

# SOIL-STRUCTURE INTERACTION AND ITS INFLUENCE ON THE SEISMIC RESPONSE OF RC BUILDINGS

Genner Alvarito Villarreal Castro<sup>(1)</sup>, Cristhoffer Tito Aguila Gómez<sup>(2)</sup>

<sup>(1)</sup>Doctor (Ph.D) en Ingeniería Sismorresistente, Profesor Principal, Facultad de Ingeniería y Arquitectura, Universidad de San Martín de Porres, Av. La Fontana 1250, Urb. Santa Patricia, La Molina, Lima, Perú.  
[gvillarreal@usmp.pe](mailto:gvillarreal@usmp.pe)

<sup>(2)</sup> Profesor, Facultad de Ingeniería, Universidad Mayor de San Andrés, Ingeniero Especialista de Estructuras y Hormigones, Advance Ingeniería, Sucre 1445 y Loayza, La Paz, Bolivia  
[cristhofferaguila@gmail.com](mailto:cristhofferaguila@gmail.com)

Received: May 2020. Accepted: August 2021  
Published: August 2021

## ABSTRACT

In the investigation, the fundamental concepts that allow interpreting and understanding the dynamic analysis with soil-structure interaction and its influence on the dynamic response of regular reinforced concrete buildings are developed.

The substructure and FEMA 440 methods that demonstrate the soil-structure interaction in building models are explained in detail, through the modeling of the soil by elastic constants at the base and by reducing the design spectrum respectively.

A set of formulas is presented to calculate the dynamic stiffness and damping of superficial type foundations (Foundation slab). For the calculation with the FEMA 440 method, a series of structured steps are exposed that allow the soil-structure interaction to be included within the design spectrum without modifying the simplification that many calculation engineers usually employ to embed the basis of structural models.

Using these methods, the dynamic behavior of buildings with 4, 8 and 12 levels is evaluated, each one supported by a layer of dense sand and a layer of soft clay. The dynamic analysis used corresponds to that indicated in technical standard E030 of Peru. Based on the structural models, the results show periods of vibration, shear forces at the base, overturning moments, maximum floor deformations and floor drifts of each building with each proposed method, and a comparison with a group is made. of control that corresponds to the criterion of maintaining the supports with infinite rigidity in the structural models.

After the analysis, variations are evident that allow us to conclude that considering the dynamic analysis by soil-structure interaction if it has an influence on the dynamic response of building structures. This variation becomes more evident as there is a higher percentage of land degradation due to the occurrence of a seismic event.

**Keywords:** Soil-structure interaction, inertial interaction, kinematic interaction, impedance functions, stiffness, damping, dynamic shear module.

## INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA Y SU INFLUENCIA EN LA RESPUESTA SISMICA DE EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO

### RESUMEN

En la investigación se desarrollan los conceptos fundamentales que permiten interpretar y entender el análisis dinámico con interacción suelo-estructura y su influencia en la respuesta dinámica de edificios regulares de concreto armado.

Se explica de forma detallada los métodos de subestructura y FEMA 440 que evidencian la interacción suelo-estructura en los modelos de edificaciones, a través de la modelación del suelo por constantes elásticas en la base y mediante la reducción del espectro de diseño respectivamente.

Se presenta un conjunto de fórmulas para calcular la rigidez dinámica y el amortiguamiento de fundaciones de tipo superficial (Losa de fundación). Para el cálculo con el método del FEMA 440 se expone una serie de pasos estructurados que permiten incluir la interacción suelo-estructura dentro del espectro de diseño sin modificar la simplificación que habitualmente emplean muchos ingenieros calculistas de empotrar la base de los modelos estructurales.

Haciendo uso de estos métodos se evalúa el comportamiento dinámico de edificaciones de 4, 8 y 12 niveles, cada uno de ellos apoyado en un estrato de arena densa y un estrato de arcilla blanda. El análisis dinámico empleado corresponde a lo indicado en la norma técnica E030 del Perú.

Con base en los modelos estructurales, en los resultados se presentan periodos de vibración, fuerzas cortantes en la base, deformaciones máximas de piso y derivas de piso de cada edificio con cada método propuesto, y se realiza una comparación con un grupo de control que corresponde al criterio de mantener los apoyos con una rigidez infinita en los modelos estructurales.

Luego del análisis se evidencia variaciones que permiten concluir que considerar el análisis dinámico por interacción suelo-estructura si tiene una influencia en la respuesta dinámica de estructuras de edificación. Esta variación se hace más evidente a medida que se tiene mayor porcentaje de degradación del terreno ante la ocurrencia de un evento sísmico.

**Palabras clave:** Interacción suelo-estructura, interacción inercial, interacción cinemática, funciones de impedancia, rigidez, amortiguamiento, módulo de corte dinámico.

## 1. INTRODUCCIÓN

Durante muchos años se manejó la condición de apoyo empotrado en los modelos estructurales de edificios, sin embargo esta condición de apoyo considera dentro del proceso de análisis, que el material o el suelo en el que se apoya la estructura es un terreno indeformable, es decir que la condición de apoyo empotrado tiene una rigidez infinita y por lo tanto no manifiesta desplazamientos verticales ni horizontales. Esta condición de apoyo no es real debido a la presencia de asentamientos, movimientos de traslación y rotación que ocurren en la base de las edificaciones.

Por lo general los análisis y diseños de edificios que consideran la base infinitamente rígida dentro de su proceso de cálculo, no toman en cuenta los efectos de Interacción Suelo – Estructura que dependen de la variación de las propiedades dinámicas del suelo. Iniciar un análisis con interacción suelo-estructura implica conocer los principios de la Ingeniería Geotécnica Sísmica, que consiste en resolver el problema de la interfaz entre el edificio y el terreno desde un punto de vista dinámico. La interacción suelo-estructura es una rama derivada de la ingeniería geotécnica sísmica, que es una subespecialidad de la ingeniería geotécnica, que tiene como uno de sus objetivos diseñar y construir estructuras capaces de resistir la acción sísmica o los terremotos considerando las características dinámicas del suelo en el que se apoyan las estructuras.

Al considerar la rigidez que genera por ejemplo un sistema de fundación profunda con pilotes, un sistema con zapatas o una losa de fundación de forma real en los modelos, indicaría que en la base de la edificación se considera cierta posibilidad de desplazamiento y ciertas condiciones de movimiento, que hacen que el apoyo se deje de considerar como infinitamente rígido y que se considera ahora como un apoyo de rigidez finita. Estos fueron los primeros pasos para comprender los fenómenos de interacción suelo-estructura, el comprender como interactúa la edificación con el terreno y de igual forma el terreno con la edificación.

Cuando pasamos al análisis de la respuesta sísmica de una edificación tenemos que comprender que la cimentación se encarga de transferir las cargas del edificio al terreno, pero la acción sísmica proviene del suelo y por lo tanto la cimentación se convierte en el mecanismo de transferencia de cargas del edificio al terreno y el mecanismo de paso de acción sísmica del terreno a la propia edificación. Cuando la acción sísmica es absorbida por la edificación, esta deberá diseñarse para ser capaz de disipar parte de la energía sísmica y devolverla al terreno. Este proceso cíclico que ocurre entre el edificio y el terreno es un problema que se analiza y evalúa desde el punto de vista de la interacción suelo-estructura.

Si adicionalmente analizamos la geometría y la forma de la cimentación y diseñamos de forma alterna la cimentación interactuando con el terreno, se podrá ver que la interacción es más completa al considerar el suelo, la cimentación y la edificación, por lo que se podrá evaluar las edificaciones considerando una condición de rigidez más real que la de los apoyos infinitamente rígidos. Existen condiciones donde evaluar esta influencia puede traducirse en pocos beneficios desde el punto de vista de comportamiento, pero existen otros casos particulares donde incorporar la interacción suelo-

estructura al diseño, implica cambios importantes en la respuesta de la edificación desde el punto de vista de rigidez y resistencia.

Vemos entonces que el problema radica en que muchos de los sistemas estructurales se diseñan con rigidez infinita en sus apoyos (apoyo empotrado), adoptar este supuesto no está mal, siempre que exista una evidencia de que incluir en el análisis estructural la interacción suelo-estructura no se traduce en modificación de la respuesta del sistema. Cuando hacemos el análisis de un edificio con rigidez infinita en sus apoyos, los desplazamientos laterales tendrán una magnitud que se puede cuantificar, se podrá obtener derivas, periodos de vibración, fuerzas máximas, etc. Pero resulta que, si se considera la rigidez del suelo en el análisis, puede traducirse en mayores deformaciones sobre el sistema estructural, teniendo como consecuencia la generación por ejemplo de momentos de segundo orden, incremento del efecto  $p$ -delta, incrementos en las derivas, etc, entonces quiere decir que considerar la interacción suelo-estructura en el análisis es importante.

## 2. CASOS DE ESTUDIO

### 2.1. Descripción general

Se desea evidenciar la respuesta dinámica de edificaciones regulares de concreto armado de altura variable típicas en nuestro país, considerando la interacción dinámica suelo-estructura (ISE), y poder evaluar su respuesta ante un evento sísmico en particular. Para la evaluación desde el punto de vista dinámico, se considerará la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente E030. El uso de esta norma se justifica por ser una de las que presenta constantemente actualizaciones. Desde el año 2003 hasta el 2018 cuenta ya con cinco actualizaciones, haciéndola una de las normas a nivel de Sudamérica con permanente evaluación por parte de un comité de profesionales especializados en el área.

Cada una de las estructuras será analizada en condición de rigidez infinita en la base (apoyo empotrado) y rigidez finita. La condición de rigidez finita será analizada para un terreno rígido de arena y un terreno blando conformado por arcilla. Las estructuras serán modeladas mediante el uso del Software ETABS.

### 2.2. Normativa

Las normas utilizadas para cumplir cada una de las etapas de la investigación son:

Para aspectos relacionados al sistema de pórticos de concreto armado el ACI 318-19 Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural.

El cálculo de la respuesta desde el punto de vista dinámico será realizado a partir de la E030 Norma Peruana de Diseño Sismorresistente. Para considerar la interacción suelo-estructura en los modelos estudiados, el FEMA 440 Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, norma que nos permitirá considerar en el análisis dinámico la interacción suelo-estructura siguiendo una serie de pasos debidamente estructurados, ASCE 41-17 Seismic

Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, código que considera a la interacción suelo-estructura de forma explícita a través del cálculo de funciones de impedancia sin tomar en cuenta el amortiguamiento del suelo, el NIST GCR 12-917-21 Soil-Structure Interaction for Building Structure: publicación de las previsiones NERPH que considera la interacción suelo-estructura de forma explícita haciendo uso de funciones de impedancia tomando en cuenta el amortiguamiento del terreno.

### 2.3 Dimensiones en planta y elevación

Se define las siguientes dimensiones para los modelos en estudio

#### Planta

Longitud total en dirección "X" de 25 m, dividido en 5 vanos de 5 m cada uno.

Longitud total en dirección "Y" de 12 m, dividido en 3 vanos de 4 m cada uno

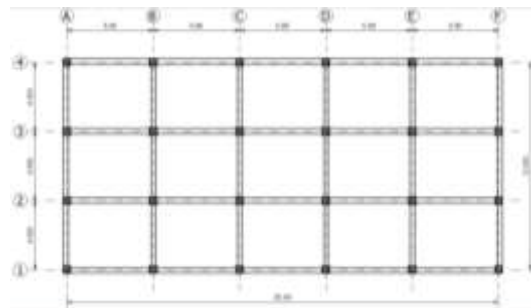


Figura 1. Geometría en planta tipo de las edificaciones

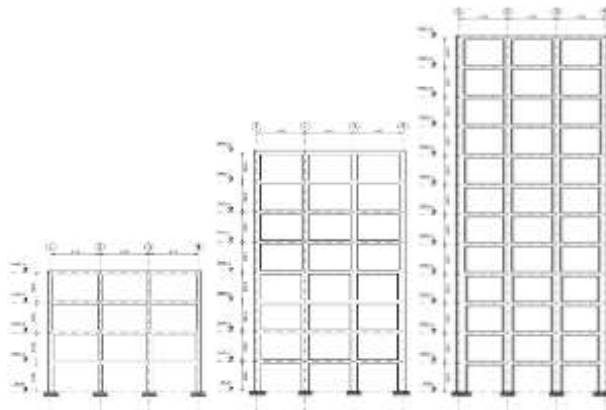


Figura 2. Geometría en elevación de las edificaciones

#### Elevación

Se estudiará edificios con altura variable de 4,8 y 12 pisos. La altura de entrepiso es de 3m.

### 2.4 Secciones de elementos estructurales

Para cada una de las edificaciones estudiadas se cuenta con geometría de elementos estructurales que cumplen con requisitos de pre-dimensionamiento para soportar cargas dinámicas.

**Tabla 1. Sección de elementos estructurales (Edificio de 4 niveles)**

Nivel	Sección vigas		Sección columnas	
	Dirección X	Dirección Y	Externas	Internas
PISO 1	0.25 x 0.50	0.25 x 0.40	0.40 x 0.40	0.50 x 0.50
PISO 2	0.25 x 0.50	0.25 x 0.40		
PISO 3	0.25 x 0.50	0.25 x 0.40	0.30 x 0.30	0.40 x 0.40
PISO 4	0.25 x 0.50	0.25 x 0.40		

**Tabla 2. Sección de elementos estructurales (Edificio de 8 niveles)**

Nivel	Sección vigas		Sección columnas	
	Dirección X	Dirección X	Externas	Internas
PISO 1	0.25 x 0.50	0.25 x 0.40	0.60 x 0.60	0.70 x 0.70
PISO 2	0.25 x 0.50	0.25 x 0.40		
PISO 3	0.25 x 0.50	0.25 x 0.40		
PISO 4	0.25 x 0.50	0.25 x 0.40	0.50 x 0.50	0.60 x 0.60
PISO 5	0.25 x 0.50	0.25 x 0.40		
PISO 6	0.25 x 0.50	0.25 x 0.40		
PISO 7	0.25 x 0.50	0.25 x 0.40		
PISO 8	0.25 x 0.50	0.25 x 0.40		

**Tabla 3. Sección de elementos estructurales (Edificio de 12 niveles)**

Nivel	Sección vigas		Sección columnas	
	Dirección x	Dirección y	Externas	Internas
PISO 1	0.30 x 0.50	0.30 x 0.40	0.80 x 0.80	0.90 x 0.90
PISO 2	0.30 x 0.50	0.25 x 0.40		
PISO 3	0.30 x 0.50	0.25 x 0.40		
PISO 4	0.30 x 0.50	0.25 x 0.40	0.70 x 0.70	0.80 x 0.80
PISO 5	0.30 x 0.50	0.30 x 0.40		
PISO 6	0.30 x 0.50	0.30 x 0.40		
PISO 7	0.30 x 0.50	0.30 x 0.40		
PISO 8	0.30 x 0.50	0.30 x 0.40	0.60 x 0.60	0.70 x 0.70
PISO 9	0.30 x 0.50	0.30 x 0.40		
PISO 10	0.30 x 0.50	0.30 x 0.40		
PISO 11	0.30 x 0.50	0.30 x 0.40		
PISO 12	0.30 x 0.50	0.30 x 0.40		

Para las losas de entrepiso y techo se considera una losa tipo nervada en dos direcciones vaciada in situ de 0.25 m de espesor.

### 2.5 Nivel de desplante de la fundación superficial

De acuerdo al perfil estratigráfico del suelo, se considera un nivel de desplante igual a 2 m por debajo de la superficie del terreno para los dos tipos de suelo y para cada estructura estudiada en la investigación (Figura 3).



**Figura 3. Cota de fundación para los dos tipos de suelo y para cada estructura.**

## 2.6 Cargas Gravitacionales

La acción gravitacional considerada sobre las edificaciones corresponde a las recomendaciones del código ASCE 7 – 10 y la NTE E-020.

## 2.7 Características de los materiales

Concreto  $f'_c$ : 25 MPa (Para vigas, columnas y losas).

Acero de refuerzo  $f_y$ : 420 MPa (Para vigas, columnas y losas).

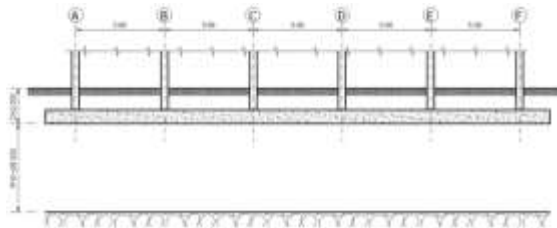
Módulo de elasticidad del concreto  $E_c$ :  $4700\sqrt{f'_c} = 4700\sqrt{25} = 23500$  MPa (Según código ACI 318-19).

## 2.8 Características geotécnicas del terreno de estudio

El tipo de suelo es un factor importante cuando se desea evidenciar el análisis dinámico por interacción suelo-estructura en los modelos estructurales. Por tal motivo como parte de la investigación se compara el comportamiento de las edificaciones propuestas para dos tipos de suelo con distintas características geotécnicas comúnmente encontradas en la ciudad de Oruro.

Evidentemente en la práctica un perfil de suelo no presenta una estratigrafía regular, ni tampoco un solo tipo de suelo a lo largo de toda su profundidad, sin embargo, para poder realizar la comparación se considera una estratigrafía ideal del terreno a lo largo de toda su profundidad a partir del nivel de desplante de las fundaciones. La altura o potencia del perfil de suelo corresponde a la influencia que tiene la fundación sobre el terreno y que es representado a través del bulbo de presiones.

La mayor dimensión de la losa de fundación es de 28 metros, por lo que se asume que la potencia del estrato a considerar será igual a la dimensión mayor de la fundación (Figura 4).



**Figura 4** Profundidad típica del perfil de suelo de arena densa y arcilla blanda

En la tabla 4 se muestran las propiedades geotécnicas de los suelos en estudio necesarias para realizar el cálculo de la rigidez y amortiguamiento equivalente que permitirán incluir en los modelos estructurales la interacción suelo-estructura.

**Tabla 4.** Caso terreno de arena densa y arcilla

Tipo de suelo	Arena densa	Arcilla blanda
Peso unitario P.U. (kN/m <sup>3</sup> )	21	19.5
Coefficiente de poisson arena $\nu$	0.30	0.40
Velocidad de onda de corte promedio $V_s$ (m/s)	295	186
Modulo de corte dinámico maximo $G_{max}$ (MPa)	186.292	68.769

La velocidad de onda de corte ( $V_s$ ) debe ser obtenida a través de un estudio en campo por medio de procedimientos como los ensayos geofísicos. Al no contar con este tipo de ensayos en la práctica común en edificaciones convencionales, es posible utilizar correlaciones en función del número de golpes de una prueba de penetración estándar. Para la investigación se emplea la ecuación propuesta por Lee (1990) para ambos tipos de suelo.

$$V_s = 57.4 N^{0.49} \tag{1}$$

Donde

**N:** Número de golpes de un ensayo SPT, corregido por el efecto de energía incidente.

El valor de módulo de corte dinámico máximo del suelo ( $G_{max}$ ) fue estimado mediante la ecuación propuesta por Kramer (1996) y Seed et al. (1986).

$$G_{max} = \rho V_s^2 \tag{2}$$

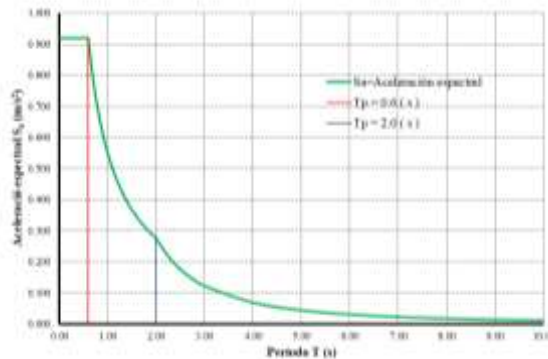
Donde

$\rho$ : Densidad del material estimada como  $\rho = P.U./g$ . "g" es la aceleración de la gravedad equivalente a  $9.81 \text{ m/s}^2$

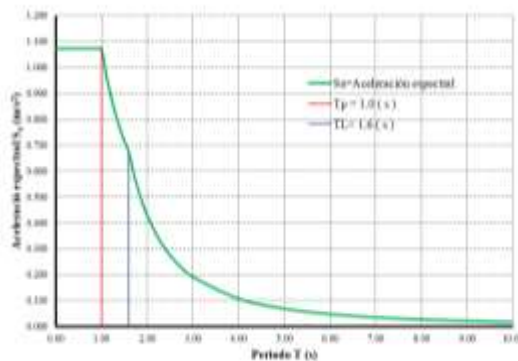
**Vs:** Velocidad de onda de corte promedio del suelo m/s

### 2.9 Acción sísmica

La acción sísmica en dirección X y en dirección Y será modelada mediante el uso de espectros de diseño desarrollados según la Norma E030, para ambos tipos de suelo. A continuación, en las figuras 5 y 6 se muestra los espectros que serán incluidos en los modelos estructurales.



**Figura 5** Espectro de diseño para arena densa



**Figura 6** Espectro de diseño para arcilla blanda



Los factores que se incluyeron para obtener los espectros según la E030 son:

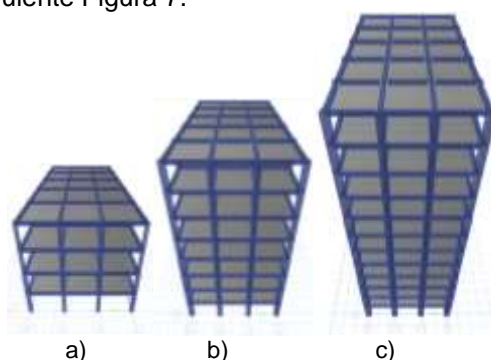
**Tabla 5.** Factores para espectro de diseño arena densa y arcilla blanda

Factor de zona	Z	0.25	0.25
Factor de suelo	S	1.20 (Suelo intermedio)	1.40 (Suelo Blando)
Periodo corto	$T_P$	0.60	1.00
Periodo Largo	$T_L$	2.00	1.60
Factor de uso	U	1.00	1.00
Coefficiente básico de reducción	$R_0$	8	8
Irregularidad estructural en altura	$I_a$	1.00	1.00
Irregularidad en planta	$I_p$	1.00	1.00
Coefficiente de reducción de las fuerzas sísmicas	$R=R_0 \times I_a \times I_p$	8	8

### 3. ANALISIS ESTATICO Y DINAMICO

#### 3.1. Análisis estático

El análisis estático fue desarrollado según la Norma E030 para cada uno de los modelos planteados en la presente investigación de acuerdo a lo mostrado en la siguiente Figura 7.



**Figura 7.** Modelos estructurales en ETABS.

a) Edificio 4 niveles, b) Edificio 8 niveles, c) Edificio 12 niveles

El método representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas actuando en el centro de masas de cada nivel de la edificación. Realizar este análisis nos permite obtener la fuerza cortante estática en la base, valor que será punto de comparación para verificar la fuerza cortante mínima que deberá cumplir el análisis dinámico.

El cortante estático en la base para cada estructura en estudio se presenta en la siguiente tabla:

**Tabla 6.** Fuerza cortante estática en la base V

Tipo de suelo	Tipo de estructura	$V_{ESTATICO}$ (kN)	
		Sismo X	Sismo Y
Arena densa	4 niveles	1000.479	1000.479
	8 niveles	1742.647	1539.210
	12 niveles	2184.889	1910.039
Arcilla blanda	4 niveles	1167.225	1167.225
	8 niveles	2717.561	2717.561
	12 niveles	4248.397	3713.965

### 3.1 Análisis Dinámico

Para las edificaciones en estudio se utilizó el análisis dinámico por combinación modal espectral según lo especificado en la Norma E030.

#### 3.1.1 Cortante dinámico $V_{DINÁMICO}$

El cortante dinámico fue determinado mediante la incorporación en cada modelo estructural, de espectros de diseño característicos de los dos tipos de suelos estudiados.

Los valores obtenidos para los modelos de estudio se muestran en la tabla 7

**Tabla 7.** Fuerza cortante dinámica en la base  $V_{DINÁMICO}$

Tipo de suelo	Tipo de estructura	$V_{DINÁMICO}$ (kN)	
		Sismo X	Sismo Y
Arena densa	4 niveles	814.105	811.942
	8 niveles	1364.389	1205.831
	12 niveles	1756.739	1571.993
Arcilla blanda	4 niveles	949.499	946.977
	8 niveles	2155.301	2132.670
	12 niveles	3329.735	2948.727

#### 3.1.2 Verificación del cortante en la base

De acuerdo al numeral 4.6.4 de la Norma E030, para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en el primer entrepiso del edificio no podrá ser menor que el 80% de la cortante obtenida por el método estático. En el caso de que el  $V_{DINÁMICO}$  sea menor que  $V_{ESTÁTICO}$ , los valores para el diseño deben multiplicarse por el factor  $V_{ESTÁTICO}/V_{DINÁMICO}$ .

**Tabla 8** Verificación de cortante

Tipo de suelo	Tipo de estructura	$V_{DINÁMICO}$ (kN)		80 % $V_{ESTÁTICO}$ (kN)		CONTROL	
		Sismo X	Sismo Y	Sismo X	Sismo Y	Sismo X	Sismo Y
Arena densa	4 niveles	814.105	811.942	800.383	800.383	OK	OK
	8 niveles	1364.389	1205.831	1394.118	1231.368	1.277	1.276
	12 niveles	1756.739	1571.993	1747.912	1528.031	OK	OK
Arcilla blanda	4 niveles	949.499	946.977	933.779	933.779	OK	OK
	8 niveles	2155.301	2132.670	2174.049	2174.049	1.261	1.274
	12 niveles	3329.735	2948.727	3398.718	2971.172	1.276	1.260

Para los modelos que no cumplen con este requisito mínimo de cortante, en la columna de control de la tabla 15 se tienen los factores que deben ser incorporados en los modelos estructurales para obtener proporcionalmente los resultados finales y así tener el comportamiento dinámico de cada estructura en base empotrada (rigidez infinita).

#### 3.1.3 Control de derivas

Las normas de diseño sismoresistente presentan valores límites para la deriva que no deben ser excedidos cuando se realiza un análisis dinámico. Estos valores están relacionados con el nivel de daño que puede soportar un sistema estructural ante un evento sísmico. La deriva es un desplazamiento relativo que se obtiene como:

$$\Delta = \frac{\delta_i - \delta_{i-1}}{h_i} \tag{3}$$

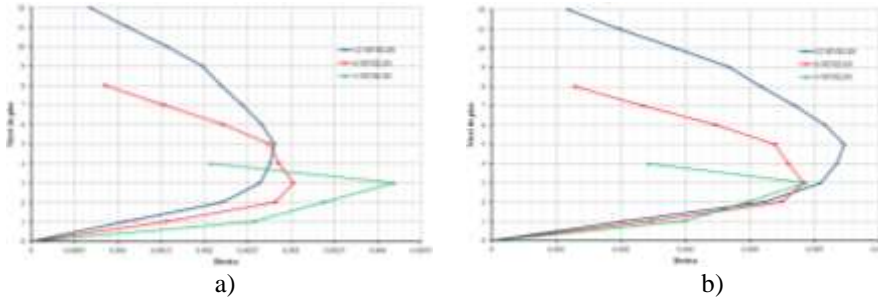
Donde:

$\delta_i$ : Desplazamiento del piso analizado (m)

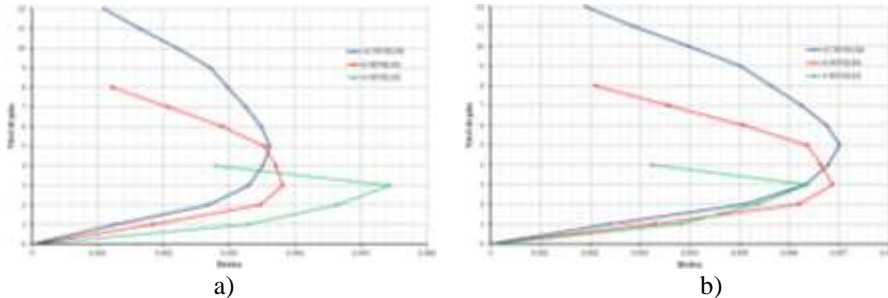
$\delta_{i-1}$ : Desplazamiento de un piso anterior (m)

$h_i$ : Altura de entrepiso (m)

Según el numeral 5.2 de la Norma E030 el límite de deriva para estructuras de concreto armado no debe exceder el valor de 0.007.



**Figura 8** Derivas de piso de los tres edificios en estudio para sismo X  
a) Arena densa, b) Arcilla blanda



**Figura 9** Derivas de piso de los tres edificios en estudio para sismo Y  
a) Arena densa, b) Arcilla blanda

#### 4. ANÁLISIS DINÁMICO CON INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA

Para evidenciar la interacción suelo-estructura en cada uno de los modelos propuestos se utilizan dos métodos. El de la subestructura que consiste en el cálculo de rigideces de naturaleza dinámica incorporadas a cada modelo mediante resortes a nivel de la base. Las rigideces se obtienen aplicando las ecuaciones derivadas de las investigaciones de Pais y Kausel (1988), Gazetas (1991), Mylonakis et al (2006), D.D. Barkan y O. A. Savinov (1948), y Norma Rusa SNIP 2.02.05 (1987). Y el método propuesto por el FEMA 440 que también se encuentra incluido en el ASCE 7, un procedimiento que evidencia la interacción suelo-estructura incluyendo la interacción cinemática e inercial dentro de los modelos estructurales mediante la modificación del espectro de diseño, sin modificar su característica de apoyo con rigidez infinita.

### 4.1. Método de la subestructura

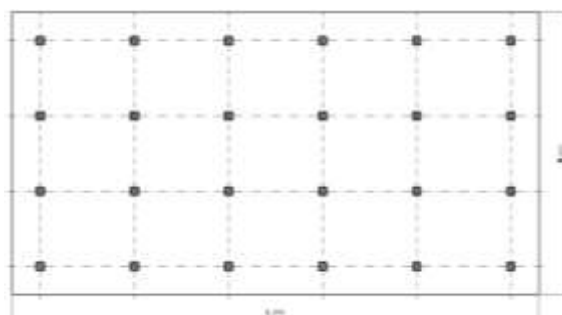
Cada uno de los métodos propuestos requieren de una serie de datos, algunos de ellos obtenidos en distintas etapas durante el desarrollo de la investigación y otros son calculados en este punto

**.Geometría de la fundación:**. El resumen de las dimensiones de la fundación para cada edificio se presenta en la tabla 9

**Tabla 9** Geometría de las losas de fundación.

Tipo de suelo	Tipo de estructura	B (m)	L (m)	H (m)
Arena densa	4 niveles	14.000	27.000	0.400
	8 niveles	14.000	27.000	0.800
	12 niveles	14.000	27.000	1.500
Arcilla blanda	4 niveles	14.000	27.000	0.500
	8 niveles	14.000	27.000	1.000
	12 niveles	15.000	28.000	1.800

Las dimensiones presentadas en la tabla 9 corresponde al esquema de fundación en planta y elevación de las figuras 10 y 11.



**Figura 10** Esquema de la geometría de la fundación en planta



**Figura 11** Esquema de la geometría de la fundación en elevación

**Parámetros de suelo:** Los parámetros de suelo necesarios para desarrollar cada uno de los métodos se presentan en la tabla 10

**Tabla 10** Parámetros geotécnicos del suelo

Tipo de suelo	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\nu$	$V_s$ (m/s)	$G_{max}$ (MPa)
Arena densa	21.00	0.30	295.00	186.292
Arcilla blanda	19.50	0.40	186.00	68.769

#### 4.1.1 Pais y Kausel (1998)

El método propuesto por Pais y Kausel emplea el valor de  $G$  dentro de sus ecuaciones para obtener los coeficientes de rigidez. El valor de  $G$  es el módulo de corte efectivo equivalente que se determina a partir de un porcentaje del valor de corte dinámico máximo. Este porcentaje depende de las características geotécnicas del suelo y determina el nivel de degradación que posee el suelo ante una carga dinámica. Para obtener el módulo de corte efectivo exacto, calibrado según una deformación unitaria esperada, se debe realizar el estudio de la respuesta sísmica de sitio y apoyarse en softwares especializados como el Shake o el Deep soil, donde se obtienen curvas de deformación unitaria a lo largo del perfil, y con estas deformaciones utilizar las curvas de degradación de Darendelli, Vucetic, Dobry o Seed, y así obtener el valor de  $G$  que corresponde al tipo de suelo en estudio y a la demanda sísmica esperada. Sin embargo, muy pocas veces se cuenta con un análisis de respuesta sísmica de sitio por lo que el código ASCE 7 recomienda la tabla 11 que correlaciona la demanda sísmica con el tipo de suelo.

**Tabla 11** Valores de reducción de módulo de corte

Site class	Reduction factor ( $G/G_{max}$ )		
	$S_{Ds}/2.5$		
	$\leq 0.1$	0.4	$\geq 0.8$
A	1.00	1.00	1.00
B	1.00	0.95	0.90
C	0.95	0.75	0.60
D	0.90	0.50	0.10
E	0.60	0.05	(*)
F	(*)	(*)	(*)

Para los casos en estudio el valor de  $S_{Ds}$  es igual a  $0.920 \text{ m/s}^2$  para arena densa y  $1.073 \text{ m/s}^2$  para arcilla blanda. El tipo de suelo de acuerdo a las características que se tiene corresponden a las clases D para arena densa y E para arcilla blanda. El ASCE 7 indica que es posible hacer una interpolación lineal entre valores intermedios, por lo que los valores de módulo de corte efectivo para cada tipo de suelo se presentan en la tabla 12

**Tabla 12** Módulo de corte efectivo  $G$

Tipo de suelo	$G/G_{max}$	$G$ (MPa)
Arena densa	0.543	101.157
Arcilla blanda	0.050	3.438

Con estos parámetros de entrada obtenemos las rigideces de fundación en la superficie del terreno de acuerdo a las siguientes ecuaciones para todos los casos de estudio.

$$K_{zsur} = \frac{GB}{2-\nu} \left[ 3.1 \left( \frac{L}{B} \right)^{0.75} + 1.6 \right] \quad (4)$$

$$K_{ysur} = \frac{GB}{2-\nu} \left[ 6.8 \left( \frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.8 \left( \frac{L}{B} \right) + 1.6 \right] \quad (5)$$

$$K_{xsur} = \frac{GB}{2-\nu} \left[ 6.8 \left( \frac{L}{B} \right)^{0.65} + 2.4 \right] \quad (6)$$

$$K_{zzsur} = GB^3 \left[ 4.25 \left( \frac{L}{B} \right)^{2.45} + 4.06 \right] \quad (7)$$

$$K_{yy_{sur}} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[ 3.73 \left( \frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.27 \right] \tag{8}$$

$$K_{xx_{sur}} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[ 3.2 \left( \frac{L}{B} \right) + 0.8 \right] \tag{9}$$

Los valores de L y B deben ser ingresados según esquema de la figura 12

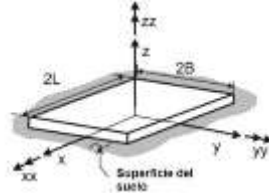


Figura 12 Esquema de fundación para ingreso de datos de L=Largo y B=Ancho (NIST GCR 12-917-21, 2012)

Tabla 13 Rigideces de fundación en superficie

Rigidez	Arena densa			Arcilla blanda		
	4 niveles	8 niveles	12 niveles	4 niveles	8 niveles	12 niveles
$K_{z_{sur}}$ (kN/m)	6.750 10 <sup>6</sup>	6.750 10 <sup>6</sup>	6.750 10 <sup>6</sup>	2.667 10 <sup>5</sup>	2.667 10 <sup>5</sup>	2.816 10 <sup>5</sup>
$K_{y_{sur}}$ (kN/m)	5.650 10 <sup>6</sup>	5.650 10 <sup>6</sup>	5.650 10 <sup>6</sup>	2.040 10 <sup>5</sup>	2.040 10 <sup>5</sup>	2.143 10 <sup>5</sup>
$K_{x_{sur}}$ (kN/m)	5.340 10 <sup>6</sup>	5.340 10 <sup>6</sup>	5.340 10 <sup>6</sup>	1.929 10 <sup>5</sup>	1.929 10 <sup>5</sup>	2.031 10 <sup>5</sup>
$K_{zz_{sur}}$ (kNm)	8.779 10 <sup>8</sup>	8.779 10 <sup>8</sup>	8.779 10 <sup>8</sup>	2.984 10 <sup>7</sup>	2.984 10 <sup>7</sup>	3.434 10 <sup>7</sup>
$K_{yy_{sur}}$ (kNm)	9.076 10 <sup>8</sup>	9.076 10 <sup>8</sup>	9.076 10 <sup>8</sup>	3.599 10 <sup>7</sup>	3.599 10 <sup>7</sup>	4.099 10 <sup>7</sup>
$K_{xx_{sur}}$ (kNm)	3.456 10 <sup>8</sup>	3.456 10 <sup>8</sup>	3.456 10 <sup>8</sup>	1.370 10 <sup>7</sup>	1.370 10 <sup>7</sup>	1.638 10 <sup>7</sup>

El procedimiento incluye un factor de corrección por confinamiento (NIST GCR 12-917-21, 2012) y se obtiene a través de ecuaciones que modifican la rigidez en todas las direcciones.

Tabla 14 Rigideces de fundación confinada

Rigidez	Arena densa			Arcilla blanda		
	4 niveles	8 niveles	12 niveles	4 niveles	8 niveles	12 niveles
$K_{z_{emb}}$ (kN/m)	7.579 10 <sup>6</sup>	7.652 10 <sup>6</sup>	7.671 10 <sup>6</sup>	2.943 10 <sup>5</sup>	3.012 10 <sup>5</sup>	3.186 10 <sup>5</sup>
$K_{y_{emb}}$ (kN/m)	7.283 10 <sup>6</sup>	7.283 10 <sup>6</sup>	7.283 10 <sup>6</sup>	2.630 10 <sup>5</sup>	2.630 10 <sup>5</sup>	2.737 10 <sup>5</sup>
$K_{x_{emb}}$ (kN/m)	6.884 10 <sup>6</sup>	6.884 10 <sup>6</sup>	6.884 10 <sup>6</sup>	2.486 10 <sup>5</sup>	2.486 10 <sup>5</sup>	2.594 10 <sup>5</sup>
$K_{zz_{emb}}$ (kN.m)	1.393 10 <sup>9</sup>	1.424 10 <sup>9</sup>	1.432 10 <sup>9</sup>	4.542 10 <sup>7</sup>	4.755 10 <sup>7</sup>	5.429 10 <sup>7</sup>
$K_{yy_{emb}}$ (kN.m)	1.117 10 <sup>9</sup>	1.154 10 <sup>9</sup>	1.164 10 <sup>9</sup>	4.151 10 <sup>7</sup>	4.460 10 <sup>7</sup>	5.092 10 <sup>7</sup>
$K_{xx_{emb}}$ (kN.m)	4.557 10 <sup>8</sup>	4.611 10 <sup>8</sup>	4.625 10 <sup>8</sup>	1.76 10 <sup>7</sup>	1.811 10 <sup>7</sup>	2.138 10 <sup>7</sup>

Los coeficientes de amortiguamiento para condición superficial se obtienen con:

$$C_x = \frac{2K_{x_{sur}}(0.05 + \beta_x)}{\omega} \tag{10}$$

$$C_y = \frac{2K_{y_{sur}}(0.05 + \beta_y)}{\omega} \tag{11}$$

$$C_x = \frac{2K_{xsur}(0.05 + \beta_x)}{\omega} \quad (12)$$

$$C_{zz} = \frac{2K_{zzsur}(0.05 + \beta_{zz})}{\omega} \quad (13)$$

$$C_{yy} = \frac{2K_{yysur}(0.05 + \beta_{yy})}{\omega} \quad (14)$$

$$C_{xx} = \frac{2K_{xsur}(0.05 + \beta_{xx})}{\omega} \quad (15)$$

**Tabla 15** Coeficientes de amortiguamiento para fundación superficial

Rigidez	Arena densa			Arcilla blanda		
	4 niveles	8 niveles	12 niveles	4 niveles	8 niveles	12 niveles
$C_z$ (kN.s/m)	3.032 10 <sup>5</sup>	3.413 10 <sup>5</sup>	3.781 10 <sup>5</sup>	2.001 10 <sup>4</sup>	2.120 10 <sup>4</sup>	2.479 10 <sup>4</sup>
$C_y$ (kN.s/m)	1.775 10 <sup>5</sup>	2.113 10 <sup>5</sup>	2.426 10 <sup>5</sup>	8.716 10 <sup>3</sup>	9.937 10 <sup>3</sup>	1.205 10 <sup>4</sup>
$C_x$ (kN.s/m)	1.749 10 <sup>5</sup>	2.068 10 <sup>5</sup>	2.364 10 <sup>5</sup>	8.621 10 <sup>3</sup>	9.776 10 <sup>3</sup>	1.183 10 <sup>4</sup>
$C_{zz}$ (kN.m.s/rad)	9.272 10 <sup>6</sup>	1.339 10 <sup>7</sup>	1.793 10 <sup>7</sup>	4.573 10 <sup>5</sup>	5.186 10 <sup>5</sup>	7.513 10 <sup>5</sup>
$C_{yy}$ (kN.m.s/rad)	9.279 10 <sup>6</sup>	1.369 10 <sup>7</sup>	1.845 10 <sup>7</sup>	5.659 10 <sup>5</sup>	6.181 10 <sup>5</sup>	8.881 10 <sup>5</sup>
$C_{xx}$ (kN.m.s/rad)	3.069 10 <sup>6</sup>	5.045 10 <sup>6</sup>	6.935 10 <sup>6</sup>	1.407 10 <sup>5</sup>	2.068 10 <sup>5</sup>	3.341 10 <sup>5</sup>

Los coeficientes de amortiguamiento corregido por efectos de confinamiento

$$C_{z\_emb} = \frac{2K_{z\_emb}(0.05 + \beta_{z\_emb})}{\omega} \quad (16)$$

$$C_{y\_emb} = \frac{2K_{y\_emb}(0.05 + \beta_{y\_emb})}{\omega} \quad (17)$$

$$C_{x\_emb} = \frac{2K_{x\_emb}(0.05 + \beta_{x\_emb})}{\omega} \quad (18)$$

$$C_{zz\_emb} = \frac{2K_{zz\_emb}(0.05 + \beta_{zz\_emb})}{\omega} \quad (19)$$

$$C_{yy\_emb} = \frac{2K_{yy\_emb}(0.05 + \beta_{yy\_emb})}{\omega} \quad (20)$$

$$C_{xx\_emb} = \frac{2K_{xx\_emb}(0.05 + \beta_{xx\_emb})}{\omega} \quad (21)$$

**Tabla 16** Coeficientes de amortiguamiento por dispersión para fundación confinada

Rigidez	Arena densa			Arcilla blanda		
	4 niveles	8 niveles	12 niveles	4 niveles	8 niveles	12 niveles
$C_{z\_emb}$ (kN.s/m)	3.673 10 <sup>5</sup>	4.109 10 <sup>5</sup>	4.529 10 <sup>5</sup>	2.337 10 <sup>4</sup>	2.476 10 <sup>4</sup>	2.870 10 <sup>4</sup>
$C_{y\_emb}$ (kN.s/m)	2.798 10 <sup>5</sup>	3.234 10 <sup>5</sup>	3.637 10 <sup>5</sup>	1.514 10 <sup>4</sup>	1.672 10 <sup>4</sup>	1.942 10 <sup>4</sup>
$C_{x\_emb}$ (kN.s/m)	2.609 10 <sup>5</sup>	3.021 10 <sup>5</sup>	3.402 10 <sup>5</sup>	1.363 10 <sup>4</sup>	1.511 10 <sup>4</sup>	1.774 10 <sup>4</sup>
$C_{zz\_emb}$ (kN.m.s/rad)	1.549 10 <sup>7</sup>	2.199 10 <sup>7</sup>	2.939 10 <sup>7</sup>	8.265 10 <sup>5</sup>	8.758 10 <sup>5</sup>	1.221 10 <sup>6</sup>
$C_{yy\_emb}$ (kN.m.s/rad)	1.179 10 <sup>7</sup>	1.758 10 <sup>7</sup>	2.379 10 <sup>7</sup>	6.992 10 <sup>5</sup>	7.786 10 <sup>5</sup>	1.113 10 <sup>6</sup>
$C_{xx\_emb}$ (kN.m.s/rad)	4.594 10 <sup>6</sup>	7.008 10 <sup>6</sup>	9.485 10 <sup>6</sup>	2.472 10 <sup>5</sup>	3.050 10 <sup>5</sup>	4.618 10 <sup>5</sup>

#### 4.1.2 Gazetas (1991), Mylonakis et al (2006)

La metodología propuesta por Gazetas y Mylonakis emplea de igual forma que el caso anterior el valor de módulo de corte efectivo G, y corrige las

rigideces por un factor de confinamiento, sin embargo, no considera el efecto de amortiguamiento por histéresis del suelo, ni el amortiguamiento por dispersión de onda.

Las expresiones que proponen para la rigidez en la fundación del terreno son:

$$K_{zsur\_g} = \frac{2GL}{1-\nu} \left[ 0.73 + 1.54 \left( \frac{B}{L} \right)^{0.75} \right] \tag{22}$$

$$K_{ysur\_g} = \frac{2GL}{2-\nu} \left[ 2 + 2.5 \left( \frac{B}{L} \right)^{0.85} \right] \tag{23}$$

$$K_{xsur\_g} = K_{ysur\_g} - \frac{0.2}{0.75-\nu} GL \left( 1 - \frac{B}{L} \right) \tag{24}$$

$$K_{zzsur\_g} = GJ^{0.75} \left[ 4 + 11 \left( 1 - \frac{B}{L} \right)^{10} \right] \tag{25}$$

$$K_{yysur\_g} = \frac{G}{1-\nu} I_y^{0.75} \left[ 3 \left( \frac{L}{B} \right)^{0.15} \right] \tag{26}$$

$$K_{xxsur\_g} = \frac{G}{1-\nu} I_x^{0.75} \left( \frac{L}{B} \right)^{0.25} \left[ 2.4 + 0.5 \left( \frac{B}{L} \right) \right] \tag{27}$$

Los valores de  $I_x$ ,  $I_y$  son los momentos de inercia de la fundación en dirección x e y respectivamente y J es el momento polar de inercia también de la fundación.

**Tabla 17 Rigideces de fundación superficial de Gazetas, Mylonakis et al**

Rigidez	Arena densa			Arcilla blanda		
	4 niveles	8 niveles	12 niveles	4 niveles	8 niveles	12 niveles
$K_{zsur\_g}$ (kN/m)	6.520 10 <sup>6</sup>	6.520 10 <sup>6</sup>	6.520 10 <sup>6</sup>	2.586 10 <sup>5</sup>	2.586 10 <sup>5</sup>	2.719 10 <sup>5</sup>
$K_{ysur\_g}$ (kN/m)	5.511 10 <sup>6</sup>	5.511 10 <sup>6</sup>	5.511 10 <sup>6</sup>	1.991 10 <sup>5</sup>	1.991 10 <sup>5</sup>	2.088 10 <sup>5</sup>
$K_{xsur\_g}$ (kN/m)	5.219 10 <sup>6</sup>	5.219 10 <sup>6</sup>	5.219 10 <sup>6</sup>	1.863 10 <sup>5</sup>	1.863 10 <sup>5</sup>	1.961 10 <sup>5</sup>
$K_{zzsur\_g}$ (kN.m)	9.040 10 <sup>8</sup>	9.040 10 <sup>8</sup>	9.040 10 <sup>8</sup>	3.073 10 <sup>7</sup>	3.073 10 <sup>7</sup>	3.548 10 <sup>7</sup>
$K_{yysur\_g}$ (kN.m)	3.332 10 <sup>8</sup>	3.332 10 <sup>8</sup>	3.332 10 <sup>8</sup>	1.321 10 <sup>7</sup>	1.321 10 <sup>7</sup>	1.578 10 <sup>7</sup>
$K_{xxsur\_g}$ (kN.m)	8.448 10 <sup>8</sup>	8.448 10 <sup>8</sup>	8.448 10 <sup>8</sup>	3.350 10 <sup>7</sup>	3.350 10 <sup>7</sup>	3.810 10 <sup>7</sup>

Los valores de rigidez considerando el confinamiento se obtienen siguiendo el procedimiento detallado en el NIST GCR 12-917-21, 2012 y se resumen en la tabla 18

**Tabla 18 Rigideces de fundación confinada por Gazetas, Mylonakis et al**

Rigidez	Arena densa			Arcilla blanda		
	4 niveles	8 niveles	12 niveles	4 niveles	8 niveles	12 niveles
$K_{z\_emb\_g}$ (kN/m)	6.930 10 <sup>6</sup>	7.083 10 <sup>6</sup>	7.299 10 <sup>6</sup>	2.765 10 <sup>5</sup>	2.835 10 <sup>5</sup>	3.063 10 <sup>5</sup>
$K_{y\_emb\_g}$ (kN/m)	6.859 10 <sup>6</sup>	7.093 10 <sup>6</sup>	7.281 10 <sup>6</sup>	2.504 10 <sup>5</sup>	2.589 10 <sup>5</sup>	2.744 10 <sup>5</sup>
$K_{x\_emb\_g}$ (kN/m)	6.613 10 <sup>6</sup>	6.895 10 <sup>6</sup>	7.122 10 <sup>6</sup>	2.392 10 <sup>5</sup>	2.493 10 <sup>5</sup>	2.656 10 <sup>5</sup>
$K_{zz\_emb\_g}$ (kN.m)	1.050 10 <sup>9</sup>	1.177 10 <sup>9</sup>	1.384 10 <sup>9</sup>	3.681 10 <sup>7</sup>	4.207 10 <sup>7</sup>	5.659 10 <sup>7</sup>
$K_{yy\_emb\_g}$ (kN.m)	4.196 10 <sup>8</sup>	4.801 10 <sup>8</sup>	6.201 10 <sup>8</sup>	1.722 10 <sup>7</sup>	2.039 10 <sup>7</sup>	3.238 10 <sup>7</sup>
$K_{xx\_emb\_g}$ (kN.m)	9.091 10 <sup>8</sup>	9.785 10 <sup>8</sup>	1.110 10 <sup>9</sup>	3.672 10 <sup>7</sup>	4.024 10 <sup>7</sup>	5.169 10 <sup>7</sup>



#### 4.1.3 D.D. Barkan, O.A. Savinov (1948)

El modelo teórico experimental propuesto por D. D. Barkan y O. A. Savinov, se basa en la interacción de la cimentación con la base de fundación en forma de vibración forzada como un proceso ondulatorio no estacionario (Villarreal G. 2017). Después de muchas investigaciones experimentales para determinar los coeficientes de rigidez de las cimentaciones, Barkan y Savinov proponen las siguientes expresiones, que son representados en la figura 13

$$K_z = C_z A \quad (28)$$

$$K_x = K_y = C_x A \quad (29)$$

$$K_{\varphi y} = C_{\varphi y} I_y \quad (30)$$

$$K_{\varphi x} = C_{\varphi x} I_x \quad (31)$$

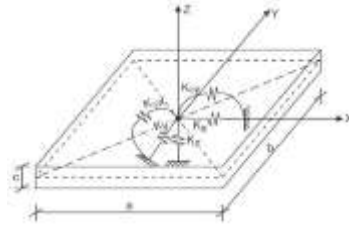
Donde:

$C_x$ : Coeficiente de desplazamiento elástico uniforme

$C_z, C_{\varphi x}, C_{\varphi y}$ : Coeficientes de compresión elástica uniforme y no uniforme

$A$ : Área de la base de la cimentación

$I_x, I_y$ : Momentos de inercia de la cimentación respecto a los ejes x e y



**Figura 13** Esquema de interacción suelo-estructura propuesto por Barkan (Villarreal G.,2017)

Los coeficientes de desplazamiento y rotación de la base en este modelo se determinan por las siguientes fórmulas:

$$C_z = C_0 \left[ 1 + \frac{2(a+b)}{\Delta A} \right] \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} \quad (32)$$

$$C_x = D_0 \left[ 1 + \frac{2(a+b)}{\Delta A} \right] \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} \quad (33)$$

$$C_{\varphi y} = C_0 \left[ 1 + \frac{2(b+3a)}{\Delta A} \right] \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} \quad (34)$$

$$C_{\varphi x} = C_0 \left[ 1 + \frac{2(a+3b)}{\Delta A} \right] \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} \quad (35)$$

Donde:

$C_0$ : Coeficiente que se obtiene en la tabla 2.1 de la referencia 2 (Villarreal, G. 2017), determinado a través de ensayos experimentales para  $\rho_0=0.2 \text{ kg/cm}^2$ .

Para arena densa  $C_0=1.4 \text{ kg/cm}^3$  ; Para arcilla blanda  $C_0=0.8 \text{ kg/cm}^3$

$a, b$ : Dimensiones de la cimentación en los ejes X e Y respectivamente.

$\Delta$ : Coeficiente empírico igual a  $1 \text{ m}^{-1}$

$\rho$ : Presión estática que se obtiene mediante la siguiente fórmula

$$\rho = \frac{P_{eso_{Edificio}} + P_{eso_{Fundación}}}{Area_{Fundación}} \quad (36)$$

Para el coeficiente  $D_0$ , de acuerdo a Villarreal G. (2017) se puede emplear la dependencia empírica:

$$D_0 = \frac{1 - \nu}{1 - 0.5\nu} C_0 \tag{37}$$

Donde:

$\nu$ : Coeficiente de poisson del suelo

Los coeficientes de compresión y desplazamiento en la base, se resume en la tabla 19

**Tabla 19** *Coeficientes de desplazamiento y rotación en la base*

Rigidez	Arena densa			Arcilla blanda		
	4 niveles	8 niveles	12 niveles	4 niveles	8 niveles	12 niveles
$C_z$ (kN/m <sup>3</sup> )	26475.139	38963.578	51520.652	15589.540	23601.083	29977.506
$C_x$ (kN/m <sup>3</sup> )	21803.056	32087.653	42428.772	11692.155	17700.812	22483.129
$C_{\phi y}$ (kN/m <sup>3</sup> )	32691.042	48111.549	63616.805	19249.693	29142.207	36612.843
$C_{\phi x}$ (kN/m <sup>3</sup> )	29698.200	43706.971	57792.731	17487.397	26474.258	33532.151

En la tabla 20 se resumen los coeficientes de rigidez para el modelo dinámico propuesto por Barkan y Savinov, que serán incorporados a los modelos estructurales.

**Tabla 20** *Coeficientes de rigidez modelo dinámico D.D. Barkan, O.A. Savinov*

Rigidez	Arena densa			Arcilla blanda		
	4 niveles	8 niveles	12 niveles	4 niveles	8 niveles	12 niveles
$K_z$ (kN/m)	1.001 10 <sup>7</sup>	1.473 10 <sup>7</sup>	1.947 10 <sup>7</sup>	5.893 10 <sup>6</sup>	8.921 10 <sup>6</sup>	1.259 10 <sup>7</sup>
$K_y$ (kN/m)	8.242 10 <sup>6</sup>	1.213 10 <sup>7</sup>	1.604 10 <sup>7</sup>	4.420 10 <sup>6</sup>	6.691 10 <sup>6</sup>	9.443 10 <sup>6</sup>
$K_x$ (kN/m)	8.242 10 <sup>6</sup>	1.213 10 <sup>7</sup>	1.604 10 <sup>7</sup>	4.420 10 <sup>6</sup>	6.691 10 <sup>6</sup>	9.443 10 <sup>6</sup>
$K_{\phi y}$ (kN.m)	7.507 10 <sup>8</sup>	1.105 10 <sup>9</sup>	1.461 10 <sup>9</sup>	4.420 10 <sup>8</sup>	6.692 10 <sup>8</sup>	1.005 10 <sup>9</sup>
$K_{\phi x}$ (kN.m)	1.834 10 <sup>8</sup>	2.698 10 <sup>8</sup>	3.568 10 <sup>8</sup>	1.080 10 <sup>8</sup>	1.635 10 <sup>8</sup>	2.641 10 <sup>8</sup>

#### 4.1.4 Norma Rusa SNIP 2.02.05 (1987)

Los coeficientes de rigidez propuestos en la Norma Rusa se calculan de acuerdo a las siguientes ecuaciones

$$K_z = C_z A \tag{38}$$

$$K_x = K_y = C_x A \tag{39}$$

$$K_{\psi z} = C_{\psi z} I_z \tag{40}$$

$$K_{\phi y} = C_{\phi y} I_y \tag{41}$$

$$K_{\phi x} = C_{\phi x} I_x \tag{42}$$

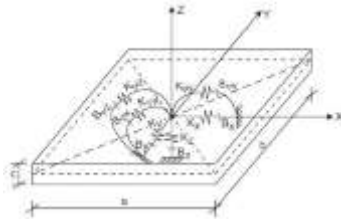
Donde:

**A:** Area de la cimentación

**I<sub>x</sub>, I<sub>y</sub>:** Momento de inercia de la cimentación respecto a los ejes x,y

**I<sub>z</sub>:** Momento polar de inercia

La figura 14 representa el esquema propuesto por la norma rusa para losas de fundación



**Figura 14** Esquema de interacción suelo estructura de la Norma Rusa (Villarreal G.,2017)

Al no contar con ensayos experimentales, el coeficiente de compresión elástica uniforme  $C_z$  se determina por la siguiente fórmula. (Villarreal, G. 2017)

$$C_z = b_0 E \left( 1 + \sqrt{\frac{A_{10}}{A}} \right) \quad (43)$$

Donde:

$b_0$ : Coeficiente de corrección de unidad de medida  $m^{-1}$ , para la tesis se adopta igual a 1.5

$E$ : Módulo de elasticidad del suelo

$A_{10}$ :  $10 \text{ m}^2$

$A$ : Área de la cimentación

**Tabla 21** Coeficientes de compresión  $C_z$ .

Estructura	Arena densa		
	E (kN/m <sup>2</sup> )	A (m <sup>2</sup> )	C <sub>z</sub> (kN/m <sup>3</sup> )
4 niveles	22000.00	378	38367.45
8 niveles	22000.00	378	38367.45
12 niveles	22000.00	378	38367.45
Estructura	Arcilla blanda		
	E (kN/m <sup>2</sup> )	A (m <sup>2</sup> )	C <sub>z</sub> (kN/m <sup>3</sup> )
4 niveles	8000.00	378	14226.95
8 niveles	8000.00	378	14226.95
12 niveles	8000.00	420	14124.81

Los coeficientes de desplazamiento y compresión elástica uniforme y no uniforme se determinan por las fórmulas

$$C_x = 0.7C_z \quad (44)$$

$$C_{\psi z} = C_z \quad (45)$$

$$C_{\phi x} = C_{\phi y} = 2C_z \quad (46)$$

**Tabla 22** Coeficientes de desplazamiento y rotación

Coeficiente	Arena densa			Arcilla blanda		
	4 niveles	8 niveles	12 niveles	4 niveles	8 niveles	12 niveles
$C_z$ (kN/m <sup>3</sup> )	37625.616	37625.616	37625.616	13951.869	13951.869	13851.709
$C_x$ (kN/m <sup>3</sup> )	26337.931	26337.931	26337.931	9766.308	9766.308	9696.196
$C_{\psi z}$ (kN/m <sup>3</sup> )	37625.616	37625.616	37625.616	13951.869	13951.869	13851.709
$C_{\phi x}, C_{\phi y}$ (kN/m <sup>3</sup> )	75251.231	75251.231	75251.231	27903.738	27903.738	27703.417

**Tabla 23** Coeficientes de rigidez modelo dinámico Norma Rusa SNIP 2.02.05-87

Rigidez	Arena densa			Arcilla blanda		
	4 niveles	8 niveles	12 niveles	4 niveles	8 niveles	12 niveles
$K_z$ (kN/m)	$1.422 \cdot 10^7$	$1.422 \cdot 10^7$	$1.422 \cdot 10^7$	$5.274 \cdot 10^6$	$5.274 \cdot 10^6$	$5.818 \cdot 10^6$
$K_y$ (kN/m)	$9.956 \cdot 10^6$	$9.956 \cdot 10^6$	$9.956 \cdot 10^6$	$3.692 \cdot 10^6$	$3.692 \cdot 10^6$	$4.072 \cdot 10^6$
$K_x$ (kN/m)	$9.956 \cdot 10^6$	$9.956 \cdot 10^6$	$9.956 \cdot 10^6$	$3.692 \cdot 10^6$	$3.692 \cdot 10^6$	$4.072 \cdot 10^6$
$K_{\psi z}$ (kN.m)	$1.096 \cdot 10^9$	$1.096 \cdot 10^9$	$1.096 \cdot 10^9$	$4.065 \cdot 10^8$	$4.065 \cdot 10^8$	$4.892 \cdot 10^8$
$K_{\phi y}$ (kN.m)	$1.728 \cdot 10^9$	$1.728 \cdot 10^9$	$1.728 \cdot 10^9$	$6.408 \cdot 10^8$	$6.408 \cdot 10^8$	$7.602 \cdot 10^8$
$K_{\phi x}$ (kN.m)	$4.646 \cdot 10^8$	$4.646 \cdot 10^8$	$4.646 \cdot 10^8$	$1.723 \cdot 10^8$	$1.723 \cdot 10^8$	$2.182 \cdot 10^8$

Las amortiguaciones relativas para las vibraciones horizontales y rotacionales se determinan por las fórmulas

$$\beta_{\psi z} = 0.3\beta_z \tag{47}$$

$$\beta_{\phi x} = \beta_{\phi y} = 0.5\beta_z \tag{48}$$

$$\beta_x = 0.6\beta_z \tag{49}$$

**Tabla 24** Amortiguación relativa

Coeficiente	Arena densa			Arcilla blanda		
	4 niveles	8 niveles	12 niveles	4 niveles	8 niveles	12 niveles
$\beta_x$	0.059	0.059	0.059	0.203	0.203	0.204
$\beta_{\psi z}$	0.030	0.030	0.030	0.102	0.102	0.102
$\beta_{\phi x}, \beta_{\phi y}$	0.049	0.049	0.049	0.169	0.169	0.170

Finalmente, las características de amortiguamiento del sistema suelo fundación se determinan por

$$B_z = 2\beta_z \sqrt{K_z M_z} \tag{50}$$

$$B_x = B_y = 2\beta_x \sqrt{K_x M_x} \tag{51}$$

$$B_{\psi z} = 2\beta_{\psi z} \sqrt{K_{\psi z} M_{\psi z}} \tag{52}$$

$$B_{\phi y} = 2\beta_{\phi y} \sqrt{K_{\phi y} M_{\phi y}} \tag{53}$$

$$B_{\phi x} = 2\beta_{\phi x} \sqrt{K_{\phi x} M_{\phi x}} \tag{54}$$

Los valores de amortiguamiento se resumen en la tabla 25

**Tabla 25** Amortiguamiento del sistema suelo fundación

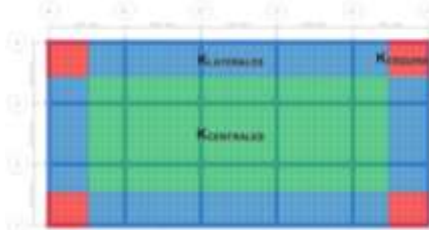
Amortiguamiento	Arena densa			Arcilla blanda		
	4 niveles	8 niveles	12 niveles	4 niveles	8 niveles	12 niveles
$B_z$ (kN.s/m)	$1.419 \cdot 10^4$	$2.007 \cdot 10^4$	$2.749 \cdot 10^4$	$3.316 \cdot 10^4$	$4.689 \cdot 10^4$	$6.990 \cdot 10^4$
$B_y$ (kN.s/m)	$7.125 \cdot 10^3$	$1.008 \cdot 10^4$	$1.380 \cdot 10^4$	$1.664 \cdot 10^4$	$2.354 \cdot 10^4$	$3.509 \cdot 10^4$
$B_x$ (kN.s/m)	$7.125 \cdot 10^3$	$1.008 \cdot 10^4$	$1.380 \cdot 10^4$	$1.664 \cdot 10^4$	$2.354 \cdot 10^4$	$3.509 \cdot 10^4$
$B_{\psi z}$ (kN.m.s/rad)	$3.282 \cdot 10^5$	$4.642 \cdot 10^5$	$6.356 \cdot 10^5$	$7.667 \cdot 10^5$	$1.084 \cdot 10^6$	$1.763 \cdot 10^6$
$B_{\phi y}$ (kN.m.s/rad)	$6.099 \cdot 10^5$	$8.634 \cdot 10^5$	$1.186 \cdot 10^6$	$1.425 \cdot 10^6$	$2.018 \cdot 10^6$	$3.249 \cdot 10^6$
$B_{\phi z}$	$1.641 \cdot 10^5$	$2.330 \cdot 10^5$	$3.229 \cdot 10^5$	$3.837 \cdot 10^5$	$5.457 \cdot 10^5$	$9.465 \cdot 10^5$

(kN.m.s/rad)

#### 4.1.5 Modelación de las edificaciones con consideraciones de interacción suelo-estructura

Para modelar cada estructura y considerar la interacción suelo-estructura en el análisis dinámico se utiliza el programa de soporte ETABS, en donde se analizará cada modelo a través del análisis modal espectral y así evaluar su comportamiento ante eventos sísmicos.

Luego de haber obtenido las rigideces y amortiguamientos para los distintos modelos dinámicos, se deben asignar en la base de cada modelo estructural las rigideces mediante elementos spring y definir dentro el programa ETABS tres tipos de resorte, Centrales, Laterales y de Esquina. Con la rigidez traslacional y rotacional obtenida, el valor de los resortes centrales, laterales y de esquina se asignan mediante el concepto de intensidad de área o área tributaria de acuerdo a la figura 15 y 16



**Figura 15** Esquema del concepto de intensidad de área

De esta forma, el área sombreada en verde corresponde al área tributaria para los resortes centrales, luego el área sombreada en azul corresponde al área tributaria de los resortes laterales y el área sombreada en rojo corresponde al área tributaria de los resortes esquina.

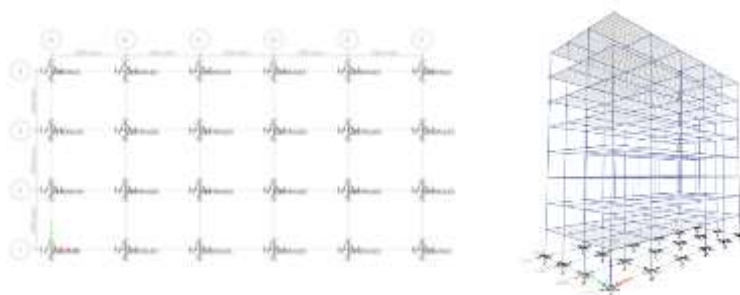


**Figura 16** Esquema de los resortes centrales, laterales y de esquina

El procedimiento general consiste en dividir la rigidez  $K_i$  entre el área total de la cimentación y dicho valor de rigidez distribuida ( $K_i/A_{total}$ ) se multiplica por el área tributaria correspondiente, es decir:

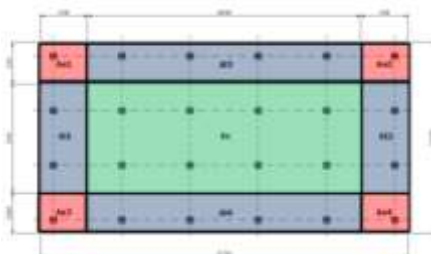
$$\begin{aligned}
 K_{centrales} &= \left( \frac{K_i}{A_{total}} \right) \text{Area tributaria central} \\
 K_{laterales} &= \left( \frac{K_i}{A_{total}} \right) \text{Area tributaria lateral} \\
 K_{esquina} &= \left( \frac{K_i}{A_{total}} \right) \text{Area tributaria esquina}
 \end{aligned}
 \tag{55}$$

Los modelos estructurales que consideran la rigidez finita del suelo deben ser equivalentes a lo mostrado en la figura 17



**Figura 17** Modelo de base flexible, edificio 8 niveles en software ETABS

Los valores de rigidez y amortiguamiento obtenidos para cada modelo dinámico con interacción suelo-estructura corresponden a la totalidad del sistema de cimentación, sin embargo, al momento de introducir esta información en el modelo, es necesario discretizar la rigidez total del sistema para asignarla a la base en cada una de las columnas, esto como se indicó se realiza mediante área tributaria en función a las dimensiones en planta de las fundaciones. (Figura 18 y Figura 19). La losa 1 de fundación corresponde a los edificios de 4,8,12 niveles apoyados en arena densa y para los edificios de 4 y 8 niveles apoyados en arcilla blanda. La losa 2 de fundación pertenece al edificio de 12 niveles apoyado en arcilla blanda.



**Figura 18** Distribución de áreas para el método de intensidad de área para losa 1 de 14 x 27 m

A continuación, se obtiene las áreas parciales para cada fundación. El área total para la losa 1 es igual a

$$A_{t1} = 14 \times 27 = 378 \text{ m}^2$$

Las áreas parciales son:

**Area de las esquinas**

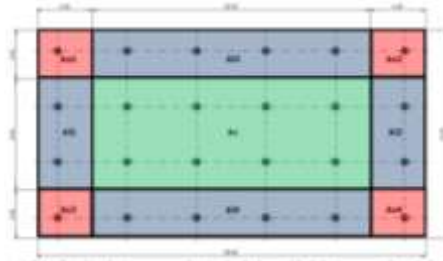
$$A_e = A_{e1} + A_{e2} + A_{e3} + A_{e4} = 4 A_{e1} = 4 \times 3.0 \times 3.5 = 42 \text{ m}^2$$

**Area lateral**

$$A_l = A_{l1} + A_{l2} + A_{l3} + A_{l4} = 2 A_{l1} + 2 A_{l2} = 2(8 \times 3.5) + 2(3 \times 20) = 176 \text{ m}^2$$

**Area central**

$$A_c = 8 \times 20 = 160 \text{ m}^2$$



**Figura 19** Distribución de áreas para el método de intensidad de área para losa 2 de 15 x 28 m

El área total para la losa 2 es igual a

$$A_{t2} = 15 \times 28 = 420 \text{ m}^2$$

Las áreas parciales son:

#### Área de las esquinas

$$A_e = A_{e1} + A_{e2} + A_{e3} + A_{e4} = 4 A_{e1} = 4 \times 3.5 \times 4.0 = 56 \text{ m}^2$$

#### Área lateral

$$A_l = A_{l1} + A_{l2} + A_{l3} + A_{l4} = 2 A_{l1} + 2 A_{l2} = 2(8 \times 4.0) + 2(3.5 \times 20) = 204 \text{ m}^2$$

#### Área central

$$A_c = 8 \times 20 = 160 \text{ m}^2$$

La distribución de la rigidez se realiza en cada una de las direcciones de los grados de libertad

$$K_{ij} = K_i \frac{A_j}{A_t} \frac{1}{n} \quad (56)$$

Siendo  $i$  cada uno de los grados de libertad existentes,  $j$  cada uno de los tipos de área que ha sido discretizada y  $n$  el número de columnas en dicha área. Este procedimiento es repetido para cada caso estudiado en la investigación.

## 4.2 Método del FEMA 440

El método del FEMA 440, consiste en un método paso a paso para poder modificar el espectro de diseño por considerar la interacción suelo-estructura. Este es un procedimiento que ha sido estandarizado para una fácil aplicación para los proyectistas. El procedimiento, consiste en determinar cómo varía el espectro de diseño al considerar los fenómenos de interacción cinemática e inercial en cada modelo estructural.

### 4.2.1 Cálculo de la interacción cinemática

El FEMA 440 destaca que los fenómenos de interacción cinemática tienden a ser importantes en edificaciones con periodos fundamentales relativamente cortos (por ejemplo,  $T < 0.5s$ ), grandes dimensiones en planta o sótanos enterrados más de 3 metros.

Para representar los efectos de interacción cinemática se efectúa el cálculo de la proporción de espectro de respuesta (RRS). De acuerdo a lo indicado por el FEMA 440 el factor RRS es simplemente la relación entre las

ordenadas espectrales impuestas a la cimentación, o movimiento de entrada a la cimentación (Foundation Input Motion, FIM) respecto a las ordenadas espectrales en campo libre (Free Field Motion, FFM). En este método se consideran dos fenómenos para evaluar la interacción cinemática, los cuales son: la incidencia de las ondas en la cimentación y el confinamiento de la cimentación. El efecto de la incidencia de ondas en la cimentación ocurre en mayor o menor grado en prácticamente todas las edificaciones que estén apoyadas en losas de cimentación o cimentaciones superficiales interconectadas mediante vigas de cimentación o vigas de riostra (FEMA 440). Aun si no existe un sistema de cimentación superficial lo suficientemente rígido lateralmente, de igual forma este fenómeno se manifiesta en el primer nivel elevado de la edificación cuando existe diafragma rígido. El único caso donde pudiesen ser obviados los efectos de interacción cinemática, es en aquellos casos donde no existen cimentaciones superficiales interconectadas lateralmente o con diafragmas de entrepiso y de techo flexibles. Los efectos de confinamiento de la cimentación se consideran importantes solo en aquellos casos donde hay presencia de sótanos (FEMA 440). El siguiente método simplificado adaptado de Kim y Stewart (2003), es el recomendado por el FEMA 440 en función del periodo de vibración estructural  $T$  de la edificación.

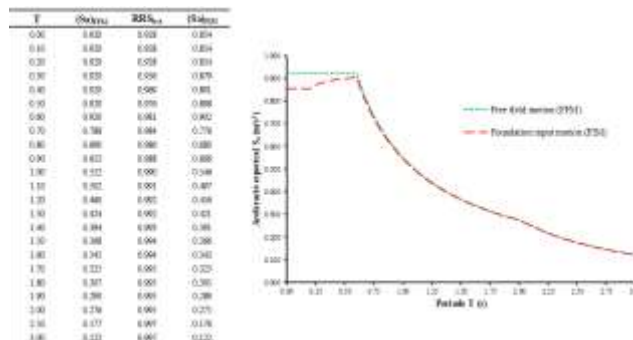


Figura 20 Espectro modificado por efectos cinemáticos. Tipo de suelo: arena densa, Tipo de estructura: 4,8,12 niveles

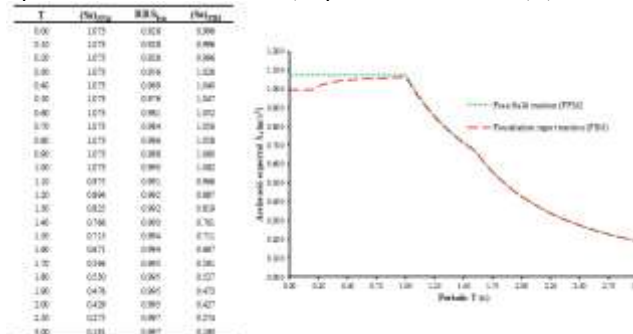
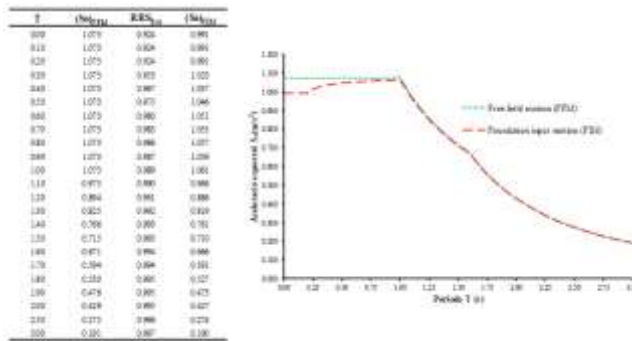


Figura 21 Espectro modificado por efectos cinemáticos. Tipo de suelo: arcilla blanda, Tipo de estructura: 4, 8 niveles



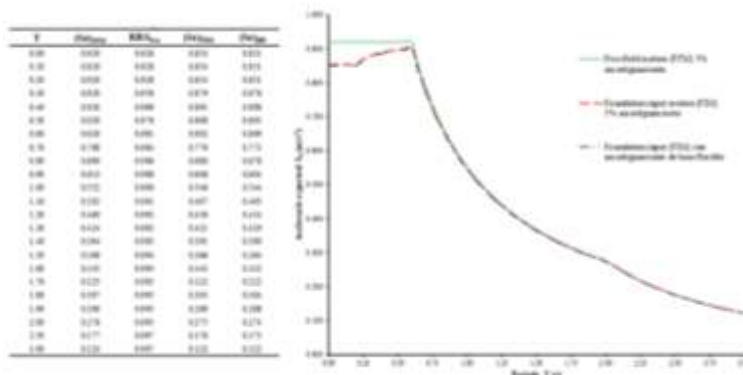


**Figura 22** Espectro modificado por efectos cinemáticos.  
 Tipo de suelo: arcilla blanda, Tipo de estructura: 12 niveles

#### 4.2.2 Cálculo de la interacción inercial

Según lo establecido en el apartado 8.3 del FEMA 440, el amortiguamiento relacionado con la interacción suelo-fundación puede modificar significativamente el amortiguamiento que ocurre en una estructura estudiada bajo la acción de componentes inelásticos. Este proviene de la relación suelo-fundación y está asociado con el comportamiento histerético del suelo, como también de la radiación de energía hacia el suelo de fundación. Los efectos del amortiguamiento de la fundación están representados por una modificación de la relación de amortiguamiento original de la estructura. La relación inicial de amortiguamiento de la estructura se simboliza como  $\beta_i$  y generalmente se representa como un 5%. El amortiguamiento atribuido solo a la interacción suelo-fundación es referido a  $\beta_f$  y la relación de amortiguamiento del sistema estructural incluyendo la interacción suelo-estructura, es llamado  $\beta_0$ . El cambio en las relaciones de amortiguamiento desde el  $\beta_i$  hasta  $\beta_0$  modifica la respuesta elástica del espectro, donde las ordenadas del mismo estarán reducidas si  $\beta_0 > \beta_i$ .

Sujeto a las limitaciones acotadas anteriormente, el siguiente procedimiento simplificado, establecido en la normativa FEMA 440, puede ser usado para estimar  $\beta_f$  y subsecuentemente el cambio de ordenada espectral debido a la proporción de amortiguamiento modificada del sistema estructural  $\beta_0$ , para cada modelo de estudio.



**Figura 23** Espectro modificado por efectos cinemáticos e inerciales.  
 Tipo de suelo: arena densa, Tipo de estructura: 4 niveles

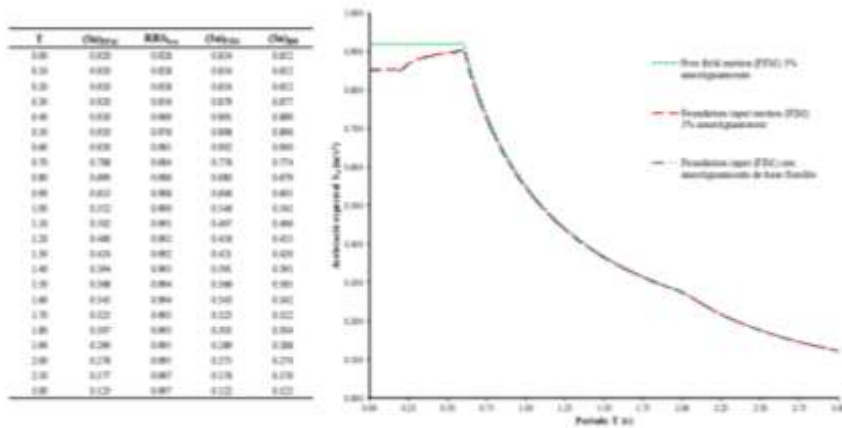


Figura 24 Espectro modificado por efectos cinemáticos e inerciales.  
Tipo de suelo: arena densa, Tipo de estructura: 8 niveles

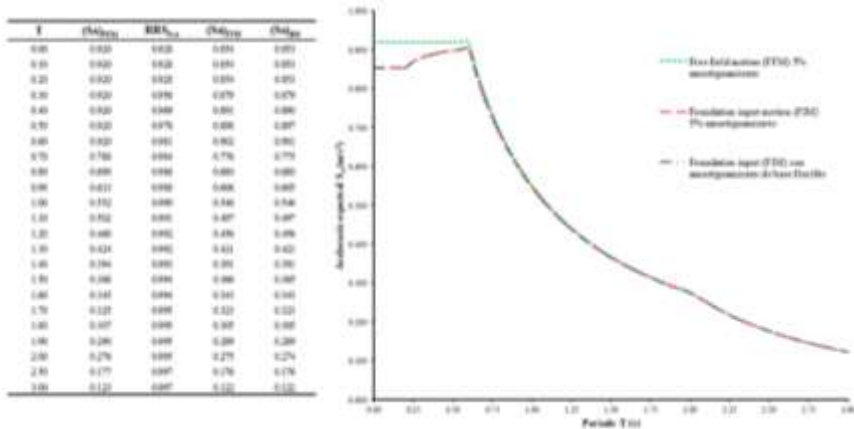


Figura 25 Espectro modificado por efectos cinemáticos e inerciales.  
Tipo de suelo: arena densa, Tipo de estructura: 12 niveles

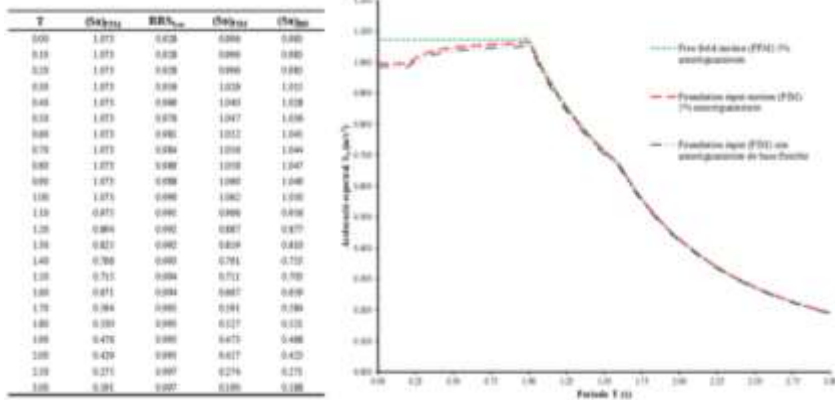


Figura 26 Espectro modificado por efectos cinemáticos e inerciales.  
Tipo de suelo: arcilla blanda, Tipo de estructura: 4 niveles

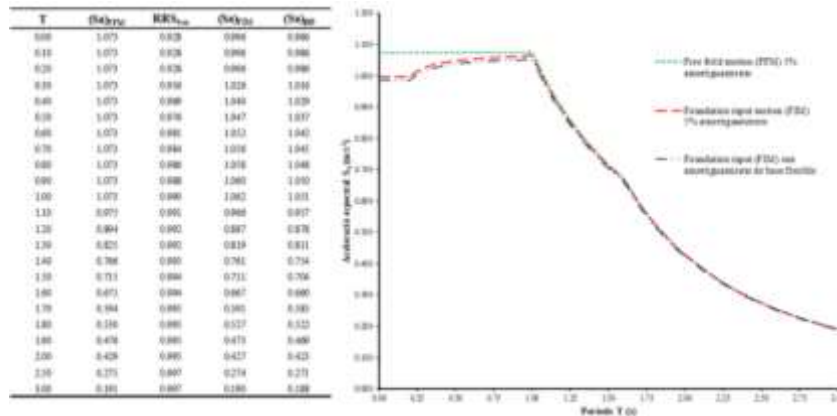


Figura 27 Espectro modificado por efectos cinemáticos e inerciales.  
 Tipo de suelo: arcilla blanda, Tipo de estructura: 8 niveles

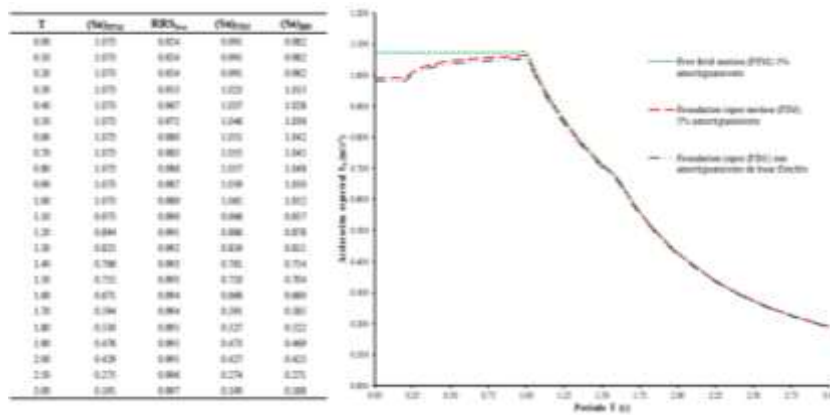


Figura 28 Espectro modificado por efectos cinemáticos e inerciales.  
 Tipo de suelo: arcilla blanda, Tipo de estructura: 12 niveles

A partir de cada espectro ajustado por los efectos debidos a fenómenos de interacción cinemática más los efectos de amortiguamiento de la cimentación es posible desarrollar un análisis dinámico modal espectral para obtener la respuesta sísmica de la edificación con consideraciones de interacción suelo-estructura de acuerdo a lo establecido por el FEMA 440.

### 5. RESULTADOS DEL ANALISIS

Luego de realizar diversos modelos dinámicos de interacción suelo-estructura, a continuación se detallan los resultados que identifican la influencia que tiene la incorporación del análisis dinámico con interacción suelo-estructura en la respuesta estructural de cada edificación. Las tablas 26 a 31 muestran los resultados del análisis dinámico modal espectral realizado en cada modelo, de donde se obtuvieron los periodos de vibración, momentos de volteo, cortante basal, desplazamiento total de techo y derivas de piso para sismo en X e Y.



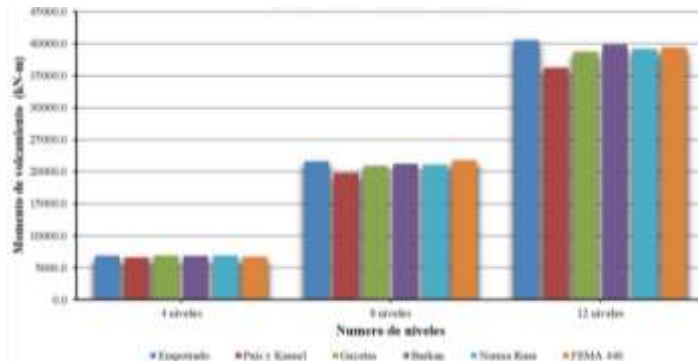
## 5.2 Momentos de volteo

Se presenta la diferencia entre los momentos de volteo respecto a X e Y para cada modelo estudiado.

**Tabla 28** Momento de volteo por Sismo en dirección X para el caso de arena densa

Metodo	Momento por SISMO X – Arena densa (kN-m)					
	4 niveles	Dif % (*)	8 niveles	Dif % (*)	12 niveles	Dif % (*)
Empotrado	6838.72		21612.45		40545.21	
Pais Kausel	6583.78	-3.728	19732.91	-8.697	36177.67	-10.772
Gazetas	6877.97	0.574	20845.76	-3.547	38714.96	-4.514
Barkan	6873.01	0.501	21214.13	-1.843	39795.93	-1.848
Norma Rusa	6862.17	0.343	21026.52	-2.711	39102.18	-3.559
FEMA 440	6652.54	-2.722	21780.26	0.776	39413.99	-2.790

\* Diferencia porcentual respecto al modelo con base empotrada

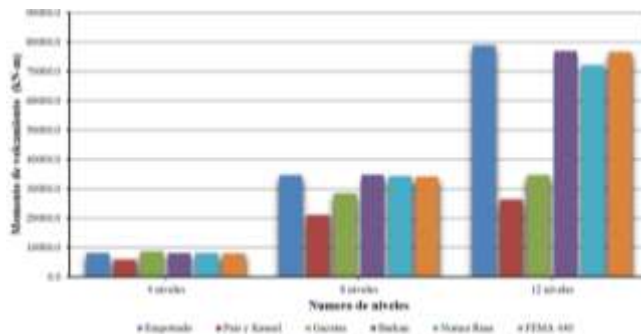


**Figura 31** Variación de momentos de volcamiento caso arena densa SISMO X

**Tabla 29** Momento de volteo por Sismo en dirección X para el caso de arcilla blanda

Metodo	Momento por SISMO X – Arcilla blanda (kN-m)					
	4 niveles	Dif % (*)	8 niveles	Dif % (*)	12 niveles	Dif % (*)
Empotrado	7976.07		34525.06		78881.70	
Pais Kausel	5822.68	-26.998	20941.49	-39.344	26314.63	-66.640
Gazetas	8490.26	6.447	28254.76	-18.162	34611.04	-56.123
Barkan	8048.42	0.907	34664.75	0.405	76882.33	-2.535
Norma Rusa	7981.69	0.070	34263.90	-0.756	72119.25	-8.573
FEMA 440	7760.35	-2.705	33958.11	-1.642	76624.75	-2.861

\* Diferencia porcentual respecto al modelo con base empotrada

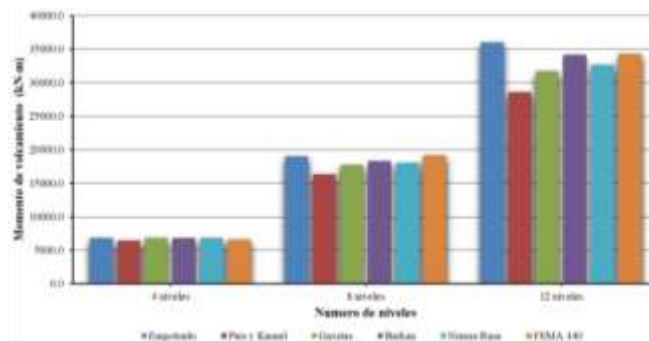


**Figura 32** Variación de momentos de volcamiento caso arcilla blanda SISMO X

**Tabla 30** Momento de volteo por Sismo en dirección Y para el caso de arena densa

Metodo	Momento por SISMO Y – Arena densa (kN-m)					
	4 niveles	Dif % <sup>(*)</sup>	8 niveles	Dif % <sup>(*)</sup>	12 niveles	Dif % <sup>(*)</sup>
Empotrado	6830.90		19043.94		35983.79	
Pais Kausel	6440.22	-5.719	16325.22	-14.276	28573.26	-20.594
Gazetas	6857.79	0.394	17743.65	-6.828	31705.04	-11.891
Barkan	6858.44	0.403	18355.81	-3.613	34211.61	-4.925
Norma Rusa	6835.90	0.073	18066.22	-5.134	32682.40	-9.175
FEMA 440	6657.92	-2.532	19176.76	0.697	34305.20	-4.665

\* Diferencia porcentual respecto al modelo con base empotrada

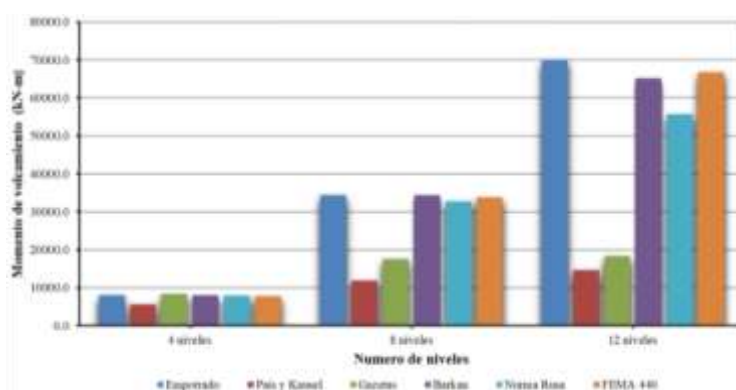


**Figura 33** Variación de momentos de volcamiento caso arena densa SISMO Y

**Tabla 31** Momento de volteo por Sismo en dirección Y para el caso de arcilla blanda

Metodo	Momento por SISMO Y – Arcilla blanda (kN-m)					
	4 niveles	Dif % <sup>(*)</sup>	8 niveles	Dif % <sup>(*)</sup>	12 niveles	Dif % <sup>(*)</sup>
Empotado	7966.92		34331.01		69979.19	
Pais Kausel	5625.30	-29.392	11897.16	-65.346	14564.47	-79.187
Gazetas	8295.01	4.118	17564.18	-48.839	18327.25	-73.810
Barkan	8024.83	0.727	34400.82	0.203	65122.91	-6.940
Norma Rusa	7896.29	-0.887	32628.38	-4.959	55600.39	-20.547
FEMA 440	7769.15	-2.482	33833.89	-1.448	66670.84	-4.728

\* Diferencia porcentual respecto al modelo con base empotrada



**Figura 34** Variación de momentos de volcamiento caso arcilla blanda SISMO Y

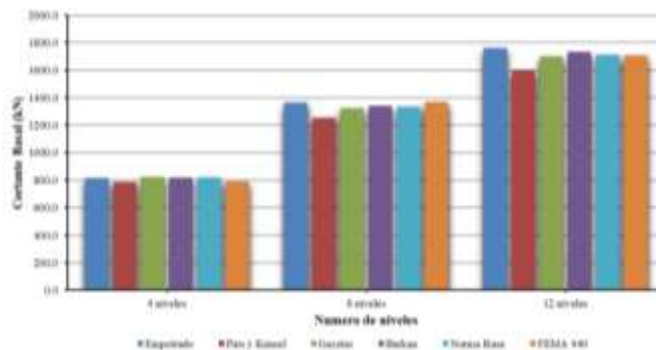
### 5.3 Cortante basal

La diferencia que existe entre el cortante basal en dirección X e Y de los modelos en base rígida, los modelos de base flexible y del FEMA 440 para ambos tipos de suelo se muestran en las tablas 32 a 35.

**Tabla 32** Cortante en la base debido al Sismo en X para el caso de arena densa

Metodo	Cortante en la base SISMO X – Arena densa Vx (kN)					
	4 niveles	Dif % <sup>(1)</sup>	8 niveles	Dif % <sup>(1)</sup>	12 niveles	Dif % <sup>(1)</sup>
Empotrado	814.11		1364.39		1761.32	
Pais Kausel	786.85	-3.348	1254.79	-8.033	1597.49	-9.302
Gazetas	822.28	1.004	1324.81	-2.901	1702.71	-3.328
Barkan	821.23	0.875	1344.33	-1.470	1738.06	-1.321
Norma Rusa	819.36	0.645	1333.55	-2.260	1714.03	-2.685
FEMA 440	790.64	-2.883	1370.79	0.469	1709.39	-2.948

\* Diferencia porcentual respecto al modelo con base empotrada

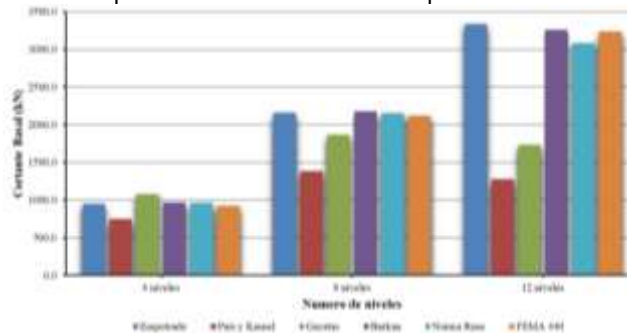


**Figura 35** Variación del cortante basal caso arena densa SISMO X

**Tabla 33** Cortante en la base debido al Sismo en X para el caso de arcilla blanda

Metodo	Cortante en la base SISMO X – Arcilla blanda Vx (kN)					
	4 niveles	Dif % <sup>(1)</sup>	8 niveles	Dif % <sup>(1)</sup>	12 niveles	Dif % <sup>(1)</sup>
Empotrado	949.49		2155.30		3333.06	
Pais Kausel	742.67	-21.782	1378.71	-36.032	1271.52	-61.851
Gazetas	1074.39	13.154	1859.49	-13.725	1729.04	-48.125
Barkan	964.61	1.592	2173.13	0.827	3262.49	-2.117
Norma Rusa	957.49	0.843	2152.94	-0.109	3076.69	-7.692
FEMA 440	922.22	-2.872	2117.58	-1.750	3235.50	-2.927

\* Diferencia porcentual respecto al modelo con base empotrada

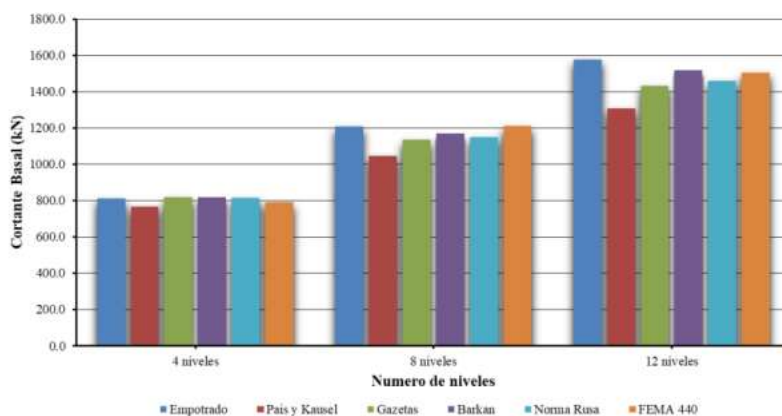


**Figura 36** Variación del cortante basal caso arcilla blanda SISMO X

**Tabla 34** Cortante en la base debido al Sismo en Y para el caso de arena densa

Metodo	Cortante en la base SISMO Y – Arena densa Vy (kN)					
	4 niveles	Dif % <sup>(*)</sup>	8 niveles	Dif % <sup>(*)</sup>	12 niveles	Dif % <sup>(*)</sup>
Empotrado	811.95		1205.83		1577.47	
Pais Kausel	767.91	-5.424	1046.52	-13.212	1306.11	-17.202
Gazetas	817.66	0.703	1133.86	-5.969	1430.97	-9.287
Barkan	817.72	0.711	1168.51	-3.095	1517.36	-3.811
Norma Rusa	813.59	0.202	1150.05	-4.626	1460.40	-7.421
FEMA 440	790.07	-2.695	1209.60	0.313	1504.73	-4.611

\* Diferencia porcentual respecto al modelo con base empotrada

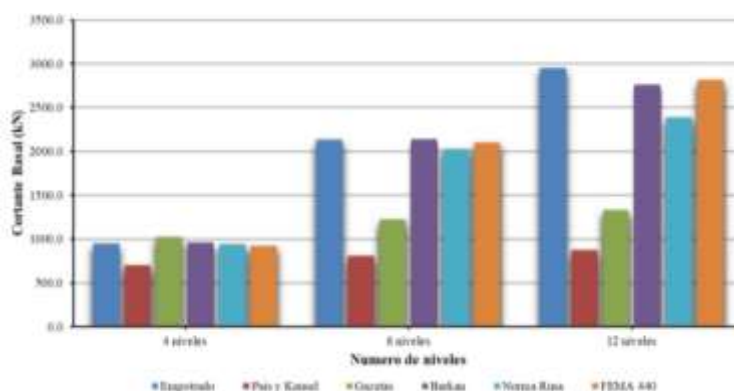


**Figura 37** Variación del cortante basal caso arena densa SISMO Y

**Tabla 35** Cortante en la base debido al Sismo en Y para el caso de arcilla blanda

Metodo	Cortante en la base SISMO Y – Arcilla blanda Vy (kN)					
	4 niveles	Dif % <sup>(*)</sup>	8 niveles	Dif % <sup>(*)</sup>	12 niveles	Dif % <sup>(*)</sup>
Empotado	946.98		2132.67		2952.73	
Pais Kausel	699.93	-26.088	806.34	-62.191	872.68	-70.445
Gazetas	1020.94	7.810	1221.62	-42.719	1327.96	-55.026
Barkan	959.17	1.287	2142.54	0.463	2766.49	-6.307
Norma Rusa	941.73	-0.554	2029.35	-4.845	2386.33	-19.182
FEMA 440	921.84	-2.655	2099.43	-1.559	2813.49	-4.716

\* Diferencia porcentual respecto al modelo con base empotrada



**Figura 38** Variación del cortante basal caso arcilla blanda SISMO Y



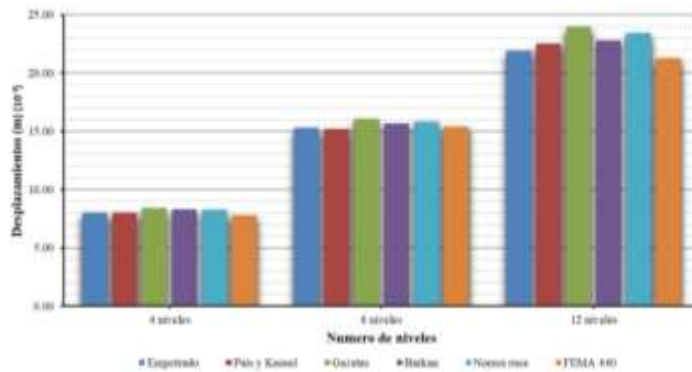
## 5.4 Desplazamiento total de techo

El desplazamiento total de techo en dirección X e Y y sus diferencias para cada modelo de estudio se detallan en las tablas 36 a 39.

**Tabla 36** Desplazamiento de techo por Sismo en X para el caso de arena densa

Metodo	Desplazamiento de techo SISMO X – Arena densa $\delta x$ (m) ( $10^{-3}$ )					
	4 niveles	Dif % <sup>(1)</sup>	8 niveles	Dif % <sup>(1)</sup>	12 niveles	Dif % <sup>(1)</sup>
Empotrado	8.012		15.286		21.901	
Pais Kausel	7.999	-0.162	15.202	-0.550	22.500	2.735
Gazetas	8.375	4.531	16.058	5.050	23.963	9.415
Barkan	8.287	3.432	15.693	2.663	22.781	4.018
Norma Rusa	8.254	3.020	15.825	3.526	23.427	6.968
FEMA 440	7.792	-2.746	15.400	0.746	21.288	-2.799

\* Diferencia porcentual respecto al modelo con base empotrada

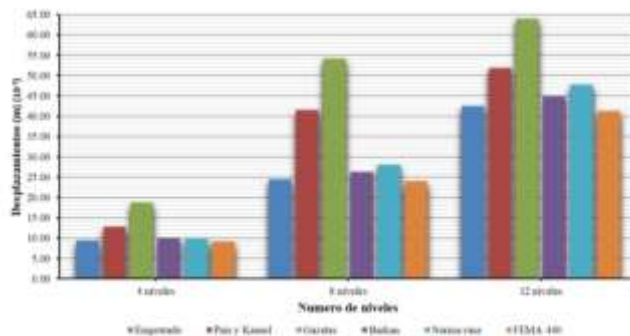


**Figura 39** Desplazamiento de techo - Sismo X para el caso de arena densa

**Tabla 37** Desplazamiento de techo por Sismo en X para el caso de arcilla blanda

Metodo	Desplazamiento de techo SISMO X – Arcilla blanda $\delta x$ (m).( $10^{-3}$ )					
	4 niveles	Dif % <sup>(1)</sup>	8 niveles	Dif % <sup>(1)</sup>	12 niveles	Dif % <sup>(1)</sup>
Empotrado	9.344		24.390		42.484	
Pais Kausel	12.749	36.440	41.539	70.312	51.758	21.829
Gazetas	18.680	99.914	54.219	122.300	64.033	50.723
Barkan	9.907	6.025	26.320	7.913	44.852	5.574
Norma Rusa	10.007	7.095	28.077	15.117	47.717	12.318
FEMA 440	9.090	-2.718	23.987	-1.652	41.266	-2.867

\* Diferencia porcentual respecto al modelo con base empotrada

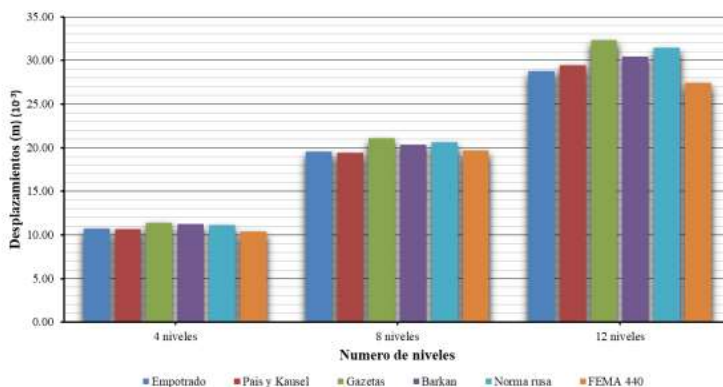


**Figura 40** Desplazamiento de techo - Sismo X para el caso de arcilla blanda

**Tabla 38** Desplazamiento de techo por Sismo en Y para el caso de arena densa

Metodo	Desplazamiento de techo SISMO Y – Arena densa $\delta y$ (m) ( $10^{-3}$ )					
	4 niveles	Dif % <sup>(*)</sup>	8 niveles	Dif % <sup>(*)</sup>	12 niveles	Dif % <sup>(*)</sup>
Empotrado	10.657		19.529		28.798	
Pais Kausel	10.646	-0.103	19.422	-0.548	29.466	2.320
Gazetas	11.378	6.766	21.059	7.835	32.327	12.254
Barkan	11.194	5.039	20.352	4.214	30.430	5.667
Norma Rusa	11.095	4.110	20.592	5.443	31.450	9.209
FEMA 440	10.383	-2.571	19.650	0.620	27.460	-4.646

\* Diferencia porcentual respecto al modelo con base empotrada

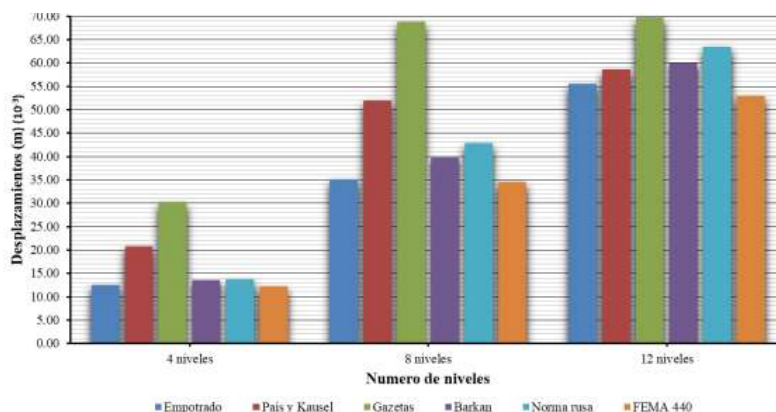


**Figura 41** Desplazamiento de techo - Sismo Y para el caso de arena densa

**Tabla 39** Desplazamiento de techo por Sismo en Y para el caso de arcilla blanda

Metodo	Desplazamiento de techo SISMO Y – Arcilla blanda $\delta y$ (m) ( $10^{-3}$ )					
	4 niveles	Dif % <sup>(*)</sup>	8 niveles	Dif % <sup>(*)</sup>	12 niveles	Dif % <sup>(*)</sup>
Empotrado	12.429		35.067		55.595	
Pais Kausel	20.746	66.916	51.911	48.034	58.608	5.420
Gazetas	30.175	142.779	68.740	96.025	69.727	25.420
Barkan	13.507	8.673	39.773	13.420	59.893	7.731
Norma Rusa	13.617	9.558	42.821	22.112	63.480	14.183
FEMA 440	12.116	-2.518	34.551	-1.471	52.970	-4.722

\* Diferencia porcentual respecto al modelo con base empotrada



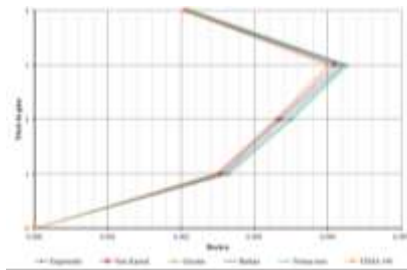
**Figura 42** Desplazamiento de techo - Sismo Y para el caso de arcilla blanda

## 5.5 Deriva de piso

La máxima deriva de piso para cada estructura y método estudiado en la tesis se resumen en las tablas 40 a 51. El valor de control utilizado es de 0.007 que se encuentra reportado en la Norma E030, que corresponde a estructuras de concreto armado.

**Tabla 40** Deriva de Piso Sismo en dirección X para arena densa Edificio 4 niveles

Metodo	Derivas de piso – Edificio 4 niveles – Arena densa			
	4	3	2	1
Empotrado	0.00207	0.00419	0.00338	0.00257
Verificación	OK	OK	OK	OK
Pais Kausel	0.00207	0.00410	0.00333	0.00252
Verificación	OK	OK	OK	OK
Gazetas	0.00216	0.00428	0.00351	0.00266
Verificación	OK	OK	OK	OK
Barkan	0.00212	0.00423	0.00347	0.00261
Verificación	OK	OK	OK	OK
Norma Rusa	0.00212	0.00423	0.00347	0.00261
Verificación	OK	OK	OK	OK
FEMA 440	0.00203	0.00401	0.00329	0.00248
Verificación	OK	OK	OK	OK



**Figura 43** Deriva de piso - Sismo X para el caso de arena densa, edificio 4 niveles

**Tabla 41** Deriva de Piso Sismo en dirección X para arcilla blanda Edificio 4 niveles

Metodo	Derivas de piso – Edificio 4 niveles – Arcilla blanda			
	4	3	2	1
Empotrado	0.00243	0.00486	0.00396	0.00297
Verificación	OK	OK	OK	OK
Pais Kausel	0.00338	0.00513	0.00464	0.00392
Verificación	OK	OK	OK	OK
Gazetas	0.00419	0.00671	0.00594	0.00491
Verificación	OK	OK	OK	OK
Barkan	0.00252	0.00500	0.00410	0.00311
Verificación	OK	OK	OK	OK
Norma rusa	0.00257	0.00500	0.00414	0.00311
Verificación	OK	OK	OK	OK
FEMA 440	0.00234	0.00473	0.00387	0.00288
Verificación	OK	OK	OK	OK

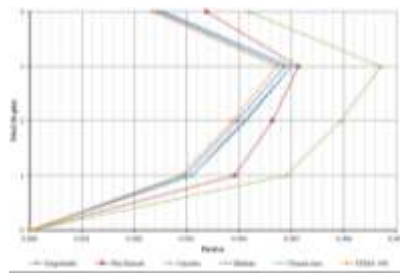


Figura 44 Deriva de piso - Sismo X para el caso de arcilla blanda, edificio 4 niveles

Tabla 42 Deriva de Piso Sismo en dirección Y para arena densa Edificio 4 niveles

Metodo	Derivas de piso – Edificio 4 niveles – Arena densa			
	4	3	2	1
Empotrado	0.00279	0.00545	0.00464	0.00329
Verificación	OK	OK	OK	OK
Pais Kausel	0.00284	0.00536	0.00455	0.00324
Verificación	OK	OK	OK	OK
Gazetas	0.00302	0.00572	0.00486	0.00347
Verificación	OK	OK	OK	OK
Barkan	0.00297	0.00563	0.00477	0.00347
Verificación	OK	OK	OK	OK
Norma Rusa	0.00297	0.00563	0.00477	0.00338
Verificación	OK	OK	OK	OK
FEMA 440	0.00270	0.00531	0.00450	0.00320
Verificación	OK	OK	OK	OK

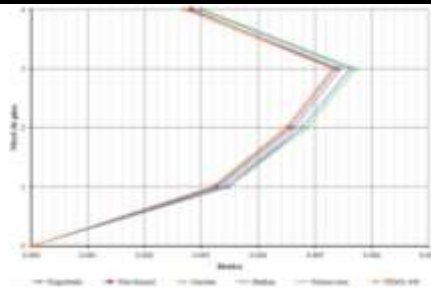


Figura 45 Deriva de piso - Sismo Y para el caso de arena densa, edificio 4 niveles

Tabla 43 Deriva de Piso Sismo en dirección Y para arcilla blanda Edificio 4 niveles

Metodo	Derivas de piso – Edificio 4 niveles – Arcilla blanda			
	4	3	2	1
Empotrado	0.00324	0.00635	0.00536	0.00383
Verificación	OK	OK	OK	OK
Pais Kausel	0.00626	0.00837	0.00756	0.00504
Verificación	OK	NO	NO	OK
Gazetas	0.00882	0.01197	0.01071	0.00716
Verificación	NO	NO	NO	NO
Barkan	0.00356	0.00666	0.00572	0.00414
Verificación	OK	OK	OK	OK
Norma Rusa	0.00369	0.00675	0.00576	0.00410
Verificación	OK	OK	OK	OK
FEMA 440	0.00315	0.00621	0.00527	0.00374
Verificación	OK	OK	OK	OK

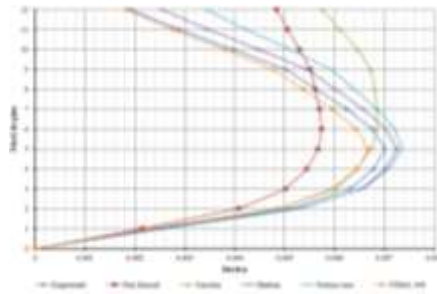












**Figura 54** Deriva de piso - Sismo Y para el caso de arcilla blanda, edificio 12 niveles

## CONCLUSIONES

La investigación ha sido desarrollada para determinar la influencia que tiene el considerar la interacción suelo-estructura en el análisis dinámico de edificios regulares de concreto armado de diferentes alturas. Para cumplir con el objetivo general, se utilizaron cinco métodos o enfoques que consideran la interacción suelo-estructura dentro el modelo estructural, cuatro de ellos lo hacen a través de constantes elásticas que emulan las propiedades del suelo en la base de cada edificación y uno por medio de un espectro de diseño modificado. Cada método ha sido comparado con el método convencional empleado por varios ingenieros estructurales, que es el de considerar los modelos con apoyos de rigidez infinita (empotrados) y cargas estáticas. Los parámetros que determinaron la influencia que tiene el análisis dinámico con interacción suelo-estructura en la respuesta sísmica de los edificios en estudio fueron, los períodos de vibración, momentos de volteo, desplazamientos máximos de piso y derivas de piso. Cada resultado obtenido en la investigación nos permite llegar a las siguientes conclusiones:

### Periodos de vibración.

Al modelar de manera conjunta el suelo con la estructura en cada uno de los modelos estructurales a través de los distintos métodos estudiados, se logra observar una modificación en los períodos de vibración fundamental. En cada caso el período fundamental aumenta, obteniéndose un porcentaje igual a 2.10 % para el edificio de 4 niveles apoyado en arena densa hasta 125.83 % para la edificación de 12 niveles apoyado en arcilla blanda. Sin importar el método empleado, si este incorpora la rigidez del suelo a través de resortes en los modelos estructurales, el período de vibración aumenta. Este incremento se hace más notorio a medida que se incrementa el número de niveles de piso y cuando el terreno posee mayor susceptibilidad a degradarse ante el paso de una onda sísmica (terrenos con bajos porcentajes de relación de módulo de corte  $G/G_{max}$ ).

El método de Pais y Kausel, Gazetas y Mylonakis a diferencia de los otros utilizados en la investigación, presentan el mayor porcentaje de variación en el periodo de vibración fundamental de las estructuras, en especial en los edificios que se encuentran apoyados en el terreno de arcilla blanda. Esto se debe a la incorporación de la disminución de resistencia al corte del suelo a través de un porcentaje de la relación  $G/G_{max}$ , dentro de las ecuaciones de cálculo de las rigideces, que representan el terreno de fundación.

### **Momentos de volteo**

El momento de volteo en los modelos dinámicos de interacción suelo estructura en el caso de arena densa, presentan una diferencia mínima respecto a los modelos de base empotrada. Esta variación se hace más notoria a medida que se incrementa la altura de las edificaciones, llegándose a registrar un porcentaje máximo en la edificación de 12 niveles de 20.59 % menos que el valor obtenido en los modelos de base empotrada.

Para el caso de las edificaciones apoyadas en arcilla blanda se registran porcentajes de reducción mayores en especial en los métodos de Pais y Kausel, Gazetas y Mylonakis. Similar al caso anterior esta reducción del momento de volcamiento se hace más evidente a medida que aumenta la altura de los modelos llegándose a registrar porcentajes de 29.392 %, 65.346% y 79.187%, para los edificios de 4, 8 y 12 niveles respectivamente.

### **Cortante basal**

Para los modelos de 4 niveles apoyados en arena densa, en el método de Gazetas, Barkan y Norma Rusa, se observa un incremento de la cortante en un porcentaje igual a 0.703%, 0.711% y 0.202% respectivamente. Para el caso de arcilla blanda este porcentaje se incrementa alcanzando valores de 7.81 % en Gazetas y 1.287% en Barkan. En el método de Pais y Kausel las cortantes se reducen en ambos casos.

En los edificios de 8 y 12 niveles en todos los métodos se obtienen valores de cortante menores. Para el caso de arena densa la reducción llega a un valor máximo de 13.212 % y 17,202 % ambos utilizando el método de Pais y Kausel. En los modelos apoyados en arcilla blanda la reducción es mayor. El método de Pais y Kausel alcanza porcentajes de 26.088%, 62.191% y 70.445% para los edificios de 4, 8 y 12 niveles respectivamente.

Estos resultados permiten concluir que el adoptar uno de los métodos de interacción suelo-estructura nos lleva a la reducción de las cortantes en la base, reducción que se hace mas evidente si la estructura se apoya en un terreno blando.

### **Desplazamientos totales de techo**

Los desplazamientos de techo se incrementan en todos los métodos que incorporan constantes elásticas para modelar el suelo dentro del modelo, alcanzando valores desde 2.32% y hasta 142.78% mayores al de base empotrada. Esta situación no ocurre cuando se utiliza el método del FEMA 440 donde se puede observar una reducción de 1.65 % a 4.72 %, esto debido a que en este caso se está utilizando un espectro de diseño reducido (con aceleraciones espectrales menores al del espectro empleado en los modelos de base empotrada).

Los métodos propuestos por Barkan y Norma Rusa son los que presentan el menor incremento en los desplazamientos de techo por contar con una rigidez mayor y un amortiguamiento menor al de los métodos propuestos por Kausel y Gazetas.

### **Derivas de piso**

En cuanto a las derivas de piso los modelos que consideran rigidez infinita en la base cumplen el límite establecido por la Norma E030, sin embargo, al evidenciar la interacción suelo estructura se observa el incremento de las mismas. En los modelos apoyados en terreno de arena densa el valor

límite de 0.007 no es superado pero el incremento se da en porcentaje desde 3.3 % hasta un 6.5 %. En el terreno de arcilla blanda el valor límite es superado en algunos niveles de piso alcanzando porcentajes superiores al de apoyo infinitamente rígido de 9.10% en los modelos propuestos por Barkan y Norma Rusa y hasta un 63.97% en los modelos de Kausel y Gazetas. Una situación particular de reducción de derivas de piso se logra evidenciar en las edificaciones de 4, 8 y 12 niveles apoyados en terreno de arena densa cuando se utiliza el modelo propuesto por Pais y Kausel. Este método al ser el que posee mayores variables dentro del cálculo de rigideces y amortiguamiento que permiten una mayor semejanza a la situación real del sistema suelo-estructura nos permite concluir que el efecto del sismo sobre la estructura está siendo reducido por los efectos de dispersión de ondas de la fundación y las propiedades de amortiguamiento que posee el suelo.

El incremento de las derivas se hace evidente en la presente investigación y puede hacerse mucho más si nos encontramos en presencia de estructuras con una diferente configuración estructural en planta o altura, apoyadas en terrenos con mayor porcentaje de degradación (suelos blandos), haciendo que los límites máximos de control para concreto armado sean superados en todos los niveles de piso, por lo que se tendría que tomar la decisión de reforzar la estructura incrementando su rigidez en las direcciones más débiles.

#### **Método FEMA 440**

Al determinar la rigidez relativa del suelo o también llamado coeficiente de interacción ( $1/\sigma$ ) en el paso 1 del método propuesto por el FEMA 440, resulta evidente que las estructuras apoyadas sobre arcilla blanda deberían manifestar mayores cambios en su respuesta dinámica debido a la incorporación de la interacción suelo-estructura en el análisis dinámico. Según la literatura y data reportada por diferentes investigadores como Stewart (1999), los factores menores a 0.1 tienden estar asociados a casos donde los efectos de la interacción son despreciables desde el punto de vista práctico, es por ello que muchos profesionales deciden no incorporar la interacción suelo-estructura dentro de sus cálculos. Y eso se hace evidente en este estudio debido a que en todos los casos analizados el método del FEMA 440 comparado con los modelos de base infinitamente rígido reporta reducción en periodos, cortantes en la base, desplazamientos máximos de techo y derivas, en donde se llegaría a pensar que el considerar la interacción llevaría a un diseño estructural menos conservador, lo cual no es cierto.

Sin embargo, es necesario realizar la aclaración de que el método que propone el FEMA 440 para incluir la interacción suelo estructura dentro del análisis estructural, es un método que forma parte de un análisis mucho más completo que es el análisis por desempeño de estructuras a través de la evaluación de una curva de capacidad. Esto nos daría a entender que para aprovechar de la mejor manera el método, se debería utilizar de manera conjunta todo el procedimiento que detalla el FEMA 440 hasta la obtención de las curvas de capacidad.

#### **Comparación de métodos**

La comparación de resultados en los métodos empleados, nos permite indicar que el mayor efecto de considerar la rigidez real del suelo en la base de la estructura a través de constantes elásticas (resortes) se da en los propuestos por la normativa americana (Pais y Kausel, Gazetas y Mylonakis) y

un menor efecto en el método de Barkan y Norma Rusa, pero cada uno de ellos refleja a través de los resultados que se obtuvo en la presente investigación, la importancia que tiene el hecho de considerar dentro del análisis estructural la interacción suelo-estructura.

## REFERENCIAS

1. Applied Technology Council. (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*. ATC-40, California.
2. ASCE. (2017). *Seismic evaluation and retrofit of existing buildings*. ASCE/SEI 41-17, Reston, Virginia.
3. ASCE. (2010). *Minimum design loads for buildings and other structures*. ASCE/SEI 7-10, Reston, Virginia.
4. Ballen, C. (2015). *Interacción suelo estructura para edificaciones de muros de concreto en suelos blandos*. Recuperado de <http://www.escuelaing.edu.co/revista.htm>.
5. Botero J.C., Jamarillo J.D., & Rochel R. (2004). Evaluación de los efectos inerciales de interacción dinámica suelo-estructura para edificaciones ubicadas en Medellín. *Revista Universidad EAFIT*, 40(134), 90-104.
6. Comité ACI 318. (2019). *Requisitos de reglamento para concreto estructural*. ACI 318-19, Michigan, U.S.A.
7. Contreras, I., Rodríguez, L., Fernández, L., & Domínguez, T. (2015). Influencia del efecto de sitio e interacción dinámica suelo-estructura en la respuesta sísmica de marcos de acero. En: *XX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Acapulco, Mexico, 24-27, Noviembre 2015.
8. Day, R. (2002). *Geotechnical Earthquake Engineering Handbook*. New York: McGraw-Hill Companies Inc.
9. Desai, Ch., & Zaman, M. (2014). *Advanced Geotechnical Engineering-Soil structure interaction using computer and material models*. New York: CRC Press Taylor & Francis Group.
10. Dobry, R. y Gazetas, G. (1985). Dynamic response of arbitrarily shaped foundation. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 112 (2), 109-135.
11. FEMA. (2009). *NERPH Recommended seismic provisions for new buildings and other structures*. FEMA P-750, Washington, D.C.
12. FEMA. (2005). *Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures*. FEMA 440, Washington, D.C.
13. Gazetas, G. (2006). Seismic design of foundations and soil-structure interaction. En: *First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, Geneva, Switzerland, 3-8 September.

14. Gazetas, G. (1990). Formulas and Charts for Impedances of Surface and Embedded Foundations. *Journal of Geotechnical Engineering*, 117(9), 1363-1381.
15. Gazetas, G. (1987). Simple physical methods for foundations impedances *en Dynamic behavior of foundations and buried structures*, Elsevier Applied Science, London, England, pp. 45-93.
16. Gazetas, G. y Tassoulas, J. L. (1987a). Horizontal stiffness of arbitrarily shaped embedded foundations. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 113 (5), 440-457.
17. Gazetas, G. y Tassoulas, J. L. (1987b). Horizontal damping of arbitrarily shaped embedded foundations, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 113(5), 458-475.
18. Guanchez, E. (2014). Evaluacion de la respuesta sísmica de sitio. En: *II Congreso Internacional de Ingeniería Estructural y Sismoresistente*, Valencia, Venezuela, 28-29, Marzo 2014.
19. Kausel, E., Whitman, R., Morray, J., & Elsabee, F. (1978). The spring method for embedded foundations, *Nuclear Engineering and Design*, 48, 377-392.
20. Kausel, E. (2010). Early history of soil-structure interaction, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30(2010), 822-832. doi: 10.1016/j.soildyn.2009.11.001
21. Kim, S., & Stewart, J. (2003). Kinematic soil-structure interaction from strong motion recordings. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 129 (4), 323-335
22. Lin, A. N., y Jennings, P. C. (1984). Effect of embedment of foundation-soil impedances. *Journal of Engrg. Mech.*, ASCE, 110 (7), 1060-1075.
23. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2016). *Diseño Sismoresistente*. Norma Técnica E030, Perú.
24. NEHRP Consultants Joint Venture. (2012). *Soil-Structure interaction for building structures*. NIST GCR 12-917-21, California.
25. Novak, M. (1987). State of the art in analysis and design of machine foundations. *en Soil-structure interaction*, Elsevier and Computational Mechanics Ltd., New York, N. Y., pp. 171-192.
26. Pais, A., & Kausel, E. (1985). Stochastic response of foundations, *Massachusetts Institute of Technology-Department of civil engineering*, R85-6, Order No775.
27. Rix, G. (2015). *Dynamic Soil-Structure Interaction*. Georgia: Glenn J. Rix.
28. Stewart, J., Seed, R., & Fenves, G. (1998). Empirical evaluation of inertial soil-structure interaction effects, *Pacific Earthquake Engineering Research Center*,7(11).

30. Stewart, J., Seed, R., & Fenves, G. (1999). Seismic soil-structure interaction in buildings II: Empirical findings, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 125 (1), 38-48.
31. Tileylioglu, S., Stewart, J., & Nigbor, R. (2011). Dynamic stiffness and damping of a shallow foundation from forced vibration of a field test structure, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 137(4), 344-353.
32. Villarreal G. (2007). *Interacción suelo-estructura en edificios altos*. Lima: Asamblea Nacional de Rectores.
33. Villarreal G. (2017). *Interacción sísmica suelo-estructura en edificaciones con plateas de cimentación*. Trujillo: GVC.
35. Villarreal G. (2020). *Interacción suelo-estructura en edificaciones con zapatas aisladas*. Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras, 25 (3), 311-332.
36. Villarreal G., Cerna M., Espinoza C. (2021). *Interacción sísmica suelo-estructura en edificaciones con muros de ductilidad limitada sobre plateas de cimentación*. Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras, 26 (1), 153-178.
35. Vucetic, M., & Dobry, R. (1991). Effect of soil plasticity on cyclic response, *Journal of Geotechnical Engineering*, 117(1), 89-107.