

UNIVERSIDAD DEL BÍO-BÍO

FACULTAD DE INGENIERÍA

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

Profesor Patrocinante: Mg. Franco Benedetti L.

Profesores Comisión: Mg. Gilda Espinoza V.

Mg. Juan Marcus S.



**ANÁLISIS DE LA INFLUENCIA DE LA
CAPACIDAD DE SOPORTE DE LA FUNDACIÓN
EN EL DESEMPEÑO SISMICO DE
ESTRUCTURAS**

UNIVERSIDAD DEL BÍO-BÍO

Proyecto de Título presentado en conformidad a los requisitos para optar al título de Ingeniero Civil

GABRIEL ALONSO BURGOS CAREAGA

DANIELA VERÓNICA OJEDA ESPARZA

CONCEPCIÓN, JULIO DEL 2016

D e d i c a t o r i a

Esta investigación es para mi familia, padres y hermanos que a lo largo de este camino me brindaron siempre su amor y apoyo en cada momento, también se la dedico a mi amor Gabriela, quien es la persona que le da mucha alegría a mi vida y siempre me entrega confianza para poder alcanzar mis metas, este logro es en especial para ti.

Gabriel Burgos Careaga.

Les dedico este trabajo a mis padres y hermana, quienes siempre creyeron en mí, y me fortalecen cada día con amor para poder lograr cada meta. A mis amigos y compañeros por enseñarme el significado de la perseverancia, y entregarme alegría en todo momento. Por último, este logro es en especial a mi abuelita; no alcanzaste a estar en este momento pero sé que estarías acompañándome feliz y orgullosa como siempre lo estuviste.

Daniela Ojeda Esparza.

A g r a d e c i m i e n t o s

En primer lugar agradecemos a cada profesor del departamento de Ingeniería Civil, en especial al Sr. Franco Benedetti por entregarnos su gran conocimiento, no solo académico, sino también de vida. Él fue quien nos animó, motivó, y otorgó confianza para desarrollar este trabajo.

A nuestro compañero Fernando Zúñiga quien nos brindó su apoyo, alegría y compañerismo a lo largo de este trabajo.

En tercer lugar al Sr. Víctor Vejar, ingeniero a cargo del laboratorio de computación, por ayudarnos siempre con su mayor disponibilidad ante cualquier duda computacional y nos facilitó los equipos que fueron un recurso fundamental en la investigación.

Por último, agradecemos a cada uno de nuestros compañeros de ingeniería civil, que nos brindaron su apoyo incondicional a lo largo de este camino.

NOMENCLATURA

OpenSees: Open System for Earthquake Engineering Simulation

SFSI: Interacción Suelo-Fundación-Estructura

SSI: Interacción Suelo-Estructura

B: Ancho de la Fundación

Qu: Capacidad de Soporte

FS: Factor de Seguridad

Vs: Velocidad de ondas de corte

T: Periodo de estructura

H: Altura de estructura

MEF: Modelo de elementos finitos

GDL: Grados de Libertad

CONTENIDO

1	INTRODUCCIÓN	2
2	OBJETIVOS.....	4
2.1	Objetivo General.....	4
2.2	Objetivos Específicos	4
3	MARCO TEÓRICO.....	5
3.1	Antecedentes	5
3.2	Comportamiento No Lineal del Sistema Suelo-Fundación	6
3.3	Modelos Numéricos.....	7
3.4	Influencia de las Características de la Fundación y el Suelo en Comportamiento Sísmico de Estructuras	7
4	METODOLOGIA	9
4.1	Enfoque del Problema.....	9
4.2	Dominio de variables	12
4.2.1	Altura de estructura	12
4.2.2	Fundación	13
4.2.3	Calibración de periodos estructurales.....	13
4.2.4	Tipos de suelo.....	15
4.3	Registros sísmicos.....	15
4.3.1	Espectros de respuesta elásticos	16
4.4	Casos de estudio.....	18
4.5	Construcción de modelos.....	19
4.5.1	Modelos de Capacidad de soporte.....	19
4.5.2	Modelos de Análisis Transiente	21
5	RESULTADOS.....	24
5.1	Capacidad de Soporte	24

5.2	Resultados Análisis Transiente	26
5.3	Análisis Finales	27
5.3.1	Comparación por tipo de suelo	28
5.3.2	Comparación por Capacidad	30
5.3.3	Efecto de la demanda.....	32
6	CONCLUSIONES	34
7	REFERENCIAS	35

INDICE DE FIGURAS

Figura 1: Representación de la simplificación realizada, con sus respectivas variables.....	10
Figura 2: Modelo analizado por técnica Pushover	11
Figura 3: Modelo sometido a análisis transiente.	12
Figura 4: Curva de capacidad estructural	14
Figura 5: Gráfico de espectro de Aceleración	17
Figura 6: Gráfico de espectro de velocidad.....	17
Figura 7: Gráfico de espectro de desplazamiento.....	17
Figura 8: Casos de estudio.....	18
Figura 9: Capacidad de Soporte y razón lineal para $V_s=220$ m/s	24
Figura 10: Resultados análisis transiente. Registro de Kocaeli.....	26
Figura 11: Comparación por tipo de suelo. Drift versus Factor de Seguridad.	28
Figura 12: Comparación por tipo de suelo. Giro de fundación versus Factor de Seguridad.....	29
Figura 13: Comparación por capacidad. Drift.....	30
Figura 14: Comparación por capacidad. Giro.	31
Figura 15: Comparación por registro. Drift.....	32

INDICE DE TABLAS

Tabla 1: Alturas para cada Periodo estructural.....	12
Tabla 2: Anchos de fundación considerados	13
Tabla 3: Parámetros de suelo utilizados	15
Tabla 4: Registros sísmicos y sus parámetros	16
Tabla 5 Factores de Seguridad para cada ancho de fundación.....	25

ANÁLISIS DE LA INFLUENCIA DE LA CAPACIDAD DE SOPORTE DE LA FUNDACION EN EL DESEMPEÑO SISMICO DE ESTRUCTURAS

Autores: [1] Gabriel Burgos Careaga

[2] Daniela Ojeda esparza

Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad del Bío Bío

[\[1\]gaburgos@alumnos.ubiobio.cl](mailto:[1]gaburgos@alumnos.ubiobio.cl)

[\[2\]daojeda@alumnos.ubiobio.cl](mailto:[2]daojeda@alumnos.ubiobio.cl)

Profesor patrocinante: Mg. Franco Benedetti Leonelli

Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad del Bío Bío

fbenedetti@ubiobio.cl

RESUMEN

El desempeño sísmico de una estructura depende en gran medida del suelo, la fundación y la estructura. El comportamiento en conjunto de estos elementos ante un evento dinámico, es conocido como Interacción Suelo-Fundación-Estructura (SFSI). En esta investigación, se pretende evaluar la relación que existe entre la resistencia del suelo y un indicador de daño dado, para lo cual se implementan modelos numéricos de elementos finitos que corresponden a estructuras de un grado de libertad en dos dimensiones, fundado en losas rígidas de distintas dimensiones las cuales están sobre suelos de diferentes densidades, lo que permite abarcar un amplio rango de capacidades de soporte, en términos de factor de seguridad.

Para lograr los objetivos, se utiliza el software de elementos finitos OpenSees para realizar el análisis no lineal a través de modelos numéricos. Luego se interpretarán los resultados mediante el software MATLAB, donde se construyen graficas de capacidad de soporte versus indicador de daño (drift), para así obtener conclusiones en cuanto a lo beneficioso o perjudicial que puede resultar la SFSI en el comportamiento del sistema estructural.

Palabras claves: Interacción suelo fundación estructura (SFSI), desempeño estructural, capacidad de soporte, OpenSees.

7941 Palabras Texto + 15 Figuras * 500 + 5 Tablas * 250 = 16691 Palabras Totales.

1 INTRODUCCIÓN

En general, el desempeño sísmico de una estructura depende del tipo de suelo y la fundación. El acople de estos elementos y su comportamiento en conjunto ante un evento dinámico es conocido como Interacción Suelo-Fundación-Estructura (SFSI). En el desarrollo de estructuras, la investigación se ha enfocado desde siempre al diseño convencional, es decir, una fundación maciza y de gran tamaño, con el menor asentamiento posible, una gran capacidad de soporte, y un suelo rígido y resistente. Sin embargo, no se presta la suficiente atención a la influencia que puede tener la interacción suelo-estructura (SSI), subestimando el efecto del suelo y la fundación ante una respuesta dinámica durante un movimiento sísmico. Por lo que resulta una simplificación del efecto de la SFSI.

En cuanto a la fundación en particular, su sobredimensionamiento se ha convertido en una práctica frecuente, adaptada como un dogma en los procedimientos de diseño convencional, ya que ésta supuestamente establece que la carga derivada de la inercia estructural puede ser transmitida al suelo de una forma segura y, que luego de esto, ante posibles daños estructurales, solo es necesario reforzar la súper-estructura para evitar un posible colapso. Este tipo de diseño implica un mayor costo constructivo además de una excesiva demanda de ductilidad a la superestructura, ya que ésta se lleva toda la responsabilidad ante una sollicitación sísmica al poseer una base muy rígida y de gran tamaño (Anastasopoulos et al. 2010). Entonces, esta estrategia que ha sido utilizada como una filosofía de diseño convencional establece que la estructura recibe daño en mayor medida ante un sismo, pero resulta que podría disminuir el daño de ésta si se usara la falla del suelo, implementándolo junto a la fundación en el diseño estructural.

Ante estos antecedentes se plantea la siguiente interrogante: ¿Es posible usar la falla del suelo para proteger la súper-estructura?

Con la intención de presentar una nueva filosofía de diseño, en la cual el desempeño del SFSI se utilizaría para proteger la superestructura, se propone plantear, a diferencia de los dogmas enseñados hasta ahora en el diseño, que el aumento de la rigidez de un sistema estructural no necesariamente mejora la respuesta de una estructura sometida a un sismo, sino que es posible proteger la superestructura mediante el sub-dimensionamiento intencional de la fundación (Anastasopoulos et al. 2010).

El propósito de esta investigación es explorar este fenómeno mediante la relación que existiría entre la capacidad de soporte directa de una fundación y la demanda de fuerzas en la superestructura debido a las cargas sísmicas que se le aplican. Se definirán así, diferentes parámetros para obtener varias capacidades de soporte para distintos tamaños de fundación. A partir de estas capacidades de soporte, dado un índice de daño, se buscara una relación mediante análisis de demanda de deformación y esfuerzo controlado también por parámetros como el periodo que definen a la súper-estructura , todo esto realizado mediante modelaciones numéricas a través de un análisis no-lineal del sistema en conjunto (SFSI).

Los modelos a realizar demandarán un alto esfuerzo computacional, ya que, los cálculos para resolver el problema son complejos, y debido a la naturaleza no lineal del fenómeno, no siempre se llega inmediatamente al resultado esperado, entre otras dificultades que se puedan presentar.

Se utilizará la herramienta computacional Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees) y se construirán distintas combinaciones de sistemas estructurales y sus respectivos suelos de fundación, con los cuales se obtendrán resultados que permitirán descubrir una relación entre las variables estudiadas.

Al realizar este trabajo, se espera encontrar la forma en que se vincula o relaciona la demanda de indicadores de daño respecto de la capacidad de soporte para distintas condiciones de demanda sísmica, combinaciones de sistemas estructurales, y suelos de fundación variando un rango asociado a períodos.

2 OBJETIVOS

2.1 Objetivo General

- Analizar los cambios en el desempeño sísmico de estructuras debido a variaciones en la capacidad de soporte de la fundación.

2.2 Objetivos Específicos

- Establecer el dominio a estudiar, definiendo casos y variables a utilizar
- Construir modelos numéricos de elementos finitos para el sistema suelo-fundación-estructura
- Determinar la capacidad de soporte de distintos sistemas suelo-fundación realizando simulaciones numéricas
- Obtener el desempeño estructural mediante el desarrollo de análisis sísmicos.
- Analizar la relación que existe entre la capacidad de soporte y el desempeño estructural por medio de gráficos.

3 MARCO TEÓRICO

3.1 Antecedentes

En las últimas 3 décadas, se han realizado diversas investigaciones en la ingeniería sísmica que ponen en duda la teoría que establece que la rigidez en el sistema estructural aumenta la seguridad ante un sismo.

A pesar que el diseño por capacidad prevalece como un dogma en la práctica ingenieril común, éste no considera el sistema suelo-fundación-estructura como un conjunto y se analizan sus partes por separado en el diseño, responsabilizando en su totalidad a la estructura, es decir, ante un sismo se permite la deformación plástica excesiva en la superestructura pero no se permite una alta plastificación en el suelo de fundación, (Gazetas, 2004). Incluso cuando se toma en cuenta a la fundación, como puede ser el caso de proyectos importantes de gran envergadura en donde se espera que el suelo influya en la respuesta de la superestructura, se le da poco cuidado a la no linealidad de éstas y el consecuente daño en los suelos.

Existe un fenómeno común provocado por el diseño convencional, llamado rótula plástica, que es el estado plástico que alcanzan todas las fibras de un elemento estructural al producirse una articulación en la sección transversal del mismo. Este fenómeno ocurre generalmente en la estructura de manera severa y no está permitido en el sistema de fundación-suelo, es decir, el diseñador debe asegurarse de que el sistema de fundación no llegue a umbrales que impliquen la falla de ésta. (Anastasopoulos et al. 2010).

Existe abundante evidencia empírica y analítica de que la SFSI modifica la respuesta sísmica y el desempeño estructural. (Pecker et al., 2013; Trombetta et al., 2014). Entre éstas, se han realizado investigaciones que involucran una gran cantidad de simulaciones numéricas para analizar la respuesta de estructuras ante movimientos provocados por un sismo, (Jeremic et al., 2009) definiendo las excitaciones de entrada en la simulación como un conjunto de espectros o como historias de tiempo de aceleración del suelo. Al usar datos de entrada como estos no se tienen en cuenta las variaciones de las ondas sísmicas que viajan y controlan el movimiento del suelo, descuidando además los efectos de interacción suelo-estructura (SSI). Por otro lado, investigadores (Gazetas y Mylonakis, 2004), hicieron énfasis en la importancia de un análisis adecuado de SSI y establecieron que el tipo de estructura y su rigidez podrían tener efectos importantes en la fundación.

A pesar que el interés en los efectos de SSI ha crecido significativamente en los últimos años, autores involucrados en la investigación señalan que después de cuatro décadas de intensos estudios, todavía existe una gran brecha entre las herramientas de simulación utilizadas entre los especialistas de SSI y la práctica común de los ingenieros civiles.

3.2 Comportamiento No Lineal del Sistema Suelo-Fundación

En la práctica actual de diseño sísmico de estructuras, se suele permitir que se éstas se sometan a deformaciones plásticas bajo fuertes movimientos sísmicos. No obstante, en situaciones más prácticas de diseño solo se emplean los análisis elásticos lineales para estimar la respuesta máxima de la estructura, ya que en la actualidad no es trivial llevar a cabo el análisis no lineal, por lo tanto, es necesario el uso de técnicas de análisis simplificados para estimar la respuesta máxima inelástica de la estructura durante fuertes movimientos sísmicos. (Khoshnoudian et al., 2013).

Probablemente entonces, las cargas sísmicas que son transmitidas a fundaciones superficiales, inducen una significativa acción inelástica no-lineal en la interfaz suelo-fundación, pero ¿cuáles son estas no-linealidades? (Figura 1):

- Movilización de mecanismo de “rotura por corte” bajo fundaciones superficiales
- Deslizamiento excesivo en la interface suelo - zapata de una fundación superficial
- Levantamiento de la fundación.

Actualmente se sobredimensionan los factores de seguridad ante estos modos de falla, restricción la cual podría parecer razonable, ya que se puede conducir a simplificaciones no conservadoras, y la inspección y arreglos en los daños de las fundaciones después de un gran terremoto no es fácil, especialmente en el caso de fuertes no linealidades geométricas, como el elevamiento y deslizamiento de la fundación (Harden y Hutchinson, 2006).

3.3 Modelos Numéricos

Es necesario entender que al llevar a cabo la construcción y análisis de los modelos no lineales se presentarán complejidades que deben ser resueltas, se tiene por una parte el dominio del suelo, el cual comprende el espaciamiento entre nodos de un modelo de elementos finitos, y la longitud del paso de tiempo (Jeremic et al., 2009). Este paso de tiempo usado para resolver numéricamente problemas no lineales de propagación de ondas está limitada por la estabilidad del modelo que se debe cumplir, que tiene que ser satisfecha por todos los modos de vibrar, si no ocurre esto el modelo puede diverger. Esta estabilidad debe cumplir con dos criterios. El primer criterio de estabilidad es el tiempo de integración utilizado, el cual restringe el tamaño del paso de tiempo. El segundo criterio de estabilidad resulta de un método de elementos finitos. Como una onda viajando en el espacio, esta pasa de un nodo a otro y así sucesivamente. Si el paso de tiempo en un análisis de elementos finitos es muy largo, entonces el frente de ondas puede alcanzar a dos nodos consecutivos al mismo tiempo. Esto podría violar una propiedad fundamental de propagación de ondas y puede provocar la inestabilidad del modelo.

Los modelos numéricos deben representar el comportamiento mecánico de lo que se está analizando para lo cual se requiere que tal vez el suelo sea analizado por etapas, donde en la primera etapa se obtienen las capacidades de soporte y luego con esto, en una segunda etapa, se obtiene finalmente el desempeño sísmico de las estructuras.

3.4 Influencia de las Características de la Fundación y el Suelo en Comportamiento Sísmico de Estructuras

En las últimas décadas, variados autores han dedicado su trabajo al estudio de SFSI y la influencia de ésta en el desempeño sísmico de estructuras. En el año 2010, Anastasopoulos realiza un estudio de cómo se puede usar el suelo para proteger a la estructura ante un terremoto, sub-dimensionando intencionalmente la fundación para que ésta actúe como fusible en el sistema. Realizó un ejemplo de una estructura de puente, simple pero realista, para ilustrar la eficacia de un nuevo enfoque, la “nueva filosofía de diseño” comparando esta alternativa planteada con el diseño convencional. Realizó un análisis estático “pushover”, el cual arroja una capacidad de ductilidad mucho más grande en el nuevo concepto de diseño, utilizando la falla progresiva del suelo.

El desempeño sísmico de las dos alternativas, se investiga a través de un análisis dinámico no lineal, el cual mostró que las dos alternativas son aceptables para una intensidad moderada de terremotos. Por un lado, el diseño convencional presentaría daños en la estructura que serían muy fáciles de reparar, y el nuevo concepto de diseño no sufriría daño estructural, sin embargo, se sometería a un ligero, aunque tolerable, aumento de asentamiento. Para los grandes terremotos que superan los límites de diseño, la nueva filosofía parece tener potencial para márgenes de seguridad significativamente más grandes, ya que a diferencia del diseño convencional que presenta un colapso total de la estructura, el nuevo diseño, aunque a costa de un aumento en los asentamientos, podría sobrevivir con el daño, lo que significa un rendimiento ventajoso.

Luego, se investigan los efectos de SFSI en la respuesta sísmica de estructuras, a través de una simulación de Monte Carlo usando una amplia gama de sistemas SFSI y movimientos de entrada realistas en cuanto a paso de tiempo de los terremotos (Moghadassi, et. al., 2011). Se cuantificó rigurosamente los efectos SFSI en distorsión estructural y el desplazamiento horizontal de la estructura. En los análisis, la superestructura fue representada por una estructura lineal de 1GDL, mientras que la relación no lineal del sistema de tensión-deformación del suelo se aproxima por un modelo lineal equivalente.

En el resultado de un amplio conjunto de simulaciones, se determinó que en promedio SFSI aumenta el desplazamiento horizontal de la superestructura. En el caso extremo, la consideración de la flexibilidad de la base puede dar lugar a desplazamientos quince veces mayores en la superestructura, en comparación con la de la estructura de base fija. Existe una clara relación entre el aumento en la respuesta estructural debido a efectos SFSI y las características del espectro de respuesta del movimiento sísmico. También se produjeron aumentos en la distorsión estructural debido a los movimientos de tierra que tienen una ascendencia en el espectro de respuesta.

Pecker y otros investigadores (Pecker et. al., 2013), también estudiaron la función de la interacción dinámica no lineal del sistema suelo - fundación en la respuesta sísmica de estructuras. El trabajo experimental consistió en una serie de estructuras cargadas sísmicamente en fundaciones superficiales, empleando un modelo de macro elementos en el sistema suelo-fundación. Se quiso apoyar el concepto de una demanda de ductilidad controlada entre la

superestructura y el suelo como un conjunto clave para un enfoque integrado de diseño sísmico de fundaciones y estructuras.

En referencia a las fundaciones superficiales, una selección relevante de los parámetros de demanda incluiría el asentamiento y rotación de la fundación, el desplazamiento máximo y horizontal del suelo. En cuanto a la respuesta no lineal (levantamiento de fundaciones superficiales), se pueden producir rotaciones significativas, por lo tanto es esencial que se tenga en cuenta el efecto de flexibilidad, ya que estos efectos revelan la importancia de la naturaleza inestable del peso propio en el balanceo de una estructura.

Ghannad y Jafarieh, en el año 2014 modelaron una superestructura como un sistema equivalente de un solo grado de libertad con comportamiento bilineal, montada sobre una base rígida descansando sobre resortes y amortiguadores “winkler”, para estudiar las razones de desplazamiento inelástico en los sistemas suelo-estructura permitidos para edificar. Demostraron que, si bien la experiencia de levantamientos en los sistemas suelo-estructura muestra desplazamientos excesivos, en comparación con los sistemas que no están permitidos para elevar la ductilidad, la demanda en la superestructura generalmente disminuye a causa del levantamiento de la fundación. Junto con un análisis estático no lineal, propusieron una nueva razón de desplazamiento inelástico de levantamiento de suelo-estructura.

Demostraron también que las razones de desplazamiento de levantamiento para los sistemas inelásticos suelo estructura son prácticamente delimitados entre los correspondientes valores para sistemas elásticos con levantamiento en la fundación y sistemas inelásticos en el cual el levantamiento no está permitido que ocurra. Se observó que, en general, la demanda de ductilidad en la estructura disminuye debido al levantamiento de la fundación. Sin embargo, la cantidad de esta reducción se sobreestima por las disposiciones actuales cuando se permite el levantamiento de la fundación en el procedimiento estático no lineal.

4 METODOLOGIA

4.1 Enfoque del Problema

El desarrollo de la investigación consistió en analizar la influencia de la capacidad de soporte de la fundación en el desempeño sísmico estructural, considerando el fenómeno SFSI.

El análisis del problema se abordó mediante la construcción de modelos de elementos finitos (MEF), en dos dimensiones y analizados mediante simulación numérica, utilizando el software OpenSees que posibilita la simulación y análisis de sistemas estructurales y geotécnicos no lineales ante una sollicitación sísmica.

Con el fin de encontrar diferentes comportamientos estructurales, se analizaron tres tipos de edificios, donde cada uno cuenta con un diferente período fundamental (T), el primer edificio es un sistema rígido de periodo bajo $T= 0,3(s)$, el segundo una condición media $T= 0,7(s)$ y por ultimo uno flexible de periodo alto $T=1,2(s)$.

Cada tipo de edificio fue analizado para dos condiciones de capacidad estructural y donde cada estructura se fundó en diferentes anchos de fundación, como rigidez de suelo ante sollicitaciones sísmicas.

Los edificios estudiados son de tipo simétrico, los cuales cuentan con losa de fundación y su modo predominante de vibración es el traslacional al poseer el mayor porcentaje de masa involucrada. Al estudiar el primer modo de vibrar, hace posible la simplificación a una estructura idealizada de un grado de libertad (1 GDL) (Figura 1), conectada a una fundación tipo losa sin confinamiento sobre el suelo y donde la masa de la estructura se concentra en la parte superior, denominado comúnmente péndulo invertido. Se consideró que la estructura y el suelo tendrán un comportamiento elastoplástico y la fundación tipo elástico.

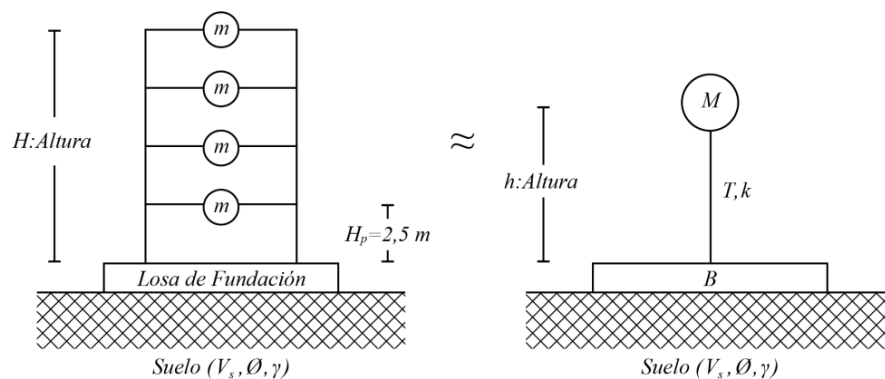


Figura 1: Representación de la simplificación realizada, con sus respectivas variables.

Se construyeron dos tipos de MEF, el primero (Figura 2) consistió en conectar solo la fundación al suelo para determinar su capacidad de soporte mediante la técnica “pushover”, que consiste en el análisis de la aplicación de carga vertical en el centro de la fundación, la cual a su vez, traspasa la carga hacia el suelo y lo deforma. El análisis finaliza cuando el suelo pasa a su zona plástica y comienza a fluir disminuyendo su resistencia. Se buscó el punto máximo de la curva que define la máxima resistencia del suelo, este dato se compara con la fuerza ejercida hacia el suelo por parte de la estructura y la fundación. La relación entre la resistencia del suelo, respecto a la fuerza de peso estructural, genera la capacidad de soporte en términos de Factor de Seguridad (FS).

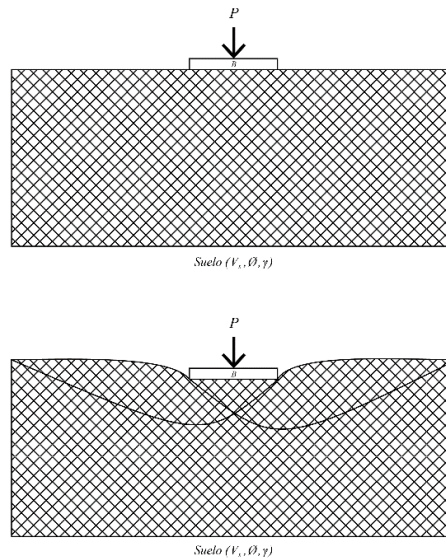


Figura 2: Modelo analizado por técnica Pushover

El segundo tipo de MEF (Figura 3) corresponde a la estructura de 1GDL junto con su fundación, la cual se conectó al suelo y se analizó frente a diferentes tipos de registros sísmicos de desplazamientos, los cuales llevan a la estructura a su máxima capacidad, obteniendo datos de esfuerzos, desplazamientos, curvaturas, entre otros, para evaluar su desempeño estructural.

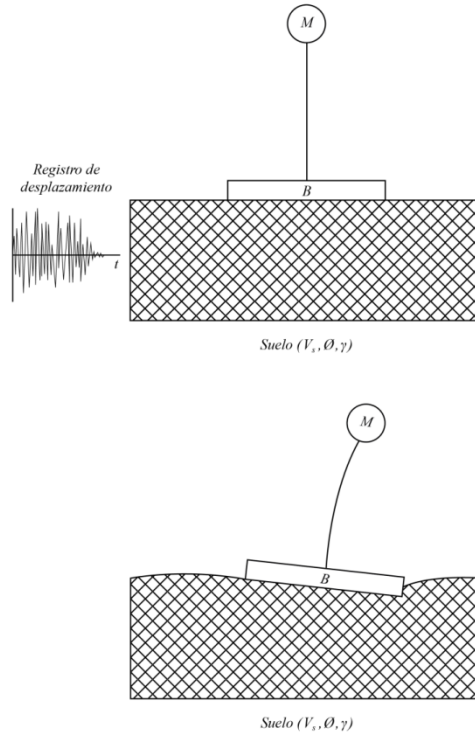


Figura 3: Modelo sometido a análisis transiente.

4.2 Dominio de variables

4.2.1 Altura de estructura

El estudio de periodos fundamentales de muchos edificios en Chile, (Lagos et al., 2012) determinó una relación de alturas (H) y periodos para edificios de rigidez normal expresados en la siguiente formula:

$$\frac{H}{T} = 70 \tag{1}$$

Mediante esta relación se determinaron las alturas de estructura asociadas a los diferentes periodos de estudio, resumiéndose en la Tabla 1.

Tabla 1: Alturas para cada Periodo estructural

T(s)	H(m)
0,3	21
0,7	49
1,2	84

4.2.2 *Fundación*

Luego de análisis preliminares, se consideraron ocho tamaños diferentes de fundación, como se indica en la siguiente tabla 2.

Tabla 2: Anchos de fundación considerados

B (m)							
6	9	12	17	20	23	26	31

En cuanto a su comportamiento, la fundación fue modelada como tipo elástico, y es asimilado al de una losa rígida con un módulo de elasticidad muy grande, con un peso total correspondiente a un 10% del peso estructural.

4.2.3 *Calibración de periodos estructurales*

Para verificar que cada estructura a estudiar tenga su periodo correcto, se construyó un modelo estructural de 1 GDL de base fija con un peso (P) de 80000 KN para cada estructura, al cual se le aplica un análisis estático monotónico creciente en la parte superior con tal de conocer su curva de capacidad estructural.

La curva de desempeño sísmico de la estructura, está caracterizada por ser elastoplástica y en el cual se fijaron dos niveles de fuerza de fluencia; 0.2g y 0.4g

Con respecto al drift de fluencia, se decidió por un único nivel de desempeño de tipo operacional, definido con el valor de 0.002 en base a los fundamentos de filosofía de diseño que aparecen en el documento “Visión 2000”, publicado por la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC, 1995).

Se ingresan los datos de entradas como período estructural, altura y peso de la estructura, y mediante un análisis iterativo se calibran valores de elasticidad de material, con tal de que la respuesta conserve la rigidez dada por el periodo y alcance las fluencias mencionadas anteriormente.

Se presenta a continuación en la figura 4 la curva de desempeño estructural para una estructura con $T=0,7(s)$ y capacidad estructural 0.2g y 0.4g.

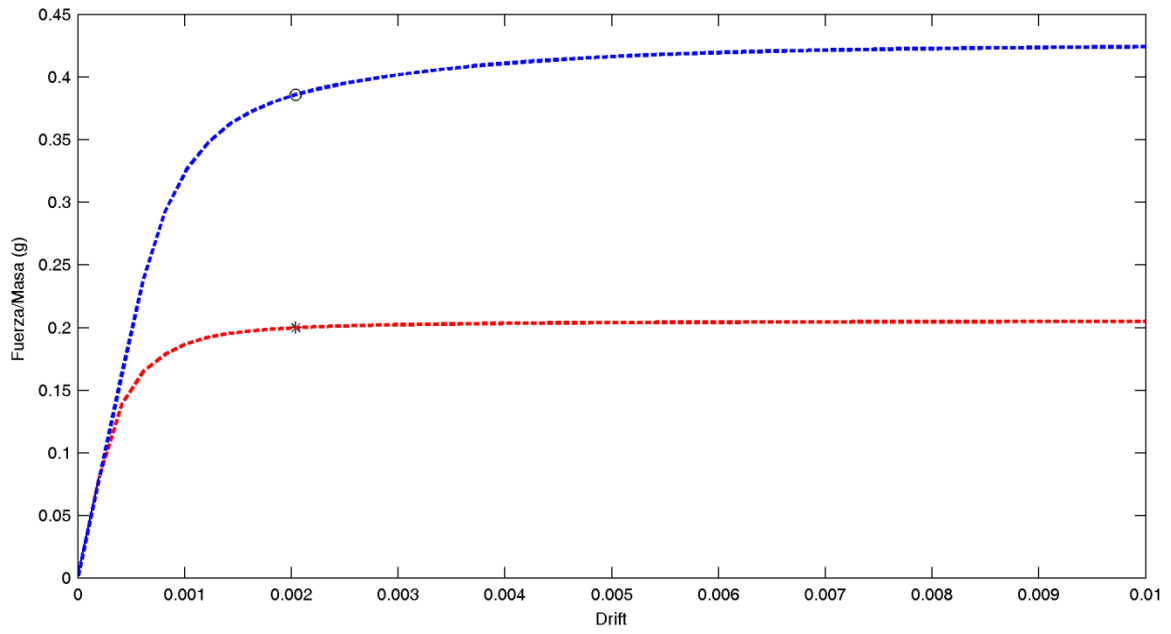


Figura 4: Curva de capacidad estructural

4.2.4 Tipos de suelo

Esta investigación se enfocó en el análisis de arenas para diferentes grados de densidad. La velocidad de onda de corte (V_s), es el dato de entrada para definir los parámetros Densidad (γ), Modulo de corte (G), Modulo de Bulk (K) y Angulo de fricción (Φ), mediante la utilización de fórmulas y relaciones.

Se utilizaron dos tipos de velocidad de onda de corte, que se definen en la tabla 3 junto con los respectivos parámetros.

Tabla 3: Parámetros de suelo utilizados

V_s (m/s)	220	250
γ (Ton/m ³)	1,8	2,1
Φ (grados)	32	36,5
G (Kpa)	87120	131250
K (Kpa)	406560	612500
e	0,6	0,55
ν poisson	0,4	0,4

Se utilizaron expresiones para el cálculo de módulo de corte y bulk en función de velocidad de onda de corte, densidad y poisson. (Kramer, 1996)

4.3 Registros sísmicos

Se utilizaron diez registros sísmicos para el análisis transiente. Se definió esta cantidad para tener una muestra representativa de la aleatoriedad en las sollicitaciones sísmicas que pueden afectar a una estructura, y donde cada tipo de registro varía en cuanto a energía liberada, duración y contenido de frecuencia.

Se observa en la Tabla 4 el tipo de registro utilizado para los análisis y sus respectivas características donde destaca el terremoto de Chile del año 2010 por su magnitud y duraciones efectivas.

Tabla 4: Registros sísmicos y sus parámetros

N°	Registro sísmico	Tipo de terremoto	Magnitud (Mw)	Aceleración máxima(g)	Velocidad máxima(cm/s)	Desplazamiento máximo(cm)	Duración efectiva(s)
1	Concepción Largo 2010,Chile	Subducción	8.8	0.40	69.38	21.56	80.72
2	Concepción Trans 2010,Chile	Subducción	8.8	0.2	52.63	14.74	88.235
3	Chi Chi 1999,Taiwán	Subducción	7.7	0.36	21.54	21.88	11.55
4	Friuli 1976,Italia	-	6.5	0.35	22.02	4.07	4.21
5	Kocaeli 1999,Turquía	-	7.4	0.35	62.18	51.30	15.90
6	NCH433.Suelo D corto, Chile	-	-	0.56	63.74	10.49	3.53
7	NCH433.Suelo D largo, Chile.	-	-	0.46	57.2	13.8	81.76
8	Northridge 1994,EUA	Cortical	6.7	0.57	51.83	9.03	9.06
9	San pedro de la paz E O 2010,Chile	Subducción	8.8	0.60	43.08	14.82	73.08
10	San Pedro de la paz N S 2010,Chile	Subducción	8.8	0.65	37.02	9.77	69.35

4.3.1 Espectros de respuesta elásticos

Para cada uno de los diez registros utilizados en el análisis se presentan a continuación los espectros de aceleración, velocidad y desplazamiento en las figuras 6, 7 y 8 respectivamente.

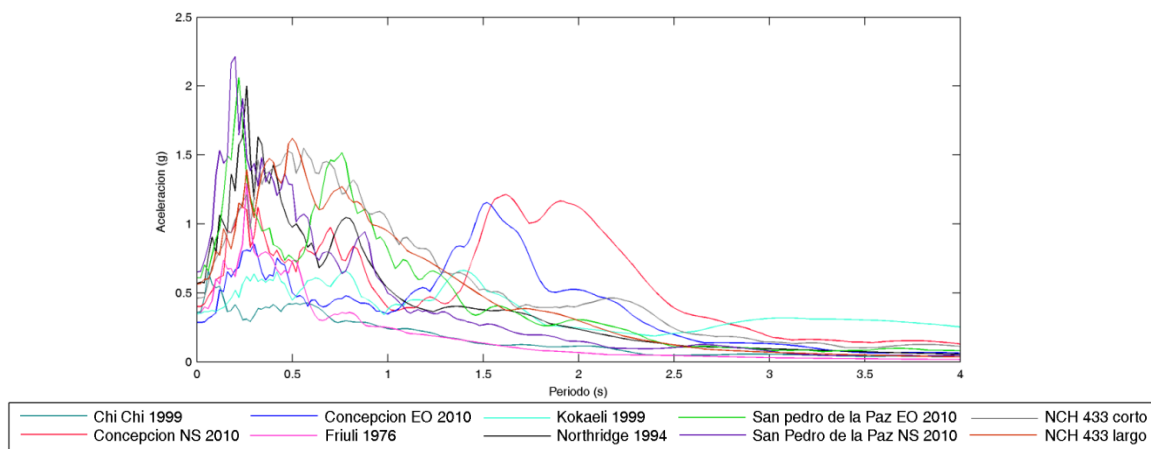


Figura 5: Gráfico de espectro de Aceleración

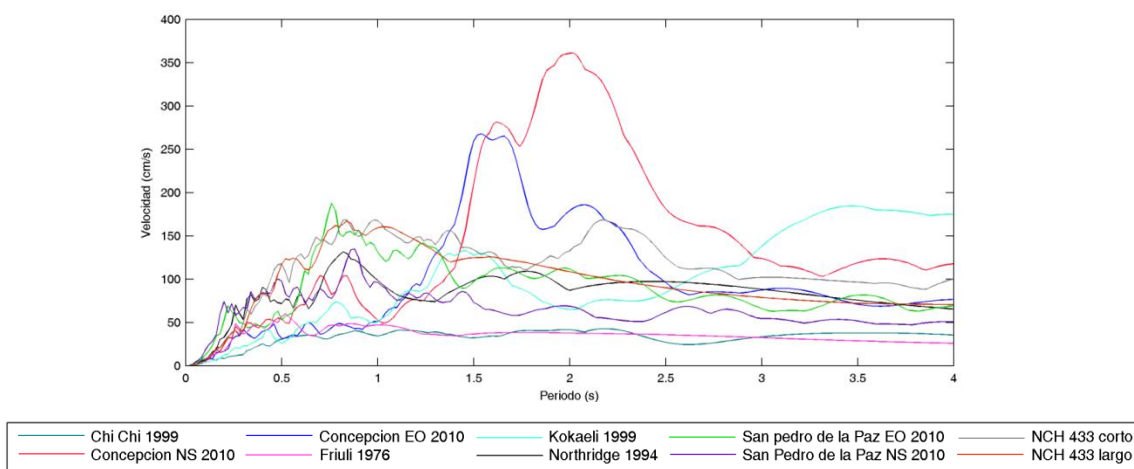


Figura 6: Gráfico de espectro de velocidad

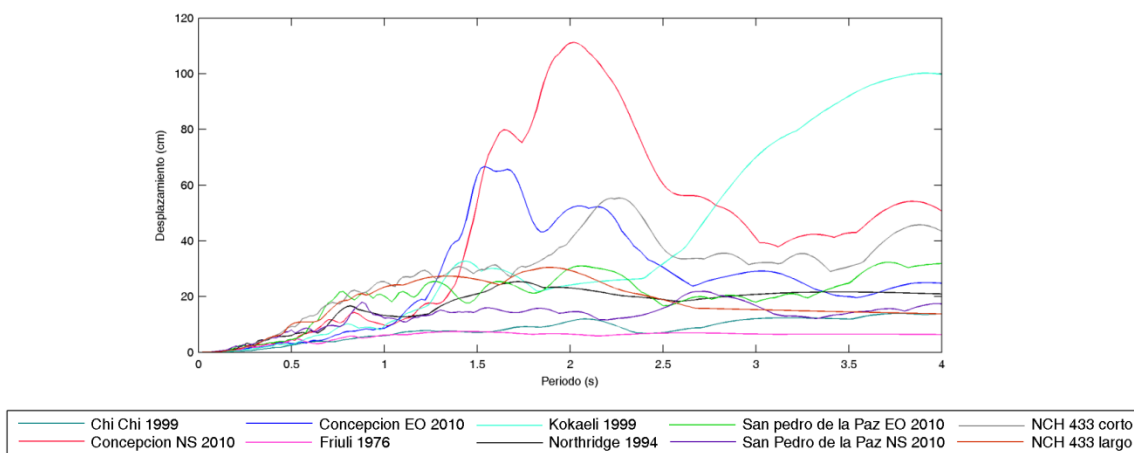


Figura 7: Gráfico de espectro de desplazamiento

4.4 Casos de estudio

Se consideraron dos tipos de suelos para realizar el análisis Sísmico, y cada uno de éstos trabajó en dos capacidades estructurales. Existen tres periodos estructurales, esto para cada capacidad y cada tipo de suelo. Los anchos de fundación usados son ocho, y a cada uno, para cada combinación de capacidad, periodo y tipo de suelo se le aplicaran 10 registros sísmicos, lo que resulta en una combinatoria total de 960 casos. La figura 9 indica las variables involucradas e ilustra la combinatoria entre ellas.

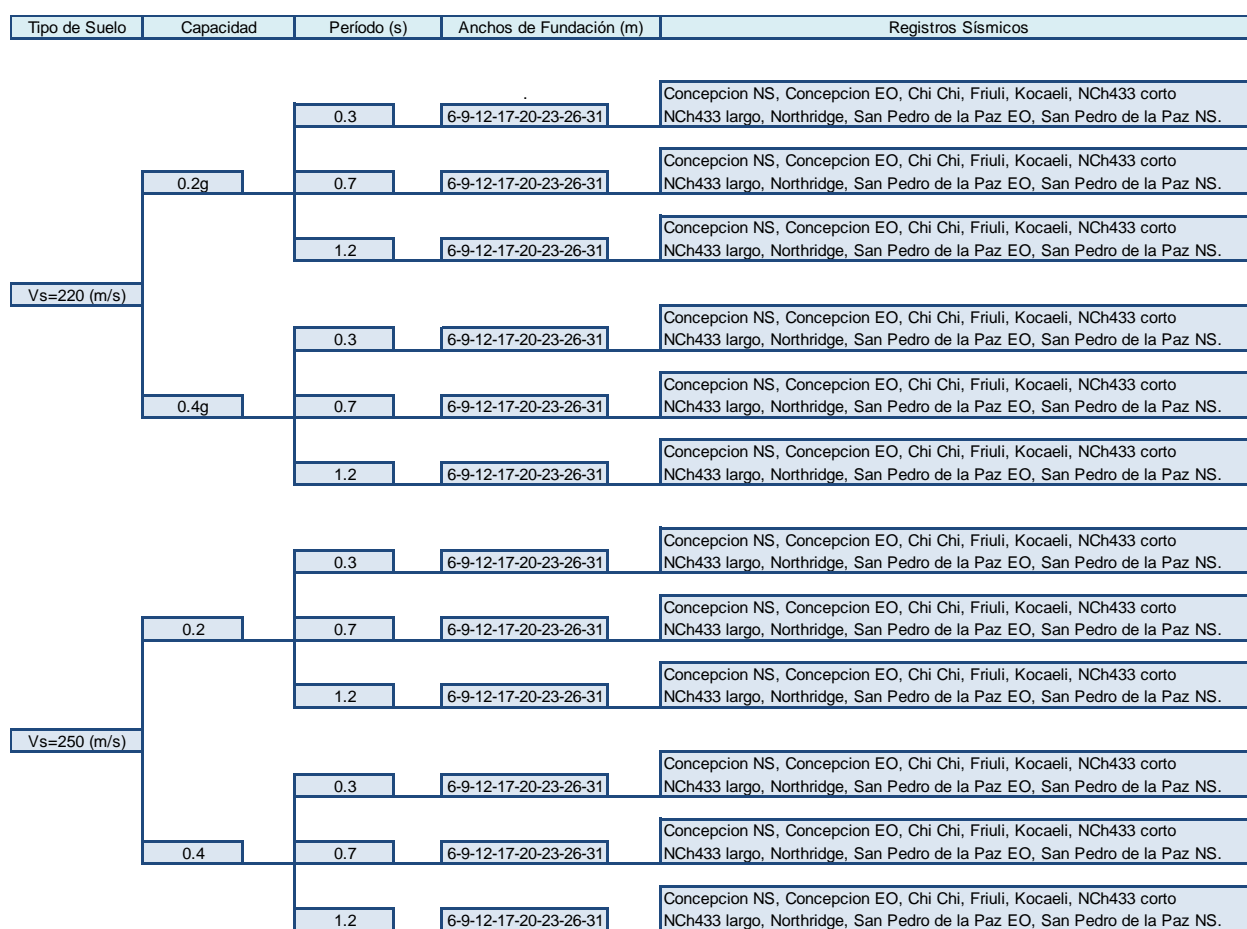


Figura 8: Casos de estudio

4.5 Construcción de modelos

4.5.1 Modelos de Capacidad de soporte

a) Dominio del suelo

Debido a la complejidad del análisis, se realizaron mallas de elementos finitos para la modelación del suelo. Para la creación de éstas, se utilizó el software GMSH, por su rapidez y compatibilidad con el lenguaje de programación TCL de OpenSees (Mazzoni et al. 2007).

Es necesario mencionar que el suelo a modelar es de tipo arena, con comportamiento drenado, por lo que no se consideró como variable la presión de poros, por esa razón los nodos de suelo de la malla tienen 2 GDL desplazamiento en horizontal y vertical, y por otra parte, la malla de suelo es más fina bajo la fundación.

Se tomaron las siguientes consideraciones para la construcción correcta de la malla:

i. Espaciamiento entre nodos:

Para la obtención de capacidad de soporte se tomó en cuenta el criterio propuesto por (Jeremic, 2009), el cual será observado en el capítulo 4.5.2 de análisis transiente.

ii. Condiciones de Contorno y Tamaño de Malla:

Para tener una eficiencia computacional, es deseable reducir el dominio de suelo incluido en el modelo de elementos finitos, y por otra parte, a medida que este se reduce, las condiciones de contorno se vuelven cada vez más importantes (Zhang *et. al.*; 2003).

Dentro de la bibliografía no existen criterios específicos para definir el tamaño de dominio del suelo ante un análisis pushover, pero en el transcurso de esta investigación, con el fin de encontrar la curva de capacidad de soporte, se generaron una serie de análisis de prueba y error que explicaran el fenómeno.

La conclusión de dimensionamiento del modelo de suelo para que se replique el fenómeno, es construir una malla de tamaño mínimo siete veces más grande al tamaño de la fundación a estudiar, en ancho y profundidad de suelo, debido a que en un dominio más pequeño, el análisis realizado se ve alterado por las condiciones de contorno de las fronteras y bulbos de esfuerzo.

Se restringieron los nodos de las fronteras del modelo para representar un dominio local de suelo, perteneciente a un dominio global con presiones geoestáticas.

iii. Elementos de Suelo:

La conexión de los nodos es mediante elementos que caractericen la respuesta tensión-deformación, debido a cargas puntuales o cíclicas aplicadas al suelo. Utilizando el software GMSH se hizo posible la creación de estos elementos, además, se decidió utilizar el tipo triangular mediante la unión de tres nodos, lo cual facilita la convergencia numérica del modelo.

iv. Material:

Para simular el comportamiento no-lineal del suelo tipo arena, es necesario asociarle un material a los elementos de la malla de suelo, de esta forma es posible caracterizar el comportamiento contractivo y dilatante del suelo ante la aplicación de cargas.

b) Nodos y Elementos de fundación:

Para simular el comportamiento rígido de una losa de fundación, se construyeron nodos de tres grados de libertad (3 GDL, desplazamiento horizontal, vertical y giro), espaciados a 50 cm, los cuales variaron en cantidad dependiendo de B y se encuentran unidos por elementos que simulan el comportamiento elástico de la fundación. Estos elementos, proporcionaron el ingreso de parámetros como el módulo elasticidad, inercia, y área transversal que controlaron la rigidez.

c) Contacto suelo-fundación:

El contacto entre nodos de suelo (2 GDL) y nodos de fundación (3 GDL) se realizó mediante la creación de nodos auxiliares en las mismas coordenadas de los nodos de suelo y fundación. Los nodos auxiliares se unen a elementos no lineales que hacen posible la unión de sistemas de distintos grados de libertad.

De esta forma se controlan las no linealidades posibles, tales como el levantamiento y deslizamiento (Zhang, 2009; Gazetas, Apostolou, 2004), que puedan afectar la simulación y mantengan el comportamiento cinemático del sistema.

d) Análisis:

Al modelo construido se le realizaron los siguientes análisis:

- Análisis gravitacional del suelo: Consistió en el aumento de tensiones del suelo por efecto de la gravedad y se realizó en 10 pasos de tiempo y carga. No existe deformación del suelo y el análisis fue controlado por fuerza.
- Análisis gravitacional de la fundación: Consideró el efecto del peso de la fundación en el suelo y existe deformación de este. El análisis fue controlado por fuerza y fue realizado en 10 pasos de tiempo y carga.
- Análisis pushover: Consistió en la aplicación de una fuerza de 100000 KN sobre la fundación, la cual traspasa la carga hacia al suelo, deformando este. Se realizaron pasos de desplazamientos del nodo central de fundación de 1 mm en vertical. El Análisis fue controlado por desplazamiento.

4.5.2 Modelos de Análisis Transiente

La construcción de este tipo de modelo fue similar a la propuesta en el capítulo 4.5.1 de capacidad de soporte, comparten el mismo dominio de suelo (exceptuando el tamaño de malla), nodos y elementos de fundación y el mismo contacto.

A continuación se enumeran los puntos relevantes en la construcción de este tipo de modelos:

e) Dominio del suelo

i. Espaciamiento entre nodos

El dominio de suelo debe cumplir con la premisa de que la más pequeña longitud de onda que viajará por el medio, debe ser mayor que la distancia entre 10 nodos consecutivos de acuerdo a la ecuación (3) (Jeremic, 2009).

$$\Delta h \leq \frac{\lambda_{\min}}{10} = \frac{v_s}{10f_{\max}} \quad (3)$$

Donde " Δh " es el espaciamiento entre nodos de suelo; " λ_{min} " es la longitud de onda mínima que viaja por el suelo; " v_s " es la velocidad de propagación de ondas y " f_{max} " la frecuencia máxima que viaja por el suelo.

Se consideró que la velocidad mínima a la cual viaja una onda en el modelo, es de 100 m/s y cuenta con una frecuencia de 10 Hz por lo que la longitud de onda resulta en 10 m y el espaciamiento final es de 1 m para todas las mallas.

ii. Frontera Absorbente y tamaño de malla

Una de las grandes dificultades en la dinámica de sistemas suelo-estructura se relaciona con la modelación de las fronteras. Existen restricciones en los recursos computacionales, ya que el dominio computacional debe ser pequeño para que un análisis pueda finalizar en un tiempo prudente. Debido a esto una frontera artificial puede ser modelada de tal manera que absorba las ondas que llegan y no las refleje al dominio computacional.

El método utilizado, es el propuesto por Lysmer y Kuhlemeyer en el año 1969, el cual consistió en desarrollar fronteras absorbentes solo con amortiguadores de tipo viscoso, el cual su código está presente en OpenSees.

Se definieron cuatro tamaños diferentes de malla de suelo, donde cada tamaño de malla es construido acorde a la dimensiones de los sistemas fundación-estructura estudiados.

f) Estructura

La estructura se modeló con propiedades que asimilen el comportamiento no lineal y su nivel de desempeño tipo operacional se basó en el criterio del comité "Visión 2000". Fue calibrada para obtener una rigidez estructural acorde al periodo del primer modo de vibrar.

g) Contacto fundación-estructura

El contacto entre estos elementos se realizó de forma monolítica utilizando un nodo de unión, el cual hace posible el traspaso de carga y giro.

h) Demanda sísmica

La plataforma OpenSees permite el análisis transiente, utilizando registros sísmicos de tipo desplazamiento. Los diversos registros vistos en la sección 4.4 fueron ingresados a los modelos y aplicados como cargas de tipo desplazamiento en las fronteras de este a diferentes pasos de tiempo (Δt).

El Δt utilizado para el análisis transiente, depende de cada registro y es clave para la estabilidad numérica (Jeremic, 2009). El valor máximo considerado fue de 0.005 y el mínimo se definió como la mitad de este valor.

i) Análisis

Al modelo construido se le realizaron los siguientes análisis:

- Análisis gravitacional del suelo: Consistió en el aumento de tensiones del suelo por efecto de la gravedad y se realizó en 10 pasos de tiempo y carga. No existe deformación del suelo y el análisis fue controlado por fuerza.
- Análisis gravitacional de la fundación y estructura: Consideró el efecto del peso de la fundación y estructura en el suelo, no existiendo deformación de este, pero sí, aumento de tensión, favoreciendo la convergencia numérica. El análisis fue controlado por fuerza y fue realizado en 10 pasos de tiempo y carga.
- Análisis Sísmico: Se aplica a la frontera del modelo, una serie de registros de desplazamientos a un determinado paso de tiempo, que llevan a la estructura a su máxima capacidad. Análisis controlado por desplazamiento y tiempo.

5 RESULTADOS

La combinatoria total de las variables utilizadas, generó más de 45000 líneas de código de modelos numéricos, que dieron como resultado un total de 166 GB de memoria almacenada en archivos de texto. Luego se utilizó la herramienta MATLAB para analizar la gran cantidad de datos recopilados, mediante la construcción de códigos de análisis con el fin mostrar los resultados a continuación.

5.1 Capacidad de Soporte

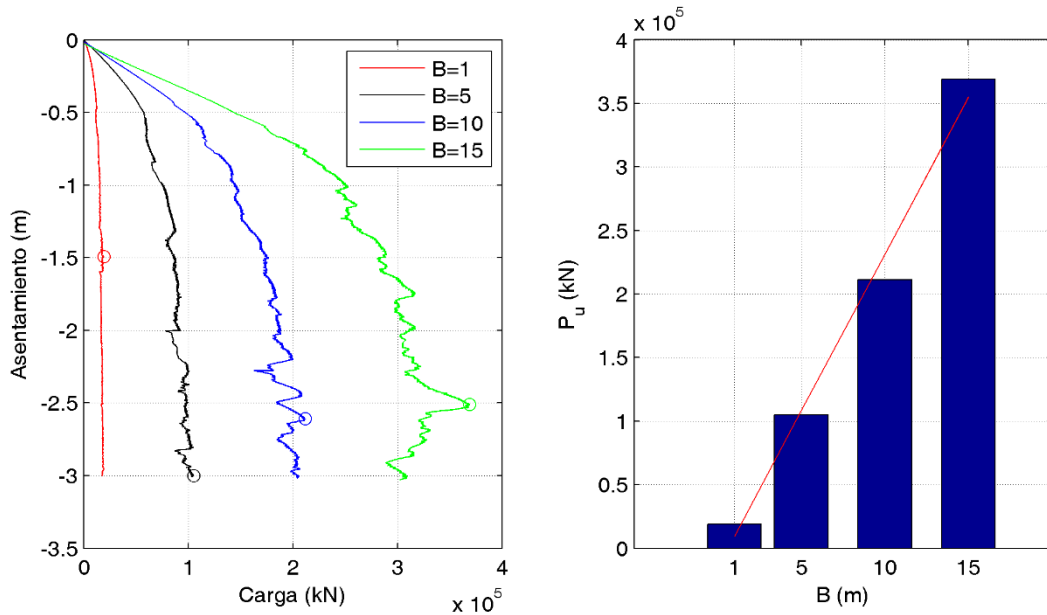


Figura 9: Capacidad de Soporte y razón lineal para Vs=220 m/s

En la figura 9 se muestran dos gráficos, donde se utilizan 4 anchos de fundación (B). En el gráfico de la izquierda, según los colores, se aprecia claramente que para una fundación de mayor tamaño se requiere de una mayor carga para lograr asentamientos, comparados con un B menor. La fuerza máxima para cada tamaño se grafica al lado derecho con respecto a los B usados, para demostrar que existe una razón lineal (Pu) entre fuerza y B, la cual se utiliza para obtener Factores de Seguridad (FS) para cualquier tamaño, usando la siguiente relación a partir de la teoría de capacidad de soporte de Terzaghi:

$$P_u = c * N_c + q * N_q + 0.5 * B * \gamma * N_\gamma$$

$$P_u = \alpha + B \cdot \beta$$

$\alpha, \beta \rightarrow$ Calibración con modelos numéricos

Tabla 5: Factores de Seguridad para cada ancho de fundación

B (m)	6	9	12	17	20	23	26	27	31
Peso estructura (KN)	80000	80000	80000	80000	80000	80000	80000	80000	80000
Peso Fundación (KN)	8000	8000	8000	8000	8000	8000	8000	8000	8000
Peso superestructura (KN)	88000	88000	88000	88000	88000	88000	88000	88000	88000
V _s = 220 (m/s) Pu (KN)	132760.2	206842.2	280924.2	404394.2	478476.2	552558.2	626640.2	651334.2	750110.2
Factor de Seguridad	1.5	2.4	3.2	4.6	5.4	6.3	7.1	7.4	8.5
V _s = 250 (m/s) Pu (KN)	365697.9	569379.9	773061.9	1112531.9	1316213.9	1519895.9	1723577.9	1791471.9	2063047.9
Factor de Seguridad	4.2	6.5	8.8	12.6	15.0	17.3	19.6	20.4	23.4

La tabla 5 muestra los factores de seguridad (FS) para los distintos anchos de fundación utilizados en el análisis. El rango de FS se encuentra entre 1.5 y 23.4, abarcando valores de B entre 6 y 31 (m) y tipos de suelo de V_s=220 (m/s) y V_s=250 (m/s). El FS se ha calculado de la siguiente manera:

$$FS = \frac{\text{Resistencia del suelo}}{\text{Peso del edificio}} = \frac{Pu (kN)}{88000 (kN)}$$

5.2 Resultados Análisis Transiente

La figura 15 corresponde al análisis transiente para el registro de Kocaeli. Se muestra un contraste entre dos casos que se diferencian en periodo estructural, tipo de suelo y FS.

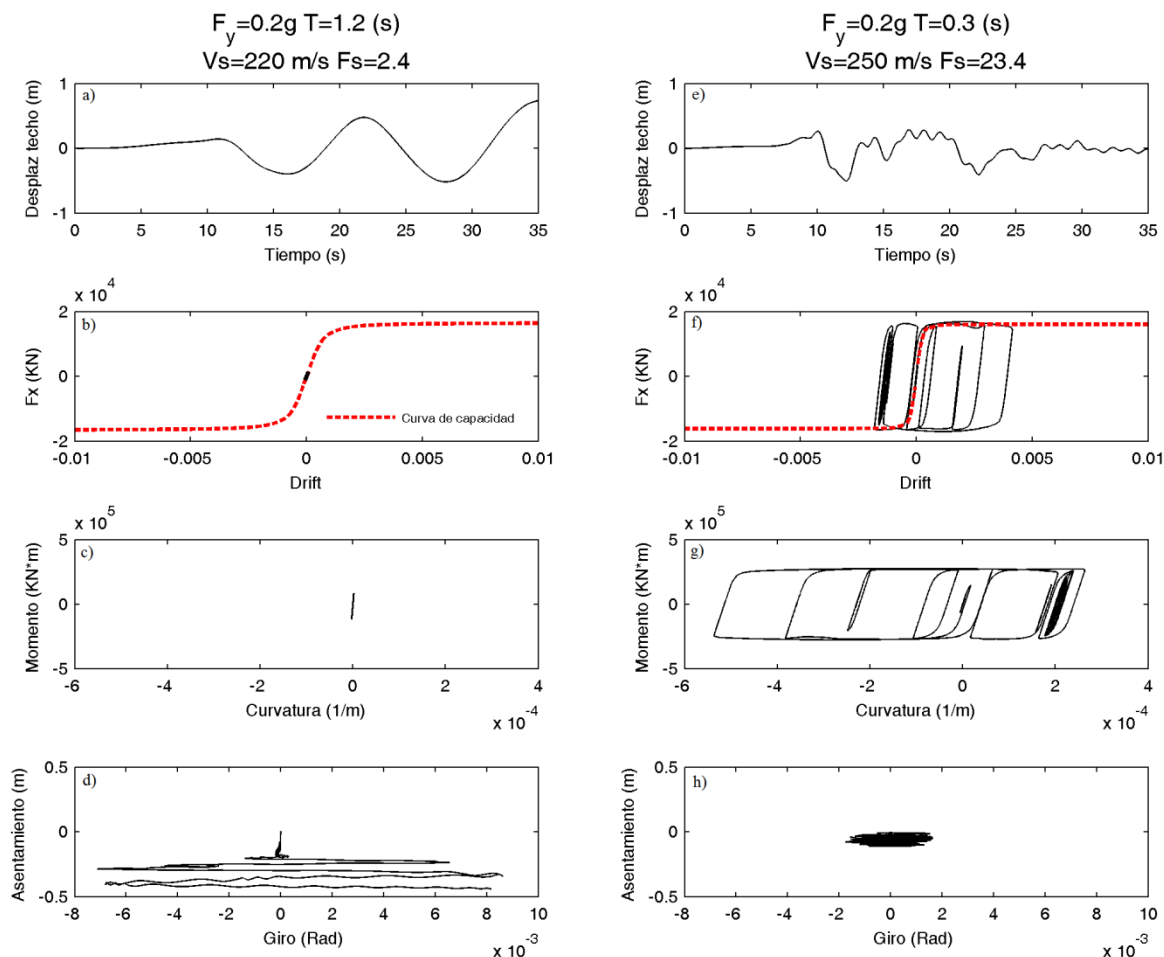


Figura 10: Resultados análisis transiente. Registro de Kocaeli.

La curva de desplazamiento de techo versus tiempo en el gráfico a) muestra un claro aumento de período de oscilación que llega a los 15 (s) aproximadamente debido a la flexibilidad del sistema suelo fundación. En el gráfico b) ocurre lo contrario ya que el período de respuesta disminuye y la oscilación tiene pequeñas variaciones donde la estructura se mantiene prácticamente en su origen. El segundo par de gráficos muestra la fuerza de corte producida por el sismo versus el drift para cada caso. En el gráfico c) la estructura no alcanza la máxima capacidad de 0.2g, por lo que su respuesta es de tipo elástica, en cambio, en el sistema rígido, la fuerza alcanza el valor

máximo de capacidad y comienza a fluir disipando una gran cantidad de energía alcanzando un drift de aproximadamente 0.005. También según la curva se observa una gran demanda de ductilidad a la estructura. En lo que respecta a las gráficas de momento curvatura, en el sistema flexible e), la estructura sigue trabajando en el rango elástico y muestra una curvatura despreciable, al contrario, en el gráfico f) la curvatura alcanza valores cercanos a 0.0006 (1/m) y grandes momentos de 250000 (kN*m), evidenciando un gran daño en la estructura. El sistema suelo fundación en los gráficos g) y h) entrega resultados de asentamiento (m) versus giro de fundación (rad). El valor máximo de asentamiento de la estructura flexible alcanza 50 (cm) con giros de fundación de 0.008 radianes. Este sistema incursiona en el rango no lineal, a diferencia del sistema rígido que obtuvo valores muy pequeños de asentamiento y giros de fundación.

5.3 Análisis Finales

En los resultados finales se involucran todos los registros utilizados, realizando comparaciones por tipo de suelo, por capacidad y por registro. El indicador de daño usado será el drift en cada caso, el cual se complementa con los resultados de giro de fundación para una mejor apreciación de lo obtenido. El indicador utilizado para cuantificar la demanda de daño sobre la estructura será el drift, mientras que el indicador utilizado para caracterizar el desempeño del sistema suelo fundación será el giro.

5.3.1 Comparación por tipo de suelo

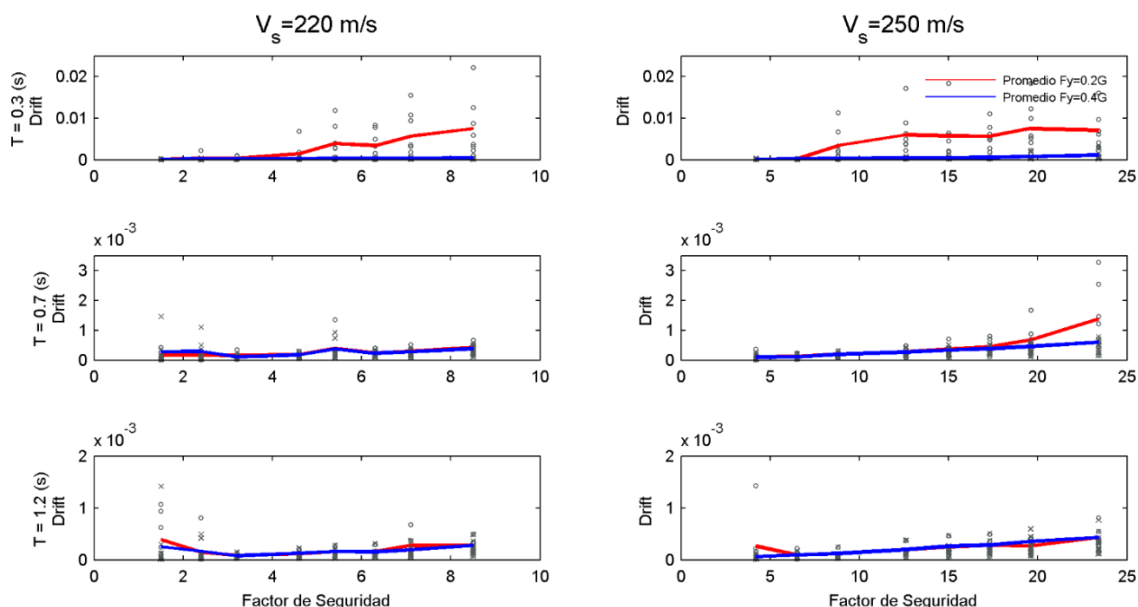


Figura 11: Comparación por tipo de suelo. Drift versus Factor de Seguridad.

En la figura 11 se muestra la comparación de drift para cada tipo de suelo. Para $T=0.3$, se excede el nivel de fluencia para la estructura de capacidad 0.2g, por lo que se entra al rango no lineal, y se puede apreciar en el desacople de las curvas de las medias. Existe también una gran dispersión para los valores de capacidad 0.2g al momento de incursionar en el rango no lineal, y para esta misma capacidad y distintos suelos, el máximo valor alcanzado de drift en promedio es de un 1%.

En las estructuras de períodos $T=0.7$ (s) y $T=1.2$ (s) no se observa una diferencia entre una capacidad y otra en cuanto a su comportamiento estructural, ya que ni la capacidad de 0.2g ni 0.4g incursiona en el rango no lineal. En el gráfico se puede visualizar, un desacople nulo en las curvas promedio, excepto en $T=0.7$ (s) con $V_s=250$ (m/s) en los mayores FS, donde existe un mayor daño estructural en comparación a 0.4g, ocasionado por dos registros sísmicos los cuales alteran la tendencia en ese caso puntual.

En cuanto a $T=1.2$ (s) no se encuentran diferencias ante respuesta estructural, no se excedió la capacidad en ninguno de los casos por lo que el comportamiento para ambas capacidades fue similar. En todas las gráficas de la figura 11, la tendencia de las curvas promedio es creciente a medida que aumenta el FS.

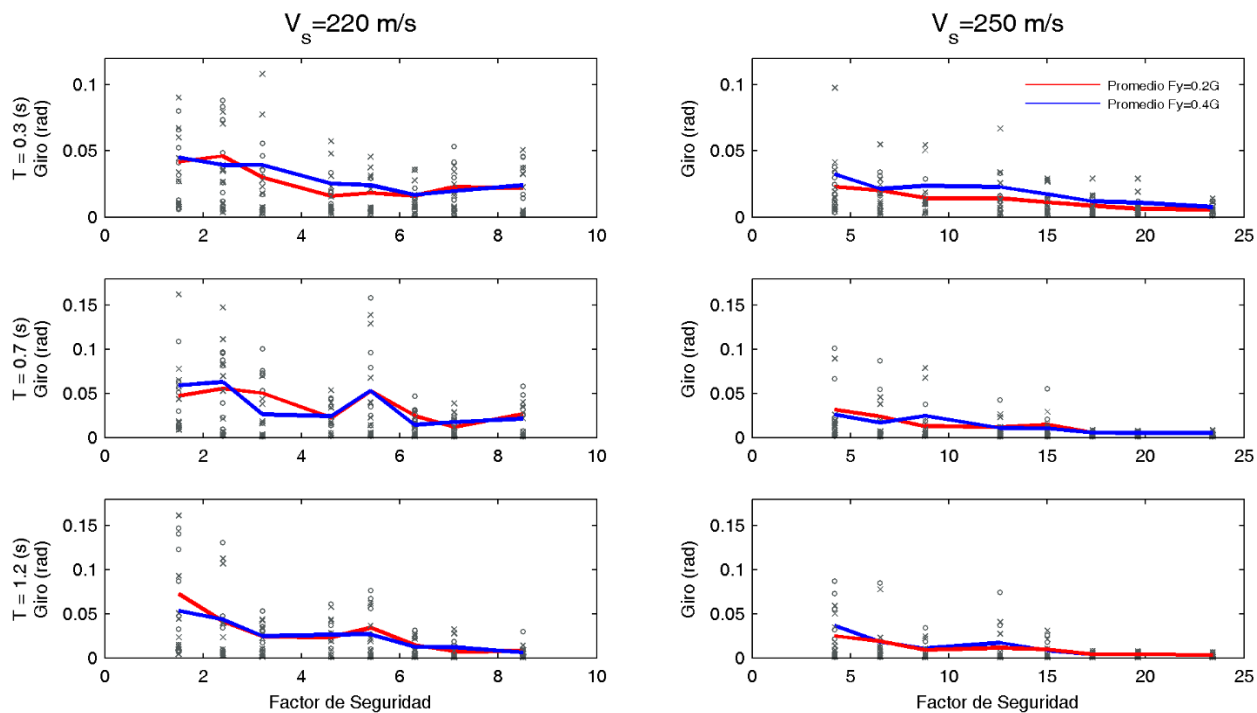


Figura 12: Comparación por tipo de suelo. Giro de fundación versus Factor de Seguridad.

En la figura 12 se muestra la comparación de giro de fundación para cada tipo de suelo. No se aprecia gran diferencia de daño en las medias de 0.2G y 0.4G, tampoco existe gran desacople y en general se encuentran ambas en el orden de 0.05 radianes aproximadamente. El giro va decreciendo a medida que aumentan los FS el cual se va compensando probablemente con daño estructural (desplazamiento de techo). El suelo $V_s=220$ (m/s) presenta levemente un mayor giro en comparación a $V_s=250$ (m/s). En este último suelo con $T=1.2$ (s) y $T=0.7$ (s) el giro es casi nulo a mayor FS y tienen menos variaciones que en el suelo más blando. Las medias que presentan más variación es en el suelo $V_s=220$ (m/s), $T=0.7$ (s), donde existe una diferencia en las respuestas de los registros para los distintos FS.

Para un suelo de $V_s=220$ (m/s), en los 3 tipos de periodo estructural, existe una gran dispersión en los datos a medida que aumenta el periodo, pero en promedio, las curvas muestran valores similares de giro de fundación para ambas capacidades.

En la comparación por suelo, la diferencia de giros de fundación entre V_s no es tan relevante, lo que se puede deber a la similitud de parámetros entre estas dos rigideces.

5.3.2 Comparación por Capacidad

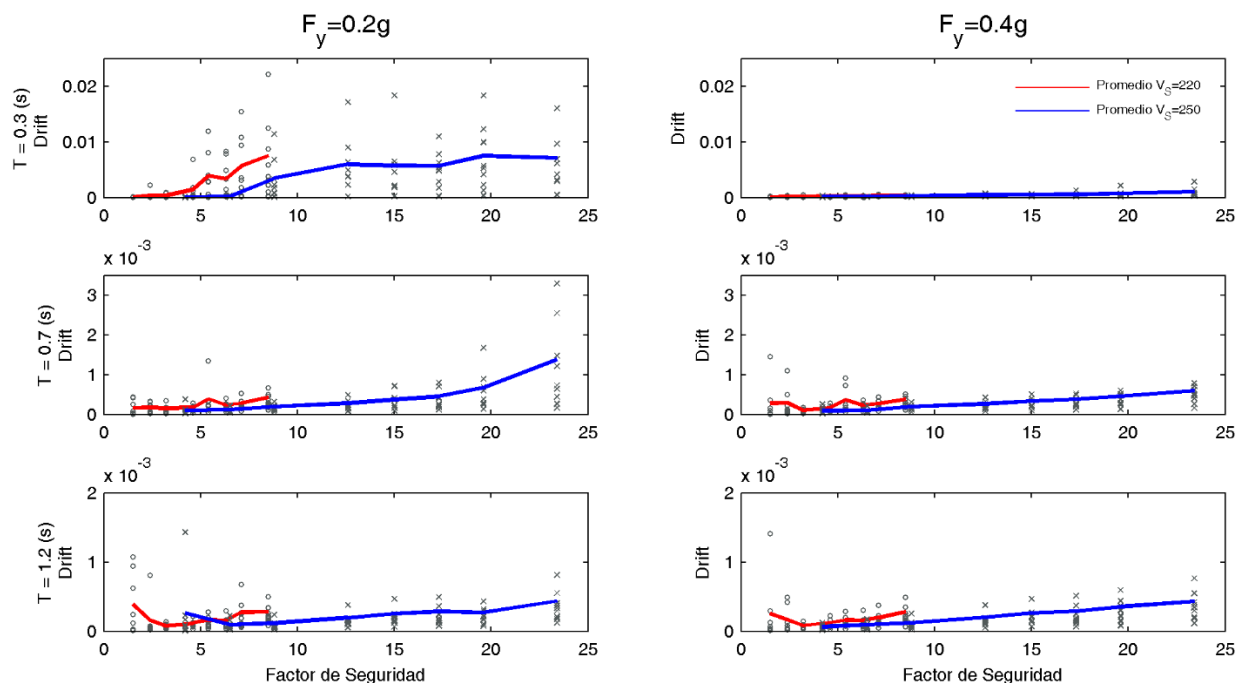


Figura 13: Comparación por capacidad. Drift.

En la figura 13, lo primero a observar es el periodo $T=0.3(s)$, el cual incursiona en el rango no lineal en ambos suelos, pero éste fenómeno solo se presenta en la capacidad $0.2g$, el que a causa de la gran dispersión en todos los FS, se aprecia daño estructural en ambos casos. En promedio, para ambos suelos, no hay daño para factores de seguridad pequeños, en cambio, los factores de seguridades mayores, se muestra un daño de 0.01 de drift.

Todo lo contrario ocurre en el otro extremo de $0.4g$ y $T=0.3(s)$ donde las medias se mantienen casi constantes al pasar a FS mayores.

La curva promedio del drift en el $T=0.7(s)$ está más cerca de incursionar en el rango plástico, en FS más grandes. Sin embargo, no llegan a este rango a excepción de dos registros que se muestran como puntos atípicos en el gráfico. Por último, el periodo $T=1.2(s)$ mantiene las curvas de las medias sin mayores variaciones o alteraciones, ya que ambas actúan en el rango lineal. De todas maneras mantienen su comportamiento ascendiente mientras más grande son los FS.

También se observa, que mientras más va aumentando el periodo, el drift de la estructura va disminuyendo para ambas capacidades y para ambos suelos.

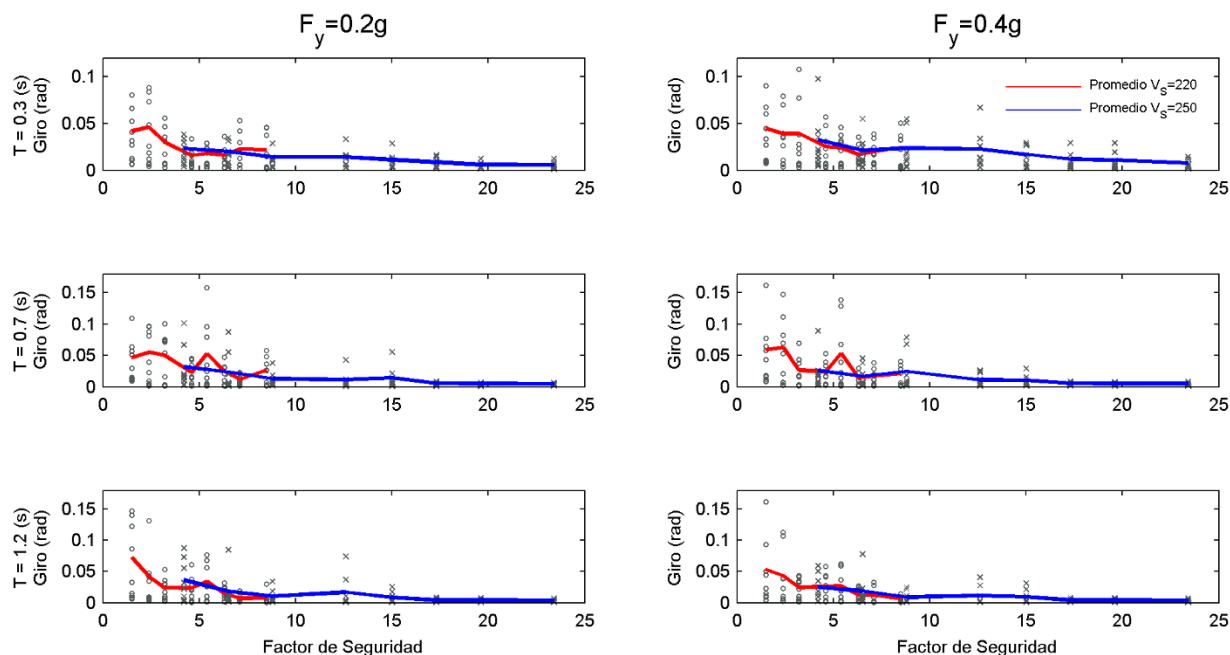


Figura 14: Comparación por capacidad. Giro.

En la Figura 14, la curva promedio de $V_s=220$ (m/s) tiene un mayor giro de fundación en los FS menores para ambas capacidades y todos los periodos, alrededor de 0.05 radianes.

En los periodos de $T=0.3$ (s) y $T=0.7$ (s), el suelo de $V_s=220$ (m/s), que presenta factores de seguridad mayores, la magnitud del giro ronda los 0.03 radianes, en cambio para el suelo de $V_s=250$ (m/s), los giros en factores de seguridad altos son prácticamente nulos.

No obstante, para el periodo $T=1,2$ (s), en un $V_s=220$ (m/s) y factores de seguridad mayores, el giro de fundación tiende a cero para ambos suelos.

La curvas de los gráficos correspondientes a un periodo de $T=0.7$ (s) presentan más variación en cuanto a uniformidad, a diferencia de la media de los demás periodos, que presentan una tendencia más suave, aunque de igual forma decreciente mientras aumentan los FS.

Los valores de $V_s=220$ (m/s) poseen más dispersión que $V_s=250$ (m/s) en la respuesta a diferentes registros. Lo que evidencia un mayor giro en suelos blandos.

En general, la capacidad estructural no es una variable que influya en gran medida en el sistema suelo fundación. Aunque sí influye el factor de seguridad, ya que a medida que éste aumenta, el giro del sistema suelo fundación disminuye, lo que se ve en la tendencia descendente de las curvas.

5.3.3 Efecto de la demanda

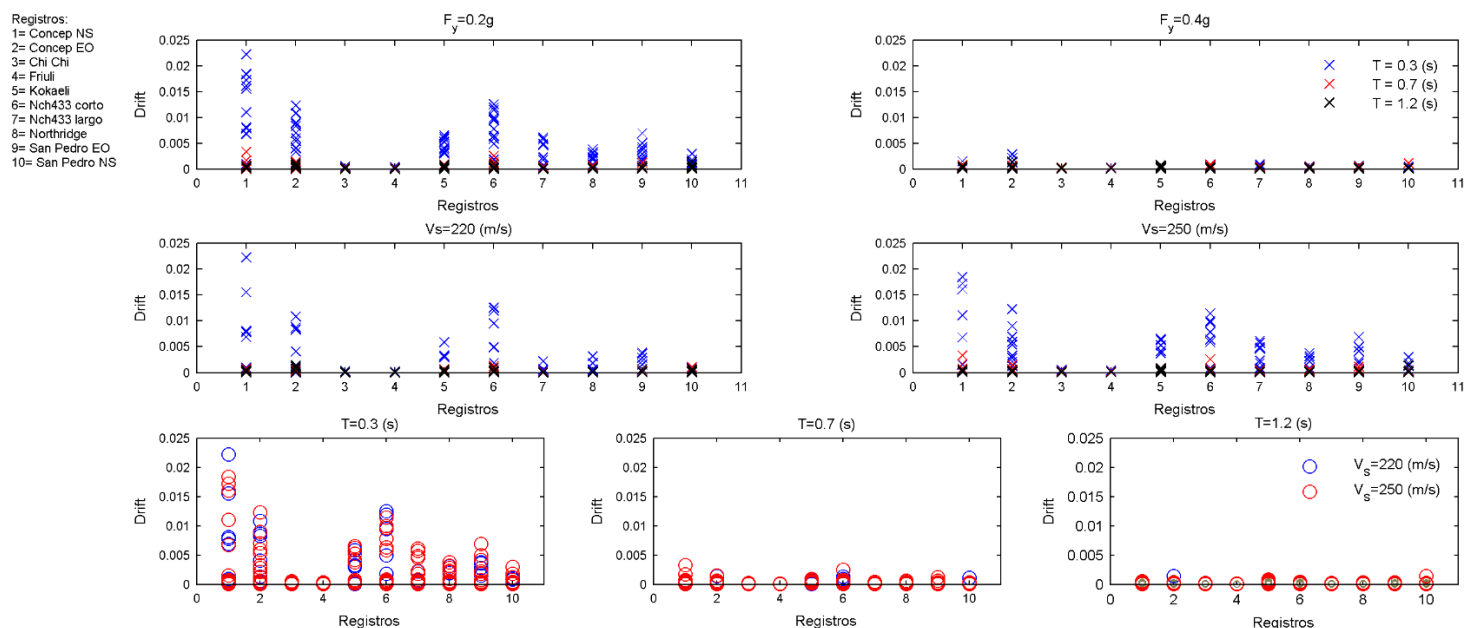


Figura 15: Comparación por registro. Drift.

En la figura 15 se muestran los resultados que arrojan comparaciones entre los registros sísmicos utilizados, ante diferentes tipos de suelo, capacidad, y período estructural, mostrando su efecto en los sistemas suelo fundación estructura.

- Registros por Capacidad: Los gráficos indican que se excedió la capacidad de 0.2g, ya que el indicador de daño drift excede el valor de fluencia (0.002) para el periodo de $T=0.3$ (s) y algunos casos de $T=0.7$ (s) en los registros de Concepción NS y NCh433 corto, por lo que 0.2g incursiona en el rango no lineal en todos los registros teniendo un menor impacto los registros de Friuli y Kocaeli. En cuanto a la capacidad de 0.4g hubo un impacto mucho menor de los registros que llega a ser casi nulo, y el sismo que más impactó fue el de Concepción. Los registros restantes se mantienen en el mismo orden de daño estructural porque estos son los que presentan una menor amplitud.
- Registros por Suelo: En cuanto a los dos tipos de suelo, los gráficos muestran valores de drift similares. Los registros que tuvieron una mayor incursión en el rango plástico fueron los dos de Concepción, el de Nch433 corto, seguidos por Kocaeli y San Pedro EO. Los menos dañinos fueron Chi Chi y Friuli para ambos suelos, ya que estos presentan una

menor intensidad en la superficie según la caracterización de la demanda. Las estructuras con periodo de $T=0.3(s)$ presentaron mayor daño estructural llegando a valores de drift de 0.024 en el suelo de $V_s=220 (m/s)$, y para el suelo de $V_s=250(m/s)$, el máximo valor de drift fue aproximadamente de 0.02.

- Registros por Período: El periodo estructural que indujo más daño fue el correspondiente a $T=0.3(s)$, que hizo que las estructuras tuvieran un comportamiento no lineal en gran medida en variados registros, especialmente los registros de Concepción NS y EO, y a excepción de Chi Chi y Friuli. Con respecto a los periodos de $T=0.7(s)$ y $T=1.2(s)$, los registros sísmicos no tuvieron mayor impacto en este tipo de estructuras, debido a que el nivel de demanda depende de las condiciones dinámicas a las que se somete la estructura. También se aprecia que los sistemas fundados en suelos de $V_s=220(m/s)$ y $V_s=250(m/s)$ presentan un nivel de daño similar, por lo que no existe gran variación entre un suelo y otro en cuanto a la comparación por periodos estructurales.

6 CONCLUSIONES

En cuanto a la obtención de la capacidad de soporte, hubo una gran demanda de cantidad de tiempo, ya que en reiteradas ocasiones se llegó a resultados erróneos durante el proceso, los cuales finalmente sirvieron para encontrar curvas de capacidad. Estas curvas entonces, permitieron determinar a partir de una relación de fuerza y ancho de fundación, el ajuste de una ecuación de la recta que permitió conocer la capacidad para diversas dimensiones de una fundación a partir del análisis, en conjunto con la teoría de capacidad de soporte de Terzaghi.

El modelo de análisis sísmico arrojó resultados que cumplían con lo esperado en cuanto a diseño estructural, ya que mediante los gráficos realizados, la comparación entre las distintas combinatorias, y el análisis de los contrastes encontrados, indicó que un sistema suelo fundación estructura más rígido genera más daño estructural, dejando al sistema suelo fundación casi intacto. Por otro lado, un sistema suelo fundación estructura más flexible, es decir, un periodo más alto, una fundación más pequeña, con un suelo menos denso, permite que el suelo participe en gran medida ante un evento sísmico, sufriendo deformaciones que protegen en cierta medida a la estructura de sufrir colapsos que puedan traducirse en grandes y costosas reparaciones además de posibles daños humanos.

Al observar las curvas de capacidad de soporte versus indicador de daño (drift), la SFSI da resultados alentadores al considerarla en el diseño de estructuras en la ingeniería sísmica, ya que de esta manera podría usarse la rigidez del sistema como un parámetro clave en la protección de la superestructura.

Para un edificio con periodo rígido y baja capacidad estructural, la influencia de la capacidad de soporte en el desempeño sísmico de estructuras es más relevante, por lo que es recomendable incluir la SFSI en el diseño de este tipo de estructuras.

Cabe mencionar que la realización de esta investigación no es un proceso trivial y requiere de un gran esfuerzo y tiempo computacional, ya que, debido a la naturaleza no lineal del problema, el análisis es a través de métodos directos, por lo que se torna compleja la simulación del fenómeno.

7 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.
- Gazetas, G., and Apostolou, M. (2004). *Nonlinear Soil–Structure Interaction: Foundation Uplifting and Soil Yielding*. Proceeding of the Third UJNR Workshop on Soil-Structure Interaction. Menlo Park, California, USA.
- Ali Ghannad, M., & Jafariéh, A. H. (2014). Inelastic displacement ratios for soil–structure systems allowed to uplift. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 43(9), 1401–1421.
- Harden, C., and Hutchinson, T. (2006). Investigation into the effects of foundation uplift on simplified seismic design procedures. *Earthquake Spectra* 22(3):663-692
- 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.
- Trombetta, N., Mason, H., Hutchinson, T., Zupan, J., Bray, J., & Kutter, B. (2014). Nonlinear Soil–Foundation–Structure and Structure–Soil–Structure Interaction: Centrifuge Test Observations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 140(5), 04013057.
- Khoshnoudian, F., Ahmadi, E., & Nik, F. A. (2013). Inelastic displacement ratios for soil-structure systems. *Engineering Structures*, 57, 453–464.
- Kramer, S. *Geotechnical Earthquake Engineering*. (1996).
- Lagos, R., M. Kupfer, J. Lindenberg, P. Bonelli, G. R. Saragoni, T. Guendelman, L. Massone, R. Boroschek and F. Yañez (2012) Seismic performance of high-rise concrete buildings in Chile. *International Journal of High-Rise Buildings*. 1(3). 181–194
- Moghaddasi, M., M. Cubrinovski, J. G. Chase, S. Pampanin, and A. Carr (2011) Probabilistic evaluation of soil–foundation–structure interaction effects on seismic structural response. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 40(2). 135–154.
- Pecker, A., R. Paolucci, C. Chatzigogos, A. A. Correia, and R. Figini (2013). The role of nonlinear dynamic soil-foundation interaction on the seismic response of structures. *Bulletin of Earthquake Engineering*. 12(3). 1157–1176.
- SEAOC (1995) *Vision 2000 - A Framework for Performance Based Earthquake Engineering*. Structural Engineers Association of California. USA.
- Silvia Mazzoni, Frank McKenna, Michael H. Scott, Gregory L. Fenves. (2007) *OpenSees Command Language Manual*.