

Modelamiento Numérico de Asentamientos Inducidos por Licuación de un Caso Histórico del Terremoto del Maule 2010 8.8 Mw

Numerical Modelling of Liquefaction-Induced Settlements of Case History From the 8.8 Mw 2010 Maule Earthquake

Héctor Saldaña & Nicolás Bastías

GENSIS Ingeniería, Concepción, Chile, hsaldana@gensis.cl

Gonzalo Montalva & Daniella Escribano

Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Concepción, Concepción, Chile

Sebastián Núñez

GFZ German Research Centre for Geosciences, Postdam, Alemania

Juan Carlos Tiznado

Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica, Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago, Chile

ABSTRACT: We analyzed the liquefaction response of the Los Presidentes site in Concepción, Chile, during the 2010 Mw 8.8 Maule earthquake, using a series of two-dimensional nonlinear dynamic analyses. This site, characterized by interbedded clean and silty sands followed by a dense sand unit. In 2010, the condominium had four identical towers that experienced different settlements, with maximum values reaching 40 cm for the most damaged tower to zero for the less affected one. We used SPT, CPTu, and Vs tests to characterize the soil's spatial variability. We considered the constitutive models PM4Sand and PM4Silt implemented in OpenSees to simulate the dynamic response of the system. The results suggest that the shear-induced deformation mechanism controls the dynamic response over the volumetric mechanism. The computed settlements matched post-earthquake LiDAR and field measurements, while liquefaction vulnerability indexes underestimated observed manifestations.

KEYWORDS: Liquefaction, Settlements, Spatial Variability, Numerical Modelling, Case History.

RESUMEN: Se analizó la respuesta a la licuación del sitio Los Presidentes en Concepción, Chile, durante el terremoto del Maule de 2010 (Mw 8.8), por medio de una serie de análisis dinámicos no lineales bidimensionales. El sitio, cuenta con una unidad geotécnica de arenas limpias y limosas interestratificadas, seguida por una unidad de arena densa. Para el 2010, el condominio contaba con cuatro torres idénticas que experimentaron diferentes niveles de asentamientos, con valores máximos que alcanzaron los 40 cm para la torre más dañada hasta cero para la menos afectada. Se utilizaron ensayos SPT, CPT y Vs para caracterizar la variabilidad espacial del suelo. Se consideraron los modelos constitutivos PM4Sand y PM4Silt implementados en OpenSees para simular la respuesta dinámica del sistema. Los resultados sugieren que el mecanismo de deformación inducida por corte controla la respuesta dinámica por sobre el mecanismo de deformación volumétrico. Los asentamientos calculados coincidieron en general con las mediciones de terreno y LiDAR post-terremoto, mientras que los índices de vulnerabilidad a la licuación subestimaron lo observado.

PALABRAS CLAVE: Licuación, Asentamientos, Variabilidad Espacial, Modelamiento Numérico, Caso Histórico.

1 INTRODUCCIÓN

La licuación de suelos es una de las consecuencias más desastrosas de los terremotos, pudiendo provocar severos daños en geosistemas y estructuras debido a la pérdida de resistencia y rigidez que experimenta el depósito granular. La alta sismicidad de Chile lo posiciona como uno de los candidatos predilectos para la ocurrencia de este fenómeno, especialmente por su historial sísmico y deposición de sus sedimentos. El actual estado de la práctica ingenieril utiliza generalmente metodologías simplificadas para estimar tanto el potencial de licuación (e.g.,

Andrus & Stokoe, 2000; Boulanger & Idriss, 2014; Youd et al., 2001), como los asentamientos inducidos por licuación (e.g., Cetin et al., 2009; Ishihara & Yoshimine, 1992; Liu & Dobry, 1997), no obstante, estudios han demostrado que dichas metodologías presentan errores significativos al ser evaluados en casos chilenos (Bertalot et al., 2013; Montalva & Ruz, 2017), por lo que se hace necesario estudiar herramientas alternativas de análisis.

Una alternativa a las metodologías simplificadas es realizar simulaciones numéricas considerando análisis dinámico no lineal

(NDAs), para simular directamente el comportamiento esfuerzo-deformación. Los NDAs proveen una mejor base para la estimación de deformaciones en comparación a metodologías simplificadas que no consideran el efecto del sistema acoplado, además de estar limitadas para condiciones geométricas idealizadas.

El análisis de casos históricos proporciona información relevante que permite mejorar la comprensión del fenómeno de licuación. En los últimos años se han desarrollado diversos estudios de casos históricos afectados por licuación en geosistemas y estructuras utilizando NDAs (e.g., Bassal & Boulanger, 2021, 2022; Bray & Luque, 2017; Luque & Bray, 2017, 2020; Paull et al., 2022; Pretell et al., 2021), sin embargo, la mayoría de ellos se centran en casos ocurridos de eventos corticales, que en comparación eventos de subducción, difieren notablemente en términos de duración significativa y contenido de frecuencias.

En este trabajo se presenta una serie de NDAs 2D realizados en un sitio afectado por asentamientos diferenciales inducidos por licuación durante el terremoto del Maule de 2010 (8.8 Mw). El objetivo es caracterizar la variabilidad espacial inherente del suelo utilizando métodos geoestadísticos y estudiar los principales mecanismos de deformación que conducen a los asentamientos superficiales. Se utilizaron datos de ensayos *in situ*, tales como ensayos de penetración estándar (SPT) y ensayos de penetración de cono (CPT), junto con perfiles de velocidad de ondas de corte (Vs) para obtener las propiedades representativas del subsuelo y construir modelos estocásticos por medio de kriging ordinario (Kriging 1951; Matheron 1962). Los NDAs se realizaron en la plataforma computacional de código abierto OpenSees (Mazzoni et al. 2006). El modelo constitutivo PM4Sand (Boulanger & Ziotopoulou, 2017) se utilizó para modelar las unidades de suelos tipo arena y de transición, mientras que el modelo PM4Silt (Boulanger & Ziotopoulou, 2018) se empleó para las unidades tipo arcilla. Los resultados de los NDAs y los principales mecanismos de deformación se comparan con mediciones LiDAR y de campo post-terremoto.

2 LOS PRESIDENTES: CASO HISTÓRICO DEL TERREMOTO DEL MAULE 2010

2.1 Descripción general

El terremoto de Maule de 2010 (Mw 8.8), se produjo en la zona de subducción chilena, donde la placa de Nazca subducta por debajo de la placa sudamericana. Según el USGS (United States Geological Survey), el hipocentro se situó a -36.122° de latitud sur y -72.898° de longitud oeste, a una profundidad de 22.8 km. La zona de ruptura abarcó un área rectangular de aproximadamente 100 km de ancho y 500 km de largo paralela a la costa, cubriendo gran parte de la región centro-sur del país.

En la ciudad de Concepción (Figura 1), se presentaron diversos casos de licuación de suelos debido a la abundante presencia de arenas saturadas limpias y limos de baja plasticidad. El Sitio Los Presidentes fue un caso de particular interés y bien documentado que tuvo lugar en la zona después del terremoto del Maule. Al momento del evento, el sitio era un complejo residencial de cuatro torres idénticas de 8 pisos (Figura 2.a). Los nombres eran: Riesco (A), Errázuriz (B), Bulnes (C) y Montt (D). El sistema de

fundación de los edificios consistía en zapatas corridas con anchos de entre 1.4 y 2.0 m, con un sello de fundación a 1.0 m (Bray et al. 2012; GEER 2010).



Figura 1. Localización del sitio Los Presidentes en el área de Concepción.

Los efectos de la licuación en la zona incluyeron eyección de sedimentos, grietas en el suelo y asentamientos de las torres (Verdugo et al. 2010) (Figura 2.a). Dichas manifestaciones sólo se produjeron en este lugar, ya que no se observaron indicios superficiales de licuación en sus vecindades (compuesto por viviendas de uno o dos niveles). La torre más afectada fue la A, donde los asentamientos del terreno medidos oscilaron entre 7 y 40 cm. En la esquina noreste de la misma torre, se observaron grandes eyecciones de sedimentos (Figura 2.c) consistentes principalmente en arena limosa bien graduada con un 10-15% de finos no plásticos (GEER 2010), del mismo modo, se observaron eyecciones en el interior del complejo residencial (Figura 2.d). En las cercanías, entre las torres A y C, se observaron grietas en el suelo y eyecciones en la zona de estacionamientos (Figura 2.e).

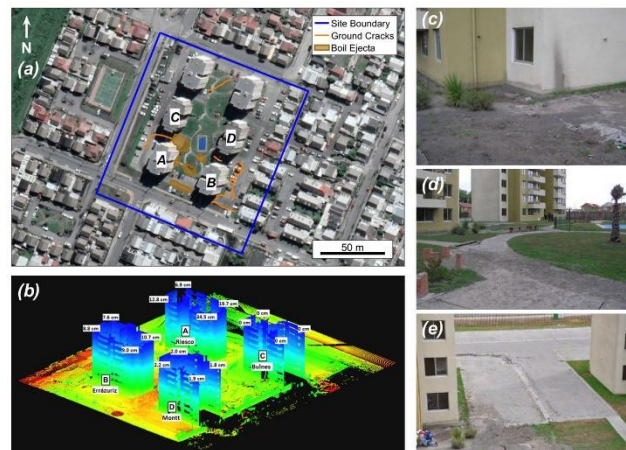


Figura 2. Licuación en Los Presidentes; (a) vista en planta de las torres y la evidencia de licuación reportada; (b) Asentamientos de las torres estimado mediante mediciones LiDAR (Kayen 2023, comunicación personal); (c) Eyección de sedimentos en la esquina noreste de torre A; (d) Eyección de sedimentos en zona central del condominio; y (e) grietas en el suelo entre torres A y C (GEER 2010).

La campaña de reconocimiento post-terremoto incluyó mediciones in situ del asentamiento, así como mediciones LiDAR (GEER 2010). Las mediciones LiDAR coinciden en general con las mediciones in situ (Kayen 2023 comunicación personal). La Figura 2.b muestra una toma LiDAR indicando los asentamientos medidos en cada esquina de las torres, tomando la torre C como referencia ya que aparentemente no sufrió asentamientos. De acuerdo con los resultados LiDAR, la torre A sufrió asentamientos diferenciales de 27.6 cm, mientras que la torre B sólo experimentó asentamientos diferenciales de 1-3 cm. No se observaron asentamientos diferenciales en la torre D, que se asentó uniformemente.

2.2 Prospecciones geotécnicas y geofísicas

Las campañas de exploración geotécnica en el sitio de estudio se dividen en cuatro (sólo tres se consideran en el análisis). La primera corresponde al estudio de mecánica de suelos realizado en febrero de 2006 para el diseño de las torres (destinado a evaluar las condiciones naturales del suelo pre-terremoto). La investigación incluyó 3 SPTs entre 10 y 12 m de profundidad. La segunda campaña se realizó en octubre de 2011 (i.e., post-terremoto), donde se realizaron 2 SPTs de 13 y 15 m de profundidad, respectivamente. La tercera campaña de exploración fue realizada entre septiembre y noviembre de 2021 por el grupo de geotecnia de la Universidad de Concepción, e incluyó 3 CPTs de hasta 10 m de profundidad, realizados en lugares cuidadosamente seleccionados. Adicionalmente, se realizaron ensayos geofísicos para estimar la frecuencia predominante (f_0) del sitio a través de 25 mediciones H/V, así como también la obtención de 7 perfiles Vs combinando ensayos de fuente activa y pasiva. Una cuarta campaña realizada en 2016 (Luque 2017), reportó 5 CPTs de 10 m de profundidad y 1 CPT de 30 m de profundidad, lo cual permitió validar los resultados de las 3 campañas descritas anteriormente. La Figura 3 muestra la distribución espacial de todas las prospecciones utilizadas en este estudio.

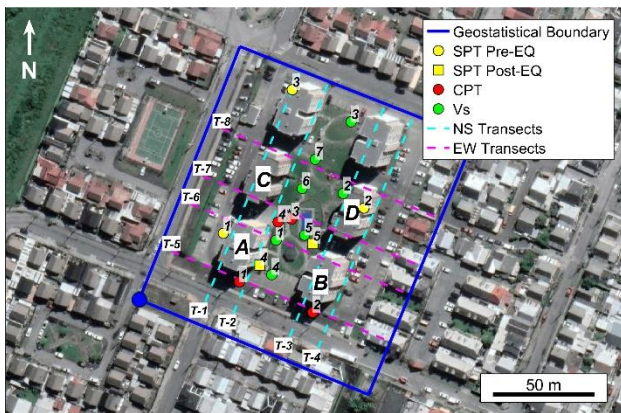


Figura 3. Prospecciones geotécnicas y geofísicas en el sitio de estudio.

El nivel freático se registró en diversos sondeos. Los correspondientes a la segunda campaña (octubre de 2011) registraron un nivel freático entre 1.25 y 1.40 m de profundidad. Los CPTs realizados entre septiembre y noviembre de 2021 informaron un nivel freático entre 1.00 y 1.34 m de profundidad.

Luego, se consideró un nivel freático de 1.0 m de profundidad como valor representativo para el presente estudio.

Dado que 2 de las 3 campañas de exploración descritas anteriormente se realizaron post-terremoto, posibles efectos como la densificación del suelo se consideran despreciables en comparación con otras fuentes de incertidumbre, como la variabilidad inherente del suelo (Boulanger et al., 1995). Por lo tanto, la información geotécnica y geofísica de todas las campañas se considera representativa de las condiciones pre-terremoto en el sitio de estudio, lo que es consistente con otros estudios de NDA post-terremoto (e.g., Bassal & Boulanger 2022; Pretell et al. 2021).

2.3 Propiedades del suelo

La información recopilada fue utilizada para estimar las propiedades del suelo y su variabilidad espacial. En base al Índice de Comportamiento del Suelo I_c (Robertson & Cabal 2015; Robertson & Wride 1998), el suelo se clasificó en 3 grupos diferentes según su comportamiento: tipo arena con $I_c < 2.05$, de transición con $2.05 < I_c < 2.6$, y tipo arcilla con $I_c > 2.6$. Para unificar los tipos de suelo entre CPTs y SPTs, se utilizó la correlación propuesta por Boulanger & Idriss (2014) para estimar I_c a partir del contenido de finos (FC). La Figura 4 muestra un perfil representativo del sitio, incluyendo todos los datos de los SPTs y CPTs categorizados según lo descrito anteriormente. Para los SPTs se muestra el número de golpes N_{SPT} , y para los CPTs, se presentan los valores de Q_{in} . Las dos unidades principales (I y II) del subsuelo consiste en depósitos intercalados de arenas, arenas limosas y limos entre 0 y 15 m de profundidad (Unidad I), y un estrato de arena densa (Unidad II).

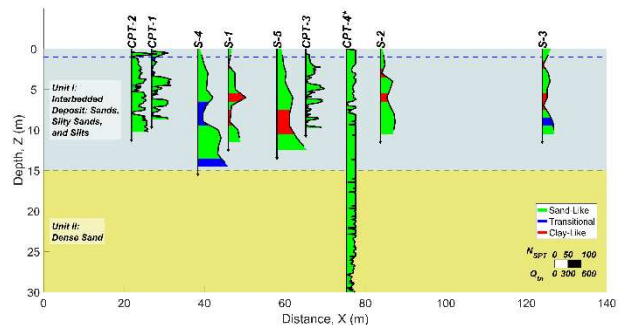


Figura 4. Perfil geotécnico representativo del sitio de estudio.

Para unificar la información de los CPTs y SPTs, se calcula la densidad relativa (D_r) para las unidades tipo arena y de transición a partir de q_{c1N} y $N_{1,60}$ utilizando las correlaciones propuestas por la Idriss & Boulanger (2008). Para las unidades tipo arcilla, la razón de resistencia no drenada (s_u/σ'_{v0}) se estimó con un factor de cono $N_{kt} = 14$ (Robertson & Cabal 2015) para los datos de CPTs, mientras que, para los SPTs, s_u/σ'_{v0} se estimó en base a las expresiones propuestas por Kulhawy & Mayne (1990). Con base en los CPTs, se estimaron pesos unitarios (ρ) de 19 kN/m³ y 18 kN/m³ para las unidades tipo arena y transición, y las unidades tipo arcilla, respectivamente (Robertson & Cabal 2015). Del mismo modo, la conductividad hidráulica del suelo (k) se estimó a partir del índice I_c (Robertson & Cabal 2015) para los modelos

numéricos con k variable (estimada para cada elemento del suelo como se detalla posteriormente), mientras que para los modelos con k uniforme se estimaron valores constantes de 1×10^{-4} , 1×10^{-6} y 1×10^{-8} m/s para las unidades de suelo tipo arena, de transición y tipo arcilla, respectivamente. Las propiedades elásticas del suelo (módulo de corte G , y módulo de elasticidad E) se obtuvieron a partir de métodos de ondas superficiales (SPAC y f - k), considerando mediciones pasivas y activas para estimar la curva de dispersión, y posteriormente invertir el perfil V_s . Adicionalmente se calcularon las razones espectrales horizontal sobre vertical, HVSR (Nakamura 2008), para estimar la frecuencia predominante del sitio. La Figura 5 muestra los 7 perfiles V_s invertidos.

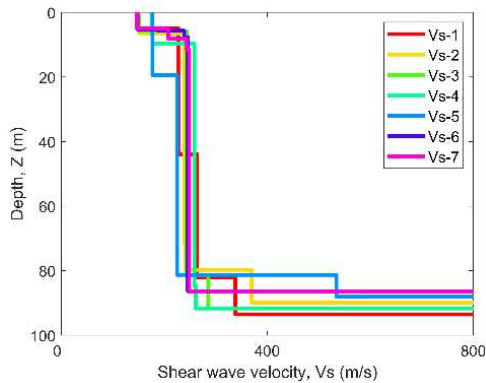


Figura 5. Perfiles V_s invertidos para el sitio de estudio.

2.4 Variabilidad espacial

Se construyeron modelos estocásticos para 8 transectos (4 en dirección NS y 4 en dirección EW, como se muestra en la Figura 3). Los modelos estocásticos, obtenidos mediante kriging ordinario, son las mejores estimaciones lineales insesgadas para cada transecto. Las propiedades analizadas fueron: (i) D_r , para las unidades tipo arena y de transición, (ii) s_u/σ'_{v0} para las unidades tipo arcilla, (iii) I_c , y (iv) V_s para todas las unidades. Se calculó un modelo de tendencia para el logaritmo natural de cada propiedad (para evitar valores negativos), tal y como se muestra en el ejemplo de la Figura 6.a. Luego, se calcularon los residuales, que corresponden a la diferencia entre los valores medidos y el modelo de tendencia. Los residuales se caracterizan estadísticamente como variables aleatorias, con media cero y varianza distinta de cero, por lo que, si se supone una varianza constante, se obtiene una variable aleatoria estacionaria; esto permite caracterizar la variabilidad y la dependencia espacial en función de la distancia entre las observaciones (Goovaerts 1997). Los variogramas para los residuales de las 4 propiedades analizadas (i.e., D_r , I_c , s_u/σ'_{v0} , y V_s) fueron calculados en intervalos no solapados y ajustados por modelos exponenciales (ejemplo en Figura 6.b) con mesetas de 0.18, 0.046, 0.46, y 0.14 y longitudes de correlación de 42, 50, 17, y 42 m en la dirección horizontal, y 2, 1.5, 1.5, y 24 m en la dirección vertical. La longitud de correlación en la dirección horizontal es mayor que en la dirección vertical debido al proceso deposicional de los materiales geológicos sedimentarios (Thompson et al., 2009; Uzielli et al., 2006).

Teniendo en cuenta los variogramas ajustados, se desarrolló un modelo 3D del lugar utilizando el software de código abierto

SGeMS (Remy et al., 2009). La estimación de las propiedades abarcó un área de 126 por 140 m (rectángulo azul de Figura 3). Cada uno de los ocho transectos 2D (líneas segmentadas de Figura 3) provienen del modelo 3D.

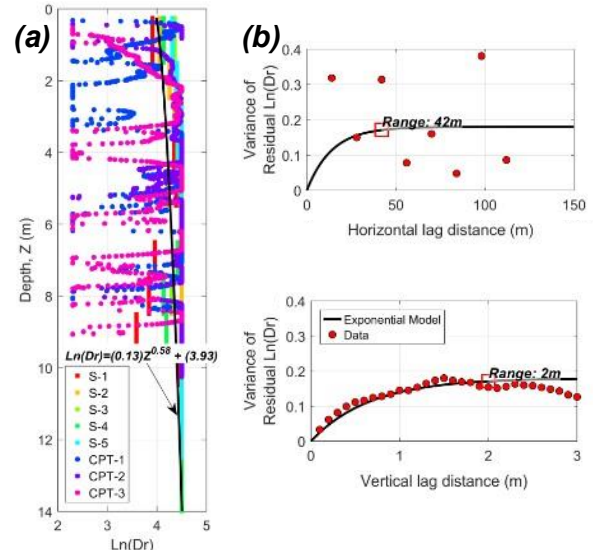


Figura 6. (a) Propiedades utilizadas para desarrollar el modelo estocástico y su respectivo modelo de tendencia; y (b) Variograma y modelo exponencial ajustado para los residuales de $\ln(D_r)$ en dirección horizontal y vertical.

3 METODOLOGÍA DE ANÁLISIS

3.1 Modelo numérico

Se realizaron NDA 2D en deformación plana utilizando la plataforma computacional de elementos finitos, y de código abierto OpenSees (Mazzoni et al., 2006). Los transectos representativos del sitio (ver Figura 3) poseen 140 m de largo en la dirección NS (transectos T-1 a T-4) y 126 m de largo en la dirección EW (transectos T-5 a T-8), todos ellos con una profundidad de 30 m (es decir, incluyen las unidades I y II representadas en Figura 4). El modelo numérico consiste en un subdominio central de interés (SOI) y dos columnas masivas de campo libre (FF-MC) situadas fuera de los límites del SOI para simular la respuesta del suelo en campo libre (Figura 7). Se utilizaron los elementos estabilizados de SSPquadUP (McGann et al., 2015) para capturar la respuesta esfuerzo-deformación del suelo, considerando un módulo de compresibilidad del fluido igual a 2.2×10^6 kPa (agua). El tamaño máximo del elemento se determinó en función de la velocidad de onda de corte mínima ($V_{Smin} \sim 165$ m/s) y la frecuencia máxima de interés del registro de entrada ($f_{max} \sim 10$ Hz). La longitud de onda mínima ($\lambda_{min} = V_{Smin}/f_{max}$) se dividió por 4 para obtener el tamaño máximo del elemento a pequeñas deformaciones, y además se dividió por un factor $C=4$ para considerar posibles reducciones en V_s generadas por el ablandamiento del suelo (e.g., Ramírez et al., 2018; Tiznado et al., 2021). Los elementos dentro del SOI tienen 1.0 m de ancho, 1.0 m de alto y 1.0 m de espesor (en dirección fuera del plano), mientras que los elementos FF-MC tienen 10.0 m de ancho, 1.0 m de alto y 10000 m de espesor, para forzar la

respuesta de campo libre (e.g., de la Torre et al., 2022; McGann & Arduino, 2015). Cada FF-MC se modeló utilizando condiciones de contorno periódicas a ambos lados de cada columna, es decir, los nodos a igual elevación se restringieron para tener igual movimiento horizontal. Los nodos basales se fijaron en la dirección vertical y se vincularon en la dirección horizontal (e.g., Chin et al., 2016; de la Maza et al., 2016; Hwang & Rathje, 2023). La condición de contorno para la presión de poros se fijó en cero para los nodos por encima del nivel freático (situado a 1.0 m de profundidad) y libre para los nodos saturados. Se utilizó un amortiguador LK (Lysmer y Kuhlemeyer, 1969) en la base del modelo, donde se aplicó el registro de velocidad en forma de un patrón de esfuerzos cortantes en la dirección horizontal. El coeficiente del amortiguador LK (C_h) es función de ρ , del área tributaria (A_{trib}) y de V_s ($C_h = \rho * A_{trib} * V_s$). Las propiedades utilizadas corresponden a la Unidad II (Tabla 1, $\rho = 19 \text{ kN/m}^3$, $V_s = 250 \text{ m/s}$). Siguiendo lo realizado por Karamitros et al. (2013) y Limnaiou & Papadimitriou (2022), las cargas impuestas por las estructuras se modelaron como una sobrecarga uniforme aplicada en la superficie del suelo. Se estimó una carga de 80 kPa para cada torre. Se prevé que esta simplificación no afecte significativamente a los asentamientos inducidos de las torres, dado que las estructuras son relativamente rígidas, con relaciones alto-ancho de 0.73 y 1.63 en las direcciones larga y corta, respectivamente. Estudios previos de licuación han demostrado que estructuras rígidas experimentan asentamientos en el mismo orden de magnitud en comparación con los modelos que consideran una carga equivalente con el peso total de la estructura (e.g., Karamitros et al., 2013). La Figura 7 muestra un ejemplo de la malla 2D del NDA para el transecto T-6 (EW), en términos de Dr.

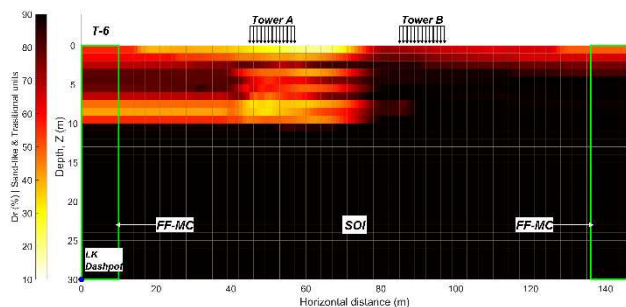


Figura 7. Malla 2D en deformación plana del transecto T-6 (EW) en términos de Dr.

Los NDAs se separaron en dos subgrupos. En el primero, se consideraron las propiedades del suelo presentados en Tabla 1, tomando una conductividad hidráulica constante para cada unidad de suelo (1×10^{-4} , 1×10^{-6} y 1×10^{-8} m/s para las unidades de suelo tipo arena, de transición y tipo arcilla, respectivamente). Para el segundo subgrupo, se utilizó una conductividad hidráulica variable para cada unidad de suelo (estimada a partir de I_c).

3.2 Modelos constitutivos

Los modelos constitutivos PM4Sand (Boulanger & Ziotopoulou, 2017), y PM4Silt (Boulanger & Ziotopoulou, 2018) implementados por Chen (2020) en la plataforma computacional

OpenSees, fueron utilizados para simular la respuesta dinámica de suelos tipo arena/transicional, y tipo arcilla, respectivamente. PM4Sand sigue un marco controlado por la relación de esfuerzos, compatible con el estado crítico, formulado en deformación plana y desarrollado para aplicaciones de ingeniería geotécnica sísmica. Los principales parámetros de este modelo constitutivo son: ρ , Dr, el coeficiente del módulo de corte (G_0), y el parámetro de contracción (hpo). Por otro lado, PM4Silt se desarrolló, en base al marco de PM4Sand, para caracterizar la respuesta dinámica de limos y arcillas de baja plasticidad. También esta formulado en deformación plana y tiene los siguientes parámetros principales: ρ , (s_u/σ'_{v0}), G_0 , y hpo.

Los parámetros utilizados para ambos modelos constitutivos se enumeran en la Tabla 1. Como se ha mencionado anteriormente, ρ , Dr y s_u/σ'_{v0} se calcularon a partir de los CPT y SPT, mientras que G_0 se estimó a partir de V_s y ρ . El parámetro hpo para PM4Sand se calibró mediante la simulación de ensayos de compresión cíclica en deformación plana (CPSC) (e.g., Montgomery & Ziotopoulou, 2020; Tsiaousi et al., 2020; Ziotopoulou, 2017), y se comparó directamente con una serie de ensayos triaxiales cíclicos controlados por esfuerzo (CTX) realizados sobre muestras de arena del Biobío con Dr de 30, 50 y 70 %. Para más detalles sobre el procedimiento de calibración se recomienda consultar Saldaña-Sotelo et al. (2021, 2024).

Para el modelo PM4Silt, hpo se estimó en base al proceso de calibración realizado por Bassal & Boulanger (2022), quienes utilizaron simulaciones de corte directo cíclico no drenado (CDSS) para ajustar las tendencias de CSR frente al número de ciclos para una deformación de corte (γ_{SA}) del 3% para diferentes valores de s_u/σ'_{v0} . Se utilizaron valores por defecto para el resto de los parámetros secundarios en ambos modelos constitutivos siguiendo las recomendaciones de Boulanger & Ziotopoulou, (2017, 2018).

Tabla 1. Parámetros de los modelos PM4Sand y PM4Silt

Parámetros	Unidad I		Unidad II
	Arena / Transicional	Arcilla	Arena
Tipo Suelo	PM4Sand	PM4Silt	PM4Sand
Modelo	PM4Sand	PM4Silt	PM4Sand
ρ (kN/m ³)	19	18	19
Dr (%)	10-90	---	90
s_u/σ'_{v0}	---	0.1-1.5	---
G_0	510-1170	480-1100	1170
V_s (m/s)	165-250	165-250	250
hpo	0.029-10.1	7-1200	0.029
I_c	1.3-2.6	2.6-2.9	1.5
k (m/s) – Uniforme ⁽¹⁾	$1.0 \times 10^{-4} / 1.0 \times 10^{-6}$	1.0×10^{-8}	2.4×10^{-4}
k (m/s) – Variable ⁽²⁾	$1.0 \times 10^{-3} - 1.1 \times 10^{-7}$	$1.1 \times 10^{-7} - 1.4 \times 10^{-8}$	2.4×10^{-4}

⁽¹⁾ Modelo con conductividad hidráulica uniforme

⁽²⁾ Modelo con conductividad hidráulica variable

3.3 Registros de entrada

El terremoto Maule 2010 (Mw 8.8) fue registrado por una estación sísmica (en adelante CCP) en el centro de Concepción (Boroschek et al., 2010), ubicada a unos 100 km del epicentro y a 5 km del sitio de estudio. La estación CCP registró PGAs de 0.40, 0.29, y 0.36 g en la dirección longitudinal, transversal, y vertical, respectivamente. Se obtuvo un registro compatible en el basamento rocoso considerando una función de transferencia (TF) entre una

estación sísmica en superficie, cercana a estación CCP (~150 m de distancia) llamada Derecho, y una estación en el basamento rocoso (80 m de profundidad) llamada Freire (Figura 8.a). La TF se realizó en base a eventos de magnitudes entre 4.0 y 6.2 Mw registrados entre 2020 y 2023 (ORSCA, 2018). El espectro de respuesta de aceleraciones (S_a) normalizado por PGA de Derecho (Figura 8.c-d) muestra peaks en 1.1-1.5 segundos, los mismos, pero en períodos 30% más cortos en comparación con el evento Maule 2010 registrado en la estación CCP, esto concuerda con Midorikawa et al. (2014), quienes reportan peaks en períodos 30% más largos que los teóricos, generados por la respuesta no lineal del suelo. Por lo tanto, teniendo en cuenta la extensión del período, es posible asumir que las condiciones locales de la estación Derecho son similares a las de la estación CCP. Las TFs entre Derecho (superficie) y Freire (roca) de ambas componentes horizontales se presentan en la Figura 8.b. El registro de roca compatible se calcula de acuerdo a la Ecuación 1.

$$a_{FreireRock}(f) = \frac{a_{DerechoSurf}(f)}{TF_{DerechoSurf-FreireRock}(f)} \quad (1)$$

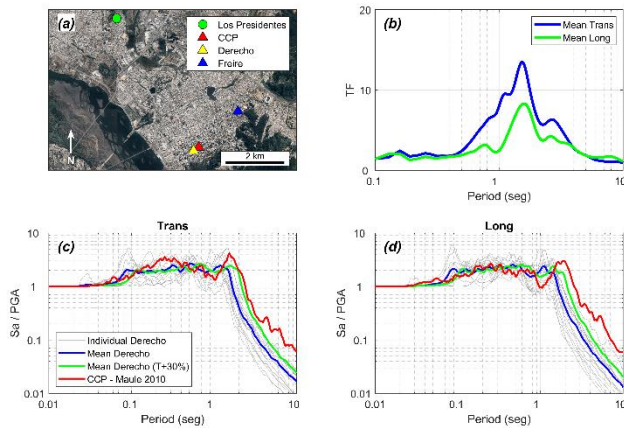


Figura 8. (a) Distribución espacial de las estaciones CCP, Derecho y Freire; (b) función de transferencia entre Derecho (superficie) y Freire (roca); y (c-d) S_a normalizado de eventos registrados en Derecho versus Maule 2010 en estación CCP.

Posteriormente, se re-convoluciono el registro del basamento rocoso, teniendo en cuenta las propiedades dinámicas del sitio en estudio, con el objetivo de obtener un registro compatible en la base de los NDA (es decir, 30 m de profundidad). Los valores de PGA, la velocidad absoluta acumulada (CAV) y la duración significativa (del 5% al 95% de la Intensidad Arias) de todos los registros se presentan en la Tabla 2. En la Figura 9 se presenta el tiempo-historia de aceleraciones de los registros antes mencionados.

Tabla 2. Principales características de los registros medidos y re-convolucionados.

Ground Motion	PGA (g)	CAV (m/s)	Significant duration (s)
CCP Record Long	0.40	57.62	80.26
CCP Record Trans	0.29	47.01	84.63
Re-convolved Long	0.34	58.36	83.70
Re-convolved Trans	0.27	51.73	80.88

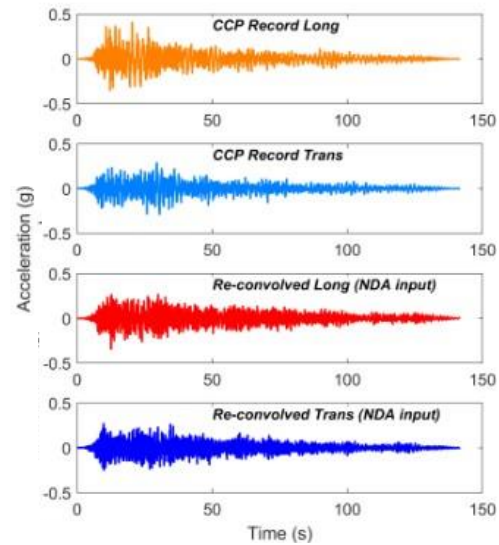


Figura 9. Tiempo historia de aceleraciones para registro medido en estación CCP en dirección longitudinal (Long) y transversal (Trans), y registro re-convolucionado utilizado en los NDAs.

4 RESULTADOS

Los resultados de los dos subgrupos de análisis realizados en este estudio ayudaron a evaluar el efecto de diferentes escenarios y suposiciones sobre el comportamiento de Los Presidentes. Por brevedad, en esta sección se estudia la influencia de la variabilidad espacial de la conductividad hidráulica (además de la variabilidad del suelo incluida en los diferentes transectos) en la respuesta dinámica del sitio. En todos los casos, la respuesta del suelo se evaluó en términos de deformaciones de corte, deformaciones volumétricas, relación de exceso de presión de poros y asentamientos superficiales.

La Figura 10 muestra los asentamientos superficiales obtenidos de los NDAs para los 8 transectos seleccionados, usando tanto conductividades hidráulicas uniformes (k_{uni}) como variable (k_{var}) para cada unidad de suelo, y de acuerdo con los parámetros indicados en la Tabla 1. Los NDAs fueron ejecutados para ambos registros re-convolucionados (i.e., longitudinal y transversal). Los desplazamientos verticales predichos para la esquina izquierda (LC) de la torre A (Figura 10.a-b) variaron entre 7.5 y 18.6 cm en los transectos NS T-1 y T-2, y entre 20.4 a 48.3 cm en los transectos EW T-5 y T-6. Para la esquina derecha (RC) de la torre A, se obtuvieron valores de asentamiento entre 9.7 y 12.2 cm para los transectos NS T-1 y T-2, y entre 10.0 y 22.5 cm para los transectos EW T-5 y T-6. Los asentamientos para la torre B (Figura 10.b-c) alcanzaron valores medios entre 9.1 y 11.6 cm en el centro (CENT), resultando en asentamientos relativamente uniformes. Desplazamientos similares, del orden de 10.5 a 14.3 cm, fueron observados para la torre D (Figura 10.c-d). Para la torre C (Figura 10.a-d), se predijeron asentamientos mayores, alcanzando valores cercanos a los 30 cm. Generalmente, los modelos con conductividad hidráulica uniforme (i.e., k_{uni}) estimaron un asentamiento ligeramente menor que aquellos con conductividad hidráulica variable (i.e., k_{var}).

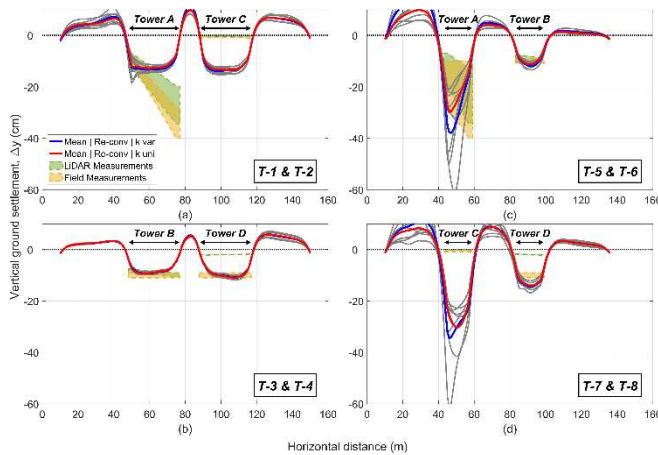


Figura 10. Asentamientos numéricos finales para: (a) Transectos T-1 y T-2 (NS); (b) Transectos T-3 y T-4 (NS); (c) Transectos T-5 y T-6 (EW); y (d) Transectos T-7 y T-8 (EW), para ambos registros re-convolucionados con conductividad hidráulica uniforme (línea roja) y conductividad hidráulica variable (línea azul). Las zonas verde y naranja indican las mediciones LiDAR y de terreno, respectivamente.

La Figura 11 muestra los contornos de la razón de exceso de presión de poros máxima ($r_{u, max}$), la deformación de corte máxima (γ_{max}), la deformación volumétrica máxima ($\epsilon_{v, max}$), y el asentamiento final (Δy) para el transecto T-6, considerando una conductividad hidráulica variable y el registro de entrada longitudinal.

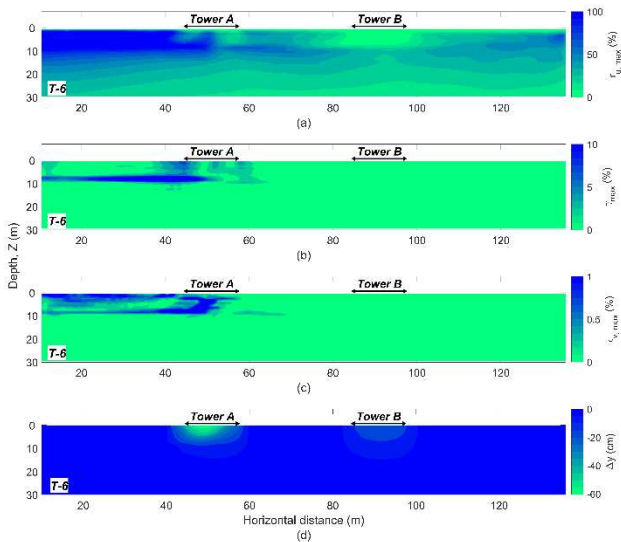


Figura 11. Contornos de: (a) razón de exceso de presión de poros $r_{u, max}$; (b) deformación de corte máxima γ_{max} ; (c) deformación volumétrica máxima $\epsilon_{v, max}$; y (d) asentamiento final Δy para transecto T-6 con conductividad hidráulica variable y registro re-convoluciendo longitudinal.

Los valores de $r_{u,}$ en T-6, alcanzaron valores mayores al 90% en gran parte del sector adyacente a la torre A, entre 1.0 y 10.0 m de profundidad. Esto ocurre 16 segundos después del inicio del terremoto y continúa hasta 110 segundos, donde el exceso de

presión de poros se disipa gradualmente en una gran parte del sector adyacente al RC de la torre A (Figura A.9). Los altos valores de $r_{u,}$ están asociados con un γ_{max} superior al 10% en una de las esquinas de la torre a aproximadamente 9.0 m de profundidad. Estas deformaciones están relacionadas con la licuación de unidades arenosas de baja D_r observada en la zona (Figura 7). Se obtuvieron deformaciones volumétricas del 1.0% en ambas esquinas de la torre A y en parte de la esquina vecina de la torre B. Las grandes deformaciones por corte sumadas a las deformaciones volumétricas resultaron en asentamientos máximos en la torre A de aproximadamente 57 cm y un asentamiento uniforme de aproximadamente 12 cm en la torre B.

5 ANÁLISIS SIMPLIFICADO DE LICUACIÓN

Se calcularon índices de vulnerabilidad a la licuación (LVIs) teniendo en cuenta los ensayos SPT y CPT. Se empleó el método de inicio a la licuación de Boulanger & Idriss (2014) utilizando un PGA igual a 0.38g, estimado a partir de la GMPM de Montalva et al. (2017). Los LVIs considerados fueron (i) Índice de Potencial de Licuación (LPI) (Iwasaki et al., 1984), (ii) Número de Severidad a la Licuación (LSN) (Van Ballegooy et al., 2014), (iii) Índice de potencial de licuación inspirado en Ishihara (LPIsh) (Maurer et al., 2015), (iv) Número de severidad de la licuación inspirado en Ishihara (LSNish) (Upadhyaya et al., 2022), y (v) Asentamiento 1D (S_v) para SPT (Ishihara & Yoshimine, 1992) y CPT (Zhang et al., 2002).

La Tabla 3 presenta un resumen de los resultados de los análisis LVI, agrupados en tres conjuntos de ensayos: S-1 a S-3 (SPT pre-construcción), S-4 a S-5 (SPT post-construcción), y CPT-1 a CPT-3 (CPTS post-construcción). Para cada grupo se indica el rango de valores; la media y la desviación estándar. La categoría de potencial de licuefacción se estima en base a los umbrales propuestos por Sonmez & Gokceoglu (2005) para LPI y LPIsh. Para LSN y LSNish, se utilizaron los criterios propuestos por Tonkin y Taylor (2013). Los LVI estimados para el primer conjunto indicaron un potencial de licuación de moderado a alto, con asentamientos entre 5.2 y 14.4 cm, mientras que el segundo conjunto sugirió un potencial de licuación de nulo a moderado, con un asentamiento medio de 1.9 cm. El conjunto basado en CPT indicaba un potencial de licuación de moderado a alto, con asentamientos entre 1.0 y 3.6 cm.

Tabla 3. Resumen de análisis simplificado.

Grupo	Valor	LPI	LSN	LPIsh	LSNish	S_v (cm)
Pre-construcción	Rango	9.6 - 22.3	25.4 - 44.8	11.4 - 19.8	15.8 - 29.2	5.3 - 14.8
	$\mu \pm \sigma$	18.0 ± 7.3	38.2 ± 11.1	16.8 ± 4.7	24.4 ± 7.5	11.2 ± 5.2
	Potencial	Alto a muy alto	Moderado	Alto a muy alto	Menor a moderado	---
(S-1 / S-3)	Liq.	alto	a mayor	alto	moderado	---
	Post-construcción	Rango	0 - 5.7	4.0 - 7.9	0 - 0	0 - 0
SPTs	$\mu \pm \sigma$	2.8 ± 4.0	5.9 ± 2.7	0 ± 0	0 ± 0	1.9 ± 2.7
	Potencial	Nulo a alto	Menor	Nulo	Nulo	---
(S-4 / S-5)	Liq.	Nulo a alto	Menor	Nulo	Nulo	---
	Post-construcción	Rango	2.3 - 7.8	6.1 - 13.5	4.0 - 9.1	4.1 - 9.0
CPTs	$\mu \pm \sigma$	5.3 ± 2.8	9.0 ± 3.9	6.1 ± 2.6	6.0 ± 2.6	2.4 ± 1.3
	Potencial	Muy bajo a alto	Menor	Moderado a alto	Menor	---
(CPT-1/CPT-3)	Liq.	alto	Menor	alto	Menor	---

6 CONCLUSIONES

Se analizó la respuesta dinámica de un sitio afectado por asentamientos diferenciales inducidos por licuación durante el terremoto del Maule de 2010 (Mw 8.8) para estudiar los mecanismos que provocaron las deformaciones superficiales. Las mediciones de terreno y LiDAR post-terremoto indicaron que la torre A fue la más afectada, con asentamientos que variaron de 7 a 40 cm. Las torres B y D mostraron asentamientos uniformes de aproximadamente 10 cm, mientras que la torre C parece no haberse asentado. Las investigaciones geotécnicas y geofísicas indicaron la existencia de un depósito superficial interestratificado de arenas, arenas limosas y limos, seguido de una unidad de arena densa. La variabilidad espacial del depósito interestratificado se analizó mediante modelos geoestadísticos, que proporcionaron una caracterización fiable del subsuelo en la zona comprendida por las torres A y B. La falta de prospecciones geotécnicas en las cercanías de la torre D, y en particular cerca de la torre C, constituyó una fuente importante de incertidumbre en la caracterización del subsuelo en dicho sector.

Con los NDAs, se analizaron los efectos de la variabilidad espacial de la conductividad hidráulica teniendo en cuenta los registros longitudinales y transversales estimados para el sitio. Los resultados de los NDAs sugieren que el mecanismo de deformación inducido por corte controla la respuesta dinámica del suelo bajo la mayoría de las torres, alcanzando en algunos casos deformaciones superiores al 10%. De igual manera, el mecanismo de deformación volumétrico contribuye a los asentamientos superficiales, pero con magnitudes de aproximadamente 1.0%, que se concentran en las esquinas contiguas de las torres, que son inducidas por condiciones de drenaje parcial durante la aplicación de la carga cíclica. Lo anterior es coherente con lo observado en estudios previos de análisis numéricos (e.g., Luque & Bray, 2020), y ensayos centrífuga (e.g., Dashti & Bray, 2013), donde el mecanismo de deformación por corte predomina por sobre el volumétrico. En general, los patrones de deformación y amplitudes coinciden con las observaciones de campo para las torres A, B y D, a diferencia de los resultados obtenidos utilizando LVIs, que subestiman en gran medida los asentamientos reportados.

7 AGRADECIMIENTOS

Se agradece el aporte de los proyectos FONDEF ID16I10157, ID16I20157 y la Iniciativa Científica Núcleo Milenio CYCLO número NC160025. Los autores agradecen al Dr. Robert Kayen por compartir los datos LiDAR del sitio Los Presidentes. El programa de laboratorio de este estudio fue patrocinado por la VRID-Iniciación 219.091.052-INI de la Universidad de Concepción.

8 REFERENCIAS

Andrus, R. D., & Stokoe, K. H. (2000). Liquefaction Resistance of Soils Form Shear-Wave Velocity. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, November, 1015–1025.

Bassal, P. C., & Boulanger, R. W. (2021). System Response of an Interlayered Deposit with Spatially Preferential Liquefaction Manifestations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 147(12), 1–23. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)gt.1943-5606.0002684](https://doi.org/10.1061/(asce)gt.1943-5606.0002684)

Bassal, P. C., & Boulanger, R. W. (2022). System Response of an Interlayered Deposit with a Localized Graben Deformation in the Northridge Earthquake. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 148(10), 107668. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)gt.1943-5606.0002869](https://doi.org/10.1061/(asce)gt.1943-5606.0002869)

Bertalot, D., Brennan, A. J., & Villalobos, F. A. (2013). Influence of bearing pressure on liquefaction-induced settlement of shallow foundations. *Geotechnique*, 63(5), 391–399. <https://doi.org/10.1680/geot.11.P.040>

Boroschek, R., Soto, P., & Leon, R. (2010). Maule Region Earthquake February 27, 2010 Mw=8.8, Renadic Report 10/08 Rev.2. Civil Engineering Department, Faculty of Mathematics and Physical Sciences, University of Chile, 100. www.renadic.cl/0ATable

Boulanger, R. W., & Idriss, I. M. (2014). CPT and SPT Based Liquefaction Triggering Procedures. *Center for Geotechnical Modeling*, 10–02, 134.

Boulanger, R. W., Idriss, I. M., & Mejia, L. H. (1995). Investigation and evaluation of liquefaction related ground displacements at Moss Landing during the 1989 Loma Prieta earthquake.

Boulanger, R. W., & Ziotopoulou, K. (2017). PM4Sand (Version 3.1) A Sand Plasticity Model for Earthquake Engineering Applications. Department of Civil and Environmental Engineering College of Engineering University of California at Davis., July.

Boulanger, R. W., & Ziotopoulou, K. (2018). PM4Silt (Version 1): A silt plasticity model for earthquake engineering applications. *Center for Geotechnical Modeling, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis, Ca, Report No.(January)*, 108.

Bray, J. D., & Luque, R. (2017). Seismic performance of a building affected by moderate liquefaction during the Christchurch earthquake. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 102(August), 99–111. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2017.08.011>

Cetin, K. O., Bilge, H. T., Wu, J., Kammerer, A. M., & Seed, R. B. (2009). Probabilistic Model for the Assessment of Cyclically Induced Reconsolidation (Volumetric) Settlements. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 135(3), 387–398. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)1090-0241\(2009\)135:3\(387\)](https://doi.org/10.1061/(asce)1090-0241(2009)135:3(387))

Chen, L. (2020). Implementation, Verification, Validation, and Application of Two Constitutive Models for Earthquake Engineering Applications. In PhD. Thesis. University of Washington.

Chin, C. Y., Kayser, C., & Pender, M. (2016). Seismic earth forces against embedded retaining walls: Insights from numerical modelling. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 49(2), 200–210. <https://doi.org/10.5459/bnzsee.49.2.200-210>

Dashti, S., & Bray, J. D. (2013). Numerical Simulation of Building Response on Liquefiable Sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 139(8), 1235–1249. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)gt.1943-5606.0000853](https://doi.org/10.1061/(asce)gt.1943-5606.0000853)

de la Maza, G., Williams, N., Saez, E., & Rollins, K. (2016). Liquefaction-induced lateral spread in Lo Rojas, Coronel, Chile. *Field study and numerical modeling. Earthquake Spectra*.

de la Torre, C. A., Bradley, B. A., & McGann, C. R. (2022). 2D Geotechnical site-response analysis including soil heterogeneity and wave scattering. *Earthquake Spectra*, 38(2), 1124–1147. <https://doi.org/10.1177/87552930211056667>

GEER. (2010). Geo-Engineering Reconnaissance of the 2010 Maule, Chile Earthquake. GEER Association Report No. GEER-022, 1–347.

Goovaerts, P. (1997). *Geostatistics for Natural Resources Characterization*. Oxford University Press. <https://doi.org/10.1007/978-94-009-3701-7>

Hwang, Y. W., & Rathje, E. M. (2023). Insights into seismic slope deformation patterns using finite element analysis. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 164(October 2022), 107660. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2022.107660>

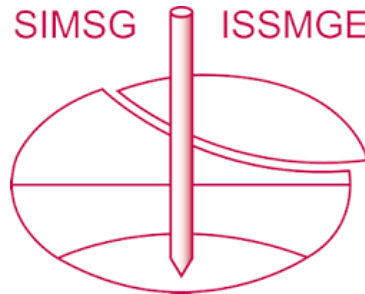
Idriss, I. M., & Boulanger, R. W. (2008). *Soil Liquefaction during Earthquakes*. Earthquake Engineering Research Institute.

Ishihara, K., & Yoshimine, M. (1992). Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during Earthquakes. *Soils and Foundations*, 32 (1), 173–188.

- Iwasaki, T., Arakawa, T., & Tokida, K. I. (1984). Simplified procedures for assessing soil liquefaction during earthquakes. *International Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 3(1), 49–58. [https://doi.org/10.1016/0261-7277\(84\)90027-5](https://doi.org/10.1016/0261-7277(84)90027-5)
- Karamitros, D. K., Bouckovalas, G. D., & Chaloulos, Y. K. (2013). Insight into the Seismic Liquefaction Performance of Shallow Foundations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 139(4), 599–607. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)gt.1943-5606.0000797](https://doi.org/10.1061/(asce)gt.1943-5606.0000797)
- Krige, D. G. (1951). Journal of the Chemical Metallurgy, Regional & Mining Society of South Africa. *Journal of the Chemical Metallurgical & Society of South Africa*, 52(6), 119–139. http://journals.co.za/content/saimm/52/6/AJA0038223X_4792
- Kulhawy, F. H., & Mayne, P. W. (1990). Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design. In No. EPRI-EL-6800, Electric Power Research Institute (p. 299). http://www.osti.gov/energycitations/product.biblio.jsp?osti_id=6653074
- Limnaiou, T. G., & Papadimitriou, A. G. (2022). Verification of bounding surface plasticity model with reversal surfaces for the analysis of liquefaction problems. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 163(November 2021), 107394. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2022.107394>
- Liu, L., & Dobry, R. (1997). Seismic Response of Shallow Foundation on Liquefiable Sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123(6), 557–567. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)1090-0241\(1997\)123:6\(557\)](https://doi.org/10.1061/(asce)1090-0241(1997)123:6(557))
- Luque, R. (2017). Numerical Analyses of Liquefaction-Induced Building Settlement [University of California, Berkeley]. In PhD. Thesis. <https://escholarship.org/uc/item/98384265>
- Luque, R., & Bray, J. D. (2017). Dynamic Analyses of Two Buildings Founded on Liquefiable Soils during the Canterbury Earthquake Sequence. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 143(9), 04017067. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)gt.1943-5606.0001736](https://doi.org/10.1061/(asce)gt.1943-5606.0001736)
- Luque, R., & Bray, J. D. (2020). Dynamic soil-structure interaction analyses of two important structures affected by liquefaction during the Canterbury earthquake sequence. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 133(December 2019), 106026. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2019.106026>
- Lysmer, J., & Kuhlemeyer, R. L. (1969). Finite Dynamic Model for Infinite Media. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 95, 859–877.
- Matheron, G. (1962). Principals of Geostatistics. In *Economic Geology* (Vol. 58, pp. 1246–1266).
- Maurer, B. W., Green, R. A., & Taylor, O. S. (2015). Moving towards an improved index for assessing liquefaction hazard: Lessons from historical data. *Soils and Foundations*, 55(4), 778–787. <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2015.06.010>
- Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M., & Fenves, G. (2006). OpenSees Command Language Manual. Pacific Earthquake Engineering Research Center, 264(1), 137–158.
- McGann, C., & Arduino, P. (2015). Dynamic 2D Effective Stress Analysis of Slope. http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Dynamic_2D_Effective_Stress_Analysis_of_Slope
- McGann, C. R., Arduino, P., & Mackenzie-Helnwein, P. (2015). A stabilized single-point finite element formulation for three-dimensional dynamic analysis of saturated soils. *Computers and Geotechnics*, 66, 126–141. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2015.01.002>
- Midorikawa, S., Yamanaka, H., Chimoto, K., Riddell, R., Miura, H., & Saguchi, K. (2014). Evaluation of site effects on strong-motion records in concepción during the 2010 Maule, Chile, Earthquake. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 104(5), 2503–2511. <https://doi.org/10.1785/0120130249>
- Montalva, G. A., Bastias, N., & Rodriguez-Marek, A. (2017). Ground-motion prediction equation for the Chilean subduction zone. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 107(2), 901–911. <https://doi.org/10.1785/0120160221>
- Montalva, G. A., & Ruz, F. (2017). Liquefaction evidence in the Chilean subduction zone. The 3rd International Conference on Performance Based Design (PBD-III), July.
- Montgomery, J., & Ziotopoulou, K. (2020). Numerical Simulations of Selected LEAP Centrifuge Experiments with PM4Sand in FLAC. Model Tests and Numerical Simulations of Liquefaction and Lateral Spreading, 481–497. <https://doi.org/10.1007/978-3-030-22818-7>
- Nakamura, Y. (2008). On the H/V spectrum. The 14th World Conference on Earthquake Engineering, 1–10. http://117.120.50.114/papers/14wcee/14wcee_hv.pdf
- ORSCA. (2018). Site Response Observatory on Alluvial basins. <http://www2.udec.cl/~geotecnia/>
- Paull, N. A., Boulanger, R. W., DeJong, J. T., & Friesen, S. J. (2022). Nonlinear Dynamic Analyses of Perris Dam Using Transition Probability to Model Interbedded Alluvial Strata. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 148(1), 1–22. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)gt.1943-5606.0002663](https://doi.org/10.1061/(asce)gt.1943-5606.0002663)
- Pretell, R., Ziotopoulou, K., & Davis, C. A. (2021). Liquefaction and Cyclic Softening at Balboa Boulevard during the 1994 Northridge Earthquake. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 147(2), 05020014. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)gt.1943-5606.0002417](https://doi.org/10.1061/(asce)gt.1943-5606.0002417)
- Ramirez, J., Barrero, A. R., Chen, L., Dashti, S., Ghofrani, A., Taiebat, M., & Arduino, P. (2018). Site response in a layered liquefiable deposit: Evaluation of different numerical tools and methodologies with centrifuge experimental results. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 144(10), 1–22. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0001947](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001947)
- Remy, N., Boucher, A., & Wu, J. (2009). Applied geostatistics with SGeMS : a user's guide. Cambridge University Press.
- Robertson, P. K., & Cabal, K. L. (2015). Cone Penetration Testing Guide to Geotechnical Engineering 6th Edition.
- Robertson, P. K., & Wride, C. E. (1998). Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. *Canadian Geotechnical Journal*, 37(1), 442–459. <https://doi.org/10.1139/t99-102>
- Saldaña, H., Montalva, G., & Escribano, D. (2021). Calibración Modelo PM4Sand para Licuación de Arenas Biobío. XI Congreso Chileno de Geotecnia, 1–10.
- Saldaña-Sotelo, H., Montalva, G., Escribano, D., Núñez-Jara, S., & Tiznado, J. C. (2024). Two-dimensional nonlinear dynamic analysis of a liquefaction case history considering spatial variability and long-duration megathrust earthquakes. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 179. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2024.108511>
- Sonmez, H., & Gokceoglu, C. (2005). A liquefaction severity index suggested for engineering practice. *Environmental Geology*, 48(1), 81–91. <https://doi.org/10.1007/s00254-005-1263-9>
- Thompson, E. M., Baise, L. G., Kayen, R. E., & Guzina, B. B. (2009). Impediments to predicting site response: Seismic property estimation and modeling simplifications. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 99(5), 2927–2949. <https://doi.org/10.1785/0120080224>
- Tiznado, J. C., Dashti, S., & Ledezma, C. (2021). Probabilistic Predictive Model for Liquefaction Triggering in Layered Sites Improved with Dense Granular Columns. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 147(10), 1–17. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)gt.1943-5606.0002609](https://doi.org/10.1061/(asce)gt.1943-5606.0002609)
- Tonkin and Taylor. (2013). Liquefaction vulnerability study. Report to Earthquake Commission, Tonkin & Taylor Ref. 52020.0200/v1.0, February, 52 and 14 appendices.
- Tsiaousi, D., Ugalde, J., & Travasarou, T. (2020). LEAP-UCD-2017 Simulation Team Fugro. Model Tests and Numerical Simulations of Liquefaction and Lateral Spreading, 545–562. https://doi.org/10.1007/978-3-030-22818-7_27
- Upadhyaya, S., Green, R. A., Maurer, B. W., Rodriguez-Marek, A., & van Ballegooy, S. (2022). Limitations of Surface Liquefaction Manifestation Severity Index Models Used in Conjunction with

- Simplified Stress-Based Triggering Models. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 148(3).
[https://doi.org/10.1061/\(asce\)gt.1943-5606.0002725](https://doi.org/10.1061/(asce)gt.1943-5606.0002725)
- Uzielli, M., Lacasse, S., Nadim, F., & Phoon, K. (2006). Soil variability analysis for geotechnical practice. *Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils*.
<https://doi.org/10.1201/noe0415426916.ch3>
- Van Ballegooy, S., Malan, P., Lacrosse, V., Jacka, M. E., Cubrinovski, M., Bray, J. D., O'Rourke, T. D., Crawford, S. A., & Cowan, H. (2014). Assessment of liquefaction-induced land damage for residential Christchurch. *Earthquake Spectra*, 30(1), 31–55.
<https://doi.org/10.1193/031813EQS070M>
- Verdugo, R., Villalobos, F., Yasuda, S., Konagai, K., Sugano, T., Okamura, M., Tobita, T., & Torres, A. (2010). Description and analysis of geotechnical aspects associated to the 2010 Chile earthquake Descripción y análisis de aspectos geotécnicos asociados al terremoto de Chile del 2010. *Obras y Proyectos*, 8, 27–33.
- Youd, T. L., Idriss, I. M., Andrus, R. D., Arango, I., Castro, G., Christian, J. T., Dobry, R., Finn, W. D. L., Harder, L. F., Hynes, M. E., Ishihara, K., Koester, J. P., Liao, S. S. C., Marcuson, W. F., Martin, G. R., Mitchell, J. K., Moriwaki, Y., Power, M. S., Robertson, P. K., ... Stokoe, K. H. (2001). Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 127(10), 817–833.
- Zhang, G., Robertson, P. K., & Brachman, R. W. I. (2002). Estimating liquefaction-induced ground settlements from CPT for level ground. *Canadian Geotechnical Journal*, 39(5), 1168–1180.
<https://doi.org/10.1139/t02-047>
- Ziotopoulou, K. (2017). Seismic response of liquefiable sloping ground: Class A and C numerical predictions of centrifuge model responses. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 113(December 2015), 744–757. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2017.01.038>

INTERNATIONAL SOCIETY FOR SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING



This paper was downloaded from the Online Library of the International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE). The library is available here:

<https://www.issmge.org/publications/online-library>

This is an open-access database that archives thousands of papers published under the Auspices of the ISSMGE and maintained by the Innovation and Development Committee of ISSMGE.

The paper was published in the proceedings of the 17th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (XVII PCSMGE) and was edited by Gonzalo Montalva, Daniel Pollak, Claudio Roman and Luis Valenzuela. The conference was held from November 12th to November 16th 2024 in Chile.