



Universidad de Concepción
Dirección de Postgrado
Facultad de Ingeniería – Programa de Magister en Ciencias de la Ingeniería, con mención en
Ingeniería Civil

MODELAMIENTO NUMÉRICO DE ASENTAMIENTOS INDUCIDOS POR LICUACIÓN
EN LA ZONA SUBDUCTIVA CHILENA



HÉCTOR ALFREDO SALDAÑA SOTELO

Tesis presentada a la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Concepción para optar al grado de
Magister en Ciencias de la Ingeniería con mención en Ingeniería Civil

Profesor Guía
Gonzalo Montalva

junio, 2023
Concepción (Chile)

© 2023 Héctor Alfredo Saldaña Sotelo

Se autoriza la reproducción total o parcial, con fines académicos, por cualquier medio o procedimiento, incluyendo la cita bibliográfica del documento.



AGRADECIMIENTOS

Este trabajo fue financiado por el proyecto Fondef ID16I20157: Evaluación del Potencial de Licuación en Zonas de Subducción.

Agradecer a mi Profesor guía Gonzalo Montalva, por su tiempo, ideas, y dedicación a lo largo de este periodo. A mi comisión, Profesora Daniella Escribano, por su disposición a escuchar, y amabilidad al proveer data esencial para el desarrollo de este trabajo. Al Profesor Juan Carlos Tiznado por sus comentarios y contribución a esta investigación. A Nicolás Bastías por la retroalimentación otorgada a lo largo del trabajo. A Vicente San Martín, Felipe Paredes, Sebastián Núñez y al grupo de geotecnia de la Universidad de Concepción por sus comentarios y discusión en los resultados de esta investigación.

Especial agradecimientos al Profesor Robert Kayen de la Universidad de California, Berkeley por compartir las mediciones LiDAR del sitio en estudio.



RESUMEN

La respuesta dinámica del sitio Los Presidentes en Concepción, Chile, afectado por la licuación durante el terremoto del Maule de 2010 Mw 8.8, es estudiada a través de una serie de análisis dinámicos no lineales (NDAs) bidimensionales (2D) utilizando una caracterización geoestadística del subsuelo, con el objetivo de investigar los patrones de asentamiento y los principales mecanismos de deformación involucrados. Este sitio, caracterizado por un depósito superficial de arenas limpias y limosas intercaladas seguida de una unidad de arena densa, contaba con cuatro torres residenciales idénticas que experimentaron diferentes niveles de asentamiento, con valores máximos que oscilaron entre 7 y 40 cm para la torre más dañada y 0 cm para la estructura menos afectada. Se utilizaron datos de ensayos de penetración estándar (SPT), ensayos de penetración de cono (CPT) y perfiles de velocidad de onda de corte (V_s) en un modelo de *kriging* ordinario tridimensional (3D) para tener en cuenta la variabilidad espacial inherente al suelo. Se definieron ocho transectos representativos para realizar los NDA empleando los modelos constitutivos PM4Sand y PM4Silt implementados en la plataforma computacional OpenSees. Los resultados sugieren que el mecanismo de deformación inducido por el corte controla la respuesta dinámica del sitio en la mayoría de los casos, mientras que las deformaciones volumétricas inducidas contribuyen, pero en menor medida, a los asentamientos superficiales. Los asentamientos superficiales calculados numéricamente y el rango de amplitud de estos concuerdan con las mediciones LiDAR y de terreno realizadas post-terremoto en 3 de las 4 torres, mientras que los índices de vulnerabilidad a la licuación comúnmente utilizados (e.g., LPI, LSI, LSN, y S_v) subestiman en gran medida los asentamientos observados. Los resultados de este caso histórico ponen de manifiesto las capacidades y limitaciones del uso de NDAs para estimar los patrones de deformación en superficie en sitios licuables sometidos a megaterremotos, destacando también la notable diferencia en la magnitud de los asentamientos en comparación con un terremoto cortical.

ABSTRACT

The dynamic response of the Los Presidentes site in Concepción, Chile, affected by soil liquefaction during the 2010 Mw 8.8 Maule earthquake, was analyzed through a series of two-dimensional (2D) nonlinear dynamic analyses (NDAs) using a geostatistical characterization of the subsurface, to investigate the settlement patterns and the main deformation mechanisms involved. This site, characterized by a shallow deposit of interbedded clean and silty sands followed by a dense sand unit, included four identical residential towers that experienced different settlement patterns, with maximum values ranging from 7 to 40 cm for the most damaged tower to zero for the less affected building. Data from standard penetration tests (SPT), cone penetration tests (CPT), and shear-wave velocity (V_s) profiles were used in a three-dimensional (3D) ordinary kriging model to account for the inherent soil spatial variability. Eight representative transects were employed to perform the NDAs using the PM4Sand and PM4Silt soil constitutive models implemented in the OpenSees computational platform. The results suggest that the shear-induced deformation mechanism controls the dynamic response of the site in most cases, while volumetric-induced deformations contribute, but to a lesser extent, to the surface settlements. The numerically computed patterns and amplitude range of the surface settlements matched well post-earthquake LiDAR and field measurements for 3 of the 4 towers, while commonly used liquefaction manifestation indexes (e.g., LPI, LSI, LSN, and S_v) greatly underestimated the observed settlements. The results of this case history highlight the capabilities and limitations of using NDAs to estimate surface deformation patterns in liquefiable sites subjected to megathrust earthquakes, also noting the remarkable difference in the magnitude of the settlements compared to a shallow crustal ground motion.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN	1
1.1. Motivación.....	1
1.2. Hipótesis	2
1.3. Objetivos.....	2
1.3.1 Objetivo general	2
1.3.2 Objetivos específicos.....	2
1.4. Planificación de trabajo	2
1.5. Principales resultados y conclusiones.....	3
1.6. Estructura del informe	4
CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO	5
2.1. Introducción.....	5
2.2. Licuación sísmica	5
2.3. Evaluación del potencial de licuación basada en tensiones.....	7
2.3.1 Solicitación cíclica	7
2.3.2 Resistencia cíclica	8
2.3.3 Resistencia cíclica evaluada con ensayos de terreno	8
2.3.4 Resistencia cíclica evaluada con ensayos de laboratorio	9
2.3.5 Factor de seguridad a la licuación.....	12
2.4. Criterios de licuación.....	13
2.5. Respuesta cíclica de suelos.....	14
2.6. Teoría de estado crítico.....	18
2.7. Kriging.....	22
2.7.1 Kriging ordinario.....	22
2.8. Discusión bibliográfica.....	24
2.9. Conclusiones.....	26

CAPÍTULO 3: CASO DE ESTUDIO: CONDOMINIO LOS PRESIDENTES	27
3.1. Introducción.....	27
3.2. Descripción general	27
3.3. Contexto geológico.....	30
3.4. Prospecciones geotécnicas y geofísicas.....	31
3.5. Procesamiento de los datos y estimación de las propiedades del suelo.....	33
3.6. Variabilidad espacial del suelo	36
3.7. Conclusiones.....	38
CAPÍTULO 4: METODOLOGÍA DE ANÁLISIS.....	39
4.1. Introducción.....	39
4.2. Modelo numérico.....	39
4.3. Calibración de los modelos constitutivos	41
4.4. Registros sísmicos de modelos numéricos	43
4.5. Conclusiones.....	45
CAPÍTULO 5: RESULTADOS	46
5.1. Introducción.....	46
5.2. Simulaciones numéricas	46
5.3. Índices de vulnerabilidad a la licuación	50
5.4. Discusión	51
5.5. Conclusiones.....	53
CAPÍTULO 6: CONCLUSIONES.....	54
REFERENCIAS	56
ANEXO 4.1 ENSAYOS CTX.....	66
ANEXO 5.1 SIMULACIONES NUMÉRICAS ADICIONALES	67

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 4.1 Parámetros de entrada de modelos constitutivos PM4Sand y PM4Silt.	42
Tabla 4.2 Características principales de los movimientos de terreno registrados, re-convolucionados y de Northridge.....	44
Tabla 5.1 Resumen de los asentamientos estimados en los transectos NS para ambos registros input re-convolucionados, utilizando k uniforme y variable.....	48
Tabla 5.2 Resumen de los asentamientos estimados en los transectos EW para ambos registros input re-convolucionados, utilizando k uniforme y variable.....	48
Tabla 5.3 Resumen de los resultados del análisis LVI.....	51
Tabla A.4.1 Programa de ensayos CTX.....	66



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Falla por flujo (izquierda); y movilidad cíclica (derecha)	6
Figura 2.2 Ejemplos de curvas CRR con data SPT de casos históricos	9
Figura 2.3 Número de ciclos de carga uniforme N_{eq} , en función de la magnitud M	10
Figura 2.4 Condiciones de carga para ensayo CTX (izquierda) y CDSS (derecha)	11
Figura 2.5 Curva de resistencia cíclica para ensayo CTX (izquierda), CTX desarrollados a distintas amplitudes de esfuerzo cíclico (derecha)	12
Figura 2.6 Curvas de resistencia cíclica hasta alcanzar un 5 % de amplitud de deformación de corte para CDSS, y 3 % de deformación axial para CTX, realizados en muestras similares con $IP < 12$ y $\sigma'_c = 100$ kPa	12
Figura 2.7 Curva de histéresis en ciclo carga y descarga	14
Figura 2.8 Degradación de rigidez a distintos niveles de deformación	15
Figura 2.9 Razón de amortiguamiento	16
Figura 2.10 Curva de degradación de rigidez y amortiguamiento	16
Figura 2.11 Comportamiento de arena de Toyoura en ensayo CTST: (a) Trayectoria de esfuerzos, (b) Curva esfuerzo-deformación, (c) Evolución de presión de poros y deformaciones.	17
Figura 2.12 CSL en plano $q-p'$ (izquierda) y $e-p'$ (derecha)	19
Figura 2.13 Trayectoria esfuerzos en ensayo con carga monotónica para estados: sueltos y muy sueltos (izquierda); medianamente densos y densos (derecha).	20
Figura 2.14 Locus de <i>quasi-steady state</i> y <i>steady state</i> para arena Toyoura en plano $e-\log p'$	21
Figura 3.1 Ubicación del sitio Los Presidentes; (a) área Chile-Argentina y el contorno de deslizamiento co-sísmico para el terremoto del Maule de 2010 (Lorito <i>et al.</i> , 2011); (b) área de Concepción; y (c) área de estudio.	28
Figura 3.2 Licuación observada en el sitio Los Presidentes después del Terremoto del Maule de 2010; (a) Vista en planta de la licuación observada en terreno; (b) Mediciones LiDAR de asentamiento en las torres en el sitio de estudio (Kayen 2023, comunicación personal); (c) Eyección de sedimentos en la esquina noreste de la Torre A (Bray <i>et al.</i> , 2012); (c) Eyección de sedimentos dentro del complejo residencial (GEER, 2010); y (d) agrietamiento del terreno entre las torres A y C (GEER, 2010). ...	29
Figura 3.3 Marco geológico de Concepción y unidades geológicas correspondientes; el marcador rojo muestra Los Presidentes, y el recuadro negro encierra el centro de Concepción.	31
Figura 3.4 Prospecciones geotécnicas y geofísicas en el sitio de estudio.	32

Figura 3.5 (a) Carta de Tipo de Comportamiento del Suelo (SBT) en el espacio Fr - Qtn para CPT-2 (izquierda) y CPT-3 (derecha); y (b) perfil geotécnico representativo de Los Presidentes.	34
Figura 3.6 Perfiles geofísicos representativos: (izquierda) curvas de dispersión de velocidad de fase estimadas a partir de los métodos SPAC y f-k; (centro) perfiles de velocidad de onda de corte invertidos; y (derecha) funciones de transferencia teóricas y empíricas (HVSR), junto con sus frecuencias predominantes calculadas a partir de mediciones en mono-estaciones.	35
Figura 3.7 Propiedades utilizadas en el desarrollo de los modelos estocásticos (D_r , I_c , s_u/σ'_{v0} , y V_s) y sus respectivos modelos de tendencia (líneas negras continuas).	37
Figura 3.8 Datos del variograma y modelos exponenciales estimados para los residuales de $\ln(D_r)$, $\ln(I_c)$, $\ln(s_u/\sigma'_{v0})$, y $\ln(V_s)$ en las direcciones horizontal y vertical.	37
Figura 3.9 Estimación 3D para I_c desarrollada en SGEMS.....	38
Figura 4.1 Malla NDA 2D de deformación plana del transecto T-6 (EW) en términos de D_r	40
Figura 4.2 Curvas de resistencia cíclica para la calibración de arena Biobío a 30, 50 y 70% D_r	43
Figura 4.3 (a) Movimientos de terreno registrados en la estación CCP para el terremoto del Maule de 2010, registros re-convolucionados a la profundidad de entrada de los NDA, y registros del terremoto de Northridge en la estación Sun Valley; (c) Espectro de amplitud de Fourier; y (d) Espectro de aceleraciones y estimación realizadas mediante la GMPM M17.....	45
Figura 5.1 Asentamientos del terreno 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 input re-convolucionados con conductividad hidráulica uniforme (línea sólida azul marino), conductividad hidráulica variable (línea sólida azul), y registro de Northridge (N01-SV) con conductividad hidráulica variable (línea sólida cian). Las zonas verde y naranja indican las mediciones LiDAR y de terreno, respectivamente.....	47
Figura 5.2 Contornos de: (a) razón de exceso de presión de poros máxima $r_{u, \max}$; (b) deformación de corte máxima γ_{\max} ; (c) deformación volumétrica máxima $\epsilon_{v, \max}$; y (d) asentamiento vertical final del suelo Δy para el transecto T-6 con conductividad hidráulica variable y registro input transversal...	49
Figura 5.3 Tiempo-historia de la razón de esfuerzo cíclico (CSR), deformación de corte (γ), y razón de exceso de presión de poros (r_u) en cuatro puntos representativos del transecto T-6 con conductividad hidráulica variable y uniforme, para el registro input transversal y SV90.	50
Figura A.5.1 Asentamientos del terreno para ambos registros input re-convolucionados con conductividad hidráulica uniforme.....	67

Figura A.5.2 Asentamientos del terreno para ambos registros input re-convolucionados con conductividad hidráulica variable.	68
Figura A.5.3 Asentamientos del terreno para ambos registros Northridge Sun Valley con conductividad hidráulica variable.	69
Figura A.5.4 Contornos de transecto T-1 con conductividad hidráulica uniforme y registro input transversal.....	70
Figura A.5.5 Contornos de transecto T-2 con conductividad hidráulica uniforme y registro input transversal.....	71
Figura A.5.6 Contornos de transecto T-3 con conductividad hidráulica uniforme y registro input transversal.....	72
Figura A.5.7 Contornos de transecto T-4 con conductividad hidráulica uniforme y registro input transversal.....	73
Figura A.5.8 Contornos de transecto T-5 con conductividad hidráulica uniforme y registro input transversal.....	74
Figura A.5.9 Contornos de transecto T-6 con conductividad hidráulica uniforme y registro input transversal.....	75
Figura A.5.10 Contornos de transecto T-7 con conductividad hidráulica uniforme y registro input transversal.....	76
Figura A.5.11 Contornos de transecto T-8 con conductividad hidráulica uniforme y registro input transversal.....	77
Figura A.5.12 Contornos de transecto T-1 con conductividad hidráulica variable y registro input transversal.....	78
Figura A.5.13 Contornos de transecto T-2 con conductividad hidráulica variable y registro input transversal.....	79
Figura A.5.14 Contornos de transecto T-3 con conductividad hidráulica variable y registro input transversal.....	80
Figura A.5.15 Contornos de transecto T-4 con conductividad hidráulica variable y registro input transversal.....	81
Figura A.5.16 Contornos de transecto T-5 con conductividad hidráulica variable y registro input transversal.....	82
Figura A.5.17 Contornos de transecto T-6 con conductividad hidráulica variable y registro input transversal.....	83

Figura A.5.18 Contornos de transecto T-7 con conductividad hidráulica variable y registro input transversal.....	84
Figura A.5.19 Contornos de transecto T-8 con conductividad hidráulica variable y registro input transversal.....	85
Figura A.5.20 Contornos de transecto T-1 con conductividad hidráulica variable y registro input SV90.....	86
Figura A.5.21 Contornos de transecto T-2 con conductividad hidráulica variable y registro input SV90.....	87
Figura A.5.22 Contornos de transecto T-3 con conductividad hidráulica variable y registro input SV90.....	88
Figura A.5.23 Contornos de transecto T-4 con conductividad hidráulica variable y registro input SV90.....	89
Figura A.5.24 Contornos de transecto T-5 con conductividad hidráulica variable y registro input SV90.....	90
Figura A.5.25 Contornos de transecto T-6 con conductividad hidráulica variable y registro input SV90.....	91
Figura A.5.26 Contornos de transecto T-7 con conductividad hidráulica variable y registro input SV90.....	92
Figura A.5.27 Contornos de transecto T-8 con conductividad hidráulica variable y registro input SV90.....	93

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

1.1. Motivación

La licuación de suelos es una de las consecuencias más desastrosas de los terremotos y pudiendo provocar graves daños en geosistemas y estructuras debido a la pérdida de resistencia y rigidez del depósito granular. La alta sismicidad de Chile lo hace más susceptible a la ocurrencia de este fenómeno, especialmente por su historial sísmico y la deposición de sus sedimentos. El estado actual de la práctica de la ingeniería utiliza ampliamente metodologías simplificadas para estimar el potencial de licuación (e.g., Andrus y Stokoe, 2000; Boulanger y Idriss, 2014; Youd, *et al.*, 2001) y los asentamientos inducidos por la licuación (e.g., Cetin *et al.*, 2009; Ishihara y Yoshimine, 1992; Liu y Dobry, 1997). Sin embargo, estudios recientes han demostrado que dichas metodologías presentan errores significativos cuando se utilizan para terremotos de larga duración y gran magnitud (Bertalot *et al.*, 2013; Montalva y Ruz, 2017). De ahí que sea necesario estudiar herramientas alternativas de análisis.



Una alternativa a los métodos empíricos son las simulaciones numéricas que consideran el Análisis Dinámico No Lineal (Nonlinear Dynamic Analysis, NDA), donde diferentes técnicas numéricas simulan el estado de esfuerzos y deformaciones de la masa de suelo. Los NDAs proporcionan una mejor base para la estimación de deformaciones en comparación con metodologías simplificadas que no consideran el efecto del sistema acoplado y se limitan a condiciones geométricas idealizadas (Pretell *et al.*, 2021).

La evaluación de casos históricos post-terremoto proporciona información importante que permite mejorar la comprensión del fenómeno de licuación, permitiendo el desarrollo y mejora de nuevas herramientas de análisis. En los últimos años, se han desarrollado numerosos estudios de casos históricos afectados por licuación en geosistemas y estructuras utilizando NDAs (e.g., Bassal y Boulanger, 2021, 2022; Bray y Luque, 2017; Luque y Bray, 2017, 2020; Paull *et al.*, 2022; Pretell *et al.*, 2021), sin embargo, la mayoría de ellos se centran en casos ocurridos en eventos corticales, que en comparación con eventos de subducción presentan amplificaciones máximas (e.g., Peak Ground Acceleration, PGA) en el mismo orden de magnitud aunque difieren notablemente en términos de duración significativa y contenido de frecuencias.

1.2. Hipótesis

La estimación de asentamientos por medio de modelamiento numérico resulta en predicciones realistas al ser evaluados en un caso histórico de la zona subductiva chilena.

1.3. Objetivos

1.3.1 Objetivo general

Analizar la respuesta dinámica de un caso histórico afectado por licuación durante el terremoto del Maule de 2010 Mw 8.8. a través de modelamiento numérico.

1.3.2 Objetivos específicos

- Recopilar y procesar información referente a ensayos de terreno (SPT, CPT, Vs), del sitio de estudio, y ensayos de laboratorio (CTX) de arena Biobío.
- Calibrar el modelo constitutivo PM4Sand para distintas muestras de arena Biobío, mediante simulaciones numéricas a nivel de elemento.
- Caracterizar la variabilidad espacial del subsuelo en el sitio de estudio por medio de análisis geostatístico, considerando la información de ensayos de terreno.
- Analizar la respuesta dinámica del sitio de estudio por medio de análisis dinámico no lineal, para dilucidar los mecanismos de deformación que conducen a los asentamientos en superficie.

1.4. Planificación de trabajo

Para el desarrollo del trabajo, se realizó en primer lugar una rigurosa revisión del estado del arte respecto a la modelación numérica de la licuación de suelos, modelos constitutivos avanzados, y sobre metodologías utilizadas para cuantificar la resistencia a la licuación. Posteriormente, se recopiló información geotécnica (e.g., SPT, CPT), y geofísica (Vs) del sitio en estudio, así como también

información referente al comportamiento y estado del lugar luego del terremoto del 2010, específicamente se recopilaron antecedentes de asentamientos en las torres, grietas en superficie, y evidencia de volcanes de arena (o sand boils). Paralelamente se realizaron una serie de ensayos triaxiales cíclicos para tres unidades de arena Biobío, con el objetivo de caracterizar la respuesta dinámica de los suelos arenosos a estudiar.

En base a los ensayos de laboratorio realizados, se calibró el modelo constitutivo PM4Sand a través de las simulaciones de los ensayos de laboratorio que mejor se ajustaban a la data en condiciones bidimensionales, en este caso fueron los ensayos de compresión cíclica en deformación plana (CPSC), y el ensayo de corte simple cíclico (CDSS) por medio de la plataforma OpenSees.

Posteriormente y en base a los ensayos de terreno recopilados, se realizó una caracterización geoestadística 3D del subsuelo en el sitio de estudio por medio de *kriging* ordinario. En particular, se ajustaron variogramas en la dirección vertical y horizontal de cuatro propiedades representativas del suelo, con los que posteriormente se realizó la estimación por *kriging* de manera individual. Luego, se extrajeron 8 transectos 2D representativos del lugar en los que se realizaron los NDAs.

Finalmente, con los transectos obtenidos de la caracterización geoestadística, se realizan una serie de NDAs considerando el efecto de distintos factores como por ejemplo: el registro de entrada y la variabilidad en la conductividad hidráulica. Dichos resultados son analizados en términos de razón de exceso de presión de poros, deformaciones de corte, deformaciones volumétricas, y asentamientos en superficie, para analizar los principales mecanismos de deformación, así como los patrones de asentamiento observados. Dichos resultados son comparados con análisis simplificados de índices de vulnerabilidad a la licuación (LVI) (e.g., LPI, LSI, LSN y Sv).

1.5. Principales resultados y conclusiones

Los NDAs examinaron los efectos de la variabilidad espacial de la conductividad hidráulica teniendo en cuenta diferentes registros input estimados para el sitio en estudio. Los resultados de los NDA sugieren que el mecanismo de deformación inducida por corte controla la respuesta dinámica del suelo en la mayoría de los casos, alcanzando en ocasiones deformaciones de corte superiores al 20%.

Asimismo, el mecanismo de deformación volumétrica contribuye a los asentamientos superficiales, pero sólo con deformaciones de alrededor del 2%, las que se concentran en localidades específicas. En general, los patrones de deformación superficial y las amplitudes coinciden con las observaciones de terreno para 3 de las 4 torres, a diferencia de los resultados estimados por los LVI, que subestiman en gran medida los asentamientos predichos. Las corridas adicionales realizadas para los registros corticales muestran asentamientos significativamente más bajos a los registrados en terreno.

Los resultados de este caso histórico demuestran que las limitaciones de los métodos simplificados basados en LVI para estimar los asentamientos inducidos por licuación en zonas de subducción pueden subsanarse, en gran medida, mediante la realización de NDAs con modelos constitutivos debidamente calibrados y una correcta caracterización de las propiedades del suelo. Este trabajo además pretende sentar las bases para futuros NDAs que involucren sitios potencialmente licuables con alta variabilidad espacial, y sometidos a terremotos de subducción de larga duración.

1.6. Estructura del informe



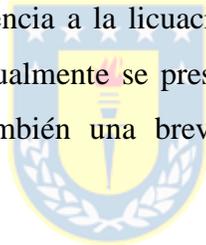
El documento se compone de cinco capítulos además del capítulo introductorio. En el Capítulo 2, se introducen los conceptos generales relacionados con la licuación sísmica de suelos, se presentan distintas maneras de cuantificar la resistencia a la licuación de un suelo, además de herramientas geostatísticas utilizadas en el presente trabajo. En el Capítulo 3, se realiza la descripción del sitio en estudio, junto con su respectiva caracterización geotécnica y geofísica, se describe además el procesamiento de los datos para caracterizar la variabilidad espacial del subsuelo. Posteriormente, en el Capítulo 4 se describe la metodología de análisis para desarrollar los modelos numéricos, la calibración de los modelos constitutivos y la obtención de los registros de entrada de dichos modelos numéricos. En el Capítulo 5 se analizan los resultados de las diferentes simulaciones numéricas, además de otros análisis simplificados realizados. Finalmente, en el Capítulo 6 se presentan las conclusiones y comentarios del trabajo.

CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO

2.1. Introducción

La ingeniería sísmica abarca diversos aspectos de la geología, sismología, ingeniería estructural y geotécnica, entre otros campos. Esta disciplina se encarga de estudiar los efectos de los terremotos en la sociedad y los riesgos que esto representa, como por ejemplo, problemas asociados a los efectos de sitio, muros de retención, diseño de fundaciones, interacción suelo-estructura, y licuación. Todas las problemáticas antes mencionadas pueden ser estudiadas mediante modelación numérica, simulando la respuesta de los materiales por medio de modelos constitutivos, que relacionan el comportamiento esfuerzo-deformación observado en ensayos de campo y/o laboratorio.

A continuación, se presentan conceptos generales relacionados con la modelación numérica de la licuación, para entregar el contexto teórico que engloba el problema. Específicamente se explican distintos enfoques para estimar la resistencia a la licuación, los criterios empleados y como es la respuesta típica de un suelo licuable, igualmente se presenta una descripción de las herramientas geostadísticas utilizadas, así como también una breve discusión de los principales estudios desarrollados en este ámbito.



2.2. Licuación sísmica

Uno de los fenómenos más relevantes, complejos y controversiales en ingeniería sísmica es la licuación. Diversos investigadores han estudiado el tema luego de los terremotos de Alaska ($M_w=9.2$), y Niigata ($M_s=7.5$) en 1964, los que generaron efectos catastróficos (e.g., asentamientos de estructuras, fallas de taludes) atribuibles a dicho fenómeno.

La licuación de un suelo se define con la transformación que experimenta un depósito granular saturado de un estado sólido a un estado líquido, debido a un aumento en la presión de poros, y en consecuencia, una disminución en los esfuerzos efectivos producto de sollicitaciones cíclicas como por ejemplo un terremoto, generando de esta manera el potencial de experimentar grandes deformaciones.

El fenómeno se manifiesta principalmente en suelos granulares sueltos contractivos, que se encuentran saturados en condiciones no drenadas, debido a que, al aplicar una carga rápida (e.g., carga sísmica), el suelo contractivo tiende a densificarse, luego, al estar saturado, este experimenta un aumento progresivo en la presión de poros, y en efecto una disminución en los esfuerzos efectivos, producto de la pérdida de contacto intergranular.

El fenómeno de la licuación puede subdividirse en dos grupos: movilidad cíclica y falla por flujo (o licuación propiamente tal). La primera tiene el potencial de generar grandes y permanentes deformaciones en el suelo, pudiendo originar el fenómeno conocido como *lateral spreading*. Cabe señalar que dicha condición ocurre cuando los esfuerzos de corte de un elemento de suelo (i.e., esfuerzo solicitante estático más dinámico) son menores a la resistencia al corte no drenado de este. Lo contrario se tiene para el caso de falla por flujo, ya que, la sollicitación de esfuerzo cortante es mayor a la resistencia del suelo, luego una vez sobrepasado el umbral, se está en un estado licuado. La falla por flujo ocurre en menor medida que la movilidad cíclica, no obstante, las deformaciones, y en consecuencia los efectos y daños en superficie son mucho más catastróficos en este caso. En la Figura 2.1 se presenta una comparación en la respuesta esfuerzo-deformación de ambos fenómenos.

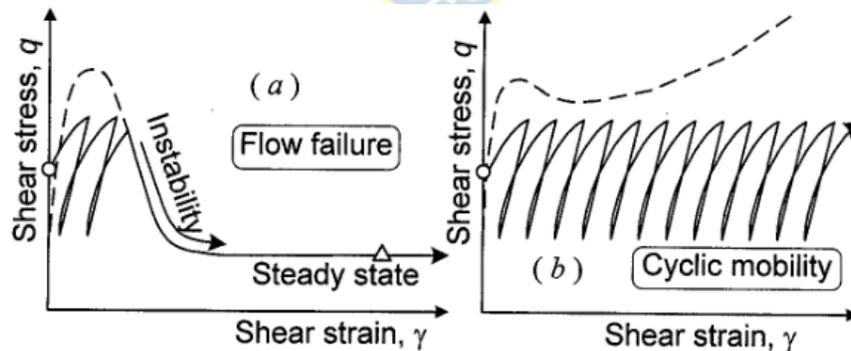


Figura 2.1 Falla por flujo (izquierda); y movilidad cíclica (derecha)

Fuente: Yoshimine y Ishihara (1998)

En el esquema de la izquierda es posible apreciar que, una vez gatillada la falla por flujo, la deformación puede seguir aumentando una vez finalizada la sollicitación, y a su vez, los esfuerzos de corte disminuyen hasta alcanzar el valor de su resistencia residual. Por otro lado, para el caso de movilidad cíclica, los niveles de deformación son estables durante la aplicación de la sollicitación, y se detiene una vez finalizada.

2.3. Evaluación del potencial de licuación basada en tensiones

En la presente sección se presentan 3 parámetros clave utilizados para evaluar el potencial de licuación de un determinado suelo, estos son: razón de sollicitación cíclica, o razón de esfuerzo cíclico (CSR), razón de resistencia cíclica (CRR), y el factor de seguridad a la licuación (FS).

2.3.1 Sollicitación cíclica

La razón de sollicitación cíclica (CSR: *Cyclic Stress Ratio*, por sus siglas en inglés) se define como la medida de intensidad de cargas cíclicas durante un terremoto, y corresponde a la razón entre el esfuerzo de corte inducido por el sismo (τ_{cyc}), y el esfuerzo vertical efectivo inicial (σ'_{vo}), como se indica en la Ecuación 2.1.

$$CSR = \frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_{vo}} \quad (2.1)$$

Seed y Idriss (1971) proponen un método simplificado para evaluar el potencial de licuación de algunos suelos, desarrollada a partir de peritajes en terreno (evidencia de *sand boils* y *lateral spreading*), y ensayos de laboratorio. La información recolectada correspondía a sitios con baja o nula pendiente, y a bajas profundidades (~15 metros). En este contexto, diversos investigadores han propuesto modificaciones a la metodología planteada, con el objetivo de mejorar sus predicciones (Youd *et al.*, 2001). La expresión simplificada propuesta por Seed y Idriss para estimar el parámetro CSR es presentada en Ecuación 2.2.

$$CSR = \frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_{vo}} = 0.65 \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \cdot r_d \quad (2.2)$$

Donde (τ_{cyc}/σ'_{vo}) es el esfuerzo de corte cíclico normalizado, a_{max} , la aceleración horizontal máxima en superficie, g la aceleración de gravedad, σ_v el esfuerzo vertical total, σ'_v el esfuerzo vertical efectivo, y r_d el coeficiente de reducción de esfuerzo, que tiene por objetivo reducir la demanda sísmica con la profundidad

2.3.2 Resistencia cíclica

La razón de resistencia cíclica (CRR: *Cyclic Resistance Ratio*, por sus siglas en inglés) describe la capacidad del suelo para resistir la licuación, generalmente es determinada mediante ensayos de laboratorio o de terreno. Para el primer caso se recomienda utilizar muestras de suelo inalteradas. Sin embargo, cuando se trabaja con suelos granulares, la obtención de una muestra inalterada es sumamente complejo, y se deben utilizar técnicas poco convencionales, como el congelamiento de suelo. Luego, dada la complejidad que esto implica es que los ensayos de terreno han ganado mayor importancia en los últimos años.

2.3.3 Resistencia cíclica evaluada con ensayos de terreno

La resistencia cíclica a la licuación puede ser estimada en base a distintos ensayos de terreno como: ensayos de penetración estándar (SPT: *Standard Penetration Test*, por sus siglas en inglés), de penetración de cono (CPT: *Cone Penetration Test*, por sus siglas en inglés), y mediciones geofísicas de velocidad de onda de corte (V_s). En particular, se han desarrollado diversas metodologías que correlacionan CRR con data de ensayos in-situ de diferentes casos históricos (e.g., Andrus y Stokoe, 2000; Boulanger y Idriss, 2014; Idriss y Boulanger, 2008). La curva CRR es fijada como un borde que divide el grafico en dos secciones: con y sin el potencial de licuación (Ver Figura 2.2).

La curva CRR puede ser descrita ya sea en términos de SPT, CPT, o V_s . En el primer caso, es representado con el parámetro $(N_1)_{60cs}$, que es el número de golpes del ensayo SPT normalizado por la presión de confinamiento, corregido para arenas limpias, y una eficiencia de energía del 60 %. Para el caso del ensayo de penetración de cono, se emplea la resistencia q_{c1N} , que toma en cuenta la corrección para arenas limpias. Por último, en metodologías que consideren la velocidad de onda de corte, se utiliza el parámetro V_{s1} , que considera la corrección por confinamiento.

Para el cálculo de la resistencia cíclica CRR, generalmente se aplican factores de corrección por confinamiento K_σ , corte estático K_α , y además un factor de escala por magnitud MSF, ya que la mayoría de los estudios realizados son considerando un sismo de magnitud $M_w=7.5$.

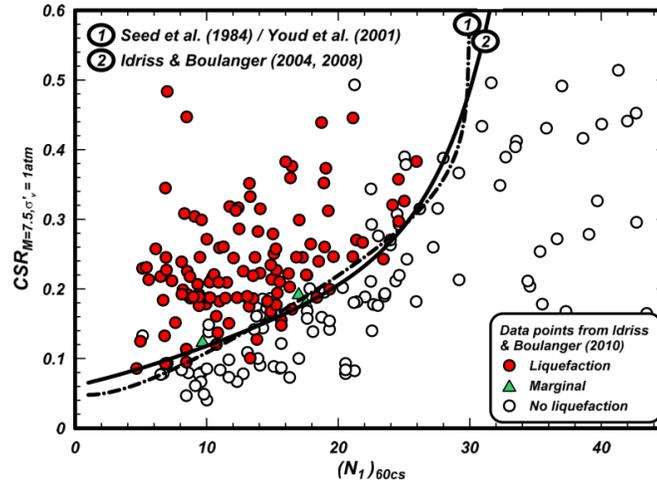


Figura 2.2 Ejemplos de curvas CRR con data SPT de casos históricos

Fuente: Idriss y Boulanger (2008)

2.3.4 Resistencia cíclica evaluada con ensayos de laboratorio

La resistencia cíclica a la licuación de un suelo puede ser estimada en base a ensayos de laboratorio, en donde se carga al suelo con una sollicitación cíclica CSR representativa, obteniendo de esta manera un número de ciclos de carga para gatillar la licuación (N_{cyc}) bajo esta razón de esfuerzos. La carga cíclica es comúnmente aplicada en forma de fuerza cortante, o desplazamiento cortante en el plano horizontal superior, o inferior de la muestra. La mayoría de los ensayos realizados para obtener las curvas de resistencia cíclica (i.e., CSR versus Número de ciclos de carga para gatillar la licuación), utilizan patrones de carga cíclica uniforme (e.g., Sinusoidal). Cabe destacar que también es posible considerar patrones de carga cíclica no uniforme (e.g., registro sísmico), sin embargo, no existen procedimientos mundialmente aceptados para realizar e interpretar los resultados de dichos ensayos.

Los ensayos más utilizados en la práctica para evaluar la resistencia cíclica de un suelo son: el corte simple cíclico (CDSS: *Cyclic Direct Simple Shear*, por sus siglas en inglés), triaxial cíclico (CTX: *Cyclic Triaxial*, por sus siglas en inglés), y torsional cíclico (CTST: *Cyclic Torsional Shear Test*, por sus siglas en inglés). siendo este último el menos utilizado debido a la alta complejidad para preparar las muestras (NASEM, 2016). Por otro lado, los ensayos CTX son mucho más usuales en la práctica debido a la facilidad de operación, y su mayor disponibilidad en laboratorios y centros de investigación, no obstante, los ensayos CDSS proveen una mejor representación tanto del estado de

esfuerzos *in-situ* del suelo (K_0), como de los esfuerzos inducidos por el sismo, originadas por la propagación vertical del frente de ondas de corte.

Como se mencionó anteriormente, en el análisis de problemas de licuación, la resistencia cíclica del suelo generalmente es definida como la razón de esfuerzos cíclicos para una magnitud de referencia $M=7.5$. Bajo este contexto es que diversos investigadores han empleado teoría de fatiga de materiales (e.g., Miner, 1945; Palmgren, 1924) para correlacionar la magnitud del terremoto con un número de ciclos de carga equivalente (N_{eq}). En particular, Seed *et al.* (1975) utilizaron cerca de 60 registros de movimiento fuerte de Norte y Sudamérica. En la Figura 2.3 se presenta el ajuste realizado, y es posible apreciar que para un terremoto de magnitud $M=7.5$, se tiene un valor medio de 15 ciclos equivalente de carga uniforme.

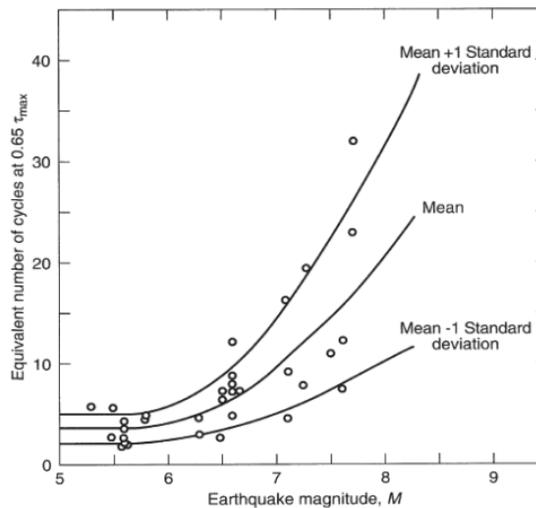


Figura 2.3 Número de ciclos de carga uniforme N_{eq} , en función de la magnitud M

Fuente: Seed *et al.* (1975)

La razón de esfuerzos cíclicos para condiciones de corte simple (CSR_{SS}) es definida como la razón entre el esfuerzo de corte cíclico, y el esfuerzo de confinamiento inicial. Por otro lado, la razón de esfuerzos cíclicos para condiciones triaxiales (CSR_{TX}), se define según como el cociente entre el corte cíclico (q_{cyc}) aplicado, y dos veces la presión de confinamiento inicial. Siguiendo con el punto anterior, y como ya se mencionó anteriormente, se tiene que la respuesta en terreno durante un terremoto involucra un mecanismo de deformación de corte simple, lo cual es reproducido de mejor manera en los ensayos CDSS. La conversión de la data de ensayos triaxiales, a condiciones de corte simple, es tradicionalmente expresada en términos de CSR, según lo recomendado por Ishihara (1985), quien

considera un factor de corrección C_r , que toma en cuenta la conversión de un estado de esfuerzos en condiciones isotrópicas (e.g., CTX) a uno anisotrópico (e.g., CDSS), la Ecuación 2.3 presenta dicha conversión.

$$CSR_{SS} = (C_r) CSR_{TX} \Leftrightarrow \left(\frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_{vo}} \right)_{SS} = \left(\frac{1+2K_0}{3} \right) \left(\frac{q_{cyc}}{2\sigma'_c} \right)_{TX} \quad (2.3)$$

Donde K_0 es el coeficiente lateral de empuje en reposo. En el mismo contexto, Pyke *et al.* (1975) recomiendan un factor adicional de 0.9 para ajustar el efecto de cargas bidireccionales, como lo indica la Ecuación 2.4.

$$C'_r = 0.9C_r \quad (2.4)$$

Las condiciones de carga aplicada en ambos ensayos: CTX y CDSS es presentada en el esquema de la Figura 2.4. Los resultados de estos ensayos son expresados en curvas de resistencia cíclica, es decir CRR vs Número de ciclos de carga para gatillar la licuación. En general CRR depende tanto de la amplitud como de la frecuencia de la carga cíclica, así como también de las características de las muestras ensayadas (e.g., densidad relativa, fabrica, etc.). La Figura 2.5 presenta de manera esquemática la construcción de la curva de resistencia cíclica para un ensayo triaxial, considerando tres ensayos a distintas amplitudes de esfuerzo cíclico. Por otro lado, la Figura 2.6 muestra las curvas de resistencia cíclica para dos muestras similares ensayadas en los dos tipos de aparatos antes mencionado, dejando en evidencia la mayor resistencia medida en ensayos CTX.

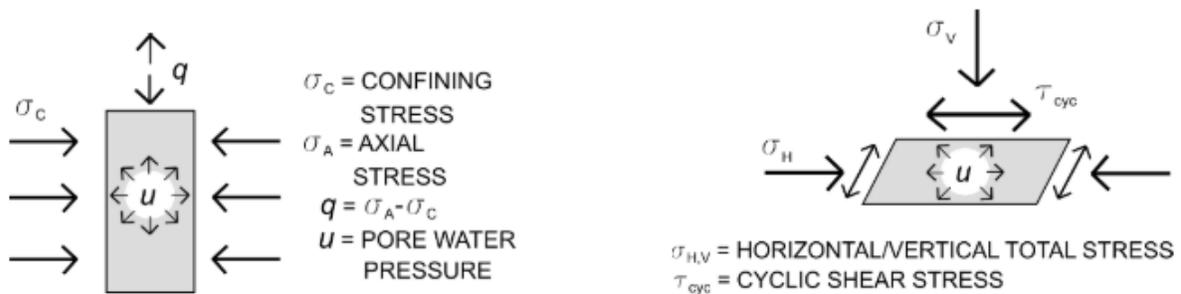


Figura 2.4 Condiciones de carga para ensayo CTX (izquierda) y CDSS (derecha)

Fuente: Cappellaro *et al.* (2017)

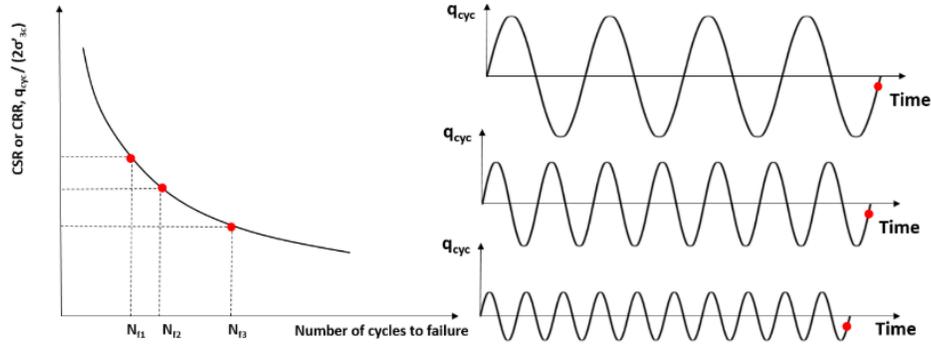


Figura 2.5 Curva de resistencia cíclica para ensayo CTX (izquierda), CTX desarrollados a distintas amplitudes de esfuerzo cíclico (derecha)

Fuente: Tziolas (2019)

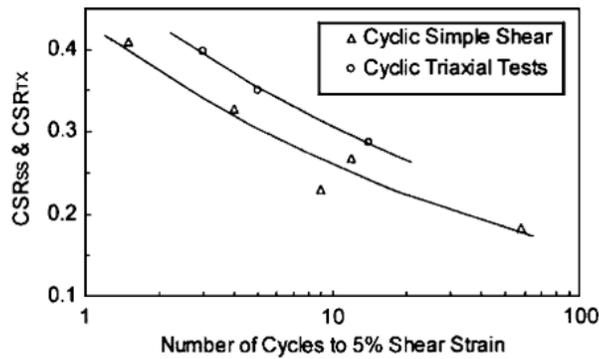


Figura 2.6 Curvas de resistencia cíclica hasta alcanzar un 5 % de amplitud de deformación de corte para CDSS, y 3 % de deformación axial para CTX, realizados en muestras similares con $IP < 12$ y $\sigma'_{vc} = 100$ kPa

Fuente: Bray y Sancio (2006)

La relación entre la resistencia a la licuación entre ensayos CTX y CDSS, depende de muchos otros factores a parte de la condición de esfuerzos inicial K_0 , entre ellos destacan: densidad relativa, fabrica del suelo, entre otros los cuales no son capturados mediante la Ecuación 2.3 (Cappellaro *et al.*, 2017).

2.3.5 Factor de seguridad a la licuación

El factor de seguridad a la licuación (FS) se determina como la razón entre la resistencia y la sollicitación cíclicas, valores menores a la unidad indican que la sollicitación es mayor a la resistencia, por lo que se tendrá un potencial de licuación. En la práctica, valores mayores a 1.2 indican un suelo

sin potencial de licuar. La expresión para determinar el factor de seguridad es presentada en Ecuación 2.5.

$$FS = \frac{CRR}{CSR} \quad (2.5)$$

2.4. Criterios de licuación

Una definición clara sobre el desencadenamiento de la licuación es necesaria para aunar criterios, con respecto a los diferentes umbrales utilizados. En la práctica, los criterios más utilizados en ensayos de laboratorio (e.g., CTX, CDSS) son los referentes a esfuerzo cíclico, y deformación cíclica. Ambos son descritos a continuación.

Desde el punto de vista de los esfuerzos, la licuación es definida como el punto donde el incremento de presión de poros (Δu) es igual al esfuerzo vertical efectivo inicial (σ'_{vo}), - i.e., el esfuerzo efectivo tiende a cero, lo que es equivalente a que la razón de exceso de presión de poros ($r_u = \Delta u / \sigma'_{vo}$) sea igual a 1. En ocasiones el término “licuación inicial” es empleado para describir la condición del suelo cuando la razón de exceso de presión de poros es de un 100 % (i.e., $r_u = 1$). En condiciones reales de terreno, son limitados los casos en donde se registre la evolución de presión de poros durante un evento sísmico. La utilización de la presión de poros como criterio representa la ventaja de ser un parámetro íntimamente relacionado con el mecanismo de licuación. No obstante, presenta algunas limitaciones, ya que en algunos suelos granulares con un cierto contenido de finos, la razón de exceso de presión de poros no alcanza un 100 %, rondando valores entre 90-95 % (Ishihara, 1993). Bajo el mismo contexto Hazirbaba y Rathje (2004) desarrollaron una serie de ensayos de corte simple cíclico con control de deformaciones en muestras de arena reconstituidas mediante sedimentación por agua, en dicho estudio consideraron como inicio de licuación el umbral $r_u > 90$ %. Por otro lado, Boulanger *et al.* (1998) indican que incrementos del 80 % en el exceso de presión de poros (i.e., $r_u = 0.8$) son suficientes para generar deformaciones significativamente altas que puedan generar daños.

Considerando un criterio de deformaciones, Ishihara (1993) propone que el estado licuado de un suelo se alcanza entre 2.5-3.5 % de la amplitud (SA) de deformación axial, o un 5 % de la doble amplitud

(DA) de deformación axial en ensayos triaxiales cíclicos. Por otro lado, en condiciones de terreno, y ensayos de corte simple cíclico, Ishihara (1993) sugiere como valor máximo 3 % de la amplitud de deformación de corte. En el mismo contexto, Wijewickreme y Sanin (2004) plantean como límite 3.75 % de amplitud de deformación de corte, sin embargo otros investigadores (e.g., Bray y Sancio, 2006; Kammerer, 2002; Wu, 2002) definen dicho límite como el 5 % de amplitud de deformación de corte.

En esta investigación se utilizarán ambos tipos de criterios de licuación referente a esfuerzos y deformaciones. En particular, para condiciones *in-situ*, y ensayos CDSS se considerará como inicio de licuación una amplitud de deformación de corte γ del 3.0 %, y/o un valor de $r_u > 95$ %. Por otro lado, para el caso de ensayos CTX se considera igualmente un valor $r_u > 95$ % como inicio del fenómeno, así como también una amplitud simple de deformación axial de 2.5 %. Los niveles de deformación antes mencionados se consideran equivalentes.

2.5. Respuesta cíclica de suelos

Una masa de suelo, al ser cargado con un patrón de cargas cíclico, experimenta una respuesta de características no lineales en el plano esfuerzo-deformación. La Figura 2.7 presenta una típica curva de carga y descarga, en donde es posible apreciar la existencia de un *loop* cerrado, el cual indica además la presencia de amortiguamiento histerético en la respuesta del suelo.

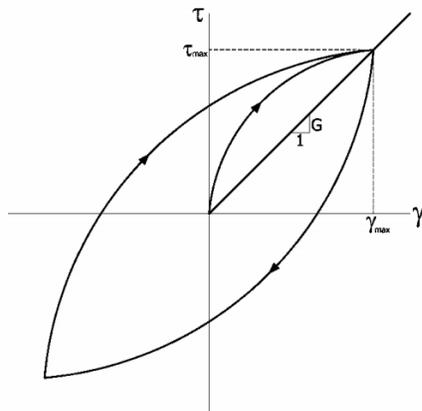


Figura 2.7 Curva de histéresis en ciclo carga y descarga

Los parámetros que caracterizan la respuesta histerética del suelo dependen del nivel de deformación que se alcance en cada ciclo. Estos parámetros son: el módulo de corte (G), el cual corresponde a la rigidez global de cada ciclo. El segundo parámetro corresponde a la razón de amortiguamiento (D), el cual indica la capacidad del material para disipar energía durante el ciclo de carga y descarga.

El módulo de corte se define como la razón entre el corte máximo alcanzado en un ciclo de carga, y su respectiva deformación angular. Este parámetro depende en gran medida del nivel de deformación impuesto en cada ciclo, observándose una degradación a medida que este aumenta. La Figura 2.8 se presenta un esquema en donde se observa la continua degradación del suelo a medida que este se deforma.

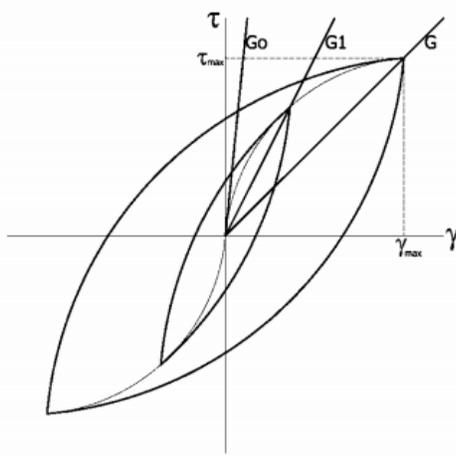


Figura 2.8 Degradación de rigidez a distintos niveles de deformación

Para niveles de deformación pequeños (i.e., menores a 10^{-6}), el módulo de corte tiende a un valor máximo, denominado módulo de corte máximo o inicial (G_{\max}), el cual puede ser estimado según la Ecuación 2.6.

$$G_{\max} = \rho V_s^2 \quad (2.6)$$

Donde ρ es la densidad del suelo, y V_s es la velocidad de propagación de onda de corte para pequeñas deformaciones.

Por otro lado, la razón de amortiguamiento se define como el cociente entre la energía de amortiguamiento disipada por ciclo (i.e., área completa del *loop* histerético - ΔW), y la energía de

deformación equivalente (i.e., área elástica equivalente para el máximo nivel de deformación - W). la Figura 2.9 presenta ambas regiones, y la Ecuación 2.7 muestra la expresión antes definida.

$$D = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta W}{W} \tag{2.7}$$

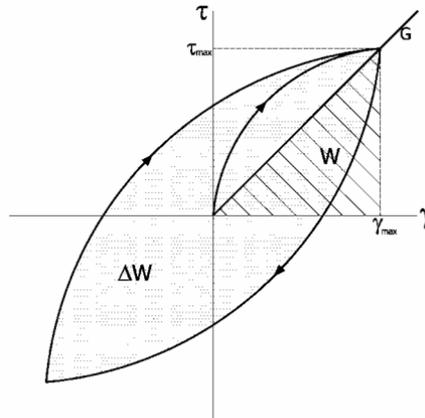


Figura 2.9 Razón de amortiguamiento

Diversos resultados experimentales han mostrado que la razón de amortiguamiento en suelos no cohesivos aumenta con el nivel de deformación. Dicha disipación de energía se tiene incluso para niveles de deformación pequeños. La Figura 2.10 presenta una curva de degradación de rigidez y amortiguamiento típica, destacándose distintos niveles de deformación.

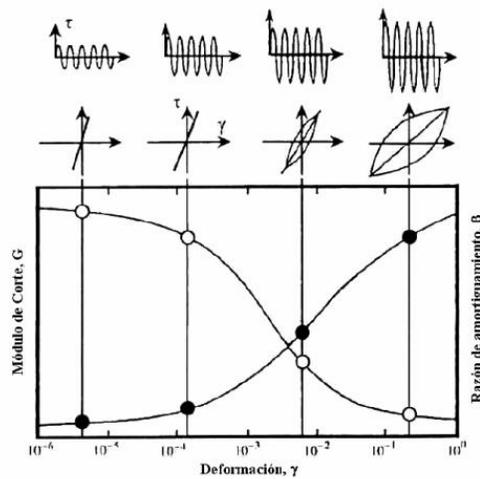


Figura 2.10 Curva de degradación de rigidez y amortiguamiento

Fuente: Ghayamghamian y Kawakami (2000)

Ensayos experimentales realizado en el equipo torsional fueron realizados por Ishihara (1985), para grupos de arenas densas y sueltas. Los ensayos simulaban la condición de corte simple en muestras de suelo consolidadas isotrópicamente, y sometidos a una carga cíclica del tipo torsional. Los resultados de estos ensayos se presentan en la Figura 2.11, y para ambos casos se presentan las curvas esfuerzo-deformación, las trayectorias de esfuerzos normalizadas por la presión de confinamiento inicial, y por último, la evolución del exceso de presión de poros y deformaciones de cortes generada en cada ciclo.

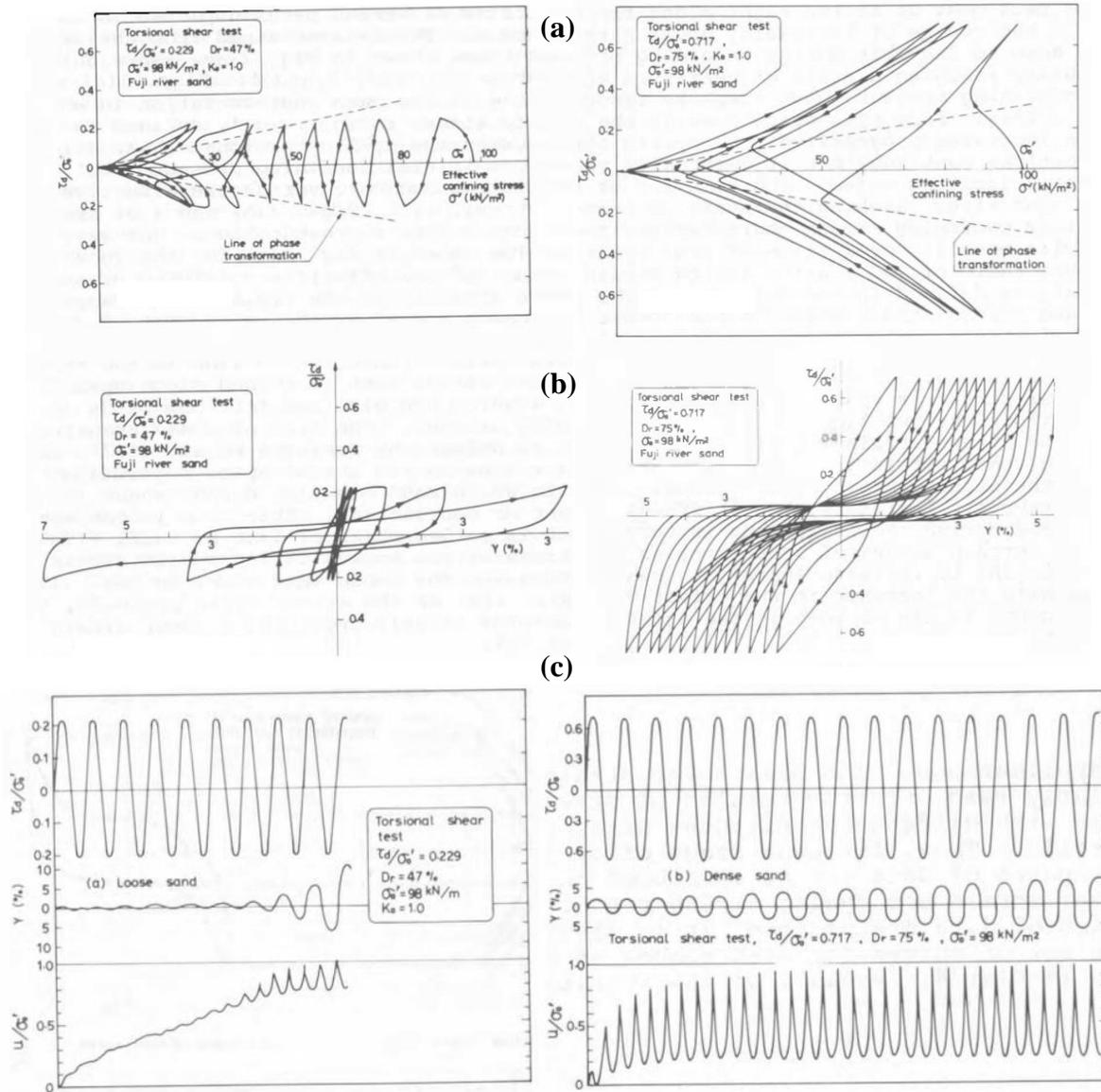


Figura 2.11 Comportamiento de arena de Toyoura en ensayo CTST: (a) Trayectoria de esfuerzos, (b) Curva esfuerzo-deformación, (c) Evolución de presión de poros y deformaciones.

Fuente: Ishihara (1985)

En base a los resultados presentados, es posible apreciar que tanto arenas sueltas como densas desarrollan un aumento en el exceso de presión de poros a medida que aumenta el número de ciclos de carga y descarga. Esto a su vez genera una disminución en el esfuerzo vertical efectivo hasta alcanzar un punto donde el suelo pasa de tener un comportamiento contractivo a uno dilatante (i.e., Línea de transformación de fase). Dicha respuesta es mucho más evidente para muestras densas, donde se aprecia un claro aumento en el esfuerzo efectivo una vez alcanzado dicho punto. Siguiendo con el punto anterior, se tiene que, a carga constante, el esfuerzo efectivo disminuye progresivamente hasta que la trayectoria de esfuerzos se acerca al origen (i.e., $\sigma'_v \rightarrow 0$), luego, esta se hace mucho más grande a medida que el suelo dilata, y la trayectoria de esfuerzos a su vez sube por la envolvente de falla (i.e., CSL).

La rigidez del suelo también aumenta y disminuye junto con los ciclos de carga y descarga esto da lugar a los “bucles con forma banana” en el plano esfuerzo-deformación, los que se caracterizan por ser curvas cóncavas hacia arriba a medida que el esfuerzo de corte máximo es alcanzado dentro de un ciclo de carga.

Junto con el aumento del exceso de presión de poros, se presenta además un aumento en la deformación del suelo. En particular, la deformación máxima alcanzada para cada ciclo en la muestra suelta aumenta a una tasa creciente, por otro lado, para el caso de la arena densa, esta aumenta su deformación a una tasa decreciente con el número de ciclos de carga y descarga.

2.6. Teoría de estado crítico

El término estado crítico nace a partir de la teoría de un estado particular del suelo, llamada índice de vacíos crítica (CVR; *Critical Void Ratio*, por sus siglas en inglés) desarrollada por Casagrande (1936) en donde, por medio de ensayos de caja de corte. estableció que arenas sueltas contraen, y arenas densas dilatan hasta alcanzar aproximadamente el mismo índice de vacíos una vez desarrollada grandes deformaciones. Bajo estos resultados, Casagrande define a dicho punto como el índice de vacíos crítico, en donde el suelo ya no presenta deformaciones volumétricas. La relación entre el índice de vacíos crítico, y la presión efectiva media, la llamó Locus de índice de vacíos crítico (CVRL: *Critical Void Ratio Locus*, por sus siglas en inglés). Taylor (1948), reportó también este

comportamiento, indicando que el índice de vacíos crítico disminuía a medida que el nivel de esfuerzos aumentaba.

Roscoe *et al.* (1958) extienden lo estudiado por Casagrande, y definen formalmente al estado crítico como el estado donde el suelo continúa deformándose a una razón de esfuerzos e índice de vacíos constante. El lugar geométrico que representa los puntos en dicho estado se denomina Locus de estado crítico (CSL: *Critical State Locus*, por sus siglas en inglés), Por otro lado, Poulos (1981) define al *steady state* como el estado en donde la masa de suelo es continuamente deformada a volumen, esfuerzo normal efectivo, esfuerzo de corte, y velocidad constante. De manera análoga, la relación entre índice de vacíos en dicho estado y esfuerzos efectivos es llamada Locus de estado estacionario (SSL: *Steady State Locus*, por sus siglas en inglés). Matemáticamente, no hay diferencias entre la definición de *steady state* y *critical state*, por lo que usualmente se consideran equivalentes (Jefferies y Been, 2016).

El locus de estado crítico está bien definido tanto para el espacio $e-p'$ como $q-p'$, según la Ecuación 2.8, y Ecuación 2.9 (Schofield y Wroth, 1968).

$$q = Mp' \tag{2.8}$$

$$e = \Gamma - \lambda \ln(p') \tag{2.9}$$

Donde M , Γ , y λ son propiedades intrínsecas del suelo (i.e., independientes de la historia de esfuerzos, fabrica, etc.), y q , p' , y e son el esfuerzo desviador, presión efectiva media, e índice de vacíos respectivamente. En la Figura 2.12 se presenta el locus de estado crítico en los planos $q-p'$ y $e-p'$.

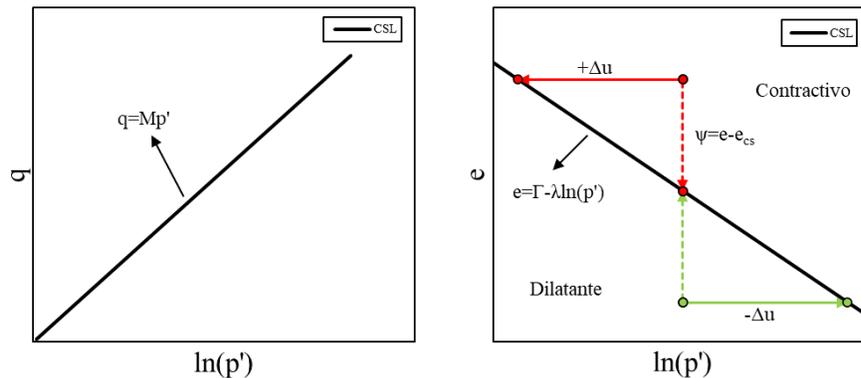


Figura 2.12 CSL en plano $q-p'$ (izquierda) y $e-p'$ (derecha).

El término transformación de fase (*Phase Transformation*) es en principio propio de suelos en estados densos, a medianamente densos. Este hace referencia al cambio de la respuesta del suelo desde un comportamiento contractivo a uno dilatante (Ishihara *et al.*, 1975). Dicho punto además representa un mínimo local de resistencia observado comúnmente en niveles de deformación moderados, condición también conocida como *quasi-steady state* (Alarcon-Guzman *et al.*, 1988). Una vez el suelo alcanza este punto, este aumenta su resistencia gradualmente, reflejándose en un incremento en el esfuerzo efectivo, luego al desarrollar grandes deformaciones, la trayectoria de esfuerzos tiende al locus de estado crítico. El comportamiento antes descrito se presenta en la Figura 2.13. Para las condiciones de suelos sueltos y muy sueltos no se distingue el punto de transformación de fase, debido a la exclusiva respuesta contractiva que estos tienen.

Diversos estudios han reportado que la pendiente de la línea de estado crítico en el plano q-p' es similar a la línea de transformación de fase (e.g., Ishihara, 1993; Vaid y Sivathayalan, 2000; Zhang y Garga, 1997). Dicha pendiente sin embargo es levemente mayor en el caso de la línea de estado crítico como se presenta en la Figura 2.13. Además, se tiene que en el plano e-p', el locus de *quasi-steady state* (QSSL) se encuentra levemente por debajo del locus de *steady state* como se muestra en la Figura 2.14.

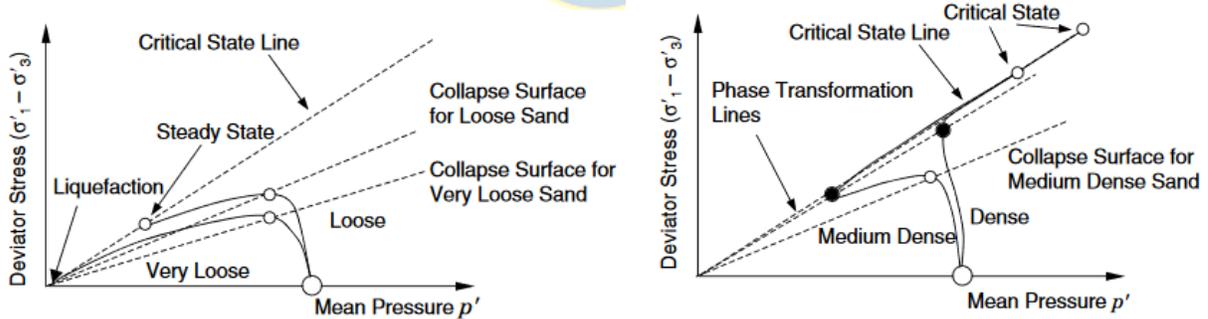


Figura 2.13 Trayectoria esfuerzos en ensayo con carga monótonica para estados: sueltos y muy sueltos (izquierda); medianamente densos y densos (derecha).

Fuente: Mitchell y Soga (2005)

El parámetro de estado (ψ) definido por Been y Jefferies (1986) permite caracterizar el comportamiento volumétrico de un suelo. Este se define como la diferencia entre el índice de vacíos actual y el índice de vacíos en estado crítico a igual presión media efectiva. Tal como lo indica la Ecuación 2.10.

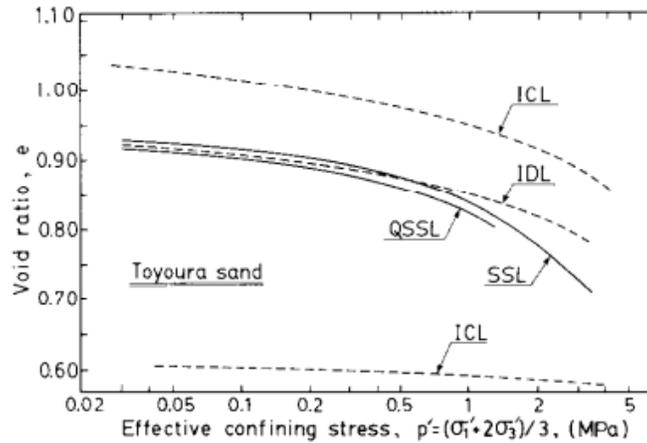


Figura 2.14 Locus de *quasi-steady state* y *steady state* para arena Toyoura en plano e-log p'

Fuente: Ishihara (1993)

$$\psi = e - e_c \tag{2.10}$$

La Figura 2.12 muestra gráficamente su definición, luego, el suelo tendrá comportamiento dilatante (i.e., estado denso) para valores negativos del parámetro de estado. Por otro lado, se tendrá un comportamiento contractivo (i.e., estado suelto) para valores positivos del parámetro de estado.

En el mismo contexto, Bolton (1986) mediante una base de datos de 17 arenas diferentes, establece que el comportamiento dilatante de estas no solo depende de la presión media efectiva (p'), sino que también, de la densidad relativa del material (Dr). En base a esto, define el índice de dilatancia relativa (IR) según la Ecuación 2.11.

$$I_R = Dr(Q - \ln(p')) - R \tag{2.11}$$

Donde Q y R son parámetros que se ajustan según la mineralogía del material, y según lo sugerido por Bolton, toman los valores de 10 y 1 respectivamente para arenas con cuarzo. Por otro lado, dicha expresión asegura que se alcanza el estado crítico cuando el índice de dilatancia alcanza el valor de 0.

2.7. Kriging

Kriging es un algoritmo de regresión lineal por mínimos cuadrados que permite la estimación de determinado dato como la combinación lineal de otros datos observados. En el presente estudio se utilizaron datos del mismo tipo. La variable utilizada en este caso corresponde a los residuales, que corresponden a diferencias con respecto a un modelo de tendencia o media. Luego, el residual es una variable aleatoria de media cero, si además se asume que la desviación estándar es constante, se tendrá una variable aleatoria estacionaria. La estimación por *kriging* de un dato en la posición u será:

$$\hat{Z}(u) = a + \sum_{i=1}^n \lambda_i(u) Z(u_i) \quad (2.12)$$

Donde $\hat{Z}(u)$ es el valor estimado en la posición u , λ_i es el ponderador calculado a partir del variograma en la posición u del valor observado $Z(u_i)$ en la posición u_i , i es el subíndice asociado al dato observado, y n el número de datos observados que ponderan el valor en u . En la práctica solo se consideran los datos cercanos al lugar de estimación (Goovaerts, 1997).

El variograma es una herramienta que analiza el comportamiento espacial de una variable sobre un área o volumen definido. Es estimada a partir de un conjunto de datos experimental que indica la distancia máxima y la estructura en que un punto influye sobre otro punto a diferentes distancias. La construcción del variograma se realiza a partir de la varianza, esto es la esperanza entre los valores de una variable a una distancia h , según Ecuación 2.13.

$$\hat{\gamma}(h) = \frac{1}{2} E[Z(x+h) - Z(x)]^2 = \frac{1}{2N(h)} \sum [Z(x+h) - Z(x)]^2 \quad (2.13)$$

2.7.1 Kriging ordinario

El *kriging* ordinario se basa en el supuesto de que la variable es aleatoria y espacialmente dependiente, y en el principio de que el proceso aleatorio subyacente es intrínsecamente estacionario, con una media

constante y con una varianza que sólo depende de la distancia de separación y dirección entre puntos y no de la posición absoluta. Se utiliza dicho algoritmo debido a que solo se conoce el variograma $\hat{\gamma}(h)$, y en consecuencia la función de covarianza $C(h)$ (Ecuación 2.14)

$$C(h) = \sigma^2 - \gamma(h) \quad (2.14)$$

Donde σ^2 es la varianza, y $\gamma(h)$ la función de variograma. Luego, se utilizan dos condiciones: (1) condición de insesgo, donde la esperanza de la estimación tiene esperanza nula (Ecuación 2.15), y (2) la condición de varianza mínima según Ecuación 2.16.

$$E[\hat{Z}(u) - Z(u)] = a + \sum_{i=1}^n \lambda_i E[Z(u_i)] - E[Z(u)] = a + \sum_{i=1}^n \lambda_i m - m = 0 \quad (2.15)$$

$$\text{Si } a = 0 \Rightarrow \sum_{i=1}^n \lambda_i = 1$$



$$\begin{aligned} \text{Var}[\hat{Z}(u) - Z(u)] &= \text{Var}[\hat{Z}(u)] - 2\text{Cov}[\hat{Z}(u), Z(u)] + \text{Var}[Z(u)] \\ &= \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \lambda_i \lambda_j C(u_i u_j) - 2 \sum_{i=1}^n \lambda_{ji} C(u - u_i) + C(0) \end{aligned} \quad (2.16)$$

El ponderador óptimo, que minimiza la varianza del error, está sujeto a que la suma de los ponderadores sea igual a 1 (Ecuación 2.17), luego, este puede determinarse aplicado un multiplicador de Lagrange μ , esto es:

$$\begin{aligned} \text{Var}[\hat{Z}(u) - Z(u)] \\ = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \lambda_i \lambda_j C(u_i u_j) - 2 \sum_{i=1}^n \lambda_{ji} C(u - u_i) + C(0) + 2\mu \left(\sum_{i=1}^n \lambda_i - 1 \right) \end{aligned} \quad (2.17)$$

Luego, igualando a cero la derivada parcial con respecto a los ponderadores y a los multiplicadores de Lagrange, resulta lo siguiente:

$$\begin{aligned}\frac{\partial(\text{Var}[\hat{Z}(u) - Z(u)])}{\partial \lambda_i} &= 2 \sum_{j=1}^n \lambda_j C(u_i - u_j) - 2C(u - u_i) + 2\mu \\ \frac{\partial(\text{Var}[\hat{Z}(u) - Z(u)])}{\partial \mu} &= 2 \left(\sum_{i=1}^n \lambda_i - 1 \right)\end{aligned}\quad (2.18)$$

Lo anterior resulta en el siguiente sistema de ecuaciones que resuelve *kriging* ordinario:

$$\begin{aligned}\sum_{j=1}^n \lambda_j C(u_i - u_j) + \mu &= C(u - u_i) \\ \sum_{i=1}^n \lambda_i &= 1\end{aligned}\quad (2.19)$$



2.8. Discusión bibliográfica

En el ámbito de la ingeniería geotécnica sísmica diversos investigadores han utilizado herramientas numéricas para simular la respuesta de un suelo licuable frente a cargas cíclicas. Dentro de los primeros análisis destacan el realizado por Popescu y Prevost (1993) bajo el contexto del proyecto VELACS (*Verification of liquefaction analysis by centrifuge studies*), quienes desarrollaron simulaciones numéricas para validar un modelo constitutivo de múltiples superficies de fluencia en base a una serie de ensayos centrífuga. Los resultados de estos análisis demuestran que una selección acertada de los parámetros del modelo conlleva en general a una concordancia entre los resultados de las simulaciones numéricas y los ensayos experimentales. Otros estudios destacados son los realizados por Ayoubi y Pak (2017); Dashti y Bray (2013); Lopez-Caballero y Farahmand-Razavi (2008); Shahir y Pak (2010), quienes llevaron a cabo análisis dinámico no lineal de interacción suelo estructura, con el objetivo de comparar la respuesta simulada versus la experimental (e.g., ensayos centrífuga). Dichos análisis son

realizados mediante distintos modelos constitutivos (e.g., SANISAND, UBCSAND, PDMY), y diferentes plataformas (e.g., FLAC, OpenSees). Los resultados en general demuestran la buena capacidad predictiva de los modelos constitutivos en términos de aceleraciones y respuesta esfuerzo-deformación.

Investigaciones referentes a calibración de modelos constitutivos por medio de ensayos controlados han sido efectuados en los últimos años, se destaca entre ellos el proyecto LEAP (*Liquefaction Experiments and Analysis Projects*), el cual es una colaboración de una serie de proyectos de investigación, que tienen como objetivo principal la producción de data experimental fiable para la evaluación, calibración y validación de modelos constitutivos y técnicas numéricas para el análisis de licuación de suelos. LEAP se concibió inicialmente como una continuación de VELACS liderado por Arulanandan y Scott en la década de 1990. Bajo este contexto, y dentro del marco de LEAP-UCD-2017, Montgomery y Ziotopoulou (2020); Tsiaousi *et al.* (2020), utilizaron como referencia ensayos triaxiales cíclicos realizados en una arena Ottawa F-65 para calibrar el modelo constitutivo PM4Sand, simulando numéricamente un ensayo de compresión cíclica en deformación plana (PSC: *Plane Strain Compression*). El modelo calibrado es utilizado para la simulación de nueve ensayos centrifuga cuyas configuraciones consideran un depósito de suelo levemente inclinado. Los resultados de ambas investigaciones demuestran que PM4Sand es capaz de predecir la mayoría de las respuestas registradas en el ensayo experimental, especialmente en términos de exceso de presión de poros y aceleraciones, sin embargo, se observan algunas discrepancias con respecto a los desplazamientos laterales, ya que las simulaciones tienden a sobrestimarlos. Los autores atribuyen dichas diferencias a una subestimación sistemática en la densidad relativa en el material utilizado en los ensayos centrifuga. Dentro del mismo proyecto Yang *et al.* (2020), calibraron el modelo SANISAND en base a ensayos de corte simple cíclico para la misma arena Ottawa. De igual forma, SANISAND es utilizado para simular la respuesta de una serie de ensayos centrifugas, obteniendo resultados similares, sobreestimando los desplazamientos laterales del experimento en la mayoría de los casos.

Otros estudios donde se evalúa la capacidad de modelos constitutivos y que incluyen ensayos centrifuga son por ejemplo los realizados por: Ramírez *et al.* (2018); Ziotopoulou (2017), quienes observan patrones similares a las investigaciones antes descritas (i.e., predicciones razonables en términos de aceleraciones y presiones de poros, y errores significativos en desplazamientos verticales y horizontales).

Siguiendo la misma línea, pocos estudios de casos históricos con evidencia de licuación han sido retro analizados, entre ellos destacan los realizados por Bray y Luque (2017); Luque y Bray (2020) quienes efectuaron una serie de análisis numérico de estructuras afectadas por licuación en la secuencia de terremotos de Christchurch (Nueva Zelanda) entre los años 2010 y 2011. Los resultados de estos análisis demostraron la ventaja que poseen los métodos numéricos para representar los distintos mecanismos de desplazamientos de estructuras frente a metodologías simplificadas para estimar los asentamientos por licuación. Por otro lado, investigaciones referentes a casos históricos afectados en Chile han sido desarrollados por de la Maza *et al.* (2016); Gutiérrez (2016), sin embargo, estos se han centrado en el análisis de muelles y puentes afectados por licuación durante el terremoto del Maule de 2010. Además, la calibración de los modelos constitutivos utilizados en ambos estudios fue realizada en base a correlaciones de ensayos *in-situ* (e.g., SPT, CPT), a pesar de contar con ensayos de laboratorio en algunos casos.

En vista de lo anterior, queda en evidencia que la mayoría de las investigaciones realizadas se centra en el análisis numérico en condiciones controladas (e.g., simulaciones de ensayos centrifuga), y son pocos los estudios desarrollados para casos históricos de estructuras afectadas por licuación, enfocándose principalmente en regiones con sismicidad cortical-superficial e intraplaca, la cual no representa necesariamente las características principales del tipo de sismicidad predominante en Chile (i.e., subducción). Debido a ello es que en este estudio se realiza un análisis numérico de un caso histórico afectado por asentamientos diferenciales inducidos por licuación durante el terremoto del Maule de 2010.

2.9. Conclusiones

La licuación de suelos es uno de los problemas más desafiantes de la ingeniería geotécnica sísmica en la actualidad, la incertidumbre asociada al fenómeno es alta, por lo que el desarrollo de nuevas herramientas que ayuden a entender el problema tiene un gran valor. La modelación numérica se establece como una alternativa potente en el análisis de licuación de suelos, y en base a lo expuesto anteriormente, son diversas las herramientas y modelos existentes, sin embargo, son escasos los estudios realizados en sitios chilenos, y dentro de ellos, ninguno desarrolla un proceso de calibración riguroso de los modelos constitutivos a utilizar, siendo este un paso fundamental en el análisis.

CAPÍTULO 3: CASO DE ESTUDIO: CONDOMINIO LOS PRESIDENTES

3.1. Introducción

En el presente capítulo se describe el caso de estudio, junto con su respectiva caracterización geológica, geotécnica y geofísica, dichos datos alimentaran posteriormente los modelos numéricos. Se describe detalladamente el procesamiento de los datos para caracterizar la variabilidad espacial del sitio en estudio.

3.2. Descripción general

El terremoto de Maule de 2010, Mw 8.8, se produjo en la zona de subducción chilena, donde la placa de Nazca pasa hacia el este y hacia abajo por debajo de la placa sudamericana, siendo el borde de convergencia más rápido y una de las zonas más propensas a los terremotos del mundo (Kelson *et al.*, 2012; Ruegg *et al.*, 2009). 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 (Figura 3.1a).

En la ciudad de Concepción (Figura 3.1a), la licuación se presentó en múltiples sitios debido a la abundante presencia de arenas saturadas limpias y limos de baja plasticidad. El sitio Los Presidentes fue un caso particularmente interesante y bien documentado que tuvo lugar en la zona (Figura 3.1b) posterior al terremoto del Maule. Al momento del evento, el sitio era un complejo residencial de cuatro torres idénticas de 8 pisos (Figura 3.1c). Los edificios se denominaron Riesco (A), Errázuriz (B), Bulnes (C) y Montt (D). Las estructuras B y D fueron construidas por diferentes contratistas que las torres A y B (Luque, 2017). Las torres se construyeron con un sistema estructural de muros de corte de hormigón armado unidas con vigas de acople. El sistema de fundaciones de los edificios se compone de zapatas corridas con vigas interconectadas. El ancho de las zapatas varía entre 1.4 y 2.0 m, con un sello de fundación de 1.0 m (Bray *et al.*, 2012; GEER, 2010).

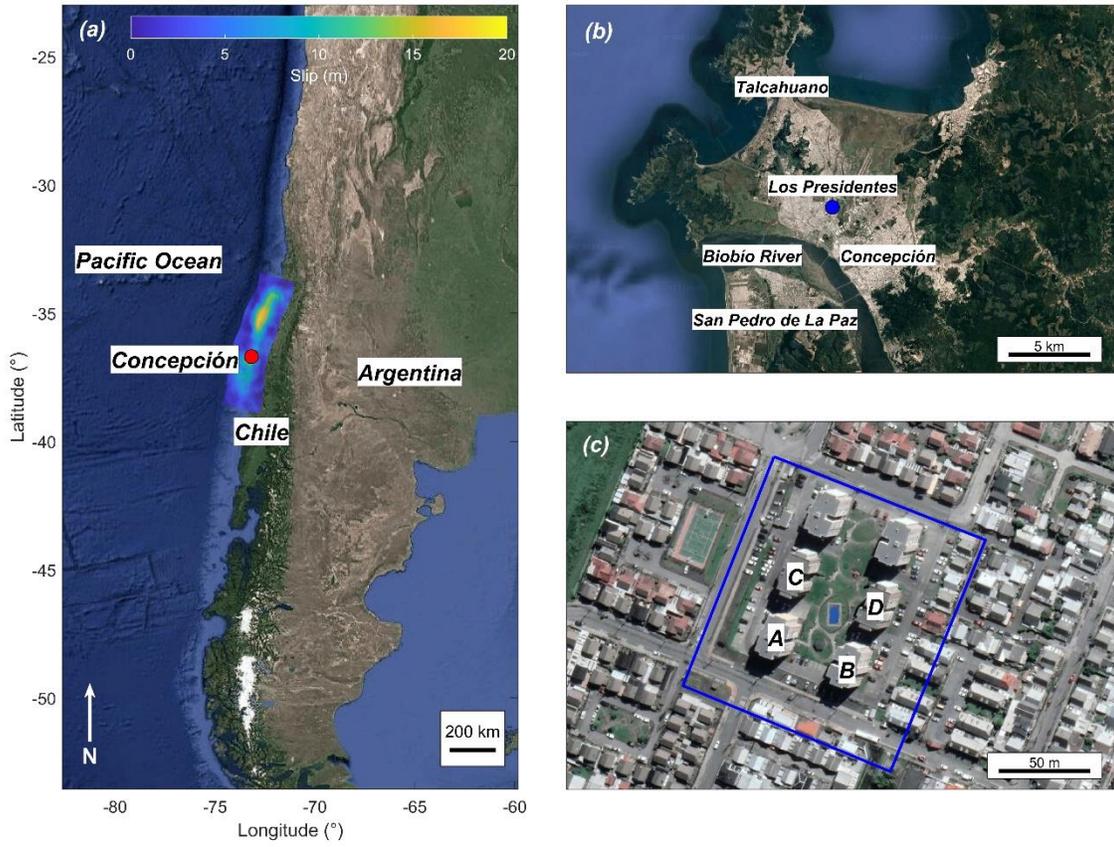


Figura 3.1 Ubicación del sitio Los Presidentes; (a) área Chile-Argentina y el contorno de deslizamiento co-sísmico para el terremoto del Maule de 2010 (Lorito *et al.*, 2011); (b) área de Concepción; y (c) área de estudio.

Los efectos de la licuación en la zona incluyeron eyección de sedimentos, agrietamiento del terreno y asentamientos de los edificios (Verdugo *et al.*, 2010) (Figura 3.2a). Estas manifestaciones sólo se produjeron en este emplazamiento, ya que no se observaron indicios superficiales de licuefacción en sus alrededores (compuestos principalmente por viviendas de uno a dos pisos). La torre más afectada fue 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 3.2c) consistentes principalmente en arena limosa bien graduada con 10-15% de finos no plásticos (GEER, 2010), del mismo modo, se observaron eyecciones en el interior del complejo residencial (Figura 3.2d). En las proximidades, entre las torres A y C, se observaron grietas en el terreno y eyecciones en la zona de estacionamiento del lugar (Figura 3.2e).

La campaña de reconocimiento posterior al terremoto incluyó mediciones in situ del asentamiento e inclinación de las estructuras, así como datos procedentes de mediciones LiDAR (GEER, 2010). En

la Torre A, se observó un asentamiento de 40 cm en la esquina noreste con respecto a la superficie colindante. Por otro lado, el sector sur de la torre experimentó asentamientos de unos 10 cm. Como resultado de estos asentamientos diferenciales, la estructura se inclinó aproximadamente 1° en dirección este y 1° en dirección norte. Las torres B y D experimentaron asentamientos verticales uniformes de aproximadamente 10 cm. Por último, la torre C no sufrió asentamientos inducidos por la licuación. Las mediciones LiDAR concuerdan en general con las mediciones in situ mencionadas anteriormente (Kayen 2023, comunicación personal). La Figura 3.2b muestra una toma LiDAR indicando los asentamientos medidos en cada esquina de las torres, tomando la torre C como referencia ya que ésta parece no haberse asentado. 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 sufrió un desplazamiento uniforme de unos 2 cm.

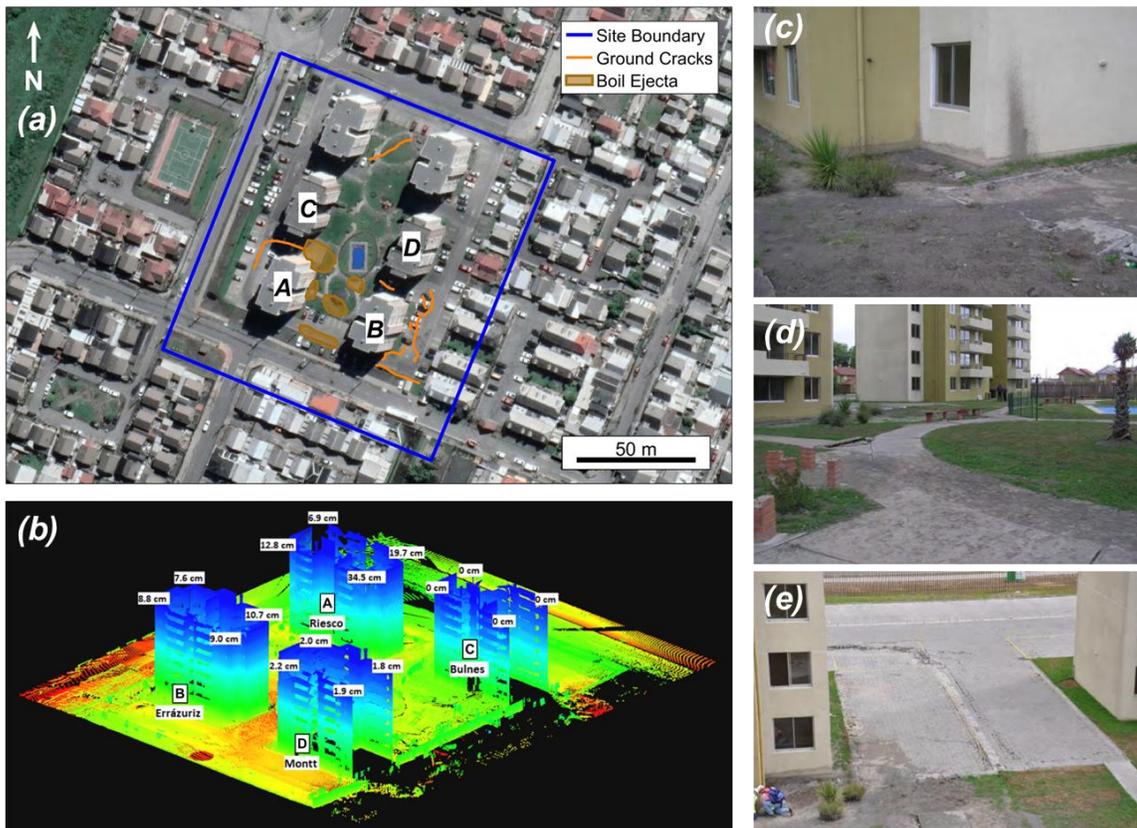


Figura 3.2 Licuación observada en el sitio Los Presidentes después del Terremoto del Maule de 2010; (a) Vista en planta de la licuación observada en terreno; (b) Mediciones LiDAR de asentamiento en las torres en el sitio de estudio (Kayen 2023, comunicación personal); (c) Eyección de sedimentos en la esquina noreste de la Torre A (Bray *et al.*, 2012); (d) Eyección de sedimentos dentro del complejo residencial (GEER, 2010); y (e) agrietamiento del terreno entre las torres A y C (GEER, 2010).

Como consecuencia de los daños estructurales causados en gran parte por asentamientos diferenciales en las torres A y B, las estructuras fueron demolidas, mientras que la torre D fue reparada (GEER, 2010). Entre 2016 y 2018, se construyeron las otras dos torres planificadas (Freire y Pinto), y también se reconstruyeron las torres A y B demolidas en el mismo sector en que se encontraban para el terremoto del Maule de 2010.

3.3. Contexto geológico

La ciudad de Concepción y sus alrededores se encuentran sobre sedimentos del Pleistoceno-Holoceno que rellenan una cuenca aluvial (Figura 3.3). Estos sedimentos están compuestos principalmente por terrazas arenosas aluviales formadas por meandros del río Biobío cercanos a su desembocadura en el Océano Pacífico. El material formado comprende principalmente arenas pobremente graduadas (SP) y arenas limosas (SM) con finos no plásticos, como se ha observado en varios sondajes realizados en la ciudad (Montalva *et al.*, 2016). El basamento rocoso subyacente está constituido principalmente por roca sedimentaria del Cretácico Superior al Plioceno y cuerpos graníticos del Paleozoico Superior (Galli, 1967; Vivallos *et al.*, 2010), mientras que la profundidad al basamento rocoso es variable. Poblete y Dobry (1968) reportó la profundidad del basamento rocoso a aproximadamente 100 m en un sondaje realizado en el centro de Concepción. Montalva *et al.* (2016), utilizando los datos recopilados por Vivallos *et al.* (2010), estimó una profundidad a la roca madre entre 0 m (afloramiento rocoso) y 160m. Estos resultados son consistentes con un reciente modelo tomográfico 3D de la cuenca de Concepción desarrollado por Inzunza *et al.* (2019), que estima un espesor medio de la cuenca de 100 m.

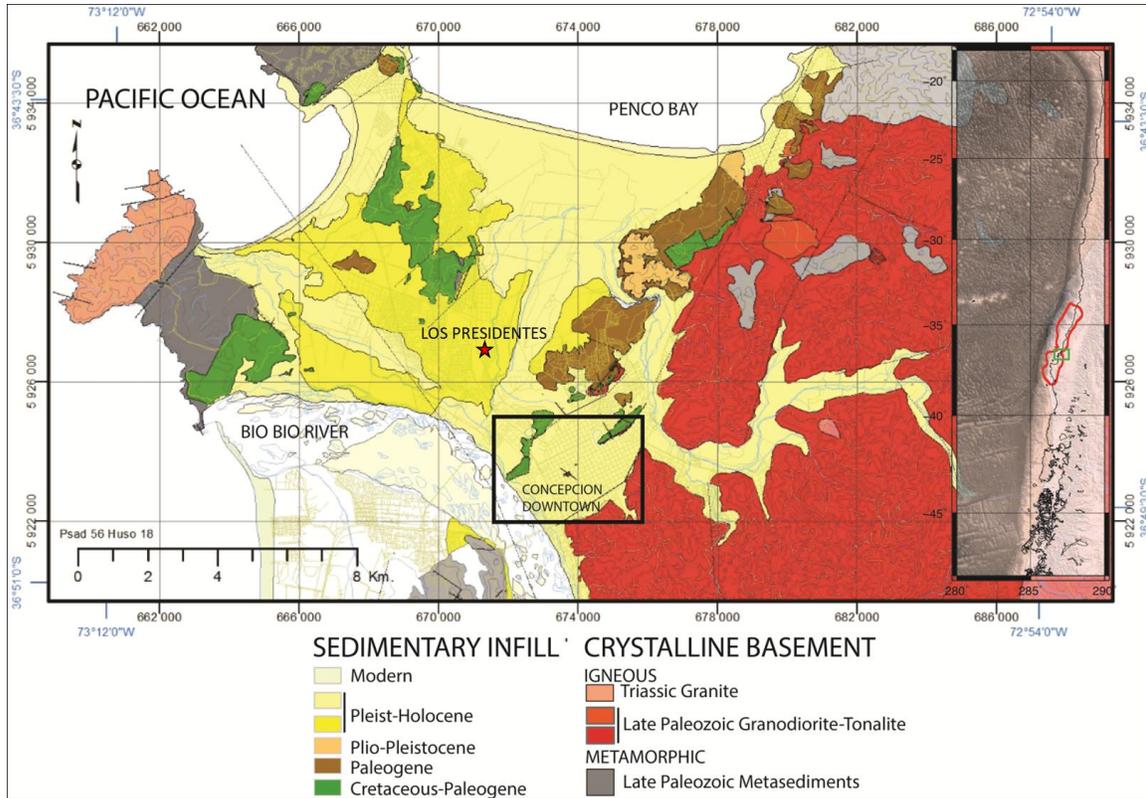


Figura 3.3 Marco geológico de Concepción y unidades geológicas correspondientes; el marcador rojo muestra Los Presidentes, y el recuadro negro encierra el centro de Concepción.

Adaptado de Montalva *et al.* (2016)

3.4. Prospecciones geotécnicas y geofísicas

Las campañas de exploración geotécnica en el sitio de estudio pueden separarse en tres. 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 antes del terremoto). La investigación incluyó 3 SPTs entre 10 y 12 m de profundidad, sin medición de energía y sin información sobre el tipo de martillo utilizado. Este estudio recomendó el reemplazo del suelo hasta una profundidad de 6.5 m en el área de apoyo del edificio, con un sobrecancho de 2.0 m a cada lado. El material de sustitución fue arena de Biobío compactada a una densidad relativa del 75%; La segunda campaña se llevó a cabo en octubre de 2011 (es decir, después del terremoto). Los propietarios del edificio contrataron a un consultor externo para realizar 2 SPTs de 13 y 15 m de profundidad, respectivamente. De nuevo, no había información relativa a la medición de la energía ni al tipo de martillo utilizado. La última campaña de exploración fue realizada entre septiembre y noviembre de 2021 por el grupo geotécnico

de la Universidad de Concepción para este estudio, e incluyó 3 CPTs hasta 10 m de profundidad, realizados en lugares cuidadosamente seleccionados. Además, se realizaron ensayos geofísicos para estimar la frecuencia predominante (f_0) del sitio a través de 25 mediciones analizadas por el método de relación espectral H/V (Nakamura, 2008), así como 7 perfiles de velocidad de ondas de corte (Vs) mediante la combinación de fuentes activas y pasivas. Una cuarta campaña realizada en el emplazamiento en 2016 (Luque, 2017), consistente en 5 CPTs de 10 m de profundidad y 1 CPT de 30 m de profundidad, ayudó a validar los resultados de las 3 campañas descritas anteriormente. La Figura 3.4 muestra la distribución espacial de todas las prospecciones realizadas en el sitio.

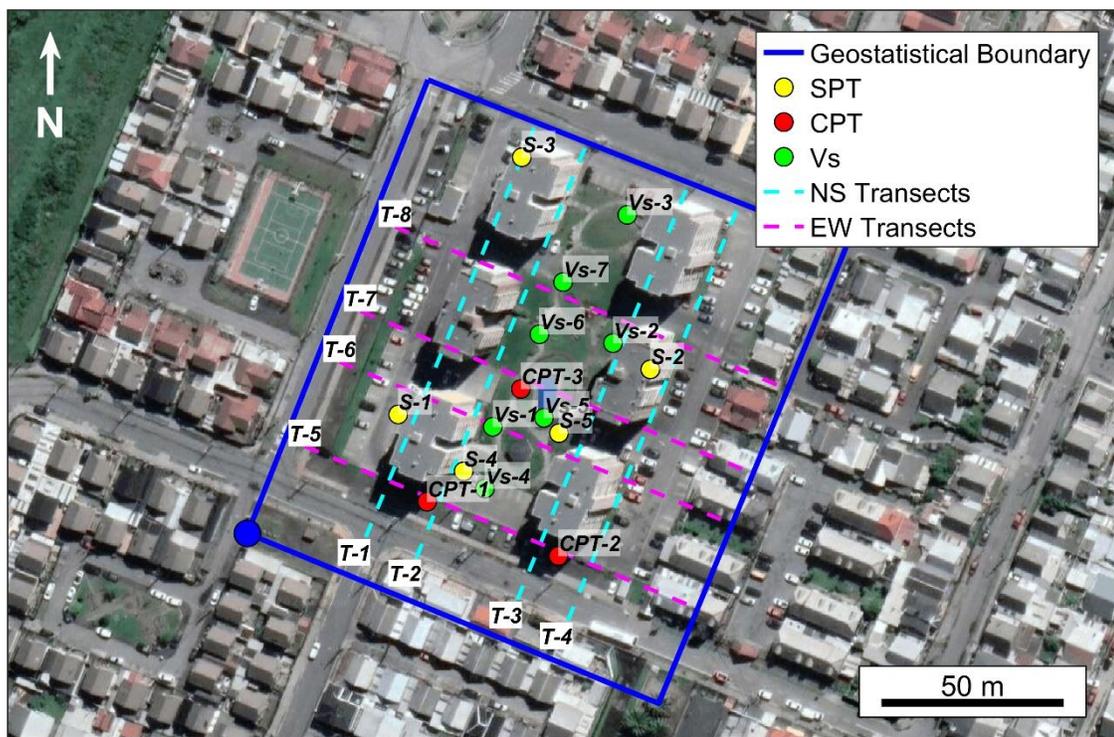


Figura 3.4 Prospecciones geotécnicas y geofísicas en el sitio de estudio.

El nivel freático se registró en varias prospecciones (e.g., SPT y CPT). Los sondeos de la segunda campaña (octubre de 2011) registraron un nivel freático entre 1.25 y 1.40 m de profundidad. Los CPT realizados entre septiembre y noviembre de 2021 informaron de un nivel freático entre 1.00 y 1.34 m de profundidad. Además, las exploraciones realizadas por GEER (2010) en marzo de 2010 informaron de un nivel freático a 0.5 m de profundidad. Por lo tanto, se consideró que un nivel freático de 1.0 m de profundidad era un valor representativo para el presente estudio.

Dado que 2 de las 3 campañas de exploración descritas anteriormente se realizaron después del terremoto, los posibles efectos, como la densificación del suelo, se consideran insignificantes en comparación con otras fuentes de incertidumbre, como la variabilidad inherente del suelo. Por lo tanto, los datos geotécnicos y geofísicos de todas las campañas se consideran descriptivos de las condiciones previas al terremoto en el lugar de estudio, en consonancia con otros estudios de NDA posteriores a terremotos (e.g., Bassal y Boulanger, 2022; Pretell *et al.*, 2021).

3.5. Procesamiento de los datos y estimación de las propiedades del suelo

Los datos de las exploraciones se utilizaron para estimar las propiedades del suelo y su variabilidad espacial. Para los SPTs y CPTs, se obtuvieron valores del número de golpes corregidos por energía ($N_{1,60}$) y la resistencia normalizada de la punta (q_{c1N}) respectivamente utilizando las correlaciones propuestas por Boulanger y Idriss (2014). Basándose en el índice I_c (Robertson y Wride, 1998; Robertson y Cabal, 2015), el suelo se clasificó en 3 grupos diferentes según su comportamiento: arenas (comportamiento tipo arena) con $I_c < 2.05$, mezclas de arenas (comportamiento tipo transicional) con $2.05 < I_c < 2.6$, y mezclas de limos y arcillas (comportamiento tipo arcilla) con $I_c > 2.6$. Para unificar los tipos de suelo entre CPTs y SPTs, utilizamos la correlación propuesta por Boulanger y Idriss (2014) para estimar I_c a partir del contenido de finos (FC) considerando el valor por defecto de $C_{FC} = 0$. A modo de ejemplo ilustrativo, la Figura 3.5a presenta los datos de CPT-2 y CPT-3 (ver Figura 3.4) en el espacio $F_r - Q_{tn}$ (relación de fricción normalizada versus resistencia de cono normalizada) para los límites de I_c mencionados. Los resultados muestran que la mayor parte del material ($\approx 60\% - 89\%$) corresponde a unidades tipo arena, seguidas de unidades tipo transicional ($\approx 7\% - 27\%$) y tipo arcilla ($\approx 2\% - 15\%$).

La Figura 3.5b muestra un perfil representativo del lugar, incluyendo todos los datos de los SPTs y CPTs categorizados como se ha descrito previamente. Para los SPTs, los valores mostrados son los recuentos de golpes (N_{SPT}) que se midieron directamente en cada prueba, mientras que para los CPTs, se presentan los valores Q_{tn} . Las dos unidades principales (I y II) del emplazamiento consisten en depósitos intercalados de arenas, arenas limosas y limos entre 0 y 15 m de profundidad (Unidad I), seguidos de un estrato de arena densa (Unidad II).

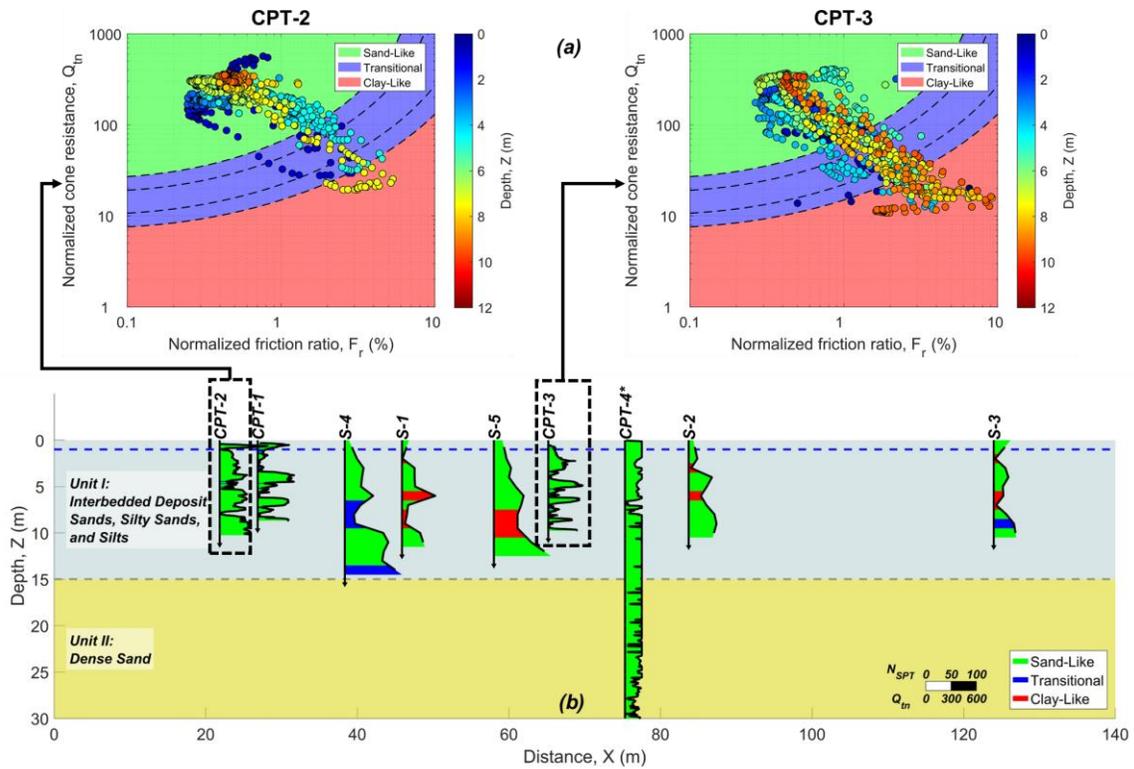


Figura 3.5 (a) Carta de Tipo de Comportamiento del Suelo (SBT) en el espacio $F_r - Q_{tn}$ para CPT-2 (izquierda) y CPT-3 (derecha); y (b) perfil geotécnico representativo de Los Presidentes.

Nota: Unidad II se caracterizó únicamente con base en la información de CPT4* (Luque, 2017).

Para unificar la información de los CPTs y SPTs, la densidad relativa (D_r) para las unidades tipo arena y de transición se estimó a partir de q_{c1N} y $N_{1,60}$ utilizando las correlaciones propuestas por Idriss y Boulanger (2008), considerando un valor de $C_{dq} = 0.9$ para los CPTs, y un valor de $C_d = 46$ para los SPTs. Para las unidades tipo arcilla, la razón de resistencia al corte no drenada (s_u/σ'_{v0}) se estimó con un factor de cono $N_{kt} = 14$ (Robertson y Cabal, 2015) para los datos CPT, mientras que para los SPT, s_u/σ'_{v0} se estimó en base a las expresiones propuestas por Kulhawy y Mayne (1990; Salgado, (2008). Con base en los CPTs, se estimaron pesos unitarios (ρ) de 19 kN/m³ y 18 kN/m³ para las unidades tipo arena y de transición, y las unidades tipo arcilla, respectivamente (Robertson y Cabal, 2015). Del mismo modo, la conductividad hidráulica del suelo (k) se estimó a partir del índice I_c (Robertson y Cabal, 2015) para los modelos numéricos con conductividad hidráulica variable (estimada para cada elemento de suelo como se detalla posteriormente), mientras que para los modelos con conductividad hidráulica 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 mediante mediciones pasivas y activas de ondas superficiales, considerando un módulo de Poisson igual a 0.3. Para obtener las curvas de dispersión de ondas Rayleigh a partir de mediciones pasivas, se empleó el método de autocorrelación espacial (SPAC) (Aki, 1957), así como las razones espectrales horizontal sobre vertical, HVSR (Nakamura, 2008), estimadas a partir de mediciones de los sensores individuales para estimar la frecuencia predominante del suelo. Se utilizó el método frecuencia-número de onda ($f-k$) (Park *et al.*, 1999) para procesar los resultados de las mediciones activas. Las curvas de dispersión se combinaron posteriormente para invertir los perfiles de velocidad de ondas de corte (V_s). La Figura 3.6 muestra las curvas de dispersión de velocidad de fase estimadas a partir de los métodos SPAC y $f-k$, sus correspondientes perfiles V_s invertidos, y la función de transferencia teórica (TF) obtenida a partir de los perfiles V_s así como la TF empírica de las mediciones HVSR. Ambas TF muestran peaks a una frecuencia predominante de 0.67 Hz (correspondiente a un periodo predominante, T , de 1.49 s) en toda el área de estudio.

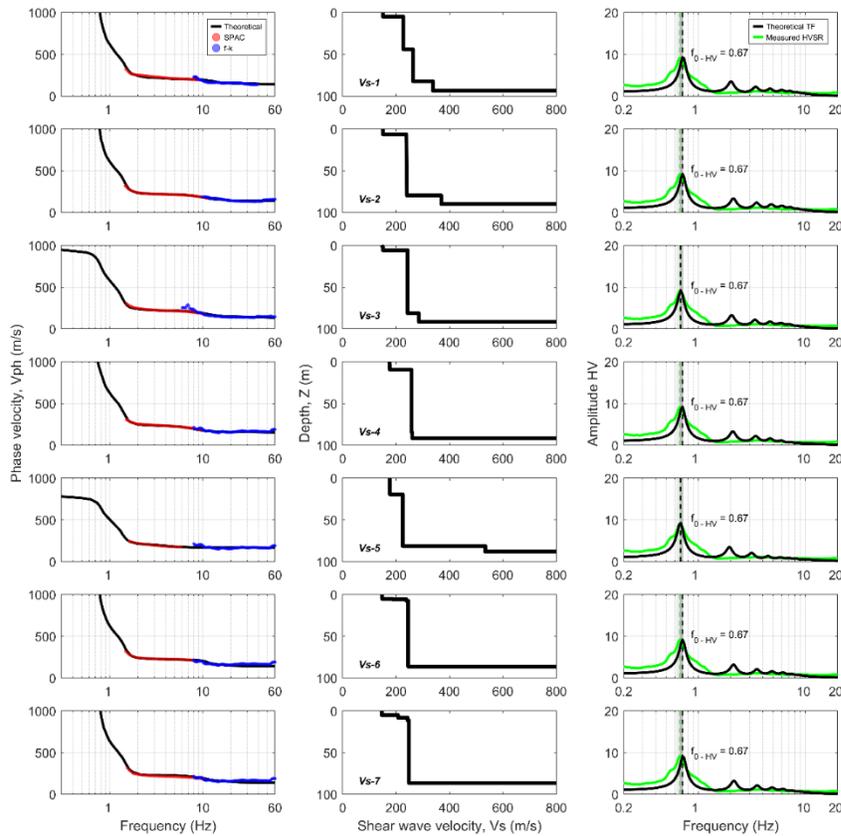


Figura 3.6 Perfiles geofísicos representativos: (izquierda) curvas de dispersión de velocidad de fase estimadas a partir de los métodos SPAC y $f-k$; (centro) perfiles de velocidad de onda de corte invertidos; y (derecha) funciones de transferencia teóricas y empíricas (HVSR), junto con sus frecuencias predominantes calculadas a partir de mediciones en mono-estaciones.

3.6. Variabilidad espacial del suelo

Se construyeron modelos estocásticos para 8 transectos (4 en dirección NS y 4 en dirección EW, como se muestra en Figura 3.4) en el sitio de estudio. Los modelos estocásticos, obtenidos mediante *kriging* ordinario, son las mejores estimaciones lineales insesgadas para cada transecto. Las propiedades analizadas fueron: (i) Dr, para las unidades tipo arena y de transición, (ii) Ic, para todas las unidades, (iii) s_u/σ'_{v0} para las unidades tipo arcilla, y (iv) Vs 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 Figura 3.7. Luego se calcularon los residuales, que corresponden a la diferencia entre los valores medidos y el modelo de tendencia. Los residuales se caracterizaron estadísticamente como variables aleatorias, con media cero y varianza no nula, por lo que, si se asume una varianza constante, se obtiene una variable aleatoria estacionaria; esto permite caracterizar la variabilidad y la dependencia espacial en función de las distancias entre los datos observados (Goovaerts, 1997). Los variogramas para los residuales de las 4 propiedades analizadas (i.e, Dr, Ic, s_u/σ'_{v0} , y Vs) fueron calculados en intervalos de desfase no superpuestos y estimados mediante modelos exponenciales (Figura 3.8) con *sills* de 0.18, 0.046, 0.46, y 0.14 y distancias 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 distancia de correlación en la dirección horizontal es mayor que en la dirección vertical debido al proceso de depositación de los materiales geológicos sedimentarios (Thompson *et al.*, 2009; Uzielli *et al.*, 2006). La relación de anisotropía horizontal-vertical varía en este caso de 2:1 a 33:1, lo que en general coincide con las relaciones típicas mencionadas por Pyrcz y Deutsch (2014) en entornos aluviales.

Teniendo en cuenta los variogramas ajustados, se desarrolló un modelo 3D del sitio utilizando el paquete computacional de código abierto SGeMS (Remy *et al.*, 2009). La estimación de las propiedades cubrió un área de 126 por 140 m (rectángulo azul en la Figura 3.4). Se estimaron los residuales de Ic, Dr y s_u/σ'_{v0} en los 15,0 m superiores, mientras que para Vs se consideraron valores hasta una profundidad de 120 m (para considerar la unidad de basamento rocoso). El tamaño del elemento de la malla fue de 2.0 m en las direcciones horizontales y de 1.0 m en la dirección vertical. Como ejemplo representativo, la Figura 3.9 muestra el modelo 3D para Ic, que oscila entre 1.2 y 2.8, abarcando unidades tipo arena, de transición y tipo arcilla. Cada uno de los ocho transectos 2D (líneas segmentadas de la Figura 3.4) proceden del modelo 3D del suelo.

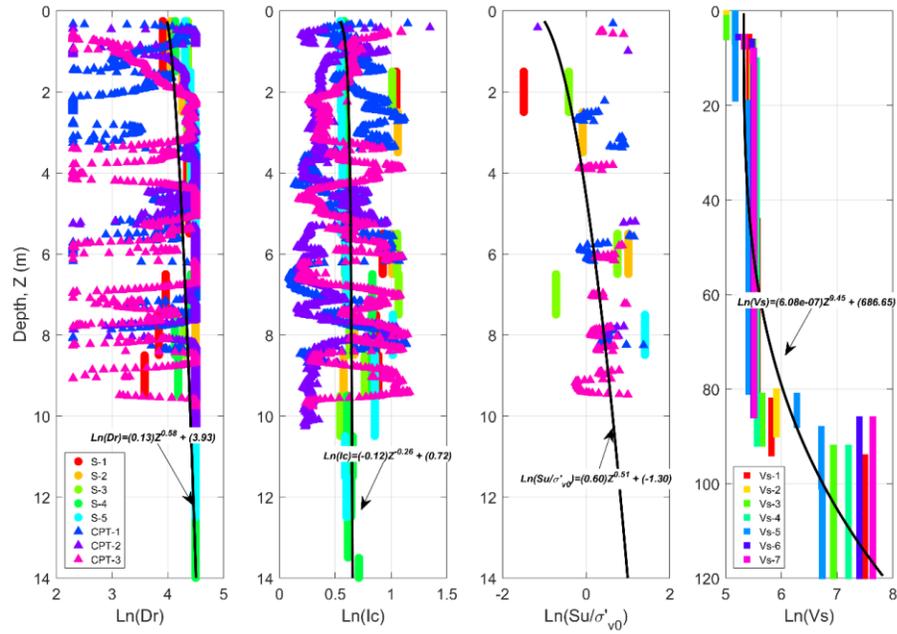


Figura 3.7 Propiedades utilizadas en el desarrollo de los modelos estocásticos (Dr, Ic, s_u/σ'_{v0} , y Vs) y sus respectivos modelos de tendencia (líneas negras continuas).

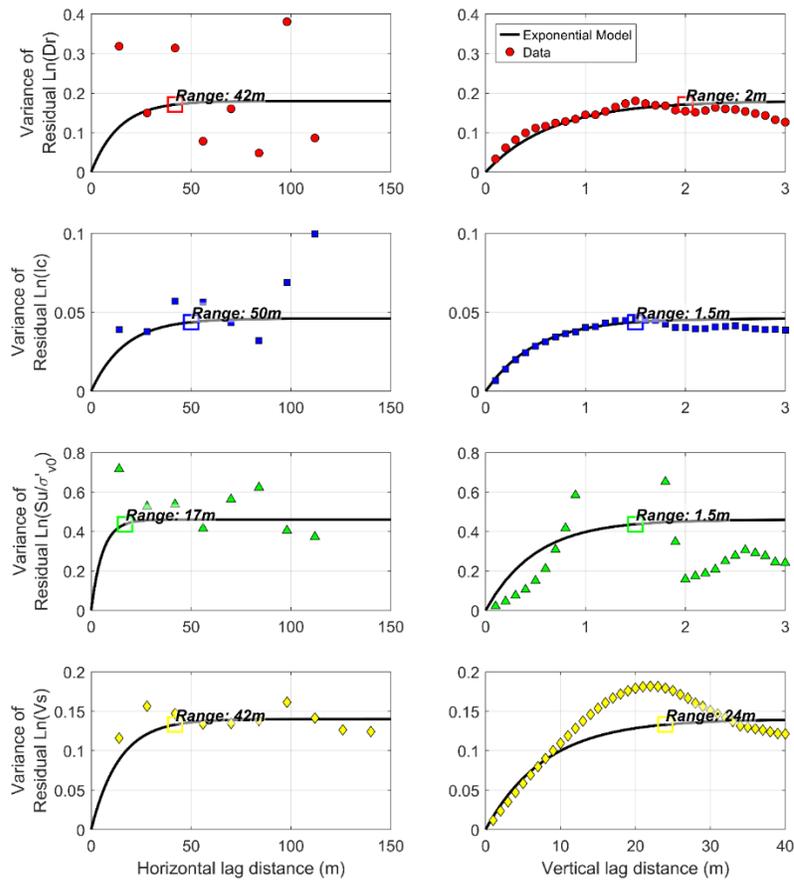


Figura 3.8 Datos del variograma y modelos exponenciales estimados para los residuales de Ln(Dr), Ln(Ic), $\ln(s_u/\sigma'_{v0})$, y Ln(Vs) en las direcciones horizontal y vertical.

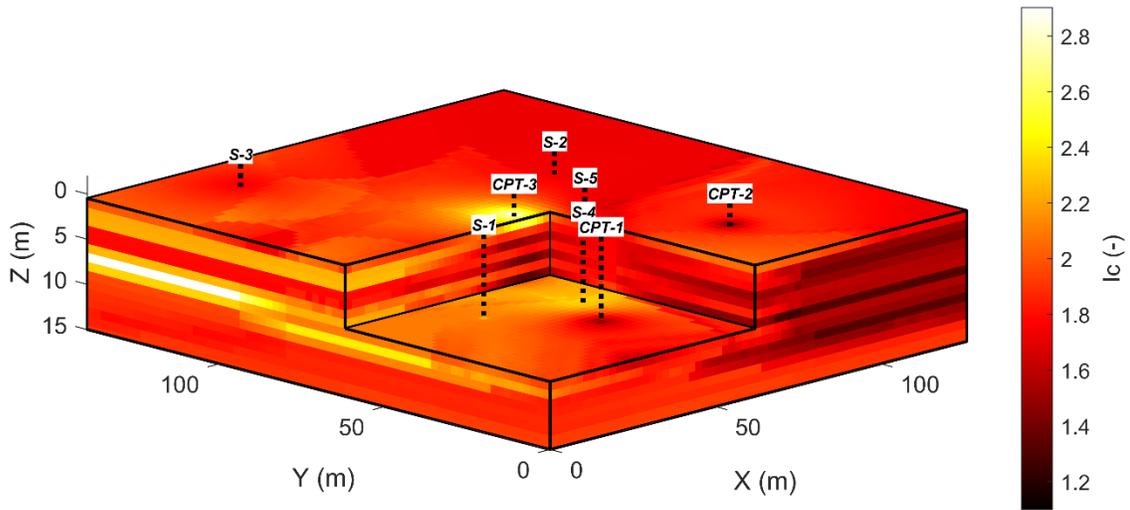


Figura 3.9 Estimación 3D para I_c desarrollada en SGeMS.

3.7. Conclusiones

Se describen los principales antecedentes referentes al sitio de estudio para el terremoto del Maule de 2010, junto con una descripción detallada de los daños evidenciados, y la respectiva caracterización geotécnica y geofísica. Se describe el procesamiento de la información recolectada, así como el procedimiento seguido para caracterizar la variabilidad espacial del subsuelo.

CAPÍTULO 4: METODOLOGÍA DE ANÁLISIS

4.1. Introducción

En el presente capítulo se describe la metodología de análisis para desarrollar los modelos numéricos bidimensionales. Se describe la calibración de los modelos constitutivos junto a los parámetros definidos para cada unidad de suelo. Finalmente se presentan los registros de entrada utilizados en los NDAs.

4.2. Modelo numérico

Se realizaron NDAs 2D de deformación plana utilizando la plataforma computacional de elementos finitos (FE) de código abierto OpenSees (Mazzoni *et al.*, 2006). Los transectos representativos del sitio (ver Figura 3.4) tienen 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 a 30 m de profundidad (es decir, incluyen las unidades de suelo I y II mostradas en Figura 3.5b). 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 de manera aproximada la respuesta del suelo en campo libre (Figura 4.1). Los elementos estabilizados de integración de un solo punto y de desplazamiento-presión (u-p) (SSPquadUP) (McGann *et al.*, 2015) se utilizaron para capturar la respuesta esfuerzo-deformación del suelo en los NDA. El tamaño máximo del elemento se determinó en función de la velocidad mínima de las ondas de corte ($V_{s_{\min}} \sim 165\text{m/s}$) y del contenido de frecuencia máximo de interés para el terremoto de entrada ($f_{\max} \sim 10\text{ Hz}$). La longitud de onda mínima ($\lambda_{\min} = V_{s_{\min}}/f_{\max}$) se dividió por 4 para obtener el tamaño máximo del elemento a pequeñas deformaciones, y se dividió además por un factor $C=4$ para considerar las posibles reducciones en V_s generadas por el aumento del exceso de presiones de poro y el ablandamiento del suelo, similar al enfoque adoptado por Ramírez *et al.* (2018; Tiznado *et al.* (2021). Los elementos dentro del SOI fueron de 1.0 m de ancho, 1.0 m de alto y 1.0 m de espesor (en la dirección fuera del plano), mientras que los elementos FF-MC fueron de 10.0 m de ancho, 1.0 m de alto y 10.000 m de espesor, para forzar la respuesta de campo libre (e.g., de la Torre *et al.*, 2022; McGann y 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 a tener igual

movimiento horizontal. Los nodos basales de todo el modelo se fijaron en la dirección vertical y se enlazaron en la dirección horizontal (e.g., Chin *et al.*, 2016; de la Maza *et al.*, 2016; Hwang y Rathje, 2023). La condición de borde para la presión de poros se fijó en cero para los nodos por encima del nivel freático (situados a 1.0 m de profundidad) y libre para los nodos saturados. En la base del modelo se utilizó un amortiguador de Lysmer y Kuhlemeyer (LK) (Lysmer y Kuhlemeyer, 1969), en el que el tiempo historia de velocidades se aplicó en forma esfuerzo de corte en la dirección horizontal. El coeficiente del amortiguador LK (C_h) es una función de ρ , área tributaria (A_{trib}), y V_s ($C_h = \rho * A_{trib} * V_s$). Siguiendo los estudios de Karamitros *et al.* (2013; Limnaiou y Papadimitriou (2022), las cargas impuestas por las estructuras se modelaron como cargas uniformes aplicadas 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, ya que las estructuras son relativamente rígidas, con relaciones altura-anchura de 0.73 y 1.63 en las direcciones larga y corta, respectivamente. Estudios previos de licuación han demostrado que las 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). Además, Karimi *et al.* (2018) mostró que la relación altura-anchura tiene un efecto menor en el asentamiento inducido por licuación en comparación con otras propiedades del suelo y la fundación. La Figura 4.1 muestra un ejemplo de la malla 2D del NDA para el transecto T-6 (EW), en términos de Dr.

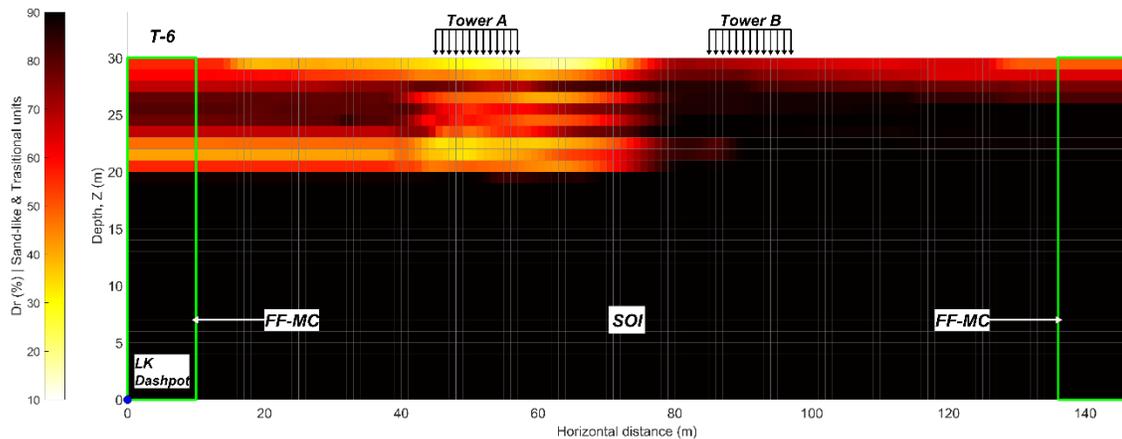


Figura 4.1 Malla NDA 2D de deformación plana del transecto T-6 (EW) en términos de Dr.

El análisis se dividió en dos etapas: i) carga gravitacional y ii) análisis dinámico. En la primera, el material se estableció como lineal-elástico. Luego, se aumentaron gradualmente las fuerzas de cuerpo

para reducir las inestabilidades numéricas del modelo. Posteriormente, el material se modificó a elasto-plástico, alcanzando un nuevo equilibrio y proporcionando etapas de análisis adicionales para reajustar las variables internas del modelo constitutivo. Por último, en la etapa de análisis dinámico, se aplicó el patrón de esfuerzos de corte (derivado del tiempo historia de velocidades) en la base del modelo, considerando un esquema de Newmark de aceleración constante ($\gamma=0.5$, $\beta=0.25$) para integrar las ecuaciones de equilibrio. Adicionalmente, se consideró un amortiguamiento de Rayleigh del 2% entre 0.2 y 20 Hz para compensar la falta de amortiguamiento en el régimen de pequeñas deformaciones.

Los NDA se separaron en dos subgrupos. En el primero, se consideraron las propiedades del suelo de los modelos estocásticos presentados en la Tabla 4.1, 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).

4.3. Calibración de los modelos constitutivos



Los modelos constitutivos PM4Sand (Boulanger y Ziotopoulou, 2017), y PM4Silt (Boulanger y Ziotopoulou, 2018) implementados por (Chen, 2020) en la plataforma computacional OpenSees, fueron utilizados para simular la respuesta dinámica de suelos tipo arena/transicionales, y tipo arcilla, respectivamente. PM4Sand sigue un marco de trabajo 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 , D_r , coeficiente de módulo de corte (G_0), y parámetro de contracción (h_{po}). Por otro lado, PM4Silt se desarrolló, basándose en el marco PM4Sand, para caracterizar la respuesta dinámica de limos y arcillas de baja plasticidad. También se formuló en deformación plana y tiene los siguientes parámetros principales: ρ , (s_u/σ'_{v0}), G_0 , y h_{po} .

Los parámetros utilizados para ambos modelos constitutivos se detallan en la Tabla 4.1. Como se ha mencionado anteriormente, ρ , D_r y s_u/σ'_{v0} se calcularon a partir de los CPTs y SPTs, mientras que G_0 se estimó a partir de V_s y ρ . El parámetro h_{po} para PM4Sand se calibró mediante la simulación de

ensayos de compresión cíclica de deformación plana (CPSC) no drenados (e.g., Montgomery y Ziotopoulou, 2020; Tsiaousi *et al.*, 2020; Ziotopoulou, 2017), y se comparó directamente con una serie de ensayos triaxiales cíclicos controlados por esfuerzos (CTX) realizados sobre muestras de arena Biobío con D_r de 30, 50 y 70 % (los detalles se pueden encontrar en Tabla A.4.1 de la sección anexos). El proceso de calibración consistió en ajustar iterativamente el valor de h_{po} hasta alcanzar una deformación axial de amplitud única (ϵ_{a-SA}) del 2.5% y/o una relación de exceso de presión de poros ($r_u = \Delta u / \sigma'_{v0}$, donde Δu es el exceso de presión de agua de poros y σ'_{v0} el esfuerzo vertical efectivo inicial) superior al 95% con una razón de esfuerzo cíclico (CSR) objetivo de 15 ciclos de esfuerzo uniforme en las simulaciones CPSC. El CSR objetivo se obtuvo a partir de la función potencial ajustada ($CSR = aN^{-b}$) de los ensayos CTX. Las curvas de resistencia cíclica (es decir, CSR vs número de ciclos) para la calibración de la arena Biobío a 30, 50 y 70% D_r se presentan en la Figura 4.2. Los valores de h_{po} para valores intermedios de D_r se obtuvieron mediante interpolación lineal, con un valor límite superior de 10.1 y un valor límite inferior de 0.3. Para más detalles sobre el procedimiento de calibración se puede consultar Saldaña *et al.* (2021).

Para el modelo PM4Silt, h_{po} se estimó en base al proceso de calibración realizado por Bassal y Boulanger (2022), quienes utilizaron simulaciones de corte directo cíclico no drenado (CDSS) para ajustar las tendencias de CSR versus el número de ciclos para una deformación de corte de amplitud simple (γ_{SA}) del 3% para diferentes valores de s_u / σ'_{v0} . Para valores intermedios de s_u / σ'_{v0} , h_{po} se estimó mediante interpolación lineal considerando un límite superior de 1200 y un límite inferior de 7. Se utilizaron valores por defecto para el resto de los parámetros secundarios en ambos modelos constitutivos siguiendo las recomendaciones de Boulanger y Ziotopoulou (2017); Boulanger y Ziotopoulou (2018).

Tabla 4.1 Parámetros de entrada de modelos constitutivos PM4Sand y PM4Silt.

Parámetros	Unidad I		Unidad II
	Arena / Transicional	Arcilla	Arena
Modelo	PM4Sand	PM4Silt	PM4Sand
ρ (kN/m ³)	19	18	19
D_r	0.1-0.9	---	0.9
s_u / σ'_{v0}	---	0.1-1.5	---
G_0	510-1170	480-1100	1170
V_s (m/s)	165-250	165-250	250
h_{po}	0.3-10.1	7-1200	0.3
I_c	1.3-2.6	2.6-2.9	1.5
k (m/s) – Modelo Uniforme ⁽¹⁾	$1.0 \times 10^{-4} / 1.0 \times 10^{-6}$	1.0×10^{-8}	2.4×10^{-4}
k (m/s) – Modelo 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 en las unidades de suelo.
⁽²⁾ Modelo con conductividad hidráulica variable en las unidades de suelo..

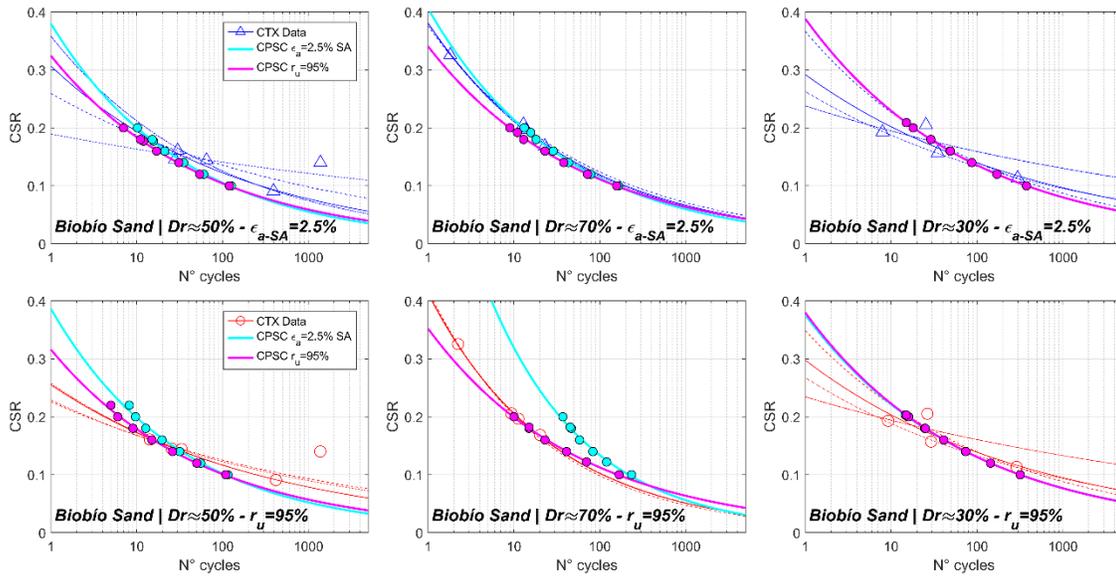


Figura 4.2 Curvas de resistencia cíclica para la calibración de arena Biobío a 30, 50 y 70% Dr.

Adaptado de Saldaña *et al.* (2021).



4.4. Registros sísmicos de modelos numéricos

El terremoto Maule 2010 Mw 8.8 fue registrado por una estación acelerográfica (de aquí 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 (60° azimut, N240E), transversal (330° azimut, N150E), y vertical, respectivamente. Las componentes longitudinal y transversal de los registros sísmicos, junto con el perfil Vs (hasta la profundidad del basamento rocoso) de la estación CCP propuesto por Midorikawa *et al.* (2014), se utilizaron para deconvolucionar el registro a un movimiento compatible en el basamento rocoso siguiendo el procedimiento propuesto por Ju (2013). Finalmente, el sismo deconvolucionado fue reconvolucionado, considerando ahora las propiedades dinámicas del sitio de estudio, para obtener el movimiento del suelo en la profundidad de entrada de los NDAs (es decir, 30m de profundidad). Adicionalmente, se consideró un conjunto de registros correspondientes al terremoto de Northridge de 1994 Mw 6.7, registrados en la estación de Sun Valley en las componentes 0° y 90°. Los registros sísmicos se obtuvieron de la base de datos PEER (Ancheta *et al.*, 2013). El PGA, la velocidad absoluta acumulada (CAV) y la duración significativa (del 5% al 95% de la Intensidad Arias) de todos los

registros sísmicos se presentan en la Tabla 4.2. Los PGA son similares entre los registros de subducción y los corticales; sin embargo, las duraciones significativas y los valores de CAV en estos últimos son considerablemente menores en comparación con los registros del terremoto del Maule de 2010.

Tabla 4.2 Características principales de los movimientos de terreno registrados, re-convolucionados y de Northridge.

Registro	PGA (g)	CAV (m/s)	Duración significativa (s)
CCP Record Long	0.40	57.62	80.26
CCP Record Trans	0.29	47.01	84.63
Re-convolved Long	0.36	60.47	81.33
Re-convolved Trans	0.30	53.48	92.19
N01 Sun Valley 00	0.28	10.08	12.22
N01 Sun Valley 90	0.45	9.83	16.72

La Figura 4.3a presenta los tiempo-historia de aceleraciones del registro en estación CCP, el registro re-convolucionado en la profundidad de entrada de los NDAs, y registros del terremoto de Northridge en la estación Sun Valley en ambas componentes. El espectro de amplitud de Fourier de los registros mencionados anteriormente se muestra en la Figura 4.3b, y, en la Figura 4.3c muestra los espectros de respuesta de aceleraciones (S_a), con un amortiguamiento del 5% de los registros mencionados anteriormente, que se comparan con la mediana (μ) y ± 1 desviación estándar (σ) de las estimaciones del Modelo de Predicción de Movimientos de Terreno de Montalva *et al.* (2017) (GMPM M17), considerando el escenario del terremoto del Maule de 2010 en el sitio de estudio, con una magnitud M_w 8.8, un $R_{rup} = 33.2$ km (estimado a partir del plano de subducción desarrollado por Hayes *et al.* (2018)) y una velocidad de ondas de corte promedio en los 30 m superiores $V_{s30} = 209$ m/s (estimada a partir de los perfiles presentados en Figura 3.6). Los espectros coincide en general con la estimación de M17, excepto en el rango entre 1.5-2.0 s, donde la predicción está subestimada, debido a efectos de sitio que afectan a la demanda sísmica (Inzunza *et al.*, 2019).

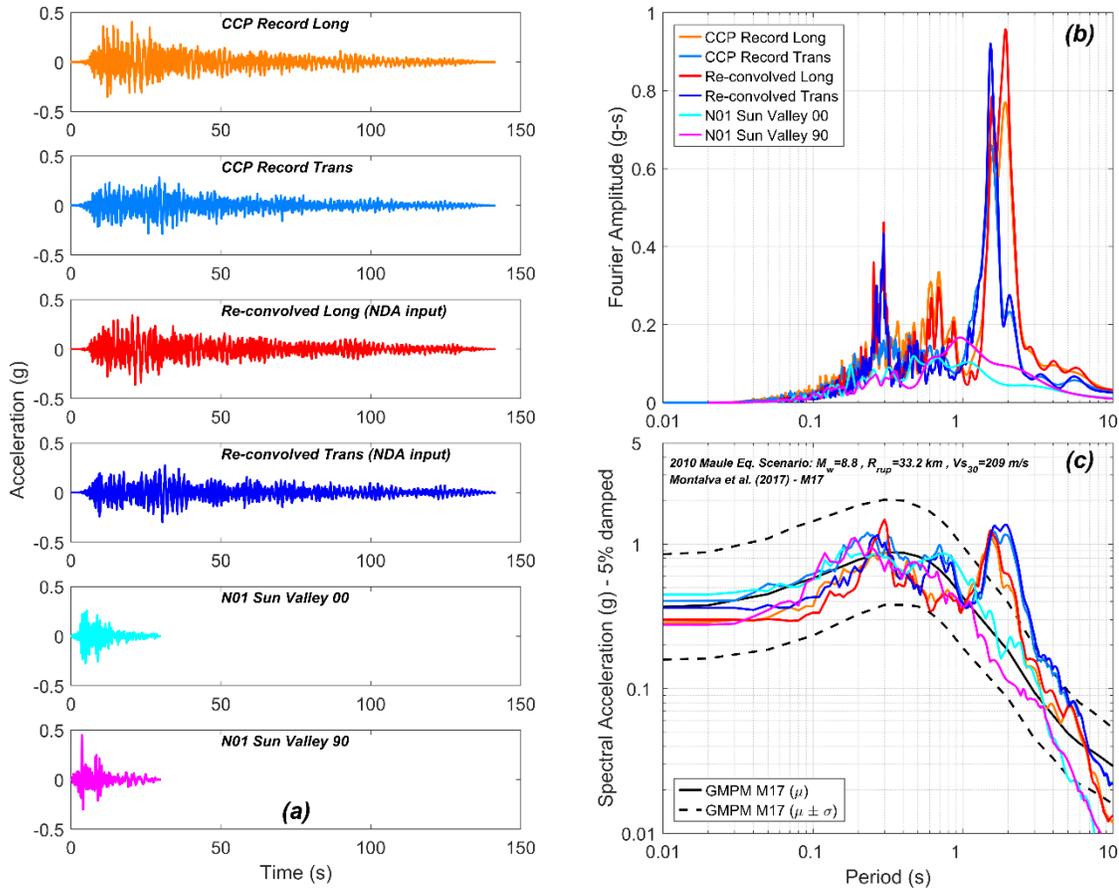


Figura 4.3 (a) Movimientos de terreno registrados en la estación CCP para el terremoto del Maule de 2010, registros re-convolucionados a la profundidad de entrada de los NDA, y registros del terremoto de Northridge en la estación Sun Valley; (c) Espectro de amplitud de Fourier; y (d) Espectro de aceleraciones y estimación realizadas mediante la GMPM M17.

4.5. Conclusiones

Se describe la metodología a seguir para desarrollar los modelos numéricos, junto con una explicación del procedimiento de calibración de los modelos constitutivos PM4Sand y PM4Silt utilizados en este estudio. Por último, se presentan los inputs empleados en las distintas corridas de los análisis numéricos.

CAPÍTULO 5: RESULTADOS

5.1. Introducción

Se presentan los resultados de las simulaciones numéricas realizadas en cada transecto, junto con los resultados de los análisis simplificados realizados para distintos sub-sets de ensayos SPT y CPT. La respuesta dinámica es evaluada mediante diferentes parámetros con el objetivo de identificar los diferentes mecanismos de deformación involucrados.

5.2. Simulaciones numéricas

Los resultados de los dos subgrupos de NDAs realizados en el marco de este estudio ayudaron a evaluar el efecto de diferentes escenarios e hipótesis sobre el comportamiento del sitio Los Presidentes. Por brevedad, en esta sección se examina 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 5.1 (y en detalle en Figura A.5.1 a Figura A.5.3 de la sección anexos) muestra los asentamientos superficiales obtenidos de los modelos NDAs estocásticos para los 8 transectos seleccionados, utilizando tanto conductividades hidráulicas (k) uniformes (uni) como variables (var) para cada unidad de suelo, además de los parámetros de los modelos constitutivos indicados en Tabla 4.1. Los NDA se ejecutaron para ambos registros input re-convolucionados (i.e., longitudinal y transversal). Asimismo, se realizaron corridas para los registros del terremoto de Northridge en la estación de Sun Valley en ambas componentes (i.e., SV00 y SV90). Los asentamientos observados son significativamente menores comparados con los inputs del evento de subducción, en el cual los desplazamientos verticales predichos para la esquina izquierda (LC) de la torre A (Figura 5.1a-b) variaron entre 7.7 y 27.5 cm en los transectos NS T-1 y T-2, y entre 32.5 y 75.0 cm en los transectos EW T-5 y T-6. Para la esquina derecha (RC) de la torre A se alcanzaron valores de asentamiento entre 13.7 y 28.7 cm para los transectos NS T-1 y T-2, y entre 9.8 y 70.6 cm para los transectos EW T-5 y

T-6. Los asentamientos para la torre B (Figura 5.1b-c) alcanzaron valores máximos entre 8.6 y 13.1 cm en el centro (CENT), resultando en asentamientos relativamente uniformes. Asentamientos similares, del orden de 10.1 a 13.3 cm, fueron observados para la torre D (Figura 5.1c-d). Para la torre C (Figura 5.1a-d), se predijeron grandes asentamientos, alcanzando valores mayores a 40 cm. En general, los modelos con conductividad hidráulica uniforme (i.e., k uni) predijeron un asentamiento ligeramente menor que aquellos con conductividad hidráulica variable (i.e., k var). En Tabla 5.1 y Tabla 5.2 se presenta un resumen de los asentamientos estimados para ambos registros input re-convolucionados (i.e., longitudinal y transversal), y para ambos casos de k uniforme y variable en todas las torres de los transectos NS y EW respectivamente.

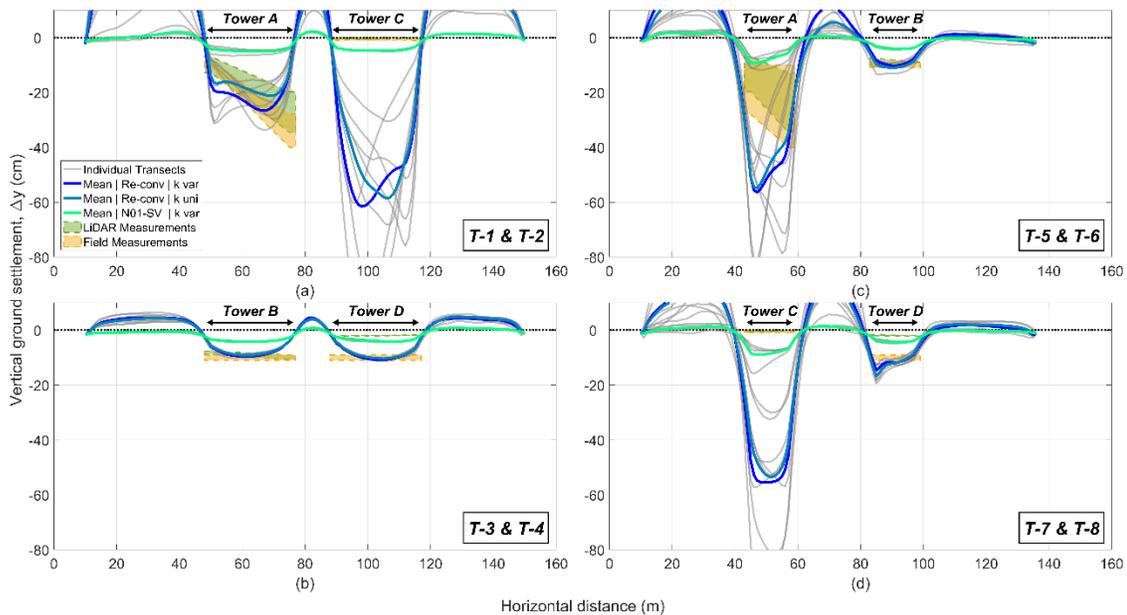


Figura 5.1 Asentamientos del terreno para: (a) Transectos T-1 y T-2 (NS); (b) Transectos T-3 y T-4 (NS); (c) Transectos T-5 y T-6 (EW); y (d) Transectos T-7 y T-8 (EW), para ambos registros input re-convolucionados con conductividad hidráulica uniforme (línea sólida azul marino), conductividad hidráulica variable (línea sólida azul), y registro de Northridge (N01-SV) con conductividad hidráulica variable (línea sólida cian). Las zonas verde y naranja indican las mediciones LiDAR y de terreno, respectivamente.

Tabla 5.1 Resumen de los asentamientos estimados en los transectos NS para ambos registros input re-convolucionados, utilizando k uniforme y variable.

Asentamientos en superficie Δy para los Transectos NS min-max ($\mu \pm \sigma$)									
T	COR.	T1, T2		T3, T4		LiDAR		Field	
A	LC	7.7 - 27.5	(15.6 \pm 8.6)	---	---	6.9 - 12.8	(9.9 \pm 4.2)	9 - 11	(10 \pm 1.4)
	CENT	15.7 - 27	(20.9 \pm 3.6)	---	---	---	---	---	---
	RC	13.7 - 28.7	(20.8 \pm 6.3)	---	---	19.7 - 34.5	(27.1 \pm 10.5)	28 - 40	(34 \pm 8.5)
B	LC	---	---	5.2 - 7	(5.9 \pm 0.6)	7.6 - 8.8	(8.2 \pm 0.8)	10 - 10	(10 \pm 0)
	CENT	---	---	8.6 - 10	(9.3 \pm 0.5)	---	---	---	---
	RC	---	---	6.3 - 7.1	(6.7 \pm 0.3)	9 - 10.7	(9.9 \pm 1.2)	10 - 10	(10 \pm 0)
C	LC	17.7 - 72.8	(39.3 \pm 17.7)	---	---	0 - 0	(0 \pm 0)	0 - 0	(0 \pm 0)
	CENT	29.2 - 89.7	(55.7 \pm 22.8)	---	---	---	---	---	---
	RC	8.3 - 50.9	(27.9 \pm 14.9)	---	---	0 - 0	(0 \pm 0)	0 - 0	(0 \pm 0)
D	LC	---	---	6.6 - 7.8	(7.2 \pm 0.4)	2 - 2.2	(2.1 \pm 0.1)	10 - 10	(10 \pm 0)
	CENT	---	---	10.1 - 11.2	(10.5 \pm 0.4)	---	---	---	---
	RC	---	---	5.9 - 8.2	(6.7 \pm 0.8)	1.8 - 1.9	(1.9 \pm 0.1)	10 - 10	(10 \pm 0)

Tabla 5.2 Resumen de los asentamientos estimados en los transectos EW para ambos registros input re-convolucionados, utilizando k uniforme y variable.

Asentamientos en superficie Δy para los Transectos EW min-max ($\mu \pm \sigma$)									
T	COR.	T5, T6		T7, T8		LiDAR		Field	
A	LC	35.2 - 75	(50.8 \pm 15.1)	---	---	6.9 - 19.7	(13.3 \pm 9.1)	10 - 28	(19 \pm 12.7)
	CENT	25.1 - 66.8	(48 \pm 15)	---	---	---	---	---	---
	RC	9.8 - 70.6	(36.7 \pm 24.6)	---	---	12.8 - 34.5	(23.7 \pm 15.3)	10 - 40	(25 \pm 21.2)
B	LC	7.8 - 13.3	(9 \pm 1.8)	---	---	7.6 - 10.7	(9.2 \pm 2.2)	10 - 10	(10 \pm 0)
	CENT	9.2 - 13.1	(10.6 \pm 1.2)	---	---	---	---	---	---
	RC	6.5 - 10.2	(8.1 \pm 1.3)	---	---	8.8 - 9	(8.9 \pm 0.1)	10 - 10	(10 \pm 0)
C	LC	---	---	20.7 - 78.1	(43.7 \pm 19.5)	0 - 0	(0 \pm 0)	0 - 0	(0 \pm 0)
	CENT	---	---	29.8 - 86.8	(54.4 \pm 20.3)	---	---	---	---
	RC	---	---	21.9 - 66.7	(43.4 \pm 17.1)	0 - 0	(0 \pm 0)	0 - 0	(0 \pm 0)
D	LC	---	---	12.6 - 19.5	(15.6 \pm 2.9)	1.8 - 2	(1.9 \pm 0.1)	10 - 10	(10 \pm 0)
	CENT	---	---	10.3 - 13.3	(11.9 \pm 1)	---	---	---	---
	RC	---	---	7.3 - 10.7	(8.7 \pm 1.3)	1.9 - 2.2	(2.1 \pm 0.2)	10 - 10	(10 \pm 0)

La Figura 5.2 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, justo después del terremoto, considerando la conductividad hidráulica variable y el registro input transversal. Los resultados de todos los transectos (T-1 a T-8), con k uniforme y variable, para los registros transversal re-convolucionado y SV90 se presentan en Figura A.5.4 a Figura A.5.27 de la sección anexos. La razón de presión de poros, r_u , en T-6, alcanzó valores superiores al 90% en una gran parte del sector próximo a torre A, a una profundidad entre 1.0 y 10.0 m. Esto ocurre 16 segundos después del inicio del movimiento y continúa hasta los 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 5.3). Altos valores de r_u están asociados con valores de γ_{max} mayores al 20% en una de las esquinas de la torre a aproximadamente 9.0 m de profundidad. Estas deformaciones están probablemente relacionadas con la licuación de unidades tipo arena de bajo D_r observada en la zona (Figura 4.1). Se observaron deformaciones volumétricas de 2-2.5% en ambas esquinas de la torre A y en parte de la esquina vecina de la torre B. Las grandes deformaciones de corte sumadas a las deformaciones volumétricas resultaron en asentamientos diferenciales máximos en la torre A de aproximadamente 50 cm y un asentamiento uniforme de aproximadamente 11 cm en la torre B.

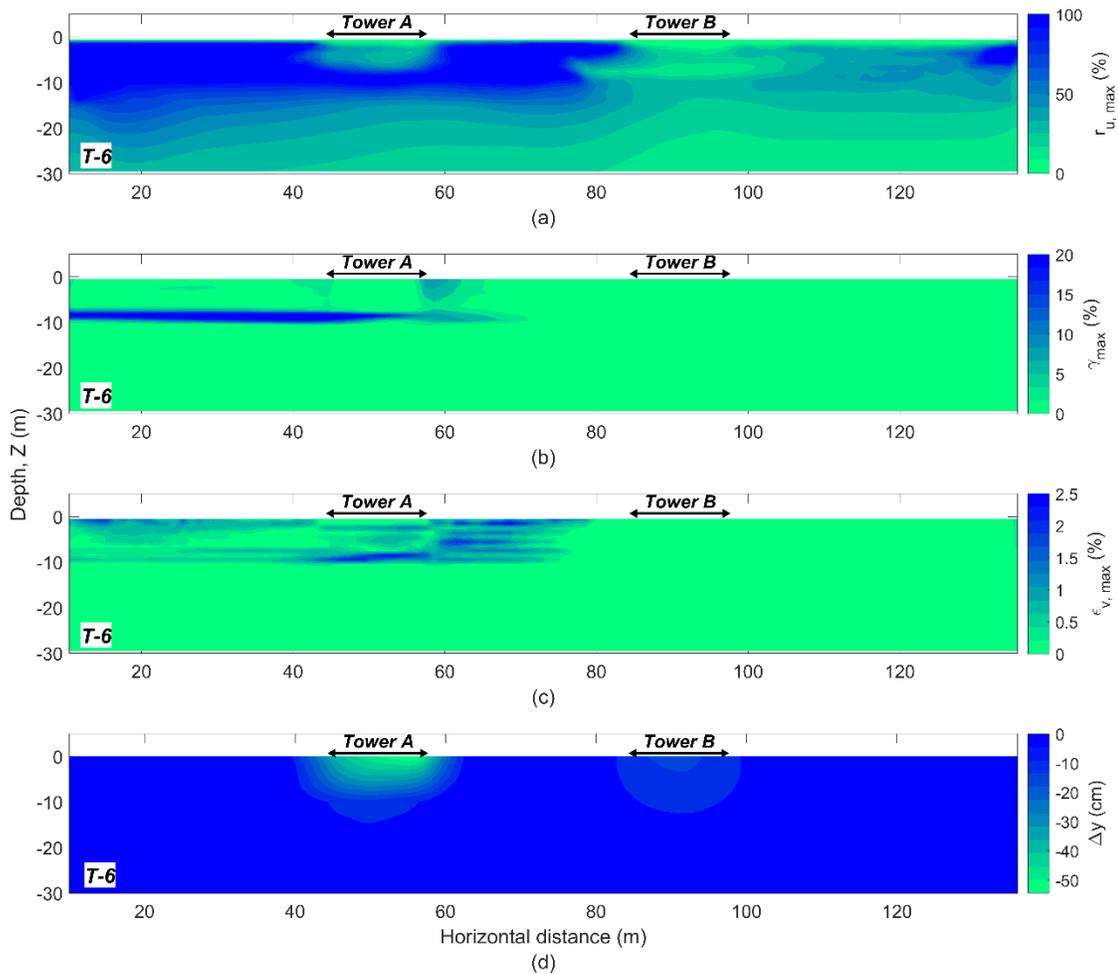


Figura 5.2 Contornos de: (a) razón de exceso de presión de poros máxima $r_{u,max}$; (b) deformación de corte máxima γ_{max} ; (c) deformación volumétrica máxima $\epsilon_{v,max}$; y (d) asentamiento vertical final del suelo Δy para el transecto T-6 con conductividad hidráulica variable y registro input transversal.

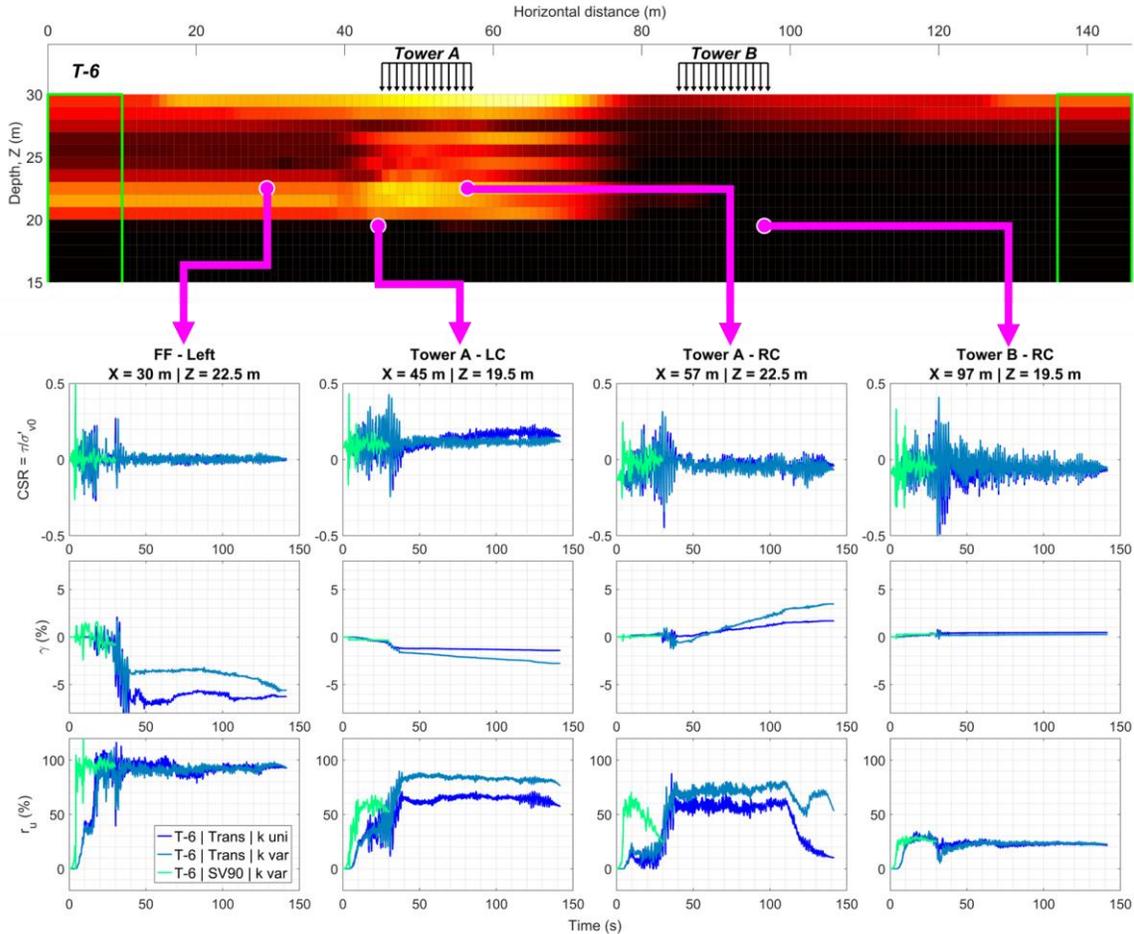


Figura 5.3 Tiempo-historia de la razón de esfuerzo cíclico (CSR), deformación de corte (γ), y razón de exceso de presión de poros (r_u) en cuatro puntos representativos del transecto T-6 con conductividad hidráulica variable y uniforme, para el registro input transversal y SV90.

5.3. Índices de vulnerabilidad a la licuación

Los índices de vulnerabilidad a la licuación (LVI) se calcularon para el sitio teniendo en cuenta los ensayos SPTs y CPTs. Se empleó el método de inicio de licuación basado en esfuerzos de Boulanger y Idriss (2014) con un PGA horizontal igual a 0.38g, estimado mediante la GMPM de Montalva *et al.* (2017). Los LVIs considerados fueron (i) Índice de Potencial de Licuación (LPI) (Iwasaki *et al.*, 1984), (ii) Índice de severidad a la licuación (LSI) (Sonmez y Gokceoglu, 2005), (iii) Número de Severidad a la Licuación (LSN) (Van Ballegooy *et al.*, 2014), (iv) Índice de Potencial de Licuación inspirado por Ishihara (LPIish) (Maurer *et al.*, 2015), (v) Número de Severidad a la Licuación inspirado por

Ishihara (LSNish) (Upadhyaya *et al.*, 2022), y (vi) asentamiento 1D (Sv) para SPT (Ishihara y Yoshimine, 1992) y CPT (G. Zhang *et al.*, 2002).

La Tabla 5.3 presenta un resumen de los resultados de los análisis LVI, agrupados en tres conjuntos de pruebas: S-1 a S-3 (SPTs pre-construcción), S-4 a S-5 (SPTs post-construcción), y CPT-1 a CPT-3 (CPTS post-construcción). La clasificación del potencial de licuación se ha estimado a partir de los umbrales propuestos por Sonmez y Gokceoglu (2005) para LPI, LPIish y LSI. 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 CPTs indicaba un potencial de licuación de moderado a alto, con asentamientos de entre 1.0 y 3.6 cm.

Tabla 5.3 Resumen de los resultados del análisis LVI.

Grupo	Valor	LPI	LSI	LSN	LPIish	LSNish	Sv (cm)
SPTs Pre-construcción (S-1 a S-3)	Rango	9.6 - 22.3	18.2 - 42.1	25.4 - 44.8	11.4 - 19.8	15.8 - 29.2	5.3 - 14.8
	$\mu \pm \sigma$	18.0 ± 7.3	31.8 ± 12.3	38.2 ± 11.1	16.8 ± 4.7	24.4 ± 7.5	11.2 ± 5.2
	Potencial Lic.	Alto a Muy Alto	Bajo a Moderado	Moderado a Alto	Alto a Muy Alto	Bajo a Moderado	---
SPTs Post-construcción (S-4 a S-5)	Rango	0 - 5.7	0 - 10.9	4.0 - 7.9	0 - 0	0 - 0	0 - 3.8
	$\mu \pm \sigma$	2.8 ± 4.0	5.4 ± 7.7	5.9 ± 2.7	0 ± 0	0 ± 0	1.9 ± 2.7
	Potencial Lic.	Nulo a Alto	Nulo a Muy Bajo	Bajo	Nulo	Nulo	---
CPTs Post-construcción (CPT-1 a CPT-3)	Rango	2.3 - 7.8	3.1 - 10.2	6.1 - 13.5	4.0 - 9.1	4.1 - 9.0	1.0 - 3.7
	$\mu \pm \sigma$	5.3 ± 2.8	7.0 ± 3.6	9.0 ± 3.9	6.1 ± 2.6	6.0 ± 2.6	2.4 ± 1.3
	Potencial Lic.	Muy Bajo a Alto	Muy Bajo	Bajo	Moderado a Alto	Bajo	---

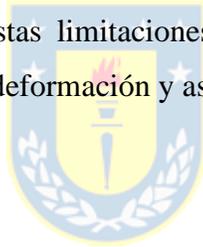
5.4. Discusión

Los resultados de los NDA 2D proporcionan información importante sobre las tendencias, los niveles de asentamiento y los mecanismos de deformación observados en el sitio de Los Presidentes durante el terremoto del Maule de 2010. Los análisis realizados fueron consistentes con las mediciones de campo y LiDAR reportadas, excepto para la torre C, donde las simulaciones numéricas predijeron desplazamientos verticales considerablemente mayores a los observados en terreno. Por otro lado, los asentamientos estimados utilizando los registros del terremoto de Northridge fueron significativamente menores en comparación con las corridas realizadas utilizando los registros input re-convolucionados (mejor estimación para el sitio) en todos los casos, alcanzando valores máximos

de aproximadamente 11 cm en la torre A. Las diferencias significativas entre ellos muestran que, aunque ambos sets de registros tienen valores similares de PGA, su duración y contenido de frecuencia influyen significativamente en la respuesta dinámica del sistema. Los resultados de los LVI indican un potencial de licuación de moderado a alto; sin embargo, el rango de los asentamientos calculados varió entre 1.9 y 11.2 cm, lo que subestima los asentamientos en gran medida las mediciones de terreno. Este desajuste podría deberse a que los LVI sólo consideran los asentamientos inducidos por deformaciones volumétricas durante el desarrollo de la licuación, que además están asociados a condiciones de campo libre. Lo anterior es consistente con estudios previos, donde los LVIs no concuerdan con las manifestaciones superficiales (e.g., Bassal y Boulanger, 2022; Bray y Luque, 2017; Pretell *et al.*, 2021).

Los modelos con conductividad hidráulica uniforme y variable resultaron en patrones de deformaciones coherentes para las torres A, B y D. El orden de magnitud de los asentamientos diferenciales de torre A, los asentamientos uniformes experimentados por las torres B y D, y también los principales mecanismos de deformación, que corresponde a la deformación de corte y volumétrica inducida (Bray y Dashti, 2014), fueron capturados correctamente. En particular, el principal mecanismo de deformación para el transecto T-6 fue la deformación por corte, reflejada en deformaciones superiores al 20% en el área que rodea la torre A, comenzando desde los bordes de la torre y extendiéndose hasta aproximadamente 9.0 m de profundidad. De forma similar, pero en menor medida, se observaron deformaciones volumétricas de alrededor del 2% en ambas esquinas de la torre A, y en la esquina izquierda de la torre B (la más cercana a la torre A). Asimismo, los elementos del suelo bajo la torre A, entre 2.0-3.0 m y 8.0-9.0 m de profundidad, sufrieron deformaciones volumétricas de aproximadamente 1-1.5%, causadas principalmente por el contraste entre zonas de baja y alta Dr. Se observaron comportamientos similares en el transecto T-4, donde el mecanismo de deformación por corte controló la respuesta dinámica del sistema, alcanzando valores cercanos al 2% de deformación en las esquinas de ambas torres y extendiéndose considerablemente en profundidad. El mecanismo de deformación volumétrica también contribuyó al asentamiento de las torres, alcanzando deformaciones del 0.5% en las esquinas vecinas de ambas torres. Los mecanismos de deformación observados concuerdan con estudios numéricos previos de casos históricos (e.g., Luque y Bray, 2020) y con ensayos centrifugas (e.g., Dashti y Bray, 2013), en los que la deformación inducida por corte fue el principal mecanismo de deformación.

La principal diferencia entre los modelos con conductividad hidráulica uniforme y variable recae en la predicción de asentamientos ligeramente mayores para los modelos con k variable, lo que se debe principalmente a mayores deformaciones volumétricas provocadas por las condiciones de drenaje parcial inducidas por las diferencias en los valores de k de los elementos adyacentes. Estas discontinuidades pueden afectar los patrones observados en la generación y disipación del exceso de presiones de poros y consecuentemente resultar en una infiltración ascendente de alto gradiente, manifestándose en la superficie como eyección de suelo (e.g., Hutabarat y Bray, 2021). También, de acuerdo con Cubrinovski y Ntritsos (2023), estos efectos incrementan la respuesta del suelo a la licuación, resultando en una mayor severidad en la manifestación de ésta (e.g., mayores asentamientos). Debido a la naturaleza continua de los NDAs realizados, no es posible capturar algunos mecanismos involucrados con la deformación y la disipación del exceso de presión de poros, tales como la pérdida de suelo durante la eyección de arena, cambios en la permeabilidad del suelo durante y después de la licuación, y grietas en el terreno, entre otros. La hipótesis de deformación plana en 2D no puede captar los efectos fuera del plano, que los modelos 3D pueden captar considerablemente mejor. A pesar de estas limitaciones, los resultados de los NDAs coinciden razonablemente bien con los patrones de deformación y asentamiento observados en 3 de las 4 torres del sitio Los Presidentes.



5.5. Conclusiones

En la presente sección se presentaron los resultados de las simulaciones numéricas y simplificadas de diferentes transectos y sets de ensayos. Se observaron diferentes mecanismos de deformación, siendo las deformaciones por corte las que mayor peso tienen en la magnitud de los asentamientos en superficie. Los patrones de deformación concuerdan con en general para 3 de las 4 torres con las mediciones de terreno y LiDAR, no siendo el caso de los asentamientos estimados mediante métodos simplificados, los que son ampliamente subestimados.

CAPÍTULO 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 investigar los mecanismos que condujeron a las deformaciones superficiales observadas. Las mediciones de terreno y LiDAR post-terremoto indicaron que torre A fue la más afectada, con asentamientos que variaron entre 7 y 40 cm. Las torres B y D mostraron asentamientos uniformes de aproximadamente 10 cm, mientras que la torre C parece no haberse asentado. Las mediciones geofísicas y geotécnicas indicaron la existencia de un depósito superficial de arenas, arenas limosas y limos intercalados, seguido de una unidad de arena densa.

La variabilidad espacial del depósito intercalado se estudió mediante modelos geoestadísticos, que permitieron obtener una caracterización fidedigna del subsuelo en la zona cubierta por las torres A y B. La falta de prospecciones geotécnicas cerca de la torre D, y en particular cerca de la torre C, constituyó una fuente importante de incertidumbre en la caracterización del suelo en ese sector.

Con los NDA, se examinaron los efectos de la variabilidad espacial de la conductividad hidráulica teniendo en cuenta los registros input longitudinal y transversal estimados para el sitio. Los resultados de los NDA sugieren que el mecanismo de deformación inducida por corte controla la respuesta dinámica del suelo bajo la mayoría de las torres, alcanzando en algunos casos deformaciones por corte superiores al 20%. Asimismo, el mecanismo de deformación volumétrica contribuye a los asentamientos superficiales, pero sólo con deformaciones de alrededor del 2%, que se concentran en las esquinas contiguas de las torres. En general, los patrones de deformación superficial y las amplitudes coinciden con las observaciones de terreno para las torres A, B y D, a diferencia de los resultados estimados por los LVI, que subestiman en gran medida los asentamientos predichos. Las corridas adicionales realizadas para los registros corticales muestran cómo la duración del registro y el contenido de frecuencia afectan fuertemente a la respuesta dinámica del sistema.

Los resultados de este caso histórico demuestran las limitaciones de los métodos simplificados basados en LVI para estimar los asentamientos inducidos por licuación en zonas de subducción pueden superarse, en gran medida, mediante la realización de NDAs con modelos constitutivos debidamente calibrados y una correcta caracterización de las propiedades del suelo. Este trabajo tiene

como objetivo sentar las bases para futuros NDAs que involucren sitios potencialmente licuables con alta variabilidad espacial, sometidos a terremotos de subducción de larga duración y alta frecuencia.



REFERENCIAS

- Aki, K. (1957). Space and time spectra of stationary stochastic waves, with special reference to microtremors. *Earthquake Research Institute*, 415–456.
- Alarcon-Guzman, A., Leonards, G. A., & Chameau, J. L. (1988). Undrained Monotonic and Cyclic Strength of Sands. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 114(10), 1089–1109.
- Ancheta, T., Darragh, R., Stewart, J., Seyhan, E., Silva, W., Chiou, B., Wooddell, K., Graves, R., Kottke, A., Boore, D., Kishida, T., & Donahue, J. (2013). *PEER NGA-West2 Database, Technical Report PEER 2013/03* (Issue May 2013). <https://ngawest2.berkeley.edu/site>
- Andrus, R. D., & Stokoe, K. H. (2000). Liquefaction Resistance of Soils Form Shear-Wave Velocity. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, November*, 1015–1025.
- Ayoubi, P., & Pak, A. (2017). Liquefaction-induced settlement of shallow foundations on two-layered subsoil strata. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 94(January), 35–46. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2017.01.004>
- 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)
- Been, K., & Jefferies, M. (1986). A state parameter for sands. *Geotechnique*, 36(1), 123–132. <https://doi.org/10.1680/geot.1986.36.1.123>
- 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>
- Bolton, M. D. (1986). The strength and dilatancy of sands. *Géotechnique*, 36(1), 65–78.
- Boroschek, R., Soto, P., & Leon, R. (2010). Maule Region Earthquake February 27, 2010 Mw=8.8, Renadic Report 10/08 Rev.2. *Civil Engineering Departament, 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, Ross W., Meyers, M. W., Mejia, L. H., & Idriss, I. M. (1998). Behavior of a fine-grained

- soil during the Loma Prieta earthquake. *Canadian Geotechnical Journal*, 35, 146–158.
- Boulanger, Ross 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, Ross 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., & Dashti, S. (2014). Liquefaction-induced building movements. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 12(3), 1129–1156. <https://doi.org/10.1007/s10518-014-9619-8>
- 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>
- Bray, J. D., Rollins, K., Hutchinson, T., Verdugo, R., Ledezma, C., Mylonakis, G., Assimaki, D., Montalva, G., Arduino, P., Olson, S. M., Kayen, R., Hashash, Y. M. A., & Candia, G. (2012). Effects of ground failure on buildings, ports, and industrial facilities. *Earthquake Spectra*, 28(No. S1), 97–118. <https://doi.org/10.1193/1.4000034>
- Bray, J. D., & Sancio, R. B. (2006). Assessment of the Liquefaction Susceptibility of Fine-Grained Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 132 (9)(September), 1165–1177.
- Cappellaro, C., Cubrinovski, M., Chiaro, G., & Stringer, M. E. (2017). Undrained cyclic direct simple shear testing of Christchurch sandy soils. *Proc. 20th NZGS Geotechnical Symposium., 2011*, 1–8.
- Casagrande, A. (1936). Characteristics of cohesionless soils affecting the stability of earth fills. *Journal of Boston Society of Civil Engineers*, 23, 231–255.
- 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>
- Cubrinovski, M., & Ntritsos, N. (2023). 8th Ishihara lecture : Holistic evaluation of liquefaction response. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 168(January), 107777. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2023.107777>
- 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>
- Galli, C. (1967). Geología urbana y suelos de fundación de Concepción y Talcahuano. *Informe Final Del Proyecto de Investigación N°75 de La Comisión de Investigación Científica de La Universidad de Concepción, Concepción, Chile.*
- GEER. (2010). Geo-Engineering Reconnaissance of the 2010 Maule, Chile Earthquake. *GEER Association Report No. GEER-022*, 1–347.
- Ghayamghamian, M., & Kawakami, H. (2000). On-Site Nonlinear Hysteresis Curves and Dynamic Soil Properties. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 126, 543–555.
- Goovaerts, P. (1997). *Geostatistics for Natural Resources Characterization*. Oxford University Press. <https://doi.org/10.1007/978-94-009-3701-7>
- Gutiérrez, Á. (2016). Comportamiento sísmico de puentes soportados en pilotes afectados por licuefacción y corrimiento lateral. *Tesis Para Optar Al Grado de Magíster En Ciencias de La Ingeniería. Pontificia Universidad Católica de Chile.*
- Hayes, G. P., Moore, G. L., Portner, D. E., Hearne, M., Flamme, H., Furtney, M., & Smoczyk, G. M. (2018). Slab2 , a comprehensive subduction zone geometry model. *Science*, 4723(August), 1–10.
- Hazirbaba, K., & Rathje, E. (2004). A comparison between in situ and laboratory measurements of pore pressure generation. *13 Th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada*, 1220.
- Hutabarat, D., & Bray, J. D. (2021). Seismic Response Characteristics of Liquefiable Sites with and without Sediment Ejecta Manifestation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental*

- Engineering*, 147(6), 1–17. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)gt.1943-5606.0002506](https://doi.org/10.1061/(asce)gt.1943-5606.0002506)
- 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.
- Inzunza, D. A., Montalva, G. A., Leyton, F., Prieto, G., & Ruiz, S. (2019). Shallow ambient-noise 3D tomography in the concepción basin, Chile: Implications for low-frequency ground motions. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 109(1), 75–86. <https://doi.org/10.1785/0120180061>
- Ishihara, K. (1985). Stability of natural deposits during earthquakes. *International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE)*, 536–537. https://doi.org/10.1007/978-3-319-73568-9_174
- Ishihara, K. (1993). Liquefaction and flow failure during earthquakes. *Geotechnique*, 43(3), 351–451. <https://doi.org/10.1680/geot.1993.43.3.351>
- Ishihara, K., Tatsuoka, F., & Yasuda, S. (1975). Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses. *Soils and Foundations*, 15(1).
- 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)
- Jefferies, M., & Been, K. (2016). *Soil Liquefaction A criticaal State Approach*. CRC Press.
- Ju, S. H. (2013). A deconvolution scheme for determination of seismic loads in finite-element analyses. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 103(1), 258–267. <https://doi.org/10.1785/0120120034>
- Kammerer, A. M. (2002). Undrained Response of Monterey 0/30 Sand Under Multidirectional Cyclic Simple Shear Loading Conditions. *Ph.D. Thesis, University of California at Berkeley*.
- 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)

- Karimi, Z., Dashti, S., Bullock, Z., Porter, K., & Liel, A. (2018). Key predictors of structure settlement on liquefiable ground: a numerical parametric study. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, *113*(April 2017), 286–308. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2018.03.001>
- Kelson, K., Witter, R. C., Tassara, A., Ryder, I., Ledezma, C., Montalva, G., Frost, D., Sitar, N., Moss, R., & Johnson, L. (2012). Coseismic tectonic surface deformation during the 2010 Maule, Chile, M_w 8.8 earthquake. *Earthquake Spectra*, *28*(SUPPL.1), 39–54. <https://doi.org/10.1193/1.4000042>
- 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))
- Lopez-Caballero, F., & Modaressi Farahmand-Razavi, A. (2008). Numerical simulation of liquefaction effects on seismic SSI. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, *28*(2), 85–98. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2007.05.006>
- Lorito, S., Romano, F., Atzori, S., Tong, X., Avallone, A., McCloskey, J., Cocco, M., Boschi, E., & Piatanesi, A. (2011). Limited overlap between the seismic gap and coseismic slip of the great 2010 Chile earthquake. *Nature Geoscience*, *4*(3), 173–177. <https://doi.org/10.1038/ngeo1073>
- 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.
- 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>
- Miner, M. A. (1945). Cumulative damage in fatigue. *Journal of Applied Mechanics*, 12(3), A159–A164.
- Mitchell, J. K., & Soga, K. (2005). Fundamentals of Soil Behavior. In *John Wiley & Sons*. <https://doi.org/10.1097/00010694-199407000-00009>
- Montalva, G. A., Bastías, N., & Rodríguez-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., Chávez-García, F. J., Tassara, A., & Jara Weisser, D. M. (2016). Site Effects and Building Damage Characterization in Concepción after the Mw 8.8 Maule Earthquake. *Earthquake Spectra*.
- 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
- NASEM. (2016). State of the Art and Practice in the Assessment of Earthquake-Induced Soil Liquefaction and Its Consequences. In *State of the Art and Practice in the Assessment of Earthquake-Induced Soil Liquefaction and Its Consequences* (Issue December). <https://doi.org/10.17226/23474>
- Palmgren, A. (1924). Die lebensdauer von kugellagern [Life length of roller bearings]. *Zeitschrift Des Vereins Deutscher Ingenieure*, 68(14), 339–341.
- Park, C. B., Miller, R. D., & Xia, J. (1999). Multichannel analysis of surface waves. *Geophysics*, 64(3), 800–808. <https://doi.org/10.1190/1.1444590>
- 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)
- Poblete, M., & Dobry, R. (1968). Modelo Dinamico Del Sub-Suelo De Concepcion. *Rev. IDIEM* 7, 3, 111–136.
- Popescu, R., & Prevost, J. H. (1993). Centrifuge validation of a numerical model for dynamic soil liquefaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 12(2), 73–90. [https://doi.org/10.1016/0267-7261\(93\)90047-U](https://doi.org/10.1016/0267-7261(93)90047-U)
- Poulos, S. J. (1981). The Steady State of Deformation. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, 107(5), 553–562.
- 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)
- Pyke, R. M., Seed, H. B., & Chan, C. K. (1975). Settlement of Sands Under Multidirectional Shaking. *ASCE J Geotech Eng Div*, 101(4), 379–398. <https://doi.org/10.1061/ajgeb6.0000162>
- Pyrzcz, M., & Deutsch, C. V. (2014). *Geostatistical reservoir modeling*. Oxford University Press. <http://journal.um-surabaya.ac.id/index.php/JKM/article/view/2203>
- Ramírez, 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-](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., & 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>
- Robertson, Peter K., & Cabal, K. L. (2015). *Cone Penetration Testing Guide to Geotechnical Engineering 6th Edition*.
- Roscoe, K. H., Schofield, A. N., & Wroth, C. P. (1958). On the yielding of soils. *Geotechnique*, 8(1), 22–53. <https://doi.org/10.1680/geot.1958.8.1.22>
- Ruegg, J. C., Rudloff, A., Vigny, C., Madariaga, R., de Chabalier, J. B., Campos, J., Kausel, E., Barrientos, S., & Dimitrov, D. (2009). Interseismic strain accumulation measured by GPS in the seismic gap between Constitución and Concepción in Chile. *Physics of the Earth and Planetary Interiors*, 175(1–2), 78–85. <https://doi.org/10.1016/j.pepi.2008.02.015>
- Saldaña, H., Montalva, G., & Escribano, D. (2021). Calibración Modelo PM4Sand para Licuación de Arenas Biobío. *XI Congreso Chileno de Geotecnia*, 1–10.
- Salgado, R. (2008). *The engineering of foundations*. McGraw-Hill.
- Schofield, A., & Wroth, P. (1968). Critical state soil mechanics. *Lecturers in Engineering at Cambridge University*, 16(3–4), 53–66.
- Seed, H. B., & Idriss, I. M. (1971). A Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 97 (9)(November), 1249–1273.
- Seed, H. B., Idriss, I. M., Makdisi, F., & Banerjee, N. (1975). Representation of irregular stress time histories by equivalent uniform stress series in liquefaction analyses. In *Earthquake Engineering Research Center: Vol. UCB/EERC-7* (Issue October, p. 40).
- Shahir, H., & Pak, A. (2010). Estimating liquefaction-induced settlement of shallow foundations by numerical approach. *Computers and Geotechnics*, 37(3), 267–279. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2009.10.001>
- 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>
- Taylor, D. W. (1948). Fundamentals of soil mechanics. In *New York: John Wiley*. https://doi.org/10.1007/978-94-017-9460-2__4
- 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., & Travararou, 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
- Tziolas, A. (2019). Evaluation of the PM4Sand Constitutive Model for the Prediction of Earthquake-Induced & Static Liquefaction in Hydraulic Fills. *MS.c. Thesis, Delft University of Technology*. <https://repository.tudelft.nl/islandora/object/uuid:25526c41-f066-45aa-b38b-ef8a8c7f323b>
- 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>
- Vaid, Y. P., & Sivathayalan, S. (2000). Fundamental factors affecting liquefaction susceptibility of sands. *Canadian Geotechnical Journal*, 37(3), 592–606. <https://doi.org/10.1139/t00-040>
- 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.
- Vivallos, J., Ramirez, P., & Fonseca, A. (2010). Microzonificación Sísmica de la Ciudad de

- Concepción,. *Ervicio Nacional de Geología y Minería. Carta Geológica de Chile , Serie Geología Ambiental, 12*. <https://doi.org/10.1029/2008>
- Wijewickreme, D., & Sanin, M. (2004). Cyclic shear loading response of Fraser River Delta Silt. *13 Th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, 499*.
- Wu, J. (2002). Liquefaction triggering and post-liquefaction deformation of Monterey 0/30 sand under uni-directional cyclic simple shear loading. *Ph.D. Thesis, University of California at Berkeley*.
- Yang, M., Barrero, A. R., & Taiebat, M. (2020). Application of a SANISAND Model for Numerical Simulations of the LEAP 2017 Experiments. *Model Tests and Numerical Simulations of Liquefaction and Lateral Spreading, 595–610*. <https://doi.org/10.1007/978-3-030-22818-7>
- Yoshimine, M., & Ishihara, K. (1998). Flow Potential of Sand During Liquefaction. *Soils and Foundations, 38 (3), 189–198*.
- 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 II, 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, 127(4), 297–313*. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2001\)127:4\(297\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2001)127:4(297))
- Zhang, G., Robertson, P. K., & Brachman, R. W. I. (2002). Estimating liquefaction-induced ground settlements from CPT for level ground. *Canadian Geotechnical Journal, 39, 1168–1180*. <https://doi.org/10.1139/t02-047>
- Zhang, H., & Garga, V. K. (1997). Quasi-steady state: A real behaviour? *Canadian Geotechnical Journal, 34(1), 749–761*. <https://doi.org/10.1139/t98-088>
- 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>

ANEXO 4.1 ENSAYOS CTX

Se realizaron ensayos triaxiales cíclicos no drenados (CTX) en tres diferentes suelos naturales recuperados de dos sondeos SPT. Se trata de una arena fina limosa a 4.5 m de profundidad ($e_{max} = 1.00$, $e_{min} = 0.568$, $\emptyset = 31^\circ$), una arena gruesa limpia mal graduada a 11 m de profundidad ($e_{max} = 0.958$, $e_{min} = 0.596$, $\emptyset = 32^\circ$) y una arena limosa bien graduada a 12 m de profundidad ($e_{max} = 0.900$, $e_{min} = 0.450$, $\emptyset = 30^\circ$). El programa de ensayos se presenta en la Tabla A.4.1. Las muestras se reconstituyeron por el método de deposición seca, se saturaron completamente y se consolidaron en condiciones isotrópicas. Tras 1 hora de fluencia, las muestras se sometieron a ciclos en condiciones no drenadas a una frecuencia de 0.25 Hz, hasta que la deformación axial de doble amplitud fue del 5% y/o la razón de exceso de presión de agua de poros r_u alcanzó un valor de 95%.

Tabla A.4.1 Programa de ensayos CTX.

ID	Profundidad (m)	e (-)	D_{r0} (%)	p'_o (kPa)	CSR (-)	N° de ciclos	
						$\epsilon_a = \pm 2.5\%$	$r_u = 95\%$
Tx01	4.50	0.785	49.8★	49★	0.145	28	25
Tx02		0.797	47.0★	50	0.091	392	417
Tx03		0.791	48.5	49	0.140	1381	1377
Tx04		0.790	48.5	49	0.161	30	14
Tx05		0.780	51.0	49	0.144	65	33
Tx06	11.0	0.701	71.0	103	0.197	14	11
Tx07		0.671	79.2	104	0.206	13	9
Tx08		0.709	69.0	104	0.325	2	2
Tx09		0.685	75.5	104	0.169	23	20
Tx10	12.0	0.847	12.0	100	0.205	25	26
Tx11		0.725	38.8	97	0.157	35	29
Tx12		0.757	31.7	97	0.114	298	289
Tx13		0.755	32.2	97	0.193	8	9

ANEXO 5.1 SIMULACIONES NUMÉRICAS ADICIONALES

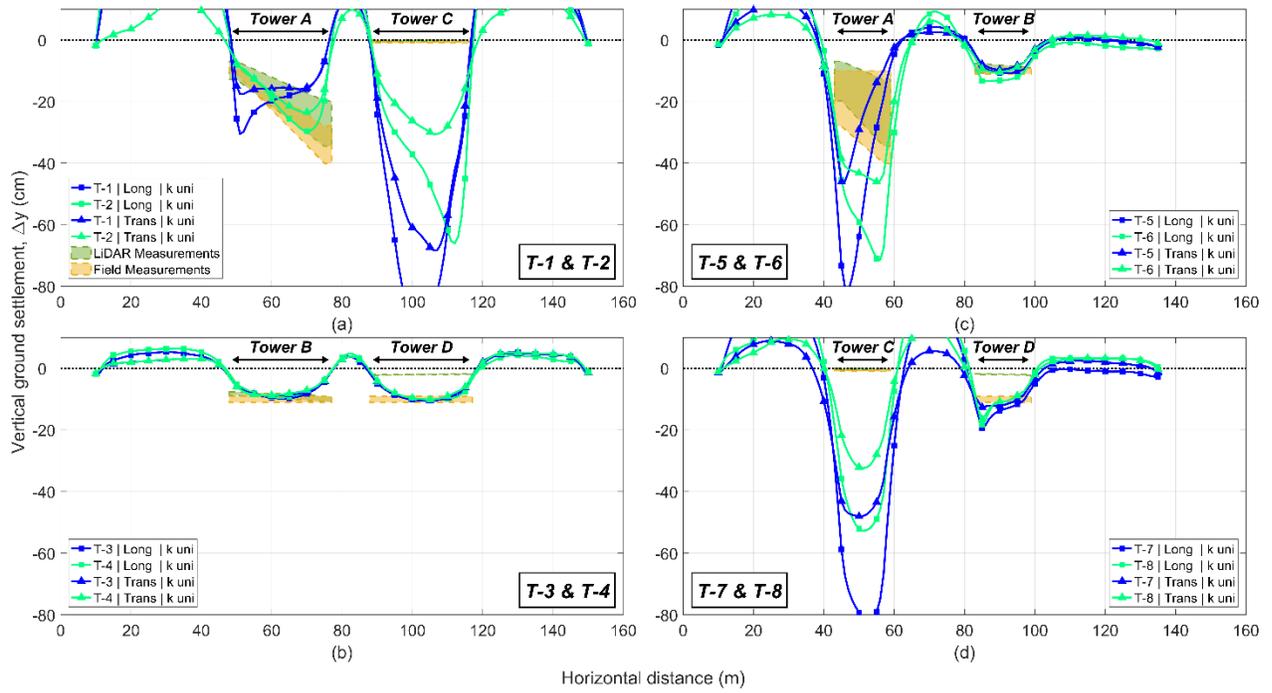


Figura A.5.1 Asentamientos del terreno para ambos registros input re-convolucionados con conductividad hidráulica uniforme.



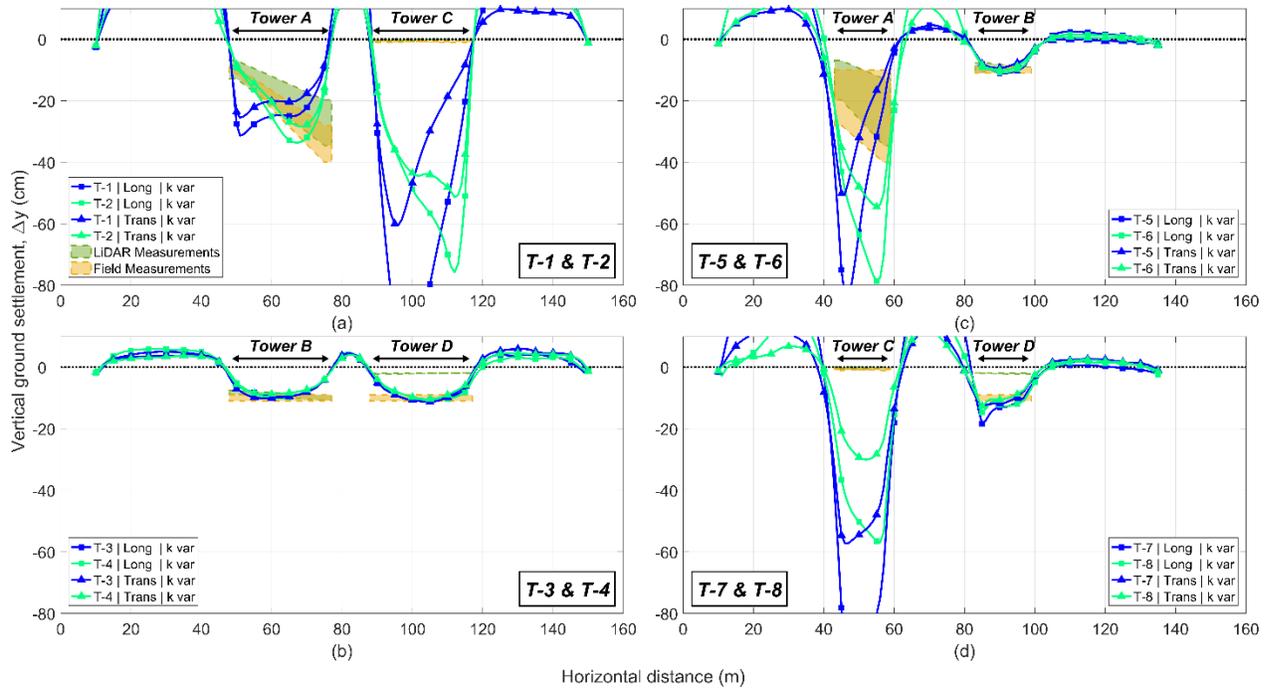


Figura A.5.2 Asentamientos del terreno para ambos registros input re-convolucionados con conductividad hidráulica variable.



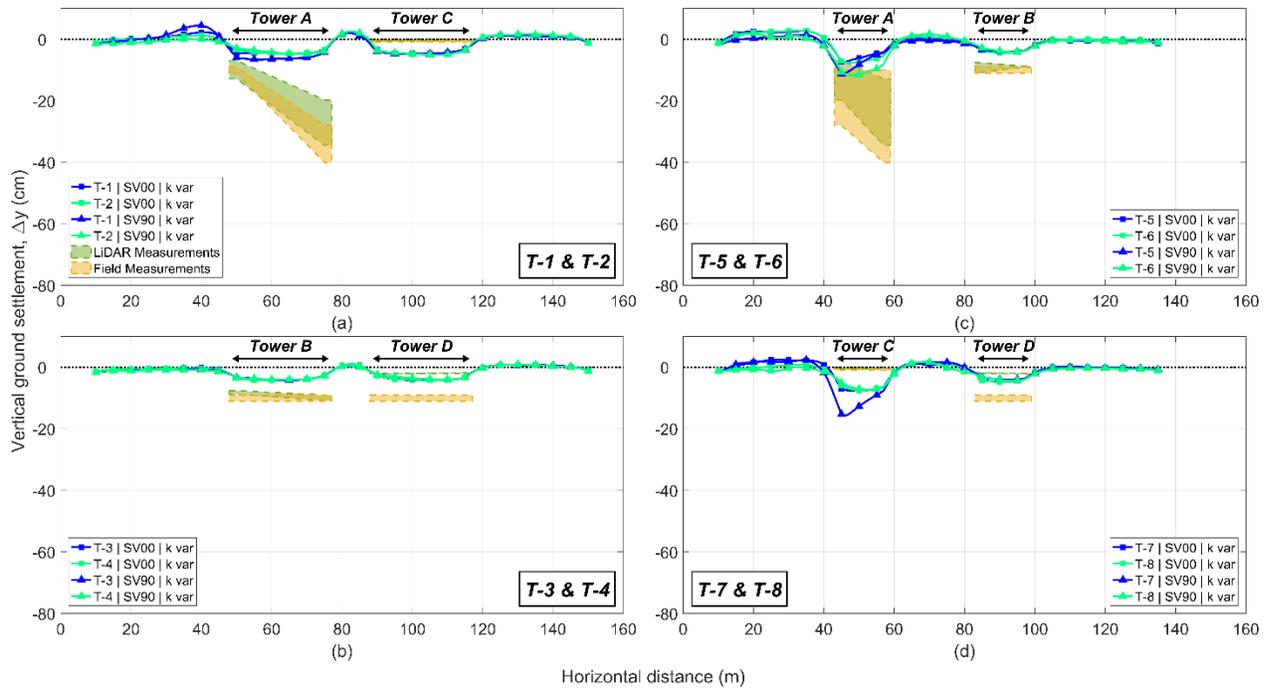


Figura A.5.3 Asentamientos del terreno para ambos registros Northridge Sun Valley con conductividad hidráulica variable.



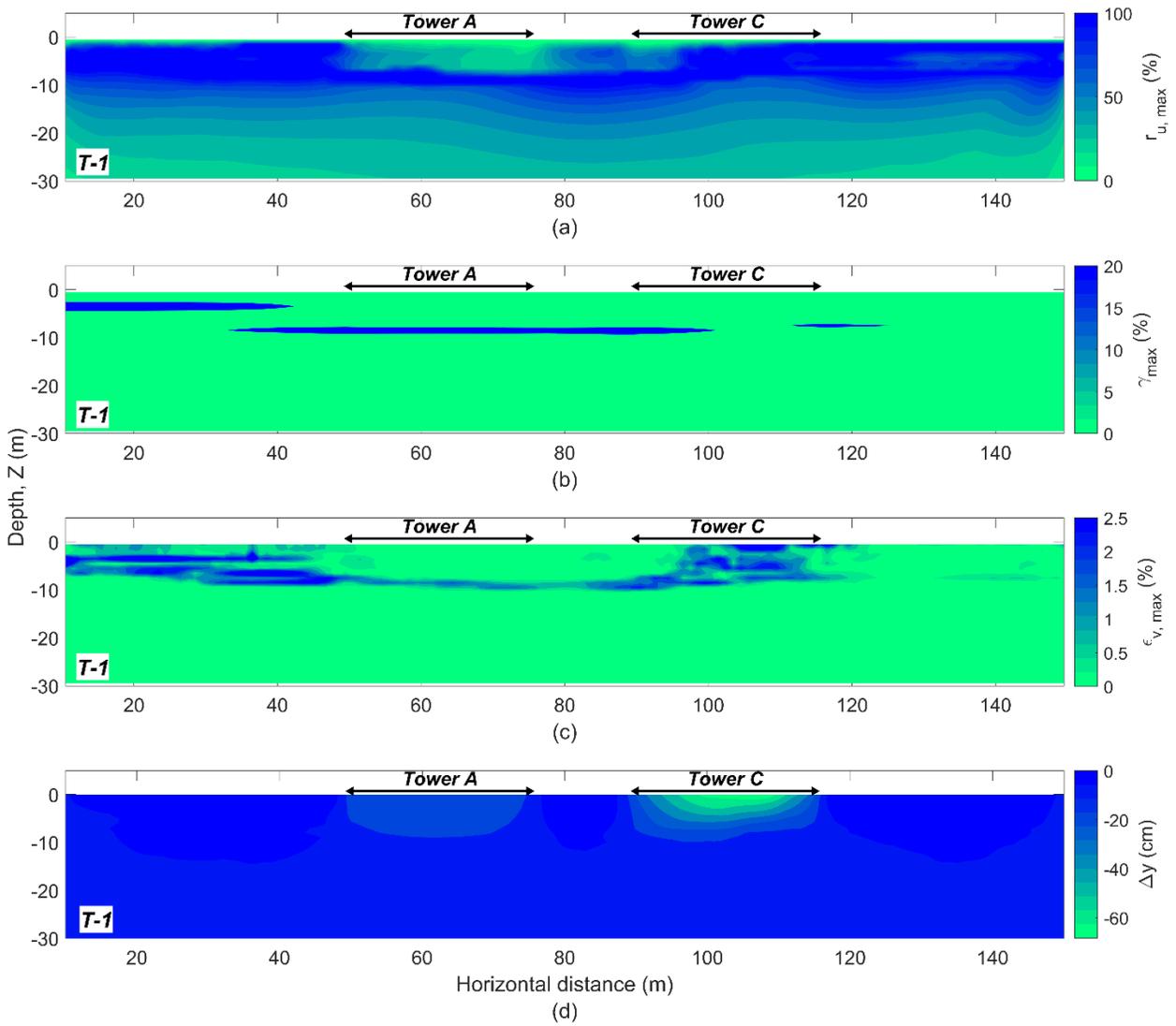


Figura A.5.4 Contornos de transecto T-1 con conductividad hidráulica uniforme y registro input transversal.

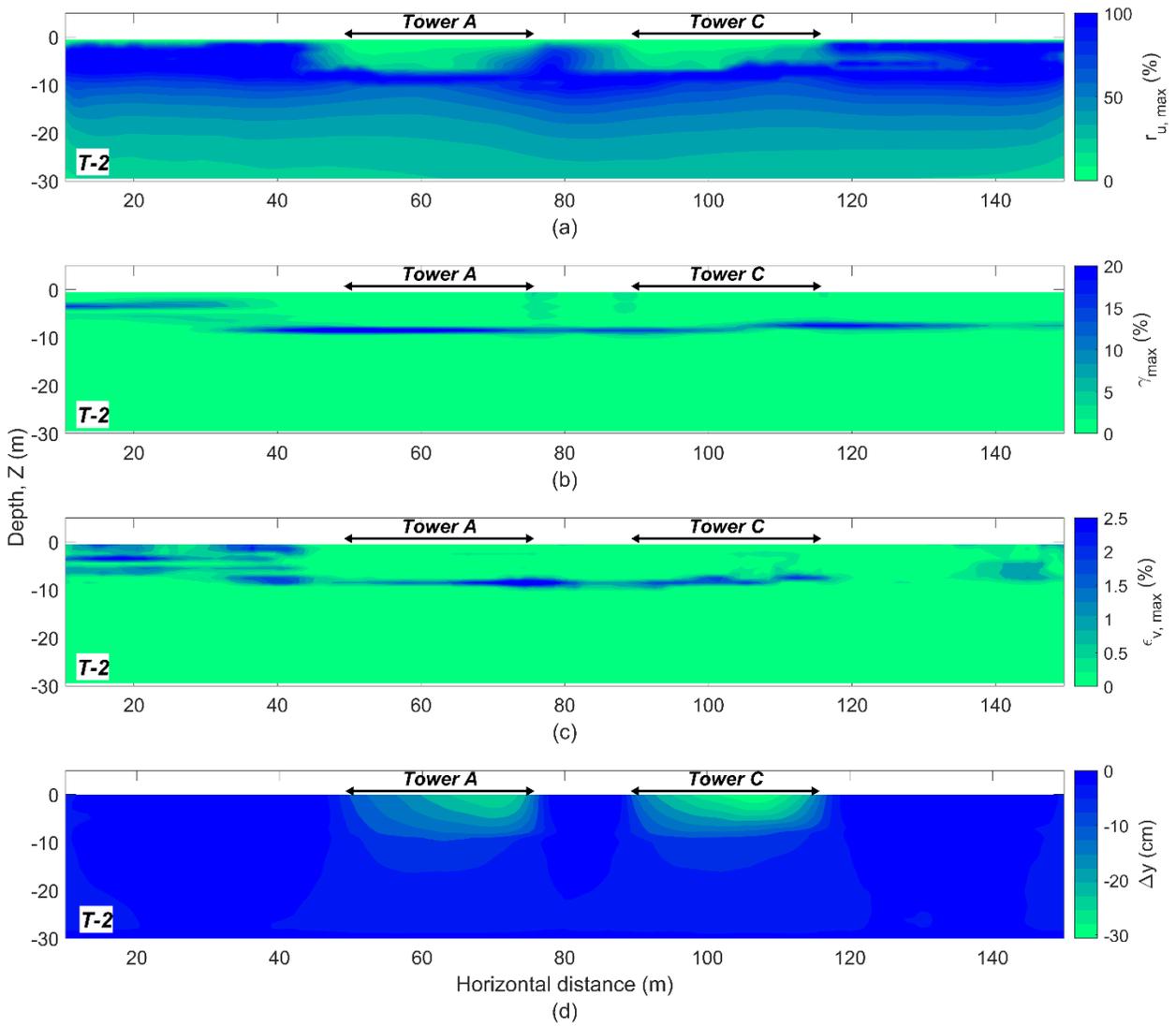


Figura A.5.5 Contornos de transecto T-2 con conductividad hidráulica uniforme y registro input transversal.

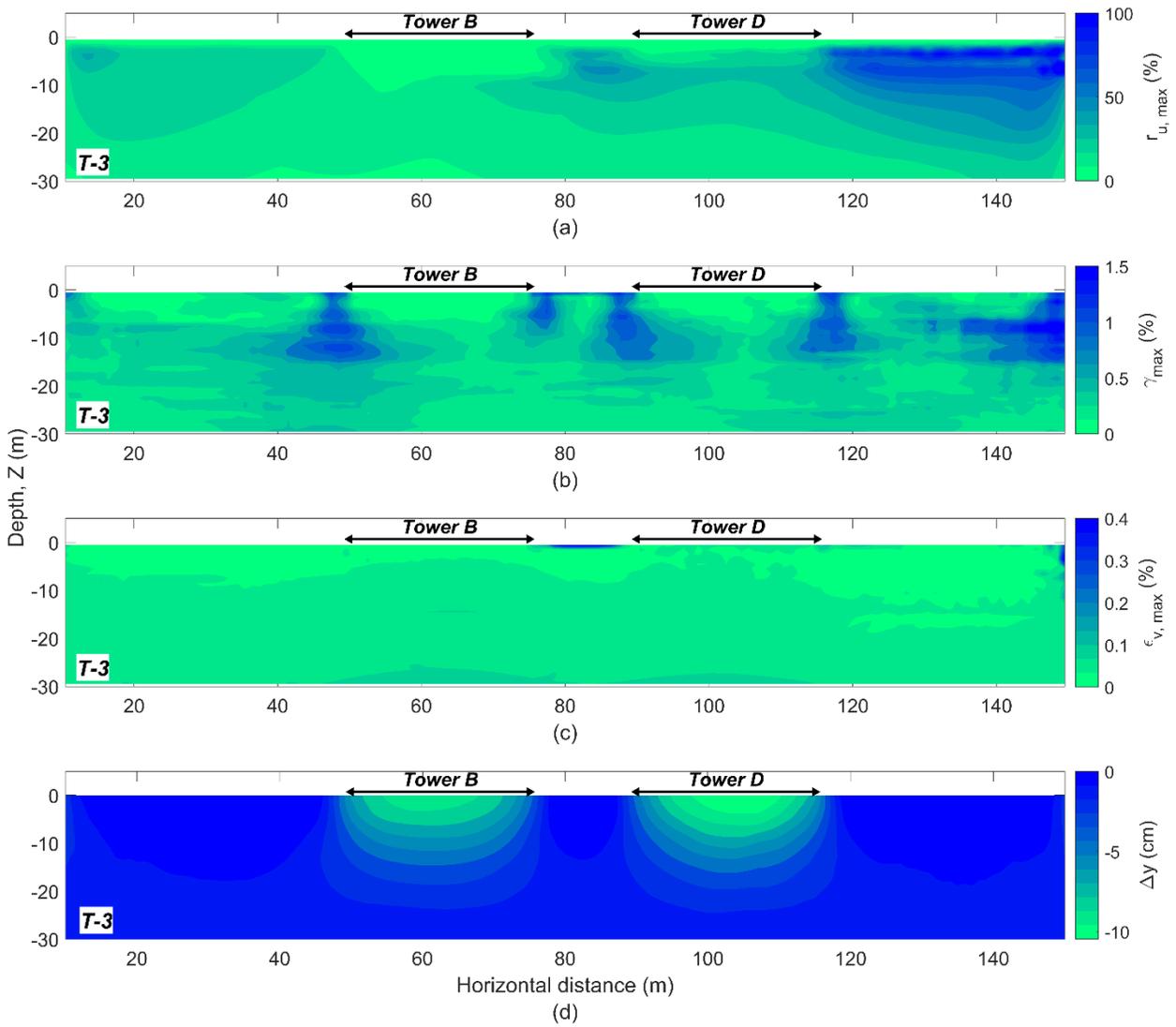


Figura A.5.6 Contornos de transecto T-3 con conductividad hidráulica uniforme y registro input transversal.

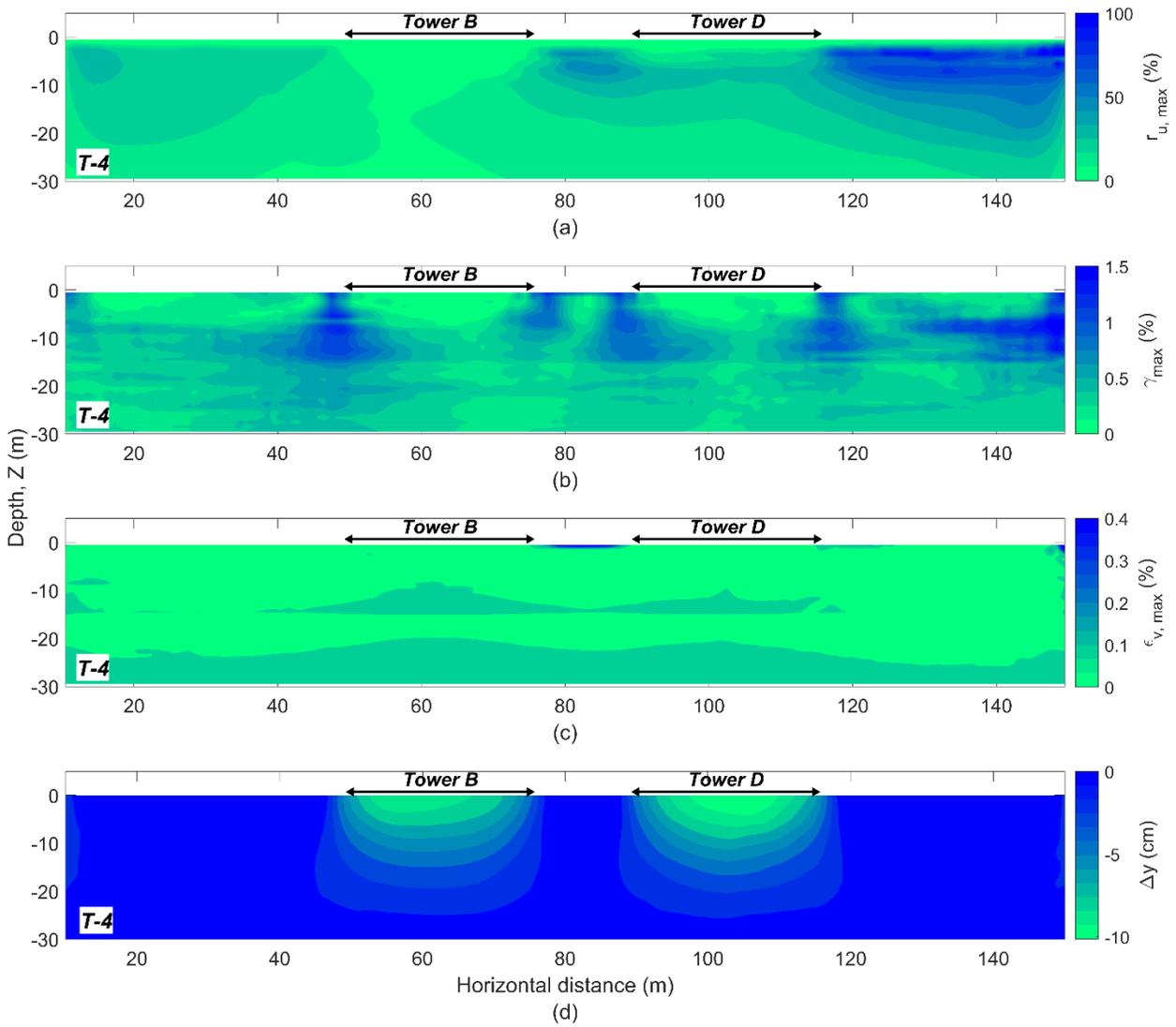


Figura A.5.7 Contornos de transecto T-4 con conductividad hidráulica uniforme y registro input transversal.

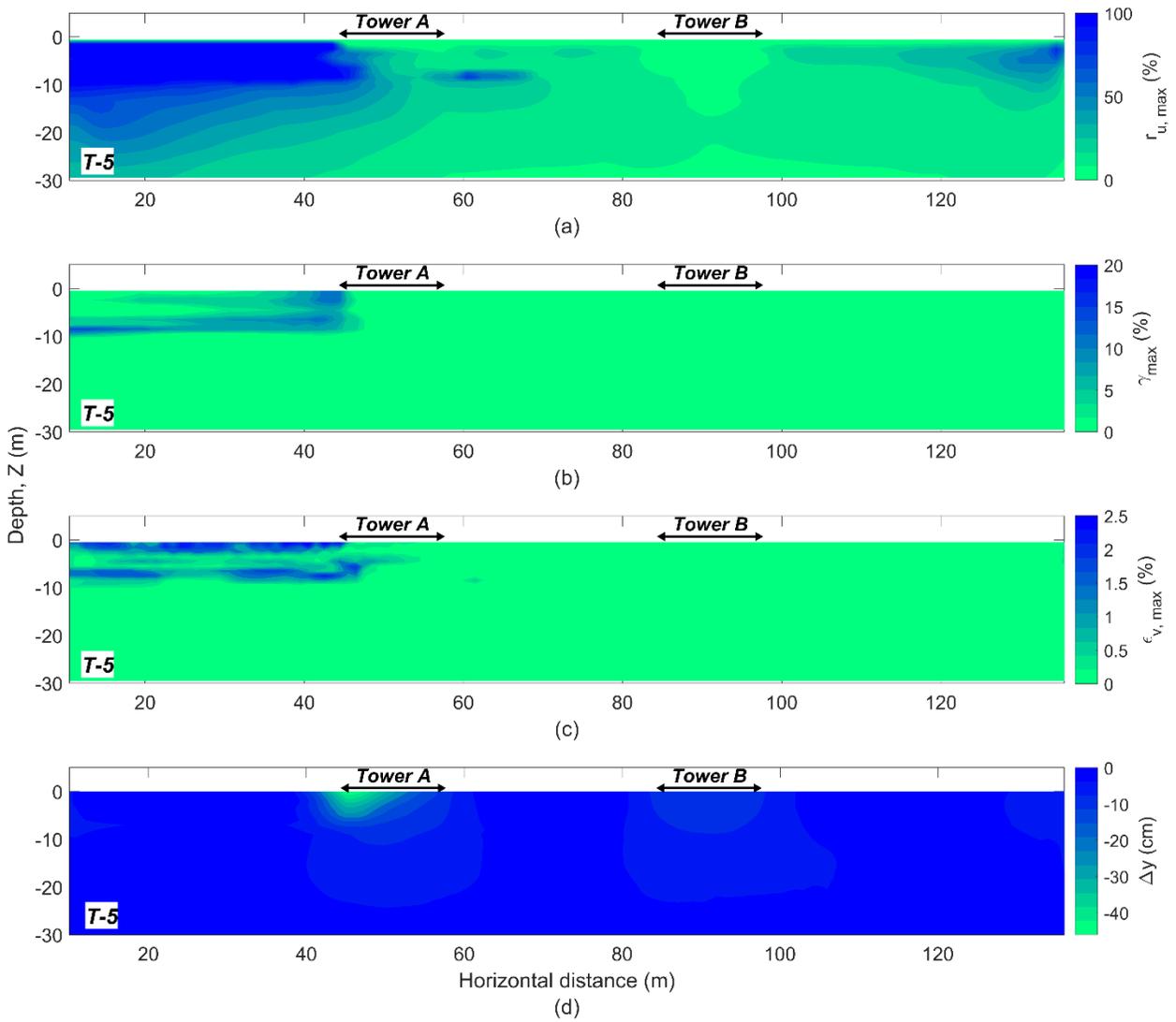


Figura A.5.8 Contornos de transecto T-5 con conductividad hidráulica uniforme y registro input transversal.

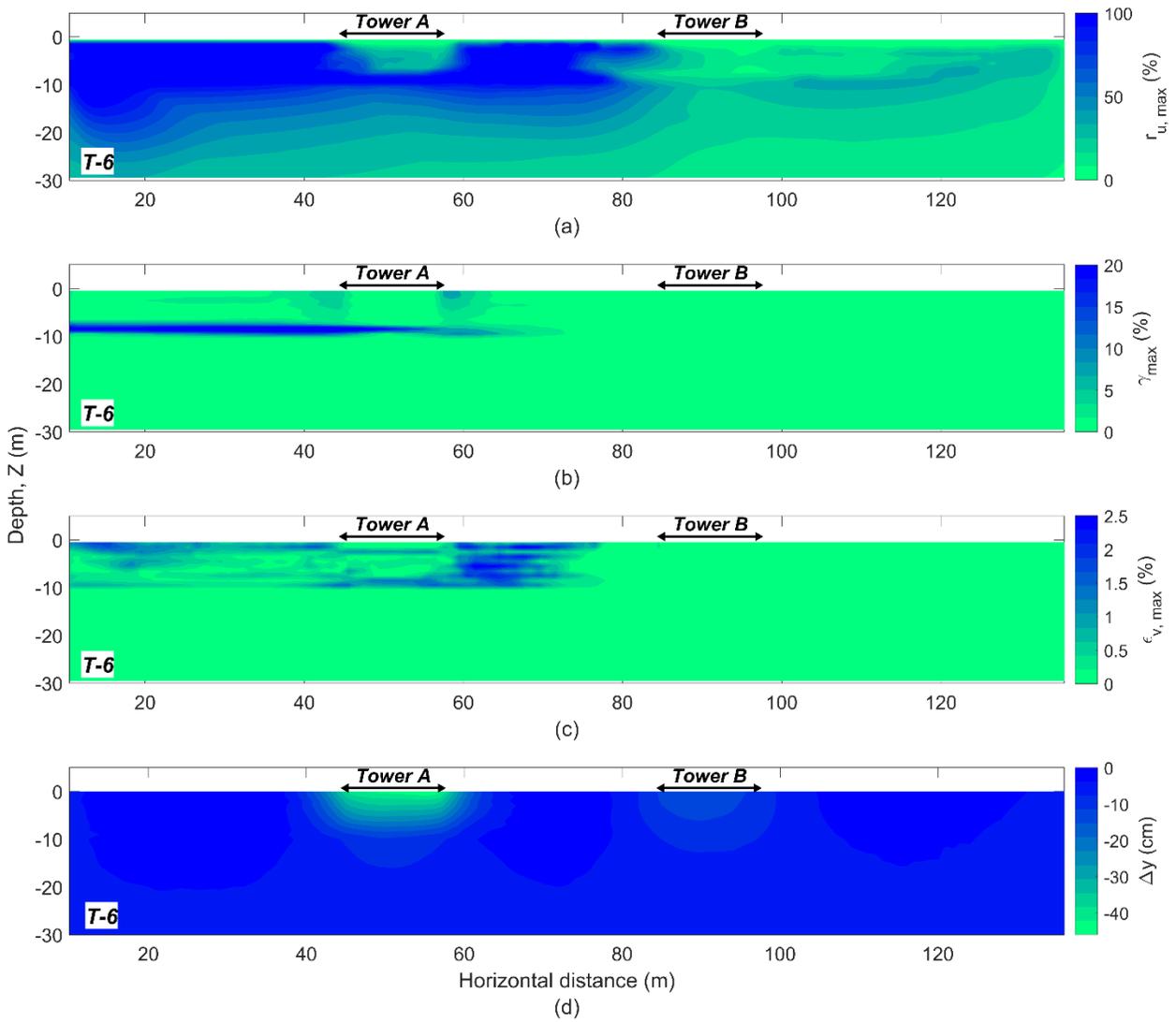


Figura A.5.9 Contornos de transecto T-6 con conductividad hidráulica uniforme y registro input transversal.

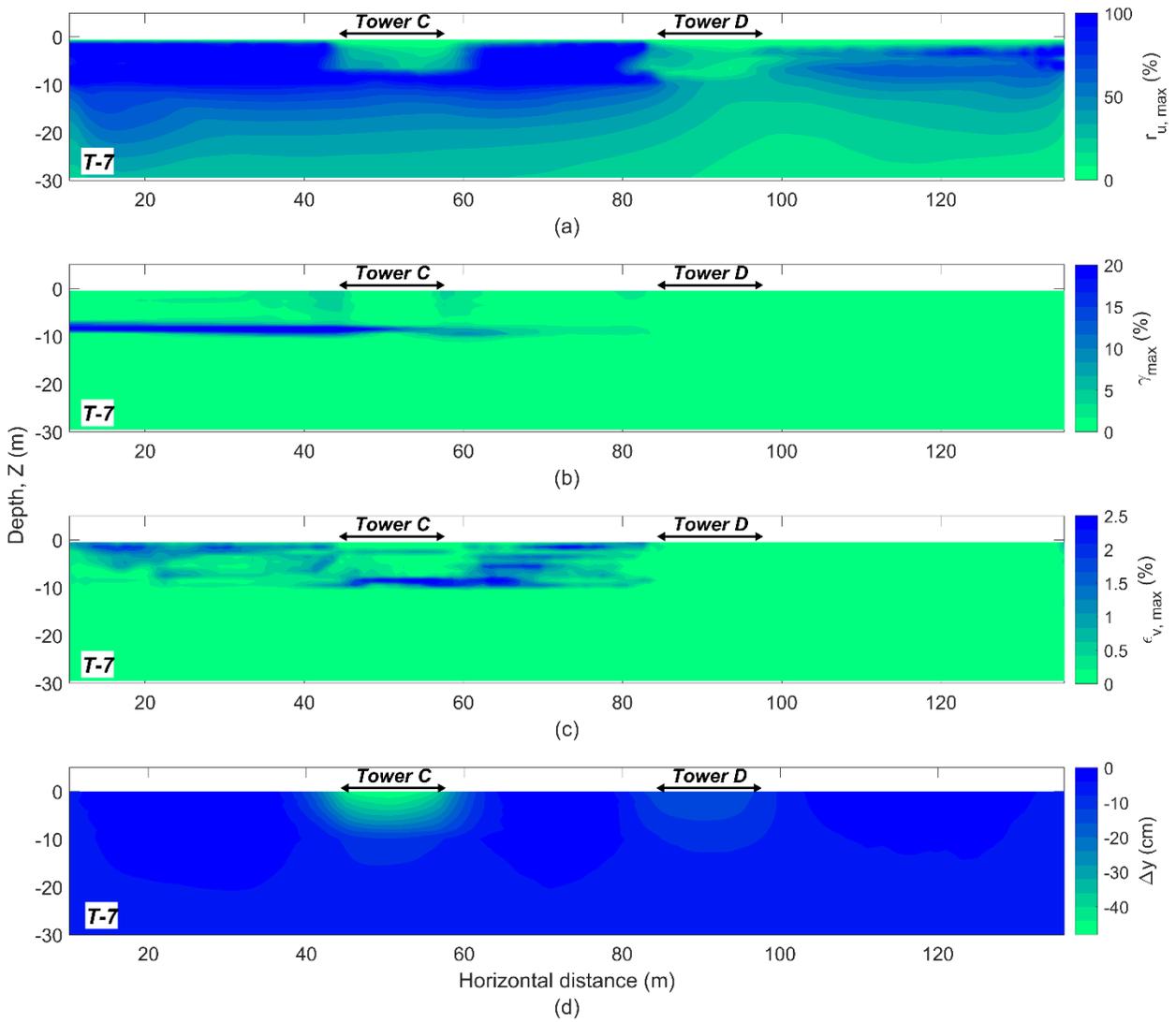


Figura A.5.10 Contornos de transecto T-7 con conductividad hidráulica uniforme y registro input transversal.

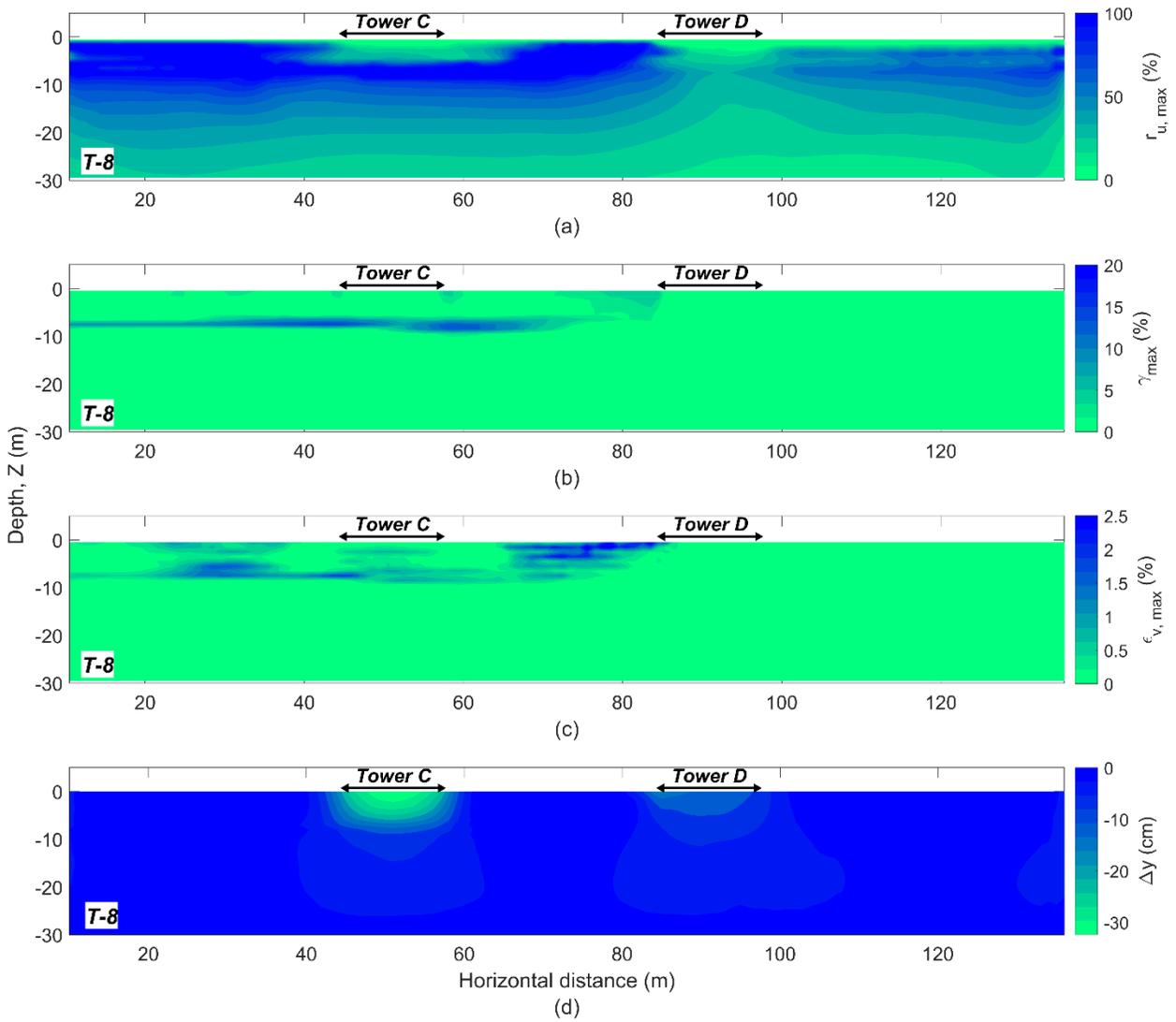


Figura A.5.11 Contornos de transecto T-8 con conductividad hidráulica uniforme y registro input transversal.

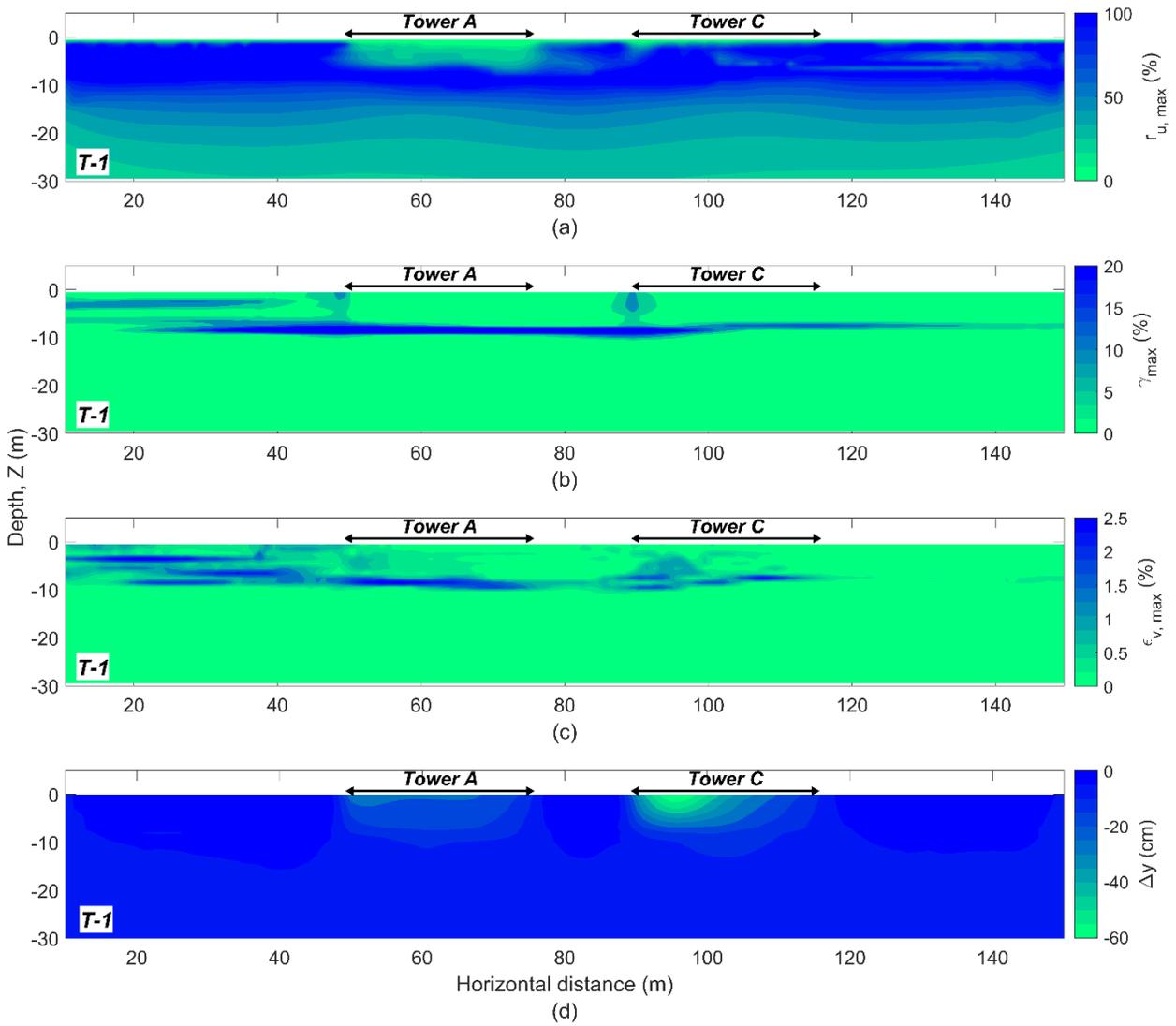


Figura A.5.12 Contornos de transecto T-1 con conductividad hidráulica variable y registro input transversal.

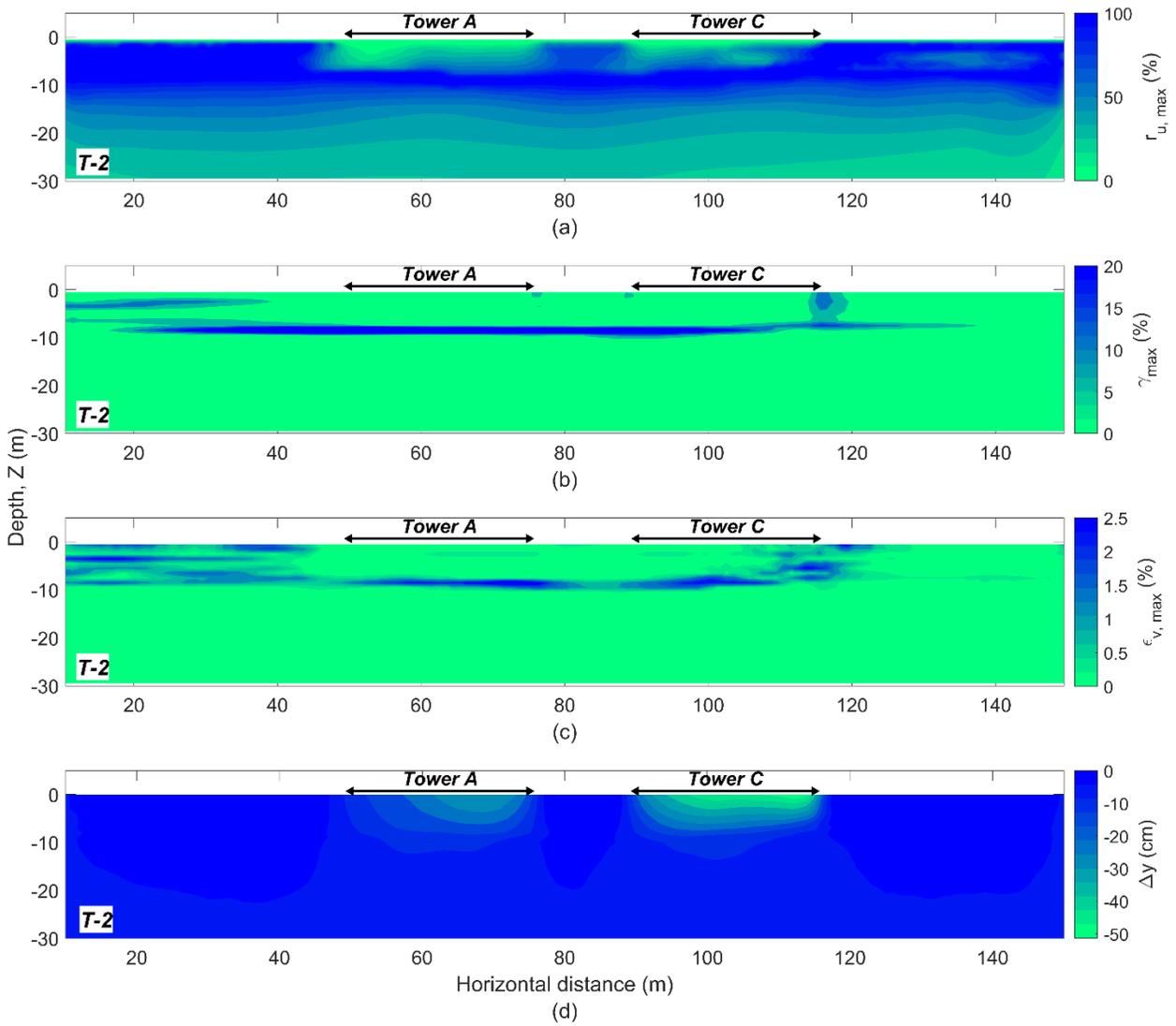


Figura A.5.13 Contornos de transecto T-2 con conductividad hidráulica variable y registro input transversal.

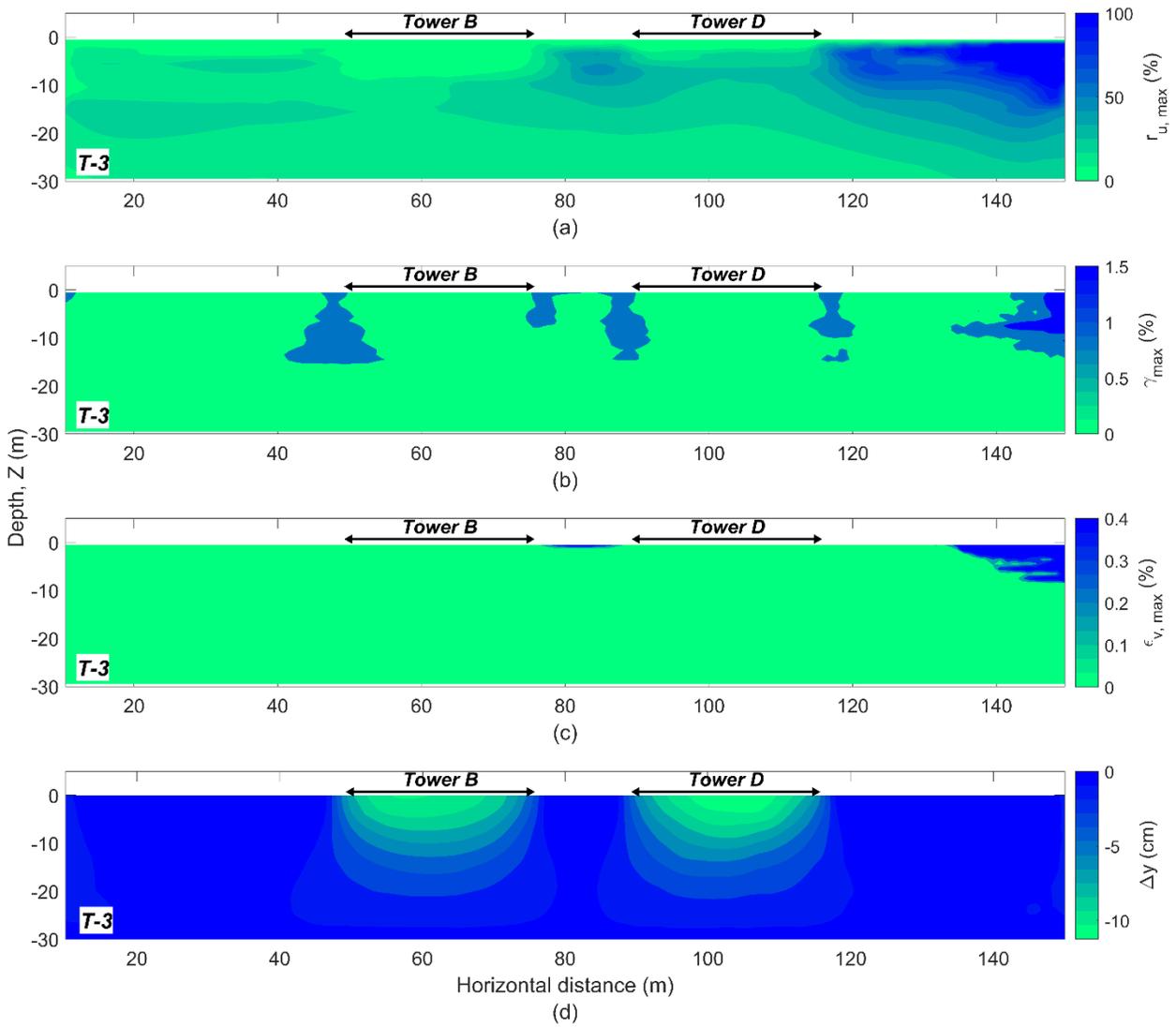


Figura A.5.14 Contornos de transecto T-3 con conductividad hidráulica variable y registro input transversal.

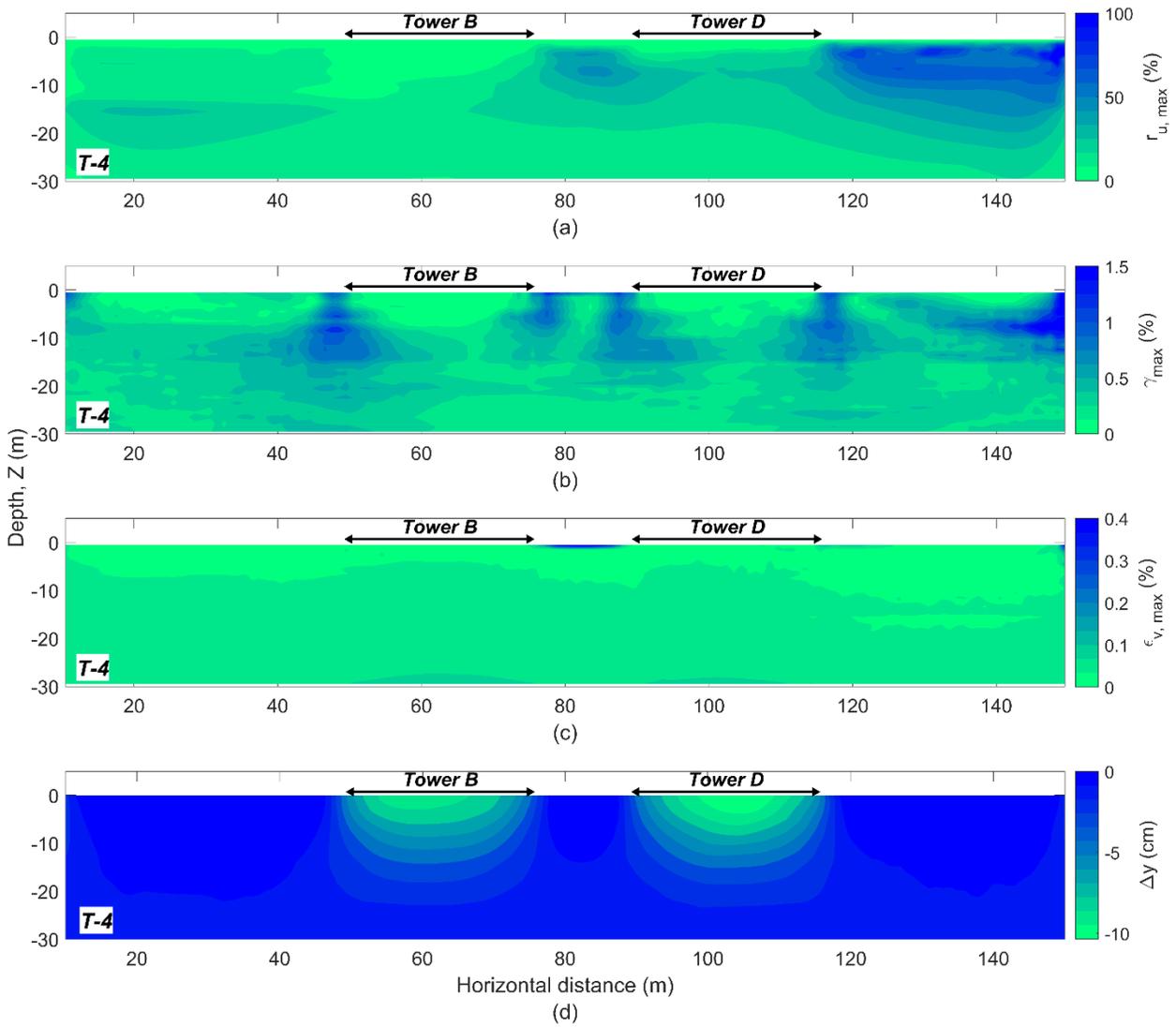


Figura A.5.15 Contornos de transecto T-4 con conductividad hidráulica variable y registro input transversal.

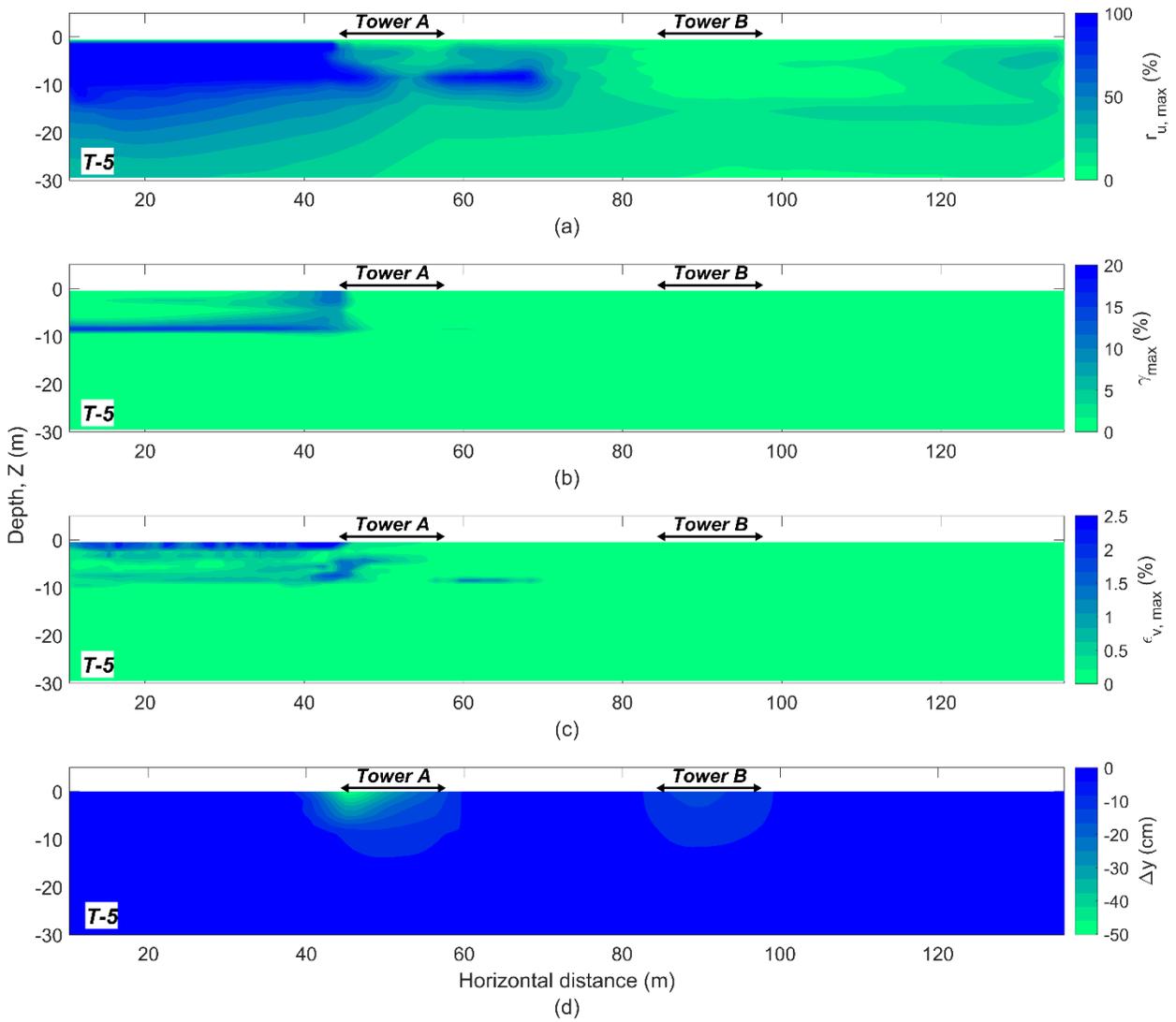


Figura A.5.16 Contornos de transecto T-5 con conductividad hidráulica variable y registro input transversal.

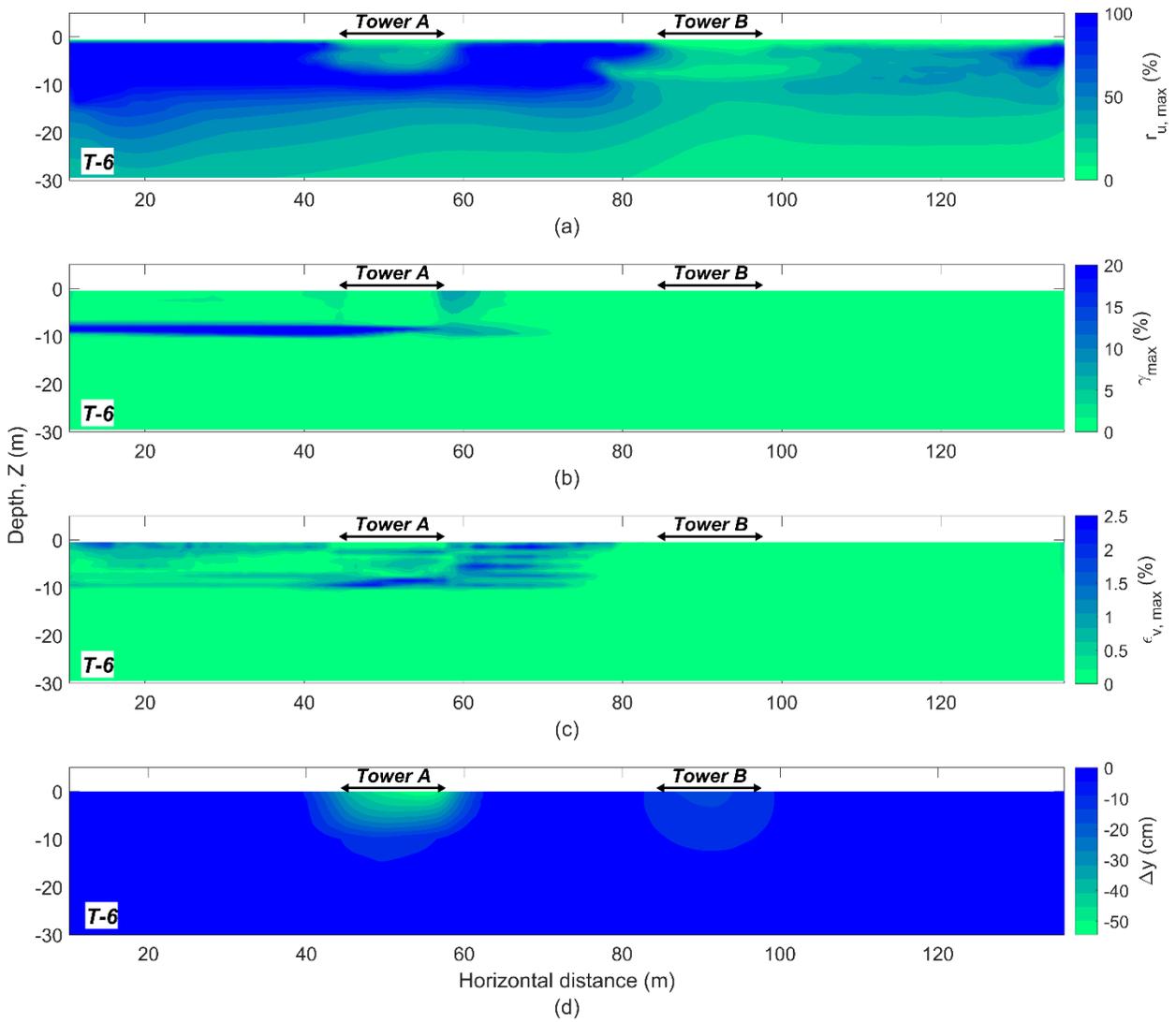


Figura A.5.17 Contornos de transecto T-6 con conductividad hidráulica variable y registro input transversal.

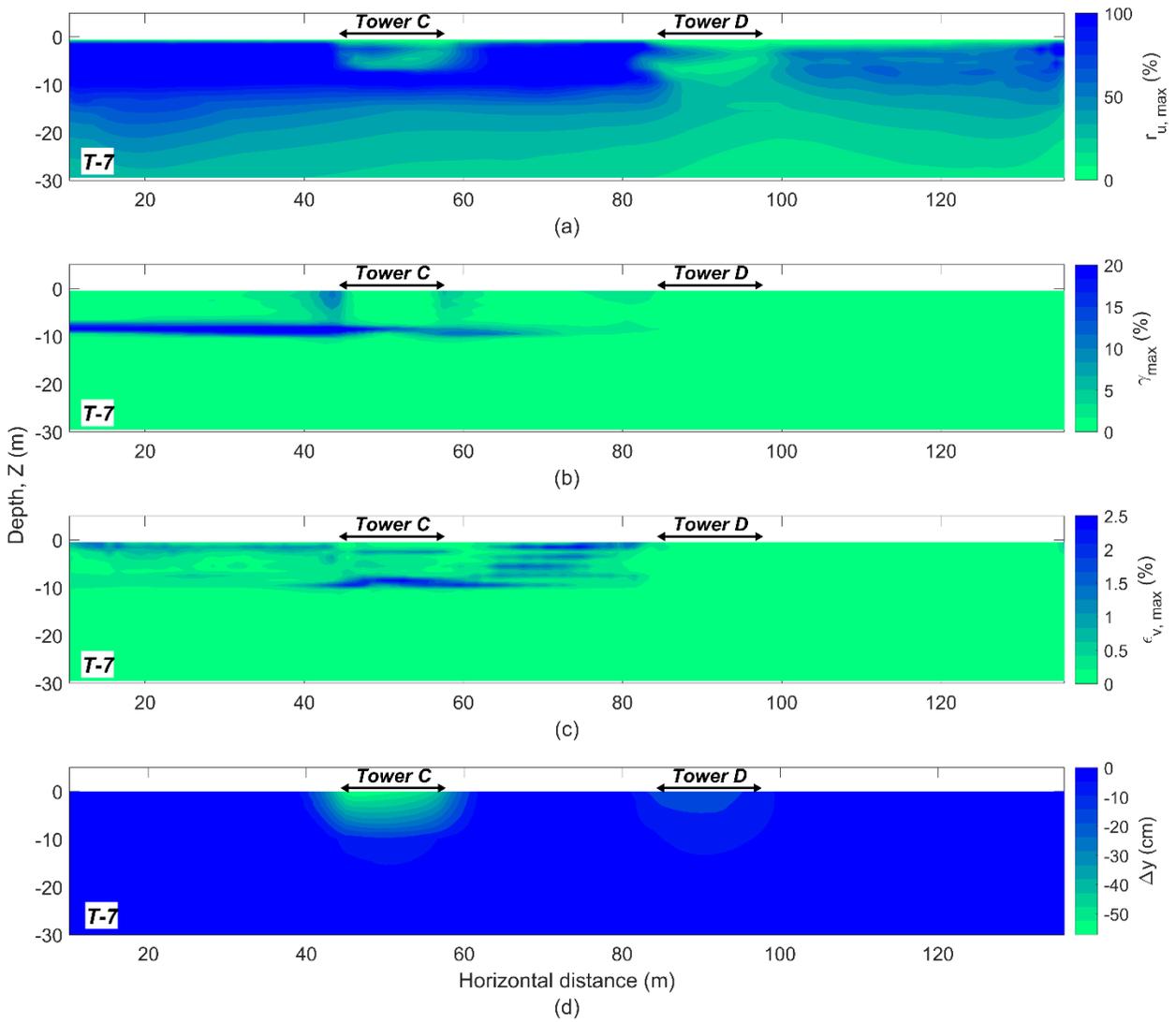


Figura A.5.18 Contornos de transecto T-7 con conductividad hidráulica variable y registro input transversal.

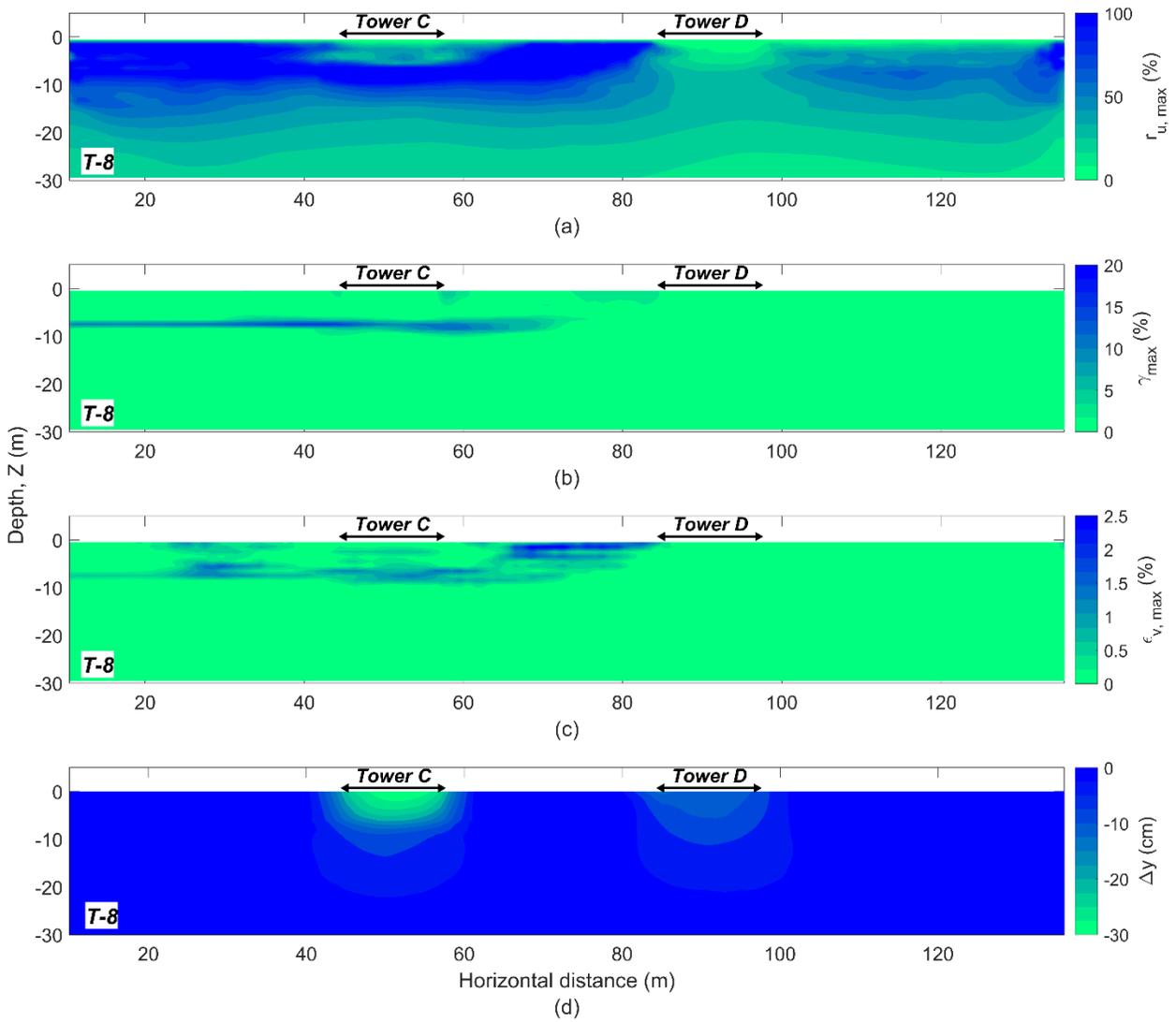


Figura A.5.19 Contornos de transecto T-8 con conductividad hidráulica variable y registro input transversal.

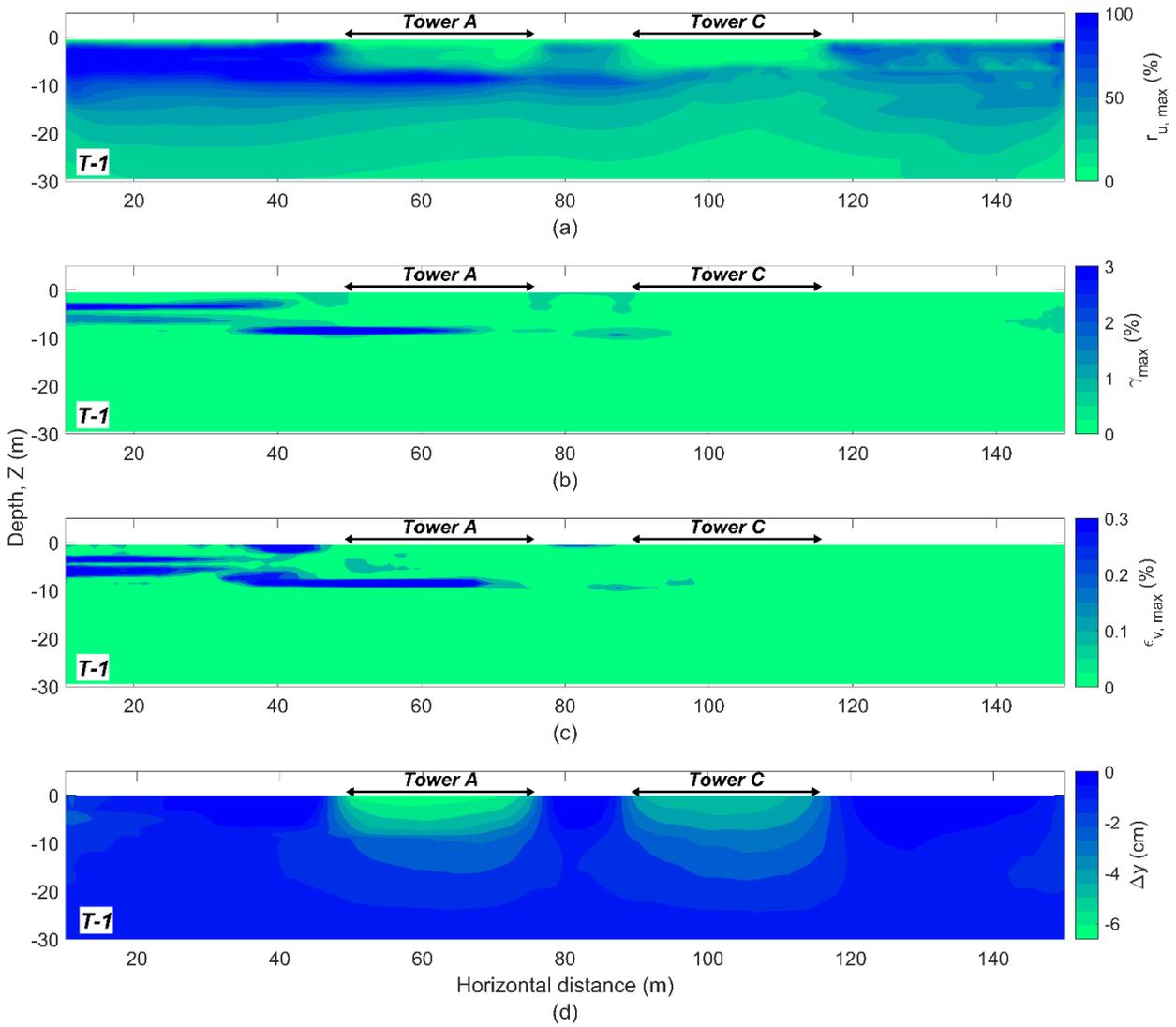


Figura A.5.20 Contornos de transecto T-1 con conductividad hidráulica variable y registro input SV90.

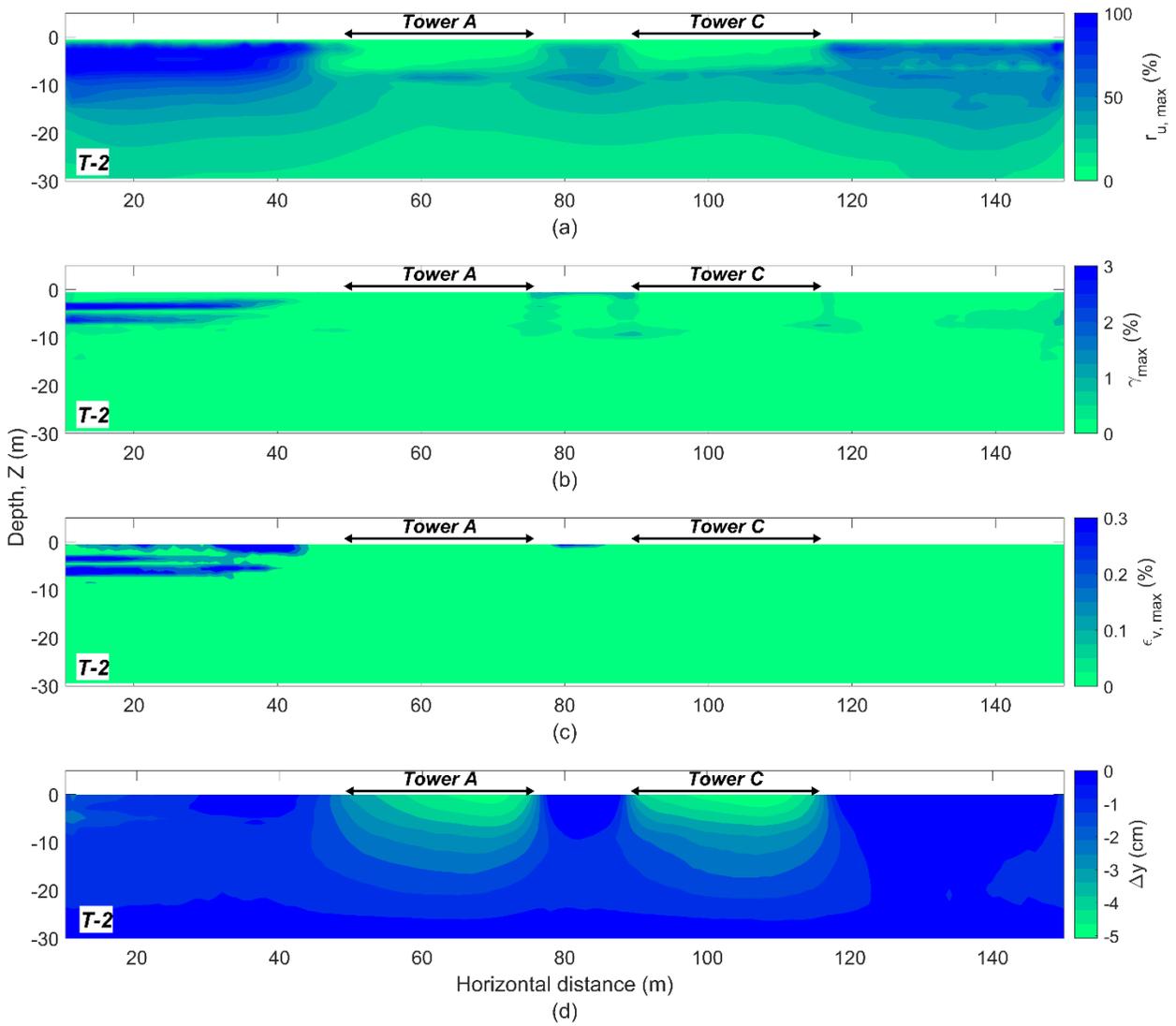


Figura A.5.21 Contornos de transecto T-2 con conductividad hidráulica variable y registro input SV90.

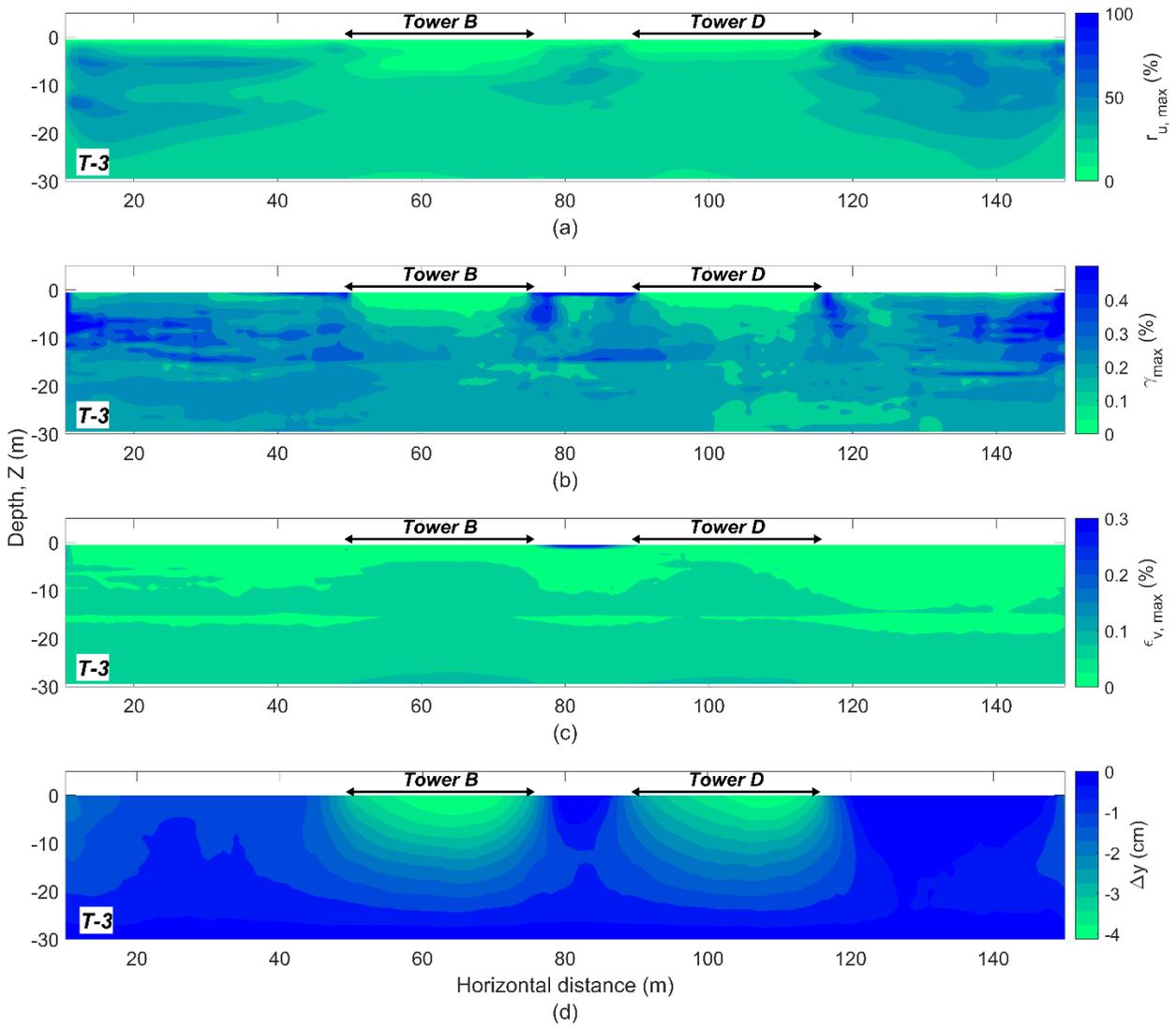


Figura A.5.22 Contornos de transecto T-3 con conductividad hidráulica variable y registro input SV90.

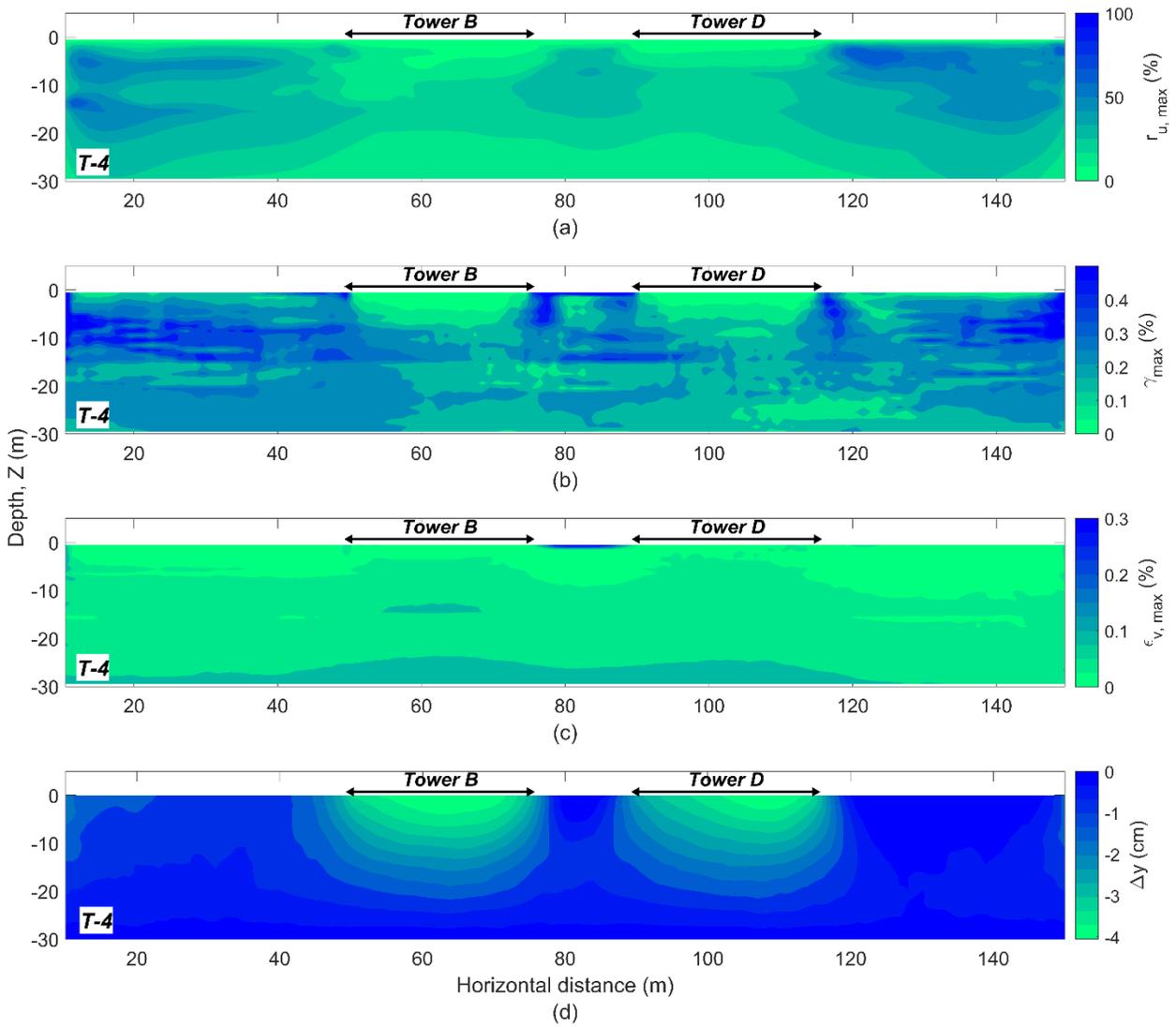


Figura A.5.23 Contornos de transecto T-4 con conductividad hidráulica variable y registro input SV90.

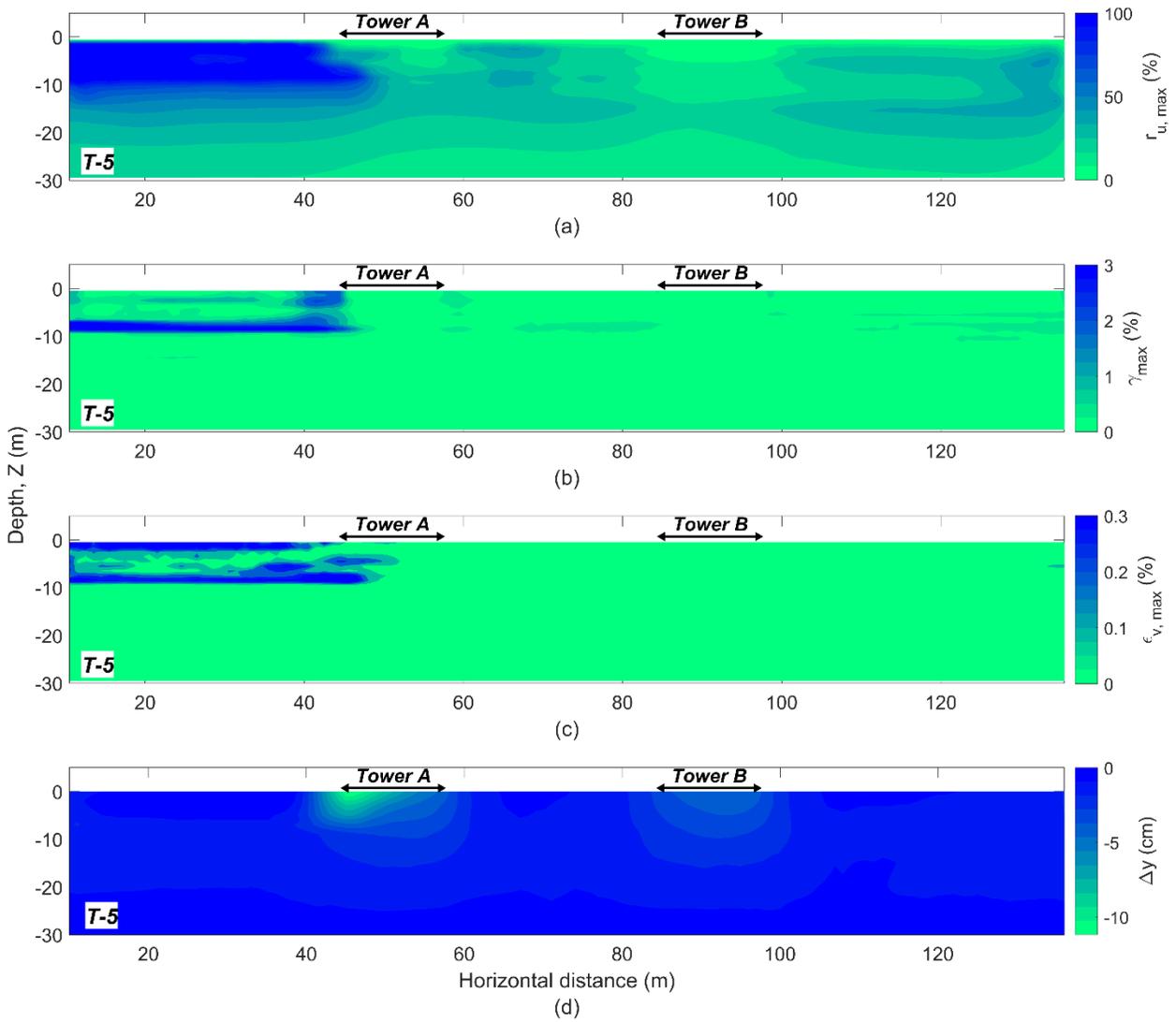


Figura A.5.24 Contornos de transecto T-5 con conductividad hidráulica variable y registro input SV90.

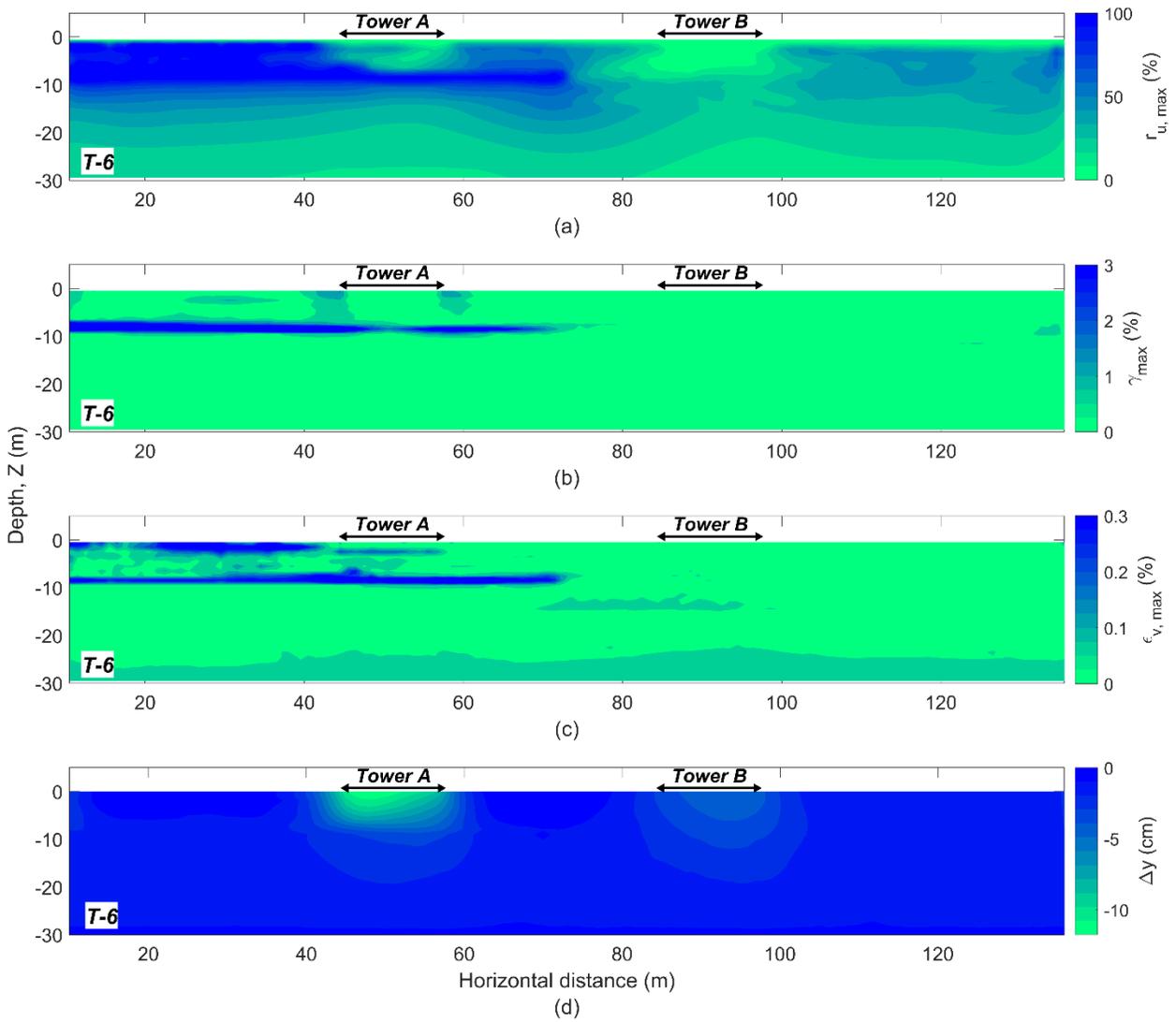


Figura A.5.25 Contornos de transecto T-6 con conductividad hidráulica variable y registro input SV90.

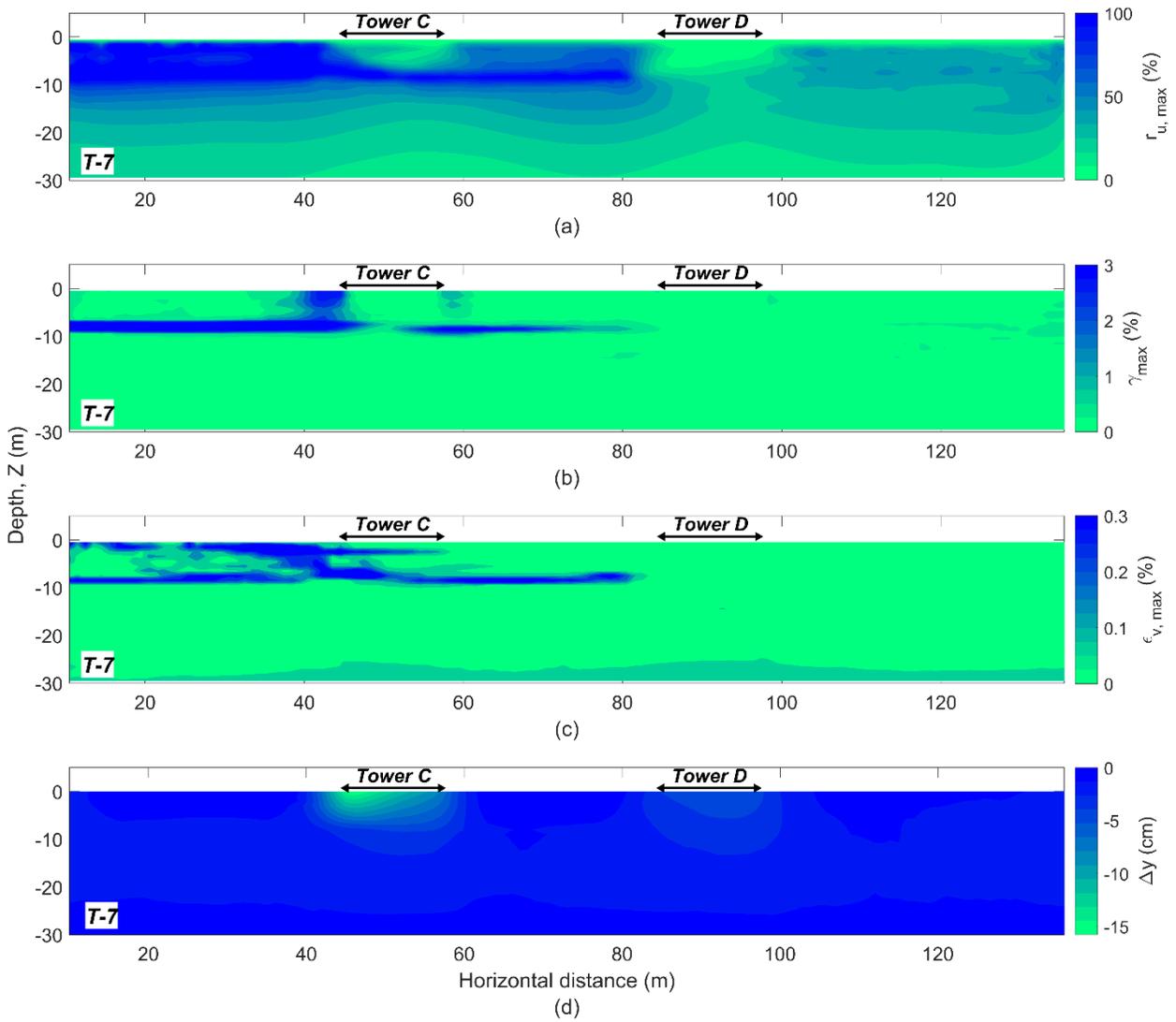


Figura A.5.26 Contornos de transecto T-7 con conductividad hidráulica variable y registro input SV90.

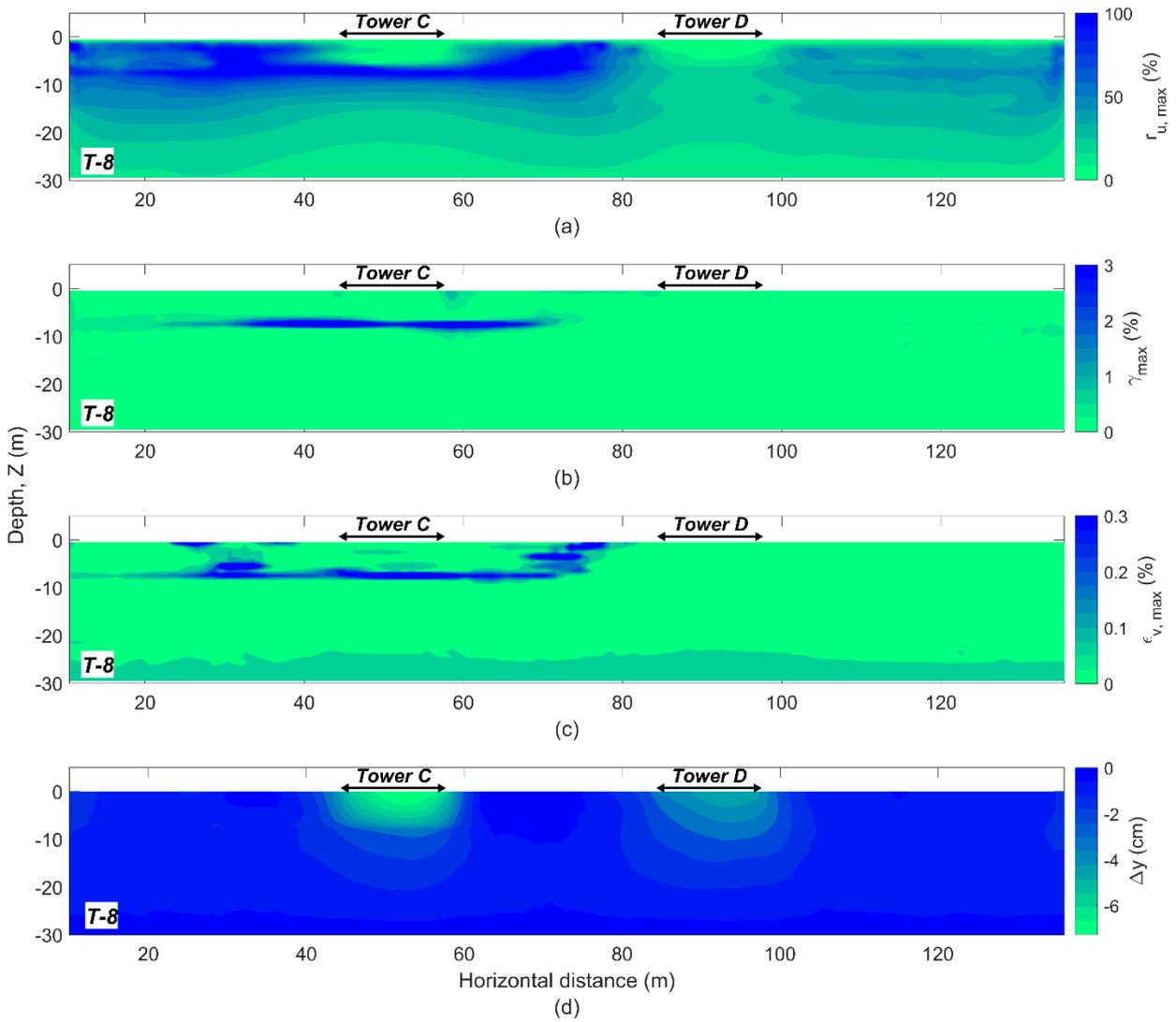


Figura A.5.27 Contornos de transecto T-8 con conductividad hidráulica variable y registro input SV90.