



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

---

---

**MAESTRÍA EN INGENIERÍA**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**POTENCIAL DE LICUACIÓN MEDIANTE EL MÉTODO DE  
MICROTREMORES EN LA COLONIA SOLIDARIDAD SOCIAL,  
MEXICALI.**

**T E S I S**

**PARA OBTENER EL GRADO ACADÉMICO DE:**

**MAESTRO EN INGENIERÍA**

**P R E S E N T A**

**VANESSA MUSSIO ARIAS**

**TUTOR PRINCIPAL DE TESIS:**

Dr. OVANDO SHELLEY EFRAÍN  
Instituto de Ingeniería, UNAM

**COMITÉ TUTOR:**

Dr. MENDOZA LÓPEZ MANUEL JESÚS  
Instituto de Ingeniería, UNAM

Dr. BOTERO JARAMILLO EDUARDO  
Facultad de Ingeniería, UNAM

M.C. RODRÍGUEZ GONZÁLEZ MIGUEL  
Instituto de Ingeniería, UNAM

Dr. AGUIRRE GONZÁLEZ JORGE  
Instituto de Ingeniería, UNAM

**MÉXICO, DF**

**NOVIEMBRE 2012**



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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



## **JURADO ASIGNADO**

Presidente:	Dr. Mendoza López Manuel Jesús
Secretario:	Dr. Botero Jaramillo Eduardo
Vocal:	Dr. Ovando Shelley Efraín
1 <sup>er</sup> Suplente:	M.C. Rodríguez González Miguel
2 <sup>do</sup> Suplente:	Dr. Aguirre González Jorge

Lugar donde se realizó la tesis: México D.F

## **TUTOR DE TESIS**

Dr. Ovando Shelley Efraín

---

**FIRMA**

## AGRADECIMIENTOS

Gracias a **Dios** y a la **Virgen**, por iluminar siempre mi camino, por haberme dado tanta fuerza y fe con la que he sabido salir adelante.

A mis padres, **Grettel Arias y Alvaro Mussio**, que siempre me han dado su apoyo incondicional y a quienes debo este triunfo profesional, por todo su trabajo y dedicación para darme una formación académica y sobre todo humanista y espiritual. De ellos es este triunfo y para ellos es todo mi agradecimiento.

A la **UNAM**, la Máxima Casa de Estudios, por darme la oportunidad de aprender y forjarme como profesional. A **CONACYT** por el apoyo económico.

A mi tutor el Dr. **Doctor Efraín Ovando Shelley** por toda la confianza depositada en mi, por todo el apoyo, por abrirme un mundo de conocimientos y oportunidades que estoy segura que definirán el rumbo que quiero seguir.

A todos mis **Maestros** que aportaron a mi formación. A mis **Compañeros** de la maestría, por brindarme su amistad y apoyo durante estos años.

## RESUMEN

El ensaye de campo más antiguo y más utilizado alrededor del mundo para evaluar la resistencia a la licuación es la prueba de penetración estándar (SPT). Sin embargo, los métodos en los que el potencial de licuación se relaciona con la velocidad de onda de corte ( $V_s$ ) son de fácil ejecución y los costos son menores. A pesar de esto, su ejecución no se ha extendido en el entorno geotécnico pero en los últimos años el interés por la utilización de microtremores como fuente de energía para evaluar algunas propiedades del subsuelo ha crecido vertiginosamente. En este trabajo de tesis se estudia el fenómeno de licuación de arenas en el Valle de Mexicali, proponiendo para ello una metodología para caracterizar el suelo arenoso con perfiles de la velocidad de ondas de corte ( $V_s$ ) obtenidos a partir del análisis espectral del ruido sísmico ambiental o microtremores. Los resultados que se presentan demuestran las ventajas del método propuesto.

## **ABSTRACT**

The standard penetration test (SPT) is the oldest field test to determine the sand liquefaction potential. Current techniques for estimating shallow shear wave velocities for assessing sand liquefaction potential are easy, quick and more economical than any of the other methods. Despite this, those methods are yet not amply utilized. Microtremor analyses have only recently been adopted for liquefaction studies and in fact, they have become increasingly popular in engineering communities. This paper puts forth a method to characterize soil in terms of shear wave velocities obtained from microtremor analyses and ambient noise signals and thereafter, to assess liquefaction potential from them. The method was applied at the valley of Mexicali, and our results display its advantages.

## CONTENIDO

<b>AGRADECIMIENTOS .....</b>	<b>IV</b>
<b>RESUMEN .....</b>	<b>V</b>
<b>ABSTRACT .....</b>	<b>VI</b>
<b>CONTENIDO .....</b>	<b>VII</b>
<b>INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>10</b>
<b>CAPÍTULO 1 EL PROBLEMA.....</b>	<b>12</b>
1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA .....	12
1.2. LICUACIÓN DEL VALLE DE MEXICALI.....	13
1.3. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN.....	14
<b>1.3.1. Objetivo General .....</b>	<b>14</b>
<b>1.3.2. Objetivos Específicos.....</b>	<b>14</b>
1.4. ALCANCE DE LA INVESTIGACIÓN .....	15
1.5. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN.....	15
<b>CAPÍTULO 2 CONCEPTOS BÁSICOS.....</b>	<b>16</b>
2.1. FENÓMENO DE LICUACIÓN .....	16
2.2. FACTORES QUE INFLUYEN EN LA OCURRENCIA DE LICUACIÓN .....	18
<b>2.2.1. Tipo de suelo .....</b>	<b>18</b>
<b>2.2.2. Compacidad relativa .....</b>	<b>20</b>
<b>2.2.3. Presión de confinamiento inicial .....</b>	<b>21</b>
<b>2.2.4. Profundidad del nivel freático.....</b>	<b>21</b>
<b>2.2.5. Grado de saturación.....</b>	<b>22</b>
<b>2.2.6. Magnitud del movimiento sísmico .....</b>	<b>22</b>
<b>2.2.7. Duración del movimiento sísmico .....</b>	<b>22</b>
<b>2.2.8. Estructura .....</b>	<b>22</b>
<b>2.2.9. Lapso de esfuerzo sostenido .....</b>	<b>24</b>
<b>2.2.10. Historia previa de deformaciones .....</b>	<b>24</b>
<b>2.2.11. Historia de esfuerzos .....</b>	<b>25</b>
2.3. EFECTOS DE LA LICUACIÓN.....	25
<b>2.3.1. Fallas de flujo.....</b>	<b>26</b>
<b>2.3.2. Desplazamientos laterales.....</b>	<b>26</b>
<b>2.3.3. Oscilaciones del suelo .....</b>	<b>26</b>
<b>2.3.4. Pérdida de capacidad de carga .....</b>	<b>26</b>
<b>2.3.5. Incremento en la presión lateral sobre muros de retención .....</b>	<b>27</b>
<b>2.3.6. Asentamientos.....</b>	<b>27</b>
<b>2.3.7. Volcanes de arena.....</b>	<b>28</b>

<b>CAPÍTULO 3 MARCO DE REFERENCIA .....</b>	<b>29</b>
3.1. RELACIÓN DE ESFUERZOS CÍCLICOS (CSR) Y RELACIÓN DE RESISTENCIA CÍCLICA (CRR) .....	29
<b>3.1.1. Relación de esfuerzos cíclicos (CSR) .....</b>	<b>29</b>
<b>3.1.2. Relación de resistencia cíclica (CRR) .....</b>	<b>30</b>
3.2. MÉTODOS PARA EVALUAR LA SUSCEPTIBILIDAD A LA LICUACIÓN EN SUELOS GRANULARES.....	31
<b>3.2.1. Métodos empíricos.....</b>	<b>31</b>
<b>3.2.2. Métodos basados en el estado estable de las arenas .....</b>	<b>35</b>
<b>3.2.3. Métodos numéricos .....</b>	<b>36</b>
<b>CAPÍTULO 4 MÉTODOS DE CAMPO PARA ESTIMAR EL POTENCIAL DE LICUACIÓN.....</b>	<b>38</b>
4.1. PRUEBA DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT).....	38
4.2. PRUEBA DE PENETRACIÓN DE CONO (CPT) .....	40
4.3. VELOCIDAD DE ONDA DE CORTE ( $V_s$ ) .....	43
4.4. PRUEBA DE PENETRACIÓN BECKER (BPT) .....	45
4.5. DILATÓMETRO DE MARCHETTI (DMT).....	47
<b>CAPÍTULO 5 PROPAGACIÓN DE ONDAS .....</b>	<b>50</b>
5.1. ONDAS SÍSMICAS .....	50
<b>5.1.1. Ondas de cuerpo .....</b>	<b>50</b>
<b>5.1.2. Ondas superficiales .....</b>	<b>50</b>
5.2. MICROTREMORES .....	52
<b>5.2.1. Origen y características de los microtremores .....</b>	<b>52</b>
<b>5.2.2. Fuentes de los microtremores.....</b>	<b>53</b>
5.3. MÉTODOS DE ONDAS SÍSMICAS SUPERFICIALES.....	53
<b>5.3.1. Métodos pasivos.....</b>	<b>53</b>
5.3.1.1. <i>Nakamura (H/V)</i> .....	53
5.3.1.2. <i>Método F-K</i> .....	53
5.3.1.3. <i>Método de autocorrelación espacial (SPAC)</i> .....	54
<b>5.3.2. Métodos activos .....</b>	<b>54</b>
5.3.2.1. <i>Spectral Analysis of Surface Wave (SASW)</i> .....	54
5.3.2.2. <i>Multi-Channel Analysis of Surface Wave (MASW)</i> .....	54
<b>CAPÍTULO 6 APLICACIÓN: TEMBLOR EL MAYOR-CUCAPAH DEL 4 DE ABRIL DE 2010.....</b>	<b>55</b>
6.1. CONSIDERACIONES GENERALES .....	55
6.2. SELECCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO.....	55

6.2.1. Población y muestra .....	55
6.2.2. Ubicación del área de estudio .....	55
6.2.3. Geología del área de estudio .....	58
6.2.4. Sismicidad del área de estudio .....	58
6.2.6. Afectaciones .....	60
6.2.7. Estudios realizados .....	61
6.3. PROCEDIMIENTO PARA LA OBTENCIÓN DE DATOS .....	63
6.3.1. Adquisición de datos .....	63
6.3.2. Equipo y arreglo geométrico .....	64
6.4. PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE DATOS .....	65
6.4.1. Análisis Slant-Stack .....	65
6.4.2. Interpretación y selección de la velocidad de fase .....	66
6.4.3. Inversión de la velocidad de onda de corte .....	68
<b>CAPÍTULO 7 PERFILES DE VELOCIDAD DE ONDA DE CORTE (<math>V_s</math>) .....</b>	<b>69</b>
7.1. PERFILES SÍSMICOS PRÓXIMOS AL SONDEL SPT 1 .....	70
7.1.1. Caracterización de la zona .....	76
7.2. PERFILES SÍSMICOS PRÓXIMOS AL SONDE SPT 2 .....	78
7.2.1. Caracterización de la zona .....	81
7.3. PERFILES SÍSMICOS PRÓXIMOS AL SONDEL SPT 3 .....	83
7.3.1. Caracterización de la zona .....	85
7.4. PERFILES SÍSMICOS PRÓXIMOS AL SONDEL SPT 5 .....	86
7.4.1. Caracterización de la zona .....	88
7.5. CARACTERIZACIÓN DE LA COLONIA SOLIDARIDAD SOCIAL .....	90
<b>CAPÍTULO 8 ANÁLISIS DE LICUACIÓN .....</b>	<b>94</b>
8.1. SPT 1 .....	94
8.2. SPT 2 .....	96
8.3. SPT 3 .....	98
8.4. SPT 5 .....	99
8.5. VELOCIDAD DE ONDA DE CORTE CRÍTICA ( $V_{sc}$ ) .....	100
<b>CAPÍTULO 9 CONCLUSIONES .....</b>	<b>104</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS .....</b>	<b>106</b>

## INTRODUCCIÓN

Existen autores que reconocen que el término de licuación fue utilizado por primera vez por Hazen (1920) para explicar la falla que se originó en la Presa Calaveras en California. Sin embargo, este fenómeno adquirió mayor importancia a partir de los estudios pioneros de Casagrande (1936). Quien reconoció que bajo ciertas condiciones de densidad, las arenas saturadas con comportamientos contractivos sujetas a esfuerzos cortantes, pueden desarrollar una presión de poro elevada y una pérdida súbita de resistencia, sin importar la magnitud del movimiento. Este fenómeno se definió como licuación.

La licuación ocurre cuando suelos arenosos son sometidos a vibración, por lo tanto, cuando un estrato de suelo se licúa y empieza a fluir por la acción del terremoto, éste no es capaz de soportar el peso de cualquier suelo o estructura encima de él. En consecuencia, es posible que ocurran una serie de efectos, algunos catastróficos, como: deslizamientos, flujos, hundimiento o inclinación de edificaciones, volcanes de arena, asentamientos diferenciales, emersión aparente de estructuras etc., como ha quedado evidenciado en numerosos terremotos ocurridos en diferentes partes del mundo.

Los casos históricos de licuación comenzaron a hacerse cada vez más notables a partir de las desastrosas consecuencias ocasionadas por un sismo en Niigata, Japón y en Anchorage, Alaska en 1964. En esa oportunidad, se condujeron estudios sobre el comportamiento del suelo debido a cargas causadas por el sismo donde se observó que la aplicación de una serie de esfuerzos cíclicos con magnitudes relativamente pequeñas a arenas saturadas con mediana a alta densidad bajo condiciones no drenadas puede generar una elevada presión de poro e inducir deformaciones significativas en muestras que presentan comportamientos dilatantes (Seed and Lee, 1966). Desde entonces innumerables metodologías han sido desarrolladas para tratar de definir el riesgo de licuación de un depósito de arenas saturadas. Una vez que se determina que existe riesgo de licuación en un depósito arenoso, hay dos aspectos fundamentales que deben tratar de controlarse: la pérdida de resistencia al corte y las grandes deformaciones debido a fallas de flujo.

Un suelo licuado se deforma presentando poca o nula resistencia al corte. La factibilidad para que un suelo se licue, depende primordialmente de lo suelto que esté, de la cantidad de cementante o arcilla entre partículas y de qué tan restringido esté el drenaje. La cantidad de deformación que sigue a la licuación depende de la compacidad del suelo, de la profundidad, del espesor y extensión en área del estrato licuado, de la pendiente del terreno y de la distribución de cargas aplicadas por construcciones y otras estructuras.

Los tipos de sedimentos más susceptibles son, los depósitos de arena limpia, arena arcillosa y arena limosa. La licuación no ocurre al azar, es restringida por condiciones geológicas e hidrológicas que rodean al depósito. Generalmente, los suelos más susceptibles a licuarse son, los sedimentos más jóvenes (menores de 10.000 años) y sueltos con niveles de agua superficiales; entre ellos podemos mencionar deltas de ríos, planicies, depósitos eólicos y rellenos pobremente compactados.

Para que una presión tan alta se genere en un suelo granular en estado suelto y provoque las condiciones antes mencionadas no se necesitan grandes terremotos; basta la vibración provocada por el paso de un tren con dichas características. Es entonces, sencillo imaginarse el efecto que tendrán vibraciones causadas por el hincado de pilotes, explosiones subterráneas, maquinarias o cualquier otro tipo de acción dinámica que provoque que el suelo tienda a disminuir su volumen. Sin embargo, en esta tesis solo se abarcarán las condiciones de esfuerzo en el suelo debido a la acción del sismo.

De lo anterior se deduce la vulnerabilidad de algunas zonas de la República Mexicana, como las costas y deltas de ríos, donde los suelos son potencialmente licuables debido a las características de sus depósitos, y considerando también, que son áreas de alto riesgo sísmico donde los terremotos y erupciones volcánicas son dos fenómenos naturales que se presentan con relativa frecuencia.

Baja California es una zona muy sísmica y la alta densidad de población (desarrollos industriales, agrícolas y turísticos) la convierten en un área de alto riesgo. El riesgo es mayor hacia el Valle de Mexicali, zona de estudio de esta tesis, ya que las fallas más cercanas al límite de placas se caracterizan por sufrir sismos de mayor magnitud. Lo anterior ha estimulado a los ingenieros geotécnicos a entender el comportamiento mecánico de la licuación como resultado de un sismo y las consideraciones que se requieren tomar al momento de diseñar, además de la necesidad de desarrollar criterios novedosos que permitan determinar el potencial de licuación ante la ocurrencia de sismos, objeto de estudio en este trabajo de investigación.

El desarrollo de este trabajo de investigación se estructura en capítulos, de los cuales, a continuación se hace una breve descripción de su contenido.

El Capítulo 1. El problema: En esta parte se exponen los argumentos que sustentan el planteamiento del problema central de este estudio. Asimismo, se definen los objetivos que guían el desarrollo del trabajo; la justificación, en la que se explica la pertinencia del mismo; los alcances y limitaciones.

El Capítulo 2. Conceptos Básicos: Se resumen una serie de elementos conceptuales relacionados con el tema de la presente investigación que sirven de base al desarrollo de la misma. En él se describe el fenómeno de licuación, los factores que influyen en el mismo y sus efectos.

El Capítulo 3. Marco de Referencia: incluye una revisión sobre las diferentes técnicas experimentales, semi-empíricas y numéricas existentes para analizar el fenómeno de licuación.

El Capítulo 4: Métodos de campo para estimar el potencial de licuación: Se presentan diferentes metodologías para analizar el fenómeno de licuación a partir de pruebas de campo, tales como el ensayo de penetración estándar (SPT), el ensayo del cono eléctrico (CPT), la velocidad de onda de corte ( $V_s$ ), la prueba de penetración Becker (BPT) y el ensayo del Dilatómetro de Marchetti (DMT).

El Capítulo 5. Propagación de Ondas: se expone una serie de elementos conceptuales relacionados con las ondas sísmicas, donde se describen los métodos de ondas sísmicas superficiales, el origen y características de los microtemores, su metodología de adquisición y procesamiento y análisis.

El Capítulo 6. Aplicación: Temblor El Mayor-Cucapah del 4 de abril del 2010: Se explica la forma en que se desarrollará el estudio para poder dar respuesta al problema planteado, haciendo referencia al tipo y diseño de la investigación, población, muestra, procedimiento para la obtención de datos, y por último, procesamiento y análisis de los mismos.

Capítulo 7 y 8. Perfiles de velocidad de onda de corte ( $V_s$ ) y Análisis de licuación: En este momento de la investigación se indica el tipo de análisis y la forma en que se procesan los datos. Se discuten los mismos, analizando la información a fin de elaborar inferencias pertinentes al caso.

Capítulo 9. Conclusiones: Se presentan de manera sucinta los aspectos derivados del análisis de los resultados en relación al fenómeno de la licuación.

# CAPÍTULO 1

## EL PROBLEMA

### 1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Después de los sismos de 1964 en Anchorage, Alaska y Niigata, Japón, se reconoció al fenómeno de licuación de arenas como una de las principales causas de pérdidas humanas e infraestructura, por lo que este fenómeno ha sido uno de los más importantes, interesantes y controversiales temas en la ingeniería geotécnica.

La licuación ha ocurrido en numerosos terremotos, como ha quedado en evidencia en los registros históricos y geológicos. Otro ejemplo de esto es el caso de Chile, el terremoto del 3 de marzo de 1985, el cual afectó la zona con mayor densidad de población, donde se encuentran los dos puertos más importantes del país, Valparaíso y San Antonio, y grandes estructuras de suelos o rellenos en forma de muelles, espigones y sitios de atraque. Más recientemente, los fuertes terremotos ocurridos en California, como Loma Prieta (1989) y Northridge (1994), además de otros como Kobe (1995), Turquía (1999) y Taiwán (1999) han proporcionado pruebas adicionales de los efectos dañinos de la licuación.

El comportamiento de los suelos ante los efectos de sismos ha sido estudiado desde hace muchos años, debido a que se ha observado que los daños resultantes pueden ser influenciados, de diversas maneras, por las características del terreno en una determinada área, interviniendo muchas variables. Debido a ello, las condiciones en que los suelos granulares pierden una parte significativa de su resistencia, bajo la acción de un sismo, no han sido completamente comprendidas y, en consecuencia, representan un magnífico campo de investigación.

México es un país de alta sismicidad, los sismos que se registran provienen de tres fuentes principales, la primera es la subducción de las Placas de Rivera y de Cocos con la de Norteamérica; la segunda es el sistema de fallas asociadas a la de San Andrés, que producen sismos que afectan regiones cercanas a la frontera y por último en la Costa del pacífico se tiene la subducción de la placa de Cocos.

Tomando en consideración la condición sísmica ya planteada, aunada a las características geotécnicas que prevalecen en una gran porción de las costas mexicanas, donde existen grandes depósitos de arenas saturadas susceptibles de licuarse y siendo estas áreas destinadas al desarrollo de asentamientos humanos, estructuras industriales o centros estatales; se justifica todo esfuerzo e interés dirigido al estudio sobre el comportamiento dinámico de los suelos granulares.

Entre otros, en el Valle de Mexicali, Baja California se han presentado en el pasado sismos de gran magnitud que han generado licuación local y extensiva, de modo que pensar hacia el futuro cercano en fundaciones para estructuras o en diseños geotécnicos en sitios con tales características debe involucrar un análisis racional y lo más detallado posible de la amenaza por licuación del suelo.

La evaluación del potencial de licuación se puede hacer mediante pruebas de laboratorio y pruebas de campo. Sin embargo, obtener muestras inalteradas de cualquier arena, en general no ha dado buenos resultados. Por lo anterior, las pruebas de campo han tomado gran importancia para valorar las características del suelo.

Los métodos que han llegado a ser rutinarios para la investigación del potencial de licuación en campo, son aquellos que se basan en las pruebas de penetración estándar (SPT), la de penetración de cono (CPT), el penetrómetro Becker (BPT), el dilatómetro de Marchetti (DMT) y métodos en los que el potencial de licuación se relaciona con la velocidad de onda de corte ( $V_s$ ).

Este trabajo de tesis está dirigido a la estimación del potencial de licuación utilizando registros de microtemores. Los investigadores de este tipo de registro reportan que el estudio del ruido, fue realizado desde antes de 1950, (Bennefoy, et al., 2006); mencionan al trabajo de Gutemberg de 1911 como el pionero en este tema. En cuanto al origen del ruido, existe un acuerdo en la comunidad científica que el origen puede ser natural o cultural. El primer caso se relaciona con periodos largos (frecuencias cortas) y se origina de condiciones meteorológicas u ondas oceánicas, llamados también microsismos. El segundo caso presenta periodos cortos (frecuencias altas) y su fuente es la actividad humana, llamado microtemores o vibración ambiental (este ruido se usa para trabajos de respuesta de sitio y microzonación). Este último, es el objeto de estudio en esta investigación.

El presente trabajo de tesis se plantea como objetivo estudiar el fenómeno de licuación en La Colonia Solidaridad Social ubicada en el Valle de Mexicali, proponiendo para ello una metodología para clasificar el suelo, empleando los registros de velocidad de transmisión de las ondas de corte ( $V_s$ ) a través del terreno. La adquisición de los registros de ruido ambiental se obtuvo gracias a trabajos realizados en el Centro de Investigación Científica y Educación Superior de Ensenada después del sismo El Mayor-Cucapáh, del 4 de Abril de 2010.

A partir de los registros de microtemores obtenidos en esta zona, se desarrolló un procedimiento que permitió modelar y evaluar los perfiles de la velocidad de onda de corte ( $V_s$ ) teniendo como referencia la información geológica y geotécnica de la zona para lo cual se contó con los datos de sondeos de penetración estándar realizados después del temblor.

Una vez determinado el perfil de velocidad de la onda de corte, se recurrió a criterios ya conocidos para evaluar el potencial de licuación de suelos granulares.

## 1.2. LICUACIÓN DEL VALLE DE MEXICALI

El Valle de Mexicali está localizado en el extremo noreste del estado mexicano de Baja California y se encuentra comprendido dentro de la región fisiográfica denominada Delta del Río Colorado, en el cual se distinguen cuatro unidades fisiográficas: las planicies, las mesetas, las terrazas, y el macizo montañoso de la sierra de los Cucapah. La planicie está formada por limos, arenas y arcillas que forman los sedimentos cuaternarios del Delta del Río Colorado. Las mesetas y terrazas presentan forma plana y escalonada conformadas por arenas y terrazas aluviales. El macizo montañoso de la sierra de los Cucapah está formado por granito, esquistos y calizas.

El valle de Mexicali se encuentra en la zona atravesada por la Falla de San Andrés, por lo que es una de las zonas sísmicamente más activas del país. Los sismos más sobresalientes en esta zona han sido;

- El 8 de junio de 1980, se produjo un sismo de magnitud de 6.7  $M_w$ , con una distancia al epicentro menor de 10 Km y con una profundidad focal de 16 Km, produciendo una aceleración máxima en la superficie del terreno de 0.5g.
- El 4 de abril de 2010 se produjo un sismo de magnitud 7.2  $M_w$  que sacudió el noroeste de México y el sur de California, en Estados Unidos, y se convirtió en el mayor terremoto de los últimos 120 años en la región.

El sismo de 2010 causó daños a la infraestructura eléctrica en la zona del Valle de Mexicali, colapso de la carretera Tijuana-Mexicali a la altura del kilómetro 21 La Rumorosa, se reportaron ventanas

quebradas, la caída de diversos postes de electricidad y de teléfono. En afectaciones de otra índole, sufrieron daños graves los canales de riego Nuevo Delta y Reforma afectando 60 mil hectáreas de cultivo en el Valle de Mexicali, se reportaron múltiples fenómenos de licuación, generando grietas en el terreno, en algunos drenes no revestidos, en tramos de carretera, así como volcanes de arenas, deformaciones verticales y horizontales en algunos tramos de la vía del ferrocarril.

El sismo fue registrado en Ensenada (Baja California) por el Centro de Investigación Científica y de Educación Superior de Ensenada.



**Figura 1.1. Valle de Mexicali, Baja California**

Con la finalidad de obtener una visión más completa de los mecanismos, bajo los cuales se inicia el fenómeno de licuación y posteriormente las innumerables consecuencias catastróficas. El desarrollo de criterios novedosos para determinar el potencial de licuación ante la ocurrencia de sismos ha dado lugar a la necesidad de investigar el comportamiento de arenas saturadas.

### **1.3. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN**

#### **1.3.1. Objetivo General**

Determinar el potencial de licuación mediante el método de microtremores en la Colonia Solidaridad Social, Mexicali.

#### **1.3.2. Objetivos Específicos**

- a) Compilar los perfiles sísmicos elaborados a partir del registro de microtremores obtenidos por el Centro de Investigación Científica y de Educación Superior de Ensenada en Baja California, en fechas posteriores al sismo del 04 de abril del 2010.
- b) Procesar y analizar los registros con la utilización del Software SEISIMAGER, para la obtención de las curvas de dispersión y los perfiles de velocidad de onda de corte del suelo ( $V_s$ ) para cada uno de los perfiles sísmicos.

- c) Estimar a partir de los perfiles sísmicos y número de golpes de las pruebas SPT el potencial de licuación con criterios y métodos ya conocidos.
- d) Comparar y correlacionar los resultados obtenidos con el registro de microtemores con los resultados de las pruebas SPT

#### **1.4. ALCANCE DE LA INVESTIGACIÓN**

Los alcances de esta investigación son los siguientes:

- a) Se describe el fenómeno de licuación, los factores que influyen en el mismo y sus efectos.
- b) Se hace un breve resumen de las diferentes técnicas experimentales, semi-empíricas y numéricas existentes para analizar el fenómeno de licuación.
- c) Se presentan diferentes metodologías para analizar el fenómeno de licuación a partir de pruebas de campo.
- d) Se expone una serie de elementos conceptuales relacionados con las ondas sísmicas, donde se describen los métodos de ondas sísmicas superficiales, el origen y características de los microtemores, su metodología de adquisición, procesamiento y análisis.
- e) Se desarrolla el procedimiento que permite modelar y evaluar los perfiles de la velocidad de onda de corte ( $V_s$ ) de siete (07) perfiles sísmicos teniendo como referencia la información geológica y geotécnica de la zona para lo cual se cuenta con los datos de seis (06) sondeos de penetración estándar realizados en la zona después del temblor.
- f) Una vez determinado el perfil de velocidad de la onda de corte, se recurre a criterios ya conocidos para evaluar el potencial de licuación de suelos granulares.
- g) Se discuten los resultados obtenidos, analizando la información a fin de elaborar inferencias pertinentes al caso

#### **1.5. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN**

El método que se desarrollará permitirá evaluar y/o mitigar el potencial de licuación, adoptando, modificando o mejorando los métodos más convencionales. Los avances que pueda proveer este método constituyen un nuevo enfoque en las técnicas de medición en campo debido a que se pueden obtener registros de varios puntos de una ciudad en un corto lapso de tiempo y por consiguiente microzonaciones más detalladas. Además el registro de microtemores con una sola estación suele ser económica y las aplicaciones de gran alcance.

## CAPÍTULO 2

### CONCEPTOS BÁSICOS

#### 2.1. FENÓMENO DE LICUACIÓN

La licuación se define como la reducción drástica de la resistencia y rigidez de un suelo granular saturado por efecto de cargas cíclicas o monotónicas.

Este fenómeno ocurre cuando las ondas sísmicas (principalmente las ondas S), al pasar por estratos granulares saturados, distorsionan el arreglo estructural del suelo, provocando el colapso de los granos que se encuentran en un estado suelto (densificación). Esta serie de colapsos provoca un incremento en la presión de poro entre los granos, si la presión de poro aumenta tanto que se aproxime al peso de la capa de suelo que se encuentra sobre ella, el estrato granular, temporalmente se comporta como un líquido viscoso en lugar de un sólido esto se debe a que las partículas de suelo pierden contacto entre ellas.

El fenómeno de licuación de arenas ha tenido gran importancia para los investigadores en el área de la mecánica de suelos ya que las pérdidas provocadas por el fenómeno (tanto materiales como humanas) durante estos eventos siempre han sido importantes.

Seed y Lee (1966) describen el fenómeno de la siguiente manera: “sí una arena saturada es sometida a vibración, tiende a compactarse y a disminuir su volumen, esta disminución de volumen resulta en un incremento de la presión del agua en los poros por falta de drenaje, si este incremento de presión iguala al esfuerzo confinante inicial, el esfuerzo efectivo se hace cero y la arena perderá su resistencia al esfuerzo cortante, desarrollándose entonces el fenómeno de licuación”

La Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE,1978) definió el fenómeno de licuación como el proceso de transformación de cualquier sustancia en un líquido. En suelos no cohesivos la transformación va de un estado sólido a un estado licuado como consecuencia de un aumento en la presión de poro y una reducción de los esfuerzos efectivos. La definición de Youd (1983) es similar: “es la transformación de un material granular de un estado sólido a otro licuado como consecuencia del incremento de la presión de agua s los poros”.

Es importante señalar que cuando el término de licuación fue utilizado por primera vez, éste pretendía explicar o describir el fenómeno que induce grandes movimientos y deformaciones en el suelo con muy poca o ninguna resistencia al movimiento. A partir de los últimos 30 años el uso del término de licuación se ha extendido a otros fenómenos que están íntimamente relacionados.

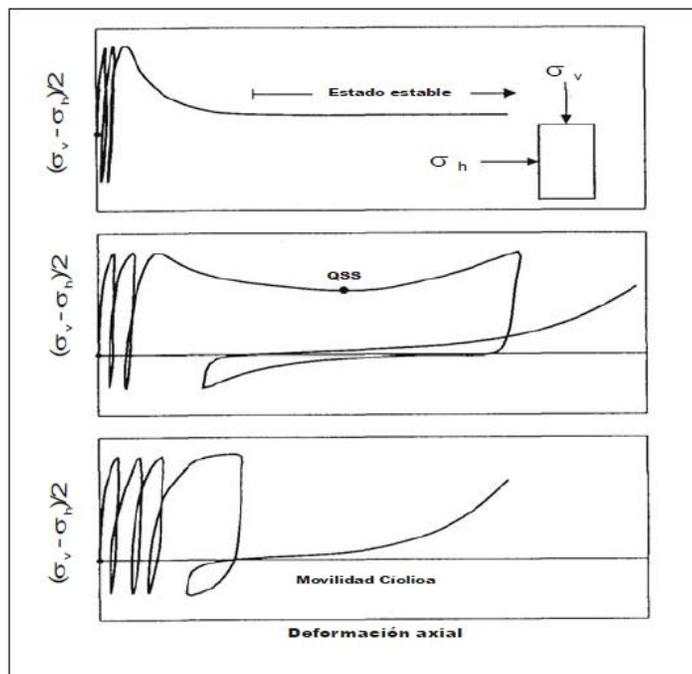
Casagrande (1976) definió como “licuación real” a la respuesta de una muestra de arena suelta y saturada cuando se le somete a deformaciones o impactos que dan como resultado una pérdida sustancial de resistencia y en casos extremos a deformaciones de flujo, que se define cuando el esfuerzo cortante necesario para continuar la deformación eventualmente alcanza un valor constante.

Castro (1975) distinguió al menos dos fenómenos diferentes asociados a la licuación y los definió como licuación y movilidad cíclica; ambos fenómenos tienen en común el desarrollo de altas presiones de poro a volumen constante. Sin embargo la licuación consiste en una pérdida de la resistencia al esfuerzo cortante y sólo puede ocurrir en arenas que se encuentran más sueltas que la relación de vacíos crítica. La movilidad cíclica consiste en un incremento gradual de deformaciones cíclicas y

puede ocurrir en arenas sueltas, medias o densas, pero no necesariamente representa una pérdida total en la resistencia al esfuerzo cortante del suelo.

Investigaciones posteriores (Poulos, 1981, 1988; Ishihara, 1993; Vaid y Sivathayalan, 1996; Norris et al, 1997; Ashour y Norris, 1999; Vaid y Sivathayalan, 2000), coinciden en afirmar que una arena en estado suelto no necesariamente pierde toda su resistencia durante la licuación.

En la figura 2.1 se muestran los diferentes fenómenos que se presentan en una arena sometida a cargas cíclicas, no drenadas, de amplitud y frecuencia constante.



**Figura 2.1. Diversas condiciones de estado para una arena bajo condiciones de carga cíclica (Vaid y Sivathayalan, 2000)**

La licuación total (figura 2.1.a) está indicada por un crecimiento rápido de la presión de poro. Al presentarse ésta, las deformaciones de la muestra también crecen y, a deformaciones grandes, la muestra alcanza su estado estable. El estado estable (steady state) se utilizó para describir la última condición de las arenas, y se define como el estado en donde se alcanza la resistencia última sin cambio de volumen o de presión de poro y en el que, las deformaciones ocurren a velocidad constante (Poulos, 1981).

Las arenas medianamente densas o poco sueltas pueden presentar un comportamiento de contractivo a dilatante (figura 2.1.b), donde la probeta moviliza una resistencia reducida que permanece aproximadamente constante durante un intervalo de deformaciones y después recupera parte de su capacidad para resistir esfuerzos cortantes debido a una disminución en la presión de poro (Ovando, 1996). Para referirse a este fenómeno, Alarcon et. al., (1988) usaron el término estado cuasi estable (quasi steady state).

Casagrande (1976) introduce el término “movilidad cíclica” para describir el comportamiento de las arenas densas. (Figura 2.1.c). Estas cuando llegan al punto de esfuerzo efectivo nulo provocado por una

carga de corte cíclico, inician un proceso de rotura. Tal proceso, sin embargo, es dilatante y por tanto provoca una disminución en la presión de poro y un aumento en la resistencia. El efecto final es que la arena experimenta una deformación tangencial apreciable sin presentar necesariamente una pérdida total en la resistencia al esfuerzo cortante del suelo (licuación parcial).

La licuación parcial permite el desarrollo de deformaciones de gran magnitud, pero menos bruscas que las que ocurren en la licuación total.

## 2.2. FACTORES QUE INFLUYEN EN LA OCURRENCIA DE LICUACIÓN

La evaluación de la susceptibilidad de licuación es el primer paso que se debe tomar para determinar los riesgos de licuación de un suelo. Tanto las investigaciones en el laboratorio como las observaciones en campo han demostrado que el potencial de licuación debido a sismos en depósitos de suelo depende de las características que se muestran a continuación:

### 2.2.1. Tipo de suelo

Los suelos con mayor susceptibilidad a licuación son aquellos en que los procesos geológicos los depositan en un estado suelto y con granulometría uniforme. Los depósitos fluviales, coluviales, aluviales y eólicos saturados son los que presentan mayor susceptibilidad a licuación.

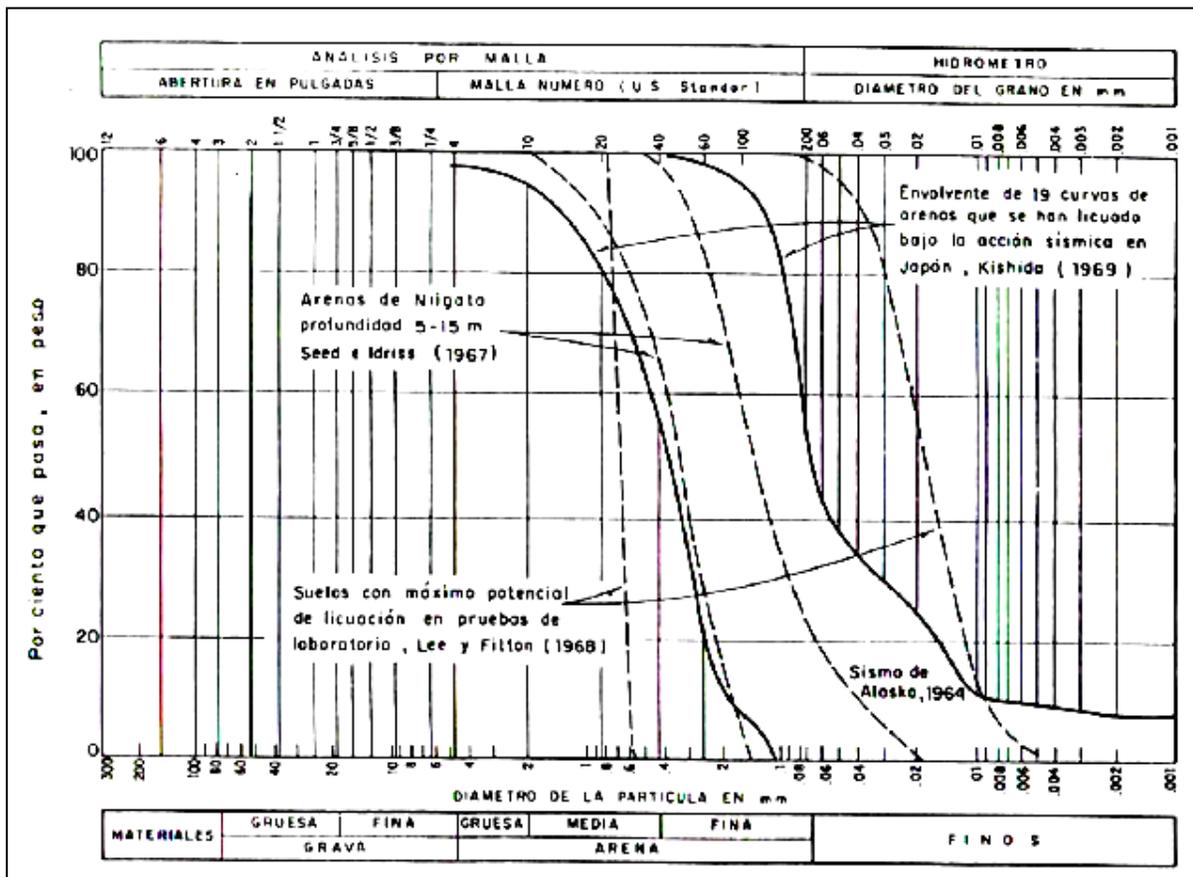
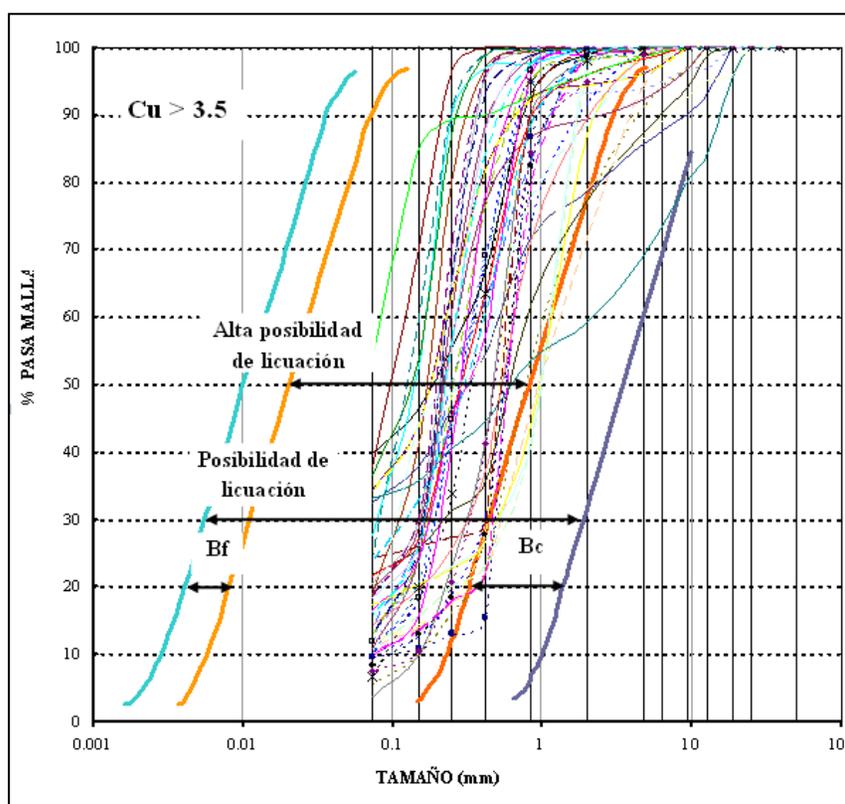


Figura 2.2. Susceptibilidad a la licuación con base en la granulometría del depósito (Shannon y Wilson, 1971)

La curva de distribución granulométrica se ha utilizado como un criterio preliminar en la evaluación de la susceptibilidad a licuación de los suelos, debido a que en la literatura se pueden encontrar gráficas como las de la Figura 2.2, en donde se muestran envolventes de los suelos que se han licuado durante eventos sísmicos.

En el 2005, se realizó la interpretación de una serie de pruebas de campo de la refinería Lázaro Cárdenas de Minatitlán en el estado de Veracruz, con el fin de evaluar las técnicas de mejoramiento masivo de los depósitos arenosos sueltos que existen en el sitio (Zapata, 2005). Se implementó un criterio de carácter empírico el cual permite distinguir, con base en experiencias previas recopiladas por el Port and Harbour Research Institute de Japón, si un determinado estrato de arena es potencialmente licuable con base en su granulometría.

A continuación se observa el análisis de 47 muestras localizadas a profundidades que van de 0 m hasta 40.5 m, con un coeficiente de uniformidad (Cu) mayor a 3.5.



**Figura 2.3. Clasificación de las muestras de suelo de la refinería Lázaro Cárdenas de Minatitlán de acuerdo a su granulometría con  $Cu > 3.5$  (Zapata, 2005)**

En estas curvas se delimitan las siguientes zonas; materiales con alta posibilidad de licuación, materiales con posibilidad de licuación y las zonas B<sub>c</sub> y B<sub>f</sub> (zonas con materiales con posibilidad de licuación).

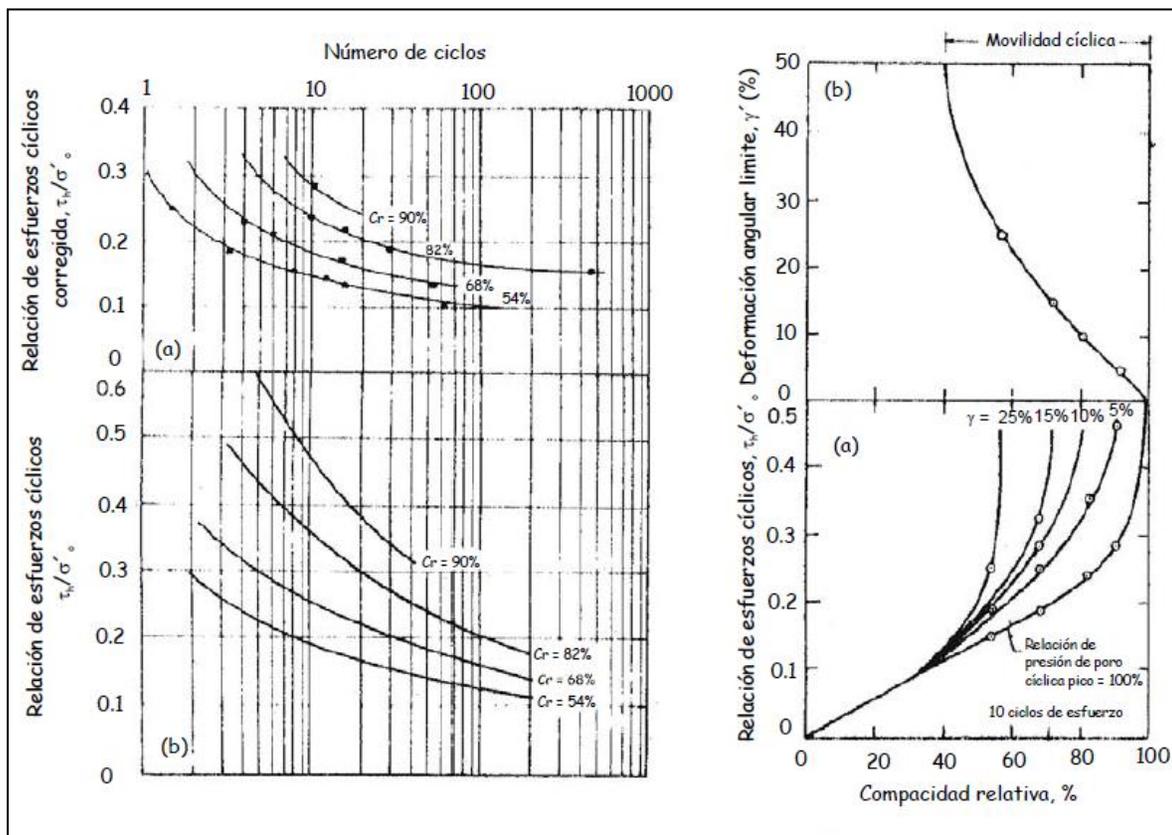
El fenómeno de licuación no se limita a suelos arenosos, ya que se ha observado su ocurrencia en limos, tanto en laboratorio como en campo (Ishihara, 1985). Así mismo, se ha encontrado que el incremento en la plasticidad de los finos que contiene el suelo, disminuye el riesgo a licuación (Kramer, 1996). No obstante, se ha demostrado experimentalmente que la incorporación de porcentajes

pequeños de arcilla y limos dentro de la masa arenosa tiene el efecto contrario. Promueve la formación de estructuras más sueltas pues su presencia disminuye los contactos intergranulares y existe mayor generación de presión de poro bajo condiciones no drenadas, aumentando el potencial de licuación (Ovando, 1986).

Ovando y Pérez (1997) realizaron una investigación para examinar el comportamiento de mezclas de arena y caolín sujetas a carga monotónicas no drenada en una cámara triaxial, donde se concluye que para los porcentajes de partículas finas usadas en esas pruebas, el incremento de caolín es análogo al incremento de la relación de vacíos inicial. Esta tendencia no continúa indefinidamente, ya que las partículas finas dominarán eventualmente el comportamiento de la mezcla.

### 2.2.2. Compacidad relativa

Desde las investigaciones clásicas de Casagrande (1936) se reconoció que el potencial de licuación se encuentra fuertemente relacionado con la relación de vacíos o la densidad relativa del suelo. Durante la ocurrencia de un terremoto, una arena suelta puede sufrir licuación mientras que este mismo suelo en un estado más compacto puede no evidenciar el fenómeno.



**Figura 2.4. Influencia de la compacidad relativa en la resistencia a licuación y deformaciones de cortante límite con respecto a la  $C_r$  (Seed, 1979)**

La figura 2.4 ilustra el fenómeno en el que un suelo sometido a cargas cíclicas, el número de ciclos de esfuerzos requeridos para desarrollar una presión de poro cíclica pico del 100% o una cantidad de deformación, están influenciado por la compacidad relativa del suelo.

### 2.2.3. Presión de confinamiento inicial

Para un esfuerzo cortante cíclico dado, a mayor confinamiento mayor será la resistencia a éste. Sin embargo, el aumento de la presión de confinamiento inhibe la dilatancia del material y promueve un comportamiento contractivo.

En la figura 2.5, Peacock y Seed (1968) realizaron unos ensayos de corte simple cíclico en donde la variable fue el esfuerzo confinante. En estos se observó que mientras el esfuerzo confinante inicial se incrementa, el número de ciclos de esfuerzo necesarios para alcanzar la licuación también se incrementa, con base en esto, el autor afirma que mientras más grande sea el esfuerzo confinante, la susceptibilidad a la licuación disminuye.

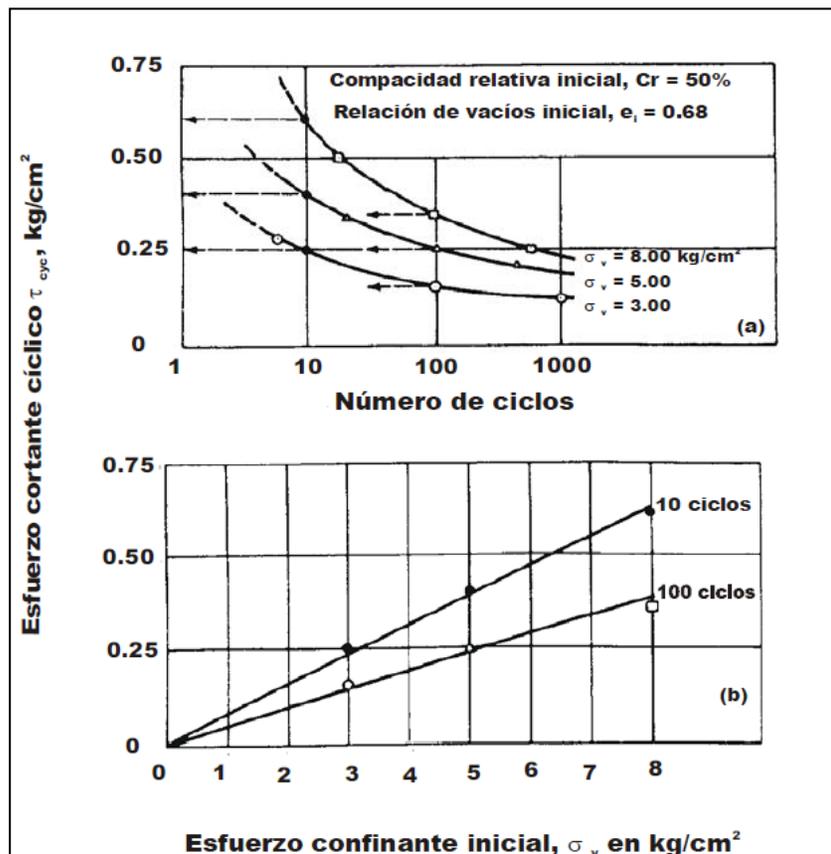


Figura 2.5. Influencia del esfuerzo confinante en el número de ciclos de carga para alcanzar la licuación (Peacock y Seed, 1968)

### 2.2.4. Profundidad del nivel freático

La profundidad del nivel freático es un factor que influye en la ocurrencia de licuación. La presión de poro, producida por el agua que ocupa los vacíos existentes entre las partículas del material debido a la posición del nivel freático, se incrementa por efecto de la vibración producida por el movimiento sísmico. Por consiguiente, la ubicación del nivel freático cuando se produzca un terremoto en un depósito arenoso, será de mucha importancia porque regirá la condición de saturación y por lo tanto, influirá también en el esfuerzo efectivo.

### 2.2.5. Grado de saturación

Ensayos de laboratorio han demostrado que la resistencia de las arenas al inicio de la licuación tiende a incrementarse con la reducción del grado de saturación, el cual se expresa en términos del parámetro B (definido como la relación de la presión de poro inducida al esfuerzo confinante aplicado).

Ishihara et al. (2001) proponen el uso de la medición de la velocidad de las ondas P ( $V_p$ ), con el objeto de identificar el grado de saturación del suelo tanto en campo como en laboratorio y considerar sus efectos en la evaluación de la resistencia a la licuación del suelo. Ishihara concluyó que la resistencia cíclica se incrementa 1.8 veces conforme disminuye el grado de saturación de un 100% a 96%, lo que corresponde a una reducción del parámetro B desde un 0.95 a 0.1.

### 2.2.6. Magnitud del movimiento sísmico

La magnitud del sismo está relacionada con la magnitud de los esfuerzos y deformaciones inducidas en el terreno. Dependiendo de la distancia del epicentro, la magnitud sismo generará cierto valor de aceleración máxima la cual sufrirá amplificación, dependiendo de las condiciones locales del suelo hasta llegar a la superficie. De esta manera la propagación de las ondas de corte durante un terremoto a través del esqueleto del suelo, producirá una compleja distribución de esfuerzos de corte en función del tiempo, causando así deformaciones en la masa de suelo. Por esto se necesita considerar este factor en la evaluación del potencial de licuación en el suelo.

Ensayos de laboratorio (Seed y Lee, 1966) indican que entre más grande sea el esfuerzo o la deformación, menor es el número de ciclos requerido para causar la licuación. De igual manera, evidencias de campo demuestran que depósitos de arena suelta han resistido sismos de poca intensidad (aprox. 0.005g) y se han licuado ante la acción de sismos intensos (0.16g).

### 2.2.7. Duración del movimiento sísmico

La duración del movimiento sísmico es un factor importante en la determinación del potencial de licuación porque este determina de manera general el número de ciclos de carga al cual el suelo estará sujeto. Si el movimiento es intenso predominará la condición no drenada, es decir la disipación de la presión de poro se verá restringida, y por el contrario se evidenciará el aumento de la misma, produciendo en algún momento condiciones de esfuerzo efectivo nulo, y por lo tanto ocurrirá licuación.

Los estudios de laboratorio indican que en una muestra sujeta a carga repetida, con un nivel de esfuerzo o deformación prescrito, el inicio de la licuación dependerá de la aplicación de un número requerido de ciclos de esfuerzo. Esto se confirmó en el sismo de Anchorage en 1964, ya que los deslizamientos ocurrieron después de 90 segundos de iniciado el movimiento.

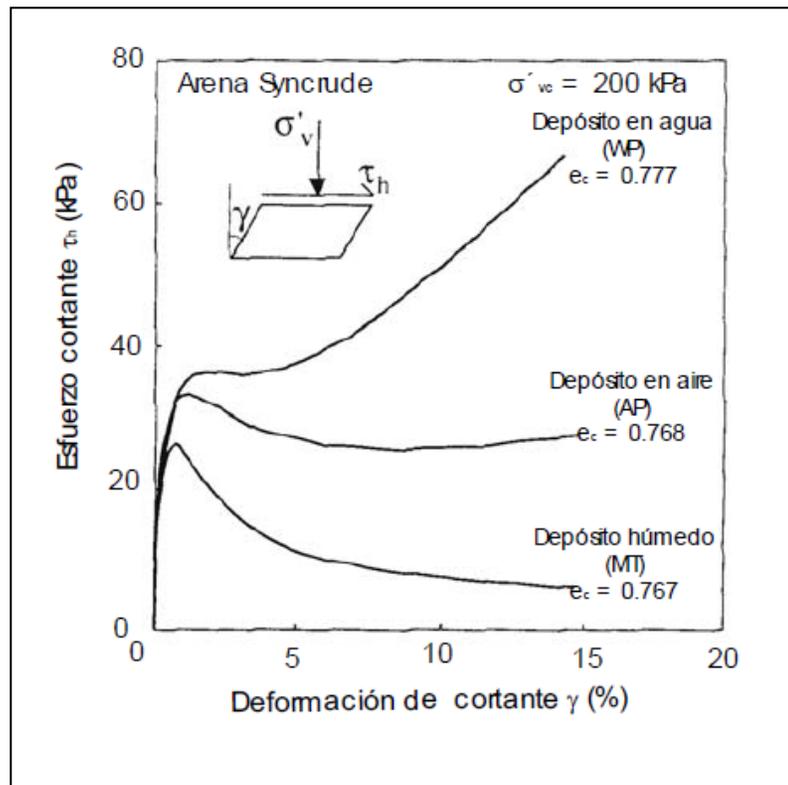
Estos factores que se han enunciado son los clásicos o más conocidos, sin embargo numerosos investigadores han aportado nuevos datos de otros factores que se explicarán a continuación, como son la estructura, los lapsos de esfuerzo sostenido y la historia previa de deformaciones.

### 2.2.8. Estructura

La dificultad de obtener muestras de arena suelta inalteradas para ensayos de laboratorio ha conducido a la búsqueda de técnicas alternativas de reconstitución de muestras, cuyos principales objetivos son:

primero, el simular los procesos de deposición en campo. Segunda, obtener muestras con una distribución uniforme de relación de vacíos y tercero, preparar la muestra a la densidad más baja posible con el fin de cubrir un amplio rango de compacidades.

Entre las técnicas de recuperación de muestras “inalteradas” en campo, las más comunes son (Poulos, et al 1985): (a) muestreo con pistón fijo, (b) congelamiento del suelo y recuperación y (c) muestreo en pozos de prueba. Las técnicas de formación de muestras en laboratorio más usuales son: (a) depositación húmeda (*moist placement o moist tamping*, MT), (b) Depositación en seco (*Dry deposition o air pluviated*, AP) y (c) sedimentación en agua (*water sedimentation o wáter pluviation*, WP).



**Figura 2.6. Efecto de la estructura en la respuesta no drenada de la arena Syncrude (Vaid y Sivathayalan, 2000)**

La figura 2.6 ilustra la respuesta de una arena sometida a un ensayo de corte simple directo en condiciones no drenadas reconstituidas con las técnicas MT, WP y AP, bajo las mismas condiciones de estado (misma relación de vacíos y mismo esfuerzo confinante vertical). Como se observa, existen grandes diferencias en el comportamiento de cada uno de los ensayos, ya que mientras la muestra con la estructura MT tuvo un comportamiento de ablandamiento por deformación y la resistencia última se alcanzó en el estado establecido, la estructura de AP también demostró un comportamiento de ablandamiento por deformación pero en menor medida, alcanzando una resistencia en el estado cuasi-estable. Por lo contrario la muestra fabricada por WP, tuvo un comportamiento de endurecimiento por deformación.

Para la formación de los especímenes, dos de los métodos más utilizados son la pluviación, tal como lo recomienda Bishop y Henkel (1957), y el apisonado por capas en húmedo, como lo describen, por

ejemplo, Arguello (1982) y Ovando (1986). En general, con la pluviación se obtienen probetas densas y con el apisonado en húmedo se obtienen probetas con densidades medias a muy sueltas (Been y Jefferies, 1985).

### **2.2.9. Lاپso de esfuerzo sostenido**

Si a una serie de ensayos de características idénticas se les somete a cargas sostenidas durante periodos que varíen entre 0.1 y 100 días previos a los ensayos de licuación, se observarán diferencias en la relación de esfuerzos cíclicos de hasta un 25%. Por lo que hace suponer que la edad del depósito tiene un efecto importante en la resistencia a la licuación, y debe de observarse sobre todo en rellenos construidos por el hombre.

La licuación no ocurre al azar, es restringida por condiciones geológicas e hidrológicas que rodean al depósito. Generalmente, los suelos más susceptibles a licuarse son los sedimentos más jóvenes (menores de 10.000 años) y sueltos con niveles de agua superficiales. Entre ellos podemos mencionar deltas de ríos, planicies, depósitos eólicos y rellenos pobremente compactados. Los suelos densos, incluyendo los rellenos bien compactos, son poco susceptibles a licuarse.

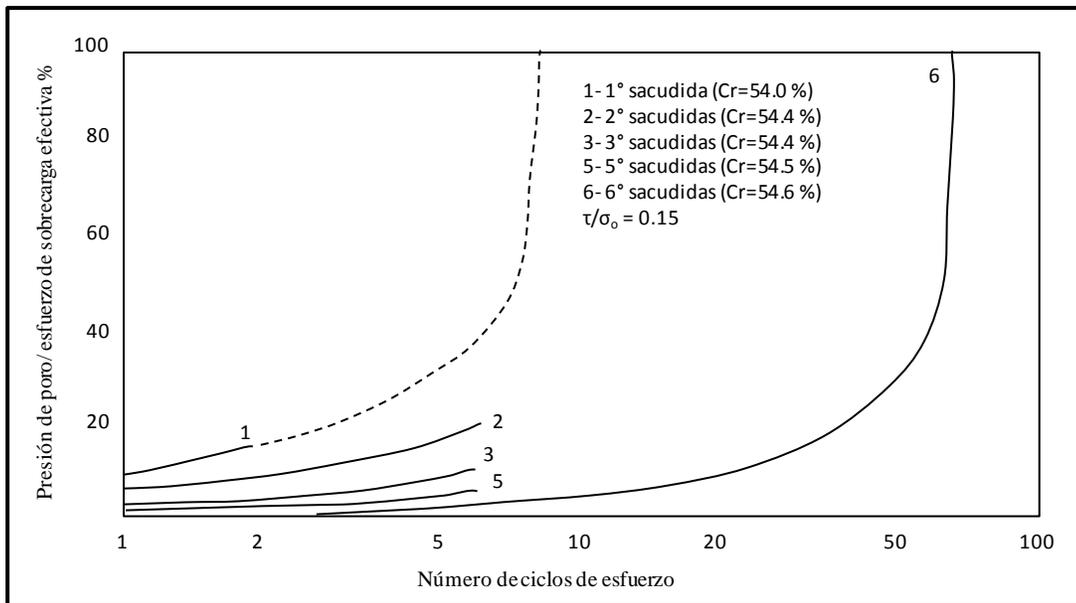
### **2.2.10. Historia previa de deformaciones**

Este importante factor fue señalado por primera vez por Finn, Bransby y Pickering (1970), quienes comprobaron por medio de experiencias en laboratorio, que las características del fenómeno de licuación son influenciadas por la historia previa de deformaciones. Por otro lado, los resultados en los cuales muestras de arena se sometieron previamente a una serie de vibraciones de pequeña amplitud, permitieron a Seed, Mori y Chan (1975) verificar que por efecto de la historia sísmica se incrementa considerablemente la resistencia a la licuación (Figura 2.7).

En otras palabras, de acuerdo con la evidencia experimental, se puede afirmar que para un número de ciclos dados, las muestras de arena sometidas a perturbaciones previas que inducen esfuerzos o deformaciones de bajo nivel, requieren una relación de esfuerzos cíclicos mayores para licuarse.

A pesar de lo explicado anteriormente, en la realidad existen casos que sin importar el número de veces que ha sufrido licuación un depósito de arena, el mismo puede ser que no alcance una densificación suficiente para evitar futuras licuaciones. Este fenómeno se puede observar en Manzanillo donde los suelos están conformados por un gran porcentaje de micas, las cuales requieren de mucha energía para ser densificadas debido a su estructuras muy suelta. Incluso con una compacidad relativa de 70% son susceptibles a sufrir licuación.

Otro caso como el anterior, es el de la Bahía de San Francisco en California que se vio afectada por el terremoto de Loma Prieta de 1989, el cual causó graves daños como deslizamientos de tierra a lo largo de la falla de San Andrés, volcanes de arena y rupturas del suelo, afectando alrededor de 12.000 edificaciones.



**Figura 2.7. Efecto de la historia sísmica sobre las características de licuación de una arena (Seed, Mori y Chan; 1975)**

### 2.2.11. Historia de esfuerzos

Las condiciones bajo las cuales un estado de esfuerzos es aplicado a una muestra de suelo, influyen en su comportamiento. Existen dos estados de esfuerzos que son relevantes para el estudio en el laboratorio. El primero es la trayectoria de esfuerzos durante la consolidación. Esta trayectoria permite determinar si una muestra de suelo ha sido consolidada isotrópicamente o anisotrópicamente y de igual manera, 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 (Ovando, 1986; Seed *et al.*, 1971).

Por último, la trayectoria de esfuerzos durante el cortante, 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.

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 ( $\sigma_h$ ) y verticales ( $\sigma_v$ ) ( $K = \sigma_h/\sigma_v$ ). 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, 1996).

### 2.3. EFECTOS DE LA LICUACIÓN

El fenómeno de la licuación no es destructivo o peligroso por sí mismo, solamente cuando la licuación va acompañada de un desplazamiento o falla del terreno, lo cual es dañino para las construcciones. Para los propósitos de la ingeniería, la ocurrencia de licuación no es lo más importante, sino el potencial de daños asociados. Los efectos adversos de la licuación pueden tomar varias formas, como se describirán a continuación.

### 2.3.1. Fallas de flujo

Son fallas asociadas a superficies inclinadas, como taludes. Las fallas de flujo y los deslizamientos son las fallas del terreno más catastróficas causadas por la licuación. Estas fallas comúnmente producen desplazamientos de decenas de metros, de grandes masas de suelo y en algunos casos, las masas de suelo han viajado varios kilómetros hacia abajo en terrenos con pendiente, con velocidades considerables. En el caso de los flujos, los materiales del suelo se desplazan rápidamente cuesta abajo en un estado licuado, usualmente se producen en arenas limpias o arenas limosas sueltas y saturadas, en terrenos con pendientes relativamente pronunciadas.

### 2.3.2. Desplazamientos laterales

Los desplazamientos laterales involucran el desplazamiento de grandes bloques de suelo superficiales como consecuencia de la licuación de un estrato inferior. Cuando los estratos más profundos se licúan, los estratos superficiales del suelo se mueven lateralmente en bloques rígidos. Este desplazamiento ocurre debido a la acción de las fuerzas gravitacionales y de las fuerzas de inercia generadas por el terremoto. Los desplazamientos laterales generalmente se desarrollan en pendientes suaves (ángulos menores de 3 grados) y el movimiento se produce hacia superficies libres, como márgenes de ríos. El desplazamiento horizontal comúnmente se extiende por varios metros y el suelo se rompe internamente causando fisuras, escarpes y hundimiento de bloques.

Este tipo de fallas generalmente desestabilizan las fundaciones de los edificios, cortan tuberías y comprimen algunas estructuras como puentes, cimentados sobre la falla. Además, uno de los factores más perjudiciales del desplazamiento lateral es la deformación permanente del suelo.

### 2.3.3. Oscilaciones del suelo

Cuando el terreno es plano o la pendiente demasiado suave para permitir el desplazamiento lateral, la licuación de un estrato profundo puede desacoplar los estratos de suelo superiores, permitiendo la oscilación de los suelos superficiales en forma de ondas, provocando una contracción y dilatación de las grietas formadas por los bloques, produciendo así volcanes de arena. Estas oscilaciones están asociadas a la abertura y cierre de fisuras del terreno, y al fracturamiento de estructuras rígidas como pavimentos y tuberías.

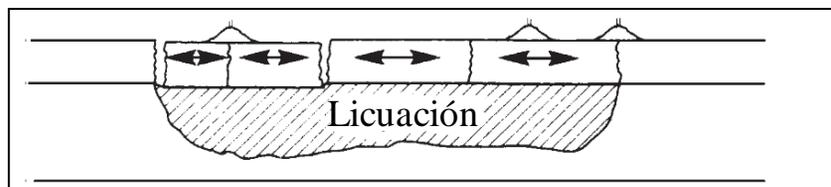


Figura 2.8. Oscilación del suelo (Youd, 1983.)

### 2.3.4. Pérdida de capacidad de carga

Cuando un suelo está soportando una estructura existe un equilibrio que mantiene la estabilidad debido a la capacidad de carga del suelo. Cuando el suelo sufre licuación, se produce una drástica disminución en la capacidad de carga debido a sus nuevas características del fluido. Dicha disminución puede llegar al punto en el cual el suelo ya no puede soportar a la estructura y entonces ocurren los asentamientos o inclinaciones de fallas. También puede ocurrir un efecto inverso, estructuras como tanques y pilas sufren flotación.

### 2.3.5. Incremento en la presión lateral sobre muros de retención

Sí el suelo que se encuentra detrás de alguna estructura de contención se licua, entonces las presiones laterales sobre esa estructura pueden aumentar de manera considerable. Este efecto se produce debido a la pérdida de resistencia al corte del suelo, lo que lo convierte en un líquido de alta densidad que puede ejercer una presión lateral muy superior a la presión con la que el muro fue diseñado. Como consecuencia, los muros de contención tendrán desplazamientos laterales, inclinaciones o sufrirán fallas estructurales, como ha sido observado en muros junto al mar que contienen arenas saturadas.

### 2.3.6. Asentamientos

Los asentamientos en las arenas son provocados por la densificación que sufren éstas después de un sismo. Este efecto está asociado a la disipación de presión de poro generada durante un sismo, provocando la densificación del suelo y en consecuencia ligeros asentamientos (Figura 2.9), que no causan daños tan severos como los producidos por las fallas de flujo o desplazamientos laterales.



**Figura 2.9. Asentamientos causados por la licuación durante el sismo de Niigata, Japón 1964 (Steinbrugge, EERC, Universidad de California, Berkeley)**

El tiempo requerido para el asentamiento depende tanto de la permeabilidad como de la compresibilidad del suelo, así como de la distancia que debe recorrer el agua para drenarse, y puede durar desde poco minutos hasta aproximadamente un día.

### 2.3.7. Volcanes de arena

La formación de volcanes de arena es una manifestación común de licuación. Estos volcanes son flujos de agua con sedimentos que suben hacia la superficie del terreno, debido a la mayor presión de poro presente en el suelo licuado (figura 2.10).

La presencia de materiales poco permeables en la superficie del terreno comúnmente determinan la presencia de volcanes de arenas.



Figura 2.10. Volcanes de arena

## CAPÍTULO 3

### MARCO DE REFERENCIA

#### 3.1. RELACIÓN DE ESFUERZOS CÍCLICOS (CSR) Y RELACIÓN DE RESISTENCIA CÍCLICA (CRR)

Al evaluar la resistencia a licuación de los suelos, es necesario determinar dos parámetros importantes: la demanda sísmica del estrato de suelo, expresada en términos de la relación de esfuerzos cíclicos (CSR); y la capacidad del suelo a resistir la licuación, expresada en términos de la relación de resistencia cíclica (CRR).

A partir del trabajo pionero de Seed e Idriss (1971), en el que propusieron un método simplificado para la determinación de la resistencia a licuación de los suelos con base en datos de campo, numerosas propuestas de mejoramiento y cambio han surgido a la fecha. El trabajo más completo y reciente a este respecto es el presentado por los profesores Youd e Idriss, quienes junto con 19 colaboradores más, desarrollaron en 1996 y a instancia del National Center for Earthquake Engineering Research (NCEER), un estado del arte con el objeto de tener un consenso acerca de la actualización del método simplificado (Youd, Idriss y otros, 2001). En esta sección nos apegaremos a los resultados y conclusiones obtenidos en ese trabajo.

##### 3.1.1. Relación de esfuerzos cíclicos (CSR)

Para el cálculo de la relación de esfuerzos cíclicos inducidos en el terreno por un sismo, Seed e Idriss (1971), propusieron la siguiente expresión

$$\frac{\tau_c}{\sigma'_v} \approx 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} r_d \quad (3.1)$$

donde:

$a_{max}$  es la aceleración horizontal máxima sobre la superficie del suelo generada por el sismo;  $g$  es la aceleración de la gravedad;  $\sigma_v$  y  $\sigma'_v$  son el esfuerzo vertical total y efectivo respectivamente y  $r_d$  es el coeficiente de reducción de esfuerzos. Este último factor toma en cuenta la flexibilidad de la columna de suelo. Los participantes en la elaboración del documento del NCEER (Youd, Idriss y otros, 2001) recomiendan la determinación del factor de reducción  $r_d$  para los proyectos no críticos con base en las siguientes ecuaciones:

$$r_d = 1.0 - 0.00765z \quad \text{Para } z \leq 9.15 \text{ m} \quad (3.2a)$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267z \quad \text{Para } 9.15 \text{ m} < z \leq 23 \text{ m} \quad (3.2b)$$

donde la  $z$  es la profundidad debajo de la superficie del terreno en metros.

Algunos investigadores sugieren ecuaciones adicionales para la estimación de  $r_d$  a grandes profundidades, sin embargo a las profundidades de más de 15 m, la aplicación del método simplificado no se ha verificado. Así mismo, vale la pena observar que el valor de  $r_d$  calculado con la expresión (3.2) representa un valor promedio de un amplio rango de valores y que este aumenta con respecto a la profundidad (Figura 3.1).

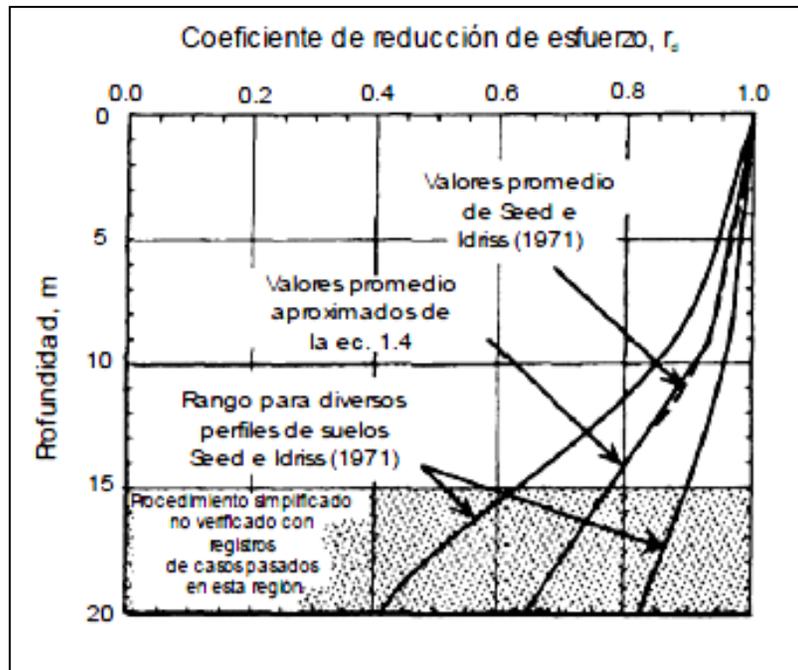


Figura 3.1. Factor de reducción  $r_d$  con respecto a la profundidad, con los valores promedio de la ecuación 3.2 (Youd, Idriss y otros, 2001)

### 3.1.2. Relación de resistencia cíclica (CRR)

Existen dos métodos para evaluar la relación de resistencia cíclica (CRR). El primero se basa en resultados de pruebas de laboratorio. La recuperación de muestras inalteradas de arenas es prácticamente imposible. Además, las técnicas existentes para la recuperación de muestras inalteradas son muy costosas (Métodos de congelación con nitrógeno líquido) y aún no son completamente confiables, por lo que la práctica usual es determinar el comportamiento de la arena ante cargas monotónicas y cíclica sobre muestras reconstituidas (Mori et al., 1978; Ishihara, 1996).

Las pruebas de laboratorio tienen una importante ventaja sobre los ensayos de campo debido a que, se cuenta con la posibilidad de controlar las condiciones de prueba, es decir, se pueden ejecutar los ensayos variando por ejemplo el esfuerzo confinante inicial, la velocidad de aplicación de la carga, la velocidad de la deformación inducida, las condiciones de drenaje, etc.

El otro método se basa en resultados de pruebas de campo, que han llegado a ser rutinarias para la investigación del potencial de licuación, utilizando para ello procedimientos simplificados. Esto permite determinar si un estrado arenoso suelto es susceptible de licuarse y, con la aplicación de factores de seguridad se puede estimar cualitativamente la severidad del fenómeno (Ovando, 1996).

Los métodos que han llegado a ser rutinarios para la investigación del potencial de licuación en campo, son aquellos que se basan en las pruebas de penetración estándar (SPT), penetración de cono (CPT), penetrómetro Becker (BPT), dilatómetro de Marchetti (DMT) y métodos en los que el potencial de licuación se relaciona con la velocidad de onda ( $V_s$ ).

### 3.2. MÉTODOS PARA EVALUAR LA SUSCEPTIBILIDAD A LA LICUACIÓN EN SUELOS GRANULARES

Los métodos existentes para evaluar el potencial de licuación de los suelos pueden dividirse en tres grupos:

#### 3.2.1. Métodos empíricos

Se han desarrollado varios procedimientos empíricos para predecir el potencial de licuación de depósitos de suelo saturado. Muchos de estos métodos fueron desarrollados inicialmente por el profesor Seed y sus colaboradores durante la década de 1970 en la Universidad de California, pero otros investigadores también han hecho importantes aportes en este campo, como se muestra a continuación.

Los métodos empíricos se basan en comparar sitios donde se han presentado sismos, y en los cuales ha ocurrido o no la licuación. El potencial de licuación se calcula cualitativamente y se correlaciona con una propiedad del terreno. A continuación se presenta una breve descripción de estos métodos:

- a) Kishiba (1970), con base en los datos obtenidos en tres sitios donde ocurrió licuación estableció un criterio para determinar la ocurrencia de esta cuando el nivel freático está cerca de la superficie. Para que exista licuación la granulometría de los materiales debe satisfacer la siguiente relación:

$$0.074 \text{ mm} < D_{50} < 2 \text{ mm} \quad \text{y} \quad C_u < 10 \quad (3.3)$$

Además se debe cumplir que el estrato de suelo no licuable, arriba del estrato licuable sea menor de 8 m y que las relaciones entre profundidades de estos sean menores de 1 m. También estableció que los suelos no son susceptibles a la licuación, si las presiones efectivas de confinamiento son mayores de 200 kPa y la compacidad relativa es superior al 75%.

- b) Ohsaki (1966), también estableció que los suelos con nivel freático cercano a la superficie pueden licuarse si:

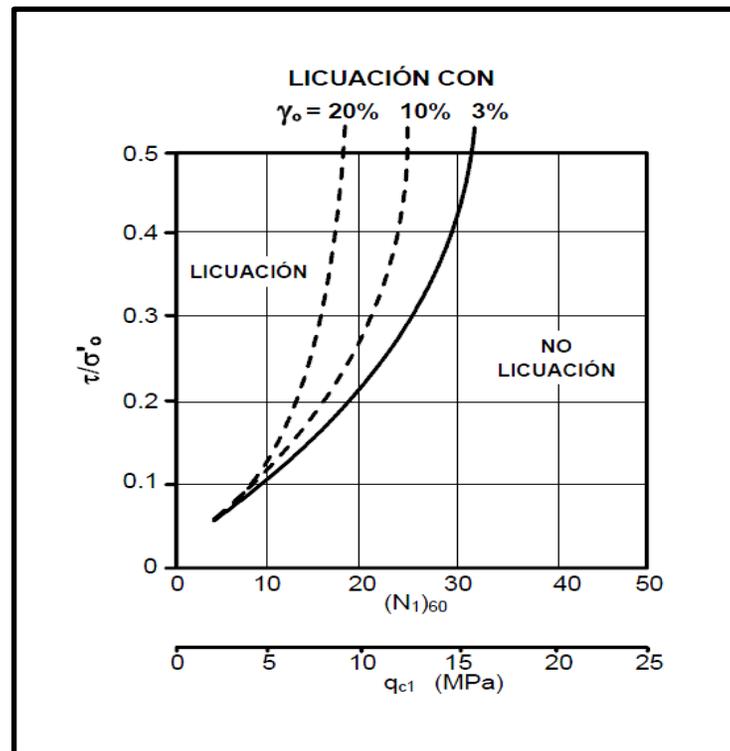
$$0.2 \text{ mm} < D_{60} < 2 \text{ mm} \quad \text{y} \quad D_{10} < 0.1 \text{ mm} \quad (3.4)$$

Adicionalmente, establece que estos suelos tendrán poca probabilidad de licuarse si el número de golpes en el ensaye de penetración estándar es mayor a 2 veces la profundidad del depósito considerada en metros.

- c) Floring e Ivanov (1973), desarrollaron un criterio que permite estimar el potencial de licuación por medio de pruebas de campo, que consiste en investigar los 10 m superiores de suelo haciendo explotar sucesivamente tres cargas de explosivos de 5 kg, colocadas a una profundidad media de 4.5 m y determinando después de cada explosión el asentamiento promedio de la superficie dentro de un radio de 4.5 m. Si el asentamiento promedio es menor de 8 -10 cm y la relación de asentamientos entre explosiones sucesivas es menor que 0.6 se puede afirmar que ese suelo no es susceptible a licuarse.
- d) Las investigaciones de Seed y colaboradores (1973), les llevaron a proponer un procedimiento semiempírico para la determinación de la susceptibilidad de licuación de arenas sueltas saturadas basados en la observación y registro de casos donde se ha manifestado el fenómeno, así como en

la evaluación de la condición de los materiales arenosos a partir de los resultados de ensayos de penetración estándar y de las tensiones cortantes inducidas en la masa de suelo durante un sismo. El método originalmente se desarrolló con base en la prueba SPT pero luego fue modificado usando ensayos de cono eléctrico.

Seed y colaboradores (1984a), modifican el método anterior agregándole a la gráfica que define si una arena es licuable o no, el nivel de daño esperado en términos de las deformaciones por cortante que experimentará el suelo durante un sismo. (Figura 3.2)



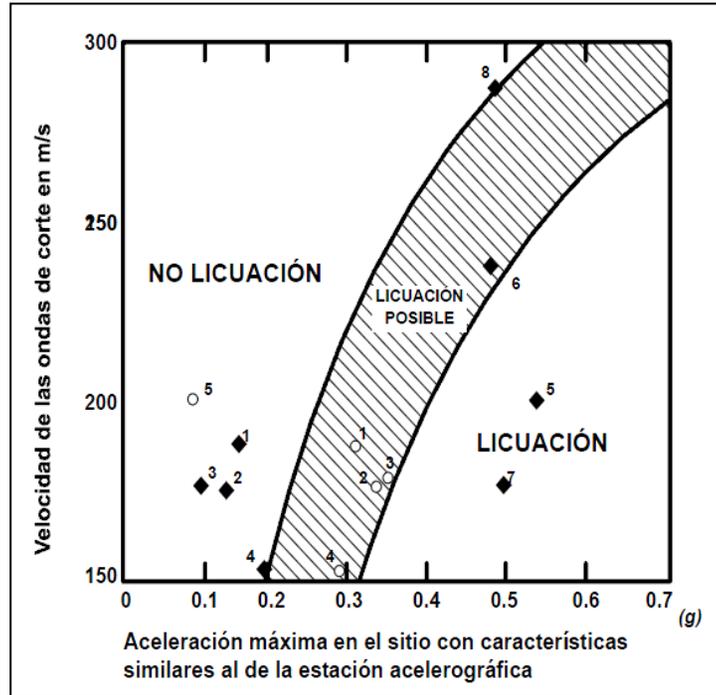
**Figura 3.2. Deformación de corte usando ensayos de corte eléctrico o de penetración estándar así como la tensión cortante cíclica normalizada (Seed *et al.*, 1984a)**

- e) Holzer (Holzer *et al.*, 1988), propone una gráfica que compara las aceleraciones máximas que pueden experimentarse en la superficie del terreno antes de la licuación,  $a_{m\acute{a}x}$  con los valores de la velocidad de propagación de las ondas de corte,  $V_s$ , definiendo fronteras entre las arenas que han sufrido licuación en algunos sitios de Imperial Valley, California, durante sismos registrados en 1988. (Figura 3.3)
- f) Existe otro método análogo al de Seed e Idriss propuesto por Robertson (Robertson *et al.*, 1992) pero en lugar de comparar la tensión cortante cíclica, con una medida de la resistencia a la penetración, la comparación se hace con la velocidad de propagación de ondas de corte normalizada,  $V_{s1}$ , dada por:

$$V_{s1} = V_s \left( \frac{P_a}{\sigma'_0} \right)^{0.25} \quad (3.5)$$

donde:

$P_a$  es la presión atmosférica. La utilización de este criterio se lleva a cabo entrando en la grafica de la figura 3.4 con los valores determinados con la ecuación 3.1 y los valores de  $V_s$  medidos en el campo y normalizados con la ecuación 3.5.



**Figura 3.3. Correlación entre la velocidad de onda de corte y la aceleración máxima del terreno, antes de la licuación. (Holzer *et al.*, 1988)**

Robertson (1992) realiza una recopilación de arenas que han sufrido licuación, las cuales han sido ensayadas en cámaras de calibración de gran tamaño o ensayos triaxiales sobre muestras reconstituidas. Concluyendo que la licuación de las arenas puede ocurrir cuando se satisfacen las siguientes desigualdades, para sismos de magnitud  $M_s = 7.5$ .

$$q_c \left( \frac{P_a}{\sigma'_0} \right)^{0.6} \leq 67 \frac{Kg}{cm^2} = 6.7 MPa \quad (3.6)$$

$$q_c \left( \frac{P_a}{\sigma'_0} \right)^{0.5} \leq 50 \text{ a } 75 \frac{Kg}{cm^2} = 5.0 \text{ a } 7.5 MPa \quad (3.7)$$

$$\frac{q_c}{\sigma'_0} \leq 40 \text{ a } 50 \frac{Kg}{cm^2} = 4.0 \text{ a } 5.0 MPa \quad (3.8)$$

La aplicación de este criterio es sencilla, pues basta con entrar a la figura 3.5 para inspeccionar si un determinado estrato es potencialmente licuable o no.

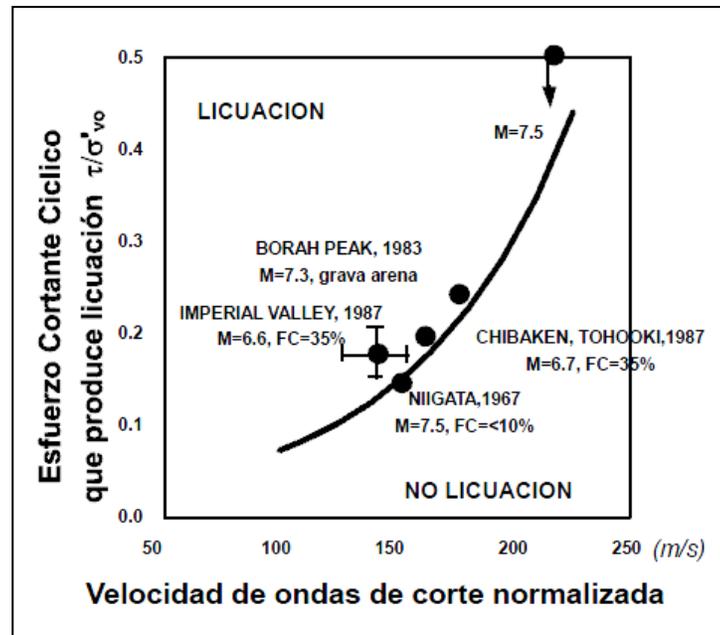


Figura 3.4. Correlación entre la velocidad de corte normalizada  $V_{s1}$  y el esfuerzo cortante para sismos de magnitud  $M_s = 7.5$  (Robertson et al., 1992)

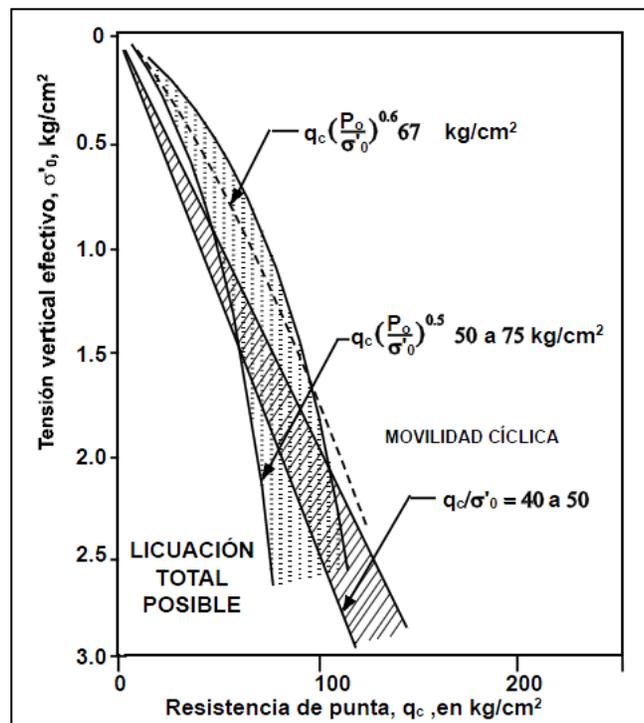


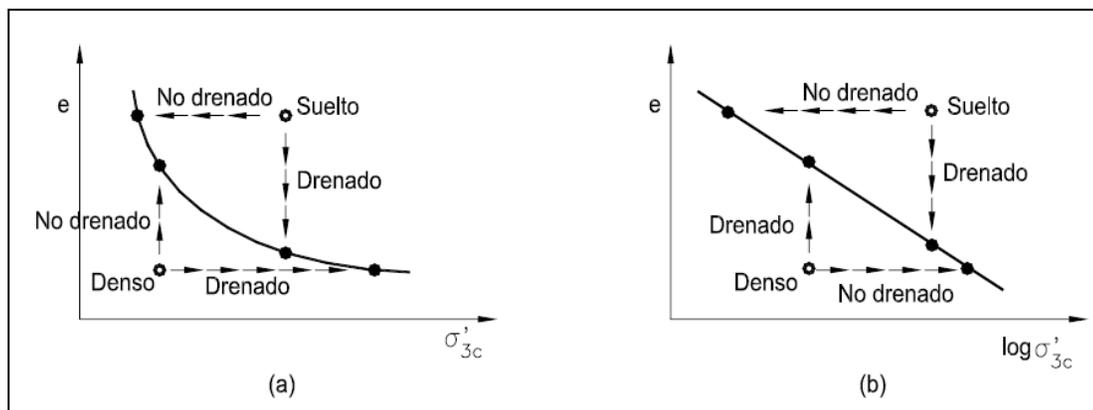
Figura 3.5. Estimación del potencial de licuación con base en pruebas de cono eléctrico y el esfuerzo efectivo de campo para sismos de magnitud  $M_s = 7.5$  (Robertson et al., 1992)

### 3.2.2. Métodos basados en el estado estable de las arenas

Alguno de los métodos más conocidos para definir la susceptibilidad de licuación de las arenas por medio de ensayos de laboratorio, están basados en el concepto del estado estable y la línea de estado estable, definida como una condición en la que una muestra sufre deformaciones de flujo a tasas constantes de esfuerzo cortante, presión de poros y deformación.

Mediante la ejecución de ensayos en muestras formadas a diferentes relaciones de vacíos y diferentes presiones de consolidación se puede determinar el estado estable a lo largo de una línea en el espacio  $e - \log \sigma'$ .

Los diagramas de estado pueden emplearse para predecir cualitativamente el comportamiento de una muestra, dada su relación de vacíos inicial y su presión efectiva de consolidación. Los estados iniciales que queden arriba y a la derecha de la línea de estado estable, representan materiales contractivos susceptibles de licuarse o de sufrir deformaciones de flujo. La susceptibilidad a la licuación aumenta conforme los estados iniciales definen puntos más alejados por arriba y a la derecha de la línea de estado estable, sin embargo, si el estado inicial queda por debajo y a la izquierda de la línea del estado estable, el comportamiento del material será tanto más dilatante cuanto más alejado esté de dicha línea (Ovando, 1996).



**Figura 3.6. Comportamiento de muestras de arena ensayadas bajo condiciones drenadas y no drenadas para a) esfuerzo de confinamiento en escala aritmética y b) esfuerzo de confinamiento en escala logarítmica.**

Poulos propone determinar mediante ensayos triaxiales convencionales no drenados, la pendiente de la línea de estado estable, en la que se presenta un comportamiento de dilatancia cero durante la aplicación de esfuerzos cortantes (Poulos *et al.*, 1985). Por otra parte, deberá determinarse la densidad *in situ* del material de estudio. De esta forma, se evalúa directamente la resistencia no drenada del material, la cual se compara con la resistencia estática actuante, y de ahí se estima el potencial de licuación considerando que la resistencia al corte en estado estable depende sólo de la relación de vacíos *in situ* de la masa de suelo y no del estado de esfuerzos, para proceso de carga sin drenaje. Con base en lo anterior se puede definir el factor de seguridad contra licuación como:

$$F_1 = \frac{S_{su}}{\tau_d} \quad (3.9)$$

donde:

$F_1$  es el factor de seguridad contra licuación;  $S_{su}$  es la resistencia al corte no drenado en estado estable y  $\tau_d$  es el esfuerzo cortante requerido para mantener el equilibrio estático.

### 3.2.3. Métodos numéricos

Existen básicamente tres formulaciones para analizar la licuación de suelos. Estas formulaciones se puedan categorizar como (Ledesma y Lloret, 1997):

- a) Formulación desacoplada en esfuerzos totales. Dentro de la formulación desacoplada se distinguen dos tipos, en primer lugar el método lineal equivalente, y en segundo lugar el método lineal equivalente con generación y disipación de presiones de poros.

La hipótesis fundamental del método lineal equivalente, es que la respuesta no lineal puede ser aproximada de manera satisfactoria por un modelo lineal elástico amortiguado si las propiedades del modelo son escogidas apropiadamente. En este análisis no interviene la presión de poro y por lo tanto no es posible estudiar la licuación tal y como se formuló en el método en sus inicios. Este método de análisis ha sido ampliamente utilizado en programas tales como SHAKE (Idriss & Sun, 1992), QUAD-4 (Idriss *et al.*, 1973), LUSH (Lysmer *et al.*, 1974) y FLUSH (Lysmer *et al.*, 1975).

Debido a que el método lineal equivalente no es directamente aplicable a suelos saturados, se acostumbra acoplar los cálculos numéricos con los resultados de ensayos triaxiales cíclicos no drenados donde se presentó licuación (Seed y Idriss, 1982). El procedimiento del método lineal equivalente con generación y disipación de presiones de poros consiste básicamente en determinar la historia de esfuerzos cortantes en el tiempo, para diferentes puntos del sistema, asumiendo para ello una condición no drenada. Posteriormente, la historia de esfuerzos cortantes en un punto determinado del sistema es convertida a un número equivalente de esfuerzos cortantes cíclicos y comparados con los esfuerzos cortantes cíclicos requeridos para causar licuación en muestras de laboratorio, esto para las mismas condiciones de esfuerzos iniciales encontradas en campo.

- b) Formulación semiacoplada. DESRA (Lee y Finn, 1975) y TARA (Siddharthan y Finn, 1982) son los códigos más representativos de elemento finito que se han desarrollado en la formulación semiacoplada. Se diferencian del modelo anterior, en el uso de una ecuación constitutiva no lineal, variando el módulo de rigidez volumétrica y el módulo de corte en cada incremento de carga, obteniéndose resultados aceptables. El modelo permite calcular el incremento en las presiones intersticiales, para lo cual incorpora siete parámetros, que son obtenidos a partir de ensayos de corte cíclico simple y ensayos de consolidación.
- c) Formulación acoplada. Esta formulación se basa en la solución de las ecuaciones de Biot (1956), sobre propagación de ondas en un medio elástico saturado. La primera formulación numérica de las ecuaciones de Biot, fue propuesta por Ghaboussi (Ghaboussi y Wilson, 1972), cuya forma algebraica presenta la siguiente forma:

$$\begin{bmatrix} M_s & M_c \\ M_c^T & M_f \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{u} \\ \ddot{w} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} D & 0 \\ 0 & H \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{u} \\ \dot{w} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K & C \\ C^T & E \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u \\ w \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F \\ G \end{bmatrix} \quad (3.10)$$

donde:

$u$  y  $w$  son los desplazamientos de las partículas sólida y del fluido;  $K$  y  $E$  son las matrices de rigidez de las partículas sólida y del fluido y  $C$  es una matriz de acoplamiento;  $M_s$  y  $M_f$  representan las matrices de masa del sólido y del fluido, mientras que  $M_c$  corresponde a la matriz

de masa de acoplamiento;  $D$  y  $H$  son las matrices de amortiguamiento viscoso, mientras que  $F$  y  $G$  son las fuerzas aplicadas al sólido y al fluido respectivamente.

## CAPÍTULO 4

### MÉTODOS DE CAMPO PARA ESTIMAR EL POTENCIAL DE LICUACIÓN

La evaluación del potencial de licuación de un suelo granular, se realiza frecuentemente mediante pruebas de campo y de laboratorio.

Los métodos de campo son aquellos que se basan en las pruebas de penetración estándar (SPT), penetración de cono (CPT), penetrómetro Becker (BPT), el dilatómetro de Marchetti (DMT) y métodos en que el potencial de licuación se relaciona con la velocidad de onda de corte ( $V_s$ ). La selección del tipo de prueba depende de la disponibilidad del equipo, costo, uso, experiencia y preferencia. Los métodos de laboratorio están conformados principalmente por los ensayos triaxiales cíclicos, ensayos de corte simple cíclico, mesa vibradora, ensayos de centrifuga, entre otros. El procedimiento ideal en la determinación del potencial de licuación sería con especímenes inalterados obtenidos del sitio en estudio. Sin embargo, con las técnicas habituales de muestreo se obtienen especímenes con demasiada alteración, por esta razón es necesario la implementación de muestras reconstituidas.

Acorde con los objetivos y cumpliendo con los propósitos de esta investigación, a continuación solamente se explicará de manera detallada los métodos de campo.

#### 4.1. PRUEBA DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT)

Los criterios para evaluar la resistencia a la licuación, basados en el número de golpes de la prueba de penetración estándar (SPT), han sido modificados durante el transcurso de los años. La prueba SPT ha sido utilizada alrededor del mundo para determinar las características *in situ* del suelo, que además de ser sencilla, es un procedimiento confiable y mucho más económico que la obtención de muestras inalteradas del suelo, lo cual únicamente se justifica en proyectos de gran importancia.

Estos criterios toman en cuenta la relación del esfuerzo cíclico (CSR) causado por el sismo y el número de golpes  $(N_1)_{60}$ , (Figura 4.1). Esta gráfica muestra datos de CSR y  $(N_1)_{60}$  de lugares en donde se ha presentado licuación y en lugares donde no se han observado los efectos por dicho fenómeno durante sismos. Los datos de la figura forman curvas de CRR para distintos contenidos de finos, delimitando fronteras para evaluar si un sitio es licuable o no. La curva CRR para un contenido de finos menor al 5% es el criterio básico para el procedimiento simplificado “curva base simplificada” en otras palabras, para una arena limpia.

En 2001 fue publicado un artículo con la colaboración de 20 expertos para actualizar el procedimiento simplificado e incorporar los nuevos hallazgos en décadas más recientes, realizando ajustes a la trayectoria de la curva CRR y correcciones por contenido de finos (Youd y I.M Idriss, 2001).

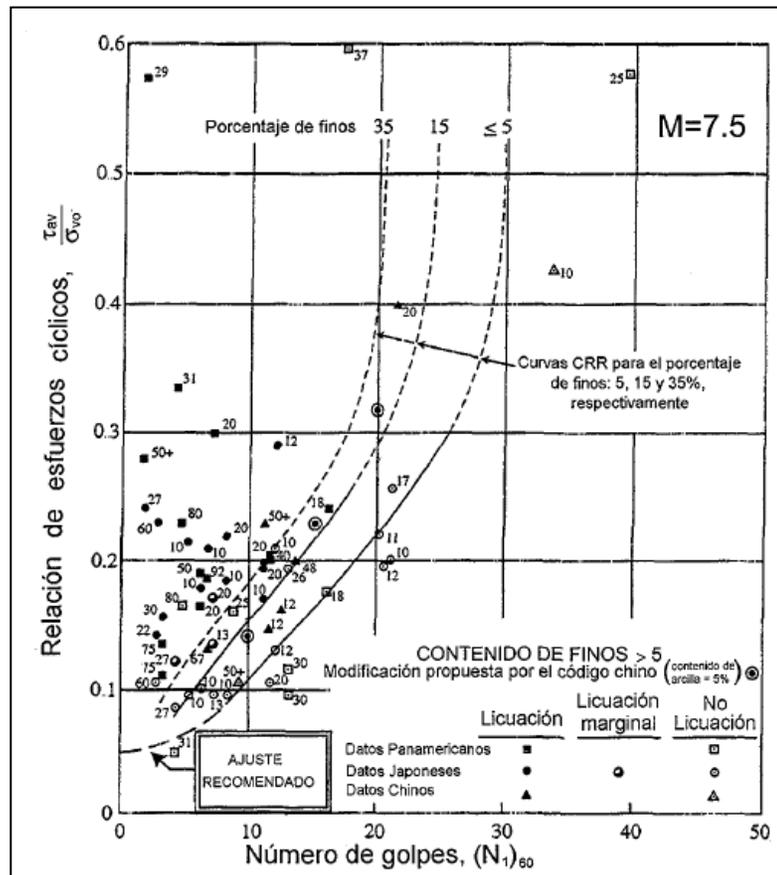
Los autores recomiendan las ecuaciones 4.1 y 4.2, propuestas por I.M Idriss con la ayuda de H. B. Seed, para corregir la resistencia a la penetración de una arena limosa con respecto a la resistencia a la penetración de una arena limpia (Youd, Idriss and co-authors, 2001). De igual manera, la plasticidad del suelo es otro factor que puede afectar a la resistencia a la licuación, por lo que cualquier correlación basada solamente en la resistencia a la penetración y contenido de finos debe usarse con suma cautela.

$$(N_1)_{60cs} = \alpha + \beta(N_1)_{60} \quad (4.1)$$

$$\begin{aligned} \alpha &= 0 && \text{para un } CF \leq 5\% \\ \alpha &= \exp[1.76 - (190/CF^2)] && \text{para un } 5\% < CF < 35\% \\ \alpha &= 05.0 && \text{para un } CF \geq 35\% \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \beta &= 1 && \text{para un } CF \leq 5\% \\ \beta &= [0.99 + (CF^{1.5}/1000)] && \text{para un } 5\% < CF < 35\% \\ \beta &= 1.2 && \text{para un } CF \geq 35\% \end{aligned} \quad (4.2)$$

Con las ecuaciones mencionadas anteriormente se pueden calcular las curvas CRR en función del contenido de finos y sismos de magnitud 7.5  $M_w$ , que son idénticas a las curvas de la figura 4.1.



**Figura 4.1.** Gráfica que relaciona el número de golpes  $(N_1)_{60}$  y la relación de esfuerzos cíclicos, CSR, para sismos con magnitud de 7.5. (Youd, Idriss and co-authors, 2001)

En adición a las características de los granos, se deben considerar algunos otros factores que afectan los resultados de SPT. Uno de los más importantes es la energía transmitida por el muestreador. Una relación de energía,  $E_r$ , de 60% ha sido aceptada en general como un valor de referencia. El  $E_r$  de un equipo particular de SPT depende primordialmente del tipo de martillo, yunque del sistema y el método de liberación del martillo.

A continuación, en la figura 4.2 se muestra los factores de corrección modificados por Robertson y Wride (1998):

Factor	Equipo disponible	Termino	Corrección
Presión de sobrecarga		$C_N$	$(P_a/\sigma'_o)^{0.5}$
Presión de sobrecarga		$C_N$	$C_N \leq 1.7$
Presión de energía	Donut hammer	$C_E$	0.5-1.0
Presión de energía	Safety hammer	$C_E$	0.7-1.2
Presión de energía	Automatic trip Donut type hammer	$C_E$	0.8-1.3
Diámetro de la tubería	65-115	$C_B$	1.0
Diámetro de la tubería	150 mm	$C_B$	1.05
Diámetro de la tubería	200 mm	$C_B$	1.15
Longitud de varillaje	< 3 m	$C_R$	0.75
Longitud de varillaje	3-4 m	$C_R$	0.8
Longitud de varillaje	4-6 m	$C_R$	0.85
Longitud de varillaje	6-10 m	$C_R$	0.95
Longitud de varillaje	10-30 m	$C_R$	1.0
Método de muestreo	Muestra estándar	$C_S$	1.0
Método de muestreo	Muestra con revestimiento	$C_S$	1.1-1.3

**Figura 4.2. Factores de corrección de Robertson y Wride (1998)**

Finalmente, los autores recomiendan la siguiente expresión para el  $(N_1)_{60}$ :

$$(N_1)_{60} = N_m C_N C_E C_B C_R C_S \quad (4.3)$$

donde:

$N_m$  es la medida de la resistencia a la penetración estándar;  $C_N$  es el factor para normalizar  $N_m$  a una tensión efectiva de sobrecarga;  $C_E$  es el factor de corrección por la relación de energía del martillo ( $E_R$ )  $C_B$  es el factor de corrección por el diámetro de la tubería;  $C_R$  es el factor de corrección por la longitud del varillaje y  $C_S$  es el factor de corrección para muestras con o sin revestimiento

Con relación al factor  $C_N$ , los autores recomiendan utilizar la fórmula propuesta por Kayen (Kayen et al., 1992), la cual está dada por la siguiente expresión:

$$C_N = \frac{2.2}{\left(1.2 + \frac{\sigma'_o}{P_a}\right)} \quad (4.4)$$

## 4.2. PRUEBA DE PENETRACIÓN DE CONO (CPT)

Los resultados de la prueba de penetración de cono eléctrico (CPT) son más consistentes, y esta es mucho más rápida que otras pruebas de penetración. Una de sus ventajas, es que la toma de datos de la resistencia a la penetración es continua, y también puede usarse para la interpretación estratigráfica.

En los últimos años se ha incrementado el uso de esta prueba para calcular la resistencia a la licuación mediante correlaciones. Éstas permiten calcular directamente CRR (Robertson y Wride, 1998), en

lugar de la conversión de los datos obtenidos de CPT a un número de golpes de SPT, y entonces aplicar el criterio de SPT, esta técnica se empleaba comúnmente en el pasado.

En la figura 4.3, se muestra la gráfica desarrollada por Robertson y Wride (1998) para determinar la relación de resistencia cíclica (CRR) en arenas limpias ( $CF \leq 5\%$ ), partiendo con datos de CPT. Esta gráfica es válida solo para sismos de magnitud igual a 7.5,  $M_w$  y la curva CRR es graficada en función de la resistencia (CPT), corregida y normalizada,  $q_{c1N}$ , de los sitios en donde los efectos de licuación se han observado o no. Estos datos definen una curva CRR que delimita la frontera para evaluar si un sitio es licuable o no.

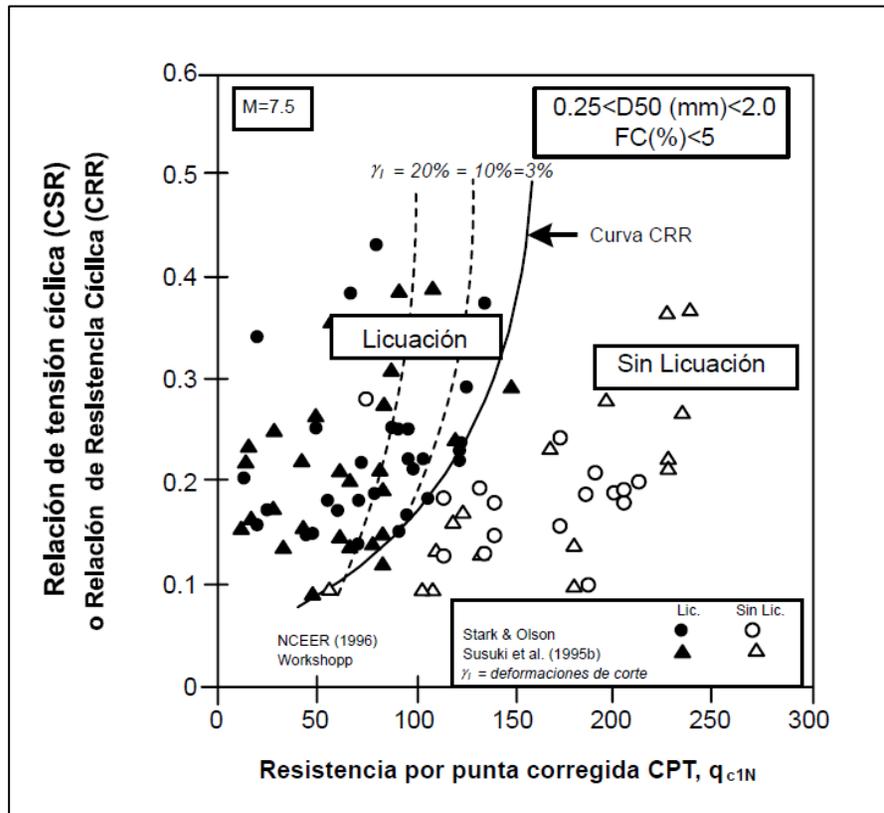


Figura 4.3. Curva para calcular CRR, con datos de CPT (Robertson y Wride, 1998)

La curva CRR de la figura 4.3 se puede expresar matemáticamente con las siguientes expresiones:

$$\text{Si } (q_{c1N})_{CS} < 50 \quad CRR_{7.5} = 0.833[(q_{c1N})_{CS}/1000] + 0.05 \quad (4.5)$$

$$\text{Si } 50 \leq (q_{c1N})_{CS} < 160 \quad CRR_{7.5} = 93[(q_{c1N})_{CS}/1000]^3 + 0.08 \quad (4.6)$$

donde:

$(q_{c1N})_{CS}$  es la resistencia a la penetración del cono en arena limpia, normalizada a 100 kPa.

De igual manera que en el ensayo de SPT existe una serie de correcciones o normalizaciones que recomiendan los autores para el ensayo CPT (Youd, Idriss and co-authors, 2001) que a continuación se explican brevemente.

La normalización de la resistencia a la penetración del cono, corregida por esfuerzos de sobrecarga ( $q_{c1N}$ ) está dada por la siguiente expresión:

$$q_{c1N} = C_Q \left( \frac{q_c}{P_a} \right) \quad (4.7)$$

donde:

$$C_Q = \left( \frac{P_a}{\sigma'_v} \right)^n \quad (4.8)$$

donde:

$C_Q$  es un factor de normalización para la resistencia a la penetración del cono;  $P_a$  es la presión atmosférica (100 kPa) y  $q_c$  es la resistencia de punta medida en campo.

El valor máximo de  $C_Q$  es 2 y generalmente se aplica en los datos de CPT de poca profundidad. El valor del exponente,  $n$ , depende de las características de las partículas del suelo, y toma valores desde 0.5 para arenas limpias hasta 1.0 para arcilla. Para limos y arenas limosas tomaría un valor intermedio (Olsen, 1997).

La relación de fricción de CPT, resistencia en el fuste,  $f_s$ , dividido por la resistencia de punta del cono,  $q_c$ , generalmente se incrementa con el aumento del contenido de finos y la plasticidad del suelo. Robertson y Wride (1998) sugieren la estimación aproximada de las características del suelo, tales como el tipo de suelo y una estimación burda del contenido de finos, mediante los datos obtenidos de la prueba para un suelo arenoso, como se representa en la figuras 4.4.

Para el cálculo del CRR, es necesario determinar la resistencia a la penetración del cono normalizada equivalente para una arena limpia ( $q_{c1N})_{CS}$  utilizando la siguiente expresión:

$$(q_{c1N})_{CS} = K_c q_{c1N} \quad (4.9)$$

donde el factor de corrección por las características de las partículas,  $K_c$ , se define por la siguiente ecuación (Robertson y Wride, 1998).

$$\text{para } I_c \leq 1.64 \quad K_c = 1.0 \quad (4.10)$$

$$\text{para } I_c > 1.64 \quad K_c = 0.4032I_c^4 + 5.581I_c^3 - 21.63I_c^2 + 33.75I_c - 17.88 \quad (4.11)$$

Por último, se recomienda la corrección de la resistencia de penetración de cono por capas delgadas de suelo. Estudios teóricos y de laboratorio indican que la resistencia del cono está influenciada por las capas duras o blandas que se encuentran arriba o por debajo de la punta. Como resultado de la prueba CPT en una arena de espesor delgado y entre capas blandas de mayor espesor, normalmente no se percibe totalmente la resistencia a la penetración.

La resistencia de penetración de la punta del cono está influenciada por el acercamiento a una interface de mayor rigidez debido a una capa más dura. En arcillas blandas o en arenas sueltas la influencia mencionada es pequeña, pero en arcillas rígidas o en arenas densas esta influencia grande. Se debe tener cuidado cuando se interprete la resistencia de cono al atravesar capas de arena que se encuentren entre capas de materiales más blandos como limo o arcilla. Se propone un factor,  $K_H$ , de corrección para estimar totalmente la resistencia a la penetración en una capa delgada y dura que esté entre estratos blandos (Robertson y Fear, 1995), como se muestra en la siguiente expresión:

$$K_H = 0.5 [(H/1000) - 1.45]^2 + 1.0 \quad (4.12)$$

o alternativamente (Youd, Idriss y co-autores, 2001)

$$K_H = 0.25 [((H/d_c)/1.7) - 1.77]^2 + 1.0 \quad (4.13)$$

donde:

H es el espesor de la capa delgada que se encuentra entre depósitos delgados y está en mm;  $d_c$  es el diámetro del cono en mm.

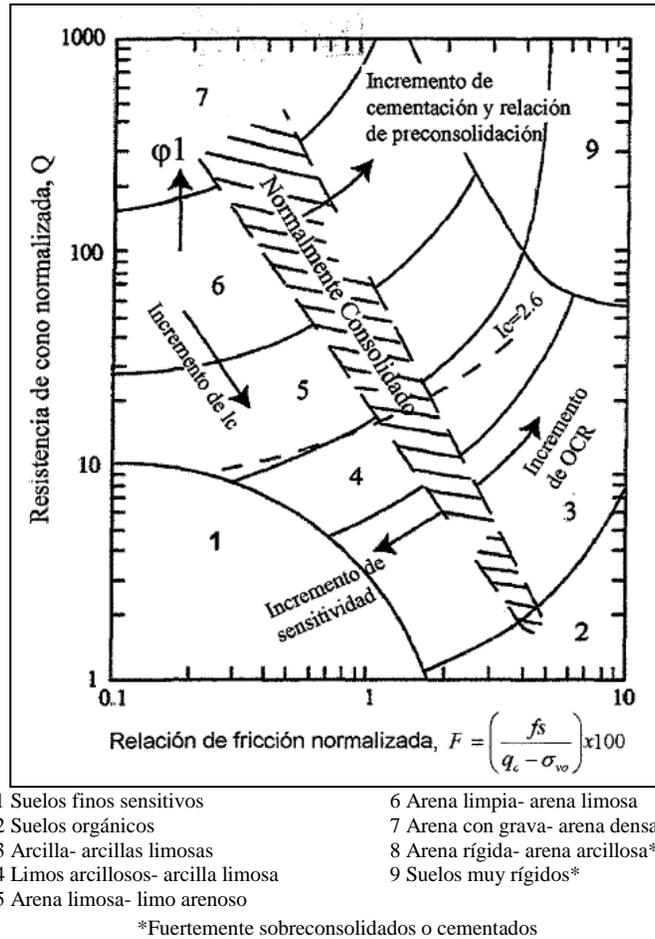


Figura 4.4. Comportamiento del tipo de suelo con base en CPT (Robertson, 1990)

### 4.3. VELOCIDAD DE ONDA DE CORTE ( $V_s$ )

Durante la década pasada, se hicieron modificaciones significativas a los procedimientos para calcular la resistencia a la licuación de suelos granulares, mediante mediciones de campo de la velocidad de onda de corte,  $V_s$ . El uso de  $V_s$  como índice de resistencia a la licuación está justificado ya que  $V_s$  y CRR están influenciados por la relación de vacíos, esfuerzos efectivos de confinamiento, historia de esfuerzos y edad geológica.

Las ventajas de utilizar  $V_s$  son que las mismas pueden llevarse a cabo con diferentes técnicas como perforación cruzada (Cross Hole), pruebas sísmicas, pruebas de penetración de cono sísmico, o en un análisis espectral de las ondas superficiales. Estas se pueden utilizar en sitios o suelos en que la CPT y SPT son imposibles de realizar o extraer las muestras sin alteraciones, como depósitos de gravas. La velocidad de onda de corte se relaciona directamente con el módulo cortante a pequeñas deformaciones. Este es un parámetro requerido en procedimientos analíticos para estimar la respuesta dinámica del suelo, en pequeñas deformaciones y deformaciones angulares intermedias.

Sin embargo la medición, igual que cualquier otra prueba de campo tiene sus desventajas en la evaluación del potencial de licuación. Debido a que las mediciones de la velocidad de onda sísmica son hechas a pequeñas deformaciones, mientras que la licuación es un fenómeno de grandes deformaciones. Además con estas pruebas no se obtienen muestras para la clasificación de suelos e identificación. Para compensar esto último, los conos de fricción resuelven esta ambigüedad e incertidumbre permitiendo la obtención de muestras.

Se propuso un procedimiento para evaluar el potencial de licuación basado en esfuerzos. Por medio de datos de campo provenientes de sitios en el Valle Imperial, California (Robertson et. al, 1992). Robertson y sus colaboradores normalizaron  $V_s$  por medio de:

$$V_{s1} = V_1 \left( \frac{P_a}{\sigma'_v} \right)^{0.25} \quad (4.14)$$

donde:

$V_{s1}$  es la velocidad de onda de corte normalizada;  $P_a$  es la presión de referencia (100 kPa), aproximadamente la presión atmosférica;  $\sigma'_v$  son los esfuerzos efectivos en kPa. Robertson y sus colaboradores decidieron modificar  $V_s$  en términos de  $\sigma'_{v0}$  para seguir con los procedimientos tradicionales y poder modificar las pruebas de resistencia estándar y penetración de cono.

La figura 4.5 presenta los límites de resistencia a la licuación (CRR) recomendados por Andrus y Stokoe (2000) para sismos de magnitud 7.5 y para suelos de la era del Holoceno con diversos contenidos de finos. Estos límites no se prolongan hasta el origen, debido a que los suelos arenosos aluviales con un NAF superficial rara vez presentan velocidades de onda de corte corregidas menores que 100 m/s aún cerca de la superficie del depósito.

La curva CRR de la figura 4.5 se puede expresar matemáticamente con la siguiente ecuación:

$$CRR = a \left( \frac{V_{s1}}{100} \right)^2 + b \left( \frac{1}{V_{s1}^* - V_{s1}} - \frac{1}{V_{s1}^*} \right) MSF \quad (4.15)$$

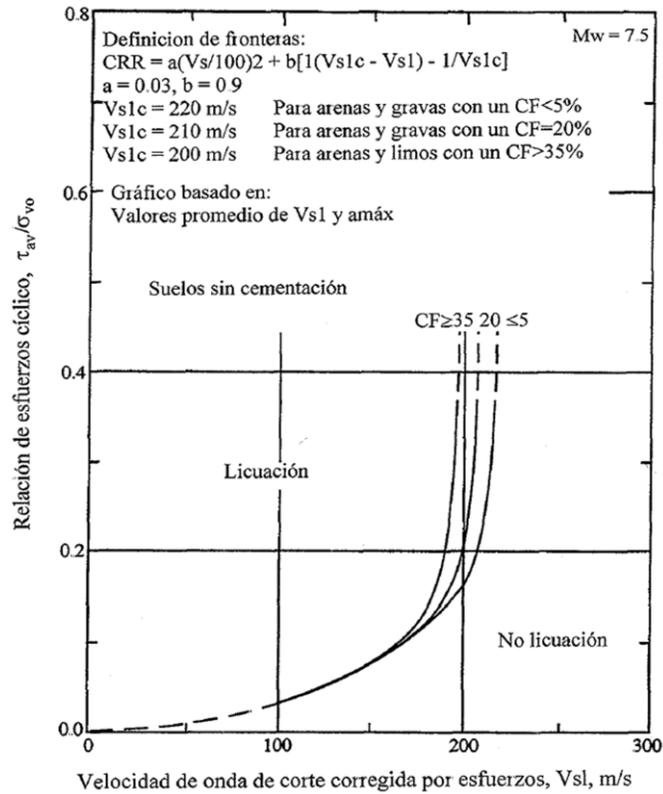
Donde:

$V_{s1}^*$ , es el valor crítico de  $V_{s1}$ ; a, b son parámetros de ajuste de la curva. Los valores finales de a y b utilizados para trazar las curvas fueron 0.022 y 2.8, respectivamente.  $MSF$  es el factor de escala para magnitud del sismo ( $MSF = 10^{2.24/M_w^{2.54}}$ ) También se determinó que los valores que mejor se ajustan para  $V_{s1}^*$  son:

$V_{s1}^* = 200 \text{ m/s}$  para arenas y gravas con un contenido de finos mayor que 35%.

$V_{s1}^* = 210 \text{ m/s}$  para arenas y gravas con un contenido de finos de alrededor 20%.

$V_{s1}^* = 215 - 220 \text{ m/s}$  para arenas y gravas con un contenido de finos menores al 5%



**Figura 4.5. Gráfica para calcular CSR, basados en velocidad de onda de corte corregida por esfuerzos (Andrus y Stokoe, 2000)**

En 2002 Foti S., desarrolló la siguiente ecuación para determinar la porosidad del suelo utilizando las velocidades de las ondas S y P, cuando han sido estimadas en forma independiente.

$$n = \frac{\rho_s - \left[ \rho_s^2 - \frac{4(\rho_s - \rho_f)K_f}{V_p^2 - 2\left(\frac{1-\mu}{1-2\mu}\right)V_s^2} \right]^{0.5}}{2(\rho_s - \rho_f)} \quad (4.16)$$

donde:

$\rho_s$  densidad del suelo;  $\rho_f$  densidad del agua;  $\mu$  coeficiente de Poisson;  $V_s$  y  $V_p$  velocidades de las ondas S y P y  $K_f$  es un módulo que se encuentra definido por la siguiente ecuación:

$$K_f = \rho_f (V_p^f)^2 \quad (4.17)$$

$V_p^f = V_p^w =$  Velocidad de propagación del sonido en agua

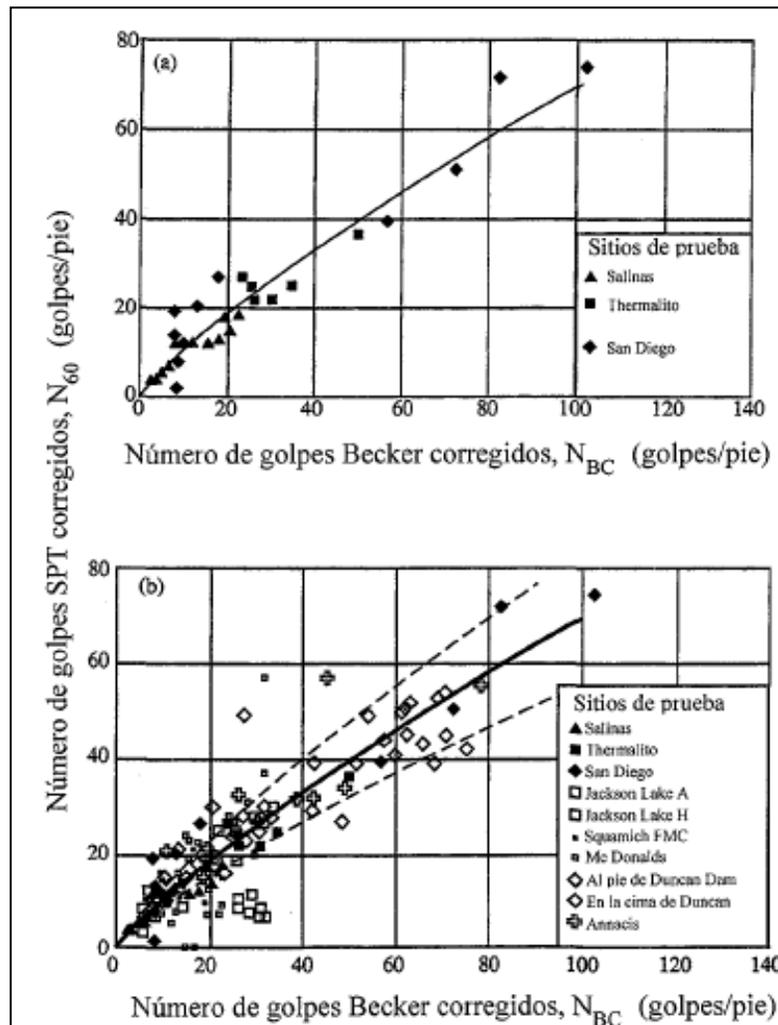
#### 4.4. PRUEBA DE PENETRACIÓN BECKER (BPT)

La resistencia a la licuación de suelos sin grava se evalúa principalmente a través de CPT y SPT, con mediciones ocasionales de  $V_s$ . Sin embargo, las mediciones de SPT y CPT, no son confiables en suelos con grava. Las partículas de grava pueden interferir con la deformación normal de los materiales del

suelo alrededor del penetrómetro incrementando la resistencia de penetración. En el intento por superar estas dificultades, muchos investigadores han utilizado penetrómetros con grandes diámetros. La prueba penetración Becker (BPT) se ha convertido en una de las herramientas más efectivas y usadas para este tipo de suelos.

Generalmente se acepta que las gravas son materiales no licuables pero se sabe que el fenómeno ya se ha manifestado en zonas cercanas al epicentro de varios temblores como se observo en la zona sísmica de New Madrid en los años 1811-1812 donde se produjeron cuatro sismos cerca de la magnitud 8, además de millares de réplicas sísmicas. El fenómeno también se ha observado en gravas de jales mineros en Sur África y Malasia (Ovando, comunicación personal 2012)

La BPT no ha sido estandarizada y se han utilizado diferentes tipos de equipos y procedimientos. También, se dispone de pocos datos de campo donde la BPT haya sido usada en sitios donde ocurrió licuación. Es por ello que este ensaye no ha sido correlacionado directamente con resistencia a la licuación, pero se usa para estimar el número de golpes de SPT equivalentes a través de una correlación empírica. El número equivalente de golpes SPT es entonces, usado para estimar la resistencia a licuación.



Figuras 4.6. Correlación entre resistencia a la penetración Becker. a) Harder y Seed (1986); b) Datos adicionales Harder (1997)

Harder y Seed (1986) desarrollaron una correlación preliminar entre la prueba BPT y la resistencia de penetración estándar (figura 4.6a). En la figura 4.6b se muestran datos comparativos adicionales desde 1986. La curva de correlación original (línea continua) de Harder y Seed se muestra en la figura 4.6b. Estas gráficas indican que el número de golpes de SPT puede ser aproximado por medio de mediciones en BPT. Además, desarrollaron un procedimiento de corrección de energía basado en la medida de las variaciones de presiones en el martillo que suministra el impacto, por ser esta la principal causa de dispersión en los resultados de la BPT.

Por medio de la medición directa de la energía transmitida por el martillo, se obtienen resultados que son rigurosamente teóricos y que sirven como factor de corrección para evaluar la eficiencia del martillo BPT. Se instrumentó un pequeño tramo de ademe Becker, con el propósito de medir la energía transferida (Sy y Campanella, 1994 y Sy *et al.*, 1995). Estos analizaron los datos recolectados por medio de un analizador de hincado de pilotes para determinar la deformación, fuerza, aceleración y velocidad. La energía transferida fue determinada por integración en el tiempo de la fuerza por la velocidad.

Pudieron verificar muchas de las variaciones en la energía del martillo anteriormente obtenidas por Harder y Seed (1986), incluyendo los efectos de variaciones en las presiones y la eficiencia en la transmisión de energía de diferentes perforadoras. Sin embargo, no pudieron reducir la dispersión o incertidumbre en la conversión del número de golpes en BPT a SPT.

#### 4.5. DILATÓMETRO DE MARCHETTI (DMT)

Los resultados de la prueba del dilatómetro combinados con correlaciones empíricas son empleados para estimar el peso volumétrico del suelo ( $\gamma$ ), el coeficiente de presión lateral de tierra en reposo ( $K_0$ ), relación de preconsolidación (OCR), el módulo de compresibilidad vertical unidimensional ( $M$ ), la resistencia al esfuerzo cortante no drenado para arcillas ( $S_u$ ) y el ángulo de fricción para arenas ( $\phi$ ).

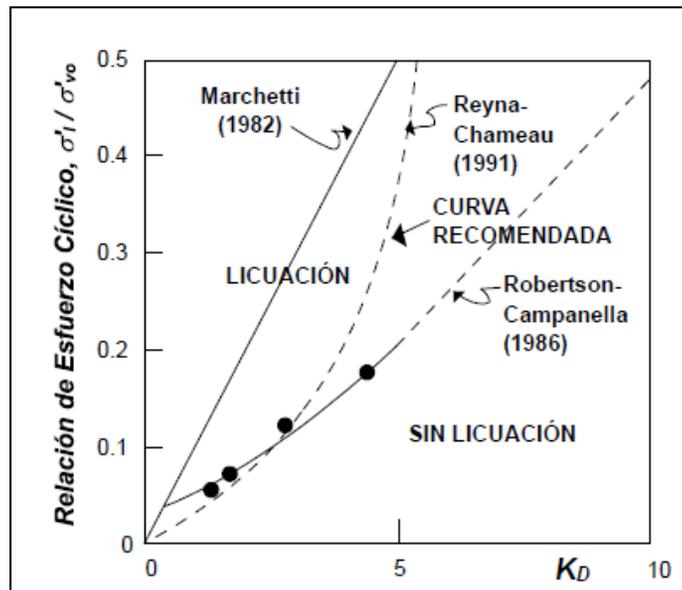


Figura 4.7. Diferentes curvas utilizadas para la estimación del CRR a partir del DMT (Marchetti *et al.*, 2001)

Recientes trabajos sugieren que esta técnica presenta resultados aceptables en la evaluación de la licuación de un depósito arenoso. La figura 4.7 resume el conocimiento disponible para evaluar el potencial de licuación de un depósito arenoso a partir del DMT. La curva que recomienda actualmente Marchetti (Marchetti *et al.*, 2001) para estimar la relación de resistencia cíclica (CRR) a partir del parámetro de índice de esfuerzo horizontal ( $K_D$ ), es la curva propuesta por Reyna (Reyna y Chameau, 1991) la cual se ilustra a través de la figura 4.7. Dicha curva está basada en las curvas  $K_D$ -Cr mostrada en la figura 4.8, la cual ha sido validada mediante ensayos sobre muestras inalteradas (Tanaka y Tanaka, 19989

El índice de esfuerzo horizontal  $K_D$  está definido por:

$$K_D = \frac{P_o - \mu_o}{\sigma'_v} \quad (4.15)$$

Donde:

$K_D$  es la base para la interpretación de varios parámetros del suelo, y es la clave para el resultado del ensayo. Este parámetro está relacionado con la razón de sobreconsolidación del suelo (ORC);  $\sigma'_v$  es el esfuerzo efectivo vertical;  $\mu_o$  es la presión intersticial y  $P_o$  es la presión de la membrana.

Combinando los resultados de la figura 4.8 con la experiencia disponible (Marchetti, 1997), se tiene que se presentará licuación, si se cumple con los siguientes valores de  $K_D$  ( $M_w = 7.5$ ). (Marchetti *et al.*, 2001)

- Áreas de muy baja sismicidad:  $K_D \leq 1.7$
- Áreas de baja sismicidad:  $\left(\frac{a_{max}}{g} = 0.15\right): K_D \leq 4.2$
- Áreas de sismicidad media:  $\left(\frac{a_{max}}{g} = 0.25\right): K_D \leq 5.0$
- Áreas de alta sismicidad  $\left(\frac{a_{max}}{g} = 0.35\right): K_D \leq 5.5$

Una vez que el CRR de la Figura 4.7 se evalué, se procede a utilizar el método estándar propuesto por Seed (1971), para la obtención de la relación de esfuerzo cíclico (CSR), dada por la ecuación 3.1 discutida en el capítulo III.

Recientemente, se propuso una nueva correlación para evaluar la relación de resistencia cíclica (CRR), a partir del índice de esfuerzo horizontal  $K_D$  del DMT (Monaco *et al.*, 2005). Los autores utilizan el método simplificado de Seed e Idriss (Seed y Idriss, 1971). La corrección propuesta entre CRR- $K_D$ , combina las curvas existentes entre CRR- $K_D$ , con las correlaciones para evaluar CRR a partir del CPT y SPT, utilizando para ello la densidad relativa como parámetro intermedio. La expresión propuesta por los autores para la curva CRR- $K_D$ , está dada por la siguiente expresión:

$$CRR = 0.0107K_D^3 - 0.0741K_D^2 + 0.2169K_D - 0.1306 \quad (4.16)$$

Esta última curva propuesta por Monaco y otros (Monaco *et al.*, 2005), se ilustra en la figura 4.9.

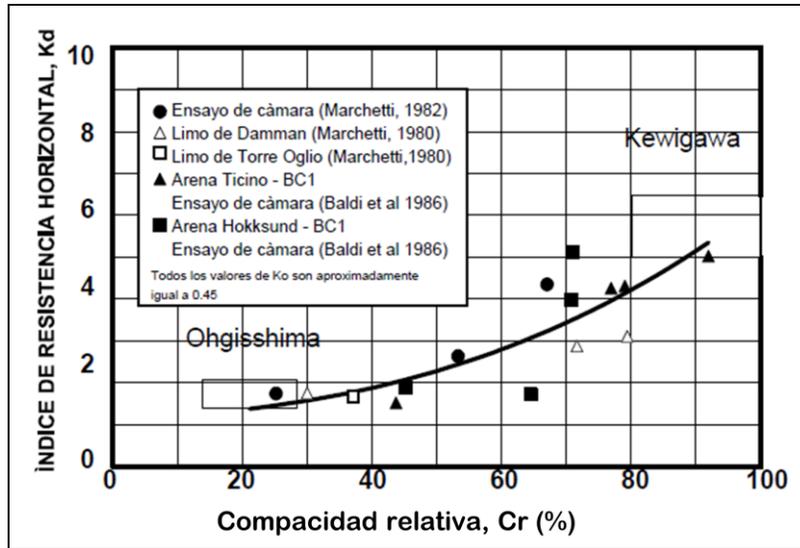


Figura 4.8. Comparación entre la densidad relativa y la predicción hecha por el DMT (Tanaka y Tanaka, 1998)

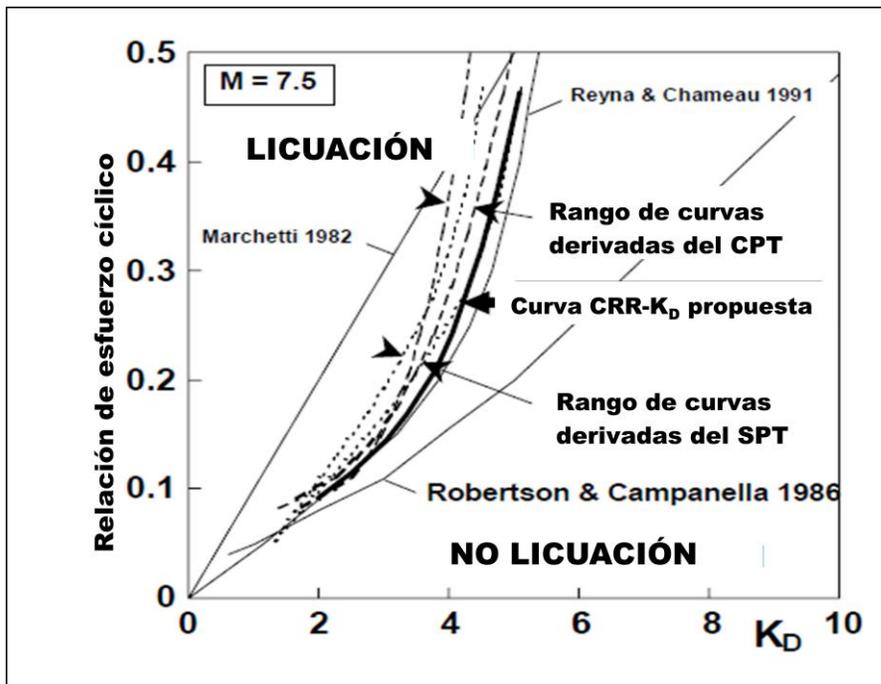


Figura 4.9. Determinación del potencial de licuación mediante el DMT (Monaco et al., 2005)

## CAPÍTULO 5

### PROPAGACIÓN DE ONDAS

#### 5.1. ONDAS SÍSMICAS

Las ondas sísmicas son vibraciones que viajan a través de la corteza terrestre, originadas súbitamente por el fracturamiento del material rocoso en el interior de la misma, debido a diversas causas. Las ondas sísmicas se pueden dividir en dos categorías: las ondas de cuerpo que viajan por el interior de la tierra y las ondas superficiales que viajan por la superficie de la tierra.

##### 5.1.1. Ondas de cuerpo

Las ondas de cuerpo viajan a través del interior de la tierra. Siguen caminos curvos debido a la densidad y composición variada del suelo. Las ondas de cuerpo se clasifican en dos grupos: Ondas Primarias (P) y Secundarias (S).

- a) Ondas P: también conocidas como ondas primarias o compresionales, se pueden propagar a través de medios sólidos o fluidos. Estas ondas se mueven longitudinalmente, comprimiendo y dilatando la roca a través de la cual viajan (figura 5.1), de manera similar al movimiento que realizan las ondas de sonido cuando se propagan a través del aire.
- b) Ondas S: también conocidas como ondas de corte u ondas transversales, lo que significa que el suelo es desplazado perpendicularmente a la dirección de propagación, alternadamente hacia un lado y hacia el otro (figura 5.2). Las ondas S pueden viajar únicamente a través de sólidos debido a que los líquidos no pueden soportar esfuerzos cortantes.

##### 5.1.2. Ondas superficiales

Las ondas superficiales viajan sobre la superficie de la tierra y se desplazan a menor velocidad que las ondas de cuerpo. Debido a su baja frecuencia provocan que las estructuras entren en resonancia con mayor facilidad respecto que las ondas de cuerpo y son, por consiguiente, las ondas sísmicas más destructivas. Existen dos tipos de ondas superficiales, las ondas Rayleigh y las ondas Love.

- a) Ondas Love: Es la onda superficial que se propaga con mayor velocidad. Presenta un movimiento horizontal de corte, normal a la dirección de propagación (figura 5.3).
- b) Ondas Rayleigh: Son ondas sísmicas superficiales de amplitud decreciente y el movimiento de la partícula asociado a ellas es de tipo elipsoidal (figura 5.4). Estas ondas se transmiten por la superficie del terreno, aunque afectan a un rango de profundidad que es proporcional a su longitud de onda.

Debido al movimiento elíptico retrogrado de las partículas que presentan las ondas Rayleigh, se considera que estas ondas son las principales causantes de las sacudidas sentidas durante un sismo, en consecuencia, son las principales responsables de los daños causados a las estructuras durante el desarrollo de estos fenómenos.

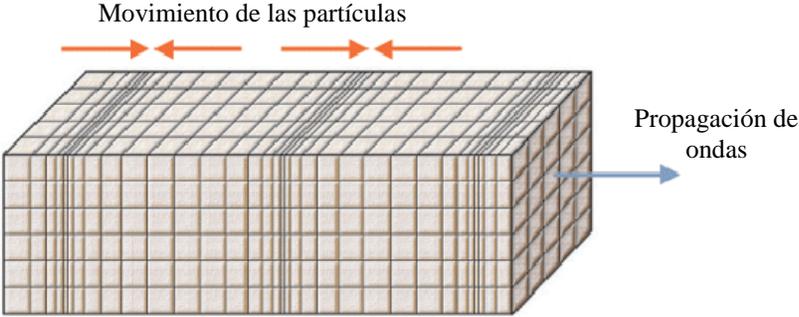


Figura 5.1. Onda P

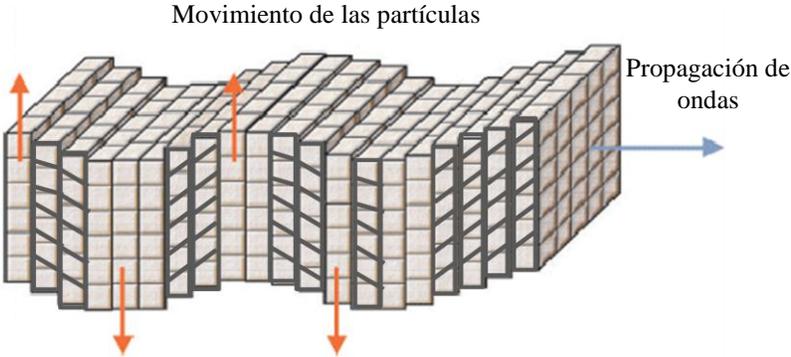


Figura 5.2. Onda S

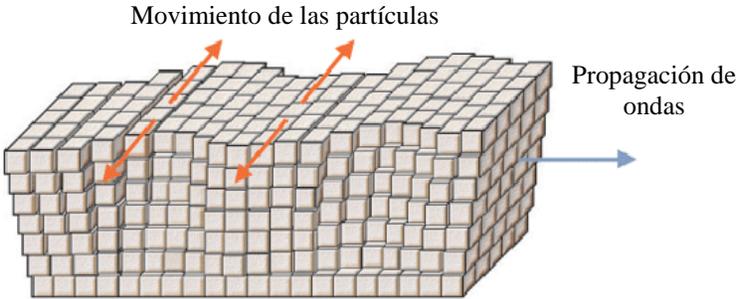


Figura 5.3. Onda Love

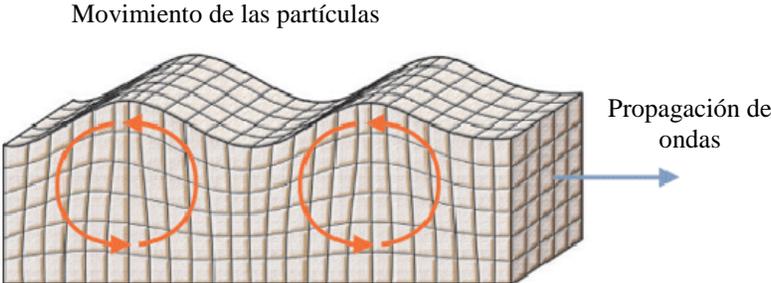


Figura 5.4. Onda Rayleigh

## 5.2. MICROTREMORES

También son conocidos como microtrepidaciones, microsismos, ruido sísmico de fondo, campo natural, vibración o ruido ambiental, pueden definirse de varias maneras: a) vibraciones en la superficie debidas a la incidencia oblicua de ondas de cuerpo que se propagan en todas direcciones con la misma energía; b) una superposición de ondas superficiales, que constituyen un campo estacionario y homogéneo; c) el ruido ambiental generado por fuentes naturales y culturales, como el tráfico vehicular o la actividad humana (Flores-Estrella *et al.*, 2004) y d) ondas sísmica con energía relativamente baja, con amplitudes típicas dentro del rango de  $10^{-3}$  a  $10^{-4}$  mm. (Roberts y Asten, 2004).

A partir de esta vibración o ruido ambiental, se desarrolló un método de sísmica pasiva, empleado para modelar la estructura de la velocidad de la onda S y está basado en dos ideas fundamentales. La primera es: que los equipos utilizados para la sísmica de refracción, dispuestos de una manera casi idéntica a la usada para registrar refracción de onda P someras, pueden efectivamente grabar ondas superficiales a frecuencias tan bajas como 2 Hz. La segunda idea es que, una simple transformada en dos dimensiones, lentitud y frecuencia (p-f), de un registro de microtremores puede separar la llegada de las ondas Rayleigh de la llegada de otras ondas sísmicas, permitiendo reconocer su verdadera velocidad de fase y no su velocidad aparente (Pullamannappallil *et al.*, 2003).

Las ventajas de la aplicación de esta técnica, desde el punto de vista sísmico, son muchas; la principal es que esta técnica sólo requiere equipo de refracción estándar, que generalmente poseen la mayoría de las empresas consultoras y las universidades, además no requiere de una fuente de energía activada y trabaja mejor cuando se realiza en ciudades muy ruidosas, sísmicamente hablando. El tráfico y posibles respuestas de árboles y edificios al viento proveen las ondas superficiales que este método analiza (Louie 2001).

### 5.2.1. Origen y características de los microtremores

La propagación y las características de las fuentes de los microtremores han sido estudiadas desde el siglo XIX y, desde entonces se observó la complejidad de la propagación multimodal y multidireccional. Sin embargo, el interés por la utilización del ruido natural como fuente de energía en los registros sísmicos ha crecido vertiginosamente en los últimos años.

Rosset (Rosset *et al.*, 2001) demostró que a partir del ratio entre las componentes verticales y horizontales de los registros de ruido ambiental se puede obtener una buena aproximación de las frecuencias fundamentales de los depósitos superficiales. Además, afirmó que al extender el uso de este método a mayor escala se pueden realizar perfiles de estas frecuencias dentro de áreas urbanas. Para llegar a estas conclusiones realizaron un estudio específico en Montreal. Más recientemente, en 2005, Parolai (Parolai *et al.*, 2005) afirmó que un gran número de registros de ruido ambiental podrían ser útiles para la realización de un mapa de período fundamental más completo y preciso, herramienta que no estaba disponible previamente debido a lo costoso y complicado de su obtención con la instrumentación antigua. De igual manera, Castellaro (Castellaro *et al.*, 2005) compiló diferentes casos de estudio en los que se aplicó la sísmica pasiva, más específicamente la técnica Radio Espectral H/V, obteniendo que esta técnica es: rápida, económica y no invasiva; capaz de estudiar múltiples estratos y si la estratigrafía es conocida puede proveer un estimado de la velocidad de la onda S en forma más rápida y económica.

Los microtremores sólo se presentan en el intervalo de frecuencias de 0.01 a 30 Hz., sin embargo, en la exploración geofísica superficial sólo interesa la banda de 0.1 a 10 Hz. Debido a que en esta banda

parte de la energía se transmite como ondas Rayleigh, cuyos modos y velocidades de propagación se pueden estimar y medir con arreglos instrumentales para obtener información sobre las características de los parámetros elásticos de la corteza terrestre hasta profundidades de 20 Kms. (Flores-Estrella, 2004).

### 5.2.2. Fuentes de los microtemores

Generalmente, los microtemores con frecuencias menores a 1 Hz. son el resultado de fenómenos naturales como la acción de las olas, viento y variaciones atmosféricas; mientras aquéllos con frecuencias mayores a 1 Hz. son producidos por fuentes culturales como trenes y el funcionamiento de maquinaria pesada. Detalladamente tenemos:

- A bajas frecuencias (por debajo de 0.3 hasta 0.5 Hz) son causados por las olas oceánicas que ocurren a grandes distancias, y es posible encontrar buena correlación de los microtemores con condiciones meteorológicas de gran escala en el océano.
- A frecuencias intermedias (entre 0.3-0.5 Hz y 1 Hz) los microtemores son generados por el oleaje que rompe en las costas, por lo que su estabilidad es significativamente menor.
- Para altas frecuencias (mayores a 1 Hz) las fuentes de los microtemores están ligadas a la actividad humana, por lo que reflejan los ciclos de esta actividad, y se manifiestan por cambios en la amplitud de éstos.

## 5.3. MÉTODOS DE ONDAS SÍSMICAS SUPERFICIALES

### 5.3.1. Métodos pasivos

Son los métodos geofísicos basados en el análisis de los microtemores o ruido sísmico ambiental. No requieren que se genere ninguna señal, como por ejemplo las producidas por las explosiones en la prospección sísmica. (Castellaro *et al*, 2005) El objetivo de los métodos de sísmica pasiva es evaluar de forma indirecta y no destructiva la estructura de la velocidad de corte, registrando microtemores.

#### 5.3.1.1. Nakamura (H/V)

Este método fue propuesto por Nakamura (1989) y se basa en relacionar los espectros de Fourier de las componentes horizontales y vertical ( H/V) del registro de microtemores registrados en superficie. Este es uno de los métodos más utilizado en el análisis de microtemores, debido a su bajo costo y simplicidad en la toma de datos con un sensor de tres componentes. El método permite conocer la frecuencia fundamental y en algunos casos la amplificación relativa.

#### 5.3.1.2. Método F-K

Este método provee información respecto a la velocidad de fase y al azimut de la fuente dando buenos resultados en su aplicación para la determinación de velocidades de fase comparables con los modelos de velocidad obtenidos a partir de perforaciones de pozos.

La desventaja de la aplicación de este método es que, se requiere de un arreglo de sismógrafos con varias estaciones distribuidas uniformemente de manera acimutal, con una gran variedad de distancias

entre estaciones, para asegurar estimados de alta resolución del espectro de potencia F-K (Parvez, 2003).

### ***5.3.1.3. Método de autocorrelación espacial (SPAC)***

El método SPAC fue propuesto por Aki (1957) y se basa en la obtención de registros de microtemores a partir de arreglos instrumentales de tipo circular o semicircular y así obtener una función de correlación promedio acimutal y por tanto, una estimación de la velocidad de fase, sin importar la dirección de propagación de las ondas.

### **5.3.2. Métodos activos**

Registan ondas superficiales o Rayleigh inducidas por una fuente impulsiva o por una fuente oscilatoria con movimiento vertical armónico; en estos métodos los sensores verticales son ubicados en la superficie en línea con la fuente, y la velocidad de fase se calcula a partir del análisis espectral. Son útiles para explorar profundidades de 10 a 20 m. aproximadamente. Para lograr caracterizar profundidades mayores se necesita de una fuente con mayor alcance. Los principales métodos activos son:

#### ***5.3.2.1. Spectral Analysis of Surface Wave (SASW)***

Este método emplea una fuente activa de energía sísmica que se emite y registrada en receptores ubicados a distancias cortas y largas (1 metro y 500 metros, respectivamente). La fuente más comúnmente utilizada son martillos pesados o mandarrías. Los receptores son sensores de velocidad de componente vertical de las partículas, por lo que los perfiles de velocidad de onda S son analizados a partir de las velocidades de fase de las ondas Rayleigh interpretadas de los registros. Las velocidades de fase son derivadas únicamente de la comparación de las amplitudes, el espectro de fase diferencial es calculado para cada par de sensores por cada activación de la fuente, dentro de un osciloscopio FFT (Louie, 2001).

La desventaja en la aplicación de este método es que, debido a que las pruebas se deben repetir numerosas veces, usualmente lleva muchas horas completar el procedimiento en un mismo sitio (Park et al, 1999).

#### ***5.3.2.2. Multi-Channel Analysis of Surface Wave (MASW)***

Este método consiste en la utilización de un arreglo, de generalmente 12 o más receptores. Los receptores se colocan equidistantes uno del otro. Se puede usar como receptor un geófono simple o un grupo de geófonos. Se han desarrollado dos tipos de método MASW, cada una de estas versiones presenta diferencias en el tipo de fuente utilizada así como en la técnica de procesamiento empleada para generar la curva de dispersión: Multi-Channel Analysis of Surface Wave utilizando Vibraseis (MASWV), en el cual las técnicas de procesamiento de los datos son una aproximación al dominio del tiempo y Multi-Channel Analysis of Surface Wave utilizando una fuente impulsiva (MASWI), donde las técnicas de procesamiento de los datos son una aproximación al dominio de la frecuencia (Park et al, 1997).

## CAPÍTULO 6

### APLICACIÓN: TEMBLOR EL MAYOR-CUCAPAH DEL 4 DE ABRIL DE 2010

#### 6.1. CONSIDERACIONES GENERALES

De acuerdo con Arias (1999), este trabajo es de tipo explicativo puesto que busca “el por qué de los hechos mediante el establecimiento de relaciones causa y efecto”.

Igualmente se puede considerar que se abordará un nivel predictivo, por cuanto el análisis de la información ofrece la posibilidad de establecer estimaciones a partir de los resultados a obtener. En la investigación de tipo predictivo, el investigador observa un fenómeno durante cierto tiempo, analiza y busca explicaciones y factores relacionados entre sí, de modo tal que logra establecer cuál será el comportamiento futuro de ese fenómeno (Hurtado de Barrera, 1996). La investigación predictiva requiere de una fase explicativa para basar sus predicciones.

A criterio de Arias (1999) el diseño de la investigación, es “la estrategia que adopta el investigador para responder al problema planteado”. En este caso se aplicó un diseño de campo, que a juicio del autor previamente citado, “consiste en la recolección de datos directamente de la realidad donde ocurren los hechos, sin manipular o controlar variable alguna”. El diseño además se puede clasificar como de tipo transeccional explicativo porque las observaciones se realizan en un momento único en el tiempo y los datos recolectados se utilizan para explicar las variables, el contexto y los hechos en estudio.

#### 6.2. SELECCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

##### 6.2.1. Población y muestra

En opinión de Arias (1999), la población o universo se refiere al conjunto para el cual serán válidas las conclusiones que se obtengan.

En este caso, se considera como población al valle de Mexicali. El cual se encuentra localizado en el extremo noreste del estado mexicano de Baja California y dentro de la región fisiográfica denominada delta del Río Colorado, en el cual se distinguen cuatro unidades fisiográficas: las planicies, las mesetas, las terrazas, y el macizo montañoso de la sierra de los Cucapah.

La muestra corresponde a un subconjunto representativo de la población ya referida y en este caso se definió por criterio que según Sampieri (2001), corresponde a aquella que es seleccionada de acuerdo a criterios fundamentados a los objetivos del estudio.

Para el estudio propuesto, la muestra abarcó, la colonia Solidaridad Social y la ampliación de la misma, en la ciudad de Mexicali.

##### 6.2.2. Ubicación del área de estudio

Mexicali es la capital del estado de Baja California y se encuentra localizada en el extremo noroeste del valle de Mexicali en la frontera con Estados Unidos. El municipio de Mexicali representa el 18% de la superficie del estado y tiene colindancia, al norte con Estados Unidos; al este con estado de Sonora y el

golfo de California; al sur con el golfo de California y el municipio de Ensenada; al oeste con los municipios de Ensenada y Tecate (INEGI, 1995).

Al sur de la zona urbana de Mexicali tomando la Av. Benito Juárez hasta interceptar la Av. San Felipe se encuentra la desviación a la calle General Santiago Vidaurri que lleva a las colonias Solidaridad Social y Ampliación Solidaridad (figura 6.1 y 6.2) donde hubo severos efectos como consecuencia del sismo  $M_w=7.2$  del 4 de abril del 2010.

La cercanía con el cuerpo de agua que se deriva hacia el este, procedente de la laguna México (INEGI, 1998), le aporta especial relevancia a esta investigación por ser suelos saturados con niveles freáticos muy próximos a la superficie, lo que los convierte en suelos potencialmente licuables.



**Figura 6.1. Ubicación del área de estudio**

El área afectada incluye terrenos asignados para casas habitacionales y espacios donde no existen asentamientos humanos.

El polígono que se muestra en la figura 6.3, delimita la zona con mayor afectación y objeto de este estudio. Incluye terrenos de las colonias Solidaridad Social, Ampliación Solidaridad Social, un terreno vacío de la Colonia Ladrillera Campestre en el extremo noroeste y hacia el este prácticamente sigue el borde del cuerpo de agua, derivación procedente de la laguna México (INEGI, 1998).

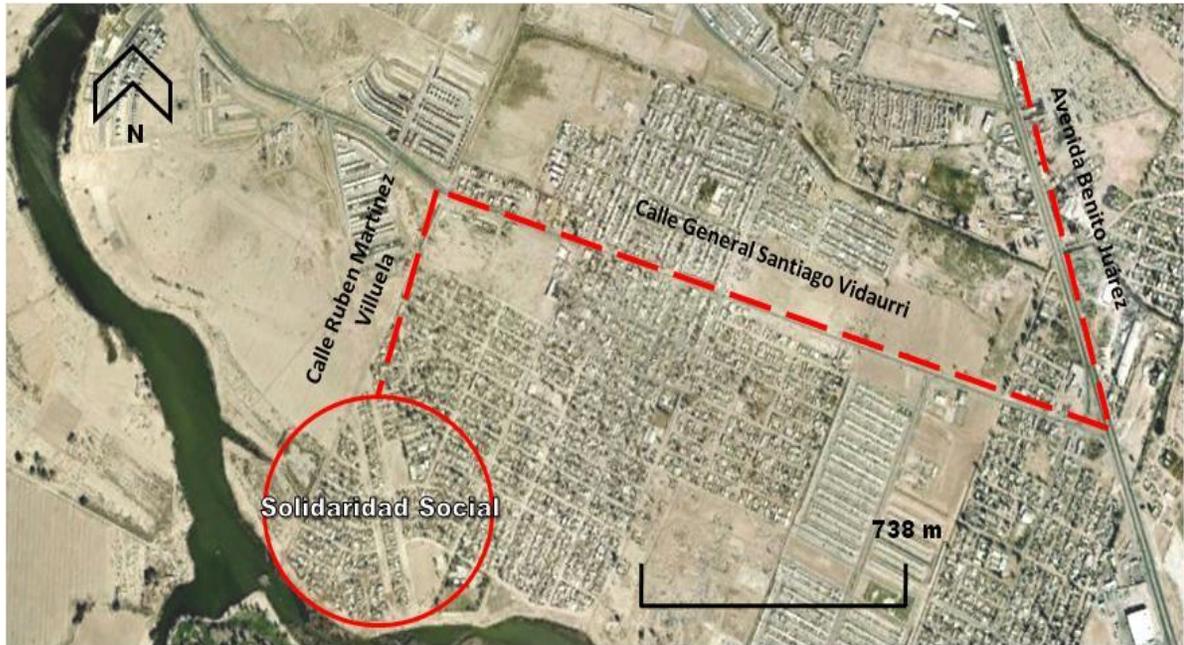


Figura 6.2. Ruta de acceso al área de estudio

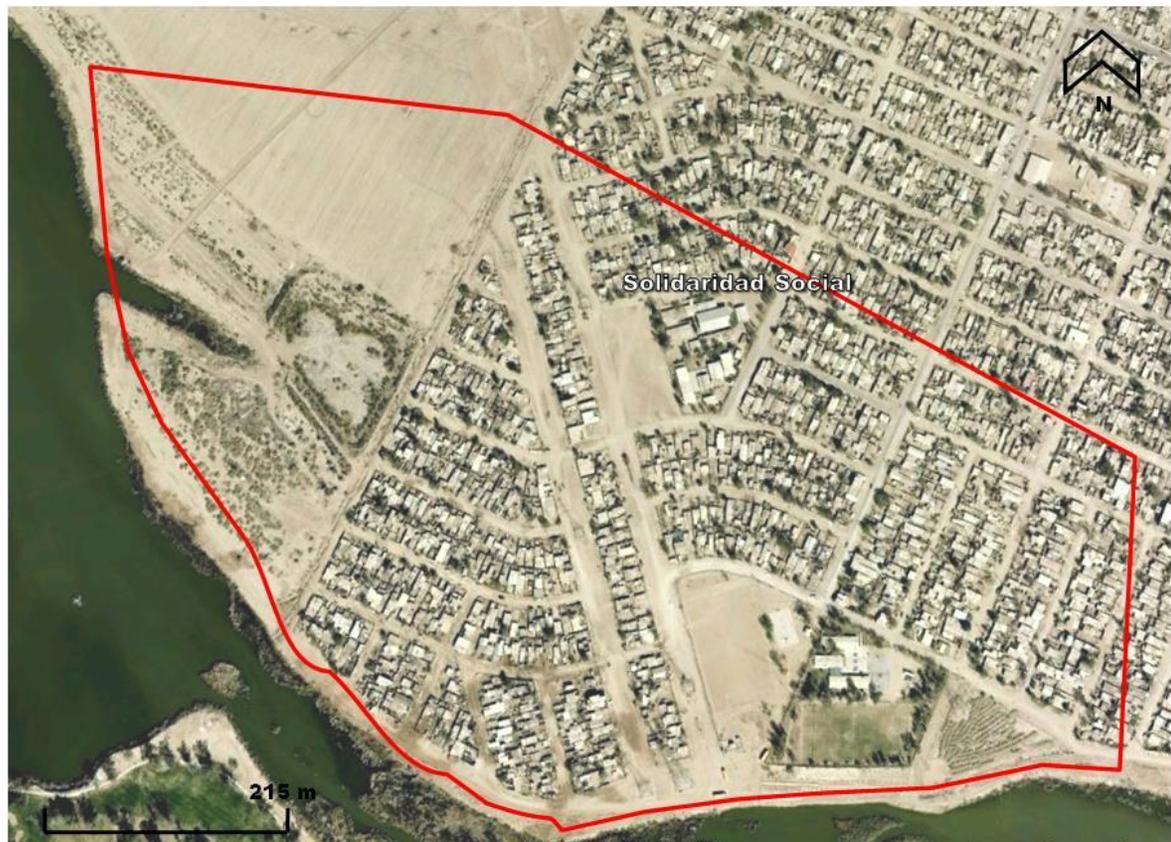


Figura 6.3. Polígono del área de estudio

### 6.2.3. Geología del área de estudio

La característica orográfica más importante en el municipio de Mexicali es que el 30% de su territorio se encuentra ocupado por sierras, resaltando, principalmente, las sierras de Juárez y San Pedro Mártir. La primera comprende una franja que va de la parte noroeste hasta el suroeste del municipio, con 1885 km<sup>2</sup> y 3300 m de altura. La segunda está localizada en la parte suroeste y cubre 10 km<sup>2</sup>, su altura es de 2800 m sobre el nivel del mar.

Se tienen además otras sierras, tales como: el Cerro del Centinela, la sierra Cucapah, el cerro Prieto, la sierra El Mayor, la sierra San Felipe, la sierra Las Tinajas y la sierra Las Pintas. Entre las llanuras más importantes podemos mencionar la de Mexicali (deltáica), Laguna Salada (aluvial con inundación), Maneadero, Camalú y San Quintín (costeras), Calamajué (aluvial) y El Berrendo (desértica). Los que realmente se consideran valles son el de Guadalupe, Santo Tomás, San Telmo, El Rosario y La Trinidad.

Su litología está conformada básicamente por un núcleo granítico de gran tamaño formado en el interior de la corteza terrestre; hoy se encuentra expuesto a la superficie o recubierto por las rocas sedimentarias y volcánicas más recientes. A tal núcleo intrusivo se le denomina batolito, y constituye la estructura geológica más importante. Además, cuenta con una gran variedad de rocas de los tres tipos fundamentales, es decir; ígneas, sedimentarias y metamórficas cuyas edades abarcan desde el Paleozoico hasta el Cuaternario.

En general, se puede decir que las rocas ígneas se distribuyen de Norte a Sur, abarcando la mayor parte del territorio. Las rocas sedimentarias se localizan principalmente en la zona costera y las metamórficas se encuentran distribuidas en pequeños afloramientos dispersos, a lo largo de todo el estado.

Su hidrografía se basa principalmente en, el río Colorado, el río Hardy y el río Nuevo. El primero presenta un volumen de escurrimiento medio anual asegurado de 1.850,23 millones de m<sup>3</sup> por el tratado internacional entre México y Estados Unidos, que sirve de agua potable para la ciudad de Mexicali, zonas urbanas del valle y la ciudad de Tijuana.

Los depósitos en la colonia Solidaridad Social en su mayoría son arenas de origen deltaico.

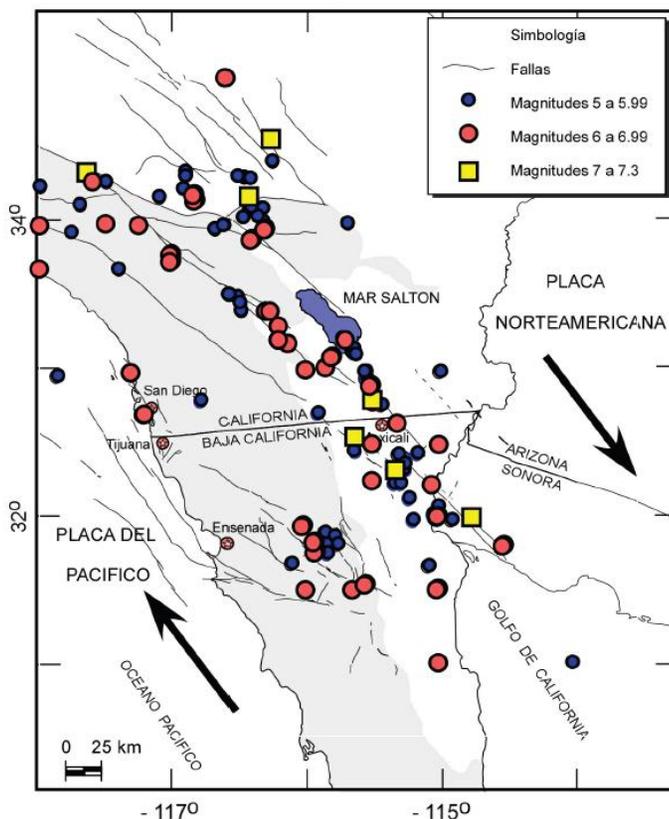
### 6.2.4. Sismicidad del área de estudio

La región en estudio se encuentra sujeta a un alto peligro sísmico debido a su ubicación dentro de la región de convergencia de dos placas tectónicas (la placa Norteamericana y la Pacifico) y ha sufrido los efectos de sismos fuertes en el pasado. La figura 6.4 muestra las localizaciones epicentrales de los sismos documentados desde 1800 al 2011 en Mexicali, Baja California (CISECE).

La Red de Acelerógrafos del Noroeste de México (RANM), utilizada para registrar las aceleraciones del terreno causadas por sismos, está conformada por 20 acelerógrafos digitales instalados en campo libre y a lo largo de las principales fallas geológicas de la región.

Las estaciones de RANM han registrado datos de sismos importantes, entre los que destacan los sismos del Valle Imperial (15 de Octubre de 1979,  $M_w$  6.5), el de Victoria (9 de Junio de 1980,  $M_w$  6.3), y el de El Mayor-Cucapah (4 de Abril de 2010,  $M_w$  7.2), siendo este último razón de estudio de esta investigación. El sismo El Mayor-Cucapáh, del 4 de Abril de 2010 de 7.2 Mw, ocurrió a las 15:40 horas tiempo local en Baja California. Su epicentro se localizó en la margen occidental del valle de Mexicali a una profundidad focal de 7.2 Km, en la zona donde convergen las sierras El Mayor y

Cucapáh, a 40 kilómetros al sur de la ciudad de Mexicali y aproximadamente a 30 km al sur de la colonia Solidaridad Social (Figura 6.5).

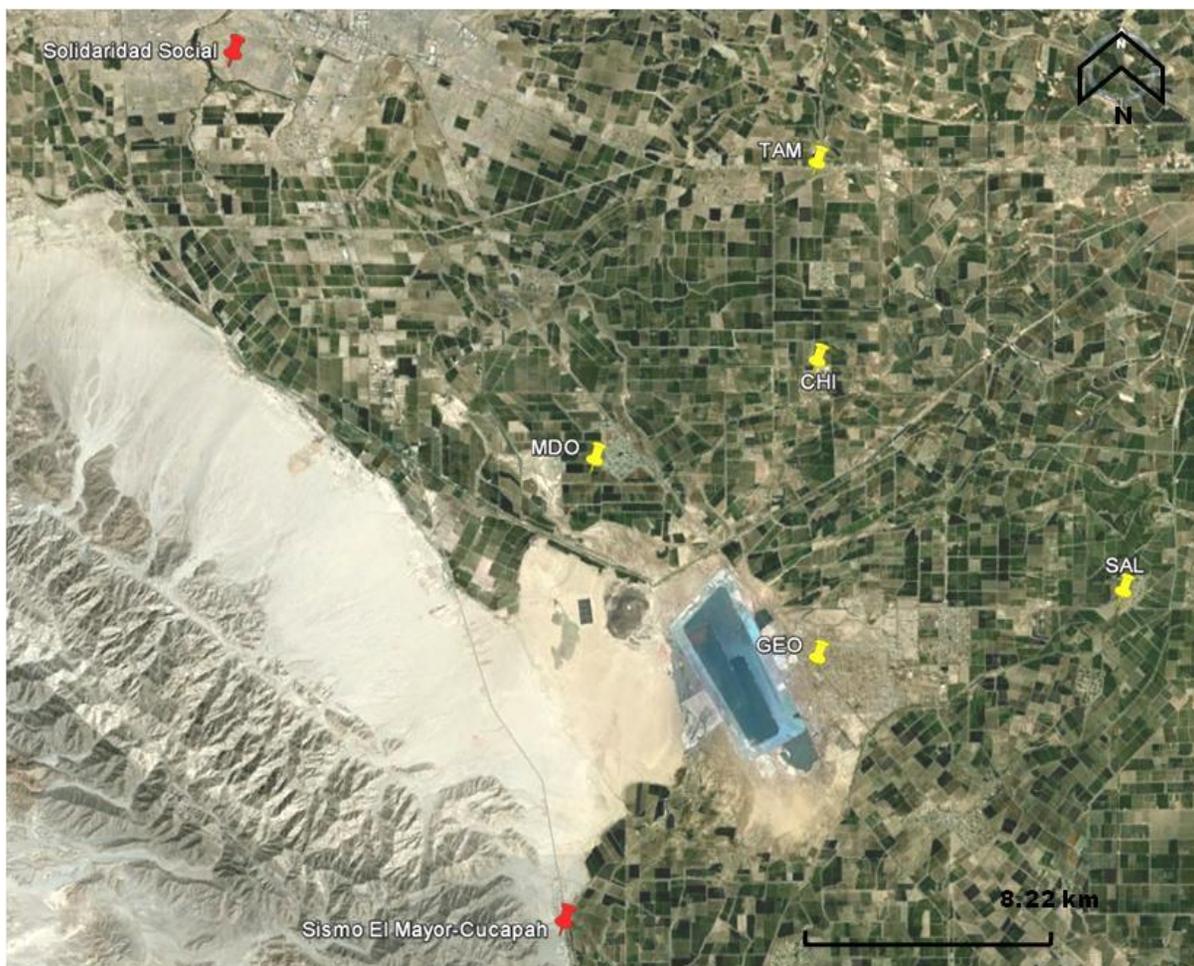


**Figura 6.4. Sismicidad del periodo 1800 a 2011 (tomado del CISECE).**

La tabla 6.1 y figura 6.5 muestra las estaciones de RANM más próximas a la Colonia Solidaridad Social y la localización epicentral del sismo El Mayor-Cucapáh.

**Tabla 6.1. Datos obtenidos en las estaciones de RANM más próximas a la Colonia Solidaridad Social del sismo El Mayor-Cucapáh**

Estación	Código	Latitud (grados)	Longitud (grados)	Distancia Epicentral (km)	Aceleración máxima (g)
Michoacán de Ocampo	MDO	32.46	-115.32	16.0	0.5373
Geotérmica	GEO	32.40	-115.24	12.3	0.2882
Chihuahua	CHI	32.49	-115.24	20.5	0.2491
Tamaulipas	TAM	32.55	-115.24	27.0	0.2264
Saltillo	SAL	32.42	-115.13	22.0	0.1525



**Figura 6.5. Estaciones RANM próximas a la Colonia Solidaridad Social**

### 6.2.6. Afectaciones

Los efectos del sismo en la colonia Solidaridad Social y su ampliación dieron lugar a un intenso fenómeno de licuación, notables agrietamientos superficiales, hundimientos del terreno y debilitamiento de taludes.

Los daños ocurridos como consecuencia de esos movimientos alcanzaron incluso las pérdidas totales de viviendas. Al menos 151 viviendas sufrieron algún tipo de daño asociado con el sismo (INDIVI), distribuidas en 21 manzanas, de las cuales 14 están totalmente incluidas en el polígono de afectación objeto de este estudio y 7 solo parcialmente (figura 6.3). La infraestructura urbana también se vio afectada, así como los servicios complementarios.

El área con viviendas afectadas tiene como límite al norte la grieta principal, que es la que causó mayores daños, cerca de las calles Manuel Silíceo y Del futuro, la grieta secundaria tiende a seguir el comportamiento de la calle Antonio Ochoa y ambas atraviesan casi paralelas de sureste a noroeste. Al este el límite urbano es la calle 16 de septiembre. Al sur y oeste el límite es el cuerpo de agua laguna México y uno de sus ramales que corre en dirección oeste-este (figura 6.6).

La fractura principal consta de 1726 m lineales de desarrollo, sin embargo la mayor afectación por agrietamientos en casas, hundimientos de terrenos, caída de árboles y postes, rompimiento de tuberías, deformación de pavimento y caídas de muros; ocurre a lo largo de 850 m en el extremo noroeste de la estructura, asociada con una fractura secundaria semiparalela (figura 6.6) dispuesta inmediatamente al sur y con 603 m de desarrollo.



**Figura 6.6. Manifestaciones superficiales de las fracturas del suelo en el área de estudio.**

### 6.2.7. Estudios realizados

Se realizaron estudios geofísicos y geotécnicos en el área de estudio, para delimitar la zona afectada por el sismo del 4 abril del 2010.

Se hicieron treinta (30) perfiles sísmicos para medir microtemores, denominados como tendidos, para conformar nueve líneas que atravesaron el área de estudio, desde la ribera del arroyo situado al sur y al oeste, hasta los terrenos donde desaparecieron las evidencias superficiales de agrietamientos del suelo, como se mostró en las figuras anteriores. Se planeó la disposición de los estudios de tal manera de cubrir transversalmente las fracturas del suelo. Se obtuvieron registros de ruido sísmico ambiental y registros en donde se utilizó una fuente artificial.

Asimismo, se llevaron a cabo seis (6) perforaciones geotécnicas para pruebas de penetración estándar (SPT) hasta 11 m de profundidad, para apoyar la interpretación geofísica.

La figura que se muestra a continuación, se encuentran las posiciones de los diferentes estudios. En rojo los perfiles sísmicos y en negro las pruebas de penetración estándar.



Figura 6.7. Ubicación de los perfiles sísmicos

La tabla 6.2 y 6.3 contiene las coordenadas geográficas de las seis (06) perforaciones geotécnicas para las pruebas de penetración estándar y los treinta (30) perfiles sísmicos, respectivamente.

Tabla 6.2. Pruebas SPT

Pozo n°	Perfiles Geotécnicos	
	Latitud	Longitud
SPT 1	32.583	-115.452
SPT 2	32.581	-115.454
SPT 3	32.581	-115.451
SPT 4	32.579	-115.450
SPT 5	32.579	-115.448
SPT 6	32.581	-115.446

**Tabla 6.3. Pruebas Geofísicas**

Fuente Central	Perfiles Sísmicos	
	Latitud	Longitud
<b>Línea 1</b>		
L1T1	35.584	-115.456
L1T2	35.584	-115.455
L1T3	35.584	-115.460
<b>Línea 2</b>		
L2T1	32.581	-115.455
L2T2	32.582	-115.454
L2T3	32.582	-115.454
L2T4	32.582	-115.454
L2T5	32.582	-115.454
L2T6	32.583	-115.453
L2T7	32.583	-115.453
<b>Línea 3</b>		
L3T1	32.914	-115.453
L3T2	32.581	-115.453
L3T3	32.581	-115.453
L3T4	32.581	-115.453
L3T5	32.581	-115.453
L3T6	32.583	-115.452
L3T7	32.583	-115.452
<b>Línea 4</b>		
L4T1	32.580	-115.449
L4T2	32.580	-115.448
L4T3	32.581	-115.448
<b>Línea 5</b>		
L5T1	32.581	-115.450
L5T2	32.582	-115.450
L5T3	32.583	-115.451
<b>Línea 6</b>		
L6T1	32.579	-115.447
L6T2	32.580	-115.447
L6T3	32.580	-115.447
<b>Línea 7</b>		
L7T1	32.580	-115.4525
<b>Línea 8</b>		
L8T1	32.581	-115.4523
<b>Línea 9</b>		
L9T1	32.582	-115.451
L9T2	32.583	-115.452
L9T3	32.581	-115.451

### 6.3. PROCEDIMIENTO PARA LA OBTENCIÓN DE DATOS

#### 6.3.1. Adquisición de datos

El procedimiento típico de campo consiste primero en la instalación adecuada del sensor. Para lograrlo es necesario primero nivelar correctamente el sensor y enseguida cubrirlo para tratar de disminuir los efectos de temperatura y viento.

En el caso de hacer las mediciones en zonas urbanas no es posible enterrar los sensores y por ello se requiere tomar las mediciones por la mañana o por la tarde cuando la temperatura es moderada. Es útil permanecer en el sitio, ya instalado el equipo, entre 20 y 30 minutos antes de iniciar la grabación. Esto para conseguir que el sensor se estabilice después de haber sido trasladado.

La adquisición de los registros de microtemores estuvo a cargo del investigador José Acosta Chang como parte de los trabajos realizados en el Centro de Investigación Científica y Educación Superior de Ensenada después del sismo El Mayor-Cucapáh, del 4 de Abril de 2010. La toma de datos se realizó durante varias salidas de campo a la colonia Solidaridad Social y Ampliación Solidaridad Social, en la ciudad de Mexicali, durante los meses de mayo y junio del 2010.

### 6.3.2. Equipo y arreglo geométrico

La unidad utilizada para la realización de este trabajo de investigación fue un sismógrafo multicanal DAQ LINK II de Seismic Source de 24 canales, geófonos de 2.5 Hz y una laptop para el almacenamiento de los datos (Figura 6.8). La separación entre geófonos fue de 1.5 metros teniendo una extensión máxima del arreglo de 34.5 metros y de 2 metros de separación con una extensión máxima fue de 46 metros.

La longitud total del arreglo restringe la profundidad de penetración; esto es la profundidad a la cual se pueden resolver y precisar las velocidades de las ondas de corte. Como una regla experimental, la profundidad de penetración es de casi un tercio a un medio, de la longitud de onda máxima que puede registrar el arreglo.

Para el procesamiento de datos con los registros de ruido sísmico ambiental se emplearon de 10 a 30 ventanas en los diferentes sitios con una duración de 30 segundos y muestreo de 2 milisegundos para construir las correlaciones en frecuencia. En el caso de los registros con fuente (método MASW) donde se utilizó una mandarina, su duración fue de 0.5 a 1 segundo con muestreo de 0.00125 segundos. Esto implica que el análisis aplicado es de forma híbrida, resultante de una combinación entre los métodos pasivos y métodos activos, con el fin de poder registrar todo el rango de frecuencias.

En la mayoría de los casos, al momento de diseñar el experimento, no se cuenta con la información del rango de longitudes de onda presentes en el sitio por esto es útil hacer un ensayo de prueba utilizando una separación pequeña, para estimar los requerimientos de diseño del experimento.



**Figura 6.8. Sismógrafo, equipo de telemetría y laptop para adquisición de datos.**

## 6.4. PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE DATOS

El procesamiento de los registros de microtemblores involucran tres pasos principalmente, el análisis Slant-Stack, interpretación y selección de la velocidad de fase que correspondan al modo fundamental de propagarse de las ondas Rayleigh y la inversión de la velocidad de onda cortante.

### 6.4.1. Análisis Slant-Stack

El análisis espectral de velocidad está basado en la transformación  $p$ -tau o “slant-stack”, descrito por Thorson y Claerbout (1985). Esta transformación toma una sección del registro de múltiples sismogramas, con amplitudes relacionadas con la distancia y el tiempo ( $x$ - $t$ ), como el de la figura 6.9, y las convierte en amplitudes relacionadas con el parámetro de rayo  $p$  (el recíproco de la velocidad aparente) y un intercepto en el tiempo  $\tau$ . Clayton y McMechan (1981) y Fuis et al, (1984), usaron la transformación  $p$ -tau como un paso inicial para el análisis de velocidad de refracción de ondas P.

La transformada  $p$ -tau es una integral lineal a lo largo de un registro sísmico  $A(x, t)$  en una distancia  $x$  y un tiempo  $t$ :

$$A(p, \tau) = \sum_{k=1}^N A(x_k, t + px_k) \quad (5.1)$$

donde:

$N$  es el número de canales; La función  $A(x_k, t + px_k)$  representa la amplitud del sismograma registrado a la distancia  $x_k$  y al tiempo  $t' = t + px_k$ . Note que la transformación es la adición de las amplitudes registradas en los diferentes sismogramas en el dominio  $x$ - $t$ , con pendiente iguales,  $p$ , pero con diferente ordenada al origen  $\tau$ , el resultado se ubica en el lugar correspondiente del dominio  $\tau - p$ .

El siguiente paso consiste en aplicar la transformada de Fourier al dominio temporal de  $A'(p, \tau)$  para tener una estimación de las amplitudes espectrales en el dominio de la velocidad de fase y la frecuencia.

$$A\left(\omega, \frac{1}{V}\right) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} A'(p, \tau) e^{-i\omega\tau} d\tau \quad (5.2)$$

donde:

$\omega = 2\pi f$  y  $f$  la frecuencia lineal. La función  $A(f, V)$  representa una imagen bidimensional de la dispersión de la velocidad de fase de la colección de los registros.

En la figura 6.10 se muestra un ejemplo típico de la transformación de un registro de ruido sísmico al dominio de la velocidad de fase y frecuencia, conformada por 20 ventanas con duración de 30 segundos y muestreo de 2 milisegundos, empleando 23 canales, obtenidos de un tendido de geófonos de 2.5 Hz con separación de 2 m con una extensión máxima de 46 m.

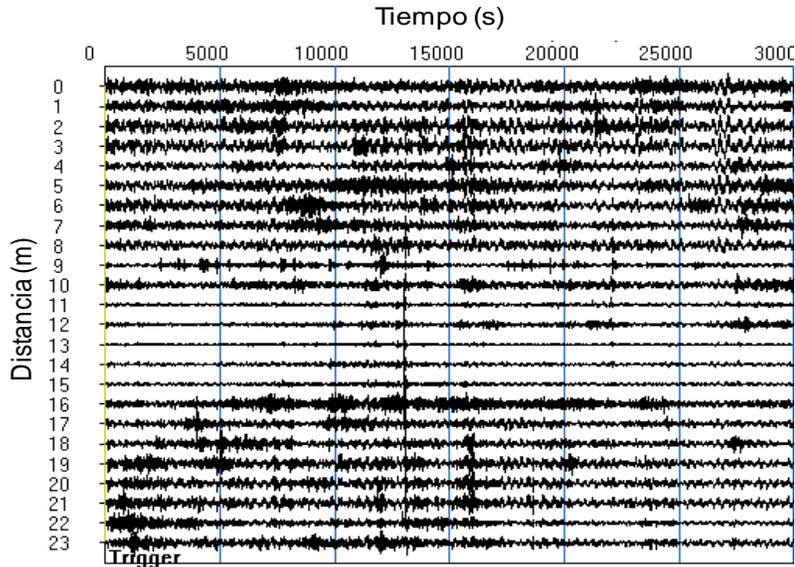


Figura 6.9. Registro típico de ruido sísmico

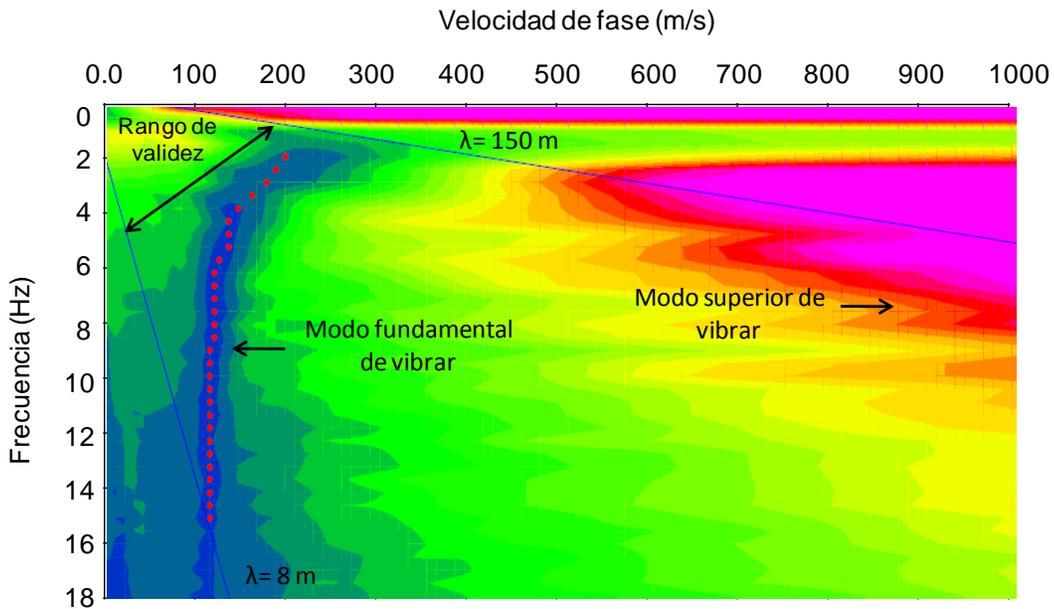


Figura 6.10 Transformación de un registro de ruido sísmico al dominio de la velocidad de fase y frecuencia

6.4.2. Interpretación y selección de la velocidad de fase

El rango de validez de la Figura 6.10, dado como ejemplo, es consignado mediante rectas de longitud de onda constante, entre 8 y 150 metros ( $\lambda=Vf/f$ ). El de frecuencias altas limita las longitudes de onda menores de 8 metros y el de baja frecuencia las mayores de 150 metros. Longitudes de onda menores de 8 m y mayores de 150 m se excluyen del análisis.

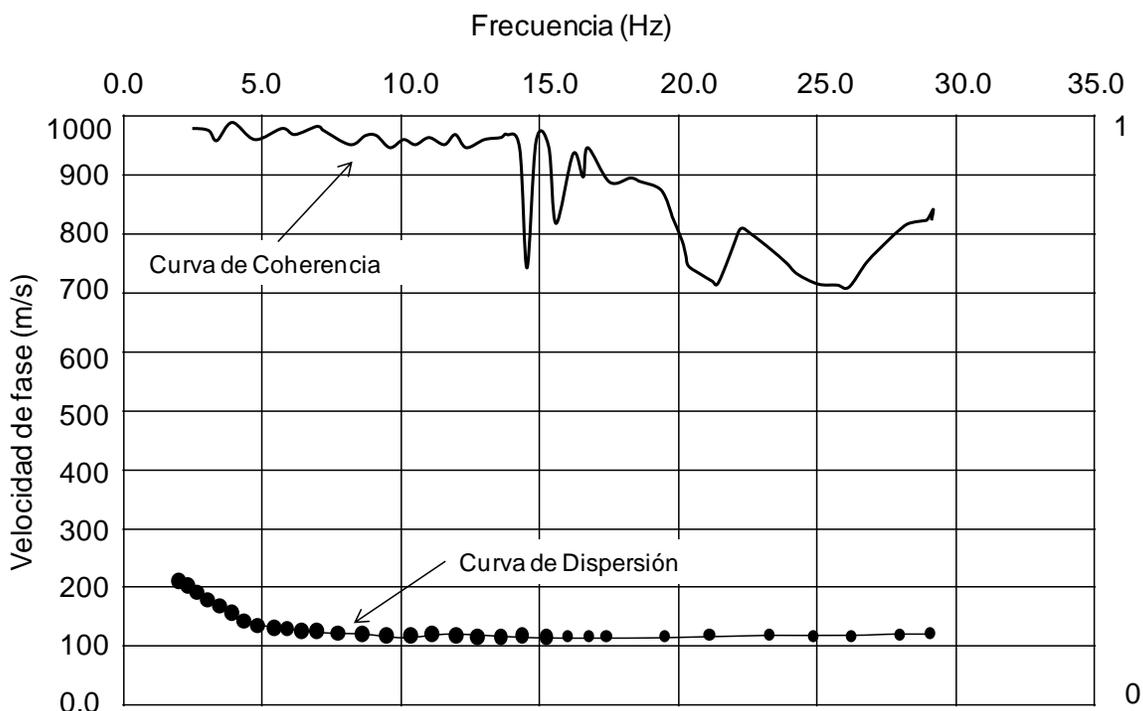
Dentro de este rango se detecta con facilidad la curva de dispersión del modo fundamental de vibración de las ondas Rayleigh, por ser una curva suave conformada por los máximos espectros de energía, con velocidad de fase que decrecen con la frecuencia. En este caso con velocidad de fase de 200 m/s a frecuencia de 2 Hz, hacia la esquina inferior izquierda de manera descendente y sin cambios bruscos con una velocidad de fase de 120 m/s a frecuencia de 15 Hz, dando velocidades de fase más bajas en las frecuencias más altas.

La forma anterior es distintiva de las ondas dispersivas y es una ventaja para su identificación. Los arribos restantes que aparecen en los registros de microtembroles como las ondas DE CUERPO no pueden poseer tal pendiente (Louie, 2001). Este ejemplo ilustra la manera correcta de hacer una interpretación, selección e identificación de la curva de dispersión asociada al modo fundamental. De igual manera, en la figura 6.10 hay evidencia de modos superiores de vibrar en el rango de 2 a 8 Hz.

Una vez que se ha identificado y definido correctamente la curva de dispersión al modo fundamental se puede visualizar como se ilustra en la figura 6.11.

Además se puede apreciar la fiabilidad del ensaye a través de la curva de Coherencia. Esta curva nos expresa, no la cuantía del error, sino la coherencia del ensaye consigo mismo y la constancia de la información que ofrece. Cuanto más constantes o estables se mantengan los resultados que proporciona más fiable será el ensaye.

El coeficiente de fiabilidad de un ensaye varía entre 0 y 1. Por ejemplo: si la correlación entre dos ensayes es  $x = 0.80$ , significa que el 80% de la varianza del test se debe a la auténtica medida, y el resto, es decir, el 20% de la varianza del test se debe al error.



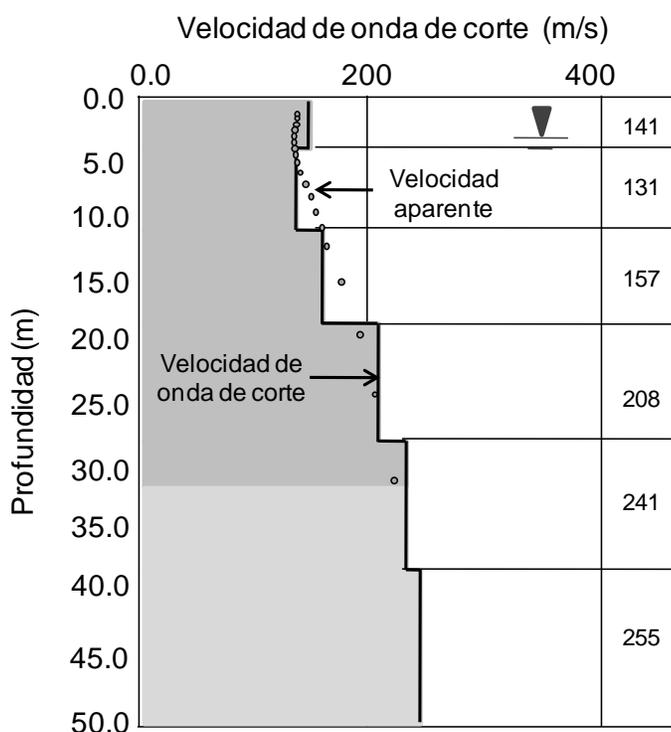
**Figura 6.11. Curva de dispersión**

### 6.4.3. Inversión de la velocidad de onda de corte

Para estimar los modelos de velocidades de onda de corte empleamos un proceso de inversión de las curvas de dispersión. Este es un problema no lineal que tiene solución iterativa en el sentido de los mínimos cuadrados.

El algoritmo resuelve el problema inverso de propagación de ondas superficiales, en el que las observaciones, en este caso la curva de dispersión, se comparan con la curva de un modelo inicial de la estructura somera de la velocidad de ondas sísmica asignado por el analista y con ayuda del software, en este caso, se utilizó el programa Seisimager SW comercializado por GEOMETRICS.

Finalmente, después del proceso de inversión de la curva de dispersión el resultado es la estimación de la velocidad de onda corte y los espesores de los diferentes estratos, tal como se puede apreciar en la Figura 6.12. Agregando información adicional en la inversión, como es la profundidad de nivel freático tomada a partir de las pruebas de penetración estándar se pudo estimar modelos que fueran más representativos del sitio.



**Figura 6.12. Perfil de velocidad de onda de corte**

La estimación velocidad aparente indicada en la figura por una serie de puntos, explica que cada punto corresponde con un tercio de la longitud de onda calculada con cada observación hecha de la velocidad de fase vs frecuencia. Por consiguiente, los valores asignados a la velocidad de onda de corte que se encuentran por debajo de estos puntos no son significativos.

## CAPÍTULO 7

### PERFILES DE VELOCIDAD DE ONDA DE CORTE ( $V_s$ )

Como se explicó en el capítulo anterior, se realizaron treinta (30) perfiles sísmicos, que conformaron nueve líneas que atravesaron el área de estudio. Los estudios cubren transversalmente las fracturas del suelo que fueron identificadas.

Sin embargo, no se utilizaron para esta investigación todos los 30 perfiles sísmicos. Únicamente se tomaron los más próximos a las pruebas de penetración Estándar (SPT) y se generó un modelo estratigráfico de cada uno, para luego estimar a partir de ellos el potencial de licuación. Dichas estimaciones se compararon y correlacionaron con los obtenidos a partir de la resistencia a la penetración de las pruebas SPT.

En la tabla 7.1 y figura 7.1 se muestran los perfiles sísmicos a utilizar, agrupados conforme a la prueba de penetración estándar más próxima a ellos y su ubicación geográfica, respectivamente.

Además, la tabla 7.2 indica las características de cada perfil sísmico utilizado, como el número de registros, número de geófonos, separación de geófonos, extensión máxima del tendido y nivel freático. Los registros de ruido sísmico ambiental presentan diferentes duraciones, como se observan en la tabla, con muestreo de 0.002 segundos y los de MASW son registros con una duración de 1 segundo y muestreo de 0.00125 segundos.

**Tabla 7.1. Pruebas Geofísicas**

Fuente Central	Perfiles Sísmicos		SPT
	Latitud	Longitud	
L9T2	32.58358500	-115.45208000	SPT 1
L3T7	32.58343800	-115.45247600	
L5T3	32.58341833	-115.45136170	
L2T1	32.58191667	-115.45538889	SPT 2
L3T4	32.58185333	-115.45331500	
L5T1	32.58174667	-115.45053333	SPT 3
L6T1	32.57959333	-115.44788500	SPT 5

Para la determinación de la curva de dispersión, la fuente utilizada fue una combinación entre el campo natural de ruido sísmico ambiental y golpes verticales con mandarina a una placa de acero, con el fin de incrementar el ancho de banda de las mediciones de velocidad de fase, generando la combinación de un método pasivo y activo.

Al implementar el método pasivo de microtemores y el método activo MASW, utilizando un arreglo lineal multicanal de geófonos, se lograron registrar datos suficientes a partir de los cuales fue posible estimar el perfil de velocidades de onda de corte desde profundidades de 1.8 metros hasta 30 metros, aproximadamente.



Figura 7.1. Ubicación de los perfiles sísmicos y los sondeos SPT seleccionados

Tabla 7.2. Descripción de los perfiles sísmicos

REGISTROS						SPT de referencia	
Nombre	Ruido sísmico	MASW	N° geofonos	Separación entre geofonos	Extensión max. del tendido	Sondeo	Nivel Freático
L9T2	21 Registros (30s)	3 Registros	24	2.0 m	46 m	SPT 1	9.6 m
	2 Registros (120s)						
	1 Registro (300s)						
	30 Registros (30s)						
L3T7	30 Registros (30s)	3 Registros	24	1.5 m	34.5 m	SPT 2	3.4 m
L5T3	30 Registros(30s)	3 Registros	24	1.5 m	34.5 m		
L2T1	4 Registros (300s)	3 Registros	24	1.5 m	34.5 m		
L5T1	20 Registros (30s)	3 Registros	23	2.0 m	46 m	SPT 3	3.6 m
	3 Registros (300s)						
L6T1	30 Registros (30s)	3 Registros	24	1.5 m	34.5 m	SPT 5	4.8 m

### 7.1. PERFILES SÍSMICOS PRÓXIMOS AL SONDEL SPT 1

A continuación se muestran las curvas de velocidad de fase- frecuencia, de dispersión y modelado de la velocidad de onda de corte de las líneas L9T2, L3T7 y L5T3 obtenidas por inversión mediante el método de microtemores. Para cada una de las líneas se obtienen modelos de velocidad de onda de corte con resultados hasta una profundidad de 30 m.

A continuación, en la figura 7.2 se observa la ubicación geográfica de los tres perfiles sísmicos y la distancia lineal a la que se encuentran de la prueba SPT 1.

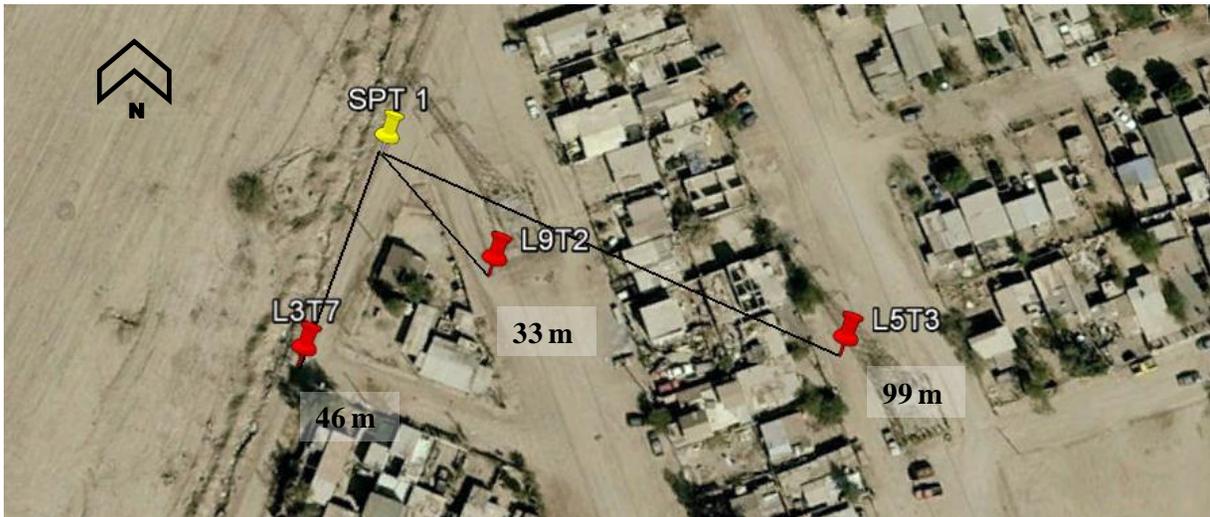


Figura 7.2. Distancia entre la prueba SPT 1 y los perfiles L9T2, L3T7 y L5T3

### Línea L9T2.

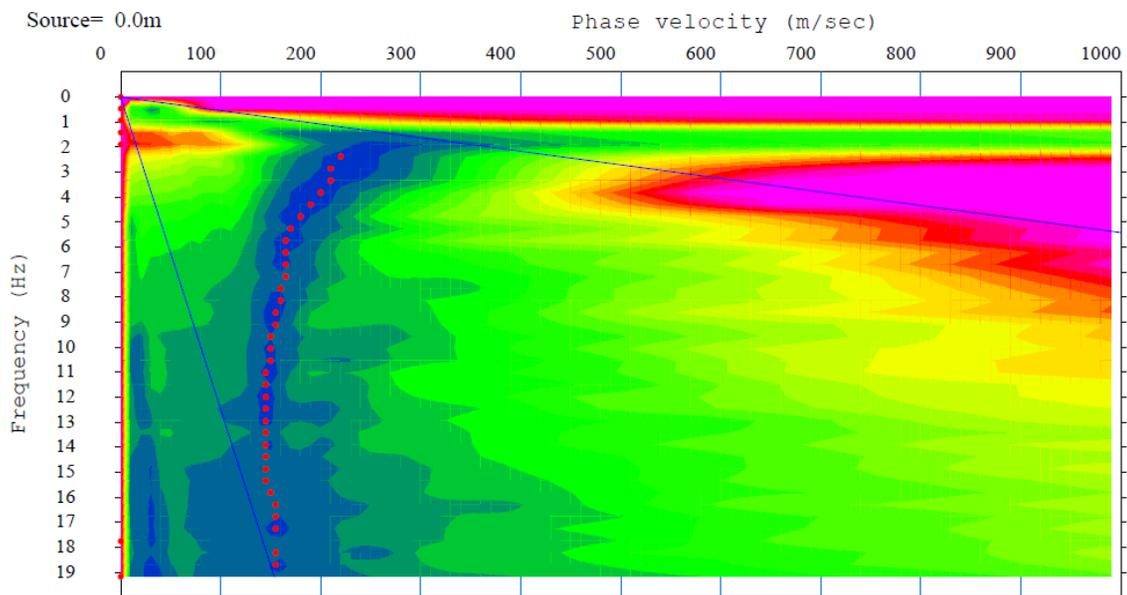
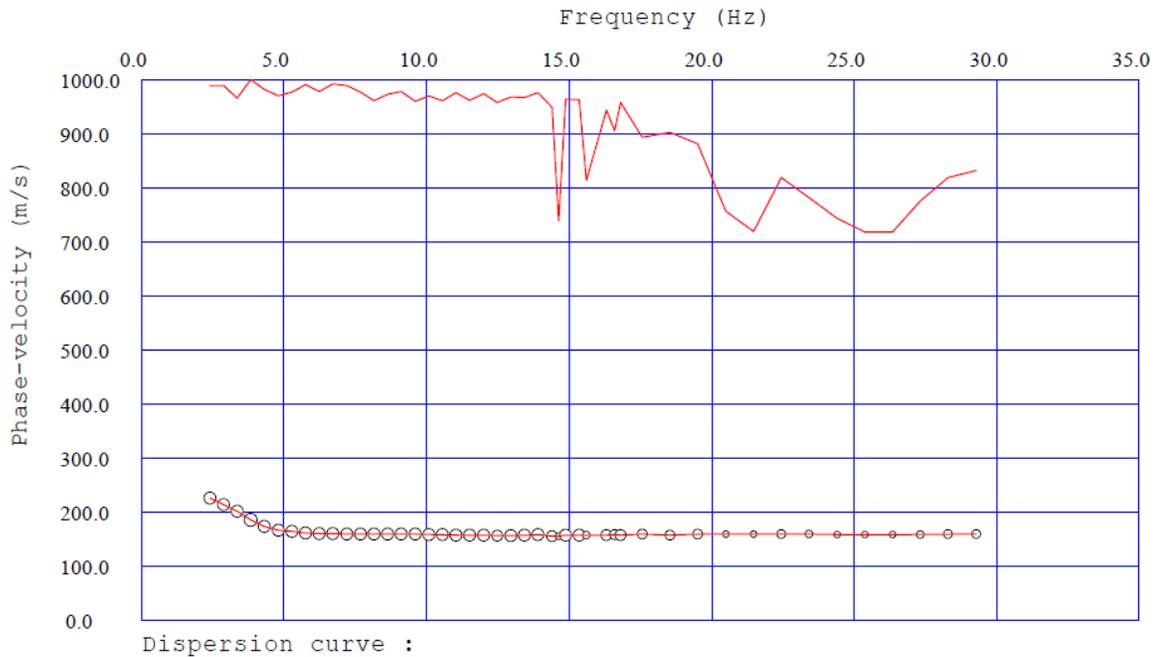


Figura 7.3. Curva de velocidad de fase-frecuencia del perfil sísmico L9T2

La figura muestra un espectro de energía con una serie de puntos rojos que conforman una curva suave y decreciente correspondiente al modo fundamental asociado a la propagación de las ondas Rayleigh. La misma se encuentra delimitada por una envolvente, que representa el rango de validez del ensaye.

Se evidencian modos superiores de vibrar entre 2 y 8 Hz, que no son de interés para esta investigación. Una vez que se ha identificado y definido correctamente la curva de dispersión al modo fundamental se

pueden visualizar de la siguiente forma (Figura 7.4), una manera más simple donde se pueden ajustar y modificar los datos. La figura muestra dos curvas, la curva de arriba denominada “curva de coherencia” representa la calidad de los registros, como se explicó en el capítulo anterior, y la curva de abajo es la curva de dispersión proveniente de la figura 7.3.



**Figura 7.4. Curva de dispersión del perfil sísmico L9T2**

Finalmente, después del proceso de inversión de la curva de dispersión el resultado es el modelado del perfil de la velocidad de onda de corte y los espesores de los diferentes estratos, como se ilustra en la figura 7.5.

Agregando información adicional en la inversión como la profundidad de nivel freático tomada a partir de la prueba SPT 1 (NF= 9.6 m), se pudo estimar modelos que fueran más representativos del sitio. De lo contrario el programa utilizado para el procesamiento de los registros (SEISMAGER) consideraría el nivel freático en la superficie.

Para las líneas L3T7, L5T3, L2T1, L3T4, L5T1 y L6T1 se realizó el mismo procedimiento de análisis; a continuación se muestran los resultados obtenidos.

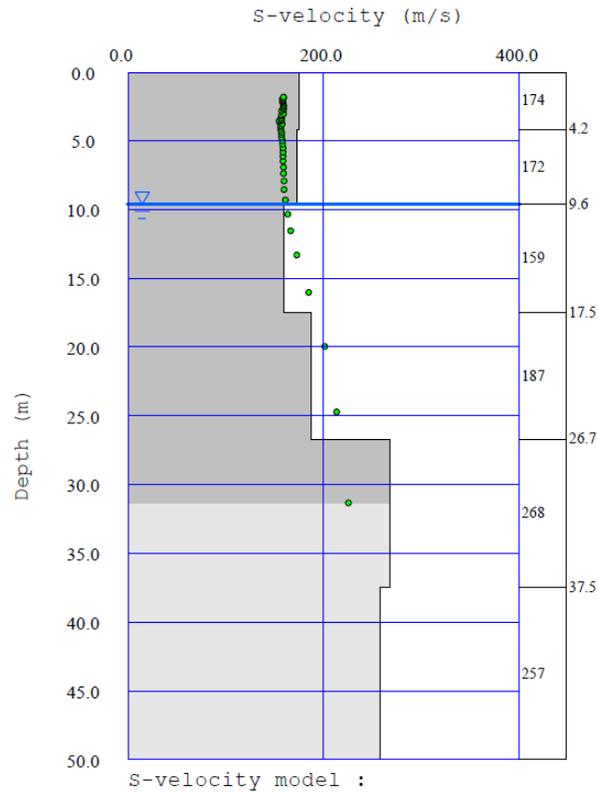


Figura 7.5. Modelado de la velocidad de onda de corte del perfil sísmico L9T2

Línea L3T7

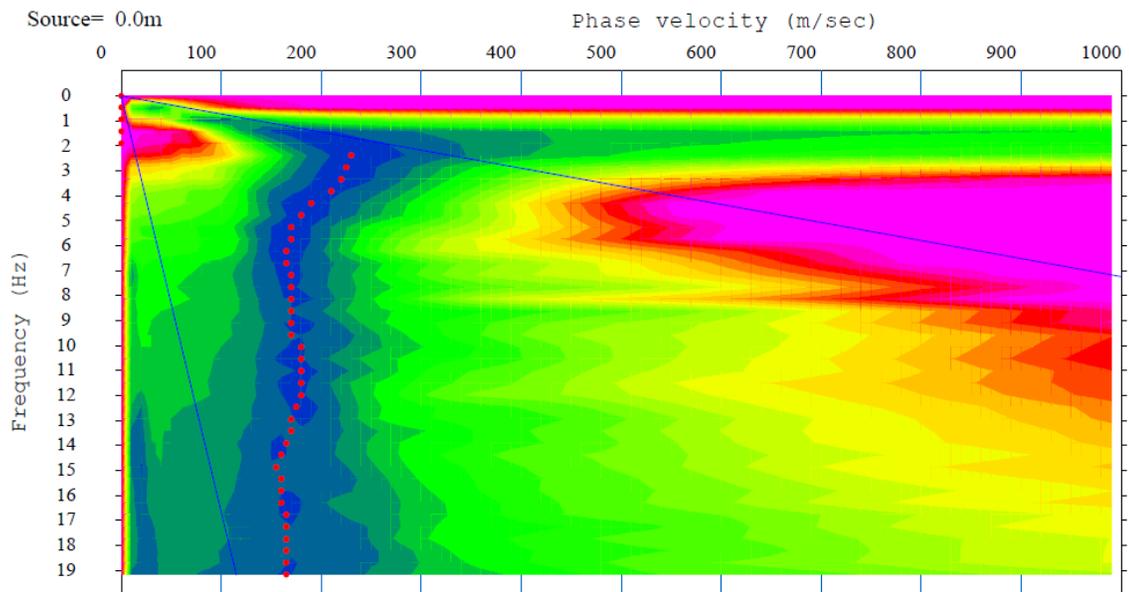
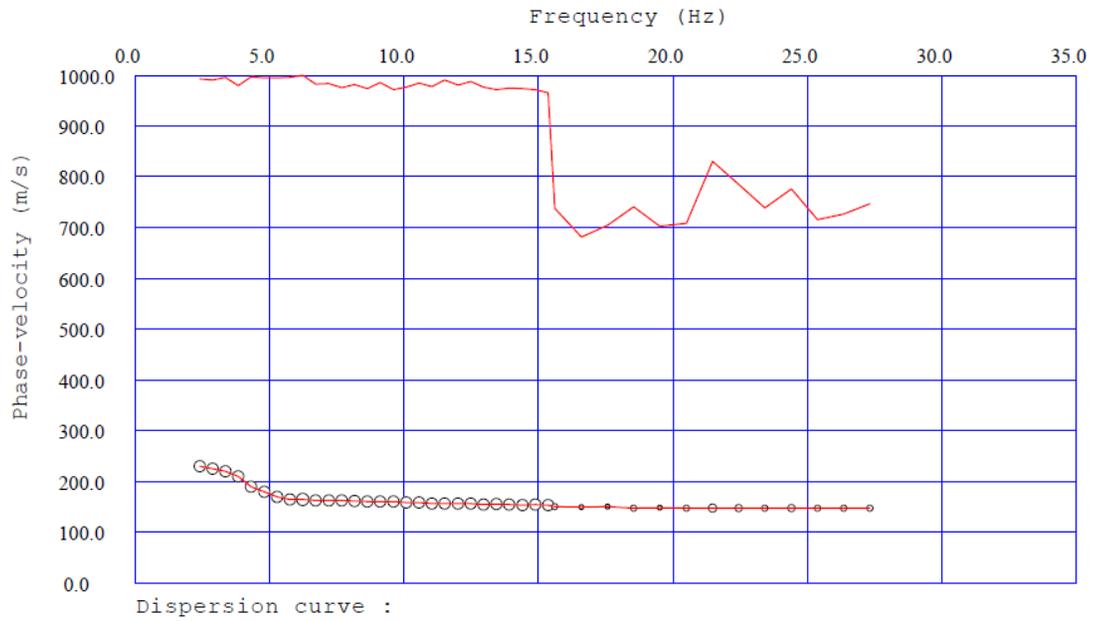
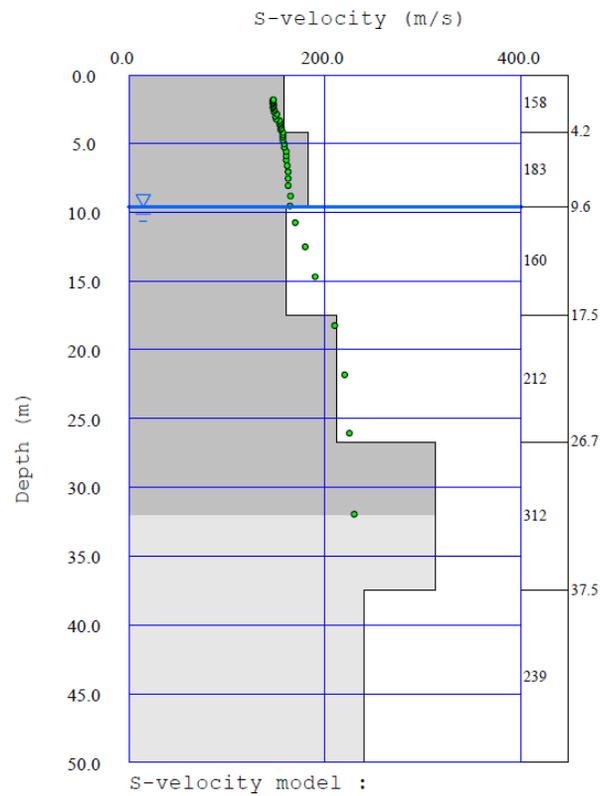


Figura 7.6. Curva de velocidad de fase-frecuencia del perfil sísmico L3T7

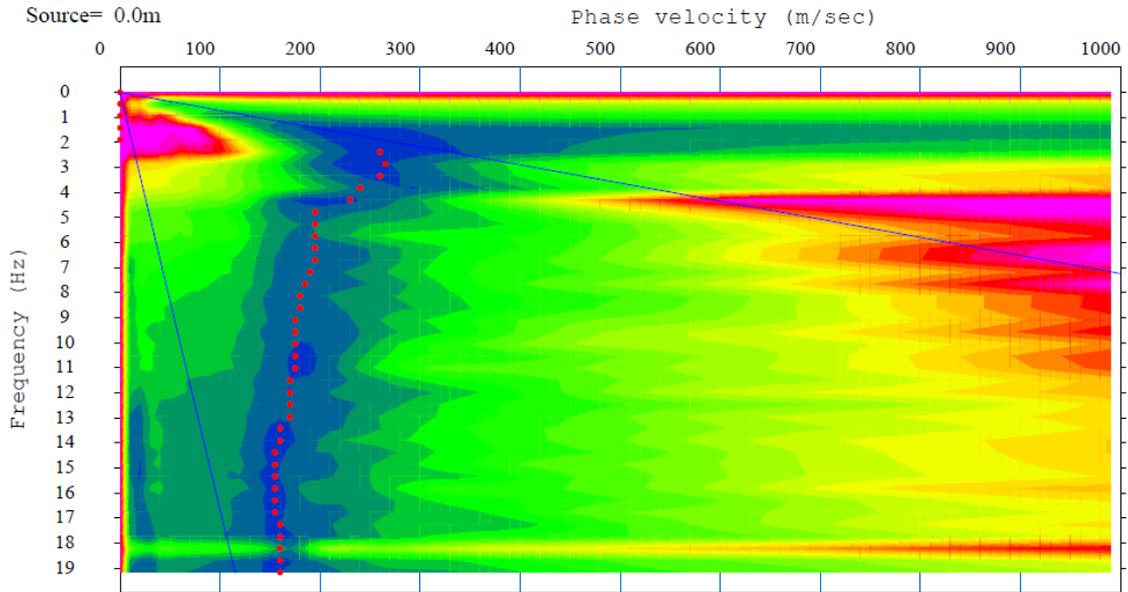


**Figura 7.7. Curva de dispersión del perfil sísmico L3T7**

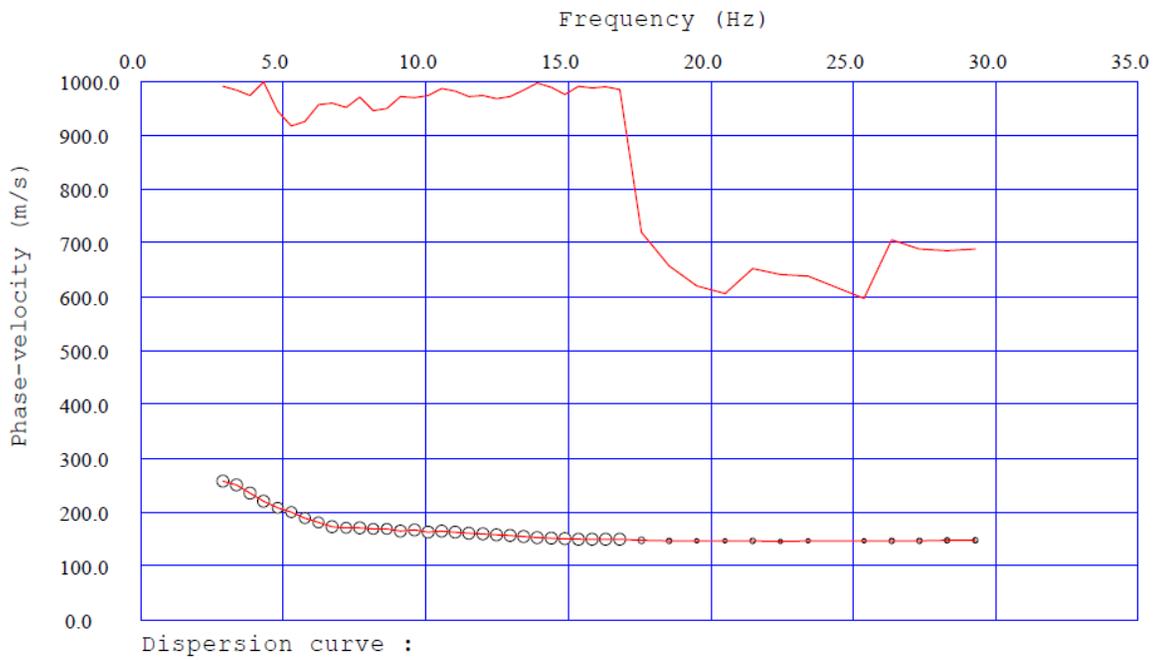


**Figura 7.8. Modelado de la velocidad de onda de corte del perfil sísmico L3T7**

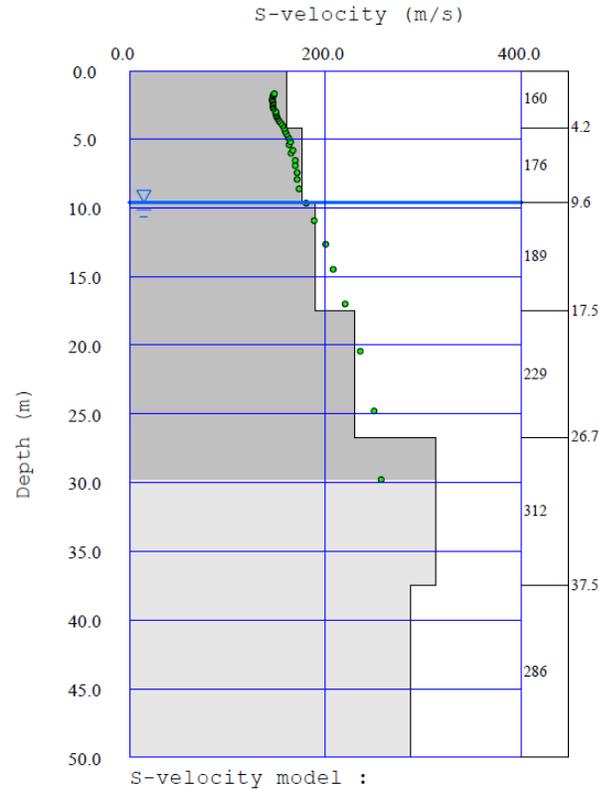
**Línea L5T3**



**Figura 7.9. Curva de velocidad de fase-frecuencia del perfil sísmico L5T3**



**Figura 7.10. Curva de dispersión del perfil sísmico L5T3**



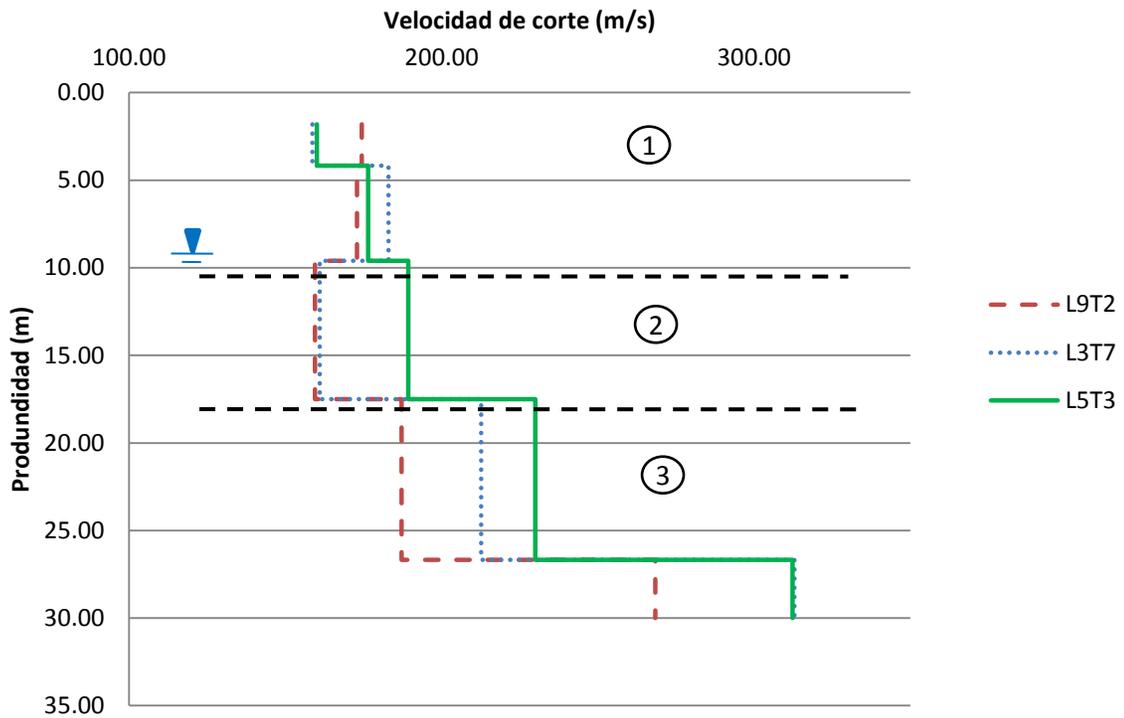
**Figura 7.11. Modelado de la velocidad de onda de corte del perfil sísmico L5T3**

### 7.1.1. Caracterización de la zona

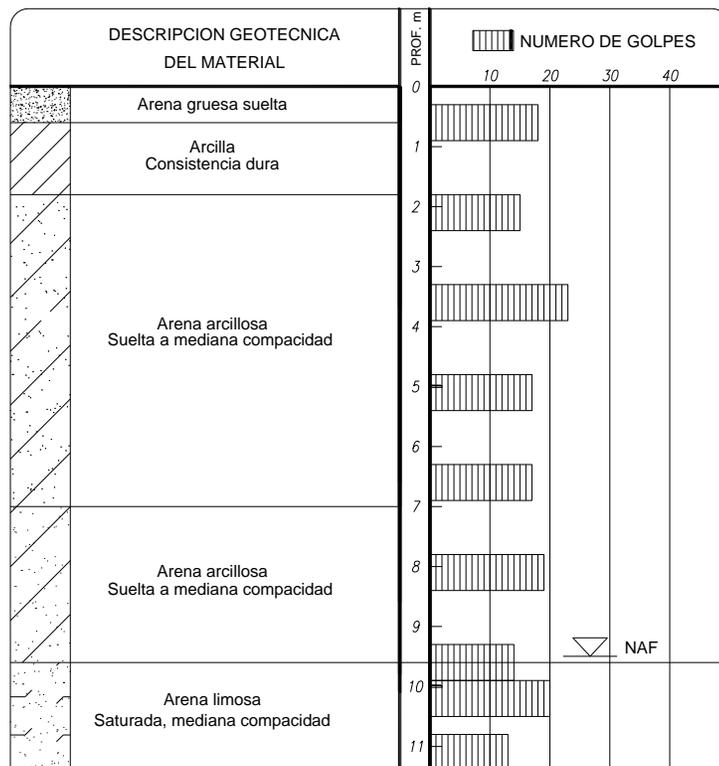
La caracterización de la zona próxima a la prueba SPT 1, se realizó mediante la interpretación de los resultados de las líneas L9T2, L3T7 y L5T3, mostrados anteriormente, pero vistas en conjunto, como se muestra en la figura 7.12.

La estructura somera de la velocidad de corte del sitio consta de al menos tres unidades sísmicas divididas por dos líneas punteadas (Figura 7.12). La primera muestra una  $V_s$  que permanece aproximadamente constante entre 1.8 m y 9.6 m de profundidad, con un valor alrededor de 170 m/s. En la segunda, la  $V_s$  disminuye a 150 m/s entre la profundidad de 9.6 m y 17.5 m, con el nivel freático a 9.6 m. La tercera unidad presenta un incremento sustancial en la  $V_s$  con valores por encima de 250 m/s entre las profundidades de 17.5 m a 30 m.

Al comparar el perfil de velocidad de onda de corte estimado con microtremores y el perfil obtenido de la prueba SPT (Figura 7.13), se observa que en el terreno superficial, entre 1.8 m a 9.6 m, predomina una arena arcillo con una compacidad de media a suelta, con velocidad de corte de 170 m/s. Subyace a este material una arena limosa saturada con una compacidad media ( $V_s$  de 150 m/s entre 9.6 m a 17.5 m), y posteriormente un material más denso con velocidades de 250 m/s.



**Figura 7.12 Modelado de la velocidad de onda de corte de los perfiles sísmicos L9T2, L3T7 y L5T3.**



**Figura 7.13. Perfil de la prueba SPT 1**

## 7.2. PERFILES SÍSMICOS PRÓXIMOS AL SONDE SPT 2

A continuación se muestran las curvas de velocidad de fase- frecuencia, de dispersión y modelado de la velocidad de onda de corte de las líneas L2T1 y L3T4 obtenidas por inversión mediante el método de microtremores. Para cada una de las líneas se obtienen modelos de velocidad de onda de corte con resultados hasta una profundidad de 30 m.

A continuación en la figura 7.14 se observa la ubicación geográfica de los tres perfiles sísmicos y la distancia lineal a la que se encuentran de la prueba SPT 2.



Figura 7.14. Distancia entre la prueba SPT 1 y los perfiles L9T2, L3T7 y L5T3

### Línea L2T1

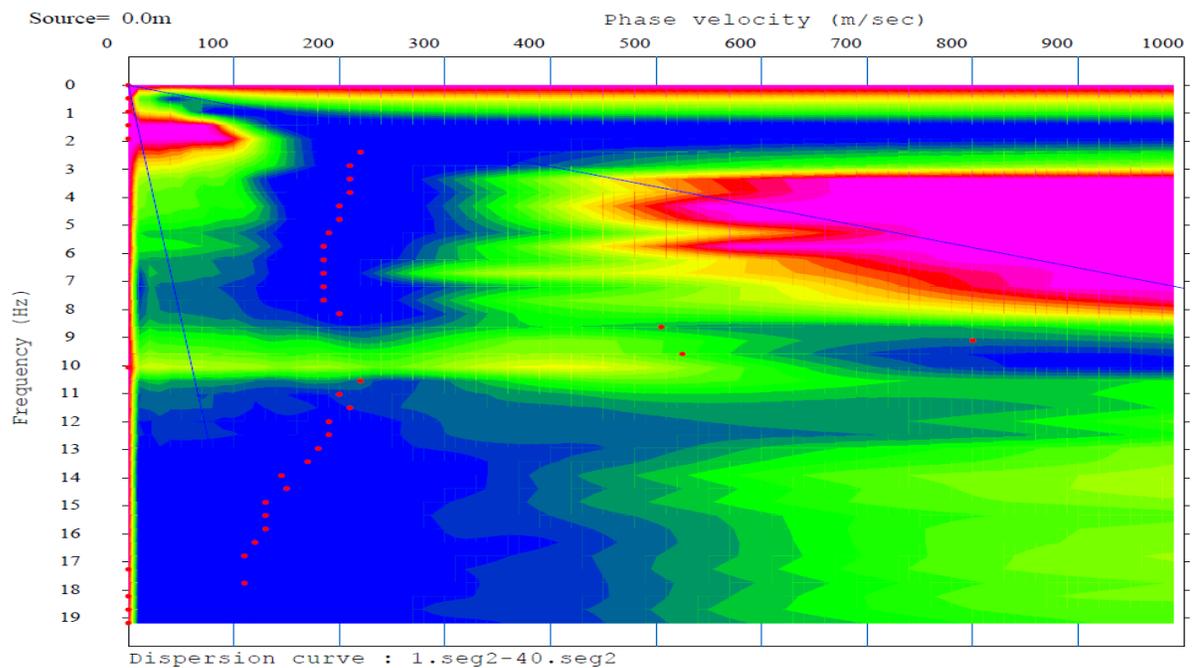
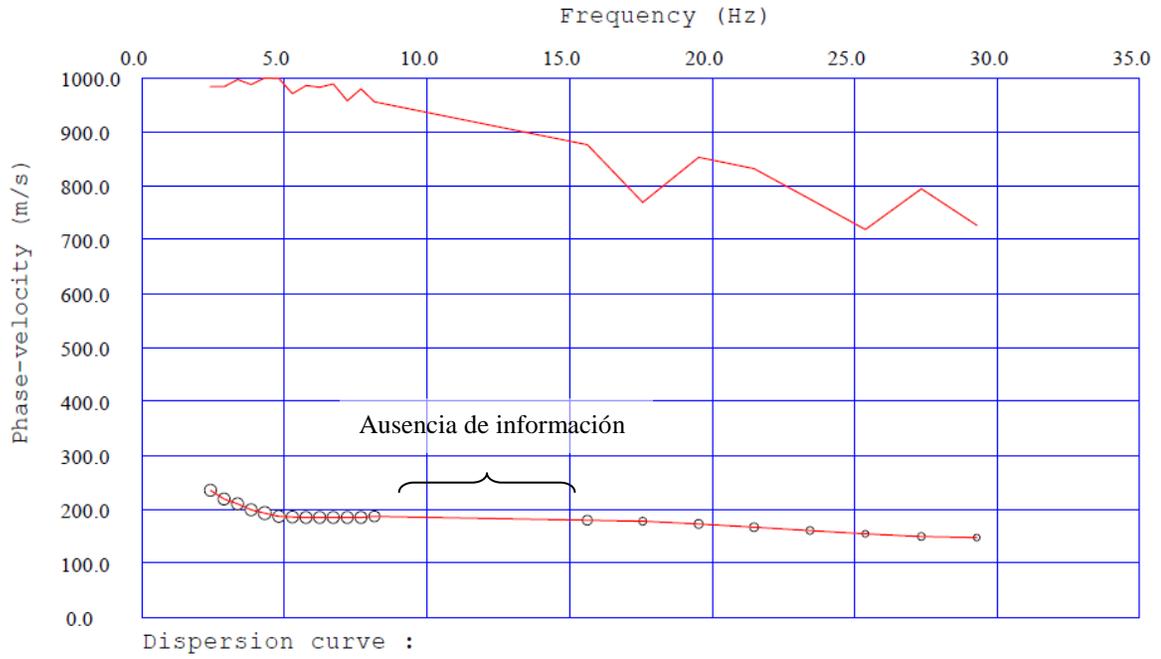
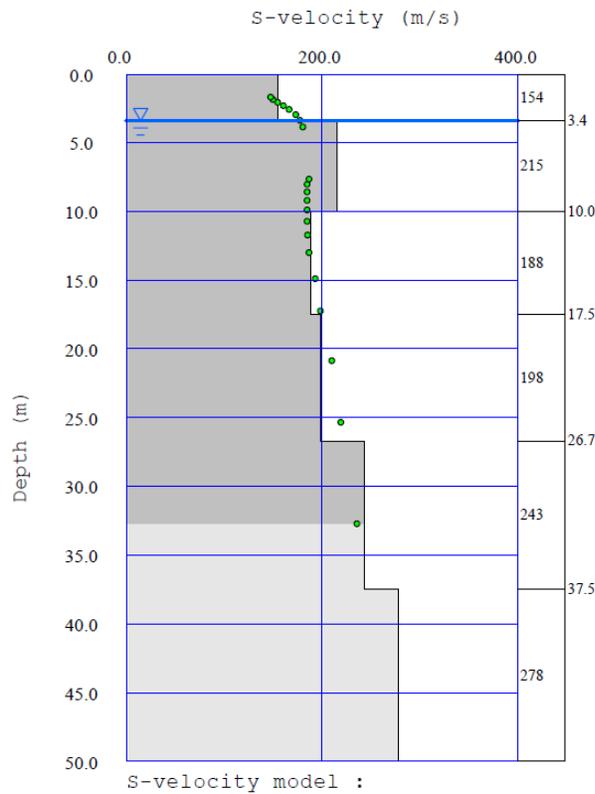


Figura 7.15. Curva de velocidad de fase-frecuencia del perfil sísmico L2T1

Se observan modos superiores de vibrar a partir de 8 Hz en adelante, que afectan el comportamiento de la curva, dejando sin información registrada de velocidad de fase en un rango de frecuencias de 8 Hz a 15 Hz (figura 7.16). La información a frecuencias mayores es aportada por el método activo (MASW).



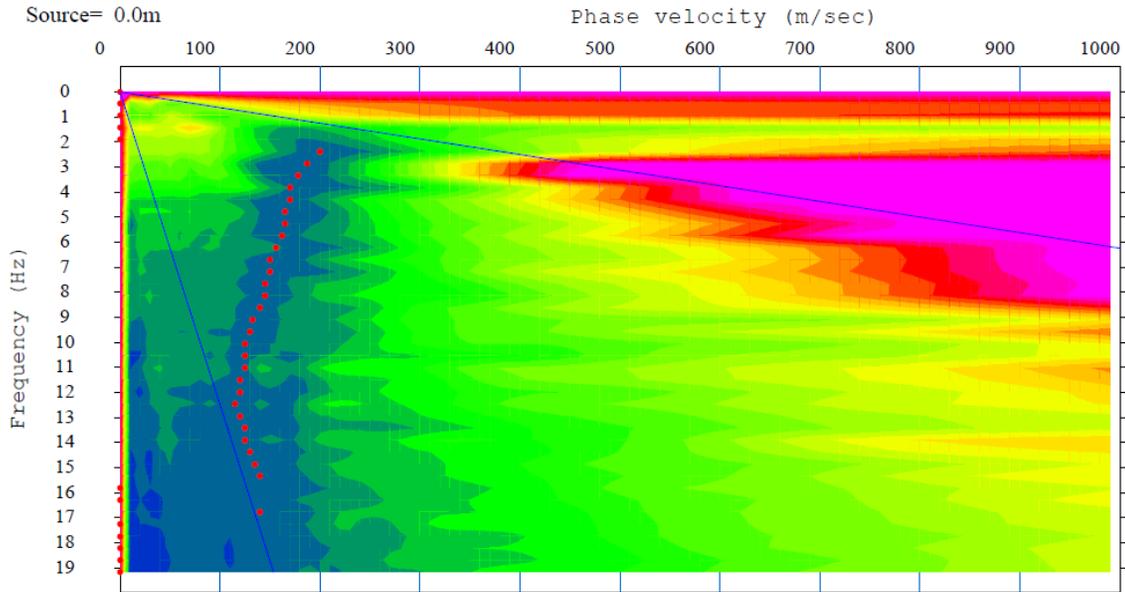
**Figura 7.16. Curva de dispersión del perfil sísmico L2T1**



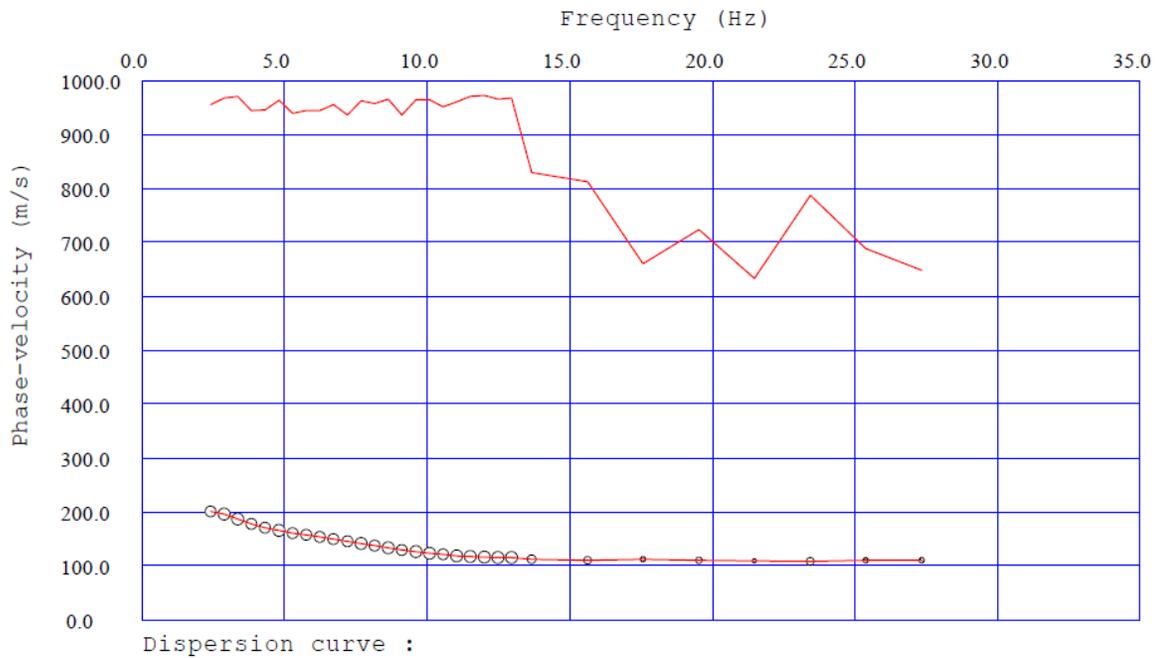
**Figura 7.17. Modelado de la velocidad de onda de corte del perfil sísmico L2T1**

De igual manera, en el modelado de la velocidad de onda de corte se observa la ausencia de información en la curva de velocidad aparente entre las profundidades 3.4 m a 8 m. Debido a esto, no se tomará para la caracterización de la zona próxima al SPT 2 los dos primeros estratos de este perfil sísmico.

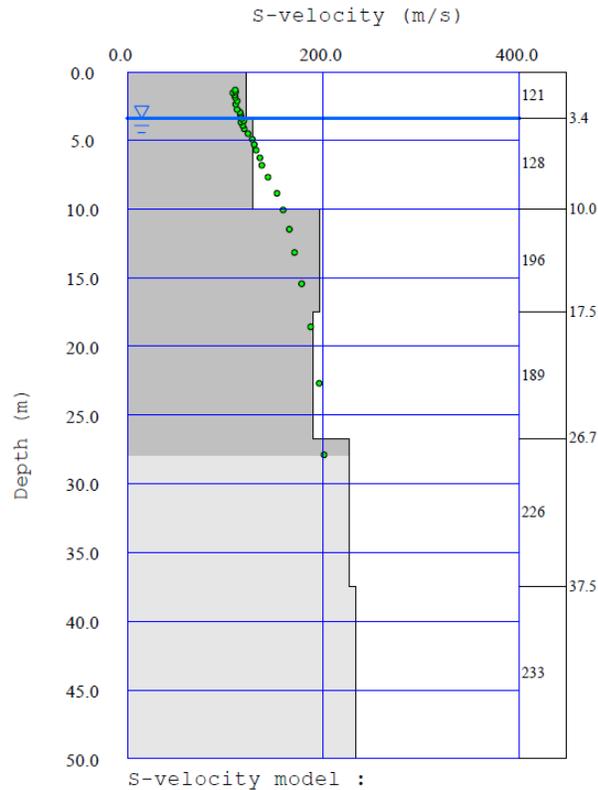
**Línea L3T4**



**Figura 7.18. Curva de velocidad de fase-frecuencia del perfil sísmico L3T4**



**Figura 7.19. Curva de dispersión del perfil sísmico L2T1**



**Figura 7.21. Modelado de la velocidad de onda de corte del perfil sísmico L3T4**

### 7.2.1. Caracterización de la zona

La caracterización de la zona próxima a la prueba SPT 2, se realizó mediante la interpretación de los resultados de las líneas L2T1 y L3T4 mostrados anteriormente, pero vistas en conjunto, como se muestra en la figura 7.22.

De lo visto en la figura se concluye que la estructura somera de la velocidad de corte del sitio consta de al menos dos unidades sísmicas. La primera de  $V_s$  de 130 m/s aproximadamente entre las profundidades de 1.8 m a 10 m, y la segunda presenta un incremento notorio y gradual de la  $V_s$ , desde 200 m/s a una profundidad de 10 m hasta 250 m/s a una profundidad de 30 m, con un nivel freático a 3.4 m.

Al comparar el perfil de velocidad de onda de corte estimado con microtremores y el perfil obtenido de la prueba SPT 8 (Figura 7.23), se observa que el terreno superficial, entre 1.8 m a 10 m, es relativamente homogéneo, predomina una arena fina con compacidad de mediana a suelta y velocidad de onda de corte de 130 m/s. Luego un material más denso con velocidades mayores de 200 m/s a 10 m de profundidad hasta 250 m/s a 30 metros de profundidad.

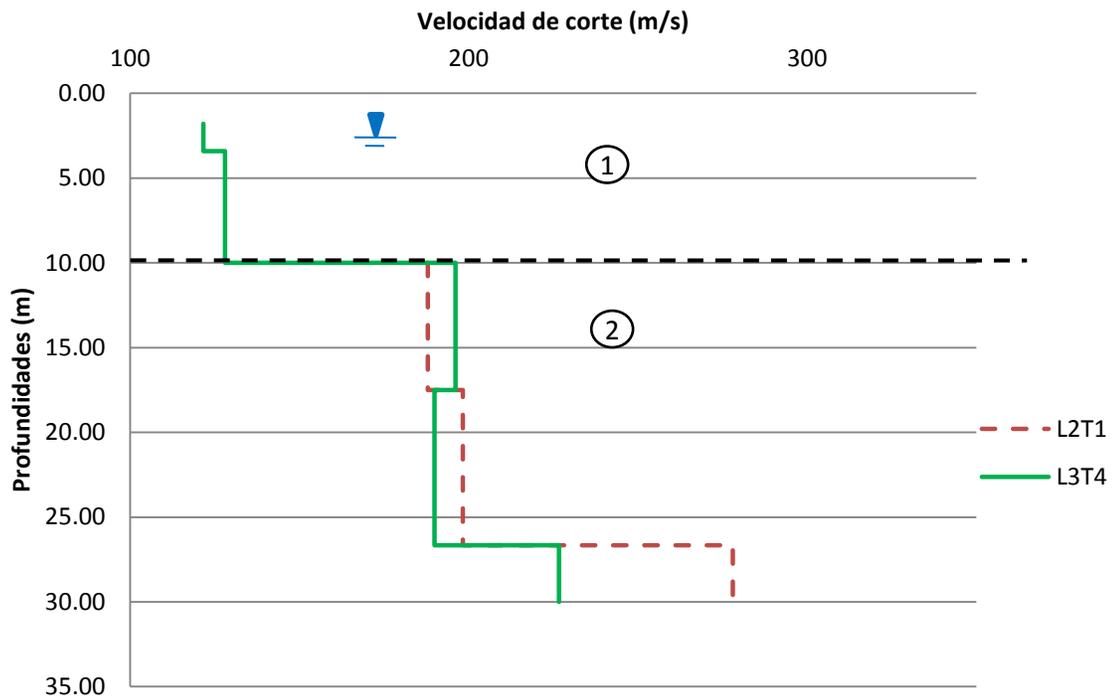


Figura 7.22. Modelado de la velocidad de onda de corte de los perfiles sísmicos L2T1 y L3T4

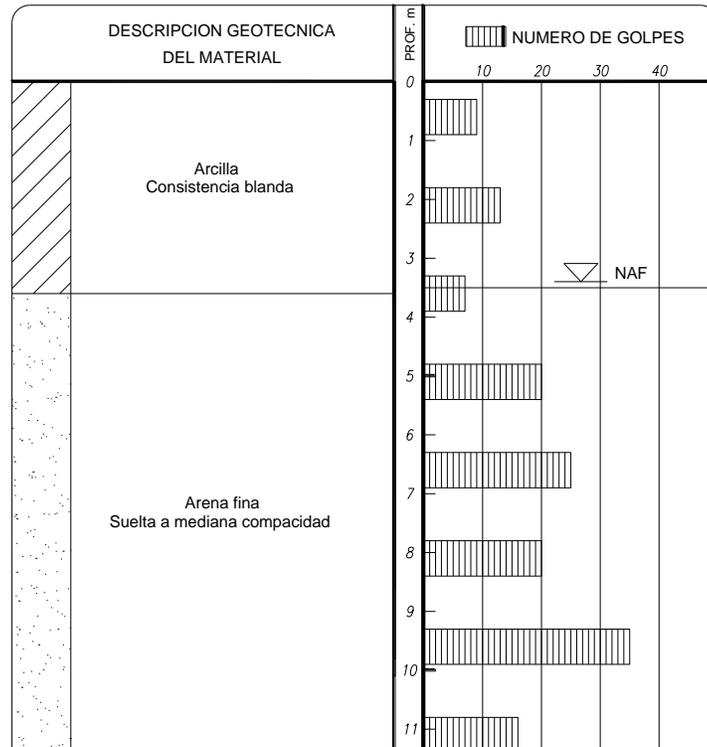


Figura 7.23. Perfil de la prueba SPT 2

### 7.3. PERFILES SÍSMICOS PRÓXIMOS AL SONDEL SPT 3

A continuación se muestran la curva de velocidad de fase- frecuencia, de dispersión y modelado de la velocidad de onda de corte de la línea L5T1 obtenida por inversión mediante el método de microtremores. Se obtiene un modelo de velocidad de onda de corte con resultados hasta una profundidad de 30 m.

A continuación en la figura 7.24 se observa la ubicación geográfica de los tres perfiles sísmicos y la distancia lineal a la que se encuentran de la prueba SPT 3.



Figura 7.24. Distancia entre la prueba SPT 3 y el perfil sísmico L5T1

#### Línea L571

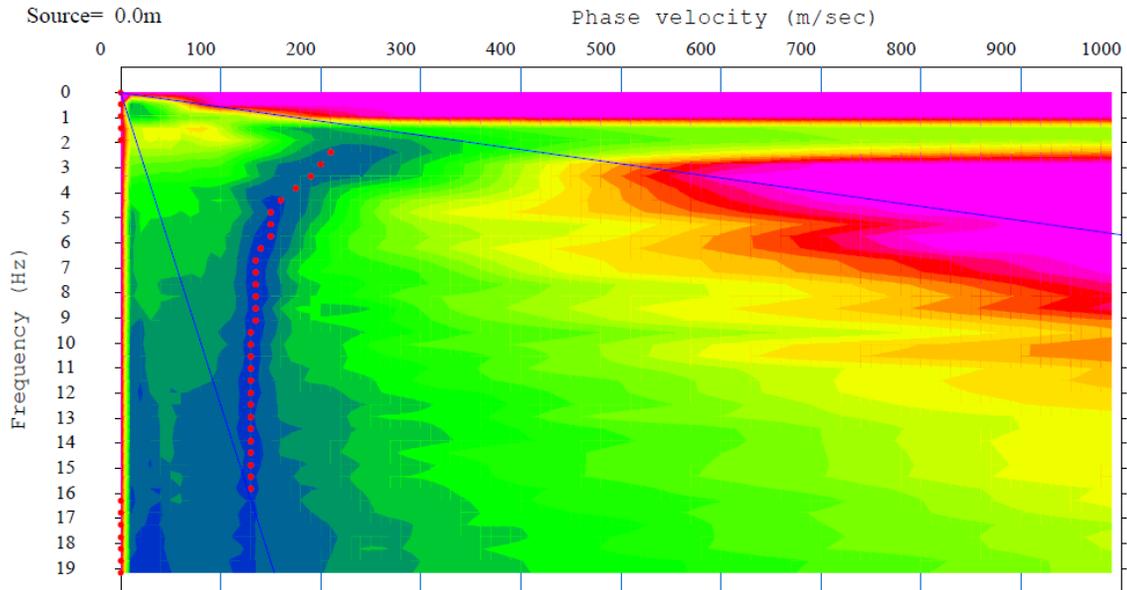
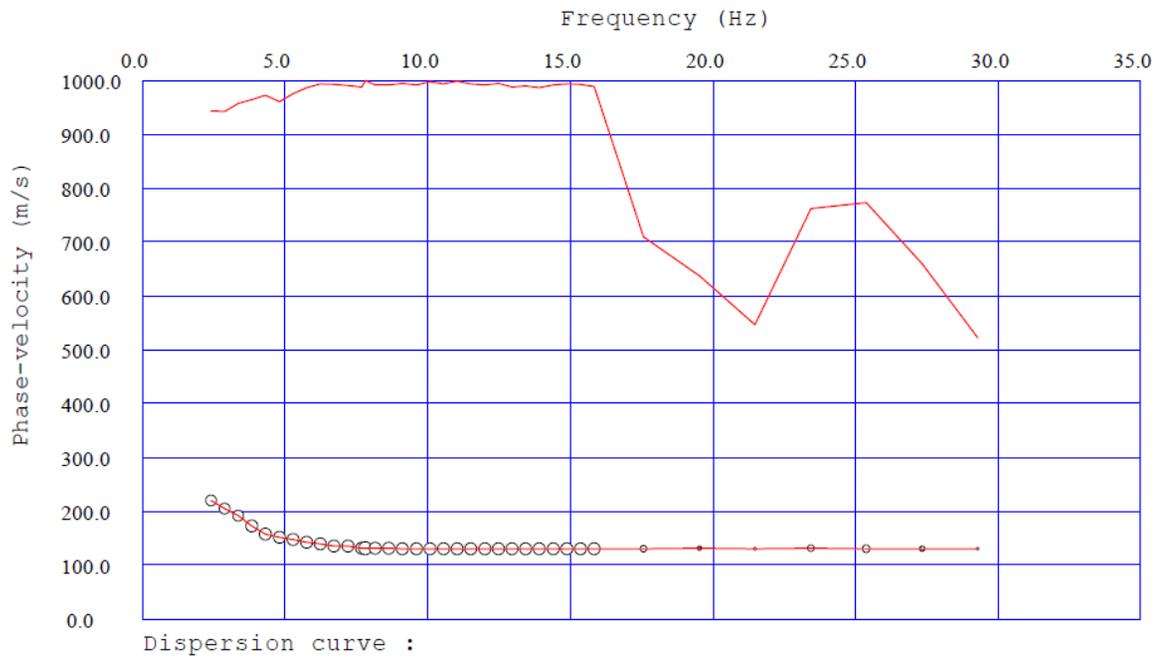
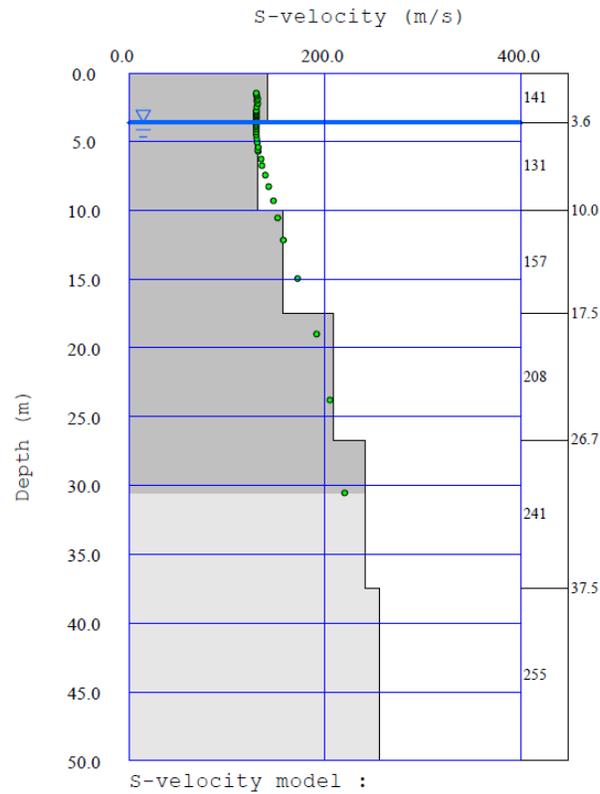


Figura 7.25. Curva de velocidad de fase-frecuencia del perfil sísmico L5T1



**Figura 7.26. Curva de dispersión del perfil sísmico L5T1**



**Figura 7.27. Modelado de la velocidad de onda de corte del perfil sísmico L5T1**

### 7.3.1. Caracterización de la zona

La caracterización de la zona próxima a la prueba SPT 3, se realizó mediante la interpretación de los resultados de la línea L5T1 mostrados anteriormente.

La estructura somera de la velocidad de corte del sitio consta de al menos dos unidades sísmicas (figura 7.28). En la primera se observa un valor de  $V_s$  prácticamente constante, alrededor de 135 m/s entre las profundidades de 1.8 m y 10 m, con una pequeña disminución en la  $V_s$ , con el nivel freático a 3.6 m. La segunda unidad refleja un incremento de la  $V_s$  conforme va aumentando la profundidad, obteniéndose valores de 160 m/s a los 10 m y de 240 m/s a 30 m de profundidad.

Al comparar el perfil de velocidad de onda de corte estimado con microtremores y el perfil obtenido de la prueba SPT (Figura 7.29), se observa que entre 1.8 m a 10 m de profundidad, predomina una arena limosa sin variación notoria del número de golpes entre estrato y otro, con una velocidad de corte de 135 m/s. Subyace un material más denso lo que se representa en un cambio en la velocidad de 160 m/s hasta 240 m/s, entre 10 m a 30 m, respectivamente.

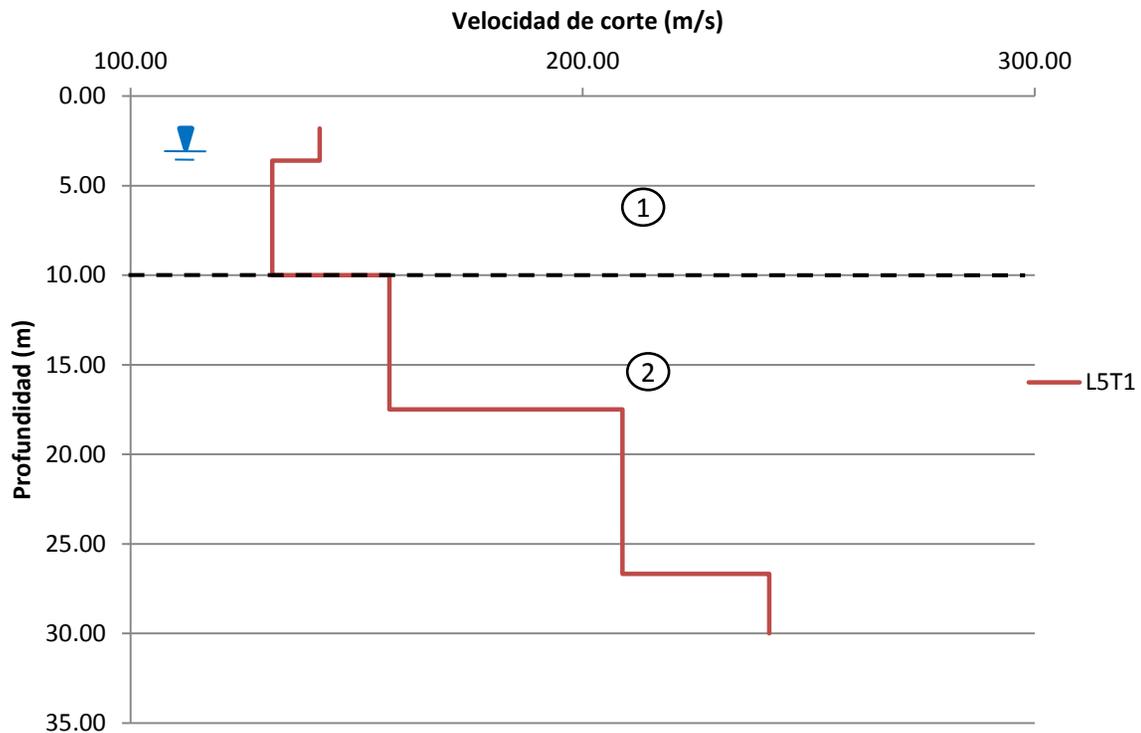


Figura 7.28. Modelado de la velocidad de corte del perfil sísmico L5T1

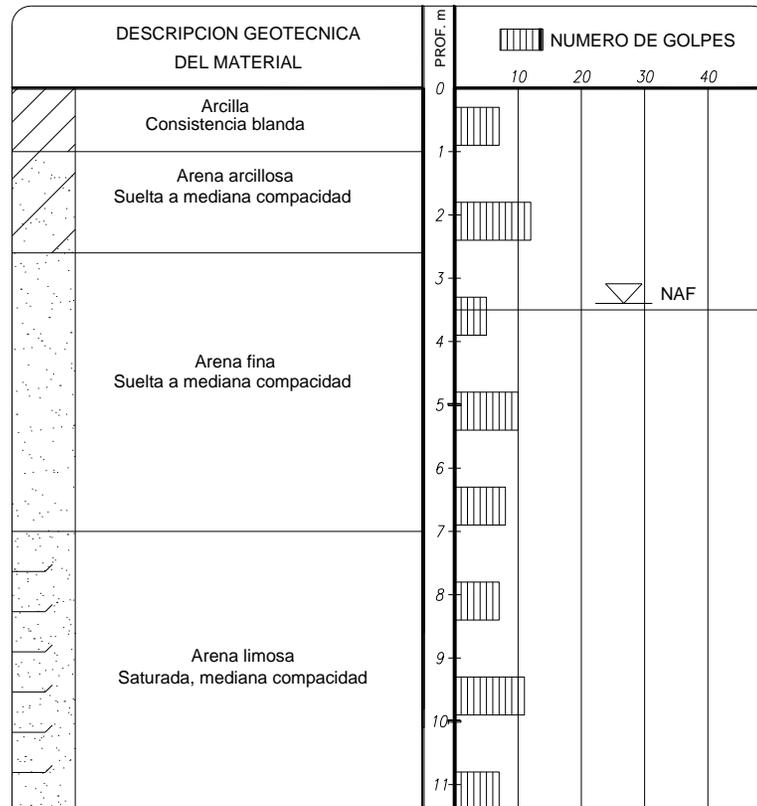


Figura 7.29. Perfil de la prueba SPT 3

7.4. PERFILES SÍSMICOS PRÓXIMOS AL SONDEL SPT 5

A continuación se muestran la curva de velocidad de fase- frecuencia, de dispersión y modelado de la velocidad de onda de corte de la línea L6T1 obtenida por inversión mediante el método de microtremores. Se obtiene un modelo de velocidad de onda de corte con resultados hasta una profundidad de 30 m.

A continuación en la figura 7.30 se observa la ubicación geográfica de los tres perfiles sísmicos y la distancia lineal a la que se encuentran de la prueba SPT 3.

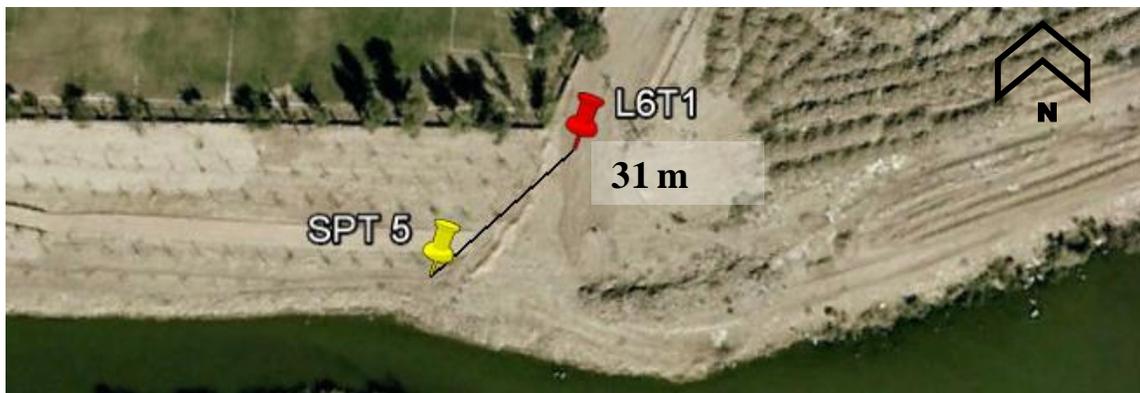
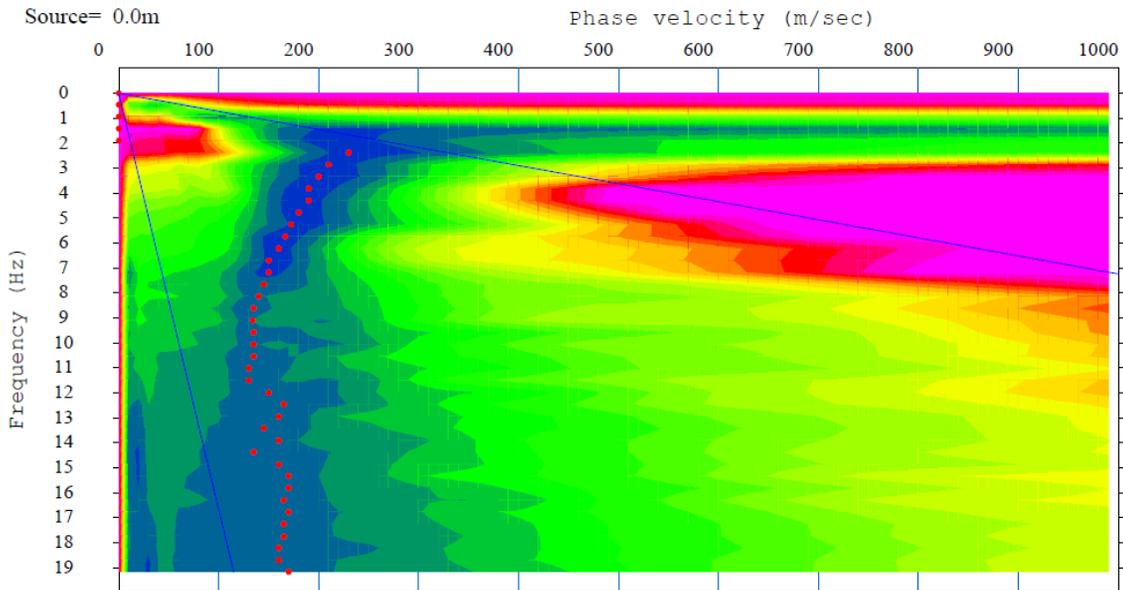


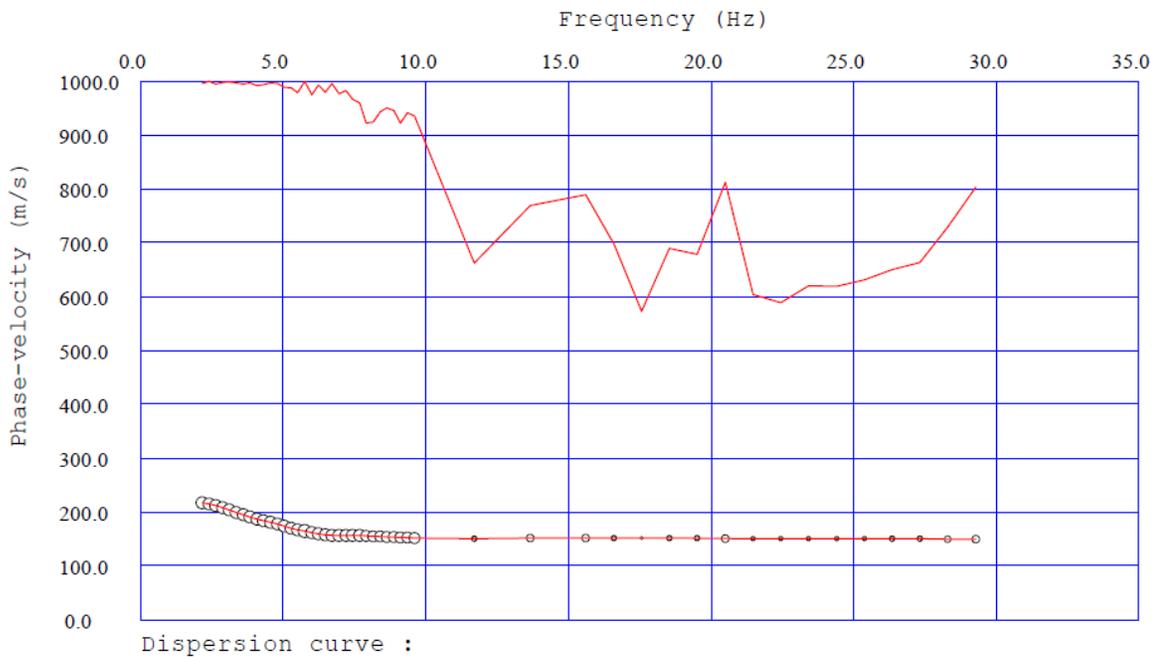
Figura 7.30. Distancia entre la prueba SPT 3 y el perfil sísmico L6T1

**Línea L671**



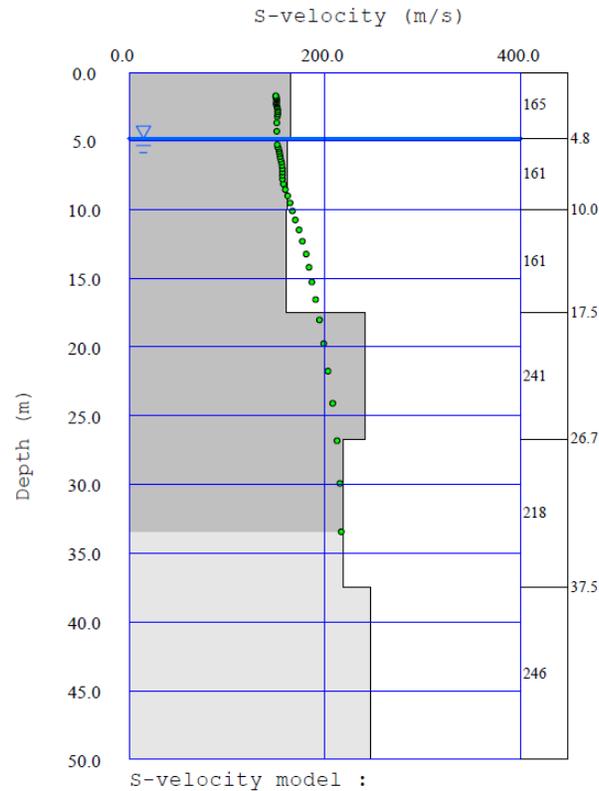
**Figura 7.31. Curva de velocidad de fase-frecuencia del perfil sísmico L6T1**

Se aprecian modos superiores de vibrar entre 3 a 8 Hz, que afectan el comportamiento de la curva (Figura 7.31). A partir de 10 Hz no se toman en cuenta los valores obtenidos, ya que los mismos se encuentran afectados por un modo de vibrar distinto al fundamental. La información a frecuencias mayores es aportada por el método activo (MASW).



Dispersion curve :

**Figura 7.33. Curva de dispersión del perfil sísmico L6T1**



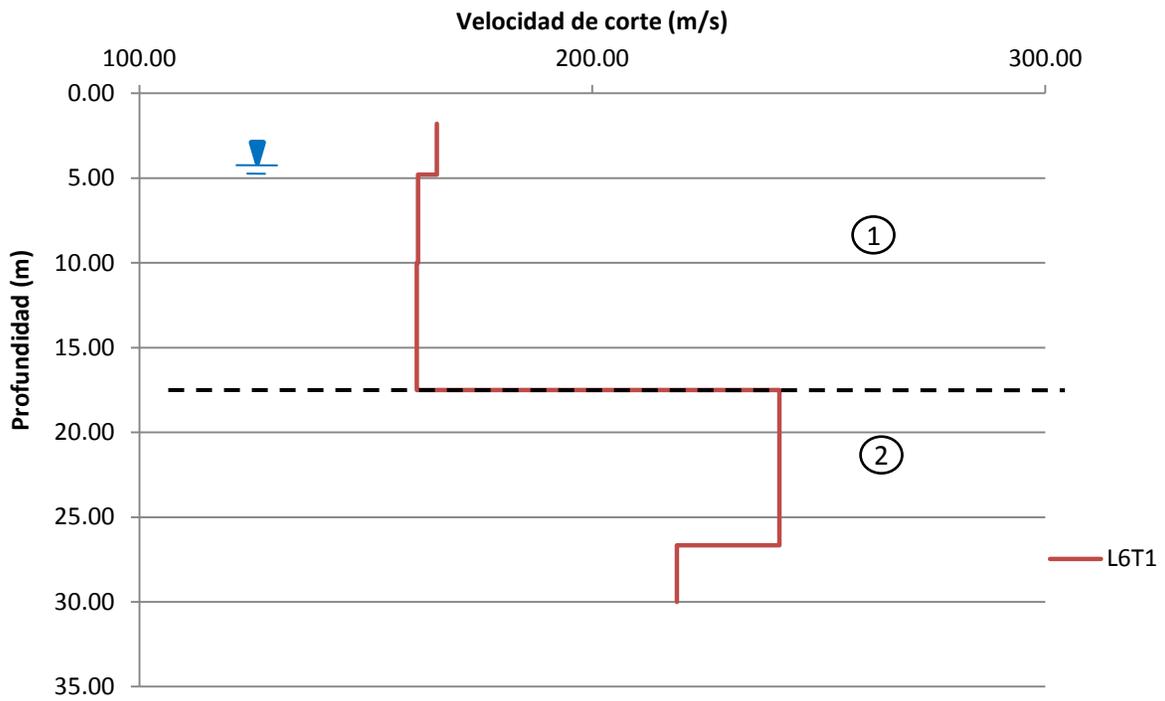
**Figura 7.35. Modelado de la velocidad de onda de corte del perfil sísmico L6T1**

#### 7.4.1. Caracterización de la zona

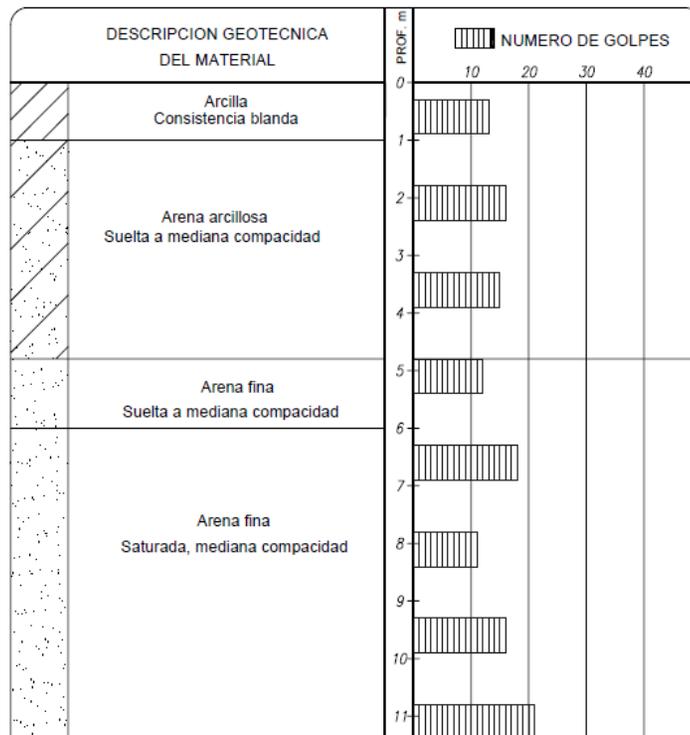
La caracterización de la zona próxima a la prueba SPT 5, se realizó mediante la interpretación de los resultados de la línea L6T1 mostrados anteriormente.

La estructura somera de la velocidad de corte del sitio consta de al menos dos unidades sísmicas (figura 7.36). La primera, presenta un valor de  $V_s$  prácticamente constante, alrededor de los 160 m/s entre las profundidades de 1.8 m y 17.5 m, con el nivel freático a 4.8 m. La segunda unidad refleja un incremento de la  $V_s$  conforme va aumentando la profundidad, obteniéndose valores de 200 m/s entre las profundidades de 17.5 m a 30 m.

Al comparar el perfil de velocidad de onda de corte estimado con microtremores y el perfil obtenido de la prueba SPT (Figura 7.36), se observa que entre 1.8 m a 17.5 m de profundidad, predomina una arena fina con velocidad de onda de corte de 160 m/s. Subyace un material más denso lo que se representa en un cambio en la velocidad de 160 m/s a 240 m/s, entre 17.5 m a 30 m.



**Figura 7.36. Modelado de la velocidad de corte del perfil sísmico L6T1**



**Figura 7.37. Perfil de la prueba SPT 5**

### 7.5. CARACTERIZACIÓN DE LA COLONIA SOLIDARIDAD SOCIAL

La caracterización de la colonia Solidaridad Social, se realizó mediante la interpretación de los resultados de las líneas L9T2, L3T7, L5T3, L2T1, L3T4, L5T1 y L6T1, como se ilustra a continuación.

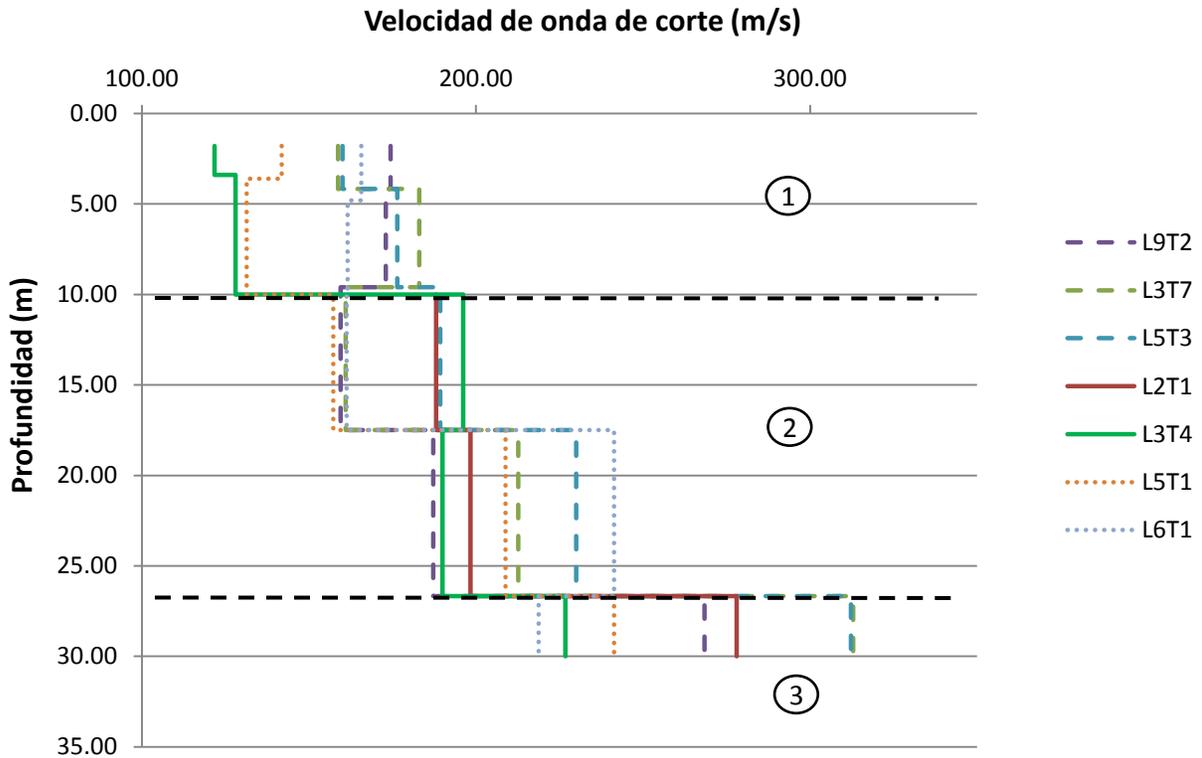


Figura 7.38. Modelado de la velocidad de onda de corte de la Colonia Solidaridad Social



Figura 7.39. Ubicación de los perfiles estratigráfico

De lo visto en la figura 7.38, se concluye que la estructura somera de la velocidad de onda de corte del sitio consta de al menos tres unidades sísmicas. La primera muestra una  $V_s$  que permanece aproximadamente constante entre 1.8 m y 10 m de profundidad, con un valor alrededor de 150 m/s.

En esta unidad se encuentran reflejados los niveles freáticos de las distintas pruebas SPT. Como el agua no presenta resistencia al esfuerzo cortante, es de esperarse que la velocidad de onda de corte no tenga una variación significativa.

La segunda, indica un aumento en la  $V_s$  a 200 m/s entre la profundidad de 10 m y 26 m, y por último, la tercera unidad continua con un incremento gradual de la  $V_s$  obteniéndose valores de 250 m/s entre las profundidades de 26 m a 30 m.

Al comparar el perfil de velocidad de onda de corte estimado con microtremores para la colonia Solidaridad Social (Figura 7.38), con los perfiles estratigráficos obtenidos a partir de las pruebas SPT (Figura 7.40) de los cortes A y B ubicados en la figura 7.39, muestra que el terreno está compuesto por una capa superficial de arcilla con una consistencia blanda que puede alcanzar en ciertas zonas hasta 2 m de profundidad. Este detalle no se pudo observar con el registro de microtremores, debido a las limitaciones del ensaye.

La presencia de ésta capa superficial compuesta por materiales poco permeables (arcilla) en la colonia Solidaridad Social es la que determina la presencia de volcanes de arenas, resultado de la licuación.

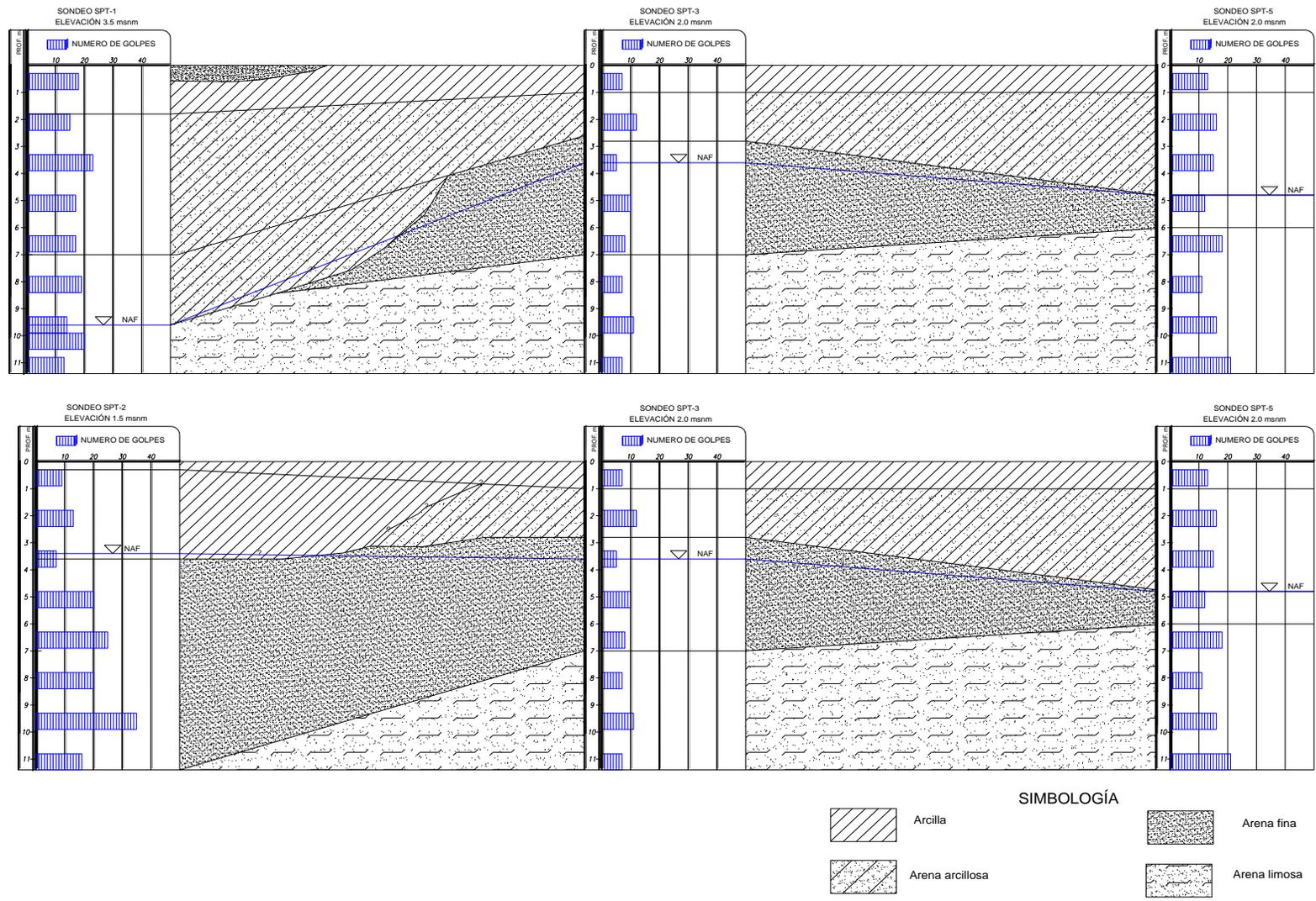
Posteriormente se tienen estratos de arena arcillosa intercalados con estratos de arena fina con una compacidad de suelta a mediana que puede alcanzar hasta 10 m de profundidad. Con una velocidad de onda de corte estimada de 150 m/s.

Convencionalmente se acepta que las arenas arcillosas no son licuables cuando tienen un contenido de fino del 10% o superior. Esto se ha puesto en duda recientemente y se encuentra en observación puesto que el límite puede ser mayor. Por otro lado, también se ha dicho que la licuabilidad de una arena disminuye conforme aumenta el porcentaje de finos, pero existe evidencia experimental que la inclusión de porcentajes pequeños de arcillas o limos dentro de una masa arenosa tiene el efecto contrario, una vez que se ha rebasado cierto umbral, la inclusión del material fino efectivamente disminuye la licuabilidad de las arenas.

Debido a la limitante que se tuvo al no poder acceder a los resultados de las pruebas de laboratorio, no se cuenta con las granulometrías ni los límites de consistencia, que hubieran servido para conocer más a detalle el origen del suelo, sus propiedades mecánicas y el comportamiento de los finos presentes, aportando mayor información a la investigación.

Luego subyace una arena limosa con una compacidad que varía de mediana a alta hasta una profundidad de 27 m con velocidad de corte estimada de 200 m/s y por último, se tiene un material más denso con velocidad de corte estimada de 250 m/s.

La figura 7.41 muestra en grandes rasgos la ubicación de los depósitos de arena fina y arena limosa que se pueden apreciar en el perfil estratigráfico obtenido a partir de la prueba SPT. Esto permite validar y corroborar los resultados obtenidos mediante el método de microtremores.



**Figura 7.40. Perfiles estratigráficos obtenidos a partir de las pruebas SPT de los cortes A y B de la colonia Solidaridad Social, respectivamente**

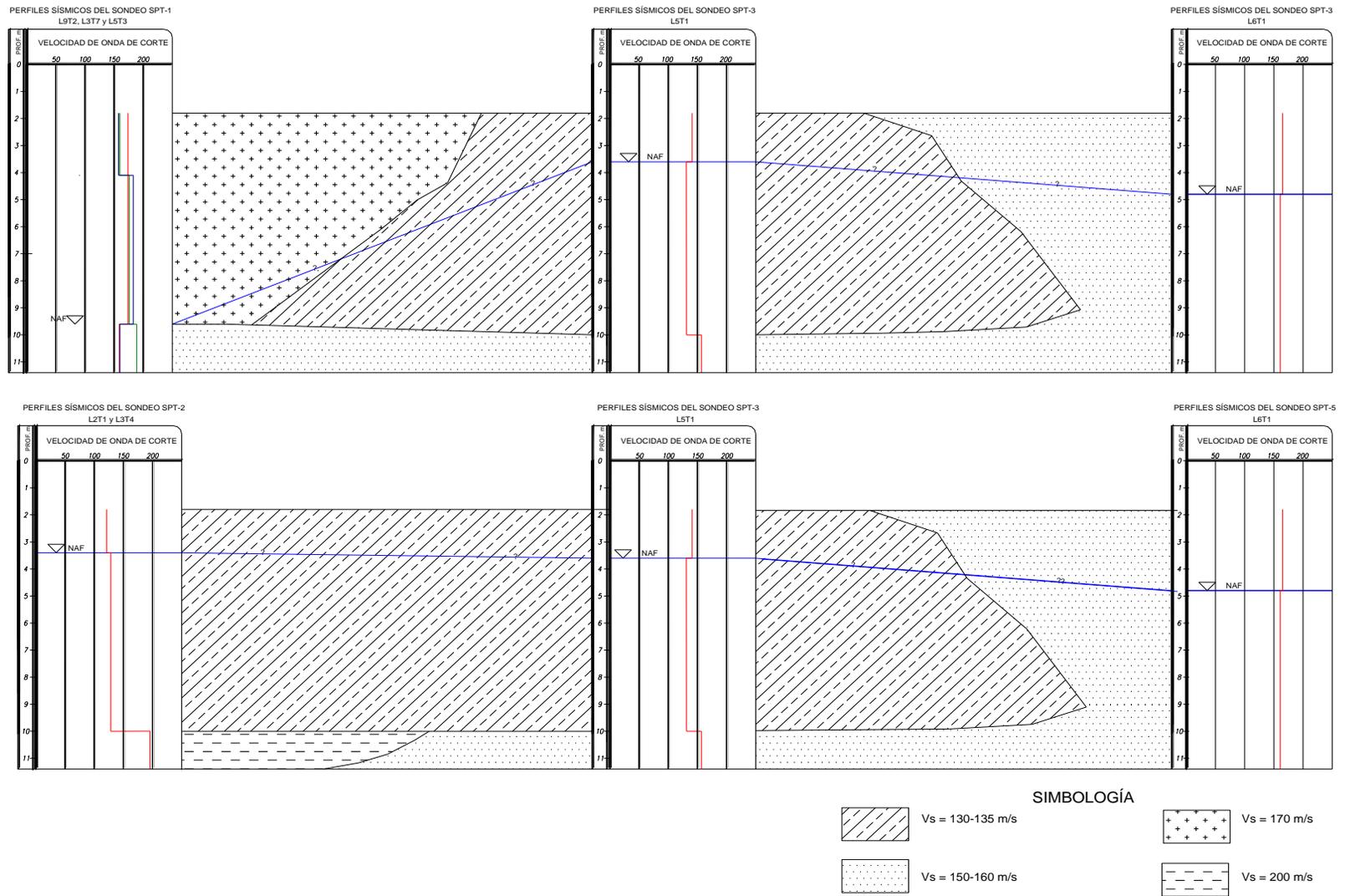


Figura 7.41. Perfiles de  $V_s$  de los cortes A y B de la Colonia Solidaridad Social, respectivamente

## CAPÍTULO 8

### ANÁLISIS DE LICUACIÓN

Los resultados de los análisis que se presentan a continuación para estimar el potencial de licuación mediante las pruebas SPT y el registro de microtemores que permitió modelar perfiles de velocidad de onda de corte ( $V_s$ ) mostrado anteriormente, utilizó el método simplificado propuesto por Youd e Idriss (Youd, Idriss y otros, 2001).

El análisis se realizó considerando tres valores de aceleración máxima, se tomó como valor mínimo de aceleración del terreno el obtenido en la estación Tamaulipas (0.23 g) perteneciente a la Red de Acelerógrafos del Noroeste de México (RANM), debido a que la distancia epicentral entre ésta y el epicentro del sismo El Mayor-Cucapah es similar, a la distancia epicentral entre la colonia Solidaridad Social y el epicentro del sismo. Además, se tomaron para el análisis valores mayores de aceleración que el obtenido en la estación de Tamaulipas, debido a que de acuerdo con el Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE (2008), la aceleración máxima del terreno en el sitio 0.45 g.

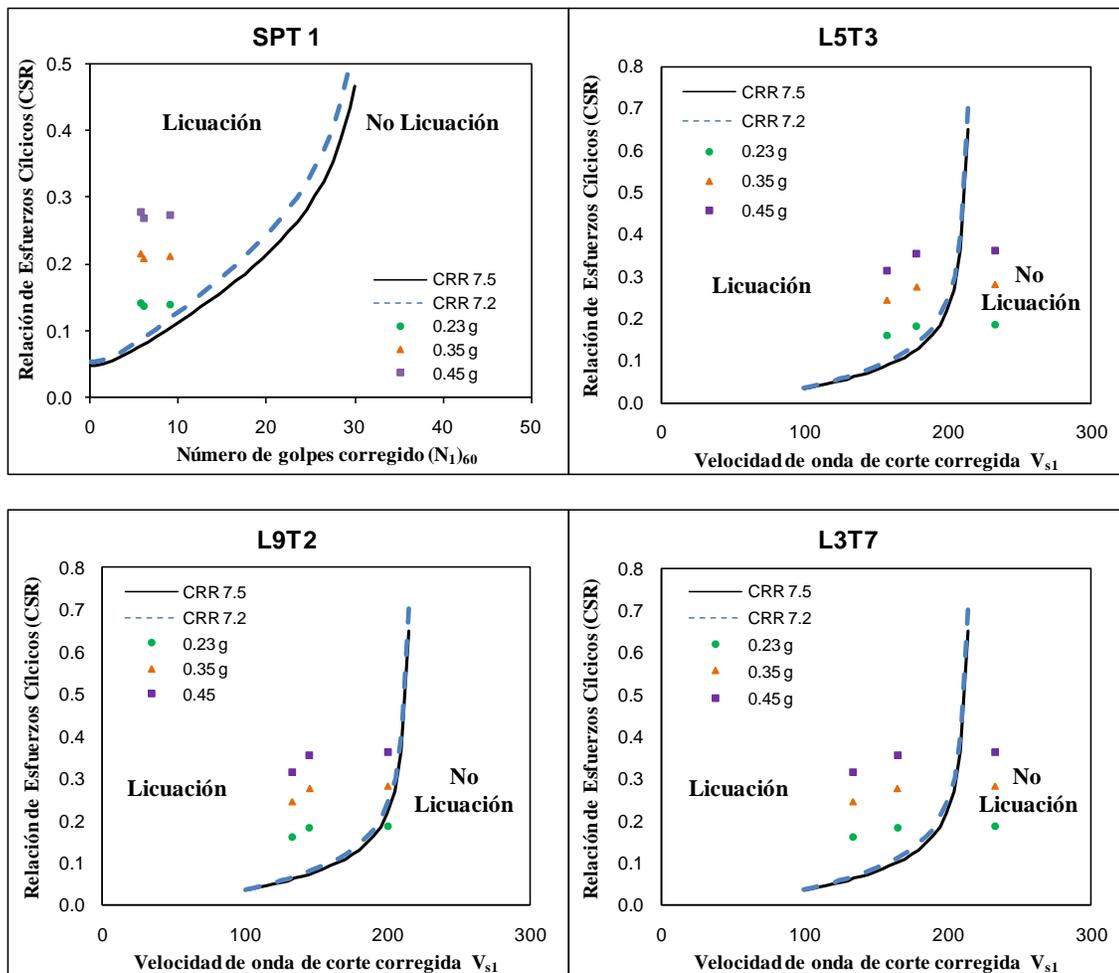
#### 8.1. SPT 1

La Figura 8.1 muestra la gráfica para determinar la relación de resistencia cíclica (CRR) en arenas limpias ( $CF \leq 5\%$ ) graficada en función al número de golpes obtenidos en la prueba SPT 1, corregida y normalizada,  $(N_1)_{60}$  y a su vez, muestra tres gráficas para determinar el valor de CRR en función a las velocidades de onda de corte, corregida y normalizada ( $V_{s1}$ ) obtenidas a partir de los perfiles sísmicos L9T2, L3T2 y L5T3. Además de la curva CRR para sismos de magnitud igual a 7.5 que delimita la frontera para evaluar si un sitio es licuable o no, se anexó una curva de CRR para sismos de magnitud igual 7.2 Mw correspondiente al sismo El Mayor-Cucapáh, del 4 de Abril de 2010.

Las gráficas muestran que el suelo es potencialmente licuable para las tres aceleraciones máximas propuestas (0.23 g, 0.35 g, 0.45 g) hasta la profundidad de la prueba SPT 1, considerando únicamente los estratos que se encuentran por debajo de nivel freático. Aún los estratos más profundos (hasta 27 m) se encontraron que eran susceptibles a licuación. Hay que considerar que por lo general, la licuación ocurre a profundidades menores de 9 m; rara vez ocurre a profundidades mayores de 15 m, de igual manera, la intensidad del movimiento del terreno tiene una gran influencia en la ocurrencia a licuación, debido a la amplificación y duración de la ondas sísmicas.

Sin embargo, como la profundidad mínima del nivel freático se encuentra a 9.6 m. Se concluye que si bien los materiales presentes en el área pueden llegar a ser susceptibles a licuación, el nivel freático se encuentra a demasiada profundidad como para ejercer influencia sobre los sedimentos suprayacentes, en caso de ocurrencia de un evento sísmico importante.

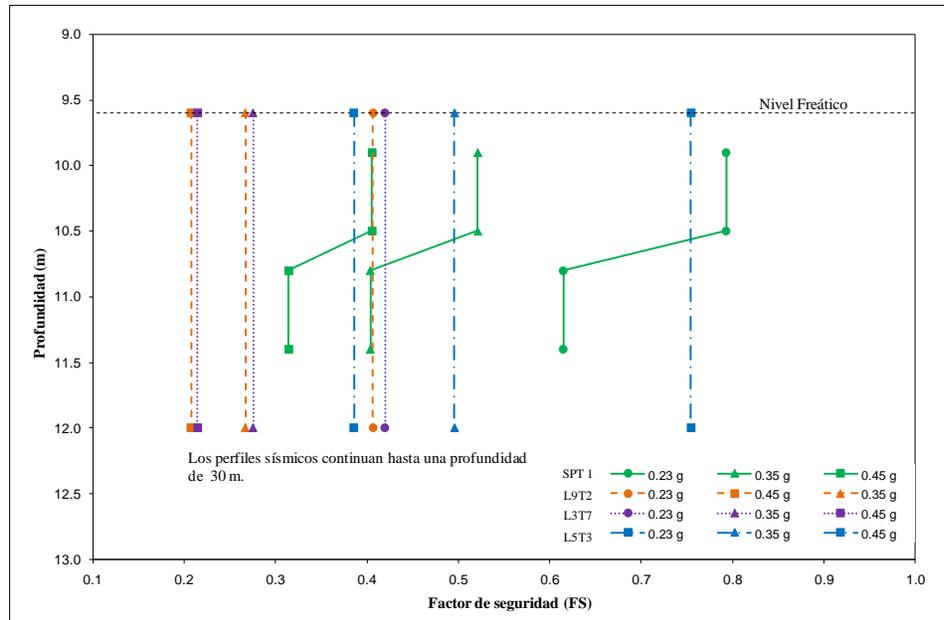
Debe considerarse que, ante un eventual ascenso del nivel freático por causas naturales o inducidas, la localidad puede considerarse propensa al fenómeno de licuación debido a las granulometrías típicas de los depósitos presentes en el área.



**Figura 8.1** Curva para calcular el CRR de la prueba SPT 1 y los perfiles sísmicos L9T2, L3T7 y L5T3

Aunque ambos métodos se utilizaron para las mismas condiciones del subsuelo, al realizar la revisión del potencial de licuación utilizando el factor de seguridad que relaciona la capacidad del suelo a resistir la licuación, expresada en términos de la relación de resistencia cíclica (CRR) entre la demanda sísmica del estrato de suelo, expresada en términos de la relación de esfuerzos cíclicos (CSR) es posible ver diferencias entre los valores obtenidos (Figura 8.2). Los factores de seguridad obtenidos con  $V_s$  son más conservadores que los obtenidos con la prueba SPT lo cual se debe a las limitaciones que tiene cada ensaye, la prueba SPT permite registros del número de golpes cada 0.5 a 1.0 metros mientras que el método de microtremores no permite detallar los valores de velocidad de onda de corte.

Sin embargo, los factores de seguridad obtenidos con el perfil sísmico L5T3 muestran este comportamiento hasta una profundidad de 10 metros, y a partir de esta, rebasa al valor obtenido con la prueba SPT 1. Este comportamiento se puede deber, a que el mismo entre los tres perfiles sísmicos realizados es el más lejano, con una distancia de 99 metros al SPT 1. Por lo que las condiciones y características del suelo pueden haber variado.



**Figura 8.2 Factores de seguridad (FS) del SPT 1 y perfiles sísmicos L9T2, L3T7 y L5T3**

## 8.2. SPT 2

La Figura 8.3 muestra la gráfica para determinar la relación de resistencia cíclica (CRR) en arenas limpias ( $CF \leq 5\%$ ) de la prueba SPT 2 y los perfiles sísmicos L2T1 y L3T4.

Uno de los aspectos que tiene incidencia directa en el potencial de licuación en suelos arenosos y que condiciona la magnitud de los daños son las características propias del suelo en estudio, como la profundidad del nivel freático, litología y geomorfología. La profundidad del nivel freático de la prueba SPT 2 se encuentra a 3.4 m, esta elevación del nivel freático se debe a la cercanía al cuerpo de agua laguna de México y es bien conocido que mientras menor sea la profundidad, menor será el peso del suelo y por lo tanto mayor será la probabilidad de que ocurra licuación, lo cual se corrobora en la figura 7.42 donde se observa que el suelo por debajo del nivel freático es potencialmente licuable para las tres aceleraciones máximas propuestas (0.23 g, 0.35 g, 0.45 g).

Al realizar la revisión del potencial de licuación utilizando el factor de seguridad (Figura 8.4), se observa que los factores de seguridad obtenidos con  $V_s$  son más conservadores a los obtenidos con la prueba SPT, hasta una profundidad de 10 m, donde posteriormente, los factores de seguridad obtenidos con  $V_s$  rebasan sustancialmente a los obtenidos con el SPT 2.

La Figura 8.4, también muestra la ausencia de información entre las profundidades 3.4 a 10 m en el perfil sísmico L2T1, esto se debe a la presencia de modos superiores de vibrar a partir de 8 Hz en adelante, que afectan el comportamiento de la curva de dispersión, dejando sin información registrada de velocidad de fase en un rango de frecuencias de 8 Hz a 15 Hz correspondiente a estas profundidades.

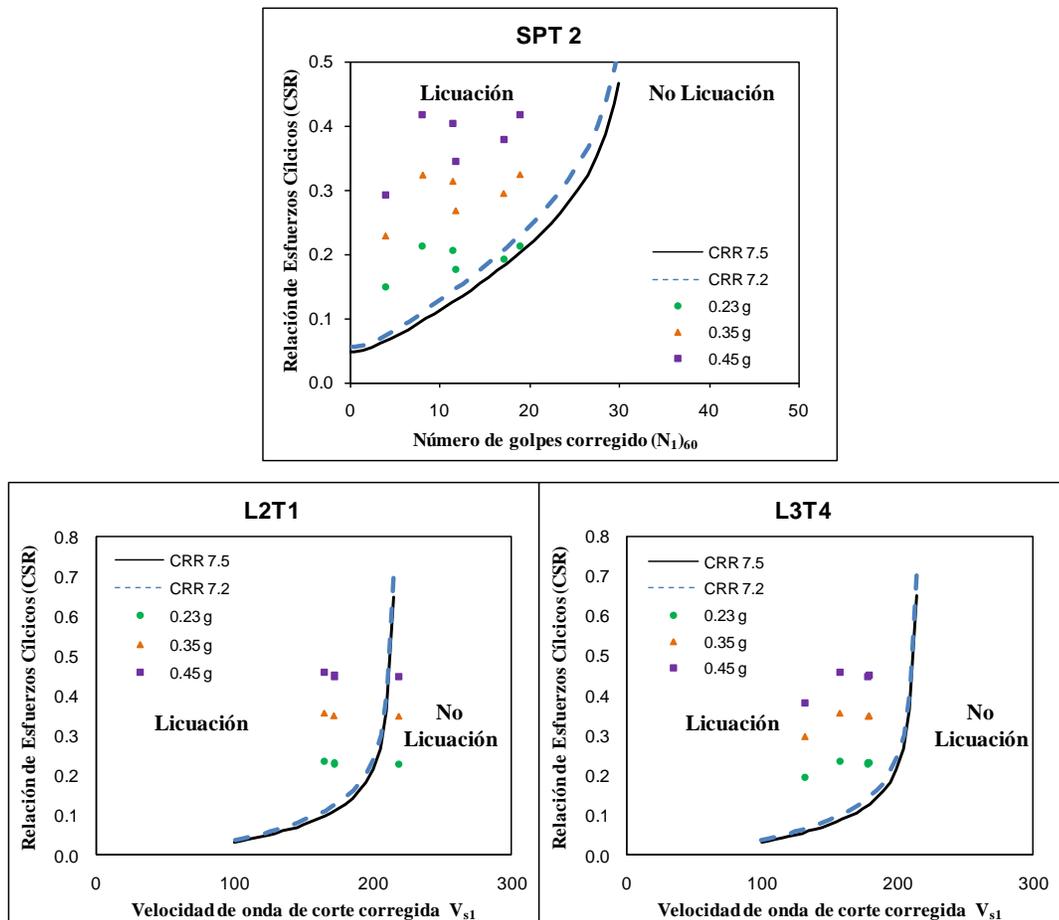


Figura 8.3 Curva para calcular el CRR de la prueba SPT 2 y los perfiles sísmicos L2T1 y L3T4

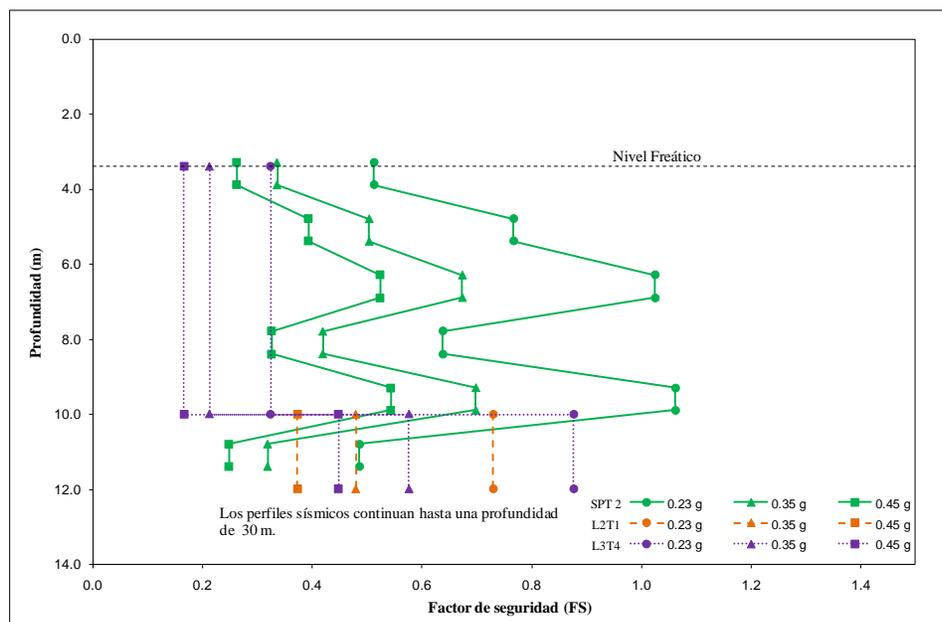


Figura 8.4 Factores de seguridad del SPT 2 y perfiles sísmicos L2T1 y L3T4

8.3. SPT 3

La Figura 8.5 muestra la gráfica para determinar la relación de resistencia cíclica (CRR) en arenas limpias ( $CF \leq 5\%$ ) de la prueba SPT 3 y el perfil sísmico L5T1.

Ambas gráficas muestran que el suelo debajo del nivel freático es potencialmente licuable para las tres aceleraciones máximas propuestas (0.23 g, 0.35 g, 0.45 g) hasta la profundidad de la prueba SPT 3 (11.4 m), debido a que el suelo se encuentra en un estado muy suelto, con valores N de SPT inferior a 10 golpes.

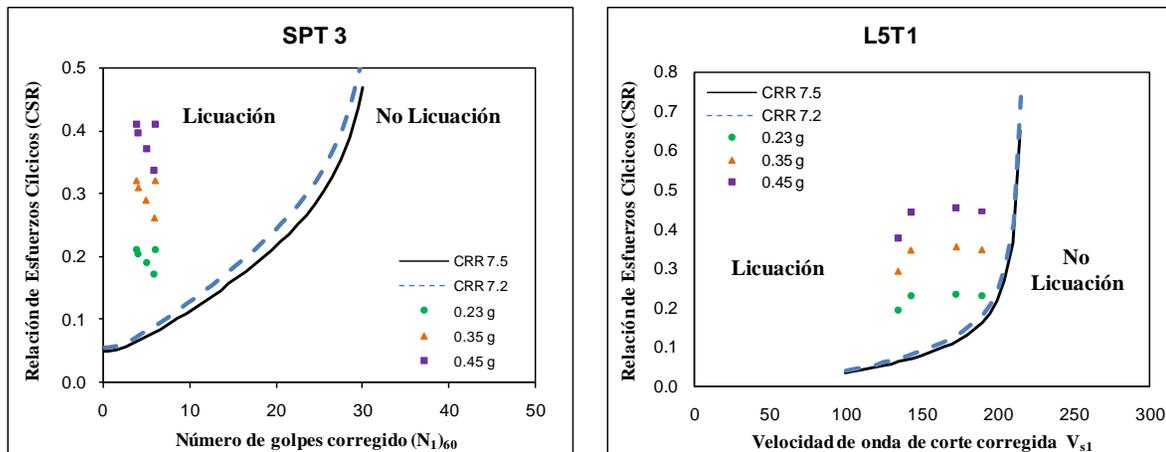


Figura 8.5 Curva para calcular el CRR de la prueba SPT 3 y el perfil sísmico L5T1

Aun los estratos más profundos se encontraron que eran susceptibles a licuación. Sin embargo, los esfuerzos entre partículas aumentan a medida que se incrementa la presión de confinamiento y mientras mayor sean los esfuerzos entre las partículas, menor será la probabilidad de que ocurra licuación. Por ésta razón rara vez ocurre licuación a profundidades mayores de 15 metros.

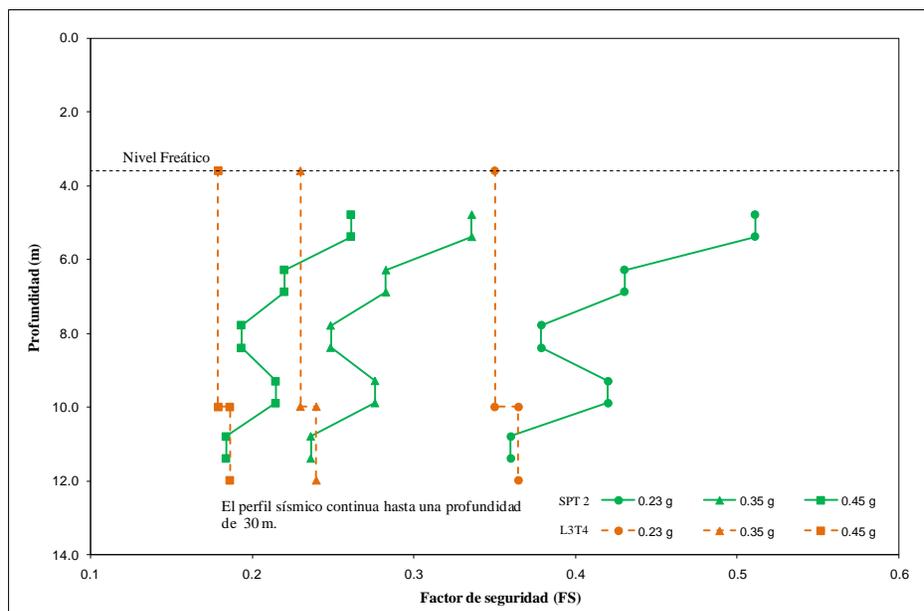
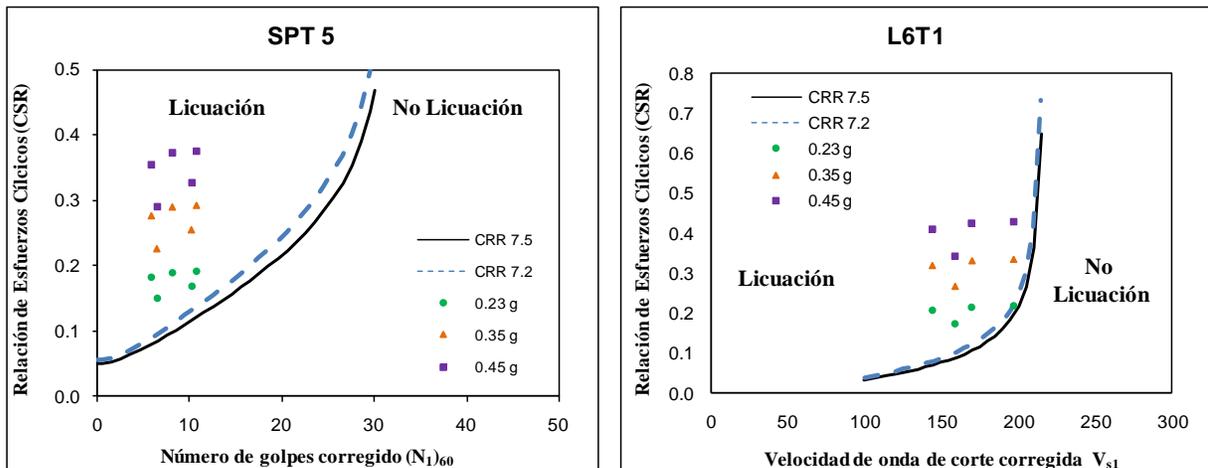


Figura 8.6 Factores de seguridad del SPT 3 y el perfil sísmico L5T1

Al realizar la revisión del potencial de licuación utilizando el factor de seguridad (Figura 8.6), se observa el mismo comportamiento planteado anteriormente hasta la profundidad de 10 m, posteriormente los factores de seguridad obtenidos con  $V_s$  son muy próximos a los obtenidos con la prueba SPT 3.

#### 8.4. SPT 5

La Figura 8.7 muestra la gráfica para determinar la relación de resistencia cíclica (CRR) en arenas limpias ( $CF \leq 5\%$ ) de la prueba SPT 5 y el perfil sísmico L6T1.



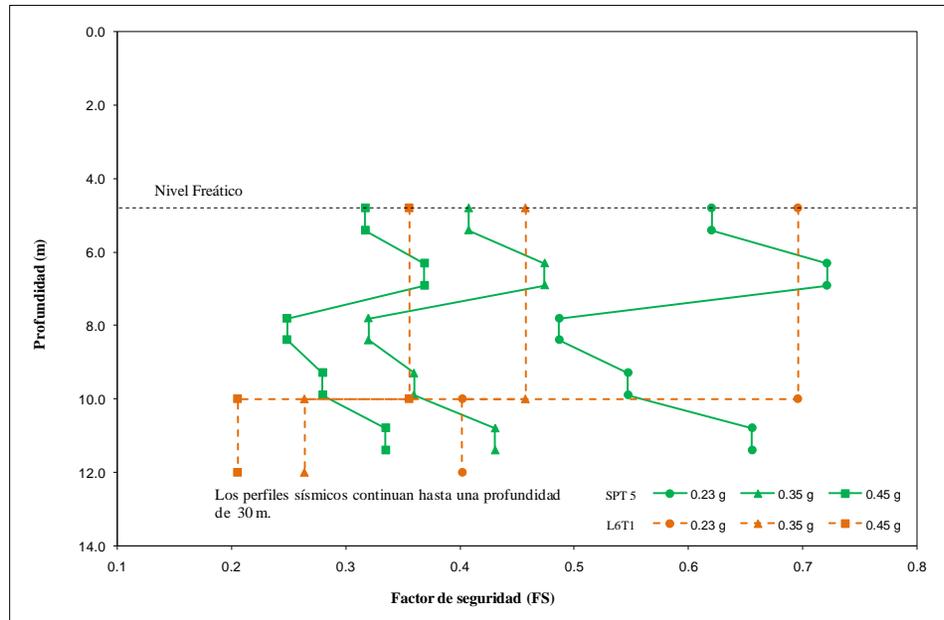
**Figura 8.7** Curva para calcular el CRR de la prueba SPT 5 y el perfil sísmico L6T1

Ambas gráficas muestran que el suelo por debajo del nivel freático es potencialmente licuable para las tres aceleraciones máximas propuestas (0.23 g, 0.35 g, 0.45 g) hasta la profundidad de la prueba SPT 5 (11.4 m).

La profundidad mínima del nivel freático se encuentra a 4.8 m, mayor de la obtenidas en las pruebas SPT 2 y SPT 3, a pesar de la cercanía de la misma al cuerpo de agua laguna de México. Debe considerarse que, ante un eventual ascenso del nivel freático por causas naturales como una creciente del río o inducidas, la localidad puede considerarse propensa al fenómeno de licuación en estratos más superficiales debido a las granulometrías presentes en el área.

Aun los estratos más profundos se encontraron que eran susceptibles a licuación, sin embargo, es necesario considerar los efectos de la profundidad en la ocurrencia de este fenómeno como se explicó anteriormente. Además, la influencia de las condiciones geológicas y topográficas durante o después de un sismo que generan una amplificación fuerte de la excitación así como una mayor duración de la misma, conocido como efecto de sitio.

Al realizar la revisión del potencial de licuación utilizando el factor de seguridad (Figura 7.47), se observa en este caso, que los factores de seguridad obtenidos con la prueba SPT 5 tienden a ser más conservadores a los obtenidos con  $V_s$  hasta los 10 metros de profundidad, posteriormente se invierte este comportamiento.



**Figura 8.8 Factores de seguridad de la prueba SPT 5 y el perfil sísmico L6T1**

Los resultados obtenidos en el modelado de la velocidad de onda de corte de la colonia Solidaridad Social descrito en el inciso 7.1 y el análisis para determinar el potencial de licuación realizado con las pruebas SPT y los perfiles obtenidos mediante el registro de microtremores descrito anteriormente, confirma la existencia de dos zonas (Figura 8.9). La primera, nos muestra un área potencialmente licuable que abarca los diferentes niveles freáticos encontrados en la colonia hasta los 27 metros de profundidad.

La segunda, nos muestra un área más propensa a sufrir licuación, conformada por un material con una velocidad de onda de corte baja, asociado a un material blando o poco consolidado, ubicado entre las diferentes profundidades de los niveles freáticos hasta, aproximadamente, los 15 m de profundidad.

Estas zonas fueron detectadas por ambos métodos, los que nos permite verificar y validar la coherencia de los resultados obtenidos.

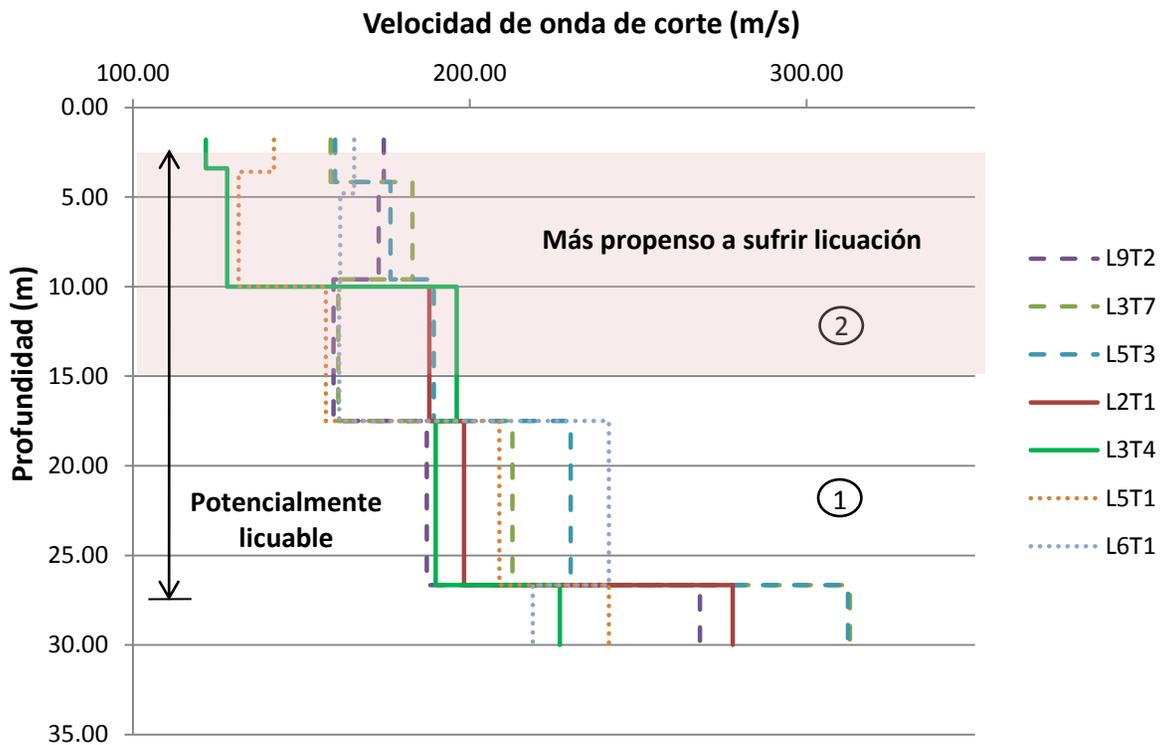
### 8.5. VELOCIDAD DE ONDA DE CORTE CRÍTICA ( $V_{sc}$ )

A partir del factor de seguridad (FS) y las velocidades de onda de corte ( $V_{s1}$ ) obtenidas del registro de microtremores se determinaron las velocidades de onda de corte crítica correspondiente a los factores de seguridad igual a 1 de cada uno de los perfiles sísmicos, como se ilustra en la figura 8.10. Posteriormente, los mismos se graficaron en función de sus aceleraciones máximas (Figura 8.11).

La gráfica 8.11 muestra dos líneas de tendencia que caracterizan dos zonas en la Colonia Solidaridad Social. La primera está representada por los datos obtenidos de los perfiles sísmicos L9T2, L3T7 y L5T3 correspondientes al SPT 1. El nivel freático se encuentra a 9.6 metros profundidad, que si bien los materiales presentes en el área pueden ser afectados por el fenómeno de licuación, el nivel freático se encuentra muy bajo como para ejercer alguna influencia sobre los estratos superiores. Además, al comparar la consistencia del suelo obtenida a partir del número de golpes, se puede observar que esta línea de tendencia representa un material más rígido y con consistencia más firme que los obtenidos en las otras pruebas SPT.

La segunda línea de tendencia, está representada por el resto de los perfiles sísmicos correspondientes a las pruebas SPT 2, SPT 3 y SPT 5. Con niveles freáticos que oscilan de 3.4, 3.6 y 4.8 m de profundidad, respectivamente, estos materiales son propensos a licuación debido a que se tiene el nivel freático muy cerca de la superficie, los mismos están próximos a un cuerpo de agua laguna de México y el grado de compactación es bajo, representado en el número de golpes obtenidos en las pruebas de SPT.

Por lo que se concluye que, para un valor específico de velocidad de onda de corte crítica la primera línea de tendencia requiere una aceleración máxima crítica mucho mayor para la ocurrencia del fenómeno de licuación que la necesaria en la segunda línea de tendencia, por los motivos anteriormente explicados.



**Figura 8.9 Factores de seguridad de la prueba SPT 5 y el perfil sísmico L6T1**

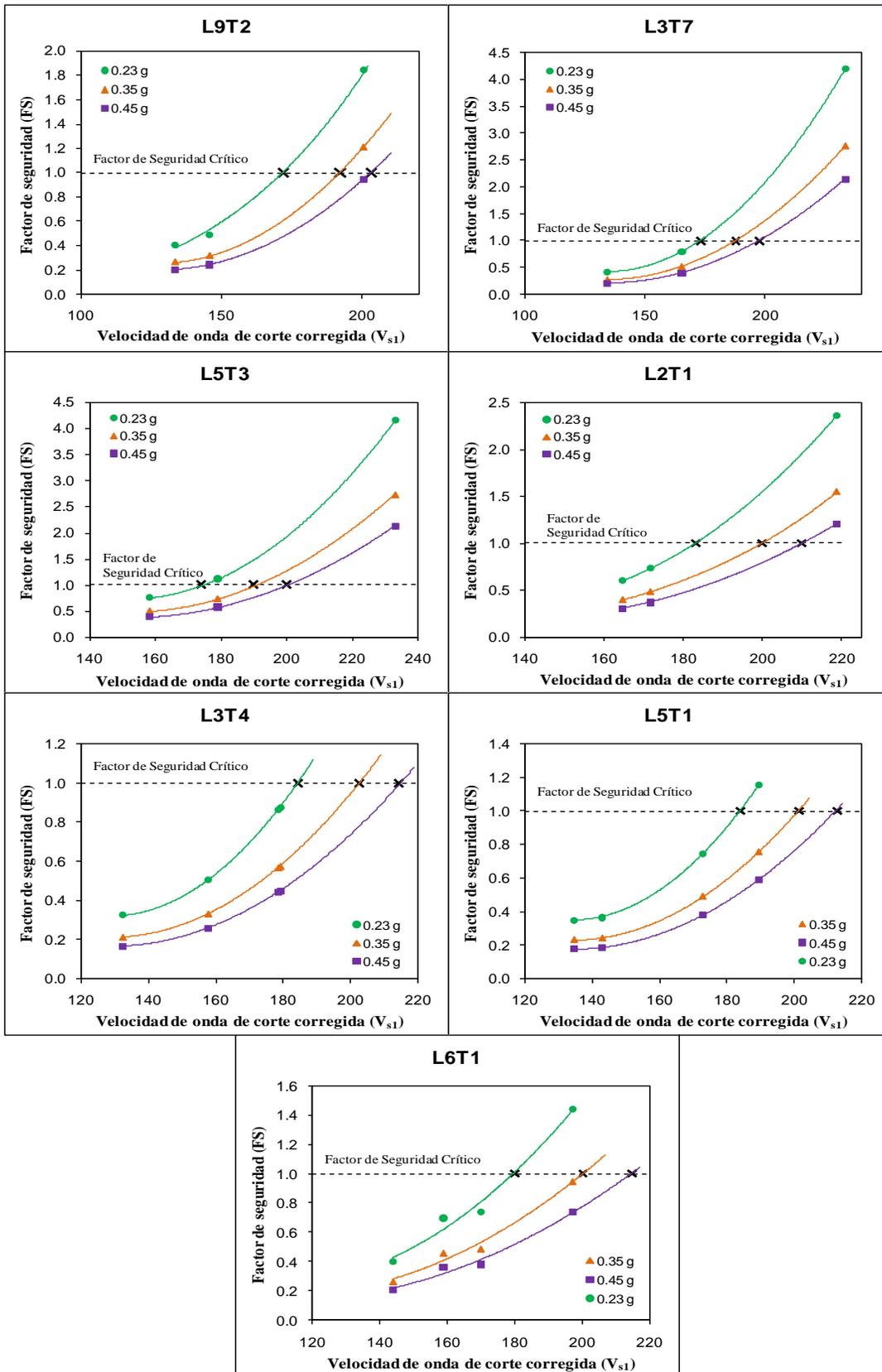
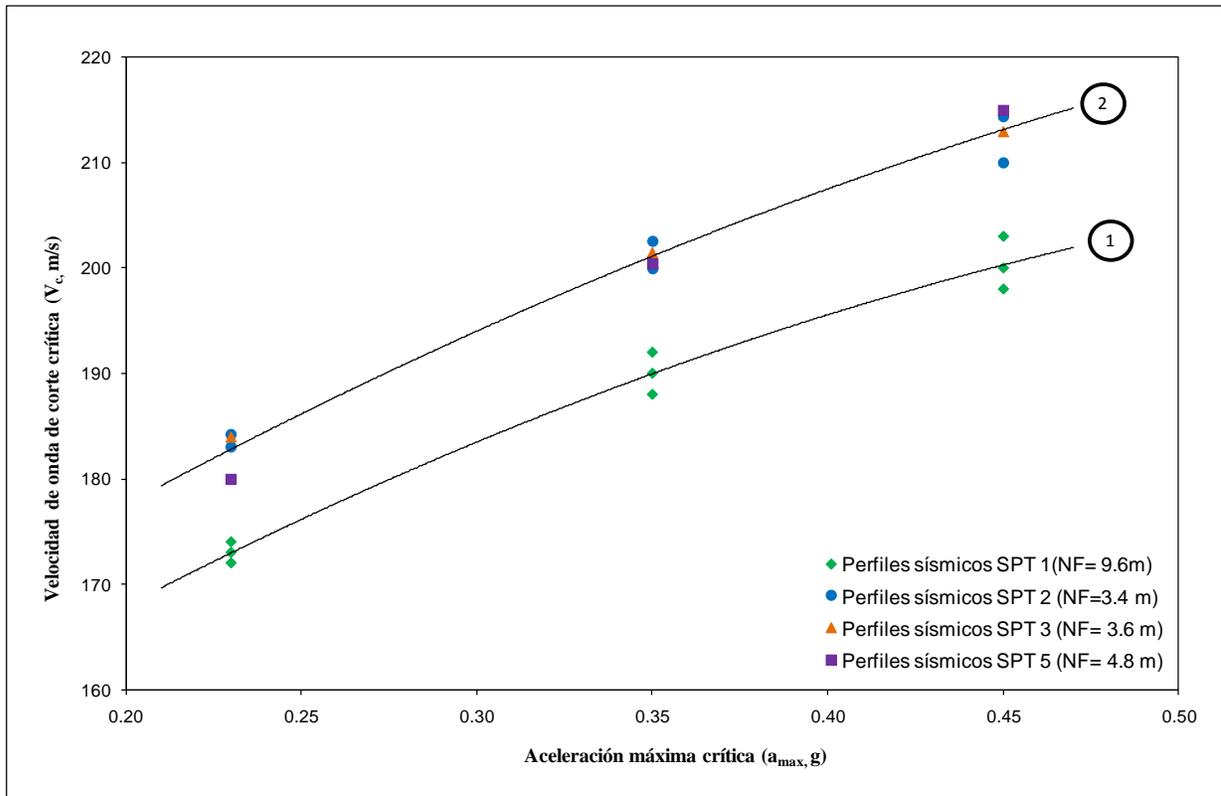


Figura 8.10 Velocidad de onda de corte crítica ( $V_{sc}$ )



**Figura 8.11 Velocidad de onda de corte crítica ( $V_{sc}$ )**

## CAPÍTULO 9

### CONCLUSIONES

- El uso del método sísmico de microtremores demostró ser eficaz para la estimación del potencial de licuación en un ambiente urbano, utilizando la dispersión de la velocidad de fase de las ondas de corte. La longitud del tendido y el espaciamiento entre geófonos permitió alcanzar profundidades de hasta 30 m, pudiendo hacer microzonificaciones del suelo.
- La principal ventaja del uso de los microtremores es que no se necesita de una fuente externa para generar una señal o la ejecución de perforaciones, como los métodos geofísicos ó geotécnicos convencionales, pudiendo ser registrados en cualquier momento y lugar. Además los instrumentos para su medición y análisis son simples, pudiendo utilizar sensores de velocidad o aceleración, lo cual hace que su uso se vuelva práctico y los costos sean bajos a diferencia de otros métodos.
- En los casos donde se dispuso de varios tendidos de perfiles sísmicos para el registro de microtremores fue posible comparar los registros que presentaban una mejor distribución de frecuencias y velocidades de fase.
- Para la determinación de la curva de dispersión, la fuente utilizada fue una combinación entre el campo natural de ruido sísmico ambiental y golpes verticales con mandarina a una placa de acero, con el fin de incrementar el ancho de banda de las mediciones de velocidad de fase, generando la combinación de un método pasivo y activo. Al implementar el método pasivo de microtremores y el método activo MASW, utilizando un arreglo lineal multicanal de geófonos, se lograron registrar datos suficientes a partir de los cuales fue posible estimar el perfil de velocidades de onda de corte desde profundidades de 1.8 metros hasta 30 metros, aproximadamente.
- Las velocidades observadas en la colonia Solidaridad Social siguen una tendencia normal de aumento gradual con respecto a la profundidad, asociada fundamentalmente a un aumento en la presión de confinamiento. En particular, el perfil de velocidades de ondas de corte ( $V_s$ ) muestra una primera capa con velocidades homogéneas, probablemente indicativo de un primer horizonte conformado por material no consolidado, luego se tiene un material con velocidades mayores, las cuales estarían asociadas a sedimentos más consolidados.
- La combinación de la magnitud del temblor El Mayor-Cucapah del 04 de abril del 2010 y la naturaleza del subsuelo somero (10 metros) constituido de arenas de grano fino y capas superficiales de arcillas, provocó que los sedimentos se licuaran y fueran extruidos en forma de volcanes de arena, con grandes cantidades de agua, situación que se corrobora con los resultados obtenidos en los análisis de potencial de licuación realizados en esta investigación. Los resultados que aquí se presentan muestran que el suelo es potencialmente licuable hasta una profundidad de 27 metros, con una zona más propensa a sufrir licuación que se encuentra entre los 15 metros de profundidad a las diferentes alturas de los niveles freáticos encontrados en la Colonia Solidaridad Social.

- El método de microtremores provee información sobre las velocidades de onda de corte del terreno con base a las características dispersivas de las ondas superficiales. Debido a esta condición, el método tiene como limitante detallar los valores de velocidad de onda de corte en el suelo, a diferencia de la prueba SPT, que permite registros del número de golpes cada 0.5 a 1.0 metro. Por esto, se recomienda complementar el registro de microtremores con otros ensayos geofísicos o geotécnicos para aumentar la confiabilidad y efectividad de los resultados. Además de la realización un estudio previo del área, donde se tome en cuenta la topografía, la sismicidad y la geología, para tener una idea sobre los resultados esperados, orientar la adquisición y el procesamiento en esa dirección.

## BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS

**Alarcon-Guzman, A., Leonards, G., A., and Chameau, J. L. (1988).** “Undrained monotonic and cyclic strength of sand”, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 114, N° 10, 1089-1109.

**Arguello, J. M. (1982).** “Comportamiento de arenas saturadas en condiciones drenadas y no drenadas”, Tesis de Maestría DEPMI, UNAM.

**Been K., and Jefferies M. G. (1985).** “A state parameter for sands”, Geotechnique 35, Vol. 2, 99-112.

**Bennefoy C. S., Cotton F., and Bard P. (2006).** “The nature of noise wavefield and its applications for site effects studies”, A literature review, Elsevier, Earth Science Reviews 79, 205-277.

**Biot, M. (1956).** “Theory of propagation of elastic waves in fluid-saturated porous solid”, The Journal of the Acoustical Society of America, 161-178

**Casagrande, A. (1936a).** “Characteristics of cohesionless soils affecting the stability of slopes and earth fills”, Journal of the Boston Society of Civil Engineers. January: reprinted in Contributions to Soil Mechanics 1925-1940, 257-276.

**Casagrande, A. (1975).** “Liquefaction and cyclic deformation of sands. a critical review”, Proceedings of the 5<sup>th</sup> Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires: reprinted as Harvard Soil Mechanics Series N° 88.

**Castellaro, S., Mulargia, F., and Bianconi, L. (2005).** “Passive seismic stratigraphy: a new efficient, fast and economic technique”, Journal Geotechnical and Environmental Geology. Vol. 3, 76-102.

**Castro, G. (1975).** “Liquefaction and cyclic mobility of saturated sands”. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 101, GT6, 551-569.

**Clayton, R., and McMechan, G. (1981).** “Inversion of refraction data by wave field continuation”, Geophysics, Vol. 46, N° 6, 860-868.

**Fidias, A. (1999).** “El proyecto de investigación. Guía para su elaboración”, Editorial Episteme, Oriol Ediciones. Caracas, Venezuela

**Finn, W. D. L., Bransby, P.L., and Pickering, D. J. (1970)** . “Effect of strain history on liquefaction of sands”, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE.

**Flores-Estrella, H., Lomnitz, C. y Yussim S. (2004).** “Estimación de velocidades de fase a partir del análisis de microtemores con el método SPAC”, Geophysics, Vol. 24, N° 3, 438-445.

**Florig, V., and Ivanov, L. (1973).** “Liquefaction of saturated sandy soils”, Proceedings 5<sup>th</sup> International Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, France.

**Fuis, G., Mooney, J., Healy, A., McMechan, G., and Lutter, W. (1984).** “A seismic refraction survey of the Imperial Valley Region, California”, Journal of Geophysical Research, Vol. 89, 1165-1189.

**Ghabousi, J., and Wilson, E. (1972).** “Variational formulation of dynamics of fluid-saturated porous elastic solids”, *Journal Engineering Mechanics Division*, 98, 947-963.

**Granda, A., Granda, T., y Madrid, A. (2005).** “El método de la sismica pasiva: una herramienta fiable para la caracterización geotécnica del terreno en zonas urbanas”, *International Geophysical Technology*, S.L.

**Harder L. F., and Seed H. B. (1986).** “Determination of penetration resistance for coarse grained soils using the Becker Hammer Drill”, *Earthquake Engineering Research Center, Report N° UCB/EERC-86/06*, University of California, Berkeley.

**Holzer, T. T., Youd, T. L., and Hanks, T. (1988) .** “Dynamic of liquefaction during the superstition hills earthquake (M=6.5) of november 14, 1987”, *Post Presentation, ASCE Geotechnical Engineering Division Specialty Conference, Earthquake Engineering and Soils Dynamics II.*

**Idriss, I., and Sun, J. (1992).** “Users manual for SHAKE 91”, *Technical report, Center for Geotechnical Engineering Modeling, Department of Civil Engineering, University of California, Davis. U.S.A.*

**Idriss, I., Lysmer, R., Hwang, R., and Seed, H. B. (1973).** “QUAD4- A computer program for evaluating the seismic response of soil structures by variable damping finite element procedures”, *Technical Report EERC 73-16, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.*

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

**Ishihara, K. (1996).** “Soil Behavior in Earthquake Geotechnics”, *U.S.A.: Oxford University Press.*

**Ishihara, K. et al. (2001).** “Recent studies on liquefaction resistance of sand-effect of saturation”, *Proceedings 4<sup>th</sup> Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, San Diego, California, USA.*

**Kayen, R., Mitchel, J., Seed, R., Lodge, A., Nishio, S., and Coutinho, R. (1992).** “Evaluation of SPT-CPT and shear wave-based methods for liquefaction potential assessment using Loma Prieta data, *Proceeding 4th Japan-US workshop on Earthquake, 177-204.*

**Kishiba, H. (1970).** “Characteristics of liquefaction level sandy ground during the Tokachiochi earthquake”, *Soils and Foundations*, 10, 2, 103-111.

**Kramer, S. L. (1996).** “Geotechnical earthquake engineering”, *Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey, 653.*

**Ledesma, A., and Lloret, T. (1997).** “Dinámica de suelos y cimentaciones”. *Notas de Clase. Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona, España.*

**Lee, M., and Finn, W. (1975).** “DESRA- Program for the dynamic effective stress response analysis of Soil deposits, Including Liquefaction Evaluation”, *Technical Report N° 36, Soil Mechanics Series, Department of Civil Engineering, University of British Columbia, Vancouver, Canada.*

**Louie, J. (2001).** “Faster, Better: shear-wave velocity to 100 meters depth from refraction microtremor arrays”, Bulletin of the Seismological Society of America. Vol. 91, n° 2, 347-364.

**Lysmer, J., Ukada, T., Seed, H. B., and Hwang, R. (1974).** “LUSH- A computer program for complex response”, Technical Report EERC 74 - 7, Earthquake Engineering Research Center. University of California, Davis. U.S.A.

**Lysmer, J., Ukada, T., Tsai, C., and Seed, H. B. (1975).** “FLUSH- A computer program for approximate 3-D Analysis of soil - Structure interaction problems”, Technical Report EERC 75-30, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, U.S.A.

**Marchetti, S. (1982).** “Detection of liquefiable sand layers by means of quasistatic penetration test”. In Proceedings on the 2th European Symposium on Penetration Testing, Vol. 2, 689-695, Amsterdam.

**Marchetti, S. (1997).** “The flat dilatometer design applications”, 3<sup>rd</sup> Geotechnical Engineering Conference, Cayro University, Cayro.

**Marchetti, S., Monaco, P., Totani, G., and Calbrese, M. (2001).** “The flat dilatometer test (DMT) in soil investigations”, A report by the ISSMGE committee TC16, Proceedings IN SITU 2001, International Conference on in situ measurement of soil properties, 44.

**Monaco, P., Marchetti, S., Totani, G., and Calabrese, M. (2005).** “Sand liquefiability assessment by flat dilatometer test (DMT)”, Technical report, Flat Dilatometer (DMT), Home Page, Downloadable papers.

**Mori, K., Seed, B., y Chac, C. (1978).** “Influence of sample disturbance on sand response to cyclic liading”, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 323-339.

**Ohsaki, Y. (1966).** “Niigata earthquake, 1964, building damage and soil conditions”. Soil and Foundations, 14-37.

**Okada H. (2004).** “The microtremor survey method”, Geophysical Monograph Series, N° 12, Society of Exploration Geophysicists.

**Olsen R. S. (1997).** “Cyclic liquefaction based in the cone penetration test”, NCEER Workshop on Evaluation of liquefaction resistance of soils, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, 225-276.

**Ovando, E. (1986).** “Stress strain behavior of granular soils tested in the triaxial cell”, PhD Thesis, Imperial College of Science and Technology, London, UK, July.

**Ovando, E. (1996).** “Licuación de arenas”. TGC Geotécnia S.A de C.V.

**Park, C., Miller, R., and Xia, J. (1999).** “Multichannel analysis of surface waves”, Geophysics. Vol. 64, 800-808.

**Parolai, S., Bormann, P., and Milkereit, C. (2001).** “Measurements of the fundamental resonance frequency of the sedimentary cover in the Cologne area: contribution to the seismic microzonation”, Journal of Earthquake Engineering, Vol. 5, 541-564.

- Parvez, I. (2003).** “Seismic microzonation: methodology and approach”, Center for Mathematical Modelling and Computer Simulation, Bangalor, India.
- Peacock, W. H., and Seed, H.B. (1968).** “Sand liquefaction under cyclic loading simple shear conditions”, Proceedings ASCE.
- Poulos, G. S., Castro, G., and France, J. (1985)** “Liquefaction evaluation procedure”. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 111, 6, 772-791.
- Poulos, S. (1981).** “The steady state of deformation”, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 107(GT 5), 553- 562.
- Pullammanappallil, S., Honjas, B., and Louie J. (2003).** “Determination of 1-D shear wave velocities using the refraction microtremor method”. The 3<sup>th</sup> International Conference on the Application of Geophysical Methodologies to Transportation Facilities and infrastructure.
- Reyna, F., and Chameau, J. (1991).** “Dilatometer based liquefaction potential of sites in the Imperial Valley”. Proceedings of the 2<sup>nd</sup> Conference on Recent Advances on Earthquake Geotechnical Engineering and Soil Dynamics, 385-39.
- Roberts, J., and Asten, M. (2004).** “Resolving a velocity inversion at the geotechnical scale using the microtremor (passive seismic) survey method”, Journal of Exploration Geophysics. Vol. 35, 14-18.
- Robertson, P. K. (1990).** “Soil classification using CPT”, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 27, N° 1, 151-158.
- Robertson, P. K., and Fear, C. E. (1995).** “Liquefaction of sand and its evaluation”, Proceedings, 1<sup>st</sup> International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Keynote Lecture, Tokio, Japan.
- Robertson, P. K., and Wride, C. E. (1998).** “Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test”, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 35, N° 3, 442- 459.
- Robertson, P. K., Woeller, D. J., and Finn, W. D. (1992).** “Seismic cone penetration test for evaluating liquefaction potential”, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 24, 686- 695.
- Rosset, P., De la Puente, A., Chouinard, L., Mitchell, D., and Adams, J. (2001).** “Seismic zoning at small scale in urban areas: a tool for preparedness and mitigation”, Improving post-disaster reconstruction in developing countries. Information & research for reconstruction. IF Research Group. University of Montreal.
- Sampieri H. (2001).** “Metodología de la investigación”, Mc Graw Hill, 2° edición, México.
- Seed, H. B. (1969).** “The influence of local soil conditions on earthquake damage”, Soil Dynamics Speciality Conference, VII ICSMFD, Mexico.
- Seed, H. B. (1979).** “Soil liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquakes”, Journal Geotechnical Engineering Division, ASCE, 105(GT2), 210- 255.
- Seed, H. B., and Idriss, I. M. (1971).** “A Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential”, Journal of soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE, 97, SM9, 1249-1273.

**Seed, H. B., and Idriss, I. M. (1982).** “Ground motions and soils liquefaction during Earthquakes”, Technical report, Earthquake Engineering Research Institute.

**Seed, H. B., Lee, K., Idriss, I., and Makdisi, F. (1975).** “The slides in the San Fernando dam during the earthquake of february 9, 1971”, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 101,GT7, 651-688.

**Seed, H. B., Mori, K., and Chan, C.K. (1975).** “Influence of seismic history on the liquefaction characteristics of sands”, Report No. 75-25, University of California, Berkeley.

**Seed, H. B., Tokimatsu, K., Harder, L., and Chung, R. (1984a).** “The Influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations”, Report N° UBC/EERC-84/15, Earthquake Engineering Research Centre, University of California, Berkeley.

**Seed, H.B., and Lee, K.L., (1966).** “Liquefaction on saturated sands during cyclic loading”, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 92 (SM6), 105-134.

**Shannon & Wilson, Inc., and Agnadian-Jacobsen Associates. (1971).** “Soil behavior under earthquake loading conditions”, Report prepared for U.S.A.E.C., Contract W-7405-eng-26.

**Silver, M. L., and Seed, H.D. (1971).** “Volume changes in sands during cyclic load”, Journal Geotechnical Engineering Division, ASCE.

**Skempton, A. W. (1986).** “Standard penetration test procedure and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, aging and over consolidation”, Geotechnique, 36, 425-447.

**Stokoe, K. H, Wright, S. G., Bay, J. A, and Roesset, J. M. (1994).** “Characterization of geotechnical sites by SASW method”, ISSMFE Technical Committee # 10 for XIII ICSMFE, Geophysical Characterization of Sites, A. A. Balkema Publishers/Rotterdam & Brookfield, Netherlands, 15-25.

**Sy A., and Campanella R. G. (1994).** “Becker and Standard Penetration Test (BPT-SPT) Correlations with consideration of casing friction”, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 31, 343-356.

**Sy A., Campanella R. G., and Stewart R. A. (1995).** “BPT-SPT correlations for evaluation of liquefaction resistance in gravelly soils”, Proceedings of specialty session on dynamic properties of gravelly soil, ASCE Annual Convention, San Diego, California.

**Tanaka, H., and Tanaka, M. (1998).** “Characterization of sandy soils using CPT and DMT”, Soils and Foundations, 38(3), 55-65.

**Thorson, J., and Claerbout, J, (1985).** “Velocity stack and slant-stack stochastic inversion”, Geophysics, Vol. 50, N° 12, 2727-2741.

**Vaid, Y. P., and Sivathayalan, S. (1996).** “Static and cyclic liquefaction potential of Fraser Delta sand in simple shear and triaxial test”, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 33, 281-289.

**Vaid, Y. P., and Sivathayalan, S. (2000).** “Fundamental factors affecting liquefaction susceptibility of sands”, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 37, 592-606.

**Yoshimi, Y. (1967) .** “Liquefaction and cyclic deformation os soils under undrained conditions, state of art report”, Proceedings IX, ICSMFE.

**Youd, T. L., and Bennett, M.J. (1983).** “Liquefaction Sites, Imperial Valley. California”, ASCE-JGED, Vol.109.

**Youd, T. L., and Idriss, I. M., (2001).** “Liquefaction resistance of soils: Summary Report from the 1996 and 1998 NCEER/NSF Workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils”, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 127, N° AISSN 1090-0241.