.32	14.43	0.062	0.28	SI	0	Probable	
5.74	5.1	3.04	0.976	0.223	2.30	13.20	0.061	0.27	SI	0	Probable	
3.82	5.2	3.08	0.975	0.225	2.28	8.72	0.057	0.25	SI	0	Probable	
5.50	5.3	3.12	0.974	0.226	2.26	12.42	0.060	0.27	SI	0	Probable	
3.82	5.4	3.16	0.973	0.227	2.24	8.57	0.057	0.25	SI	0	Probable	
4.78	5.5	3.20	0.971	0.228	2.22	10.61	0.059	0.26	SI	0	Probable	
2.39	5.6	3.24	0.970	0.229	2.20	5.26	0.054	0.24	SI	0	Probable	
4.54	5.7	3.28	0.969	0.230	2.18	9.91	0.058	0.25	SI	0	Probable	

Continuación Tabla A5.1 Resumen de los resultados, con base en los perfiles de resistencia de CPT proporcionados por CIMESA

Sondeo	q_u (kg/cm ²)	prof (m)	σ'_{v0} (ton/m ²)	r_d	τ_{av}/σ'_{v0}	C_q	q_{dN}	Robertson- Wride (1997)		Se licua	Cálculo D_r	
								CRR	FS		Dr (%)	Potencial de licuación
SM-107	2.87	5.9	3.36	0.967	0.232	2.15	6.15	0.055	0.24	SI	0	Probable
	2.63	6.0	3.40	0.966	0.233	2.13	5.59	0.055	0.24	SI	0	Probable
SM-108	14.34	0.10	0.14	0.981	0.096	19.85	284.62	2.224	23.25	NO	73	Poco probable
	46.13	0.20	0.28	0.982	0.096	12.22	563.58	16.727	174.6	NO	100	Poco probable
	47.56	0.30	0.42	0.983	0.096	9.20	437.51	7.868	82.08	NO	95	Poco probable
	41.35	0.40	0.56	0.984	0.096	7.52	310.97	2.877	29.99	NO	85	Poco probable
	34.42	0.50	0.70	0.985	0.096	6.43	221.41	1.089	11.35	NO	76	Poco probable
	35.85	0.60	0.84	0.985	0.096	5.66	203.00	0.858	8.93	NO	74	Poco probable
	20.79	0.70	0.98	0.986	0.096	5.08	105.70	0.190	1.97	NO	53	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	19.12	0.80	1.12	0.987	0.096	4.63	88.52	0.145	1.50	NO	49	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	9.56	0.90	1.26	0.987	0.096	4.26	40.76	0.084	0.87	SI	24	Probable
	15.30	1.00	1.40	0.988	0.096	3.96	60.58	0.101	1.05	NO	37	Probable
	16.73	1.10	1.44	0.988	0.103	3.88	64.96	0.105	1.02	NO	40	Probable
	16.49	1.20	1.48	0.989	0.109	3.81	62.82	0.103	0.94	SI	39	Probable
	18.88	1.30	1.52	0.989	0.115	3.74	70.59	0.113	0.98	SI	43	Probable
	21.27	1.40	1.56	0.989	0.121	3.67	78.09	0.124	1.03	NO	47	Probable
	18.64	1.50	1.60	0.990	0.127	3.61	67.24	0.108	0.85	SI	42	Probable
	15.54	1.60	1.64	0.990	0.132	3.54	55.07	0.096	0.72	SI	35	Probable
	14.82	1.70	1.68	0.990	0.137	3.49	51.65	0.093	0.68	SI	33	Probable
	16.73	1.80	1.72	0.990	0.141	3.43	57.36	0.098	0.69	SI	37	Probable
	13.38	1.90	1.76	0.991	0.146	3.37	45.16	0.088	0.60	SI	29	Probable
	14.34	2.00	1.80	0.991	0.150	3.32	47.63	0.090	0.60	SI	31	Probable
	17.45	2.10	1.84	0.991	0.154	3.27	57.06	0.097	0.63	SI	37	Probable
	19.12	2.20	1.88	0.991	0.158	3.22	61.60	0.102	0.64	SI	40	Probable
	22.71	2.30	1.92	0.991	0.162	3.17	72.08	0.115	0.71	SI	45	Probable
	20.79	2.40	1.96	0.991	0.166	3.13	65.07	0.106	0.64	SI	42	Probable
	16.97	2.5	2.00	0.991	0.169	3.09	52.35	0.093	0.55	SI	35	Probable
	21.27	2.6	2.04	0.991	0.172	3.04	64.72	0.105	0.61	SI	42	Probable
	23.90	2.7	2.08	0.990	0.175	3.00	71.74	0.114	0.65	SI	46	Probable
	21.51	2.8	2.12	0.990	0.179	2.96	63.71	0.104	0.58	SI	42	Probable
	24.86	2.9	2.16	0.990	0.181	2.92	72.66	0.116	0.64	SI	46	Probable
	23.90	3.0	2.20	0.990	0.184	2.89	68.98	0.111	0.60	SI	45	Probable
	24.62	3.1	2.24	0.989	0.187	2.85	70.16	0.112	0.60	SI	45	Probable
	20.08	3.2	2.28	0.989	0.189	2.81	56.51	0.097	0.51	SI	38	Probable
	21.99	3.3	2.32	0.989	0.192	2.78	61.14	0.101	0.53	SI	41	Probable
	19.12	3.4	2.36	0.988	0.194	2.75	52.54	0.093	0.48	SI	36	Probable
	19.36	3.5	2.40	0.988	0.197	2.72	52.57	0.094	0.48	SI	36	Probable
	16.73	3.6	2.44	0.987	0.199	2.68	44.91	0.087	0.44	SI	31	Probable
	18.88	3.7	2.48	0.987	0.201	2.65	50.11	0.092	0.46	SI	35	Probable
	18.64	3.8	2.52	0.986	0.203	2.62	48.92	0.091	0.45	SI	34	Probable
	18.40	3.9	2.56	0.986	0.205	2.60	47.77	0.090	0.44	SI	34	Probable
	15.77	4.0	2.60	0.985	0.207	2.57	40.50	0.084	0.40	SI	28	Probable
	14.82	4.1	2.64	0.984	0.209	2.54	37.64	0.081	0.39	SI	26	Probable
	14.10	4.2	2.68	0.984	0.210	2.51	35.45	0.080	0.38	SI	24	Probable
14.58	4.3	2.72	0.983	0.212	2.49	36.27	0.080	0.38	SI	25	Probable	
14.34	4.4	2.76	0.982	0.214	2.46	35.31	0.079	0.37	SI	24	Probable	
15.06	4.5	2.80	0.981	0.215	2.44	36.71	0.081	0.37	SI	26	Probable	
14.58	4.6	2.84	0.980	0.217	2.41	35.19	0.079	0.37	SI	24	Probable	
14.34	4.7	2.88	0.980	0.218	2.39	34.28	0.079	0.36	SI	23	Probable	
14.10	4.8	2.92	0.979	0.220	2.37	33.38	0.078	0.35	SI	23	Probable	
13.62	4.9	2.96	0.978	0.221	2.34	31.94	0.077	0.35	SI	21	Probable	
13.86	5.0	3.00	0.977	0.222	2.32	32.20	0.077	0.35	SI	22	Probable	
14.82	5.1	3.04	0.976	0.223	2.30	34.10	0.078	0.35	SI	24	Probable	
15.30	5.2	3.08	0.975	0.225	2.28	34.88	0.079	0.35	SI	24	Probable	
14.34	5.3	3.12	0.974	0.226	2.26	32.41	0.077	0.34	SI	22	Probable	
7.17	5.4	3.16	0.973	0.227	2.24	16.06	0.063	0.28	SI	0	Probable	
15.06	5.5	3.20	0.971	0.228	2.22	33.43	0.078	0.34	SI	23	Probable	
14.82	5.6	3.24	0.970	0.229	2.20	32.62	0.077	0.34	SI	23	Probable	
16.01	5.7	3.28	0.969	0.230	2.18	34.94	0.079	0.34	SI	25	Probable	
18.64	5.8	3.32	0.968	0.231	2.16	40.34	0.084	0.36	SI	30	Probable	
16.97	5.9	3.36	0.967	0.232	2.15	36.41	0.080	0.35	SI	26	Probable	
16.01	6.0	3.40	0.966	0.233	2.13	34.08	0.078	0.34	SI	24	Probable	

Continuación Tabla A5.1 Resumen de los resultados, con base en los perfiles de resistencia de CPT proporcionados por CIMESA

Sondeo	q_n (kg/cm ²)	prof (m)	$\sigma'_{v,o}$ (ton/m ²)	r_d	τ_{av}/σ'_{vo}	C_q	q_{dIN}	Robertson- Wride (1997)		Se licua	Cálculo D_r	
								CRR	FS		Dr (%)	Potencial de licuación
SM-109	4.30	0.10	0.14	0.981	0.096	19.85	85.39	0.138	1.44	NO	34	Probable
	8.37	0.20	0.28	0.982	0.096	12.22	102.20	0.179	1.87	NO	44	Probable
	14.82	0.30	0.42	0.983	0.096	9.20	136.31	0.316	3.29	NO	56	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	32.03	0.40	0.56	0.984	0.096	7.52	240.87	1.380	14.38	NO	77	Poco probable
	25.57	0.50	0.70	0.985	0.096	6.43	164.52	0.494	5.15	NO	66	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	11.47	0.60	0.84	0.985	0.096	5.66	64.96	0.105	1.10	NO	36	Probable
	3.35	0.70	0.98	0.986	0.096	5.08	17.01	0.064	0.67	SI	0	Probable
	5.02	0.80	1.12	0.987	0.096	4.63	23.24	0.069	0.72	SI	4	Probable
	3.35	0.90	1.26	0.987	0.096	4.26	14.27	0.062	0.64	SI	0	Probable
	6.21	1.00	1.40	0.988	0.096	3.96	24.61	0.070	0.73	SI	8	Probable
	8.37	1.10	1.44	0.988	0.103	3.88	32.48	0.077	0.75	SI	17	Probable
	8.13	1.20	1.48	0.989	0.109	3.81	30.95	0.076	0.69	SI	16	Probable
	17.21	1.30	1.52	0.989	0.115	3.74	64.34	0.105	0.91	SI	40	Probable
	19.84	1.40	1.56	0.989	0.121	3.67	72.83	0.116	0.96	SI	44	Probable
	7.41	1.50	1.60	0.990	0.127	3.61	26.72	0.072	0.57	SI	11	Probable
	2.63	1.60	1.64	0.990	0.132	3.54	9.32	0.058	0.44	SI	0	Probable
	6.45	1.70	1.68	0.990	0.137	3.49	22.49	0.069	0.50	SI	6	Probable
	6.21	1.80	1.72	0.990	0.141	3.43	21.31	0.068	0.48	SI	4	Probable
	7.41	1.90	1.76	0.991	0.146	3.37	25.00	0.071	0.49	SI	10	Probable
	6.45	2.00	1.80	0.991	0.150	3.32	21.43	0.068	0.45	SI	5	Probable
	10.04	2.10	1.84	0.991	0.154	3.27	32.83	0.077	0.50	SI	19	Probable
	16.73	2.20	1.88	0.991	0.158	3.22	53.90	0.095	0.60	SI	36	Probable
	16.25	2.30	1.92	0.991	0.162	3.17	51.59	0.093	0.57	SI	34	Probable
	16.01	2.40	1.96	0.991	0.166	3.13	50.11	0.092	0.55	SI	33	Probable
	12.19	2.5	2.00	0.991	0.169	3.09	37.61	0.081	0.48	SI	24	Probable
	5.98	2.6	2.04	0.991	0.172	3.04	18.18	0.065	0.38	SI	0	Probable
	3.59	2.7	2.08	0.990	0.175	3.00	10.76	0.059	0.34	SI	0	Probable
	0.48	2.8	2.12	0.990	0.179	2.96	1.42	0.051	0.29	SI	0	Probable
	4.54	2.9	2.16	0.990	0.181	2.92	13.28	0.061	0.34	SI	0	Probable
	9.08	3.0	2.20	0.990	0.184	2.89	26.21	0.072	0.39	SI	13	Probable
	16.73	3.1	2.24	0.989	0.187	2.85	47.68	0.090	0.48	SI	33	Probable
	18.40	3.2	2.28	0.989	0.189	2.81	51.80	0.093	0.49	SI	36	Probable
	27.25	3.3	2.32	0.989	0.192	2.78	75.77	0.120	0.63	SI	48	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	31.79	3.4	2.36	0.988	0.194	2.75	87.34	0.142	0.73	SI	53	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	29.64	3.5	2.40	0.988	0.197	2.72	80.48	0.128	0.65	SI	50	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	30.59	3.6	2.44	0.987	0.199	2.68	82.12	0.132	0.66	SI	51	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	27.01	3.7	2.48	0.987	0.201	2.65	71.68	0.114	0.57	SI	47	Probable
	11.47	3.8	2.52	0.986	0.203	2.62	30.11	0.075	0.37	SI	18	Probable
	10.76	3.9	2.56	0.986	0.205	2.60	27.92	0.073	0.36	SI	16	Probable
	11.23	4.0	2.60	0.985	0.207	2.57	28.84	0.074	0.36	SI	17	Probable
	4.54	4.1	2.64	0.984	0.209	2.54	11.54	0.060	0.29	SI	0	Probable
	4.06	4.2	2.68	0.984	0.210	2.51	10.21	0.059	0.28	SI	0	Probable
	4.78	4.3	2.72	0.983	0.212	2.49	11.89	0.060	0.28	SI	0	Probable
5.98	4.4	2.76	0.982	0.214	2.46	14.71	0.062	0.29	SI	0	Probable	
6.93	4.5	2.80	0.981	0.215	2.44	16.90	0.064	0.30	SI	0	Probable	
13.86	4.6	2.84	0.980	0.217	2.41	33.46	0.078	0.36	SI	23	Probable	
23.90	4.7	2.88	0.980	0.218	2.39	57.13	0.097	0.45	SI	40	Probable	
26.05	4.8	2.92	0.979	0.220	2.37	61.67	0.102	0.46	SI	43	Probable	
24.86	4.9	2.96	0.978	0.221	2.34	58.28	0.098	0.45	SI	41	Probable	
5.98	5.0	3.00	0.977	0.222	2.32	13.88	0.062	0.28	SI	0	Probable	
2.87	5.1	3.04	0.976	0.223	2.30	6.60	0.055	0.25	SI	0	Probable	
3.82	5.2	3.08	0.975	0.225	2.28	8.72	0.057	0.25	SI	0	Probable	
3.35	5.3	3.12	0.974	0.226	2.26	7.56	0.056	0.25	SI	0	Probable	
5.26	5.4	3.16	0.973	0.227	2.24	11.78	0.060	0.26	SI	0	Probable	
2.39	5.5	3.20	0.971	0.228	2.22	5.31	0.054	0.24	SI	0	Probable	
2.63	5.6	3.24	0.970	0.229	2.20	5.79	0.055	0.24	SI	0	Probable	
33.22	5.7	3.28	0.969	0.230	2.18	72.50	0.115	0.50	SI	49	Depende tipo suelo y magnitud sismo	
10.52	5.8	3.32	0.968	0.231	2.16	22.75	0.069	0.30	SI	11	Probable	
32.03	5.9	3.36	0.967	0.232	2.15	68.72	0.110	0.48	SI	47	Probable	
43.02	6.0	3.40	0.966	0.233	2.13	91.55	0.151	0.65	SI	57	Depende tipo suelo y magnitud sismo	

Continuación Tabla A5.1 Resumen de los resultados, con base en los perfiles de resistencia de CPT proporcionados por CIMESA

Sondeo	q _u (kg/cm ²)	prof (m)	σ' _{v0} (ton/m ²)	r _d	τ _{av} /σ' _{v0}	C _q	q _{uN}	Robertson- Wride (1997)		Se licua	Cálculo D _r	
								CRR	FS		Dr (%)	Potencial de licuación
SM-110	12.67	0.10	0.14	0.981	0.096	19.85	251.42	1.558	16.28	NO	69	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	22.71	0.20	0.28	0.982	0.096	12.22	277.41	2.065	21.57	NO	77	Poco probable
	25.57	0.30	0.42	0.983	0.096	9.20	235.24	1.291	13.46	NO	74	Poco probable
	50.67	0.40	0.56	0.984	0.096	7.52	381.08	5.227	54.48	NO	92	Poco probable
	59.75	0.50	0.70	0.985	0.096	6.43	384.40	5.362	55.85	NO	94	Poco probable
	61.19	0.60	0.84	0.985	0.096	5.66	346.46	3.948	41.09	NO	92	Poco probable
	59.51	0.70	0.98	0.986	0.096	5.08	302.52	2.655	27.61	NO	88	Poco probable
	63.10	0.80	1.12	0.987	0.096	4.63	292.12	2.398	24.93	NO	88	Poco probable
	53.54	0.90	1.26	0.987	0.096	4.26	228.24	1.186	12.32	NO	81	Poco probable
	53.06	1.00	1.40	0.988	0.096	3.96	210.12	0.943	9.79	NO	79	Poco probable
	45.65	1.10	1.44	0.988	0.103	3.88	177.25	0.598	5.80	NO	73	Poco probable
	38.48	1.20	1.48	0.989	0.109	3.81	146.57	0.373	3.41	NO	67	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	38.96	1.30	1.52	0.989	0.115	3.74	145.65	0.367	3.18	NO	67	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	44.46	1.40	1.56	0.989	0.121	3.67	163.21	0.484	4.00	NO	71	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	34.89	1.50	1.60	0.990	0.127	3.61	125.86	0.265	2.10	NO	62	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	24.38	1.60	1.64	0.990	0.132	3.54	86.42	0.140	1.06	NO	50	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	28.20	1.70	1.68	0.990	0.137	3.49	98.30	0.168	1.23	NO	55	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	5.02	1.80	1.72	0.990	0.141	3.43	17.21	0.064	0.45	SI	0	Probable
	4.54	1.90	1.76	0.991	0.146	3.37	15.32	0.063	0.43	SI	0	Probable
	0.72	2.00	1.80	0.991	0.150	3.32	2.38	0.052	0.35	SI	0	Probable
	8.60	2.10	1.84	0.991	0.154	3.27	28.14	0.073	0.48	SI	14	Probable
	21.51	2.20	1.88	0.991	0.158	3.22	69.30	0.111	0.70	SI	44	Probable
	9.08	2.30	1.92	0.991	0.162	3.17	28.83	0.074	0.46	SI	15	Probable
	5.26	2.40	1.96	0.991	0.166	3.13	16.45	0.064	0.38	SI	0	Probable
	4.06	2.5	2.00	0.991	0.169	3.09	12.54	0.060	0.36	SI	0	Probable
	0.72	2.6	2.04	0.991	0.172	3.04	2.18	0.052	0.30	SI	0	Probable
	0.24	2.7	2.08	0.990	0.175	3.00	0.72	0.051	0.29	SI	0	Probable
	0.24	2.8	2.12	0.990	0.179	2.96	0.71	0.051	0.28	SI	0	Probable
	2.15	2.9	2.16	0.990	0.181	2.92	6.29	0.055	0.30	SI	0	Probable
	29.40	3.0	2.20	0.990	0.184	2.89	84.84	0.137	0.74	SI	52	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	3.82	3.1	2.24	0.989	0.187	2.85	10.90	0.059	0.32	SI	0	Probable
	3.82	3.2	2.28	0.989	0.189	2.81	10.76	0.059	0.31	SI	0	Probable
	2.15	3.3	2.32	0.989	0.192	2.78	5.98	0.055	0.29	SI	0	Probable
	5.98	3.4	2.36	0.988	0.194	2.75	16.42	0.064	0.33	SI	0	Probable
	12.67	3.5	2.40	0.988	0.197	2.72	34.40	0.079	0.40	SI	22	Probable
	38.72	3.6	2.44	0.987	0.199	2.68	103.93	0.184	0.93	SI	59	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	44.93	3.7	2.48	0.987	0.201	2.65	119.25	0.238	1.18	NO	64	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	63.34	3.8	2.52	0.986	0.203	2.62	166.22	0.507	2.50	NO	75	Poco probable
	57.36	3.9	2.56	0.986	0.205	2.60	148.89	0.387	1.89	NO	71	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	43.26	4.0	2.60	0.985	0.207	2.57	111.07	0.207	1.00	NO	62	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	33.22	4.1	2.64	0.984	0.209	2.54	84.39	0.136	0.65	SI	53	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	29.64	4.2	2.68	0.984	0.210	2.51	74.50	0.118	0.56	SI	49	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	23.42	4.3	2.72	0.983	0.212	2.49	58.27	0.098	0.46	SI	41	Probable
	24.38	4.4	2.76	0.982	0.214	2.46	60.03	0.100	0.47	SI	42	Probable
	32.03	4.5	2.80	0.981	0.215	2.44	78.07	0.124	0.58	SI	50	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	23.90	4.6	2.84	0.980	0.217	2.41	57.69	0.098	0.45	SI	41	Probable
	17.93	4.7	2.88	0.980	0.218	2.39	42.84	0.086	0.39	SI	31	Probable
18.88	4.8	2.92	0.979	0.220	2.37	44.70	0.087	0.40	SI	32	Probable	
16.97	4.9	2.96	0.978	0.221	2.34	39.79	0.083	0.38	SI	29	Probable	
7.89	5.0	3.00	0.977	0.222	2.32	18.32	0.065	0.29	SI	3	Probable	
16.01	5.1	3.04	0.976	0.223	2.30	36.85	0.081	0.36	SI	26	Probable	
12.43	5.2	3.08	0.975	0.225	2.28	28.34	0.074	0.33	SI	18	Probable	
6.69	5.3	3.12	0.974	0.226	2.26	15.12	0.063	0.28	SI	0	Probable	
17.93	5.4	3.16	0.973	0.227	2.24	40.15	0.083	0.37	SI	29	Probable	
10.76	5.5	3.20	0.971	0.228	2.22	23.88	0.070	0.31	SI	12	Probable	
28.20	5.6	3.24	0.970	0.229	2.20	62.07	0.102	0.45	SI	44	Probable	
30.35	5.7	3.28	0.969	0.230	2.18	66.24	0.107	0.47	SI	46	Probable	
19.36	5.8	3.32	0.968	0.231	2.16	41.89	0.085	0.37	SI	31	Probable	
5.26	5.9	3.36	0.967	0.232	2.15	11.28	0.059	0.26	SI	0	Probable	
47.08	6.0	3.40	0.966	0.233	2.13	100.19	0.174	0.75	SI	60	Depende tipo suelo y magnitud sismo	

Continuación Tabla A5.1 Resumen de los resultados, con base en los perfiles de resistencia de CPT proporcionados por CIMESA

Sondeo	q_n (kg/cm ²)	prof (m)	σ'_{v0} (ton/m ²)	r_d	τ_{av}/σ'_{v0}	C_q	q_{dIN}	Robertson- Wride (1997)		Se licua	Cálculo D_r	
								CRR	FS		Dr (%)	Potencial de licuación
SM-111	2.15	0.10	0.14	0.981	0.096	19.85	42.69	0.086	0.89	SI	11	Probable
	29.40	0.20	0.28	0.982	0.096	12.22	359.17	4.389	45.83	NO	86	Poco probable
	29.64	0.30	0.42	0.983	0.096	9.20	272.62	1.964	20.49	NO	79	Poco probable
	31.07	0.40	0.56	0.984	0.096	7.52	233.68	1.267	13.20	NO	76	Poco probable
	35.13	0.50	0.70	0.985	0.096	6.43	226.03	1.154	12.02	NO	76	Poco probable
	35.85	0.60	0.84	0.985	0.096	5.66	203.00	0.858	8.93	NO	74	Poco probable
	48.76	0.70	0.98	0.986	0.096	5.08	247.85	1.496	15.56	NO	82	Poco probable
	43.50	0.80	1.12	0.987	0.096	4.63	201.38	0.840	8.73	NO	76	Poco probable
	53.06	0.90	1.26	0.987	0.096	4.26	226.20	1.156	12.01	NO	80	Poco probable
	34.42	1.00	1.40	0.988	0.096	3.96	136.30	0.315	3.28	NO	64	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	16.73	1.10	1.44	0.988	0.103	3.88	64.96	0.105	1.02	NO	40	Probable
	14.82	1.20	1.48	0.989	0.109	3.81	56.44	0.097	0.88	SI	36	Probable
	9.80	1.30	1.52	0.989	0.115	3.74	36.64	0.081	0.70	SI	21	Probable
	11.23	1.40	1.56	0.989	0.121	3.67	41.24	0.084	0.70	SI	25	Probable
	6.45	1.50	1.60	0.990	0.127	3.61	23.27	0.069	0.55	SI	7	Probable
	4.30	1.60	1.64	0.990	0.132	3.54	15.25	0.063	0.48	SI	0	Probable
	23.66	1.70	1.68	0.990	0.137	3.49	82.48	0.132	0.97	SI	49	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	13.15	1.80	1.72	0.990	0.141	3.43	45.07	0.088	0.62	SI	29	Probable
	11.47	1.90	1.76	0.991	0.146	3.37	38.71	0.082	0.56	SI	24	Probable
	17.45	2.00	1.80	0.991	0.150	3.32	57.95	0.098	0.65	SI	38	Probable
	33.46	2.10	1.84	0.991	0.154	3.27	109.44	0.202	1.31	NO	59	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	30.83	2.20	1.88	0.991	0.158	3.22	99.33	0.171	1.08	NO	56	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	29.64	2.30	1.92	0.991	0.162	3.17	94.08	0.157	0.97	SI	54	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	28.92	2.40	1.96	0.991	0.166	3.13	90.49	0.149	0.90	SI	53	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	26.77	2.5	2.00	0.991	0.169	3.09	82.59	0.132	0.78	SI	50	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	28.68	2.6	2.04	0.991	0.172	3.04	87.27	0.142	0.82	SI	52	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	20.08	2.7	2.08	0.990	0.175	3.00	60.26	0.100	0.57	SI	40	Probable
	5.98	2.8	2.12	0.990	0.179	2.96	17.70	0.065	0.36	SI	0	Probable
	3.11	2.9	2.16	0.990	0.181	2.92	9.08	0.058	0.32	SI	0	Probable
	2.39	3.0	2.20	0.990	0.184	2.89	6.90	0.056	0.30	SI	0	Probable
	2.63	3.1	2.24	0.989	0.187	2.85	7.49	0.056	0.30	SI	0	Probable
	3.59	3.2	2.28	0.989	0.189	2.81	10.09	0.058	0.31	SI	0	Probable
	2.39	3.3	2.32	0.989	0.192	2.78	6.65	0.056	0.29	SI	0	Probable
	2.39	3.4	2.36	0.988	0.194	2.75	6.57	0.055	0.29	SI	0	Probable
	2.15	3.5	2.40	0.988	0.197	2.72	5.84	0.055	0.28	SI	0	Probable
	1.43	3.6	2.44	0.987	0.199	2.68	3.85	0.053	0.27	SI	0	Probable
	2.15	3.7	2.48	0.987	0.201	2.65	5.71	0.055	0.27	SI	0	Probable
	2.39	3.8	2.52	0.986	0.203	2.62	6.27	0.055	0.27	SI	0	Probable
	2.63	3.9	2.56	0.986	0.205	2.60	6.82	0.056	0.27	SI	0	Probable
	1.91	4.0	2.60	0.985	0.207	2.57	4.91	0.054	0.26	SI	0	Probable
	2.15	4.1	2.64	0.984	0.209	2.54	5.46	0.055	0.26	SI	0	Probable
	1.91	4.2	2.68	0.984	0.210	2.51	4.81	0.054	0.26	SI	0	Probable
	1.91	4.3	2.72	0.983	0.212	2.49	4.76	0.054	0.25	SI	0	Probable
	4.54	4.4	2.76	0.982	0.214	2.46	11.18	0.059	0.28	SI	0	Probable
	2.39	4.5	2.80	0.981	0.215	2.44	5.83	0.055	0.25	SI	0	Probable
1.91	4.6	2.84	0.980	0.217	2.41	4.62	0.054	0.25	SI	0	Probable	
1.67	4.7	2.88	0.980	0.218	2.39	4.00	0.053	0.24	SI	0	Probable	
1.43	4.8	2.92	0.979	0.220	2.37	3.39	0.053	0.24	SI	0	Probable	
1.20	4.9	2.96	0.978	0.221	2.34	2.80	0.052	0.24	SI	0	Probable	
1.67	5.0	3.00	0.977	0.222	2.32	3.89	0.053	0.24	SI	0	Probable	
3.35	5.1	3.04	0.976	0.223	2.30	7.70	0.056	0.25	SI	0	Probable	
2.87	5.2	3.08	0.975	0.225	2.28	6.54	0.055	0.25	SI	0	Probable	
3.35	5.3	3.12	0.974	0.226	2.26	7.56	0.056	0.25	SI	0	Probable	
3.59	5.4	3.16	0.973	0.227	2.24	8.03	0.057	0.25	SI	0	Probable	
3.59	5.5	3.20	0.971	0.228	2.22	7.96	0.057	0.25	SI	0	Probable	
4.30	5.6	3.24	0.970	0.229	2.20	9.47	0.058	0.25	SI	0	Probable	
9.80	5.7	3.28	0.969	0.230	2.18	21.38	0.068	0.29	SI	9	Probable	
11.47	5.8	3.32	0.968	0.231	2.16	24.82	0.071	0.31	SI	14	Probable	
16.73	5.9	3.36	0.967	0.232	2.15	35.90	0.080	0.34	SI	26	Probable	
22.71	6.0	3.40	0.966	0.233	2.13	48.32	0.090	0.39	SI	36	Probable	

Continuación Tabla A5.1 Resumen de los resultados, con base en los perfiles de resistencia de CPT proporcionados por CIMESA

Sondeo	q_u (kg/cm ²)	prof (m)	σ'_{v0} (ton/m ²)	r_d	τ_{av}/σ'_{v0}	C_q	q_{dN}	Robertson- Wride (1997)		Se licua	Cálculo D_r	
								CRR	FS		Dr (%)	Potencial de licuación
SM-112	11.95	0.10	0.14	0.981	0.096	19.85	237.19	1.321	13.80	NO	67	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	48.04	0.20	0.28	0.982	0.096	12.22	586.94	18.885	197.	NO	100	Poco probable
	65.25	0.30	0.42	0.983	0.096	9.20	600.20	20.188	210.6	NO	100	Poco probable
	75.76	0.40	0.56	0.984	0.096	7.52	569.82	17.286	180.1	NO	100	Poco probable
	77.68	0.50	0.70	0.985	0.096	6.43	499.72	11.685	121.7	NO	100	Poco probable
	64.77	0.60	0.84	0.985	0.096	5.66	366.76	4.668	48.59	NO	94	Poco probable
	70.27	0.70	0.98	0.986	0.096	5.08	357.19	4.318	44.92	NO	94	Poco probable
	64.53	0.80	1.12	0.987	0.096	4.63	298.76	2.560	26.61	NO	89	Poco probable
	61.66	0.90	1.26	0.987	0.096	4.26	262.89	1.770	18.38	NO	85	Poco probable
	51.86	1.00	1.40	0.988	0.096	3.96	205.39	0.886	9.20	NO	78	Poco probable
	50.43	1.10	1.44	0.988	0.103	3.88	195.81	0.778	7.55	NO	76	Poco probable
	52.34	1.20	1.48	0.989	0.109	3.81	199.37	0.817	7.47	NO	77	Poco probable
	60.23	1.30	1.52	0.989	0.115	3.74	225.17	1.142	9.89	NO	81	Poco probable
	46.37	1.40	1.56	0.989	0.121	3.67	170.22	0.539	4.44	NO	72	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	42.07	1.50	1.60	0.990	0.127	3.61	151.72	0.405	3.20	NO	69	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	32.98	1.60	1.64	0.990	0.132	3.54	116.92	0.229	1.73	NO	60	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	28.20	1.70	1.68	0.990	0.137	3.49	98.30	0.168	1.23	NO	55	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	31.07	1.80	1.72	0.990	0.141	3.43	106.53	0.192	1.36	NO	57	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	38.24	1.90	1.76	0.991	0.146	3.37	129.02	0.280	1.92	NO	64	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	33.94	2.00	1.80	0.991	0.150	3.32	112.72	0.213	1.42	NO	60	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	44.69	2.10	1.84	0.991	0.154	3.27	146.18	0.370	2.40	NO	68	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	35.13	2.20	1.88	0.991	0.158	3.22	113.19	0.215	1.36	NO	60	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	33.22	2.30	1.92	0.991	0.162	3.17	105.47	0.189	1.17	NO	58	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	32.03	2.40	1.96	0.991	0.166	3.13	100.22	0.174	1.05	NO	56	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	32.27	2.5	2.00	0.991	0.169	3.09	99.55	0.172	1.02	NO	56	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	31.55	2.6	2.04	0.991	0.172	3.04	95.99	0.162	0.94	SI	55	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	37.52	2.7	2.08	0.990	0.175	3.00	112.63	0.213	1.21	NO	61	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	35.13	2.8	2.12	0.990	0.179	2.96	104.06	0.185	1.04	NO	58	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	45.17	2.9	2.16	0.990	0.181	2.92	132.05	0.294	1.62	NO	66	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	41.11	3.0	2.20	0.990	0.184	2.89	118.64	0.235	1.28	NO	63	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	39.20	3.1	2.24	0.989	0.187	2.85	111.71	0.210	1.12	NO	61	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	35.13	3.2	2.28	0.989	0.189	2.81	98.89	0.170	0.90	SI	57	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	20.55	3.3	2.32	0.989	0.192	2.78	57.16	0.097	0.51	SI	39	Probable
	49.95	3.4	2.36	0.988	0.194	2.75	137.25	0.320	1.65	NO	68	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	61.42	3.5	2.40	0.988	0.197	2.72	166.80	0.512	2.60	NO	74	Poco probable
	59.75	3.6	2.44	0.987	0.199	2.68	160.39	0.464	2.33	NO	73	Poco probable
	38.96	3.7	2.48	0.987	0.201	2.65	103.39	0.183	0.91	SI	59	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	53.78	3.8	2.52	0.986	0.203	2.62	141.13	0.341	1.68	NO	69	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	49.71	3.9	2.56	0.986	0.205	2.60	129.03	0.280	1.37	NO	66	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	37.52	4.0	2.60	0.985	0.207	2.57	96.34	0.163	0.79	SI	57	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	29.40	4.1	2.64	0.984	0.209	2.54	74.68	0.119	0.57	SI	49	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	30.59	4.2	2.68	0.984	0.210	2.51	76.90	0.122	0.58	SI	50	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	15.06	4.3	2.72	0.983	0.212	2.49	37.46	0.081	0.38	SI	26	Probable
	10.99	4.4	2.76	0.982	0.214	2.46	27.07	0.073	0.34	SI	15	Probable
	6.69	4.5	2.80	0.981	0.215	2.44	16.31	0.064	0.30	SI	0	Probable
4.78	4.6	2.84	0.980	0.217	2.41	11.54	0.060	0.28	SI	0	Probable	
1.67	4.7	2.88	0.980	0.218	2.39	4.00	0.053	0.24	SI	0	Probable	
2.39	4.8	2.92	0.979	0.220	2.37	5.66	0.055	0.25	SI	0	Probable	
9.56	4.9	2.96	0.978	0.221	2.34	22.42	0.069	0.31	SI	10	Probable	
9.56	5.0	3.00	0.977	0.222	2.32	22.21	0.068	0.31	SI	9	Probable	
21.75	5.1	3.04	0.976	0.223	2.30	50.05	0.092	0.41	SI	36	Probable	
18.88	5.2	3.08	0.975	0.225	2.28	43.06	0.086	0.38	SI	31	Probable	
50.43	5.3	3.12	0.974	0.226	2.26	113.97	0.218	0.96	SI	64	Depende tipo suelo y magnitud sismo	
43.02	5.4	3.16	0.973	0.227	2.24	96.36	0.163	0.72	SI	58	Depende tipo suelo y magnitud sismo	
44.46	5.5	3.20	0.971	0.228	2.22	98.70	0.169	0.74	SI	59	Depende tipo suelo y magnitud sismo	
54.25	5.6	3.24	0.970	0.229	2.20	119.41	0.238	1.04	NO	65	Depende tipo suelo y magnitud sismo	
54.97	5.7	3.28	0.969	0.230	2.18	119.96	0.241	1.05	NO	66	Depende tipo suelo y magnitud sismo	
44.93	5.8	3.32	0.968	0.231	2.16	97.22	0.165	0.72	SI	59	Depende tipo suelo y magnitud sismo	
34.42	5.9	3.36	0.967	0.232	2.15	73.85	0.117	0.51	SI	50	Depende tipo suelo y magnitud sismo	
20.08	6.0	3.40	0.966	0.233	2.13	42.72	0.086	0.37	SI	32	Probable	

Continuación Tabla A5.1 Resumen de los resultados, con base en los perfiles de resistencia de CPT proporcionados por CIMESA

Sondeo	q_n (kg/cm ²)	prof (m)	σ'_{v0} (ton/m ²)	r_d	τ_{av}/σ'_{v0}	C_q	q_{dIN}	Robertson- Wride (1997)		Se licua	Cálculo D_r	
								CRR	FS		Dr (%)	Potencial de licuación
SM-113	12.43	0.10	0.14	0.981	0.096	19.85	246.67	1.476	15.42	NO	69	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	34.66	0.20	0.28	0.982	0.096	12.22	423.41	7.140	74.55	NO	91	Poco probable
	35.37	0.30	0.42	0.983	0.096	9.20	325.38	3.284	34.26	NO	85	Poco probable
	38.00	0.40	0.56	0.984	0.096	7.52	285.81	2.251	23.47	NO	83	Poco probable
	45.41	0.50	0.70	0.985	0.096	6.43	292.14	2.399	24.99	NO	85	Poco probable
	42.78	0.60	0.84	0.985	0.096	5.66	242.25	1.402	14.59	NO	80	Poco probable
	45.17	0.70	0.98	0.986	0.096	5.08	229.62	1.206	12.54	NO	79	Poco probable
	46.37	0.80	1.12	0.987	0.096	4.63	214.66	1.000	10.39	NO	78	Poco probable
	46.13	0.90	1.26	0.987	0.096	4.26	196.66	0.787	8.18	NO	76	Poco probable
	43.26	1.00	1.40	0.988	0.096	3.96	171.32	0.548	5.69	NO	72	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	41.11	1.10	1.44	0.988	0.103	3.88	159.62	0.458	4.45	NO	70	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	44.69	1.20	1.48	0.989	0.109	3.81	170.24	0.539	4.92	NO	72	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	49.71	1.30	1.52	0.989	0.115	3.74	185.86	0.677	5.86	NO	75	Poco probable
	50.67	1.40	1.56	0.989	0.121	3.67	186.02	0.679	5.60	NO	75	Poco probable
	60.47	1.50	1.60	0.990	0.127	3.61	218.09	1.045	8.25	NO	81	Poco probable
	85.33	1.60	1.64	0.990	0.132	3.54	302.47	2.654	20.13	NO	92	Poco probable
	95.36	1.70	1.68	0.990	0.137	3.49	332.40	3.496	25.56	NO	95	Poco probable
	92.50	1.80	1.72	0.990	0.141	3.43	317.14	3.046	21.53	NO	93	Poco probable
	90.11	1.90	1.76	0.991	0.146	3.37	304.01	2.693	18.45	NO	92	Poco probable
	71.46	2.00	1.80	0.991	0.150	3.32	237.35	1.324	8.81	NO	84	Poco probable
	65.25	2.10	1.84	0.991	0.154	3.27	213.40	0.984	6.37	NO	81	Poco probable
	67.16	2.20	1.88	0.991	0.158	3.22	216.37	1.022	6.46	NO	81	Poco probable
	73.61	2.30	1.92	0.991	0.162	3.17	233.69	1.267	7.82	NO	84	Poco probable
	75.05	2.40	1.96	0.991	0.166	3.13	234.83	1.284	7.76	NO	84	Poco probable
	86.52	2.5	2.00	0.991	0.169	3.09	266.93	1.849	10.94	NO	89	Poco probable
	90.11	2.6	2.04	0.991	0.172	3.04	274.16	1.996	11.59	NO	90	Poco probable
	87.00	2.7	2.08	0.990	0.175	3.00	261.14	1.736	9.89	NO	88	Poco probable
	72.66	2.8	2.12	0.990	0.179	2.96	215.20	1.007	5.64	NO	82	Poco probable
	68.36	2.9	2.16	0.990	0.181	2.92	199.83	0.822	4.53	NO	80	Poco probable
	60.71	3.0	2.20	0.990	0.184	2.89	175.20	0.580	3.15	NO	76	Poco probable
	59.99	3.1	2.24	0.989	0.187	2.85	170.97	0.545	2.91	NO	75	Poco probable
	55.45	3.2	2.28	0.989	0.189	2.81	156.08	0.434	2.29	NO	72	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	41.83	3.3	2.32	0.989	0.192	2.78	116.31	0.226	1.18	NO	62	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	26.29	3.4	2.36	0.988	0.194	2.75	72.24	0.115	0.59	SI	47	Probable
	21.27	3.5	2.40	0.988	0.197	2.72	57.76	0.098	0.50	SI	39	Probable
	17.21	3.6	2.44	0.987	0.199	2.68	46.19	0.088	0.45	SI	32	Probable
	12.91	3.7	2.48	0.987	0.201	2.65	34.25	0.079	0.39	SI	22	Probable
	12.19	3.8	2.52	0.986	0.203	2.62	31.99	0.077	0.38	SI	20	Probable
	11.95	3.9	2.56	0.986	0.205	2.60	31.02	0.076	0.37	SI	19	Probable
	11.71	4.0	2.60	0.985	0.207	2.57	30.07	0.075	0.36	SI	18	Probable
16.97	4.1	2.64	0.984	0.209	2.54	43.11	0.086	0.41	SI	30	Probable	
17.21	4.2	2.68	0.984	0.210	2.51	43.26	0.086	0.41	SI	31	Probable	
22.23	4.3	2.72	0.983	0.212	2.49	55.30	0.096	0.45	SI	39	Probable	
20.79	4.4	2.76	0.982	0.214	2.46	51.20	0.092	0.43	SI	36	Probable	
21.75	4.5	2.80	0.981	0.215	2.44	53.02	0.094	0.44	SI	38	Probable	
21.99	4.6	2.84	0.980	0.217	2.41	53.07	0.094	0.43	SI	38	Probable	
22.47	4.7	2.88	0.980	0.218	2.39	53.70	0.094	0.43	SI	38	Probable	
28.20	4.8	2.92	0.979	0.220	2.37	66.76	0.108	0.49	SI	46	Probable	
14.82	4.9	2.96	0.978	0.221	2.34	34.75	0.079	0.36	SI	24	Probable	
15.54	5.0	3.00	0.977	0.222	2.32	36.09	0.080	0.36	SI	25	Probable	
19.36	5.1	3.04	0.976	0.223	2.30	44.55	0.087	0.39	SI	32	Probable	
17.93	5.2	3.08	0.975	0.225	2.28	40.88	0.084	0.37	SI	30	Probable	
10.04	5.3	3.12	0.974	0.226	2.26	22.69	0.069	0.31	SI	10	Probable	
6.69	5.4	3.16	0.973	0.227	2.24	14.99	0.062	0.28	SI	0	Probable	
5.74	5.5	3.20	0.971	0.228	2.22	12.74	0.061	0.27	SI	0	Probable	
3.35	5.6	3.24	0.970	0.229	2.20	7.36	0.056	0.25	SI	0	Probable	
6.21	5.7	3.28	0.969	0.230	2.18	13.56	0.061	0.27	SI	0	Probable	
4.54	5.8	3.32	0.968	0.231	2.16	9.83	0.058	0.25	SI	0	Probable	
3.82	5.9	3.36	0.967	0.232	2.15	8.21	0.057	0.25	SI	0	Probable	
3.35	6.0	3.40	0.966	0.233	2.13	7.12	0.056	0.24	SI	0	Probable	

Continuación Tabla A5.1 Resumen de los resultados, con base en los perfiles de resistencia de CPT proporcionados por CIMESA

Sondeo	q_u (kg/cm ²)	prof (m)	σ'_{v0} (ton/m ²)	r_d	τ_{av}/σ'_{v0}	C_q	q_{dN}	Robertson- Wride (1997)		Se licua	Cálculo D_r	
								CRR	FS		D_r (%)	Potencial de licuación
SM-114	7.89	0.30	0.42	0.983	0.096	9.20	72.55	0.116	1.21	NO	35	Probable
	12.19	0.40	0.56	0.984	0.096	7.52	91.67	0.152	1.58	NO	45	Probable
	9.32	0.50	0.70	0.985	0.096	6.43	59.97	0.100	1.04	NO	33	Probable
	6.45	0.60	0.84	0.985	0.096	5.66	36.54	0.080	0.84	SI	17	Probable
	2.87	0.70	0.98	0.986	0.096	5.08	14.58	0.062	0.65	SI	0	Probable
	21.99	0.80	1.12	0.987	0.096	4.63	101.80	0.178	1.85	NO	53	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	3.82	0.90	1.26	0.987	0.096	4.26	16.30	0.064	0.66	SI	0	Probable
	3.59	1.00	1.40	0.988	0.096	3.96	14.20	0.062	0.64	SI	0	Probable
	2.63	1.10	1.44	0.988	0.103	3.88	10.21	0.059	0.57	SI	0	Probable
	4.30	1.20	1.48	0.989	0.109	3.81	16.39	0.064	0.58	SI	0	Probable
	5.26	1.30	1.52	0.989	0.115	3.74	19.66	0.066	0.57	SI	1	Probable
	6.69	1.40	1.56	0.989	0.121	3.67	24.57	0.070	0.58	SI	8	Probable
	13.15	1.50	1.60	0.990	0.127	3.61	47.41	0.089	0.71	SI	30	Probable
	7.89	1.60	1.64	0.990	0.132	3.54	27.96	0.073	0.56	SI	13	Probable
	13.15	1.70	1.68	0.990	0.137	3.49	45.82	0.088	0.64	SI	29	Probable
	4.30	1.80	1.72	0.990	0.141	3.43	14.75	0.062	0.44	SI	0	Probable
	12.67	1.90	1.76	0.991	0.146	3.37	42.74	0.086	0.59	SI	27	Probable
	28.92	2.00	1.80	0.991	0.150	3.32	96.05	0.162	1.08	NO	54	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	42.30	2.10	1.84	0.991	0.154	3.27	138.36	0.326	2.11	NO	67	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	56.88	2.20	1.88	0.991	0.158	3.22	183.26	0.652	4.12	NO	76	Poco probable
	69.07	2.30	1.92	0.991	0.162	3.17	219.28	1.061	6.55	NO	82	Poco probable
	78.15	2.40	1.96	0.991	0.166	3.13	244.56	1.440	8.70	NO	86	Poco probable
	79.35	2.5	2.00	0.991	0.169	3.09	244.81	1.444	8.55	NO	86	Poco probable
	103.25	2.6	2.04	0.991	0.172	3.04	314.16	2.964	17.20	NO	94	Poco probable
	101.82	2.7	2.08	0.990	0.175	3.00	305.61	2.735	15.58	NO	94	Poco probable
	111.85	2.8	2.12	0.990	0.179	2.96	331.30	3.462	19.39	NO	96	Poco probable
	101.82	2.9	2.16	0.990	0.181	2.92	297.65	2.532	13.96	NO	93	Poco probable
	64.05	3.0	2.20	0.990	0.184	2.89	184.86	0.668	3.62	NO	77	Poco probable
	98.95	3.1	2.24	0.989	0.187	2.85	281.99	2.165	11.59	NO	91	Poco probable
	140.54	3.2	2.28	0.989	0.189	2.81	395.58	5.837	30.81	NO	100	Poco probable
	181.64	3.3	2.32	0.989	0.192	2.78	505.10	12.065	62.85	NO	100	Poco probable
	94.89	3.4	2.36	0.988	0.194	2.75	260.71	1.728	8.89	NO	89	Poco probable
	119.74	3.5	2.40	0.988	0.197	2.72	325.16	3.277	16.67	NO	96	Poco probable
	145.32	3.6	2.44	0.987	0.199	2.68	390.07	5.600	28.16	NO	100	Poco probable
	139.34	3.7	2.48	0.987	0.201	2.65	369.79	4.783	23.80	NO	100	Poco probable
	55.21	4.7	2.88	0.980	0.218	2.39	131.96	0.294	1.35	NO	68	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	65.73	4.8	2.92	0.979	0.220	2.37	155.59	0.430	1.96	NO	73	Poco probable
	66.92	4.9	2.96	0.978	0.221	2.34	156.91	0.439	1.99	NO	74	Poco probable
	67.64	5.0	3.00	0.977	0.222	2.32	157.11	0.441	1.98	NO	74	Poco probable
	71.94	5.1	3.04	0.976	0.223	2.30	165.56	0.502	2.25	NO	76	Poco probable
103.97	5.2	3.08	0.975	0.225	2.28	237.09	1.319	5.87	NO	88	Poco probable	
76.00	5.3	3.12	0.974	0.226	2.26	171.76	0.551	2.44	NO	77	Poco probable	
30.83	5.4	3.16	0.973	0.227	2.24	69.06	0.111	0.49	SI	47	Probable	
13.86	5.5	3.20	0.971	0.228	2.22	30.78	0.076	0.33	SI	21	Probable	
22.47	5.6	3.24	0.970	0.229	2.20	49.45	0.091	0.40	SI	36	Probable	
19.12	5.7	3.28	0.969	0.230	2.18	41.72	0.085	0.37	SI	31	Probable	
19.84	5.8	3.32	0.968	0.231	2.16	42.92	0.086	0.37	SI	32	Probable	
19.60	5.9	3.36	0.967	0.232	2.15	42.05	0.085	0.37	SI	31	Probable	
17.69	6.0	3.40	0.966	0.233	2.13	37.64	0.081	0.35	SI	28	Probable	

Continuación Tabla A5.1 Resumen de los resultados, con base en los perfiles de resistencia de CPT proporcionados por CIMESA

Sondeo	q _u (kg/cm ²)	prof (m)	σ'v0 (ton/m ²)	r _d	τ _{av} /σ'v0	C _q	q _{clN}	Robertson-Wride (1997)		Se licua	Cálculo D _r	
								CRR	FS		Dr (%)	Potencial de licuación
SM-115	9.08	0.30	0.42	0.983	0.096	9.20	83.54	0.134	1.40	NO	40	Probable
	11.71	0.40	0.56	0.984	0.096	7.52	88.08	0.144	1.50	NO	44	Probable
	8.84	0.50	0.70	0.985	0.096	6.43	56.89	0.097	1.01	NO	31	Probable
	6.21	0.60	0.84	0.985	0.096	5.66	35.19	0.079	0.83	SI	16	Probable
	3.11	0.70	0.98	0.986	0.096	5.08	15.79	0.063	0.66	SI	0	Probable
	21.03	0.80	1.12	0.987	0.096	4.63	97.37	0.166	1.72	NO	52	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	3.35	0.90	1.26	0.987	0.096	4.26	14.27	0.062	0.64	SI	0	Probable
	2.87	1.00	1.40	0.988	0.096	3.96	11.36	0.059	0.62	SI	0	Probable
	3.11	1.10	1.44	0.988	0.103	3.88	12.06	0.060	0.58	SI	0	Probable
	3.35	1.20	1.48	0.989	0.109	3.81	12.75	0.061	0.55	SI	0	Probable
	3.82	1.30	1.52	0.989	0.115	3.74	14.30	0.062	0.54	SI	0	Probable
	7.65	1.40	1.56	0.989	0.121	3.67	28.08	0.073	0.61	SI	13	Probable
	7.65	1.50	1.60	0.990	0.127	3.61	27.59	0.073	0.58	SI	12	Probable
	7.65	1.60	1.64	0.990	0.132	3.54	27.11	0.073	0.55	SI	12	Probable
	7.65	1.70	1.68	0.990	0.137	3.49	26.66	0.072	0.53	SI	12	Probable
	7.65	1.80	1.72	0.990	0.141	3.43	26.22	0.072	0.51	SI	11	Probable
	7.65	1.90	1.76	0.991	0.146	3.37	25.80	0.071	0.49	SI	11	Probable
	7.65	2.00	1.80	0.991	0.150	3.32	25.40	0.071	0.47	SI	10	Probable
	7.65	2.10	1.84	0.991	0.154	3.27	25.01	0.071	0.46	SI	10	Probable
	7.65	2.20	1.88	0.991	0.158	3.22	24.64	0.071	0.45	SI	10	Probable
	7.65	2.30	1.92	0.991	0.162	3.17	24.28	0.070	0.43	SI	9	Probable
	7.65	2.40	1.96	0.991	0.166	3.13	23.93	0.070	0.42	SI	9	Probable
	11.47	2.5	2.00	0.991	0.169	3.09	35.39	0.079	0.47	SI	22	Probable
	9.56	2.6	2.04	0.991	0.172	3.04	29.09	0.074	0.43	SI	16	Probable
	7.17	2.7	2.08	0.990	0.175	3.00	21.52	0.068	0.39	SI	6	Probable
	7.17	2.8	2.12	0.990	0.179	2.96	21.24	0.068	0.38	SI	6	Probable
	7.89	2.9	2.16	0.990	0.181	2.92	23.06	0.069	0.38	SI	8	Probable
	8.84	3.0	2.20	0.990	0.184	2.89	25.52	0.071	0.39	SI	12	Probable
	10.28	3.1	2.24	0.989	0.187	2.85	29.29	0.074	0.40	SI	17	Probable
	13.86	3.2	2.28	0.989	0.189	2.81	39.02	0.083	0.44	SI	26	Probable
	15.77	3.3	2.32	0.989	0.192	2.78	43.86	0.087	0.45	SI	30	Probable
	16.73	3.4	2.36	0.988	0.194	2.75	45.97	0.088	0.45	SI	32	Probable
	19.84	3.5	2.40	0.988	0.197	2.72	53.87	0.095	0.48	SI	37	Probable
	10.28	3.6	2.44	0.987	0.199	2.68	27.59	0.073	0.37	SI	15	Probable
	9.56	3.7	2.48	0.987	0.201	2.65	25.37	0.071	0.35	SI	13	Probable
	8.60	3.8	2.52	0.986	0.203	2.62	22.58	0.069	0.34	SI	9	Probable
	8.37	3.9	2.56	0.986	0.205	2.60	21.71	0.068	0.33	SI	8	Probable
	7.17	4.0	2.60	0.985	0.207	2.57	18.41	0.065	0.32	SI	2	Probable
	9.56	4.1	2.64	0.984	0.209	2.54	24.29	0.070	0.34	SI	11	Probable
	11.71	4.2	2.68	0.984	0.210	2.51	29.44	0.075	0.35	SI	18	Probable
11.95	4.3	2.72	0.983	0.212	2.49	29.73	0.075	0.35	SI	18	Probable	
13.15	4.4	2.76	0.982	0.214	2.46	32.37	0.077	0.36	SI	21	Probable	
14.82	4.5	2.80	0.981	0.215	2.44	36.12	0.080	0.37	SI	25	Probable	
15.30	4.6	2.84	0.980	0.217	2.41	36.92	0.081	0.37	SI	26	Probable	
17.21	4.7	2.88	0.980	0.218	2.39	41.13	0.084	0.39	SI	29	Probable	
18.88	4.8	2.92	0.979	0.220	2.37	44.70	0.087	0.40	SI	32	Probable	
19.84	4.9	2.96	0.978	0.221	2.34	46.51	0.089	0.40	SI	34	Probable	
18.64	5.0	3.00	0.977	0.222	2.32	43.30	0.086	0.39	SI	31	Probable	
18.88	5.1	3.04	0.976	0.223	2.30	43.45	0.086	0.39	SI	32	Probable	
18.40	5.2	3.08	0.975	0.225	2.28	41.97	0.085	0.38	SI	31	Probable	
21.03	5.3	3.12	0.974	0.226	2.26	47.53	0.090	0.40	SI	35	Probable	
20.08	5.4	3.16	0.973	0.227	2.24	44.97	0.087	0.39	SI	33	Probable	
17.93	5.5	3.20	0.971	0.228	2.22	39.80	0.083	0.36	SI	29	Probable	
16.73	5.6	3.24	0.970	0.229	2.20	36.82	0.081	0.35	SI	27	Probable	
17.21	5.7	3.28	0.969	0.230	2.18	37.55	0.081	0.35	SI	27	Probable	
18.16	5.8	3.32	0.968	0.231	2.16	39.30	0.083	0.36	SI	29	Probable	
18.40	5.9	3.36	0.967	0.232	2.15	39.49	0.083	0.36	SI	29	Probable	
18.40	6.0	3.40	0.966	0.233	2.13	39.16	0.083	0.36	SI	29	Probable	

Tabla A5.2 Resumen de los resultados, con base en los perfiles de resistencia de CPT (áreas de mejoramiento antes de aplicar los métodos), proporcionados por CIMESA

Sondeo	q_u (kg/cm ²)	prof (m)	$\sigma'_{v,o}$ (ton/m ²)	f_d	τ_{av}/σ'_{vo}	C_q	q_{dN}	Robertson-Wride (1997)			Cálculo D_r	
								CRR	FS	Se licua ?	D_r (%)	Potencial de licuación
SM-A1-1	1.4	0.2	0.34	0.983	0.096	10.64	15.21	0.063	0.65	SI	0	Probable
	27.9	0.3	0.43	0.983	0.096	9.09	253.94	1.603	16.72	NO	77	Poco probable
	44.4	0.5	0.64	0.984	0.096	6.83	303.47	2.679	27.91	NO	86	Poco probable
	51.9	0.4	0.56	0.984	0.096	7.55	391.79	5.673	59.14	NO	93	Poco probable
	68.4	0.6	0.77	0.985	0.096	6.01	410.68	6.522	67.90	NO	97	Poco probable
	90.0	0.6	0.81	0.985	0.096	5.78	520.64	13.205	137.46	NO	100	Poco probable
	112.3	0.6	0.81	0.985	0.096	5.78	649.66	25.580	266.29	NO	100	Poco probable
	126.5	0.7	0.94	0.986	0.096	5.22	660.28	26.851	279.34	NO	100	Poco probable
	133.7	0.8	1.07	0.986	0.096	4.77	637.56	24.182	251.43	NO	100	Poco probable
	117.5	1.0	1.37	0.988	0.096	4.01	471.26	9.813	101.91	NO	100	Poco probable
	104.9	1.0	1.41	0.988	0.097	3.95	414.31	6.694	68.88	NO	100	Poco probable
	85.8	1.1	1.43	0.988	0.101	3.90	334.87	3.572	35.25	NO	94	Poco probable
	79.3	1.1	1.43	0.988	0.101	3.90	309.64	2.841	28.03	NO	91	Poco probable
	73.5	1.3	1.50	0.989	0.113	3.77	276.99	2.056	18.20	NO	88	Poco probable
	52.8	1.3	1.53	0.989	0.117	3.72	196.79	0.789	6.76	NO	77	Poco probable
	22.4	1.4	1.54	0.989	0.118	3.70	83.13	0.133	1.13	NO	49	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	29.9	1.4	1.58	0.990	0.124	3.64	108.85	0.200	1.62	NO	58	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	43.1	1.5	1.61	0.990	0.129	3.58	154.61	0.424	3.30	NO	69	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	34.7	1.8	1.71	0.990	0.141	3.44	119.43	0.238	1.70	NO	61	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	28.6	2.0	1.80	0.991	0.150	3.32	94.99	0.160	1.06	NO	54	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	20.8	2.2	1.89	0.991	0.159	3.22	66.98	0.108	0.68	SI	43	Probable
	16.6	2.7	2.07	0.990	0.175	3.01	50.08	0.092	0.52	SI	34	Probable
	23.1	2.9	2.16	0.990	0.181	2.93	67.60	0.109	0.60	SI	44	Probable
	21.2	3.1	2.23	0.989	0.186	2.86	60.48	0.101	0.54	SI	40	Probable
	23.1	3.2	2.28	0.989	0.189	2.82	65.02	0.106	0.56	SI	43	Probable
	20.8	3.3	2.32	0.989	0.192	2.78	57.99	0.098	0.51	SI	39	Probable
	36.3	3.5	2.40	0.988	0.197	2.71	98.65	0.169	0.86	SI	57	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	25.0	3.8	2.51	0.986	0.203	2.63	65.82	0.107	0.53	SI	44	Probable
	37.0	4.1	2.65	0.984	0.209	2.53	93.77	0.157	0.75	SI	56	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	16.0	4.5	2.78	0.982	0.215	2.45	39.11	0.083	0.38	SI	28	Probable
	25.0	4.6	2.86	0.980	0.217	2.40	60.16	0.100	0.46	SI	42	Probable
	6.9	4.8	2.91	0.979	0.219	2.37	16.45	0.064	0.29	SI	0	Probable
	6.3	5.0	2.98	0.977	0.222	2.33	14.65	0.062	0.28	SI	0	Probable
31.5	5.2	3.09	0.974	0.225	2.27	71.65	0.114	0.51	SI	48	Depende tipo suelo y magnitud sismo	
6.9	5.6	3.25	0.970	0.229	2.20	15.21	0.063	0.27	SI	0	Probable	
34.4	5.9	3.36	0.967	0.232	2.14	73.80	0.117	0.51	SI	50	Depende tipo suelo y magnitud sismo	
51.2	6.0	3.40	0.966	0.233	2.13	109.02	0.201	0.86	SI	63	Depende tipo suelo y magnitud sismo	
SM-A2-1	84.8	0.1	0.17	0.982	0.096	17.03	1444.23	280.231	2927.89	NO	100	Poco probable
	109.1	0.2	0.29	0.982	0.096	11.84	1291.36	200.353	2091.74	NO	100	Poco probable
	103.0	0.3	0.38	0.983	0.096	9.84	1013.82	96.990	1012.06	NO	100	Poco probable
	101.5	0.4	0.54	0.984	0.096	7.75	787.07	45.424	473.56	NO	100	Poco probable
	112.5	0.5	0.69	0.985	0.096	6.49	730.66	36.356	378.70	NO	100	Poco probable
	157.1	0.6	0.82	0.985	0.096	5.74	902.12	68.357	711.56	NO	100	Poco probable
	165.4	0.7	0.96	0.986	0.096	5.17	855.17	58.242	605.88	NO	100	Poco probable
	173.8	0.8	1.11	0.987	0.096	4.66	809.19	49.355	513.08	NO	100	Poco probable
	182.0	0.9	1.24	0.987	0.096	4.30	783.18	44.756	465.01	NO	100	Poco probable
	182.2	1.0	1.38	0.988	0.096	4.01	730.39	36.316	377.12	NO	100	Poco probable
	171.6	1.1	1.44	0.988	0.104	3.88	665.22	27.456	264.86	NO	100	Poco probable
	154.8	1.2	1.48	0.989	0.110	3.81	589.00	19.083	173.98	NO	100	Poco probable
	138.1	1.3	1.51	0.989	0.114	3.75	517.85	12.995	113.52	NO	100	Poco probable
	124.7	1.4	1.55	0.989	0.120	3.69	459.48	9.102	75.87	NO	100	Poco probable
	97.8	1.4	1.55	0.989	0.120	3.69	360.54	4.438	37.00	NO	97	Poco probable
	53.0	1.5	1.60	0.990	0.127	3.60	191.04	0.728	5.74	NO	76	Poco probable
	42.4	1.6	1.63	0.990	0.131	3.56	150.73	0.398	3.04	NO	69	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	32.0	1.7	1.68	0.990	0.136	3.49	111.68	0.210	1.54	NO	59	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	27.9	1.8	1.71	0.990	0.140	3.44	96.07	0.162	1.16	NO	54	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	24.2	1.9	1.76	0.991	0.146	3.37	81.71	0.131	0.90	SI	49	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	21.8	2.0	1.80	0.991	0.150	3.32	72.58	0.116	0.77	SI	45	Probable
	14.3	2.1	1.84	0.991	0.155	3.27	46.59	0.089	0.57	SI	31	Probable
	9.5	2.2	1.88	0.991	0.158	3.22	30.59	0.075	0.48	SI	17	Probable
6.0	2.3	1.92	0.991	0.162	3.18	19.16	0.066	0.41	SI	2	Probable	

Continuación Tabla A5.2 Resumen de los resultados, con base en los perfiles de resistencia de CPT (áreas de mejoramiento antes de aplicar los métodos), proporcionados por CIMESA

Sondeo	q_u (kg/cm ²)	prof (m)	σ'_{vo} (ton/m ²)	r_d	τ_{av}/σ'_{vo}	C_q	q_{cN}	Robertson-Wride (1997)		Se licua	Cálculo D_r	
								CRR	FS		Dr (%)	Potencial de licuación
SM-A1-1	6.5	2.6	2.04	0.991	0.173	3.04	19.63	0.066	0.38	SI	3	Probable
	2.3	2.8	2.12	0.990	0.178	2.96	6.96	0.056	0.31	SI	0	Probable
	1.9	2.9	2.16	0.990	0.181	2.93	5.61	0.055	0.30	SI	0	Probable
	3.6	3.0	2.21	0.990	0.185	2.88	10.50	0.059	0.32	SI	0	Probable
	4.9	3.3	2.33	0.989	0.192	2.77	13.72	0.061	0.32	SI	0	Probable
	61.2	3.5	2.41	0.988	0.197	2.71	165.78	0.504	2.55	NO	74	Poco probable
	38.9	3.5	2.40	0.988	0.196	2.72	105.80	0.190	0.97	SI	59	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	73.6	3.6	2.45	0.987	0.199	2.68	197.02	0.791	3.97	NO	80	Poco probable
	83.3	3.7	2.47	0.987	0.200	2.66	221.90	1.096	5.47	NO	84	Poco probable
	81.8	3.8	2.51	0.986	0.202	2.64	215.56	1.011	5.00	NO	83	Poco probable
	74.4	3.9	2.55	0.986	0.204	2.60	193.77	0.757	3.70	NO	80	Poco probable
	45.2	4.0	2.60	0.985	0.207	2.57	116.09	0.225	1.09	NO	63	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	10.4	4.1	2.64	0.984	0.209	2.54	26.33	0.072	0.34	SI	14	Probable
	22.3	4.2	2.67	0.984	0.210	2.52	56.12	0.096	0.46	SI	39	Probable
	16.2	4.3	2.71	0.983	0.212	2.50	40.44	0.084	0.40	SI	28	Probable
	38.3	4.4	2.75	0.982	0.213	2.47	94.48	0.158	0.74	SI	57	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	34.6	4.5	2.79	0.981	0.215	2.44	84.58	0.136	0.63	SI	53	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	60.8	4.6	2.83	0.981	0.217	2.42	146.98	0.375	1.73	NO	71	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	41.3	4.7	2.87	0.980	0.218	2.40	98.95	0.170	0.78	SI	58	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	26.8	4.8	2.92	0.979	0.219	2.37	63.53	0.104	0.47	SI	44	Probable
	48.2	4.9	2.95	0.978	0.221	2.35	113.29	0.215	0.98	SI	63	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	54.3	5.0	2.99	0.977	0.222	2.33	126.57	0.269	1.21	NO	67	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	51.7	5.1	3.03	0.976	0.223	2.31	119.28	0.238	1.07	NO	65	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	46.1	5.2	3.08	0.975	0.225	2.28	105.08	0.188	0.84	SI	61	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	17.3	5.3	3.11	0.974	0.225	2.27	39.19	0.083	0.37	SI	28	Probable
	9.1	5.4	3.16	0.973	0.227	2.24	20.31	0.067	0.30	SI	7	Probable
	7.8	5.5	3.19	0.972	0.228	2.22	17.25	0.064	0.28	SI	1	Probable
	5.8	5.6	3.24	0.970	0.229	2.20	12.80	0.061	0.27	SI	0	Probable
	13.4	5.7	3.28	0.969	0.230	2.18	29.24	0.074	0.32	SI	19	Probable
	14.3	5.8	3.34	0.967	0.231	2.16	30.72	0.076	0.33	SI	21	Probable
6.7	6.0	3.41	0.965	0.233	2.12	14.19	0.062	0.27	SI	0	Probable	
SM-A3-1	11.9	0.1	0.15	0.981	0.096	18.95	226.20	1.156	12.08	NO	66	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	17.7	0.2	0.24	0.982	0.096	13.50	238.89	1.348	14.08	NO	71	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	21.5	0.3	0.37	0.983	0.096	10.11	217.72	1.040	10.85	NO	71	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	17.7	0.4	0.52	0.984	0.096	7.90	139.77	0.334	3.48	NO	59	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	23.2	0.5	0.68	0.985	0.096	6.58	153.00	0.413	4.30	NO	63	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	23.9	0.6	0.89	0.986	0.096	5.42	129.38	0.281	2.93	NO	60	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	22.8	0.7	0.96	0.986	0.096	5.17	117.94	0.233	2.42	NO	57	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	23.9	0.9	1.21	0.987	0.096	4.40	105.03	0.188	1.95	NO	55	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	26.4	0.9	1.24	0.987	0.096	4.32	114.24	0.219	2.27	NO	58	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	26.9	1.0	1.42	0.988	0.096	3.92	105.22	0.188	1.96	NO	56	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	28.8	1.0	1.42	0.988	0.099	3.93	113.14	0.215	2.17	NO	58	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	27.9	1.2	1.48	0.989	0.109	3.81	106.53	0.192	1.77	NO	56	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	24.7	1.2	1.48	0.989	0.109	3.81	94.33	0.158	1.45	NO	52	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	15.6	1.3	1.53	0.989	0.117	3.72	57.89	0.098	0.84	SI	37	Probable
	24.1	1.5	1.59	0.990	0.126	3.62	87.18	0.142	1.13	NO	50	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	20.9	1.6	1.64	0.990	0.131	3.55	74.16	0.118	0.90	SI	45	Probable
	16.6	1.7	1.69	0.990	0.138	3.47	57.71	0.098	0.71	SI	37	Probable
	17.5	1.9	1.77	0.991	0.147	3.36	58.74	0.099	0.67	SI	38	Probable
	12.4	2.1	1.84	0.991	0.154	3.27	40.41	0.084	0.54	SI	26	Probable
	8.9	2.5	2.00	0.991	0.169	3.08	27.60	0.073	0.43	SI	14	Probable
	12.6	2.7	2.06	0.990	0.174	3.02	37.96	0.082	0.47	SI	25	Probable
	8.5	3.1	2.24	0.989	0.187	2.85	24.28	0.070	0.38	SI	10	Probable
	4.7	3.2	2.28	0.989	0.189	2.82	13.19	0.061	0.32	SI	0	Probable
	7.2	3.5	2.40	0.988	0.197	2.72	19.66	0.066	0.34	SI	4	Probable
	3.6	3.8	2.51	0.986	0.202	2.63	9.52	0.058	0.29	SI	0	Probable
	8.3	3.9	2.58	0.985	0.206	2.58	21.46	0.068	0.33	SI	7	Probable
	22.2	4.1	2.64	0.984	0.209	2.54	56.34	0.097	0.46	SI	39	Probable
	26.7	4.2	2.68	0.983	0.211	2.51	66.93	0.108	0.51	SI	45	Probable
	33.7	4.3	2.71	0.983	0.212	2.49	84.03	0.135	0.64	SI	53	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	16.8	4.5	2.80	0.981	0.215	2.44	41.06	0.084	0.39	SI	29	Probable
7.9	4.6	2.83	0.981	0.217	2.42	19.05	0.066	0.30	SI	4	Probable	
25.2	4.7	2.88	0.980	0.218	2.39	60.15	0.100	0.46	SI	42	Probable	
18.3	4.8	2.93	0.978	0.220	2.36	43.28	0.086	0.39	SI	31	Probable	

Continuación Tabla A5.2 Resumen de los resultados, con base en los perfiles de resistencia de CPT (áreas de mejoramiento antes de aplicar los métodos), proporcionados por CIMESA

Sondeo	q_n (kg/cm ²)	prof (m)	σ'_{vo} (ton/m ²)	r_d	τ_{av}/σ'_{vo}	C_q	q_{dN}	Robertson-Wride (1997)		Se licua	Cálculo D_r	
								CRR	FS		D_r (%)	Potencial de licuación
SM-A3-1	8.5	5.0	3.01	0.976	0.223	2.32	19.74	0.066	0.30	SI	6	Probable
	5.1	5.2	3.07	0.975	0.224	2.29	11.69	0.060	0.27	SI	0	Probable
	4.7	5.3	3.11	0.974	0.225	2.27	10.60	0.059	0.26	SI	0	Probable
	41.2	5.5	3.19	0.972	0.228	2.23	91.60	0.151	0.67	SI	57	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	44.8	5.6	3.23	0.971	0.229	2.20	98.71	0.169	0.74	SI	59	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	6.2	5.8	3.30	0.968	0.230	2.17	13.40	0.061	0.27	SI	0	Probable

Tabla A5.3 Resumen de los resultados, con base en los perfiles de resistencia de CPT proporcionados por IEC

Sondeo	q_n (kg/cm ²)	prof (m)	σ'_{vo} (ton/m ²)	r_d	τ_{av}/σ'_{vo}	C_q	q_{dN}	Robertson-Wride (1997)			Cálculo D_r	
								CRR	FS	Se licua ?	D_r (%)	Potencial de licuación
CAL-SC-10	46.75	0.10	0.14	0.981	0.096	19.85	927.87	74.373	777.23	NO	100	Poco probable
	72.47	0.20	0.28	0.982	0.096	12.22	885.37	64.625	674.76	NO	100	Poco probable
	91.87	0.30	0.42	0.983	0.096	9.20	845.12	56.215	586.45	NO	100	Poco probable
	82.98	0.40	0.56	0.984	0.096	7.52	624.10	22.687	236.49	NO	100	Poco probable
	96.75	0.50	0.70	0.985	0.096	6.43	622.42	22.505	234.41	NO	100	Poco probable
	49.71	0.60	0.84	0.985	0.096	5.66	281.50	2.154	22.43	NO	85	Poco probable
	16.92	0.70	0.98	0.986	0.096	5.08	86.02	0.139	1.45	NO	47	Probable
	177.82	1.00	1.40	0.988	0.096	3.96	704.19	32.556	338.05	NO	100	Poco probable
	121.18	1.10	1.44	0.988	0.103	3.88	470.50	9.767	94.78	NO	100	Poco probable
	47.80	1.20	1.48	0.989	0.109	3.81	182.08	0.641	5.86	NO	74	Poco probable
	119.02	1.30	1.52	0.989	0.115	3.74	444.99	8.275	71.66	NO	100	Poco probable
	110.18	1.40	1.56	0.989	0.121	3.67	404.50	6.235	51.44	NO	100	Poco probable
	99.67	1.50	1.60	0.990	0.127	3.61	359.47	4.400	34.74	NO	97	Poco probable
	91.78	1.60	1.64	0.990	0.132	3.54	325.35	3.283	24.90	NO	94	Poco probable
	74.33	1.70	1.68	0.990	0.137	3.49	259.09	1.697	12.41	NO	87	Poco probable
	71.22	1.80	1.72	0.990	0.141	3.43	244.21	1.434	10.14	NO	85	Poco probable
	65.01	1.90	1.76	0.991	0.146	3.37	219.34	1.061	7.27	NO	81	Poco probable
	81.26	2.00	1.80	0.991	0.150	3.32	269.90	1.908	12.70	NO	88	Poco probable
	84.61	2.10	1.84	0.991	0.154	3.27	276.72	2.051	13.29	NO	89	Poco probable
	86.28	2.20	1.88	0.991	0.158	3.22	277.97	2.078	13.13	NO	90	Poco probable
	77.68	2.30	1.92	0.991	0.162	3.17	246.59	1.475	9.10	NO	86	Poco probable
	81.02	2.40	1.96	0.991	0.166	3.13	253.53	1.596	9.64	NO	87	Poco probable
	92.73	2.5	2.00	0.991	0.169	3.09	286.10	2.258	13.36	NO	91	Poco probable
	91.78	2.6	2.04	0.991	0.172	3.04	279.25	2.105	12.22	NO	90	Poco probable
	102.53	2.7	2.08	0.990	0.175	3.00	307.77	2.791	15.91	NO	94	Poco probable
	85.56	2.8	2.12	0.990	0.179	2.96	253.43	1.594	8.93	NO	87	Poco probable
	83.17	2.9	2.16	0.990	0.181	2.92	243.15	1.417	7.81	NO	86	Poco probable
	83.41	3.0	2.20	0.990	0.184	2.89	240.73	1.377	7.48	NO	86	Poco probable
	88.91	3.1	2.24	0.989	0.187	2.85	253.38	1.593	8.52	NO	88	Poco probable
	82.22	3.2	2.28	0.989	0.189	2.81	231.43	1.233	6.51	NO	85	Poco probable
	68.83	3.3	2.32	0.989	0.192	2.78	191.41	0.732	3.81	NO	79	Poco probable
	52.10	3.4	2.36	0.988	0.194	2.75	143.16	0.353	1.82	NO	69	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	61.42	3.5	2.40	0.988	0.197	2.72	166.80	0.512	2.60	NO	74	Poco probable
	71.70	3.6	2.44	0.987	0.199	2.68	192.47	0.743	3.74	NO	79	Poco probable
	70.03	3.7	2.48	0.987	0.201	2.65	185.85	0.677	3.37	NO	78	Poco probable
	75.53	3.8	2.52	0.986	0.203	2.62	198.21	0.804	3.96	NO	80	Poco probable
	72.18	3.9	2.56	0.986	0.205	2.60	187.35	0.692	3.37	NO	79	Poco probable
	62.38	4.0	2.60	0.985	0.207	2.57	160.16	0.462	2.23	NO	74	Poco probable
	54.49	4.1	2.64	0.984	0.209	2.54	138.43	0.327	1.57	NO	69	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	20.79	4.2	2.68	0.984	0.210	2.51	52.27	0.093	0.44	SI	37	Probable
	10.04	4.3	2.72	0.983	0.212	2.49	24.97	0.071	0.33	SI	13	Probable
	7.89	4.4	2.76	0.982	0.214	2.46	19.42	0.066	0.31	SI	4	Probable
	21.27	4.5	2.80	0.981	0.215	2.44	51.85	0.093	0.43	SI	37	Probable
	19.84	4.6	2.84	0.980	0.217	2.41	47.88	0.090	0.41	SI	34	Probable
	12.19	4.7	2.88	0.980	0.218	2.39	29.13	0.074	0.34	SI	18	Probable
	9.56	4.8	2.92	0.979	0.220	2.37	22.63	0.069	0.31	SI	10	Probable
7.41	4.9	2.96	0.978	0.221	2.34	17.37	0.064	0.29	SI	1	Probable	
6.69	5.0	3.00	0.977	0.222	2.32	15.54	0.063	0.28	SI	0	Probable	

Continuación Tabla A5.3 Resumen de los resultados, con base en los perfiles de resistencia de CPT proporcionados por IEC

Sondeo	q_u (kg/cm ²)	prof (m)	σ'_{vo} (ton/m ²)	r_d	τ_{av}/σ'_{vo}	C_q	q_{dIN}	Robertson-Wride (1997)			Cálculo D_r	
								CRR	FS	Se licua ?	D_r (%)	Potencial de licuación
CAL-SC-10	5.26	5.1	3.04	0.976	0.223	2.30	12.10	0.060	0.27	SI	0	Probable
	7.41	5.2	3.08	0.975	0.225	2.28	16.90	0.064	0.29	SI	1	Probable
	7.65	5.3	3.12	0.974	0.226	2.26	17.28	0.064	0.29	SI	1	Probable
	8.84	5.4	3.16	0.973	0.227	2.24	19.81	0.066	0.29	SI	6	Probable
	8.84	5.5	3.20	0.971	0.228	2.22	19.63	0.066	0.29	SI	6	Probable
	10.28	5.6	3.24	0.970	0.229	2.20	22.62	0.069	0.30	SI	11	Probable
	11.95	5.7	3.28	0.969	0.230	2.18	26.08	0.072	0.31	SI	15	Probable
	14.82	5.8	3.32	0.968	0.231	2.16	32.06	0.077	0.33	SI	22	Probable
	12.67	5.9	3.36	0.967	0.232	2.15	27.18	0.073	0.31	SI	17	Probable
	12.19	6.0	3.40	0.966	0.233	2.13	25.94	0.072	0.31	SI	15	Probable
CAL-SC-13	29.45	0.10	0.14	0.981	0.096	19.85	584.43	18.644	194.84	NO	97	Poco probable
	28.20	0.20	0.28	0.982	0.096	12.22	344.57	3.885	40.56	NO	84	Poco probable
	24.47	0.30	0.42	0.983	0.096	9.20	225.13	1.141	11.90	NO	73	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	20.46	0.40	0.56	0.984	0.096	7.52	153.87	0.419	4.37	NO	62	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	35.76	0.50	0.70	0.985	0.096	6.43	230.02	1.212	12.62	NO	77	Poco probable
	26.86	0.60	0.84	0.985	0.096	5.66	152.12	0.407	4.24	NO	64	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	8.32	0.70	0.98	0.986	0.096	5.08	42.28	0.085	0.89	SI	23	Probable
	4.68	0.80	1.12	0.987	0.096	4.63	21.69	0.068	0.71	SI	2	Probable
	5.83	0.90	1.26	0.987	0.096	4.26	24.86	0.071	0.73	SI	7	Probable
	5.35	1.00	1.40	0.988	0.096	3.96	21.20	0.068	0.70	SI	3	Probable
	5.83	1.10	1.44	0.988	0.103	3.88	22.64	0.069	0.67	SI	5	Probable
	7.93	1.20	1.48	0.989	0.109	3.81	30.22	0.075	0.69	SI	15	Probable
	6.12	1.30	1.52	0.989	0.115	3.74	22.87	0.069	0.60	SI	6	Probable
	4.78	1.40	1.56	0.989	0.121	3.67	17.55	0.065	0.53	SI	0	Probable
	3.15	1.50	1.60	0.990	0.127	3.61	11.38	0.059	0.47	SI	0	Probable
	2.58	1.60	1.64	0.990	0.132	3.54	9.15	0.058	0.44	SI	0	Probable
	2.49	1.70	1.68	0.990	0.137	3.49	8.66	0.057	0.42	SI	0	Probable
	2.39	1.80	1.72	0.990	0.141	3.43	8.19	0.057	0.40	SI	0	Probable
	2.29	1.90	1.76	0.991	0.146	3.37	7.74	0.056	0.39	SI	0	Probable
	2.10	2.00	1.80	0.991	0.150	3.32	6.99	0.056	0.37	SI	0	Probable
	2.39	2.10	1.84	0.991	0.154	3.27	7.82	0.057	0.37	SI	0	Probable
	2.29	2.20	1.88	0.991	0.158	3.22	7.39	0.056	0.35	SI	0	Probable
	2.10	2.30	1.92	0.991	0.162	3.17	6.68	0.056	0.34	SI	0	Probable
	2.20	2.40	1.96	0.991	0.166	3.13	6.88	0.056	0.34	SI	0	Probable
	35.76	2.50	2.00	0.991	0.169	3.09	110.31	0.205	1.21	NO	60	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	32.89	2.60	2.04	0.991	0.172	3.04	100.07	0.173	1.00	NO	57	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	20.65	2.70	2.08	0.990	0.175	3.00	61.98	0.102	0.58	SI	41	Probable
	8.99	2.80	2.12	0.990	0.179	2.96	26.62	0.072	0.40	SI	13	Probable
	4.30	2.90	2.16	0.990	0.181	2.92	12.58	0.060	0.33	SI	0	Probable
	17.40	3.00	2.20	0.990	0.184	2.89	50.22	0.092	0.50	SI	34	Probable
	30.50	3.10	2.24	0.989	0.187	2.85	86.91	0.141	0.75	SI	52	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	35.18	3.20	2.28	0.989	0.189	2.81	99.03	0.170	0.90	SI	57	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	40.15	3.30	2.32	0.989	0.192	2.78	111.65	0.209	1.09	NO	61	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	34.03	3.40	2.36	0.988	0.194	2.75	93.51	0.156	0.80	SI	55	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	36.04	3.50	2.40	0.988	0.197	2.72	97.87	0.167	0.85	SI	57	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	32.70	3.60	2.44	0.987	0.199	2.68	87.77	0.143	0.72	SI	53	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	22.08	3.70	2.48	0.987	0.201	2.65	58.61	0.099	0.49	SI	40	Probable
	16.44	3.80	2.52	0.986	0.203	2.62	43.15	0.086	0.42	SI	30	Probable
	7.17	3.90	2.56	0.986	0.205	2.60	18.61	0.066	0.32	SI	3	Probable
	3.73	4.00	2.60	0.985	0.207	2.57	9.57	0.058	0.28	SI	0	Probable
4.21	4.10	2.64	0.984	0.209	2.54	10.69	0.059	0.28	SI	0	Probable	
3.44	4.20	2.68	0.984	0.210	2.51	8.65	0.057	0.27	SI	0	Probable	
4.68	4.30	2.72	0.983	0.212	2.49	11.65	0.060	0.28	SI	0	Probable	
6.21	4.40	2.76	0.982	0.214	2.46	15.30	0.063	0.29	SI	0	Probable	
3.73	4.50	2.80	0.981	0.215	2.44	9.09	0.058	0.27	SI	0	Probable	
14.15	4.60	2.84	0.980	0.217	2.41	34.15	0.078	0.36	SI	23	Probable	
13.67	4.70	2.88	0.980	0.218	2.39	32.68	0.077	0.35	SI	22	Probable	
14.91	4.80	2.92	0.979	0.220	2.37	35.30	0.079	0.36	SI	25	Probable	
11.09	4.90	2.96	0.978	0.221	2.34	26.00	0.072	0.32	SI	15	Probable	
11.76	5.00	3.00	0.977	0.222	2.32	27.31	0.073	0.33	SI	16	Probable	
19.50	5.10	3.04	0.976	0.223	2.30	44.88	0.087	0.39	SI	33	Probable	
7.27	5.20	3.08	0.975	0.225	2.28	16.57	0.064	0.28	SI	0	Probable	
14.44	5.30	3.12	0.974	0.226	2.26	32.62	0.077	0.34	SI	22	Probable	

Continuación Tabla A5.3 Resumen de los resultados, con base en los perfiles de resistencia de CPT proporcionados por IEC

Sondeo	q_u (kg/cm ²)	prof (m)	σ'_{vo} (ton/m ²)	r_d	τ_{av}/σ'_{vo}	C_q	q_{dN}	Robertson-Wride (1997)			Cálculo D_r	
								CRR	FS	Se licua ?	D_r (%)	Potencial de licuación
CAL-SC-13	7.74	5.50	3.20	0.971	0.228	2.22	17.19	0.064	0.28	SI	1	Probable
	13.77	5.60	3.24	0.970	0.229	2.20	30.30	0.075	0.33	SI	20	Probable
	15.49	5.70	3.28	0.969	0.230	2.18	33.80	0.078	0.34	SI	24	Probable
	7.46	5.80	3.32	0.968	0.231	2.16	16.13	0.063	0.27	SI	0	Probable
	4.40	5.90	3.36	0.967	0.232	2.15	9.44	0.058	0.25	SI	0	Probable
	5.54	6.00	3.40	0.966	0.233	2.13	11.80	0.060	0.26	SI	0	Probable
CAL-SC-19	9.66	0.10	0.14	0.981	0.096	19.85	191.65	0.735	7.68	NO	60	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	8.70	0.20	0.28	0.982	0.096	12.22	106.29	0.192	2.00	NO	45	Probable
	6.60	0.30	0.42	0.983	0.096	9.20	60.68	0.101	1.05	NO	30	Probable
	9.56	0.40	0.56	0.984	0.096	7.52	71.90	0.115	1.19	NO	37	Probable
	11.19	0.50	0.70	0.985	0.096	6.43	71.96	0.115	1.19	NO	39	Probable
	9.56	0.60	0.84	0.985	0.096	5.66	54.13	0.095	0.99	SI	30	Probable
	7.55	0.70	0.98	0.986	0.096	5.08	38.39	0.082	0.85	SI	20	Probable
	6.50	0.80	1.12	0.987	0.096	4.63	30.10	0.075	0.78	SI	13	Probable
	6.31	0.90	1.26	0.987	0.096	4.26	26.90	0.072	0.75	SI	10	Probable
	8.13	1.00	1.40	0.988	0.096	3.96	32.18	0.077	0.80	SI	17	Probable
	7.55	1.10	1.44	0.988	0.103	3.88	29.33	0.074	0.72	SI	14	Probable
	6.88	1.20	1.48	0.989	0.109	3.81	26.22	0.072	0.66	SI	10	Probable
	7.65	1.30	1.52	0.989	0.115	3.74	28.59	0.074	0.64	SI	13	Probable
	7.17	1.40	1.56	0.989	0.121	3.67	26.32	0.072	0.59	SI	11	Probable
	6.60	1.50	1.60	0.990	0.127	3.61	23.79	0.070	0.55	SI	8	Probable
	5.83	1.60	1.64	0.990	0.132	3.54	20.67	0.067	0.51	SI	3	Probable
	5.35	1.70	1.68	0.990	0.137	3.49	18.66	0.066	0.48	SI	0	Probable
	4.88	1.80	1.72	0.990	0.141	3.43	16.72	0.064	0.45	SI	0	Probable
	5.16	1.90	1.76	0.991	0.146	3.37	17.42	0.065	0.44	SI	0	Probable
	4.78	2.00	1.80	0.991	0.150	3.32	15.88	0.063	0.42	SI	0	Probable
	4.68	2.10	1.84	0.991	0.154	3.27	15.32	0.063	0.41	SI	0	Probable
	4.11	2.20	1.88	0.991	0.158	3.22	13.24	0.061	0.39	SI	0	Probable
	3.44	2.30	1.92	0.991	0.162	3.17	10.93	0.059	0.36	SI	0	Probable
	3.25	2.40	1.96	0.991	0.166	3.13	10.17	0.058	0.35	SI	0	Probable
	3.06	2.50	2.00	0.991	0.169	3.09	9.44	0.058	0.34	SI	0	Probable
	3.25	2.60	2.04	0.991	0.172	3.04	9.89	0.058	0.34	SI	0	Probable
	3.35	2.70	2.08	0.990	0.175	3.00	10.04	0.058	0.33	SI	0	Probable
	4.68	2.80	2.12	0.990	0.179	2.96	13.87	0.062	0.34	SI	0	Probable
	4.88	2.90	2.16	0.990	0.181	2.92	14.25	0.062	0.34	SI	0	Probable
	5.35	3.00	2.20	0.990	0.184	2.89	15.45	0.063	0.34	SI	0	Probable
	5.07	3.10	2.24	0.989	0.187	2.85	14.44	0.062	0.33	SI	0	Probable
	5.35	3.20	2.28	0.989	0.189	2.81	15.07	0.063	0.33	SI	0	Probable
	5.93	3.30	2.32	0.989	0.192	2.78	16.48	0.064	0.33	SI	0	Probable
	6.98	3.40	2.36	0.988	0.194	2.75	19.18	0.066	0.34	SI	3	Probable
	7.36	3.50	2.40	0.988	0.197	2.72	19.99	0.067	0.34	SI	4	Probable
	8.41	3.60	2.44	0.987	0.199	2.68	22.58	0.069	0.35	SI	9	Probable
	7.17	3.70	2.48	0.987	0.201	2.65	19.03	0.066	0.33	SI	3	Probable
	5.64	3.80	2.52	0.986	0.203	2.62	14.80	0.062	0.31	SI	0	Probable
	13.77	3.90	2.56	0.986	0.205	2.60	35.73	0.080	0.39	SI	24	Probable
	10.42	4.00	2.60	0.985	0.207	2.57	26.76	0.072	0.35	SI	15	Probable
	70.84	4.10	2.64	0.984	0.209	2.54	179.95	0.622	2.98	NO	78	Poco probable
	102.68	4.20	2.68	0.984	0.210	2.51	258.09	1.679	7.98	NO	90	Poco probable
	98.37	4.30	2.72	0.983	0.212	2.49	244.73	1.443	6.80	NO	88	Poco probable
	97.90	4.40	2.76	0.982	0.214	2.46	241.06	1.383	6.47	NO	88	Poco probable
	96.08	4.50	2.80	0.981	0.215	2.44	234.22	1.275	5.92	NO	87	Poco probable
	86.14	4.60	2.84	0.980	0.217	2.41	207.91	0.916	4.22	NO	83	Poco probable
	83.56	4.70	2.88	0.980	0.218	2.39	199.71	0.821	3.76	NO	82	Poco probable
	69.31	4.80	2.92	0.979	0.220	2.37	164.07	0.491	2.23	NO	75	Poco probable
	44.07	4.90	2.96	0.978	0.221	2.34	103.34	0.183	0.83	SI	60	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	47.32	5.00	3.00	0.977	0.222	2.32	109.92	0.204	0.92	SI	62	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	32.60	5.10	3.04	0.976	0.223	2.30	75.03	0.119	0.53	SI	50	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	67.50	5.20	3.08	0.975	0.225	2.28	153.92	0.419	1.87	NO	73	Poco probable
	45.32	5.30	3.12	0.974	0.226	2.26	102.41	0.180	0.80	SI	60	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	38.34	5.40	3.16	0.973	0.227	2.24	85.87	0.139	0.61	SI	54	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	42.93	5.50	3.20	0.971	0.228	2.22	95.30	0.161	0.70	SI	58	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	42.35	5.60	3.24	0.970	0.229	2.20	93.22	0.155	0.68	SI	57	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	44.65	5.70	3.28	0.969	0.230	2.18	97.43	0.166	0.72	SI	59	Depende tipo suelo y magnitud sismo

Continuación Tabla A5.3 Resumen de los resultados, con base en los perfiles de resistencia de CPT proporcionados por IEC

Sondeo	q_u (kg/cm ²)	prof (m)	σ'_{vo} (ton/m ²)	r_d	τ_{av}/σ'_{vo}	C_q	q_{dIN}	Robertson-Wride (1997)			Cálculo D_r	
								CRR	FS	Se licua ?	D_r (%)	Potencial de licuación
CAL- SC-19	28.01	5.90	3.36	0.967	0.232	2.15	60.10	0.100	0.43	SI	43	Probable
	50.00	6.00	3.40	0.966	0.233	2.13	106.40	0.192	0.83	SI	62	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	12.81	0.10	0.14	0.981	0.096	19.85	254.26	1.609	16.81	NO	70	Depende tipo suelo y magnitud sismo
CAL- SC-22	11.09	0.20	0.28	0.982	0.096	12.22	135.49	0.311	3.25	NO	53	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	47.61	0.30	0.42	0.983	0.096	9.20	437.95	7.892	82.33	NO	95	Poco probable
	64.05	0.40	0.56	0.984	0.096	7.52	481.74	10.477	109.21	NO	100	Poco probable
	54.68	0.50	0.70	0.985	0.096	6.43	351.80	4.129	43.01	NO	91	Poco probable
	41.30	0.60	0.84	0.985	0.096	5.66	233.86	1.269	13.21	NO	79	Poco probable
	38.72	0.70	0.98	0.986	0.096	5.08	196.82	0.789	8.21	NO	74	Poco probable
	20.17	0.80	1.12	0.987	0.096	4.63	93.39	0.156	1.62	NO	50	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	7.55	0.90	1.26	0.987	0.096	4.26	32.20	0.077	0.80	SI	16	Probable
	16.06	1.00	1.40	0.988	0.096	3.96	63.60	0.104	1.08	NO	39	Probable
	17.30	1.10	1.44	0.988	0.103	3.88	67.19	0.108	1.05	NO	41	Probable
	8.89	1.20	1.48	0.989	0.109	3.81	33.87	0.078	0.71	SI	19	Probable
	25.81	1.30	1.52	0.989	0.115	3.74	96.50	0.164	1.42	NO	53	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	25.62	1.40	1.56	0.989	0.121	3.67	94.06	0.157	1.30	NO	53	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	33.84	1.50	1.60	0.990	0.127	3.61	122.06	0.249	1.97	NO	61	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	17.69	1.60	1.64	0.990	0.132	3.54	62.70	0.103	0.78	SI	40	Probable
	17.11	1.70	1.68	0.990	0.137	3.49	59.65	0.100	0.73	SI	38	Probable
	9.85	1.80	1.72	0.990	0.141	3.43	33.76	0.078	0.55	SI	20	Probable
	12.52	1.90	1.76	0.991	0.146	3.37	42.26	0.085	0.58	SI	27	Probable
	5.93	2.00	1.80	0.991	0.150	3.32	19.69	0.066	0.44	SI	2	Probable
	7.74	2.10	1.84	0.991	0.154	3.27	25.33	0.071	0.46	SI	10	Probable
	8.13	2.20	1.88	0.991	0.158	3.22	26.18	0.072	0.45	SI	12	Probable
	22.08	2.30	1.92	0.991	0.162	3.17	70.11	0.112	0.69	SI	44	Probable
	25.43	2.40	1.96	0.991	0.166	3.13	79.57	0.127	0.77	SI	49	Depende tipo suelo y magnitud sismo
	22.56	2.50	2.00	0.991	0.169	3.09	69.61	0.111	0.66	SI	44	Probable
	18.07	2.60	2.04	0.991	0.172	3.04	54.98	0.095	0.55	SI	37	Probable
	5.26	2.70	2.08	0.990	0.175	3.00	15.78	0.063	0.36	SI	0	Probable
	9.46	2.80	2.12	0.990	0.179	2.96	28.03	0.073	0.41	SI	15	Probable
	3.35	2.90	2.16	0.990	0.181	2.92	9.78	0.058	0.32	SI	0	Probable
	2.10	3.00	2.20	0.990	0.184	2.89	6.07	0.055	0.30	SI	0	Probable
	1.72	3.10	2.24	0.989	0.187	2.85	4.90	0.054	0.29	SI	0	Probable
	1.43	3.20	2.28	0.989	0.189	2.81	4.04	0.053	0.28	SI	0	Probable
	1.34	3.30	2.32	0.989	0.192	2.78	3.72	0.053	0.28	SI	0	Probable
	1.43	3.40	2.36	0.988	0.194	2.75	3.94	0.053	0.27	SI	0	Probable
	1.63	3.50	2.40	0.988	0.197	2.72	4.41	0.054	0.27	SI	0	Probable
	1.91	3.60	2.44	0.987	0.199	2.68	5.13	0.054	0.27	SI	0	Probable
	2.10	3.70	2.48	0.987	0.201	2.65	5.58	0.055	0.27	SI	0	Probable
	2.39	3.80	2.52	0.986	0.203	2.62	6.27	0.055	0.27	SI	0	Probable
	2.58	3.90	2.56	0.986	0.205	2.60	6.70	0.056	0.27	SI	0	Probable
	2.39	4.00	2.60	0.985	0.207	2.57	6.14	0.055	0.27	SI	0	Probable
	2.49	4.10	2.64	0.984	0.209	2.54	6.31	0.055	0.26	SI	0	Probable
	2.49	4.20	2.68	0.984	0.210	2.51	6.25	0.055	0.26	SI	0	Probable
	1.91	4.30	2.72	0.983	0.212	2.49	4.76	0.054	0.25	SI	0	Probable
2.01	4.40	2.76	0.982	0.214	2.46	4.94	0.054	0.25	SI	0	Probable	
1.91	4.50	2.80	0.981	0.215	2.44	4.66	0.054	0.25	SI	0	Probable	
2.10	4.60	2.84	0.980	0.217	2.41	5.08	0.054	0.25	SI	0	Probable	
2.29	4.70	2.88	0.980	0.218	2.39	5.48	0.055	0.25	SI	0	Probable	
2.29	4.80	2.92	0.979	0.220	2.37	5.43	0.055	0.25	SI	0	Probable	
2.39	4.90	2.96	0.978	0.221	2.34	5.60	0.055	0.25	SI	0	Probable	
2.58	5.00	3.00	0.977	0.222	2.32	6.00	0.055	0.25	SI	0	Probable	
2.68	5.10	3.04	0.976	0.223	2.30	6.16	0.055	0.25	SI	0	Probable	
2.58	5.20	3.08	0.975	0.225	2.28	5.89	0.055	0.24	SI	0	Probable	
2.58	5.30	3.12	0.974	0.226	2.26	5.83	0.055	0.24	SI	0	Probable	
6.60	5.40	3.16	0.973	0.227	2.24	14.78	0.062	0.27	SI	0	Probable	
2.96	5.50	3.20	0.971	0.228	2.22	6.58	0.055	0.24	SI	0	Probable	
2.58	5.60	3.24	0.970	0.229	2.20	5.68	0.055	0.24	SI	0	Probable	
2.68	5.70	3.28	0.969	0.230	2.18	5.84	0.055	0.24	SI	0	Probable	
2.58	5.80	3.32	0.968	0.231	2.16	5.59	0.055	0.24	SI	0	Probable	
3.25	5.90	3.36	0.967	0.232	2.15	6.97	0.056	0.24	SI	0	Probable	
3.06	6.00	3.40	0.966	0.233	2.13	6.51	0.055	0.24	SI	0	Probable	

ANEXO 6. EFECTIVIDAD DE LOS MÉTODOS DE MEJORAMIENTO DE SUELOS

A6.1 COMPACTACIÓN DINÁMICA

Tabla A6.1 Resultados de susceptibilidad a licuación de los materiales del sector 1 del área tratada con el método de compactación dinámica, (primera y última prueba CPT)

SCE-A3-1 23/01/2004

q_u (kg/cm ²)	prof (m)	σ'_{v0} (ton/m ²)	r_d	τ_{av}/σ'_{v0}	C_q	q_{dN}	Robertson-Write (1997)		
							CRR	FS	Se licua ?
11.9	0.1	0.15	0.981	0.096	18.95	226.20	1.156	12.08	NO
17.7	0.2	0.24	0.982	0.096	13.50	238.89	1.348	14.08	NO
21.5	0.3	0.37	0.983	0.096	10.11	217.72	1.040	10.85	NO
17.7	0.4	0.52	0.984	0.096	7.90	139.77	0.334	3.48	NO
23.2	0.5	0.68	0.985	0.096	6.58	153.00	0.413	4.30	NO
23.9	0.6	0.89	0.986	0.096	5.42	129.38	0.281	2.93	NO
22.8	0.7	0.96	0.986	0.096	5.17	117.94	0.233	2.42	NO
23.9	0.9	1.21	0.987	0.096	4.40	105.03	0.188	1.95	NO
26.4	0.9	1.24	0.987	0.096	4.32	114.24	0.219	2.27	NO
26.9	1.0	1.42	0.988	0.096	3.92	105.22	0.188	1.96	NO
28.8	1.0	1.42	0.988	0.099	3.93	113.14	0.215	2.17	NO
27.9	1.2	1.48	0.989	0.109	3.81	106.53	0.192	1.77	NO
24.7	1.2	1.48	0.989	0.109	3.81	94.33	0.158	1.45	NO
15.6	1.3	1.53	0.989	0.117	3.72	57.89	0.098	0.84	SI
24.1	1.5	1.59	0.990	0.126	3.62	87.18	0.142	1.13	NO
20.9	1.6	1.64	0.990	0.131	3.55	74.16	0.118	0.90	SI
16.6	1.7	1.69	0.990	0.138	3.47	57.71	0.098	0.71	SI
17.5	1.9	1.77	0.991	0.147	3.36	58.74	0.099	0.67	SI
12.4	2.1	1.84	0.991	0.154	3.27	40.41	0.084	0.54	SI
8.9	2.5	2.00	0.991	0.169	3.08	27.60	0.073	0.43	SI
12.6	2.7	2.06	0.990	0.174	3.02	37.96	0.082	0.47	SI
8.5	3.1	2.24	0.989	0.187	2.85	24.28	0.070	0.38	SI
4.7	3.2	2.28	0.989	0.189	2.82	13.19	0.061	0.32	SI
7.2	3.5	2.40	0.988	0.197	2.72	19.66	0.066	0.34	SI
3.6	3.8	2.51	0.986	0.202	2.63	9.52	0.058	0.29	SI
8.3	3.9	2.58	0.985	0.206	2.58	21.46	0.068	0.33	SI
22.2	4.1	2.64	0.984	0.209	2.54	56.34	0.097	0.46	SI
26.7	4.2	2.68	0.983	0.211	2.51	66.93	0.108	0.51	SI
33.7	4.3	2.71	0.983	0.212	2.49	84.03	0.135	0.64	SI
16.8	4.5	2.80	0.981	0.215	2.44	41.06	0.084	0.39	SI
7.9	4.6	2.83	0.981	0.217	2.42	19.05	0.066	0.30	SI
25.2	4.7	2.88	0.980	0.218	2.39	60.15	0.100	0.46	SI
18.3	4.8	2.93	0.978	0.220	2.36	43.28	0.086	0.39	SI
8.5	5.0	3.01	0.976	0.223	2.32	19.74	0.066	0.30	SI
5.1	5.2	3.07	0.975	0.224	2.29	11.69	0.060	0.27	SI
4.7	5.3	3.11	0.974	0.225	2.27	10.60	0.059	0.26	SI
41.2	5.5	3.19	0.972	0.228	2.23	91.60	0.151	0.67	SI
44.8	5.6	3.23	0.971	0.229	2.20	98.71	0.169	0.74	SI
6.2	5.8	3.30	0.968	0.230	2.17	13.40	0.061	0.27	SI

Continuación Tabla A6.1 Resultados de susceptibilidad a licuación de los materiales del sector 1 del área tratada con el método de compactación dinámica, (primera y última prueba CPT)

CE-A3-1-1''' 13/02/2004

q_u (kg/cm ²)	prof (m)	σ'_{v0} (ton/m ²)	r_d	τ_{av}/σ'_{v0}	C_q	q_{dN}	Robertson-Whide (1997)		
							CRR	FS	Se licua ?
36.25	0.06	0.08	0.981	0.096	29.49	1069.09	113.719	1188.90	NO
39.45	0.19	0.27	0.982	0.096	12.67	499.84	11.694	122.11	NO
42.01	0.30	0.42	0.983	0.096	9.18	385.76	5.418	56.53	NO
52.04	0.35	0.48	0.984	0.096	8.34	434.01	7.683	80.12	NO
71.24	0.41	0.58	0.984	0.096	7.37	525.10	13.545	141.18	NO
85.96	0.54	0.76	0.985	0.096	6.06	520.85	13.221	137.67	NO
93.00	0.63	0.89	0.986	0.096	5.45	506.98	12.199	126.94	NO
101.11	0.72	1.01	0.986	0.096	4.97	502.87	11.906	123.82	NO
103.25	0.88	1.35	0.987	0.088	4.06	419.20	6.931	79.20	NO
104.74	1.05	1.42	0.988	0.100	3.92	410.29	6.503	65.00	NO
101.11	1.14	1.46	0.988	0.106	3.85	389.31	5.567	52.59	NO
104.74	1.37	1.55	0.989	0.119	3.69	386.93	5.468	45.85	NO
99.83	1.45	1.58	0.990	0.124	3.64	362.99	4.528	36.46	NO
110.50	1.56	1.63	0.990	0.130	3.57	394.08	5.772	44.38	NO
117.54	1.63	1.65	0.990	0.133	3.53	414.45	6.701	50.22	NO
120.74	1.76	1.71	0.990	0.140	3.45	416.39	6.794	48.58	NO
124.79	2.03	1.81	0.991	0.152	3.31	412.52	6.608	43.61	NO
127.99	2.03	1.81	0.991	0.152	3.31	423.09	7.124	47.01	NO
134.39	2.16	1.87	0.991	0.157	3.24	435.34	7.753	49.43	NO
138.66	2.27	1.91	0.991	0.161	3.19	441.83	8.101	50.30	NO
144.00	2.39	1.95	0.991	0.165	3.14	451.51	8.640	52.34	NO
148.05	2.50	2.00	0.991	0.169	3.09	456.99	8.955	53.02	NO
146.34	2.59	2.03	0.991	0.172	3.05	446.19	8.341	48.54	NO
146.56	2.85	2.14	0.990	0.180	2.94	431.17	7.534	41.85	NO
132.69	2.83	2.13	0.990	0.179	2.95	391.50	5.661	31.56	NO
117.75	2.96	2.18	0.990	0.183	2.90	341.49	3.784	20.66	NO
133.11	3.03	2.21	0.990	0.185	2.88	382.78	5.296	28.63	NO
123.51	3.14	2.26	0.989	0.188	2.84	350.27	4.077	21.69	NO
112.63	3.29	2.32	0.989	0.192	2.78	313.40	2.943	15.34	NO
101.33	3.36	2.34	0.988	0.193	2.76	279.69	2.115	10.93	NO
67.62	3.45	2.38	0.988	0.195	2.73	184.69	0.666	3.41	NO
68.04	3.67	2.47	0.987	0.200	2.66	181.16	0.633	3.16	NO
40.73	3.72	2.49	0.987	0.201	2.65	107.91	0.197	0.98	SI
56.74	3.87	2.55	0.986	0.204	2.60	147.72	0.380	1.86	NO
76.79	3.96	2.58	0.985	0.206	2.58	198.01	0.802	3.89	NO
58.44	4.03	2.61	0.985	0.207	2.56	149.62	0.392	1.89	NO
50.76	4.14	2.66	0.984	0.209	2.53	128.44	0.277	1.32	NO
47.56	4.23	2.69	0.983	0.211	2.51	119.22	0.238	1.13	NO
58.02	4.34	2.73	0.983	0.213	2.48	143.78	0.356	1.68	NO
31.77	4.47	2.79	0.981	0.215	2.45	77.69	0.124	0.58	SI
57.16	4.60	2.84	0.980	0.217	2.41	137.93	0.324	1.49	NO
65.06	4.63	2.85	0.980	0.217	2.41	156.63	0.437	2.01	NO
61.64	4.69	2.88	0.980	0.218	2.39	147.45	0.378	1.73	NO
66.98	4.85	2.94	0.978	0.220	2.36	157.83	0.446	2.02	NO
57.37	4.98	2.99	0.977	0.222	2.33	133.52	0.301	1.36	NO
42.01	5.05	3.02	0.976	0.223	2.31	97.17	0.165	0.74	SI
36.68	5.14	3.05	0.975	0.224	2.29	84.14	0.135	0.60	SI
42.65	5.20	3.08	0.975	0.225	2.28	97.25	0.166	0.74	SI
20.04	5.34	3.13	0.973	0.226	2.25	45.14	0.088	0.39	SI
10.01	5.47	3.19	0.972	0.228	2.23	22.29	0.069	0.30	SI
4.46	5.67	3.27	0.970	0.230	2.19	9.77	0.058	0.25	SI
5.96	5.93	3.37	0.966	0.232	2.14	12.75	0.061	0.26	SI
22.60	5.98	3.39	0.966	0.232	2.13	48.18	0.090	0.39	SI
37.53	6.00	3.40	0.965	0.233	2.13	79.87	0.127	0.55	SI

Tabla A6.2 Resultados de susceptibilidad a licuación de los materiales del sector 2 del área tratada con el método de compactación dinámica, (primera y última prueba CPT)

SCE-A3-2 23/01/2004

q_u (kg/cm ²)	prof (m)	σ'_{v0} (ton/m ²)	r_d	τ_{av}/σ'_{v0}	C_q	q_{dN}	Robertson-Wride (1997)		
							CRR	FS	Se licua ?
7.6	0.1	0.18	0.982	0.096	16.66	127.16	0.271	2.83	NO
14.4	0.2	0.31	0.982	0.096	11.38	163.43	0.486	5.07	NO
18.8	0.3	0.38	0.983	0.096	9.95	186.67	0.685	7.15	NO
23.1	0.4	0.57	0.984	0.096	7.42	171.77	0.551	5.75	NO
24.8	0.5	0.77	0.985	0.096	6.04	149.49	0.391	4.07	NO
24.9	0.7	1.03	0.986	0.096	4.92	122.51	0.251	2.61	NO
24.6	1.0	1.33	0.987	0.096	4.10	100.97	0.176	1.83	NO
23.6	1.0	1.46	0.988	0.096	3.84	90.64	0.149	1.55	NO
21.5	1.3	1.79	0.989	0.096	3.34	71.89	0.115	1.19	NO
18.8	1.4	1.90	0.989	0.096	3.20	60.07	0.100	1.04	NO
16.9	1.5	1.60	0.990	0.127	3.60	60.68	0.101	0.79	SI
14.1	1.7	1.68	0.990	0.137	3.49	49.09	0.091	0.67	SI
10.7	1.8	1.73	0.990	0.142	3.42	36.59	0.080	0.57	SI
6.3	1.9	1.77	0.991	0.147	3.36	21.22	0.068	0.46	SI
9.7	2.0	1.80	0.991	0.150	3.32	32.13	0.077	0.51	SI
8.2	2.1	1.85	0.991	0.155	3.26	26.82	0.072	0.47	SI
6.0	2.2	1.88	0.991	0.159	3.22	19.38	0.066	0.42	SI
6.0	2.4	1.95	0.991	0.165	3.14	18.91	0.066	0.40	SI
5.0	2.5	2.02	0.991	0.171	3.06	15.32	0.063	0.37	SI
4.4	2.8	2.11	0.990	0.178	2.97	13.10	0.061	0.34	SI
5.7	3.0	2.18	0.990	0.183	2.90	16.64	0.064	0.35	SI
6.9	3.1	2.24	0.989	0.187	2.85	19.69	0.066	0.36	SI
7.5	3.4	2.35	0.988	0.194	2.75	20.60	0.067	0.35	SI
6.3	3.7	2.49	0.987	0.201	2.65	16.71	0.064	0.32	SI
3.7	3.9	2.57	0.985	0.205	2.59	9.53	0.058	0.28	SI
3.8	4.1	2.63	0.984	0.208	2.55	9.76	0.058	0.28	SI
16.3	4.1	2.64	0.984	0.209	2.54	41.32	0.084	0.40	SI
24.0	4.2	2.67	0.984	0.210	2.52	60.53	0.101	0.48	SI
22.7	4.3	2.71	0.983	0.212	2.49	56.57	0.097	0.46	SI
29.6	4.4	2.75	0.982	0.213	2.47	73.00	0.116	0.54	SI
31.2	4.5	2.82	0.981	0.216	2.43	75.66	0.120	0.56	SI
29.6	4.7	2.88	0.980	0.218	2.39	70.78	0.113	0.52	SI
16.0	4.8	2.91	0.979	0.219	2.37	37.88	0.082	0.37	SI
6.3	4.9	2.96	0.978	0.221	2.35	14.82	0.062	0.28	SI
4.3	5.2	3.06	0.975	0.224	2.29	9.77	0.058	0.26	SI
4.7	5.3	3.12	0.974	0.226	2.26	10.63	0.059	0.26	SI
12.3	5.5	3.21	0.971	0.228	2.22	27.29	0.073	0.32	SI
13.2	5.7	3.27	0.970	0.230	2.19	28.88	0.074	0.32	SI
7.6	5.8	3.33	0.968	0.231	2.16	16.49	0.064	0.28	SI
4.1	6.0	3.41	0.965	0.233	2.12	8.76	0.057	0.25	SI

Continuación Tabla A6.2 Resultados de susceptibilidad a licuación de los materiales del sector 2 del área tratada con el método de compactación dinámica, (primera y última prueba CPT)

SCE-A3-2-2''' 12/02/2004

q_u (kg/cm ²)	prof (m)	σ'_{v0} (ton/m ²)	r_d	τ_{av}/σ'_{v0}	C_q	q_{cIN}	Robertson-Wride (1997)		
							CRR	FS	Se licua ?
39.55	0.12	0.16	0.982	0.096	17.85	705.87	32.788	342.60	NO
48.31	0.21	0.29	0.982	0.096	11.96	577.57	17.998	187.91	NO
52.83	0.27	0.37	0.983	0.096	10.00	528.39	13.800	144.00	NO
64.70	0.39	0.54	0.984	0.096	7.71	498.95	11.632	121.26	NO
56.71	0.53	0.74	0.985	0.096	6.22	352.56	4.156	43.28	NO
35.42	0.59	0.83	0.985	0.096	5.73	202.84	0.856	8.91	NO
50.38	0.67	0.94	0.986	0.096	5.23	263.50	1.781	18.53	NO
109.77	0.79	1.10	0.987	0.096	4.68	514.24	12.727	132.31	NO
112.39	0.98	1.39	0.988	0.095	3.97	446.63	8.366	87.96	NO
111.78	1.05	1.42	0.988	0.100	3.92	438.43	7.918	79.50	NO
114.24	1.13	1.45	0.988	0.105	3.86	441.02	8.057	76.74	NO
118.56	1.20	1.48	0.989	0.109	3.81	452.01	8.669	79.43	NO
124.42	1.41	1.56	0.989	0.122	3.67	456.14	8.906	73.21	NO
125.51	1.57	1.63	0.990	0.130	3.56	447.09	8.391	64.35	NO
122.27	1.72	1.69	0.990	0.138	3.47	424.85	7.212	52.38	NO
121.19	1.90	1.76	0.991	0.146	3.37	408.97	6.442	44.15	NO
123.04	2.08	1.83	0.991	0.153	3.28	403.73	6.200	40.40	NO
119.49	2.11	1.84	0.991	0.155	3.27	390.14	5.603	36.20	NO
124.42	2.19	1.88	0.991	0.158	3.23	401.29	6.090	38.54	NO
130.29	2.29	1.92	0.991	0.162	3.18	414.15	6.686	41.36	NO
121.19	2.44	1.98	0.991	0.167	3.11	377.15	5.069	30.37	NO
112.86	2.47	1.99	0.991	0.168	3.10	349.61	4.054	24.12	NO
104.99	2.59	2.03	0.991	0.172	3.05	320.10	3.130	18.21	NO
105.45	2.68	2.07	0.990	0.175	3.01	317.23	3.049	17.43	NO
54.39	2.78	2.11	0.990	0.178	2.97	161.49	0.472	2.65	NO
41.13	2.88	2.15	0.990	0.181	2.93	120.54	0.243	1.34	NO
45.29	2.99	2.20	0.990	0.184	2.89	130.81	0.288	1.57	NO
39.12	3.11	2.24	0.989	0.187	2.85	111.37	0.208	1.11	NO
16.75	3.19	2.28	0.989	0.189	2.82	47.21	0.089	0.47	SI
9.04	3.26	2.30	0.989	0.191	2.80	25.28	0.071	0.37	SI
4.41	3.40	2.36	0.988	0.194	2.75	12.12	0.060	0.31	SI
47.14	3.53	2.41	0.988	0.197	2.70	127.51	0.273	1.38	NO
69.66	3.58	2.43	0.987	0.198	2.69	187.37	0.692	3.49	NO
54.24	3.68	2.47	0.987	0.201	2.66	144.25	0.359	1.79	NO
13.51	3.80	2.52	0.986	0.203	2.63	35.49	0.080	0.39	SI
5.18	3.88	2.55	0.986	0.205	2.60	13.49	0.061	0.30	SI
8.42	3.96	2.58	0.985	0.206	2.58	21.72	0.068	0.33	SI
6.42	4.16	2.66	0.984	0.210	2.53	16.21	0.064	0.30	SI
59.33	4.24	2.69	0.983	0.211	2.50	148.56	0.385	1.82	NO
59.17	4.43	2.77	0.982	0.214	2.45	145.23	0.365	1.70	NO
57.94	4.48	2.79	0.981	0.215	2.44	141.50	0.343	1.60	NO
56.24	4.68	2.87	0.980	0.218	2.40	134.71	0.307	1.41	NO
49.77	4.73	2.89	0.979	0.219	2.38	118.63	0.235	1.08	NO
34.65	4.78	2.91	0.979	0.219	2.37	82.20	0.132	0.60	SI
18.76	4.92	2.97	0.977	0.221	2.34	43.89	0.087	0.39	SI
5.80	5.02	3.01	0.977	0.222	2.32	13.45	0.061	0.28	SI
4.57	5.10	3.04	0.976	0.223	2.30	10.51	0.059	0.26	SI
5.80	5.23	3.09	0.974	0.225	2.27	13.19	0.061	0.27	SI
10.58	5.40	3.16	0.973	0.227	2.24	23.71	0.070	0.31	SI
34.96	5.51	3.20	0.971	0.228	2.22	77.53	0.123	0.54	SI
7.65	5.61	3.24	0.970	0.229	2.20	16.83	0.064	0.28	SI
5.80	5.71	3.28	0.969	0.230	2.18	12.65	0.061	0.26	SI
11.51	5.73	3.29	0.969	0.230	2.18	25.06	0.071	0.31	SI
8.27	5.94	3.38	0.966	0.232	2.14	17.69	0.065	0.28	SI

Tabla A6.3 Resultados de susceptibilidad a licuación de los materiales del sector 3 del área tratada con el método de compactación dinámica, (primera y última prueba CPT)

SCE-A3-3 24/01/2004

q_u (kg/cm ²)	prof (m)	σ'_{v0} (ton/m ²)	r_d	τ_{av}/σ'_{v0}	C_q	q_{cIN}	Robertson-Wride (1997)		
							CRR	FS	Se licua ?
15.1	0.0	0.03	0.981	0.096	54.70	827.68	52.812	552.31	NO
50.5	0.1	0.19	0.982	0.096	15.94	804.41	48.487	506.55	NO
73.3	0.3	0.35	0.983	0.096	10.45	765.71	41.832	436.58	NO
75.9	0.4	0.51	0.984	0.096	8.05	610.95	21.288	221.97	NO
68.5	0.4	0.61	0.984	0.096	7.05	483.06	10.563	110.07	NO
61.3	0.5	0.75	0.985	0.096	6.15	377.04	5.065	52.74	NO
55.6	0.6	0.88	0.986	0.096	5.49	305.14	2.722	28.33	NO
52.0	0.7	0.98	0.986	0.096	5.07	263.51	1.782	18.53	NO
49.7	1.0	1.35	0.988	0.096	4.05	201.52	0.841	8.74	NO
48.0	1.0	1.41	0.988	0.096	3.95	189.43	0.712	7.40	NO
39.8	1.1	1.45	0.988	0.104	3.87	154.11	0.420	4.03	NO
37.9	1.3	1.50	0.989	0.112	3.77	143.12	0.353	3.13	NO
33.4	1.4	1.56	0.989	0.121	3.67	122.49	0.251	2.07	NO
27.3	1.5	1.61	0.990	0.128	3.59	97.86	0.167	1.30	NO
20.8	1.6	1.64	0.990	0.132	3.54	73.74	0.117	0.89	SI
18.7	1.7	1.69	0.990	0.138	3.47	65.09	0.106	0.77	SI
15.1	1.8	1.73	0.990	0.143	3.41	51.59	0.093	0.65	SI
13.4	1.9	1.77	0.991	0.147	3.36	45.07	0.088	0.59	SI
9.4	2.0	1.80	0.991	0.150	3.32	31.30	0.076	0.51	SI
8.5	2.2	1.88	0.991	0.158	3.22	27.36	0.073	0.46	SI
6.6	2.3	1.92	0.991	0.162	3.17	20.88	0.067	0.42	SI
4.1	2.4	1.97	0.991	0.166	3.12	12.83	0.061	0.36	SI
5.3	2.6	2.02	0.991	0.171	3.06	16.09	0.063	0.37	SI
3.2	2.7	2.08	0.990	0.176	3.00	9.49	0.058	0.33	SI
7.2	3.0	2.19	0.990	0.184	2.89	20.68	0.067	0.37	SI
6.6	3.3	2.33	0.988	0.193	2.77	18.25	0.065	0.34	SI
4.3	3.4	2.38	0.988	0.195	2.73	11.77	0.060	0.31	SI
3.4	3.7	2.47	0.987	0.201	2.66	8.91	0.057	0.29	SI
4.9	3.9	2.56	0.985	0.205	2.59	12.63	0.061	0.30	SI
17.4	3.9	2.57	0.985	0.206	2.59	45.05	0.088	0.43	SI
26.0	4.0	2.62	0.985	0.208	2.56	66.35	0.107	0.52	SI
26.7	4.2	2.67	0.984	0.210	2.52	67.34	0.108	0.52	SI
23.3	4.5	2.81	0.981	0.216	2.43	56.61	0.097	0.45	SI
26.0	4.6	2.86	0.980	0.217	2.40	62.37	0.103	0.47	SI
7.5	4.7	2.87	0.980	0.218	2.40	18.06	0.065	0.30	SI
5.4	4.8	2.90	0.979	0.219	2.38	12.93	0.061	0.28	SI
20.8	4.9	2.96	0.978	0.221	2.35	48.88	0.091	0.41	SI
10.2	5.0	3.01	0.977	0.223	2.32	23.62	0.070	0.31	SI
7.9	5.2	3.08	0.975	0.225	2.28	18.05	0.065	0.29	SI
8.7	5.5	3.18	0.972	0.227	2.23	19.32	0.066	0.29	SI
3.9	5.5	3.21	0.971	0.228	2.21	8.68	0.057	0.25	SI
2.8	5.8	3.32	0.968	0.231	2.16	6.02	0.055	0.24	SI

Continuación Tabla A6.3 Resultados de susceptibilidad a licuación de los materiales del sector 3 del área tratada con el método de compactación dinámica, (primera y última prueba CPT)

SCE-A3-3-3''' 16/02/2004

q_u (kg/cm ²)	prof (m)	σ'_{vo} (ton/m ²)	r_d	τ_{av}/σ'_{vo}	C_q	q_{eN}	Robertson-Whide (1997)		
							CRR	FS	Se licua ?
28.83	0.01	0.01	0.981	0.096	104.66	3017.36	2554.935	26723.21	NO
47.29	0.07	0.10	0.981	0.096	24.32	1150.08	141.552	1479.64	NO
52.34	0.21	0.29	0.982	0.096	11.98	627.03	23.008	240.21	NO
60.25	0.21	0.29	0.982	0.096	11.98	721.79	35.052	365.96	NO
57.61	0.40	0.56	0.984	0.096	7.49	431.65	7.560	78.80	NO
61.79	0.58	0.81	0.985	0.096	5.82	359.67	4.407	45.88	NO
69.70	0.64	0.90	0.986	0.096	5.40	376.29	5.035	52.39	NO
71.68	0.71	0.99	0.986	0.096	5.04	361.54	4.475	46.54	NO
77.61	0.95	1.38	0.988	0.093	4.00	310.24	2.857	30.71	NO
69.92	1.15	1.46	0.988	0.106	3.85	268.88	1.888	17.77	NO
100.24	1.24	1.49	0.989	0.112	3.78	379.16	5.149	46.10	NO
88.38	1.37	1.55	0.989	0.119	3.69	326.32	3.312	27.73	NO
91.67	1.41	1.56	0.989	0.122	3.66	335.84	3.603	29.57	NO
98.48	1.59	1.63	0.990	0.131	3.55	349.93	4.065	30.99	NO
106.17	1.65	1.66	0.990	0.134	3.51	373.08	4.909	36.52	NO
103.10	1.78	1.71	0.990	0.141	3.44	354.48	4.222	30.01	NO
100.24	1.91	1.77	0.991	0.147	3.37	337.47	3.654	24.93	NO
112.11	1.98	1.79	0.991	0.149	3.33	373.55	4.927	32.99	NO
114.30	2.13	1.85	0.991	0.156	3.25	372.03	4.869	31.29	NO
118.26	2.28	1.91	0.991	0.161	3.18	376.25	5.034	31.18	NO
114.74	2.39	1.96	0.991	0.165	3.13	359.35	4.396	26.58	NO
102.22	2.44	1.98	0.991	0.167	3.11	318.14	3.075	18.42	NO
81.56	2.55	2.02	0.991	0.171	3.07	250.00	1.533	8.99	NO
78.49	2.63	2.05	0.990	0.173	3.03	237.71	1.329	7.66	NO
84.64	2.72	2.09	0.990	0.176	2.99	253.33	1.592	9.04	NO
54.32	2.87	2.15	0.990	0.181	2.93	159.33	0.456	2.52	NO
31.25	2.90	2.16	0.990	0.181	2.92	91.40	0.151	0.83	SI
17.63	3.03	2.21	0.990	0.185	2.88	50.69	0.092	0.50	SI
9.72	3.14	2.25	0.989	0.188	2.84	27.56	0.073	0.39	SI
13.89	3.27	2.31	0.989	0.191	2.79	38.78	0.082	0.43	SI
13.23	3.42	2.37	0.988	0.195	2.74	36.27	0.080	0.41	SI
47.51	3.46	2.39	0.988	0.196	2.73	129.56	0.282	1.44	NO
20.92	3.57	2.43	0.987	0.198	2.69	56.34	0.097	0.49	SI
5.76	3.57	2.43	0.987	0.198	2.69	15.51	0.063	0.32	SI
4.88	3.79	2.52	0.986	0.203	2.63	12.82	0.061	0.30	SI
4.00	4.07	2.63	0.984	0.208	2.55	10.19	0.058	0.28	SI
40.48	4.12	2.65	0.984	0.209	2.54	102.62	0.181	0.86	SI
45.75	4.27	2.71	0.983	0.212	2.50	114.15	0.218	1.03	NO
56.74	4.29	2.72	0.983	0.212	2.49	141.25	0.342	1.61	NO
61.13	4.45	2.78	0.982	0.214	2.45	149.84	0.393	1.83	NO
48.83	4.55	2.82	0.981	0.216	2.42	118.38	0.234	1.08	NO
50.80	4.75	2.90	0.979	0.219	2.38	120.83	0.244	1.11	NO
29.71	4.84	2.94	0.978	0.220	2.36	70.07	0.112	0.51	SI
11.69	4.95	2.98	0.977	0.222	2.33	27.29	0.073	0.33	SI
5.54	5.03	3.01	0.976	0.223	2.32	12.83	0.061	0.27	SI
6.86	5.17	3.07	0.975	0.224	2.29	15.69	0.063	0.28	SI
11.47	5.28	3.11	0.974	0.225	2.26	25.99	0.072	0.32	SI
46.63	5.43	3.17	0.972	0.227	2.23	104.18	0.185	0.82	SI
49.70	5.56	3.22	0.971	0.229	2.21	109.79	0.203	0.89	SI
23.78	5.60	3.24	0.970	0.229	2.20	52.32	0.093	0.41	SI
5.54	5.69	3.28	0.969	0.230	2.18	12.10	0.060	0.26	SI

Tabla A6.4 Resultados de susceptibilidad a licuación de los materiales del sector 4 del área tratada con el método de compactación dinámica, (primera y última prueba CPT)

SCE-A3-4 24/01/2004

q_{ln} (kg/cm ²)	prof (m)	σ'_{vo} (ton/m ²)	r_d	τ_{av}/σ'_{vo}	C_q	q_{dN}	Robertson-Wride (1997)		
							CRR	FS	Se licua ?
8.21	0.1	0.08	0.981	0.096	28.85	236.81	1.315	13.75	NO
57.22	0.1	0.20	0.982	0.096	15.26	873.04	61.966	647.30	NO
61.37	0.2	0.33	0.983	0.096	11.00	674.75	28.650	299.05	NO
56.28	0.4	0.54	0.984	0.096	7.67	431.59	7.556	78.77	NO
52.69	0.5	0.67	0.985	0.096	6.66	350.93	4.099	42.70	NO
43.46	0.5	0.76	0.985	0.096	6.05	263.04	1.773	18.46	NO
36.11	0.6	0.89	0.986	0.096	5.46	197.04	0.791	8.24	NO
35.35	0.8	1.06	0.986	0.096	4.82	170.56	0.541	5.63	NO
39.50	0.8	1.13	0.987	0.096	4.60	181.87	0.639	6.65	NO
37.61	1.0	1.40	0.988	0.096	3.97	149.21	0.389	4.04	NO
35.92	1.0	1.41	0.988	0.099	3.93	141.32	0.343	3.48	NO
32.34	1.1	1.44	0.988	0.103	3.88	125.51	0.264	2.56	NO
17.82	1.2	1.50	0.989	0.112	3.78	67.36	0.108	0.97	SI
26.49	1.4	1.55	0.989	0.119	3.70	97.91	0.167	1.40	NO
22.16	1.4	1.58	0.990	0.124	3.64	80.63	0.129	1.04	NO
18.58	1.6	1.62	0.990	0.129	3.57	66.37	0.107	0.83	SI
16.69	1.7	1.66	0.990	0.135	3.51	58.58	0.099	0.73	SI
15.56	1.8	1.73	0.990	0.143	3.41	53.07	0.094	0.66	SI
15.18	2.0	1.80	0.991	0.151	3.32	50.38	0.092	0.61	SI
14.62	2.1	1.85	0.991	0.155	3.26	47.60	0.090	0.58	SI
11.04	2.2	1.88	0.991	0.158	3.22	35.57	0.080	0.50	SI
12.17	2.3	1.93	0.991	0.163	3.16	38.42	0.082	0.50	SI
12.73	2.5	2.02	0.991	0.171	3.07	39.03	0.083	0.48	SI
10.66	2.8	2.13	0.990	0.179	2.95	31.47	0.076	0.43	SI
8.02	3.1	2.25	0.989	0.187	2.84	22.80	0.069	0.37	SI
7.08	3.3	2.32	0.989	0.192	2.78	19.69	0.066	0.35	SI
8.96	3.5	2.41	0.988	0.197	2.71	24.28	0.070	0.36	SI
10.85	3.8	2.51	0.986	0.202	2.64	28.58	0.074	0.36	SI
7.64	3.9	2.55	0.986	0.204	2.61	19.91	0.067	0.33	SI
4.63	4.1	2.62	0.985	0.208	2.55	11.80	0.060	0.29	SI
26.12	4.2	2.69	0.983	0.211	2.51	65.55	0.106	0.50	SI
25.74	4.3	2.73	0.983	0.212	2.48	63.91	0.104	0.49	SI
23.85	4.5	2.78	0.982	0.215	2.45	58.39	0.099	0.46	SI
26.87	4.6	2.83	0.981	0.216	2.42	64.98	0.106	0.49	SI
21.78	4.7	2.87	0.980	0.218	2.40	52.23	0.093	0.43	SI
16.69	4.7	2.88	0.980	0.218	2.39	39.89	0.083	0.38	SI
13.67	4.8	2.92	0.979	0.220	2.37	32.35	0.077	0.35	SI
17.44	4.9	2.96	0.978	0.221	2.34	40.86	0.084	0.38	SI
5.57	5.0	3.02	0.976	0.223	2.31	12.88	0.061	0.27	SI
4.06	5.2	3.07	0.975	0.224	2.29	9.28	0.058	0.26	SI
7.27	5.3	3.12	0.974	0.226	2.26	16.43	0.064	0.28	SI
7.64	5.4	3.18	0.972	0.227	2.23	17.04	0.064	0.28	SI
7.45	5.6	3.26	0.970	0.229	2.19	16.35	0.064	0.28	SI
18.95	5.7	3.27	0.969	0.230	2.19	41.44	0.085	0.37	SI
19.71	5.8	3.32	0.968	0.231	2.16	42.65	0.086	0.37	SI
6.89	5.9	3.35	0.967	0.232	2.15	14.80	0.062	0.27	SI

Continuación Tabla A6.4 Resultados de susceptibilidad a licuación de los materiales del sector 4 del área tratada con el método de compactación dinámica, (primera y última prueba CPT)

SCE-A3-4-4''' 17/02/2004

q_u (kg/cm ²)	prof (m)	σ'_{vo} (ton/m ²)	r_d	τ_{av}/σ'_{vo}	C_q	q_{c1N}	Robertson-Write (1997)		
							CRR	FS	Se licua ?
3.82	0.11	0.15	0.981	0.096	18.81	71.78	0.114	1.20	NO
13.44	0.14	0.19	0.982	0.096	15.95	214.45	0.997	10.42	NO
22.13	0.28	0.39	0.983	0.096	9.66	213.78	0.989	10.31	NO
26.48	0.37	0.51	0.984	0.096	8.01	212.05	0.967	10.08	NO
28.65	0.45	0.63	0.984	0.096	6.91	197.95	0.801	8.35	NO
24.62	0.68	0.95	0.986	0.096	5.18	127.60	0.273	2.84	NO
43.87	0.77	1.07	0.986	0.096	4.77	209.22	0.932	9.69	NO
50.69	0.77	1.07	0.986	0.096	4.77	241.79	1.395	14.50	NO
43.55	0.97	1.39	0.988	0.094	3.99	173.63	0.567	6.03	NO
52.56	1.00	1.40	0.988	0.096	3.96	208.31	0.921	9.59	NO
63.11	1.08	1.43	0.988	0.102	3.90	245.93	1.463	14.37	NO
66.84	1.20	1.48	0.989	0.109	3.81	254.77	1.618	14.82	NO
72.12	1.31	1.52	0.989	0.116	3.73	269.08	1.892	16.29	NO
76.15	1.54	1.62	0.990	0.129	3.58	272.76	1.967	15.28	NO
78.95	1.63	1.65	0.990	0.133	3.53	278.63	2.092	15.71	NO
76.77	1.85	1.74	0.991	0.144	3.40	260.90	1.732	12.03	NO
74.91	2.06	1.82	0.991	0.153	3.29	246.68	1.476	9.68	NO
74.91	2.28	1.91	0.991	0.161	3.18	238.35	1.339	8.30	NO
72.74	2.40	1.96	0.991	0.166	3.13	227.63	1.177	7.11	NO
41.07	2.60	2.04	0.991	0.172	3.04	124.97	0.262	1.52	NO
26.79	2.57	2.03	0.991	0.171	3.05	81.84	0.131	0.76	SI
51.63	2.80	2.12	0.990	0.179	2.96	152.91	0.413	2.31	NO
59.70	2.91	2.17	0.990	0.182	2.92	174.19	0.572	3.14	NO
48.52	3.14	2.26	0.989	0.188	2.83	137.53	0.322	1.71	NO
64.35	3.26	2.30	0.989	0.191	2.79	179.86	0.621	3.25	NO
68.39	3.34	2.34	0.988	0.193	2.77	189.17	0.710	3.68	NO
25.55	3.52	2.41	0.988	0.197	2.71	69.25	0.111	0.56	SI
58.46	3.57	2.43	0.987	0.198	2.69	157.39	0.443	2.23	NO
66.53	3.77	2.51	0.986	0.202	2.63	175.10	0.579	2.86	NO
30.83	3.86	2.54	0.986	0.204	2.61	80.37	0.128	0.63	SI
10.03	3.89	2.56	0.986	0.205	2.60	26.06	0.072	0.35	SI
33.93	4.03	2.61	0.985	0.207	2.56	86.82	0.141	0.68	SI
12.20	4.17	2.67	0.984	0.210	2.52	30.75	0.076	0.36	SI
8.16	4.26	2.70	0.983	0.211	2.50	20.39	0.067	0.32	SI
52.25	4.35	2.74	0.982	0.213	2.48	129.36	0.281	1.32	NO
55.35	4.49	2.80	0.981	0.215	2.44	135.07	0.309	1.44	NO
68.39	4.55	2.82	0.981	0.216	2.43	165.94	0.505	2.34	NO
72.43	4.60	2.84	0.980	0.217	2.41	174.74	0.576	2.66	NO
69.01	4.89	2.96	0.978	0.221	2.35	161.96	0.475	2.15	NO
54.11	4.98	2.99	0.977	0.222	2.33	125.96	0.266	1.20	NO
12.82	5.06	3.03	0.976	0.223	2.31	29.61	0.075	0.33	SI
6.30	5.23	3.09	0.974	0.225	2.27	14.32	0.062	0.28	SI
5.37	5.41	3.16	0.973	0.227	2.24	12.02	0.060	0.26	SI
18.41	5.52	3.21	0.971	0.228	2.22	40.80	0.084	0.37	SI
9.09	5.69	3.28	0.969	0.230	2.18	19.86	0.067	0.29	SI
25.86	5.84	3.33	0.968	0.231	2.16	55.78	0.096	0.42	SI

A6.2 VIBROFLOTACIÓN

Tabla A6.5 Resultados de susceptibilidad a licuación de los materiales del sector 1 del área tratada con el método de vibroflotación, (primera y última prueba CPT)

SCE-A2-1 26/01/2004

q_u (kg/cm ²)	prof (m)	σ'_{v0} (ton/m ²)	r_d	τ_{av}/σ'_{vo}	C_q	q_{cIN}	Robertson-Write (1997)		
							CRR	FS	Se licua ?
84.8	0.1	0.17	0.982	0.096	17.03	1444.23	280.231	2927.89	NO
109.1	0.2	0.29	0.982	0.096	11.84	1291.36	200.353	2091.74	NO
103.0	0.3	0.38	0.983	0.096	9.84	1013.82	96.990	1012.06	NO
101.5	0.4	0.54	0.984	0.096	7.75	787.07	45.424	473.56	NO
112.5	0.5	0.69	0.985	0.096	6.49	730.66	36.356	378.70	NO
157.1	0.6	0.82	0.985	0.096	5.74	902.12	68.357	711.56	NO
165.4	0.7	0.96	0.986	0.096	5.17	855.17	58.242	605.88	NO
173.8	0.8	1.11	0.987	0.096	4.66	809.19	49.355	513.08	NO
182.0	0.9	1.24	0.987	0.096	4.30	783.18	44.756	465.01	NO
182.2	1.0	1.38	0.988	0.096	4.01	730.39	36.316	377.12	NO
171.6	1.1	1.44	0.988	0.104	3.88	665.22	27.456	264.86	NO
154.8	1.2	1.48	0.989	0.110	3.81	589.00	19.083	173.98	NO
138.1	1.3	1.51	0.989	0.114	3.75	517.85	12.995	113.52	NO
124.7	1.4	1.55	0.989	0.120	3.69	459.48	9.102	75.87	NO
97.8	1.4	1.55	0.989	0.120	3.69	360.54	4.438	37.00	NO
53.0	1.5	1.60	0.990	0.127	3.60	191.04	0.728	5.74	NO
42.4	1.6	1.63	0.990	0.131	3.56	150.73	0.398	3.04	NO
32.0	1.7	1.68	0.990	0.136	3.49	111.68	0.210	1.54	NO
27.9	1.8	1.71	0.990	0.140	3.44	96.07	0.162	1.16	NO
24.2	1.9	1.76	0.991	0.146	3.37	81.71	0.131	0.90	SI
21.8	2.0	1.80	0.991	0.150	3.32	72.58	0.116	0.77	SI
14.3	2.1	1.84	0.991	0.155	3.27	46.59	0.089	0.57	SI
9.5	2.2	1.88	0.991	0.158	3.22	30.59	0.075	0.48	SI
6.0	2.3	1.92	0.991	0.162	3.18	19.16	0.066	0.41	SI
7.1	2.4	1.97	0.991	0.166	3.12	22.19	0.068	0.41	SI
6.5	2.6	2.04	0.991	0.173	3.04	19.63	0.066	0.38	SI
2.3	2.8	2.12	0.990	0.178	2.96	6.96	0.056	0.31	SI
1.9	2.9	2.16	0.990	0.181	2.93	5.61	0.055	0.30	SI
3.6	3.0	2.21	0.990	0.185	2.88	10.50	0.059	0.32	SI
4.9	3.3	2.33	0.989	0.192	2.77	13.72	0.061	0.32	SI
61.2	3.5	2.41	0.988	0.197	2.71	165.78	0.504	2.55	NO
38.9	3.5	2.40	0.988	0.196	2.72	105.80	0.190	0.97	SI
73.6	3.6	2.45	0.987	0.199	2.68	197.02	0.791	3.97	NO
83.3	3.7	2.47	0.987	0.200	2.66	221.90	1.096	5.47	NO
81.8	3.8	2.51	0.986	0.202	2.64	215.56	1.011	5.00	NO
74.4	3.9	2.55	0.986	0.204	2.60	193.77	0.757	3.70	NO
45.2	4.0	2.60	0.985	0.207	2.57	116.09	0.225	1.09	NO
10.4	4.1	2.64	0.984	0.209	2.54	26.33	0.072	0.34	SI
22.3	4.2	2.67	0.984	0.210	2.52	56.12	0.096	0.46	SI
16.2	4.3	2.71	0.983	0.212	2.50	40.44	0.084	0.40	SI
38.3	4.4	2.75	0.982	0.213	2.47	94.48	0.158	0.74	SI
34.6	4.5	2.79	0.981	0.215	2.44	84.58	0.136	0.63	SI
60.8	4.6	2.83	0.981	0.217	2.42	146.98	0.375	1.73	NO
41.3	4.7	2.87	0.980	0.218	2.40	98.95	0.170	0.78	SI
26.8	4.8	2.92	0.979	0.219	2.37	63.53	0.104	0.47	SI
48.2	4.9	2.95	0.978	0.221	2.35	113.29	0.215	0.98	SI
54.3	5.0	2.99	0.977	0.222	2.33	126.57	0.269	1.21	NO
51.7	5.1	3.03	0.976	0.223	2.31	119.28	0.238	1.07	NO
46.1	5.2	3.08	0.975	0.225	2.28	105.08	0.188	0.84	SI
17.3	5.3	3.11	0.974	0.225	2.27	39.19	0.083	0.37	SI
9.1	5.4	3.16	0.973	0.227	2.24	20.31	0.067	0.30	SI
7.8	5.5	3.19	0.972	0.228	2.22	17.25	0.064	0.28	SI
5.8	5.6	3.24	0.970	0.229	2.20	12.80	0.061	0.27	SI
13.4	5.7	3.28	0.969	0.230	2.18	29.24	0.074	0.32	SI
14.3	5.8	3.34	0.967	0.231	2.16	30.72	0.076	0.33	SI
6.7	6.0	3.41	0.965	0.233	2.12	14.19	0.062	0.27	SI

Continuación Tabla A6.5 Resultados de susceptibilidad a licuación de los materiales del sector 1 del área tratada con el método de vibroflotación, (primera y última prueba CPT)

SCE-A2-1^{""} 15/03/2004

q _u (kg/cm ²)	prof (m)	σ' _{v,o} (ton/m ²)	r _d	τ _{av} /σ' _{vo}	C _q	q _{en}	Robertson-Write (1997)		
							CRR	FS	Se licua ?
87.46	0.13	0.19	0.982	0.096	16.18	1415.06	263.594	2753.84	NO
106.94	0.17	0.23	0.982	0.096	13.96	1492.41	309.214	3229.53	NO
77.93	0.31	0.43	0.983	0.096	9.04	704.44	32.591	339.97	NO
58.67	0.42	0.59	0.984	0.096	7.29	427.70	7.356	76.67	NO
28.79	0.56	0.78	0.985	0.096	5.94	171.04	0.545	5.68	NO
43.51	0.66	0.92	0.986	0.096	5.32	231.69	1.237	12.87	NO
86.59	0.78	1.09	0.987	0.096	4.71	407.56	6.376	66.28	NO
118.20	0.91	1.27	0.987	0.096	4.24	500.88	11.767	122.24	NO
129.89	0.99	1.39	0.988	0.095	3.97	515.75	12.838	134.59	NO
139.42	1.11	1.45	0.988	0.104	3.87	539.95	14.720	141.68	NO
143.31	1.18	1.47	0.989	0.108	3.83	548.35	15.414	142.80	NO
169.07	1.38	1.55	0.989	0.120	3.68	622.77	22.543	187.59	NO
137.04	1.48	1.59	0.990	0.125	3.62	496.30	11.449	91.30	NO
110.84	1.57	1.63	0.990	0.130	3.56	394.87	5.806	44.53	NO
95.25	1.67	1.67	0.990	0.135	3.51	333.92	3.543	26.22	NO
79.23	1.78	1.71	0.990	0.140	3.44	272.71	1.966	14.00	NO
61.92	1.84	1.74	0.991	0.143	3.41	210.93	0.953	6.65	NO
59.53	2.01	1.81	0.991	0.151	3.31	197.32	0.794	5.27	NO
43.95	2.06	1.82	0.991	0.153	3.29	144.59	0.361	2.36	NO
29.01	2.17	1.87	0.991	0.157	3.24	93.86	0.157	1.00	SI
17.75	2.23	1.89	0.991	0.160	3.21	56.90	0.097	0.61	SI
7.79	2.39	1.96	0.991	0.165	3.13	24.41	0.070	0.43	SI
16.67	2.47	1.99	0.991	0.168	3.10	51.63	0.093	0.55	SI
22.95	2.57	2.03	0.991	0.171	3.06	70.15	0.112	0.65	SI
23.81	2.66	2.06	0.990	0.174	3.02	71.86	0.115	0.66	SI
21.22	2.77	2.11	0.990	0.178	2.97	63.07	0.103	0.58	SI
20.57	2.83	2.13	0.990	0.180	2.95	60.64	0.101	0.56	SI
20.57	3.01	2.20	0.990	0.184	2.88	59.29	0.099	0.54	SI
9.53	3.07	2.23	0.989	0.186	2.86	27.24	0.073	0.39	SI
8.44	3.20	2.28	0.989	0.189	2.82	23.77	0.070	0.37	SI
7.58	3.26	2.30	0.989	0.191	2.79	21.17	0.068	0.35	SI
4.76	3.37	2.35	0.988	0.194	2.76	13.13	0.061	0.31	SI
4.76	3.47	2.39	0.988	0.196	2.73	12.98	0.061	0.31	SI
6.50	3.62	2.45	0.987	0.199	2.68	17.39	0.064	0.32	SI
92.22	3.67	2.47	0.987	0.200	2.66	245.53	1.457	7.27	NO
106.29	3.78	2.51	0.986	0.203	2.63	279.50	2.111	10.42	NO
96.34	3.89	2.56	0.986	0.205	2.60	250.24	1.537	7.51	NO
88.76	3.99	2.60	0.985	0.207	2.57	228.20	1.185	5.74	NO
129.24	4.07	2.63	0.984	0.208	2.55	329.47	3.406	16.37	NO
137.04	4.19	2.68	0.984	0.210	2.52	344.71	3.889	18.50	NO
138.33	4.29	2.72	0.983	0.212	2.49	344.57	3.885	18.33	NO
132.71	4.40	2.76	0.982	0.214	2.46	326.83	3.327	15.57	NO
131.41	4.49	2.80	0.981	0.215	2.44	320.55	3.143	14.61	NO
119.50	4.62	2.85	0.980	0.217	2.41	287.88	2.299	10.59	NO
107.59	4.70	2.88	0.980	0.218	2.39	257.20	1.662	7.62	NO
59.97	4.81	2.92	0.979	0.220	2.37	141.83	0.345	1.57	NO
46.76	4.86	2.94	0.978	0.220	2.35	110.10	0.204	0.93	SI
93.74	4.98	2.99	0.977	0.222	2.33	218.09	1.045	4.71	NO
83.56	5.08	3.03	0.976	0.223	2.31	192.71	0.746	3.34	NO
56.72	5.25	3.10	0.974	0.225	2.27	128.74	0.278	1.24	NO
46.54	5.39	3.16	0.973	0.227	2.24	104.31	0.186	0.82	SI
28.79	5.44	3.18	0.972	0.227	2.23	64.26	0.105	0.46	SI
15.80	5.50	3.20	0.971	0.228	2.22	35.07	0.079	0.35	SI
15.59	5.69	3.28	0.969	0.230	2.18	34.03	0.078	0.34	SI
4.55	5.76	3.30	0.969	0.230	2.17	9.87	0.058	0.25	SI

Tabla A6.6 Resultados de susceptibilidad a licuación de los materiales del sector 2 del área tratada con el método de vibroflotación, (primera y última prueba CPT)

SCE-A2-2 27/01/2004

q_u (kg/cm ²)	prof (m)	σ'_{v0} (ton/m ²)	r_d	τ_{av}/σ'_{vo}	C_q	q_{en}	Robertson-Wride (1997)		
							CRR	FS	Se licua ?
1.0	0.5	0.64	0.984	0.096	6.82	7.13	0.056	0.58	SI
2.1	0.8	1.13	0.987	0.096	4.60	9.62	0.058	0.60	SI
6.1	0.9	1.24	0.987	0.096	4.32	26.22	0.072	0.75	SI
58.4	1.0	1.45	0.988	0.096	3.87	225.91	1.152	11.96	NO
84.6	1.2	1.68	0.989	0.096	3.49	294.74	2.461	25.53	NO
118.7	1.3	1.81	0.989	0.096	3.31	393.11	5.730	59.42	NO
136.3	1.3	1.85	0.989	0.096	3.26	444.10	8.226	85.29	NO
144.4	1.4	1.98	0.989	0.096	3.11	449.37	8.519	88.31	NO
141.3	1.5	2.14	0.990	0.097	2.94	415.04	6.729	69.72	NO
132.3	1.7	2.34	0.990	0.097	2.77	366.17	4.646	48.12	NO
102.3	1.7	1.69	0.990	0.137	3.48	355.97	4.275	31.11	NO
101.3	1.8	1.72	0.990	0.142	3.43	347.12	3.970	28.02	NO
72.8	2.0	1.78	0.991	0.148	3.34	243.63	1.425	9.61	NO
57.3	2.0	1.79	0.991	0.149	3.34	191.38	0.732	4.91	NO
45.4	2.1	1.84	0.991	0.154	3.28	148.76	0.386	2.51	NO
44.2	2.2	1.90	0.991	0.160	3.20	141.41	0.343	2.15	NO
54.4	2.3	1.91	0.991	0.161	3.19	173.47	0.565	3.51	NO
42.1	2.5	2.02	0.991	0.170	3.07	129.01	0.280	1.64	NO
25.1	2.6	2.04	0.991	0.172	3.04	76.38	0.121	0.70	SI
16.3	2.7	2.08	0.990	0.175	3.00	49.04	0.091	0.52	SI
7.7	2.8	2.13	0.990	0.179	2.96	22.89	0.069	0.39	SI
7.5	3.0	2.22	0.990	0.185	2.87	21.63	0.068	0.37	SI
6.3	3.3	2.33	0.988	0.193	2.77	17.40	0.064	0.33	SI
3.6	3.6	2.44	0.987	0.199	2.68	9.55	0.058	0.29	SI
42.9	3.7	2.49	0.987	0.201	2.65	113.60	0.216	1.07	NO
67.4	3.8	2.52	0.986	0.203	2.62	176.64	0.593	2.92	NO
70.3	4.1	2.63	0.984	0.208	2.55	179.25	0.616	2.96	NO
72.4	4.3	2.71	0.983	0.212	2.49	180.54	0.627	2.96	NO
70.3	4.5	2.80	0.981	0.215	2.44	171.60	0.550	2.56	NO
65.3	4.7	2.87	0.980	0.218	2.39	156.28	0.435	2.00	NO
61.1	4.8	2.90	0.979	0.219	2.38	145.20	0.365	1.66	NO
62.6	4.9	2.95	0.978	0.221	2.35	147.19	0.377	1.71	NO
57.3	5.0	3.00	0.977	0.222	2.33	133.35	0.301	1.35	NO
41.2	5.2	3.07	0.975	0.224	2.28	94.16	0.158	0.70	SI
11.1	5.3	3.10	0.974	0.225	2.27	25.16	0.071	0.31	SI
25.3	5.4	3.15	0.973	0.227	2.25	56.90	0.097	0.43	SI
40.2	5.5	3.19	0.972	0.228	2.23	89.44	0.147	0.64	SI
33.7	5.6	3.23	0.971	0.229	2.21	74.31	0.118	0.52	SI
18.6	5.6	3.26	0.970	0.229	2.19	40.87	0.084	0.37	SI
12.8	5.8	3.32	0.968	0.231	2.17	27.65	0.073	0.32	SI
4.2	5.8	3.34	0.967	0.231	2.15	9.02	0.058	0.25	SI
2.1	5.9	3.38	0.966	0.232	2.14	4.48	0.054	0.23	SI

Continuación Tabla A6.6 Resultados de susceptibilidad a licuación de los materiales del sector 2 del área tratada con el método de vibroflotación, (primera y última prueba CPT)

SCE-A2-2''' 03/03/2004

q_n (kg/cm ²)	prof (m)	σ'_{v0} (ton/m ²)	r_d	τ_{av}/σ'_{v0}	C_q	q_{cIN}	Robertson-Wride (1997)		
							CRR	FS	Se licua ?
8.71	0.62	0.86	0.986	0.096	5.55	48.31	0.090	0.94	SI
14.57	0.68	0.95	0.986	0.096	5.20	75.72	0.120	1.25	NO
23.99	0.57	0.80	0.985	0.096	5.85	140.38	0.337	3.51	NO
88.24	0.65	0.91	0.986	0.096	5.37	473.56	9.957	103.60	NO
83.85	0.74	1.03	0.986	0.096	4.90	410.57	6.516	67.77	NO
47.43	0.89	1.25	0.987	0.096	4.30	203.89	0.868	9.02	NO
75.27	0.96	1.35	0.988	0.096	4.06	305.63	2.735	28.41	NO
121.10	1.04	1.46	0.988	0.096	3.85	466.53	9.523	98.87	NO
166.31	1.22	1.49	0.989	0.111	3.79	630.94	23.438	211.65	NO
179.71	1.25	1.50	0.989	0.113	3.77	677.91	29.054	258.07	NO
174.48	1.36	1.54	0.989	0.119	3.70	645.51	25.094	211.26	NO
155.64	1.46	1.59	0.990	0.125	3.63	565.02	16.855	135.20	NO
131.57	1.52	1.61	0.990	0.128	3.59	472.60	9.897	77.39	NO
122.15	1.66	1.66	0.990	0.135	3.51	428.70	7.407	54.95	NO
99.33	1.75	1.70	0.990	0.139	3.46	343.41	3.846	27.64	NO
98.50	1.81	1.72	0.990	0.142	3.42	337.17	3.645	25.68	NO
88.24	1.90	1.76	0.991	0.146	3.37	297.70	2.534	17.35	NO
79.45	2.07	1.83	0.991	0.153	3.29	261.17	1.737	11.35	NO
57.05	2.13	1.85	0.991	0.155	3.26	185.84	0.677	4.35	NO
67.52	2.20	1.88	0.991	0.158	3.22	217.45	1.036	6.54	NO
69.61	2.32	1.93	0.991	0.163	3.16	220.25	1.074	6.59	NO
61.24	2.44	1.98	0.991	0.167	3.11	190.43	0.722	4.32	NO
39.26	2.56	2.03	0.991	0.171	3.06	120.05	0.241	1.41	NO
37.80	2.64	2.06	0.990	0.174	3.03	114.38	0.219	1.26	NO
26.91	2.70	2.08	0.990	0.175	3.00	80.78	0.129	0.74	SI
23.36	2.87	2.15	0.990	0.180	2.94	68.58	0.110	0.61	SI
31.31	2.93	2.17	0.990	0.182	2.91	91.21	0.151	0.83	SI
41.57	3.02	2.21	0.990	0.185	2.88	119.70	0.239	1.30	NO
29.22	3.05	2.22	0.990	0.186	2.87	83.82	0.135	0.73	SI
9.54	3.21	2.29	0.989	0.190	2.81	26.81	0.072	0.38	SI
4.94	3.30	2.32	0.989	0.192	2.78	13.72	0.061	0.32	SI
10.59	3.43	2.37	0.988	0.195	2.74	29.01	0.074	0.38	SI
4.73	3.53	2.41	0.988	0.197	2.71	12.79	0.061	0.31	SI
3.68	3.61	2.44	0.987	0.199	2.68	9.88	0.058	0.29	SI
73.17	3.70	2.48	0.987	0.201	2.65	194.26	0.762	3.79	NO
114.40	3.80	2.52	0.986	0.203	2.62	300.15	2.595	12.78	NO
122.99	3.89	2.56	0.986	0.205	2.60	319.46	3.112	15.19	NO
138.06	4.00	2.60	0.985	0.207	2.57	354.51	4.223	20.42	NO
138.26	4.16	2.67	0.984	0.210	2.52	348.83	4.028	19.20	NO
89.50	4.30	2.72	0.983	0.212	2.49	222.63	1.106	5.22	NO
126.75	4.39	2.76	0.982	0.214	2.46	312.40	2.915	13.65	NO
119.85	4.53	2.81	0.981	0.216	2.43	291.37	2.380	11.04	NO
98.92	4.60	2.84	0.980	0.217	2.41	238.69	1.345	6.20	NO
35.50	4.69	2.88	0.980	0.218	2.39	84.90	0.137	0.63	SI
98.50	4.80	2.92	0.979	0.220	2.37	233.19	1.259	5.74	NO
102.06	4.93	2.97	0.977	0.221	2.34	238.51	1.342	6.06	NO
93.06	5.12	3.05	0.976	0.224	2.30	213.85	0.989	4.42	NO
79.66	5.15	3.06	0.975	0.224	2.29	182.56	0.646	2.88	NO
78.19	5.31	3.12	0.974	0.226	2.26	176.52	0.592	2.62	NO
66.68	5.39	3.16	0.973	0.227	2.24	149.53	0.391	1.72	NO
57.05	5.49	3.20	0.972	0.228	2.22	126.75	0.269	1.18	NO
34.66	5.58	3.23	0.971	0.229	2.20	76.39	0.121	0.53	SI
24.40	5.70	3.28	0.969	0.230	2.18	53.23	0.094	0.41	SI
17.08	5.75	3.30	0.969	0.230	2.17	37.11	0.081	0.35	SI
28.59	5.89	3.35	0.967	0.232	2.15	61.42	0.102	0.44	SI
11.64	5.95	3.38	0.966	0.232	2.14	24.87	0.071	0.30	SI

Tabla A6.7 Resultados de susceptibilidad a licuación de los materiales del sector 3 del área tratada con el método de vibroflotación, (primera y última prueba CPT)

SCE-A2-3 27/01/2004

q_u (kg/cm ²)	prof (m)	σ'_{v0} (ton/m ²)	r_d	τ_{av}/σ'_{v0}	C_q	q_{eN}	Robertson-Write (1997)		
							CRR	FS	Se licua ?
12.6	0.3	0.44	0.983	0.096	8.93	112.28	0.212	2.21	NO
17.3	0.4	0.60	0.984	0.096	7.15	123.51	0.255	2.66	NO
31.3	0.5	0.64	0.984	0.096	6.82	213.74	0.988	10.30	NO
53.0	0.5	0.69	0.985	0.096	6.53	346.28	3.941	41.06	NO
94.3	0.5	0.76	0.985	0.096	6.05	571.00	17.393	181.11	NO
112.2	0.6	0.80	0.985	0.096	5.87	659.17	26.716	278.14	NO
116.9	0.6	0.81	0.985	0.096	5.83	681.06	29.459	306.68	NO
130.6	1.0	1.38	0.988	0.096	3.99	521.16	13.245	137.53	NO
138.5	1.1	1.51	0.988	0.096	3.76	520.73	13.212	137.13	NO
123.9	1.2	1.63	0.989	0.096	3.56	440.88	8.050	83.52	NO
116.0	1.3	1.52	0.989	0.116	3.73	432.63	7.611	65.51	NO
110.6	1.5	1.60	0.990	0.126	3.61	399.57	6.013	47.71	NO
93.0	1.5	1.62	0.990	0.129	3.58	332.85	3.510	27.18	NO
78.5	1.6	1.63	0.990	0.131	3.56	279.23	2.105	16.11	NO
52.6	1.8	1.72	0.990	0.142	3.42	180.01	0.622	4.38	NO
20.1	1.9	1.76	0.991	0.146	3.37	67.75	0.109	0.75	SI
10.9	2.0	1.78	0.991	0.148	3.34	36.46	0.080	0.54	SI
5.5	2.0	1.82	0.991	0.152	3.30	18.09	0.065	0.43	SI
3.8	2.3	1.92	0.991	0.162	3.17	12.10	0.060	0.37	SI
4.7	2.6	2.03	0.991	0.172	3.05	14.20	0.062	0.36	SI
2.2	2.8	2.11	0.990	0.178	2.97	6.39	0.055	0.31	SI
2.2	3.2	2.27	0.989	0.189	2.83	6.08	0.055	0.29	SI
32.6	3.3	2.31	0.989	0.191	2.79	90.83	0.150	0.78	SI
62.6	3.3	2.34	0.988	0.193	2.77	173.27	0.564	2.92	NO
72.2	3.5	2.39	0.988	0.196	2.72	196.37	0.784	3.99	NO
73.4	3.5	2.41	0.988	0.197	2.71	199.09	0.814	4.13	NO
67.6	3.7	2.46	0.987	0.200	2.67	180.20	0.624	3.12	NO
62.6	3.8	2.51	0.986	0.203	2.63	164.67	0.495	2.44	NO
58.0	3.8	2.54	0.986	0.204	2.61	151.61	0.404	1.98	NO
35.1	4.0	2.58	0.985	0.206	2.58	90.52	0.149	0.72	SI
31.8	4.1	2.63	0.984	0.208	2.55	80.89	0.129	0.62	SI
57.6	4.2	2.66	0.984	0.210	2.52	145.38	0.366	1.74	NO
41.8	4.2	2.69	0.983	0.211	2.51	104.74	0.187	0.89	SI
63.4	4.4	2.77	0.982	0.214	2.46	155.80	0.432	2.02	NO
58.4	4.6	2.83	0.981	0.216	2.42	141.42	0.343	1.59	NO
62.2	4.8	2.92	0.979	0.220	2.37	147.10	0.376	1.71	NO
53.9	4.9	2.97	0.977	0.221	2.34	125.96	0.266	1.20	NO
46.8	5.0	3.02	0.976	0.223	2.31	108.19	0.198	0.89	SI
29.3	5.2	3.10	0.974	0.225	2.27	66.41	0.107	0.48	SI
20.1	5.4	3.15	0.973	0.227	2.25	45.11	0.088	0.39	SI
24.7	5.5	3.22	0.971	0.228	2.21	54.56	0.095	0.42	SI
14.2	5.7	3.28	0.969	0.230	2.18	31.11	0.076	0.33	SI
3.8	5.9	3.35	0.967	0.231	2.15	8.21	0.057	0.25	SI
9.7	6.0	3.38	0.966	0.232	2.14	20.62	0.067	0.29	SI

Continuación Tabla A6.7 Resultados de susceptibilidad a licuación de los materiales del sector 3 del área tratada con el método de vibroflotación, (primera y última prueba CPT)

SCE-A2-3" 16/03/2004

q_u (kg/cm ²)	prof (m)	σ'_{v0} (ton/m ²)	r_d	τ_{av}/σ'_{v0}	C_q	q_{c1N}	Robertson-Write (1997)		
							CRR	FS	Se licua ?
50.52	0.14	0.19	0.982	0.096	15.94	805.15	48.622	507.96	NO
62.19	0.25	0.36	0.983	0.096	10.33	642.23	24.716	257.94	NO
88.46	0.31	0.44	0.983	0.096	8.93	789.89	45.913	478.93	NO
114.31	0.43	0.60	0.984	0.096	7.14	816.46	50.696	528.33	NO
107.64	0.61	0.85	0.985	0.096	5.62	604.63	20.637	214.79	NO
122.65	0.75	1.06	0.986	0.096	4.83	591.96	19.371	201.42	NO
119.73	0.90	1.26	0.987	0.096	4.26	510.15	12.428	129.11	NO
107.64	0.93	1.30	0.987	0.096	4.17	448.47	8.468	87.97	NO
106.80	1.05	1.42	0.988	0.100	3.92	418.98	6.920	69.51	NO
100.55	1.17	1.47	0.989	0.107	3.83	385.55	5.410	50.45	NO
89.71	1.28	1.51	0.989	0.114	3.75	336.47	3.622	31.65	NO
78.45	1.40	1.56	0.989	0.121	3.67	288.01	2.302	18.99	NO
45.93	1.46	1.58	0.990	0.124	3.63	166.86	0.512	4.11	NO
27.17	1.64	1.65	0.990	0.134	3.52	95.73	0.162	1.21	NO
23.00	1.69	1.68	0.990	0.136	3.49	80.24	0.128	0.94	SI
15.91	1.87	1.75	0.991	0.145	3.39	53.93	0.095	0.65	SI
13.83	1.99	1.80	0.991	0.150	3.33	46.01	0.088	0.59	SI
27.17	2.08	1.83	0.991	0.153	3.28	89.18	0.146	0.95	SI
22.16	2.16	1.87	0.991	0.157	3.24	71.79	0.114	0.73	SI
10.91	2.34	1.94	0.991	0.163	3.16	34.42	0.079	0.48	SI
7.99	2.63	2.05	0.990	0.173	3.03	24.19	0.070	0.40	SI
3.40	2.84	2.14	0.990	0.180	2.95	10.02	0.058	0.32	SI
4.65	2.99	2.19	0.990	0.184	2.89	13.45	0.061	0.33	SI
6.32	3.37	2.35	0.988	0.194	2.76	17.43	0.065	0.33	SI
3.82	3.37	2.35	0.988	0.194	2.76	10.53	0.059	0.30	SI
33.84	3.52	2.41	0.988	0.197	2.71	91.72	0.152	0.77	SI
58.85	3.63	2.45	0.987	0.200	2.67	157.38	0.443	2.22	NO
83.87	3.78	2.51	0.986	0.203	2.63	220.60	1.078	5.32	NO
87.62	3.96	2.58	0.985	0.206	2.58	226.04	1.154	5.60	NO
32.59	4.07	2.63	0.984	0.208	2.55	83.01	0.133	0.64	SI
77.20	4.25	2.70	0.983	0.211	2.50	193.05	0.749	3.55	NO
74.70	4.40	2.76	0.982	0.214	2.46	183.99	0.659	3.09	NO
66.78	4.54	2.82	0.981	0.216	2.43	162.07	0.476	2.20	NO
49.68	4.78	2.91	0.979	0.219	2.37	117.84	0.232	1.06	NO
39.26	4.98	2.99	0.977	0.222	2.33	91.32	0.151	0.68	SI
30.09	5.13	3.05	0.975	0.224	2.29	69.04	0.111	0.49	SI
23.41	5.31	3.12	0.974	0.226	2.26	52.88	0.094	0.42	SI
15.49	5.51	3.21	0.971	0.228	2.22	34.36	0.079	0.34	SI
11.32	5.60	3.24	0.970	0.229	2.20	24.92	0.071	0.31	SI
7.15	5.69	3.28	0.969	0.230	2.18	15.62	0.063	0.27	SI
5.49	5.84	3.33	0.968	0.231	2.16	11.83	0.060	0.26	SI

Tabla A6.8 Resultados de susceptibilidad a licuación de los materiales del sector 4 del área tratada con el método de vibroflotación, (primera y última prueba CPT)

SCE-A2-4 26/01/2004

q_u (kg/cm ²)	prof (m)	σ'_{v0} (ton/m ²)	r_d	τ_{av}/σ'_{v0}	C_q	q_{dn}	Robertson-Wride (1997)		
							CRR	FS	Se licua ?
0.4	0.3	0.41	0.983	0.096	9.31	3.68	0.053	0.55	SI
12.4	0.4	0.55	0.984	0.096	7.66	95.37	0.161	1.67	NO
29.4	0.5	0.68	0.985	0.096	6.58	193.30	0.752	7.83	NO
39.8	0.6	0.78	0.985	0.096	5.94	236.53	1.311	13.65	NO
44.0	0.7	0.94	0.986	0.096	5.22	229.95	1.211	12.60	NO
80.5	0.7	1.02	0.986	0.096	4.93	397.25	5.910	61.46	NO
125.5	0.8	1.18	0.987	0.096	4.46	559.43	16.362	170.05	NO
127.4	1.0	1.34	0.988	0.096	4.08	520.08	13.163	136.71	NO
150.2	1.0	1.45	0.988	0.096	3.87	581.30	18.348	190.48	NO
155.4	1.2	1.69	0.989	0.096	3.48	540.52	14.766	153.18	NO
154.1	1.3	1.50	0.989	0.113	3.77	580.38	18.261	161.42	NO
146.3	1.4	1.54	0.989	0.119	3.70	541.43	14.841	125.05	NO
150.2	1.5	1.62	0.990	0.129	3.58	537.55	14.525	112.60	NO
144.7	1.7	1.67	0.990	0.136	3.50	506.18	12.141	89.49	NO
127.7	1.8	1.73	0.990	0.143	3.41	435.92	7.784	54.51	NO
104.3	1.9	1.75	0.991	0.145	3.38	352.66	4.159	28.62	NO
86.4	2.0	1.81	0.991	0.151	3.31	286.06	2.257	14.95	NO
61.0	2.1	1.85	0.991	0.155	3.26	199.02	0.813	5.25	NO
24.5	2.3	1.92	0.991	0.162	3.17	77.74	0.124	0.76	SI
21.2	2.4	1.96	0.991	0.165	3.13	66.49	0.107	0.65	SI
24.2	2.5	1.98	0.991	0.167	3.11	75.05	0.119	0.71	SI
45.7	2.6	2.03	0.991	0.172	3.05	139.20	0.331	1.92	NO
40.8	2.7	2.06	0.990	0.174	3.02	123.03	0.253	1.45	NO
23.8	2.8	2.11	0.990	0.178	2.97	70.85	0.113	0.64	SI
18.3	2.8	2.12	0.990	0.178	2.96	54.27	0.095	0.53	SI
5.9	2.9	2.18	0.990	0.183	2.91	17.24	0.064	0.35	SI
4.0	3.1	2.25	0.989	0.188	2.84	11.29	0.059	0.32	SI
5.0	3.4	2.38	0.988	0.195	2.74	13.55	0.061	0.31	SI
8.9	3.7	2.48	0.987	0.201	2.65	23.51	0.070	0.35	SI
66.2	3.8	2.51	0.986	0.203	2.63	174.08	0.571	2.82	NO
50.9	3.9	2.55	0.986	0.204	2.60	132.42	0.296	1.45	NO
76.6	3.9	2.58	0.985	0.206	2.58	197.75	0.799	3.88	NO
83.4	4.1	2.65	0.984	0.209	2.53	211.51	0.960	4.59	NO
76.9	4.2	2.69	0.983	0.211	2.50	192.69	0.745	3.53	NO
77.9	4.4	2.75	0.982	0.213	2.47	192.49	0.743	3.49	NO
70.1	4.5	2.79	0.981	0.215	2.44	171.20	0.547	2.54	NO
54.8	4.6	2.84	0.980	0.217	2.42	132.31	0.295	1.36	NO
47.0	4.7	2.88	0.980	0.218	2.39	112.39	0.212	0.97	SI
24.5	4.8	2.91	0.979	0.219	2.37	58.08	0.098	0.45	SI
36.2	4.9	2.96	0.978	0.221	2.35	84.95	0.137	0.62	SI
51.2	5.0	2.99	0.977	0.222	2.33	119.24	0.238	1.07	NO
36.2	5.0	3.01	0.976	0.223	2.32	83.90	0.135	0.61	SI
45.0	5.1	3.06	0.975	0.224	2.29	103.19	0.182	0.81	SI
36.2	5.3	3.11	0.974	0.225	2.26	82.04	0.131	0.58	SI
22.2	5.3	3.13	0.973	0.226	2.25	50.06	0.092	0.41	SI
19.6	5.5	3.19	0.972	0.228	2.22	43.60	0.086	0.38	SI
23.8	5.6	3.24	0.970	0.229	2.20	52.49	0.093	0.41	SI
17.3	5.7	3.28	0.969	0.230	2.18	37.78	0.081	0.35	SI
5.3	5.9	3.38	0.966	0.232	2.14	11.30	0.059	0.26	SI

Continuación Tabla A6.8 Resultados de susceptibilidad a licuación de los materiales del sector 4 del área tratada con el método de vibroflotación, (primera y última prueba CPT)

SCE-A2-4" 13/03/2004

q _n (kg/cm ²)	prof (m)	σ' _o (ton/m ²)	r _d	τ _{av} /σ' _{vo}	C _q	q _{eN}	Robertson-Write (1997)		
							CRR	FS	Se licua ?
0.94	0.50	0.69	0.985	0.096	6.47	6.11	0.055	0.57	SI
34.99	0.55	0.77	0.985	0.096	6.04	211.22	0.956	9.96	NO
119.66	0.65	0.91	0.986	0.096	5.35	640.12	24.473	254.65	NO
117.59	0.72	1.01	0.986	0.096	4.99	586.26	18.819	195.72	NO
82.36	0.82	1.15	0.987	0.096	4.54	373.82	4.938	51.32	NO
109.01	0.93	1.30	0.987	0.096	4.18	455.45	8.866	92.10	NO
104.57	1.01	1.42	0.988	0.096	3.93	410.54	6.515	67.64	NO
119.96	1.20	1.68	0.989	0.096	3.48	417.73	6.859	71.16	NO
133.88	1.31	1.52	0.989	0.116	3.74	500.05	11.709	101.14	NO
130.03	1.44	1.58	0.990	0.124	3.64	473.74	9.968	80.67	NO
132.99	1.61	1.65	0.990	0.133	3.54	470.24	9.750	73.54	NO
126.18	1.75	1.70	0.990	0.139	3.46	436.00	7.788	55.92	NO
103.68	1.82	1.73	0.990	0.142	3.42	354.24	4.214	29.58	NO
109.60	1.94	1.78	0.991	0.148	3.35	367.33	4.690	31.73	NO
63.12	2.05	1.82	0.991	0.152	3.30	208.17	0.919	6.04	NO
50.39	2.10	1.84	0.991	0.154	3.27	164.87	0.497	3.22	NO
56.90	2.25	1.90	0.991	0.160	3.20	181.91	0.640	3.99	NO
61.93	2.30	1.92	0.991	0.162	3.17	196.51	0.786	4.85	NO
40.91	2.39	1.96	0.991	0.165	3.13	128.21	0.276	1.67	NO
37.95	2.54	2.02	0.991	0.171	3.07	116.37	0.227	1.33	NO
32.03	2.67	2.07	0.990	0.174	3.02	96.60	0.164	0.94	SI
33.21	2.75	2.10	0.990	0.177	2.98	99.02	0.170	0.96	SI
12.49	2.87	2.15	0.990	0.181	2.93	36.65	0.081	0.45	SI
7.75	3.06	2.22	0.989	0.186	2.86	22.20	0.068	0.37	SI
5.09	3.20	2.28	0.989	0.189	2.82	14.33	0.062	0.33	SI
13.08	3.39	2.36	0.988	0.194	2.75	36.00	0.080	0.41	SI
7.75	3.58	2.43	0.987	0.198	2.69	20.87	0.067	0.34	SI
5.09	3.85	2.54	0.986	0.204	2.61	13.28	0.061	0.30	SI
64.89	3.90	2.56	0.986	0.205	2.59	168.35	0.524	2.55	NO
84.43	4.06	2.62	0.985	0.208	2.55	215.41	1.010	4.86	NO
91.84	4.13	2.65	0.984	0.209	2.53	232.59	1.250	5.98	NO
92.13	4.30	2.72	0.983	0.212	2.49	229.19	1.200	5.66	NO
97.76	4.42	2.77	0.982	0.214	2.46	240.21	1.369	6.40	NO
100.42	4.77	2.91	0.979	0.219	2.38	238.51	1.342	6.12	NO
86.21	4.95	2.98	0.977	0.222	2.33	201.10	0.836	3.77	NO
79.70	4.94	2.97	0.977	0.221	2.34	186.21	0.680	3.07	NO
87.10	5.06	3.02	0.976	0.223	2.31	201.23	0.838	3.76	NO
41.21	5.13	3.05	0.975	0.224	2.30	94.60	0.159	0.71	SI
68.15	5.30	3.12	0.974	0.226	2.26	154.03	0.420	1.86	NO
58.38	5.44	3.17	0.972	0.227	2.23	130.34	0.286	1.26	NO
72.89	5.71	3.28	0.969	0.230	2.18	158.89	0.453	1.97	NO
52.76	5.85	3.34	0.967	0.231	2.15	113.67	0.217	0.94	SI
20.48	6.00	3.40	0.965	0.233	2.13	43.57	0.086	0.37	SI

A6.3 INYECCIÓN DE CONSOLIDACIÓN

Tabla A6.9 Resultados de susceptibilidad a licuación de los materiales del área tratada con el método de inyección de consolidación, (primera y última prueba CPT)

SCE-A1-1 26/01/2004

q_u (kg/cm ²)	prof (m)	σ'_{v0} (ton/m ²)	r_d	τ_{av}/σ'_{v0}	C_q	q_{cIN}	Robertson-Write (1997)		
							CRR	FS	Se licua ?
1.4	0.2	0.34	0.983	0.096	10.64	15.21	0.063	0.65	SI
27.9	0.3	0.43	0.983	0.096	9.09	253.94	1.603	16.72	NO
44.4	0.5	0.64	0.984	0.096	6.83	303.47	2.679	27.91	NO
51.9	0.4	0.56	0.984	0.096	7.55	391.79	5.673	59.14	NO
68.4	0.6	0.77	0.985	0.096	6.01	410.68	6.522	67.90	NO
90.0	0.6	0.81	0.985	0.096	5.78	520.64	13.205	137.46	NO
112.3	0.6	0.81	0.985	0.096	5.78	649.66	25.580	266.29	NO
126.5	0.7	0.94	0.986	0.096	5.22	660.28	26.851	279.34	NO
133.7	0.8	1.07	0.986	0.096	4.77	637.56	24.182	251.43	NO
117.5	1.0	1.37	0.988	0.096	4.01	471.26	9.813	101.91	NO
104.9	1.0	1.41	0.988	0.097	3.95	414.31	6.694	68.88	NO
85.8	1.1	1.43	0.988	0.101	3.90	334.87	3.572	35.25	NO
79.3	1.1	1.43	0.988	0.101	3.90	309.64	2.841	28.03	NO
73.5	1.3	1.50	0.989	0.113	3.77	276.99	2.056	18.20	NO
52.8	1.3	1.53	0.989	0.117	3.72	196.79	0.789	6.76	NO
22.4	1.4	1.54	0.989	0.118	3.70	83.13	0.133	1.13	NO
29.9	1.4	1.58	0.990	0.124	3.64	108.85	0.200	1.62	NO
43.1	1.5	1.61	0.990	0.129	3.58	154.61	0.424	3.30	NO
34.7	1.8	1.71	0.990	0.141	3.44	119.43	0.238	1.70	NO
28.6	2.0	1.80	0.991	0.150	3.32	94.99	0.160	1.06	NO
20.8	2.2	1.89	0.991	0.159	3.22	66.98	0.108	0.68	SI
16.6	2.7	2.07	0.990	0.175	3.01	50.08	0.092	0.52	SI
23.1	2.9	2.16	0.990	0.181	2.93	67.60	0.109	0.60	SI
21.2	3.1	2.23	0.989	0.186	2.86	60.48	0.101	0.54	SI
23.1	3.2	2.28	0.989	0.189	2.82	65.02	0.106	0.56	SI
20.8	3.3	2.32	0.989	0.192	2.78	57.99	0.098	0.51	SI
36.3	3.5	2.40	0.988	0.197	2.71	98.65	0.169	0.86	SI
25.0	3.8	2.51	0.986	0.203	2.63	65.82	0.107	0.53	SI
37.0	4.1	2.65	0.984	0.209	2.53	93.77	0.157	0.75	SI
16.0	4.5	2.78	0.982	0.215	2.45	39.11	0.083	0.38	SI
25.0	4.6	2.86	0.980	0.217	2.40	60.16	0.100	0.46	SI
6.9	4.8	2.91	0.979	0.219	2.37	16.45	0.064	0.29	SI
6.3	5.0	2.98	0.977	0.222	2.33	14.65	0.062	0.28	SI
31.5	5.2	3.09	0.974	0.225	2.27	71.65	0.114	0.51	SI
6.9	5.6	3.25	0.970	0.229	2.20	15.21	0.063	0.27	SI
34.4	5.9	3.36	0.967	0.232	2.14	73.80	0.117	0.51	SI
51.2	6.0	3.40	0.966	0.233	2.13	109.02	0.201	0.86	SI

Continuación Tabla A6.9 Resultados de susceptibilidad a licuación de los materiales del área tratada con el método de inyección de consolidación, (primera y última prueba CPT)

SCE-A1-1''' 17/03/2004

q_u (kg/cm ²)	prof (m)	σ'_{vo} (ton/m ²)	r_d	τ_{av}/σ'_{vo}	C_q	q_{dN}	Robertson-Wride (1997)		
							CRR	FS	Se licua ?
7.90	0.34	0.47	0.983	0.096	8.50	67.11	0.108	1.13	SI
35.38	0.37	0.51	0.984	0.096	7.99	282.75	2.182	22.75	NO
36.67	0.58	0.81	0.985	0.096	5.78	212.10	0.967	10.07	NO
86.46	0.67	0.94	0.986	0.096	5.22	451.11	8.617	89.65	NO
115.23	0.83	1.16	0.987	0.096	4.52	520.71	13.210	137.30	NO
122.35	0.95	1.33	0.987	0.096	4.10	501.78	11.830	122.86	NO
123.64	1.04	1.46	0.988	0.096	3.84	475.25	10.063	104.47	NO
116.53	1.23	1.72	0.989	0.096	3.43	399.65	6.016	62.40	NO
98.75	1.17	1.63	0.989	0.096	3.56	351.06	4.104	42.58	NO
80.96	1.38	1.93	0.989	0.096	3.16	255.65	1.634	16.94	NO
66.09	1.47	1.59	0.990	0.125	3.62	239.45	1.357	10.83	NO
59.30	1.63	1.65	0.990	0.133	3.53	209.22	0.932	6.99	NO
51.87	1.72	1.69	0.990	0.138	3.47	180.17	0.624	4.53	NO
44.43	1.81	1.73	0.990	0.142	3.42	152.02	0.407	2.86	NO
40.23	1.84	1.74	0.991	0.143	3.40	136.96	0.319	2.22	NO
31.82	2.09	1.84	0.991	0.154	3.28	104.24	0.185	1.20	NO
23.09	2.34	1.93	0.991	0.163	3.16	72.93	0.116	0.71	SI
16.63	2.61	2.05	0.991	0.173	3.04	50.50	0.092	0.53	SI
15.98	2.92	2.17	0.990	0.182	2.92	46.59	0.089	0.49	SI
22.77	3.17	2.27	0.989	0.189	2.83	64.35	0.105	0.56	SI
24.38	3.38	2.35	0.988	0.194	2.75	67.15	0.108	0.56	SI
19.54	3.50	2.40	0.988	0.197	2.71	53.02	0.094	0.48	SI
27.29	3.69	2.48	0.987	0.201	2.66	72.52	0.115	0.58	SI
22.12	3.87	2.55	0.986	0.204	2.60	57.58	0.098	0.48	SI
25.03	4.15	2.66	0.984	0.210	2.53	63.24	0.104	0.49	SI
21.80	4.34	2.73	0.983	0.213	2.48	54.03	0.095	0.45	SI
31.82	4.64	2.86	0.980	0.217	2.40	76.48	0.122	0.56	SI
21.80	4.92	2.97	0.978	0.221	2.34	51.02	0.092	0.42	SI
13.07	4.95	2.98	0.977	0.222	2.33	30.50	0.075	0.34	SI
11.78	5.29	3.12	0.974	0.226	2.26	26.64	0.072	0.32	SI
20.18	5.41	3.16	0.972	0.227	2.24	45.16	0.088	0.39	SI
34.41	5.57	3.23	0.971	0.229	2.21	75.95	0.121	0.53	SI
27.94	5.63	3.25	0.970	0.229	2.20	61.35	0.101	0.44	SI
25.03	5.78	3.31	0.968	0.231	2.17	54.24	0.095	0.41	SI

9. REFERENCIAS

- Alarcón et. al. (1988). "Undrained monotonic and cyclic strength of sands.", Proc. ASCE, J. of Geotech. Eng., 114, 10, pp. 1089-1109.
- Alberro, J. (1992). "La licuación en arenas.", Volumen Raúl J. Marsal, Sociedad Mexicana de Suelos, A.C., México, págs. 133-154.
- Ambraseys, N.N. (1988). "Engineering seismology.", Earthquake Eng. and Structural Dynamics, Vol. 17, pp. 1-105. Citado por Kramer (1996).
- Annaki, M. y Lee, K. K. (1977). "Equivalent uniform cyclic concept for soil dynamics", Proc. ASCE, Vol. 103, No. GT6, pp. 549-564. Citado por PHRI (1997).
- Architectural Institute of Japan (1988). Recommendations for design of building foundations (in Japanese). Citado por PHRI (1997).
- Arguello, J. M. (1982). "Comportamiento de arenas saturadas en condiciones drenadas y no drenadas", Tesis de Maestría, Div. Est. Sup. Fac. Ing. UNAM, México.
- Auvinet, G. (1986). "Estructura de los medios granulares", Tesis Doctoral, Div. Est. Sup. Fac. Ing. UNAM, México.
- Auvinet, G et al. (2005). "Elaboración de un modelo geoestadístico del subsuelo para el proyecto de reconfiguración de la refinería Gral. Lázaro Cárdenas, Minatitlán". Ver: Informe final elaborado para PEMEX, Número de convenio específico PR-SO-A-010/041, Proyecto No. 4525, Marzo.
- Bazaraa, A. R. S. S. (1967). "Use of standard penetration test for estimating settlements of shallow foundations on sand.", PhD thesis, University of Illinois. Citado por Rojas (2005).
- Been, K. y Jefferies, M.G. (1985). "A state parameter for sands.", Geotechnique, 35.
- Been, K. et al (1986). "The cone penetration test in sands: Part II, General inference of state.", Geotechnique, 37, 3, pp. 285-299.
- Bishop, A. W.; Webb, K. L. y Skinner, A. E. (1965). "Triaxial tests on soil at elevated cell pressures.", Proc. 6th Int. Conf. Soil. Mech., Montreal, Vol 1, pp. 170-174.
- Bjerrum, L.; Kringstad, S. y Kummeneje, O. (1961). "The shear strength of a fine sand.", Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech., Paris, Vol 1, pp. 29-37.
- Blake, Thomas F. Fugro-West, Inc., Ventura, Calif., written commun.

Boulanger, Ross W. (1989). Loma Prieta, California earthquake, Oct. 17, 1989 Magnitude: 7.09. (Imagen en Internet). <http://nisee.berkeley.edu/elibrary/getimg?id=LP0432>. (Consulta: 18 de Marzo de 2005).

Boulanger et al. (1991). "Liquefaction behavior of saturated sands under uni-directional and bi-directional monotonic and cyclic simple shear loading". Geotechnical Engineering Report No. UCB/GT/91-08, University of California, Berkeley.

Boulanger, Ross W y Seed, R. B. (1995). "Liquefaction os sand under bidirectional monotonic and cyclic loading". ASCE J. of Geotech. Eng, Vol. 121, No. 12, December. Citado por Harder y Boulanger (1997).

Boulanger, Ross W. (2003). "Relating K_α to relative state parameter index". J. of Geotech. and Geoenviron. Eng., ASCE, August, Vol. 129, Number 8, pp. 770-773.

Boulanger, Ross W. (2003). "High overburden stress effects in liquefaction analyses". J. of Geotech. and Geoenviron. Eng., ASCE, December, Vol. 129, Number 12, pp. 1071-1082.

Bowden, F. D y Tabor, D. (1986). "The friction and lubrication of solids.", Published by Clarendon Press, Oxford, U.K., 374 pp.

Brown, R. E. (1977). "Vibroflotation compaction of cohesionless soils.", J. of Geotech. Eng Div., ASCE, Vol. 103, GT12, pp. 653-666.

BSSC (1997). "NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures. Part 2. Commentary.", Washintong, DC: Building Seismic Safety Council. Citado por Juang (2002b).

Casagrande, A. (1936). "Characteristics of cohesionless soils affecting the stability of slopes and earth fills", Boston: Society of Civil Engineerings, Contributions to Soil Mechanics 1925-1940, Jan. pp. 257-276.

Casagrande, A. (1976). "Liquefaction and cyclic mobility of sands. A critical review.", Harvard Soil Mechanics Series 88. Cambridge, Massachusetts: Harvard University. Citado por Alberro (1992).

Castro, G. (1969). "Liquefaction of sands.", Harvard Soil Mechanics No. 81. Cambridge Mss.: Jan. Citado por Ovando y Segovia (1996) u Ovando (1986).

Castro, G. (1975). "Liquefaction and cyclic mobility os saturated sands.", J. of the Geotech. Eng. Div., ASCE, 101, No. GT6, Proc. Paper 11388, June.

Castro, G. y Poulos, S.J. (1977). "Factors affecting liquefaction and cyclic mobility.", J. of the Geotech. Eng. Div., ASCE, Vol. 102, No. GT6, pp. 501-506.

Cetin K. y Seed R. B (2004). "Nonlinear shear mass participation factor (rd) for cyclic shear stress ratio evaluation.", Soil Dyn. and Earthquake Eng. 24, pp. 103-113.

- Cetin et al. (2004). "Standard penetration test-based probabilistic and deterministic assessment of seismic soil liquefaction potential.", *J. of Geotech. and Geoenviron. Eng.*, ASCE, December, Vol. 130, Number 12, pp. 1314-1340.
- CFE (2002). Comisión Federal de Electricidad. "Proyecto de Reconfiguración y Modernización de la Refinería Lázaro Cárdenas del Río, Minatitlán, Ver.", Segunda etapa de estudios geotécnicos, Informe del Estudio Geotécnico 02-82-SGM/S Rev 02, elaborado para PEMEX, México, D.F.
- Chen C. J. (1999). "Risk-based liquefaction potential evaluation using cone penetration tests and shear wave velocity measurements.", PhD Dissertation. Department of Civil Engineering, Clemson University, Clemson, South Carolina.
- Chen C.J. y Juang C. H. (2000). "Calibration of SPT – and CPT – based liquefaction evaluations methods.", Mayne P, Hryciw R., editors. *Innovations applications in geotechnical site characterization*, ASCE geotechnical special publication No. 97ASCE, pp. 49 – 64.
- Chouicha, M. A. y Siller, T.J. (1994). "An expert system approach to liquefaction analysis, part 1: development and implementation.", *Computers & Geotechnics*, 16(1), 1994, pp. 1–35. Citado por Díaz (2004).
- Chouicha, M. A.; Siller, T.J y Charlie W. A. (1994). "An expert system approach to liquefaction analysis, part 2: evaluation.", *Computers & Geotechnics*, 16(1), 1994, pp 37–69. Citado por Díaz (2004).
- CIMESA, 2004. Reporte geotécnico "Pruebas para verificar la efectividad de técnicas de mejoramiento masivo de suelos para evitar la licuación de arenas, en la reconfiguración de la Refinería Gral. Lázaro Cárdenas", elaborado para PEMEX, México, D.F.
- Clayton, C. R. T. (1990). "SPT energy transmission: theory, measurement and significance.", *Ground Eng.* V23, N10, Dec, pp. 35–43. Citado por Rojas (2005).
- Coulomb, C. A. (1776). *Essai sur une application des règles des maximis et minimis à quelques problèmes de statique relatifs à l'architecture*. Memoires de la Académie Royale. Vol. VII. París. Citado por Juárez y Rico (1999).
- D'Appolonia., Miller, C.E. y Ware, T. M. (1995). "Sand compaction by vibroflotation", *Transaction ASCE*, Vol. 20, Paper No. 2730.
- Díaz, J. A. (2004a). Notas de clase del Curso de Dinámica de Suelos. UNAM.
- Díaz, J. A. (2000). "Determinación de las propiedades dinámicas de los suelos.", Div. de Est. de Posg., Facultad de Ingeniería, UNAM. México, Marzo.
- Díaz, R., Weckmann, O., e Iturbe, R. (1973). "Licuación de arena: Primera parte", Instituto de Ingeniería, UNAM, Informe 319, México D.F.
- Díaz, J.A. y Armijo, G. (1991). "Liquefaction potential of fine cohesionless soils using the CPT", *Soil and Found.* 31 (3), pp. 111-119.

Figueroa, J. (1968). "El macrosismo de Jáltipan.", 1 Sismología. Ingeniería, Julio, pp. 357-362.

Finn, W. D. L., Lee, K. W. Y Martin, G.R. (1977). "An effective stress model for liquefaction", J. of Geotech. Eng. Div., ASCE, Vol. 103, No. GT6. pp. 517-533. Citado por PHRI (1997).

Fire Defense Agency (1978). Rules for regulation of hazardous materials (in Japanese). Citado por PHRI (1997).

Floring, V.A. e Ivanov, E.L. (1973). "Liquefaction of saturated sandy soils", Proc. 5th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Paris, France. Citado por Díaz (2004).

Goh, A. T. C. (1995). "Seismic liquefaction potential assessed by neural networks", International Journal of Rock Mechanics and Mining Science & Geomechanics Abstracts, Volume 32, Issue 6, September, pp. 270A. Citado por Díaz (2002).

Golesorkhi, R. (1989). "Factors influencing the computational determination of earthquake-induced shear stress in sandy soils.", Dissertation submitted in partial satisfaction of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy, University of California at Berkeley. Citado por Cetin y Seed (2004).

Harder, L. F., Jr. y Boulanger, R. W. (1997). "Application of K_{σ} and K_{α} correction factors". Proc. NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, NCEER Technical Rep. No: NCEER-97-0022, pp. 167-190.

Hardin, B. O. y Drnevich, V. P. (1972). "Shear modulus and damping in soils: Design equations and curves", J. Geotech. Eng. Div., ASCE, Vol. 98, No. SM7, July, pp 667-692. Citado por Romo (2003).

Holzer, T. L., Youd, T. L. and Hanks, T. C. (1988). "Dynamics of liquefaction during the superstition Hills earthquake (M=6.5) of november 14, 1987", Post Presentation, ASCE Geotech. Eng. Div. Speciatly Conf., Earthquake Eng. and Soils Dyn. II, Park City, Utah.

Hvorslev, M. J. (1950). "Triaxial tests of sands", Potamology investigation report., 5-3. Waterwarp Experiment Stationt Vicksburg, Miss. Citado por Alberro (1992).

Iai, S., Koisumi, K. y Tsuchida, H. (1986). "A new criterion for assesing liquefaction potential using grain size accumulation curve and N-value", Report of the Port and Harbour Research Institute, Vol 25, No. 3. pp. 125-234 (Japanese). Citado por PHRI (1997).

Iai, S., Matsunaga, Y. y Kameoka, T. (1992). "Strain space plasticity model for cyclic mobility", Soils and Found., JSSMFE, Vol. 32, No. 2. pp. 1-15. Citado por PHRI (1997).

Idriss, I. M. y Golesorkhi, R. (1997). Personal communication. Citado por Cetin y Seed (2004).

IEC (2001). Ingenieros Especialistas en Cimentaciones. “Reconfiguración Refinería Gral. Lázaro Cárdenas del Río, Minatitlán, Ver”, Informe de Exploración Geotécnica, elaborado para PEMEX, México, D. F.

Imai, T.; Tonouchi, T. ; Kanemori, T. (1981). « The simple evaluation method of shear stress generated by earthquakes in soil ground.», Bureau of Practical Geological Investigations, Report No. 3, pp. 39-58. Citado por Cetin y Seed (2004).

Ishihara, K. (1976). “Fundamentals of soil dynamics”, Kajima Publication (in Japanese) Citado por PHRI (1997).

Ishihara, K. (1977). “Simple method of analysis for liquefaction of sand deposits during earthquakes.”, Soils and Found.; 17(3), pp. 1-17.

Ishihara, K.; Okada, S. (1978). “Yielding of overconsolidated sand and liquefaction model under cyclic stresses”, Soils and Found., Tokyo, Vol 18, No. 1, pp. 57-72. Citado por Alberro (1992).

Ishihara, K; Tatsuoka, H. (1979). “Effects of overconsolidation and K_0 conditions of the liquefaction characteristics of sands”. Soils and Found., Tokyo, Vol 19, No. 4.

Ishihara, K., (1985). “Stability of natural deposits during earthquakes”, Proc. of the Eleventh Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., San Francisco, CA, Vol. 1, pp. 321-376, August.

Ishihara, K. (1993). “Liquefaction and flow failure during earthquakes”. Geotechnique 43. No. 3, 351 – 415.

Ishihara, K. et al (2001). “Recent studies on liquefaction resistance of sand effect of saturation.”, Proc. Fourth Conf. on Recent Advances in Geotech. Earthquake Eng. and Soil Dyn., San Diego, Cal. USA.

Iwasaki, T. (1986). “Soil liquefaction studies in Japan : state-of-the-art.”, Soil Dyn. Earthquake Eng. 1, pp.1-68. Citado por Cetin y Seed (2004).

Japan Ports and Harbours Association (1989). Technical standards for port and harbour facilities and commentaries, Revised edition (in Japanese). Citado por PHRI (1997).

Japan Road Association (1990). Specifications for highway bridges. Part V Earthquake Resistant Design (in Japanese). Citado por PHRI (1997).

Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering (1990). Soil testing method and explanation, physical test, Chapter 9: Wet density test. pp. 116-124 (in Japanese). Citado por PHRI (1997).

Juang C.H., Yuan H., Lee D. H. Lin P.S. “A simplified CPT-based method for evaluating liquefaction resistance of soils”, J.I of Geotech. and Geoenviron. Eng., ASCE. Accepted for publication.

- Juang C. H. y Jiang T. (2000). "Assessing probabilistic methods for liquefaction potential evaluation.", Pak R, Yamamura J, editors. Soils Dynamics and liquefaction, ASCE geotechnical special publication No. 107 ASCE, 2000, pp. 148 – 62.
- Juang C. H., Yuan H., Lee D. H. y Ku Chih-Sheng (2002). "Assessing CPT-based methods for liquefaction evaluation with emphasis on the cases from the Chi-Chi, Taiwan, earthquake.", Soil Dyn. and Earthquake Eng., 22, pp. 241-258.
- Juang C. H.; Jiang T. and Andrus, R. D. (2002a). "Assessing the probability-based methods for liquefaction potential evaluation.", J. Geotech. Geoenviron. Eng., 128(7), pp. 580-589.
- Juang, H. C.; Yuan, H.; Lee, Der-Her y Ku Chih-Sheng. (2002b). "Assessing CPT-based methods for liquefaction evaluation with emphasis on the cases from the Chi-Chi, Taiwan, earthquake.", Soil Dyn. and Earthquake Eng. 22, pp. 241 – 258.
- Juárez B. E. y Rico R. A. (1999). Mecánica de Suelos. Fundamentos de la Mecánica de Suelos. Tomo 1. Editorial Limusa S. A de C.V. Grupo Noriega Editores. Tercera edición, México.
- Junta Distrital 20 Acayucan. Memorias del proceso electoral federal de 1999-2000 en el Estado de Veracruz. Capítulo I. Contexto Geográfico. 1.1 Localización. (Artículo en Internet). <https://deoemem.ife.org.mx/Veracruz/Junta%20Local/Cap01Ver00.htm>. (Consulta: 18 de Marzo de 2005).
- Keller (1997). "Deep Vibro Technique" Hayward Baker a Keller Company, brochure 10-2E. Citado por López y Ramírez (2002).
- Kishida, H. (1969). "Characteristics of liquefied sands during Mino-Owari, Tohnarkaiand Fukui Earthquakes", Soils and Foundations 14 (1). Citado por Díaz (2004).
- Kotoda, K., Wakamatsu, K. y Midorikawa, S. (1988). "Seismic microzoning on soil liquefaction potential based on geomorphological land classification", Soils and Foundations, JSSMFE, Vol. 28, No. 2. pp. 127-143. Citado por PHRI (1997).
- Kramer, Steven L. (1996). Geotechnical Earthquake Engineering. Editorial: Prentice Hall.
- Kuribayashi, E. y Tatsuoka, F. (1975). "Brief review of soil liquefaction during earthquakes in Japan", Soils and Found., JSSMFE, Vol. 15, No. 4. pp. 81-92. Citado por PHRI (1997).
- Ladd, C. et al. (1977). "Stress deformation and strength characteristics. Report for session 1", IX Int. Cong. On Soil Mech. And Found. Eng., Tokyo, Vol 2, pp. 421-494.
- Liao, S. C. C. and Whitman, R. V. (1986). "Overburden correction factor OS for SPT in sand.", J. Geotech. Eng., 112(3), pp. 373-377.
- Liao, S. S. C.; Veneziano, D.; Whitman, R. V. (1988). "Regression models for evaluating liquefaction probability." J. Geotech. Eng. 114(4), pp. 389-411.

- Liao, S. S. C. y Lum, K. Y. (1998). "Statistical analysis and application of the magnitude scaling factor in liquefaction analysis", Proc. ASCE 3rd Specialty Conf. in Geotech. Earthquake Eng. and Soil Dyn., Vol 1, pp. 410-421.
- López Zaldaña, R. y Ramírez Ramírez, A. (2002). "Vibrocompactación.", Manual de Construcción de Geotecnia, Tomo II. SMMS, México D. F. pp. 549 – 562.
- Lukas, R. G. (1986). "Dynamic compaction for highway construction." Vol. 1, Design and Construction Guidelines, Federal Highway Administration, Office of Research and Development, U.S. D.O.T., Washington, D.C., Report No. FHWA/RD-86/133, Julio. Citado por Ramírez y López (2002).
- Martin, G. R., Tsai, C-F., and Arulmoli, K. (1991)., "A practical assessment of liquefaction effects and remediation needs", Proc. 2nd Int. Conf. on Recent Advances in Geotech. Earthquake Eng. and Soil Dyn., St. Louis, Missouri, March 11-15. Citado por SCEC (1999).
- Mitchell, J. K. (1981). "Soil improvement State-of-the-Art Report. Session 12", Proc. of the 10th int. Conf. on soil Mech. and Found. Eng., Stockholm, Vol. 4, pp, 506-5065.
- Moreno, H. A. (2004). "Reconfiguración de la Refinería General Lázaro Cárdenas en Minatitlán" Revista de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, Número 192. Información de Interés, May-Jun.
- Ohsaki, Y. (1966). "Niigata Earthquake, 1964, building, damage and soil conditions", Soil and Foundations 6 (2), pp. 14-37. Citado por Díaz (2002).
- Olsen, R. S. (1994). "Normalization and prediction of Geotechnical properties using the Cone Penetrometer Test (CPT)", Ph. D. Dissertation submitted to the University of California, Berkeley, May 1994. Citado por PHRI (1997).
- Olsen, R. S., Koester, J. P. And Hynes, M. E. (1996). "Evaluation of liquefaction potential using the CPT", Proc. of the 28th Joint meeting of the US-Japan Cooperative Program in Natural Resources – Panel on Wind and Seismic Effects, U. S. National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, Maryland, May 1996.
- Olsen, R. S. (1997). "Cyclic liquefaction based on the cone penetration test.", Youd TL, Idriss IM, editors. Proc. of the NCEER Workshop of Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils. Technical report NCEER-97-0022. Buffalo, NY: National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, pp. 225-76.
- Ordaz M, Ordaz S K, Pacheco J, Torres C y Siu J S. (2002). "Estudio de peligro sísmico en Minatitlán, Veracruz", Informe Técnico del Instituto de Ingeniería y del Instituto de Geofísica, elaborado para el Instituto Mexicano del Petróleo, Proyecto IMP-F.20158, Febrero.
- Ovando Shelley, E. (1986). "Stress-strain behaviour of granular soils tested in the triaxial cell.", a thesis submitted to the University of London (Imperial College of Science and Technology) for degree of Docotr of Philosophy in the Faculty of Engineering, July.

Ovando, E. y Mesa, C.M. (1991). "Undrained Behaviour of a sand Containing Fines", Memorias, IX Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, III, 1119-1136, Viña del Mar, Chile.

Ovando Shelley, E. y Segovia, J. (1996). "Licuación de arenas.", TGC Geotecnia, S.A. de C.V. México.

Ovando, E., Sánchez, F. y Sánchez, Manuel. (1997). "Ensayes triaxiales y columna resonante en las arenas de la terminal especializada de contenedores del Puerto Interior de San Pedrito, Manzanillo." Informe final elaborado por el Instituto de Ingeniería de la UNAM, Proyecto 5589. Preparado para la Administración Portuaria Integral de Manzanillo, Mayo.

Ovando Shelley, E. (1998). "Evaluación de las características del subsuelo para la expansión de las instalaciones de la refinería General Lázaro Cárdenas en Minatitlan, Veracruz", Informe final elaborado por el Instituto de Ingeniería de la UNAM.

Ovando Shelley, E. y Romo, M. P (2004). "Three recent damaging earthquakes in Mexico.", Proc.: Fifth Int. Conf. on Case Histories in Geotechnical Engineering. Nueva York, NY.

Peck, R. B.; Hanson, E. E. y Thornburn, T. H. (1974). "Foundation Engineering", 1st edn, New York, Wiley.

PHRI, (1997). Port and Harbour Research Institute. Ministry of Transport, Japan. Handbook on Liquefaction Remediation of Reclaimed Land. Publicado: A.A. Balkema. Rotterdam.

Poulos, S.J. (1981). "The Steady-State of Deformation", J. of the Geotech. Eng. Div., ASCE, 107, GT 5, pp. 553-562.

Poulos, S.; Castro, G.; France, J. M. (1985). "Liquefaction evaluation procedure", J. of Geotech. Eng., ASCE, Vol 111, No. 6, Junio, pp. 772-792.

Rahman, M. S. y Wang, J. (2002). "Fuzzy neural network models for liquefaction prediction", Soil Dyn. and Earthquake Eng., Volume 22, Issue 8, September, pp. 685-694 Citador por Díaz (2002).

Ramírez, Axel (2002). "Métodos de mejoramiento vibratorios para mitigar los efectos de licuación.", Tesis de Maestría en Ingeniería (Mecánica de Suelos), DEPI, UNAM, México.

Ramírez, R. A. y López, R. (2002). "Compactación Dinámica.", Manual de Construcción de Geotecnia, Tomo II. SMMS, México D. F. pp. 509-514.

Robertson, Meter K y Wride Catherine E. (1997). "Cyclic liquefaction and its evaluation based on the SPT and CPT.", Proc. of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils. Diciembre 31.

Robertson, P.K., y Fear, C.E. (1998). "Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test", Canadian Geotech. J., 35: pp. 442-459

- Rojas, T. E. (2005). "Estimación de la velocidad de ondas de corte a partir de la resistencia a la penetración estándar mediante el uso de redes neuronales", Tesis de Maestría, Div. Est. De Posgrado, Fac. Ing. UNAM, México.
- Romo M P y Jaime A (1986). "Características dinámicas de las arcillas del valle de México y análisis de respuesta sísmica del suelo", Proyecto 6504, elaborado para el Departamento del Distrito Federal, Instituto de Ingeniería, UNAM, pp. 65, marzo.
- Romo, M. P. y Ovando, E. (1991), "A model for the dynamic behaviour of a Mexican marine clay", X Panamerican Congress on Soil Mech. and Found. Eng., Guadalajara, Jalisco, Vol 1, pp. 458-469, July.
- Romo, P. R. y Espericueta, M. J. (2003). "Espectro de campo libre para el sitio refinería General Lázaro Cárdenas, Minatitlán, Veracruz.", Junio 27. Informe elaborado para PEMEX.
- Santoyo, E. et al. (1989). "El cono en la exploración geotécnica.", TGC geotecnia S.A. México, D.F.
- Schmertmann, J. H. (1976). "Predicting the q/N ratio-interpreting the dynamics of the standard penetration test", Univ. of Florida. Report to the Department of Transportation, FL, Oct. Citado por Rojas (2005).
- Seed, H. B. y Lee, K. L. (1966). "Liquefaction of saturated sands during cyclic loading", J. of the Soil Mech. and Found. Div., ASCE, Vol. 92 (SM6): pp. 105-134.
- Seed, H.B. e Idriss, I.M. (1967). Analysis of soil liquefaction: Niigata earthquake, Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 93, No. SM3. pp. 83-108.
- Seed, H.B. e Idriss, I.M. (1971). "A simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential", Report EERC 70-9, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California. Citado por Youd e Idriss (1997).
- Seed, H. B.; Peacock, W. H. (1971). "Test procedures for measuring soil liquefaction characteristics". J., Soil Mech. And Found. Div., ASCE, Vol 97, SM8, pp. 1099-1119.
- Seed, H. B. (1976). "Evaluation of soil liquefaction effects on level ground during earthquakes". Liquefaction problems in Geotechnical Engineering, ASCE Preprint 2752, Philadelphia, P. A.
- Seed, H.B. y Boker, J.R. (1976). "Stabilization of potentially liquefiable sand deposits using gravel drain systems", Report EECR 76-10, University of California, Berkeley, California.
- Seed, H. Bolton (1983). "Earthquake resistant design of earth dams". Proc. Of a Symposium on Seismic Design of Embankments and Caverns, ASCE, Philadelphia, Pennsylvania, May 6-10.
- Seed H.B., Tokimatsu, K., Harder, L.f., y Chung, R.M. (1985). "Influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations", J. of Geotech. Eng., ASCE, 111(12), pp. 1425-1445.

Seed, R. B. y Harder, L. F., Jr. (1990). "SPT-based analysis of cyclic pore pressure generation and undrained residual strength". Proc. Of the H. Bolton Seed Memorial Symposium, May. Citado por Harder y Seed (1997).

Shibuya, S. (1985). "Undrained behaviour of granular materials under principal stress rotations", Doctoral Thesis, Imperial College of Science and Technology, London. Citado por Ovando (1986).

Skempton, A. W. (1986). "Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation", Geotechnique 36, No. 3, pp. 425-447.

Sladen, J.A. et al. (1985). "Problems with interpretation of sand state from cone penetration test"

Slocombe, B. C. (1993). "Dynamic Compaction.", Ch. 2, In Ground Improvement, Moseley M. P. (ed.), Chapman & Hall (Pub.).

Southern California Earthquake Center, SCEC (1999). University Of Southern California Recommended Procedures for Implementation of DMG Special Publication 117 Guidelines for Analyzing and Mitigating Liquefaction Hazards in California, March.

Stark Timothy D y Olsen Scott M. (1995). "Liquefaction resistance using CPT and field case histories", J. of Geotech. Eng., Vol. 121, No. 12, December, pp. 856-869.

Sun, J.; Golesorkhi, R. y Seed, H. B. (1988). "Dynamic moduli and damping ratios for cohesive soils", Report No. UCB/EERC-88/15, College of Engineering, University of California at Berkeley, August. Citado por Ordaz et al. (2002).

Tatsuoka F., Zhou S., Sato T., y Shibuya s. (1990). "Evaluation method of liquefaction potential and its application.", Report on seismic hazards on the ground in urban areas, Ministry of education of Japan. Citado por Ovando et al. (1996).

Terzaghi, K (1925). "Erdbaumechanick", Viena. Citado por Juárez y Rico (1999)

Terzaghi, K and Peck, R. B. (1967). "Soil mechanics in engineering practice," 2nd Ed., John Wiley & Sons, New York.

Tokimatsu, K. and Yoshimi, Y. (1983). "Empirical correlation of soil liquefaction based on SPT N value and fines content.", Soils Found. 23, No. 4, pp. 56-74.

Tokimatsu, K. and Seed, H. B. (1987). "Evaluation of Settlements in Sands Due to Earthquake Shaking" J. of the Geotech. Eng. Div., ASCE, Vol. 113, No. 8, August.

Toprak, S.; Holzer, T. L.; Bebbett, M. J. y Tinsley, J. C. (1999). "CPT- ans SPT-based probabilistic assessment of liquefaction potential", Proc., 7th U.S.-Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures Against Liquefaction, Seattle. Citado por Cetin y Seed (2004).

- U. S. Nuclear Regulatory Commission (2003). Regulatory Guide. Office Of Nuclear Regulatory Research. Regulatory Guide 1.198 (Draft Was Issued As Dg-1105). Procedures and Criteria for Assessing Seismic Soil Liquefaction At Nuclear Power Plant Sites
- Vaid, et al (1985). "Confining pressure, grain angularity, and liquefaction". ASCE J. of the Geotech. Eng., Vol. 111, No. 10, October. Citado por Harder y Seed (1997).
- Vaid, Y. P. y Thomas J. (1994). "Post liquefaction behaviour of sand". Proc. Of 13th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., New Dheli, India. Citado por Harder y Seed (1997).
- Van Impe, W.F. y Madhav, M.R. (1995). "Deep dynamic densification of soil and waste fills", Ciclo de Conferencias Internacionales "Leonardo Zevaert" Actualidades Geotécnicas. Facultad de Ingeniería UNAM, SMMS. Octubre 28 y Noviembre 6.
- Verdugo, R.; Ishihara, K. (1991). "Characterization of Undrained Behavior of Sandy Soils". Proc. International Symposium on Natural Disaster Reduction and Civil Engineering, Osaka, Japón. Citado por Ovando y Segovia (1996).
- Viéitez, L., E. Soto y A. Mosqueda (1970). "El subsuelo y la ingeniería de cimentaciones en la región de Minatitlán, Coatzacoalcos y Pajaritos", V Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Cimentaciones en Areas Urbanas de México, México. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.
- Vibroflotación. Hayward Baker Geotechnical Constrution Keller. (Página en Internet:). http://www.haywardbaker.com/services/vibro_compaction.htm. (Consulta: 5 de Mayo de 2005).
- Wakamatsu, K. (1991). "Maps for historic liquefaction sites in Japan", Tokai University Press (in Japanese with English abstract and captions). Citado por PHRI (1997).
- Wang, W.S. (1979). "Some Findings on Soil Liquefaction," Water Conservancy and Hydroelectric Power Scientific Research Institute, Beijing, China. Citado por U.S. Nuclear Regulatory Comisión (2003).
- Yañez Mondragón, Diana E. (2004). "Mejoramiento de Suelos en la Refinería General Lázaro Cárdenas." Tesis de Maestría en Ingeniería (Mecánica de Suelos), DEPFI, UNAM, México.
- Yoshimi, Y. (1980). "Liquefaction of sandy soil, Gihodo Publication" (in Japanese). Citado por PHRI (1997).
- Youd, T.L. y Hoose, S.N. (1977). "Liquefaction susceptibility and geologic setting". Proc. 6th World Conf. on Earthquake Eng. New Delhi, Vol. 3, pp. 2189-2194. Citado por Kramer (1996).
- Youd, T.L. (1984). "Recurrence of liquefaction at the same site", Proc. 8th World Conf. on Earthquake Eng.. Vol. 3, pp. 231-238.

Youd, T. L., (1992). "Liquefaction ground failure, and con-sequent damage during the 22 April 1991 Costa Rica Earthquake", Proc. of the NSF/UCR U.S.-Costa Rica Workshop on the Costa Rica Earthquakes of 1990-1991: Effects on Soils and Structures. Oakland, California: EERI.

Youd, T.L (1998). "Screening Guide for Rapid Assessment of Liquefaction Hazard at Highway Bridge Sites," Technical Report MCEER-98-0005, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, Buffalo, NY. Citado por U.S. Nuclear Regulatory Comisión (2003).

Youd, T. L. e Idriss, I. M. (1997). Proceedings of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Salt Lake City, UT, January 5- 6, 1996 , NCEER Technical Report NCEER-97-0022, Buffalo, NY.

Youd, T. L. and Noble, S. K. (1997). "Liquefaction criteria based on satistical and probabilistic analyses", Proc. NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, NCEER Technical Rep. No: NCEER-97-0022, pp. 201-205.

Yu, H.S. (1994). "State parameter from self-boring pressumeter test in sand", J. of Geotech.l Eng., Vol. 120, No. 12, pp. 2118-2135.

Zeevaert, L. (1983). "Seismic pore pressure analysis confronted with field measurement in fine sand", Soil Foundations 23 (4), pp. 119-126. Citado por Díaz (2000).