



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAestrÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – ESTRUCTURAS

**VULNERABILIDAD DE CONSTRUCCIONES DEBIDO A LICUACIÓN INDUCIDA
POR SISMO**

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

PRESENTA:
DIEGO ENRIQUE DÍAZ MÉNDEZ

TUTOR PRINCIPAL
DR. EDUARDO REINOSO ANGULO, INSTITUTO DE INGENIERÍA UNAM

CIUDAD UNIVERSITARIA, CD. MX., NOVIEMBRE 2016

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dra. Sonia Elda Ruiz Gómez

Secretario: Dr. Efraín Ovando Shelley

Vocal: Dr. Eduardo Reinoso Angulo

1 er. Suplente: Dr. Mauro Pompeyo Niño Lázaro

2 d o. Suplente: Dr. Darío Rivera Vargas

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

TUTOR DE TESIS:

NOMBRE

FIRMA

*A mis padres:
Aurora Méndez y Enrique Díaz, por ser los pilares de mi vida, creer en mí y apoyarme en cada
decisión que tomo; todo lo que soy y he logrado se los debo a ellos y a su inagotable amor y
valores con los que me formaron. Son mi ejemplo a seguir, los amo.*

*A mis hermanas:
Diana, ejemplo admirable de paciencia, tenacidad y convicción; Karen, la persona más valiente y
talentosa que conozco. Agradezco a ambas por alentarme, por su amor incondicional y creer en mí.
Es un verdadero orgullo ser su hermano.*

*A Marifer, ejemplo de amor puro; gracias por impulsarme y motivarme en todo momento para
cumplir mis objetivos. Te amo y admiro.*

*A mis amigos, especialmente a Erik, por los casi 10 años de amistad que nos unen y por afrontar
junto a mí el reto de estudiar una Maestría.*

Agradecimientos

Eterno agradecimiento a la Universidad Nacional Autónoma de México, por ser el pilar de mi formación académica y profesional.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT), por la beca otorgada durante el periodo de estudios de posgrado.

A mi tutor, el Dr. Eduardo Reinoso Angulo, cuyo apoyo, confianza y orientación brindados hicieron posible la realización de este trabajo.

Al Comité de Sinodales, por su disposición para formar parte de mi jurado, así como por sus valiosas observaciones que contribuyeron al enriquecimiento de esta investigación.

Al Instituto de Ingeniería de la UNAM, por otorgarme un espacio de trabajo, equipo y demás herramientas que me permitieron realizar mi tesis.

RESUMEN

Se proponen curvas de vulnerabilidad para construcciones que son susceptibles a presentar daño por licuación del suelo inducida por un movimiento sísmico, dichas estructuras son clasificadas de acuerdo al tipo de cimentación (flexible, rígida o basada en pilotes), número de niveles y tipo de estructuración que tienen (marcos de concreto reforzado o mampostería). Se hizo una búsqueda de sismos en los que se tiene registro de daños provocados por licuación del suelo, poniendo especial atención a construcciones que presentaron desplazamientos verticales (asentamientos). Las observaciones recabadas permitieron crear una base de datos, misma que se presenta en el anexo de la investigación y que sirvió para el desarrollo de las curvas de vulnerabilidad. Finalmente, se muestran las curvas de vulnerabilidad obtenidas y se hace una comparación entre cada una de ellas. Se pretende que con las curvas desarrolladas se pueda estimar el daño que tendrá una estructura con características similares a las presentadas dado cierto hundimiento del terreno provocado por licuación del suelo inducida por sismo.

ABSTRACT

Vulnerability curves are proposed for constructions prone to suffer liquefaction damage due to seismic movement. The classification of these structures is based on the type of foundation – flexible, rigid or based on piles –, the number of floors and the type of structure – reinforced concrete frames or masonry –. A search was made for identify earthquakes with available damage records due to soil liquefaction, drawing attention on constructions with vertical displacements (settlements); such observations allowed to create a database, that is shown in the appendix of this research and that was the core for developing the vulnerability curves. Finally, in this research, vulnerability curves are both shown as outcomes and compared between them. It is expect that such gotten curves let estimate the potential damage that a structure – with similar features to the ones shown in this research – could suffer as a result of soil settlement due to earthquake-induced liquefaction.

CONTENIDO

RESUMEN	I
ABSTRACT	II
CONTENIDO	III
CAPÍTULO 1. ANTECEDENTES	1
1.1 Licuación	2
1.1.1 Consecuencias de la presencia de licuación.....	3
1.1.2 Sismos históricos con evidencia de licuación	5
1.1.3 Métodos para evaluar el potencial de licuación y falla del suelo.....	8
CAPÍTULO 2. DAÑOS OBSERVADOS EN CONSTRUCCIONES DEBIDO A LICUACIÓN INDUCIDA POR SISMO	11
2.1 Sismo de Niigata, 1964.....	11
2.2 Sismo de Luzón, 1990.....	14
2.3 Sismo de Northridge, 1994	17
2.4 Sismo de Hyogoken-Nanbu, 1995	19
2.5 Sismo de Kocaeli, 1999	22
2.6 Sismo de Nisqually, 2001	25
2.7 Sismo de Niigata-Chuetsu Oki, 2007.....	27
2.8 Sismo de Pisco-Chincha, 2007	30
2.9 Sismo de Padang, 2009	33
2.10 Sismo de Maule, 2010.....	35
2.11 Sismo de Mexicali, 2010.....	38
2.12 Sismo de Darfield, 2010	42
2.13 Sismo de Christchurch, 2011	45
2.14 Sismo de Tohoku, 2011	50
2.15 Sismo de Sámara, 2012.....	53
CAPÍTULO 3. PARÁMETROS Y CLASIFICACIÓN DE LOS DAÑOS OBSERVADOS	56
3.1 Tipos de cimentación	56
3.1.1 Cimentaciones superficiales.....	57
3.1.2 Cimentaciones profundas	59
3.2 Asentamiento e inclinación.....	60
3.3 Estados límite de daño	63
3.3.1 Criterio de Kishida (1966)	63
3.3.2 Criterio de Bird <i>et al.</i> (2006).....	64
3.3.3 Criterio de Youd <i>et al.</i> (2000).....	65
3.3.4 Criterio de Upsall (2006)	66
3.3.5 Propuesta de estados límite de daño.....	67
3.4 Base de datos.....	69
CAPÍTULO 4. CURVAS DE VULNERABILIDAD	73
4.1 Vulnerabilidad estructural.....	73
4.2 Curvas de vulnerabilidad debido a licuación	77

CAPÍTULO 5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	84
5.1 Conclusiones	84
5.2 Recomendaciones	85
REFERENCIAS	86
ANEXO	92

CAPÍTULO 1

ANTECEDENTES

Desde siempre, las civilizaciones han sufrido el embate de distintos fenómenos naturales que afectan de alguna forma su entorno y comprometen el desarrollo de su vida cotidiana. La presencia de tormentas, inundaciones, terremotos, tornados, erupciones volcánicas y huracanes han causado una cantidad de perjuicios muy grandes a la sociedad, ya sea en irreparables pérdidas de vidas humanas o daños a la infraestructura.

Dentro de los fenómenos antes mencionados, sin duda uno de los más importantes dada la incertidumbre de su aparición y los daños causados son los sismos, cabe resaltar que no únicamente los que tienen una magnitud grande causan daños severos, también los de magnitud moderada o pequeña pueden llegar a afectar a regiones no preparadas.

La Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (2015) (FEMA, por sus siglas en inglés), define a los sismos como movimientos del terreno causados por la tensión que se acumula en los bloques de la corteza terrestre que se intentan mover pero se mantienen quietos debido a la fricción que se tiene a lo largo de la falla tectónica. La corteza terrestre se divide en grandes placas que se mueven continuamente una sobre la otra o rozándose de forma longitudinal. Cuando la presión de moverse supera la fricción que las mantiene juntas, las placas se deslizan, provocando que la energía sísmica emane de la falla del rompimiento de la placa y de esta forma se produzca un terremoto.

El intenso movimiento del terreno producido por un sismo genera graves daños y pérdidas. Algunos de los eventos que puede desencadenar un sismo son:

- deslizamientos o avalanchas
- tsunamis
- licuación
- inundaciones

Los eventos antes mencionados, así como el mismo sismo que los induce, pueden producir daños severos a la sociedad; en materia de edificios y sus contenidos, éstos pueden colapsar, volcarse, romperse y volverse inoperables o perder su uso. Lo mismo ocurre en el caso de la infraestructura de comunicaciones, ya sea puentes, caminos, puertos, aeropuertos o vías férreas y, claro está, todos los componentes necesarios para su correcto funcionamiento. En el caso de la gente, puede verse lesionada o incluso perder la vida debido al colapso de la estructura, al ser golpeada por objetos que caen o verse envuelta en incendios o inundaciones que son provocados por el propio terremoto. Está implícito que los daños generados por un sismo conllevan cuantiosas pérdidas económicas.

De los sucesos inducidos por sismo que se mencionaron anteriormente, esta investigación se enfocará en el fenómeno de licuación, esto debido a que de algunos años a la fecha, quizá en la última década, el acontecimiento de terremotos de magnitud elevada ha generado enormes daños en construcciones debido a la presencia de dicho fenómeno. De acuerdo con Cázares, Niño y Reinoso (2012), el costo de reconstrucción de las afectaciones ocasionadas por el sismo de Mexicali, México en 2010, rondó los 400 millones de dólares (MDD), el de Christchurch, Nueva Zelanda del mismo año, arrasó con más de la mitad de la ciudad, dejando a más de 10,000 personas sin hogar y causando pérdidas económicas de más de 4,000 MDD. El sismo de 2011 en Tohoku, Japón, generó daños por más de 300,000 MDD.

Dadas las cuantiosas pérdidas económicas y de vidas humanas, es necesario conocer las características del fenómeno y adentrarse en los archivos históricos que detallan la presencia de licuación debida a la acción sísmica, para de esta forma generar una base de datos sólida que permita la creación de funciones de vulnerabilidad que concedan estimar, dado cierto asentamiento, el daño esperado en la edificación de acuerdo al tipo de estructuración y cimentación que se tenga.

1.1 LICUACIÓN

El fenómeno de licuación ha sido definido por Youd (1973) como la transformación de material granular de un estado sólido a uno licuado, como consecuencia del incremento de presión de poro. La licuación se asocia directamente al movimiento del terreno generado durante un sismo, en el cual cierto tipo de suelos (arenas finas uniformemente graduadas y limos gruesos) se compactan, aumentando la presión de agua en los poros y disminuyendo la resistencia a cortante (fig. 1.1). Generalmente la licuación ocurre a profundidades de entre 15 y 20 m debajo de la superficie terrestre y en terrenos donde el nivel freático esté a menos de 5 m de profundidad.

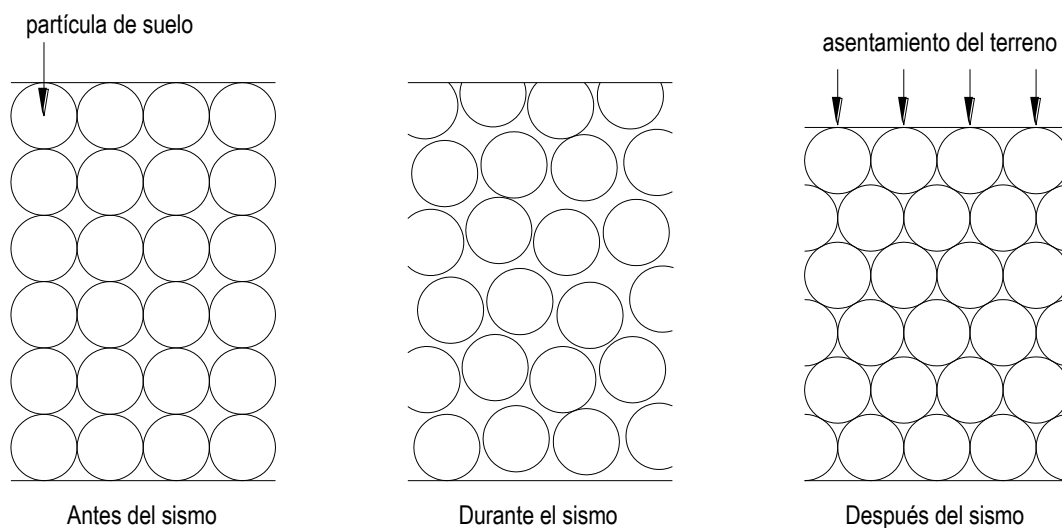


Fig 1.1 Proceso de licuación del suelo durante un sismo (Environment Canterbury Regional Council, 2015)

Para que la licuación se presente el suelo debe de ser:

- Poco cohesivo: suelos compactos no tienden a licuarse.
- Arenoso o limoso: suelos formados por arcillas y gravas no presentan licuación.
- Húmedo: la presencia de agua es fundamental para el fenómeno.

1.1.1 Consecuencias de la presencia de licuación

Una vez finalizado un evento sísmico, existen ciertos modos de falla que indican la presencia de licuación en un área determinada, en la Tabla 1.1 se describen cuatro tipos de fallas en el terreno, sus características y los efectos que provocan en el suelo y en las construcciones.

Tabla 1.1 Fallas en el suelo y daños causados por licuación (Beetham *et al.*, 2011)

Modo de falla	Daños al terreno y sus efectos
Desplazamientos laterales	Pequeños a grandes desplazamientos laterales de bloques superficiales de sedimentos con pendientes suaves ($< 3^\circ$). Movimientos de algunos metros a decenas de metros. Particularmente daña tuberías, puentes, estructuras con cimentaciones superficiales, sobre todo en áreas propensas a inundarse adyacentes a cauces.
Fallas de flujo	Es el modo de falla más catastrófico, por lo general se desarrollan en terrenos con pendiente mayor a 3° , con desplazamientos de decenas de metros a varios kilómetros, a una velocidad elevada. Dichos flujos pueden ser muy grandes, y producen daños severos a las estructuras que se encuentran sobre ellos o sobre su trayectoria.
Oscilación del suelo	Se presenta cuando la licuación ocurre en el subsuelo, en terreno con pendiente demasiado suave como para presentar desplazamientos laterales. Produce asentamiento del suelo, grietas de diversos tamaños en la superficie, expulsión de arena y agua de las grietas y fisuras (volcanes de arena). Tuberías o tanques subterráneos generalmente resultan dañados, aunque en menor grado comparado con otros modos de falla.
Pérdida de fuerza	La pérdida de fuerza causada por licuación, puede ocasionar en el suelo colapsos y asentamientos; las estructuras pueden sufrir asentamientos o volteo, sistemas que se encuentren enterrados tienden a salir a la superficie.

Las fotografías de las figs 1.2 y 1.3 muestran evidencia de licuación tras un sismo, en la primera se observa el desplazamiento lateral del suelo, mientras que la segunda, es la formación de un volcán de arena, también conocido como sismita.



Fig 1.2 Falla en un camino debido a desplazamiento lateral (Elnashai *et al.*, 2008)



Fig 1.3 Gran volcán de arena en la base de una ladera (Geo-engineering Extreme Events Reconnaissance Association [GEER Association], 2010c)

En conclusión, para que suceda el fenómeno de licuación de suelo inducido por sismo se requiere la presencia de dos parámetros, que el suelo sea susceptible a licuarse y que se presente un sismo (susceptibilidad y oportunidad).

La susceptibilidad del suelo depende de los siguientes factores:

- tipo de suelo (composición y tamaño de partículas)
- profundidad del nivel freático
- densidad relativa

Por su parte, la oportunidad tiene que ver con el sismo que ocurre en una determinada región y obedece a los siguientes elementos:

- intensidad sísmica, dada por la magnitud y proximidad del sismo
- duración del terremoto

1.1.2 Sismos históricos con evidencia de licuación

A continuación se presentan las características y consecuencias de tres sismos que produjeron grandes daños debidos a la presencia de licuación, dichos terremotos marcaron un parteaguas para dirigir la atención a este tipo de desastres y comenzar con la investigación para entenderlos y de alguna forma identificar las zonas con mayor susceptibilidad a desarrollarlo. En primer lugar se muestra el sismo de Anchorage, Alaska ocurrido en 1964, posteriormente, se describe el sismo del mismo año acontecido en Niigata, Japón, se finaliza esta breve recopilación con el sismo de Christchurch, Nueva Zelanda acontecido en 2011.

Es importante señalar que en esta sección de la investigación no se profundizará demasiado en los dos últimos sismos mencionados (Niigata y Christchurch) debido a que esa información se presentará en el capítulo 2. El objetivo de la presentación de los mismos es dar un enfoque global sobre los diversos daños y consecuencias que se tienen al observar un fenómeno como este.

El llamado “Gran terremoto de Alaska”, con M9.2, ocurrió el 27 de marzo de 1964 en la región Prince William Sound del sur de Alaska, tuvo una duración de aproximadamente tres minutos y provocó daños muy severos en las ciudades de Anchorage, Seward y Valdez y cerca de la costa del lago Kenai.

Los derrumbes de tierra en Anchorage causaron un enorme daño, de acuerdo al Servicio Geológico de los Estados Unidos (2012) (USGS, por sus siglas en inglés) el catastrófico evento cobró la vida de 9 personas y dejó daños materiales de alrededor de 2,300 MDD. Las mayores pérdidas se vieron en la zona centro, donde un enorme deslizamiento de tierra sepultó prácticamente todo. Un área de cerca de 52 ha fue destruida por grandes bloques de tierra que colapsaron, dicho derrumbe destruyó 75 casas, además de provocar interrupciones en los servicios eléctricos, de gas y telecomunicaciones. Aunado a los derrumbes, este terremoto también originó un tsunami que provocó el fallecimiento de 122 personas.

De acuerdo con Beethan *et al.* (2011), los desgajamientos ocurrieron en superficies con poca pendiente donde suelos poco cohesivos formados por capas limo arenosas fallaron, ocasionando los daños anteriormente descritos. También señalan que en superficies planas donde no se presentaron fallas de flujo, ocurrieron deslizamientos laterales que provocaron asentamientos diferenciales en las cimentaciones y por ende, construcciones inclinadas.



Fig 1.4 Derrumbe en el área de Turnagain Heights, Anchorage (USGS, 2012)

También en 1964, se presentó otro gran evento sísmico en el que la licuación estuvo presente. El 16 de junio, un terremoto de $M7.5$ azotó la ciudad de Niigata, Japón; a pesar de que la máxima aceleración registrada fue de apenas 0.16 g , el sismo indujo licuación en zonas de poca altitud de la ciudad. El agua comenzó a emerger de la tierra a través de grietas y fisuras de manera casi inmediata al movimiento del terreno. Se presentaron múltiples daños en edificios debido al asentamiento (en algunos casos mayores a un metro) de la cimentación de estos, todo esto acompañado incluso con la inclinación de las construcciones. Cientos de edificios se vinieron abajo y otros más debieron ser demolidos debido a los severos daños presentados.

La pérdida de fuerza del suelo a causa de la licuación, ocasionó que edificaciones se asentaran e inclinaran. Es conocido el caso de un complejo de departamentos en Kawagishi-cho, en el cual diversos edificios volcaron sin presentar ningún daño estructural. Además del daño a construcciones superficiales, el desplazamiento lateral ocasionado por la licuación afectó pilas, tuberías y puentes.

La investigación realizada por Beetham *et al.* (2011), señala que los daños observados en Niigata, llevaron a la división de la ciudad en tres zonas dependiendo de la magnitud de los daños que se tuvieron. En la llamada Zona A (zona costera), señalan, las construcciones prácticamente no sufrieron daños, el mayor deterioro se tuvo en las Zonas B y C, de las dos, la primera tuvo daños menores que la segunda, a pesar de que las estructuras que se tenían eran muy similares, la discrepancia en el daño radicó en la diferencia que se tenía en el subsuelo y el comportamiento de la cimentación de cada una.

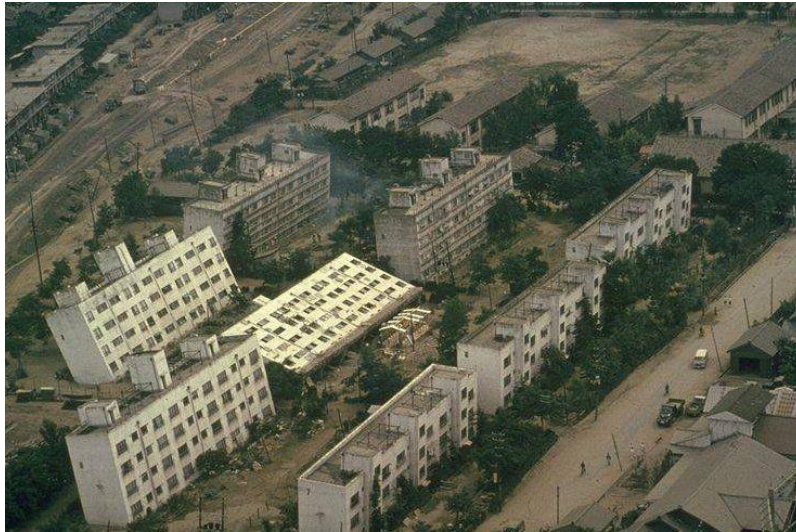


Fig 1.5 Asentamiento e inclinación de edificios en Kawagishi-cho, Japón (Civil and Environmental Engineering, University of Washington, 2000)

El 22 de febrero de 2011, en la ciudad de Christchurch, Nueva Zelanda tuvo lugar un sismo de M6.2, a pesar de que la magnitud del siniestro no fue grande, los daños causados a todo tipo de construcciones fueron catastróficos; este terremoto fue el que mayor daño generó de una serie de eventos que impactaron la región de Canterbury de 2010 a 2011, sin embargo no fue el que tuvo una magnitud mayor.

Un aspecto único del sismo de Christchurch es la gravedad y extensión de la licuación sobre el suelo. Desplazamientos laterales y licuación afectaron varias estructuras en el Distrito Central de Negocios (CBD, por sus siglas en inglés) de distintas formas, incluyendo: asentamientos uniformes o diferenciales e inclinaciones y afectaciones en estructuras con cimentaciones someras. Además de los múltiples daños a casas, también se vieron comprometidos caminos, puentes e infraestructura subterránea. Las consecuencias de dicho terremoto se estiman en 15,000 casas dañadas, la mayoría con deterioros ligeros a moderados. Lamentablemente, también fallecieron 181 personas (GEER Association, 2011a).

Las figs 1.6 y 1.7 muestran claros rastros de licuación, en ellas se observa como material compuesto por agua y suelo emergió a la superficie, colándose por las grietas o fisuras formadas en la superficie debido al movimiento del terreno causado por el terremoto.



Fig 1.6 Vista aérea de un estadio en Christchurch con evidente manifestación de licuación (National Centers for Environmental Information (NCEI), 2015)



Fig 1.7 Licuación en zona residencial de Christchurch (van Ballegooy *et al.*, 2014)

1.1.3 Métodos para evaluar el potencial de licuación y falla del suelo

A lo largo de los años, investigadores de todo el mundo se han encargado de desarrollar diversos métodos que permitan estimar la susceptibilidad de cierta región a sufrir licuación; aunque no es el tema principal de la presente investigación, se ha decidido mostrar algunas de las metodologías más comunes para evaluar la potencial presencia de dicho fenómeno. A continuación se presenta una breve descripción de tres métodos.

1) Índice Máximo de Licuación (1987)

El Índice Máximo de Licuación (LSI, por sus siglas en inglés), es una medida del desplazamiento del suelo (en pulgadas). El LSI fue desarrollado por Youd y Perkins para representar el máximo desplazamiento horizontal de una falla del suelo ocasionado en pendientes suaves de depósitos fluviales del Holoceno, los cuales presentan una alta susceptibilidad a desarrollar licuación debida a un sismo (Hylland y Lowe, 1998).

Para seleccionar el ambiente geológico, el LSI se normaliza con respecto a las condiciones propias de cada sitio, principalmente el movimiento del terreno (Rosado, 2010). Este indicador toma en cuenta la distancia focal y la magnitud del sismo. La fórmula desarrollada para el cálculo del LSI es:

$$\log(LSI) = -3.53 - 1.60 \log(R) + 0.96M_w \quad (1.1)$$

Donde:

LSI es el índice máximo de licuación (en pulgadas)

R es la distancia focal (en km)

M_w es la magnitud del sismo

2) Mapeo del potencial deterioro del suelo debido a licuación (1978)

Se trata de un método cualitativo en el que se requiere la compilación de dos mapas que arrojarán un tercero. El primer mapa consiste en áreas de posible fallamiento del suelo. El fallamiento del suelo es una función de la sismicidad del área y el radio de ocurrencia de un sismo de intensidad suficiente como para causarlo, esto en una región con materiales susceptibles a la licuación. La información mínima requerida para hacer un mapa de posible fallamiento del suelo es la localización y frecuencia de la ocurrencia de sismos que igualmente tengan la magnitud y distancia desde su epicentro hasta las zonas en donde puede inducir licuación del suelo. El segundo mapa es de susceptibilidad a fallamiento del suelo, este se basa en la geología del lugar y la probabilidad de estos a presentar licuación (Rosado, 2010).

La combinación de un mapa con el reconocimiento de zonas geológicas susceptibles a licuación del suelo y el mapa de fallamiento darán como resultado un tercer mapa. Este último es el mapa de susceptibilidad de licuación, que era la relación que se quería encontrar. Debido a que el mapa generado es de tipo cualitativo, este método es tomado como un estudio previo que únicamente permite realizar una clasificación previa de la susceptibilidad del terreno de acuerdo al tipo de material que se tenga.

3) Método simplificado de Seed e Idriss (1971)

Los investigadores Harry Bolton Seed e Izzat M. Idriss, teniendo en cuenta que la resistencia a la penetración podía ser un parámetro indicativo del potencial licuable de suelos arenosos sueltos, se

basaron en los datos obtenidos en 126 casos, en los cuales se incluyeron resultados de pruebas SPT obtenidos desde 1964 tras la ocurrencia de los sismos de Alaska y Niigata para desarrollar el método simplificado. Este procedimiento compara los esfuerzos inducidos por un sismo en los estratos potencialmente licuables con los que el suelo puede resistir sin que ocurra licuación. Seed e Idriss justificaron su estudio teniendo en cuenta que la historia de esfuerzos cortantes cíclicos inducidos en un sismo, es una función no-lineal que depende de la interacción entre las características de una excitación y las características del sitio (geometría, estratigrafía, propiedades dinámicas del suelo, etc.). De acuerdo con esto, por lo general conviene hacer un análisis de respuesta sísmica del suelo para obtener el valor de estos parámetros útiles para el uso de este criterio. Aunque el método es ampliamente aceptado, este no hace uso de toda la información de campo disponible actualmente (Zapata, 2005).

CAPÍTULO 2

DAÑOS OBSERVADOS EN CONSTRUCCIONES DEBIDO A LICUACIÓN INDUCIDA POR SISMO

Con el objetivo principal de crear funciones de vulnerabilidad que dado un determinado asentamiento permitan estimar el daño esperado en alguna construcción, se realizó una búsqueda exhaustiva de sismos en los que se tiene registro de daños provocados por licuación del suelo y dentro de éstos se indagaron sobre construcciones que presentaron desplazamientos verticales (asentamientos). Todos los datos recabados están debidamente documentados en artículos, informes de reconocimiento y libros.

A continuación se presentan características, daños ocasionados y efectos de sismos que indujeron licuación del suelo. Todos los sismos desplegados se ordenan de forma cronológica.

2.1 SISMO DE NIIGATA, 1964

A las 13:01 (hora local) del 16 de junio de 1964, un sismo de M7.5 impactó las ciudades de Niigata y Yamagata, Japón, el mayor daño se concentró en la primera y en pequeños poblados cercanos al mar de Japón. El epicentro fue en la plataforma continental de la costa noroeste de Honshu, aproximadamente, a 50 km al norte de Niigata.

Los daños causados por el sismo se resumen en la Tabla 2.1.

Tabla 2.1 Daños ocasionados por el sismo de Niigata (Ohsaki, 1966)

Personas		Construcciones				
Fallecidas	Lesionadas	Colapsadas	Daño severo	Daño menor	Incendiadas	Inundadas
26	447	2,130	6,240	31,240	300	15,300

A pesar de la gran cantidad de terremotos que ocurren en Japón, este siniestro no se compara con ningún otro de magnitud similar haciendo referencia al número de personas fallecidas (afortunadamente muy pocas). En el informe de Kawasumi (1968) se menciona que esto se debió a que el sismo tuvo un origen submarino, la profundidad focal, determinada por la Agencia Meteorológica de Japón fue de 40 km; se informa que antes del sismo principal hubo uno de menor magnitud que permitió que la ciudadanía saliera de las edificaciones y se resguardara en lugares abiertos.

En los sismos de magnitud considerable que antecedieron al de Niigata, las construcciones de madera sufrieron los mayores daños, mientras que las de concreto reforzado permanecieron sin mayores deterioros. Sin embargo, en el terremoto de Niigata de 1964, ocurrió todo lo contrario, lo que hizo que se prestara atención únicamente a los daños que se tuvieron en construcciones de concreto reforzado (Ohsaki, 1966).

Debido a este sismo, alrededor de 340 edificios de concreto reforzado resultaron dañados como resultado de la severa licuación del suelo provocada por el movimiento del terreno (Yoshimi y Tokimatsu, 1977). En la fig 2.1 se observa un histograma que indica el asentamiento máximo de 140 edificios, la mayoría de ellos de tres o cuatro pisos. Cabe recalcar que ninguno de ellos se asentó más de 3.8 m.

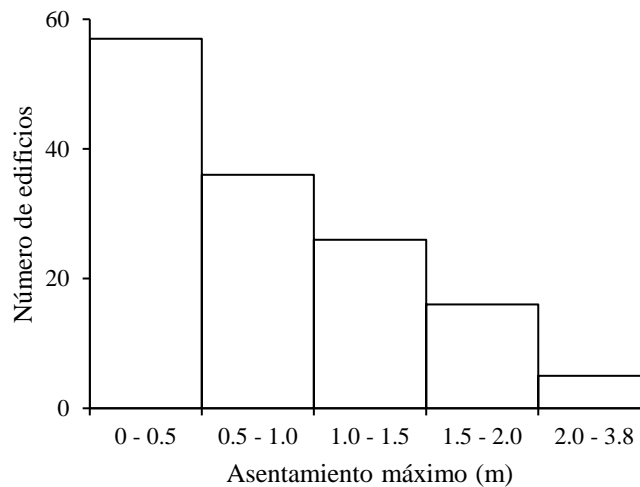


Fig 2.1 Asentamiento máximo de 140 edificios durante el sismo de Niigata (Yoshimi y Tokimatsu, 1977)

De los 340 edificios dañados por licuación, cerca de un tercio sufrieron algún tipo de daño en la superestructura, el resto de los edificios se asentaron, inclinaron o volcaron sin presentar daño alguno en la superestructura (Ohsaki, 1966). En las figs 2.2 y 2.3 se observa el caso más famoso de licuación en el mundo, el complejo de edificios en Kawagishi-cho, en el cuál varias edificaciones volcaron sin sufrir un solo daño estructural.

Cómo se observa en las fotografías de las figuras antes mencionadas, muchos edificios volcaron, por lo que se consideró de interés conocer la dirección en la que éstos se inclinaron debido al proceso de licuación del suelo. A causa de esto, se realizaron algunas investigaciones, arrojando que no existía alguna tendencia clara respecto a la dirección de inclinación de los edificios, y dicha variable era independiente de la localización del epicentro respecto al sitio donde se encontraba la edificación.



Fig 2.2 Volteo y asentamiento de departamentos en Kawagishi-cho (Abo, 2012)



Fig 2.3 Edificio sin daño en superestructura, volcado a causa de la licuación (Syracuse Media Group, 2015)

En un edificio generalmente existe un lado “pesado” y uno “ligero”, por lo que se podría imaginar que un edificio que se encuentra sobre suelo licuado tendería a inclinarse hacia su lado que tiene más peso. No obstante, en la realidad, las estadísticas indican que un edificio se inclina sobre su lado pesado en un 54% de los casos y sobre su lado ligero en un 46% de los casos.

En la figura 2.4 se tiene una vista de la calle Akashi, donde destaca un edificio de cuatro niveles con un severo asentamiento diferencial que lo hizo inclinarse alrededor de 20° sin presentar daño estructural alguno. En la figura 2.5 se observa el suelo que emergió a la superficie, claro indicio de licuación en la zona.



Fig 2.4 Edificio con asentamiento diferencial e inclinación (Past Niigata, 2015)



Fig 2.5 Evidencia de licuación afuera de la estación de policía de Higashi (Past Niigata, 2015)

2.2 SISMO DE LUZÓN, 1990

El 16 de julio de 1990 a las 16:26 (hora local), un fuerte terremoto de M7.8 tuvo lugar en la isla de Luzón, Filipinas, ubicada a 110 km al norte de la capital del país, Manila.

Este terremoto afectó un área aproximada de 20,000 km², y ocasionó enormes daños a edificios de concreto reforzado, casas de madera, caminos, terraplenes y puentes. Al menos 1,600 personas fallecieron a causa de este evento y sus réplicas, y cerca de 3,400 resultaron con lesiones de consideración (Tokimatsu *et al.*, 1994).

El impacto social generado por dicho terremoto fue catastrófico, cerca de 8,200 casas fueron destruidas totalmente y más de 15,000 presentaron algún tipo de daño (Sharpe, 1994). La reconstrucción de tres vías de comunicación importantes afectadas por el siniestro originó que fueran cerradas por cuatro meses, lo que provocó que la actividad económica de la región se viera debilitada. De esta misma forma, los servicios eléctricos, de agua y de telecomunicaciones estuvieron suspendidos por varios días, sin embargo, el mayor problema fue el suministro de agua potable que permaneció ausente por más de dos semanas.

Las regiones más afectadas por el sismo de Luzón fueron el área montañosa de la ciudad de Baguio y la Llanura Central, que se encuentra rodeada por las montañas Zambales, la Cordillera Central y la Sierra Madre. La ciudad de Dagupan, localizada al sur del Golfo de Lingayen resultó ser el área con mayores problemas a causa del fenómeno de licuación inducida por el sismo; el fenómeno también tuvo presencia en las localidades de San Fernando y Tarlac.

En la ciudad de Dagupan se presentaron sismitas y flujo lateral del suelo, lo que no deja lugar a dudas de la licuación que se presentó en la región. A lo largo de las avenidas principales, edificios de 2 a 10 pisos de altura, tuvieron asentamientos de más de un metro, con frecuencia dicho asentamiento se vio acompañado con inclinación de la estructura (Ishihara, Acacio y Towhata, 1993).

En la fig 2.6 se observa un edificio de concreto reforzado de tres niveles que presentó un asentamiento diferencial de aproximadamente 1 m y se inclinó cerca de 5°.



Fig 2.6 Asentamiento e inclinación de edificio en Boulevard Pérez (Orense, 2011)

En el área afectada por la licuación, la mayoría de los edificios sufrieron daños graves. Aunado a esto, gran cantidad de caminos pavimentados se vieron dañados y presentaron fisuras y grietas como resultado del desplazamiento lateral del suelo, asentamientos diferenciales del mismo y de edificaciones. Diversos tipos de instalaciones enterradas, como tanques de almacenamiento en gasolineras y drenaje, emergieron a la superficie como resultado de la licuación provocada por el sismo. Las tuberías de agua potable también se dañaron (Tokimatsu *et al*, 1994).

Hubo edificios donde el asentamiento fue uniforme, y la superestructura no sufrió ningún tipo de daño, por lo que, para rehabilitarlo, sólo se excavó el suelo que estaba alrededor de la edificación, para de esta forma igualar los niveles de piso y de terreno.

En las figs 2.7 y 2.8 se presentan casos de licuación severa en la ciudad de Dagupan. La primera es un edificio de tres niveles que tuvo un asentamiento diferencial y se inclinó; la segunda fotografía muestra al puente Magsaysay colapsado como resultado del desplazamiento lateral del suelo. Este puente cruza el río Pantal y era la principal vía de comunicación de la ciudad con sus alrededores; libra un claro de 20 m.



Fig 2.7 Edificio inclinado en Dagupan, Filipinas (Engineering Geology Ltd, 2015)



Fig 2.8 Puente Magsaysay colapsado por desplazamiento lateral del suelo (Bird y Bommer, 2004)

Otra ciudad dónde se tuvieron grandes destrozos fue Baguio, una localidad con una población que rebasaba 200,000 habitantes y ubicada en una región montañosa a unos 50 km del epicentro del temblor. En esta ciudad, hubo un extenso daño a pozos de agua debido a las deformaciones del suelo

causadas por la licuación. Varios edificios de concreto diseñados con el Código Uniforme de Construcción (UBC, por sus siglas en inglés) presentaron problemas (fig 2.9). Algunos de los factores que contribuyeron a que se tuvieran daños fueron que la cimentación falló debido al decremento de resistencia del suelo ocasionado por la licuación y el mal detallado del acero de refuerzo de columnas y vigas (Earthquake Engineering Research Institute (EERI), 1990).



Fig 2.9 Edificio de tres niveles con asentamiento diferencial, Baguio, Filipinas (The City of Baguio, 2003)

Realizando un recuento de los daños observados por licuación durante este sismo, se puede que la falla en la cimentación es la principal causa de asentamientos diferenciales en los edificios, lo cual puede incluso hacer que la construcción completa vuelque; este tipo de falla se presentó principalmente en edificios viejos.

El daño inducido por la interacción entre dos estructuras también fue común en este terremoto. Construcciones con inclinaciones importantes causaron daños severos a edificios adyacentes (fig 2.7), así como grandes asentamientos de edificios de varios niveles provocaron desplazamientos diferenciales a los inmuebles de menor tamaño y peso que se encontraban a su alrededor (Tokimatsu *et al.*, 1994).

2.3 SISMO DE NORTHRIDGE, 1994

El 17 de enero de 1994 tuvo lugar en California, Estados Unidos, un sismo que pasó a la historia de ese país por ser de los desastres naturales que más pérdidas económicas generó. El sismo de Northridge, ocurrió a la 04:30 (hora local) y de acuerdo a la estación sismológica de la Universidad de Berkeley tuvo una magnitud M6.7; la profundidad focal fue de 18.4 km. Los daños observados durante este sismo fueron muy variados, colapsaron puentes, hubo cientos de casas y edificios con

daños parciales o totales, los servicios públicos se vieron interrumpidos por varios días, numerosos deslaves y también daños ocasionados debido a licuación inducida por sismo.

En el informe editado por la Asociación de Reconocimiento Geotécnico de Eventos Extremos (1995) (GEER Association, por sus siglas en inglés) se indica que el terremoto provocó la muerte de 61 personas, muchas de ellas debido al colapso de edificaciones de tipo habitacional en el área de Northridge y Granada Hills. Las pérdidas económicas fueron bastante altas, con un aproximado de 13,000 a 15,000 MDD. El gobierno estima que 14,000 estructuras en 28 localidades resultaron dañadas por el terremoto, y cerca de 2,900 de esas construcciones sufrieron daños totales. Adicionalmente, este desastre dejó sin hogar a 414,000 familias que tuvieron que ser ubicadas de forma temporal en albergues.

A unos 50 km de distancia del epicentro del sismo, se presentaron los mayores indicios y daños ocasionados por licuación del suelo. En general, los efectos de la licuación (desplazamiento lateral y asentamientos) no dejaron daños de consideración tales como los que provocó el mismo movimiento fuerte del suelo. Los desplazamientos laterales afectaron diversos sistemas subterráneos, canales, estacionamientos, edificios de uso comercial y residencial, entre otras construcciones.

En el club de yates de King Harbor, en la playa Redondo, la licuación de arena ocasionó asentamientos en dos edificios y el desplazamiento lateral dañó severamente un camino pavimentado en la zona (fig 2.10a), así como diversos muros de contención y zonas de amarre de navíos. En la fig 2.10b además del daño al camino mencionado se incluye una fotografía que muestra la formación de sismitas en la misma zona.

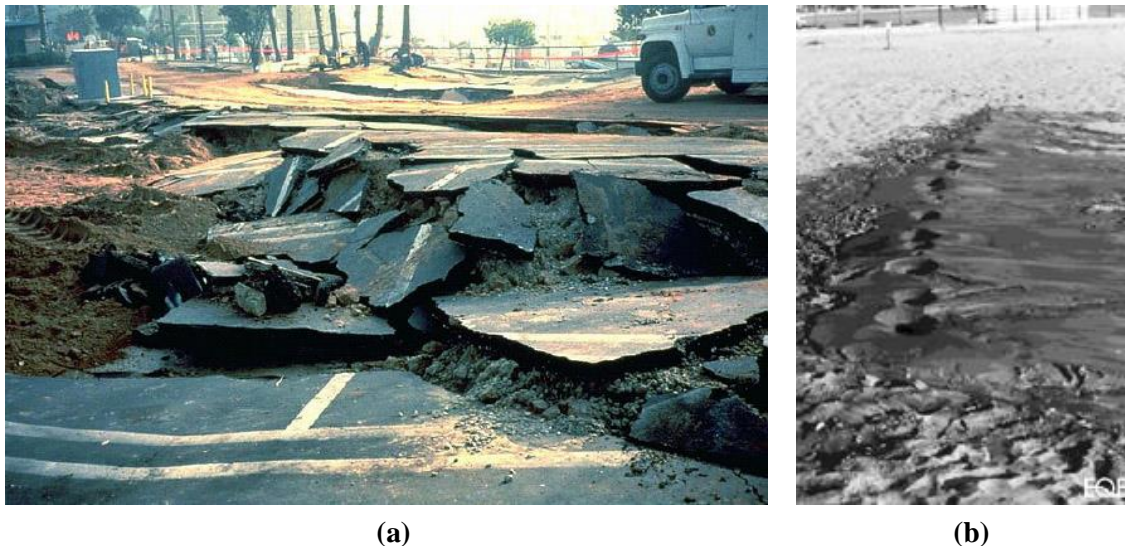


Fig 2.10 a) Camino en King Harbor afectado por licuación (EERI, 2015), b) sismitas en King Harbor (EQE, 1994)

Un ejemplo de asentamiento se observa en las siguientes dos imágenes, en ellas se ve el asentamiento del nivel de banqueta que rodea un edificio en el Valle de San Fernando, dicho asentamiento fue de entre 3.8 y 5.1 cm. Asentamientos de este tipo se observaron en varios edificios de la misma zona (Lew y Tran, 2012).



Fig 2.11 a) Acercamiento al asentamiento provocado por licuación del suelo, b) panorama abierto del mismo caso de estudio (Lew y Tran, 2012)

2.4 SISMO DE HYOGOKEN-NANBU, 1995

El sismo de Hyogoken-Nanbu del 17 de enero de 1995, con una magnitud M7.2, que impactó la ciudad de Kobe, Japón y el área que la rodea fue el terremoto más grande y desastroso que impactó esa región en el siglo XX. Ocasionó más de 6,000 muertes y alrededor de 30,000 personas lesionadas. Durante este sismo, el fuego también tuvo presencia, incinerando el equivalente a 70 manzanas.

Juntos, estos dos fenómenos destruyeron más de 150,000 edificaciones y dejaron sin hogar a aproximadamente 300,000 personas. La pérdida económica como resultado del temblor se calcula que alcanzó los 200,000 MDD (National Institute of Standards and Technology, 1996).

Aunque el fenómeno de licuación no cobró gran importancia como en el sismo de Luzón, si se vio presente, sobre todo en la zona portuaria de Kobe y en un par de islas artificiales del mismo sitio, isla Rokko e isla del Puerto. De acuerdo a Akai *et al.* (1995), dichas islas fueron construidas usando material que se encontraba cercano a la zona, como el granito, el cual es un material granular relativamente grueso con mucha susceptibilidad a licuarse si no se compacta de forma adecuada.

Los mayores daños por licuación ocurrieron en los márgenes de las islas antes mencionadas y fueron debido al desplazamiento lateral del suelo (fig 2.12), en el interior de las islas también se tiene registro de algunos asentamientos. A pesar de que los mayores efectos se concentraron en las islas artificiales, los efectos se extendieron, en menor medida, en algunos kilómetros a lo largo de la bahía. La principal evidencia de licuación consistió en la fractura de caminos pavimentados y sin recubrimiento, formación de algunos volcanes de arena y asentamientos. El fenómeno de licuación tuvo muy poca influencia en el daño observado en estructuras de la ciudad (Akai *et al.*, 1995).



Fig 2.12 Hundimiento y desplazamiento horizontal en muelle, debido a licuación (National Platform for Natural Hazards, 2015)

En las figs 2.13 y 2.14 se observan dos construcciones que se vieron afectadas por la licuación del suelo, en la primera se ve un edificio de aproximadamente 20 m de altura con asentamiento diferencial y evidente inclinación, sin presentar daño aparente en la superestructura. En la segunda imagen se observa un tanque de almacenamiento ubicado en la zona costera de la ciudad con una fuerte inclinación causada por la licuación ocurrida en el suelo principalmente arenoso de dicha región.



Fig 2.13 Edificio inclinado por falla del suelo a causa de licuación (Braile, 2003)



Fig 2.14 Tanque inclinado en zona costera de Kobe (National Platform for Natural Hazards, 2015)

Las zonas del centro de las islas Rokko y del Puerto, tuvieron asentamientos máximos de un metro, con un promedio de alrededor de 50 cm. Este asentamiento estuvo acompañado por la aparición de sismitas. En general, los asentamientos fueron claramente uniformes, con algunas excepciones donde se presentaron asentamientos de tipo diferencial. La mayoría de las estructuras se erigieron sobre una cimentación profunda, presumiblemente pilotes que se extienden hasta una capa de suelo con suficiente capacidad de carga para soportar la superestructura (Akai *et al.*, 1995).

En términos generales, este tipo de cimentación funcionó de forma adecuada y no permitió el asentamiento de los edificios por acción de la licuación del suelo. Como se observa en la fig 2.15, el suelo alrededor de las construcciones si se asentó, dejando ver de forma clara la magnitud de dicho desplazamiento vertical.

Como indica Akai *et al.* (1995), la inspección de la cimentación de algunos edificios, mostró un severo daño a los pilotes debido al desplazamiento lateral del suelo; fue evidente que dada la naturaleza del pilote (únicamente fue diseñado para resistir cargas verticales), los esfuerzos laterales terminaron por dañarlos de forma importante, incluso hubo casos donde los pilotes se fracturaron en su totalidad. Otras inspecciones a cimentaciones dañadas no revelaron fracturas a los pilotes, pero el desplazamiento lateral de la cimentación fue muy claro, llegando en los casos más graves a moverse más de 0.5 m.



Fig 2.15 Asentamiento de cerca de 30 cm alrededor de la terminal del ferry en Isla del Puerto (GEER Association, 1995)

2.5 SISMO DE KOCAELI, 1999

El movimiento telúrico de M7.4 impactó la ciudad de Kocaeli, Turquía, y la zona del noroeste de ese país el 17 de agosto de 1999 a las 03:02 (hora local). La región afectada por el sismo destaca por ser la principal zona industrial de Turquía además de concentrar la mayor densidad demográfica. De acuerdo a cifras oficiales proporcionadas por el gobierno turco, el terremoto causó la muerte de 17,127 personas, 43,953 personas presentaron lesiones y más de 250,000 habitantes resultaron damnificados. Aproximadamente 214,000 casas y 30,500 locales comerciales presentaron daños que van de ligeros a muy severos (United States Geological Survey-USGS, 2000).

De acuerdo al USGS (2000), la mayoría de las construcciones afectadas fueron edificios de concreto reforzado. El pobre desempeño de dichas edificaciones se debió a la mala calidad de los materiales empleados en la construcción y a la omisión en el cumplimiento del reglamento de construcción. De acuerdo al Banco Mundial, la pérdida económica que dejó el sismo de Kocaeli va de 3,000 a 6,500 MDD.

Edificios de diversas localidades, como Adapazari, Gölcük y Sapanca, tuvieron hundimientos ocasionados por la pérdida de resistencia del suelo. En las áreas donde ocurrieron los asentamientos se manifestaron volcanes de arena, desplazamiento lateral y gran cantidad de suelo arenoso que emergió a la superficie, lo que indica la presencia de licuación en la zona.

Quizá la ciudad más afectada por licuación provocada por el sismo fue Adapazari, capital de la provincia de Sakarya. Esta ciudad contaba (en 1999) con una población de cerca de 180,000 personas; está asentada sobre una planicie de reciente actividad fluvial provocada por la presencia de los ríos Sakarya y Çark. La densidad demográfica en Adapazari es alta, la mayoría de los edificios son de

reciente construcción y de concreto reforzado con una altura de entre 3 y 6 pisos, las edificaciones de mayor antigüedad son casas de 1 ó 2 niveles, de madera o ladrillo (Sancio *et al.*, 2004).

Como también se indica en el trabajo de Sancio *et al.* (2004), la cimentación típica de los edificios de Adapazari era demasiado robusta comparada con la cimentación comúnmente utilizada para edificios de condiciones similares en otras partes del mundo. Estas cimentaciones generalmente consistían en una losa de concreto reforzado de 40 cm de espesor rigidizada por traveses de liga de 30 cm de ancho y 100 ó 120 cm de altura espaciadas a cada 4 ó 6 m en ambas direcciones. Los huecos que se forman entre las traveses eran rellenos con suelo compactado y finalmente cubiertos con la losa de piso del edificio. El resultado era una cimentación rígida de aproximadamente 1.5 m de altura. La inclinación de estructuras después del sismo se atribuye en gran medida a la robustez de este tipo de cimentación que permite que el edificio se comporte como un cuerpo rígido.

En Adapazari, cientos de construcciones resultaron afectadas debido a la licuación del suelo; el fenómeno provocado por la cimentación rígida se observa en las figs 2.16 y 2.17. En la primera se observan un par de construcciones inclinadas hacia lados opuestos, dicha inclinación se debe a la licuación que se presentó en el suelo aluvial sobre el que se desplantan. En la segunda se aprecia una construcción de concreto reforzado de 6 niveles, misma que tuvo que ser demolida debido a que su pronunciada inclinación la hizo inhabitable.



Fig 2.16 Construcciones de cuatro niveles inclinadas a causa de la licuación del suelo (University of California, Davis campus, 2015)



Fig 2.17 Edificio de reciente construcción inclinado; no presenta daño en superestructura (University of California, Davis campus, 2015)

Otros ejemplos de edificios que sufrieron desplazamiento vertical con inclinación se observan en las figuras 2.18 y 2.19. Ambos edificios de uso habitacional volcaron debido a la pérdida de capacidad de carga del suelo y, aunque no tuvieron ningún daño en la superestructura, dada la inclinación de hasta 50° que experimentaron, quedaron inhabitables por lo que fueron demolidos.



Fig 2.18 Edificio de uso habitacional inclinado a causa de la pérdida de capacidad de carga del suelo por licuación (GEER Association, 1999)



Fig 2.19 Edificio volcado en Adapazari (USGS, 2000)

Además de los daños ya mostrados por el deterioro de la capacidad de carga del suelo, la licuación también se hizo presente ocasionando desplazamientos laterales en varias construcciones de Adapazari. En la fig 2.20a y 2.20b se observa un ejemplo de esto; en la primera se ve una estructura desplazada 31 cm en forma lateral. En la segunda, se ve una construcción con un desplazamiento

horizontal de aproximadamente 110 cm en dirección de un callejón, esta misma estructura se movió cerca de 55 cm en dirección perpendicular al movimiento antes descrito (Sancio *et al.*, 2004).



(a)



(b)

Fig 2.20 a) Desplazamiento lateral de una casa en Adapazari, b) desplazamiento lateral de más de un metro en propiedad de uso habitacional (Sancio *et al.*, 2004)

2.6 SISMO DE NISQUALLY, 2001

El sismo de Nisqually sucedió el 28 de febrero de 2001 a las 10:54 (hora local), e impactó la zona oeste del estado de Washington, Estados Unidos. El sismo de M6.8, tuvo epicentro a 18 km al noreste de Olympia, capital del estado, y a 58 km al suroeste de Seattle.

En el reporte emitido por la Universidad de Washington (2001), se informa que la pérdida de vidas humanas se limita a una persona, misma que sufrió un ataque al corazón que se atribuye al trauma ocasionado por el terremoto. Cerca de 400 personas resultaron lesionadas y requirieron asistencia médica. El gobierno estadounidense estimó la pérdida económica en 2,000 MDD. El daño a los edificios, puentes y servicios públicos fue muy variado a lo largo de la región y cambió de acuerdo a las condiciones locales del suelo. El daño sufrido por lo edificios fue principalmente de tipo no estructural. En términos generales la infraestructura de transporte y comunicaciones no sufrió averías, el único inconveniente se presentó en una torre de control del aeropuerto internacional de Seattle-Tacoma, que durante varias semanas tuvo que ser remplazada por una torre instalada temporalmente.

El fenómeno de licuación fue observado en distintas áreas, aunque destacó por su extenso daño en el área del Aeropuerto Internacional King County (fig 2.21) que es muy cercano al río Duwamish, en él, se presentaron grandes zonas donde la arena eyectada cubrió pistas y franjas adyacentes; de la misma forma, se presentaron hundimientos en el terreno cercanos a los 22 cm, algunos volcanes de arena también tuvieron presencia a un lado de la pista.



Fig 2.21 Vista aérea del extenso daño ocasionado, sobre la pista se observan fisuras y arena que emergió (Pacific Earthquake Engineering Research Center-PEER, 2015)

En el centro de Seattle se presentaron varios asentamientos ocasionados por la licuación del terreno, en términos generales no fueron muy severos y ninguno rebasó 15 cm. En las figs 2.22a y 2.22b se presenta el desplazamiento vertical de dos edificios de la zona.



(a)



(b)

Fig 2.22 a) Asentamiento de 1 cm en el cuartel general del Departamento de Bomberos de Seattle, b) asentamiento de cerca de 7 cm en un edificio de cuatro niveles (PEER Center, 2015)

Además de los asentamientos, la licuación también se manifestó en forma de desplazamientos laterales que dañaron múltiples lugares en el área de Olympia y Tumwater. Los más graves se produjeron en las orillas del lago Capitol, al sur de Olympia. En las figs 2.23a y 2.23b se presentan ejemplos de los daños causados.



(a)

(b)

Fig 2.23 a) Desplazamiento lateral en las cercanías del lago, b) camino severamente dañado a causa del desplazamiento lateral del suelo licuado (University of Washington, 2001)

2.7 SISMO DE NIIGATA-CHUETSU OKI, 2007

El sismo de Niigata-Chuetsu Oki con una $M6.6$ ocurrió el 16 de julio de 2007 a las 10:13 (hora local) y fue acompañado por una secuencia de réplicas de menor magnitud. El epicentro del terremoto se ubicó a 70 km de Niigata en la costa oeste de Honshu, Japón, y tuvo una profundidad focal de 10 km. Principalmente afectó la ciudad de Kashiwazaki y las localidades de Iizuna y Kariwa donde se registró la máxima intensidad sísmica, el daño ocasionado por este desastre se estima que fue de 5,000 MDD.

De acuerdo con el informe de reconocimiento de Global Risk Miyamoto (2007), el sismo ocasionó que 10 personas perdieran la vida y 1,339 presentaran lesiones. En cuanto al daño ocasionado a las construcciones, 908 edificaciones resultaron destruidas o tuvieron un daño severo. En total, más de 10,000 edificios resultaron con daños de distinto grado. Después del siniestro, el gobierno japonés tuvo que implementar albergues para ayudar a los miles de damnificados.

Como se indica en la investigación del USGS (2007), hubo gran daño a instalaciones de gas, agua y electricidad. El servicio eléctrico estuvo interrumpido sólo durante el mismo día del evento; sin embargo, no se tuvo agua potable hasta una semana después, por lo que el gobierno nipón estuvo distribuyendo agua a las comunidades afectadas.

El fenómeno de licuación del suelo tuvo un impacto considerable, aunque no se asemeja a los daños apreciados 43 años antes en la misma región. En este caso, la licuación se observó desde la parte sur del puerto de Kasashima hasta la localidad de Shiya, y en la parte norte de la planta nuclear de Kashiwazaki-Kariwa. La mayoría de los daños observados se presentaron en zonas cercanas a los ríos U y Sabaishi, donde puentes y caminos resintieron la pérdida de fuerza del suelo.

En las cercanías del río Sabaishi hubo una extensa presencia de licuación que se vio reflejada en desplazamientos laterales, asentamientos diferenciales, falla de terraplenes y destrucción de caminos.

En las figuras 2.24a y 2.24b, se observa el asentamiento del terreno (aproximadamente 10 cm) lo que provoca la impresión de que una alcantarilla emerge de la tierra; asimismo se observa un camino peatonal arruinado por el desplazamiento lateral del suelo a causa de la licuación.



(a)



(b)

Fig 2.24 a) Alcantarilla que sobresale, a su alrededor el suelo presentó licuación, b) camino afectado debido al desplazamiento lateral del suelo (USGS, 2007)

En el camino a la planta incineradora de Kashiwazaki se presentaron más daños ocasionados por licuación de arenas. Entre otros problemas presentados en dicha vía, la falla de un terraplén ocasionada por el desplazamiento lateral del suelo ocasionó que el camino quedara totalmente devastado. En la figura 2.25a se observa la falla relatada, el desplazamiento vertical máximo que se tuvo fue de 2.8 m. En la segunda imagen puede verse otra parte del acceso a la planta con un grave daño.



(a)



(b)

Fig 2.25 a) Falla en el camino que conduce a la planta incineradora de Kashiwazaki producto del desplazamiento lateral del terreno, b) acceso a la planta con daño severo (USGS, 2007)

En las figs 2.26 y 2.27 se observan un par de estructuras sin daño en superestructura ocasionado por licuación, sin embargo, el suelo adyacente a ellas si sufrió un severo asentamiento de entre 30 y 40 cm. Este fenómeno fue muy común debido a que la mayoría de los edificios de la región son cimentados a base de pilotes que se hincan en un estrato resistente que no es susceptible a presentar dicho fenómeno.



Fig 2.26 Edificio sin daño aparente, el suelo alrededor de él se asentó (USGS, 2007)



Fig 2.27 Edificio con leve inclinación y presencia de licuación en terreno adyacente (Global Risk Miyamoto, 2007)

2.8 SISMO DE PISCO-CHINCHA, 2007

El 15 de agosto de 2007, a las 18:40 (hora local) un sismo de M8.0 impactó la región de la costa central de Perú. El epicentro se localizó a 45 km al noroeste de la ciudad de Chincha, la profundidad focal fue de 39 km. El terremoto ocasionó extensos daños en las ciudades de Pisco, Ica, Cañete y Chincha, incluso tuvo alto impacto en Lima, capital del país sudamericano, ubicada a 150 km del epicentro.

En el trabajo de Elnashai *et al.* (2008) se indica que el Instituto Nacional de Defensa Civil de Perú (INDECI) reportó que el número de vidas humanas que se perdieron fue de 519. Casi 55,000 viviendas colapsaron y 21,000 tuvieron algún daño. En la Tabla 2.2 se hace una recapitulación de las afectaciones ocasionadas por el temblor.

Tabla 2.2 Pérdidas ocasionadas por el sismo de Pisco-Chincha (Elnashai *et al.*, 2008)

Personas		Viviendas		Escuelas		Centros de salud	
Lesionadas	Fallecidas	Dañadas	Destruidas	Dañadas	Destruidas	Dañados	Destruidos
1,844	519	20,958	54,926	511	73	111	11

Aunado a las pérdidas presentadas en la tabla anterior, tres puentes también resultaron afectados a causa del sismo.

Este sismo generó una amplia cantidad de fallas debidas a la licuación del terreno. Dentro de los daños más representativos se encuentra un desplazamiento lateral que se extendió por más de 3 km, ruptura de tuberías de agua potable y drenaje, inclinación de torres de energía eléctrica que se

encontraban sobre suelo licuado, interrupción del uso de instalaciones portuarias, varios terraplenes dañados por desplazamiento lateral y asentamientos de casas en distintos barrios de la región. Además de los indicios antes mencionados, la ocurrencia de licuación en la zona fue confirmada por la aparición de sismitas en la superficie del terreno y arena húmeda que emergió de las grietas que se formaron por el sismo.

Un caso importante de licuación se presentó en la provincia de Canchamaná donde dicho fenómeno se manifestó en forma de desplazamiento lateral del terreno afectando un área de 3 km², aproximadamente. Tal vez la exhibición más representativa de desplazamiento lateral se dio en la autopista Panamericana, donde un terraplén colapsó y afectó dicho camino (fig 2.28a); cerca de éste suceso se encontraron volcanes de arena de más de 2 m de diámetro (fig 2.28b).



(a)



(b)

Fig 2.28 a) Tramo de la autopista Panamericana dañado a causa de la licuación del suelo, b) volcán de arena en la misma zona donde ocurrió el daño al camino (GEER Association, 2007)

En el informe de GEER Association (2007) se expone el caso de licuación en el noroeste de la localidad de Tambo de Mora. Dicha zona se encuentra sobre suelos aluviales con presencia casi superficial del nivel freático. La licuación tuvo lugar en prácticamente toda la localidad presentando pequeños asentamientos y pequeñas porciones de eyección de arena; sin embargo, el daño más grave se concentró en un tramo de cerca de 300 m sobre la calle Alfonso Ugarte. A lo largo de éste, cada casa (todas de un solo nivel) tenía al menos 30 cm de asentamiento, llegando a tener desplazamientos verticales de 90 cm (figs 2.29a, 2.29b); además de los marcados asentamientos, una gran cantidad de arena se coló adentro de las viviendas dejándolas inhabitables. Contrario a las dos primeras figuras, en la fig 2.29c si hubo un daño demasiado grave a la superestructura ocasionado por el asentamiento.



(a)



(b)



(c)

Fig 2.29 a) Casa de un nivel con asentamiento de cerca de 90 cm en la calle Alfonso Ugarte, b) asentamiento de 80 cm, se observa gran cantidad de arena que emergió y se coló adentro de la casa, c) casa con daño estructural y asentamiento de 70 cm en Tambo de Mora (GEER Association, 2007)

Otros daños ocasionados se presentaron en la zona del Puerto General San Martín, donde la aparición de sismitas, desplazamiento lateral del orden de 50 cm y asentamientos de hasta 80 cm afectaron las instalaciones (GEER Association, 2007). La mayor parte de los daños ocasionados por este sismo se debieron al fenómeno de la licuación inducida por el terremoto (desplazamientos laterales y asentamientos) y no a la misma sacudida del terreno.

2.9 SISMO DE PADANG, 2009

El 30 de septiembre de 2009, a las 17:16 (hora local), un intenso terremoto de M7.6 ocurrió en la costa oeste de Sumatra, Indonesia; la profundidad focal fue de 80 km. El epicentro se localizó a 45 km de la ciudad costera de Padang. Una réplica de M6.2 ocurrió 22 minutos después, y le siguió un tercer movimiento de M6.8, que se presentó a 225 km al sureste de Padang. Esta cadena de movimientos ocasionó gran destrucción en los distritos de Padang y Pariaman.

En la evaluación del daño descrita por Numada *et al.* (2010), se establecen las cifras oficiales de los destrozos ocasionados. Se confirmaron 739 personas fallecidas y 296 desaparecidas y presumiblemente sin vida. Un total de 863 personas presentaron lesiones graves y 1,356 sólo golpes leves. En materia de vivienda, 121,679 casas tuvieron daños graves llegando incluso a colapsar, 52,206 tuvieron daños moderados y poco más de 57,000 viviendas tuvieron daños menores; alrededor de 250,000 familias se quedaron sin hogar.

Licuación en distintos grados se presentó en algunos sitios de Padang, esto se atribuye a depósitos aluviales compuestos de sedimentos sueltos con alto contenido de arena. Aunado a esto, la ciudad de Padang se encuentra en una franja costera donde prácticamente el nivel freático está a nivel de suelo.

De acuerdo a Tohari, Sugianti y Soebowo (2011), el desplazamiento lateral y asentamiento del suelo ocurrió en áreas muy pobladas cercanas a la costa, el principal daño que se observó se presentó en infraestructura de comunicaciones (caminos, autopistas y puentes). Muchos edificios, localizados cerca del puerto, experimentaron movimientos en su cimentación debido al asentamiento del suelo. En la fig 2.30a se muestra un ejemplo de este tipo de falla, en ella se ve un edificio de cuatro niveles con evidente falla en las columnas ocasionadas por la licuación del terreno. En las cercanías del edificio en cuestión, se observaron grandes cantidades de arena muy fina que emergió de entre las grietas del suelo.

El asentamiento del suelo no se presentó únicamente en edificios de varios niveles, también se mostró en distintos vecindarios donde las casas no rebasan los dos pisos de altura, y en la mayoría, sólo tenían un nivel. En ellas, el asentamiento fue aún más crítico que en el edificio presentado con anterioridad, alcanzando en muchos de los casos a rebasar los 100 cm, dejándolas inhabitables. En la fig 2.30b se presenta un ejemplo de lo comentado.



(a)



(b)

Fig 2.30 a) Daño en columnas del primer nivel debido al asentamiento del suelo, b) vivienda de mampostería con asentamiento de casi 1 m, ocasionado por licuación (Tohari, Sugianti y Soebowo, 2011)

En las figs 2.31a y 2.31b se observan ejemplos de licuación del suelo en otra casa de un nivel ubicada en la localidad de Perumdam, en ella se observa que el exceso de presión de poro hizo que el suelo emergiera a la superficie y provocara el rompimiento de la losa de piso.



(a)



(b)

Fig 2.31 a) Grave daño ocasionado por licuación, el suelo levantó la losa de la vivienda, b) mismo tipo de daño, aunque en menor medida

También la infraestructura de servicios públicos presentó daños ocasionados por licuación del suelo, un ejemplo de esto se dio en las instalaciones de agua potable, donde un asentamiento de entre 20 y 30 cm ocasionó que la planta de tratamiento de Gunung Pangilun estuviera sin funcionar 10 días. Dentro de los daños ocasionados, se tienen 2 unidades de aceleración inclinadas y algunas pipas y contenedores rotos (Earthquake Engineering Field Investigation Team-EEFIT, 2009).

2.10 SISMO DE MAULE, 2010

El 27 de febrero de 2010, a las 03:34 (hora local) un devastador terremoto de M8.8 ocurrió en la parte sur-central de Chile, específicamente en las cercanías de la costa de Maule. El foco del sismo tuvo una profundidad de 35 km. Una gran cantidad de réplicas se presentaron después del movimiento principal, la más importante ocurrió 20 minutos después y tuvo una M6.2. Los efectos del movimiento abarcaron una región muy extensa, desde Valparaíso (en el norte) hasta Temuco (en el sur chileno).

El terremoto ocasionó un tsunami que azotó la costa de este país, destruyendo localidades cercanas e incrementando el número de víctimas y daños ocasionados. El sismo de Maule se atribuye a la colisión de las placas tectónicas de Nazca y de Sudamérica que se mueven entre 65 y 80 mm por año. El terremoto y el posterior tsunami ocasionaron cerca de 600 muertes y una pérdida económica de 30,000 MDD (Verdugo, 2012).

El fenómeno de licuación estuvo presente en una gran cantidad de territorio afectado por el terremoto. La gran cantidad de sedimentos de río que forman el suelo de la costa chilena y la larga duración del movimiento telúrico contribuyeron para que este fenómeno tuviera lugar; Valparaíso, Viña del mar, Arauco, Concepción y Lebu fueron algunas de las ciudades donde se presentó este fenómeno. En las cercanías del epicentro, la licuación observada fue mínima, resultando más afectada la zona sur (con respecto al epicentro) del territorio chileno (GEER Association, 2010a).

En la ciudad de Concepción hubo clara evidencia de licuación en áreas de terreno prácticamente plano o con una pendiente muy suave. En la zona de condominios Brisas del Sol, se tiene el registro de 5 casas que se asentaron debido a la licuación del suelo, en la fig 2.32 se presenta un caso.



Fig 2.32 Casa de un par de niveles con desplazamiento lateral y asentamiento diferencial ocasionados por el suelo licuado (Verdugo, 2012)

La comunidad de San Pedro La Paz, ubicada al sur de Concepción y muy cercana al río Bío, fue otra de las afectadas por la licuación del suelo. En esta zona fue común que la arena emergiera entre las juntas de concreto de las guarniciones (fig 2.33a) e incluso se colara adentro de las casas. Una gran cantidad de casas también tuvieron hundimientos diferenciales sin presentar daño estructural (fig 2.33b), lo que sugiere que la cimentación falló.



(a)



(b)

Fig 2.33 a) Arena suelta en las aceras de San Pedro La Paz, b) asentamiento diferencial en casa de dos pisos en la misma localidad (Mendoza, *et al.*, 2011)

Aun cuando la licuación no fue la principal causa de los daños sufridos en viviendas en el sismo de Maule, los reportes indican que este fenómeno afectó aproximadamente 200,000 casas y dejó cerca de 4,000 MDD en pérdidas (Mendoza *et al.*, 2011).

Las vías de comunicación también se vieron muy afectadas a causa de la licuación que afectó vías férreas (fig 2.34) dejándolas intransitables debido al hundimiento del terreno y el desplazamiento lateral que sufrieron. La mayoría de los puentes revisados después del sismo exhibieron asentamientos y desplazamiento lateral.



Fig 2.34 Vías férreas con asentamiento y desplazamiento lateral (Verdugo, 2012)

El puente Juan Pablo II, que atraviesa el río Bío, fue el más afectado por el fenómeno de licuación (figs 2.35a y 2.35b). Después del sismo, se manifestaron importantes asentamientos diferenciales que se hicieron más evidentes en la cubierta. La primera pila del puente colapsó debido a las cargas generadas por el desplazamiento lateral. Mediciones topográficas posteriores al siniestro señalaron que en promedio las 15 pilas que soportan el puente se asentaron 0.5 m, el asentamiento más grande fue de 1.8 m, seguido de 1.1 y 0.9 m (Verdugo, 2012).



Fig 2.35 Asentamiento diferencial en el puente Juan Pablo II (Verdugo, 2012)

Muchos silos y tanques elevados sufrieron daños provocados por el terremoto. Mientras muchas de esas estructuras fallaron debido al fuerte movimiento del terreno, unas más fallaron debido a que su cimentación se vio afectada por la licuación del terreno. En la fig 2.36a se observa un tanque en Arauco que tuvo el problema antes mencionado. En la fig 2.36b un par de depósitos salieron a la superficie como consecuencia de la extensa licuación que se tuvo en la localidad de San Fernando. Dichos problemas se presentaron también en Chillán y Lebu.



(a)

(b)

Fig 2.36 a) Tanque inclinado debido a la falla de su cimentación, b) depósitos subterráneos que emergieron como causa de la licuación del suelo (GEER Association, 2010)

2.11 SISMO DE MEXICALI, 2010

El 4 de abril de 2010, a las 15:40 (hora local), ocurrió un terremoto de M7.2 a 47 km de la ciudad de Mexicali, Baja California, México. Este evento tuvo una profundidad focal de 10 km y su epicentro se localizó entre las montañas de El Mayor y Cucapah, de ahí que también sea conocido como el sismo de Sierra El Mayor-Cucapah. Se trató del mayor sismo registrado en la región bajacaliforniana desde 1892. La región donde ocurrió el sismo se ubica en la vecindad de la frontera entre las placas tectónicas del Pacífico y Norteamérica, que se mueven hacia el noroeste a una velocidad de 45 mm/año (Jaimes *et al.*, 2010).

El sismo causó el fallecimiento de dos personas y dejó cientos de lesionados. El daño se presentó en sistemas de irrigación, plantas de tratamiento de agua, edificios, puentes, terraplenes y caminos. La licuación se extendió a lo largo de todo el valle de Mexicali, dejando campos de trigo y heno completamente sumergidos bajo agua y destruyendo varios canales de riego en la región dedicada principalmente a la agricultura (GEER Association, 2010b).

El alto índice de licuación en la zona se debió a que el territorio del valle de Mexicali está dentro de la región fisiográfica del delta del río Colorado. De acuerdo con las cartas publicadas por el Servicio Geológico Mexicano, la litología corresponde a sedimentos del Holoceno, material sumamente propenso a licuarse (Jaimes *et al.*, 2010).

El fenómeno de licuación se presentó en la región del valle de Mexicali (México) y también impactó el valle Imperial (Estados Unidos), ambos lugares, únicamente separados por la barrera fronteriza, tienen la particularidad de que se encuentran muy cercanos a cuerpos de agua y son terreno propicio para presentar licuación; cabe resaltar que los daños más importantes se presentaron en la parte sur de la frontera entre estos dos países.

Dejando de lado las afectaciones a los sembradíos de trigo y heno, en el valle de Mexicali existieron dos sitios donde se presentaron los mayores daños ocasionados por la licuación del suelo, el puente San Felipito y los edificios de la Facultad de Ciencias Administrativas de la Universidad Autónoma de Baja California (UABC).

Se le llama puente San Felipito a dos puentes que atraviesan el río Colorado, uno es de tipo ferroviario (Sonora – Baja California) y el otro es para el uso de automóviles (Carretera Luis B. Sánchez – El Faro). Ambos puentes resultaron dañados debido a la licuación del suelo, sin embargo los daños fueron distintos por las diferencias de cimentación de cada uno, al material empleado para su construcción y a la antigüedad de cada uno. El puente ferroviario (construido en 1962) presentó daños ocasionados por el desplazamiento lateral del suelo, mismo que afectó las columnas que lo soportaban y ocasionó que un tramo del mismo colapsara (fig 2.37a). De manera temporal ese tramo del puente se reforzó con vigas metálicas para evitar que el ferrocarril detuviera su paso debido al desperfecto sufrido.

El puente carretero fue construido en 2001, como remplazo a un antiguo puente que cruzaba la misma zona. Estructuralmente, el puente consiste una cinta asfáltica que se apoya en seis ejes formados por cuatro pilas de concreto reforzado (cada uno) de 2m de diámetro, dichas pilas sólo sufrieron algunas pequeñas grietas (alrededor de 1 mm de espesor) debido al movimiento del terreno; sin embargo, se asentaron en promedio 0.5 m, mismos que se muestran en la fig 2.37b. El asentamiento de las pilas fue resultado de la pérdida de capacidad de carga del terreno ocasionada por la licuación del mismo (GEER Association, 2010b).



Fig 2.37 a) Tramo colapsado debido al desplazamiento lateral en el puente ferroviario San Felipito, b) puente San Felipito (carretero) con asentamientos diferenciales en las pilas que lo soportan (GEER Association, 2010b)

En resumen, un par de estructuras con sólo unos metros de separación entre ellas experimentaron distintos problemas asociados a la licuación del terreno, una tuvo desplazamientos laterales y la otra presentó asentamientos diferenciales.

Otro caso de asentamientos por la presencia de licuación fue la Facultad de Ciencias Administrativas de la UABC. El sitio consiste en cuatro edificios idénticos de 4 pisos de altura estructurados a base de marcos de acero, un edificio de tres niveles y un puente peatonal; se encuentran construidos sobre sedimentos jóvenes de origen aluvial y sin consolidar. El nivel freático es prácticamente superficial debido a la cercanía del río Nuevo (GEER Association, 2010b).

En el patio principal y las áreas alrededor de los edificios aparecieron volcanes de arena (fig 2.38a). El asentamiento del terreno ocasionó grietas y asentamientos en las losas de piso y guarniciones alrededor de las construcciones; al interior de las edificaciones hubo separación de muros de la losa de piso, también se presentó daño en techos y en marcos de las puertas, los cuales presentaron distorsiones. En un edificio se observó un desplazamiento vertical de más de 20 cm, además de un desplazamiento lateral que alcanzó 10 cm; en otras dos construcciones el asentamiento máximo registrado fue de 15 cm (fig 2.38b).

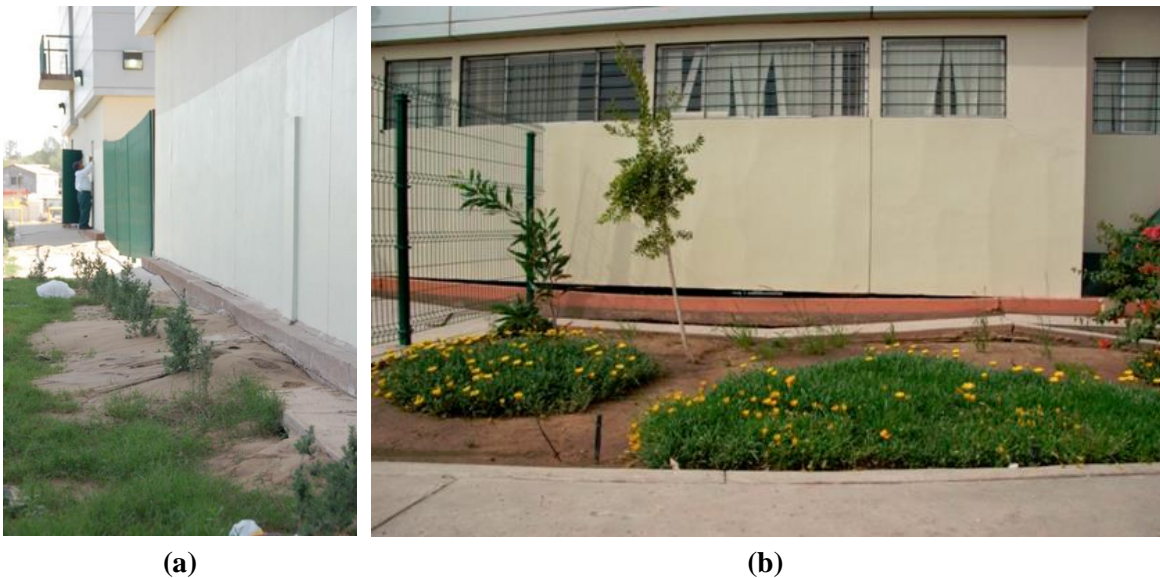


Fig 2.38 a) Volcanes de arena en el perímetro de los edificios de la UABC, b) daño a losa de piso ocasionado por licuación del suelo (GEER Association, 2010b).

Muchas otras estructuras, sobre todo de tipo residencial, presentaron diversos daños provocados por la licuación, algunas exhibieron intensas fracturas debido al desplazamiento lateral del terreno, muchas de ellas, quedaron irreparables y en gran riesgo de colapsar. El asentamiento de las viviendas asociado a la pérdida de capacidad de carga del suelo también provocó severos daños en el valle de Mexicali. En la villa de Oaxaca se tiene el caso de una vivienda de dos niveles con un asentamiento uniforme de 1 m (fig 2.39a); por otra parte, en la misma localidad se tiene una construcción de sólo

un nivel con marcado asentamiento diferencial e inclinación de la estructura (fig 2.39b). Incluso cuando el daño en este tipo de estructuras llegó a ser de moderado a grave, el colapso se presentó en muy pocas ocasiones, por lo que el número de personas lesionadas en zonas residenciales fue mínimo.



(a) **(b)**
Fig 2.39 a) Vivienda con asentamiento uniforme de cerca de 1 m (GEER Association, 2010b)
b) inmueble en el valle de Mexicali asentado por licuación del suelo (Jaimes *et al.*, 2010)

En la región del valle Imperial, California los daños asociados a la licuación del suelo principalmente afectaron caminos, sistemas de riego y canales. Se presentaron desplazamientos laterales, grietas en el suelo, asentamientos diferenciales y volcanes de arena. Un ejemplo de estos problemas es el canal de riego de Lyons Road que se vio afectado por el desplazamiento lateral del suelo (fig 2.40).



Fig 2.40 Canal de riego con daño grave ocasionado por desplazamiento lateral del suelo (GEER Association, 2010b)

2.12 SISMO DE DARFIELD, 2010

El sismo de Darfield ocurrió el 4 de septiembre de 2010 a las 04:35 (hora local) y tuvo una magnitud de M7.1, azotó la región de Canterbury en la isla sur de Nueva Zelanda. El epicentro se localizó en el área de Darfield a cerca de 40 km al oeste de la ciudad de Christchurch. La profundidad focal fue de 10.9 km. Afortunadamente, no se reportaron muertes de personas asociadas al sismo, y únicamente dos personas resultaron con lesiones menores. Después del principal movimiento se registraron al menos 9 réplicas con magnitudes superiores a 5.0 grados Richter.

El número tan bajo de personas lesionadas se atribuye a que el sismo ocurrió de madrugada, y por ende, las oficinas y otros edificios públicos donde se realizan actividades estaban desocupados; además, a pesar de que la magnitud del sismo fue grande, la intensidad del movimiento en las regiones más pobladas de Canterbury no fue alta, aunado a esto Nueva Zelanda puede ostentarse de tener uno de los códigos de construcción más modernos y con una aplicación rigurosa en todas sus construcciones (EERI, 2010).

En lo que ocupa al tema de los daños ocasionados en infraestructura por acción del sismo, en el informe de la GEER Association (2010c), se menciona que el daño fue extenso en edificios de mampostería simple. También se propagó a infraestructura de telecomunicaciones, y zonas de tipo residencial, donde de manera particular, se observó el fenómeno de licuación del suelo, presentándose pérdida en la capacidad del mismo y desplazamientos laterales. Los costos totales de los daños ocasionados por el sismo de Darfield se estiman en 3,000 MDD; un gran porcentaje de estos daños se asocia a la intensa licuación que se presentó.

Los mayores daños debido a la licuación del suelo ocurrieron en la ciudad de Christchurch (principalmente en los suburbios de la parte este del centro de la ciudad, aunque también tuvo presencia en áreas al norte y sur de la misma), en Kaiapoi y en las cercanías del río Waimakariri. Christchurch está situada sobre depósitos del holoceno; también existen varios cuerpos de agua en sus alrededores, destacando los ríos Avon y Heathcote. En el este de la ciudad el nivel freático es más profundo que en otras zonas (cerca de 5 m); en la zona costera ronda los 1.5 m de profundidad (GEER Association, 2010c).

Es bien conocido que los mayores daños en la ciudad se debieron al fenómeno de la licuación del suelo inducida por el terremoto y no a la misma sacudida del suelo. Las áreas con el daño más severo fueron aquellas que se encontraban cerca de cuerpos de agua, como ríos, arroyos o zonas de pantano. Los efectos causados por este fenómeno fueron muy cambiantes, ya que en distancias relativamente cortas (50 a 100 m) pasaban de ser muy severos a ser bajos o incluso a ni siquiera manifestarse.

En diversos vecindarios de Kaiapoi se presentaron graves daños ocasionados por la licuación del suelo. En las figs 2.41 a y b, se observa una casa de un nivel que se inclinó debido a que el suelo

perdió su capacidad de carga, aunado a esto, tuvo un desplazamiento lateral de poco más de un metro, la propiedad quedó en condiciones inhabitables después de este siniestro.



(a)



(b)

Fig 2.41 a) Grave asentamiento e inclinación de una residencia en Kaiapoi, b) desplazamiento lateral de 1.2 m en la misma propiedad (GEER Association, 2010c)

En las zonas aledañas a la estación del tren de Kaiapoi también se presentaron daños asociados a la licuación del suelo; en la vía del tren, el desplazamiento lateral ocasionó que esta tuviera que ser remplazada debido a que se presentaron desplazamientos de más de 1 m llegando a ser en los tramos más críticos de 3.5 m aproximadamente.

En el Centro de Información de Kaiapoi (antes oficinas de la estación del tren), la licuación del suelo ocasionó que la estructura se inclinara (fig 2.42), el asentamiento máximo en esta construcción fue de 70 cm.



Fig 2.42 Vista noroeste del Centro de Información de Kaiapoi (GEER Association, 2010c)

La mayoría de las casa de las zonas residenciales de Christchurch tuvieron afectaciones por la vasta licuación del suelo. En las figs 2.43a y 2.43b se observan enormes daños ocasionados por el desplazamiento lateral del suelo, en algunos casos llegando a ser de más de 1 m de longitud. Contrario a lo señalado en la fig 2.41, en estos dos casos la propiedad no presentó asentamiento, cabe destacar que en la primera vivienda el daño por desplazamiento lateral se propagó hasta la superestructura, separando la parte correspondiente a la cochera de la propiedad misma.



(a)



(b)

Fig 2.43 a) Daño a residencia, al fondo se observa cómo el desplazamiento lateral se extendió hasta la superestructura b) desplazamiento lateral en la localidad de Pine Beach (GEER Association, 2010c)

Un sitio emblemático de la región es la escuela e iglesia de St. Paul, que se encuentra en la localidad de Dallington. La iglesia de St. Paul fue severamente dañada por el movimiento del terreno aunado a la intensa licuación que se presentó en la zona. El terremoto ocasionó que la iglesia se fraccionara en dos, resultando esto en una parte que se inclinó cerca de 4° en dirección sur y la otra 2° hacia el oeste (fig 2.44). La estructura presentó varios asentamientos de tipo diferencial, se reportaron desplazamientos verticales pequeños (4 cm), siendo el más grande de 46 cm (GEER Association, 2010c).



Fig 2.44 Inclinación y asentamiento en la iglesia de St. Paul (GEER Association, 2010c)

El desplazamiento lateral del suelo ocasionó que la iglesia sufriera la fractura que la seccionó en dos partes. En otras zonas de la ciudad se presentaron daños por licuación aunque en menor medida, instalaciones del puerto, algunos puentes y coladeras tuvieron daños menores por la licuación del suelo. Es importante señalar que ningún hospital o centro de salud presentó daño alguno ya sea por licuación inducida por el sismo o por el mismo movimiento del terreno.

2.13 SISMO DE CHRISTCHURCH, 2011

El sismo de Christchurch del 22 de febrero de 2011, ocurrido a las 12:51 (hora local) tuvo una $M6.3$ y es el que más daños ocasionó a Nueva Zelanda en toda la historia del país oceánico. El epicentro del sismo se localizó cerca de Lyttelton, a unos 10 km al sureste del centro de Christchurch; la profundidad fue de 5.9 km. El terremoto provocó la muerte de 181 personas y miles más tuvieron algún tipo de lesión.

El temblor provocó graves daños en miles de construcciones residenciales y comerciales, además de una gran parte de la infraestructura de servicios de la ciudad; caminos y puentes también presentaron daños. Un aspecto característico del sismo de Christchurch fue la severidad con la que se presentó la licuación del suelo y la gran área cubierta por este fenómeno (fig 2.45).



Fig 2.45 Licuación en zona residencial de Christchurch (NCEI, 2015)

La licuación presentada en éste sismo fue mayor a la que aconteció unos meses antes en el temblor de Darfield. El desplazamiento lateral asociado a la licuación del terreno, se exhibió en diversas escalas, ocasionando en edificaciones del Centro de Negocios (CBD, por sus siglas en inglés) asentamientos uniformes o diferenciales acompañados de inclinación de inmuebles. La licuación tuvo mayor severidad en las zonas residenciales del este del CBD, esto se debió a que el movimiento en dicha zona fue más intenso por la proximidad con el epicentro del temblor, otro factor fue que el nivel freático es muy cercano a la superficie del terreno, además, la composición del suelo lo hace terreno con alta susceptibilidad a licuarse.

Se estima que la licuación afectó a por lo menos 15,000 viviendas, la mayoría de ellas con daños menores. Este fenómeno también tuvo un gran impacto en infraestructura de servicios y otras estructuras, particularmente puentes y servicios subterráneos (GEER Association, 2011a).

En las zonas residenciales de Christchurch y Kaiapoi hubo graves daños a viviendas y caminos. Se presentaron enormes volcanes de arena y gran cantidad de arena saturada emergió de entre las grietas del suelo provocando que prácticamente todas las calles quedaran cubiertas (figs 2.46a y 2.46b); los daños observados en dichas imágenes se presentaron prácticamente en todas las calles de la ciudad.

Los suburbios más afectados por la licuación fueron Avonside, Dallington, Avondale, Burwood y Bexley. El suelo en estos sitios está formado por depósitos fluviales de arena suelta y limo. En los primeros 5 a 6 metros de profundidad se encuentra material en estado completamente suelto (GEER Association, 2011a). En la fig 2.47 se observa una casa de un nivel ubicada en la región norte de Kaiapoi, dicha propiedad se había visto afectada con anterioridad por la licuación inducida en el sismo de Darfield; el sismo de Christchurch provocó un asentamiento de 40 cm aproximadamente, además de que la superficie se cubrió completamente de material eyectado. Con respecto al sismo de unos

meses atrás, la cantidad de arena que emergió producto de la licuación del suelo fue considerablemente mayor.

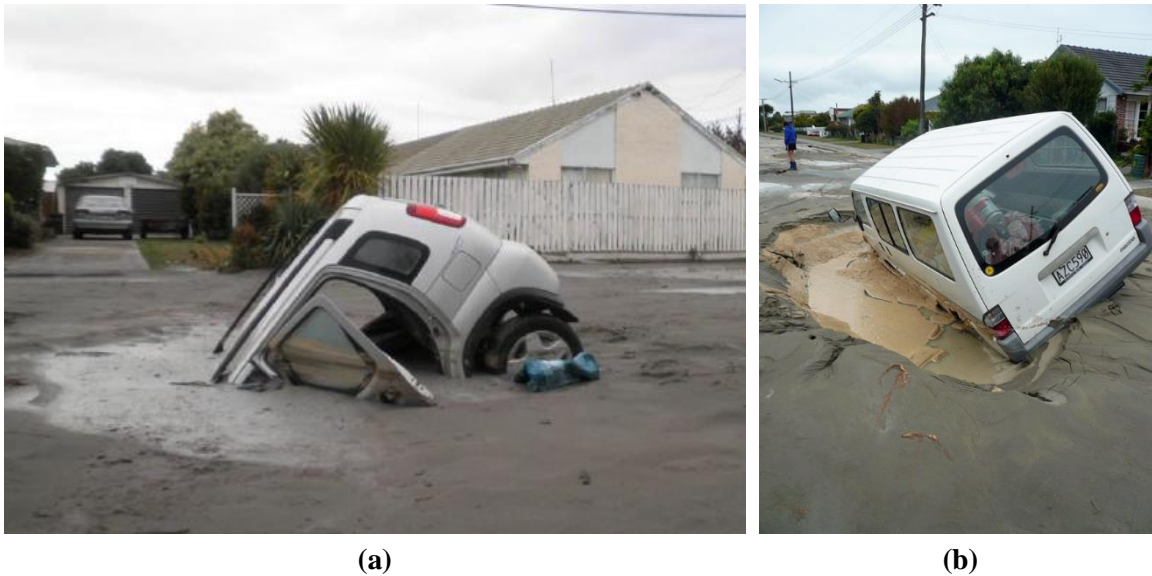


Fig 2.46 a) Intensa licuación del suelo en suburbio (GEER Association, 2011a), b) afectación en camino debido a la licuación del suelo (NCEI, 2015)



Fig 2.47 Casa en Kaiapoi con asentamiento de 40 cm producto de la licuación del suelo, a su alrededor se observa gran cantidad de material eyectado (GEER Association, 2011a)

La zona del CBD resultó gravemente dañada por la licuación del suelo, principalmente los sitios cerca del río Avon (corre a lo largo de la ciudad). Este fenómeno afectó a varios edificios; el asentamiento diferencial, desplazamiento lateral de las cimentaciones, inclinación y pérdidas de capacidad de carga fueron algunos de los problemas que desencadenó este fenómeno. En el CBD se alojan alrededor de

3,000 edificios de los cuales un tercio de ellos tuvieron que ser demolidos a causa del daño excesivo provocado por los sismos de Darfield y Christchurch.

En las figs 2.48a y 2.48b se tiene un mini complejo de tres edificios idénticos de tres niveles con una cochera en la planta baja, la cimentación que los soporta es de tipo superficial. En la primera imagen se ve cómo el edificio que se encuentra en primer plano no sufrió daño alguno, sin embargo en los edificios subsecuentes el daño se incrementó de forma gradual, llegando a niveles bastante severos en la tercera construcción, donde el asentamiento diferencial fue de cerca de 40 cm y se inclinó 3° aproximadamente. En el perímetro de las construcciones se observó material arenoso que emergió de la superficie, claro indicador de la licuación del suelo.



Fig 2.48 a) Asentamiento e inclinación en edificio de tres niveles, b) material eyectado producto de la licuación del suelo inducida por el sismo (GEER Association, 2011a)

En el sur de la ciudad, en la intersección de las calles Madras y Armagh, diversos edificios resultaron con daños por la extensa licuación que provocó asentamientos diferenciales y desplazamientos laterales. El edificio mostrado en la fig 2.49 tiene tres pisos y su cimentación es de tipo superficial, misma que se asentó de forma diferencial haciendo que la estructura se inclinara alrededor de 2° . Aunado a la inclinación, la edificación se desplazó lateralmente aproximadamente 15 cm; el edificio también presentó grietas en la parte este de la construcción y en la zona posterior de la misma, producto del desplazamiento lateral del suelo. En la zona donde se encuentra existió una gran cantidad de arena eyectada a través de las grietas del suelo.

El edificio de la fig 2.50 se encuentra en la misma zona sur de Christchurch; se trata de una construcción de seis pisos cimentada sobre zapatas aisladas de 2.4 m x 2.4 m y 0.6 m de profundidad. El asentamiento que sufrió el edificio fue incrementándose gradualmente, partiendo de los 4 cm hasta llegar a los 29 cm en parte más crítica, el asentamiento promedio del edificio fue de 25 cm. Debido a

las distorsiones provocadas el edificio presentó grietas y un grado de daño que, tras ser evaluado, resultó incosteable para su reparación por lo que fue demolido, misma suerte que corrió el edificio de la fig 2.49 (GEER Association, 2011a).



Fig 2.49 Edificio de tres pisos con inclinación aproximada de 2° (GEER Association, 2011a)



Fig 2.50 Edificio con asentamiento diferencial de hasta 29 cm (GEER Association, 2011a)

En la zona de Kilmore, existen gran cantidad de edificios cuya cimentación se basa en pilotes, en general el fenómeno de licuación no los impacta en gran medida, únicamente el terreno adyacente a la construcción sufre asentamiento, dando la impresión que el edificio emergió. Sin embargo, existieron algunos que sí presentaron daños ocasionado por el desplazamiento lateral del suelo a causa de la licuación del mismo. En la fig 2.51 se tiene el caso de un edificio de 6 pisos el cual se asentó de 17 a 30 cm. El grave daño sufrido por la construcción también se propagó a los servicios que se

encuentran subterráneos como agua, drenaje y algunas instalaciones eléctricas. La superestructura no tuvo ningún daño.



Fig 2.51 Edificio cimentado sobre pilotes con marcado asentamiento diferencial (GEER Association, 2011a)

Para la comunidad científica e ingenieril el aprendizaje que dejó este temblor va más allá del evento por sí sólo, y se analizó observando muy de cerca los efectos causados por el sismo ocurrido en Darfield tan sólo cinco meses atrás. Se pudieron hacer comparaciones de los niveles de licuación del suelo, la variación en el comportamiento y respuesta de las construcciones durante estos dos sismos, así como de las réplicas que siguieron a cada uno. El sismo de Christchurch dejó, además, el material necesario para mejorar en los rubros de ingeniería estructural, geotécnica y de riesgo el código de construcción neozelandés.

2.14 SISMO DE TOHOKU, 2011

El 11 de marzo de 2011, a las 02:46 (hora local) ocurrió uno de los más grandes sismos de los que se tenga registro (M9.0). Dicho temblor tuvo lugar cerca de la costa este de Honshu, Japón, la profundidad focal fue de 30 km. Inmediatamente después de finalizado el movimiento sísmico, un gran tsunami impactó el país nipón causando un grave daño a la infraestructura, particularmente a la planta nuclear de Fukushima Daiichi. Las autoridades japonesas confirmaron el deceso de casi 16,000 personas, el 90% de ellas fallecieron a causa del terrible tsunami que azotó la costa.

El fenómeno de licuación tuvo presencia en las localidades que se encuentran en el norte y noreste de la bahía de Tokio y en comunidades cercanas a los ríos Tone y Naka. Principalmente los suelos que se licuaron estaban compuestos por material de relleno y depósitos aluviales.

La licuación fue extensa y causó graves daños en construcciones “ligeras” de tipo residencial y en comercios pequeños. El nivel de asentamiento e inclinación de las estructuras antes mencionadas fue mucho más grande de lo esperado de acuerdo a la experiencia adquirida en otros sismos (GEER Association, 2011b)

En las figs 2.52 a y b se tiene el ejemplo de dos construcciones en la localidad de Kamisu, que se asentaron e inclinaron (2° a 3°) a causa de la pérdida de capacidad de carga del suelo, sin embargo no mostraron daños en la superestructura.



(a)

(b)

Fig 2.52 a) Inclinación de vivienda en Kamisu, b) asentamiento e inclinación en construcciones de uso habitacional (GEER Association, 2011b)

Los asentamientos causados por la licuación fueron muy cambiantes en una misma región. Las diferencias en los niveles de asentamiento parecen tener relación con la fecha en la que se realizaron los rellenos de terreno. Los materiales eyectados no tuvieron diferencia alguna en cada sitio de la región. Un patrón de asentamiento para los edificios con cimentaciones superficiales que tuvo bastante regularidad fue que el suelo alrededor de la construcción se hundió (fig 2.53), exhibiendo la cimentación y provocando en algunos casos que el edificio se inclinara (GEER Association, 2011b).



Fig 2.53 Acera con asentamiento de al menos 30 cm, el edificio de la derecha sufrió asentamiento diferencial e inclinación (GEER Association, 2011b)

En el puerto de Kashima también se tuvieron daños ocasionados por la licuación del terreno (fig 2.55a). En el puerto de Hitachinaka el daño que se tuvo no fue continuo, y se limitaba sólo a algunos segmentos del muelle. La parte del muelle de la fig 2.55b sufrió graves daños debido al desplazamiento lateral del suelo. Esta área, además de licuación, fue impactada por el tsunami que acompañó al terremoto. Otros puertos inspeccionados no presentaron daños de consideración.



Fig 2.55 a) Depresión en el puerto de Kashima ocasionada por la licuación del suelo, b) desplazamiento lateral en el puerto de Hitachinaka (GEER Association, 2011b)

En la ciudad de Kamisu se observó el caso de una turbina que produce energía eólica que tuvo afectaciones ocasionadas por la intensa licuación de aquella zona (fig 2.46), la cimentación de la turbina es a base de pilotes; dicho elemento tuvo una inclinación de casi 2° . En los alrededores de la zona se encontraron volcanes de arena.



Fig 2.56 Turbina eólica con inclinación de 1.6° (GEER Association, 2011b)

Los daños ocasionados fueron plasmados en mapas que indican los desastres presentados en diversos sitios. Los máximos desplazamientos laterales que se registraron a causa del sismo excedieron los 2.6 m. Otros daños asociados a la licuación inducida por el sismo son la ruptura de tuberías subterráneas de agua y gas y alcantarillas que emergieron. En la ciudad de Kashima una planta de tratamiento de aguas sufrió grave daño ocasionado por el desplazamiento lateral del suelo.

2.15 SISMO DE SÁMARA, 2012

El sismo de Sámara (pequeño poblado de la provincia de Guanacaste), Costa Rica, ocurrió el 5 de septiembre de 2012 a las 08:42 (hora local), fue sentido en toda Centroamérica. El epicentro del sismo de M7.6 se localizó a 10 km fuera de la costa de Sámara y tuvo una profundidad de 14.2 km. El sismo ocurrió como resultado de la constante interacción que se tiene entre las placas de Cocos y la Caribeña, mismas que se encuentran debajo de territorio costarricense. Después del terremoto de abril de 1991 puede ser catalogado como el segundo más fuerte sucedido en aquel país.

En la investigación realizada por Linkimer *et al.* (2013) se indica que el Consejo de Gobierno de Costa Rica valoró en 42 MDD los costos de los daños en infraestructura pública y viviendas. Ocurrieron daños en 15 carreteras nacionales, 38 puentes, 33 edificios de salud (entre hospitales, clínicas y equipos básicos de atención general) y 1990 viviendas (en su mayoría con daños parciales). También se reportaron daños en cinco líneas de transmisión y siete subestaciones eléctricas.

En contraste con el sismo de 1991 en la localidad de Limón, Costa Rica, el de Sámara provocó relativamente menos daños asociados con la licuación del suelo. El sismo de 1991 ocurrió en la zona este del país centroamericano, donde el suelo está formado principalmente por sedimentos que consisten en arenas sueltas y saturadas que se encuentran en las cercanías de la costa, terreno propenso al fenómeno de licuación. Por otra parte, el sismo de Sámara se presentó en la costa oeste costarricense, en donde el suelo está mayormente formado por rocas sedimentarias y depósitos aluviales de reciente origen. Los precedentes mencionados explican los relativamente pocos daños ocasionados por la licuación del suelo en este terremoto.

A pesar de que las condiciones geológicas no son las ideales para que se presente licuación, hubo varios lugares donde se observaron indicios claros de la presencia de dicho fenómeno. En las playas Pochote y Garza (figs 2.57a y 2.57b.), se observaron asentamientos y grandes grietas ocasionadas por el desplazamiento lateral. En algunos casos, las grietas mostraron anchos de hasta 30 cm y 1.5 m de profundidad (GEER Association, 2013). En esta zona no hubo daño a construcción alguna.



Fig 2.57 a) Desplazamiento lateral en la playa Pochote, como referencia de la profundidad se tiene a un hombre, b) desplazamiento lateral asociado a la licuación del suelo en playa Garza (GEER Association, 2013)

En la ciudad de Puntarenas, se vio dañado el edificio de la Capitanía del Puerto, dicha construcción es relativamente pequeña y tiene una cimentación superficial. Toda la estructura se comportó como si se tratara de un cuerpo rígido y se inclinó producto de la licuación del suelo (fig 2.58). Se estima que la estructura se asentó entre 50 y 75 cm. La edificación está soportada por 9 zapatas aisladas, con dados cuadrados de 30 cm. Cada zapata presentó un evidente cráter alrededor de ella; en la zapata del centro de la construcción, el cráter alcanzó los 2.6 m de ancho y 0.6 m de profundidad (figs 2.59a y 2.59b) (GEER Association, 2013).



Fig 2.58 Asentamiento diferencial (entre 50 y 75 cm) del edificio de la Capitanía del Puerto (GEER Association, 2013)



(a)



(b)

Fig 2.59 a) Daño a cimentación del edificio de la Capitanía del Puerto, b) zapata interior con licuación del suelo en su alrededor (GEER Association, 2013)

Aunado a los daños expuestos anteriormente, algunas tuberías de agua potable y drenaje se fracturaron debido al desplazamiento lateral del suelo.

En la región de Puerto Caldera se presentaron una serie de asentamientos en la zona costera y en los muelles, mismos que no representaron mayores conflictos para continuar con su operación diaria. En un almacén de aquella ciudad, las columnas mostradas en las figs 2.60 se encuentran sobre pilotes hincados en un estrato firme sin posibilidad de licuarse. Sin embargo, la losa de piso sí presentó asentamiento diferencial de 70 a 100 mm de profundidad; la losa no mostró ninguna grieta por la que se pudiera colar material arenoso (GEER Association, 2013).



(a)



(b)

Fig 2.60 a) Asentamiento del suelo de 70 mm aproximadamente, la columna permaneció ajena a dicho fenómeno debido a que cimentó sobre pilotes, b) panorámica del almacén en Puerto Caldera (GEER Association, 2013)

CAPÍTULO 3

PARÁMETROS Y CLASIFICACIÓN DE LOS DAÑOS OBSERVADOS

La base de datos de construcciones que presentaron asentamiento ocasionado por la licuación del suelo se generó a partir de la revisión de informes de reconocimiento de los principales sismos con evidencia del fenómeno (como los exhibidos en el capítulo anterior), artículos relacionados con el tema de licuación, libros e informes fotográficos. Los datos recuperados debían cumplir una serie de indicadores mínimos que permitieran categorizarlos para posteriormente poderlos utilizar en el proceso de realización de las curvas de vulnerabilidad.

En la Tabla A.1 del Anexo de la investigación que se realiza, se presentan las construcciones que mostraron daño ocasionado por la licuación del suelo. En ella se incluyen datos del evento sísmico que provocó la licuación, tales como: fecha, lugar de ocurrencia y la magnitud expresada en grados Richter; asimismo se muestra el número de niveles de la edificación. Los parámetros más importantes de la base de datos creada y que permiten categorizarla de mejor manera, son el tipo de cimentación de la estructura, el desplazamiento vertical que sufrió (asentamiento) y la inclinación del inmueble ocasionada por la pérdida de capacidad de carga del terreno.

El tipo de cimentación de las estructuras se dividió en tres clases: cimentación flexible, cimentación rígida y cimentación a base de pilotes, mismas que serán definidas más adelante. En aras de obtener curvas de vulnerabilidad lo más apegadas al comportamiento real de las construcciones, no se estimó ningún valor de asentamiento o inclinación en la base de datos, como se sugiere hacer en algunos trabajos anteriores relacionados al tema de daños por licuación. Al utilizar datos debidamente documentados se reduce la incertidumbre que genera la estimación de los mismos.

En el cuerpo del capítulo se detallan los parámetros mencionados anteriormente, además, se establecen los estados límite de falla de las estructuras y se exponen algunas características de los datos recopilados.

3.1 TIPOS DE CIMENTACIÓN

La cimentación constituye el elemento intermedio entre la superestructura y el terreno natural que permite transmitir las cargas que soporta al suelo subyacente, de modo que no rebase la capacidad portante del mismo, y que las deformaciones producidas en éste sean admisibles para la estructura (López y López, 1999).

Siempre es construida bajo el nivel de terreno natural, esto es para incrementar la estabilidad de la edificación. De acuerdo a Jamal (2014), un objetivo primordial de las cimentaciones es transmitir las cargas de la estructura sobre un área de soporte amplia que permita a su vez a ésta distribuir las de

manera segura al suelo sobre el que se desplantan. Al hacerlo de esta forma, disminuye el riesgo de que la edificación presente asentamientos diferenciales.

Diversos investigadores han clasificado a las cimentaciones en dos grandes grupos: superficiales y profundas. Dentro de las cimentaciones superficiales, en este trabajo se proponen dos categorías para subdividir las, por lo que en total se tendrán tres tipos de cimentación, que permitirán organizar los datos recabados:

- cimentación superficial flexible
- cimentación superficial rígida
- cimentación profunda a base de pilotes

3.1.1 Cimentaciones superficiales

Las cimentaciones superficiales son aquellas que transmiten las cargas de la estructura a un estrato de suelo poco profundo, el cual es capaz de soportar el peso total de dicha edificación. De acuerdo con BRANZ's Seismic Resilience (2015a), una cimentación superficial es aquella en la cual la distancia de la superficie de terreno al punto más bajo de la cimentación es menor a cinco veces el ancho de la misma. Las cimentaciones que no cumplan con esta especificación serán consideradas como profundas.

En general tienen un desempeño muy bueno en sitios donde el terreno está conformado por suelos duros, o en aquellos donde se tiene una capa gruesa de grava natural que recubre los suelos débiles. Para sitios con suelos pobres, resulta más económico mejorar el suelo y utilizar cimentaciones superficiales que implementar el uso de pilotes para cimentar la estructura. Este tipo de cimentaciones son susceptibles a cualquier efecto sísmico que altere el contorno del suelo, tales como asentamientos o desplazamientos laterales, así como a los que modifiquen la capacidad de carga del terreno, como el fenómeno de licuación. Las cimentaciones superficiales se dividen en flexibles y rígidas.

a) Cimentaciones flexibles

Como cimentaciones flexibles se tendrán a todos los tipos de zapatas, ya sean aisladas, corridas o perimetrales. Las zapatas se encargan de distribuir las cargas de la superestructura, incluyendo fuerzas sísmicas. Comúnmente son diseñadas como un bloque uniforme, que se complementa con la losa de piso. En otros casos, son diseñadas como una serie de zapatas continuas o no, que soportan muros, columnas o castillos y otras partes de la estructura (BRANZ's Seismic Resilience, 2015a).

Las cimentaciones flexibles constituyen por mucho, el tipo de cimentación más común, debido a su bajo costo y a la facilidad para construirlas. Son utilizadas principalmente en estructuras pequeñas o medianas, como viviendas de uno o dos niveles, se ocupan en sitios con condiciones de suelo buenas; incluso pueden ser utilizadas en estructuras de mayor tamaño siempre y cuando las condiciones del suelo sean excepcionales o se desplanten sobre una base de roca. A principios del siglo pasado este tipo de cimentaciones eran construidas a base de mampostería; para construcciones pequeñas tenían

un desempeño muy bueno, sin embargo, para construcciones de mayor tamaño, la cimentación se volvía más pesada y grande, por lo que se optó por probar otros materiales para su elaboración.

El concreto reforzado fue la solución al problema que se tenía, ya que tiene un mejor desempeño, es más económico, durable y fácil de construir. Aunado a esto, las zapatas de concreto son mucho más delgadas y pequeñas que las antiguas, por lo que el volumen de excavación que se realiza también es menor. En la actualidad todas las zapatas son hechas de concreto reforzado. En la fig 3.1 se observan ejemplos de cimentaciones flexibles.

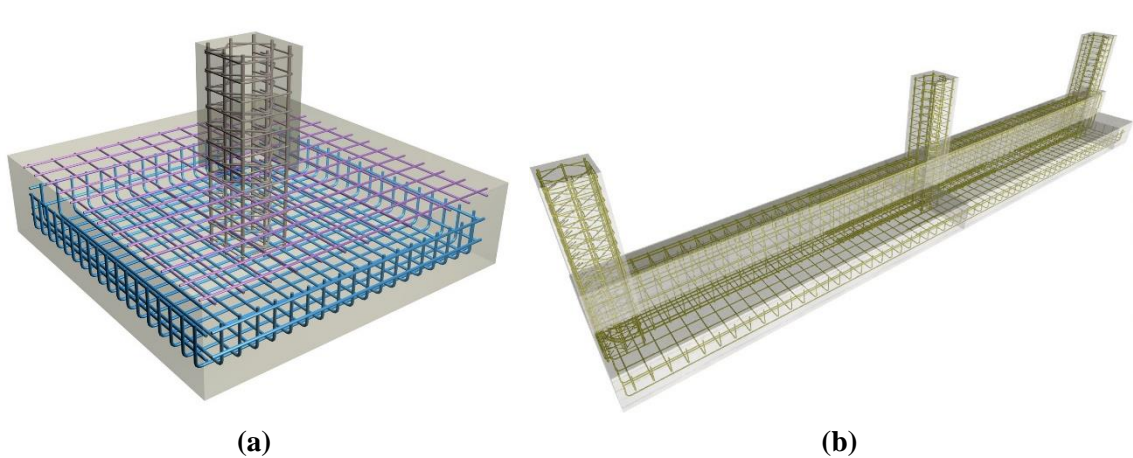


Fig 3.1 Ejemplos de cimentación flexible, a) zapata aislada, b) zapata corrida (Building How, 2015)

b) Cimentaciones rígidas

Las cimentaciones rígidas son muy utilizadas tanto en estructuras de uso habitacional como comercial. Las de tipo residencial consisten en una losa de concreto (muchas veces más gruesa que una losa de piso tradicional), reforzada con gran cantidad de acero; dicha losa abarca la totalidad del área de la estructura o una gran parte de ella.

Las cimentaciones rígidas resultan ser una alternativa de cimentación más económica que las zapatas cuando estas abarcan más del 50% del área a cimentar. De manera típica, una cimentación rígida se compone de la losa y una serie de columnas o muros distribuidos uniformemente. La principal ventaja de una cimentación rígida es la capacidad de librar puntos donde el suelo no tiene la suficiente capacidad de carga y de esta forma reducir los asentamientos diferenciales (Kimmerling, 2002).

Para proyectos que se desplantarán sobre suelos relativamente débiles o estructuras ligeras, las cimentaciones rígidas constituyen una alternativa muy económica para resolver este problema. En algunos casos, este tipo de cimentación se ocupa como sótano en edificios de gran altura. En términos generales se conocen dos tipos de cimentaciones rígidas para construcciones pequeñas o medianas, en la primera (fig3.2a) se tiene la losa de concreto y sobre ella sobresalen traveses de liga que proporcionan rigidez al conjunto; por otra parte está la cimentación de tipo tradicional (fig 3.2b) en

la cual únicamente se encuentra la losa y de ella sobresalen los dados sobre los cuales se apoyarán las columnas de la edificación. El proceso constructivo de este tipo de cimentación es muy sencillo.

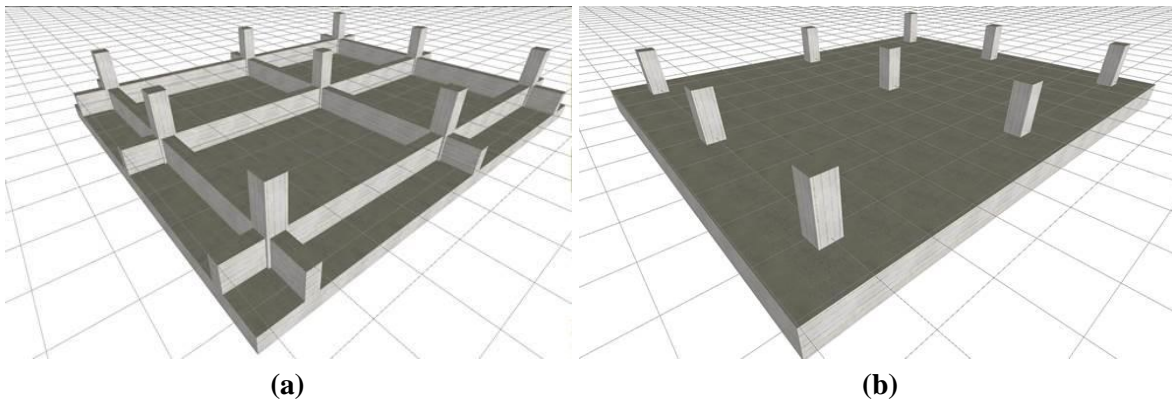


Fig 3.2 Cimentaciones rígidas para construcciones pequeñas o medianas, a) cimentación rígida con trabes de liga, b) cimentación rígida de tipo simple (Building How, 2015)

En edificios de tipo comercial, una cimentación rígida involucra realizar una excavación profunda y utilizar una gran cantidad de concreto reforzado. En construcciones altas, este tipo de cimentación llega a tener varios metros de profundidad con gran cantidad de refuerzo (fig 3.3), debe de ser diseñada cuidadosamente para asegurar que las cargas de la superestructura sean transmitidas de forma íntegra al terreno (BRANZ's Seismic Resilience, 2015a).

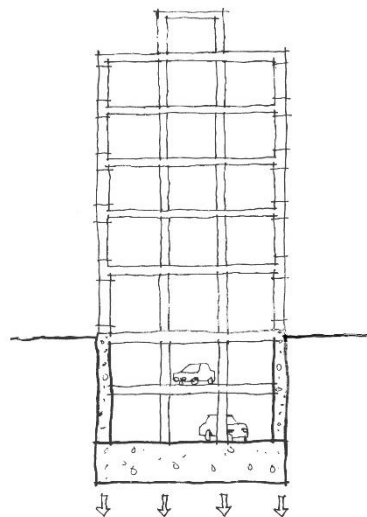


Fig 3.3 Cimentación rígida utilizada en edificios altos (BRANZ's Seismic Resilience, 2015a)

3.1.2 Cimentaciones profundas

Las cimentaciones profundas son de utilidad cuando la capacidad de carga del suelo cercano a la superficie es insuficiente para soportar las cargas de la superestructura que se le impondrán, por lo

que, mediante el uso de este tipo de cimentación, las cargas serán transmitidas a estratos de mayor profundidad que tengan una capacidad de carga alta.

El tipo de cimentación profunda más común son los pilotes (fig 3.4), ellos se encargan de distribuir las cargas generadas en la estructura (incluyendo a las fuerzas sísmicas), de forma vertical a un estrato de suelo firme, muchas veces roca. Los pilotes son muy utilizados en edificios de gran altura; la fricción de los pilotes ayuda a reducir las cargas laterales en la estructura. Un punto en contra de este tipo de cimentación es que son susceptibles a sufrir algunos efectos provocados por un movimiento sísmico, tales como: desplazamiento lateral y asentamientos diferenciales, asociados al fenómeno de licuación del suelo (BRANZ's Seismic Resilience, 2015b).



Fig 3.4 Hincado de pilotes prefabricados (CFT & Asociados S.L., 2013)

En materia de cimentaciones profundas para construcciones de tipo residencial, los pilotes pueden resultar una buena alternativa en terrenos donde el suelo de la superficie es pobre. Para este tipo de estructuras es común que los pilotes sean de madera, en otros casos son perfiles de acero tipo I que se hincan de manera vertical, generalmente a profundidades mayores a 10 m.

3.2 ASENTAMIENTO E INCLINACIÓN

El daño estructural que experimenta un edificio durante un sismo se observa principalmente en la distorsión de entrepiso ocasionada por fuerzas internas, esto produce pérdida de la capacidad de carga de los elementos, provocando en muchos casos, que la construcción pierda su funcionalidad. Para el caso de la presente investigación, no es importante conocer el daño que se sufrió en términos estructurales (grietas y/o colapsos de elementos importantes), ni tampoco en elementos no estructurales (fachadas, instalaciones, mobiliario y equipo, etc.), ya que se enfoca en la cuantificación del hundimiento uniforme o diferencial e inclinación de construcciones debido a la licuación del terreno.

Una parte importante para el desarrollo de esta investigación es conocer el nivel de desplazamiento vertical (asentamiento) e inclinación que ha sufrido alguna construcción a causa de la licuación del suelo provocada por un movimiento sísmico. Ambos parámetros se encuentran muy ligados y dependen el uno del otro. A continuación se presenta la descripción de los principales tipos de movimientos que experimentan las estructuras.

Existen diversas formas de movimiento que presenta una edificación que se ve afectada por el fenómeno de licuación. De acuerdo a Bird *et al.* (2006), estos modos se pueden dividir en dos categorías: movimientos de cuerpo rígido, en los cuales la estructura se mueve sin tener una aparente deformación interna, y por otra parte, movimientos diferenciales. El patrón de respuesta dependerá en primer lugar del tipo de cimentación que se tenga, como se mencionó en el apartado anterior, para cimentaciones superficiales se dividirá en dos categorías: flexibles y rígidas.

En la fig 3.5 se observa una ilustración esquemática que representa el comportamiento de un edificio formado por marcos y con cimentación superficial de tipo rígida ante el fenómeno de licuación. En los sismos de Kocaeli y Duzce, Turquía, acontecidos en 1999, este mecanismo de falla se presentó en un alto porcentaje de los edificios de 4 a 6 niveles de uso habitacional, en dicho caso, la cimentación de las construcciones consistió de una losa rígida de entre 1 y 1.5 m de espesor.

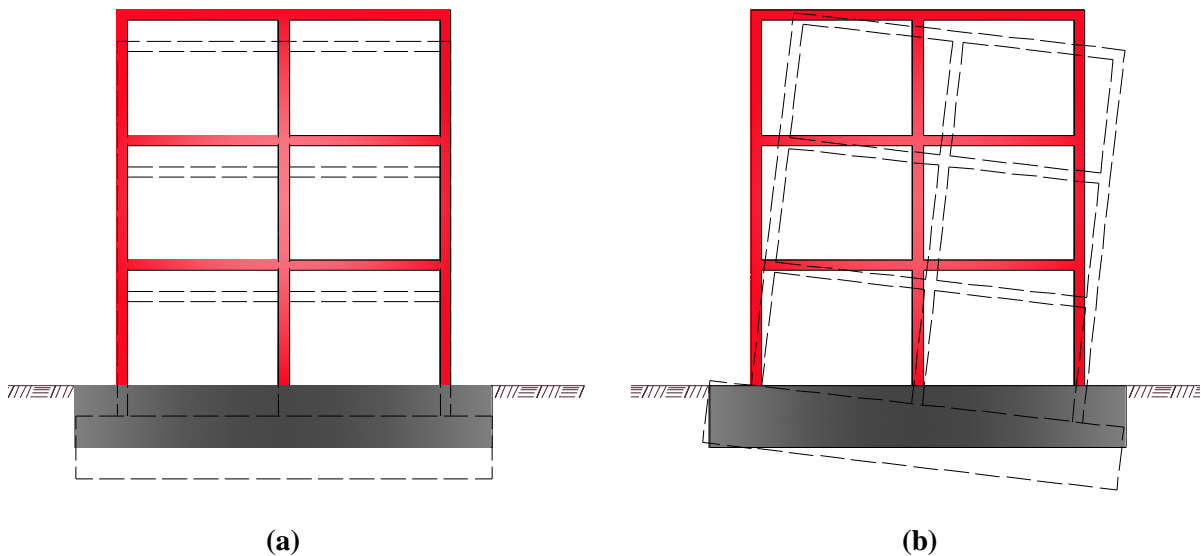


Fig 3.5 Edificios estructurados a base de marcos con cimentación rígida, a) asentamiento uniforme, b) asentamiento diferencial de tipo variable

En la base de datos creada hay muchas edificaciones que presentaron asentamientos como los ejemplificados en la figura anterior. Es importante señalar que el asentamiento que se expresa en la Tabla A.1 es el máximo señalado en las fuentes de información de las cuales se recabaron dichos testimonios.

El movimiento como cuerpo rígido de las estructuras no es exclusivo de aquellas que tienen una cimentación rígida, también se ha visto muy marcado este tipo de daño en aquellas con cimentación superficial flexible. Una revisión de los reportes de campo de eventos sísmicos recientes ha revelado que el principal daño ocasionado a los edificios se debe al movimiento de cuerpo rígido de la construcción; en segundo lugar está el daño a elementos estructurales (Bird *et al.*, 2006).

Al igual que en los edificios con cimentación de tipo rígida, para los que tenían cimentación flexible el desplazamiento vertical que se incluyó en la Tabla A.1 fue el máximo presentado en la construcción. En la fig 3.6 se observa un esquema del comportamiento de una construcción con cimentación superficial de tipo flexible, tomando como ejemplo dicho esquema, el asentamiento registrado en la base de datos sería el presentado en la zapata que se encuentra en el extremo derecho de la estructura. Aunque no es muy común, también existe la posibilidad de que se presente un asentamiento de tipo uniforme en cimentaciones flexibles, sobre todo si el terreno sobre el que se desplanta es muy regular y factores como la compactación del mismo y el nivel freático no presentan variaciones considerables en el área donde se sitúa la edificación.

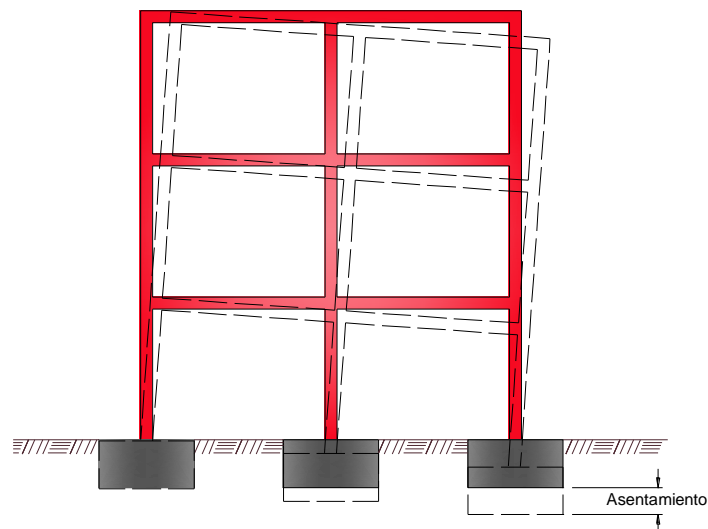


Fig 3.6 Asentamiento diferencial variable de una estructura a base de marcos con cimentación flexible

En la investigación de Bird *et al.* (2006) se expone que el daño más común que sufren las cimentaciones a causa de un terremoto es la separación de los elementos que la componen, esto es resultado de asentamientos diferenciales y desplazamiento lateral del suelo provocados por la licuación del mismo. Asimismo, los pocos daños estructurales provocados por los asentamientos diferenciales de la cimentación se deben a que ésta no tiene suficiente rigidez relativa para provocar que las estructuras se comporten como cuerpos rígidos.

Las cimentaciones a base de pilotes, tienen un comportamiento favorable en materia de asentamiento e inclinación. En este caso el desplazamiento lateral del suelo provoca mayores daños a ellas. En la

gran mayoría de los casos no presentan asentamientos diferenciales y cuando los tienen son muy pequeños; algunas ocasiones parecen emerger a la superficie, esto se debe a que el terreno adyacente sufrió licuación.

3.3 ESTADOS LÍMITE DE DAÑO

Los estados límite de daño se encargan de describir y catalogar el nivel de deterioro que presenta una estructura o sistema de interés. Se relacionan con uno o más parámetros que permitan establecer la demanda a la que se somete dicho sistema. Para realizar una buena comparativa de las estructuras que presentaron afectaciones, los estados límite de daño deben de expresarse en un formato consistente que permita categorizarlos (Huang, 2008).

En lo que respecta a este trabajo, se sabe que el tipo de daño que es provocado por un terremoto depende mucho de las características de la estructura que se está observando. Se adoptó como medida de daño el desplazamiento vertical (asentamiento) que sufrieron las construcciones debido a la licuación del suelo y la inminente pérdida de capacidad de carga del mismo. Existen varios esquemas distintos para la evaluación de estados límite de daño de estructuras (cimentación) afectadas por licuación, en esta sección se hará mención de tres diferentes propuestas para al final, con base en la información recuperada de los informes de reconocimiento de daños que se consultaron, realizar una propuesta de estados límite de daño, misma que servirá para categorizar la base de datos. Es importante mencionar que todos los criterios que se mencionan, así como el propuesto son de carácter subjetivo.

3.3.1 Criterio de Kishida (1966)

El primer criterio a describir es el propuesto por Hideaki Kishida en 1966 que se desarrolló como consecuencia del sismo de Niigata, Japón (M7.5) ocurrido en junio de 1964. La investigación de Kishida se basa en el estudio de edificios de concreto reforzado que se inclinaron y asentaron durante dicho sismo debido a la repentina pérdida de capacidad de carga del suelo. En su informe se observó que la gran mayoría de los edificios observados se encontraban sobre depósitos de arena mayormente suelta, con presencia del nivel freático a profundidades menores de 15 m.

La observación en campo resultó en la clasificación de la ciudad en tres zonas dependiendo de los daños que se presentaron a causa de la licuación del suelo. En el *área A* se encontraban construcciones sin daño o con afectaciones menores. El *área B* presentaba edificaciones con daño moderado y cuyo costo de reparación no era muy extenso, finalmente, el *área C* abarcaba aquellas zonas de la ciudad donde el daño en los edificios era catastrófico. Casi todas las construcciones con cimentaciones desplantadas a una profundidad menor a 10 m presentaron altos índices de daño (Kishida, 1966).

Los umbrales de daño propuestos por Kishida fueron producto de la observación y recopilación de información de construcciones pertenecientes a la zona geográfica con los mayores daños en las cimentaciones (*área C*). En la tabla 3.1 se presentan dichos estados límite de daño.

Tabla 3.1 Clasificación del daño a cimentaciones por licuación del suelo (Kishida, 1966)

Clasificación	Asentamiento máximo (cm)	Ángulo de inclinación	Daño a la cimentación de la estructura
I	$0 \leq 20$	$0 \leq 20'$	Ninguno
II	$20 \leq 50$	$20' \leq 1.0^\circ$	Ligero
III	$50 \leq 100$	$1.0^\circ \leq 2.3^\circ$	Intermedio
IV	100 ~	$2.3^\circ \sim$	Grave (necesita una reparación inmediata)

Esta clasificación se realizó basándose en la observación de los daños provocados a 63 edificios con cimentación superficial y 122 construcciones cuya cimentación estaba compuesta por pilotes. De las construcciones analizadas se llegó a la conclusión que el 36% de las edificaciones con cimentación superficial habían presentado daños de tipo I y II, el 64% restante tuvo daños clasificados en tipo III y IV. Para las construcciones con pilotes, el 45% de ellas no tuvo daño o fue ligero, el resto presentó daño intermedio y grave (Kishida, 1966).

3.3.2 Criterio de Bird *et al.* (2006)

En el trabajo de Bird *et al.* (2006), se presentan estados de daño creados a partir de información recabada de los sismos de Kobe (1995) y de Chi-Chi y Kocaeli (1999) en donde numerosos edificios se asentaron, inclinaron o deslizaron debido a la falla del terreno. En su investigación se dice que cuando la respuesta del edificio debida a una falla del suelo (licuación) ocasiona daño estructural, los estados de daño pueden clasificarse usando los mismos esquemas que se usan para describir el daño estructural causado por la acción de un terremoto. Este tipo de esquemas de daños son importantes para estimar pérdidas, realizar análisis y presentación de resultados, comparación con observaciones de campo y proporcionar al usuario información sobre la condición de los edificios analizados, reparación y ocupación de los inmuebles.

En su sistema de clasificación se pone énfasis en que incluso cuando el daño estructural haya sido mínimo en las construcciones, éstas se deben de considerar como dañadas, el daño se define como “un cambio en la condición de la estructura que produce efectos adversos en el futuro desempeño estructural de la edificación”. En casos extremos como los presentados en el Capítulo 2 donde los edificios volcaron de forma inesperada y sin presentar daño estructural alguno, se establece que el daño es completo debido a que la demolición del edificio es inevitable. En este contexto, el daño sólo puede definirse en términos de las consecuencias que acarrearán al uso de la construcción así como a sus contenidos y por supuesto habitantes (Bird *et al.*, 2006).

En términos generales el costo de reparación de un edificio totalmente destruido o sin daño estructural (volcado) es el mismo, ya que adicionalmente al costo del reemplazo de la construcción se tiene que añadir la demolición del inmueble y remoción de escombros y la posterior excavación para reparar la cimentación dañada por el asentamiento e inclinación del edificio.

La propuesta realizada por el autor y su equipo de trabajo clasifica el nivel de daño en términos de la funcionalidad o reparabilidad del edificio. En esta escala se resume una vasta comparativa de daños observados en diferentes regiones y terremotos, de cierta forma se trata de una adaptación del propuesto por Kishida cuarenta años atrás. Cabe resaltar que esta clasificación es únicamente para edificios estructurados a base de marcos de concreto reforzado.

Tabla 3.2 Estados límite de daño para edificios afectados por licuación (Bird *et al.*, 2006)

Estado de daño	Daño estructural	Descripción adicional	Asentamiento (Δ)	Inclinación (θ)
Ligero	Grietas muy pequeñas (menor a 1 mm)	Reparaciones necesarias, aunque solo son con fines estéticos	$\Delta \leq 0.1 \text{ m}$	$\theta \leq 0.6^\circ$
Moderado	Algunas grietas en elementos importantes	Daño reparable, funcionalidad del edificio afectada	$0.1 \text{ m} \leq \Delta \leq 0.3 \text{ m}$	$0.6^\circ \leq \theta \leq 2.3^\circ$
Severo	Grietas de mayor tamaño y pandeo en el refuerzo longitudinal	Inhabitable pero reparable	$0.3 \text{ m} \leq \Delta \leq 1.0 \text{ m}$	$2.3^\circ \leq \theta \leq 4.6^\circ$
Completo	Reparación no factible, fallas a cortante o desplazamiento excesivo	Demoler la construcción resulta más barato que repararla. Inestabilidad estructural	$> 1.0 \text{ m}$	$> 4.6^\circ$

3.3.3 Criterio de Youd *et al.* (2000)

En términos generales para desarrollar estados límite de daño, los investigadores se basan en reconocimientos de sitio de lugares donde la acción sísmica dejó daños en la infraestructura. Un claro ejemplo se tiene en la Tabla 3.3 que muestra los estados de daño descritos por Youd *et al.* (2000), estos estados de daño se basan en la observación de los eventos acontecidos a raíz del sismo de Kocaeli, Turquía, en 1999.

Tabla 3.3 Estados de límite de daño de Youd *et al.* (2000) de acuerdo al asentamiento del suelo (Huang, 2008)

Índice	Descripción	Interpretación
GF0	Sin daño observable	Sin asentamiento
GF1	Daño menor	Asentamiento, $\Delta < 10$ cm
GF2	Daño moderado	$10 < \Delta < 25$ cm
GF3	Daño significativo	$\Delta > 25$ cm

3.3.4 Criterio de Upsall (2006)

Otra alternativa se enfoca en realizar encuestas dirigidas a la comunidad ingenieril. La investigadora Sarah Upsall en 2006 realizó una serie de encuestas con el fin de establecer criterios para determinar estados límite de daño de estructuras afectadas por licuación del suelo. La encuesta elaborada por Upsall fue enviada a miembros de la Sociedad Norteamericana de Ingenieros Civiles (ASCE, por sus siglas en inglés) y a grupos de expertos internacionales enfocados en la realización de reconocimientos de sitio tras desastres asociados a la licuación del terreno (Huang, 2008).

En el trabajo de Upsall se utilizaron cinco categorías para describir los niveles de daño: *despreciable*, *ligero*, *moderado*, *severo* y *catastrófico*. Las respuestas de los grupos no fueron del todo unificadas, y variaban de acuerdo a las características de estructura y la perspectiva de los expertos; el esquema final adoptado por Upsall fue realizar un promedio de los valores obtenidos en las encuestas. En la siguiente tabla se presentan las respuestas obtenidas en las encuestas.

Tabla 3.4 Resultados de la encuesta para determinación de estados de daño (Huang, 2008)

Estimaciones iniciales					
Estado de daño	Despreciable	Ligero	Moderado	Severo	Catastrófico
D. Vertical (cm)	0 – 0.5	0.5 – 10	10 – 25	25 – 60	60 +
D. Horizontal (cm)	0 – 0.5	0.5 – 2.5	2.5 – 15	15 – 40	40 +
Respuesta principal de los miembros de la comunidad de la ASCE					
Estado de daño	Despreciable	Ligero	Moderado	Severo	Catastrófico
D. Vertical (cm)	0 – 0.9	0.9 – 2.7	2.7 – 6.3	6.3 – 20.1	20.1 +
D. Horizontal (cm)	0 – 1.2	1.2 – 3.1	3.1 – 7.8	7.8 – 25.8	25.8 +
Respuesta principal de los expertos en reconocimiento					
Estado de daño	Despreciable	Ligero	Moderado	Severo	Catastrófico
D. Vertical (cm)	0 – 1.9	1.9 – 6.8	6.8 – 20.7	20.7 – 73.9	73.9 +
D. Horizontal (cm)	0 – 4.3	4.3 – 10.9	10.9 – 32.6	32.6 – 98.0	98.0 +
Propuesta final de Upsall (2006)					
Estado de daño	Despreciable	Ligero	Moderado	Severo	Catastrófico
D. Vertical (cm)	0 – 1.0	1.0 – 6.0	6.0 – 20	20 – 60	60 +
D. Horizontal (cm)	0 – 1.0	1.0 – 4.0	4.0 – 12	12 – 50	50 +

Cabe señalar que contrario a los trabajos de investigación presentados por Kishida (1966) y Bird *et al.* (2006), en el trabajo de la investigadora Upsall (2006) se decidió incluir estados de daño para el desplazamiento lateral que sufren las estructuras debido a la licuación del suelo. En lo que respecta a la investigación que se realiza, el desplazamiento lateral no es un parámetro que se incluya dentro de los estados de daño propuestos, esto se debe a que los datos disponibles en cuanto a desplazamientos laterales sufridos por estructuras debido a la licuación del suelo, fueron escasos.

En la figura 3.7 se observa una gráfica comparativa de los estados de daño que se presentaron en la tabla anterior.

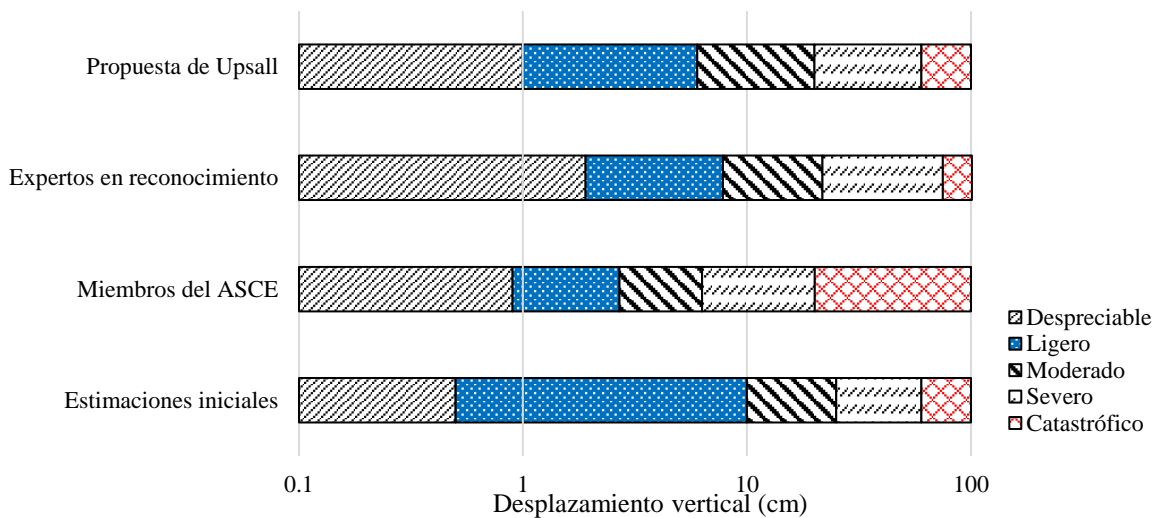


Fig. 3.7 Estados de daño definidos para asentamiento de construcciones (Huang, 2008)

3.3.5 Propuesta de estados límite de daño

Es importante hacer notar que actualmente no se tiene alguna aproximación de tipo analítico para estimar los niveles de daño presentes en edificaciones que han rotado o asentado debido a la licuación del suelo. Es por esto que los estados de daño para un edificio con desperfectos asociados a la licuación son descritos de una mejor forma utilizando soluciones empíricas, clasificando el daño en términos de funcionalidad y reparabilidad de la estructura.

De acuerdo a Bird *et al.* (2006), el daño debe de englobarse en alguno de los tres criterios descritos: *estético*, donde los daños son ligeros o incluso imperceptibles para los habitantes y no tiene impacto alguno en la funcionalidad del edificio, *utilidad*, y en el peor de los casos, *estabilidad*. El daño que experimenta una construcción que ha sufrido asentamiento (uniforme o diferencial) puede incluir: ruptura de la losa de piso, eyección de arena adentro del inmueble, interrupción de servicios y problemas relacionados con los cambios de nivel de puertas y accesos a la edificación.

La definición de los estados de daño se enfoca en dos factores principales, el nivel de asentamiento que se tenga en la construcción y la facilidad para realizar la reparación del desperfecto. Los trabajos de reparación a realizar van desde simplemente inyectar lechada de cemento para renivelar la cimentación hasta levantar ésta para posteriormente apuntalarla y dejarla al nivel original. En el peor de los casos (construcciones con daños excesivos) la demolición del edificio será el único remedio costeable.

Aunque es deseable que los estados de daño estén ligados al costo de la reparación de la cimentación, realizar dicha estimación resulta muy complicado. Algunos factores que dificultan esta tarea son la gran variedad de procesos constructivos que se tienen alrededor del mundo y la tolerancia al daño que exhiben las construcciones, factores como el tipo de suelo, nivel freático y el nivel de daño presentado en zonas aledañas entorpecen las valoraciones. Un ejemplo de ello se presenta en el trabajo de Bird *et al.* (2006) en el cual se señala el caso de un par de edificios que presentaron inclinación sin tener daño estructural (comportamiento de cuerpo rígido) debido al fenómeno de licuación. La primera de ellas ubicada en Adapazari, Turquía, se inclinó cerca de 5° y tuvo que ser demolida debido a que resultaba incosteable realizar una reparación; por otra parte, en Taiwán, se tiene el registro de un edificio que presentó una inclinación de 9°, contrario a lo que se pensaría, fue reparado usando gatos hidráulicos para renivelarlo.

La propuesta de estados límite de daño que se hace en esta tesis se sustenta en la información recabada en informes de reconocimiento de sismos ocurridos alrededor del mundo, así como de publicaciones en las cuales se haya realizado alguna propuesta de estados de daño, tales como las presentadas en esta misma tesis (Kishida, 1966; Bird *et al.*, 2006; Upsall, 2006). Cabe señalar que además de la bibliografía citada se revisaron varios informes técnicos relacionados con estados de daño asociados a los terremotos no importando si tenían relación con el tema de licuación del suelo o no. En la Tabla 3.5 se presentan los estados límite de daño propuestos para la realización de la investigación, con ellos se clasificarán los datos recabados y se realizarán las curvas de vulnerabilidad.

Tabla 3.5 Estados límite de daño para construcciones afectadas por licuación

Estado de daño	Desplazamiento vertical, Δ_v	Descripción del daño
Despreciable	$\Delta_v \leq 5.0$ cm	Daños menores de tipo estético, prácticamente imperceptibles.
Ligero	$5.0 < \Delta_v \leq 10.0$ cm	Los daños no afectan la operación o funcionalidad de la construcción.
Moderado	$10.0 < \Delta_v \leq 25.0$ cm	Daño perceptible que compromete la habitabilidad y funcionalidad de la estructura.
Severo	$25.0 < \Delta_v \leq 60.0$ cm	No es habitable, requiere reparación inmediata. Costo de reparación elevado, dificultad elevada.
Completo	$\Delta_v > 60.0$ cm	Debido al nivel de daño resulta más viable desde el punto de vista económico demoler el edificio que realizar las reparaciones pertinentes.

En la Tabla 3.6 se muestra una estimación de costos de reparación de construcciones con daños provocados por el asentamiento del terreno asociado a licuación inducida por sismo. La valoración presentada se extrae de un informe de la compañía neozelandesa Tonkin & Taylor Ltd (2011), empresa dedicada a la consultaría en temas de ingeniería y medio ambiente. En el reporte de Jacka (2013) se evalúan los daños (asociados a licuación del suelo) que ocasionó el terremoto de Christchurch, Nueva Zelanda de 2011. Los porcentajes señalados en el costo estimado de reparación hacen referencia al costo total de construcción del inmueble.

Tabla 3.6 Relación de daños en las construcciones

Estado de daño	Costo estimado de reparación
Despreciable	0 – 20%
Ligero	20 – 40%
Moderado	40 – 60%
Severo	60 – 100%
Completo	100% (reconstrucción obligada; realizar la reparación del inmueble sería más costoso).

3.4 BASE DE DATOS

La base de datos creada para la realización de esta investigación (Tabla A.1) se compone de cifras recabadas de diversos informes de reconocimiento y artículos relativos al tema de daños provocados por licuación. Cada caso recopilado se ordena de acuerdo a la fecha en la que ocurrió el sismo y se identifica con un número consecutivo. Además de la fecha en la que aconteció se tiene el lugar y la magnitud del sismo que desencadenó el fenómeno.

Al ser una base de datos creada desde cero se trataron de incorporar los mayores detalles posibles de las construcciones, entre ellos se incluyó el número de niveles de cada estructura. Sobre todo en los artículos de Yoshimi y Tokimatsu (1977), Adachi *et al.* (1992) y Sancio, *et al.* (2004) derivados de los sismos de Niigata en 1964, Luzón en 1990 y Kocaeli y Duzce acontecidos en 1999 respectivamente, había una tendencia a reportar el número de pisos de las construcciones con daño, sin embargo, en los sismos restantes que componen la base de datos se tuvo que recurrir a fotografías para de esa forma obtener el dato preciso. Sólo el 7% de las construcciones que se encuentran en la base de datos no incluye este nivel de detalle. El porcentaje restante se divide de acuerdo al número de pisos como se indica en la figura 3.8.

Otro tópico importante de la clasificación de la base de datos es el tipo de cimentación que tienen las construcciones. Poco más de la mitad tienen cimientos de tipo rígido, esto se debe a que gran cantidad de los datos recopilados son de los daños provocados en Turquía en 1999. Como se mencionó en el capítulo anterior, una característica de este temblor fue que la gran mayoría de las construcciones en la región afectada tenían una cimentación compuesta por una losa de concreto reforzado de gran peralte que propició el mecanismo de falla que provoca que las estructuras se asienten o roten como

si se tratara de un cuerpo rígido, es decir, sin presentar daño estructural. Las construcciones que se cimientan sobre pilotes ocupan apenas el 15% de los casos incluidos en la base de datos. El pequeño porcentaje se debe a que en términos generales este tipo de cimentación es la que mejor comportamiento desarrolla en temas de licuación del suelo. Las principales afectaciones en este tipo de cimentación son provocadas por el desplazamiento lateral del suelo y no por la pérdida de capacidad de carga del mismo.

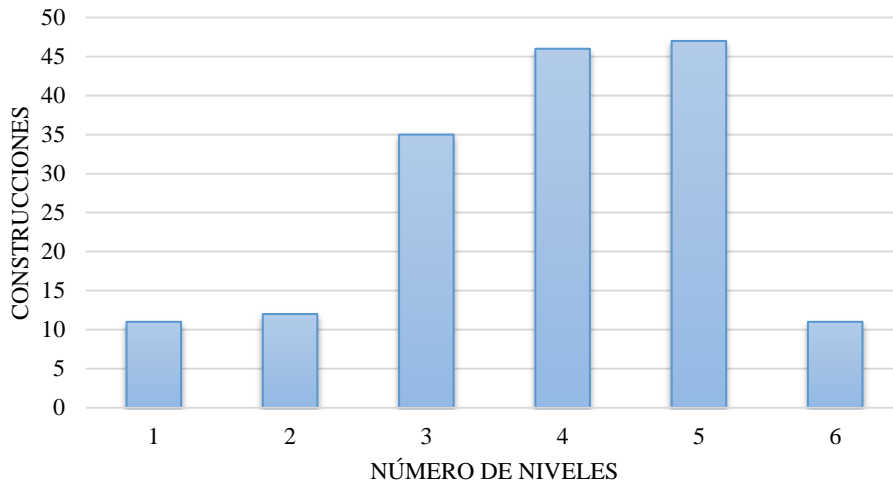


Fig 3.8 Construcciones con daños por licuación de acuerdo al número de niveles que tienen

En referencia al tipo de estructuración que tienen las construcciones indagadas se tiene que la gran mayoría fueron estructuradas a base de marcos de concreto reforzado y sólo una pequeña parte fueron construidos de mampostería, en su mayoría se trataron de viviendas de uno o dos niveles. El resto de las estructuras representan apenas el 9% del total y, entre otros tipos, se tienen puentes, grúas, naves, estructuras de madera y marcos de acero (figura 3.9).

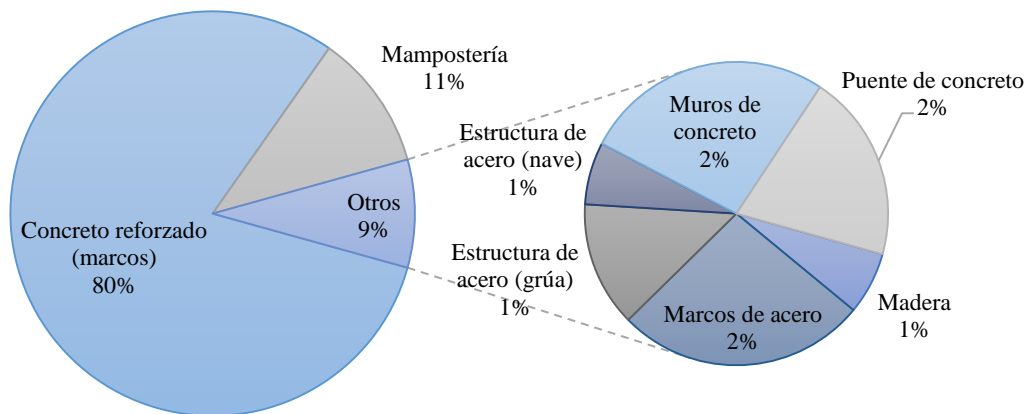


Fig. 3.9 Estructuración de las construcciones en la base de datos

Respecto a la inclinación que sufren las construcciones con asentamientos diferenciales, en la base de datos se incluyó un apartado relativo a este indicador debido a que en algunos casos se presentaba este dato. Sin embargo no fue muy común, uno de cada 5 casos recuperados contaba con este dato, por lo que no hay datos suficientes para la creación de curvas de fragilidad que relacionen el grado de inclinación de una estructura con un nivel de daño. Su inclusión en la recopilación se hizo para que sirvieran de punto de partida para el desarrollo de futuras investigaciones. En la fig. 3.10 se presentan los casos observados y una clasificación de los mismos de acuerdo al nivel de daño que presentaron.

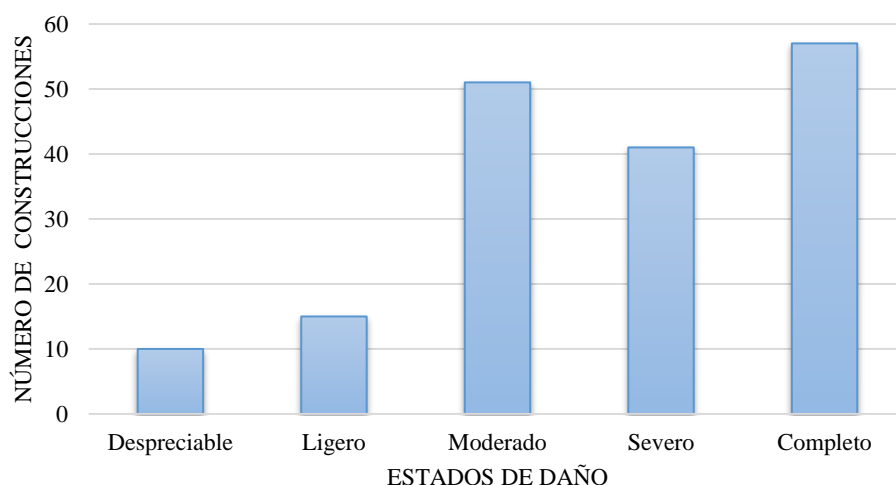


Fig 3.10 Clasificación de los casos de acuerdo al nivel de daño

Los datos recuperados se distribuyen de la siguiente forma, 147 construcciones tienen cimentación superficial y 27 se desplantan sobre pilotes. En la Tabla 3.7 se muestra el nivel de daño que se tuvo en las construcciones de acuerdo al tipo de cimentación, se observa que en las cimentaciones flexibles se presentaron daños muy costosos en su mayoría, mientras que en aquellas de tipo rígido ocurrió lo contrario, los pilotes siguieron una tendencia parecida a las cimentaciones flexibles.

Tabla 3.7 Daño de acuerdo al tipo de cimentación

		Estado de daño	
		Despreciable a Moderado	Severo y Completo
Tipo de cimentación	Flexible	12%	88%
	Rígida	68%	32%
	Pilotes	30%	70%

En la fig. 3.11 se exhibe la distribución de los niveles de daño para cada tipo de cimentación, destaca el daño moderado presente en la mayoría de las construcciones con cimentación rígida.

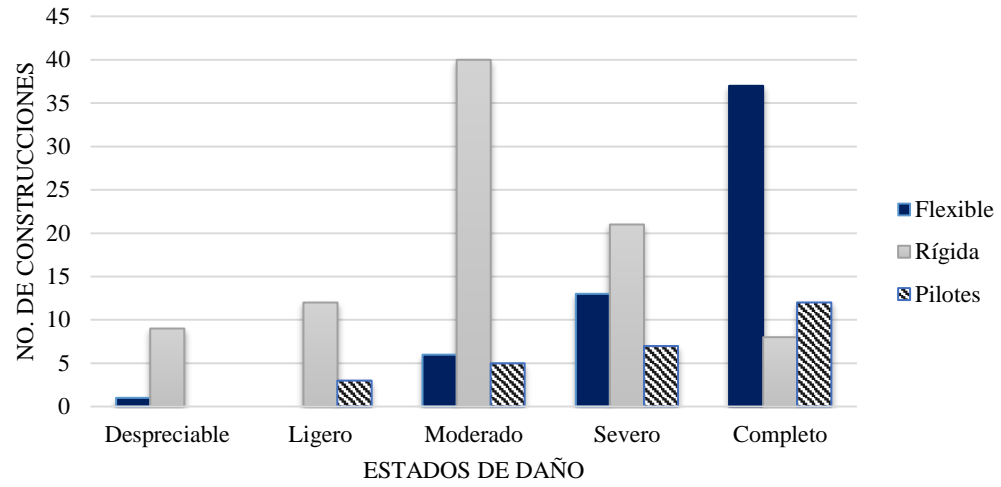


Fig. 3.11 Distribución de daño en base de datos de acuerdo al tipo de cimentación

CAPÍTULO 4

CURVAS DE VULNERABILIDAD

Este apartado se enfocará en presentar las curvas de vulnerabilidad para construcciones afectadas por licuación inducida por sismo, mismas que fueron creadas a partir de la recopilación de datos que se detalló en el capítulo anterior. Inicialmente se toca el tema de la vulnerabilidad estructural, conceptos básicos, definiciones, tipos y métodos para obtener funciones de vulnerabilidad. Enseguida, se describe la metodología que se siguió para el desarrollo de las curvas.

En diversos trabajos relacionados con la evaluación de la vulnerabilidad de construcciones asociada a licuación provocada por terremoto, la medida de intensidad utilizada para estimar el daño es la aceleración del suelo, sin embargo dicho parámetro por sí sólo no relaciona de forma adecuada el daño que puede experimentar alguna construcción, necesita una serie de factores (tipo de suelo, nivel freático, duración del movimiento sísmico, entre otros), que en conjunto, podrían llegar a expresar de forma concisa el daño en construcciones debido a la licuación del terreno. En este trabajo la medida de intensidad para estimar el daño es el desplazamiento vertical (hundimiento) de las construcciones, se tomó este indicador debido a que es mucho más directo y representa de mejor forma el daño que se tiene en la estructura, aunado a esto, no requiere de otros factores adicionales, como los mencionados anteriormente, ya que intrínsecamente engloba a todos ellos.

En la parte final del capítulo se presentan las curvas de vulnerabilidad obtenidas y se hace una comparación entre cada una de ellas. Así mismo, se muestra un apartado de susceptibilidad dónde se enuncian algunos parámetros básicos para evaluar si una región es propicia a sufrir el problema de licuación del suelo provocada por un temblor.

4.1 VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL

La vulnerabilidad se puede definir como la susceptibilidad que presenta cierto elemento expuesto a un evento que represente un peligro, y corresponde a la predisposición que tiene dicho elemento a presentar daño de algún tipo. El concepto de peligro se utiliza para hacer referencia a una contingencia latente o un factor de riesgo externo de un elemento expuesto que puede ser expresado como la probabilidad de ocurrencia de un evento de cierta intensidad, en un lugar específico y durante un determinado periodo de tiempo de exposición. Por su parte, riesgo, es la pérdida esperada que se tiene de cierto elemento expuesto. Puede ser expresada como la probabilidad de exceder un nivel dado, ya sea de forma económica, social o respecto a las consecuencias medioambientales de un lugar y periodo de tiempo dados (Barbat *et al.*, 2010).

Como se menciona en la investigación de Cázares (2013), para el caso específico de las estructuras, la vulnerabilidad se mide en términos de un porcentaje esperado de daño o valor económico requerido

para reparar el bien afectado y llevarlo a un estado equivalente al que tenía antes de la ocurrencia del evento tomando en cuenta la incertidumbre asociada.

En esta investigación se tomarán en cuenta dos tipos de vulnerabilidad: estructural y no estructural. La de tipo estructural, como su nombre lo indica hace referencia a los elementos que soportan la edificación y que contribuyen a distribuir las cargas generadas, llámese cimientos, columnas, vigas, muros, etc. Respecto a la vulnerabilidad no estructural, ésta tiene que ver con partes del edificio que no aportan resistencia al conjunto, estos pueden ser componentes arquitectónicos, mobiliario, equipo o instalaciones. Ambos tipos de vulnerabilidad tienen una completa relación, ya que ambos tienen como fin evaluar la funcionalidad de la estructura ante el fenómeno de licuación del suelo.

El objetivo de esta investigación se centra en la creación de funciones de vulnerabilidad para construcciones con daños ocasionados por la licuación del suelo inducida por un terremoto. Una función de vulnerabilidad es la representación matemática que expresa de forma continua el daño que puede sufrir un tipo de estructura cuando se somete a una demanda (Cázares, 2013). En la figura 4.1 se muestra un ejemplo de curva de vulnerabilidad para viviendas desplantadas sobre suelo débil.

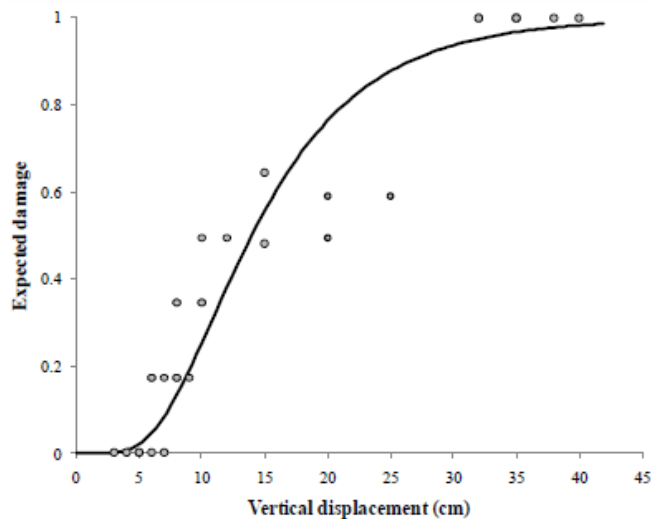


Fig. 4.1 Ejemplo de curva de vulnerabilidad (Cázares, Niño y Reinoso, 2012)

En términos generales existen cuatro métodos para obtener funciones de vulnerabilidad: métodos basados en observaciones de campo, experimentales, basados en la opinión de expertos y analíticos. Cada uno de ellos difiere de los demás en los datos de entrada que necesita para desarrollarse y en el método que utilizan para obtener las probabilidades asociadas a cada estado de daño (Gómez y Rodríguez, 2006). Por lo general, todos ellos se ajustan a una función de distribución log normal. A continuación se enuncian las características de cada uno de ellos.

- a) Métodos basados en observaciones de campo

De acuerdo con Gómez y Rodríguez (2006), esta metodología se basa en la recopilación de datos de estructuras en una determinada zona de estudio, para posteriormente realizar una clasificación de ellos de acuerdo a criterios geométricos, como pueden ser altura, número de niveles o área de planta. Otra forma de clasificarlos es de acuerdo al uso o importancia de la edificación. La medida de intensidad se debe de tener pensada desde antes de realizar el estudio e inspección de los daños observados en las construcciones.

Este tipo de métodos requieren de la participación de expertos en diseño, análisis y patología de estructuras para poder elaborar los formularios de inspección que permiten describir los daños observados. Generalmente, estos formularios se componen de una serie de preguntas, tipo test, las cuales pueden ser luego utilizadas para relacionar los daños observados con el grado de deterioro de la estructura. Lo aconsejable es que estos formularios sean utilizados por profesionales especializados en el tema para reducir las incertidumbres asociadas al carácter subjetivo de estos métodos (Bonett, 2003).

Los pasos a seguir de acuerdo a Bonett (2003), para el desarrollo de curvas de vulnerabilidad a partir de daños observados son los siguientes.

- Sea n el número de sismos para los cuales se dispone de datos de daños.
- Para cada sismo i , se determina el parámetro que caracteriza la intensidad del movimiento, por ejemplo, la aceleración máxima del terreno a_i registrada en cada zona.
- Determinación del número de estructuras N_k sometidas a un sismo i con una aceleración máxima del terreno igual a a_i .
- Definición y descripción del número de estados discretos de daño ED_j .
- Cálculo del número de estructuras m_l que exceden los estados de daño ED_j , para cada a_i .
- Para cada estado de daño ED_j , se estima la probabilidad de fallo f_i de la estructura cuando se ve sometida a un sismo con una aceleración a_i , mediante la siguiente expresión:

$$f_i = \frac{m_l}{N_k} \quad (4.1)$$

- Ajuste de una función de distribución para el grupo de datos obtenidos (a_i, f_i) correspondientes a cada estado de daño ED_j , como se mencionó anteriormente generalmente se ajustan a una distribución de probabilidad de tipo log normal.

Estos métodos sólo deben de ser utilizados para evaluar, de manera global, el comportamiento de las estructuras de una misma clase y no son recomendados para el análisis de una estructura en particular.

b) Métodos experimentales

El desarrollar funciones de vulnerabilidad por medio de este tipo de métodos implica que se puedan controlar todos los aspectos relevantes de la estructura y el entorno para el que se desea realizar el estudio, tales como el rango de intensidades, tipo de estructura, materiales, etc. Es común que se construyan modelos a escala que representen en gran medida el comportamiento real de la estructura, sin embargo no hay que dejar de lado que forzosamente conlleva ciertas simplificaciones.

En la investigación de Bonett (2003) se indica que existen básicamente dos tipos de ensayos que pueden ser utilizados para construir estas curvas: ensayos de carga monotónicamente creciente mediante actuadores de carga o desplazamientos y ensayos sobre mesa vibradora, utilizando historias temporales de aceleración. Ambos ensayos proporcionan información de gran utilidad, no obstante, los ensayos del segundo tipo, son mucho más realistas, debido a que representan, de una forma más adecuada, la acción sísmica.

Un punto a considerar es que los ensayos pueden ser costosos y la cantidad de observaciones se limita al número de pruebas que se realicen. Para el desarrollo de funciones de vulnerabilidad apoyadas por ensayos de laboratorio se puede aplicar el mismo procedimiento aplicado en los métodos basados en observaciones de campo (Bonett, 2003).

c) Métodos basados en la opinión de expertos

Para el desarrollo de estos métodos se requiere de la participación de expertos en análisis, diseño y patología estructural para responder una serie de preguntas relacionadas con el comportamiento de una serie de estructuras consideradas. Con base en su experiencia calculan parámetros que sirvan para cuantificar el daño en función del parámetro de intensidad y con ello se determinan los estadísticos de los resultados obtenidos para posteriormente ajustarlos a una función de distribución de probabilidad, generalmente se utiliza la función beta.

Como indica Bonett (2003), se establecen los estados discretos de daño que se desean considerar y, para cada uno de estos, se define un intervalo de variación del parámetro cuantificador del daño. Las probabilidades para cada estado de daño se pueden determinar integrando la función de distribución elegida entre los límites de los respectivos intervalos. Las curvas se obtienen graficando estas probabilidades para cada valor de la intensidad sísmica.

En este tipo de métodos, además de la incertidumbre que se tiene en cualquier estudio que estime el daño de construcciones, se tiene que lidiar con la fluctuación relacionada con la opinión de los expertos que participan. Adicionalmente, señala Bonett (2003), las curvas de fragilidad obtenidas por este tipo de métodos, son también difíciles de calibrar o modificar para incorporar nuevos datos o tecnologías.

d) Métodos analíticos

Son análisis numéricos de tipo probabilista o determinista usados principalmente en zonas donde no se tiene información suficiente para desarrollar el estudio, ya sean observaciones de campo de los daños o ensayos de laboratorio. Otro uso es para el cálculo de la vulnerabilidad sísmica para estructuras esenciales, como hospitales, centros escolares o puentes.

Los resultados obtenidos con este tipo de métodos, son muy sensibles a los modelos construidos para representar las estructuras y la acción sísmica, por lo tanto, deben utilizarse modelos que representen

de la mejor forma posible tanto el comportamiento sísmico estructural como las principales características de los movimientos del terreno. Una de las grandes ventajas de este tipo de métodos, es que constituyen una herramienta fundamental para los estudios de prevención y atención de desastres, debido a que pueden ser utilizados para comenzar a reducir la vulnerabilidad y, de este modo, a reducir el riesgo a que se encuentran expuestas las estructuras, sin que sea necesaria la ocurrencia de un evento sísmico (Bonett, 2003).

4.2 CURVAS DE VULNERABILIDAD DEBIDO A LICUACIÓN

Como se puntualizó anteriormente, las curvas de vulnerabilidad se obtendrán usando las observaciones de estructuras reales afectadas por el fenómeno de licuación. La metodología descrita en el inciso pasado, se ajusta a una función de distribución log normal, de esta forma es posible determinar la probabilidad de exceder o igualar un estado discreto de daño ED_j para un cierto valor del parámetro elegido como indicador de la intensidad (PI); se expresa de la siguiente forma:

$$P(ED \geq ED_i/PI) = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{PI,ED_i}} \ln \left(\frac{PI}{\overline{PI}} \right) \right] \quad (4.2)$$

Donde

\overline{PI} es la media del logaritmo natural de PI para el estado de daño ED_i .

β_{PI,ED_i} es la desviación estándar del logaritmo natural de PI para el estado de daño ED_i .

Estos valores se determinan por medio de un ajuste de mínimos cuadrados sobre probabilidades obtenidas mediante el método de evaluación elegido (Bonett, 2003).

Con los datos recabados se construyen curvas de vulnerabilidad que ayuden a determinar el daño físico que experimenta un sistema estructural cuando ocurre desplazamiento vertical (hundimiento) ocasionado por la licuación del suelo. Una vez que se han definido las características de los datos se calcula la frecuencia de daño que presentan las estructuras mediante un análisis de regresión.

En la fig. 4.2 se presenta la distribución del daño en estructuras asociado a la medida de intensidad, en este caso, el desplazamiento vertical expresado en cm. Cada construcción se expresa, en las abscisas, mediante el desplazamiento vertical debido a licuación mientras que, las ordenadas, representan el daño esperado de la edificación ocasionado por dicho desplazamiento. Esta distribución corresponde al total de casos recopilados, independientemente del tipo de cimentación, número de niveles o sistema estructural que tengan.

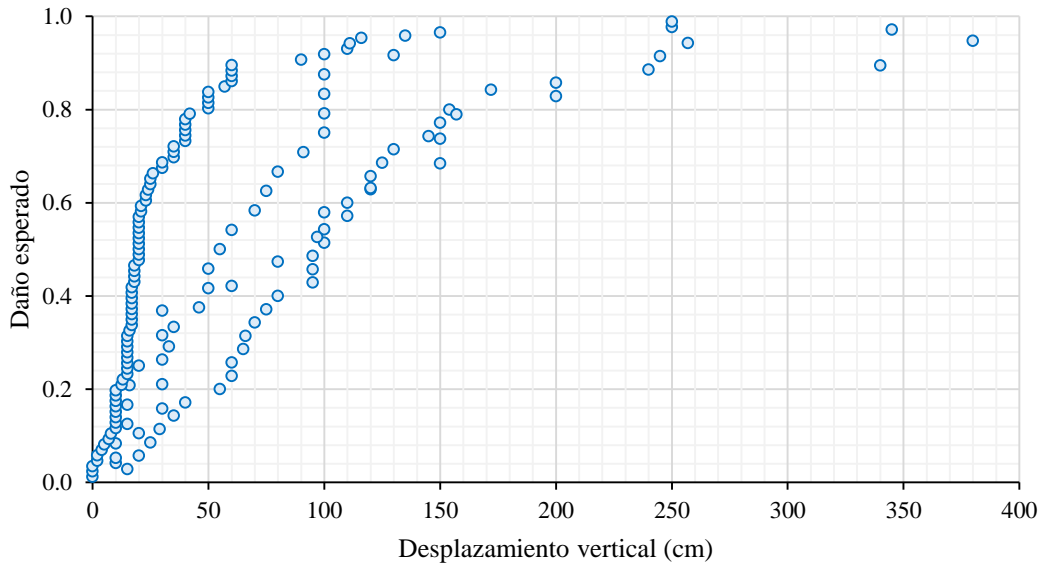


Fig. 4.2 Distribución del daño en función del desplazamiento vertical

En la fig. 4.3 se observa la curva de vulnerabilidad general, misma que incluye todas las observaciones de la base de datos.

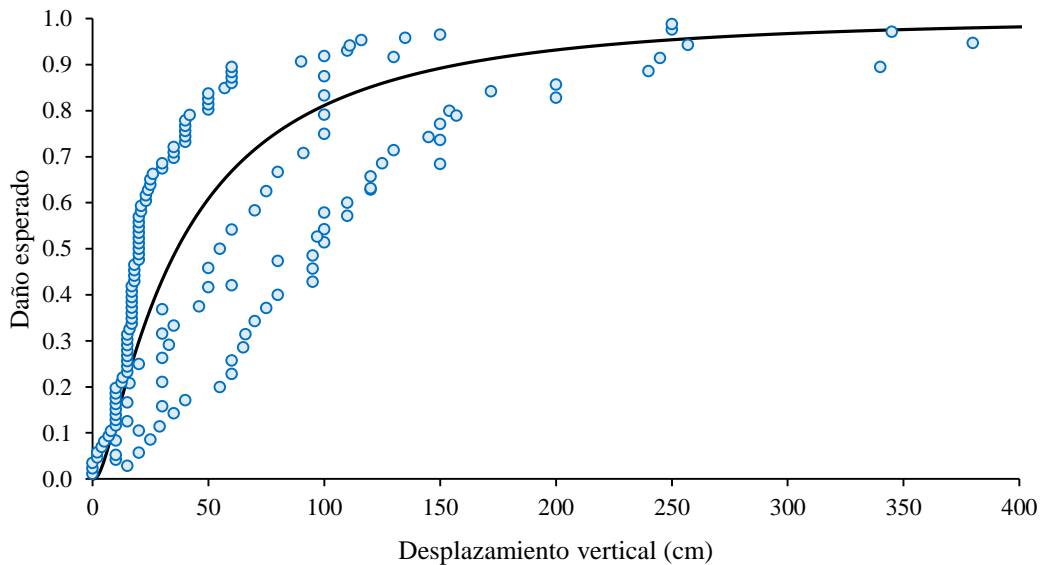


Fig. 4.3 Curva de vulnerabilidad para el total de observaciones

Como se puede ver en la figura 4.3, existe una gran dispersión en los datos que se presentan, esto se debe a que se hace el ajuste del total de datos para una sola curva. Debido a esto, se hace la propuesta de seccionar el total de datos de acuerdo al tipo de cimentación y sistema estructural que tengan, además, se hace la distinción entre viviendas (construcciones de hasta dos niveles) y edificios, que en este caso, se trataron de estructuras de tres a seis niveles. En la Tabla 4.1 se presenta la clasificación

de datos que se formó para la creación de las cuatro curvas de vulnerabilidad que comprenden esta investigación.

Tabla 4.1 Curvas de vulnerabilidad presentadas en la investigación

Id	Número de niveles	Tipo de cimentación	Sistema estructural
A	Hasta dos	Flexible	Mampostería
B	Tres o más	Flexible	Concreto reforzado
C	Tres o más	Rígida	Concreto reforzado
D	Tres o más	Pilotes	Concreto reforzado

Como se señala en la fig. 3.9 del capítulo 3 de este trabajo, la base de datos se compone de 91% de construcciones de concreto reforzado y mampostería, el resto de construcciones tienen diferente tipo de sistema estructural. De ese 9% restante no fue posible estimar una curva de vulnerabilidad para ningún tipo de cimentación y/o sistema estructural debido a la escasez de datos que se tuvo.

La primera curva de vulnerabilidad presentada es la referente a viviendas de uno o dos niveles de mampostería con cimentación flexible (fig. 4.4). La mayoría de las observaciones fueron recopiladas de los sismos de Niigata, Japón (1964) (Yoshimi y Tokimatsu, 1977) y Pisco, Perú (2007) (Elnashai *et al.*, 2008).

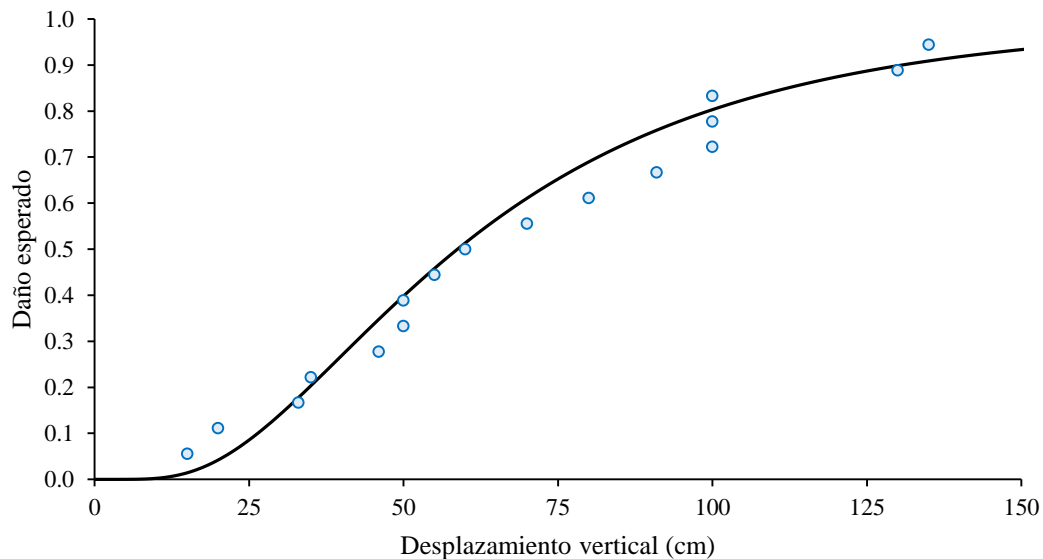


Fig 4.4 Curva de vulnerabilidad para viviendas de mampostería y cimentación flexible

En la figura 4.5 se presenta la curva de vulnerabilidad obtenida con los datos de estructuras de concreto reforzado y cimentación de tipo flexible. Más del 90% de los datos recabados para realizar esta curva son de observaciones de los sismos de Niigata, Japón (1964) (Yoshimi y Tokimatsu, 1977) y Luzón, Filipinas (1990) (Adachi *et al.*, 1992).

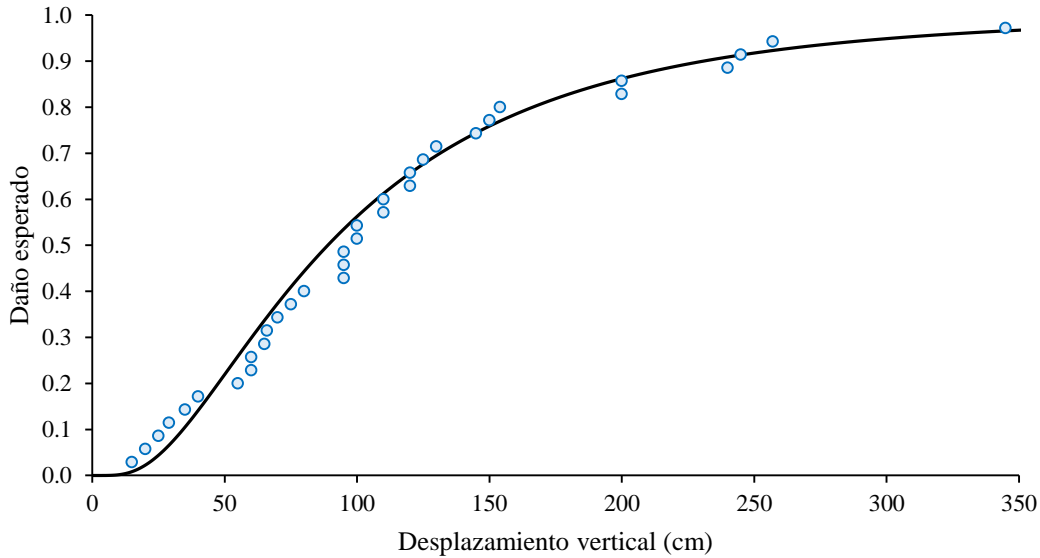


Fig. 4.5 Curva de vulnerabilidad para edificios de concreto reforzado con cimentación flexible

Con respecto a las construcciones de concreto reforzado y cimentación rígida, la curva que se elaboró está alimentada principalmente de observaciones de los sismos de Kocaeli y Duzce, Turquía, ambos ocurridos en 1999 (Sancio *et al.*, 2004; Unutmaz, 2008). En estas ciudades el sistema estructural y cimentación era un patrón muy repetido en la construcción de edificios de departamentos y de uso comercial, mismos que sufrieron daños causados por la licuación del suelo. En esta categoría se registró el mayor número de casos observados (casi 50% del total). En la fig 4.6 se presenta la curva de vulnerabilidad obtenida para estructuras con las características antes descritas.

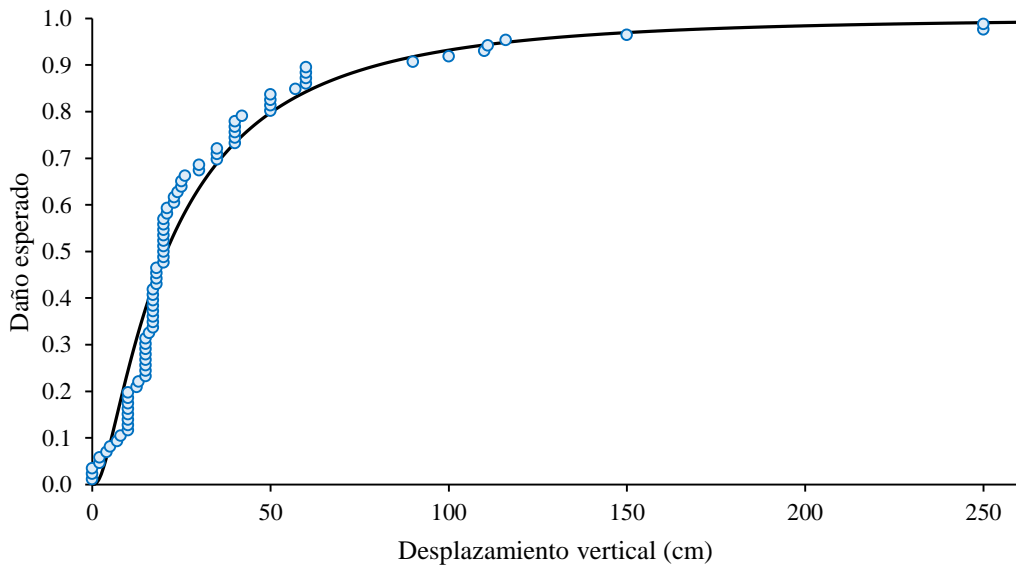


Fig 4.6 Curva de vulnerabilidad para edificios de concreto reforzado con cimentación rígida

Por último se tiene la figura 4.7, en la que se muestra la curva de vulnerabilidad para construcciones de concreto reforzado cimentadas sobre pilotes. Casi la totalidad de los casos que componen la categoría fueron tomados de reportes de daños del sismo de Niigata, Japón (1964) (Yoshimi y Tokimatsu, 1977).

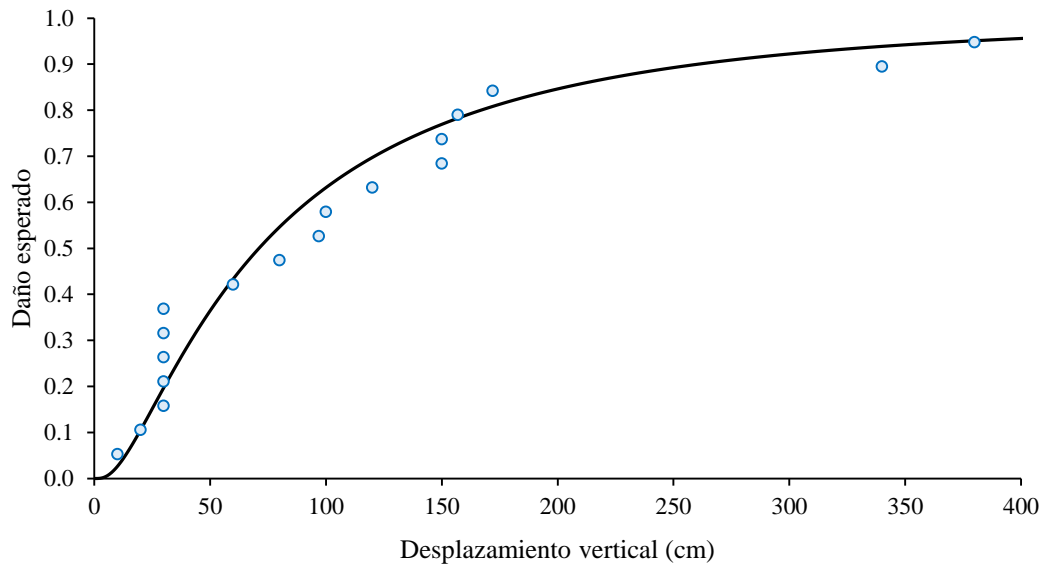


Fig. 4.7 Curva de vulnerabilidad para edificios de concreto reforzado y cimentación basada en pilotes

Como se observa en todas las figuras presentadas, existe buena correlación entre los daños observados y las curvas propuestas. Es evidente también que las estructuras más vulnerables son aquellas que tienen cimentación de tipo rígida y sistema estructural basado en marcos de concreto; en edificios con el mismo sistema estructural y cimentación flexible el daño esperado es considerablemente menor. En la Tabla 4.2 se hace una comparativa de los daños esperados (en porcentaje) que se tienen en los diferentes grupos de estructuras de acuerdo al desplazamiento vertical experimentado.

Tabla 4.2 Daño esperado en una estructura de acuerdo al desplazamiento vertical observado

Desp. vertical (cm)	Id			
	A	B	C	D
25	9%	4%	57%	15%
50	40%	22%	80%	36%
75	65%	41%	89%	52%
100	80%	56%	93%	63%

En la figura 4.8 se presenta una comparativa de las cuatro funciones de vulnerabilidad creadas.

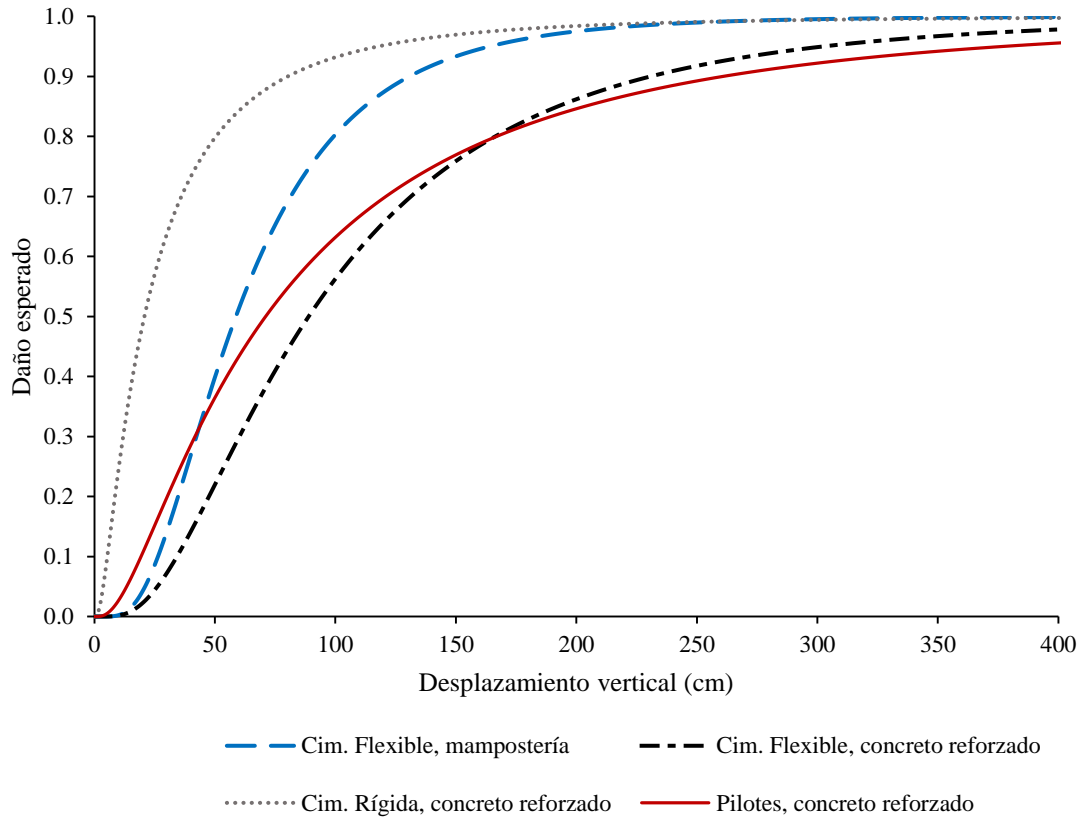


Fig. 4.8 Gráfico comparativo de las funciones de vulnerabilidad propuestas

Con las curvas de vulnerabilidad creadas se puede estimar el daño que tendrá una estructura con características similares a las presentadas dado cierto hundimiento.

Por otra parte, una forma simple de evaluar la susceptibilidad de una construcción ante el fenómeno de licuación la plantea González *et al.* (2002), de acuerdo con este autor, existen una serie de factores que, con base en la observación de zonas afectadas por el fenómeno de licuación, permiten conocer la susceptibilidad de alguna región a presentar dicho fenómeno, éstas son:

- Terremotos de magnitud igual o superior a 5.5 en escala Richter, con aceleraciones superiores o iguales a 0.2 g
- Hasta 60 km de distancia a la redonda desde el epicentro del sismo (R)
- Nivel freático a poca profundidad, inferior a 3 m; por debajo de los 5 m la susceptibilidad de licuación es baja
- Duración del movimiento estimado es mayor a 4 s

A las circunstancias enunciadas, se añade que los suelos susceptibles a perder gran parte de su resistencia ante sollicitaciones dinámicas son las arenas finas y flojas, así como arenas y limos mal graduados. Del lado de los suelos, González *et al.* (2002) enumera las siguientes propiedades que caracterizan a los suelos con tendencias a licuarse:

- Grado de saturación del 100%
- Diámetro medio D_{50} entre 0.05 y 1.0 mm
- Coeficiente de uniformidad $Cu = D_{60}/D_{10} < 15$
- Contenido en finos inferior al 10%
- Bajo grado de compactación, es decir $N < 10$ para profundidades < 10 m y $N < 20$ para profundidades > 10 m

Con la información anterior, se podría llegar a estimar si una región dada es susceptible a presentar licuación haciendo énfasis en las condiciones sísmicas (magnitud, aceleración máxima, distancia R y duración del movimiento).

CAPÍTULO 5

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En esta investigación se llevó a cabo el desarrollo de curvas de vulnerabilidad con base en datos de construcciones afectadas por licuación inducida por un terremoto, los sistemas estructurales que se analizaron se describen en la sección 4.2 del presente trabajo. El objetivo primordial de la obtención de curvas de vulnerabilidad es estimar los daños que se pueden presentar en un sistema estructural con ciertas características ante la acción de un sismo. El indicador de daño utilizado es el desplazamiento vertical, entendiéndose como hundimiento, de las construcciones.

En las siguientes secciones se exponen las conclusiones que dejó esta investigación, así como recomendaciones enfocadas en la complementación de la misma para futuros trabajos.

5.1 CONCLUSIONES

En este trabajo se propusieron curvas de vulnerabilidad debidas a licuación con el fin de estimar el daño en estructuras caracterizándolas de acuerdo a tres factores: el número de niveles, tipo de cimentación y sistema estructural con el que están construidos.

La aportación principal de la investigación es la base de datos creada a partir de la búsqueda de construcciones con daños ocasionados por la licuación del suelo acontecidos desde 1964 a la fecha en todo el mundo, mismos que se obtuvieron de informes de reconocimiento, artículos, informes fotográficos y libros, todos ellos debidamente documentados. En esta serie de observaciones se incluyó el mayor número de datos posibles.

Se propuso como medida de intensidad para estimar el daño al desplazamiento vertical que sufren las construcciones, se considera que este indicador representa de mejor forma el daño que experimentan las estructuras y no depende de otros factores para estimarlo; en referencias consultadas en esta tesis la medida de intensidad utilizada es la aceleración del suelo, sin embargo, por sí sola no sirve de mucho, requiere el conocimiento del tipo de suelo, duración del movimiento sísmico, nivel de las aguas freáticas, entre otros elementos para estimar el daño, dichos factores, se encuentran implícitos en el desplazamiento vertical.

Los resultados obtenidos en esta investigación permiten identificar que en términos generales, las construcciones con cimentación rígida presentan un peor comportamiento ante el fenómeno de licuación inducida por sismo que las edificaciones con cimentaciones de tipo flexible o con pilotes. En cuanto a cimentaciones flexibles, se observa que las construcciones de mampostería son más vulnerables que las de sistema estructural basado en marcos de concreto. Debido a la falta de información necesaria para emplear otros parámetros característicos de estructuras, no fue posible

hacer comparación alguna para construcciones con otros tipos de sistema estructural; sin embargo se dejan las bases para que estudios posteriores se enfoquen en la observación de otros tipos de sistemas.

Las curvas de vulnerabilidad propuestas en este trabajo se espera que sean de utilidad para llevar a cabo estudios de riesgo y así crear planes para mitigar y prevenir daños a construcciones con características similares a las presentadas. Aunado a esto, la recopilación de daños observados debido a licuación pretende crear conciencia sobre el grave peligro que representa enfrentar una situación similar, llegando no sólo a afectar edificaciones y contenidos, sino la propia vida de las personas y perturbando a comunidades enteras y, además, dejando una pérdida económica muy importante.

Como se mencionó anteriormente, la medida de intensidad con la que se trabajó fue el desplazamiento vertical, dato que se obtuvo de la observación de estructuras afectadas por la licuación del suelo.

5.2 RECOMENDACIONES

Debido a que las funciones de vulnerabilidad se desarrollaron con datos recopilados de observaciones en campo, resulta importante seguir alimentando la base de datos con el fin de hacerla más robusta y por ende, reducir la incertidumbre implícita que conlleva trabajar con información incierta. En la Tabla A.1 del Anexo de esta investigación se exhibe de forma íntegra la base de datos con la que se trabajó, para que en un futuro diversos estudios relacionados con el tema puedan tenerla como punto de partida.

Se recomienda a las brigadas de expertos que hacen reconocimiento de desastres naturales que detallen de forma clara en sus informes, parámetros que pudieran servir de indicador de intensidad de daño, para el caso de licuación; resultaría interesante relacionar el desplazamiento lateral y/o inclinación de las construcciones debido al fenómeno de licuación del suelo provocada por sismo con el daño esperado en ellas. En la base de datos creada para la realización de esta investigación, se documentó la inclinación de las construcciones, sin embargo, menos del 20% de los casos recopilados contaban con este dato. Lo anterior permitiría complementar el trabajo realizado al proponer curvas de vulnerabilidad debida a licuación para otros tipos de sistemas que se ven seriamente afectados por dicho fenómeno, tales como tuberías y carreteras.

REFERENCIAS

- Abo, M. (2012). “Perqué in Emilia la terra diventa liquida?”. Recuperado el 26 de octubre de 2015, de <http://goo.gl/moQPvV>.
- Adachi, T. et al. (1992). “Settlement and inclination of reinforced concrete buildings in Dagupan City due to liquefaction during the 1990 Philippine earthquake”, Earthquake Engineering, Tenth World Conference. (pp 147-152).
- Akai, K. *et al.* (1997). “Geotechnical reconnaissance of the effects of the January 17, 1995, Hyogoken-Nambu earthquake, Japan”, Diane Publishing. (151 pp).
- Barbat, A. *et al.* (2010). “Seismic vulnerability and risk evaluation methods for urban areas. A review with application to a pilot area”, Structure and Infrastructure Engineering, Vol. 6. (pp 17-38).
- Beetham, D. *et al.* (2011). “Assessment of liquefaction and related ground failure hazards in Palmerston North, New Zealand”, GNS Science Consultancy Report CR 2011/108, (90pp).
- Bird, J. y Bommer, J. (2004). “Evaluating earthquake losses due to the ground failure and identifying their relative contribution”, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Canadá 2004. Paper No. 3156. (15 pp).
- Bird, J. *et al.* (2006). “Modelling liquefaction-induced building damage in earthquake loss estimation”, Soil Dynamics and Earthquake Engineering 26. (pp 15-30).
- Bonett, R. (2003). “Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada”. Tesis de doctorado. Universidad Politécnica de Cataluña.
- Braile, L. (2003). “Earthquake hazard information – Photos of earthquake damage, modes of building failure – Part 2”. Recuperado el 29 de octubre de 2015, de <http://goo.gl/BluMas>.
- BRANZ’s Seismic Resilience. (2015a). “Shallow foundations – residential”. Recuperado el 10 de diciembre de 2015, de <http://goo.gl/4SL9bM>.
- BRANZ’s Seismic Resilience. (2015b). “Deep foundations – commercial”. Recuperado el 16 de diciembre de 2015, de <http://goo.gl/f70ogY>.
- Building How. (2015). “Spreads footings”. Recuperado el 14 de diciembre de 2015, de <http://goo.gl/uI6j6b>.
- Cázares, U., Niño, M. y Reinoso, E. (2012). “Vulnerability functions for buildings due to liquefaction”, The 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon 2012, (9 pp).
- Cázares, J. (2013). “Estimación de la vulnerabilidad sísmica para estructuras de mampostería considerando la calidad de la supervisión”. Tesis de maestría. Universidad Nacional Autónoma de México.
- Civil and Environmental Engineering, University of Washington (2000). “What is soil liquefaction?”. Recuperado el 21 de octubre de 2015, de <http://goo.gl/aeK4nE>.

- CFT & Asociados S.L. (2013). “Diseño y pruebas de pilotes prefabricados hincados”. Recuperado el 16 de diciembre de 2015, de <http://goo.gl/B06xdb>.
- Earthquake Engineering Field Investigation Team. (2009). “The Padang, Sumatra – Indonesia earthquake of 30 September 2009”, Field Report by EEFIT. (82 pp).
- Earthquake Engineering Research Institute. (1990). “The Luzon, Philippines earthquake of July 16, 1990”, Newsletter. (12 pp).
- Earthquake Engineering Research Institute. (2010). “The Mw 7.1 Darfield (Canterbury), New Zealand earthquake of September 4, 2010”, EERI Special Earthquake Report. (12 pp).
- Earthquake Engineering Research Institute. (2011). “Geotechnical effects of the Mw 9.0 Tohoku, Japan, earthquake of March 11, 2011”. EERI Special Earthquake Report. (12 pp).
- Earthquake Engineering Research Institute. (2015). “Northridge, California. January 17, 1994 M6.7 earthquake”. Recuperado el 30 de octubre de 2015, de <https://goo.gl/zi5cYt>.
- Elnashai, A. *et al.* (2008). “The Pisco-Chincha earthquake of August 15, 2007. Seismological, geotechnical and structural assessments”, Mid-America Earthquake Center Report No. 08-01 (159 pp).
- Engineering Geology Ltd. (2015) “Earthquake engineering”. Recuperado el 27 de octubre de 2015, de <http://goo.gl/MmgsZS>.
- Environment Canterbury Regional Council (2015). “Liquefaction information”. Recuperado el 21 de octubre de 2015, de <http://goo.gl/hHRHGW>.
- EQE. (1994). “The January 17, 1994 Northridge, CA earthquake”, EQE Summary Report (versión web).
- Federal Emergency Management Agency (2015). “Why earthquakes occur”. Recuperado el 15 de octubre de 2015, de <http://goo.gl/PIAVAg>.
- Geotechnical Extreme Events Reconnaissance Association. (1995). “Geotechnical reconnaissance of the effects of the January 17, 1995 Hyogoken-Nanbu earthquake, Japan”. Report No. UCB/EERC-95/01 (versión web).
- Geotechnical Extreme Events Reconnaissance Association. (1999). “Initial geotechnical observations of the November 12, 1999, Duzce earthquake”. Report No. GEER-003 (versión web).
- Geotechnical Extreme Events Reconnaissance Association. (2007). “Preliminary reconnaissance report on the geotechnical engineering aspects of the August 15, 2007 Pisco, Peru earthquake”. Report No. GEER-012 (versión web).
- Geo-engineering Extreme Events Reconnaissance Association. (2010a). “Geo-engineering reconnaissance of the 2010 Maule, Chile earthquake”, Report No. GEER-022. (347 pp).

- Geo-engineering Extreme Events Reconnaissance Association. (2010b). "Preliminary report on seismological and geotechnical engineering aspects of the April 4 2010 M_w 7.2 El Mayor-Cucapah (Mexico) earthquake", Report No. GEER -023 (versión web).
- Geo-engineering Extreme Events Reconnaissance Association. (2010c). "Geotechnical reconnaissance of the 2010 Darfield (New Zealand) earthquake", Report No. GEER -024. (273 pp).
- Geo-engineering Extreme Events Reconnaissance Association. (2011a). "Geotechnical reconnaissance of the 2011 Christchurch, New Zealand earthquake", Report No. GEER-027 (versión web).
- Geo-engineering Extreme Events Reconnaissance Association. (2011b). "Geotechnical reconnaissance of the 2011 Tohoku Japan earthquake", Report No. GEER 025a. (20 pp).
- Geo-engineering Extreme Events Reconnaissance Association. (2013). "Geotechnical aspects of Sept. 5, 2012 $M7.6$ Samara, Costa Rica earthquake", Report No. GEER-031. (57 pp).
- Global Risk Miyamoto. (2007). "2007 Niigata Chuetsu-Oki Japan earthquake", Reconnaissance report. (32 pp).
- Gómez, I. y Rodríguez, E. (2006). "Generación de funciones de vulnerabilidad para edificaciones de mampostería no reforzada de baja altura utilizando técnicas de simulación". Tesis de licenciatura. Universidad Industrial de Santander.
- González, L. et al. (2002). "Ingeniería geológica". Madrid: Prentice Hall.
- Huang, Y. (2008). "Performance-based design and evaluation for liquefaction-related seismic Hazards". Tesis de doctorado. Universidad de Washington.
- Hylland, M. y Lowe, M. (1998). "Characteristics, timing, and hazard of liquefaction-induced landsliding in the Farmington siding landslide complex, Davis County, Utah", Utah Geological Survey, Special Study 95. (37 pp).
- Ishihara, K., Acacio, A. y Towhata, I. (1993). "Liquefaction-induced ground damage in Dagupan in the July 16, 1990 Luzon earthquake", Soils and foundations, Vol. 33, No. 1. (pp 133-154).
- Jacka, M. (2013). "Canterbury New Zealand earthquake sequence 2010-2011. Lessons from Christchurch", Tonkin & Taylor Ltd. (95 pp).
- Jaimes, M. *et al.* (2010). "Análisis del sismo de El Mayor-Cucapah, Baja California", Ingeniería Civil, Núm., 496. (pp 25-29).
- Jamal, H. (2014). "Purposes and functions of foundations". Recuperado el 10 de diciembre de 2015, de <http://goo.gl/xktnBu>.
- Kawasumi, H. (1968). "General report on the Niigata earthquake of 1964", Tokyo Electrical Engineering College Press. (550 pp).
- Kimmerling, R. (2002). "Shallow foundations", Geotechnical engineering circular No. 6. (296 pp).

- Kishida, H. (1966). "Damage to reinforced concrete buildings in Niigata city with special reference to foundation engineering", The Japanese Geotechnical Society. (18 pp).
- Lew, M. y Tran, L. (2012). "Case history of observed liquefaction-induced settlement versus predicted settlement", The 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon 2012, (10 pp).
- Linkemer, L. *et al.* (2013). "El terremoto de Sámara (Costa Rica) del 5 de setiembre del 2012 (M_w7,6)", Revista Geológica de América Central, No. 49. (pp 73-82).
- López, L. y López, J. (1999). "Elementos de construcción", Universidad de Castilla-La Mancha.
- Mendoza, M. *et al.* (2011). "Geotechnical aspects of damages in Concepción, due to the M_w 8.8 Chile earthquake on February 27, 2010", 2011 Pan-Am CGS Geotechnical Conference. (10 pp).
- National Centers for Environmental Information (2015). "The February 21st, 2011 Christchurch, New Zealand earthquake". Recuperado el 21 de octubre de 2015, de <http://goo.gl/U0Gb8b>.
- National Institute of Standards and Technology. (1996). "The January 17, 1995 Hyogoken-Nanbu (Kobe) earthquake", NIST Special Publication 901. (544 pp).
- National Platform for Natural Hazards. (2015). "Kobe earthquake 1 (1995)". Recuperado el 28 de octubre de 2015, de <http://goo.gl/T4Z9Gj>.
- Numada, M. *et al.* (2010). "Survey of September 30, 2009 Sumatra earthquake", Institute of Industrial Science, University of Tokyo, Bulletin of ERS, No. 43. (12 pp).
- Ohsaki, Y. (1966). "Niigata earthquakes, 1964 building damage and soil condition", Soils and Foundations, Vol. 6, No 2 (pp 14-37).
- Orense, R. (2011). "Soil liquefaction during the 2010 Darfield and 1990 Luzon earthquakes: a comparative study", Ninth Pacific Conference on Earthquake Engineering. (8 pp).
- Pacific Earthquake Engineering Research Center. (2015). "Some observations of geotechnical aspects of the February 28, 2001, Nisqually earthquake in Olympia, South Seattle, and Tacoma, Washington". Recuperado el 10 de noviembre de 2015, de <http://goo.gl/sq9rMe>.
- Past Niigata (2015). "Past Niigata, after earthquake". Recuperado el 26 de octubre de 2015, de <http://goo.gl/zw94IR>.
- Rauch, A. y Martin, J. (2000). "EPOLLS model for predicting average displacements on lateral spreads", Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, 126(4), (pp 360-371).
- Rosado, D. (2010). "Metodología para la evaluación del peligro por licuación del suelo, inducido por sismo, usando un sistema de información geográfica". Tesis de licenciatura. Universidad Nacional Autónoma de México.
- Sancio, R. *et al.* (2004). "Performance of building over liquefiable ground in Adapazari, Turkey", 13th World Conference on Earthquake Engineering, Canadá 2004. Paper No. 935. (14 pp).

- Sharpe, R. (1994). "July 16, 1990 Luzon (Philippines) earthquake", *Earthquake Engineering*, Tenth World Conference 1994 Balkerna, Rotterdam. (pp 7027-7031).
- Sumer, M., Kaya, A. y Ottesen Hansen, N. (2002). "Impact of liquefaction on coastal structures in the 1999 Kocaeli, Turkey earthquake", *Twelfth International Offshore and Polar Engineering Conference*. (pp 504-511).
- Syracuse Media Group (2015). "Japan earthquake Niigata 1964". Recuperado el 26 de octubre de 2015, de <http://goo.gl/Sb64Tc>.
- The City of Baguio (2003). "The 1990 Baguio City earthquake". Recuperado el 27 de octubre de 2015, de <http://goo.gl/TrTRIQ>.
- Tohari, A., Sugianti, K. y Soebowo, E. (2011). "Liquefaction potential at Padang city: a comparison of predicted and observed liquefactions during the 2009 Padang earthquake", *Riset Geologi dan Pertambangan* Vol. 21 No. 1. (pp 7-19).
- Tokimatsu, K. *et al.* (1994). "Liquefaction-induced damage to buildings in 1990 Luzon earthquake", *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol 120, No. 2. (pp 290-307).
- Tonkin & Taylor Ltd. (2011). "Canterbury earthquake sequence 4 September 2010 to 13 June 2011. Land damage information and assessment", *Canterbury Earthquake Recovery Authority* (22 pp).
- United States Geological Survey. (2000). "Implications for earthquake risk reduction in the United States from the Kocaeli, Turkey, earthquake of August 17, 1999", *U.S. Geological Survey Circular* 1193. (65 pp).
- United States Geological Survey. (2007). "Investigation of the M6.6 Niigata-Chuetsu Oki, Japan, earthquake of July 16, 2007", *Open File Report* 2007-1365. (230 pp).
- United States Geological Service (2012). "1964 Great Alaska Earthquake". Recuperado el 19 de octubre de 2015, de <http://goo.gl/rRlibR>.
- University of California, Davis campus. (2015). "Liquefaction & shallow foundations: Adapazari". Recuperado el 3 de noviembre de 2015, de <https://goo.gl/DVoijb>.
- University of Washington. (2001). "The Nisqually earthquake of 28 February 2001. Preliminary reconnaissance report", *Nisqually Earthquake Clearing House Group*. (32 pp).
- Unutmaz, B. (2008). "Assessment of soil – structure – earthquake interaction induced soil liquefaction triggering". Tesis de doctorado. Universidad Técnica de Medio Oriente.
- Upsall, S. (2006). "Instrumental intensity scales for geotechnical and structural damage". Tesis de doctorado. Universidad de Washington.
- van Ballegooy, S. *et al.* (2014). "Assessment of liquefaction-induced land damage for residential Christchurch". *Earthquake Spectra*, Volume 30, No. 1. (25 pp).

Verdugo, R. (2012). “Comparing liquefaction phenomena observed during the 2010 Maule, Chile earthquake and 2011 great east Japan earthquake”, International Symposium on Engineering Lessons Learned from the 2011 Great East Japan Earthquake. (pp 707-718).

Yoshimi, Y. y Tokimatsu, K. (1977). “Settlement of buildings on saturated sand during earthquakes”, Soils and Foundations, Vol. 17, No. 1 (pp 23-38).

Youd, T. L. (1973). “Liquefaction, flow, and associated ground failure”. United States Geological Survey Circular 688 (12 pp).

Youd, T. L. *et al.* (2000). “Supplement A to Volume 16: Kocaeli, Turkey, Earthquake 17, 1999, Reconnaissance Report”. EERI. (pp 163-189).

Zapata, J. (2005). “Licuación en arenas en la Refinería General Lázaro Cárdenas”. Tesis de maestría. Universidad Nacional Autónoma de México.

ANEXO

Tabla A.1 Construcciones con daño debido a licuación inducida por sismo

Id	Sismo			No. de niveles	Tipo de cimentación	Desp. Vertical Δv (cm)	Inclinación θ (°)
	Fecha	Lugar	M				
1	16/06/1964	Niigata, Japón ¹	7.5	2	Flexible	20	-
2	16/06/1964	Niigata, Japón ¹	7.5	2	Rígida	10	-
3	16/06/1964	Niigata, Japón ¹	7.5	1	Flexible	15	-
4	16/06/1964	Niigata, Japón ¹	7.5	3	Flexible	110	-
5	16/06/1964	Niigata, Japón ¹	7.5	3	Flexible	200	-
6	16/06/1964	Niigata, Japón ¹	7.5	2	Flexible	130	-
7	16/06/1964	Niigata, Japón ¹	7.5	2	Flexible	100	-
8	16/06/1964	Niigata, Japón ¹	7.5	2	Flexible	50	-
9	16/06/1964	Niigata, Japón ¹	7.5	3	Flexible	20	-
10	16/06/1964	Niigata, Japón ¹	7.5	3	Flexible	240	-
11	16/06/1964	Niigata, Japón ¹	7.5	4	Flexible	257	-
12	16/06/1964	Niigata, Japón ¹	7.5	3	Flexible	154	-
13	16/06/1964	Niigata, Japón ¹	7.5	4	Flexible	345	-
14	16/06/1964	Niigata, Japón ¹	7.5	4	Flexible	15	-
15	16/06/1964	Niigata, Japón ¹	7.5	2	Pilotes	16	-
16	16/06/1964	Niigata, Japón ¹	7.5	4	Pilotes	157	-
17	16/06/1964	Niigata, Japón ¹	7.5	4	Pilotes	150	-
18	16/06/1964	Niigata, Japón ¹	7.5	3	Pilotes	172	-
19	16/06/1964	Niigata, Japón ¹	7.5	3	Pilotes	97	-
20	16/06/1964	Niigata, Japón ¹	7.5	3	Pilotes	120	-
21	16/06/1964	Niigata, Japón ¹	7.5	4	Pilotes	380	-
22	16/06/1964	Niigata, Japón ¹	7.5	3	Pilotes	100	-
23	16/06/1964	Niigata, Japón ¹	7.5	4	Pilotes	340	-
24	16/06/1964	Niigata, Japón ¹	7.5	3	Pilotes	80	-
25	16/06/1964	Niigata, Japón ¹	7.5	3	Pilotes	60	-
26	16/06/1964	Niigata, Japón ¹	7.5	5	Pilotes	20	-
27	16/06/1964	Niigata, Japón ¹	7.5	4	Pilotes	30	-
28	16/06/1964	Niigata, Japón ¹	7.5	4	Pilotes	10	-
29	16/06/1964	Niigata, Japón ¹	7.5	3	Pilotes	30	-
30	16/06/1964	Niigata, Japón ¹	7.5	3	Pilotes	150	-
31	16/06/1964	Niigata, Japón ¹	7.5	3	Flexible	66	-
32	16/06/1964	Niigata, Japón ¹	7.5	6	Rígida	100	-
33	16/06/1964	Niigata, Japón ¹	7.5	3	Rígida	116	-
34	16/06/1964	Niigata, Japón ¹	7.5	4	Rígida	150	-
35	16/06/1964	Niigata, Japón ²	7.5	4	Rígida	250	20.0
36	16/06/1964	Niigata, Japón ²	7.5	3	Rígida	250	10.0
37	16/07/1990	Luzón, Filipinas ³	7.8	3	Flexible	100	5.0

Id	Sismo			No. de niveles	Tipo de cimentación	Desp. Vertical Δv (cm)	Inclinación θ (°)
	Fecha	Lugar	M				
38	16/07/1990	Luzón, Filipinas ³	7.8	5	Flexible	200	3.0
39	16/07/1990	Luzón, Filipinas ⁴	7.8	3	Flexible	25	0.3
40	16/07/1990	Luzón, Filipinas ⁴	7.8	4	Flexible	75	1.0
41	16/07/1990	Luzón, Filipinas ⁴	7.8	3	Flexible	130	3.9
42	16/07/1990	Luzón, Filipinas ⁴	7.8	5	Rígida	60	0.8
43	16/07/1990	Luzón, Filipinas ⁴	7.8	3	Flexible	35	1.5
44	16/07/1990	Luzón, Filipinas ⁴	7.8	4	Flexible	80	2.0
45	16/07/1990	Luzón, Filipinas ⁴	7.8	4	Flexible	110	2.0
46	16/07/1990	Luzón, Filipinas ⁴	7.8	3	Flexible	55	0.5
47	16/07/1990	Luzón, Filipinas ⁴	7.8	3	Flexible	65	0.2
48	16/07/1990	Luzón, Filipinas ⁴	7.8	4	Flexible	245	18.0
49	16/07/1990	Luzón, Filipinas ⁴	7.8	5	Rígida	110	1.6
50	16/07/1990	Luzón, Filipinas ⁴	7.8	3	Flexible	95	1.8
51	16/07/1990	Luzón, Filipinas ⁴	7.8	4	Flexible	95	2.0
52	16/07/1990	Luzón, Filipinas ⁴	7.8	4	Flexible	70	2.7
53	16/07/1990	Luzón, Filipinas ⁴	7.8	4	Flexible	95	1.8
54	16/07/1990	Luzón, Filipinas ⁴	7.8	4	Rígida	60	0.3
55	16/07/1990	Luzón, Filipinas ⁴	7.8	5	Rígida	40	1.0
56	16/07/1990	Luzón, Filipinas ⁴	7.8	3	Flexible	120	6.8
57	16/07/1990	Luzón, Filipinas ⁴	7.8	3	Flexible	60	0.5
58	16/07/1990	Luzón, Filipinas ⁴	7.8	3	Flexible	120	4.2
59	16/07/1990	Luzón, Filipinas ⁴	7.8	3	Flexible	125	8.7
60	16/07/1990	Luzón, Filipinas ⁴	7.8	2	Flexible	135	2.0
61	16/07/1990	Luzón, Filipinas ⁴	7.8	3	Flexible	145	2.4
62	16/07/1990	Luzón, Filipinas ⁴	7.8	3	Flexible	100	1.9
63	16/07/1990	Luzón, Filipinas ⁴	7.8	3	Flexible	60	0.7
64	16/07/1990	Luzón, Filipinas ⁴	7.8	2	Flexible	35	1.5
65	16/07/1990	Luzón, Filipinas ⁴	7.8	5	Rígida	50	1.5
66	16/07/1990	Luzón, Filipinas ⁴	7.8	5	Rígida	90	3.2
67	17/01/1994	Northridge, EUA ⁵	6.7	-	Flexible	5	-
68	17/01/1995	Kobe, Japón ⁶	7.2	-	Pilotes	30	-
69	17/01/1995	Kobe, Japón ⁶	7.2	-	Flexible	150	-
70	17/08/1999	Kocaeli, Turquía ⁷	7.4	4	Flexible	150	-
71	17/08/1999	Kocaeli, Turquía ⁷	7.4	4	Rígida	30	-
72	17/08/1999	Kocaeli, Turquía ⁸	7.4	2	Flexible	55	-
73	17/08/1999	Kocaeli, Turquía ⁸	7.4	4	Rígida	111	-
74	17/08/1999	Kocaeli, Turquía ⁸	7.4	6	Rígida	15	-
75	17/08/1999	Kocaeli, Turquía ⁸	7.4	6	Rígida	13	-
76	17/08/1999	Kocaeli, Turquía ⁸	7.4	6	Rígida	30	-
77	17/08/1999	Kocaeli, Turquía ⁸	7.4	6	Rígida	35	-

Id	Sismo			No. de niveles	Tipo de cimentación	Desp. Vertical Δv (cm)	Inclinación θ (°)
	Fecha	Lugar	M				
78	17/08/1999	Kocaeli, Turquía ⁸	7.4	5	Rígida	20	-
79	17/08/1999	Kocaeli, Turquía ⁸	7.4	5	Rígida	15	-
80	17/08/1999	Kocaeli, Turquía ⁸	7.4	5	Rígida	18	-
81	17/08/1999	Kocaeli, Turquía ⁸	7.4	5	Rígida	4	-
82	17/08/1999	Kocaeli, Turquía ⁸	7.4	5	Rígida	18	-
83	17/08/1999	Kocaeli, Turquía ⁸	7.4	5	Rígida	10	-
84	17/08/1999	Kocaeli, Turquía ⁸	7.4	5	Rígida	5	-
85	17/08/1999	Kocaeli, Turquía ⁸	7.4	5	Rígida	10	-
86	17/08/1999	Kocaeli, Turquía ⁸	7.4	5	Rígida	23	-
87	17/08/1999	Kocaeli, Turquía ⁸	7.4	5	Rígida	26	-
88	17/08/1999	Kocaeli, Turquía ⁸	7.4	5	Rígida	35	-
89	17/08/1999	Kocaeli, Turquía ⁸	7.4	5	Rígida	10	-
90	17/08/1999	Kocaeli, Turquía ⁸	7.4	5	Rígida	10	-
91	17/08/1999	Kocaeli, Turquía ⁸	7.4	5	Rígida	18	-
92	17/08/1999	Kocaeli, Turquía ⁸	7.4	5	Rígida	15	-
93	17/08/1999	Kocaeli, Turquía ⁸	7.4	4	Rígida	15	-
94	17/08/1999	Kocaeli, Turquía ⁸	7.4	4	Rígida	10	-
95	17/08/1999	Kocaeli, Turquía ⁸	7.4	4	Rígida	17	-
96	17/08/1999	Kocaeli, Turquía ⁸	7.4	4	Rígida	10	-
97	17/08/1999	Kocaeli, Turquía ⁸	7.4	4	Rígida	21	-
98	17/08/1999	Kocaeli, Turquía ⁸	7.4	4	Rígida	23	-
99	17/08/1999	Kocaeli, Turquía ⁸	7.4	4	Rígida	8	-
100	17/08/1999	Kocaeli, Turquía ⁸	7.4	4	Rígida	-	-
101	17/08/1999	Kocaeli, Turquía ⁹	7.4	-	Rígida	20	-
102	17/08/1999	Kocaeli, Turquía ⁹	7.4	-	Rígida	2	-
103	17/08/1999	Kocaeli, Turquía ⁹	7.4	-	Flexible	75	-
104	17/08/1999	Kocaeli, Turquía ⁹	7.4	-	Pilotes	80	-
105	17/08/1999	Kocaeli, Turquía ¹⁰	7.4	5	Rígida	10	-
106	17/08/1999	Kocaeli, Turquía ¹⁰	7.4	5	Rígida	50	-
107	17/08/1999	Kocaeli, Turquía ¹⁰	7.4	5	Rígida	20	-
108	17/08/1999	Kocaeli, Turquía ¹⁰	7.4	5	Rígida	0	-
109	17/08/1999	Kocaeli, Turquía ¹⁰	7.4	5	Rígida	17	-
110	17/08/1999	Kocaeli, Turquía ¹⁰	7.4	5	Rígida	17	-
111	17/08/1999	Kocaeli, Turquía ¹⁰	7.4	5	Rígida	20	-
112	17/08/1999	Kocaeli, Turquía ¹⁰	7.4	5	Rígida	60	-
113	17/08/1999	Kocaeli, Turquía ¹⁰	7.4	5	Rígida	20	-
114	17/08/1999	Kocaeli, Turquía ¹⁰	7.4	4	Rígida	50	-
115	17/08/1999	Kocaeli, Turquía ¹⁰	7.4	4	Rígida	18	-
116	17/08/1999	Kocaeli, Turquía ¹⁰	7.4	4	Rígida	2	-
117	17/08/1999	Kocaeli, Turquía ¹⁰	7.4	4	Rígida	10	-

Id	Sismo			No. de niveles	Tipo de cimentación	Desp. Vertical Δv (cm)	Inclinación θ (°)
	Fecha	Lugar	M				
118	17/08/1999	Kocaeli, Turquía ¹⁰	7.4	6	Rígida	13	-
119	17/08/1999	Kocaeli, Turquía ¹⁰	7.4	6	Rígida	15	-
120	17/08/1999	Kocaeli, Turquía ¹⁰	7.4	5	Rígida	20	-
121	17/08/1999	Kocaeli, Turquía ¹⁰	7.4	5	Rígida	20	-
122	17/08/1999	Kocaeli, Turquía ¹⁰	7.4	5	Rígida	35	-
123	17/08/1999	Kocaeli, Turquía ¹⁰	7.4	5	Rígida	20	-
124	12/11/1999	Duzce, Turquía ¹⁰	7.1	4	Rígida	16	-
125	12/11/1999	Duzce, Turquía ¹⁰	7.1	6	Rígida	60	-
126	12/11/1999	Duzce, Turquía ¹⁰	7.1	4	Rígida	42	-
127	12/11/1999	Duzce, Turquía ¹⁰	7.1	5	Rígida	21	-
128	12/11/1999	Duzce, Turquía ¹⁰	7.1	3	Rígida	15	-
129	12/11/1999	Duzce, Turquía ¹⁰	7.1	5	Rígida	17	-
130	12/11/1999	Duzce, Turquía ¹⁰	7.1	5	Rígida	17	-
131	12/11/1999	Duzce, Turquía ¹⁰	7.1	5	Rígida	17	-
132	12/11/1999	Duzce, Turquía ¹⁰	7.1	5	Rígida	40	-
133	12/11/1999	Duzce, Turquía ¹⁰	7.1	5	Rígida	25	-
134	12/11/1999	Duzce, Turquía ¹⁰	7.1	5	Rígida	50	-
135	12/11/1999	Duzce, Turquía ¹⁰	7.1	5	Rígida	17	-
136	12/11/1999	Duzce, Turquía ¹⁰	7.1	5	Rígida	17	-
137	12/11/1999	Duzce, Turquía ¹⁰	7.1	5	Rígida	20	-
138	12/11/1999	Duzce, Turquía ¹⁰	7.1	5	Rígida	25	-
139	12/11/1999	Duzce, Turquía ¹⁰	7.1	6	Rígida	57	-
140	12/11/1999	Duzce, Turquía ¹⁰	7.1	4	Rígida	0	-
141	12/11/1999	Duzce, Turquía ¹⁰	7.1	4	Rígida	2	-
142	12/11/1999	Duzce, Turquía ¹⁰	7.1	4	Rígida	20	-
143	12/11/1999	Duzce, Turquía ¹⁰	7.1	4	Rígida	24	-
144	12/11/1999	Duzce, Turquía ¹⁰	7.1	3	Rígida	15	-
145	12/11/1999	Duzce, Turquía ¹⁰	7.1	5	Rígida	15	-
146	12/11/1999	Duzce, Turquía ¹⁰	7.1	4	Rígida	40	-
147	28/02/2001	Nisqually, EUA ¹¹	6.8	-	Rígida	1	-
148	28/02/2001	Nisqually, EUA ¹¹	6.8	4	Rígida	7	-
149	28/02/2001	Nisqually, EUA ¹¹	6.8	-	Rígida	10	-
150	16/07/2007	Niigata, Japón ¹²	6.6	4	Pilotes	30	-
151	15/08/2007	Pisco, Perú ¹³	8.0	1	Flexible	100	-
152	15/08/2007	Pisco, Perú ¹³	8.0	1	Flexible	91	-
153	15/08/2007	Pisco, Perú ¹³	8.0	1	Flexible	50	-
154	15/08/2007	Pisco, Perú ¹⁴	8.0	1	Flexible	80	-
155	15/08/2007	Pisco, Perú ¹⁴	8.0	1	Flexible	70	-
156	30/09/2009	Padang, Indonesia ¹⁵	7.6	-	Pilotes	100	-

Id	Sismo			No. de niveles	Tipo de cimentación	Desp. Vertical Δv (cm)	Inclinación θ (°)
	Fecha	Lugar	M				
157	30/09/2009	Padang, Indonesia ¹⁵	7.6	-	Pilotes	20	-
158	30/09/2009	Padang, Indonesia ¹⁵	7.6	-	Pilotes	10	-
159	30/09/2009	Padang, Indonesia ¹⁶	7.6	1	Flexible	100	-
160	27/02/2010	Maule, Chile ¹⁷	8.8	2	Flexible	60	-
161	04/04/2010	Mexicali, México ¹⁸	7.2	2	Flexible	15	-
162	04/04/2010	Mexicali, México ¹⁸	7.2	4	Pilotes	20	-
163	04/04/2010	Mexicali, México ¹⁸	7.2	4	Pilotes	15	-
164	04/04/2010	Mexicali, México ¹⁸	7.2	2	Flexible	100	-
165	04/09/2010	Darfield, NZ ¹⁹	7.1	1	Flexible	33	-
166	04/09/2010	Darfield, NZ ¹⁹	7.1	1	Flexible	46	-
167	22/02/2011	Christchurch, NZ ²⁰	6.3	6	Pilotes	30	5.0
168	22/02/2011	Christchurch, NZ ²⁰	6.3	6	Flexible	29	-
169	22/02/2011	Christchurch, NZ ²⁰	6.3	3	Rígida	40	1.8
170	22/02/2011	Christchurch, NZ ²⁰	6.3	3	Flexible	40	3.0
171	11/03/2011	Tohoku, Japón ²¹	9.0	3	Rígida	40	-
172	11/03/2011	Tohoku, Japón ²¹	9.0	4	Pilotes	30	-
173	05/09/2012	Sámara, CR ²²	7.6	1	Flexible	75	-
174	05/09/2012	Sámara, CR ²²	7.6	1	Pilotes	10	-

¹ Yoshimi, Y. y Tokimatsu, K. (1977)

² Oshaki, Y. (1966)

³ Ishihara, Acacio y Towhata (1993)

⁴ Adachi *et al.* (1992)

⁵ Lew y Tran (2012)

⁶ Akai *et al.* (1997)

⁷ USGS (2000)

⁸ Sancio *et al.* (2004)

⁹ Sumer, Kaya y Ottesen Hansen (2002)

¹⁰ Unutmaz, B. (2008)

¹¹ PEER Center (2015)

¹² Global Risk Miyamoto (2007)

¹³ Elnashai *et al.* (2008)

¹⁴ GEER Association (2007)

¹⁵ Numada *et al.* (2010)

¹⁶ Tohari, Sugianti y Soebowo (2011)

¹⁷ Mendoza *et al.* (2011)

¹⁸ GEER Association (2010b)

¹⁹ GEER Association (2010c)

²⁰ GEER Association (2011a)

²¹ EERI (2011)

²² GEER Association (2013)