

# Influencia de la interacción suelo estructura (ISE) de cimentaciones superficiales en suelos no cohesivos en el comportamiento estructural de una edificación de 8 pisos y un subsuelo

Influence of The Soil Structure Interaction (Ise) on Surface Foundations and Cohesive Soils In The Structural Behavior of an Eight-Story Basement Building

Morales L.<sup>1</sup>; Espinosa A.<sup>2</sup>

1 Universidad Central del Ecuador, Facultad de Ingeniería, Ciencias Físicas y Matemática. Quito, Ecuador  
e-mail: lwmorales@uce.edu.ec

2 Universidad Central del Ecuador, Facultad de Ingeniería en Geología, Minas, Petróleos y Ambiental. Quito, Ecuador  
e-mail: alejandrostead@hotmail.com

Información del artículo

Recibido: febrero 2020

Aceptado: marzo 2020

## RESUMEN

Se comparan periodos de vibración y derivas de pisos obtenidos de modelos tradicionales con base rígida (empotramiento perfecto), y otros, donde el suelo se representa con funciones de impedancia y, directamente mediante elementos finitos no lineales (método directo). Se usa como proyecto base una edificación de ocho niveles y un subsuelo, que interactúa con un suelo no cohesivo blando. Para las cargas sísmicas se consideraron: el espectro de la Norma Ecuatoriana de la Construcción y el de sitio, que corresponde de acuerdo con la ubicación del proyecto, al generado por el segmento de la falla de Quito denominado Puengasí. Adicionalmente, se usan historias en el tiempo escaladas de acuerdo con el espectro de sitio. El comportamiento no lineal de la estructura se logra por medio de rótulas plásticas. Se observa que el modelo que incluye interacción mediante funciones de impedancia varía hasta un 45% respecto al de base rígida, sin embargo, da resultados conservadores respecto al método directo.

**Palabras clave:** *interacción suelo estructura, espectro de respuesta, periodo de vibración de la estructura y derivas de piso.*

## ABSTRACT

Vibration periods and floor drifts are obtained from traditional models with a rigid base (perfect embedment), and others, where the floor is represented with impedance functions and, directly by finite non-linear elements (direct method). An eight-level building and a subsoil is used as the base project, which interacts with a soft non-cohesive soil. For the seismic loads were considered: the spectrum of the Ecuadorian Standard of Construction and the site, which corresponds according to the location of the project, to the one generated by the segment of the Quito fault called Puengasí. Additionally, time-scaled stories are used according to the site spectrum. The non-linear behavior of the structure is achieved by means of plastic ball joints. It is observed that the model that includes interaction through impedance functions varies up to 45% with respect to the rigid one, however, it gives conservative results with respect to the direct method.

**Keywords:** *soil structure soil, response spectrum, period of structure vibration and story drifts.*

### 1. Introducción

Para el diseño estructural de edificaciones se emplean apoyos de base rígida, el cual presenta una rigidez infinita provocando una reducción de los movimientos de entrada de un terremoto, que se traduce en periodos de vibraciones de la estructura menores a los reales. La interacción suelo estructura (ISE) por otro lado considera un apoyo flexible, que genera movimientos de entrada más reales.

Modelar a la cimentación como empotramiento perfecto es una simplificación de la ISE y considera que el suelo es rígido. Un suelo es rígido dependiendo del valor Vs30 (velocidades de ondas de corte a 30m de profundidad) y la clasificación propuesta por [1] es empleada por muchos códigos de sismo resistencia.

Tabla 1. Clasificación de perfiles de suelos

Tipo	Descripción	Vs30 m/s
A	Roca rígida	>1500
B	Roca de rigidez media	760 a 1500
C	Suelos muy densos o roca	360 a 760
D	Suelos rígidos	180 a 360
E	Arcillas blandas	<180
F	Suelos especiales	

En suelos blandos y especiales conlleva un error el modelar a la cimentación como empotramiento perfecto, todo esto debido a que los valores del módulo cortante máximo y secante (Gmax y Gsec) son pequeños. Una manera fácil de estimarlos es mediante la siguiente ecuación:

$$G_{max} = \frac{\rho V_s^2}{g} \tag{1}$$

$$G_{sec} = \frac{G}{G_{max}} G_{max} \tag{2}$$

Donde:

- Gmax : Módulo de corte máximo
- ρ : Densidades del suelo
- Vs : Velocidad de ondas de corte

G/Gmax puede estimarse de igual manera en función de la clasificación del perfil de suelos [2].

Tabla 2. Tabla de Módulo cortante efectivo G/Gmax

Tipo	Pico de aceleraciones efectivas PGA (a)			
	PGA=0	PGA=0.1	PGA=0.4	PGA=0.8
A	1	1	1	1
B	1	1	0.95	0.9
C	1	0.95	0.75	0.6
D	1	0.9	0.5	0.1
E	1	0.6	0.05	(b)
F	(b)	(b)	(b)	(b)

(a) Use interpolación lineal para valores intermedios de PGA.

(b) Se realizarán investigaciones geotécnicas específicas del sitio y análisis dinámicos.

Gmax y Gsec se obtienen directamente de ensayos cíclicos de suelos como triaxiales, ensayos de corte directo, ensayos de corte torsional y columna resonante.

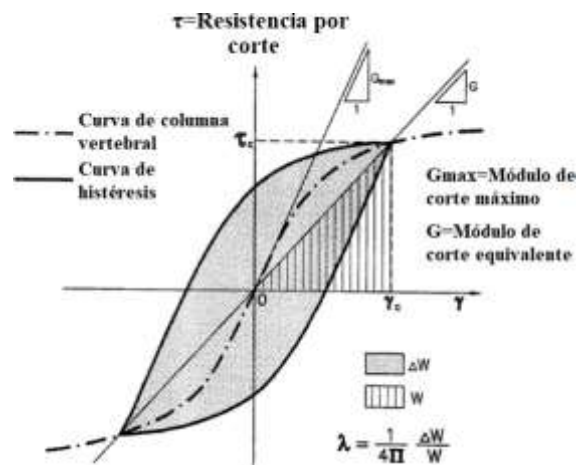


Figura 1. Curva histéresis del suelo

#### 1.1 Método de la subestructura - Modelo B

El método de la subestructura se basa en representar a la cimentación como un apoyo rígido o por medio de resortes.

El análisis con resortes emplea las funciones de impedancia a partir Pais-Kausel [2]:

$$K_z = \left(\frac{G \cdot B}{2 - \nu}\right) \left(3.1 \left(\frac{L}{B}\right)^{0.75} + 1.6\right) \quad (3)$$

$$K_y = \left(\frac{G \cdot B}{2 - \nu}\right) \left(6.8 \left(\frac{L}{B}\right)^{0.65} + 0.8 \left(\frac{L}{B}\right) + 1.6\right) \quad (4)$$

$$K_x = \left(\frac{G \cdot B}{2 - \nu}\right) \left(6.8 \left(\frac{L}{B}\right)^{0.65} + 2.4\right) \quad (5)$$

$$K_{zz} = (G \cdot B^3) \left(4.25 \left(\frac{L}{B}\right)^{2.45} + 4.06\right) \quad (6)$$

$$K_{yy} = \left(\frac{G \cdot B^3}{1 - \nu}\right) \left(3.73 \left(\frac{L}{B}\right)^{2.4} + 0.27\right) \quad (7)$$

$$K_{xx} = \left(\frac{G \cdot B^3}{1 - \nu}\right) \left(3.2 \left(\frac{L}{B}\right) + 0.8\right) \quad (8)$$

$$C_z = \frac{2K_z(0.05 + \beta_z)}{w} \quad (9)$$

$$C_y = \frac{2K_y(0.05 + \beta_y)}{w} \quad (10)$$

$$C_x = \frac{2K_x(0.05 + \beta_x)}{w} \quad (11)$$

$$C_{zz} = \frac{2K_{zz}(0.05 + \beta_{zz})}{w} \quad (12)$$

$$C_{yy} = \frac{2K_{yy}(0.05 + \beta_{yy})}{w} \quad (13)$$

$$C_{xx} = \frac{2K_{xx}(0.05 + \beta_{xx})}{w} \quad (14)$$

Donde:

- G : Gsec
- B : Base de la cimentación
- L : Largo de la cimentación

- C : Amortiguamiento
- $\beta$  : Amortiguamiento por radiación
- $\nu$  : Coeficiente de Poisson
- K : Rigidez

### 1.2 Método directo de ISE-Modelo C

Para emplear este método es necesario escoger un modelo de elasto-plasticidad adecuado del suelo. El modelo Hardening Soil with small-strain stiffness HSSMALL se ajusta al tipo de suelo encontrado en las investigaciones de campo y es necesarios definir los siguientes parámetros:

- m : Dependencia de la rigidez al estado de esfuerzos.
- $E_{50}^{ref}$  : Módulo elasticidad secante en ensayos triaxiales.
- $E_{eod}^{ref}$  : Módulo de elasticidad tangente para carga primaria del ensayo edométrico.
- $E_{ur}^{ref}$  : Rigidez de carga y descarga en ensayos triaxiales cíclicos
- $\nu_{ur}$  : Relación de Poisson para carga y descarga.
- $G_0^{ref}$  : Módulo de corte máximo en deformaciones muy pequeñas
- $\gamma_{0.7}$  : Tensión de corte de umbral en la que  $G=0.722G_0$  (15).

Según [3, p. 52] este parámetro se define graficando  $\ln E_{50}$  versus  $\ln \left(\frac{c \cdot \cos \phi - \sigma_3}{\sigma_{ref} + c \cdot \cos \phi}\right)$ ,  $E_{ref}$  por defecto tiene un valor de 100KPa (1.02kg/cm<sup>2</sup>).



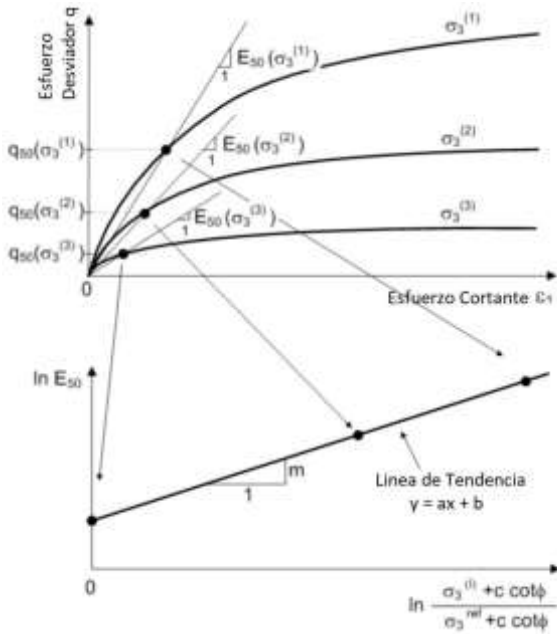


Figura 2. Determinación de m en función de los resultados de un ensayo triaxial

Donde:

$$\sigma_3^{(1)}, \sigma_3^{(2)}, \sigma_3^{(3)} \quad (15)$$

Curva Esfuerzo - Deformación del suelo para diferentes presiones de confinamiento.

Definido el parámetro m y  $E_{50}$  se procede a calcular  $E_{50}^{ref}$  mediante la siguiente expresión, la cual ha sido tomada directamente de los creadores de este modelo 1 [4, p. 2].

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left( \frac{c \cdot \cot \phi - \sigma_3}{\sigma_{ref} + c \cdot \cot \phi} \right)^m \quad (16)$$

El parámetro  $E_{eod}^{ref}$  si se cuenta con un ensayo edométrico se calcula directamente mediante:

$$E_{eod} = \frac{2.3(1 + e_{ref})}{Cc} \sigma_{eod}^{ref} \quad (17)$$

$e_{ref}$  Representa a la relación de vacíos asociada a la presión de preconsolidación que los textos de mecánica de suelo normalmente la denominan  $\sigma_m$ , Cc es el índice de compresibilidad que se obtiene de un ensayo edométrico, definido  $E_{eod}^{ref}$  se lo referencia a un estado de presiones mediante:

$$E_{eod} = E_{eod}^{ref} \left( \frac{c \cdot \cos \phi - \frac{\sigma_3}{K_o^{nc}} \cdot \text{seno} \phi}{c \cdot \cos \phi + \sigma_{ref} \cdot \text{seno} \phi} \right)^m \quad (18)$$

El valor de  $E_{50}^{ref}$  se lo puede estimar mediante el índice de hinchamiento (Cs) del ensayo edométrico mediante la siguiente ecuación:

$$C_s \approx \frac{2.3(1 + e_0)(1 + \nu)(1 - 2\nu)\sigma_{ref}}{(1 - \nu)E_{ur}^{ref}} \quad (19)$$

El valor del coeficiente de poisson  $\nu$  se lo puede definir directamente mediante el coeficiente de reposos del suelo  $K_o^{nc}$  también se puede definir en base a una relación elástica entre el módulo de Young que está definido por  $E_{50}$  mediante  $E_{50}$  donde G representa módulo de corte  $E_{50}$

$$K_o^{nc} = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad (20)$$

$$E_{50} = 2G(1 + \nu) \quad (21)$$

$$E_{50} = \frac{8}{3}G \quad (22)$$

Con el fin de garantizar cálculos realistas el módulo de volumen del agua debe ser alto en comparación con el módulo de volumen del esqueleto del suelo. Esta condición está suficientemente asegurada al requerir  $\nu \leq 0.35$  [5, p. 24].

El  $K_o$  no se calcula de la misma manera para todos los tipos del suelo para arcillas normalmente consolidadas  $k_o$  y para suelos de granos gruesos sobre consolidados  $k_o$ , esto según los propios autores de las formulaciones [6] y [7] respectivamente. Hay que tomar en consideración que  $K_o$  no puede ser mayor que 1.

$$k_o = 1 - \text{seno} \phi \quad (23)$$

$$k_o = (1 - \text{seno} \phi) OCR^{S_{\text{seno} \phi}} \quad (24)$$

Para suelos granulares  $\nu_{ur}$  se obtiene directamente mediante  $E_o$ , si no se cuenta con ensayos cíclicos lo más práctico es emplear correlaciones para definir dichos parámetros. Uno de los parámetros se calcula mediante  $G_o$  [2, p. 132], donde  $V_s$  es la velocidad de ondas de corte. El parámetro  $E_o$  para todos tipos de suelos para humedades naturales menores al 50% según [8] se puede calcular mediante:

$$E_o = 2(1 + \nu_{ur})G_o \quad (25)$$

$$G_o = \frac{\rho V_s^2}{\beta} \quad (26)$$

$$E_0 = \frac{140}{e_0} \left( \frac{\sigma_3}{\sigma_{ref}} \right)^{0.5} \text{ MPa} \quad (27)$$

$$\text{Por lo tanto } G_0 = G_0^{ref} \left( \frac{c \cdot \cot \phi - \sigma_3}{\sigma_{ref} + c \cdot \cot \phi} \right)^m \quad (28)$$

El ángulo de dilatación se puede obtener mediante [3, p. 107].

$\psi=0$  Para suelos normal y ligeramente consolidados

$\psi = \frac{\phi}{6}$  Para suelos sobre consolidados

$\psi = \frac{\phi}{3}$  Para suelos fuertemente sobre consolidados

La interfaz por otro lado se emplea para simular la rigidez virtual que se genera entre el suelo y la cimentación y cuyo cálculo se lo realiza a partir de las siguientes ecuaciones [26, p.189]

$$Kn = \frac{E_{oed}}{L \cdot tv} \quad (29)$$

$$Kt = \frac{Gi}{L \cdot tv} \quad (30)$$

$$Gi = R \cdot G_{soil} \quad (31)$$

$$G_{soil} = \frac{E}{2(2+\nu)} \quad (32)$$

Donde:

$E_{oed}$  : Es el módulo de elasticidad de ensayos edométricos

$\nu_i$  : Coeficiente de Poisson de la interfaz, cuyo valor recomendado es de 0.45

$L$  : es la longitud de análisis, que por default se le asigna 1m

$tv$  : Es el espesor virtual de la interfaz (Generalmente tiene un valor entre 0.01 ~ 0.1, cuanto mayor sea la diferencia de rigidez entre el suelo y la estructura, menor será el valor)

$R$  : Factor de reducción estructural cuyos valores son:

Arena/Acero	=	0.6 – 0.7
Arcilla/Acero	=	0.5
Arena/Hormigón	=	0.80-1.00
Arcilla/Hormigón	=	0.70-1.00

## 2. Desarrollo

La ubicación del proyecto está en las coordenadas:

Este: 779965.05E

Sur: 9963229.87S.

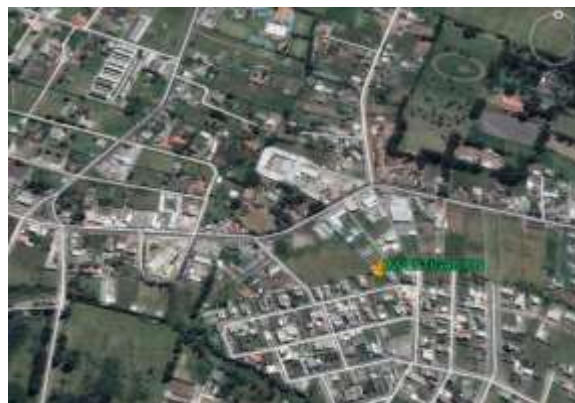


Figura 3. Ubicación de Google Earth del lugar de investigación

Se realizaron 5 sondeos SPT en los cuales se extrajeron muestras inalteradas para la ejecución de 4 ensayos triaxiales y un ensayo de consolidación. Además, se realizaron ensayos geofísicos como el VS30 y periodos de vibración natural del depósito por el método [9].

Nakamura propone un método para la estimación de características dinámicas de las capas superficiales utilizando Micro tremores en la superficie, siendo el micro tremor aquel movimiento registrado en el suelo de corto periodo accionado por fuerzas artificiales, en esta investigación se observó que el tremor horizontal se ve amplificado a través de la multireflexión de la onda S mientras que el tremor vertical es a través de la reflexión de la onda P, dando como resultado que la relación de los espectros horizontales y verticales del micro tremor es una función de transferencia aproximada [9].

Los resultados de los ensayos triaxiales en términos efectivos son los siguientes:

**Tabla 3.** Resultados ensayos triaxiales

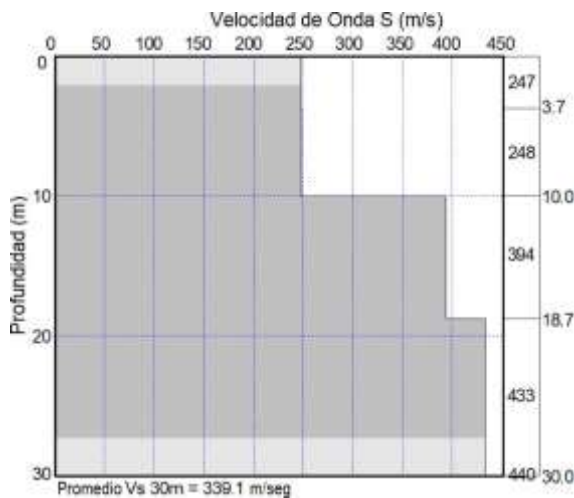
Pozo	Prof. (m)	$\gamma_h/\gamma_{sat}$ (T/m <sup>3</sup> )	$\gamma_s$ (T/m <sup>3</sup> )	$\sigma$ c (kg/cm <sup>2</sup> )	
				Efec	Efec
Pz5	0.5-1.5	1.83	1.42	8.66	0.29
Pz5	1.5-2.5	1.83	1.34	7.03	0.21
Pz5	2.5-3.5	1.74	1.28	5.14	0.18
Pz4	4.5-5.5	1.79	1.31	6.11	0.177

Los resultados del ensayo edométrico son los siguientes:

**Tabla 4.** Resultados ensayos de consolidación

RESULTADOS				
$\gamma_h =$	1.75	<b>Presión</b>	<b>e1</b>	<b>K (cm/seg)</b>
		<b>(kg/cm<sup>2</sup>)</b>		
$\gamma_s =$	1.37	0.51	0.551	1.18E-06
$C_c =$	0.134	1.02	0.536	3.93E-07
$C_r =$	0.078	2.04	0.513	5.55E-07
$C_s =$	0.014	4.08	0.482	4.42E-07
$e_o =$	0.59	8.15	0.442	1.43E-07
$\sigma_m$ (kg/cm <sup>2</sup> ) =	3.14			
$\sigma_o$ (kg/cm <sup>2</sup> ) =	0.79			
OCR =	4			

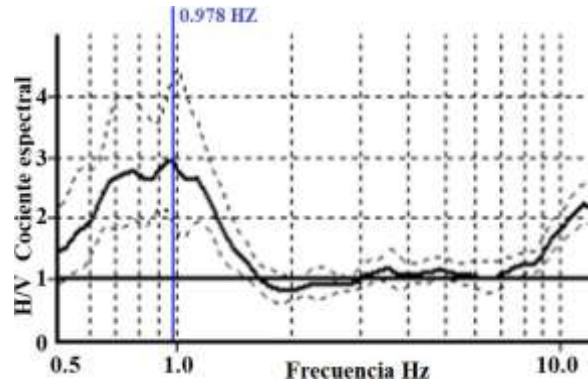
Para estimar el  $V_{s30}$  se empleó el método combinado ReMi/MASW y cuyos valores se reportan a continuación:



**Figura 4.** Valores de velocidades de ondas de corte  $V_s$  combinados

Se ha estimado un valor de  $V_{s30} = 339\text{m/seg}$

Mientras que el cociente espectral H/V del método Nakamura ha estimado un valor de Periodo=0.978Hz=1.022seg.



**Figura 5.** Espectro de cocientes espectrales H/V.

## 2.1 Espectro de sitio

### 2.2 A partir de la NEC-15

El análisis se desarrolla en el Cantón Quito, para una estructura de hormigón Armado, para una velocidad de ondas de corte de 339m/seg, aplicando la [24] se tiene:

**Tabla 5.** Coeficientes sísmicos

CARGA DE SISMO-NEC-SE-DC		
Parámetro	Valor	Unidad
Coefficiente $C_t =$	0.055	
Coefficiente para cálculo de Periodo $\alpha =$	0.9	
Periodo Natural de Vibración $T_1 =$	1.24	seg
Periodo Natural de Vibración Máxima $T_2 =$	1.62	seg
Factor de importancia $I =$	1	
Factor de reducción de respuesta $R =$	8	
Relación de amplificación espectral $n =$	2.48	
Zona Sísmica =	V	ALTA
Factor de Zona $Z =$	0.4	
Tipo de suelo =	D	
Factor de sitio $F_a =$	1.2	
Factor de Sitio $F_d =$	1.19	

Parámetro	Valor	Unidad
Factor comportamiento no lineal $F_s=$	1.28	
Periodo $T_c =$	0.70	
Factor $r=$	1	
Periodo $T_L=$	2.86	
Periodo Modelo ( $T_{mod}$ )= $1.2445$		
Aceleración espectral $S_a=$	0.67	g
Factor irregularidad en Planta $\Phi_p =$	1	
Factor irregularidad en elevación $\Phi_E =$	1	
Factor de reducción (f)=	0.1250	
Factor k	1.37	

Los coeficientes sísmicos de la tabla 3, permiten realizar el gráfico del espectro, el cual se encuentra representado en la gráfica 2.

### 2.3 A partir del segmento de falla de Quito

La falla de Quito se divide en ocho segmentos, se ha optado por estimar los espectros a partir de la data base del PEER [10].



Figura 6. Segmentos de falla de Quito, modificado de [11]

Para facilitar el uso de tablas se abrevia Puengasí por P, Ilumbisi-La Bota por ILB, Carcelén-El Inca por CEI, Bellavista-Catequilla por BC, y Tangahuilla por T.

La data base del PEER emplea los modelos de atenuación que tratan de describir el efecto que sufre una onda sísmica, al momento de desplazarse sobre la corteza terrestre, y se requieren varios parámetros para su cálculo como:

- $M_W$  Magnitud de momento
- $R_{RUP}$  Distancia más cercana del sitio al plano de falla en km
- $R_X$  Distancia horizontal más cercana al borde superior del plano de falla medido en forma perpendicular desde la dirección del rumbo en km
- $R_{JB}$  Distancia horizontal más cercana a la proyección del plano de falla en la superficie en Km
- $R_{YO}$  es la distancia horizontal desde el final de la ruptura medida paralelamente
- $Z_{tor}$  Profundidad hasta el borde superior del plano de ruptura en Km
- $W$  Ancho de la falla en Km
- $Dip \delta$  Angulo de buzamiento promedio del plano de ruptura en grados
- $Rake \lambda$  Angulo entre la dirección de deslizamiento en el plano de falla y la orientación de la falla en la superficie
- $V_{S30}$  Velocidades de ondas de corte a 30m de profundidad m/seg
- $Z_{1.0}$  Profundidad a la que la velocidad de la onda de corte es  $V_s=1.0\text{Km/seg}$
- $Z_{2.5}$  Profundidad a la que la velocidad de la onda de corte es  $V_s=2.5\text{Km/seg}$
- $Z_{hyp}$  Profundidad hipocentral del sismo en km

La referencia de las fórmulas empleadas se las puede encontrar en [12]:

$$\dot{N}_{Min} = \frac{Mo \cdot (d - \beta) [e^{-\beta(Mmin)} - e^{-\beta(Mmax)}]}{\beta [e^{-\beta(Mmax)} Mo_{max} - e^{-\beta(Mmin)} Mo_{max}]} \quad (33)$$

$$N(\dot{m}) = N_{Min} \left[ \frac{e^{-\beta(m)} - e^{-\beta(Mmax)}}{e^{-\beta(Mmin)} - e^{-\beta(Mmax)}} \right] \quad (34)$$

$$d = 1.5 \ln(10) = 3.454 \quad (35)$$

$$Tr = \frac{1}{N_{(m)}} \quad (36)$$

$$\beta = 1.47$$

El valor de  $\beta$ , representa al parámetro de relación Gutenberg-Richter, defino por [13].

La tasa de acumulada de sismos con GR Modificada se aprecia en la siguiente gráfica:

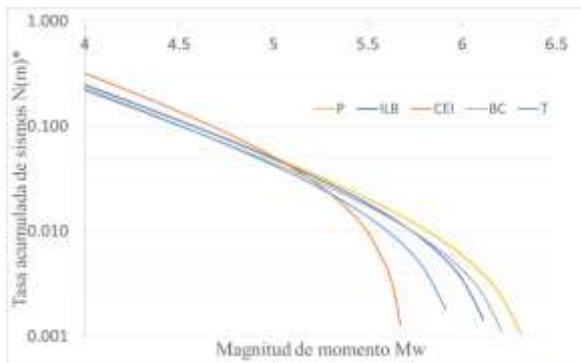


Figura 7. Tasa acumulada de sismos mediante GR modificada

Según [14], se debe asumir que el hipocentro se encuentra en el centroide del plano.

Los parámetros que se indican a continuación se pueden determinar de acuerdo con [15] y [16].

$$Z_{HYP} = \begin{cases} 5.63 + 0.68Mw & \text{fallas tipo Strike slip} \\ 11.24 + 0.2Mw & \text{f. que no son strike slip} \\ 7.08 + 0.61Mw & \text{fallas generales} \end{cases} \quad (37)$$

$$W = \begin{cases} 10^{-0.76+0.27Mw} & \text{fallas tipo Strike slip} \\ 10^{-1.61+0.41Mw} & \text{f. que no son strike slip} \\ 10^{-1.14+0.35Mw} & \text{fallas generales} \end{cases} \quad (38)$$

$$Z_{TOR} = \max[(Z_{HYP} - 0.6Wx\text{sen}\delta), 0] \quad (39)$$

Sabiendo que se ha asumido un ángulo  $\alpha = -50^\circ$  y que se encuentra entre  $-180^\circ \leq \alpha < 0^\circ$ , la distancia Rx se calcula como:

$$Rx = -R_{JB}x\text{sen}\alpha \quad (40)$$

La distancia Rrup para ángulos  $\delta \neq 90^\circ$ , se debe calcular como:

$$R_{RUP} = \sqrt{(R_{RUP}')^2 + Ry^2} \quad (41)$$

$$R_{RUP}' = \sqrt{Rx^2 + Z_{TOR}^2} \quad (42)$$

$$R_{RUP}' = Rx\text{sen}\delta + Z_{TOR}\text{cos}\delta \quad (43)$$

$$R_{RUP}' = \sqrt{(Rx - W\text{cos}\delta)^2 + (Z_{TOR} - W\text{sen}\delta)^2} \quad (44)$$

$$\text{si } Rx^2 < +Z_{TOR}\text{tan}\delta \quad (45)$$

$$\text{si } Z_{TOR}\text{tan}\delta \leq Rx \leq Z_{TOR}\text{tan}\delta + W\text{sec}\delta \quad (46)$$

$$\text{si } Rx > Z_{TOR}\text{tan}\delta + W\text{sec}\delta \quad (47)$$

$$Ry = \begin{cases} 0 & \text{para } \alpha = \mp 90^\circ \\ R_{JB} & \text{para } \alpha = 0^\circ \text{ o } \mp 180^\circ \\ |Rx.\text{cota}| & \text{para cualquier otro} \end{cases} \quad (48)$$

Según [16], Ry0 solo se debe usar para sitios en el lado HW (Hanging-wall site), en nuestro caso no aplica y el valor Ry0=0. El tipo de falla de Quito es Dips-Slip es decir de movimiento vertical.

Z1.0 y Z2.0 se calcula de acuerdo a la siguiente ecuación:



$$Z_{1.0} = \begin{cases} e^{6.745} & Vs_{30} < 180m/s \\ e^{(6.745 - 1.35 \ln \frac{Vs_{30}}{180})} & 180 \leq Vs_{30} \leq \frac{500m}{s} \\ e^{5.394 - 4.48 \ln \frac{Vs_{30}}{500}} & Vs_{30} > 500m/s \end{cases} \quad (49)$$

$$Z_{2.5} = 519 + 3.595Z_{1.0} \quad (50)$$

Z1.0: Profundidad a la que la velocidad de la onda de corte es Vs=1.0Km/seg

Z2.5: Profundidad a la que la velocidad de la onda de corte es Vs=2.5Km/seg

El resumen de los valores para encontrar el espectro de respuesta, en base a los modelos de atenuación de [17], [14] y [18], son:

**Tabla 6.** Resumen para definir el espectro de Puengasí

Segmento	P	ILB	CEI	BC	T
Tipo	Inversa	Inversa	Inversa	Inversa	Inversa
Longitud (km)	22	15	7	17.5	12
Área (km²)	259	176	82	191	108
Mw	6.23	6.06	5.65	6.14	5.9
RJB (km)	5.36	10.52	22.87	18.25	37.86
Ángulo α	-50.00	-50.00	-50.00	-50.00	-50.00
Zhyp (km)	12.49	12.45	12.37	12.47	12.42
W (km)	8.80	7.49	5.09	8.08	6.44
Rx (km)	-4.11	-8.06	-17.52	-13.98	-29.00
Buzamiento δ°	55	55	55	55	55
ZTOR (km)	8.16	8.77	9.87	8.50	9.25
R RUP' (km)	9.14	11.91	20.11	16.36	30.44
Ryo (km)	3.45	6.76	14.70	11.73	24.34
R RUP (km)	9.77	13.70	24.91	20.13	38.97

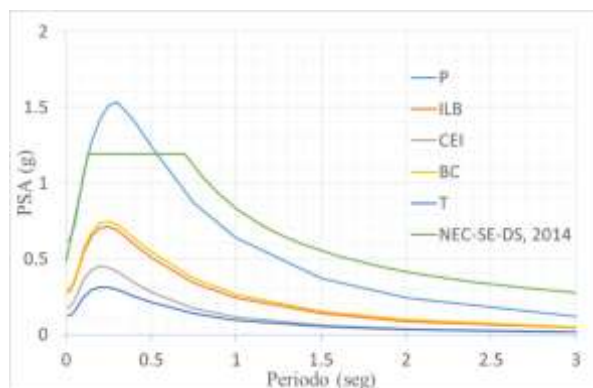
El parámetro εpsilon ε, se utiliza para definir el número de desviaciones estándar respecto a la mediana representada por un nivel de movimiento del suelo en particular [19].

Por ejemplo, el espectro de percentil 84 es un espectro donde los niveles de movimiento del suelo son una desviación estándar por encima de la mediana en todos los periodos espectrales y el valor de εpsilon ε=1.

Ingresando todos los parámetros calculados del segmento de falla Puengasí, en la plataforma [10].

**Figura 8.** Parámetros cargados en la plataforma PEER, para la falla de Puengasí

Se emplea un percentil 84 es un espectro donde los niveles de movimiento del suelo son una desviación estándar por encima de la mediana en todos los periodos espectrales y el valor de εpsilon ε=1. En el siguiente gráfico se presentan los espectros de cada falla junto con el NEC-SE-DS-15.



**Figura 9.** Todos los espectros comparando con la NEC-SE-DS [20]

Para el análisis de ISE, se emplean los espectros de la NEC-SE-DS, 2015 y de Puengasí, ya que son los más críticos.

### 2.4 Características de la edificación

La dimensión en planta de la estructura es de 20x23m, además cuenta con volados de 2.20m y 2.50m.

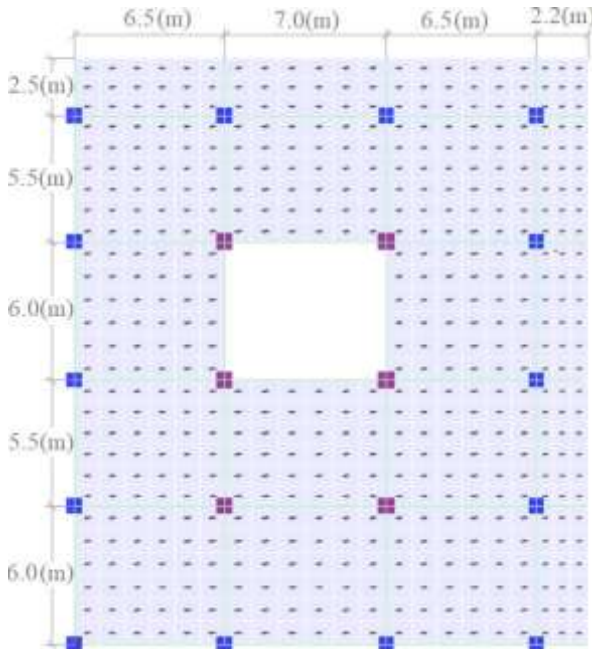


Figura 10. Dimensiones en planta

La edificación es de 8 niveles más un subsuelo, la altura de entre pisos es de 3.24m con excepción de la tapagrada cuya altura es de 3.06m.

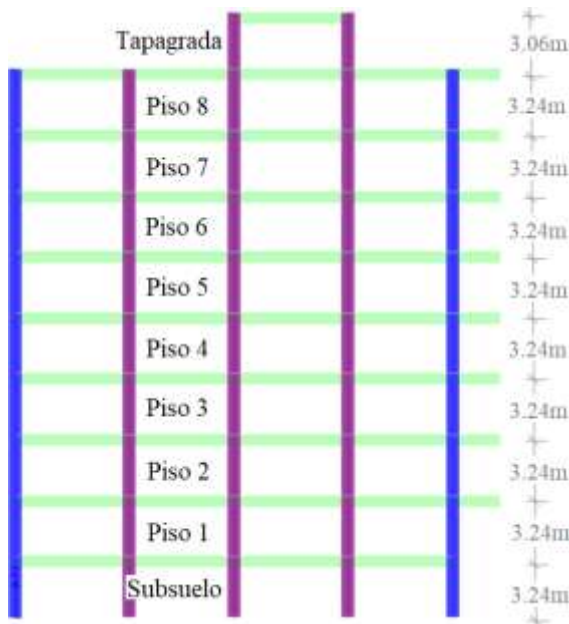


Figura 11. Elevación de la estructura

Es una estructura de hormigón armado con una resistencia a la compresión simple del hormigón  $f'c=40\text{MPa}$  y un acero de refuerzo con una resistencia a la fluencia en barras de  $Fy=420\text{MPa}$ .

Tabla 7. Características del hormigón y acero de refuerzo en barras

Descripción	Hormigón	Acero	Unid.
Peso por volumen	23.5631	76.9729	KN/m <sup>3</sup>
Masa por volumen	2402.77	7849.074	Kg/m <sup>3</sup>
Módulo de elasticidad	29725.41	199947.98	MPa
Coef. De Poisson	0.2	-	-
Coef. Expa. Termal	0.0000099	0.0000117	I/C
Módulo de corte G	12385.59	-	MPa
Fe	40	-	MPa
Fy	-	420	MPa
Fu	-	620	MPa
Fye	-	455	MPa
Fue	-	683	MPa

En la estructura se definieron columnas de 650x650mm (bordes y esquinas) y de 700x700mm (centrales), vigas de 500x650mm, una cimentación de 500mm, losa de entrepiso maciza de 180mm y muros de sótano de 250mm. Cada uno de los elementos con su respectivo valor de inercias agrietadas 0.8 columnas, 0.5 vigas, 0.5 losas y 0.6 para los sótanos [21, p. 54].

### 2.5 Método de la subestructura

Modelar un edificio con sótanos según la [22, p. 6.7], tiene varias alternativas.

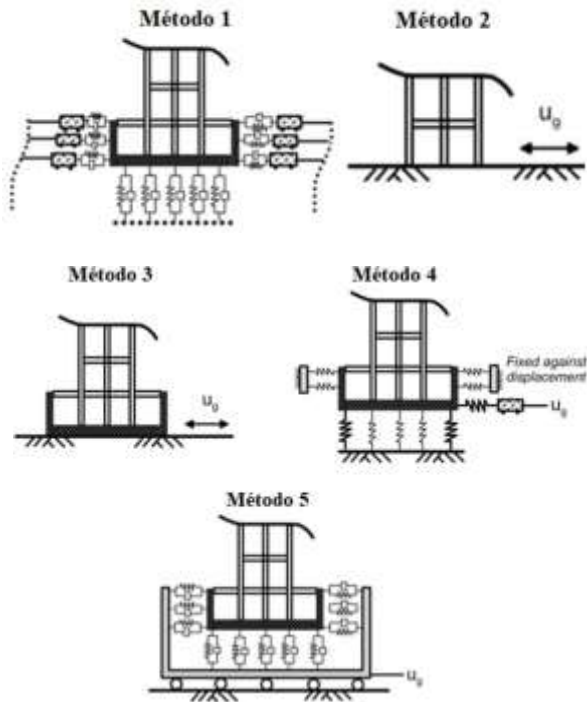


Figura 12. Métodos para modelar estructuras con sótanos

El método 2 (Base rígida), es el más empleado y el que no involucra un análisis de ISE y este método será empleado para comparar los resultados de los otros modelos. El método 4, aunque no contempla todos los parámetros del suelo representa un modelo avanzado ya que involucra la introducción de rigideces mediante las funciones de impedancia que representan al suelo, tanto en la cimentación como en los sótanos.

### 2.6 Base rígida-Modelo A

Se ingresa los espectros de sitio multiplicando por el factor de reducción de 0.125 de la tabla 5.

En la norma Ecuatoriana de la Construcción-Capítulo de Peligro Sísmico y Diseño Simoresistente [21], solicita que los espectros de respuesta deben tener al menos un 85% de fuerza basal al comparar con el sismo estático, dicho en otras palabras, los espectros ingresados han sido calibrados para cumplir dicha especificación.

Los periodos de vibración son los siguientes:

Tabla 8. Modos de vibración de la estructura con base rígida

Caso	Modo	Periodo (seg)
Modal	1	1.06
Modal	2	0.98
Modal	3	0.89
Modal	4	0.33
Modal	5	0.31
Modal	6	0.28
Modal	7	0.18
Modal	8	0.17
Modal	9	0.16
Modal	10	0.12
Modal	11	0.11
Modal	12	0.10
Modal	13	0.08
Modal	14	0.08
Modal	15	0.07
Modal	16	0.07
Modal	17	0.07
Modal	18	0.06
Modal	19	0.05
Modal	20	0.05
Modal	21	0.04
Modal	22	0.04
Modal	23	0.03
Modal	24	0.02

Las derivas máximas en X e Y son las siguientes.

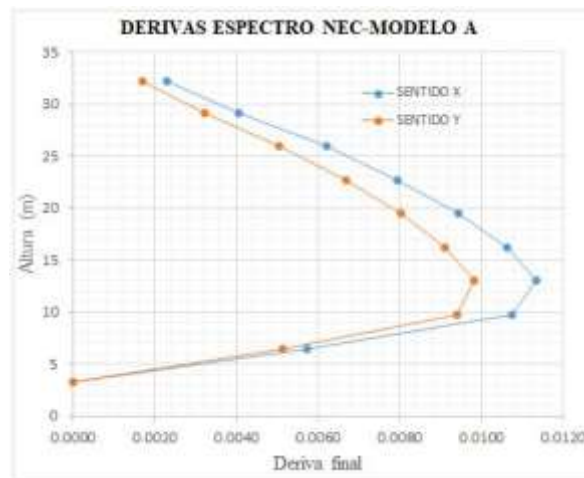


Figura 13. Derivas máximas del Modelo A, con Espectro NEC

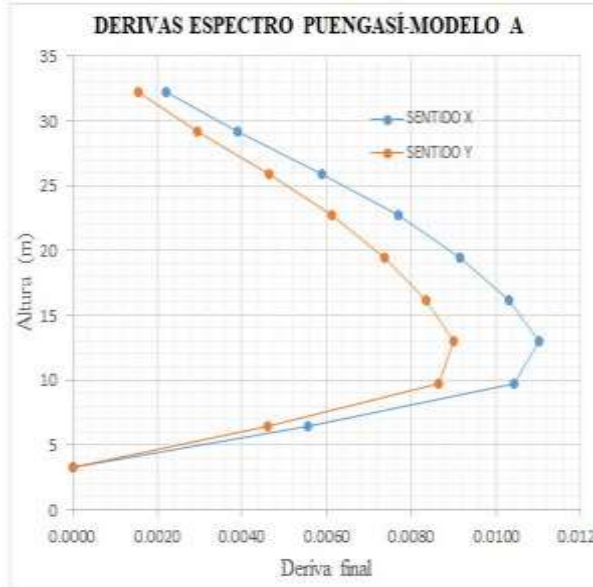


Figura 14. Derivas máximas del Modelo A, con Espectro Puengasí

Según [21, p. 69] las derivas finales se calculan como:

$$\Delta m = 0.75 \times R \times \Delta F$$

Para el espectro NEC se tiene:

$$\Delta x = 0.01136$$

$$\Delta y = 0.00981$$

Para el espectro Puengasí se tiene:

$$\Delta x = 0.01102$$

$$\Delta y = 0.0090$$

### 2.7 ISE con funciones de impedancia-Modelo B

Lo que trata este modelo es el de representar mediante un sistema lineal equivalente el comportamiento no lineal del suelo asociados a unas deformaciones aceptables, el punto de partida por lo tanto es estimar  $G_{max}$  a partir de mediciones de campo como el  $V_{s30}$  [2, p. 132].

$$G_{max} = \frac{\rho V_s^2}{g} \quad (51)$$

Donde:

- $G_{max}$  Módulo de corte estimado
- $\rho$  Densidades del suelo
- $V_s$  Velocidades de ondas de corte

De los ensayos triaxiales y las mediciones en campo del peso unitario del suelo, está en el orden de  $1.80 T/m^3$  y el ensayo  $V_s$  tiene un valor de  $248 m/s$  para de una profundidad de  $-10.0m$  (ver figura 3).

$$G_{max} = \frac{1.80 T/m^3 \times (248 m/s)^2}{9.81 m/s^2} = 110.76 MPa$$

Según ASCE 41 [2, p. 132], el valor de  $G/G_{max}$  se puede obtener de la siguiente tabla:

Tabla 9. Tabla de Módulo cortante efectivo  $G/G_{max}$

Pico de aceleraciones efectivas PGA (a)				
Tipo	PGA=0	PGA=0.1	PGA=0.4	PGA=0.8
A	1	1	1	1
B	1	1	0.95	0.9
C	1	0.95	0.75	0.6
D	1	0.9	0.5	0.1
E	1	0.6	0.05	(b)
F	(b)	(b)	(b)	(b)

(a) Use interpolación lineal para valores intermedios de PGA

(b) Se realizarán investigaciones geotécnicas específicas del sitio y análisis dinámicos de la respuesta del sitio

A este perfil de suelo se lo clasifica como Tipo D y un  $PGA=0.4$ , donde  $G_{sec}$  es:

$$G_{sec} = 0.5 \times G_{max} = 0.5 \times 110.76 MPa = 55.38 MPa$$

El procedimiento para el cálculo de las rigideces dinámicas y amortiguamiento es la siguiente:

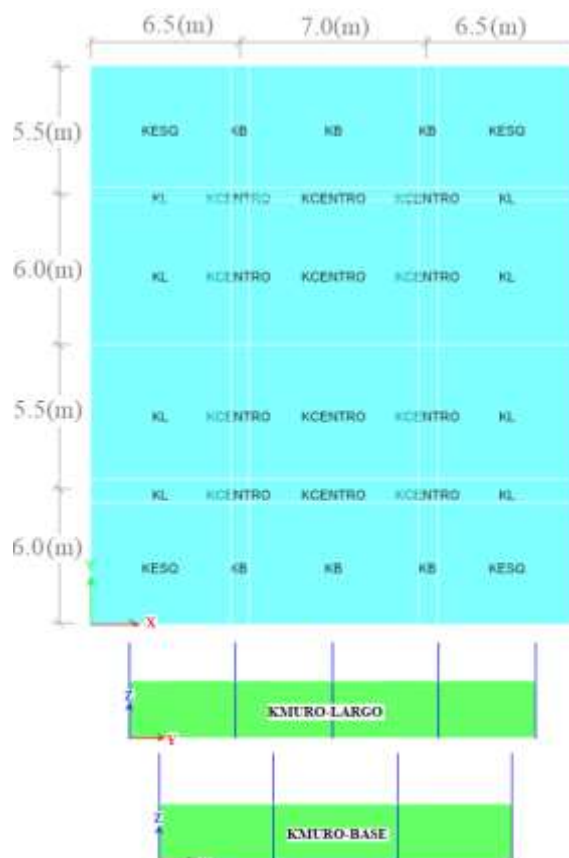
- Se calcula la rigidez dinámica para x, y, z y sus componentes rotacionales
- Se calcula los factores de corrección por embebido para x, y, z y sus componentes rotacionales  $\eta$

- Se calcula los modificadores de rigidez dinámica por radiación de ondas para x, y, z y sus componentes rotacionales  $\alpha$
- Se calcula los modificadores de rigidez dinámica por radiación de ondas para x, y, z y sus componentes rotacionales  $\beta$
- Se calcula la componente de rigidez dinámica  $K_{emb}=K_x\eta_x\alpha$  para x, y, z y sus componentes rotacionales
- Se calcula la componente de amortiguamiento  $C = \frac{K_{emb}\beta}{\omega}$  para x, y e z y sus componentes rotacionales ( es la frecuencia de vibración de la estructura).
- Se divide  $K_{emb}$  y C para el área de cimentación.

Esto involucra distancias entre los bordes de la cimentación donde la rigidez toma valores más altos que al compararlos con las esquinas y centro.

**Tabla 10.** Resumen de rigideces. Fuente: Los Autores

Rigidez	Rigidez (KN/m3)/Dirección local			Observaciones
	1	2	3	
KB	7058	6973	35040	Dimensión corta
KCENTRO	7058	6973	10160	Centro
KESQ	7058	6973	33210	Centro
KL	7058	6973	31370	Dimensión larga
KMURO-BA-SE	0	0	20730	Dimensión corta
KMU-RO-LARGO	0	0	17810	Dimensión larga



**Figura 15.** Asignación de rigideces

$$R_{ex}=5.75m$$

$$R_{ey}=5.00m$$

Los periodos de vibración asociados a una estructura con base flexible son los siguientes:

**Tabla 11.** Modos de vibración de la estructura con base flexible

Caso	Modo	Periodo (seg)
Modal	1	1.55
Modal	2	1.43
Modal	3	1.24
Modal	4	0.46
Modal	5	0.43
Modal	6	0.39

Caso	Modo	Periodo (seg)
Modal	7	0.26
Modal	8	0.24
Modal	9	0.22
Modal	10	0.17
Modal	11	0.16
Modal	12	0.15
Modal	13	0.12
Modal	14	0.12
Modal	15	0.10
Modal	16	0.10
Modal	17	0.09
Modal	18	0.09
Modal	19	0.08
Modal	20	0.08
Modal	21	0.07
Modal	22	0.06
Modal	23	0.04
Modal	24	0.03

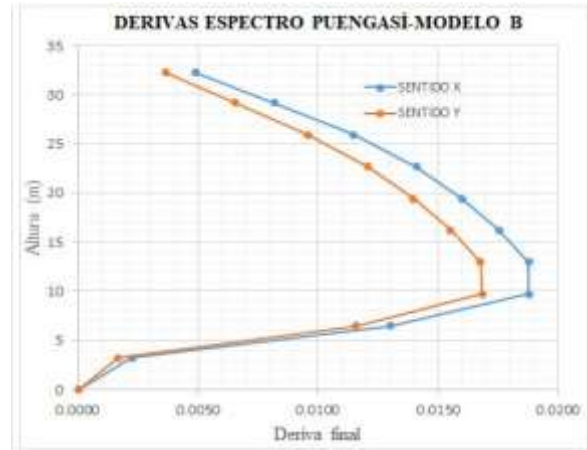


Figura 17. Derivas máximas base flexible con Espectro Puengasí

Para el espectro NEC:

$$\Delta x = 0.020$$

$$\Delta y = 0.0176$$

Para el espectro Puengasí:

$$\Delta x = 0.0188$$

$$\Delta y = 0.0168$$

Las derivas máximas en X e Y son las siguientes.

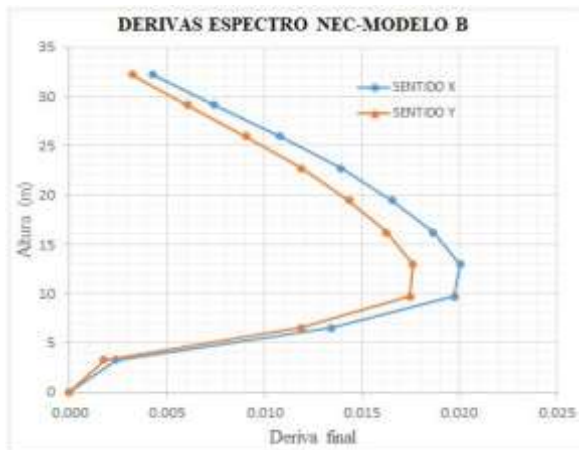


Figura 16. Derivas máximas base flexible con Espectro NEC

Valores inferiores a 0.02 que reporta [21].

### 2.8 Método directo de ISE-Modelo C

El modelo directo representa tanto al suelo como la estructura directamente en la ISE, para realizar este análisis es necesario el empleo de elementos finitos. Para emplear este método es necesario emplear un modelo de rotura adecuado del suelo en donde se introduzcan todos los parámetros adecuados de la representación de la no linealidad del suelo. Para este modelo, se emplea la ecuación de movimiento completa  $p(t)$ , [21]

$$M\ddot{U} + C\dot{U} + KU = p(t) \tag{52}$$

### 2.9 Modelo HSSMALL

Se presenta los cálculos de triaxial para el modelo HSSMALL. Se debe considerar que existen

parámetros por default en este modelo por ejemplo que es la presión de referencia que se asigna  $100\text{KPa}=1.02\text{kg/cm}^2$  que no es más que la presión atmosférica. Otro parámetro es la relación de falla  $R_f$  que es igual a 0.9.

Para el cálculo de  $E_{50}^{\text{ref}}$  se traza la línea  $q_f$ , para posterior encontrar  $q$  al 50% de  $q_f$ , se traza la recta que cruza  $q_{50\%}$  y se determina la pendiente de la recta que resulta ser  $m$ . Posterior es necesario realizar la curva de dependencia  $E_{50}$  vs los estados de esfuerzos. Este procedimiento servirá para tratar de definir el valor de  $m$  (dependencia de la rigidez al estado de esfuerzos).

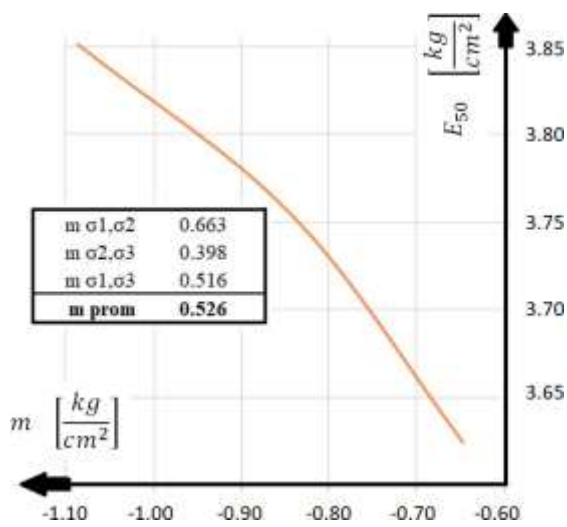


Figura 18. Dependencia  $E_{50}$  con los estados de esfuerzo

Se tiene tres valores de  $m$  para cada combinación de los esfuerzos efectivos, cada uno de los cuales es diferente, debido a que este suelo no cumple como una recta.

El valor  $m$  esta entre 0.65 a 0.8, por otro lado, de la gráfica 2 se tiene varios valores, siendo el de 0.66 el que más se ajusta.

$E_{50}^{\text{ref}}$  se realiza para cada presión de confinamiento  $\sigma_3$ .

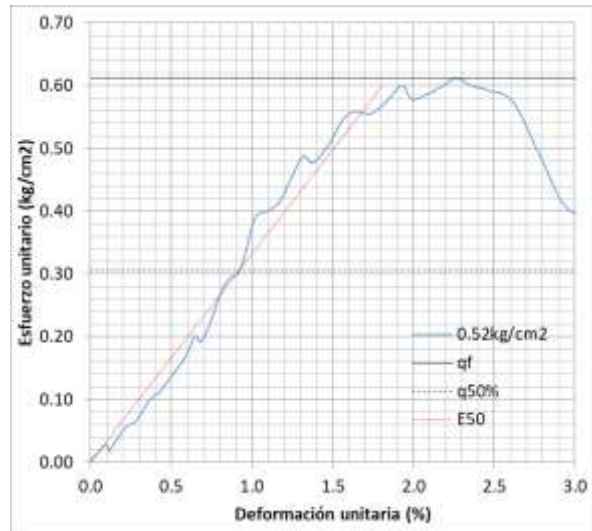


Figura 19.  $E_{50}^{\text{ref}}$  para una presión de confinamiento  $\sigma_3=0.52\text{kg/cm}^2$

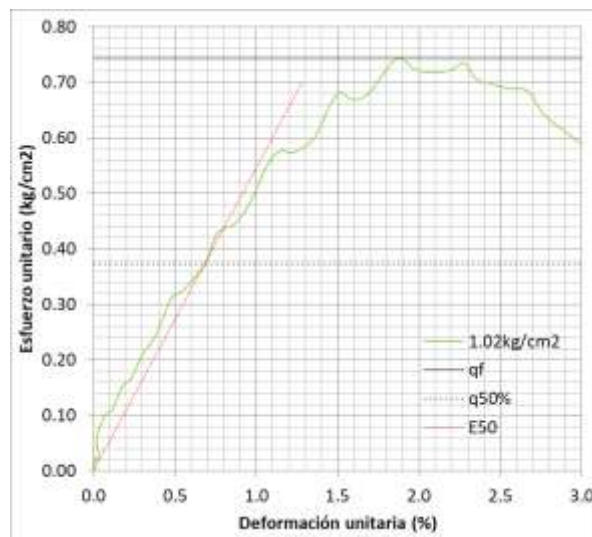


Figura 20.  $E_{50}^{\text{ref}}$  para una presión de confinamiento  $\sigma_3=0.50\text{kg/cm}^2$

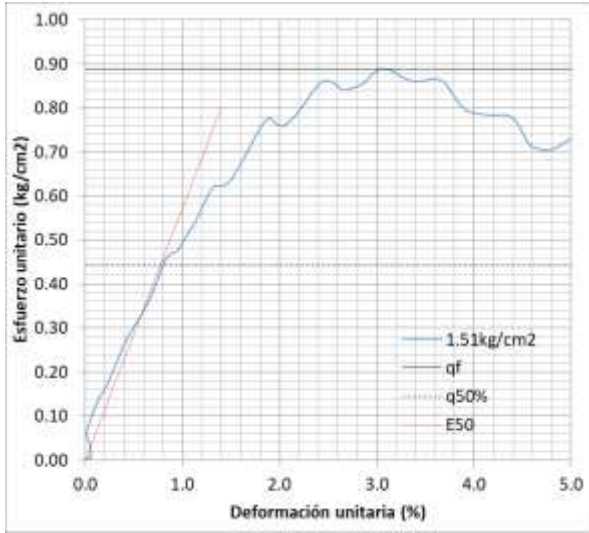


Figura 21.  $E_{50}^{ref}$  para una presión de confinamiento  $\sigma_3=0.75\text{kg/cm}^2$

Para definir  $E_{50}^{ref}$  se emplea el ensayo edométrico, dando como resultado:

Tabla 12. Cálculo de  $E_{oed}^{ref}$

Angulo de fricción interna $\emptyset =$	7
Presión referencia $\text{kg/cm}^2 =$	1
OCR	4
m	0.7
$E_{50} \text{ ref } \text{kg/cm}^2 =$	48
Kocn	1
$E_{oed} \text{ ref } (\text{kg/cm}^2) =$	<b>49.2</b>

El parámetro  $E_{ur}^{ref}$  se calculó de acuerdo con la ecuación 19, con un resultado:

Tabla 13. Cálculo de  $E_{ur}^{ref}$

<b>Eur ref</b>	
Índice hinchamiento Cs	0.01
Relación de vacíos $e_0$	0.59
Konc	1
$E_{50} \text{ kg/cm}^2 =$	47.95
$G \text{ kg/cm}^2 =$	17.98
Poisson $\mu =$	0.33
Presión referencia $\text{kg/cm}^2 =$	1.02
<b><math>E_{ur} \text{ ref } (\text{kg/cm}^2) =</math></b>	<b>165.9</b>

La tabla 10 sirve para un estrato que va desde 0.00 a -3.50m y la tabla 11 es para el estrato de -3.50m hasta -10.0m.

Tabla 14. Parámetros para el modelo HSSMALL del primer estrato

Parámetro	Descripción	Valores
$\mu$	Coficiente de Poisson	0.33
yhum	Peso unitario húmedo	17.65 KN/m <sup>3</sup>
c	Cohesión	20.26 KN/m <sup>3</sup>
$\emptyset$	Ángulo de fricción	7.03
Ysat	Peso unitario saturado	19.613 KN/m <sup>3</sup>
$e_0$	Relación de vacíos inicial	0.59
k	Coficiente de permeabilidad	1.18E-08 m/seg
$E_{50} \text{ ref}$	Módulo de elasticidad secante en ensayos triaxiales	4702.66 KN/m <sup>2</sup>
$E_{oed} \text{ ref}$	Módulo de elasticidad secante en ensayos edométricos	4824.69 KN/m <sup>2</sup>
$E_{ur} \text{ ref}$	Módulo de elasticidad de carga y descarga en ensayos cíclicos	16267.12KN/m <sup>2</sup>
Rf	Relación de falla	0.90
oref	Esfuerzo de referencia	100.03 KN/m <sup>2</sup>



Parámetro	Descripción	Valores
m	Dependencia de la rigidez al estado de esfuerzos	0.66
konc	Coefficiente de suelo en reposo	1.039579
Ψ	Ángulo de dilatancia	2.34
OCR	Relación de sobre consolidación	3.99
Vs	Velocidades de ondas de	248.00
Go	Módulo cortante máximo	110662.06 KN/m <sup>2</sup>
IP	Índice plástico	15.00
yO.7		0.0001788566

Parámetro	Descripción	Valores
Ψ	Ángulo de dilatancia	2.04
OCR	Relación de sobre consolidación	3.99
Vs	Velocidades de ondas de corte	248.00
Go	Módulo cortante máximo	110047.27 KN/m <sup>2</sup>
IP	Índice plástico	15.00
yO.7		0.0001788566

**Tabla 15.** Parámetros para el modelo HSSMALL del segundo estrato

Parámetro	Descripción	Valores
μ	Coefficiente de Poisson	0.33
yhum	Peso unitario húmedo	17.55 KN/m <sup>3</sup>
c	Cohesión	17.36 KN/m <sup>2</sup>
Ø	Ángulo de fricción	6.11
Ysat	Peso unitario saturado	19.221 KN/m <sup>3</sup>
eo	Relación de vacíos inicial	0.59
k	Coefficiente de permeabilidad	1.18E-08 m/seg
E50 ref	Módulo de elasticidad secante en ensayos triaxiales	4788.76 KN/m <sup>2</sup>
Eoed ref	Módulo de elasticidad secante en ensayos edométricos	4899.78 KN/m <sup>2</sup>
Eref ur	Módulo de elasticidad de carga y descarga en ensayos cíclicos	16333.78KN/m <sup>2</sup>
Rf	Relación de falla	0.90
oref	Esfuerzo de referencia	100.03 KN/m <sup>2</sup>
m	Dependencia de la rigidez al estado de esfuerzos	0.66
konc	Coefficiente de suelo en reposo	1.0

### 2.10 Acelerograma escalado

Se ha seleccionado el sismo de Conocoto registrado en la estación EPN y se ha escupado las dos componentes sísmicas en la dirección E y N [24]. Este sismo ocurrió el 17 de febrero del 2017 [25]. A los acelerogramas se aplicó la corrección de línea base de tipo polinómica cúbica y frecuencias tipo Butterworth (0.10Hz y 25Hz) [27].

$$(v=a_0+a_1x+a_2x^2+a_3x^3) \tag{53}$$

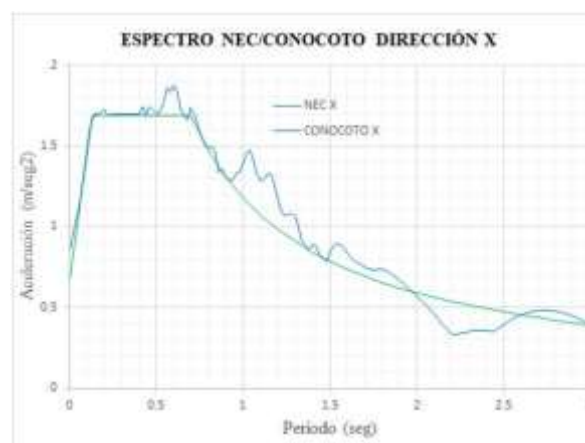




Figura 22. Acelerograma transformados a espectros escalados, en dirección X.

Como se aprecia en la figura, se observa el acelerograma de Conocoto escalado para los diferentes espectros. A continuación, el siguiente paso es transformar el espectro en un acelerograma.

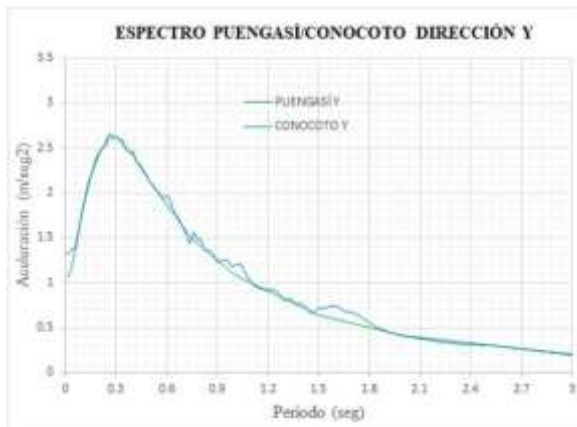
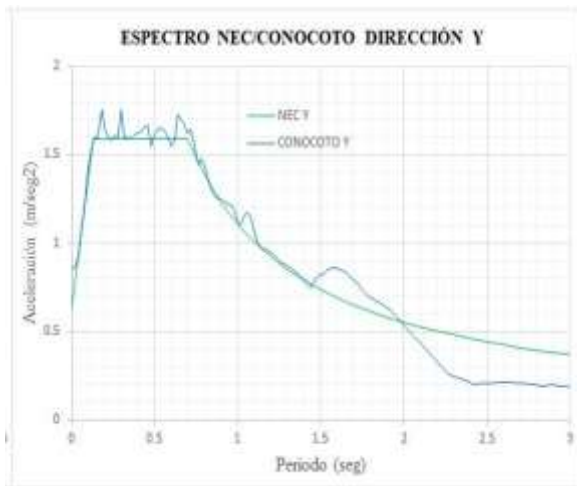


Figura 23. Acelerograma transformados a espectros y escalados, en dirección Y.

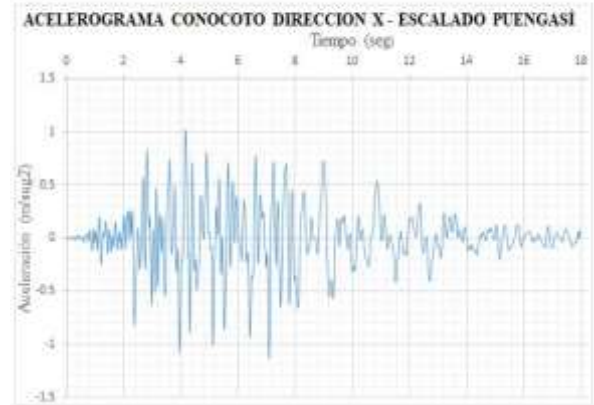
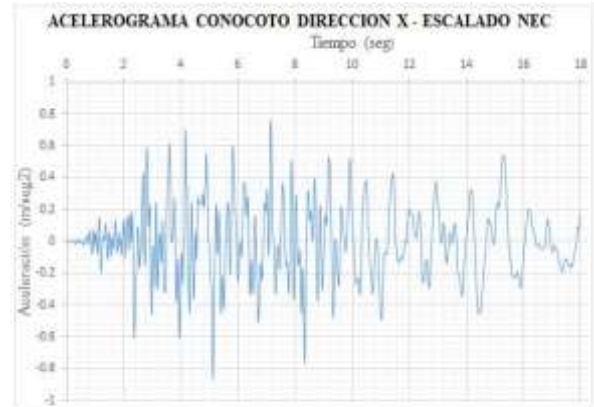


Figura 24. Acelerogramas escalados de acuerdo con los espectros y Puengasí, dirección X [24].

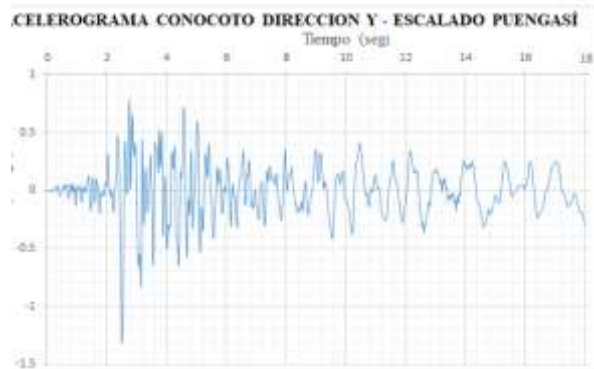
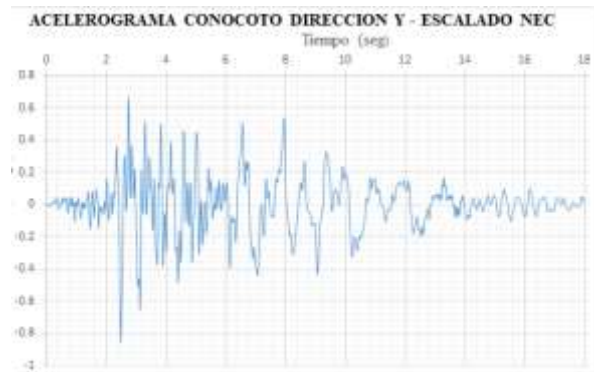


Figura 25. Acelerogramas escalados de acuerdo con los espectros [22] y Puengasí, dirección Y.

### 2.11 Modelo con elementos finitos

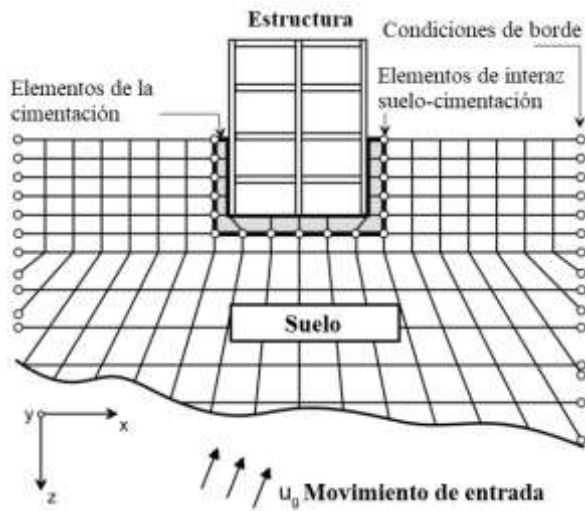


Figura 26. Modelo con elementos finitos

Después de haber definido todos los parámetros para la aplicación de un modelo elasto-plástico del suelo, se procede con el análisis en elementos finitos. De la misma manera se ingresa los espectros de respuesta.

La interfaz es la parte que realiza la interacción suelo estructura e involucra dos parámetros dentro de su cálculo la rigidez tangente y normal, cuyo cálculo se lo realiza a partir de las siguientes ecuaciones [26]:

$$Kn = \frac{E_{oed}}{L.tv} \quad (54)$$

$$Kt = \frac{Gi}{L.tv} \quad (55)$$

$$Gi = R.G_{soil} \quad (56)$$

$$G_{soil} = \frac{E}{2.(2+v_i)} \quad (57)$$

Donde:

$E_{oed}$  : Es el módulo de elasticidad de ensayos edométricos

$v_i$  : Coeficiente de Poisson de la interfaz, cuyo valor recomendado es de 0.45

$L$  : es la longitud de análisis, que por default se le asigna 1m

$tv$  : Es el espesor virtual de la interfaz (Generalmente tiene un valor entre 0.01 ~ 0.1, cuanto mayor sea la diferencia de rigidez entre el suelo y la estructura, menor será el valor)

$R$  : Factor de reducción estructural cuyos valores son:

Arena/Acero = 0.6 – 0.7

Arcilla/Acero = 0.5

Arena/Hormigón = 0.80-1.00

Arcilla/Hormigón = 0.70-1.00

Por lo tanto, se ha definido los siguientes valores de  $R=0.7$ ,  $E_{oed}=80.372 \text{ kg/cm}^2$  y  $tv=0.03$ , dando los siguientes valores de  $Kn$  y  $Kt$ :

$$Kn=2679.07 \text{ kg/cm}^3=262726.81\text{kN/m}^3$$

$$Kt=646.671 \text{ kg/cm}^3=63416.81\text{kN/m}^3$$

Los modos de vibración de este modelo se identifican en la siguiente tabla.

Tabla 16. Periodos de vibración del Modelo C

Modo	Periodo (seg)
1	1.54
2	1.53
3	1.50
4	1.47
5	1.43
6	1.42
7	1.39
8	1.38
9	1.36
10	1.32
11	1.29
12	1.22
13	1.15
14	1.13

15	1.13
16	1.10
17	1.04
18	1.02
19	1.00
20	0.98
21	0.96
22	0.94
23	0.93
24	0.90

Las derivas máximas se indican a continuación:

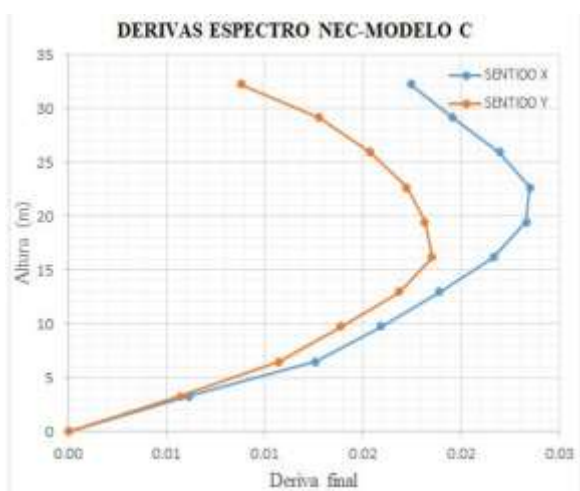


Figura 27. Derivas máximas del Modelo C, con Espectro NEC

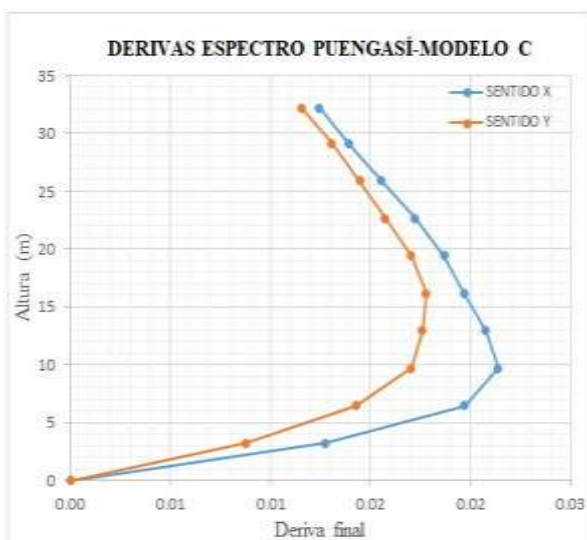


Figura 28. Derivas máximas del Modelo C, con Espectro Puengasí

**Para el espectro NEC:**

$$\Delta x = 0.024$$

$$\Delta y = 0.019$$

**Para el espectro Puengasí:**

$$\Delta x = 0.021$$

$$\Delta y = 0.018$$

Valores superiores a 0.02 que reporta la [21].

### 3. Comparación entre los tres métodos

El periodo de vibración es un indicativo de la rigidez de la estructura, pero como se ha visto hasta ahora también está involucrado el suelo bajo la cimentación. Solo se presentan los tres primeros modos de vibración, ya que como se analizó en el método de la subestructura más del 90% de la participación modal se encuentran en estas tres primeras formas modales.

Tabla 17. Resumen de los periodos de vibración de la estructura para los tres métodos

Modo	Periodo (seg)		
	Modelo A	Modelo B	Modelo C
1	1.06	1.55	1.54
2	0.98	1.43	1.53
3	0.89	1.24	1.50

Comparando el primer modo con el modelo A, existe un 46% con el Modelo B y 45% el Modelo C. En otras palabras, realizando un análisis con base rígida (Modelo A) en un suelo blando como el realizado en esta investigación, se comete un gran error que a posterior dará resultados positivos falsos (derivadas dentro parámetros permitidos, secciones y armados de acero de elementos estructurales, fenómeno de resonancia, etc.).

El periodo de vibración natural del depósito es 1.022 segundos y para estimar si la estructura se encuentra en resonancia se debe evaluar hasta el 90% de la participación modal y en este caso invo-

lucra los tres primeros modos, estableciendo que solo el modelo A presenta este fenómeno.

Las derivas máximas de piso se indican a continuación:

**Tabla 18.** Resumen de derivas máximas de la estructura para los tres métodos

<b>Derivas máximas X / Y</b>			
<b>TIPO</b>	<b>Modelo A</b>	<b>Modelo B</b>	<b>Modelo C</b>
NEC	0.01136 / 0.00981	0.02 / 0.0176	0.024 / 0.019
Puengasí	0.01102 / 0.009	0.0188 / 0.0168	0.021 / 0.018

Según la [21, p. 40] este valor no debe exceder a 0.02, por lo tanto con el modelo C no cumple satisfactoriamente las derivas de piso para el caso del espectro de la NEC y Puengasí.

#### 4. Conclusiones

- Para estimar el espectro de respuesta de sitio mediante la plataforma virtual del PEER [19], es necesario contar con una caracterización geológica de las fuentes sísmicas (fallas).
- El empotramiento perfecto es una manera de realizar la interacción suelo estructura, pero esto significa que se asume que el suelo es rígido.
- Los resultados más fiables de realizar una interacción suelo estructura es con el uso de las funciones de impedancia (Modelo B) y mediante el método directo (Modelo C), que estimaron valores de periodos de vibración y derivas de piso muy cercanas entresí.
- Es necesario diferenciar entre el coeficiente de balasto y funciones de impedancia, la única similitud entre ambas es el uso de resortes (rigidez) para interpretar al suelo., después de eso no existe ninguna similitud debido a que la primera se obtiene mediante un ensayo estático, mientras que la segunda incluye el uso de parámetros dinámicos del suelo como el módulo cortante máximo (Gmax) y modulo cortante secante (Gsec) y cuya estimación más cercana se realiza a partir de las velocidades de ondas de corte (Vs).

- Cuando se emplee el Vs se debe tomar en cuenta la profundidad en donde se colocará la cimentación y no confundir con el Vs30 que es la velocidad promedio a 30m de profundidad. En un ensayo de velocidades de ondas de corte se grafica la profundidad versus Vs30, de esta manera se evita el error.
- El espectro de la NEC-SE-DS, es satisfactorio para esta investigación, ya que al comparar con los resultados obtenidos con el espectro de Puengasí, existe similitud de valores (Ver Tabla 5.16).
- Se ha demostrado en esta investigación, que al no considerar la ISE (modelo A), se genera errores muy graves en el diseño estructural.

#### Referencias

- [1] G. M. Martin, «Proceedings of the NCEER/SEAOC/BSSC Workshop on Site Response during Earthquakes and Seismic Code Revisions,» *Univ. of Southern Calif*, 1994.
- [2] Pacific Earthquake Engineering Research Center, «PER Ground Motion Database,» 25 09 2019. [En línea]. Available: [www.ngawest2.berkeley.edu](http://www.ngawest2.berkeley.edu).
- [3] R. F. Obrzud y A. Truty, THE HARDENING SOIL MODEL-A PRACTICAL GUIDEBOOK, Préverenges: Structures, 2018.
- [4] T. Schanz, P. Vermeer y P. Bonnier, «The hardening soil model: Formulation and verification,» *Beyond 2000 in Computational Geotechnics*, p. 16, 1998.
- [5] PLAXIS, Material Models Manual, 2017.
- [6] A. Alvarado, Neotectonique et cinématique de la deformation continentae en Ecuador, Arrete: Universite de Grenoble, 2012.
- [7] J. Biarez y P. Hicher, «Elementary Mechanics of Soil Behaviour. Saturated remoulded soils,» 1994.
- [8] ASCE 7, Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers, 2016.

- [9] Y. Nakamura, «A METHOD FOR ESTIMATING THE DYNAMIC CHARACTERIZATION OF THE SUBSOIL USING MICROTREMORS ON THE SOIL SURFACE,» p. 33, 1989.
- [10] Pacific Earthquake Engineering Research Center, «PER Ground Motion Database,» 04 06 2019. [En línea]. Available: [www.ngawest2.berkeley.edu](http://www.ngawest2.berkeley.edu).
- [11] R. Aguiar, Espectros de control para la ciudad de Quito-Ecuador (Obtención de espectros mediante modelos determinísticos asociados a las fallas ciegas inversas de Quito), Barcelona: A.H. Barbat, 2015.
- [12] H. Parra, Desarrollos Metodológicos y aplicaciones hacia el calculo de la peligrosidad sísmica en el Ecuador continental y estudio e riesgo sísmico en la ciudad de Quito, Madrid: Desarrollos Metodológicos y aplicaciones hacia el calculo de la peligrosidad sísmica en el Ecuador continental y estudio e riesgo sísmico en la ciudad de Quito, 2016.
- [13] K. Campbell y Y. Borzognia, NGA-Wets2 Campbell-Bozornia Ground Motion Model for the Horizontal Components of PGA, PGV and 5% Damped Elastic Pseudo-Acceleration Response Spectra for Periods Ranging from 0.01 to 10 sec, Berkeley: Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2013.
- [14] J. Kaklamanos, L. G. Baise y D. M. Boore, «Estimating Unknown Input Parameters when Implementing the NGA Ground-Motion Prediction Equations in Engineering Practice,» *Earthquake Engineering Research Institute*, p. 17, 2011.
- [15] N. Abrahamson, W. Silva y R. Kamai, «Summary of the ASK14 Ground-Motion Relation for Active Crustal Regions,» *Earthquake Spectra*, p. 39, 2014.
- [16] N. Abrahamson, W. Silvia y K. R., Update of the AS08 Ground-Motion Prediction Equation Based on the NGA-West2 Data Set, Berkeley: Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2013.
- [17] B. Chiou y R. Youngs, Update of the Chiou and Youngs NGA Ground Motion Model for Average Horizontal Component of Peak Ground Motion and Response Spectra, Berkeley: Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2013.
- [18] PEER, Users Manual for the PEER Ground Motion Database Web Application, Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2011.
- [19] NEC-SE-DS, Norma Ecuatoriana de la Construcción-Capitulo de Peligro Sísmico y Diseño Simoresistente, Quito, 2015.
- [20] NEC-SE-DS, Norma Ecuatoriana de la Construcción-Capitulo de Peligro Sísmico y Diseño Simoresistente, Quito, 2015.
- [21] NIST GCR 12-917-21, Soil-Structure Interaction for Building Structures, Gaithersburg: U.S Department of Commerce, 2012.
- [22] A. Chopra, Dinámica de estructuras, México Df: Pearson, 2014.
- [23] NEC-SE-DS, Norma Ecuatoriana de la Construcción-Capitulo de Peligro Sísmico y Diseño Simoresistente, Quito, 2015.
- [24] «Instituto Geofísico,» 02 10 2019. [En línea]. Available: [www.igeppn.edu.ec](http://www.igeppn.edu.ec).
- [25] MIDAS, New experience Geotechnical analysis System, 2019.
- [26] U.S Geological Survey & Esc. Politécnica Nacional, «Mapa de Fallas y Pliegues Cuaternarias de Ecuador y Regiones Oceanicas Adyacentes,» USGS, Denver & Quito, 2003.