

# UNIVERSIDAD DEL BÍO-BÍO

FACULTAD DE INGENIERÍA

DEPARTAMENTO INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

**Profesor Patrocinante:** Franco Benedetti Leonelli

## **“ANÁLISIS DE DESEMPEÑO DE UNA ESTRUCTURA COMPLEJA SOMETIDA A CAMBIOS EN LA RIGIDEZ DE SU SUELO DE FUNDACIÓN”**

Proyecto de Título presentado en conformidad a los requisitos para obtener el título de Ingeniero Civil.

JUAN GUILLERMO ARAVENA SUAZO  
ALEX PATRICIO FUENTES MÉNDEZ

**CONCEPCIÓN, AGOSTO DEL 2016**

## AGRADECIMIENTOS

Agradezco a mi familia, a mi madre, padre, hermano, a mi novia, amigos y profesores. En este largo camino han existido muchas personas importantes para poder alcanzar la tan ansiada meta, muchas de ellas a pesar de no saberlo han de una u otra manera motivado el seguir adelante, el no parar ni detenerse, no rendirse a pesar de las dificultades. Me gustaría poder agradecer a cada una de las personas que se han cruzado en este camino y que han hecho esto posible, en especial a mis padres. A mi madre, que le debo la vida y todo lo que soy, que me ha enseñado lo que es la responsabilidad, el trabajo y el esfuerzo. A mi padre que me ha enseñado a ver la vida con alegría y a ser paciente en algunas situaciones. A mi hermano que desde muy pequeño se ha preocupado por mí. Agradecer a mi novia por el amor y paciencia que me ha entregado día a día, a ella y mis amigos que son ellos los que te levantan una y otra vez cuando estás cansado, cuando en este largo camino ves la meta muy lejana a pesar de lo mucho que hayas caminado, a ellos, los que han hecho de esta etapa una etapa maravillosa, con momentos inolvidables que espero jamás terminen.

Hace seis años llene mi mochila de esperanzas y sueños, la cargue sobre mi espalda y comencé este largo camino que hoy llega a su fin, pero en el camino muchos me ayudaron a cargar con el peso, y me he dado cuenta que lo importante que lo importante no es llegar al fin del camino, lo realmente importante es el camino y las personas que cruzan por él.

Hoy es tiempo de volver a llenar mi mochila de esperanzas y sueños, y salir en la búsqueda de ellos.

*El presente que hoy vivimos, es solo el futuro de un pasado que un día escribimos.*

Alex Fuentes

A mi padre y a mi madre, que con su esfuerzo, trabajo y amor incondicional me dieron la oportunidad de estudiar y no preocuparme de nada más, a mis hermanos, que con su apoyo y la experiencia de haber vivido esta misma etapa me condujeron a través del camino. A mis tíos y primos, que siempre me han dado su apoyo y tratado como a un hijo, como un hermano, a pesar de la distancia y del tiempo. A mis amigos, en especial aquellos que me han acompañado desde los primeros pasos, aquellos que fueron mis primeros amigos y que después de tanto tiempo se mantienen a mi lado, hasta el final. A mi querida novia, que a pesar del poco tiempo que le he dedicado últimamente, siempre me ha brindado su apoyo incondicional, su amor y comprensión y ha sabido soportar mis caprichos y enojos. A mis abuelos, segundos padres, que sólo me han dado cariño, a cambio de nada, a pesar de todo. En especial a mi abuelo, que, con su rectitud, paciencia, sabiduría y comprensión, ha sido un pilar fundamental y que me ha motivado siempre a estudiar, a aprender, a entender cómo es el mundo, a jamás dejar de aprender y a nunca rendirme por nada. Y desde luego, a todos los profesores que se han encargado de darme la formación que tengo hasta ahora, desde que mis primeros pasos como escolar, hasta los últimos, como universitario, este proceso de tantos años, y que hoy ha llegado a una etapa tan importante. A mi profesor guía, que nos ha llevado de la mano en este difícil proceso y nos ha instruido y ayudado en todo momento. La vida es un camino, que recién comienza, y todos ustedes me ayudan a avanzar, paso a paso, día a día. Desde el fondo de mi ser, gracias, gracias totales.

Juan Aravena Suazo

**CONTENIDO**

<b>CAPÍTULO 1</b>	<b>INTRODUCCIÓN</b>	<b>5</b>
1.1	Planteamiento del problema.....	5
1.2	Objetivos.....	7
1.3	Metodología.....	7
<b>CAPÍTULO 2</b>	<b>MARCO TEÓRICO</b>	<b>10</b>
2.1	Aspecto conceptual.....	10
2.2	Estado del Arte.....	11
2.3	Caracterización del edificio estudiado.....	13
2.4	Perfil de suelo.....	15
<b>CAPÍTULO 3</b>	<b>METODOLOGÍA DE SIMULACIÓN</b>	<b>16</b>
3.1	Casos de estudio.....	16
3.2	Registros sísmicos.....	17
3.3	Estrategias de simulación y caracterización del modelo computacional.....	20
3.4	Modelo estructural.....	20
3.5	Modelo del suelo.....	21
3.6	Condiciones de borde.....	22
3.7	Interface suelo-estructura.....	22
3.8	Modelación de la demanda sísmica.....	22
<b>CAPÍTULO 4</b>	<b>ANÁLISIS DE RESULTADOS</b>	<b>25</b>
4.1	Interpretación de análisis.....	25
4.2	Análisis de desplazamiento.....	25
4.3	Análisis de drift entre pisos máximo.....	30
4.4	Comparación de drift global.....	35
4.5	Análisis de esfuerzo de corte máximo.....	37
4.6	Corte Basal.....	41
4.7	Análisis de resumen de daño.....	42
<b>CAPÍTULO 5</b>	<b>CONCLUSIONES</b>	<b>44</b>
5.1	Conclusiones generales.....	44
5.2	Recomendaciones Generales.....	45
<b>REFERENCIAS</b>		<b>46</b>
<b>ANEXO</b>		<b>47</b>

## **ANÁLISIS DE DESEMPEÑO DE UNA ESTRUCTURA COMPLEJA SOMETIDA A CAMBIOS EN LA RIGIDEZ DE SU SUELO DE FUNDACIÓN.**

**Autores: Juan Aravena Suazo & Alex Fuentes Méndez**

Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad del Bío-Bío  
Correos Electrónicos: juaarave@gmail.com, apfuate@alumnos.ubiobio.cl

**Profesor Patrocinante: Franco Benedetti Leonelli**

Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad del Bío-Bío  
Correo Electrónico: fbenedet@ubiobio.cl

### RESUMEN

La Interacción Suelo Estructura es un fenómeno que determina la respuesta real de un sistema estructural ante una demanda sísmica. Los códigos de diseño actual, sin embargo, consideran al suelo y a la estructura como sistemas independientes, sin considerar la relación dinámica existente. Dentro de este contexto surge la pregunta de si incluir efectivamente la interacción suelo – estructura es importante en el diseño sísmico.

En este proyecto se toma como base un modelo existente que considera de manera óptima las no linealidades del suelo y considera una estructura real existente. Se plantean cuatro escenarios de fundación, un escenario en que se mantienen las condiciones reales existentes, otro en que se sustituye todo el primer estrato por un suelo de una menor rigidez, un tercer escenario en que se realiza un mejoramiento del suelo mediante un relleno compactado, y un cuarto caso en que el mejoramiento es aún mayor mediante la técnica de vibrosustitución. A su vez se consideran distintos registros sísmicos, Concepción, 2010, San Pedro, 2010, Kocaeli, 1999 y Northridge, 1994.

Los resultados obtenidos se interpretan mediante indicadores de daño y desempeño sísmico, el cual se divide en daños a nivel global y daños a nivel local. A nivel global se tiene: Desplazamiento de

la estructura, drift máximo relativo entre pisos, drift global de la estructura, esfuerzos de corte y corte basal. A nivel local se analizan los elementos de la estructura.

La creencia común es que suelos más rígidos, y con mayor capacidad de soporte, son beneficiosos en el desempeño estructural. Sin embargo, los resultados muestran un comportamiento destacable. Suelos de rigidez muy alta traspasan una mayor demanda a la estructura, la cual, si es sometida a demandas sísmicas de gran intensidad, provoca un mayor daño en los elementos del sistema. Suelos de rigidez muy baja son susceptibles a la rotación vertical de la estructura, y estos se vuelven sensibles a los efectos de segundo orden. En general, los resultados obtenidos muestran que la interacción suelo – fundación – estructura no debiera ser simplificada en el diseño sísmico.

**Palabras claves: Interacción suelo – fundación – estructura, demandas sísmicas, no linealidad, análisis dominio del tiempo, desempeño sísmico, rigidez del suelo de fundación**

9242 Palabras Texto + 24 Figuras/Tablas\*300 = 16442 Palabras Totales Aproximadas

## **PERFORMANCE ANALYSIS OF A COMPLEX STRUCTURE DUE TO CHANGES IN THE STIFFNESS OF ITS FOUNDATION SOIL.**

**Authors: Juan Aravena Suazo & Alex Fuentes Méndez**

Department of Civil and Environmental Engineering, University of Bío-Bío

Emails: juaarave@gmail.com, apfuentes@alumnos.ubiobio.cl

**Professor Sponsor: Franco Benedetti Leonelli**

Department of Civil and Environmental Engineering, University of Bío-Bío

Email: fbenedet@ubiobio.cl

### **ABSTRACT**

Soil Structure Interaction is a phenomenon that determines the actual response of a structural system due to a seismic demand. The current design codes, however, consider the soil and the structure as independent systems, regardless of the dynamic relationship. Within this context arise the question of whether or include the soil –structure interaction is important in the seismic design. This project is based on an existing model that considers optimally nonlinearities of soil and considers a real existing structure. Four scenarios of foundation arise, a scenario in which existing real conditions remain raised, another in which it is replaced all the first layer for less stiffness soil, a third scenario in which a soil improvement is made using a compacted fill, and a fourth case where the improvement is even greater by vibro-replacement technique. In turn are considered distinct seismic records, Concepcion, 2010, San Pedro, 2010, Kocaeli, 1999 and 1994 Northridge. The results are interpreted by injury indicators and seismic performance, which is divided in damage globally and locally damage. Globally it has: Displacement of the structure, drift relative maximum between floors, global drift of the structure, story shear and basal shear stress. Locally the elements of the structure are analyzed.

The common belief is that floors more rigid, and with more bearing capacity, are beneficial in the structural performance. However, the results show a remarkable behavior. Floors with high

stiffness increased demand transgress to the structure, which, if subjected to high intensity seismic demands, causes further damage to the system elements. Very low stiffness floors are susceptible to vertical rotation of the structure, and these become sensitive to second order effects. Overall, the results show that the interaction soil - foundation - structure should not be simplified in seismic design.

**Keywords: soil – foundation – structure interaction, seismic demand, non linearity, time domain analysis, seismic performance, soil foundation stiffness**



## CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN

### 1.1 Planteamiento del problema

La ingeniería es una ciencia que involucra una gran cantidad de temas y conceptos. En términos estructurales, la ingeniería siempre ha sido fiel al diseño de estructuras que sean capaces de soportar distintos tipos de cargas y permanecer de pie; estructuras robustas, que aseguren la vida ante una eventualidad, como una sollicitación sísmica. Pese a esto, no se le ha prestado la suficiente atención al sistema suelo – estructura como un todo. Y aunque el funcionamiento de la fundación sea tomado en cuenta, poca importancia se le da a la no linealidad del suelo y a la fundación (Anastasopoulos et. al. 2009). Actualmente, en el mundo de la ingeniería, existen métodos de diseño sísmico que pueden envolver ciertas prácticas y principios que no son siempre precisos.

El efecto de la interacción suelo – fundación – estructura (SFSI) tampoco está libre de concepciones erróneas (Mylonakis & Gazetas, 2000). Aún más, los efectos del SFSI son comúnmente despreciados en el diseño sísmico de estructuras, y la respuesta dinámica se evalúa con el supuesto de la existencia de una base “fija”, es decir, el movimiento de la base de la estructura y el movimiento del terreno se encuentran acoplados, omitiendo los desplazamientos sísmicos del suelo, y tampoco tomando en cuenta cómo afecta la respuesta dinámica del sistema suelo – fundación en el comportamiento de la estructura.

Comúnmente se cree que un sitio de fundación “rígido”, con alta capacidad de soporte, puede conducir a un desempeño estructural mejor en comparación a suelos blandos. Esto ha llevado a una creencia común de que es siempre benéfico el efecto del SFSI en el desempeño de estructuras, a pesar de que la realidad puede diferir en muchos casos. Aparentemente, esta percepción es causada por una sobre simplificación en la naturaleza de la demanda sísmica adoptada en los códigos. La mayoría de estos códigos de diseño sísmico asumen que el efecto del SFSI siempre reduce la demanda sísmica, por lo que consideran una aproximación conservadora de la realidad descartar los efectos de la interacción. Justamente, el estándar FEMA 450 establece que si se considera el efecto del SFSI se produce una reducción del momento y demanda de corte de hasta un 30% con respecto al modelo de base fija.

Desde un punto de vista general, el efecto de la interacción suelo-estructura en la respuesta y desempeño de la mayoría de las estructuras es pequeño, pero en ciertos casos puede ser significativo. Identificar cuando corresponde a cada caso es una tarea relativamente difícil y no directa, y debiera ser revisada exhaustivamente (Benedetti, 2015).

Hasta el momento, diversos autores se han referido al análisis suelo – fundación – estructura y a la respuesta dinámica debido a cargas sísmicas (Mylonakis & Gazetas, 2000, Anastasopoulos et. al. 2009, Priestley et. al. 2007, etc.). Sin embargo, la mayoría de estos estudios se restringen a análisis con respecto a sistemas lineales, con estructuras de un grado de libertad, perfiles de suelo simples y lineales, y demandas sísmicas simplificadas. Hasta que no se realicen estudios sobre edificaciones reales, el comportamiento y desempeño de las estructuras complejas permanecerán sin respuesta, y el impacto de las propiedades del suelo en el sitio de fundación continuará siendo una incógnita en la información que se ha logrado hasta el momento en el diseño estructural.

Es en este sentido que Benedetti (2015) realiza un análisis del desempeño estructural de un edificio real de mediana altura, ubicado en la ciudad de Concepción, Chile. Modelando esta estructura mediante softwares estructurales y recreando el suelo subyacente mediante elementos finitos, con todos sus estratos, analiza la respuesta del sistema ante un estímulo sísmico registrado pocos años antes. El daño que presenta el edificio está bien documentado, permitiendo así un punto de comparación entre el registro de daños existentes y los datos generados en el análisis computacional.

El objetivo de este estudio es, precisamente, continuar con las investigaciones de Benedetti y otros autores en la literatura y ampliar el análisis a distintos casos de rigideces del suelo bajo la fundación, diferentes excitaciones sísmicas, y así lograr obtener resultados y generar observaciones que puedan apoyar el conocimiento del comportamiento sísmico, que aún permanece en la incertidumbre. Para esto se utilizarán los modelos computacionales creados por Benedetti, basados en el software OpenSees, pero adaptados a los casos de estudio que se plantean, los que consisten en modificar la rigidez del suelo bajo la fundación, y ejecutar los análisis para distintos registros medidos en los sismos de Northridge, Kocaeli y Maule, en conjunto con los resultados obtenidos sobre el sismo registrado en Concepción.

Comparando los resultados globales y locales obtenidos para cada registro, mediante los desplazamientos, drifts, esfuerzo de corte y resúmenes de daño en los elementos, se espera obtener

evidencia que fundamente el comportamiento de la interacción suelo – estructura y que justifique el supuesto de que una base más rígida es “perjudicial” para la estructura.

## **1.2 Objetivos**

### *1.2.1 General*

Analizar el efecto del cambio de la rigidez del suelo de fundación en el desempeño sísmico y en el nivel de daño de un sistema complejo suelo – fundación – estructura, por medio de simulaciones numéricas para distintos casos de estudio.

### *1.2.2 Específicos*

- Establecer el marco conceptual de la investigación para definir los escenarios de estudio.
- Adaptar el modelo numérico existente para cada uno de los distintos escenarios.
- Ejecutar simulaciones numéricas para distintos suelos de fundación.
- Analizar la variación de distintos índices de desempeño estructural para cada caso de estudio.

## **1.3 Metodología**

En la Figura N° 1 se observa un esquema general de los pasos a seguir respecto a los objetivos propuestos en este informe.

En la columna izquierda se muestra el trabajo dividido en 4 etapas principales, cada una de ellas asociada a un hito de término. En la parte central se señalan las actividades que se llevan a cabo durante el desarrollo de cada etapa.

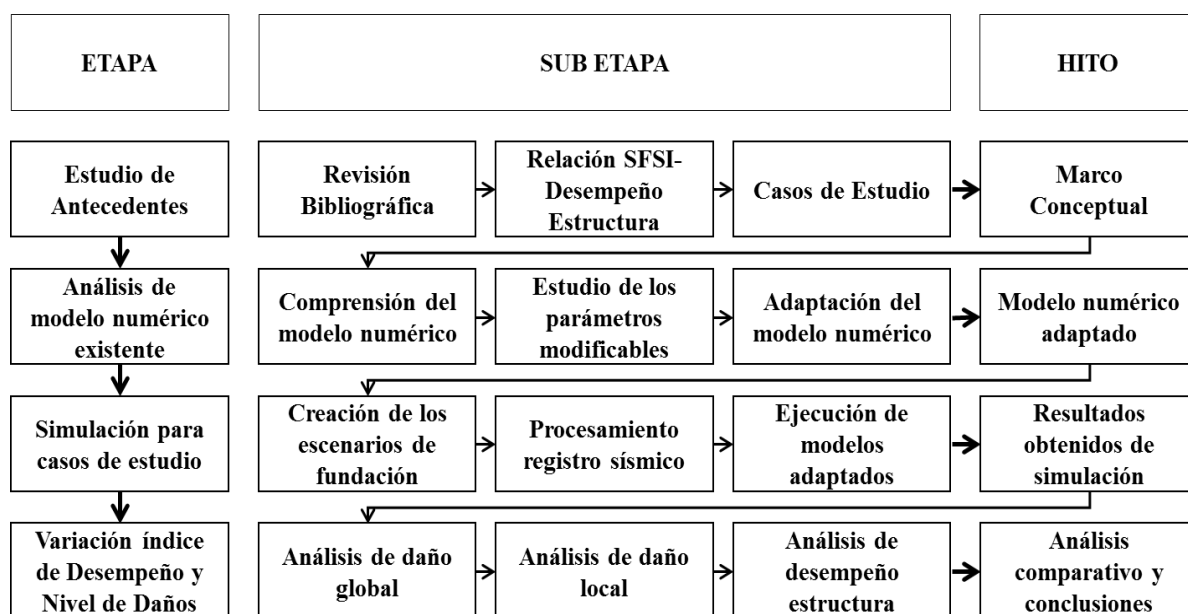


Figura N° 1. Metodología general

El trabajo realizado en este estudio está dividido en cuatro etapas principales:

- Estudio de antecedentes: Corresponde al entendimiento a través del análisis de literatura de la interacción suelo – fundación – estructura, y cómo ésta se relaciona con el comportamiento de la estructura en términos de desempeño estructural, respuesta no lineal, nivel de daño, comportamiento sísmico y el estudio y selección de los casos de estudio a utilizar.
- Análisis de modelo numérico existente: En esta etapa se estudian el modelo computacional proporcionado y las estrategias de simulación utilizadas. Se analizan las variables y parámetros del modelo, en particular aquellas que se van a intervenir y adaptar para los casos de estudio establecidos.
- Simulación para casos de estudio: Se selecciona una estructura real, ubicada en Concepción, Chile. Se procede a manipular y normalizar los registros sísmicos medidos en Concepción, San Pedro, Northridge y Kocaeli, que son parte de los datos de entrada del modelo numérico adaptado, y posteriormente incluirlos en éste para comenzar la ejecución. Para el análisis de cada registro sísmico se ingresan las fuerzas y parámetros de tiempo por los correspondientes a cada caso.

Parte muy importante de los datos de entrada del modelo son los parámetros de suelo asociados a los diferentes escenarios. Se utilizan cuatro diferentes condiciones de rigidez de fundación. Un

primer caso equivalente a la condición real existente de arena  $V_s = 265$  m/s, un segundo caso de menor rigidez en el primer estrato  $V_s = 120$  m/s. El tercer caso considera un mejoramiento del suelo bajo la fundación por un suelo rígido de  $V_s = 300$  m/s, el cuarto caso es un mejoramiento aún mayor,  $V_s = 400$  m/s. Con los resultados se generan gráficos de desempeño para su posterior análisis.

- Variación de los índices de desempeño y niveles de daños: Se estudian los datos obtenidos desde los análisis y para cada caso se procede a analizar de manera global el desplazamiento de la estructura, drifts y esfuerzos de corte. De manera local se analizan los resúmenes de daños.

Finalmente se desarrollan conclusiones de cómo el cambio en las condiciones de suelo – fundación y demanda sísmica afectan a la respuesta, el comportamiento y el rendimiento del edificio estudiado. Se realizan recomendaciones a futuras líneas de investigación.

## CAPÍTULO 2 MARCO TEÓRICO

### 2.1 Aspecto conceptual

La respuesta de una estructura ante una sollicitación sísmica está definida por la interacción de tres sistemas: estructura, fundación y suelo bajo la fundación. Los términos interacción suelo – estructura (SSI) e interacción suelo – fundación – estructura (SFSI) se refieren al mismo fenómeno, por lo que son usados para el mismo propósito en la literatura. El análisis de esta interacción evalúa la respuesta de los tres sistemas al momento de caracterizar los movimientos del suelo debido a una demanda sísmica.

Los efectos del SFSI pueden ser diferenciados en dos tipos de interacción (Stewart, 1999):

- **Interacción cinemática:** Cuando una fundación rígida y/o empotrada es alcanzada por ondas sísmicas, el movimiento sísmico es filtrado, y el movimiento en la fundación difiere del movimiento a campo libre, además, para fundaciones profundas, aparece una reducción de la amplitud del movimiento traslacional y un amortiguamiento. Estos efectos cinemáticos son normalmente descritos por funciones de transferencia en dominio de la frecuencia, relacionando el movimiento de campo libre con el movimiento que podría ocurrir a nivel de fundación.
- **Interacción inercial:** Las fuerzas inerciales desarrolladas en la estructura, debido a sus propias vibraciones sísmicas, generan un aumento en su corte basal y en su momento, lo cual tiende a aumentar los desplazamientos de la estructura, además surgen desplazamientos relativos entre el suelo y la fundación. Todos estos efectos inerciales conducen a un mayor periodo natural de la estructura y mayores amortiguamientos debido a la radiación de ondas sísmica.

El término campo libre hace relación al movimiento que no es afectado por una vibración estructural o por las ondas de dispersión en y alrededor de la fundación (NIST GCR 12-917-21).

A su vez, los términos interacción cinemática y dinámica fueron introducidos en 1975 por Robert Whitman (Kausel, 2010). En el contexto de análisis y diseño, estos efectos están relacionados a:

- **Rigidez de fundación y amortiguamiento:** La inercia desarrollada en una estructura vibratoria da lugar al corte en la base, momento y torsión. Estas fuerzas generan desplazamientos y rotaciones en la interface suelo – fundación. Los desplazamientos y rotaciones sólo son posibles debido a la flexibilidad en el sistema suelo – fundación, lo cual contribuye significativamente a la flexibilidad total de la estructura (e incrementa el periodo de la estructura). Aún más, estos fenómenos dan lugar a la disipación de la energía vía radiación por amortiguamiento, y la histerética de amortiguamiento del suelo, el cual puede afectar significativamente a todo el amortiguamiento del sistema. Dado que estos efectos están arraigados en la inercia estructural, se refieren a estos como efectos de la interacción inercial.
- **Variación entre el “input” de movimientos de fundación y movimientos de campo libre:** El input de los movimientos de fundación y los movimientos de campo libre pueden diferir debido a: (i) interacción cinemática, en la cual los elementos de la fundación rígida, ubicados en, o, bajo el suelo, causan movimientos en la fundación para desviar los movimientos del campo libre para repartir proporcionalmente la losa de la base, las ondas de dispersión, y los efectos del empotramiento en la ausencia de la inercia de la estructura y la fundación; (ii) desplazamientos relativos y rotaciones entre la fundación y el campo libre asociado con la inercia de la estructura y la fundación.
- **Deformación de la fundación:** Deformaciones flexionales, axiales y por corte de los elementos de la fundación estructural. Ocurre como un resultado de las fuerzas y los desplazamientos aplicados por la superestructura y por el suelo. Esto representa la demanda sísmica para la cual los componentes de la fundación deberían ser diseñados.

## **2.2 Estado del Arte**

Hasta el momento, varios autores se han referido a la interacción suelo – fundación – estructura. En el año 2000, Mylonakis y Gazetas indican, en términos del desempeño sísmico, que los efectos del SFSI pueden ser tanto benéficos como perjudiciales. Esto debido a las distintas combinaciones

entre las propiedades dinámicas de la estructura, suelo circundante, fundación, y los movimientos del suelo.

Los efectos del SFSI sobre la respuesta y el rendimiento de la mayoría de las estructuras son bajos, pero existen casos documentados en que sus efectos pueden ser significativos. En este sentido, pensar en modificar la actual filosofía de diseño no está tan alejado de la realidad. Al comparar el diseño convencional contra una nueva filosofía en que la fundación se “sub – dimensiona”, induciendo el fenómeno de rótula plástica en el suelo (Anastasopoulos et. al. 2009). Los resultados de los análisis realizados bajo este contexto indican que la capacidad de ductilidad de esta nueva filosofía es mayor, debido a la provocación de una falla progresiva en el suelo. El desempeño sísmico en ambas alternativas es totalmente aceptable para sismos de mediana intensidad, que no exceda los límites de diseño. Para sismos de gran intensidad, en cambio, el desempeño del caso con falla progresiva en el suelo es ventajoso, no solo al evitar el colapso, sino que, evitando, en gran medida, cualquier deformación estructural inelástica. Sin embargo, se puede experimentar incrementos residuales de asentamiento y rotación, un precio a pagar que podría ser apropiadamente juzgado en el diseño.

Tradicionalmente, el diseño sísmico de estructuras ha sido basado principalmente en fuerzas (Priestley et. al. 2007). Sin embargo, se ha reconocido durante un tiempo considerable que la fuerza tiene una importancia menor cuando se consideran las acciones sísmicas. Con el objetivo de mitigar las deficiencias en el diseño actual basado en la fuerza, se ha desarrollado el procedimiento conocido como Diseño Directo Basado en Desplazamiento (DDBD). La diferencia fundamental con el diseño basado en la fuerza es que el DDBD caracteriza la estructura a diseñar por una representación de un solo grado de libertad del desempeño en la respuesta máxima de desplazamiento, más que por sus características elásticas iniciales. Esto se basa en el enfoque de una “Estructura Sustituta”.

La interacción suelo – fundación – estructura es una propiedad que puede modificar de manera significativa la respuesta dinámica de cualquier estructura. Aunque éste fenómeno es relevante en el diseño, su consideración plantea un gran desafío. Enfocar este problema en el dominio del tiempo es una práctica que requiere de una gran capacidad computacional, y aunque puede aplicar de manera efectiva las no linealidades, no existen modelos que aborden con precisión esta situación. Benedetti (2015) plantea una estrategia de modelación numérica para un gran dominio de SFSI, utilizando elementos finitos, con el uso de la computación paralela y el método de reducción del



dominio, aplicado a una estructura de hormigón armado que fue afectada por el terremoto de Chile en 2010. En primer lugar, se da mayor empotramiento a la estructura agregando un sótano adicional. En el segundo caso se modela un mejoramiento de suelo, sustituyendo el material por debajo de la base por uno más rígido. Los resultados muestran un buen ajuste entre el daño observado y el desempeño del modelo, y ponen en evidencia que, para la misma demanda sísmica, ambos casos provocan un menor desempeño sísmico y mayores niveles de daño en comparación con lo observado en la estructura “real”. Este se puede asociar a un aumento en la energía sísmica transferida a la estructura debido a una base más rígida.

### 2.3 Caracterización del edificio estudiado

La estructura estudiada es un edificio ubicado en el centro de Concepción, Chile (Figura N° 2), y corresponde a una estructura de hormigón armado, de diecisiete pisos, con un subterráneo. Está compuesto por dos torres, A y B, con un eje de simetría de 45° entre ambas torres. La altura del edificio es de 46 metros.

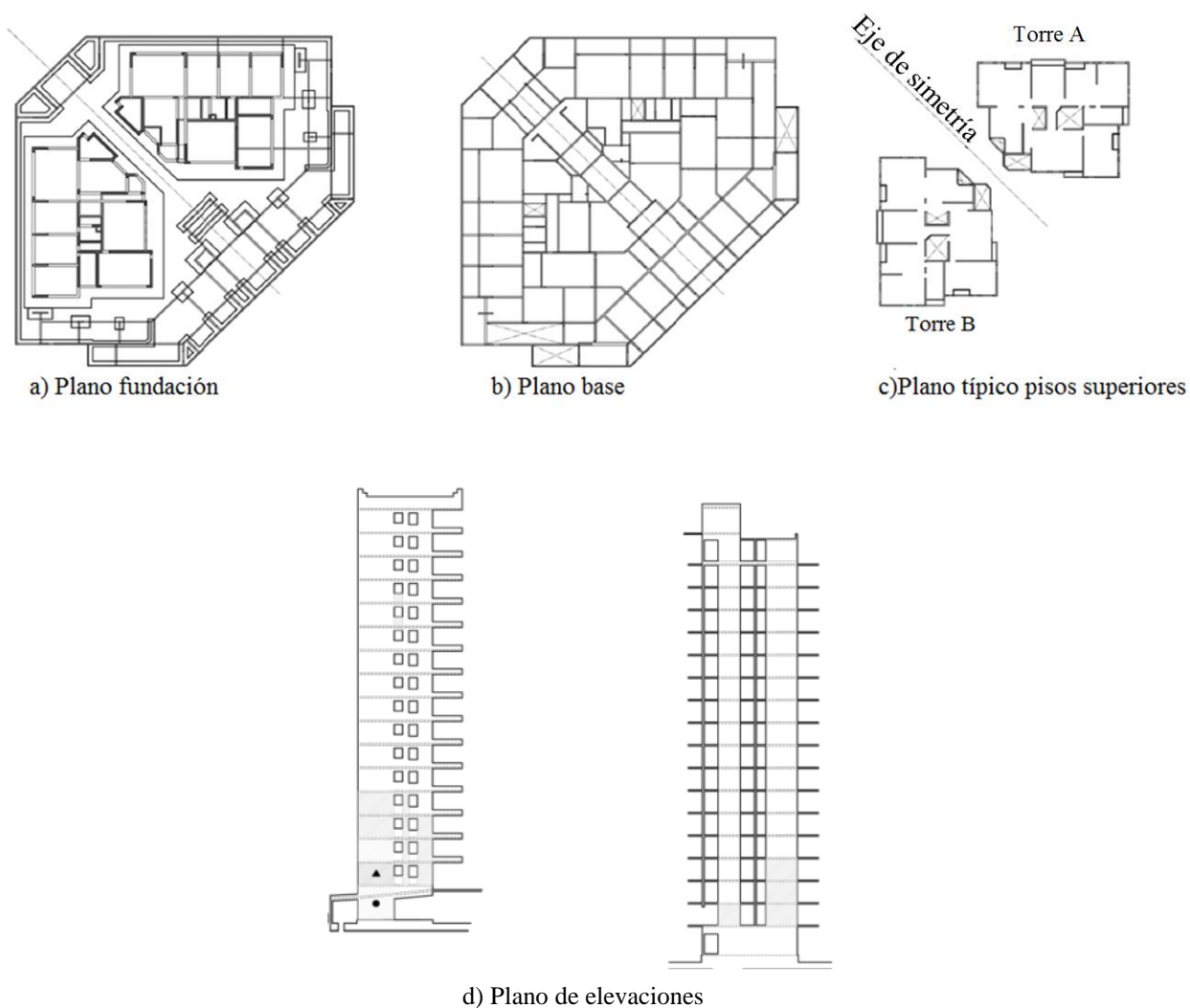
El sistema de fundación (Figura N° 3) del edificio está basado en dos losas y varias zapatas, conectadas por vigas, formando ejes resistentes a lo largo de las direcciones principales de la estructura.

Ambas torres concentran su rigidez en el centro de cada planta, donde el ascensor y las escaleras están ubicados.



**Figura N° 2. Edificio Plaza Mayor IV, Concepción Centro**

El sismo de Maule, 2010, causó daños severos en el edificio, por lo que tuvo que ser reacondicionado y reforzado. Se observaron daños extensos por corte en muros de la planta bajo tierra y en los primeros pisos, pero no homogéneamente distribuidos, ya que la mayoría de las fallas severas estuvieron orientadas a lo largo de la orientación transversal de cada torre. Daños menores a moderados se encontraron en vigas y losas. No hubo daño observable en las fundaciones ni en el perímetro de los muros bajo tierra.



**Figura N° 3. Plano edificio**

## 2.4 Perfil de suelo

El sitio de fundación es un depósito de arena aluvial, el cual puede ser clasificado como un suelo tipo D (densidad media del suelo), de acuerdo al estándar sísmico chileno. Se desarrollaron pruebas geofísicas por Montalva (2014) para la caracterización del sitio. El perfil de velocidades de propagación de ondas de corte y compresión (Figura N° 4), muestra cinco capas de suelo, con una velocidad  $V_{s30}$  de 264 m/s. La Tabla N°1 resume las características del suelo.

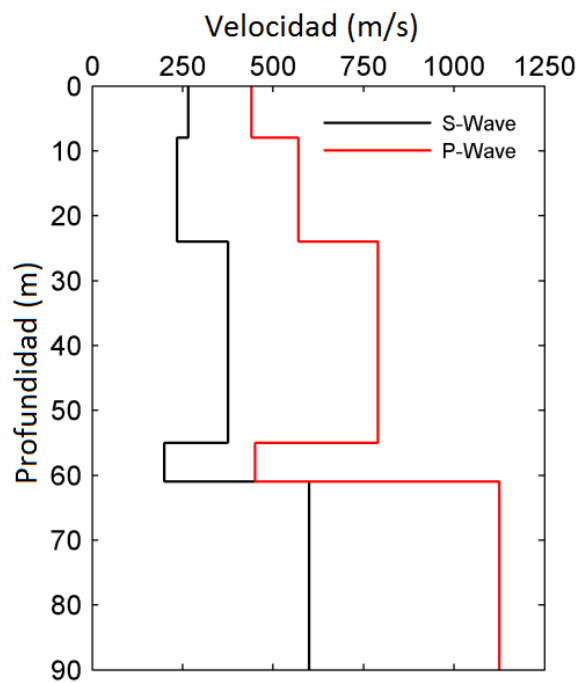


Figura N° 4. Perfil del suelo existente

Tabla N° 1. Parámetros de suelo existente

Parámetro	Medición
Profundidad sedimentos	67 m
Frecuencia fundamental	1.58 Hz
$V_{s30}$	264 m/s

## CAPÍTULO 3 METODOLOGÍA DE SIMULACIÓN

### 3.1 Casos de estudio

Se evaluará el desempeño de una estructura real ubicada en Concepción, Chile. La evaluación se realizará en 4 diferentes escenarios de suelo de fundación:

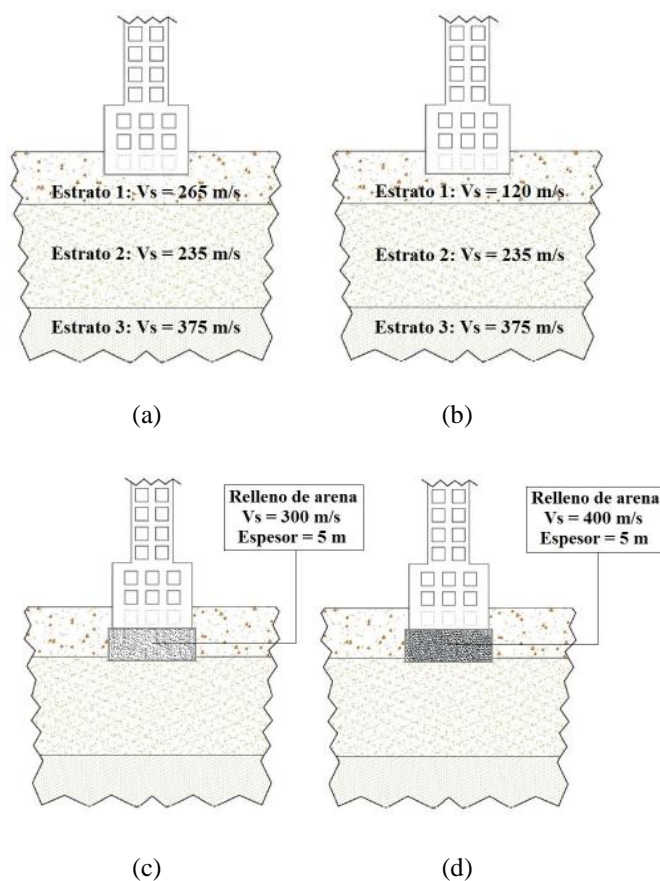
Caso base: Se presentan las condiciones reales encontradas en el sitio de fundación, correspondiente al suelo de arena aluvial, con un valor de  $V_s = 265$  m/s en el primer estrato, al que se referirá como Caso Base.

Rigidez reducida: Caso de “empeoramiento” del suelo, en el que se sustituirá el primer estrato por un suelo de menor rigidez, que tendrá un  $V_s$  menor, con un valor de  $V_s = 120$  m/s. Manteniendo los 2 estratos inferiores intactos.

Relleno compactado: Mejoramiento de suelo, en el cual se realizará una sustitución de un volumen de suelo bajo la fundación de un espesor de 5 metros, por un relleno de mayor densidad con un  $V_s = 300$  m/s.

Relleno por Vibrosustitución: Relleno de mejor compactación, usando la técnica de Vibrosustitución, cuya velocidad alcanza un  $V_s = 400$  m/s.

Los valores de  $V_s$  utilizados fueron calculados de manera teórica, por lo que su uso en condiciones prácticas está limitado, y fueron seleccionados restringiéndose por la clasificación sísmica real presente en el lugar (suelo tipo D). Los diferentes casos se muestran la Figura N° 5.



**Figura N° 5. Casos de estudio. (a) Caso base (b) Rigidez Reducida (c) Relleno compactado (d) Relleno por Vibrosustitución**

### 3.2 Registros sísmicos

Para el análisis de desempeño de la estructura se eligen distintos registros sísmicos que proyecten distintas sollicitaciones en el edificio. Con el fin de tener una gama amplia de registros y contenidos de frecuencia, se eligen tres demandas sísmicas, una con dos estaciones, lo que resulta en cuatro registros medidos. Los sismos elegidos son:

- Terremoto de Maule, Chile, 2010.
- Terremoto de Northridge, Los Angeles, Estados Unidos, 1994.
- Terremoto de Kocaeli, Turquía, 1999.

### **Terremoto de Maule, 2010.**

El terremoto de Maule del 2010 es uno de los terremotos chilenos más grandes registrados, alcanzando una magnitud Mw 8.8. Para este estudio se consideran dos estaciones sismográficas, ubicadas en Concepción y San Pedro.

- Registro de Concepción.

Presenta grandes amplitudes en los primeros segundos del registro, alcanzando un peak de aceleración horizontal de 0.4 g en la dirección longitudinal y 0.28 g en la dirección transversal. Un registro con un gran contenido de frecuencias obtenido en la estación de Concepción. Este registro es escogido por ser el registro original a la que la estructura fue sometida. Duración significativa de 88 segundos en la dirección transversal y 80.7 segundos en la dirección longitudinal.

- Registro de San Pedro.

Se registra un peak de aceleración horizontal superior a 0.59 g en la dirección EO y 0.66 g Norte – Sur, con una duración significativa de 73 segundos en la dirección EO y 69.4 segundos NS. El registro, en ambas direcciones, presenta un gran contenido de frecuencias y grandes amplitudes desde el comienzo del sismo hasta los primeros 40 segundos. Este registro posee la particularidad de ser correspondiente al mismo sismo de Chile, 2010, pero medido en otra estación, ubicada en San Pedro.

### **Terremoto de Northridge, California 1994.**

El epicentro del terremoto ocurrido en Los Angeles estuvo ubicado a 30 km desde Northridge. Con una magnitud estimada de Ms 6.6. La máxima aceleración horizontal en el registro es de 0,62 g, con una duración efectiva de 9 segundos. Se asume, por efectos de simplificación de análisis, que ambas direcciones poseen el mismo contenido de frecuencias y amplitudes. El registro carece particularmente de un gran contenido de frecuencias, pero posee un gran salto en la aceleración peak horizontal en los primeros segundos, desde 0.1 g aproximadamente hasta cerca de los 0.4 g entre los segundos 6 y 7. El registro es particularmente corto, siendo ideal para contrastar con los otros registros.

### Terremoto de Kocaeli, Turquía, 1999.

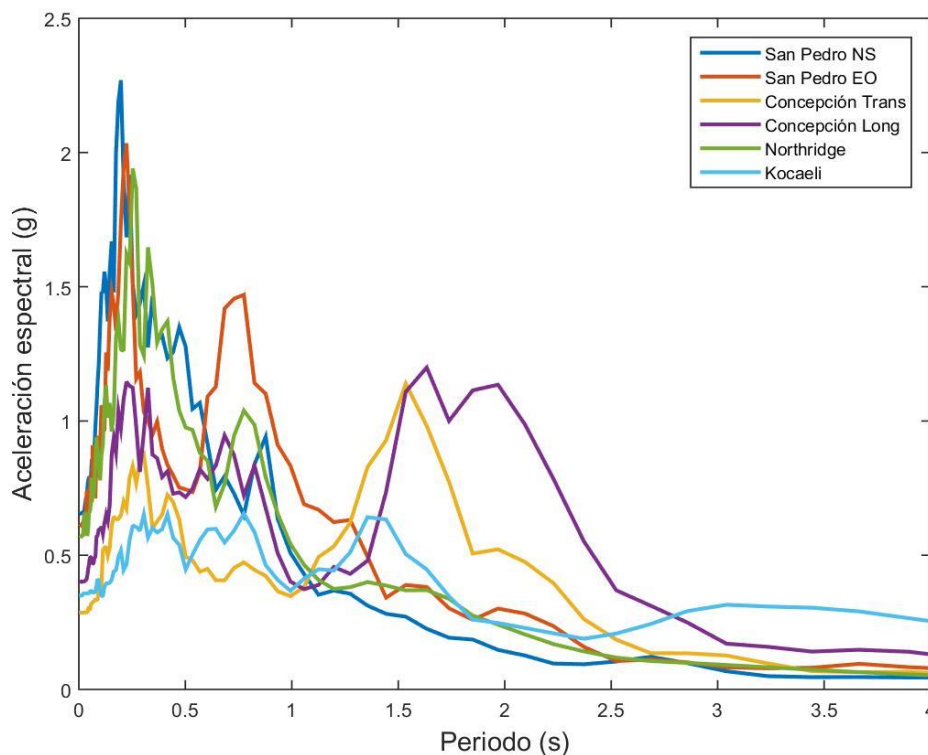
El sismo de Kocaeli alcanzó una magnitud Mw de 7.4 grados. La máxima aceleración horizontal de registro es de 0.32 g, con una duración efectiva de 15.9 segundos. Su contenido de frecuencias es relativamente alto, pero con amplitudes irregulares a lo largo del registro.

En la tabla N° 2 se presenta la comparación entre propiedades relevantes de los registros sísmicos utilizados.

**Tabla N° 2. Comparación de registros sísmicos**

<b>Sismo</b>	<b>Maule, 2010</b>				<b>Los Ángeles, 1994</b>	<b>Turquía, 1999</b>
<b>Magnitud</b>	8.8 Mw				6.6 Ms	7.4 Mw
<b>Estación</b>	Concepción		San Pedro		Northridge	Kocaeli
<b>Dirección</b>	Longitudinal	Transversal	Este – Oeste	Norte – Sur		
<b>Máxima Aceleración Horizontal</b>	0.4 g	0.28 g	0.59 g	0.66 g	0.62 g	0.32 g
<b>Máxima Velocidad del suelo (cm/s)</b>	58.8	54.2	47.5	31.9	52.7	56.7
<b>Máximo Desplazamiento Del suelo (cm)</b>	21.5	14.7	12.8	8.7	12.8	42.8
<b>Duración Significativa (s)</b>	80.7	88.1	73	69.4	9	15.9

A continuación, se muestran los distintos contenidos de amplitudes de cada registro sísmico (Figura N° 6).



**Figura N° 6. Gráfico de espectro de aceleraciones**

### 3.3 Estrategias de simulación y caracterización del modelo computacional

El modelo a utilizar corresponde a una adaptación del modelo numérico computacional de una estructura compleja creado por Benedetti en 2015, en su estudio “Efecto de la rigidez de fundación en el desempeño sísmico de un edificio de hormigón armado de mediana altura”.

Usando un enfoque en el dominio del tiempo, construye tres modelos no lineales de elementos finitos en el software OpenSees; la superestructura, el suelo, y la interface existente entre ellos.

### 3.4 Modelo estructural

El modelo estructural se creó con información detallada del edificio. Debido a la ausencia de daños, losas, cimientos y muros perimetrales del subterráneo fueron modelados usando placas elásticas. Aun cuando las losas de piso sufrieron daños, fueron definidas como placas elásticas debido al



daño local ocurrido. Vigas, columnas y muros fueron implementados con barras basadas en el desplazamiento, que permiten propagar la plasticidad a lo largo de los elementos.

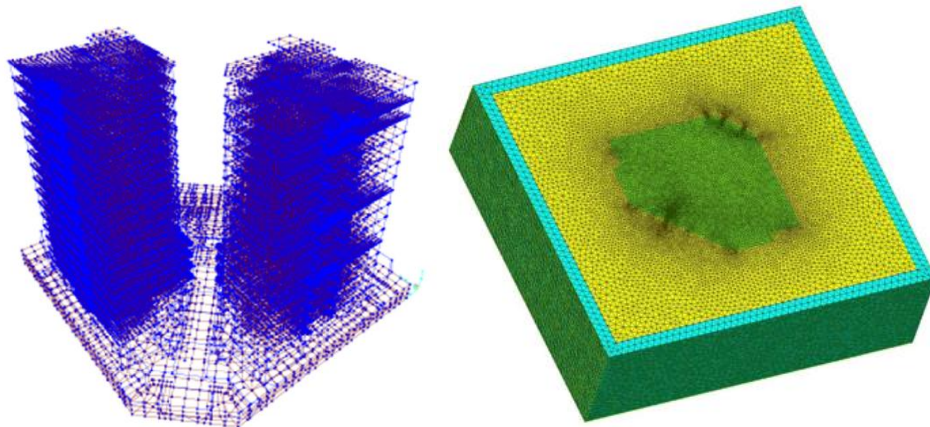
El modelo se convierte en una base de datos, con los datos de conectividad, coordenadas nodales y numeraciones, definición de elementos, asignación de secciones, etc. (Figura N° 7).

### 3.5 Modelo del suelo

Para modelar el suelo se utilizan elementos de bloque no lineales, excepto para una capa delgada de elementos del borde, los cuales deben ser elásticos debido al uso del método de reducción del dominio (DRM) utilizado.

La malla del dominio del suelo debe garantizar la estabilidad y reducir el riesgo de sobre amortiguamiento numérico, en base a esto se define el tamaño de los elementos.

Para una mejor distribución del gradiente de tensiones bajo la fundación, una malla refinada fue creada para el suelo cercano a la estructura. La malla de suelo creada por Benedetti se observa en la Figura N° 7.



**Figura N° 7. Modelo de elementos finitos del sistema**

Los parámetros de las arenas utilizadas en el modelo se muestran en la tabla N° 3.

**Tabla N° 3. Parámetros arenas caso base**

Estrato de suelo	Módulo de corte de referencia, $G_0$ (kPa)	Módulo de bulk de referencia, $K_0$ (kPa)	Relación de vacío inicial, $e_0$	Coefficiente de poisson, $\nu$	Peso unitario total $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )
1	121.170	565.470	0.7	0.4	18
2	105.790	493.714	0.7	0.4	19
3	250.000	1.166.666	0.6	0.4	20

### 3.6 Condiciones de borde

Las condiciones implementadas en el borde exterior del dominio del suelo no afectan la solución, porque teóricamente cuando se usa DRM, no se generan ondas salientes. Sin embargo, una capa absorbente de elementos se dispone rodeando a los elementos de suelo, conectando cada grado de libertad en la superficie con amortiguadores fijos.

### 3.7 Interface suelo-estructura

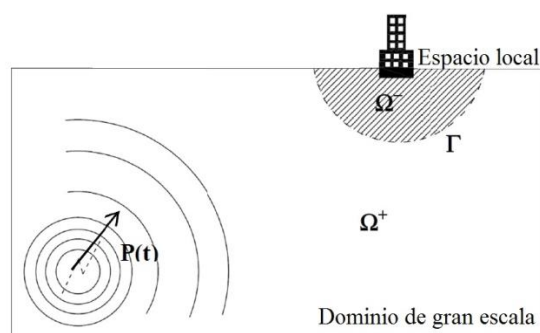
Los elementos que acoplan el modelo suelo y estructural controlan fuertemente el comportamiento y desempeño del sistema. La interface suelo – fundación debe conectar los dominios numéricos que tengan distintos grados de libertad nodal; traslacional y rotacional para los nodos de la estructura, pero solo traslacional para los nodos del suelo. Para unir estos nodos se crea entre ellos una capa de elementos y nodos auxiliares. Los nodos imaginarios se conectan a los nodos del suelo con elementos de contacto de fricción lineal. La conexión de los nodos de fundación con los imaginarios se realiza uniendo solo los con grados de libertad traslacional. Este enfoque permite modelar la geometría del suelo con mucha precisión y su comportamiento cinemático permite que la fundación se levante y deslice.

### 3.8 Modelación de la demanda sísmica

Existen diferentes métodos para evaluar los efectos del SFSI en estructuras de diferentes niveles de complejidad. Debido al problema del gran tamaño del modelado, es necesario el uso de herramientas avanzadas para optimizar los recursos.

En este contexto, el Método de reducción del dominio (DRM) es un procedimiento modular dinámico de dos pasos enfocado en reducir el tamaño del dominio computacional. El DRM indica que el análisis puede ser desarrollado solo con una región del área de interés cerca del espacio local. En este caso, el espacio local representa al sistema suelo – fundación – estructura, que en comparación con todo el espacio intermedio es mucho más pequeño.

Dado un problema SFSI, en un dominio de gran escala ( $\Omega^+$ ) donde la fuente de la excitación dinámica  $P(t)$  está lejos del sistema suelo-estructura, el DRM sugiere que podría ser benéfico poder despreciar el dominio fuera de alguna frontera relativamente cercana ( $\Gamma$ ) y analizar sólo el comportamiento del espacio local y su vecindad ( $\Omega^-$ ) y no el sistema completo. Para esto se debe realizar la transferencia de la carga  $P(t)$  desde la fuente a la vecindad del sistema suelo-fundación. Además, las fuerzas dinámicas deben estar apropiadamente propagadas hacia una frontera modelo mucho más pequeña ( $\Gamma$ ). La aplicación del DRM en un problema SFSI se grafica en la Figura N° 8.



**Figura N° 8. Aplicación del DRM a problemas de SFSI (Bielak et al., 2003)**

El primer paso del DRM transfiere la excitación dinámica a la frontera  $\Gamma$ . Los resultados de este paso son los movimientos de campo libre del suelo (aceleraciones, velocidades y desplazamientos) en la frontera  $\Gamma$ .

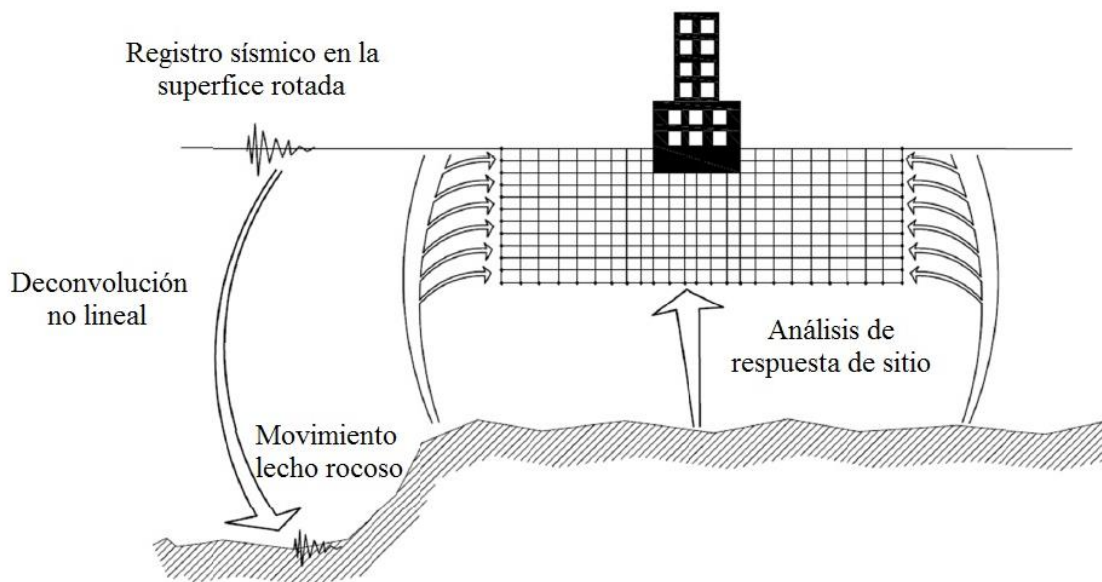
Utilizando los movimientos de campo libre en la frontera, Bielak et. al. (2003) y Yoshimura et. al. (2003) describen el procedimiento para calcular un campo de fuerzas efectivas. Las fuerzas efectivas representan la fuente sísmica propagada por toda la región de interés.

El segundo paso se resuelve solo en la región reducida donde el espacio local está ubicado, la excitación dinámica es reemplazada por el campo de fuerzas efectivas dentro de la frontera  $\Gamma$ .

### 3.8.1 Demanda Sísmica

En el primer paso, dado los registros sísmicos medidos en superficie, Concepción, San Pedro, Northridge y Kocaeli se requiere para cada uno de ellos y por separado realizar una deconvolución no lineal que considere las características del suelo de fundación para encontrar un movimiento en el lecho rocoso ficticio. Luego, se requiere realizar un análisis de respuesta de sitio para encontrar un nuevo registro en superficie ficticio, el cual, no será necesariamente igual al registro sísmico medido, que es lo que se busca, por lo que este es un proceso iterativo que consta de deconvolución no lineal y análisis de respuesta de sitio hasta encontrar un registro en superficie similar al medido.

Figura N° 9.



**Figura N° 9. Deconvolución y análisis de respuesta sitio desarrollado en el modelo**

En el segundo paso, la demanda sísmica necesita ser un campo de fuerzas efectivas, aplicada en los nodos de una capa simple de elementos en el borde del dominio del suelo. Para calcular estas fuerzas se debe resolver un problema auxiliar de elementos finitos utilizando OpenSees, encontrando así los valores de rigideces de los elementos y las fuerzas nodales. Puesto que cada fuerza nodal puede ser evaluada independientemente, el problema fue resuelto utilizando computación paralela.

## CAPÍTULO 4 ANÁLISIS DE RESULTADOS

### 4.1 Interpretación de análisis

Los casos de estudio contemplados consideran un aumento de rigidez desde un suelo con una rigidez extremadamente baja hasta un suelo mejorado, que alcanza una velocidad de propagación de onda de corte de 400 m/s. Para el análisis los casos de estudio son sometidos a diferentes demandas sísmicas correspondientes a registros medidos con distintos contenidos de frecuencias, amplitudes y duraciones, permitiendo una gran gama de resultados.

Se define la dirección transversal de la estructura y la dirección longitudinal en la Figura N° 10.

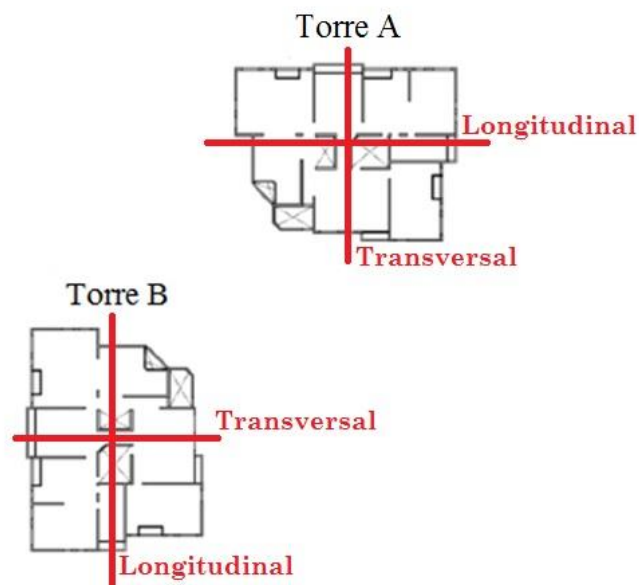


Figura N° 10. Dirección longitudinal y transversal de la estructura

### 4.2 Análisis de desplazamiento

Se presenta el desplazamiento de la estructura para un cierto nudo del sistema. En la columna izquierda de la figura N°11 el desplazamiento a nivel de fundación, y en la columna derecha, el desplazamiento a nivel de techo.

Se analizan los sismos en su dirección longitudinal, con respecto a los escenarios de estudio, Rigidez reducida en negro, Caso base en rojo, Relleno compactado en azul, y en verde el caso de Relleno por vibrosustitución.

Para el registro de Concepción, en la dirección longitudinal de las torres de la estructura, a nivel de techo y de fundación se observa, para los casos de mayor rigidez, C. Base, Relleno Compactado y R. por Vibrosustitución, un comportamiento no – lineal muy pequeño, existente, sin embargo. A nivel de techo el comportamiento es similar al de nivel de fundación, pero con una mayor amplitud de desplazamiento. Es en el caso de rigidez reducida que se observa una acumulación de desplazamiento plástico debido a la incursión, a gran escala, en el rango no lineal.

En el caso de San Pedro, en la dirección longitudinal, se debe considerar que los datos obtenidos para el caso de rigidez reducida no son válidos puesto que hubo un colapso del modelo debido a problemas de convergencia numérica, por lo que no se incluye en el análisis. Con respecto a los demás escenarios, se aprecian desplazamientos que no logran recuperar su posición inicial una vez acabo el análisis, puesto que entran en el rango plástico de la estructura, observable a nivel de fundación, y con mayor amplitud a nivel de techo.

Para el registro de Kocaeli, se aplica la misma demanda en la dirección longitudinal y en la dirección transversal. Con respecto a la dirección longitudinal, se aprecian leves desplazamientos plásticos, prácticamente inexistentes, en general no predominantes a nivel de techo ni de estructura. A grandes rasgos, la estructura se mantiene en el rango lineal.

En Northridge se consideran como no válidos los datos obtenidos del análisis del Caso Base, puesto que se produce un colapso por inestabilidad numérica en los primeros segundos del registro. Para los casos de relleno, compactado y por vibrosustitución, se observa un comportamiento no lineal difícilmente apreciable, los desplazamientos retoman su posición inicial una vez acabado el registro. En cambio, para el caso de menor rigidez, escenario de rigidez reducida, se aprecian amplios desplazamientos con deformaciones plásticas.

Para la dirección transversal de las torres, se observan los resultados del análisis de desplazamiento en la Figura N°12.

Para la dirección Transversal en el registro de Concepción se observa un mayor comportamiento no lineal en el escenario de rigidez reducida, a nivel de fundación. Con respecto al nivel de techo

se observa un comportamiento similar, pero con mayor amplitud y deformaciones plásticas no predominantes.

En San Pedro se aprecian leves deformaciones no lineales para los escenarios Caso Base, Relleno Compactado y Relleno por Vibrosustitución, con mayor amplitud a nivel de techo.

Similar a Kocaeli en la dirección longitudinal, en la dirección transversal no se observa un comportamiento plástico importante.

Para Northridge, el comportamiento tiende a ser no lineal para el escenario de rigidez reducida, pero se mantiene dentro del rango elástico mayoritariamente. Para el nivel de Techo, la no linealidad se muestra fuertemente predominante. Esto puede ser indicador de distorsión, causada sin embargo por una rotación vertical de la estructura.

A grandes rasgos, los registros de Concepción, San Pedro y Northridge poseen incursiones en el rango plástico, especialmente observable en el escenario de rigidez reducida. Para Kocaeli, sin embargo, no se parecía un comportamiento predominante plástico.

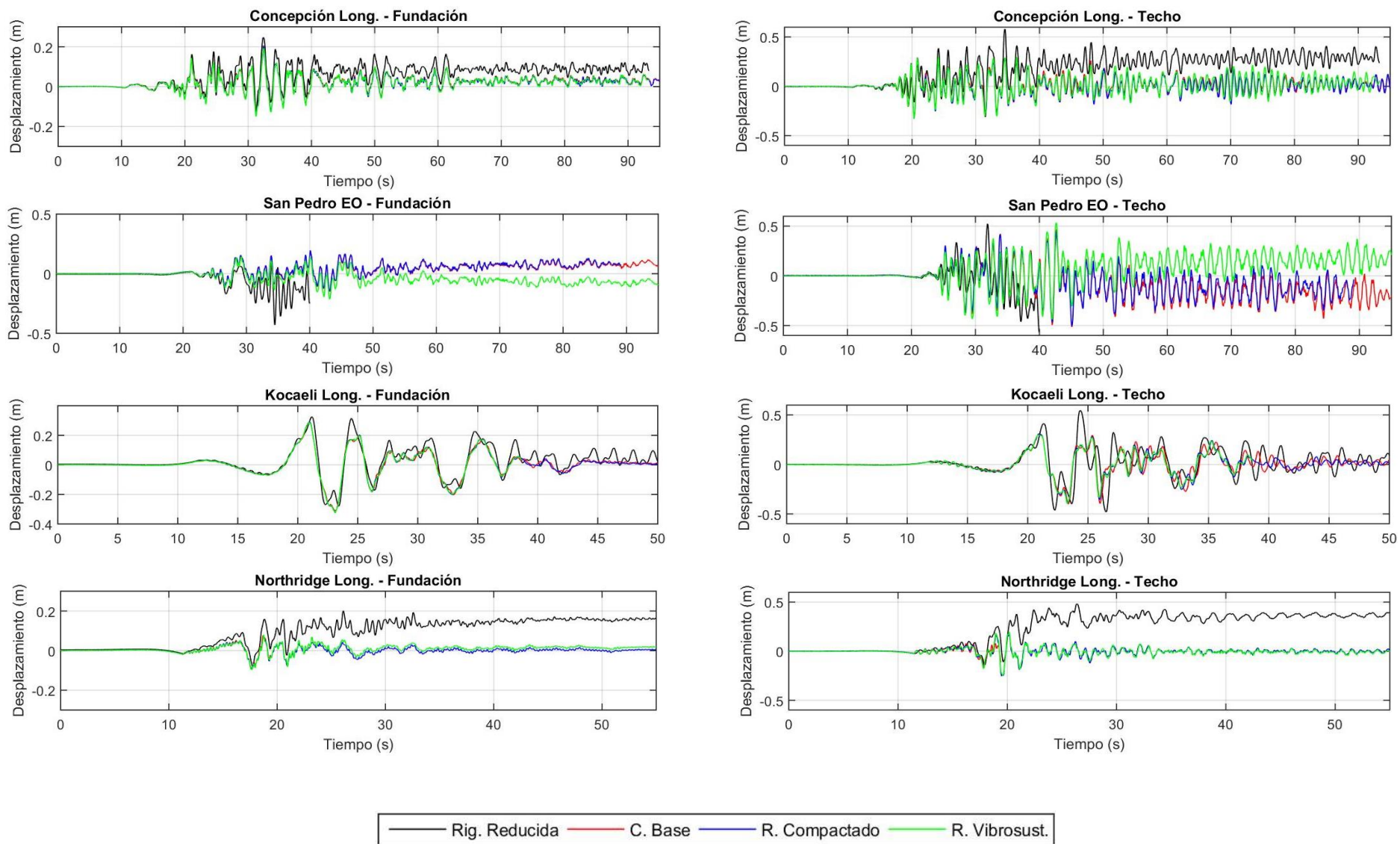


Figura N° 11. Desplazamiento en dirección longitudinal a nivel de fundación (izquierda) y techo (derecha)



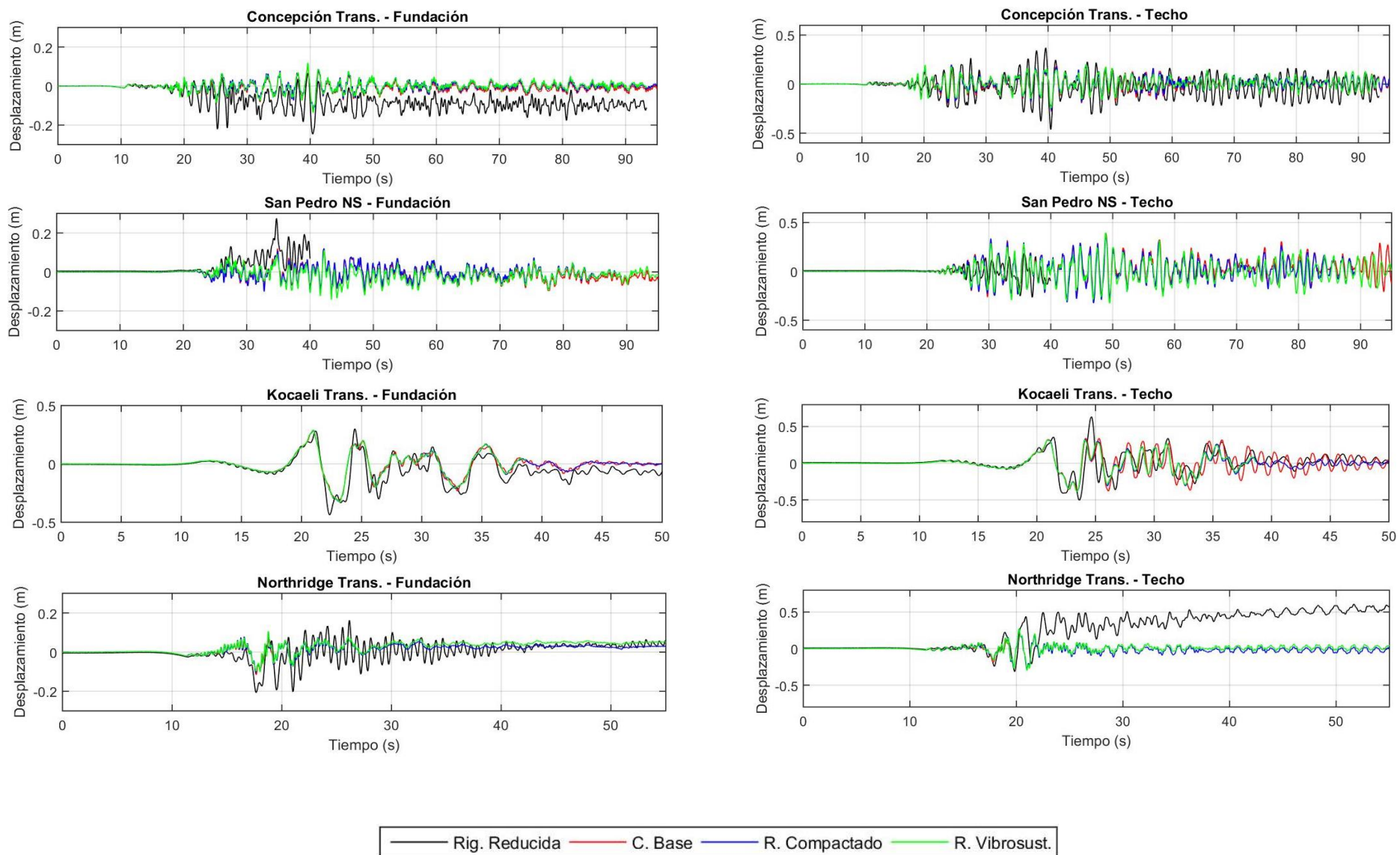


Figura N° 12. Desplazamiento en dirección transversal a nivel de fundación (izquierda) y techo (derecha)

### **4.3 Análisis de drift entre pisos máximo**

Se presentan los drift entre pisos máximo de la estructura (Figura N°13).

Se analiza la dirección longitudinal de las torres de la estructura, con respecto a los escenarios de estudio.

Para el registro de Concepción, en su dirección longitudinal, se observa que entre el subterráneo y el piso 6, y entre los pisos 12 – 16 existe la tendencia a un aumento en los valores de drift de entre pisos máximo en relación a un aumento en la rigidez del suelo de fundación. Entre los pisos 6 – 12 en cambio, existe un comportamiento totalmente contrario, disminución en los valores de drift de entre pisos en relación a un aumento en la rigidez del suelo de fundación. El caso de rigidez reducida tiene un comportamiento extraño.

En el caso de Concepción, en su dirección transversal se observa un comportamiento inusual en el caso de rigidez reducida, el cual se aleja de la tendencia de los demás presentando los mayores niveles de drift entre pisos en toda su longitud. Este comportamiento puede deberse a giro a nivel de fundación y distorsión estructural.

Para la demanda de Northridge se puede apreciar un comportamiento muy similar para los casos de mayor rigidez, el suelo de menor rigidez en cambio, tiene un comportamiento un tanto inusual presentando los mayores niveles de drift entre pisos en toda su longitud. A su vez, el caso base se aleja un tanto del comportamiento de los suelos de mayor rigidez presentando valores menores. Cabe señalar que el comportamiento observado para el caso base podría estar influenciado por problemas de inestabilidad numérica que se presentaron.

En San Pedro Este – Oeste a excepción del caso de rigidez reducida se observa un comportamiento similar para los diferentes casos y una tendencia a un aumento en los valores de drift de entre pisos en relación a un aumento en la rigidez del suelo de fundación. Cabe señalar que el comportamiento observado para el caso de rigidez reducida podría estar influenciado por problemas de inestabilidad numérica que se presentaron.

En el caso de San Pedro Norte – Sur al igual que en la situación anterior se observa un comportamiento similar para los diferentes casos y una tendencia a un aumento en los valores de drift de entre pisos en relación a un aumento en la rigidez del suelo de fundación.

Para la demanda de Kocaeli a diferencia de lo observado anteriormente existe una tendencia a una disminución en los valores de drift de entre pisos en relación a un aumento en la rigidez del suelo de fundación. El caso de rigidez reducida se aleja del rango de valores de los demás, presentando valores superiores de 2 y hasta 3 veces. A nivel de base también se observa un valor ampliamente mayor, lo que puede sugerir giro a nivel de fundación y repercutir en el comportamiento de los niveles superiores.

En cuanto a los resultados obtenidos de drift entre pisos máximos para la dirección transversal (Figura N° 14) se observa para el registro de Concepción longitudinal un comportamiento similar para los diferentes casos de rigidez del suelo de fundación, excepto en los primeros pisos, en donde se aprecian valores ampliamente superiores para el caso de rigidez reducida (3 veces más en la base) lo que podría indicar que se generó giro a nivel de fundación. A su vez existe una tendencia a un aumento en los valores de drift de entre pisos en relación a un aumento en la rigidez del suelo de fundación.

En el caso de Concepción transversal existe un comportamiento similar para los diferentes casos de rigidez del suelo de fundación, al igual que en la situación anterior existe un mayor nivel de drift entre el subterráneo y el primer piso para el caso de rigidez reducida, en comparación a los demás casos de rigidez. Se evidencia una tendencia a un aumento en los valores de drift de entre pisos en relación a un aumento en la rigidez del suelo de fundación.

Para la demanda de Northridge existe un comportamiento similar en los casos de mayor rigidez, y una tendencia a un aumento en los valores de drift de entre pisos en relación a un aumento en la rigidez del suelo de fundación. A su vez, el caso de rigidez reducida toma los mayores valores de drift entre piso.

En San Pedro Este – Oeste existe un comportamiento similar entre los diferentes casos de rigidez, existe la tendencia a un aumento en los valores de drift de entre pisos en relación a un aumento en la rigidez del suelo de fundación. El caso de rigidez reducida tiene un comportamiento dispar con el observado en el general de registros.

En el caso de San Pedro Norte – Sur el comportamiento es similar entre los diferentes casos de rigidez, el caso de relleno compactado es el que toma los mayores valores de drift. Si bien el caso de mayor rigidez en los primeros pisos toma los valores menores, conforme aumenta la altura aumenta sus valores. El caso de rigidez reducida tiene un comportamiento inusual.

Para Kocaeli existe un comportamiento similar entre los diferentes casos de rigidez. A diferencia de lo observado anteriormente en el global de casos, existe una tendencia a una disminución en los valores de drift de entre pisos en relación a un aumento en la rigidez del suelo de fundación. El caso de rigidez reducida se aleja del rango de valores de los demás presentando valores 2 veces superiores. A nivel de base también se observa un valor ampliamente mayor, lo que puede sugerir giro a nivel de fundación y repercutir en el comportamiento de los niveles superiores.

En general se observa la tendencia de a mayor rigidez del suelo de fundación mayores valores de desplazamiento relativo entre pisos máximo, sin embargo, el caso de menor rigidez es que el presenta los mayores valores de drift.

A diferencia de lo ocurrido en la generalidad de casos, para la demanda de Kocaeli se observa una tendencia completamente opuesta, es decir, a mayor rigidez del suelo de fundación menores valores de drift. Manteniéndose la constante para todos los casos de ser el caso de menor rigidez el cual toma los mayores valores. Esto puede explicarse por giro a nivel de la fundación y la importancia de este en el drift.

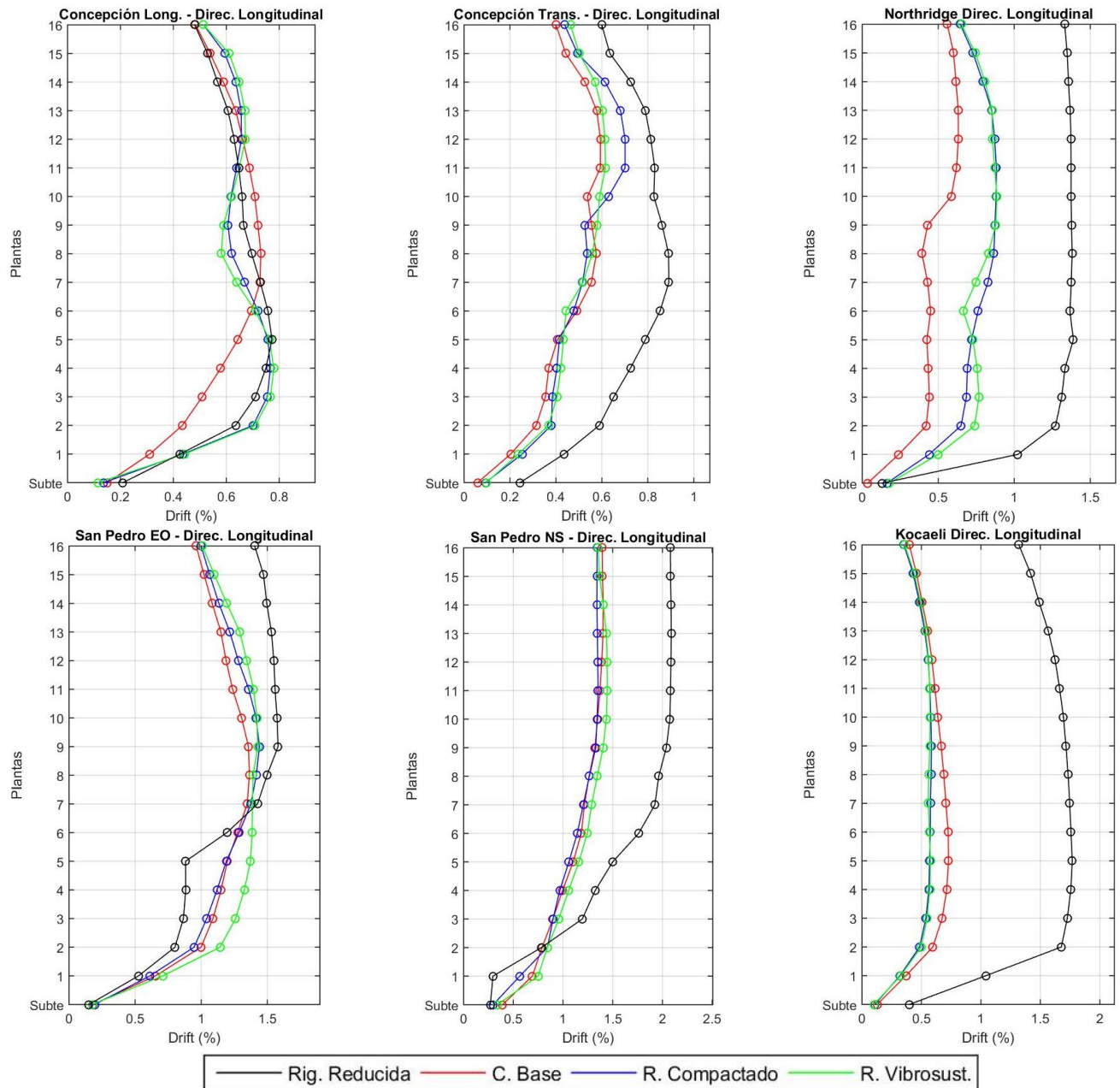


Figura N° 13. Drift entre pisos máximo dirección longitudinal

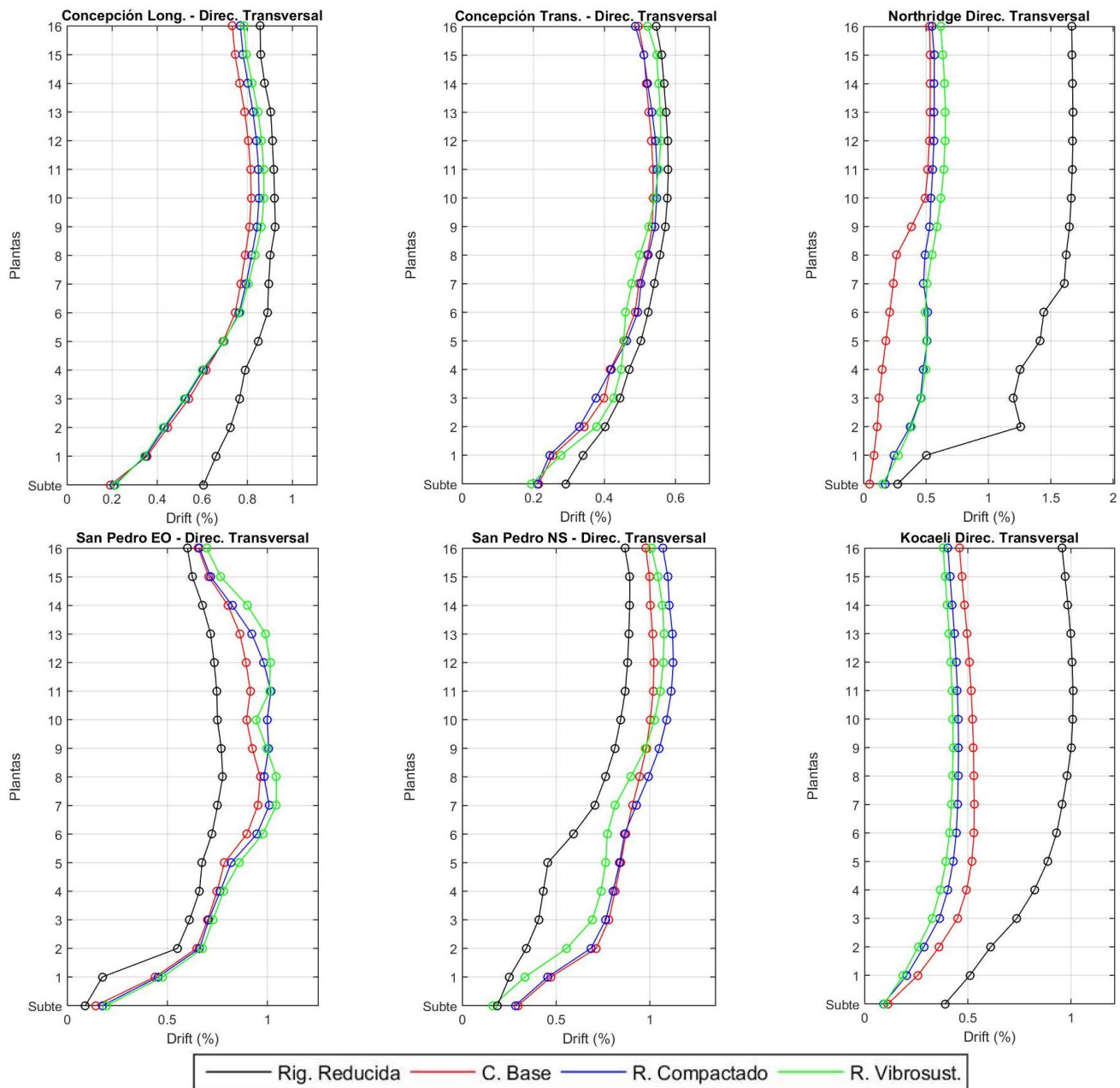


Figura N° 14. Drift entre pisos máximo dirección transversal

#### 4.4 Comparación de drift global

El Drift global corresponde al cociente entre el desplazamiento relativo del techo de la estructura con respecto a su altura. Este parámetro se compara con los límites propuestos para el drift global en la Tabla N° 4, en el cual se establecen cuatro límites; Completamente Operacional, Operacional, Seguridad de la Vida y Cercano al colapso.

**Tabla N°4. Límites drift global**

Límites VISION 2000, SEAOC 1995	
Límite	Drift Global (%)
Completamente Operacional	0.2
Operacional	0.5
Seguridad de la Vida	1.5
Cercano al Colapso	2.5

Para concepción se observa una tendencia a permanecer en el límite Operacional. Kocaeli y Northridge poseen un gran valor de drift global en el escenario de rigidez reducida, debido a la rotación de la estructura. El registro de San Pedro posee mayores niveles de drift, siendo el más severo para la estructura. (Figura N° 15).

En la dirección Transversal (Figura N° 16), el comportamiento es similar, con Kocaeli y Northridge alcanzando mayores niveles de drift global en el escenario de rigidez reducida.

Se debe mencionar que el drift global contiene una parte de distorsión de la estructura y una parte de rotación. En el escenario de rigidez reducida, el giro se hace más importante dada la poca rigidez del suelo.

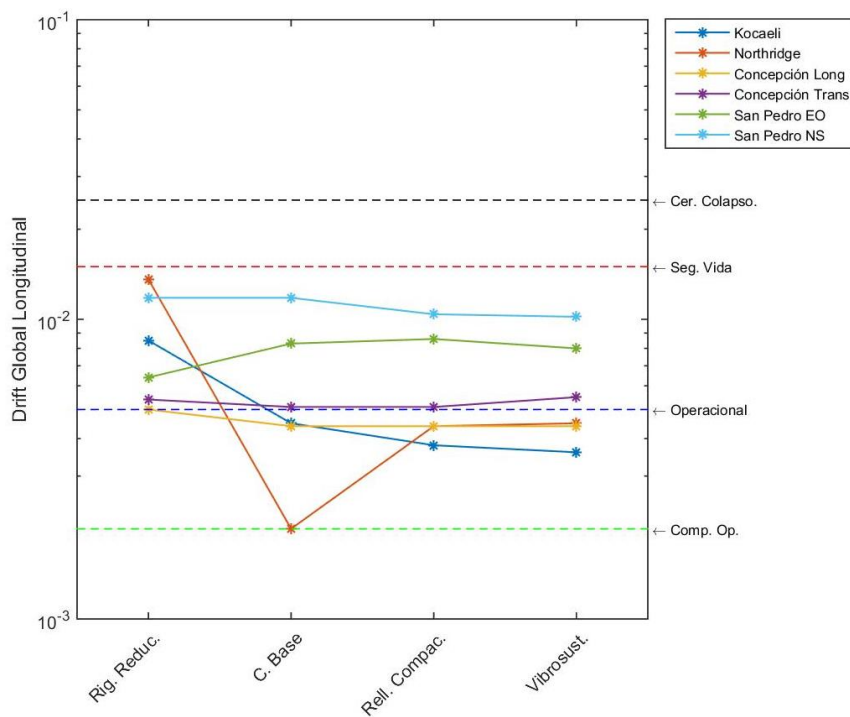


Figura N° 15. Drift global dirección longitudinal

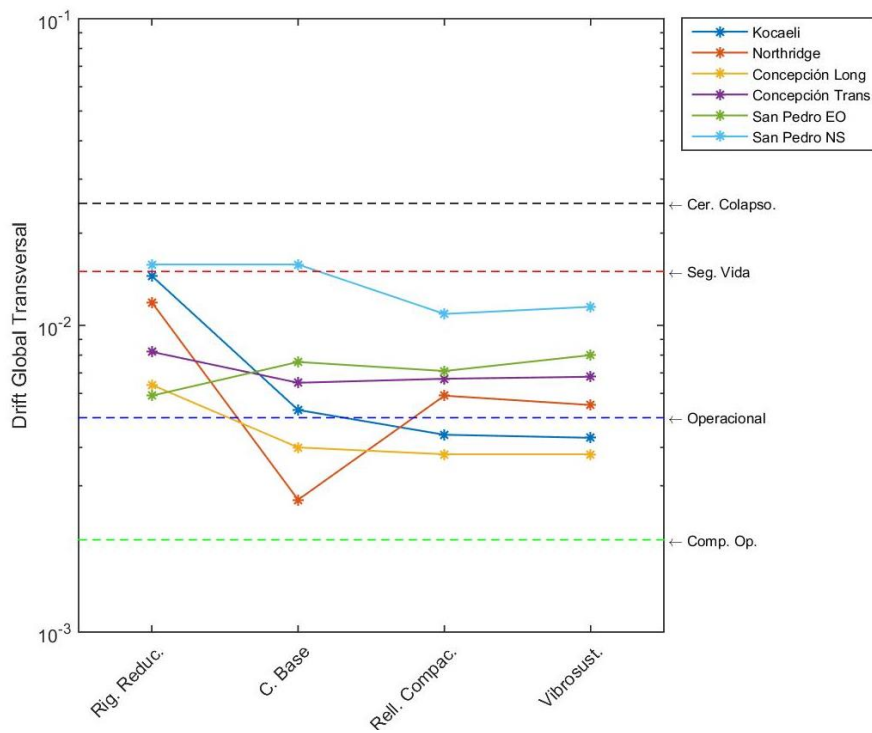


Figura N° 16. Drift global dirección transversal



#### **4.5 Análisis de esfuerzo de corte máximo**

Se presentan los esfuerzos de corte máximos de la estructura. En cuanto a los resultados obtenidos de esfuerzo de corte máximos para la dirección longitudinal (Figura N° 17), se observa para el registro de Concepción longitudinal un comportamiento similar entre los diferentes casos, entre el subterráneo y piso 6, y 11 – 18 existe la tendencia de a mayor rigidez del suelo de fundación, mayor esfuerzo de corte. Sin embargo, entre los pisos 6 – 11 ocurre totalmente lo contrario. En general el caso de rigidez reducida presenta los menores valores de esfuerzo de corte.

En el caso de Concepción transversal se observa un comportamiento similar entre los diferentes casos. Entre los pisos 1 – 8 el caso compactado por vibrosustitución toma los mayores valores y luego disminuye conforme aumenta la altura. El caso de rigidez reducida presenta los menores valores de esfuerzo de corte.

Para Northridge los suelos de mayor rigidez tienen un comportamiento similar y son los que toman los mayores valores de corte. Es importante señalar el problema de inestabilidad numérica del caso base. Los valores menores de esfuerzo de corte los presenta el caso de rigidez reducida.

En San Pedro Este – Oeste se observa un comportamiento muy similar entre el caso base y el caso compactado, entre el subterráneo y el piso 7, y 11 – 18 el caso de rigidez compactado por vibrosustitución toma los mayores valores de corte. En general el caso de rigidez reducida presenta los menores valores de esfuerzo de corte.

En el caso de San Pedro Norte – Sur los casos de mayor rigidez toman los mayores valores de esfuerzo de corte. Nuevamente el caso de rigidez reducida presenta los valores menores de corte.

Para la demanda de Kocaeli el caso de rigidez reducida tiene un comportamiento inusual a todos los demás registros, siendo para este registro el que toma los mayores valores de esfuerzo de corte en general.

Se analiza la dirección transversal de las torres de la estructura (Figura N°18), en la cual se observa para la demanda de Concepción transversal un comportamiento similar, mayor rigidez del suelo de fundación, mayor esfuerzo de corte. Permanece la tendencia para el caso de rigidez reducida, tomando los menores valores de corte.

Para Northridge existe la tendencia de a mayor rigidez, mayor esfuerzo de corte. En general el caso de rigidez reducida toma los menores esfuerzos de corte.

En el caso de San Pedro Este – Oeste se presenta un comportamiento similar entre ellos. El caso de rigidez reducida toma los menores valores de esfuerzo de corte.

Para el caso de San Pedro Norte – Sur se observa un comportamiento similar entre los casos. Existe la tendencia de a mayor rigidez mayor esfuerzo de corte. El caso de rigidez reducida toma los menores valores de esfuerzo de corte nuevamente.

Para Kocaeli se observa un comportamiento completamente dispar a los demás casos en el global, observándose menores valores de esfuerzo de corte para los casos de mayor rigidez del suelo de fundación.

En general se observa la tendencia a un aumento de los esfuerzos de corte en relación a un aumento en la rigidez del suelo de fundación, y ser el caso de rigidez reducida el de los menores valores de corte. Sin embargo, para el registro de Kocaeli si bien los mayores valores de esfuerzo de corte los tienen los suelos más rígidos, el caso de rigidez reducida toma valores aún mayores. Esto puede deberse a las no linealidades y la diferenciación de Kocaeli de los demás registros por su menor amplitud de aceleración.

Esta tendencia podría indicar que, en los suelos blandos, los cuales poseen una menor resistencia a esfuerzos de corte, los altos niveles de drift y desplazamientos plásticos ocurridos podrían estar asociados en mayor medida a volcamiento de la estructura y no a distorsión estructural.

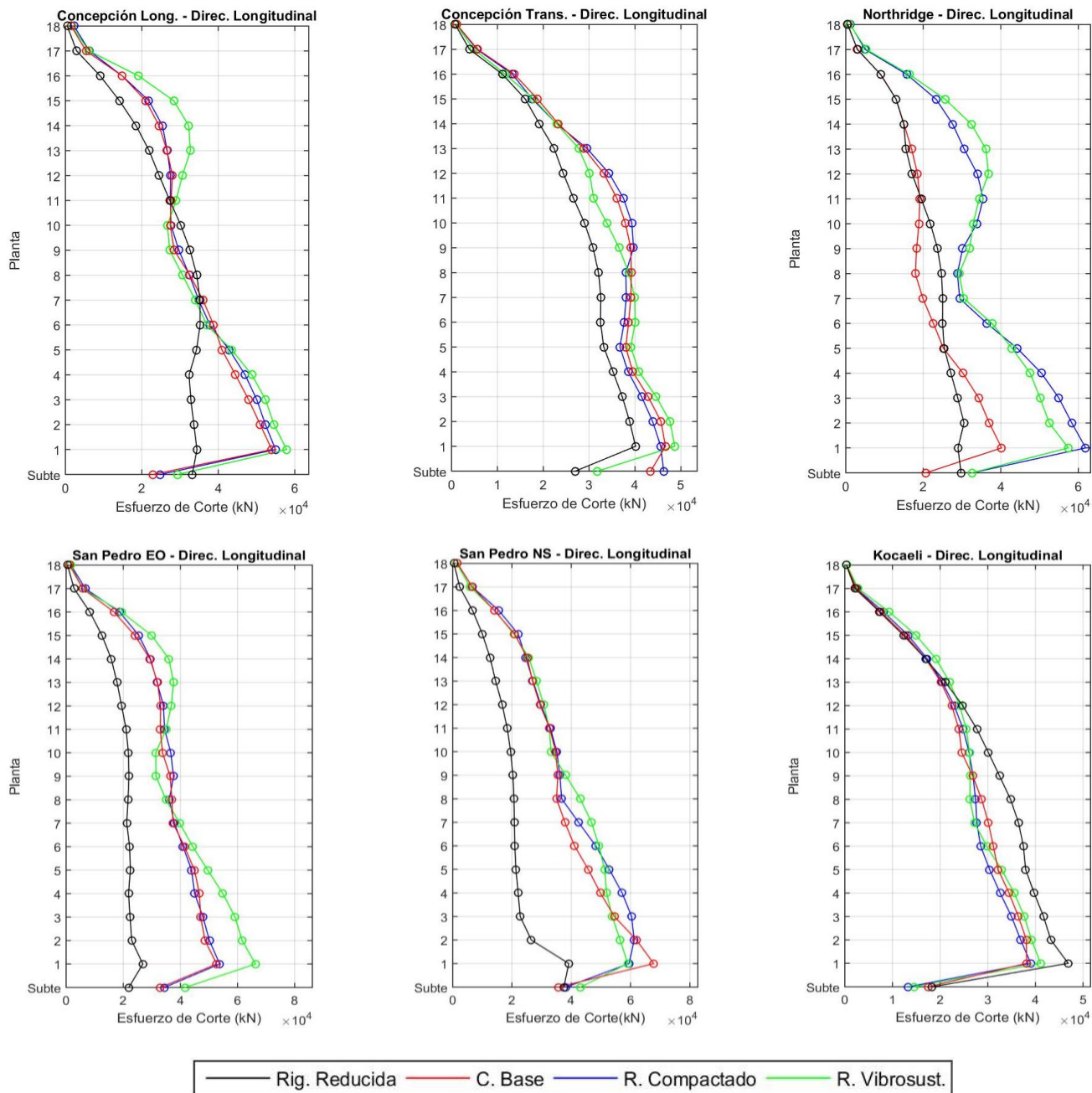


Figura N° 17. Esfuerzo de corte máximo dirección longitudinal

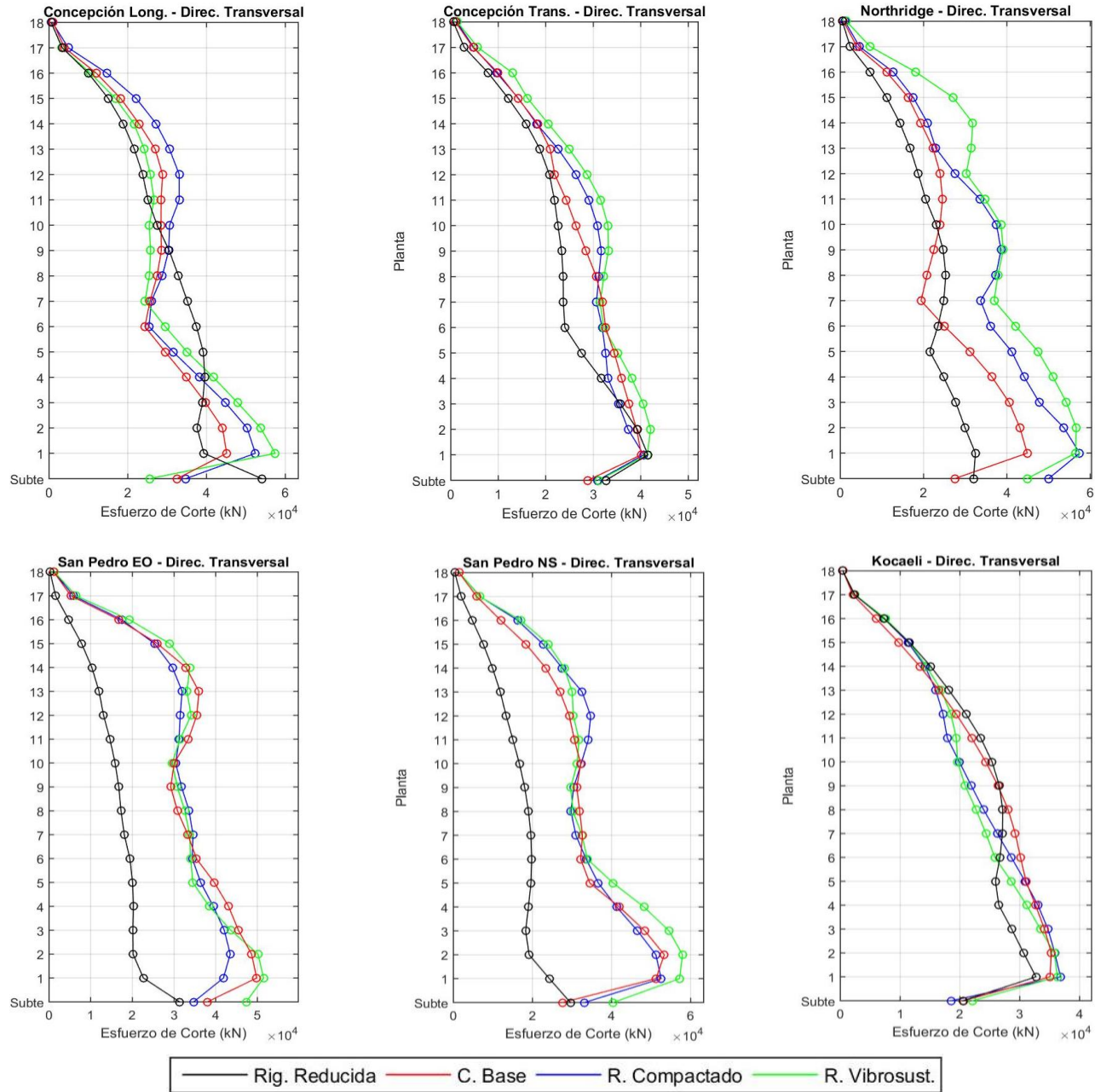


Figura N° 18. Esfuerzo de corte máximo dirección longitudinal

### 4.6 Corte Basal

Corresponde a la fuerza sísmica aplicada a la estructura.

En la dirección longitudinal (Figura N°19), se observa una clara tendencia; a mayor rigidez del suelo de fundación, mayor corte basal. En cambio, para el escenario de rigidez reducida en el registro de Kocaeli, hay un mayor corte basal.

En la dirección transversal el comportamiento no es tan claro, a simple viste, aun así, existe una tendencia aun mayor corte con el aumento de la rigidez del suelo. Nuevamente, Kocaeli presenta un comportamiento distinto a la tendencia de los demás registros sísmicos.

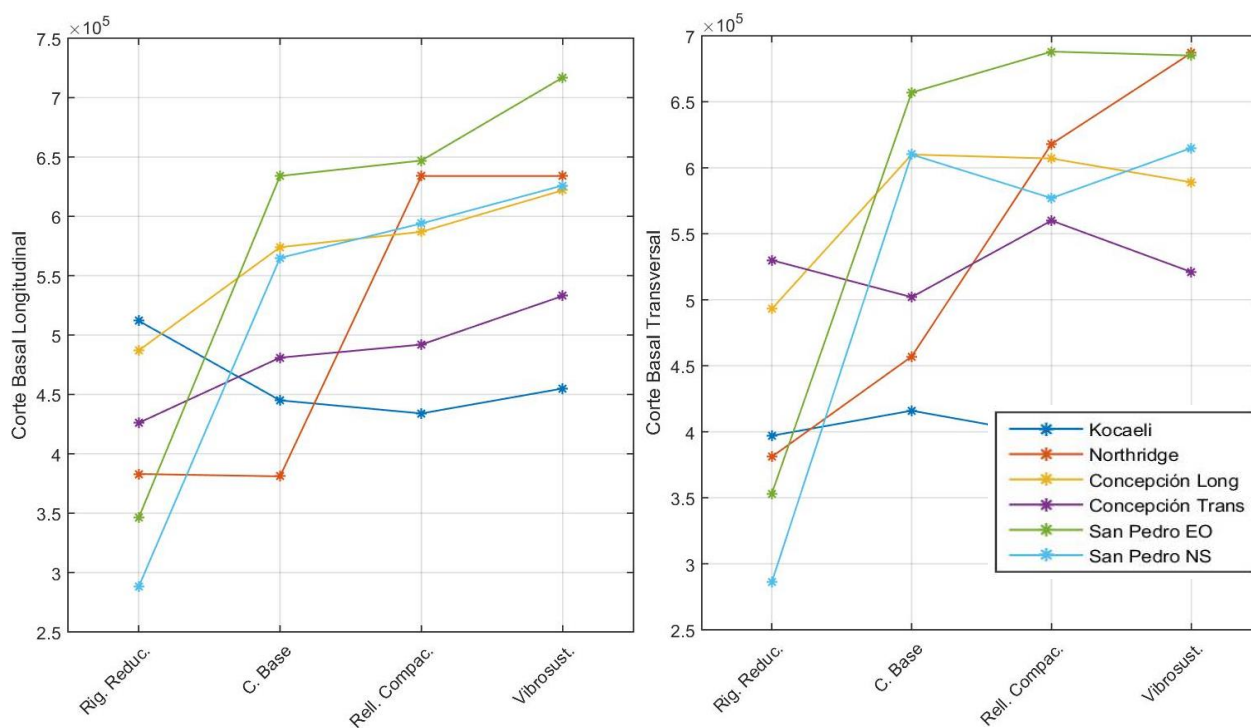


Figura N° 19. Corte basal

#### 4.7 Análisis de resumen de daño

Se observa el resumen de daño para cada elemento de la estructura (Figura N° 20), sólo considerando muros y columnas. Cada elemento se compara con los límites impuestos por Sharifi, 2012, en el cual compara valores de deformación en el núcleo de hormigón del elemento ( $\epsilon_c$ ), Tensión de núcleo de hormigón ( $f_c$ ), deformación en el acero de refuerzo ( $\epsilon_s$ ), y un coeficiente de ductilidad de curvatura  $DI_\phi$ , estableciendo cuatro límites; Completamente Operacional, Ocupación Inmediata, Seguridad de la Vida, Prevención del Colapso y Colapso. En este estudio los daños se resumen en tres: Daño Leve, Daño Moderado y Daño Severo.

Registro de Concepción: Los elementos a nivel local sufren poco daño. Se aprecia una gran cantidad de elementos con daño leve o nulo, cerca de un 84%, daño moderado de un 11%, y elementos con daño severo cercanos a un 5% para todos los escenarios. Sin embargo, se observa un leve aumento de daño en elementos con daño severo para el caso de rigidez reducida y también para el caso de Relleno por Vibrosustitución.

Registro de Kocaeli: Mayor cantidad de elementos en daño leve, y muy baja cantidad de elementos en colapso, a excepción del escenario de rigidez reducida, que alcanza casi el 10% de elementos. Estos daños son congruentes con el mayor esfuerzo de corte de Kocaeli en la dirección longitudinal, y se pueden asociar a la rotación de la estructura (efectos de segundo orden).

Registro de Northridge: Daño leve cercano a un 75%, mayor cantidad de elementos en colapso. Nuevamente, el caso de rigidez reducida presenta más daños severos, asociados a efectos P-delta, seguidos por el escenario de R. por Vibrosustitución.

Registro de San Pedro: Se observa que, para mayor rigidez, el daño alcanzado por los elementos en colapso es mayor.

En general, sismos de mayor aceleración inducen más daño por efectos de segundo orden en el escenario de menor rigidez, rigidez reducida, pero también se aprecian más daño en el escenario más rígido, Relleno por Vibrosustitución, debido a que se traspasa una mayor demanda a la estructura. En demandas bajas hay más daños asociados al corte.

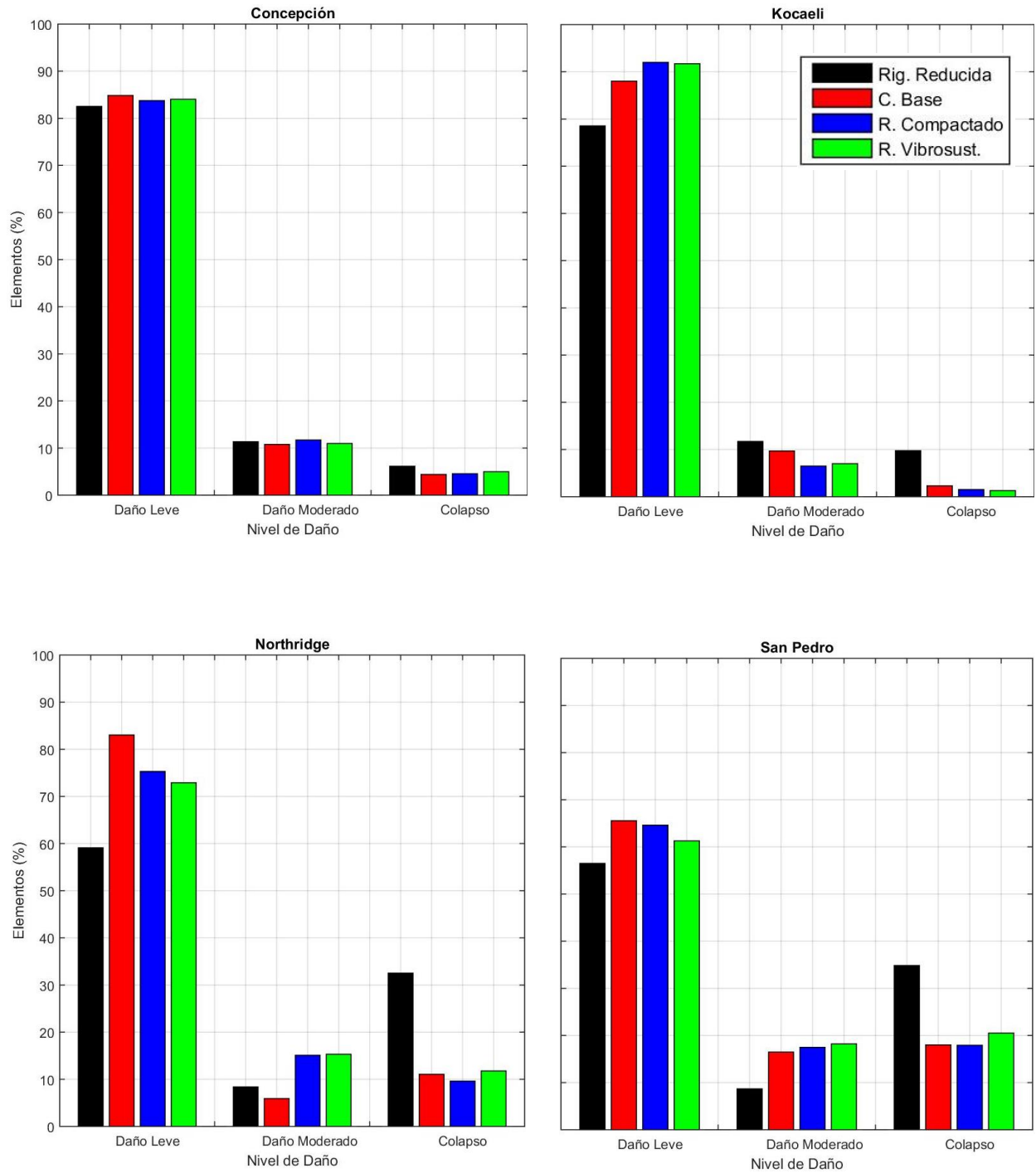


Figura N° 20. Resumen de daño a nivel local

## CAPÍTULO 5 CONCLUSIONES

### 5.1 Conclusiones generales

El desempeño sísmico de una estructura compleja es ampliamente afectado por la interacción que existe entre el suelo y la estructura. Variaciones en la rigidez de su suelo de fundación producen cambios en su desempeño que han sido referidos en la literatura, sin embargo, distintos autores profesan distintas opiniones respecto a este tema, siendo un fenómeno con un amplio campo de investigación.

Para este estudio se plantearon 4 escenarios de estudio que se diferencian en los valores de rigidez del suelo de fundación. El modelo numérico adaptado permitió ejecutar 16 simulaciones en donde se analizaron los escenarios de estudio con respecto a distintas demandas sísmicas. Debido al gran número de simulaciones ejecutadas, alta demanda de tiempo y el modelo SFSI complejo, el uso de herramientas computacionales “tradicionales” no son suficientes.

Teniendo en cuenta que el análisis realizado corresponde a un análisis no lineal, con posibles problemas de convergencia, tolerancia y déficit en la precisión numérica debido a la capacidad computacional, se explica, en muchos casos, la poca diferencia que hay entre cada resultado. Además, el contraste de rigideces para cada caso de estudio no es tan grande, como pareciera, puesto que su dominio existe sólo en un relleno de poco espesor bajo la fundación, que a la luz de los resultados no posee una incidencia mayor.

A grandes rasgos, los registros de Concepción, San Pedro y Northridge poseen incursiones en el rango plástico, especialmente observable en el escenario de Rigidez Reducida. Para Kocaeli, sin embargo, no se aprecia un comportamiento predominante plástico.

Hay una tendencia de que, a mayores valores de drift, mayor rigidez del suelo de fundación, excepto para el registro de Kocaeli en el que existe una tendencia opuesta, mayores valores de drift a menor rigidez del suelo de fundación. Esto es acorde a lo que dicta, en cierta medida, la creencia común de que suelos de fundación más rígidos y con mejor capacidad de soporte tienen un



comportamiento benéfico en el desempeño. El caso de menor rigidez toma los mayores valores de drift para todos los registros. Esto se explica por la rotación de la estructura verticalmente.

Con respecto a los esfuerzos de corte en la estructura, en general existe una tendencia de que, a mayores esfuerzos de corte, mayor es la rigidez del suelo de fundación, excepto para el registro de Kocaeli. Para este registro existe una tendencia opuesta, mayores esfuerzos de corte a menor rigidez del suelo de fundación.

En general, los suelos muy rígidos traspasan una gran demanda de fuerza a la estructura, por otra parte, para los suelos de menor rigidez, si bien la demanda de esfuerzo es menor, los niveles de daño son importantes por efectos de segundo orden. Esto quiere decir que el desempeño de la estructura, y cómo la interacción suelo – fundación – estructura influye en éste, dependerá en gran medida de que se generen, o no, demandas importantes. Este estudio toma real relevancia cuando existe daño. El suelo de fundación no debe ser muy blando ni muy rígido y la interacción con la estructura no debe ser simplificada en el diseño.

## **5.2 Recomendaciones Generales**

Para líneas de investigación futuras relacionadas, sería recomendable evaluar el valor del giro de fundación, que permita estimar cuánto porcentaje del drift corresponde a giro y cuánto corresponde a desplazamiento, y también evaluar los casos de estudio con un mayor número de registros sísmicos. Estas recomendaciones no se llevaron a cabo en este trabajo debido a la alta demanda computacional y escaso tiempo. Debido a que los análisis son, a grandes rasgos, en gran escala, evaluar el giro es una tarea engorrosa y difícil.

## REFERENCIAS

- Anastasopoulos, I., G. Gazetas, M. Loli, M. Apostolou, and N. Gerolymos (2010) Soil failure can be used for seismic protection of structures. **Bulletin of Earthquake Engineering**. **8(2)**. 309 - 326.
- Benedetti (2015). **Effect of foundation stiffness on the seismic performace of a mid rise building reinforced concrete building**. Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de Concepción, Chile.
- Bielak, J., K. Loukakis, Y. Hisada, and C. Yoshimura (2003) Domain reduction method for threedimensional earthquake modeling in localized regions, part i: theory. **Bulletin of the Seismological Society of America**. **93(2)**. 817–824.
- Jeremić, B., G. Jie, M. Preisig, and N. Tafazzoli (2009) Time domain simulation of soil–foundation–structure interaction in non-uniform soils. **Earthquake Engineering and Structural Dynamics**. **38(5)**. 699–718.
- Mander, J., M. Priestley and R. Park (1988) Theoretical stress - strain model for confined concrete. **Journal of Structural Engineering**. **114(8)**. 1804–1826.
- MINVU (2011) **Diseño Sísmico de Edificios, DS 61**. Ministerio de Vivienda y Urbanismo. Santiago.
- Mylonakis, G., and G. Gazetas (2000) Seismic soil-structure interaction: beneficial or detrimental? **Journal of Earthquake Engineering**. **4(3)**. 277–301.
- Sharifi, A., M-R. Banan, and M-R. Banan (2012) A strain-consistent approach for determination of bounds of ductility damage index for different performance levels for seismic design of RC frame members. **Engineering Structures**. **37**. 143–151.
- Yoshimura, C., J. Bielak, Y. Hisada, and A. Fernández (2003) Domain Reduction Method for three-dimensional earthquake modeling in localized regions, Part II: Verification and applications. **Bulletin of the Seismological Society of America**. **93(2)**. 825–841.

**ANEXO**

**Tabla A 1. Drift global**

			Drift global		
NR	Empeoramiento	Longitudinal	0,0136	Seguridad de la vida	
		Transversal	0,0119	Seguridad de la vida	
	Base	Longitudinal	0,002	Operacional	
		Transversal	0,0027	Operacional	
	VS 300	Longitudinal	0,0044	Operacional	
		Transversal	0,0059	Seguridad de la vida	
	VS 400	Longitudinal	0,0045	Operacional	
		Transversal	0,0055	Seguridad de la vida	
	KC	Empeoramiento	Longitudinal	0,0085	Seguridad de la vida
			Transversal	0,0145	Seguridad de la vida
Base		Longitudinal	0,0045	Operacional	
		Transversal	0,0053	Seguridad de la vida	
VS 300		Longitudinal	0,0038	Operacional	
		Transversal	0,0044	Operacional	
VS 400		Longitudinal	0,0036	Operacional	
		Transversal	0,0043	Operacional	
CCP Longitudinal		Empeoramiento	Torre A	0,005	Seguridad de la vida
			Torre B	0,0064	Seguridad de la vida
	Base	Torre A	0,0044	Operacional	
		Torre B	0,004	Operacional	
	VS 300	Torre A	0,0044	Operacional	
		Torre B	0,0038	Operacional	
	VS 400	Torre A	0,0044	Operacional	
		Torre B	0,0038	Operacional	

CCP Transversal	Empeoramiento	Torre A	0,0054	Seguridad de la vida
		Torre B	0,0082	Seguridad de la vida
	Base	Torre A	0,0051	Seguridad de la vida
		Torre B	0,0065	Seguridad de la vida
	VS 300	Torre A	0,0051	Seguridad de la vida
		Torre B	0,0067	Seguridad de la vida
	VS 400	Torre A	0,0055	Seguridad de la vida
		Torre B	0,0068	Seguridad de la vida
SP Longitudinal	Empeoramiento	Torre A	0,0064	Seguridad de la vida
		Torre B	0,0059	Seguridad de la vida
	Base	Torre A	0,0083	Seguridad de la vida
		Torre B	0,0076	Seguridad de la vida
	VS 300	Torre A	0,0086	Seguridad de la vida
		Torre B	0,0071	Seguridad de la vida
	VS 400	Torre A	0,008	Seguridad de la vida
		Torre B	0,008	Seguridad de la vida
SP Transversal	Empeoramiento	Torre A	0,0118	Seguridad de la vida
		Torre B	0,0158	Cercano al colapso
	Base	Torre A	0,0118	Seguridad de la vida
		Torre B	0,0158	Cercano al colapso
	VS 300	Torre A	0,0104	Seguridad de la vida
		Torre B	0,0109	Seguridad de la vida
	VS 400	Torre A	0,0102	Seguridad de la vida
		Torre B	0,0115	Seguridad de la vida