



**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA  
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**TRABAJO EXPERIMENTAL PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL  
TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

**Tema:**

---

**“ESTUDIO DEL PELIGRO SÍSMICO DETERMINISTA PARA LAS  
ESTRUCTURAS DE AMBATO SECTOR SAN VICENTE DE PISHILATA  
ENTRE LAS CALLES BENJAMÍN FRANKLIN, RAMÓN Y CAJAL, TOMAS  
EDISON Y ALBERT EINSTEIN”**

---

**AUTOR:** Israel Efraín Cesen Urresta

**TUTOR:** Ing. Mg. Carlos Patricio Navarro Peñaherrera

**AMBATO – ECUADOR**

**Septiembre - 2022**

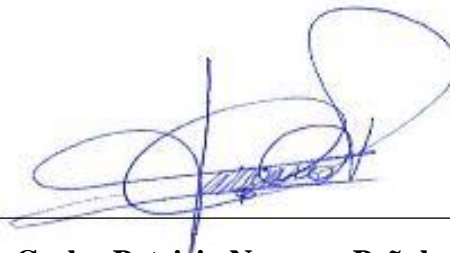
## CERTIFICACIÓN

En mi calidad de Tutor del Trabajo Experimental, previo a la obtención del Título de Ingeniero Civil, con el tema: **“ESTUDIO DEL PELIGRO SÍSMICO DETERMINISTA PARA LAS ESTRUCTURAS DE AMBATO SECTOR SAN VICENTE DE PISHILATA ENTRE LAS CALLES BENJAMÍN FRANKLIN, RAMÓN Y CAJAL, TOMAS EDISON Y ALBERT EINSTEIN”**, elaborado por el señor Sr. Israel Efraín Cesen Urresta, portador de la cédula de ciudadanía 1500643000, estudiante de la Carrera de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica.

Certifico:

- Que el presente trabajo experimental es original de su autor.
- Ha sido revisado cada uno de sus capítulos componentes.
- Está concluido en su totalidad.

Ambato, septiembre 2022



---

**Ing. Mg. Carlos Patricio Navarro Peñaherrera**  
**TUTOR**

## **AUTORÍA DE LA INVESTIGACIÓN**

Yo, Israel Efraín Cesen Urresta con C.I. 150064300-0, declaro que todas las actividades y contenidos expuestos en el presente trabajo experimental con el tema **“ESTUDIO DEL PELIGRO SÍSMICO DETERMINISTA PARA LAS ESTRUCTURAS DE AMBATO SECTOR SAN VICENTE DE PISHILATA ENTRE LAS CALLES BENJAMÍN FRANKLIN, RAMÓN Y CAJAL, TOMAS EDISON Y ALBERT EINSTEIN”**, así como también los análisis estadísticos, gráficos, conclusiones y recomendaciones son de mi exclusiva responsabilidad como autor de la investigación.

Ambato, septiembre 2022



---

**Israel Efraín Cesen Urresta**

**CI: 150064300-0**

**AUTOR**

## **DERECHOS DE AUTOR**

Autorizo a la Universidad Técnica de Ambato, para que haga de este Trabajo Experimental o parte de él, un documento disponible para su lectura, consulta y procesos de investigación, según las normas de la Institución.

Cedo los derechos en línea patrimoniales de mi Trabajo Experimental con fines de difusión pública, además apruebo la reproducción de este documento dentro de las regulaciones de la Universidad, siempre y cuando esta reproducción no suponga una ganancia económica y se realice respetando mis derechos de autor.

Ambato, septiembre 2022



---

**Israel Efraín Cesen Urresta**

**CI: 150064300-0**

**AUTOR**

## **APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO**

Los miembros del Tribunal de Grado aprueban el informe del Trabajo Experimental, realizado por el estudiante Israel Efraín Cesen Urresta, de la Carrera de Ingeniería Civil bajo el tema **“ESTUDIO DEL PELIGRO SÍSMICO DETERMINISTA PARA LAS ESTRUCTURAS DE AMBATO SECTOR SAN VICENTE DE PISHILATA ENTRE LAS CALLES BENJAMÍN FRANKLIN, RAMÓN Y CAJAL, TOMAS EDISON Y ALBERT EINSTEIN”**.


Ambato, septiembre 2022

Para constancia firman:



---

**Ing. Mg. Maritza Elizabeth Ureña Aguirre**  
**MIEMBRO DEL TRIBUNAL**



---

**Ing. Mg. Alex Gustavo López Arboleda**  
**MIEMBRO DEL TRIBUNAL**

## **DEDICATORIA**

*El presente trabajo investigativo lo dedico principalmente a Dios, por ser el inspirador y por darnos fuerza para continuar en este proceso de obtener uno de los anhelos más deseados.*

*A mis padres, por su apoyo incondicional, en todos estos años ya que gracias a ellos he logrado llegar hasta aquí y convertirme en lo que soy.*

*A mis hermanos por estar siempre presentes, acompañándome y por el apoyo, que me brindaron a lo largo de esta etapa.*

*A mi novia Paola por su amor sincero y desinteresado, por motivarme a seguir adelante en los momentos difíciles.*

*Israel Efraín Cesen Urresta*

## **AGRADECIMIENTO**

*Principalmente me gustaría agradecer a la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica, a través Universidad Técnica de Ambato de la, quienes con la enseñanza de sus valiosos conocimientos forjaron mi formación profesional en el área de la ingeniería.*

*Finalmente quiero expresar mi agradecimiento al Ing. Carlos Navarro, principal colaborador durante todo este proceso, quien, con su dirección y colaboración permitió el desarrollo de este trabajo.*

*Israel Efraín Cesen Urresta*

## ÍNDICE DE CONTENIDOS

### A. PÁGINAS PRELIMINARES

CERTIFICACIÓN.....	ii
AUTORÍA DE LA INVESTIGACIÓN.....	iii
DERECHOS DE AUTOR.....	iv
APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO.....	v
DEDICATORIA.....	vi
AGRADECIMIENTO.....	vii
ÍNDICE DE TABLAS.....	xi
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xv
RESUMEN.....	xix
ABSTRACT.....	xx

### B. CONTENIDO

#### CAPÍTULO I

#### ANTECEDENTES

1.1 TEMA DEL TRABAJO EXPERIMENTAL.....	1
1.2 ANTECEDENTES.....	1
1.3 JUSTIFICACIÓN.....	3
1.4 OBJETIVOS.....	5
1.4.1    Objetivo General.....	5
1.4.2    Objetivos Específicos.....	5

#### CAPÍTULO II

#### FUNDAMENTACIÓN

2.1 FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA.....	6
2.1.1 La historia sísmica del Ecuador.....	6
2.1.2 Tectónica de Placas.....	10



2.1.3 Peligro Sísmico .....	18
2.1.4 Ecuaciones de Predicción de Movimiento de Suelo (GMPE`s) .....	27
2.2 HIPÓTESIS.....	34
2.3 SEÑALAMIENTO DE VARIABLES DE LA HIPÓTESIS.....	34
2.3.1 Variable Dependiente.....	34
2.3.2 Variable Independiente .....	34

### **CAPÍTULO III**

#### **METODOLOGÍA**

3.1 NIVEL O TIPO DE INVESTIGACIÓN .....	35
3.2 POBLACIÓN Y MUESTRA .....	35
3.2.1 Población: .....	35
3.2.2 Muestra: .....	35
3.3 OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES .....	40
3.3.1 Variable Independiente.....	40
3.3.2 Variable Dependiente .....	41
3.4 PLAN DE PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS.....	42
3.4.1 Características del Suelo.....	42
3.4.2 Velocidad media de la onda de cortante Vs30.....	43
3.4.3 Ecuaciones de atenuación para sismos intraplaca cortical. ....	45
3.4.4 Ecuaciones de atenuación para subducción. ....	54
3.4.5 Magnitud de las fallas .....	57

### **CAPÍTULO IV**

#### **ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS**

4.1 RECOLECCIÓN DE DATOS .....	58
4.1.2 Fallas Geológicas .....	58
4.1.3 Análisis de las características del Suelo .....	60
4.1.4 Velocidad media de la onda de cortante Vs30.....	66
4.1.5 Ecuaciones de atenuación para sismos intraplaca cortical. ....	69
4.1.5.1 Modelo Boore y Atkinson (2008).....	69
4.1.6 Ecuaciones de atenuación para subducción. ....	71

4.1.6.1	Modelo Youngs (1997) .....	71
4.1.6.2	Modelo Zhao (2006) .....	72
4.2	ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS .....	72
4.1.1	Magnitud de las fallas .....	72
4.2.2.1	Espectros calculados con el modelo de Boore y Atkinson 2008 ..	73
4.2.2.2	Espectros calculados con el Modelo de Akkar y Bommer 2010 ..	75
4.2.2.3	Espectros calculados con el Modelo de Kanno 2006.....	76
4.2.2.4	Espectros calculados con el Modelo de Youngs 1997 .....	77
4.2.2.5	Espectros calculados con el Modelo de Zhao 2006.....	77
4.2.3	Espectros con los modelos para una falla.....	79
4.2.4	Espectros con la NEC-15.....	86
4.2.5	Espectros de todos los modelos con la NEC-15 .....	91
4.2.6	Espectro determinístico comparado con la NEC-15 .....	92
4.2.7	Análisis de las estructuras tipo de la zona del proyecto.....	95
4.2.7.1	Cálculo de los periodos de vibración.....	95
4.2.7.2	Reducción de los espectros elásticos.....	97
4.2.7.3	Características estructurales de las edificaciones en el sitio.....	99
4.3	VERIFICACIÓN DE HIPÓTESIS.....	120

## **CAPÍTULO V**

### **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

5.1	CONCLUSIONES.....	121
5.2	RECOMENDACIONES.....	123
1.	BIBLIOGRAFÍA .....	124
2.	ANEXOS.....	128

## ÍNDICE DE TABLAS

<b>Tabla 1.</b> Terremotos históricos Ecuador intensidad $\geq$ VII.....	8
<b>Tabla 2.</b> Regresión de la longitud de la ruptura, ancho de la ruptura, área de la ruptura y magnitud del momento(M).....	29
<b>Tabla 3.</b> Coordenadas de los ensayos de campo (SPT) sector Pishilata (WGS84 17 Sur).....	37
<b>Tabla 4.</b> Operacionalización de la variable independiente.....	40
<b>Tabla 5.</b> Operacionalización de la variable dependiente.....	41
<b>Tabla 6.</b> Clasificación de suelos según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).....	42
<b>Tabla 7.</b> Clasificación de los Perfiles de Suelo .....	43
<b>Tabla 8.</b> Valores de variables ficticias para diferentes tipos de fallas. ....	47
<b>Tabla 9.</b> Fallas Geológicas - NEOTEC - Ecuador.....	58
<b>Tabla 10.</b> Análisis Granulométrico perforación 1 (x 766856.60; y 9860626.00) .....	61
<b>Tabla 11.</b> Análisis Granulométrico perforación 2 (x 767335.20; y 9860361.90) .....	62
<b>Tabla 12.</b> Análisis Granulométrico perforación 3 (x 767535.40; y 9860792.80) .....	63
<b>Tabla 13.</b> Análisis Granulométrico perforación 4 (x 767946,30; y 9861299,50) .....	64
<b>Tabla 14.</b> Análisis Granulométrico perforación 5 (x 768219,70; y 9861027,90) .....	65
<b>Tabla 15.</b> Valores de la Velocidad media de la onda de cortante (Vs30) – Perforación 1 .....	66
<b>Tabla 16.</b> Velocidad media de la onda de cortante (Vs30). – Perforación 2 .....	66
<b>Tabla 17.</b> Velocidad media de la onda de cortante (Vs30). – Perforación 3.....	67
<b>Tabla 18.</b> Velocidad media de la onda de cortante (Vs30). – Perforación 4.....	67
<b>Tabla 19.</b> Velocidad media de la onda de cortante (Vs30). – Perforación 5.....	68

<b>Tabla 20.</b> Valores promedio de Vs30 obtenidos en cada perforación y valor promedio total de Vs30 del área del proyecto.....	68
<b>Tabla 21.</b> Datos de las fallas cercanas al área del proyecto .....	70
<b>Tabla 22.</b> Datos cálculo de magnitud de momento.....	70
<b>Tabla 23.</b> Valor variable ficticias para falla inversa .....	70
<b>Tabla 24.</b> Coeficientes para el modelo de Boore y Atkinson (2008).....	70
<b>Tabla 25.</b> Valores empleados en el modelo de Youngs .....	71
<b>Tabla 26.</b> Valores empleados en el modelo de Zhao .....	72
<b>Tabla 27.</b> Magnitud de momento calculado (Mw) de cada una de las Fallas Geológicas seleccionadas .....	72
<b>Tabla 28.</b> alores de aceleraciones máximas y su variación porcentual. ....	79
<b>Tabla 29.</b> Valores de aceleraciones máximas y su variación porcentual .....	85
<b>Tabla 30.</b> Valores de los períodos y aceleraciones para el espectro determinista. ....	92
<b>Tabla 31.</b> Valores de Ct y $\alpha$ NEC-15 para pórticos especiales de hormigón armado .....	95
<b>Tabla 32.</b> Valores de coeficientes de amplificación de suelo y factor Z para un perfil de suelo tipo D zona V.....	97
<b>Tabla 33.</b> Coeficientes obtenidos para la reducción de los espectros elásticos .....	98
<b>Tabla 34.</b> Datos estructurales - estructura 1 .....	99
<b>Tabla 35.</b> Datos de diseño .....	99
<b>Tabla 36.</b> Datos para el cálculo V .....	100
<b>Tabla 37.</b> Características de deformación para el comportamiento estructural.....	101
<b>Tabla 38.</b> Análisis periodo y frecuencia.....	101
<b>Tabla 39.</b> Valores de To, Tc, T1 y T2 de la estructura de 2 pisos .....	101
<b>Tabla 40.</b> Datos Torsión en planta ETABS .....	102

<b>Tabla 41.</b> Determinación modos de vibración.....	103
<b>Tabla 42.</b> Modos necesarios para acumular el 90% de Masa ETABS.....	103
<b>Tabla 43.</b> Derivas de piso más altas de la estructura ETABS (espectro NEC-15) ..	104
<b>Tabla 44.</b> Derivas de piso más altas de la estructura ETABS (Determinista).....	105
<b>Tabla 45.</b> Datos estructurales - estructura 2 .....	106
<b>Tabla 46.</b> Datos de diseño .....	106
<b>Tabla 47.</b> Datos para el cálculo V .....	107
<b>Tabla 48.</b> Características de deformación para el comportamiento estructural.....	108
<b>Tabla 49.</b> Análisis periodo y frecuencia (espectro determinista y espectro NEC-15) .....	108
<b>Tabla 50.</b> Valores de $T_0$ , $T_c$ , $T_1$ y $T_2$ de la estructura 2 de 2 pisos .....	108
<b>Tabla 51.</b> Datos Torsión en planta ETABS .....	109
<b>Tabla 52.</b> Determinación modos de vibración.....	110
<b>Tabla 53.</b> Modos necesarios para acumular el 90% de Masa ETABS.....	110
<b>Tabla 54.</b> Derivas de piso más altas de la estructura ETABS (espectro NEC-15) ..	111
<b>Tabla 55.</b> Derivas de piso más altas de la estructura ETABS (Determinista).....	112
<b>Tabla 56.</b> Datos estructurales - estructura 3 .....	113
<b>Tabla 57.</b> Datos de diseño .....	113
<b>Tabla 58.</b> Datos para el cálculo V .....	114
<b>Tabla 59.</b> Características de deformación para el comportamiento estructural.....	115
<b>Tabla 60.</b> Análisis periodo y frecuencia (espectro determinista y espectro NEC-15) .....	115
<b>Tabla 61.</b> Valores de $T_0$ , $T_c$ , $T_1$ y $T_2$ de la estructura 3 de 3 pisos .....	115
<b>Tabla 62.</b> Datos Torsión en planta ETABS .....	116
<b>Tabla 63.</b> Determinación modos de vibración.....	117

<b>Tabla 64.</b> Modos necesarios para acumular el 90% de Masa ETABS.....	117
<b>Tabla 65.</b> Derivas de piso más altas de la estructura ETABS (espectro NEC-15) ..	118
<b>Tabla 66.</b> Derivas de piso más altas de la estructura ETABS (Determinista).....	119

## ÍNDICE DE FIGURAS

<b>Figura 1.</b> Mapa de localización de la ciudad de Ambato y sismicidad registrada.....	6
<b>Figura 2.</b> Mapa de placas litosféricas del modelo cinemático MORVEL. ....	11
<b>Figura 3.</b> Mapa de la mitad occidental del límite entre las placas Euroasiática y Africana, mostrándola posición del polo de Euler que describe la rotación relativa entre ellas. ....	11
<b>Figura 4.</b> Modelo NUVEL 1A elaborado por DeMets en el que se indica el movimiento de las principales placas tectónicas. ....	13
<b>Figura 5.</b> Perfil simplificado de la porción superior del interior de la tierra.....	13
<b>Figura 6.</b> Globo terrestre resaltado algunos límites entre placas. ....	14
<b>Figura 7.</b> Proceso de ruptura de una placa continental (gris) y la formación de corteza oceánica (negra), a partir de una fuente de calor (amarillo) en el interior de la Tierra (rojo). Se observan las formas del relieve superficial y submarino asociadas a estos. ....	14
<b>Figura 8.</b> Bloque-diagrama de un límite convergente entre dos placas. Se muestran los distintos procesos que ocurren en la profundidad y cómo se manifiestan en la superficie terrestre.....	15
<b>Figura 9.</b> Límite deslizante desplazando a un límite divergente. A la izquierda, justo antes del movimiento; a la derecha, después que ha comenzado el desplazamiento lateral del valle y la cresta oceánica.....	15
<b>Figura 10.</b> Foco y epicentro de un terremoto. El foco es la zona del interior de la Tierra donde se produce el desplazamiento inicial. El epicentro es el punto de la superficie que está directamente encima del foco. ....	16
<b>Figura 11.</b> Rebote elástico. A medida que la roca se deforma, se dobla, almacenando energía elástica. Cuando se ha deformado más allá de su punto de ruptura, la roca se rompe, liberando la energía almacenada en forma de ondas sísmicas.....	17

<b>Figura 12.</b> Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z.....	23
<b>Figura 13.</b> Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño, obtenido a partir de los valores de la aceleración y el período de la estructura .....	25
<b>Figura 14.</b> Modelos de predicción de GMPE's .....	28
<b>Figura 15.</b> Ubicación de los ensayos de campo sector Pishilata .....	38
<b>Figura 16.</b> Fallas Geológicas existentes en el Ecuador (fallas corticales y de subducción) .....	38
<b>Figura 17.</b> Fallas Geológicas existentes en la Provincia de Tungurahua.....	39
<b>Figura 18.</b> Fallas Geológicas existentes en la zona de estudio.....	39
<b>Figura 19.</b> Distancia medida desde el centro geométrico de la zona de estudio hacia la falla Ambato. ....	58
<b>Figura 20.</b> Distancia medida desde el centro geométrico de la zona de estudio hacia la falla Huachi. ....	59
<b>Figura 21.</b> Distancia medida desde el centro geométrico de la zona de estudio hacia la falla Totoras.....	59
<b>Figura 22.</b> Distancia medida desde el centro geométrico de la zona de estudio hacia la falla Pishilata. ....	60
<b>Figura 23.</b> Distancia medida desde el centro geométrico de la zona de estudio hacia la falla Subducción. ....	60
<b>Figura 24.</b> Espectros de aceleración obtenidas con el modelo Boore y Atkinson 2008, utilizando cada una de las fallas corticales seleccionadas .....	74
<b>Figura 25.</b> Espectros de aceleración obtenidos con el modelo Akkar y Boomer 2010, utilizando cada una de las fallas corticales seleccionadas .....	75
<b>Figura 26.</b> Espectros de aceleración obtenidas con el modelo Kanno 2006, utilizando cada una de las fallas corticales seleccionadas .....	76



<b>Figura 27.</b> Espectros de aceleración obtenidas con el modelo Youngs 1997, utilizando la falla de subducción.....	77
<b>Figura 28.</b> Espectros de aceleración obtenidas con el modelo Zhao 2006, utilizando la falla de subducción .....	78
<b>Figura 29.</b> Espectros de aceleración obtenidas con el modelo Boore y Atkinson, Akkar y Boomer- Kanno, para la falla Ambato .....	80
<b>Figura 30.</b> Espectros de aceleración obtenidas con el modelo Boore y Atkinson-Akkar y Boomer- Kanno, para la falla Huachi .....	81
<b>Figura 31.</b> Espectros de aceleración obtenidas con el modelo Boore y Atkinson-Akkar y Boomer- Kanno, para la falla Totoras.....	82
<b>Figura 32.</b> Espectros de aceleración obtenidas con el modelo Boore y Atkinson-Akkar y Boomer- Kanno, para la falla Pishilata .....	83
<b>Figura 33.</b> Espectros de aceleración obtenidas con el modelo Youngs y Zhao, para la falla de Subducción.....	84
<b>Figura 34.</b> Espectros de aceleración obtenidas con el modelo Boore y Atkinson-Akkar y Boomer- Kanno- NEC 15 para la falla Ambato .....	86
<b>Figura 35.</b> Espectros de aceleración obtenidas con el modelo Boore y Atkinson-Akkar y Boomer- Kanno-NEC 15, para la falla Huachi.....	87
<b>Figura 36.</b> Espectros de aceleración obtenidas con el modelo Boore y Atkinson-Akkar y Boomer- Kanno – NEC15, para la falla Totoras .....	88
<b>Figura 37.</b> Espectros de aceleración obtenidas con el modelo Boore y Atkinson-Akkar y Boomer- Kanno- NEC 15, para la falla Pishilata .....	89
<b>Figura 38.</b> Espectros de aceleración obtenidas con el modelo Youngs – Zhao- NEC 15, para la falla de Subducción.....	90
<b>Figura 39.</b> Gráfica del espectro de aceleración con cada uno de los modelos establecidos, Boore y Atkinson-Akkar y Boomer- Kanno- Young- Zhao para cada una de las fallas mencionadas anteriormente Falla Ambato, Huachi, Totoras, Samanga y Subducción y el espectro de .....	91

<b>Figura 40.</b> Espectro determinístico comparado con el espectro de la NEC 15 .....	94
<b>Figura 41.</b> Vista en planta de la estructura 1 .....	99
<b>Figura 42.</b> Modelado Estructura 1 en ETABS 2016.....	100
<b>Figura 43.</b> Vista en planta de la estructura 2 .....	106
<b>Figura 44.</b> Modelado Estructura 2 en ETABS 2016.....	107
<b>Figura 45.</b> Vista en planta de la estructura 3 .....	113
<b>Figura 46.</b> Modelado Estructura 3 en ETABS 2016.....	114

## RESUMEN

El presente trabajo investigativo, tiene como finalidad, identificar zonas geológicas con riesgo sísmico alto. Actualmente en las zonas sísmicas del país existen estructuras altamente vulnerables, puesto que han sido construidas sin seguir las especificaciones de normas de diseño sismo resistente o siguiendo normas muchas veces obsoletas.

En la etapa de recolección de información de campo, se realizaron 5 análisis de suelos, utilizando el ensayo de penetración estándar (SPT). Procediendo con estos datos a calcular la velocidad de onda. Además, se analizaron 5 fallas, 1 falla de subducción y 4 fallas corticales, cercanas al área de estudio. Aplicando la metodología de Wells – Coppersmith se determinó la Magnitud de Momento  $M_w$ . Estos datos fueron utilizados en las ecuaciones de predicción del movimiento del suelo, Akkar y Bommer (2010), Boore y Atkinson (2008), Kanno (2006), Youngs (1997) y Zhao (2006), obteniendo espectros de aceleración, los cuales se utilizaron en el análisis de 3 estructuras del sector mediante el software ETABS. El mayor momento obtenido está presente en la falla Totoras dándonos un valor  $M_w = 6.55$ . De las estructuras analizadas se determinó que estas no cuentan con la configuración estructural suficiente para sobrellevar sollicitaciones sísmicas importantes.

**PALABRAS CLAVES:** Peligro Sísmico, metodología de Wells-Coppersmith, análisis de suelo, velocidad de onda, Magnitud de Momento.

## ABSTRACT

The purpose of this investigative work is to identify geological zones with high seismic risk. Currently in the seismic zones of the country there are highly vulnerable structures, since they have been built without following the specifications of earthquake-resistant design standards or following standards that are often obsolete.

In the field data collection stage, 5 soil analyzes were performed, using the standard penetration test (SPT). Proceeding with these data to calculate the wave speed. In addition, 5 faults, 1 subduction fault and 4 crustal faults, close to the study area, were analyzed. Applying the Wells-Coppersmith methodology, the Moment Magnitude  $M_w$  was determined. These data were used in the ground motion prediction equations, Akkar and Bommer (2010), Boore and Atkinson (2008), Kanno (2006), Youngs (1997) and Zhao (2006), obtaining acceleration spectra, which were used in the analysis of 3 sector structures using the ETABS software. The greatest moment obtained is present in the Totoras fault, giving us a value of  $M_w = 6.55$ . From the structures analyzed, it was determined that they do not have sufficient structural configuration to withstand significant seismic stresses.

**KEY WORDS:** Seismic Hazard, Wells-Coppersmith methodology, soil analysis, wave speed, Moment Magnitude.

# **CAPÍTULO I**

## **ANTECEDENTES**

### **1.1 TEMA DEL TRABAJO EXPERIMENTAL**

“ESTUDIO DEL PELIGRO SÍSMICO DETERMINISTA PARA LAS ESTRUCTURAS DE AMBATO SECTOR SAN VICENTE DE PISHILATA ENTRE LAS CALLES BENJAMÍN FRANKLIN, RAMÓN Y CAJAL, TOMAS EDISON Y ALBERT EINSTEIN”

### **1.2 ANTECEDENTES**

Chunga y Aguiar en su trabajo “Microzonificación sísmica del Centro Norte de Quito” en el año 2013 consideran: El crecimiento de la ciudad de Quito en sentido horizontal está llegando a sus límites por lo que se están construyendo grandes edificios en varios sectores de la ciudad, de tal manera que el crecimiento vertical, que es una realidad, con lleva a tener un mayor riesgo sísmico por la gran cantidad de gente que está viviendo o va a vivir en edificios de altura. Ventajosamente, en la ciudad de Quito, los suelos tienen una resistencia adecuada, sin embargo, de ello existen sitios como Turubamba, en el sur de la ciudad donde el suelo no es tan bueno y pueden presentar amplificaciones notables de las ondas sísmicas, pero a más de ello ciudad se encuentra sobre fallas geológicas activas denominadas las fallas ciegas de Quito que constituyen un verdadero peligro para la Capital de los Ecuatorianos.[1]

Según Aguiar y Rivas en su libro “MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA DE AMBATO” en el año 2018 establece: Era fundamental hacer este estudio de Microzonificación Sísmica de la ciudad de Ambato, para que se conozca el período de vibración de los suelos, la velocidad de la onda de corte, valores del número de golpes del ensayo de Penetración Estándar y sobre todo para saber cuáles son los espectros de aceleraciones para la componente horizontal y vertical de movimiento del suelo y también el espectro de desplazamientos, que se debe utilizar en el Análisis Sísmico. Tres fallas geológicas atraviesan la ciudad y son la de Huachi (M=6.3), Ambato (M=6.5) y Totorá (M=6.5) las mismas que pueden generar sismo impulsivos, que son de corta duración pero sumamente destructivos, por este motivo es que se debe realizar

muy bien el diseño sísmico de las estructuras y para ello se requiere conocer el Espectro de Diseño (DBE), con el cual se diseñaran los elementos estructurales y el Espectro Máximo Considerado (MCE), que sirve para encontrar desplazamientos y derivas de piso.[2]

Ramírez en su trabajo “Microzonificación sísmica de la ciudad de Concepción – Chile” en el año 2009 define que: La microzonificación sísmica tiene por objetivo obtener una primera aproximación del comportamiento dinámico del suelo ante la ocurrencia de un sismo, y de esta manera, apoyar los programas de ordenamiento y manejo territorial.[3]

Hernández en su trabajo “Marco Conceptual Del Proyecto De Microzonificación De Caracas y Barquisimeto” en el año 2006 establece: Se entiende que las microzonas deben estar en función de los tipos de movimiento superficial, que pueden esperarse en cada clase de sitio, incluyendo su influencia en la respuesta estructural de las construcciones, tanto futuras como existentes. Respecto de las existentes, las ordenanzas deben definir prioridades para su refuerzo, mientras que pueden orientar las características que las futuras deben cumplir en cada microzona. Se destaca la interacción que existe entre las actividades desarrolladas por las diferentes disciplinas involucradas (sismología, geología, geofísica, geotecnia, ingeniería sísmica), en los aspectos de alimentación y retroalimentación de insumos de información y criterios de análisis. Los análisis y las evaluaciones que se desarrollan para determinar la respuesta sísmica de los diferentes sitios en una ciudad requieren de la interacción de las diferentes disciplinas que conforman el grupo de trabajo, de tal manera que permita evaluar conjuntamente los diferentes factores que determinan la respuesta sísmica.[4]

Aguiar en su trabajo “Leyes de atenuación para sismos corticales y de subducción para el Ecuador” en el año 2016 establece: Venezuela, Colombia, Ecuador, Perú, Bolivia, Chile y Argentina se han visto afectados, muy frecuentemente, por grandes sismos que han dejado grandes pérdidas humanas y económicas. Considerando la longitud de la costa del Ecuador con relación a la longitud de las costas de Colombia, Perú y Chile, el número de sismos registrados es muy alto. Todo esto refleja la gran peligrosidad sísmica de todos los países mencionados. La Falla de Titora es la que genera las mayores ordenadas espectrales.[5]

### 1.3 JUSTIFICACIÓN

Luego del Mega Sismo de Chile, del 27 de febrero de 2010, que tuvo una magnitud de 8.8 y que dejó más de 500 muertos y pérdidas económicas estimadas en treinta mil millones de dólares las principales autoridades del gobierno de Ecuador, se pusieron a pensar en lo que podría pasar si tendríamos un sismo de esa magnitud teniendo en cuenta que, en 1906, se registró un sismo de 8.8 frente a las costas de Esmeraldas. Las pérdidas que tendríamos por un evento de esta magnitud serían el doble o el triple de lo que pasó en Chile.[1], [6], [7] Se encontró que existen grandes discrepancias entre los modelos, especialmente en el rango de largo período, debido a las diferencias en las formas espectrales y los períodos recomendados, lo que conduciría a efectos indeseables en el uso de la sismica basada en el desplazamiento[8].

Se recomienda que los valores de los períodos de resonancia de la estructura se determinen de manera específica y cautelosa en función del patrón de sismicidad regional y las condiciones geológicas locales[9]. El período fundamental del suelo, es uno de los indicadores más usados mundialmente para estimar los efectos locales de los suelos al ser sometidos a sollicitaciones sísmicas. En muchas ocasiones se han podido asociar estos efectos a los daños observados en edificaciones, debido principalmente al fenómeno de resonancia en el cual tanto el suelo como la estructura oscilan en forma sincronizada y ésta última se ve sometida a mayores esfuerzos y desplazamientos, los cuales pueden conducirla al colapso[7], [9].

En el Ecuador se encuentra en vigencia la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC -15, la cual contiene información importante y actualizada para el diseño sismo resistente de estructuras. En el capítulo “Cargas sísmicas diseño sismo resistente” se ha incorporado nuevos parámetros para el cálculo de los espectros elásticos de diseño tanto de aceleración como de desplazamiento, entre los que se encuentran los factores de sitio que dependen exclusivamente del tipo de suelo donde se cimentará una estructura[1], [10]. Los patrones de distribución de fuerzas laterales sísmicas estáticas equivalentes utilizadas en los códigos de diseño estructural actuales se derivan principalmente de los modos de vibración elástica[11], [8], [12]. El diseño sísmico de edificios y componentes de infraestructura requiere la estimación del peligro

considerando la respuesta dinámica del suelo, que modifica sustancialmente las características del movimiento de entrada del espectro[3], [13].

Los estudios de microzonificación sísmica intentan identificar zonas geológicas de un área de interés con riesgo sísmico similar a escala local [10]. Actualmente en las zonas sísmicas existen estructuras altamente vulnerables, puesto que han sido construidas sin seguir las especificaciones de normas de diseño sismo resistente o siguiendo normas muchas veces obsoletas [6], [8]. El método para evaluar la vulnerabilidad del comportamiento sísmico estructural no tiene en cuenta que su rango es dinámico y fuertemente no lineal y que, además, las características estructurales y de acción tienen grandes incertidumbres. [6]. El NEC-15 es un buen aporte a la seguridad sísmica de las estructuras, pero en el tema de los espectros se tiene información a nivel macro, como todas las normativas sísmicas. Si se tienen estudios de microzonificación sísmica se van a encontrar factores de sitio para cualquier sector de la ciudad; de igual manera se va a contar con espectros en los cuales se ha modificado las formas espectrales por el efecto de la directividad de las ondas sísmicas asociadas a una determinada falla geológica.[14]

Es común en el medio observar la construcción de edificaciones de apreciable altura que a simple vista no incluyen un sistema estructural sismo-resistente, no obstante, dicha configuración resistirá con sobra de resistencia el efecto de las cargas verticales (peso propio, carga de las personas) y podrá así permanecer durante muchos años sin presentar falla alguna en su estructura.[11], [12] Sin embargo, su estructura principal podría verse afectada seriamente ante las fuerzas laterales producidas por un evento sísmico, el cual viene a constituirse como el examinador más cruel a la resistencia lateral de una estructura, que en muchos casos provoca daños estructurales irremediables en la misma e implicará la demolición de la edificación.[5], [1], [9].

El terremoto de Pedernales de 2016, en Ecuador, puso en evidencia que la velocidad de la onda de corte, no es suficiente para clasificar los suelos, debido a que los suelos de la Puntilla de Bahía de Caráquez, son perfiles tipo “C” y durante el sismo hubo un efecto de amplificación de las ondas sísmicas que las estructuras e hicieron que ingresen al rango no lineal; la razón de esta amplificación se debe a que el período de vibración de los suelos es relativamente alto del orden de 0.9 segundos. [2]



## **1.4 OBJETIVOS**

### **1.4.1 Objetivo General**

Realizar el estudio de Peligro Sísmico determinista para las estructuras del Cantón Ambato - sector San Vicente de Pishilata entre las calles Benjamín Franklin, Ramón y Cajal, Tomas Edison y Albert Einstein.

### **1.4.2 Objetivos Específicos**

- Seleccionar las fallas activas que abarcan el Régimen Tectónico en base al área de estudio.
- Verificar el comportamiento estructural con tres estructuras tipo del sitio en análisis.
- Comparar el espectro obtenido con el espectro general dado por la NEC-15.

## CAPÍTULO II

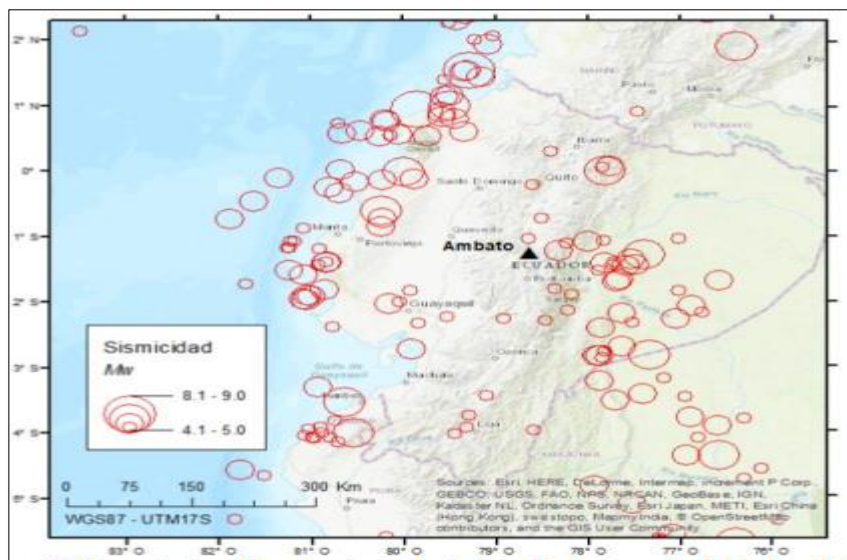
### FUNDAMENTACIÓN

#### 2.1 FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA

##### 2.1.1 La historia sísmica del Ecuador

En términos generales, si tomamos en cuenta los temblores de pequeña magnitud y los que no son sentidos por las personas y son detectados únicamente por los sismógrafos, el número de sismos que se registran en nuestro territorio puede sumar varios miles por año. De esta gran cantidad de actividad sísmica, desde 1541 hasta la actualidad, han ocurrido en nuestro país 37 terremotos de intensidad igual o mayor a VIII en la escala de intensidad MSK (viene de las iniciales Medvedev-Sponheuer-Karnik), intensidad desde la cual los efectos son de consideración. Se hace una descripción de las escalas de intensidad, incluida la MSK. Y si se toma en cuenta los sismos a partir de la intensidad VI (que es el grado desde el cual se presentan daños leves), hay que añadir 86 eventos al registro histórico de sismos importantes. Es imposible cuantificar las pérdidas materiales ocasionadas por estos terremotos, y en lo referente a las pérdidas de vidas humanas, éstas superan las 80.000 muertes.[29]

**Figura 1.** Mapa de localización de la ciudad de Ambato y sismicidad



**Fuente:** R. Aguiar. Microzonificación sísmica de Ambato

El origen de los sismos tiene dos fuentes principales, las fallas corticales que afecta al Bloque Norandino y a la Placa Sudamericana y el proceso de subducción de la Placa Oceánica Nazca bajo el Bloque Norandino y la Placa Sudamericana.

Entre los fenómenos asociados a la subducción, los más peligrosos son los terremotos ya que liberan alrededor del 80% de energía sísmica. La placa Nazca se hunde bajo la Sudamericana a una velocidad de 60mm/año con una dirección Este-Oeste, y es discontinua a una profundidad cercana a los 200km. En Ecuador se ha registrado un total de 485 eventos de subducción, de los cuales 99 poseen magnitudes superiores a los 4.0 grados. [29]

El Ecuador presenta tres tipos de regímenes tectónicos: Cortical, subducción interplaca y subducción intraplaca. Una de las principales fuentes superficiales que causan mayor cantidad de eventos sísmicos es la fuente Pallatanga-Pisayambo. Los sismos de origen volcánico generalmente tienen magnitudes bajas, entre 1 y 4.5 grados máximo, además una profundidad de 1 a 10 km; mientras que los sismos de origen tectónico pueden alcanzar magnitudes  $M_w$  de hasta 9.5.

Ecuador es un país sísmicamente activo y ha sido afectado por numerosos terremotos destructivos, entre los que se puede citar el terremoto de Riobamba en 1797, Ambato en 1949 ( $M=6.8$ ), Esmeraldas en 1906 ( $M=8.8$ ), Reventador en 1987 ( $M=6.1$  y  $6.9$ ), Macas en 1995, Bahía de Caráquez en 1998 ( $M=7.2$ ) y el sismo más reciente ocurrido en Manabí en 2016 ( $M=7.8$ ). [29]

El sismo del 5 de agosto de 1949, ocurrió en la provincia de Tungurahua cuyo epicentro se ubica en una falla al sur del Nido Sísmico de Pisayambo, aproximadamente a 20 km nororiente de Pelileo, con una una magnitud de  $M_w=6.8$ .

Este mismo fenómeno de subducción originó los sismos del 31 enero 1906 ( $M_w 8.8$ ), que es el más grande registrado en Ecuador y el sexto más grande a escala mundial; el del 14 mayo 1942 ( $M_w 7.8$ ); 19 enero de 1958 ( $M_w 7.8$ ) y del 12 diciembre de 1979 ( $M_w 8.1$ ). [29]

La historia sísmica de la costa del Ecuador proporcionada por el catálogo Cerecis (Centro Regional de Sismología para América del Sur), inicia con el terremoto de Guayaquil del 11 de junio de 1787, donde un sismo de magnitud entre 6.2 a 6.5 tuvo su origen de fuente sísmica de falla superficial o cortical; los relatos de este tiempo proporcionan información de los daños en el terreno y de viviendas.

El reciente terremoto de Pedernales del 16 de abril de 2016, con magnitud 7.8 y máximas intensidades entre IX y X, ha proporcionado información relevante de los efectos geológicos cosísmicos y los efectos de sitios, formados en diversos tipos de escenarios geomorfológicos, zonas supratidales, planicies costeras, paleo-lagunas litorales (albufera, ejemplo el sitio de Tarqui, Manta), paleo-meandros (Tosagua), planicies y terrazas aluviales, zonas de depresión entre colinas (llamadas también zonas de rellenos), todos estos rasgos tienen relación con el tipo de suelo saturado y no saturado, donde las amplificaciones de ondas sísmicas tuvieron mayores duraciones, y los daños considerables (ie., Portoviejo) fueron reportados a una distancia de 145 km desde el epicentro. Estos daños ambientales en el terreno fueron evaluados desde grados de intensidades macrosísmicas, empleando la escala ESI-2007 (Environmental Seismic Intensity), conociendo que el sismo de referencia histórica es el terremoto de 1942 (Mw 7.9), donde los efectos de daños con el último terremoto son similares, desde estructura sismogénica y efectos de condiciones geológicas locales. El método de zonación sísmica morfoestructural aplicada al territorio continental proporciona nudos sismogénicas (intersección de fallas geológicas), identificando potenciales zonas sísmicas, esta información puede ser integrada sintéticamente al corto catálogo de terremotos históricos del Ecuador.[30][31]

*Tabla 1. Terremotos históricos Ecuador intensidad  $\geq$  VII*

N°	Fecha Año/mes/día	Epicentro		INT Max	Zona de mayor Afectación
		Lat.	Lon.		
1	1541 - 04 - sd	0.10	-77.80	VIII	Napo
2	1587 - 08 - 31	0.00	78.40	VIII	Pichincha
3	1645 - 03 - 15	1.68	-78.55	IX	Chimborazo, Tungurahua
4	1674 - 08 - 29	1.70	-79.00	IX	Chimborazo, Bolívar
5	1687 - 11 - 22	-1.10	-78.25	VIII	Tungurahua
6	1698 - 06 - 20	1.45	78.30	X	Tungurahua, Chimborazo
7	1736 - 12 - 06	0.78	78.80	VIII	Pichincha, Cotopaxi
8	1749 - 01 - 20	4.00	79.20	VIII	Loja
9	1755 - 04 - 28	0.21	78.48	VIII	Pichincha
10	1757 - 02 - 22	0.93	78.61	IX	Cotopaxi, Tungurahua
11	1786 - 05 - 10	1.70	78.80	VIII	Chimborazo

12	1797 - 02 - 04	-1.43	-78.55	XI	Chimborazo, Tungurahua, Cotopaxi, Bolívar
13	1834 - 01 - 20	1.30	-76.90	XI	Carchi, Nariño*(Colombia)
14	1859 - 03 - 22	0.40	78.40	VIII	Pichincha, Imbabura, Cotopaxi
15	1868 - 08 - 15	0.60	78.00	VIII	Carchi
16	1868 - 08 - 16	0.31	78.18	IX	Imbabura, Carchi, Pichincha
17	1896 - 05 - 03	0.51	80.45	IX	Manabí
18	1906 - 01 - 31	1.00	81.30	IX	Esmeraldas, Nariño*(Colombia)
19	1911 - 09 - 23	1.70	-78.90	VIII	Chimborazo, Bolívar
20	1913 - 02 - 23	4.00	79.40	VIII	Loja, Azuay
21	1914 - 05 - 31	0.50	78.48	VIII	Pichincha, Cotopaxi
22	1923 - 02 - 05	0.50	78.50	VIII	Pichincha
23	1923 - 12 - 16	0.90	77.80	VIII	Carchi, Nariño*(Colombia)
24	1926 - 12 - 18	0.80	77.90	VIII	Carchi
25	1929 - 07 - 25	0.40	78.55	VIII	Pichincha
26	1938 - 08 - 10	0.30	78.40	VIII	Pichincha
27	1942 - 05 - 14	0.01	-80.12	IX	Manabí, Guayas, Bolívar
28	1949 - 08 - 05	1.25	78.37	X	Tungurahua, Chimborazo, Cotopaxi
29	1953 - 12 - 12	3.40	80.60	VIII	Loja, Norte del Perú
30	1955 - 07 - 20	0.20	78.40	VIII	Pichincha, Imbabura
31	1958 - 01 - 19	1.22	79.37	VIII	Esmeraldas
32	1961 - 04 - 08	2.20	-78.90	VIII	Chimborazo
33	1964 - 05 - 19	0.84	80.29	VIII	Manabí
34	1970 - 12 - 10	-3.79	80.66	IX	Loja, El Oro, Azuay, Norte del Perú
35	1987 - 03 - 06	0.87	-77.14	IX	Napo, Sucumbíos, Imbabura
36	1995 - 10 - 02	-2.79	-77.97	VIII	Morona Santiago
37	1998 - 08 - 04	-0.55	-80.53	VIII	Manabí
38	2016 - 04 - 16	0.38	-79.92	X	Manabí (Pedernales)

Fuente: F. Rivadeneira. Breves fundamentos sobre los terremotos en el Ecuador

### 2.1.2 Tectónica de Placas

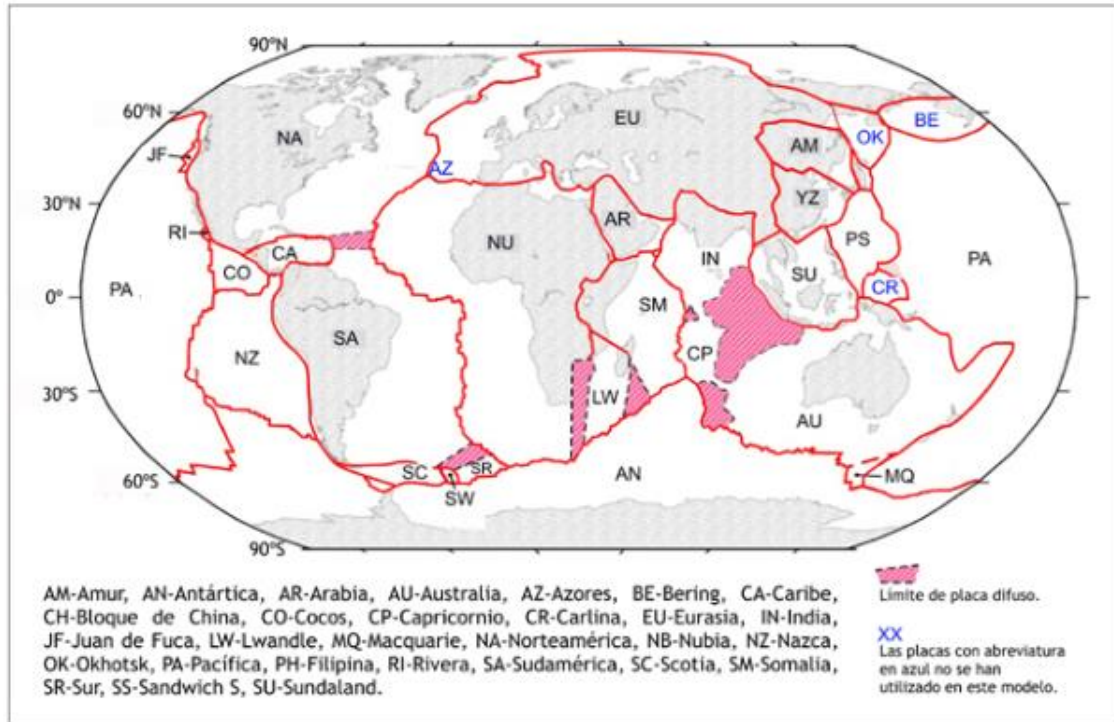
- **La tectónica de placas en el siglo XXI**

El ritmo con el que surgen nuevas ideas acerca de los múltiples procesos implicados en la Tectónica de Placas hace que, en el momento en que el lector acabe de leer este apartado, sus contenidos se encuentren ya, de alguna forma, desactualizados. Día a día la ingente literatura que se publica incorpora, de manera inmediata, nuevos datos geológicos, geofísicos y conceptuales al cuerpo de doctrina de las Ciencias de la Tierra. [15] La tectónica de placas, cuya existencia en la Tierra ha permitido la generación de los continentes y por ende la proliferación de la vida en el planeta, proporciona el marco teórico que permite comprender buen número de fenómenos geológicos entre los que se pueden destacar, entre otros, la diferenciación del manto, el origen y distribución de los orógenos y de los sismos, y la localización y comportamiento de los volcanes. Por lo que respecta a estos últimos, su distribución en superficie no es aleatoria ya que solo se generan en determinados ambientes geodinámicos: a) en los márgenes de placa divergentes o constructivos, en los que se incluyen las dorsales centro-oceánicas y las cuencas tras-arco; b) en los márgenes de placa convergentes o destructivos, como los arcosisla y los márgenes continentales activos, y c) en zonas de intraplaca (esto es, alejados de los bordes de placa) tanto en áreas oceánicas como continentales. [16]

Por ello es complicado establecer cuáles serán los derroteros específicos de los conocimientos e ideas en este campo. En este trabajo intentaremos hacer, a día de hoy, un resumen de algunos aspectos novedosos o que suscitan actualmente un debate más intenso entre la comunidad científica.[15], [16]

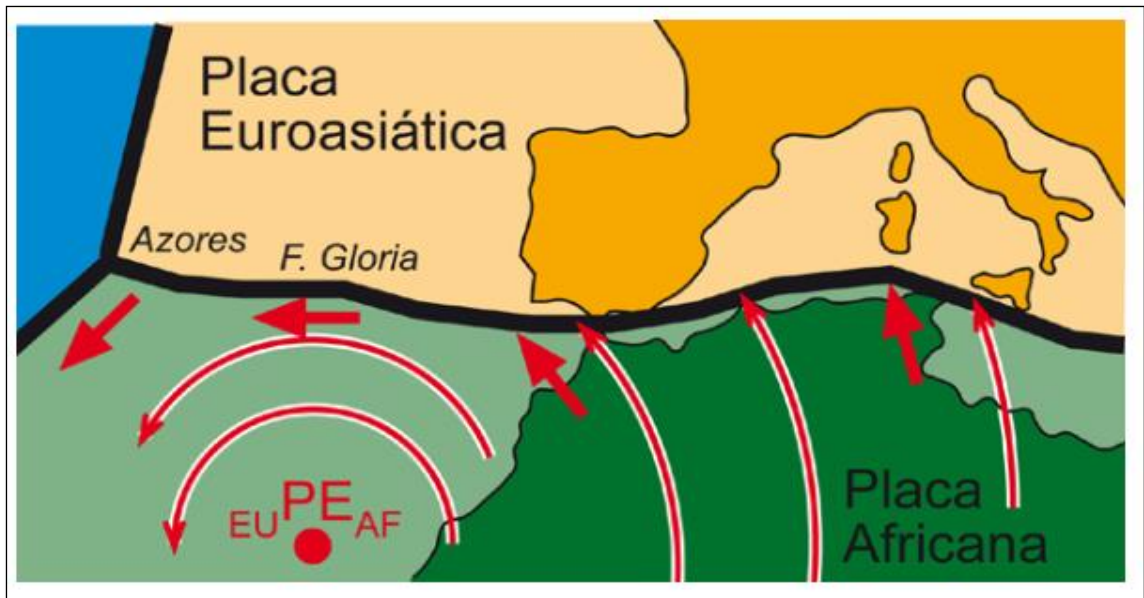
Si comparamos los mapas de placas litosféricas publicados en diferentes libros de texto observamos un gran parecido. Todos ellos incluyen las siete grandes placas: Euroasiática, Africana, Indoaustraliana, Norteamericana, Sudamericana, Pacífica y Antártica. Sin embargo, si nos fijamos en las placas de un tamaño intermedio, comenzaremos a encontrar algunas diferencias. Entre las placas medianas más ilustradas en las publicaciones aparecen la Arábica, Caribeña, Coco, Nazca, Juan de Fuca, Scotia y Filipina.[15]

Figura 2. Mapa de placas litosféricas del modelo cinemático MORVEL.



Fuente: Alfaro, P. La tectónica de placas, teoría integradora sobre el funcionamiento del planeta.

Figura 3. Mapa de la mitad occidental del límite entre las placas Euroasiática y Africana, mostrándola posición del polo de Euler que describe la rotación relativa entre ellas.



Fuente: Alfaro, P. La tectónica de placas, teoría integradora sobre el funcionamiento del planeta.

Una placa tectónica es un fragmento de litosfera que se desplaza como un bloque rígido sin presentar deformación interna sobre la astenosfera de la Tierra. Este movimiento

se produce por corrientes de convección en el interior de la Tierra que liberan el calor original adquirido por el planeta durante su formación.

La litosfera terrestre está dividida en 12 grandes placas y en varias placas menores o microplacas. Las placas litosféricas son esencialmente de dos tipos, en función de la clase de corteza que forma su superficie. Hay dos clases de corteza, la oceánica y la continental.

Y según su corteza, se dividen en:

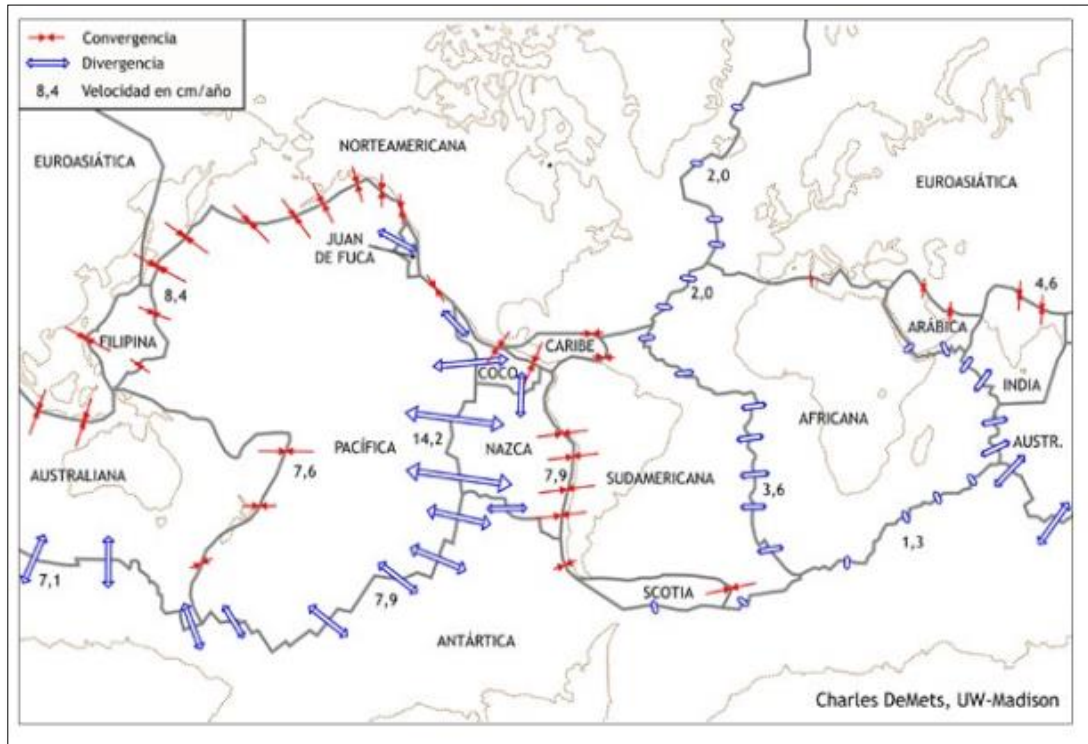
- **Placas oceánicas.** - Son placas cubiertas íntegramente por corteza oceánica, delgada y de composición básica. Aparecerán sumergidas en toda su extensión, salvo por la presencia de edificios volcánicos intraplaca, de los que más altos aparecen emergidos, o por arcos de islas en alguno de sus bordes. Los ejemplos más notables se encuentran en el Pacífico: la placa Pacífica, la placa de Nazca, la placa de Cocos y la placa Filipina.
- **Placas mixtas.** - Son placas cubiertas en parte por corteza continental y en parte por corteza oceánica. La mayoría de las placas tienen este carácter. Para que una placa fuera íntegramente continental tendría que carecer de bordes de tipo divergente (dorsales) en su contorno. En teoría esto es posible en fases de convergencia y colisión de fragmentos continentales, y de hecho pueden interpretarse así algunas subplacas de las que forman los continentes. Valen como ejemplos de placas mixtas la placa Sudamericana o la placa Euroasiática.
- **Placas continentales.** - Éstas están formadas exclusivamente por litosfera continental, pero sólo algunas microplacas entrarían en esta clasificación, debido a que el planeta tiene más agua que continente.

También podemos dividir las placas según su tamaño:

- **Placas principales:** Africana, Euroasiática, Australiana, Norteamericana, Sudamericana, Pacífica y Antártica.
- **Microplacas:** Cocos, Nazca, Caribe, Filipinas, Árabe, Somalia, Juan de Fuca.[17]



**Figura 4.** Modelo NUVEL 1A elaborado por DeMets en el que se indica el movimiento de las principales placas tectónicas.



**Fuente:** Alfaro, P. La tectónica de placas, teoría integradora sobre el funcionamiento del planeta.

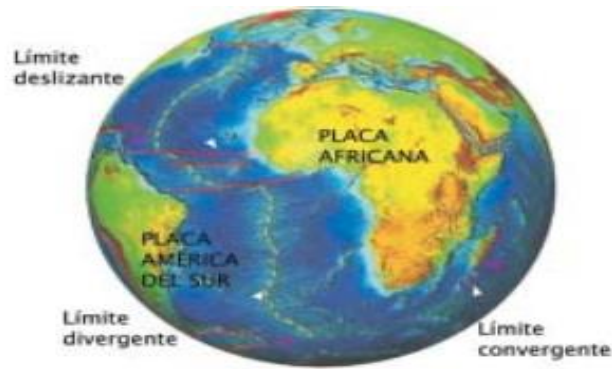
**Figura 5.** Perfil simplificado de la porción superior del interior de la tierra.



**Fuente:** Iturralde, A. Tectónica de placas

La litosfera está rota en numerosos fragmentos, llamados placas y estas placas presentan 3 tipos de límites, divergentes, convergentes y transformantes.

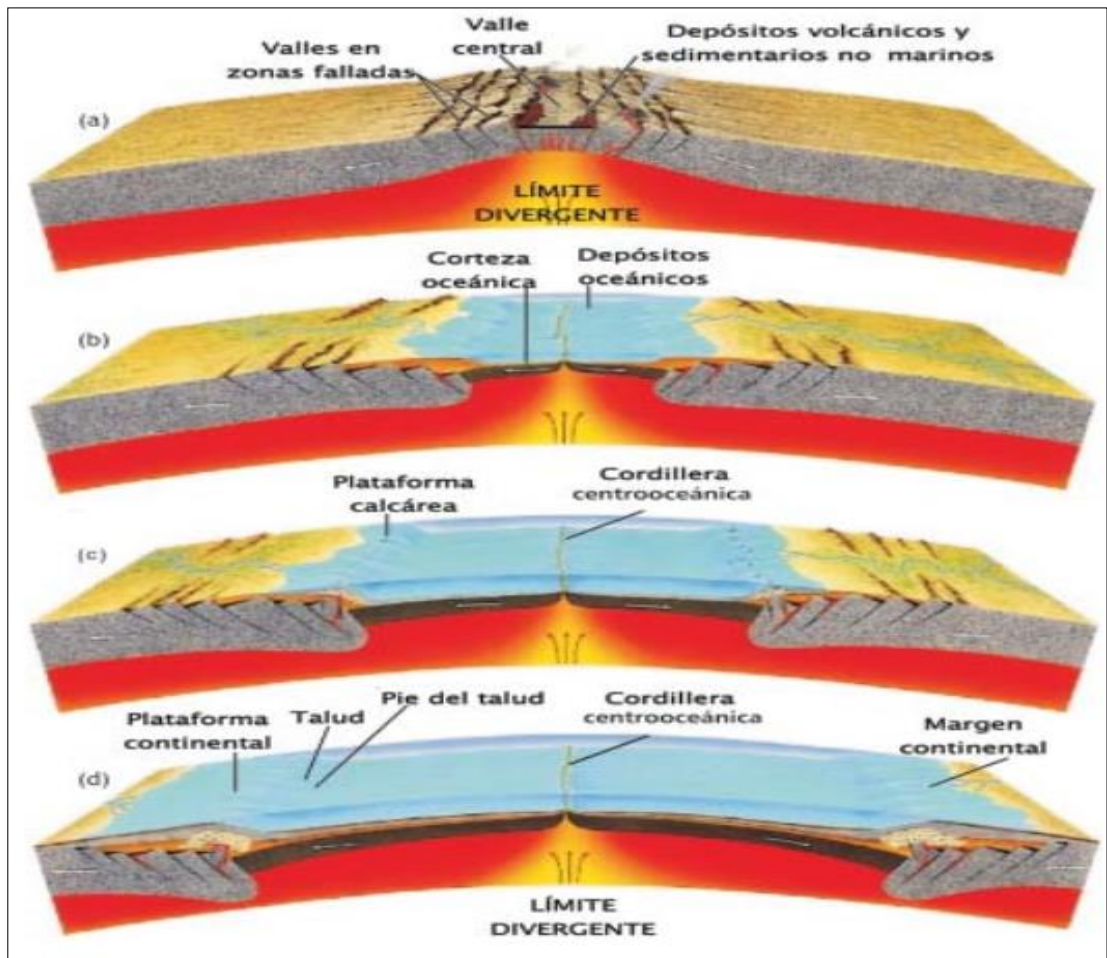
Figura 6. Globo terrestre resaltado algunos límites entre placas.



Fuente: Iturralde, A. Tectónica de placas

- **Límites divergentes:** Se denominan también constructivos o dorsales, ocurre cuando dos placas se separan y el material del manto asciende dando origen a un nuevo suelo oceánico. Un ejemplo es la Cordillera Centro - Atlántica. [18]

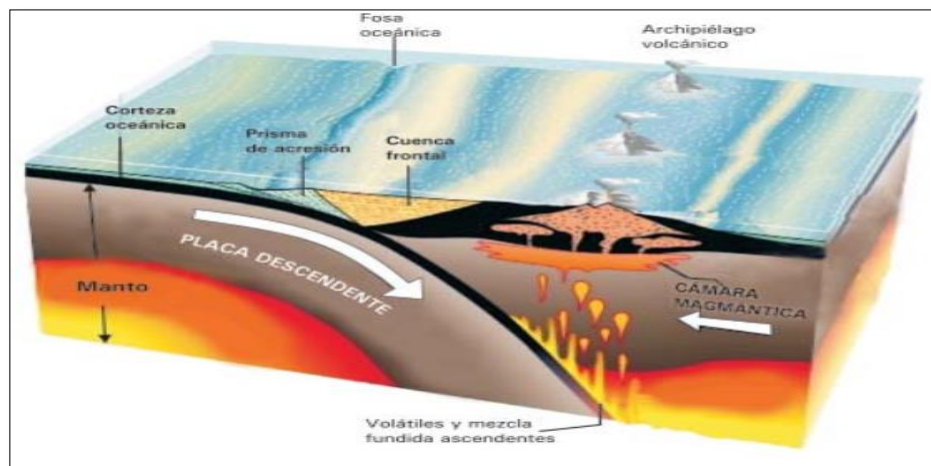
Figura 7. Proceso de ruptura de una placa continental (gris) y la formación de corteza oceánica (negra), a partir de una fuente de calor (amarillo) en el interior de la Tierra (rojo). Se observan las formas del relieve superficial y submarino asociadas a estos.



Fuente: Iturralde, A. Tectónica de placas

- **Límites convergentes:** Se denominan también zonas de subducción, fosas o bordes destructivos, sucede cuando dos placas chocan debido a que éstas tienen movimientos con direcciones opuestas, la placa oceánica se introduce debajo de la continental, que es finalmente reabsorbida en el interior del manto generando magma que asciende a la superficie, dando origen a la formación de montañas, actividad sísmica y depósitos minerales. [18]

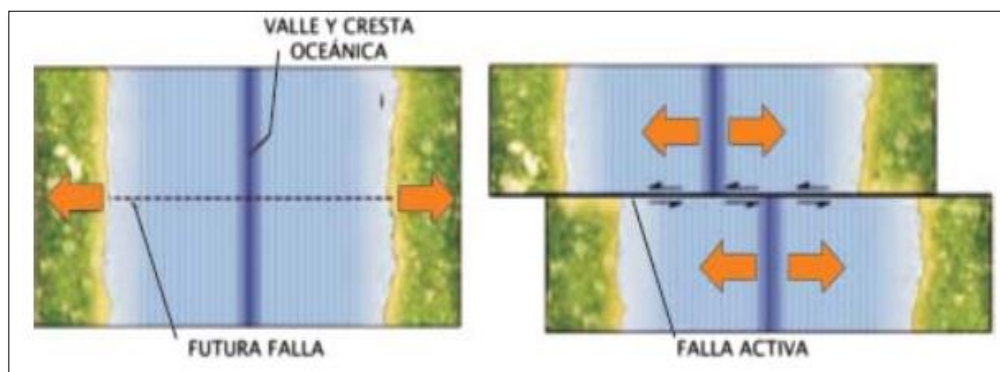
*Figura 8. Bloque-diagrama de un límite convergente entre dos placas. Se muestran los distintos procesos que ocurren en la profundidad y cómo se manifiestan en la superficie terrestre.*



Fuente: Iturralde, A. Tectónica de placas

- **Límites o fallas transformantes:** Se produce cuando dos placas se deslizan lateralmente una respecto de la otra, sin producción o destrucción de litosfera. Pero esta zona es idónea de sufrir numerosos sismos superficiales debido al rozamiento, por ejemplo, la Falla de San Andrés, que separa las placas Pacífica y la de Norteamérica. [18]

**Figura 9.** Límite deslizante desplazando a un límite divergente. A la izquierda, justo antes del movimiento; a la derecha, después que ha comenzado el desplazamiento lateral del valle y la cresta oceánica.



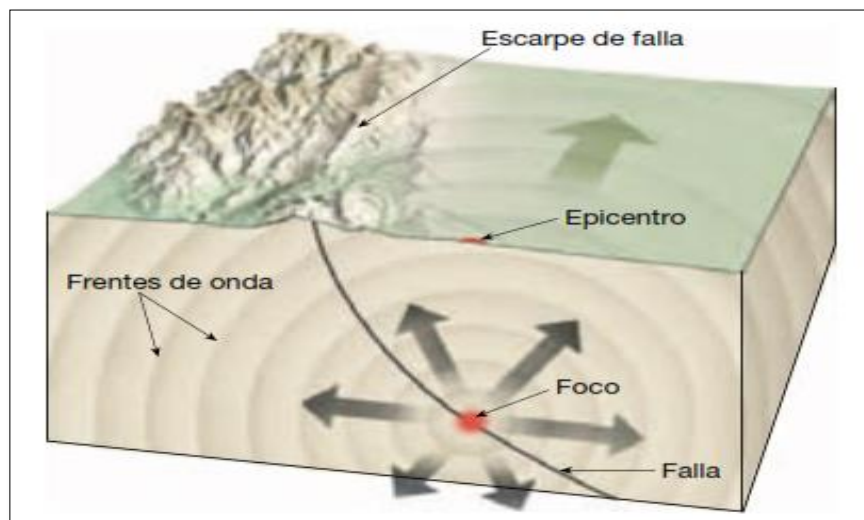
Fuente: Iturralde, A. Tectónica de placas

- **Terremotos**

Más de 300.000 terremotos con intensidad suficiente para dejarse sentir se producen cada año en todo el mundo. Por fortuna, en la mayoría de los casos se trata de temblores pequeños y producen pocos daños. En general, sólo tienen lugar unos 75 terremotos significativos cada año, y muchos de ellos se producen en regiones remotas.

Un terremoto es la vibración de la Tierra producida por una rápida liberación de energía. Lo más frecuente es que los terremotos se produzcan por el deslizamiento de la corteza terrestre a lo largo de una falla. La energía liberada irradia en todas las direcciones desde su origen, el foco (*foci* = punto) o hipocentro, en forma de ondas. Estas ondas son análogas a las producidas cuando se lanza una piedra en un estanque tranquilo.[18]

**Figura 10.** Foco y epicentro de un terremoto. El foco es la zona del interior de la Tierra donde se produce el desplazamiento inicial. El epicentro es el punto de la superficie que está directamente encima del foco.



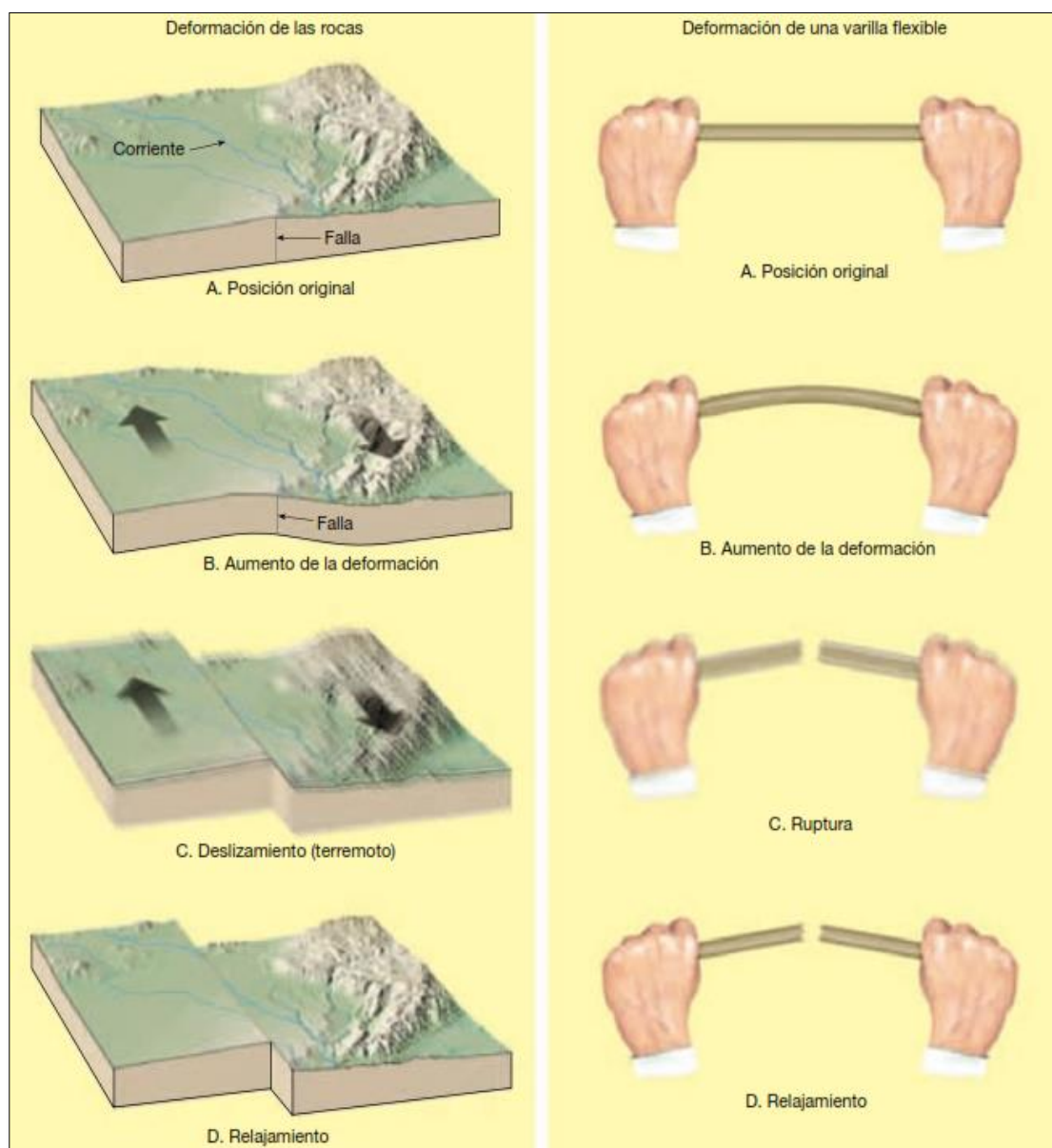
**Fuente:** Tarbuck, E. Lutgens, F. Ciencias de la Tierra.

Según su origen los sismos pueden clasificarse en naturales y artificiales. Los sismos que causan mayores efectos son los de origen natural ya que liberan mayor cantidad de energía, entre los cuales tenemos:

- **Sismos Tectónicos:** Se llevan a cabo por la interacción de placas tectónicas y liberación de energía concentrada. Tenemos dos clases, los intraplaca que se desarrollan en la parte interna de las placas y los interplaca que son generados por la fricción en las zonas de contacto entre las placas. [18]

- **Sismos Volcánicos:** Estos sismos se generan al mismo tiempo que las erupciones volcánicas, el principal motivo que los ocasiona es porque las rocas se fracturan debido a movimiento del magma. [18]
- **Sismos de Colapso:** Este tipo de sismos son de naturaleza pequeña, generados por derrumbamiento del techo de cavernas y minas. [18]

**Figura 11.** Rebote elástico. A medida que la roca se deforma, se dobla, almacenando energía elástica. Cuando se ha deformado más allá de su punto de ruptura, la roca se rompe, liberando la energía almacenada en forma de ondas sísmicas.



**Fuente:** Tarbuck, E. Lutgens, F. Ciencias de la Tierra.

### **2.1.3 Peligro Sísmico**

El principal objetivo de un estudio de peligro sísmico es el de caracterizar, de la manera más precisa posible, los niveles de movimiento del terreno que deberá soportar una determinada estructura. Se busca que el nivel de demanda sísmica se encuentre asociado a un nivel de desempeño de la estructura determinado previamente, de manera que se puedan controlar los daños que ocasionaría el evento sísmico.

Ahora, el reto importante recae en manejar las diferentes incertidumbres que se presentan en este fenómeno sísmico, como son, conocer la distancia, magnitud e intensidad del evento telúrico futuro adoptado como sismo de diseño. Es por esta falta de certeza en conocer sismos futuros que se utiliza un análisis probabilista de amenaza sísmica con la finalidad de tratar de predecir y modelar el comportamiento sísmico de la región de interés. La principal respuesta buscada sería determinar la probabilidad que la intensidad de cierto evento sísmico exceda una intensidad objetivo, la cual estaría relacionada con el nivel de desempeño estructural buscado.

Los criterios de diseño sismorresistente se basan en métodos probabilísticos que suponen las intensidades y frecuencias de ocurrencia de cierto evento sísmico. Debido a que no es posible contar con una base de datos tal que permita estimar con exactitud la ocurrencia de eventos sísmicos, se recurre a la teoría de probabilidades para considerar las incertidumbres en la estimación de su ocurrencia.

- **Indicadores de Magnitud**

La evidencia geológica también puede ser usada para estimar la magnitud de terremotos pasados, mediante correlación de las características de deformación observadas con las magnitudes de terremotos registrados. Estudios de terremotos en todo el mundo muestran que las fallas no se rompen en toda su longitud durante un evento individual. Por el contrario, los segmentos de fallas individuales con fronteras controladas físicamente se rompen repetidamente. La longitud de ruptura, el área de ruptura y el desplazamiento de la falla pueden ser evaluadas por investigaciones geológicas de campo posteriores al sismo. La correlación de la magnitud con tales cantidades involucra una regresión con un conjunto de datos limitados, consecuentemente produce una estimación de los valores esperados de magnitud.

La incertidumbre de estas estimaciones, que puede ser considerable, debe ser tomada en cuenta cuando se las utilice.

Este peligro sísmico puede ser analizado determinísticamente, asumiendo un determinado terremoto escenario, o probabilísticamente, considerando explícitamente las incertidumbres en el tamaño, ubicación y tiempo de ocurrencia de los terremotos.[19]

- **Método Probabilista:**

El método probabilista considera los efectos de todos los sismos que puedan ocurrir en un sitio de emplazamiento durante el tiempo de vida útil, y están asociados a un valor de probabilidad, obteniendo una evaluación más completa de la amenaza sísmica.

Identificación y caracterización de todas las fuentes sismogénicas capaces de producir movimientos sísmicos significativos en el sitio de interés. La caracterización de la fuente incluye la definición de la geometría de cada fuente y su potencial sísmico.

- a. Selección del parámetro de distancia fuente-a-sitio para cada fuente. En la mayoría de los análisis de peligro sísmico determinísticos, se selecciona la menor distancia entre la fuente y el sitio de interés. La distancia puede estar expresada en distancias epicentrales o hipocentrales, dependiendo de los valores usados en las relaciones de predicción.
- b. Selección del terremoto dominante (es decir, el terremoto que se espera que produzca los mayores niveles de movimiento), generalmente expresado en término de algún parámetro del movimiento sísmico en el sitio. la selección se hace comparando el nivel de sacudimiento producido por los terremotos identificados en el paso (a), asumiendo que éstos ocurren a las distancias determinadas en el paso (b). El terremoto dominante se describe en términos de su tamaño (usualmente expresado por la magnitud) y la distancia del sitio de interés.
- c. El peligro en el sitio es formalmente definido, usualmente en términos del movimiento sísmico producido en el sitio por el terremoto dominante. Sus características son descritas por valores picos de aceleración, velocidades y

ordenadas del espectro de respuesta, parámetros que son obtenidos mediante relaciones de predicción, basadas fundamentalmente en ecuaciones de atenuación de ondas.

Como se observa en este procedimiento, el análisis de peligro sísmico determinístico es bastante simple. Este método proporciona directamente la evaluación del movimiento sísmico para las condiciones más severas y generalmente se aplica para el diseño de estructuras cuyas fallas podrían tener consecuencias catastróficas, como es el caso de plantas nucleares o grandes presas. Sin embargo, éste no provee información sobre la probabilidad de ocurrencia del terremoto dominante, ni de la probabilidad de que éste ocurra en la ubicación asumida.

Tampoco provee información sobre los niveles del movimiento sísmico que pueden ser esperados en un determinado periodo de tiempo (tal como la vida útil de la estructura), ni de los efectos de las incertidumbres de los parámetros asumidos en el proceso de estimar las características del movimiento sísmico.

Cabe resaltar que el análisis de peligro sísmico determinístico involucra decisiones subjetivas, particularmente en el primer paso, para determinar el potencial sísmico, que puede requerir la opinión y experiencia de sismólogos, geólogos, ingenieros, analistas de riesgo, economistas, sociólogos y miembros del gobierno.

El amplio rango de especialidades de estos profesionales, muchas de ellas con metas divergentes, puede causar dificultades para alcanzar un consenso sobre este tópico. Con el transcurso de los años se han definido muchos términos para describir el potencial sísmico, dentro ellos tenemos: Sismo Máximo Creíble, Sismo Base de Diseño, Sismo Máximo Probable, Sismo Base de Operación, etc.

El sismo máximo creíble, por ejemplo, se define usualmente como el máximo terremoto que parece capaz de ocurrir bajo las condiciones tectónicas conocidas. El sismo máximo probable ha sido definido como el máximo terremoto histórico y también como el máximo terremoto que es probable que ocurra en un periodo de 100 años. Desacuerdos en la definición y el uso de estos términos han ocasionado el retraso e incluso la cancelación de la construcción de algunos grandes proyectos.[19]



- **Método Determinista:**

El método determinista considera un escenario sobre el cual se basa la evaluación del peligro del movimiento sísmico, se refiere a la ocurrencia de un terremoto, el más destructivo, en un lugar determinado.

El método determinístico se realiza en los siguientes pasos:

- a) Definición del área de estudio e identificación de todas las fuentes capaces de producir sismos significativos en el sitio de estudio.
- b) Selección de la distancia, tomada desde la fuente hasta el área de estudio, ésta distancia puede ser tomada desde el epicentro o hipocentro, dependiendo de las ecuaciones de atenuación utilizadas. Es importante tener en cuenta que se debe tomar la menor distancia entre la fuente y el área de estudio.
- c) Estimación del terremoto que produzca los mayores niveles de movimiento, expresado en magnitud.
- d) Determinación del peligro sísmico, debido a la presencia de fuentes sísmicas en el área de estudio se producirá un sismo con una magnitud significativa, los valores de aceleración, velocidades y ordenadas se obtienen mediante las Ecuaciones de Predicción de Movimiento del Suelo (GMPE's). [19]

- **Descripción de la tectónica del Ecuador**

El territorio ecuatoriano se encuentra conformado por una región continental, la cual va desde 81°W hasta 75°W en longitud, y 1.25°N hasta 5°S en latitud, aproximadamente, y una parte insular conformada por las islas Galápagos. El territorio se divide en cuatro regiones, Costa, Sierra, Oriente y Región Insular, siendo la segunda en donde existen la mayor cantidad de fallas debido a los pliegues que se producen por la geodinámica de la región.

Ecuador se encuentra dentro de un particular movimiento tectónico. Un sector del territorio forma parte de la microplaca denominada “Bloque andino”, la cual pertenece a la placa sudamericana. Esta microplaca, se encuentra en una interacción entre las placas de Nazca, Cocos y Caribe. El movimiento en esta zona se ha medido en un

intervalo aproximado de 50-60 mm/año, mientras que, para la placa continental, el movimiento se encuentra entre 2 y 5 mm/año. Por otra parte, la región sur del Ecuador, se encuentra en interacción entre la placa Sudamericana y la placa de Nazca. Esta dinámica de placas ha producido que en el Ecuador se presenten tres diferentes inclinaciones de la subducción de la placa de Nazca en la placa Continental.

- a) De la latitud 1°N hacia el norte del territorio, se presenta una subducción normal con un ángulo aproximado de inclinación de 35°
- b) Entre la brecha conformada por las latitudes 1°N y 3°S, existe una inclinación de la subducción de 25° aproximadamente
- c) La tercera zona de inclinación de la subducción que se forma, al sur de la latitud 3°S, presenta un ángulo menor que 25°

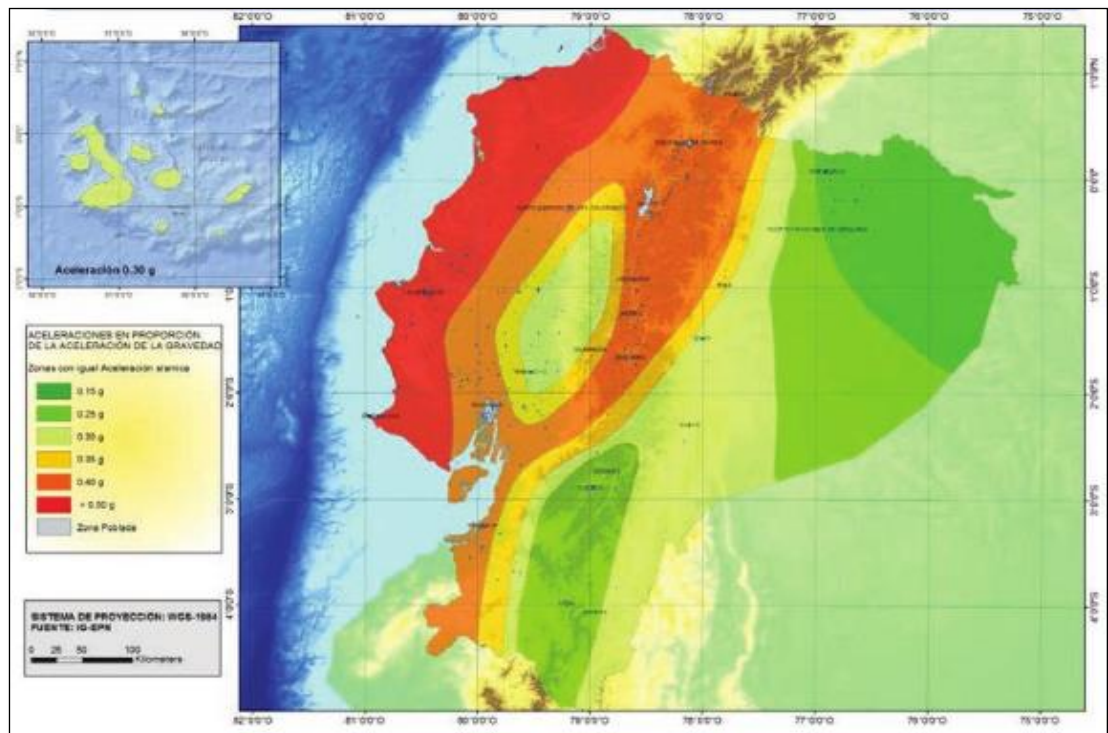
Este comportamiento dinámico de la región ha generado un sistema de fallas denominado Sistema Mayor Dextral, el mismo que presenta una mayor concentración de fallas y pliegues en la región de la sierra ecuatoriana. Este sistema de fallas, en conjunto con la subducción presentada en la costa del país, representan las principales fuentes generadores de sismos.[20]

- **Zonificación sísmica y factor de zona Z**

El peligro sísmico en Ecuador está regido principalmente por dos tipos de fuentes sísmicas: subducción (interplaca e intraplaca), y de tipo corticales (superficiales). En cada una de estas fuentes se lleva a cabo un proceso de acumulación y liberación de energía independiente del que ocurre en las demás fuentes. Los sismos interplaca (profundidad < 40 km) corresponden a los sismos que se generan por el roce entre la placa de Nazca que subduce bajo la placa Sudamericana a lo largo de su zona de convergencia. Los sismos intraplaca (profundidad entre 40 y 300 km) corresponden a los sismos de falla normal de profundidad intermedia, localizados dentro de la placa oceánica de Nazca que subduce bajo la placa continental Sudamericana. Los sismos corticales (profundidad < 40 km) corresponden a los sismos someros que ocurren centro de la placa Sudamericana.[20]

El mapa de zonificación sísmica para diseño proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (período de retorno 475 años), que incluye una saturación a 0.50 g de los valores de aceleración sísmica en roca en el litoral ecuatoriano que caracteriza la zona VI.[21]

**Figura 12.** Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z



**Fuente:** Peligro Sísmico. NEC\_SE\_DS 2015

El mapa reconoce que la principal fuente de generación de energía sísmica en el Ecuador es el hecho de la subducción de la placa de Nazca debajo de la placa Sudamericana. A este hecho se añade un complejo sistema de fallas local superficial que produce sismos importantes en gran parte del territorio ecuatoriano.

El estudio de peligro sísmico fue realizado de manera integral para todo el territorio nacional, de acuerdo con las metodologías actuales usadas a nivel mundial y a la disponibilidad de la información a nivel local, incluyendo

- La evaluación de los principales eventos históricos acompañada de un estudio moderno de re-evaluación de la magnitud y localización de dichos eventos.
- El estudio de las principales fuentes sísmicas conocidas (corticales y de subducción) y sus mecanismos focales, que junto con la sismicidad y

neotectónica, permitió modelar la geometría de las fuentes sísmo genéticas sus parámetros sísmológicos.

- La utilización de las ecuaciones de predicción, validadas por el Global Earthquake Model, para las fuentes intraplaca (entre ellas las de Boore y Atkinson, 2008; Akkar y Boomer, 2010; Kanno et. al., 2006; Bindi et. al., 2009) y para las fuentes de subducción (Youngs et. el., 1997; Atkinson y Boore, 2003; Kanno et. al., 2006; McVerry et. al., 2006; Lin y Lee, 2008; Zhao et.al., 2006). [21]

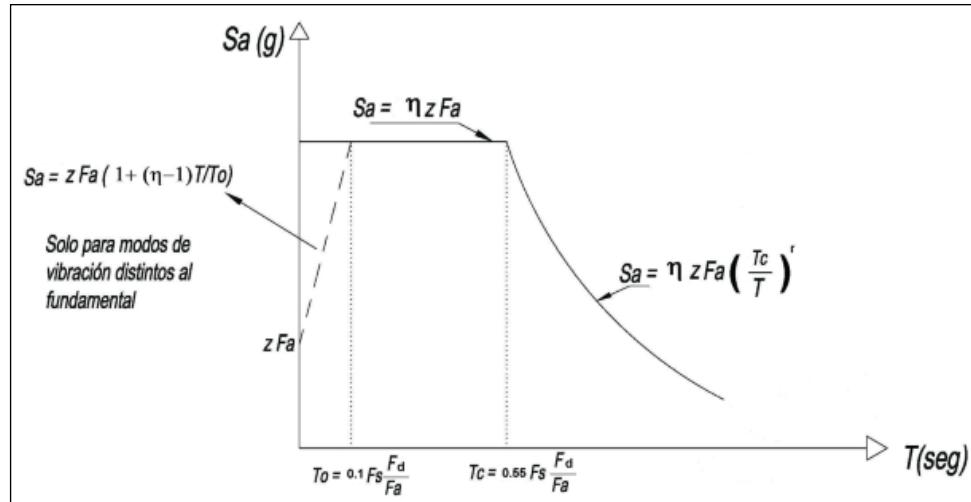
- **Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones.**

Es un espectro de tipo elástico para una fracción de amortiguamiento respecto al crítico del 5%. El espectro de diseño puede representarse mediante un espectro de respuesta basado en las condiciones geológicas, tectónicas, sísmológicas y del tipo de suelo asociadas con el sitio de emplazamiento de la estructura.

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones  $S_a$ , expresado como fracción de la aceleración de la gravedad, para el nivel del sísmo de diseño, consistente con:

- **El factor de zona sísmica  $Z$ .** La NEC 2015 proporciona un listado de las poblaciones ecuatorianas y su valor del factor  $Z$ .
- **El tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura.** Se definen seis tipos de perfil de suelo, cuyos parámetros utilizados en la clasificación son los correspondientes a los 30 m superiores del perfil para los perfiles tipo A, B, C, D, E. Para el perfil tipo F se aplican otros criterios, la respuesta no debe limitarse a los 30 m superiores del perfil.
- **La consideración de los valores de los coeficientes de amplificación de suelo  $F_a$ ,  $F_d$ ,  $F_s$ .** Se presentan los valores del coeficiente  $F_a$  que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca,  $F_d$  que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de desplazamientos y  $F_s$  que considera el comportamiento no lineal de los suelos.

**Figura 13.** Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño, obtenido a partir de los valores de la aceleración y el período de la estructura



Fuente: Peligro Sísmico. NEC\_SE\_DS 2015.

## - Curvas de Peligro Sísmico

Para el diseño de estructuras de ocupación especial, estructuras esenciales, puentes, obras portuarias y otras estructuras diferentes a las de edificación; es necesario utilizar diferentes niveles de peligro sísmico con el fin de verificar el cumplimiento de diferentes niveles de desempeño. Para definir los diferentes niveles de aceleración sísmica esperada en roca, se proporcionan en las curvas de peligro sísmico probabilista para cada capital de provincia, en donde se relaciona el valor de la aceleración sísmica en el terreno (PGA) con un nivel de probabilidad anual de excedencia. El período de retorno correspondiente es el inverso de la probabilidad anual de excedencia. [21]

## - Período de Vibración

Es el tiempo que transcurre dentro de un movimiento armónico ondulatorio, o vibratorio, para que el sistema vibratorio vuelva a su posición original considerada luego de un ciclo de oscilación. El Período de Vibración Fundamental es el mayor período de vibración de la estructura en la dirección horizontal de interés.

El período de vibración aproximativo de la estructura  $T$ , para cada dirección principal, será estimado a partir de 2 métodos. [21]

### **a. Método 1**

Para estructuras de edificación, el valor de T puede determinarse de manera aproximada mediante la expresión:

$$T = C_t * h n^\alpha$$

**Donde:**

**Ct:** Coeficiente que depende del tipo de edificio.

**hn:** Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.

**T:** Período de vibración.

### **b. Método 2**

El período fundamental T puede ser calculado, utilizando las propiedades estructurales y las características de deformación de los elementos resistentes, por medio de un análisis modal. [21]

#### **- Aceleración Sísmica**

La aceleración sísmica consiste en una medición directa de las aceleraciones que sufre la superficie del suelo, dicho valor es utilizado para establecer normativas sísmicas y zonas de riesgo sísmico. El daño en las edificaciones durante un terremoto, está relacionado con la velocidad y la aceleración sísmica. En terremotos moderados, la aceleración es un indicador preciso del daño, mientras que en terremotos muy severos la velocidad sísmica adquiere una mayor importancia. Se conoce al PGA (Peak Ground Acceleration) como la Aceleración sísmica máxima en el terreno. [21]

#### **2.1.4 Ecuaciones de Predicción de Movimiento de Suelo (GMPE`s)**

Una “relación de atenuación” es una expresión matemática que relaciona un parámetro específico del movimiento del suelo con otros parámetros sismológicos que caracterizan cuantitativamente la fuente sísmica, la trayectoria de propagación de las ondas y el efecto local de suelo. Estas expresiones matemáticas son mejor definidas como “Ecuaciones de predicción de movimiento de suelo” (GMPE`s). [22]

##### **- Atenuación Sísmica**

Es la disminución de la amplitud de las ondas sísmicas. Las leyes de atenuación explican la variación de la intensidad del movimiento del terreno, la cual se encuentra en función de la magnitud y de la distancia a la fuente sísmica. Las leyes de atenuación están dadas en términos de la aceleración máxima (PGA) y de las ordenadas espectrales del espectro de aceleraciones ( $S_a$ ). [22]

##### **- Magnitud de un sismo**

La magnitud es una medida cuantitativa de la energía liberada por un terremoto en forma de ondas sísmicas, que son registradas por un sismógrafo. La escala que más se utiliza es la magnitud local de Richter.[22]

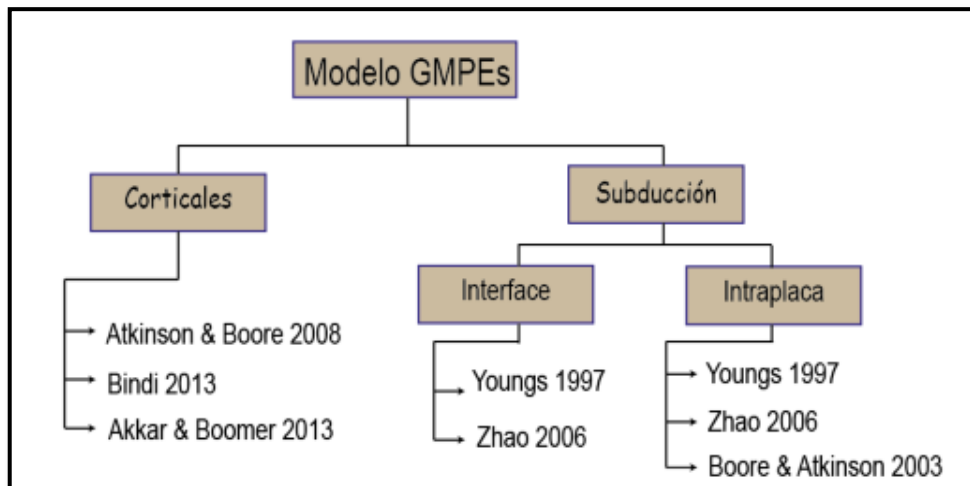
##### **- Magnitud de Momento**

Es la cantidad de energía liberada en un sismo a partir del Momento Sísmico. El momento de un terremoto o momento sísmico se utiliza para medir el tamaño de un terremoto. La magnitud de momento se obtendrá por medio de Wells – Coppersmith, nos dice: Los análisis probabilistas y deterministas, requieren una evaluación del futuro potencial del terremoto en una región. Es necesario estimar el tamaño de los terremotos más grandes que podrían ser generados por una falla particular o una fuente de terremoto. El futuro potencial de terremoto de un fallo comúnmente se evalúa a partir de estimaciones de parámetros de ruptura de falla, ya que están relacionados con la magnitud del terremoto. [22]

Las ecuaciones de predicción de movimiento de suelo son expresiones matemáticas que relacionan un parámetro específico del movimiento del suelo con otros parámetros sismológicos que caracterizan cuantitativamente la fuente sísmica, la trayectoria de propagación de ondas y el efecto local del suelo.

Los modelos propuestos se los obtiene a partir de las aceleraciones y/o velocidades espectrales, se formulan en función de la magnitud y distancia. Generalmente en los modelos interviene también el tipo de suelo en el emplazamiento, que se incluye a través de un factor S que lo identifica, según la clasificación adoptada. Una diferencia esencial entre los distintos modelos es la zona fuente de los datos, que condiciona su aplicación a zonas de características afines. Además, hay variaciones en las escalas de magnitud y distancia introducidas, así como en los rangos de validez del modelo atendiendo a estos parámetros. Debido a esto, para realizar una correcta aplicación, es importante examinar previamente las características principales de cada modelo y extraer la información necesaria para el posterior cálculo de espectros.[23]

*Figura 14. Modelos de predicción de GMPE's*



**Fuente:** Cañizares F. Ecuaciones de atenuación compatibles a la tectónica de Quito GMPEs.



**Tabla 2.** Regresión de la longitud de la ruptura, ancho de la ruptura, área de la ruptura y magnitud del momento(M).

<b>TIPO DE FALLA</b>	<b>NOM.</b>	<b>a</b>	<b>sa</b>	<b>b</b>	<b>sb</b>
TRANSCURRENTE	SS	5.16	0.13	1.12	0.08
INVERSA	R	5.00	0.22	1.22	0.16
NORMAL	N	4.86	0.34	1.32	0.26
	TODAS	5.08	0.10	1.16	0.07

Las ecuaciones de predicción de movimiento de suelo para las fuentes intraplaca y fuentes de subducción a utilizarse son las siguientes:

**- Sismos Intraplaca (Falla Cortical)**

Las fallas corticales son todas aquellas que generan sismos dentro de los primeros 30 km de la corteza, estas son capaces de generar eventos de magnitud  $M_w < 7.5$  con recurrencias de 1.000 a 10.000 años. Algunos sismos corticales pueden llegar a causar daños severos a las poblaciones cercanas al epicentro por su poca profundidad. Existen distintos tipos de fallas corticales; los interplaca que están relacionados con el deslizamiento entre dos placas tectónicas y los intraplaca que se generan al interior de una determinada placa. Las ecuaciones de predicción, validadas por el Global Earthquake Model para fuentes intraplaca (Fallas Corticales) que se utilizarán son: Boore y Atkinson, 2008; Akkar y Boomer, 2010 y Kanno et. al, 2006.[21], [23]

**• Boore y Atkinson (2008)**

Este modelo se encuentra en función de la magnitud del terremoto, la distancia de la fuente al sitio, la velocidad de onda de corte promedio local y el tipo de falla.

Con esta ecuación se determina la aceleración máxima esperada en roca (PGA), la velocidad máxima del terreno (PGV) y el 5% de Pseudoaceleración absoluta de los espectros en los períodos entre 0,01 s y 10 s.[24]

La ecuación para la predicción del movimiento del suelo está dada por:

$$\ln Y = F_M(M) + F_D(R_{JB}, M) + F_S(V_{s30}, R_{JB}, M) + \varepsilon \sigma_T$$

**Donde:**

$F_M, F_D, F_S$  = Coeficientes que representan la escala de magnitud, la función de distancia y la amplificación del sitio, respectivamente.

$M$  = Magnitud de Momento

$R_{JB}$  = Distancia más cercana a la proyección de la superficie de la falla.

$V_{S30}$  = Velocidad media de la onda de corte a una profundidad de 30m.

$\epsilon \sigma_T$  = Desviación Estándar.

• **Akkar y Bommer (2010)**

Akkar y Bommer presentaron una nueva ecuación de predicción de movimiento en el suelo, basado en la misma base de datos que Ambraseys y otros. La principal motivación fue ampliar el rango de períodos de respuesta, ya que Ambraseys y otros cubrieron el rango solo hasta 2.5 segundos. Por esta razón, las ecuaciones de Akkar y Bommer se derivaron para predecir los desplazamientos espectrales (SD) y obtener la ecuación para la aceleración máxima del terreno (PGA).

El modelo de Akkar y Bommer presentan algunas ventajas, como por ejemplo que el modelo es efectivamente para la aceleración pseudoespectral en lugar de la aceleración absoluta y la ecuación predice la media geométrica de los componentes horizontales en lugar de la componente horizontal más grande. Además consta de un conjunto de datos de 532 acelerogramas registrados a distancias de hasta 100 km, con magnitudes de Mw 5 a 7.6.[21]–[23][25]

La ecuación para la predicción del movimiento del suelo está dada por:

$$\log y = b_1 + b_2 M + b_3 M^2 + (b_4 + b_5 M) \log \sqrt{R_{JB}^2 + b_6^2} + b_7 S_s + b_8 S_A + b_9 F_N \\ + b_{10} F_R + \epsilon \sigma$$

**Donde:**

$b_{1-10}$  = Coeficientes para la predicción de Pseudoaceleración espectral.

$F_N$  = Mecanismo de Falla Normal

$F_R$  = Mecanismo de Falla Inversa

$M$  = Magnitud de Momento

$R_{JB}$  = Distancia más cercana a la proyección de la superficie de la falla.

$S_A$  = Suelo Rígido

$S_S$  = Suelo Suave

$\epsilon \sigma_T$  = Desviación Estándar.

- **Kanno et al. (2006)**

Tras el terremoto de 1995 ocurrido en Japón, se instalaron redes que consistían en un gran número de estaciones de observación de movimiento fuerte, como el K-NET (Kinoshita 1998), además de mapas nacionales de riesgo sísmico que se pusieron a disposición del público para prevenir futuros desastres. Estos mapas solo indican la intensidad sísmica local para Japón, para diversas aplicaciones se requieren otros índices como la aceleración espectral de respuesta, por esta razón se estableció una base de datos de registros enteros de movimiento de suelo de Japón entre 1963 y 2003 para identificar una nueva relación de atenuación estándar, para la aceleración de respuesta y la aceleración máxima de terreno (PGA) y la velocidad (PGV).

Éste modelo base, usa solo dos parámetros la magnitud de momento ( $M_w$ ) y la distancia fuente ( $X$ ). Además, dos ecuaciones, una para eventos superficiales y la otra para eventos profundos.[26]

### **Eventos Superficiales**

Si  $D \leq 30$  Km:

$$\log pre = a_1 M_w + b_1 X - \log(X + d_1 10^{0,5M_w}) + c_1$$

### **Eventos Profundos**

Si  $D > 30$  Km:

$$\log pre = a_2 M_w + b_2 X - \log(X) + c_2$$

**Donde:**

**D** =Profundidad Focal

**a, b, c, d**= Coeficientes

**M<sub>w</sub>**= Magnitud de momento

**X**= Distancia de la fuente hasta el sitio de estudio.

### **- Sismos Subducción**

Las ecuaciones de atenuación consideran dos tipos de subducción, los sismos de interplaca e intraplaca. Las zonas de subducción de sismos interplaca son superficiales mientras que las zonas de subducción para sismos intraplaca ocurren dentro de las placas oceánicas de subducción. La profundidad focal para estos modelos de subducción será de 125 km.

Las ecuaciones de predicción, validadas por el Global Earthquake Model para fuentes de subducción que se utilizarán son: Youngs et. el., 1997 y Zhao et.al., 2006.[21], [22], [26]

#### **• Youngs et al. (1997)**

Se presenta las relaciones de atenuación para aceleraciones máximas en el suelo y la respuesta espectral de aceleración para la subducción de zonas de superficies de contacto. También para los sismos que generan magnitudes de  $M_w$  5 o mayores, entre distancias de 10 a 500 kilómetros.

La profundidad focal para estos modelos de subducción será de 125 km, ya que en eventos registrados las profundidades han sido mayores a los 100 km

Los parámetros que intervienen en este modelo son: la distancia más cercana a la ruptura, profundidad focal, magnitud, y tipo de fuente.[22], [23], [27]

La ecuación para la predicción del movimiento del suelo está dada por:

$$\ln(y) = -0,6687 + 1,438M + C_1 + C_2(10 - M)^3 + C_3 \ln(R + 1,097e^{0,617M}) + 0,00648H + 0,3643 Z_T$$

**Donde:**

**Y** = Aceleración Espectral en g

**C** = Coeficientes de relación de atenuación.

**M** = Magnitud de Momento

**R** = Distancia más cercana a la ruptura (km)

**H** = Profundidad Focal

**Z<sub>T</sub>** = Tipo de fuente, 0 para interface, 1 para intraplaca.

- **Zhao (2006)**

Se presenta un modelo de atenuación de aceleración espectral para Japón y el conjunto de datos incluye una gran cantidad de registros de movimiento de suelo fuerte. Los parámetros que intervienen en este modelo son la magnitud del terremoto, distancia más corta al plano de falla sísmica y profundidad focal.[22], [23], [28]

La ecuación para la predicción del movimiento del suelo está dada por:

$$\log y = aMw + bx - \log(r) + e(h - hc) \delta h + F_R + S_I + S_S + S_{SL} \log(x) + C_K$$

**Dónde:**

**M**=Magnitud de momento

**a, b, e, C<sub>k</sub>**= Coeficientes

**x**= Distancia a la fuente en Km

**h**= Profundidad focal

**hc**= Constante

**C<sub>k</sub>**= Clase de sitio

## **2.2 HIPÓTESIS**

¿Cómo influye el estudio de peligro sísmico determinista en el análisis del nivel de amenaza sísmica de las estructuras del cantón Ambato Sector Pishilata?

## **2.3 SEÑALAMIENTO DE VARIABLES DE LA HIPÓTESIS**

### **2.3.1 Variable Dependiente**

Análisis del nivel de amenaza sísmica de las estructuras del cantón Ambato Sector Pishilata.

### **2.3.2 Variable Independiente**

Estudio de peligro sísmico determinista

## **CAPÍTULO III**

### **METODOLOGÍA**

#### **3.1 NIVEL O TIPO DE INVESTIGACIÓN**

Los tipos de investigación a ser utilizados en este proyecto serán: exploratorio y de laboratorio.

Exploratorio debido a que se va a realizar el estudio de peligro sísmico para las para las estructuras del Cantón Ambato - sector San Vicente de Pishilata entre las calles Benjamín Franklin, Ramón y Cajal, Tomas Edison y Albert Einstein, la metodología es evaluar los espectros de respuesta de los sistemas de fallas seleccionadas con el espectro propuesto por la NEC-15.

De laboratorio debido a que no se conoce con certeza el tipo de suelo que posee el sector del área de estudio, para lo cual se realizará el ensayo de penetración estándar SPT. Además, se utilizarán los equipos del laboratorio de Suelos de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica de Ambato.

#### **3.2 POBLACIÓN Y MUESTRA**

##### **3.2.1 Población:**

Estudio del peligro sísmico para las para las estructuras del Cantón Ambato se lo realizará en el sector San Vicente de Pishilata entre las calles Benjamín Franklin, Ramón y Cajal, Tomas Edison y Albert Einstein.

##### **3.2.2 Muestra:**

###### **3.2.2.1 Características del Suelo**

El ensayo de campo requerido para esta investigación es el Ensayo de Penetración Estándar (SPT). Se tomará en cuenta lo que recomienda la Norma Ecuatoriana de Construcción NEC-15, debido a que es un trabajo experimental, la recomendación mínima son 3 perforaciones. En el presente trabajo de realizaran 5 perforaciones.

- **Ensayo de Penetración Estándar**

El Ensayo de Penetración Estándar (SPT) se realizó siguiendo la NORMA INEN 689 y utilizando el equipo proporcionado por el laboratorio de suelos de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato.

La norma INEN 689 establece el procedimiento para realizar el ensayo de penetración estándar, como se muestra a continuación:

- **Preparación previa al ensayo**

- Efectuada la perforación y alcanzada la profundidad a la que se va a realizar el ensayo, se limpia el pozo, cuidando que el material a muestrear no resulte alterado por dicha operación.
- Cuando se detecten suelos sin cohesión, poco cohesivos o muy blandos, debe asegurarse la estabilidad de las paredes de la perforación entibando la misma.
- En el caso de arenas o limos saturados, las herramientas de perforación deben retirarse lentamente.
- No se debe entibar una perforación más abajo del nivel en que se va a tomar la muestra.[32]

- **Procedimiento de ensayo**

- Luego de apoyar el muestreador en el fondo del pozo perforado, se procede a hincarlo mediante golpes del martinete lanzado en caída libre desde una altura de  $75 \pm 5$  cm sobre la cabeza de golpe.

Para el izaje del martinete debe usarse cabo de manila o similar y, en caso de ser accionado mecánicamente, el cabo no debe enrollarse más de dos vueltas en el malacate.

- Debe cuidarse de que la barra rígida de acero que sirve de guía en la caída del martinete esté completamente vertical, con lo cual se asegura que la energía de los golpes no resulte disminuida por efecto de la fricción del martinete sobre dicha barra.



- El muestreador debe penetrar en primer lugar 15 cm, lo cual se considera como un proceso necesario de preparación y ajuste para el ensayo.
- Se inicia el ensayo contando el número de golpes (N) necesarios para hacer penetrar el muestreador 30 cm, lo cual determina la resistencia a la penetración de dicho suelo. Si al hincar este tramo se sobrepasan los 50 golpes, sin que hubiera penetrado la totalidad de la medida indicada, se debe anotar el número de golpes efectuados y la fracción o longitud de penetración del muestreador.
- Luego del hincado y antes de extraer el muestreador debe girarse por lo menos dos revoluciones, luego de lo cual se extrae el muestreador a la superficie, se lo abre y se determina la longitud de la muestra recuperada.
- La muestra se la debe acondicionar y cerrar herméticamente en un envase apropiado para su envío al laboratorio. Se debe etiquetar las muestras adecuadamente con todos los datos necesarios para realizar los ensayos requeridos. [32]

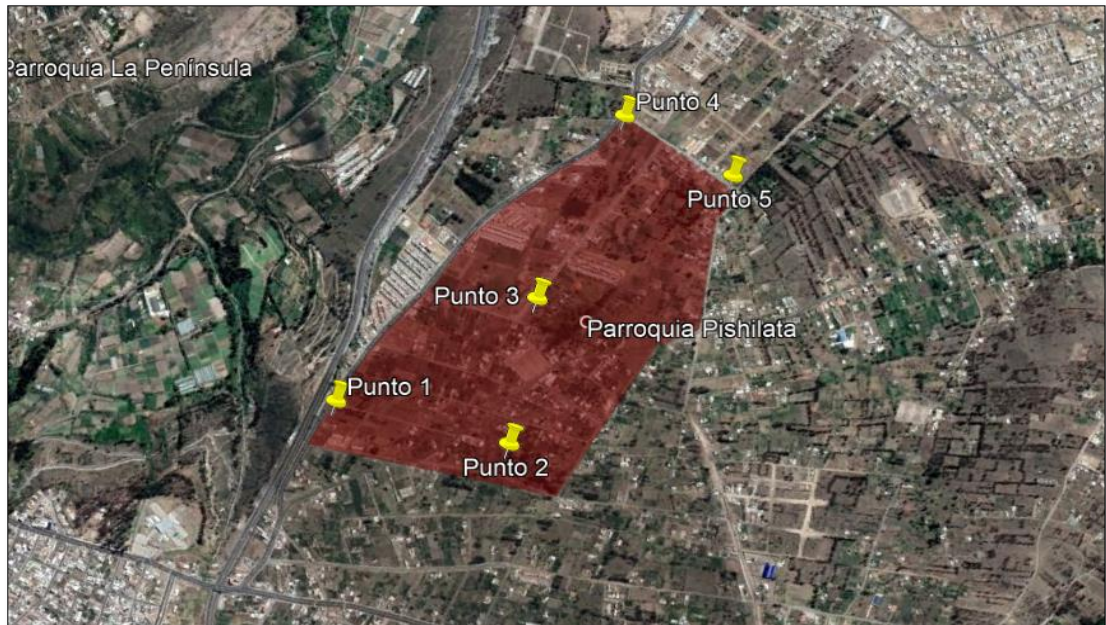
Se realizaron cinco (5) perforaciones SPT en las esquinas y el centro del área de estudio.

**Tabla 3.** Coordenadas de los ensayos de campo (SPT) sector Pishilata (WGS84 17 Sur)

<b>Descripción</b>	<b>X</b>	<b>Y</b>
Punto 1	766856,60	9860626,00
Punto 2	767335,20	9860361,90
Punto 3	767535,40	9860792,80
Punto 4	767946,30	9861299,50
Punto 5	768219,70	9861027,90

**Elaboración:** Israel Cesen

**Figura 15.** Ubicación de los ensayos de campo sector Pishilata

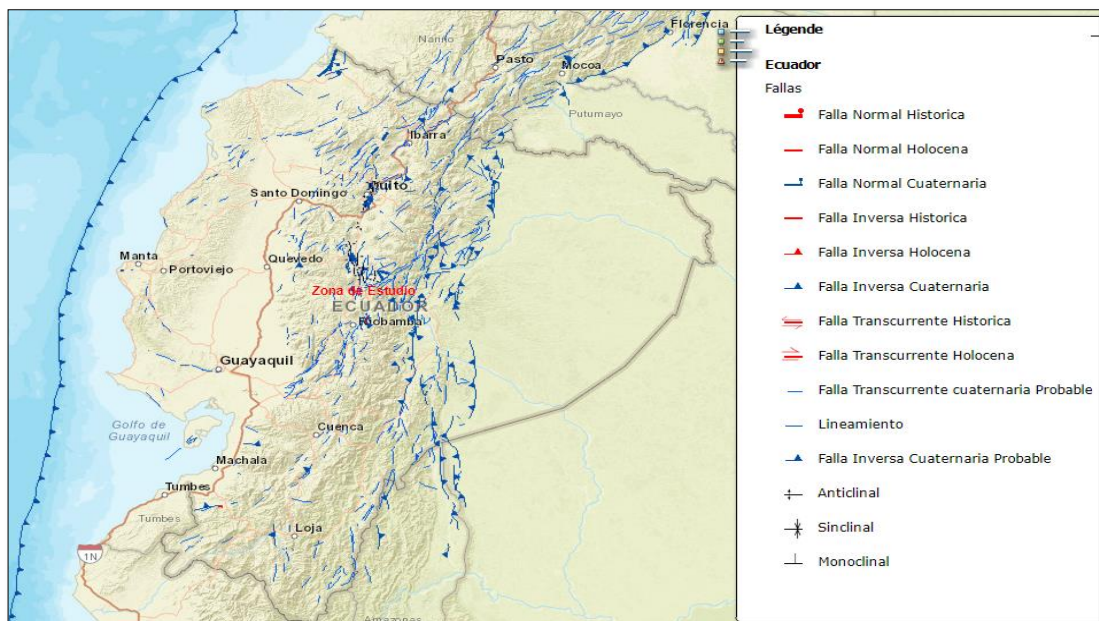


Fuente: Google Earth Pro.

### 3.2.2.2 Selección de Fallas Geológicas

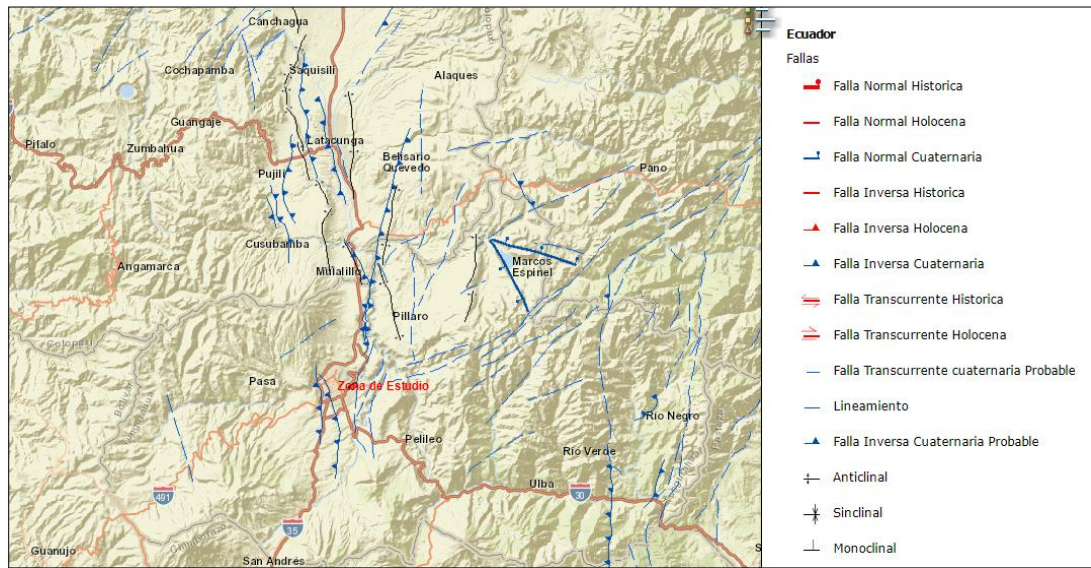
Se establecerán las fallas activas que se localicen cerca del área de estudio, utilizando los datos que nos proporciona la página Neo Tec/Ecuador. Se determinaron cerca del área de estudio las fallas: Ambato, Huachi, Totoras, Pishilata.

**Figura 16.** Fallas Geológicas existentes en el Ecuador (fallas corticales y de subducción)



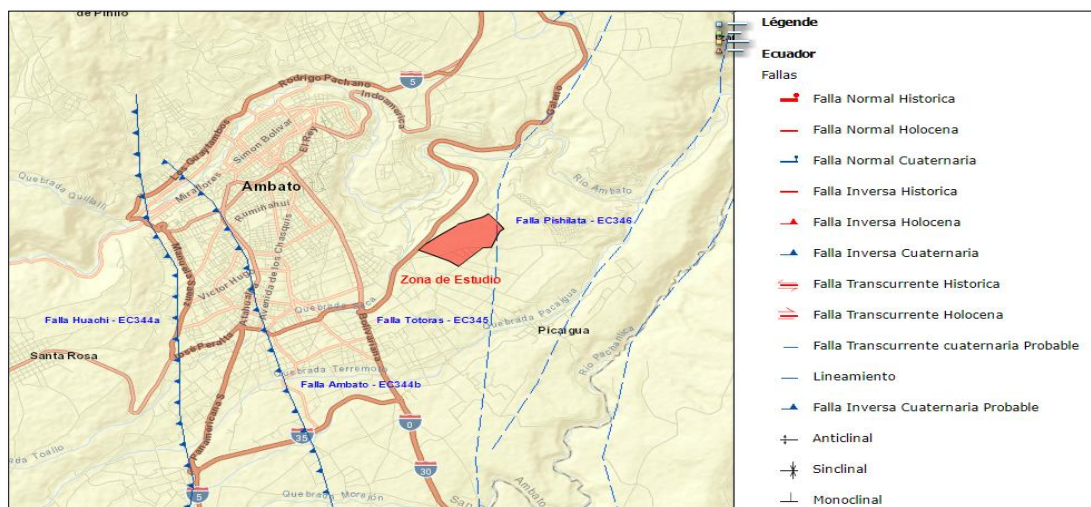
Fuente: NeoTec-Ecuador.

**Figura 17.** Fallas Geológicas existentes en la Provincia de Tungurahua



Fuente: NeoTec-Ecuador

**Figura 18.** Fallas Geológicas existentes en la zona de estudio



Fuente: NeoTec-Ecuador.

Se procedió a seleccionar las fallas más determinantes cercanas al sitio de estudio, ya que éstas son las que generan sismos de mayor magnitud.

### 3.3 OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

#### 3.3.1 Variable Independiente

Estudio de peligro sísmico determinista

Tabla 4. Operacionalización de la variable independiente

Conceptualización	Dimensiones	Indicadores	Ítems	Técnicas e Instrumentos
Considera un escenario sobre el cual se basa la evaluación del peligro del movimiento sísmico.	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Determinación Fuentes sísmicas</li> <li>• Distancia fuente-sitio</li> <li>• Magnitud</li> <li>• Velocidad media de la onda de corte (<math>V_{s30}</math>)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Fallas Geológicas</li> <li>• Distancia de Joyner-Boore (<math>R_{jb}</math>)</li> <li>• Longitud de ruptura superficial</li> <li>• Correlación empírica (<math>N_{spt}</math>)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• ¿Cuáles son las fallas geológicas cercanas al área de estudio?</li> <li>• ¿Cómo se mide la distancia de Joyner-Boore?</li> <li>• ¿Cuál es la longitud de cada una de las fallas?</li> <li>• ¿Cuál es la correlación empírica empleada?</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Experimental</li> <li>• Bibliográfica</li> <li>• Experimental</li> <li>• Bibliográfica</li> <li>• Experimental</li> <li>• Bibliográfica</li> <li>• Experimental</li> <li>• Bibliográfica</li> </ul>

Elaboración: Israel Cesen

### 3.3.2 Variable Dependiente

Análisis del nivel de amenaza sísmica de las estructuras del cantón Ambato Sector Pishilata.

**Tabla 5.** Operacionalización de la variable dependiente.

Conceptualización	Dimensiones	Indicadores	Ítems	Técnicas e instrumentos
Se refiere a la ocurrencia de un terremoto, el más destructivo, en un lugar determinado.	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Clasificación de Suelo</li> <li>• Ecuaciones de Atenuación</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Ensayos de suelo.</li> <li>• Calculo Aceleración del suelo del área de estudio</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• ¿Cuál es el tipo de suelo obtenido?</li> <li>• ¿Cuál es la aceleración del suelo del área de estudio?</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Experimental</li> <li>• Bibliográfica</li> <li>• Experimental</li> <li>• Bibliográfica</li> </ul>

**Elaboración:** Israel Cesen

### 3.4 PLAN DE PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS

#### 3.4.1 Características del Suelo

Con las muestras de suelo obtenidas del Ensayo de Penetración Estándar (SPT) mediante un análisis granulométrico se determinará el tipo de suelo en base al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). Los Ensayos se realizarán en el laboratorio de Mecánica de suelos de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato utilizando la norma ASTM C 136 – 01.

- **Análisis granulométrico**

Los suelos se clasifican en suelos gruesos cuando más del 50% de sus partículas son de tamaño mayor que 0,075mm (malla N°200) y como suelos finos cuando el 50% de sus partículas son de menor tamaño, para lo cual el suelo de la zona se define como arenas limo-arcillosas densas de color café. Según la clasificación SUCS el suelo es SM-SC.

**Tabla 6.** Clasificación de suelos según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)

Tipo	Sub-Tipos	Identificación		Símbolo de Grupo	
SUELOS GRUESOS Más de la mitad del material se retiene en la malla N°200 (0,075 mm)	GRAVA Más de la mitad de la fracción gruesa se retiene en la malla N°4	GRAVA LIMPIA (Poco o nada de partículas finas)	Grava bien graduada; mezcla de grava y arena con poco o nada de finos. Debe tener un coeficiente de uniformidad ( $C_u$ ) mayor de 4 y un coeficiente de curvatura ( $C_c$ ) entre 1 y 3 <sup>2</sup>	Menos del 5% en masa pasa la malla N°200	GW
			Grava mal graduada; mezcla de grava y arena con poco o nada de finos. No satisface los requisitos de graduación para GW.	Menos del 5% en masa pasa la malla N°200	GP
		GRAVA CON FINOS (Cantidad apreciable de partículas finas)	Grava limosa; mezcla de grava, arena y limo.	Más de 12% en masa pasa la malla N°200 y las pruebas de límites de consistencia clasifican a la fracción fina como ML o MH (véanse abajo los grupo ML y MH)	GM
			Grava arcillosa; mezclas de grava, arena y arcilla	Más de 12% en masa pasa la malla N°200 y las pruebas de límites de consistencia clasifican a la fracción fina como CL o CH (véanse abajo los grupo CL y CH)	GC
	ARENA Más de la mitad de la fracción gruesa pasa la malla N°4	ARENA LIMPIA (Poco o nada de partículas finas)	Arena bien graduada; mezcla de arena y grava con poco o nada de finos. Debe tener un coeficiente de uniformidad ( $C_u$ ) mayor de 6 y un coeficiente de curvatura ( $C_c$ ) entre 1 y 3 <sup>2</sup>	Menos del 5% en masa pasa la malla N°200	SW
			Arena mal graduada; mezcla de arena y grava con poco o nada de finos. No satisface los requisitos de graduación para SW.	Menos del 5% en masa pasa la malla N°200	SP
		ARENA CON FINOS (Cantidad apreciable de partículas finas)	Arena limosa; mezcla de arena, grava y limo.	Más de 12% en masa pasa la malla N°200 y las pruebas de límites de consistencia clasifican a la fracción fina como ML o MH (véanse abajo los grupo ML y MH)	SM
			Arena arcillosa; mezclas de arena, grava y arcilla	Más de 12% en masa pasa la malla N°200 y las pruebas de límites de consistencia clasifican a la fracción fina como CL o CH (véanse abajo los grupo CL y CH)	SC
	SUELOS FINOS Más de la mitad de material pasa la malla N°200 (0,075 mm)	LIMO Y ARCILLA Límite líquido	Menor de 50%	Limo de baja compresibilidad; mezcla de limo de baja plasticidad, arena y grava; polvo de roca. Se localiza dentro de la zona I de la carta de plasticidad mostrada en la Figura 1 de este Manual.	ML
				Arcilla de baja compresibilidad; mezcla de arcilla de baja plasticidad, arena y grava. Se localiza dentro de la zona II de la carta de plasticidad mostrada en la Figura 1 de este Manual.	CL
		Mayor de 50%		Limo orgánico de baja compresibilidad; mezcla de limo orgánico de baja plasticidad, arena y grava. Se localiza dentro de la zona I de la carta de plasticidad mostrada en la Figura 1 de este Manual.	OL
				Limo de alta compresibilidad; mezcla de limo de alta plasticidad, arena y grava. Se localiza dentro de la zona III de la carta de plasticidad mostrada en la Figura 1 de este Manual.	MH
			Arcilla de alta compresibilidad; mezcla de arcilla de alta plasticidad, arena y grava. Se localiza dentro de la zona IV de la carta de plasticidad mostrada en la Figura 1 de este Manual.	CH	
			Limo orgánico de alta compresibilidad; mezcla de limo orgánico de alta compresibilidad, arena y grava. Se localiza dentro de la zona III de la Carta de plasticidad mostrada en la Figura 1 de este Manual.	OH	
ALTAMENTE ORGÁNICOS		Turba, fácilmente identificables por su color, olor, sensación esponjosa y frecuentemente por su textura fibrosa.	P <sub>t</sub>		

Fuente: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos. (SUCS)

### 3.4.2 Velocidad media de la onda de cortante Vs30

Las velocidades Vs30 se pueden evaluar en el sitio por medio de estimaciones semiempíricas que correlacionan las velocidades de las ondas cortantes con parámetros geotécnicos, para suelos de características similares.

Los parámetros que se utilizan para definir el tipo de perfil de suelo con base en los 30 m superiores del mismo son:

- La velocidad media de la onda de cortante, Vs30 (m/s),
- El número medio de golpes del Ensayo de Penetración Estándar (SPT en inglés para “Standard Penetration Test”).

La Norma Ecuatoriana de la Construcción establece seis tipos de perfil de suelo los cuales se presentan en la siguiente tabla: [21]

**Tabla 7.** Clasificación de los Perfiles de Suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500$ m/s > $V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760$ m/s > $V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios.	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ KPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360$ m/s > $V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100$ kPa > $S_u \geq 50$ kPa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ kPa
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	

	F1—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.
	F2—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).
	F3—Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con índice de Plasticidad IP > 75)
	F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 30m)
	F5—Suelos con contrastes de impedancia $\alpha$ ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.
	F6—Rellenos colocados sin control ingenieril.

**Fuente:** Peligro Sísmico. NEC\_SE\_DS 2015.

La velocidad sísmica de la onda de corte de la capa superior del suelo de 30 m ( $V_{s30}$ ) es un parámetro importante en la ingeniería cuantitativa actual de terremotos, debido a que ésta es responsable de la amplificación del movimiento del suelo.

Debido a la importancia de conocer el valor del  $V_{s30}$  se han desarrollado un gran número de correlaciones empíricas, ya que en ciertas ocasiones no se cuenta con los datos necesarios para estimar rápidamente las propiedades geotécnicas del suelo.

La correlación más frecuente es la que relaciona la resistencia a la penetración estándar no corregida (N) y la velocidad de la onda de corte el  $V_s$ , para representar esta correlación se usan 500 pares de datos secundarios y se obtienen formulaciones tomando en cuenta las características geológicas y geotécnicas. [33]

$$(*) V_s = 105.03 N^{0.286}$$

**Dónde:**

**N=** Número medio de golpes del ensayo de penetración estándar en cualquier perfil de suelo.

**$V_{s30}$ =** Velocidad media de la onda de cortante.



Para el cálculo del  $V_s$  promedio se estableció una relación entre la altura y la velocidad media de la onda de corte correspondiente a cada estrato, como se muestra a continuación:

$$V_s \text{ promedio} = \frac{H}{\frac{h_1}{V_{s1}} + \frac{h_2}{V_{s2}} + \frac{h_3}{V_{s3}} + \frac{h_n}{V_{sn}}}$$

### 3.4.3 Ecuaciones de atenuación para sismos intraplaca cortical.

Las ecuaciones de atenuación son una herramienta indispensable para determinar el peligro sísmico de una zona en particular.

Los Sismos corticales intraplaca son lo que ocurren dentro de la placa continental, en la corteza a profundidades menores que 30 km, debido a deformación generada principalmente por la convergencia entre las placas y por esfuerzos locales.

- **Modelo Boore y Atkinson (2008)**

Este modelo se encuentra en función de la magnitud del terremoto, la distancia de la fuente al sitio, la velocidad de onda de corte promedio local y el tipo de falla.

Con esta ecuación se determina la aceleración máxima esperada en roca (PGA), la velocidad máxima del terreno (PGV) y el 5% de Pseudo aceleración absoluta de los espectros en los períodos entre 0,01 s y 10 s. [24]

Para períodos inferiores a 1s, el análisis utilizó 1.574 registros en el rango de distancia de 0 km a 400 km. Las variables primarias son la magnitud de momento  $M$ , la distancia horizontal más cercana a la proyección de superficie del plano de fallo conocida como  $R_{JB}$  y la velocidad media de onda de corte desde la superficie hasta 30m conocida como  $V_{s30}$ . [24]

La ecuación para la predicción del movimiento del suelo está dada por:

$$\ln Y = F_M(M) + F_D(R_{JB}, M) + F_S(V_{s30}, R_{JB}, M) + \epsilon \sigma_T$$

La función de la distancia está dada por:

$$F_D(R_{JB}, M) = [c_1 + c_2(M - M_{ref})] \ln(R/R_{ref}) + c_3(R - R_{ref})$$

**Dónde:**

$$R = \sqrt{R_{JB}^2 + h^2}$$

$c_1, c_2, c_3, M_{ref}, R_{ref}$  y  $h$  son los coeficientes de escala de distancia. (Ver Anexo B-2)

Para la distancia de referencia, **Rref** se usa un valor de 1km. Esto es conveniente porque las curvas que describen la dependencia de la distancia giran alrededor de  $R = R_{ref}$ . Para la magnitud de referencia, **Mref** se usa un valor de 4.5, ya que se trata de la magnitud aproximada de gran parte de los datos utilizados para determinar los coeficientes fijos.[24]

La escala de magnitud viene dada por:

a)  $M \leq M_h$

$$F_M(M) = e_1U + e_2SS + e_3NS + e_4RS + e_5(M - M_h) + e_6(M - M_h)^2$$

b)  $M > M_h$

$$F_M(M) = e_1U + e_2SS + e_3NS + e_4RS + e_7(M - M_h)$$

**Donde:**

$U, SS, NS$  y  $RS$  son variables ficticias que se usan para indicar el tipo de falla no especificada, transcurrente, normal e inversa, respectivamente, y se encuentran establecidos según los valores de la Tabla 19.

La “magnitud de giro” **Mh**, representa la forma de la escala de magnitud. Si  $M_{max}$  para un período dado es menor que 8.5, realizamos una regresión de dos segmentos, articulada en  $M_h$ .

**Tabla 8.** Valores de variables ficticias para diferentes tipos de fallas.

<b>Tipo de Falla</b>	<b>U</b>	<b>SS</b>	<b>NS</b>	<b>RS</b>
No especificada	1	0	0	0
Transcurrente	0	1	0	0
Normal	0	0	1	0
Inversa	0	0	0	1

**Fuente:** Boore, D. Atkinson, M. (2008).

Ecuaciones de predicción de movimiento en el suelo para el componente horizontal promedio de PGA, PGV y PSA amortiguado al 5% en períodos espectrales entre 0.01s y 10.0 s.

**Categorías:**

- Transcurrente:  $4.3 \leq M \leq 7.9$ . SS= 1; U= 0; NS= 0; RS= 0
- Inversa:  $5.6 \leq M \leq 7.6$ . SS= 0; U= 0; NS= 0; RS= 1
- Normal:  $5.3 \leq M \leq 6.9$ . SS= 0; U= 0; NS= 1; RS= 0

La ecuación de amplificación de sitio está dada por:

$$F_S = F_{LIN} + F_{NL}$$

**Donde:**

$F_{LIN}$  y  $F_{NL}$  son los términos lineales y no lineales, respectivamente.

El término lineal está dado por:

$$F_{LIN} = b_{lin} \ln(V_{S30}/V_{ref})$$

**Donde:**

$b_{lin}$  es un coeficiente que depende del período y  $V_{ref}$  es la velocidad de referencia especificada igual a 760 m/s. Estos coeficientes fueron prescritos de manera empírica según el trabajo de Choi y Stewart 2005.

El término no lineal está dado por:

a)  $pga4nl \leq a_1$ :

$$F_{NL} = b_{nl} \ln(pga\_low/0.1)$$

b)  $a_1 < pga4nl \leq a_2$ :

$$F_{NL} = b_{nl} \ln(pga\_low/0.1) + c [\ln(pga4nl/a_1)]^2 + d [\ln(pga4nl/a_1)]^3$$

c)  $a_2 < pga4nl$ :

$$F_{NL} = b_{nl} \ln(pga4nl/0.1)$$

**Donde:**

$a_1=0.03g$  y  $a_2=0.09g$  se les asignan niveles para la amplificación lineal y no lineal, respectivamente,  $pga\_low=0.06$  es una variable asignada a la transición entre comportamientos lineales y no lineales,  $pga4nl$  es la predicción de PGA en g para  $V_{ref}= 760m/s$ , dada por la ecuación principal con  $F_s= 0$  y  $\varepsilon=0$ . [24]

Las tres ecuaciones para la porción no lineal de la respuesta del suelo son necesarias por dos razones:

- 1) Para evitar que la amplificación no lineal aumente indefinidamente a medida que disminuye  $pga4nl$ .
- 2) Para suavizar la transición del comportamiento lineal al no lineal.

Los coeficientes  $c$  y  $d$  están dados por[24]:

$$c = (3\Delta y - b_{nl}\Delta x/\Delta x^2)$$

y

$$d = -(2\Delta y - b_{nl}\Delta x/\Delta x^3)$$

**Donde:**

$$\Delta x = \ln(a_2/a_1)$$

y

$$\Delta y = b_{nl} \ln(a_2 / pga\_low)$$

La pendiente no lineal  $b_{nl}$  es una función de ambos períodos y el  $V_{S30}$  está dada por:

a)  $V_{S30} \leq V_1$

$$b_{nl} = b_1$$

b)  $V_1 < V_{S30} \leq V_2$

$$b_{nl} = (b_1 - b_2) \ln(V_{S30}/V_2) / \ln(V_1/V_2) + b_2$$

c)  $V_2 < V_{S30} < V_{ref}$

$$b_{nl} = b_2 \ln(V_{S30}/V_{ref}) / \ln(V_2/V_{ref})$$

d)  $V_{ref} \leq V_{S30}$

$$b_{nl} = 0.0$$

**Donde:**

$V_1 = 180\text{m/s}$ ,  $V_2 = 300\text{m/s}$  y  $b_1$  y  $b_2$  son coeficientes dependientes del período (y consecuentemente,  $b_{nl}$  es una función del período así como de  $V_{S30}$  ).

### **Limitaciones del modelo**

Estas ecuaciones no deben ser aplicadas para sitios de roca muy dura. Las ecuaciones son aplicables para:

- $M_w = 5 - 8$
- $V_{S30} = 180\text{-}1300 \text{ m/s}$
- $R_{JB} < 200 \text{ km}$

- **Modelo Akkar y Bommer (2010)**

Akkar y Bommer (2007a) presentaron un nuevo GMPE, basado en la misma base de datos que Ambraseys y otros (2005). La principal motivación fue ampliar el rango de períodos de respuesta, debido a que se requieren ordenadas espectrales en periodos más largos, así como a valores de amortiguación diferentes al omnipresente 5% del crítico. Por esta razón, las ecuaciones de Akkar y Bommer (2007a) se derivaron para predecir los desplazamientos espectrales (SD) y obtener la ecuación para la aceleración máxima del terreno (PGA). [25]

El modelo de Akkar y Bommer consta de un conjunto de datos de 532 acelerogramas registrados a distancias de hasta 100 km de 131 terremotos con magnitudes de Mw 5 a Mw 7.6. [25]

Se deriva ecuaciones para la predicción de la aceleración pseudoespectral del 5%, en unidades de cm/s<sup>2</sup>:

$$\log y = \mathbf{b}_1 + \mathbf{b}_2 \mathbf{M} + \mathbf{b}_3 \mathbf{M}^2 + (\mathbf{b}_4 + \mathbf{b}_5 \mathbf{M}) \log \sqrt{\mathbf{R}_{JB}^2 + \mathbf{b}_6^2} + \mathbf{b}_7 \mathbf{S}_s + \mathbf{b}_8 \mathbf{S}_A + \mathbf{b}_9 \mathbf{F}_N + \mathbf{b}_{10} \mathbf{F}_R$$

**Donde:**

b1, b2, b3, b4, b5, b6, b7, b8, b9, b10, σ1, σ2 = Coeficientes para la predicción de Pseudoaceleración espectral. (Ver Anexo C-1)

M= Magnitud de Momento (Tabla 21)

R<sub>JB</sub>= Distancia Joyner y Boore (Tabla 21)

**S<sub>s</sub>** y **S<sub>A</sub>** toman el valor de 1 para sitios de suelos blandos y rígidos (**V < 360 m/s**); de lo contrario para los sitios de roca (**V<sub>S30</sub> > 750 m/s**) es cero; de manera similar, **F<sub>N</sub>** y **F<sub>R</sub>** toman el valor de la unidad para terremotos de fallas normales e inversas respectivamente, de lo contrario, es cero.

Al igual que en el modelo original, se utilizó el método de máxima probabilidad de una etapa de Joyner y Boore (1993) para calcular los coeficientes.[25]

Uno de los aspectos a explorar para estas ecuaciones paneuropeas es la exclusión de la profundidad focal, ya que hemos utilizado la distancia de Joyner-Boore ( $R_{JB}$ ), que es la distancia perpendicular a la proyección vertical en la superficie. [25]

### **Categorías:**

- Suelo blando:  $SS= 1$ ;  $SA=0$ ;  $V_{s30} < 360\text{m/s}$ .
- Suelo rígido:  $SS= 0$ ;  $SA= 1$ ;
- Roca:  $SS= 0$ ;  $SA= 0$ ;  $V_{s30} > 750\text{m/s}$ .

### **Categorías mecanismo de falla:**

- Falla normal:  $FN= 1$ ;  $FR= 0$
- Falla inversa:  $FN= 0$ ;  $FR= 1$
- Falla transcurrente:  $FN= 0$ ;  $FR= 0$

La variabilidad se descompone en un inter-evento ( $\sigma_2$ ) y un componente intra-evento ( $\sigma_1$ ), la desviación estándar total,  $\sigma$ , viene dada por la raíz cuadrada de la suma de sus cuadrados:

$$\sigma = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2}$$

Existe un salto muy pronunciado en los valores de sigma, más notablemente en la variabilidad entre eventos, en aproximadamente 3,2 segundos.

### **Limitaciones del Modelo**

- Estas ecuaciones deben ser usadas para:
- Se recomiendan hasta un período de 3 segundos.
- El rango de aplicabilidad es para distancias de hasta 100 km y para terremotos de magnitudes entre 5.0 y 7.6.[25]

- **Modelo Kanno (2006)**

Debido a los desastrosos terremotos ocurridos en Japón, como el terremoto de 1995 en Hyogo-ken Nanbu, Kobe se instalaron redes que consistían en un gran número de estaciones de observación de movimiento fuerte, como el K-NET (Kinoshita 1998), además de mapas nacionales de riesgo sísmico para prevenir futuros desastres.

Para otras aplicaciones se requieren otros índices como la aceleración espectral de respuesta, por esta razón se estableció una base de datos de registros enteros de movimiento de suelo de Japón entre 1963 y 2003 para identificar una nueva relación de atenuación estándar, para la aceleración de respuesta y la aceleración máxima de terreno (PGA) y la velocidad (PGV).[26]

Por lo tanto, este modelo tiene solo tres variables: magnitud de terremoto, distancia más corta al plano de falla sísmica y profundidad focal.

La ecuación para la predicción del movimiento del suelo está dada por[26]:

### **Eventos Superficiales**

Si  $D \leq 30$  Km:

$$\log pre = a_1 M_w + b_1 X - \log(X + d_1 10^{0.5M_w}) + c_1 + \varepsilon_1$$

### **Eventos Profundos**

Si  $D > 30$  Km:

$$\log pre = a_2 M_w + b_2 X - \log(X) + c_2 + \varepsilon_2$$

### **DONDE:**

- pre es el PGA o la aceleración espectral de respuesta amortiguada del 5% (cm / seg<sup>2</sup>)

D = profundidad focal (km).

M= Magnitud de Momento (Tabla 21)

X= Distancia Joyner y Boore. (Tabla 2)



$a_1, b_1, c_1, d_1, \varepsilon_1, p, q =$  Coeficientes de regresión para el modelo de eventos superficiales de PGA, PGV y espectros de respuesta de aceleración amortiguada del 5%. (Ver Anexo D-1)

En el caso de terremotos poco profundos, se utiliza un esquema de ponderación adoptado por Midorikawa y Ohtake (2003), donde considera:

- 6.0 ( $X \leq 25$  km)
- 3.0 ( $25 < X \leq 50$  km)
- 1.5 ( $50 < X \leq 75$  km)
- 1.0 ( $X > 75$  km)

Zhao et al. (2004) utilizaron factores de amplificación individuales para cuatro clases de sitios discretos. Para obtener un término de corrección de sitio continuo, asumimos la siguiente ecuación simple:

$$G = p \log Vs_{30} + q$$

Donde  $G$  es un término de corrección adicional correspondiente a los efectos del sitio y  $\log (\text{obs} / \text{pre})$  es el residuo entre la amplitud observada de PGA, PGV y la aceleración espectral (obs) y los valores predichos (pre) por el modelo base. Los coeficientes  $p$  y  $q$  se obtuvieron mediante análisis de regresión de los residuos promediados a intervalos de cada 100 m/seg en  $Vs_{30}$ . El valor predicho después de aplicar los términos de correcciones adicionales ( $pre_G$ ) se puede interpretar de la siguiente manera:

$$\log pre_G = \log pre + G$$

### **Limitaciones del Modelo**

Se adoptaron dos modelos de regresión simple:

- Para eventos superficiales con una profundidad focal de 0 a 30 km
- Para eventos profundos con una profundidad focal de 30 a 180 km.

### 3.4.4 Ecuaciones de atenuación para subducción.

Las ecuaciones de atenuación consideran dos tipos de subducción, los sismos de interplaca e intraplaca. Las zonas de subducción de sismos interplaca son superficiales y tienen un ángulo de empuje menor para eventos que ocurre en la superficie entre las placas de subducción y las placas superiores.

Las zonas de subducción para sismos intraplaca ocurren dentro de las placas oceánicas de subducción y son típicamente eventos de fallas normales de alto ángulo que responden a la tensión invertida en la placa de subducción.

La profundidad focal para estos modelos de subducción será de 125 km, ya que en eventos registrados las profundidades han sido mayores a los 100 km.

- **Modelo Youngs (1997)**

El desarrollo de las relaciones de atenuación en este modelo es considerado apropiado para los sismos de magnitudes 5 o mayores, y para distancias de superficie de rotura de 10 a 500 kilómetros.

Se presenta relaciones de atenuación para subducción de zonas sísmicas. Se considera dos tipos de subducción: los terremotos de interplaca e intraplaca.

Las zonas de subducción de sismos interplaca son superficiales y los sismos intraplaca ocurren dentro de las placas oceánicas de subducción. Los parámetros de la fuente del sismo, (localización del epicentro, profundidad focal, magnitud, y mecanismo de expansión desde el foco) son recopilados de estudios especializados de Harvard. [27]

La ecuación para la predicción del movimiento del suelo está dada por:

$$\ln(y) = -0,6687 + 1,438M + C_1 + C_2(10 - M)^3 + C_3 \ln(R + 1,097e^{0,617M}) + 0,00648H + 0,3643 Z_T$$

**DONDE:**

Y = aceleración espectral en g.

H= Profundidad focal

M= Magnitud de Momento (Tabla 21)

R= Distancia Joyner y Boore. (Tabla 2)

ZT= Tipo de origen, 0 para interplaca, 1 para intraplaca.

c1, c2, c3= Coeficientes de las relaciones de atenuación para la aceleración espectral horizontal (5% de amortiguación) para terremotos de subducción. (Ver Anexo E-1)

### **Categorías:**

- **Suelo Profundo:** La profundidad a la roca madre es mayor a 20 metros.

$$Z=1, Z_{ds}=1, Z_{ss}=0, Z_r=0$$

- **Suelo Poco Profundo:** La profundidad a la roca madre es menor a 20 metros.

$$Z=0, Z_{ds}=0, Z_{ss}=1, Z_r=0$$

### **Limitaciones del Modelo**

Estas ecuaciones deben ser usadas para:

- Magnitudes desde  $M_w = 5$
- Profundidades focales entre 10 y 229 km [27]

- **Modelo Zhao (2006)**

Se presenta un modelo de atenuación de aceleración espectral para Japón y el conjunto de datos incluye una gran cantidad de registros de movimiento de suelo fuerte.

Para eventos de subducción, se emplea un factor de modificación de distancia simple para lograr predicciones imparciales. Se presenta la magnitud de terremoto, distancia más corta al plano de falla sísmica y profundidad focal.[28]

La ecuación para la predicción del movimiento del suelo está dada por:

$$\log y = aM_w + bx - \log(r) + e(h - hc) \delta h + F_R + S_I + S_S + S_{SL} \log(x) + Ck$$

$$r = x + c \exp(d M_w)$$

**DONDE:**

y = PGA ( $\text{cm}/\text{seg}^2$ ) o 5% de espectro de respuesta de aceleración amortiguada para un período espectral T.

Ck= Término de clase de sitio para un tipo de suelo determinado

r=Factor de modificación de distancia simple

Mw= Magnitud del momento. (Tabla 21)

x = Distancia de Joyner y Boore. (Tabla 2)

h = profundidad focal en kilómetros.

**Profundidades focales (h)**

- Evento Cortical:  $h = 0 - 25$  km
- Eventos interplaca:  $h = 10 - 50$  km
- Eventos intraplaca:  $h = 15 - 162$  km
  
- El parámetro de falla inversa  $F_R$  se aplica solo a eventos corticales con un mecanismo de fallas inversas y es cero para todos los demás eventos.
  
- El parámetro tectónico  $S_I$  se aplica a eventos interplaca y es 0 para todos los demás eventos.
  
- El parámetro  $S_S$  se aplica solo a eventos de subducción y es cero para todos los demás eventos.
  
- El parámetro  $S_{SL}$  es un término de modificación independiente de la magnitud para los eventos intraplaca.
  
- Los coeficientes **a, b, c, d, e**, el término de clase de sitio **Ck**, el término de falla inversa  $F_R$  y los términos de tipo de fuente  $S_I, S_S, S_{SL}$  se determinan mediante análisis de regresión para cada período. (Ver Anexo F-1)

### **El coeficiente $h_c$ es una constante de profundidad**

- Cuando  $h > h_c$  el término de la profundidad ( $h-h_c$ ) toma efecto con  $\delta h$  que es una variable ficticia, por lo tanto  $\delta h = 0$  cuando  $h < h_c$  y  $\delta h = 1$  cuando  $h \geq h_c$ .
- Cuando  $h > 125\text{km}$  se utiliza  $h=125\text{km}$  de modo que es un factor constante usado para terremotos más profundos.
- Para el coeficiente de profundidad  $h_c$  se usa el valor de 15 km, ya que este valor parece tener el mejor efecto de profundidad para eventos superficiales (con profundidad  $< 25$  km).

### **Clasificación de los Eventos**

- Para eventos de Interfase usar el valor de S1
- Para eventos de Intraplaca usar los valores de SS y SSL

### **El parámetro $C_k$ se usa en basa a las 5 clases de sitio definidas en el estudio de Zhao:**

- Roca Dura denominada clase A, donde  $V_{s30} > 1100$  m/s. Usar datos de CH
- Roca con clase de sitio A + B, donde  $V_{s30} > 600$  m/s. Usar datos de C1
- Suelo Duro con clase de sitio C, donde  $300 < V_{s30} \leq 600$  m/s. Usar datos de C2
- Suelo Medio de clase D, donde  $200 < V_{s30} \leq 300$  m/s. Usar datos de C3
- Suelo Suave de clase E + F, donde  $V_{s30} \leq 200$  m/s. Usar datos de C3

### **3.4.5 Magnitud de las fallas**

La ecuación establecida por Wells y Coppersmith sirve para determinar la magnitud de momento  $M_w$  con la fórmula que se muestra a continuación:

$$M = a + b * \log(SRL)$$

#### **Dónde:**

a, b: Coeficientes dados por Wells y Coppersmith (Tabla 21)

SRL: Longitud de rotura superficial dada en km. (Tabla 2)

## CAPÍTULO IV

### ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

#### 4.1 RECOLECCIÓN DE DATOS

##### 4.1.2 Fallas Geológicas

Seleccionadas las fallas geológicas, se procede a medir la distancia perpendicular desde un punto centro del área de estudio hacia cada una de las fallas geológicas (Rjb distancia de Joyner y Boore), utilizando la página NEOTEC – Ecuador

Tabla 9. Fallas Geológicas - NEOTEC - Ecuador

CÓDIGO	NOMBRE	TIPO	LONGITUD (Km)	DISTANCIA (Km)
EC-344b	AMBATO	Inversa Ciega	16.30	3.80
EC-344a	HUACHI	Inversa Ciega	12.05	5.08
EC-345	TOTORAS	Transcurrente Inversa Ciega	17.60	0.52
EC-346	PISHILATA	Transcurrente Inversa Ciega	9.91	2.25
EC-223	SUBDUCCIÓN	Inversa/Subducción	1536.00	298.36

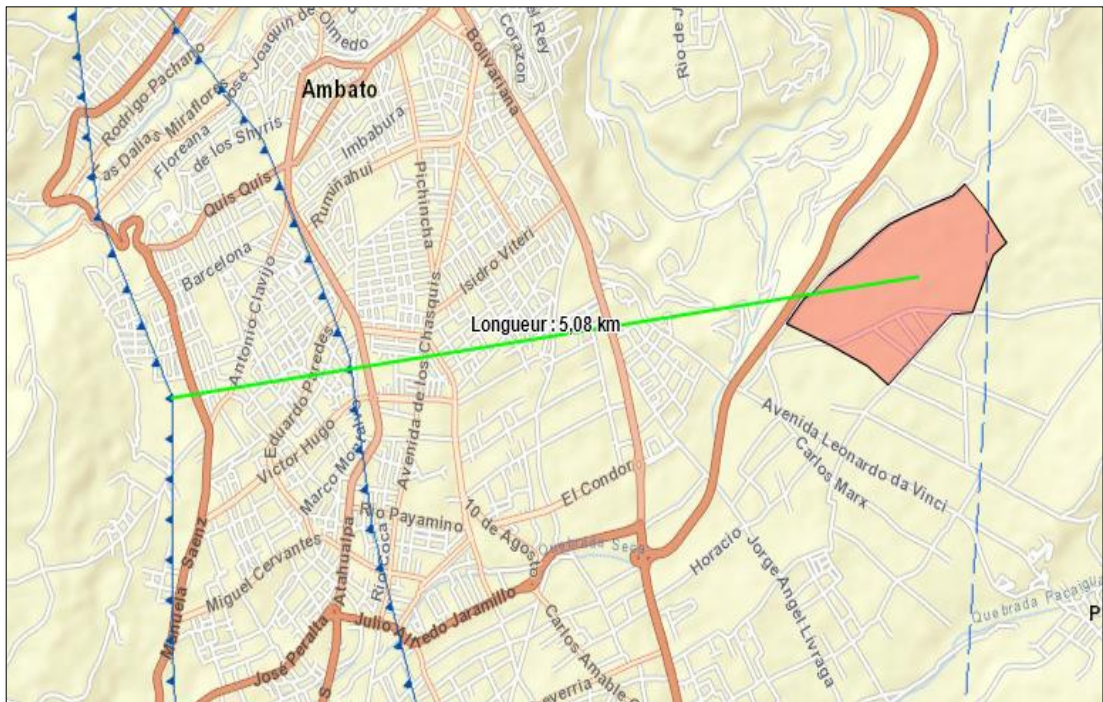
Fuente: NeoTec-Ecuador.

Figura 19. Distancia medida desde el centro geométrico de la zona de estudio hacia la falla Ambato.



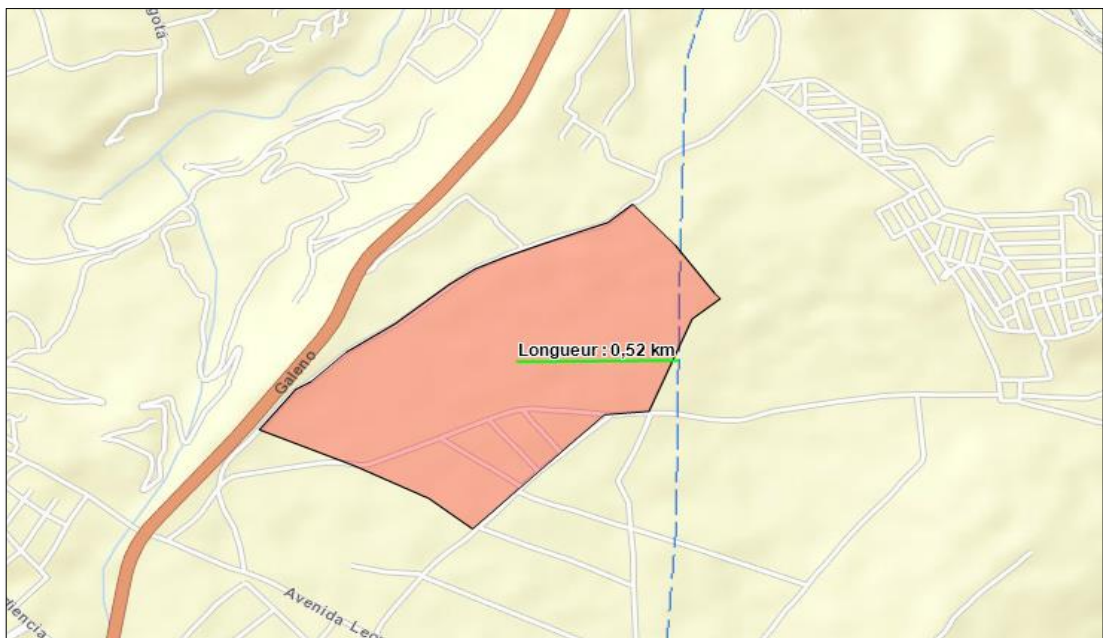
Fuente: NeoTec-Ecuador.

Figura 20. Distancia medida desde el centro geométrico de la zona de estudio hacia la falla Huachi.



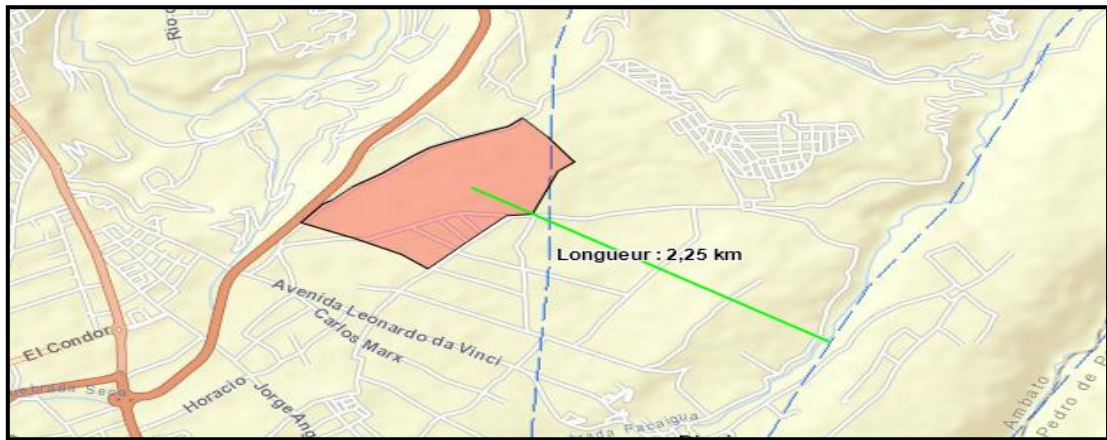
Fuente: NeoTec-Ecuador.

Figura 21. Distancia medida desde el centro geométrico de la zona de estudio hacia la falla Totoras.



Fuente: NeoTec-Ecuador.

**Figura 22.** Distancia medida desde el centro geométrico de la zona de estudio hacia la falla Pishilata.



Fuente: NeoTec-Ecuador.

**Figura 23.** Distancia medida desde el centro geométrico de la zona de estudio hacia la falla Subducción.



Fuente: NeoTec-Ecuador.

### 4.1.3 Análisis de las características del Suelo

El suelo de la zona posee partículas de un tamaño menor de 7,5 cm (3") y su clasificación está dada en base a su composición granulométrica y sus características de plasticidad, representada por los límites de consistencia. Mediante el análisis granulométrico se determina el tipo de suelo en base al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).



En las siguientes tablas se muestran los valores obtenidos en el ensayo de la granulometría, con lo cual se determinará el tipo de suelo en base a la SUCS. [21]

**Tabla 10.** Análisis Granulométrico perforación 1 (x 766856.60; y 9860626.00)

TAMIZ #	PESO RETENIDO (gr)	% RETENIDO	% PASA
<b>MUESTRA: Suelo natural perfor. P1 h= -0,50 ; – 2,00 m</b>			
3"(76.2 mm)	0	0	100.00
# 4 (4.75 mm)	1.68	0.38	99.62
# 10 (2.00 mm)	8.32	1.86	98.14
# 40 (0.42 mm)	54.79	12.24	87.76
# 200 (0.0075 mm)	254.09	56.77	43.23
TOTAL	447.55	Humedad % =	16.01
Clasificación SUCS: SM-SC (Arena Limo-arcillosa). Color café.			
TAMIZ #	PESO RETENIDO (gr)	% RETENIDO	% PASA
<b>MUESTRA: Suelo natural perfor. P1 h= -2,00 ; – 3,50 m</b>			
3"(76.2 mm)	0	0	100.00
# 4 (4.75 mm)	0.34	0.09	99.91
# 10 (2.00 mm)	3.38	0.89	99.11
# 40 (0.42 mm)	82.04	21.48	78.52
# 200 (0.0075 mm)	237.69	62.25	37.75
TOTAL	381.86	Humedad % =	7.05
Clasificación SUCS: SM-SC (Arena Limo-arcillosa). Color café.			

**Elaboración:** Israel Cesen

Con los valores obtenidos en el ensayo granulométrico y en base a la Tabla 6, la cual muestra una clasificación de suelos según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), se pudo determinar que el suelo es SM-SC (Arena Limo-arcillosa) color café.

**Tabla 11.** Análisis Granulométrico perforación 2 (x 767335.20; y 9860361.90)

<b>TAMIZ #</b>	<b>PESO RETENIDO (gr)</b>	<b>% RETENIDO</b>	<b>% PASA</b>
<b>MUESTRA: Suelo natural perfor. P2 h= -0,50 ; – 2,00 m</b>			
3"(76.2 mm)	0	0	100.00
# 4 (4.75 mm)	0.46	0.09	99.91
# 10 (2.00 mm)	5.03	0.97	99.03
# 40 (0.42 mm)	57.21	11.04	88.96
# 200 (0.0075 mm)	280.62	54.17	45.83
<b>TOTAL</b>	518.04	Humedad % =	6.48
Clasificación SUCS: SM-SC (Arena Limo-arcillosa). Color café.			
<b>TAMIZ #</b>	<b>PESO RETENIDO (gr)</b>	<b>% RETENIDO</b>	<b>% PASA</b>
<b>MUESTRA: Suelo natural perfor. P2 h= -2,00 ; – 3,50 m</b>			
3"(76.2 mm)	0	0	100.00
# 4 (4.75 mm)	1.52	0.46	99.54
# 10 (2.00 mm)	8.38	2.52	97.48
# 40 (0.42 mm)	83.76	25.18	74.82
# 200 (0.0075 mm)	194.84	58.58	41.42
<b>TOTAL</b>	332.58	<b>Humedad % =</b>	3.44
Clasificación SUCS: SM-SC (Arena Limo-arcillosa). Color café.			

**Elaboración:** Israel Cesen

Con los valores obtenidos en el ensayo granulométrico y en base a la Tabla 6, la cual muestra una clasificación de suelos según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), se pudo determinar que el suelo es SM-SC (Arena Limo-arcillosa) color café.

**Tabla 12.** Análisis Granulométrico perforación 3 (x 767535.40; y 9860792.80)

<b>TAMIZ #</b>	<b>PESO RETENIDO (gr)</b>	<b>% RETENIDO</b>	<b>% PASA</b>
<b>MUESTRA: Suelo natural perfor. P3 h= -0,50 ; – 2,00 m</b>			
3"(76.2 mm)	0	0	100.00
# 4 (4.75 mm)	2	0.44	99.56
# 10 (2.00 mm)	8.69	1.91	98.09
# 40 (0.42 mm)	72.81	16.01	83.99
# 200 (0.0075 mm)	261.58	57.54	42.46
<b>TOTAL</b>	454.64	Humedad % =	9.62
Clasificación SUCS: SM-SC (Arena Limo-arcillosa). Color café.			
<b>TAMIZ #</b>	<b>PESO RETENIDO (gr)</b>	<b>% RETENIDO</b>	<b>% PASA</b>
<b>MUESTRA: Suelo natural perfor. P3 h= -0,50 ; – 2,00 m</b>			
3"(76.2 mm)	0	0	100.00
# 4 (4.75 mm)	0.8	0.21	99.79
# 10 (2.00 mm)	5.91	1.52	98.48
# 40 (0.42 mm)	98.06	25.27	74.73
# 200 (0.0075 mm)	240.46	61.96	38.04
<b>TOTAL</b>	388.11	<b>Humedad % =</b>	8.06
Clasificación SUCS: SM-SC (Arena Limo-arcillosa). Color café.			

**Elaboración:** Israel Cesen

Con los valores obtenidos en el ensayo granulométrico y en base a la Tabla 6, la cual muestra una clasificación de suelos según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), se pudo determinar que el suelo es SM-SC (Arena Limo-arcillosa) color café.

**Tabla 13.** Análisis Granulométrico perforación 4 (x 767946,30; y 9861299,50)

<b>TAMIZ #</b>	<b>PESO RETENIDO (gr)</b>	<b>% RETENIDO</b>	<b>% PASA</b>
<b>MUESTRA: Suelo natural perfor. P4 h= -0,50 ; – 2,00 m</b>			
3"(76.2 mm)	0	0	100.00
# 4 (4.75 mm)	2.93	0.69	99.31
# 10 (2.00 mm)	10.7	2.52	97.48
# 40 (0.42 mm)	89.62	21.10	78.90
# 200 (0.0075 mm)	255.81	60.22	39.78
<b>TOTAL</b>	424.82	Humedad % =	8.61
Clasificación SUCS: SM-SC (Arena Limo-arcillosa). Color café.			
<b>TAMIZ #</b>	<b>PESO RETENIDO (gr)</b>	<b>% RETENIDO</b>	<b>% PASA</b>
<b>MUESTRA: Suelo natural perfor. P4 h= -0,50 ; – 2,00 m</b>			
3"(76.2 mm)	0	0	100.00
# 4 (4.75 mm)	0.67	0.16	99.84
# 10 (2.00 mm)	5.94	1.42	98.58
# 40 (0.42 mm)	113.22	27.08	72.92
# 200 (0.0075 mm)	264.66	63.31	36.69
<b>TOTAL</b>	418.07	<b>Humedad % =</b>	10.60
Clasificación SUCS: SM-SC (Arena Limo-arcillosa). Color café.			

**Elaboración:** Israel Cesen

Con los valores obtenidos en el ensayo granulométrico y en base a la Tabla 6, la cual muestra una clasificación de suelos según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), se pudo determinar que el suelo es SM-SC (Arena Limo-arcillosa) color café.

**Tabla 14.** Análisis Granulométrico perforación 5 (x 768219,70; y 9861027,90)

<b>TAMIZ #</b>	<b>PESO RETENIDO (gr)</b>	<b>% RETENIDO</b>	<b>% PASA</b>
<b>MUESTRA: Suelo natural perfor. P5 h= -0,50 ; – 2,00 m</b>			
3"(76.2 mm)	0	0	100.00
# 4 (4.75 mm)	3.86	0.97	99.03
# 10 (2.00 mm)	12.71	3.20	96.80
# 40 (0.42 mm)	106.43	26.82	73.18
# 200 (0.0075 mm)	250.03	63.00	37.00
<b>TOTAL</b>	396.86	Humedad % =	6.94
Clasificación SUCS: SM-SC (Arena Limo-arcillosa). Color café.			
<b>TAMIZ #</b>	<b>PESO RETENIDO (gr)</b>	<b>% RETENIDO</b>	<b>% PASA</b>
<b>MUESTRA: Suelo natural perfor. P5 h= -2,00 ; – 3,50 m</b>			
3"(76.2 mm)	0	0	100.00
# 4 (4.75 mm)	0.53	0.12	99.88
# 10 (2.00 mm)	5.96	1.33	98.67
# 40 (0.42 mm)	128.37	28.74	71.26
# 200 (0.0075 mm)	288.86	64.66	35.34
<b>TOTAL</b>	446.70	<b>Humedad % =</b>	13.14
Clasificación SUCS: SM-SC (Arena Limo-arcillosa). Color café.			

**Elaboración:** Israel Cesen

Con los valores obtenidos en el ensayo granulométrico y en base a la Tabla 6, la cual muestra una clasificación de suelos según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), se pudo determinar que el suelo es SM-SC (Arena Limo-arcillosa) color café.

Una vez obtenidos los datos del Ensayo de Penetración Estándar, se procede a calcular el valor de la Velocidad media de la onda de cortante Vs30 utilizando los valores de Nspnt total para cada estrato.

#### 4.1.4 Velocidad media de la onda de cortante Vs30

A continuación, se muestra el cálculo de la velocidad media de la onda de cortante para los 5 ensayos de SPT.

**Tabla 15.** Valores de la Velocidad media de la onda de cortante (Vs30) – Perforación 1

PROF. (M)		PENETRACIÓN		NSPT	DESC. MUESTRA	CLASF. SUCS	VS 30 (m/s)	CLASF. SITIO SEGÚN LA NEC 2015	VS 30 PRO
DE	A	cm	NSPT (PARCIAL)						
-0.55	-1.0	0.55	Limpieza	38	Arena limo-arcillosa densa color café	SM-SC	NIVEL MÍNIMO DE CIMENTACIÓN		373.98
		0.70	12						
		0.85	18						
		1.00	20						
-1.55	-2.00	1.55	25	80	Arena limo-arcillosa muy densa color café	SM-SC	367.79	TIPO C	
		1.70	36						
		1.85	40						
		2.00	40						
-2.55	-3.00	2.55	25	90	Arena limo-arcillosa muy densa color café	SM-SC	380.39	TIPO C	
		2.70	28						
		2.85	40						
		3.00	50						

**Elaboración:** Israel Cesen

**Tabla 16.** Velocidad media de la onda de cortante (Vs30). – Perforación 2

PROF. (M)		PENETRACIÓN		NSPT	DESC. MUESTRA	CLAS. SUCS	VS 30 (m/s)	CLAS. SITIO SEGÚN LA NEC 2015	VS 30 PRO.
DE	A	cm	NSPT (PARCIAL)						
-0.55	-1.0	0.55	Limpieza	26	Arena limo-arcillosa densa color café	SM-SC	NIVEL MÍNIMO DE CIMENTACIÓN		337.61
		0.70	9						
		0.85	12						
		1.00	14						
-1.55	-2.00	1.55	14	46	Arena limo-arcillosa muy densa color café	SM-SC	313.95	TIPO D	
		1.70	15						
		1.85	21						
		2.00	25						
-2.55	-3.00	2.55	24	78	Arena limo-arcillosa muy densa color café	SM-SC	365.13	TIPO C	
		2.70	25						
		2.85	28						
		3.00	50						

**Elaboración:** Israel Cesen

**Tabla 17.** Velocidad media de la onda de cortante (Vs30). – Perforación 3

PROF. (M)		PENETRACIÓN		NSPT	DESC. MUESTRA	CLAS. SUCS	VS 30 (m/s)	CLAS. SITIO SEGÚN LA NEC 2015	VS 30 PROMEDIO
DE	A	cm	NSPT (PARCIAL)						
-0.55	-1.0	0.55	Limpieza	36	Arena limo-arcillosa densa color café	SM-SC	NIVEL MÍNIMO DE CIMENTACIÓN		354.70
		0.70	11						
		0.85	17						
		1.00	19						
-1.55	-2.00	1.55	23	59	Arena limo-arcillosa muy densa color café	SM-SC	337.11	TIPO D	
		1.70	26						
		1.85	30						
		2.00	29						
-2.55	-3.00	2.55	27	85	Arena limo-arcillosa muy densa color café	SM-SC	374.22	TIPO C	
		2.70	29						
		2.85	35						
		3.00	50						

**Elaboración:** Israel Cesen

**Tabla 18.** Velocidad media de la onda de cortante (Vs30). – Perforación 4

PROF. (M)		PENETRACIÓN		NSPT	DESC. MUESTRA	CLAS. SUCS	VS 30 (m/s)	CLAS SITIO SEGÚN LA NEC 2015	VS 30 PROM.
DE	A	cm	NSPT (PARCIAL)						
-0.55	-1.0	0.55	Limpieza	39	Arena limo-arcillosa densa color café	SM-SC	NIVEL MÍNIMO DE CIMENTACIÓN		351.51
		0.70	11						
		0.85	18						
		1.00	21						
-1.55	-2.00	1.55	26	55	Arena limo-arcillosa muy densa color café	SM-SC	330.41	TIPO D	
		1.70	26						
		1.85	29						
		2.00	26						
-2.55	-3.00	2.55	29	86	Arena limo-arcillosa muy densa color café	SM-SC	375.47	TIPO C	
		2.70	32						
		2.85	36						
		3.00	50						

**Elaboración:** Israel Cesen

**Tabla 19.** Velocidad media de la onda de cortante (Vs30). – Perforación 5

PROF. (M)		PENETRACIÓN		NSPT	DESC. MUESTRA	CLAS. SUCS	VS 30 (m/s)	CLAS. SITIO SEGÚN LA NEC 2015	VS 30 PROM
DE	A	cm	NSPT (PARCIAL)						
-0.55	-1.0	0.55	Limpieza	42	Arena limo-arcillosa densa color café	SM-SC	NIVEL MÍNIMO DE CIMENTACIÓN		
		0.70	10						
		0.85	19						
		1.00	23						
-1.55	-2.00	1.55	28	49	Arena limo-arcillosa muy densa color café	SM-SC	319.68	TIPO D	345.34
		1.70	25						
		1.85	27						
		2.00	22						
-2.55	-3.00	2.55	30	86	Arena limo-arcillosa muy densa color café	SM-SC	375.47	TIPO C	
		2.70	34						
		2.85	36						
		3.00	50						

**Elaboración:** Israel Cesen

Para determinar el Vs30 del área del proyecto se realizó un promedio de los valores de Vs obtenidos en cada uno de las perforaciones.

**Tabla 20.** Valores promedio de Vs30 obtenidos en cada perforación y valor promedio total de Vs30 del área del proyecto.

TABLA DE RESUMEN			
PUNTO	Vs 30 (m/s)	TIPO DE PERFIL	Vs 30 PROM. (m/s)
1	373.98	D	352.63
2	337.61	D	
3	354.70	D	
4	351.51	D	
5	345.34	D	

**Elaboración:** Israel Cesen



La Norma Ecuatoriana de la Construcción establece la clasificación de los perfiles de Suelo, cuya clasificación se lo puedo realizar tomando en cuenta el número de golpes o la velocidad media de la onda de cortante, como se muestra a continuación:

- **Número de golpes (N)**

Cuando el número de golpes es mayor a 50 ( $N \geq 50$ ), se obtiene un tipo de perfil C, conocido como perfiles de suelos muy densos o roca blanda.

- **Velocidad media de la onda de cortante**

Cuando los valores de velocidad media de la onda de cortante se encuentran en el rango de  $360\text{m/s} > V_s \geq 180\text{m/s}$ , se obtiene un perfil D, conocido como perfiles de suelos rígidos.

En este caso tenemos dos tipos de perfil de suelo en el área de estudio C y D, esto se da debido a la variación de la estratigrafía existente en el suelo, pero por criterio conservador se va a utilizar la referencia de la velocidad media de la onda de cortante, cuyo valor final obtenido es  $V_{s30}=352,63\text{m/s}$ , que se encuentra en el rango de  $360\text{m/s} > V_s \geq 180\text{m/s}$  indicando que es un **tipo de perfil D**, como se muestra en la Tabla 19.[21]

#### **4.1.5 Ecuaciones de atenuación para sismos intraplaca cortical.**

Las ecuaciones de atenuación son una herramienta indispensable para determinar el peligro sísmico de una zona en particular.

##### **4.1.5.1 Modelo Boore y Atkinson (2008)**

Este modelo se encuentra en función de la magnitud del terremoto, la distancia de la fuente al sitio, la velocidad de onda de corte promedio local y el tipo de falla.

**Tabla 21.** Datos de las fallas cercanas al área del proyecto

CÓDIGO	NOMBRE	TIPO	LON. (Km)	Rjb. (Km)	MAGNITUD DE MOMENTO (M)	Vs m/sg
EC-344b	AMBATO	Inversa Ciega	16.30	3.80	6.48	352.63
EC-344a	HUACHI	Inversa Ciega	12.05	5.08	6.32	
EC-345	TOTORAS	Transcurrente Inversa Ciega	17.60	0.52	6.55	
EC-346	PISHILATA	Transcurrente Inversa Ciega	9.91	2.25	6.28	

**Elaborado:** Israel Cesen

**Tabla 22.** Datos cálculo de magnitud de momento

TIPO DE FALLA =	a	sa	b	sb
INVERSA	5.00	0.22	1.22	0.16

**Elaborado:** Israel Cesen

**Tabla 23.** Valor variable ficticias para falla inversa

Tipo de Falla	U	SS	NS	RS
No especificada	1	0	0	0
Transcurrente	0	1	0	0
Normal	0	0	1	0
Inversa	0	0	0	1

**Elaborado:** Israel Cesen

**Tabla 24.** Coeficientes para el modelo de Boore y Atkinson (2008)

a1	a2	pga_low	V1 (m/s)	V2 (m/s)	Vref (m/s)	Mref	Mh	Rref (Km)
0,03	0,09	0,06	180	300	760	4,5	6,75	1

**Elaborado:** Israel Cesen

#### 4.1.6 Ecuaciones de atenuación para subducción.

Las ecuaciones de atenuación consideran dos tipos de subducción, los sismos de interplaca e intraplaca. La profundidad focal para estos modelos de subducción será de 125 km, ya que en eventos registrados las profundidades han sido mayores a los 100 km.

##### 4.1.6.1 Modelo Youngs (1997)

Tabla 25. Valores empleados en el modelo de Youngs

Magnitud de Momento (Mw)	H (Km)	R(Km)
8.89	125.00	298.36
<b>CATEGORÍAS</b>		
Suelo Profundo=profundidad hasta lecho recoso es mayor de 20m,		
Zds =	1	
Zr =	0	
Zss =	0	
Suelo poco Profundo=profundidad hasta la roca madre es menor de 20m,		
Zds =	0	
Zr =	0	
Zss =	1	
Interplaca Zt =	0	
Intraplaca Zt =	1	

Elaborado: Israel Cesen

#### 4.1.6.2 Modelo Zhao (2006)

Se presenta un modelo de atenuación de aceleración espectral para Japón y el conjunto de datos incluye una gran cantidad de registros de movimiento de suelo fuerte.

**Tabla 26.** Valores empleados en el modelo de Zhao

<b>Mw</b>	8.887	<b>x (km)</b>	298.36	<b>h (km)</b>	50	<b>hc (km)</b>	0	<b>Suelo</b>	C2	<b>δh</b>	1
-----------	-------	---------------	--------	---------------	----	----------------	---	--------------	----	-----------	---

Elaborado: Israel Cesen

## 4.2 ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

### 4.1.1 Magnitud de las fallas

Se procede a realizar el cálculo de la magnitud de momento para cada una de las fallas seleccionadas, a continuación, se muestra un ejemplo tomando el caso de la falla Ambato.

$$M = a + b * \log(SRL)$$

$$M = 5 + 1.22 * (16.30)$$

$$M = 6.48$$

Los coeficientes a y b se obtienen de la tabla 1 (Wells y Coppersmith) y los valores de la longitud de la falla Ambato (SRL) se tomó de la tabla 21.

**Tabla 27.** Magnitud de momento calculado (Mw) de cada una de las Fallas Geológicas seleccionadas

<b>CÓDIGO</b>	<b>NOMBRE</b>	<b>TIPO</b>	<b>MAGNITUD DE MOMENTO(M)</b>
EC-344b	AMBATO	Inversa Ciega	6.48
EC-344a	HUACHI	Inversa Ciega	6.32
EC-345	TOTORAS	Transcurrente Inversa Ciega	6.55
EC-346	PISHILATA	Transcurrente Inversa Ciega	6.28
EC-223	SUBDUCCIÓN	Inversa/Subducción	8.89

Elaborado: Israel Cesen

#### **4.2.2 Cálculo de Espectros**

El espectro de respuesta es una importante herramienta de la dinámica estructural y de gran utilidad en el área del diseño sísmo resistente, fue propuesta por Biot en 1932 y desarrollados por Housner, Newmark y otros investigadores. El espectro muestra la respuesta máxima expresada en términos de desplazamiento, velocidad y aceleración que produce una acción dinámica determinada en una estructura.

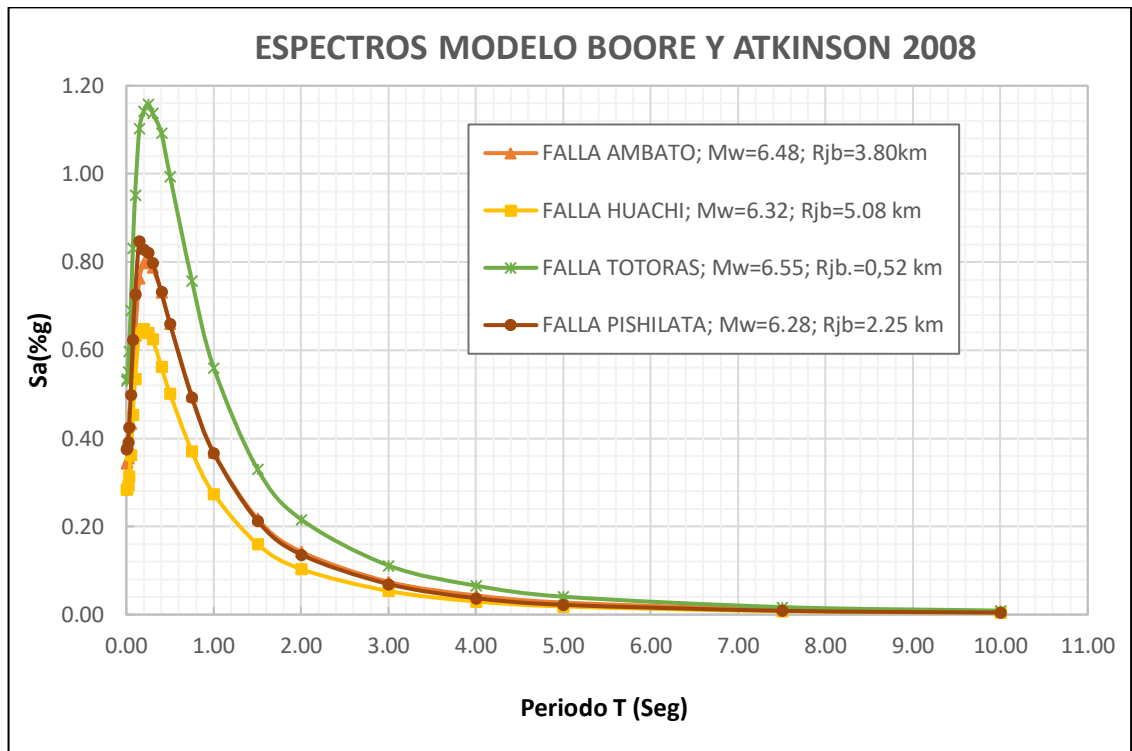
La gráfica del espectro presenta en el eje de las abscisas el periodo propio de la estructura y en el eje de las ordenadas la respuesta máxima calculada para distintos factores de amortiguamiento.

Una vez seleccionadas las fallas, identificado el sitio de estudio, calculada la Magnitud de momento, la velocidad media de la onda de cortante y analizado las ecuaciones de atenuación se continúan con las gráficas de los espectros de respuesta. Se realizará la comparación de los espectros de aceleración obtenidos con los modelos mencionados anteriormente y con los espectros obtenidos de la NEC-15.[21], [34]

##### **4.2.2.1 Espectros calculados con el modelo de Boore y Atkinson 2008**

En el siguiente gráfico se muestra el espectro obtenido con el modelo de Boore y Atkinson 2008 para cada una de las fallas corticales (Falla Ambato, Huachi, Totoras y Pishilata). Éste modelo requiere el valor de la velocidad media de la onda de cortante para lo cual se utilizó el  $V_{s30}$  calculado, correspondiente a 352.63 m/s. (Tabla 21)

**Figura 24.** Espectros de aceleración obtenidas con el modelo Boore y Atkinson 2008, utilizando cada una de las fallas corticales seleccionadas



**Elaboración:** Israel Cesen

En la figura 24 se observa que la Falla Ambato tiene una aceleración que va de 0.80 g. a 0.1 g. correspondiente a un periodo de 0.25 a 10 seg. respectivamente, la Falla Huachi que tiene una aceleración que va de 0.65 g. a 0.10 g. correspondiente a un periodo de 0.20 a 10 seg respectivamente, la falla Totoras con una aceleración que va de 1.16 g. a 0.10 g. correspondiente a un periodo de 0.25 a 10 seg. respectivamente y la Falla Pishilata con una aceleración que va de 0.85 g. a 0.10 g. correspondiente a un periodo de 0.15 a 10 seg. respectivamente.

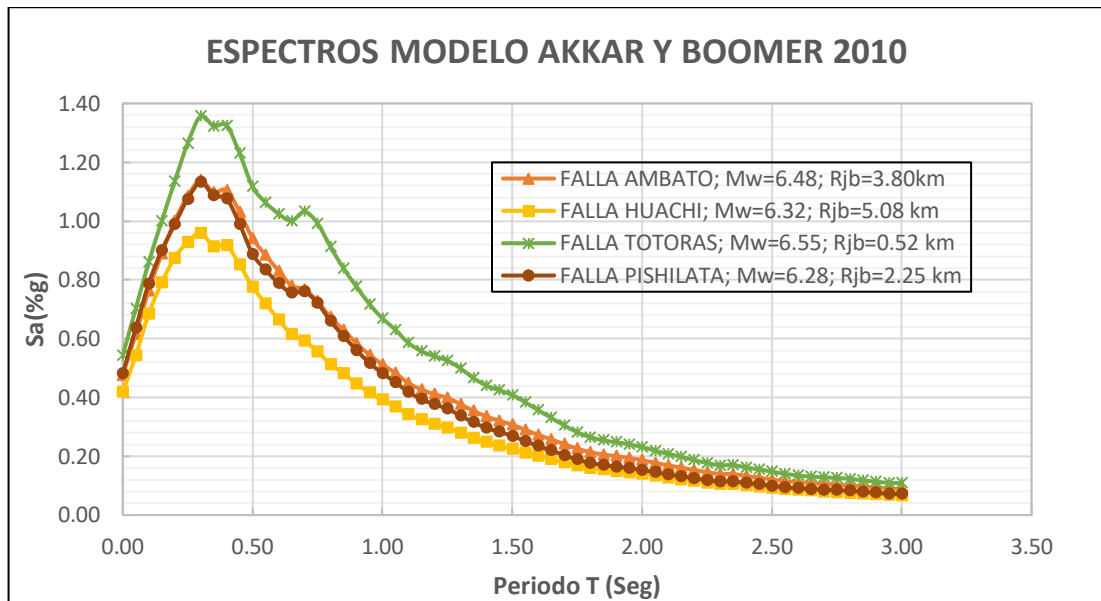
Estos valores indican que la **Falla Totoras** es la que predomina en el modelo de Boore y Atkinson con un valor máximo de aceleración de **1.16 g** correspondiente a un período de **0.25 seg** y después va decreciendo hasta llegar a una aceleración de **0.10 g**. con período de **10 seg.**

Con respecto a la **Falla Totoras** que posee un valor máximo de aceleración, existe una variación del **30.87 %** a la Falla Ambato, el **44.10 %** a la Falla Huachi, y el **26.82 %** a la Falla Pishilata.

#### 4.2.2.2 Espectros calculados con el Modelo de Akkar y Bommer 2010

En la figura 25 se muestra el espectro obtenido con el modelo de Akkar y Bommer 2010 para cada una de las fallas corticales (Falla Ambato, Huachi, Totoras y Pishilata).

**Figura 25.** Espectros de aceleración obtenidos con el modelo Akkar y Boomer 2010, utilizando cada una de las fallas corticales seleccionadas



**Elaboración:** Israel Cesen

En la figura 25 se observa que la Falla Ambato tiene una aceleración que va de 1.14 g. a 0.09 g. correspondiente a un periodo de 0.30 a 3 seg. respectivamente, la Falla Huachi que tiene una aceleración que va de 0.96 g. a 0.07 g. correspondiente a un periodo de 0.30 a 3 seg respectivamente, la falla Totoras con una aceleración que va de 1.36 g. a 0.11 g. correspondiente a un periodo de 0.30 a 3 seg. respectivamente y la Falla Pishilata con una aceleración que va de 1.13 g. a 0.07 g. correspondiente a un periodo de 0.30 a 3 seg. respectivamente.

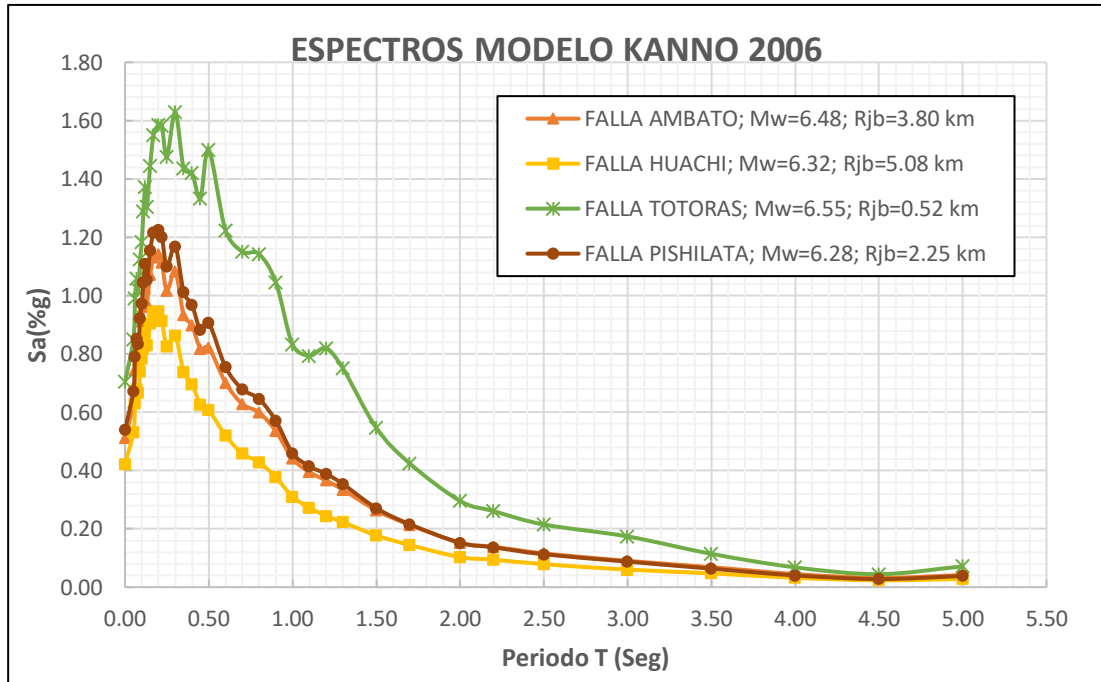
Estos valores indican que la **Falla Totoras** es la que predomina en el modelo de Boore y Atkinson con un valor máximo de aceleración de **1.36 g** correspondiente a un período de **0.30 seg** y después va decreciendo hasta llegar a una aceleración de **0.11 g.** con período de **3 seg.**

Con respecto a la **Falla Totoras** que posee un valor máximo de aceleración, existe una variación del **18.78 %** a la Falla Ambato, el **34.28 %** a la Falla Huachi, y el **19.36 %** a la Falla Pishilata.

#### 4.2.2.3 Espectros calculados con el Modelo de Kanno 2006.

En la figura 26 se muestra el espectro obtenido con el modelo de Kanno 2006 para cada una de las fallas corticales (Falla Ambato, Huachi, Totoras y Samanga).

**Figura 26.** Espectros de aceleración obtenidas con el modelo Kanno 2006, utilizando cada una de las fallas corticales seleccionadas



Elaboración: Israel Cesen

En la figura 26 se observa que la Falla Ambato tiene una aceleración que va de 1.14 g. a 0.03 g. correspondiente a un periodo de 0.20 a 4.50 seg. respectivamente, la Falla Huachi que tiene una aceleración que va de 0.95 g. a 0.02 g. correspondiente a un periodo de 0.20 a 4.50 seg respectivamente, la falla Totoras con una aceleración que va de 1.63 g. a 0.04 g. correspondiente a un periodo de 0.30 a 4.50 seg. respectivamente y la Falla Pishilata con una aceleración que va de 1.23 g. a 0.03 g. correspondiente a un periodo de 0.20 a 4.50 seg. respectivamente.

Estos valores indican que la **Falla Totoras** es la que predomina en el modelo de Boore y Atkinson con un valor máximo de aceleración de **1.63 g** correspondiente a un período de **0.30 seg** y después va decreciendo hasta llegar a una aceleración de **0.04 g**. con período de **4.50 seg**.

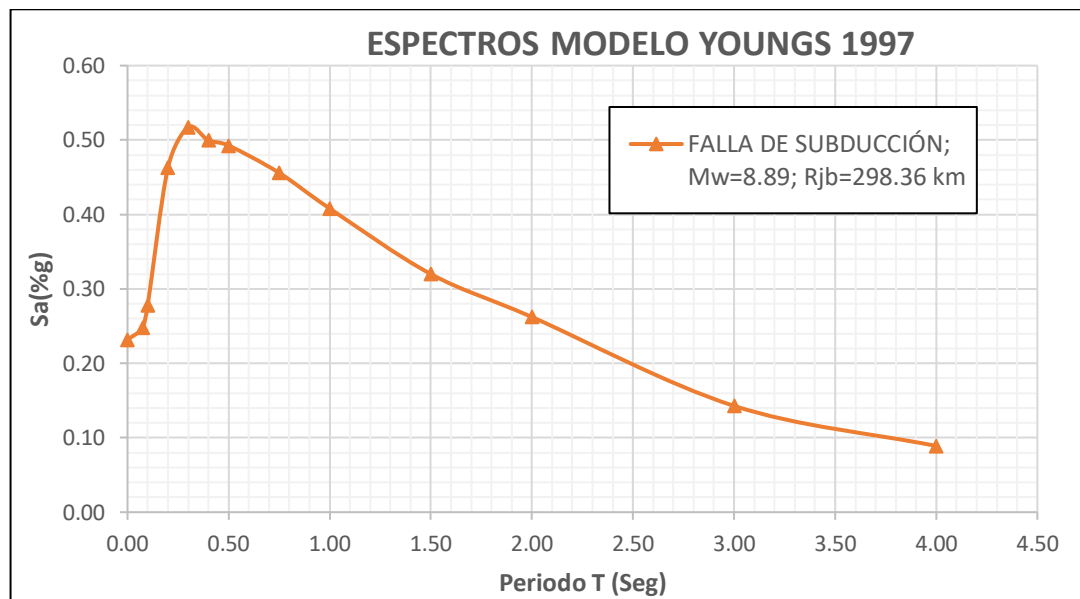


Con respecto a la **Falla Totoras** que posee un valor máximo de aceleración, existe una variación del **41.92 %** a la Falla Ambato, el **58.84 %** a la Falla Huachi, y el **34.79 %** a la Falla Pishilata.

#### 4.2.2.4 Espectros calculados con el Modelo de Youngs 1997.

En la siguiente figura 27 se muestra el espectro obtenido con el modelo de Youngs 1997 para la falla de Subducción.

**Figura 27.** Espectros de aceleración obtenidas con el modelo Youngs 1997, utilizando la falla de subducción



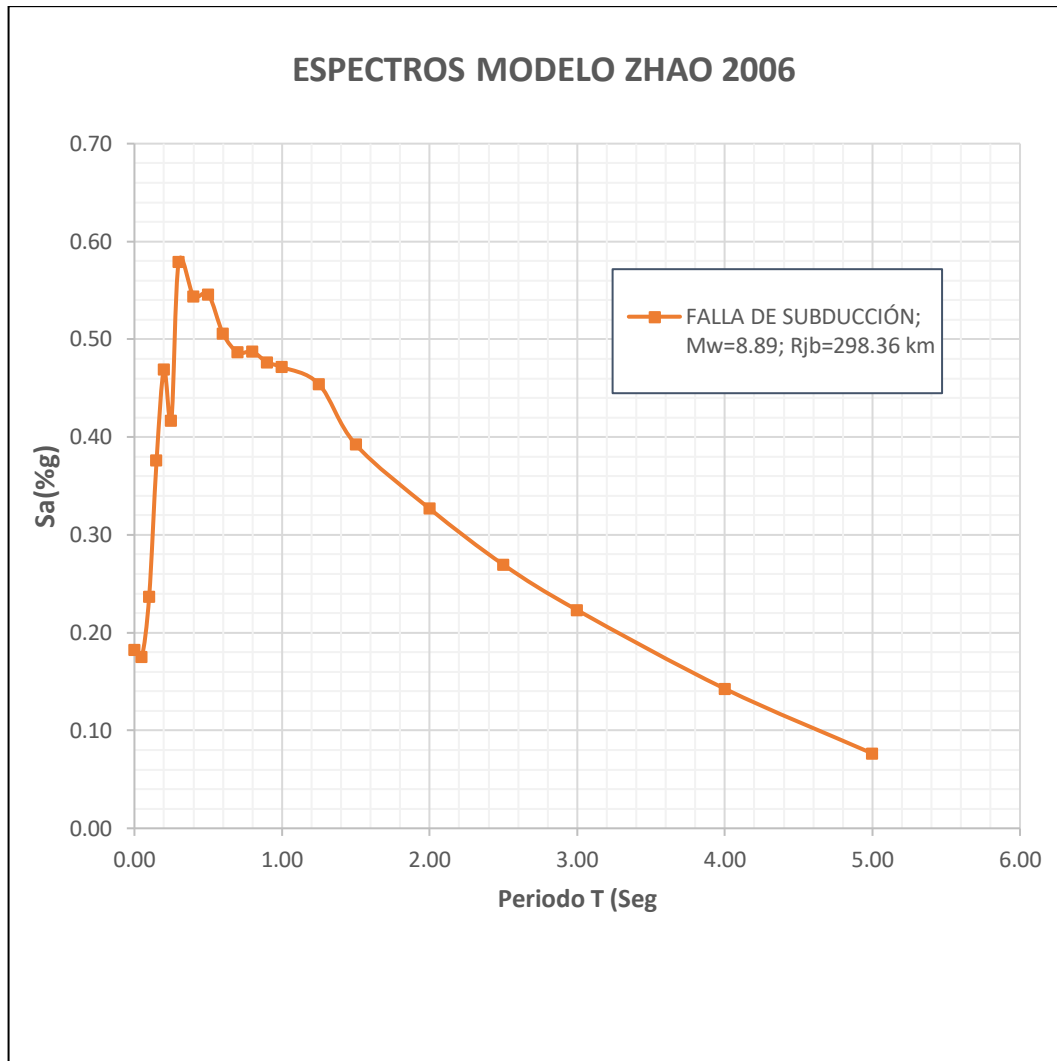
**Elaboración:** Israel Cesen

En la figura 27 se muestra valores de la **Falla de Subducción** con un valor máximo de aceleración de **0.52 g** correspondiente a un período de **0.30 seg** y después va decreciendo hasta llegar a una aceleración de **0.09 g**. con un período de **4.00 seg**.

#### 4.2.2.5 Espectros calculados con el Modelo de Zhao 2006.

En la siguiente figura se muestra el espectro obtenido con el modelo de Zhao 2006 para la falla de Subducción.

**Figura 28.** Espectros de aceleración obtenidas con el modelo Zhao 2006, utilizando la falla de subducción



**Elaboración:** Israel Cesen

En la figura 28 se muestra valores de la **Falla de Subducción** con un valor máximo de aceleración de **0.58 g** correspondiente a un período de **0.30 seg** y después va decreciendo hasta llegar a una aceleración de **0.08 g**. con un período de **5.00 seg**.

A continuación, se muestra una tabla resumen con todas las aceleraciones máximas, períodos y su variación porcentual para cada uno de los modelos y fallas.

**Tabla 28.** alores de aceleraciones máximas y su variación porcentual.

<b>MODELO BOORE Y ATKINSON</b>				
<b>Fallas</b>	<b>Aceleración máx.(Sa)</b>	<b>Período (T)</b>	<b>Variación % de Aceleración</b>	
Ambato	0,80	0,20	<b>Modelos</b>	<b>%</b>
Huachi	0,65	0,20	Totoras - Ambato	30,87
Totoras	1,16	0,25	Totoras-Huachi	44,10
Pishilata	0,85	0,15	Totoras -Pishilata	26,82
<b>MODELO AKKAR Y BOOMER</b>				
<b>Fallas</b>	<b>Aceleración máx.(Sa)</b>	<b>Período (T)</b>	<b>Variación % de Aceleración</b>	
Ambato	1,14	0,30	<b>Modelos</b>	<b>%</b>
Huachi	0,96	0,30	Totoras - Ambato	18,78
Totoras	1,36	0,30	Totoras-Huachi	34,28
Pishilata	1,13	0,30	Totoras -Pishilata	19,36
<b>MODELO KANNO</b>				
<b>Fallas</b>	<b>Aceleración máx.(Sa)</b>	<b>Período (T)</b>	<b>Variación % de Aceleración</b>	
Ambato	1,14	0,20	<b>Modelos</b>	<b>%</b>
Huachi	0,95	0,20	Totoras - Ambato	41,92
Totoras	1,63	0,30	Totoras-Huachi	58,84
Pishilata	1,23	0,20	Totoras -Pishilata	34,79
<b>MODELO YOUNGS</b>				
<b>Fallas</b>	<b>Aceleración máx.(Sa)</b>		<b>Período (T)</b>	
Subducción	0,52		0,30	
<b>MODELO ZHAO</b>				
<b>Fallas</b>	<b>Aceleración máx.(Sa)</b>		<b>Período (T)</b>	
Subducción	0,58		0,30	

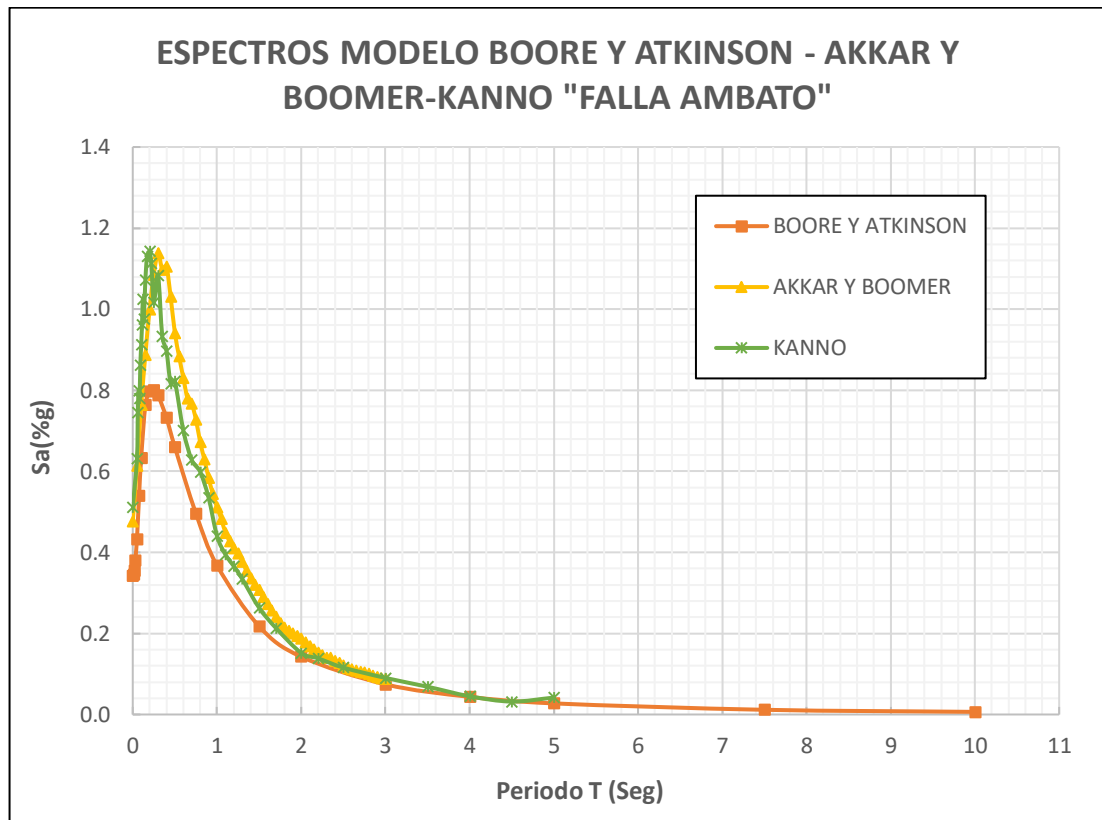
Elaboración: Israel Cesen

De la tabla 29 se puede concluir que de las 14 aceleraciones máximas obtenidas el **7.14%** ocurren para períodos de **0.15seg**, **0.25seg**, mientras que el **35.72%** ocurre en un período de **0.20 seg** y el **50.00%** ocurre en un período de **0.30 seg**.

#### **4.2.3 Espectros con los modelos para una falla.**

Se muestra a continuación la gráfica del espectro de aceleración con cada uno de los modelos establecidos, Boore y Atkinson, Akkar y Boomer, Kanno, Young y Zhao para cada una de las fallas cercanas al proyecto, Falla Ambato, Huachi, Totoras, Pishilata y Subducción.

**Figura 29.** Espectros de aceleración obtenidas con el modelo Boore y Atkinson, Akkar y Boomer- Kanno, para la falla Ambato

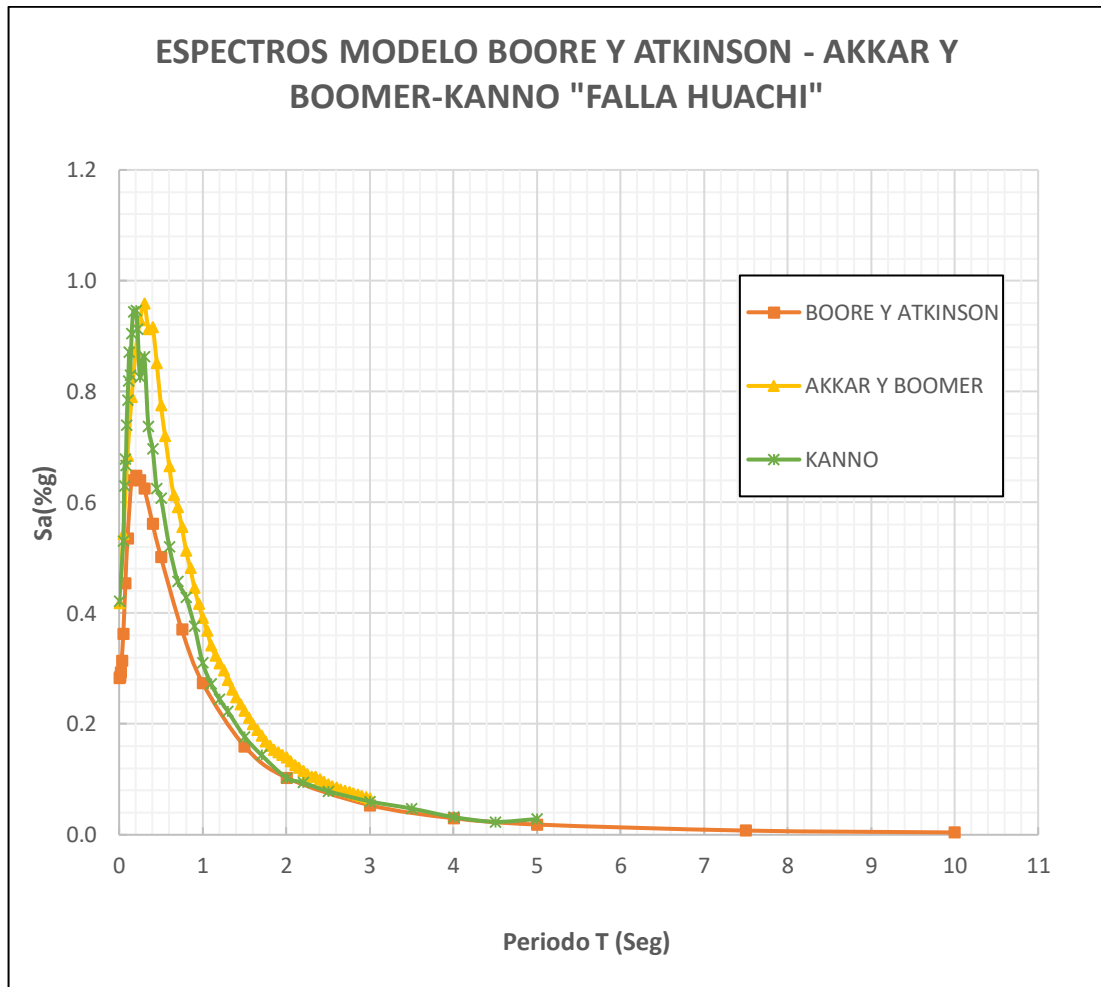


**Elaboración:** Israel Cesen

En la figura 29 se determina que los modelos de **Kanno** y **Akkar - Boomer** son los que predominan en la Falla Ambato con un valor máximo de aceleración de **1.14 g** correspondiente a un período de **0.2seg y 0.30seg** y después va decreciendo hasta llegar a un período de **5 seg y 3 seg** respectivamente.

Con respecto al modelo de **Kanno** y **Akkar - Boomer** que son los que presenta el valor máximo de aceleración, existe una variación del 20.86% al modelo de Boore y Atkinson.

**Figura 30.** Espectros de aceleración obtenidas con el modelo Boore y Atkinson-Akkar y Boomer- Kanno, para la falla Huachi

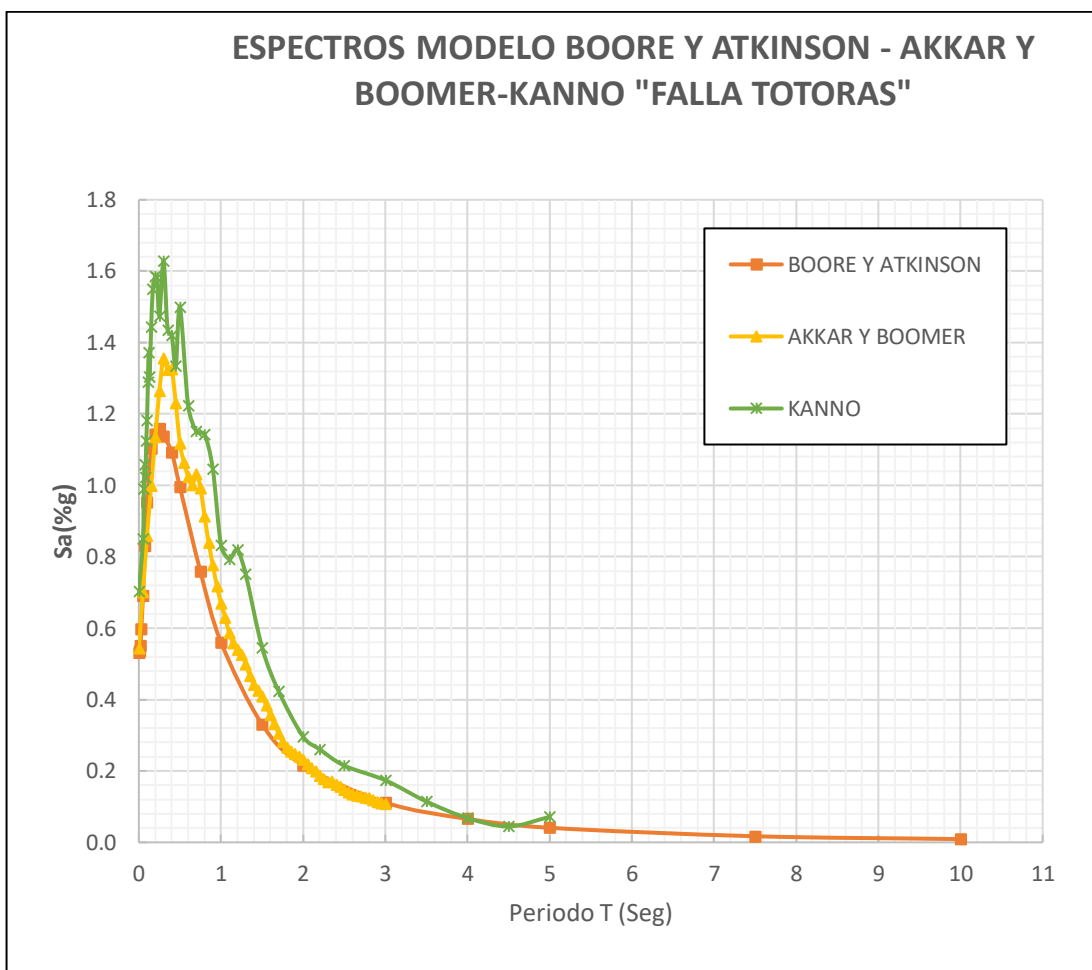


**Elaboración:** Israel Cesen

En la figura 30 se determina que el modelo de **Akkar - Boomer** es el que predomina en la Falla Huachi con un valor máximo de aceleración de **0.96 g** correspondiente a un período de **0.30seg** y después va decreciendo hasta llegar a un período de **3 seg**.

Con respecto al modelo de **Akkar - Boomer** que es el que presenta el valor máximo de aceleración, existe una variación del 32.29 % al modelo de Boore y Atkinson y una variación del 1.04 % al modelo de Kanno.

**Figura 31.** Espectros de aceleración obtenidas con el modelo Boore y Atkinson-Akkar y Boomer- Kanno, para la falla Totoras

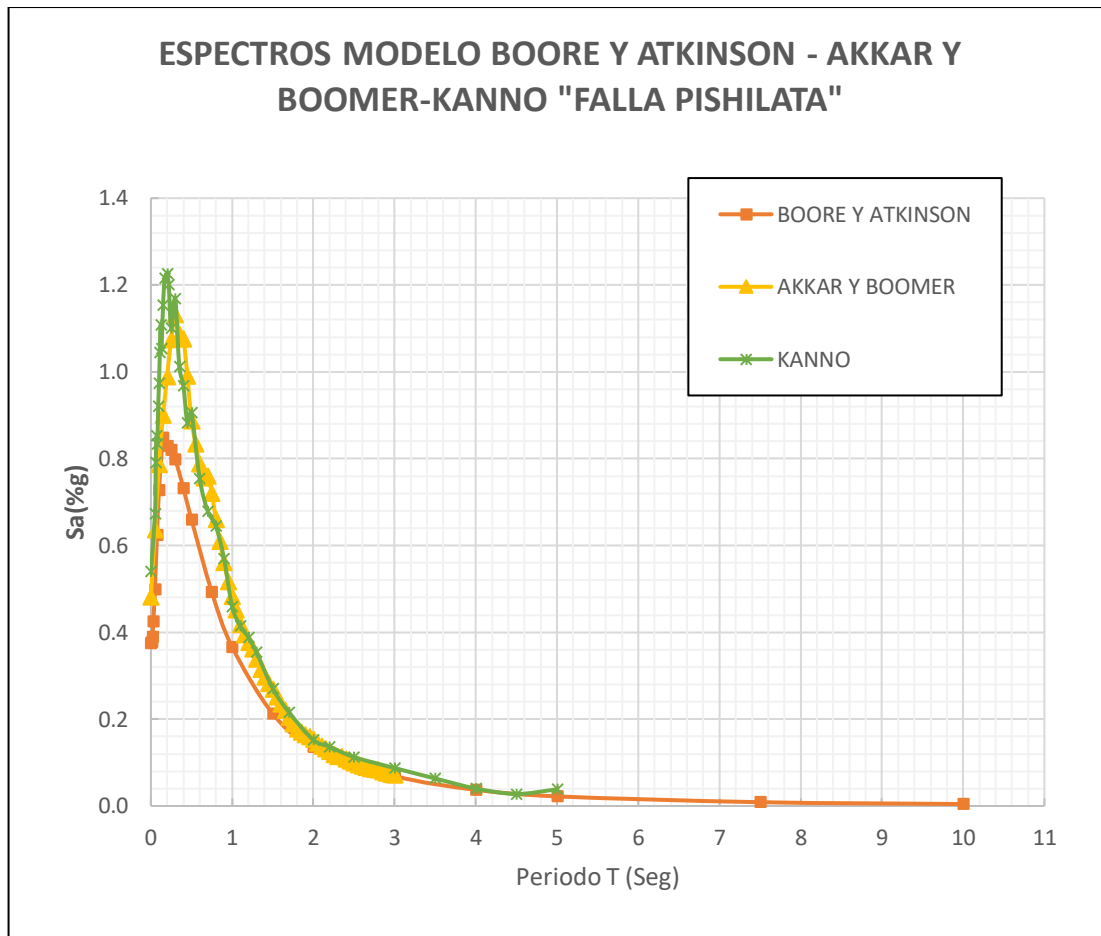


**Elaboración:** Israel Cesen

La figura 31 indica que el modelo de **Kanno** es el que predomina en la Falla Totoras con un valor máximo de aceleración de **1.36 g** correspondiente a un período de **0.3 seg** y después va decreciendo hasta llegar a un período de 5seg.

Con respecto al modelo de Kanno que es el que presenta el valor máximo de aceleración, existe una variación del 16.56% al modelo de Akkar y Boomer, el 28.83% al modelo de Boore y Atkinson.

**Figura 32.** Espectros de aceleración obtenidas con el modelo Boore y Atkinson-Akkar y Boomer- Kanno, par a la falla Pishilata



**Elaboración:** Israel Cesen

La figura 32 indica que el modelo de **Kanno** es el que predomina en la Falla Totoras con un valor máximo de aceleración de **1.23 g** correspondiente a un período de **0.3 seg** y después va decreciendo hasta llegar a un período de 5seg.

Con respecto al modelo de Kanno que es el que presenta el valor máximo de aceleración, existe una variación del 8.13% al modelo de Akkar y Boomer, el 30.89% al modelo de Boore y Atkinson.

**Figura 33.** Espectros de aceleración obtenidas con el modelo Youngs y Zhao, para la falla de Subducción.



**Elaboración:** Israel Cesen

La figura 33 indica que el modelo de **Zhao** es el que predomina en la Falla de Subducción con un valor máximo de aceleración de **0.55 g** correspondiente a un período de **0.50 seg** y después va decreciendo hasta llegar a un período de 5seg.

Con respecto al modelo de Zhao que es el que presenta el valor máximo de aceleración, existe una variación del 5.45% al modelo de Youngs.

A continuación, se muestra una tabla resumen con todas las aceleraciones máximas, períodos y su variación porcentual para cada uno de los modelos y fallas.



**Tabla 29.** Valores de aceleraciones máximas y su variación porcentual

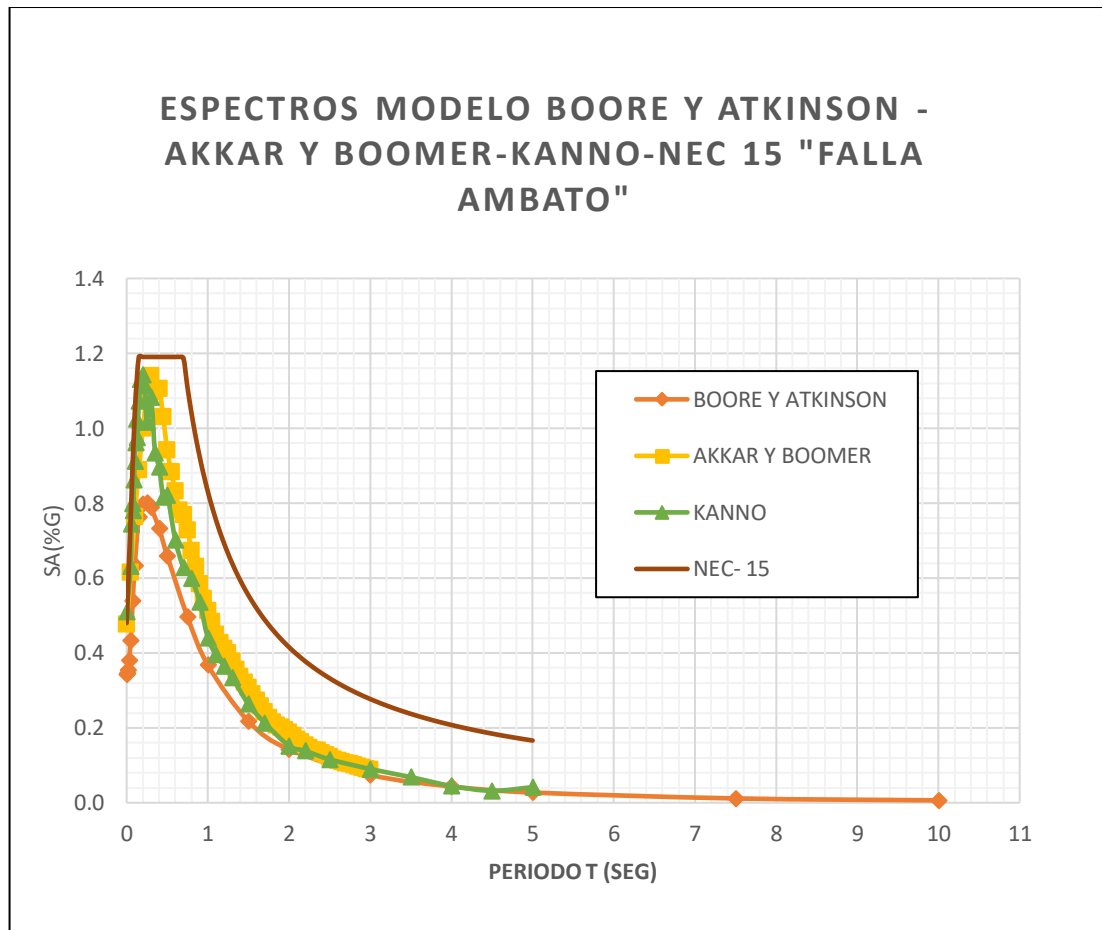
<b>FALLA AMBATO</b>				
<b>Modelo</b>	<b>Aceleración máx.(Sa)</b>	<b>Período (T)</b>	<b>Variación % de Aceleración</b>	
Kanno	0,80	0,20	<b>Modelos</b>	<b>%</b>
Akkar y Boomer	1,14	0,30	Kanno - Akkar y Boomer	12,16
Boore y Atkinson	1,14	0,20	Kanno - Boore y Atkinson	26,35
<b>FALLA HUACHI</b>				
<b>Modelo</b>	<b>Aceleración máx.(Sa)</b>	<b>Período (T)</b>	<b>Variación % de Aceleración</b>	
Kanno	0,95	0,20	<b>Modelos</b>	<b>%</b>
Akkar y Boomer	0,96	0,30	Akkar y Boomer - Boore y Atkinson	32,29
Boore y Atkinson	0,65	0,20	Akkar y Boomer - Kanno	1,04
<b>FALLA TOTORAS</b>				
<b>Modelo</b>	<b>Aceleración máx.(Sa)</b>	<b>Período (T)</b>	<b>Variación % de Aceleración</b>	
Kanno	1,63	0,30	<b>Modelos</b>	<b>%</b>
Akkar y Boomer	1,36	0,30	Kanno - Akkar y Boomer	16,57
Boore y Atkinson	1,16	0,25	Kanno - Boore y Atkinson	28,83
<b>FALLA PISHILATA</b>				
<b>Modelo</b>	<b>Aceleración máx.(Sa)</b>	<b>Período (T)</b>	<b>Variación % de Aceleración</b>	
Kanno	1,23	0,20	<b>Modelos</b>	<b>%</b>
Akkar y Boomer	1,13	0,30	Kanno - Akkar y Boomer	8,13
Boore y Atkinson	0,85	0,15	Kanno - Boore y Atkinson	30,89
<b>FALLA SUBDUCCIÓN</b>				
<b>Modelo</b>	<b>Aceleración máx.(Sa)</b>	<b>Período (T)</b>	<b>Variación % de Aceleración</b>	
Youngs	0,52	0,30	<b>Modelos</b>	<b>%</b>
Zhao	0,58	0,30	Youngs- Zhao	5,45

Elaboración: Israel Cesen

#### 4.2.4 Espectros con la NEC-15

Comparación de los espectros con los modelos establecidos para cada una de las fallas seleccionadas y el espectro de la NEC-15.

**Figura 34.** Espectros de aceleración obtenidas con el modelo Boore y Atkinson-Akkar y Boomer- Kanno- NEC 15 para la falla Ambato

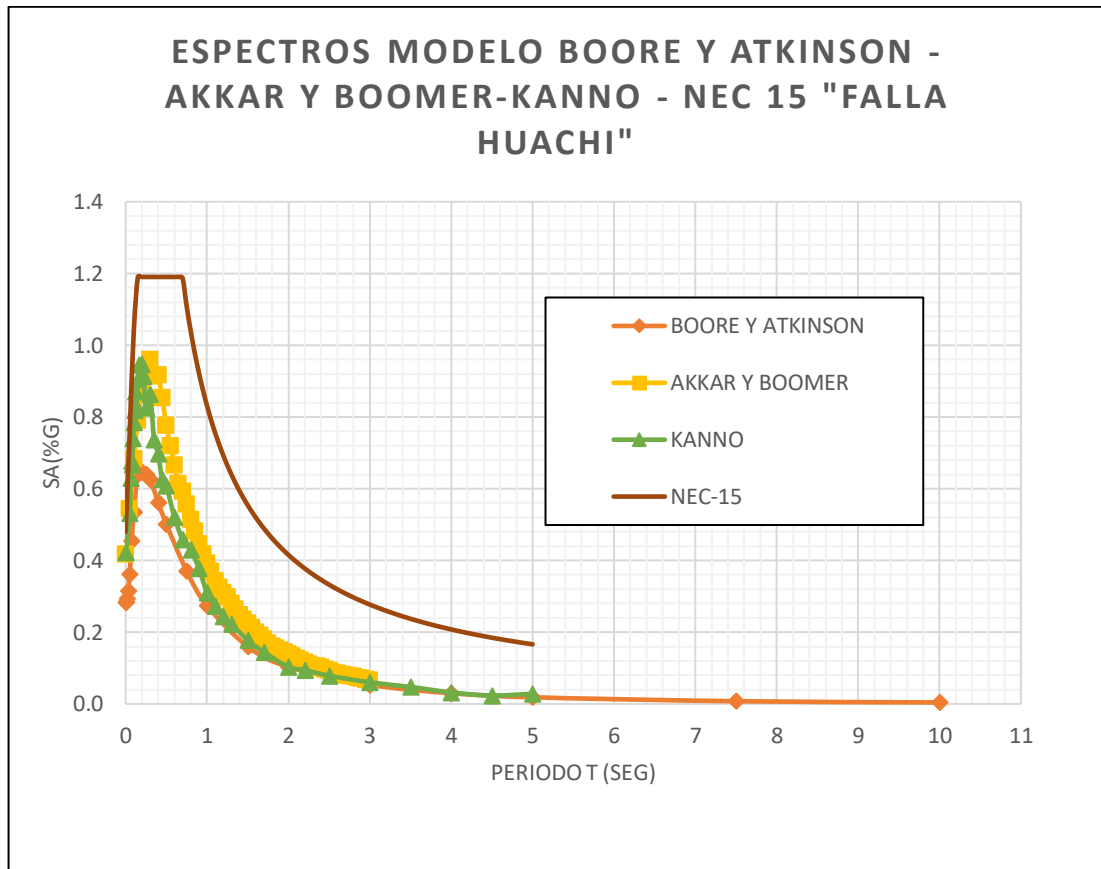


Elaboración: Israel Cesen

En la figura 34 se observa que el espectro de Boore y Atkinson, Akkar y Boomer y Kanno está totalmente dentro del rango de los valores de aceleración del espectro de la NEC15.

El espectro de la NEC-15 tiene un valor de aceleración máxima de **1.19g** durante un periodo de **0.15seg a 0.65seg**, este valor supera al obtenido con el modelo Boore - Atkinson y Akkar - Boomer (1.14 g) en un **4,20%** y en el modelo **Kanno** (0.80 g) en un **32.77%**.

**Figura 35.** Espectros de aceleración obtenidas con el modelo Boore y Atkinson-Akkar y Boomer- Kanno-NEC 15, para la falla Huachi

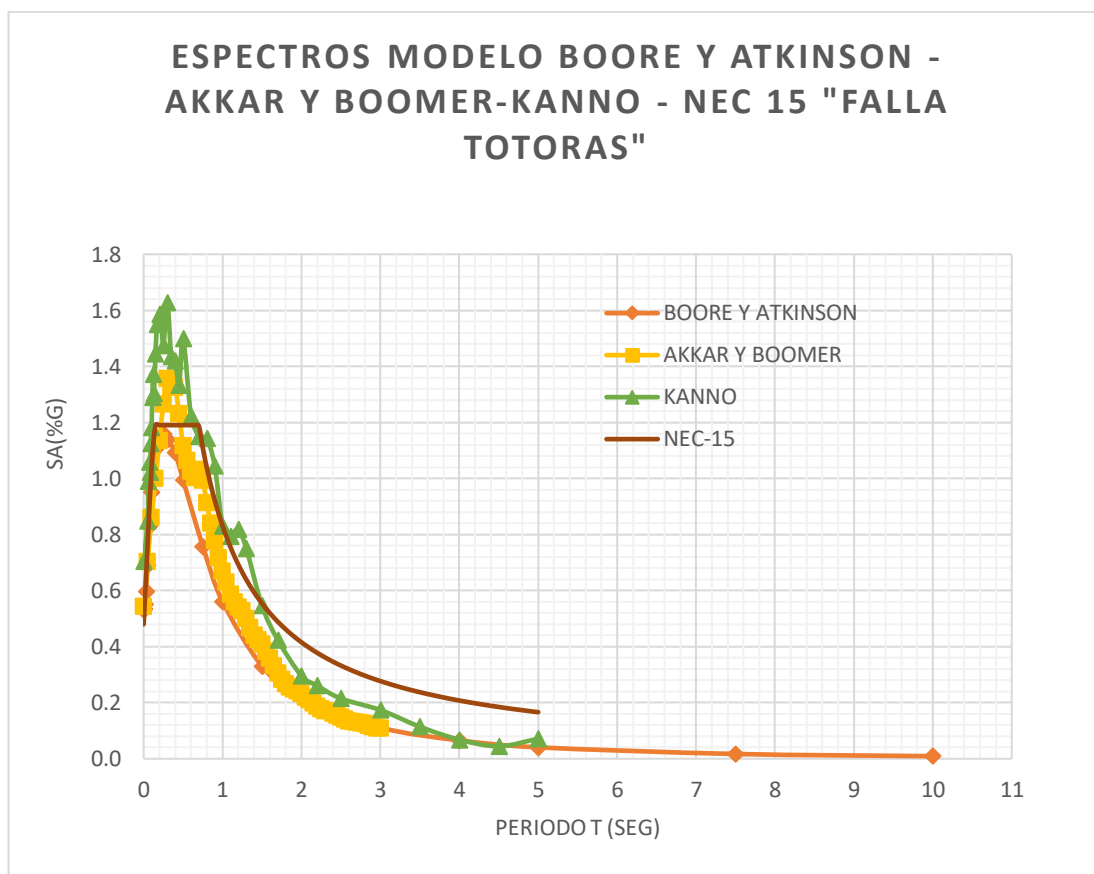


**Elaboración:** Israel Cesen

En la figura 35 se observa que los espectros de Boore y Atkinson, Akkar y Boomer y Kanno están totalmente dentro del rango de los valores de aceleración del espectro de la NEC15.

El espectro de la NEC-15 tiene un valor de aceleración máxima de **1.19g** durante un periodo de **0.15seg a 0.65seg**, este valor supera al obtenido con el modelo Boore y Atkinson (0.65g) en un 45.37%, al modelo Akkar y Boomer (0.96g) en un 19.32% y para el modelo de **Kanno** presenta el mismo valor máximo de aceleración de 20.16%.

**Figura 36.** Espectros de aceleración obtenidas con el modelo Boore y Atkinson-Akkar y Boomer- Kanno – NEC15, para la falla Totoras

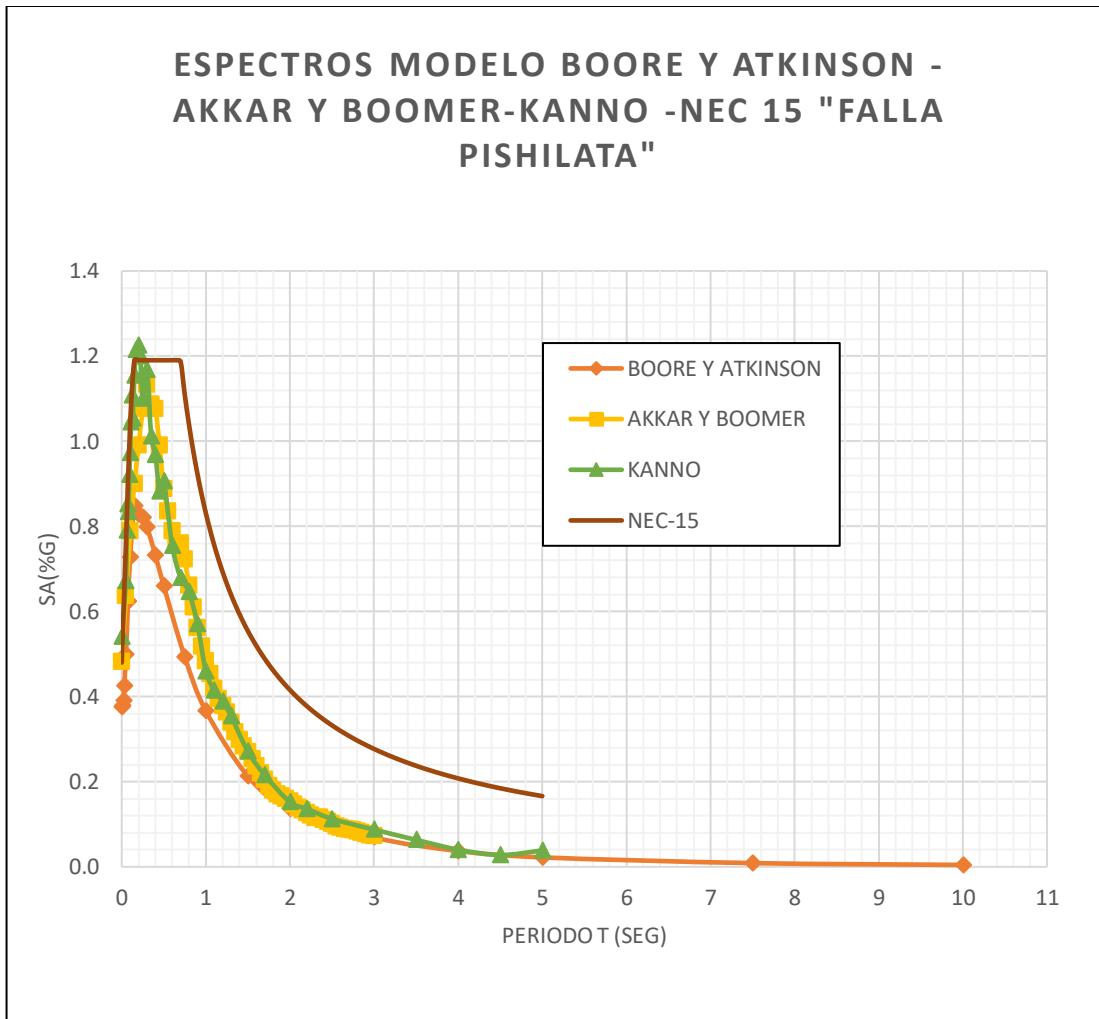


**Elaboración:** Israel Cesen

En la figura 36 se observa que el espectro de Boore y Atkinson está totalmente dentro del rango de los valores de aceleración del espectro de la NEC15, mientras que el modelo de Akkar y Boomer y el modelo de Kanno lo sobrepasan durante un intervalo de período, pero después vuelve a descender colocándose nuevamente dentro del rango.

El espectro de la NEC-15 tiene un valor de aceleración máxima de **1.19g** durante un periodo de **0.15seg a 0.65seg**, este valor supera al obtenido con el modelo Boore y Atkinson (1.16g) en un 2.52%, en cambio el espectro de Akkar y Boomer (1.36g) supera al espectro de la NEC-15 durante un período de 0.15seg a 0.45seg en un 14.28%. El modelo de **Kanno** supera al modelo de la NEC-15 durante un período de **0.10seg a 0.60seg** en donde la aceleración máxima del modelo de Kanno es **1.63g** que representa una variación de **26.99%**.

**Figura 37.** Espectros de aceleración obtenidas con el modelo Boore y Atkinson-Akkar y Boomer- Kanno- NEC 15, para la falla Pishilata

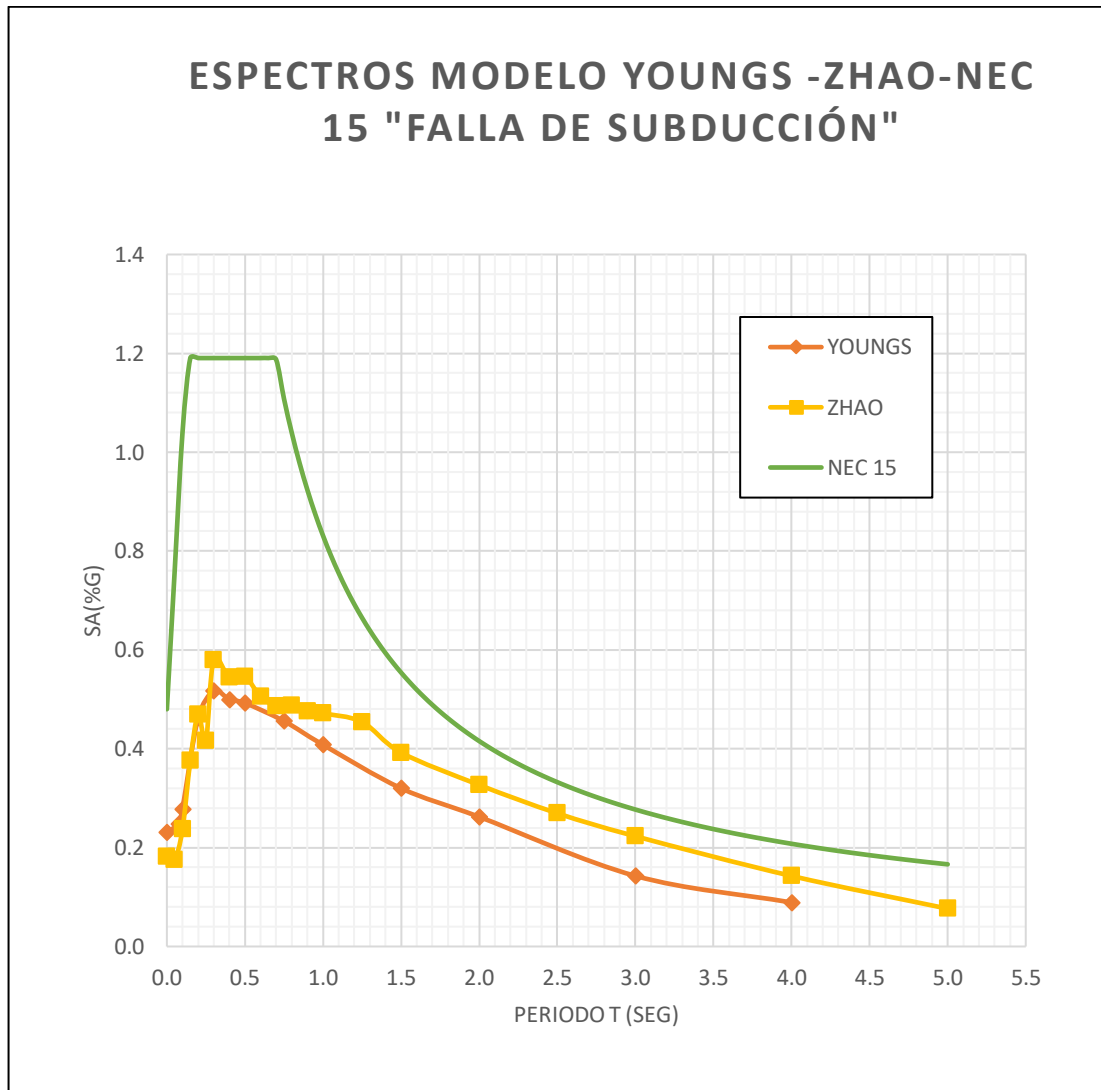


**Elaboración:** Israel Cesen

En la figura 37 se observa que los espectros de Boore y Atkinson, Akkar y Boomer están totalmente dentro del rango de los valores de aceleración del espectro de la NEC15. mientras que el modelo de Kanno lo sobrepasa durante un intervalo de período, pero después vuelve a descender colocándose nuevamente dentro del rango.

El espectro de la NEC-15 tiene un valor de aceleración máxima de **1.19g** durante un periodo de **0.15seg a 0.65seg**, este valor supera al obtenido con el modelo Boore y Atkinson (0.85g) en un 28.57%, al modelo Akkar y Boomer (1.13g) en un 5.04% y el modelo Kanno (1.23g) supera al espectro NEC-15 en un 3.25%.

**Figura 38.** Espectros de aceleración obtenidas con el modelo Youngs – Zhao- NEC 15, para la falla de Subducción



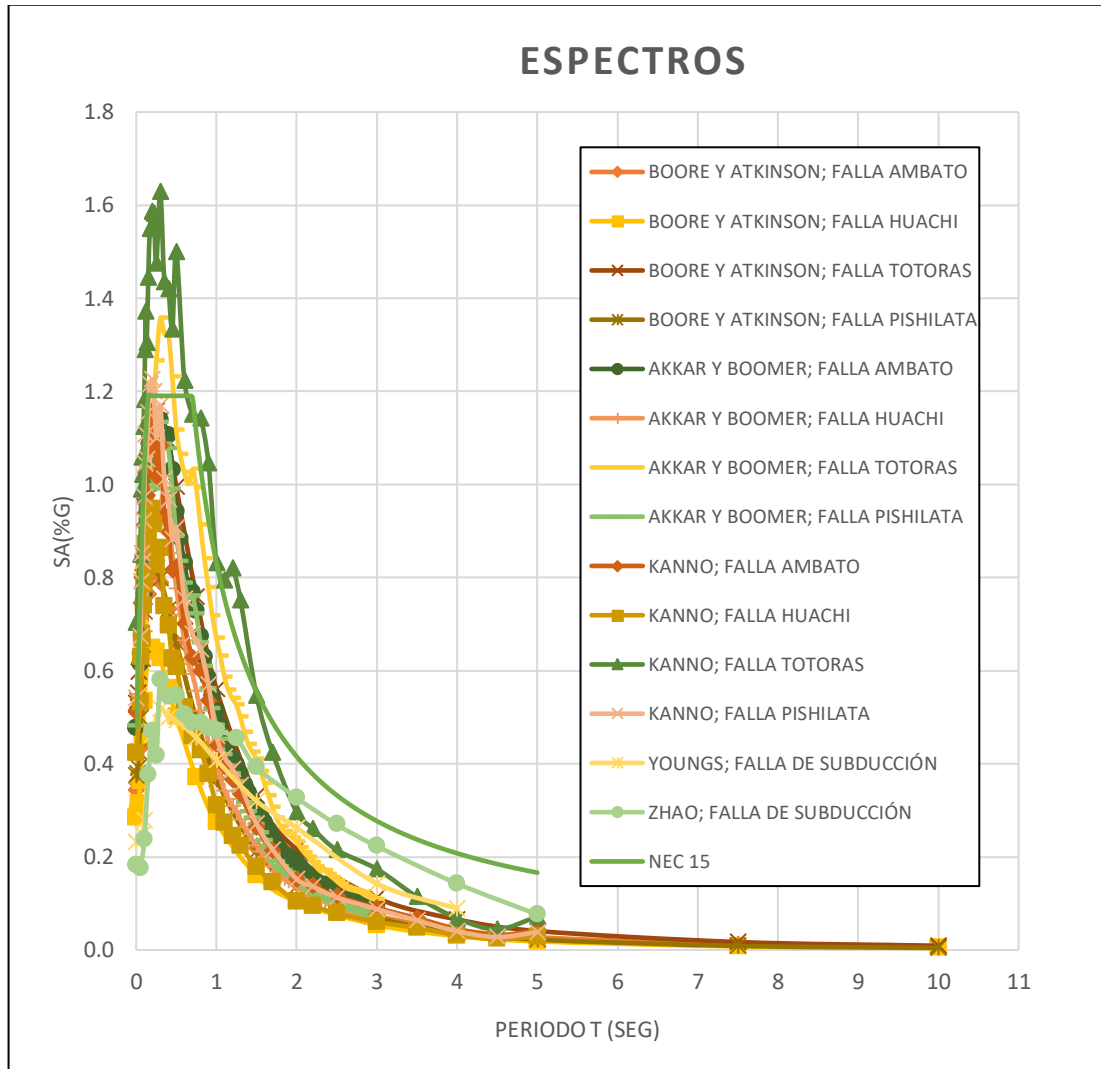
**Elaboración:** Israel Cesen

En la figura 38 se observa que los espectros de los modelos de Zhao y Youngs están totalmente dentro del rango de los valores de aceleración del espectro de la NEC15.

El espectro de la NEC-15 tiene un valor de aceleración máxima de **1.19g** durante un período de **0.15seg a 0.65seg**, este valor supera al obtenido con el modelo de Zhao (0.58g) en un **51.26%** y el modelo de Youngs (0.52g) en un **56.30%**.

#### 4.2.5 Espectros de todos los modelos con la NEC-15

**Figura 39.** Gráfica del espectro de aceleración con cada uno de los modelos establecidos, Boore y Atkinson-Akkar y Boomer- Kanno- Young- Zhao para cada una de las fallas mencionadas anteriormente Falla Ambato, Huachi, Totoras, Samanga y Subducción y el espectro de



**Elaboración:** Israel Cesen

En la figura 39 se puede observar que los espectros generados por las fallas corticales predominan en periodos cortos y afectan a estructuras de 2 a 3 pisos, al igual que los espectros generados por la falla de subducción.

Es importante mencionar que para cada una de las fallas corticales empleadas el modelo de Kanno es el que más sobresale, ya que con este modelo se obtuvo la máxima aceleración para cada una de las fallas, además supera al espectro de la NEC-15 para la falla Totoras.

#### 4.2.6 Espectro determinístico comparado con la NEC-15

Para obtener el espectro determinístico se toman los valores máximos de aceleración de los modelos graficados con cada una de las fallas, para después compararlo con el espectro de la NEC 15.

En la siguiente tabla se observa los valores para del espectro determinístico de aceleración y su gráfica.

**Tabla 30.** Valores de los períodos y aceleraciones para el espectro determinista.

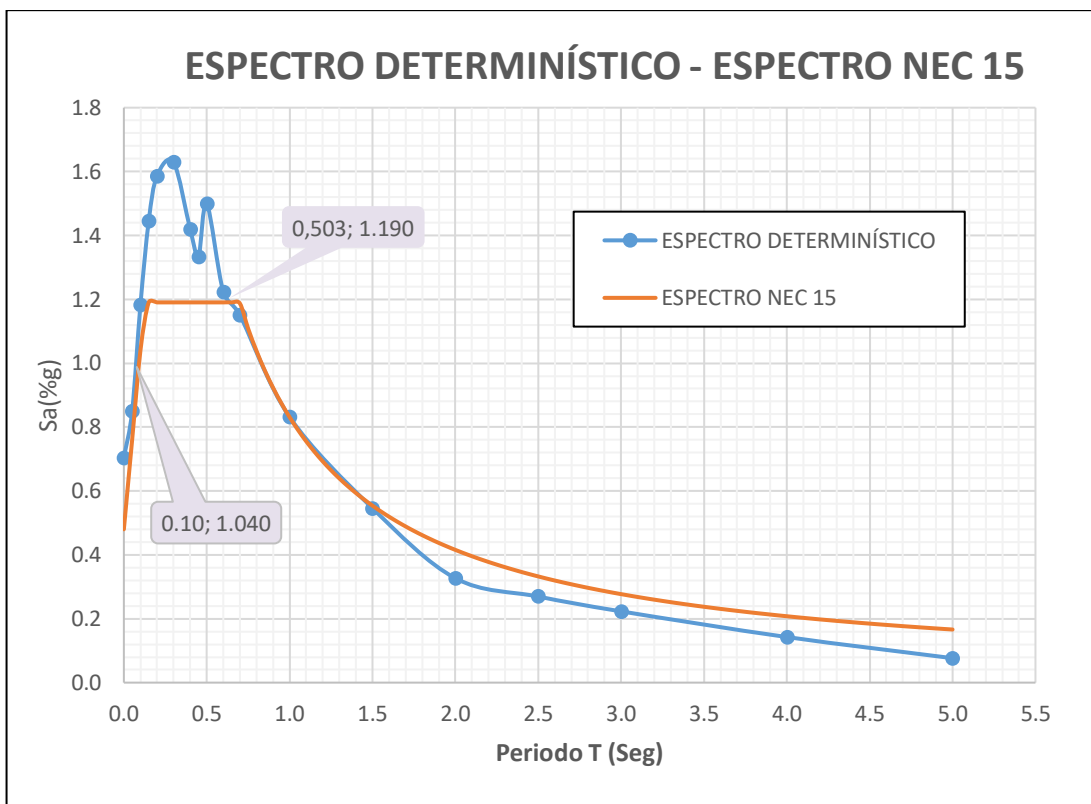
<b>ESPECIFICO</b>	
<b>T(seg)</b>	<b>Sa(g)</b>
0.00	0.70
0.01	0.54
0.02	0.55
0.03	0.60
0.05	0.85
0.06	0.99
0.07	1.06
0.08	0.83
0.08	1.02
0.09	1.12
0.10	1.18
0.11	1.29
0.12	1.37
0.13	1.30
0.15	1.44
0.17	1.55
0.20	1.59
0.22	1.58
0.25	1.48
0.30	1.63
0.35	1.44
0.40	1.42
0.45	1.33
0.50	1.50
0.55	1.06
0.60	1.22
0.65	1.00
0.70	1.15
0.75	0.99
0.80	1.14
0.85	0.84
0.90	1.05
0.95	0.72
1.00	0.83



1.05	0.63
1.10	0.79
1.15	0.56
1.20	0.82
1.25	0.53
1.30	0.75
1.35	0.47
1.40	0.44
1.45	0.42
1.50	0.55
1.55	0.38
1.60	0.36
1.65	0.33
1.70	0.42
1.75	0.28
1.80	0.27
1.85	0.25
1.90	0.25
1.95	0.24
2.00	0.33
2.05	0.22
2.10	0.21
2.15	0.20
2.20	0.26
2.25	0.18
2.30	0.17
2.35	0.17
2.40	0.16
2.45	0.16
2.50	0.27
2.55	0.14
2.60	0.13
2.65	0.13
2.70	0.13
2.75	0.13
2.80	0.12
2.85	0.12
2.90	0.11
3.00	0.22
3.50	0.11
4.00	0.14
4.50	0.04
5.00	0.08
7.50	0.02
10.00	0.01

**Elaboración:** Israel Cesen

Figura 40. Espectro determinístico comparado con el espectro de la NEC 15



Elaboración: Israel Cesen

La figura 40 muestra el espectro determinístico y el de la NEC-15 para el área de estudio, el espectro determinístico sobrepasa al espectro de la NEC durante un intervalo de período, pero después vuelve a descender bajo dicho espectro.

Se puede observar que los valores de aceleración del espectro determinístico van creciendo hasta llegar a un primer valor máximo de aceleración de **1.63g** en un período de **0.3seg**, luego la aceleración decrece momentáneamente y vuelve a aumentar a un valor pico de aceleración de **1.50g** en un periodo de **0.5seg**, posterior a este pico los valores van disminuyendo bajo el espectro de la NEC-15 hasta llegar a un periodo límite de 5seg.

El espectro determinístico supera al espectro de la NEC-15 durante un período de **0.10 seg a 0.60 seg** en donde la aceleración máxima del modelo es de **1.63g** que representa una variación de **26.99%** con respecto a la NEC-15, y a partir del período 1.20s empieza a descender bajo el espectro de la NEC 15.

#### 4.2.7 Análisis de las estructuras tipo de la zona del proyecto.

Se analizó tres estructuras tipo ubicadas en la zona de estudio, para lo cual se utilizó el programa ETABS 2016, con la finalidad de analizar su comportamiento estructural comparando los espectros obtenidos con el expresado en la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015.

##### 4.2.7.1 Cálculo de los periodos de vibración.

###### Periodo Fundamental de Vibración

La NEC-2015 nos da la siguiente ecuación (método 1) para calcular el valor del periodo fundamental T:

$$T = CT * hnn^{\alpha}$$

Donde:

T: Período de vibración.

Ct: Coeficiente que depende del tipo de edificio.

hn: Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.

Los valores de Ct y  $\alpha$  se obtienen de la tabla de la NEC-15 para pórticos especiales de hormigón armado.

**Tabla 31.** Valores de Ct y  $\alpha$  NEC-15 para pórticos especiales de hormigón armado

Tipo de estructura	Ct	$\alpha$
<b>Estructuras de acero</b>		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
<b>Pórticos especiales de hormigón armado</b>		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

Fuente: Peligro Sísmico. NEC\_SE\_DS 2015

Procedemos al cálculo de T para la estructura 1 de 2 pisos.

$$T = CT * hnn^\alpha$$

$$T = 0.055 * 7.80^{0.90}$$

$$T = 0.35 \text{ seg}$$

Procedemos al cálculo de T para la estructura 2 de 2 pisos.

$$T = CT * hnn^\alpha$$

$$T = 0.055 * 8.00^{0.90}$$

$$T = 0.35 \text{ seg}$$

Procedemos al cálculo de T para la estructura 3 de 3 pisos.

$$T = CT * hnn^\alpha$$

$$T = 0.055 * 8.30^{0.90}$$

$$T = 0.37 \text{ seg}$$

- **Periodo límite de Vibración**

Para el periodo de vibración tenemos las siguientes ecuaciones que nos da la NEC-15, considerando que estamos en una zona sísmica V.

$$T_o = 0.1 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_c = 0.1 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

**Donde:**

Fa, Fd y Fs = Coeficientes de amplificación del suelo.

To= Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

$T_c$ = Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

Los datos para los períodos límite nos da las tablas de la NEC-15

**Tabla 32.** Valores de coeficientes de amplificación de suelo y factor Z para un perfil de suelo tipo D zona V.

<b>DATOS</b>	
<b>Z</b>	0.40
<b>F<sub>a</sub></b>	1.20
<b>F<sub>d</sub></b>	1.19
<b>F<sub>s</sub></b>	1.28

**Fuente:** Peligro Sísmico. NEC\_SE\_DS 2015

Calculo  $T_o$ :

$$T_o = 0.1 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_o = 0.1 * 1.28 * \frac{1.19}{1.20}$$

$$T_o = 0.127 \text{ seg}$$

Calculo  $T_c$ :

$$T_c = 0.1 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_c = 0.1 * 1.28 * \frac{1.19}{1.20}$$

$$T_c = 0.698 \text{ seg}$$

#### 4.2.7.2 Reducción de los espectros elásticos.

Para la modelación de las estructuras se ingresan los espectros reducidos, por lo tanto se procede a reducir el espectro de la NEC 15 y el espectro determinístico, que se calcula con la siguiente expresión:

$$C = \frac{I * S_a}{R * \phi_P * \phi_E}$$

**Donde:**

**C**= Coeficiente de reducción.

**I**= Factor de importancia.

**S<sub>a</sub>**=Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g).

**R**= Factor de reducción de resistencia sísmica.

$\phi_P$ = Coeficiente de configuración en planta.

$\phi_E$ = Coeficiente de configuración en elevación.

**Tabla 33.** Coeficientes obtenidos para la reducción de los espectros elásticos

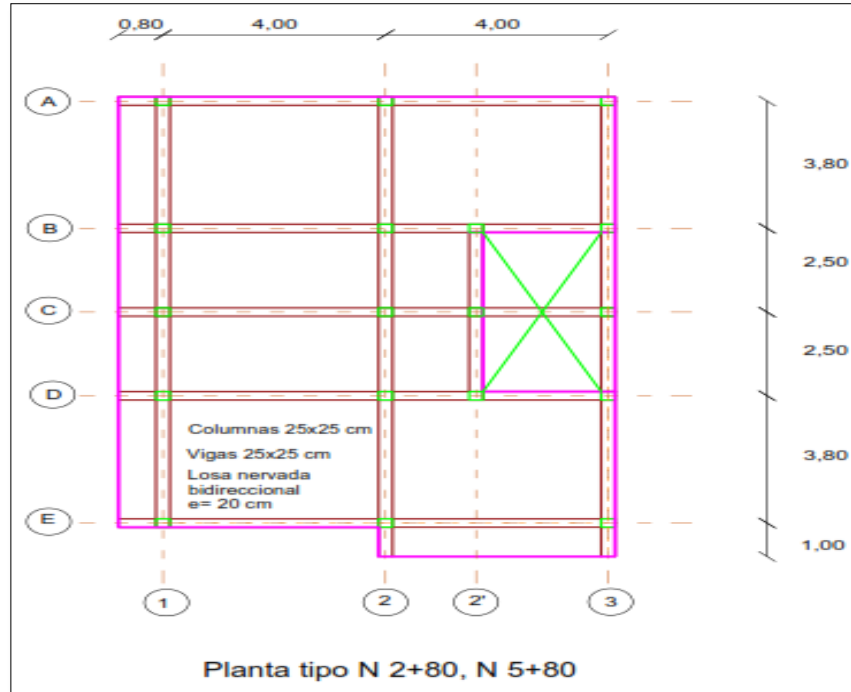
<b>ESTRUCTURAS TIPO</b>	$\phi_P$	$\phi_E$	<b>I</b>	<b>R</b>
ESTRUCTURA 2 PISOS	1	1	1	8
ESTRUCTURA 2 PISOS	1	1	1	8
ESTRUCTURA 3 PISOS	1	1	1	8

**Fuente:** Peligro Sísmico. NEC\_SE\_DS 2015

### 4.2.7.3 Características estructurales de las edificaciones en el sitio.

- Estructura 1

Figura 41. Vista en planta de la estructura 1



Elaboración: Israel Cesen

Tabla 34. Datos estructurales - estructura 1

ESTRUCTURAS TIPO	COLUMNAS	VIGAS	LOSA	ALTURA
ESTRUCTURA 2 PISOS	(25x25)cm	(25x25)cm	20cm	5.80 m

Elaboración: Israel Cesen

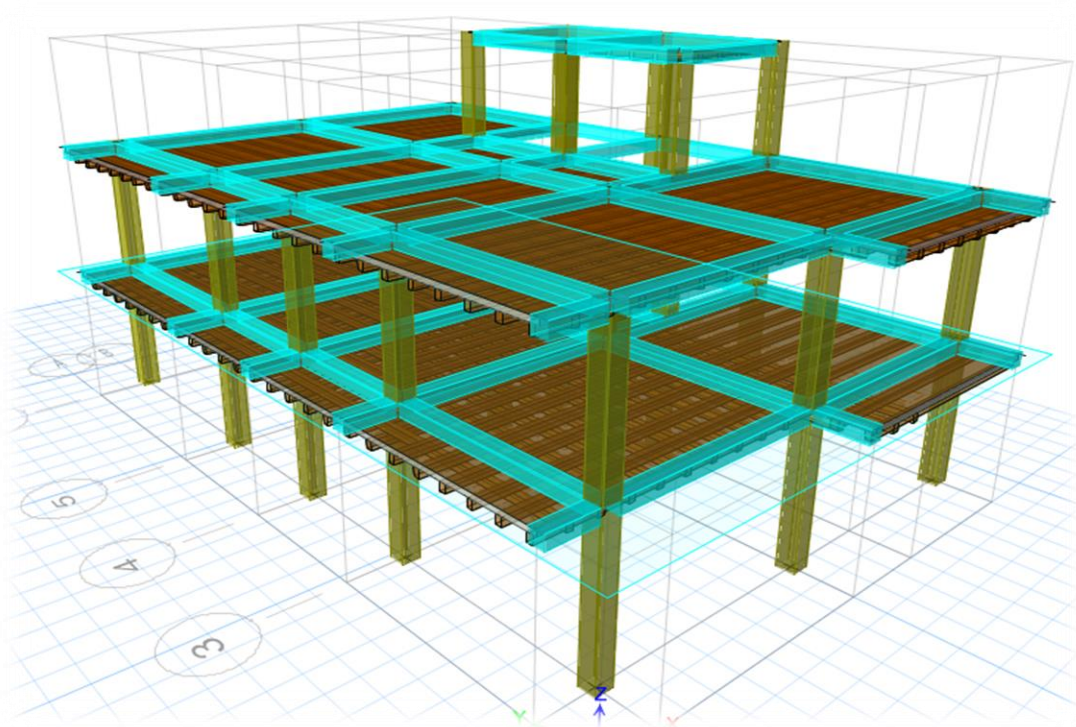
Tabla 35. Datos de diseño

Resistencia del hormigón	$f_c = 210 \text{ Kg/cm}$
Límite de fluencia del acero	$F_y = 4200 \text{ Kg/cm}$
Coefficiente de Poisson	0.20
Módulo de elasticidad del hormigón	$E_c = 13100 * (f_c)^{1/2}$

Elaboración: Israel Cesen

Se procede a modelar las estructuras introduciendo el espectro de la NEC-15 y el espectro determinístico haciendo una comparación con los resultados obtenidos con los dos para dar a conocer el comportamiento del espectro determinístico con respecto al de la NEC-15.

**Figura 42.** Modelado Estructura 1 en ETABS 2016



Fuente: Etabs 2016V16.2.1

**Tabla 36.** Datos para el cálculo V

<b>Z (g)</b>	0.40
<b>I</b>	1.00
<b>R</b>	8.00
<b><math>\Phi_p</math></b>	1.00
<b><math>\Phi_e</math></b>	1.00
<b>C<sub>t</sub></b>	0.055
<b><math>\alpha</math></b>	0.90
<b>h<sub>n</sub> (m)</b>	7.80
<b><math>\eta</math></b>	2.48
<b>F<sub>a</sub></b>	1.20
<b>F<sub>d</sub></b>	1.19
<b>F<sub>s</sub></b>	1.28
<b>r</b>	1.00
<b>T<sub>c</sub></b>	0.6981
<b>T<sub>o</sub></b>	0.1269

Elaboración: Israel Cesen



**Tabla 37.** Características de deformación para el comportamiento estructural

<b>T</b>	0.3493	<b>Tmax (1.3T)</b>	0.454	<b>Tmodal (s)</b>	0.431
<b>Sa (T)</b>	1.1904	<b>Sa (Tmax)</b>	1.1904	<b>Sa (Tmodal)</b>	1.1904
<b>V</b>	0.1488	<b>V (Tmax)</b>	0.1488	<b>V (Tmodal)</b>	0.1488
<b>k</b>	1.000	<b>k(max)</b>	1.000	<b>k(modal)</b>	1.000

**Elaboración:** Israel Cesen

**Tabla 38.** Análisis periodo y frecuencia

<b>TABLE: Modal Periods and Frequencies</b>					
<b>Case</b>	<b>Mode</b>	<b>Period</b>	<b>Frequency</b>	<b>Circular Frequency</b>	<b>Eigenvalue</b>
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad <sup>2</sup> /sec <sup>2</sup>
Modal espectral	1	0.509	1.966	12.3535	152.6101
Modal espectral	2	0.504	1.983	12.4595	155.2384
Modal espectral	3	0.482	2.074	13.0339	169.8828
Modal espectral	4	0.17	5.868	36.8694	1359.3497
Modal espectral	5	0.169	5.911	37.1419	1379.5219
Modal espectral	6	0.159	6.285	39.4929	1559.6864
Modal espectral	7	0.116	8.613	54.1173	2928.683
Modal espectral	8	0.111	8.983	56.4414	3185.6305
Modal espectral	9	0.08	12.507	78.5847	6175.5525
Modal espectral	10	0.07	14.385	90.3847	8169.3857
Modal espectral	11	0.047	21.364	134.2335	18018.6397
Modal espectral	12	0.038	25.994	163.3258	26675.309

**Fuente:** Etabs 2016V16.2.1

- **Periodo de vibración.**

Por medio de un análisis modal, las características de deformación de los elementos resistentes y utilizando las propiedades estructurales, obtenemos el periodo fundamental T2 en el programa ETABS.

**Tabla 39.** Valores de To, Tc, T1 y T2 de la estructura de 2 pisos

<b>Descripción</b>	<b>To</b>	<b>Tc</b>	<b>T1</b>	<b>T2 (ETABS)</b>
Estructura 1- 2 pisos	0.1269	0.6981	0.3574	0.509

**Elaboración:** Israel Cesen

El valor de T2 calculado en el programa Etabs no debe ser mayor que el 30% al valor de T1 calculado.

$$T1 \leq T2 \leq 1.3 T1$$

$$0.3574 \leq 0.509 \leq 0.465$$

El valor de T2 se encuentra fuera del rango establecido en un 8%.

**Donde:**

- T1= Periodo fundamental de vibración calculado con el método 1.
- T2= Periodo fundamental de vibración calculado con el método 2 (Etabs 2016)

Los valores obtenidos del periodo fundamental de ETABS son los mismos para el espectro de la NEC y el determinístico, debido a que el periodo no va a ser afectado ya que éste depende de la rigidez y de la masa de la estructura.

- **Modos de vibración de la estructura.**

Los dos primeros modos de vibración deben ser traslacionales, es decir menor que el 30%, y el tercer modo debe ser rotacional, es decir mayor al 30%

**Tabla 40.** Datos Torsión en planta ETABS

<b>TABLE: Modal Participating Mass Ratios</b>				
<b>Case</b>	<b>Mode</b>	<b>UX</b>	<b>UY</b>	<b>RZ</b>
Modal espectral	1	0.92230000	0.00300000	0.00110000
Modal espectral	2	0.00390000	0.74900000	0.18360000
Modal espectral	3	0.00001961	0.17790000	0.74220000
Modal espectral	4	0.06770000	0.00180000	0.00060000
Modal espectral	5	0.00280000	0.05810000	0.00480000
Modal espectral	6	0.00030000	0.00800000	0.06560000
Modal espectral	7	0.00250000	0.00000305	0.00000120
Modal espectral	8	0.00000666	0.00200000	0.00130000
Modal espectral	9	0.00001542	0.00010000	0.00020000
Modal espectral	10	0.00020000	0.00000170	0.00002376
Modal espectral	11	0.00001997	0.00010000	0.00000700
Modal espectral	12	0.00010000	0.00000681	0.00002059

**Fuente:** Etabs 2016V16.2.1

Se divide el valor de RZ para el valor mayor entre UX y UY para obtener el porcentaje y el tipo de rotación.

**Tabla 41.** Determinación modos de vibración

<b>Modos</b>	<b>UX</b>	<b>UY</b>	<b>RZ</b>	<b>%</b>	<b>Modos de vibración</b>
1	0.9223	0.003	0.0011	0.11926705	Traslacional
2	0.0039	0.749	0.1836	24.5126836	Traslacional
3	0.00001961	0.1779	0.7422	417.200675	Rotacional

**Elaboración:** Israel Cesen

En el análisis de la estructura se puede concluir que los tres modos de vibración cumplen.

- **Modos necesarios para acumular el 90% de Masa.**

Se debe considerar los modos que involucren la participación de la Masa modal de al menos el 90% de la masa total de la estructura según la NEC 2015.

**Tabla 42.** Modos necesarios para acumular el 90% de Masa ETABS

<b>TABLE: Modal Participating Mass Ratios</b>				
<b>Case</b>	<b>Mode</b>	<b>Period</b>	<b>Sum UX</b>	<b>Sum UY</b>
		sec		
Modal espectral	1.0000	0.5090	0.9223	0.0030
Modal espectral	2.0000	0.5040	0.9262	0.7519
Modal espectral	3.0000	0.4820	0.9262	0.9298
Modal espectral	4.0000	0.1700	0.9940	0.9317
Modal espectral	5.0000	0.1690	0.9967	0.9898
Modal espectral	6.0000	0.1590	0.9970	0.9978
Modal espectral	7.0000	0.1160	0.9995	0.9978
Modal espectral	8.0000	0.1110	0.9995	0.9998
Modal espectral	9.0000	0.0800	0.9996	0.9999
Modal espectral	10.0000	0.0700	0.9998	0.9999
Modal espectral	11.0000	0.0470	0.9998	1.0000
Modal espectral	12.0000	0.0380	1.0000	1.0000

**Fuente:** Etabs 2016V16.2.1

- **Deriva de Piso.**

Se debe comprobar que la estructura presente deformaciones inelásticas controlables. Para las derivas de piso se utilizará la respuesta máxima inelástica en desplazamientos  $\Delta_m$  de la estructura, causada por el sismo de diseño.

Las derivas obtenidas como consecuencia de la aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas por el método DBF sean estáticas o dinámicas, para cada dirección de aplicación de las fuerzas laterales, se calcularán, para cada piso, realizando un análisis elástico de la estructura sometida a las fuerzas laterales calculadas.[21]

$$\Delta_{inelastica} \leq 2\%$$

$$\Delta_m \leq 0.75 * R * \Delta_E$$

Dónde:

- $\Delta_M$  = Deriva máxima inelástica
- R = Factor de reducción de resistencia.
- $\Delta_E$  = Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas.

**Tabla 43.** Derivas de piso más altas de la estructura ETABS (espectro NEC-15)

<b>TABLE: Story Drifts</b>				
<b>Story</b>	<b>Load Case/Combo</b>	<b>Direction</b>	<b>Drift</b>	<b><math>\Delta_M\%</math></b>
Story3	Sx 1	X	0.000831	0.50%
Story3	Sy 1	Y	0.000814	0.49%
Story3	EpecX Max	X	0.000653	0.39%
Story3	EpecX Max	Y	0.000196	0.12%
Story3	EpecY Max	X	0.000654	0.39%
Story3	EpecY Max	Y	0.000608	0.36%
Story2	Sx 1	X	0.001994	1.20%
Story2	Sy 1	Y	0.001889	1.13%
Story2	EpecX Max	X	0.001745	1.05%
Story2	EpecX Max	Y	0.000561	0.34%

Story2	EpecY Max	X	0.001778	1.07%
Story2	EpecY Max	Y	0.001679	1.01%
Story1	Sx 1	X	0.002392	1.44%
Story1	Sy 1	Y	0.002388	1.43%
Story1	EpecX Max	X	0.002169	1.30%
Story1	EpecX Max	Y	0.000718	0.43%
Story1	EpecY Max	X	0.002218	1.33%
Story1	EpecY Max	Y	0.002192	1.32%

Fuente: Etabs 2016V16.2.1

En la tabla se muestra que las derivas de piso inelásticas para la estructura las cuales se encuentran dentro del rango establecido por la NEC, es decir menor al 2%.

Tabla 44. Derivas de piso más altas de la estructura ETABS (Determinista)

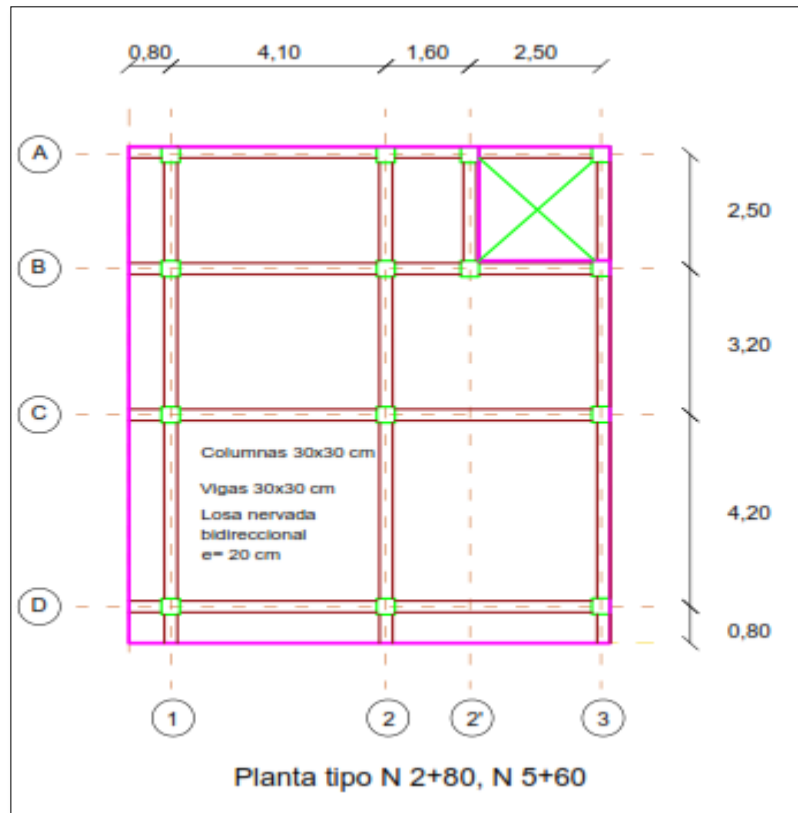
TABLE: Story Drifts				
Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	$\Delta_M\%$
Story3	EpecX Max	X	0.000784	0.47%
Story3	EpecX Max	Y	0.000239	0.14%
Story3	EpecY Max	X	0.000786	0.47%
Story3	EpecY Max	Y	0.000742	0.45%
Story2	EpecX Max	X	0.002091	1.25%
Story2	EpecX Max	Y	0.000688	0.41%
Story2	EpecY Max	X	0.002132	1.28%
Story2	EpecY Max	Y	0.002064	1.24%
Story1	EpecX Max	X	0.002594	1.56%
Story1	EpecX Max	Y	0.00088	0.53%
Story1	EpecY Max	X	0.002656	1.59%
Story1	EpecY Max	Y	0.002693	1.62%

Fuente: Etabs 2016V16.2.1

Existe una variación de las derivas del espectro determinista con el de la NEC 2015, en un rango que va de 2% a 3% esto indica que la estructura se ve afectada por el ingreso de cada espectro.

- Estructura 2

Figura 43. Vista en planta de la estructura 2



Elaboración: Israel Cesen

Tabla 45. Datos estructurales - estructura 2

ESTRUCTURAS TIPO	COLUMNAS	VIGAS	LOSA	ALTURA
ESTRUCTURA 2 PISOS	(30x30)cm	(30x30)cm	20cm	5.60 m

Elaboración: Israel Cesen

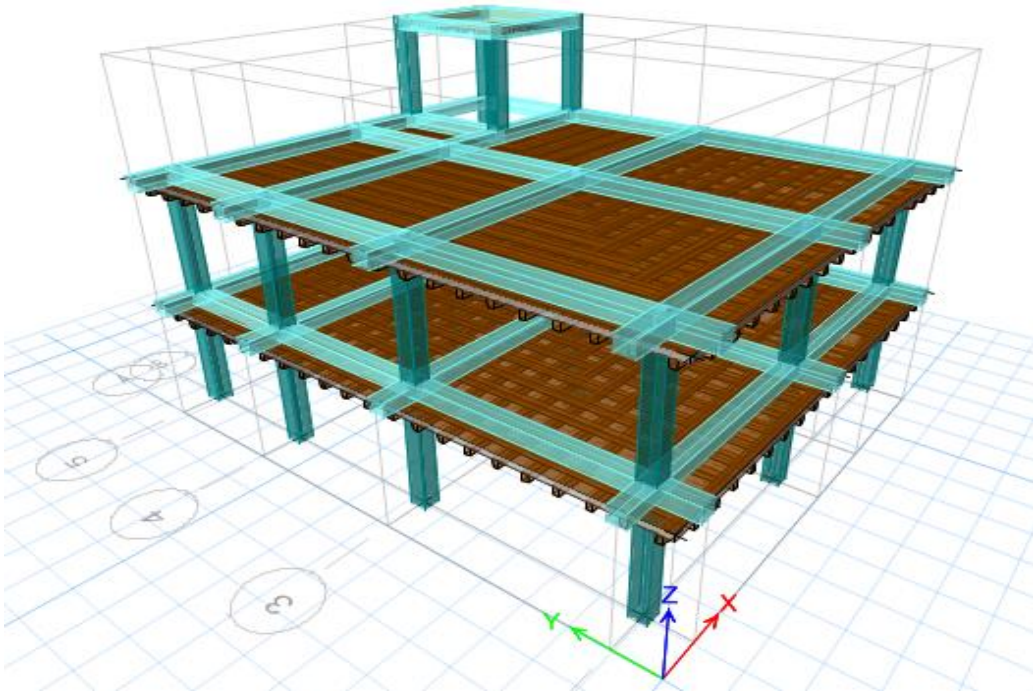
Tabla 46. Datos de diseño

Resistencia del hormigón	$f_c = 210 \text{ Kg/cm}$
Límite de fluencia del acero	$F_y = 4200 \text{ Kg/cm}$
Coefficiente de Poisson	0.20
Módulo de elasticidad del hormigón	$E_c = 13100 * (f_c)^{1/2}$

Elaboración: Israel Cesen

Se procede a modelar las estructuras introduciendo el espectro de la NEC-15 y el espectro determinístico haciendo una comparación con los resultados obtenidos con los dos para dar a conocer el comportamiento del espectro determinístico con respecto al de la NEC-15.

**Figura 44.** Modelado Estructura 2en ETABS 2016



**Fuente:** Etabs 2016V16.2.1

**Tabla 47.** Datos para el cálculo V

<b>Z (g)</b>	0.40
<b>I</b>	1.00
<b>R</b>	8.00
<b><math>\Phi_p</math></b>	1.00
<b><math>\Phi_e</math></b>	1.00
<b>Ct</b>	0.055
<b><math>\alpha</math></b>	0.90
<b>hn (m)</b>	8.00
<b><math>\eta</math></b>	2.48
<b>Fa</b>	1.20
<b>Fd</b>	1.19
<b>Fs</b>	1.28
<b>r</b>	1.00
<b>Tc</b>	0.6981
<b>To</b>	0.1269

**Elaboración:** Israel Cesen

**Tabla 48.** Características de deformación para el comportamiento estructural

<b>T</b>	0.3574	<b>Tmax (1.3T)</b>	0.465	<b>Tmodal (s)</b>	0.503
<b>Sa (T)</b>	1.1904	<b>Sa (Tmax)</b>	1.1904	<b>Sa (Tmodal)</b>	1.1904
<b>V</b>	0.1488	<b>V (Tmax)</b>	0.1488	<b>V (Tmodal)</b>	0.1488
<b>k</b>	1.000	<b>k(max)</b>	1.000	<b>k(modal)</b>	1.002

**Elaboración:** Israel Cesen

**Tabla 49.** Análisis periodo y frecuencia (espectro determinista y espectro NEC-15)

<b>TABLE: Modal Periods and Frequencies</b>					
<b>Case</b>	<b>Mode</b>	<b>Period</b>	<b>Frequency</b>	<b>Circular Frequency</b>	<b>Eigenvalue</b>
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad <sup>2</sup> /sec <sup>2</sup>
Modal espectral	1	0.401	2.496	15.6855	246.0348
Modal espectral	2	0.375	2.665	16.7477	280.4845
Modal espectral	3	0.319	3.131	19.6733	387.0371
Modal espectral	4	0.135	7.408	46.5457	2166.498
Modal espectral	5	0.128	7.824	49.1596	2416.6618
Modal espectral	6	0.111	9.014	56.6386	3207.9274
Modal espectral	7	0.088	11.382	71.5143	5114.2946
Modal espectral	8	0.079	12.648	79.47	6315.4763
Modal espectral	9	0.068	14.635	91.9514	8455.0592
Modal espectral	10	0.056	17.717	111.3172	12391.5202
Modal espectral	11	0.035	28.629	179.884	32358.2449
Modal espectral	12	0.028	36.197	227.435	51726.673

**Fuente:** Etabs 2016V16.2.1

- **Periodo de vibración.**

Por medio de un análisis modal, las características de deformación de los elementos resistentes y utilizando las propiedades estructurales, obtenemos el periodo fundamental T2 en el programa ETABS.

**Tabla 50.** Valores de To, Tc, T1 y T2 de la estructura 2 de 2 pisos

<b>Descripción</b>	<b>To</b>	<b>Tc</b>	<b>T1</b>	<b>T2 (ETABS)</b>
Estructura 1- 2 pisos	0.1269	0.6981	0.3574	0.401

**Elaboración:** Israel Cesen

El valor de T2 calculado en el programa Etabs no debe ser mayor que el 30% al valor de T1 calculado.



$$T1 \leq T2 \leq 1.3 T1$$

$$0.3574 \leq 0.401 \leq 0.465$$

El valor de T2 se encuentra dentro del rango establecido.

**Donde:**

- T1= Periodo fundamental de vibración calculado con el método 1.
- T2= Periodo fundamental de vibración calculado con el método 2 (Etabs 2016)

Los valores obtenidos del periodo fundamental de ETABS son los mismos para el espectro de la NEC y el determinístico, debido a que el periodo no va a ser afectado ya que éste depende de la rigidez y de la masa de la estructura.

- **Modos de vibración de la estructura.**

Los dos primeros modos de vibración deben ser traslacionales, es decir menor que el 30%, y el tercer modo debe ser rotacional, es decir mayor al 30%

**Tabla 51.** Datos Torsión en planta ETABS

<b>TABLE: Modal Participating Mass Ratios</b>					
<b>Case</b>	<b>Mode</b>	<b>Period</b>	<b>UX</b>	<b>UY</b>	<b>RZ</b>
		<b>sec</b>			
Modal espectral	1.00000000	0.40100000	0.68980000	0.02480000	0.19940000
Modal espectral	2.00000000	0.37500000	0.03130000	0.87470000	0.00004683
Modal espectral	3.00000000	0.31900000	0.18380000	0.00660000	0.70410000
Modal espectral	4.00000000	0.13500000	0.06750000	0.00470000	0.01820000
Modal espectral	5.00000000	0.12800000	0.00660000	0.08480000	0.00010000
Modal espectral	6.00000000	0.11100000	0.01790000	0.00170000	0.07250000
Modal espectral	7.00000000	0.08800000	0.00070000	0.00150000	0.00000000
Modal espectral	8.00000000	0.07900000	0.00180000	0.00070000	0.00480000
Modal espectral	9.00000000	0.06800000	0.00020000	0.00010000	0.00000000
Modal espectral	10.00000000	0.05600000	0.00010000	0.00010000	0.00000067
Modal espectral	11.00000000	0.03500000	0.00030000	0.00000093	0.00000000
Modal espectral	12.00000000	0.02800000	0.00000000	0.00020000	0.00000000

**Fuente:** Etabs 2016V16.2.1

Se divide el valor de RZ para el valor mayor entre UX y UY para obtener el porcentaje y el tipo de rotación.

**Tabla 52.** Determinación modos de vibración

<b>MODOS</b>	<b>UX</b>	<b>UY</b>	<b>RZ</b>	<b>%</b>	<b>MODOS DE VIBRACIÓN</b>
1	0.68980000	0.02480000	0.19940000	28.91%	Traslacional
2	0.03130000	0.87470000	0.00004683	0.00535%	Traslacional
3	0.18380000	0.00660000	0.70410000	383.08%	Rotacional

**Elaboración:** Israel Cesen

En el análisis de la estructura se puede concluir que los tres modos de vibración cumplen.

- **Modos necesarios para acumular el 90% de Masa.**

Se debe considerar los modos que involucren la participación de la Masa modal de al menos el 90% de la masa total de la estructura según la NEC 2015.

**Tabla 53.** Modos necesarios para acumular el 90% de Masa ETABS

<b>TABLE: Modal Participating Mass Ratios</b>				
<b>Case</b>	<b>Mode</b>	<b>Period</b>	<b>Sum UX</b>	<b>Sum UY</b>
		<b>sec</b>		
Modal espectral	1.00000	0.40100	0.68980	0.02480
Modal espectral	2.00000	0.37500	0.72110	0.89960
Modal espectral	3.00000	0.31900	0.90490	0.90610
Modal espectral	4.00000	0.13500	0.97240	0.91080
Modal espectral	5.00000	0.12800	0.97900	0.99570
Modal espectral	6.00000	0.11100	0.99690	0.99740
Modal espectral	7.00000	0.08800	0.99760	0.99890
Modal espectral	8.00000	0.07900	0.99940	0.99960
Modal espectral	9.00000	0.06800	0.99960	0.99970
Modal espectral	10.00000	0.05600	0.99960	0.99980
Modal espectral	11.00000	0.03500	0.99990	0.99980
Modal espectral	12.00000	0.02800	0.99990	1.00000

**Fuente:** Etabs 2016V16.2.1

- **Deriva de Piso.**

Se debe comprobar que la estructura presente deformaciones inelásticas controlables. Para las derivas de piso se utilizará la respuesta máxima inelástica en desplazamientos  $\Delta_m$  de la estructura, causada por el sismo de diseño.

Las derivas obtenidas como consecuencia de la aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas por el método DBF sean estáticas o dinámicas, para cada dirección de aplicación de las fuerzas laterales, se calcularán, para cada piso, realizando un análisis elástico de la estructura sometida a las fuerzas laterales calculadas.[21]

$$\Delta_{inelastica} \leq 2\%$$

$$\Delta_m \leq 0.75 * R * \Delta_E$$

Dónde:

- $\Delta_M$  = Deriva máxima inelástica
- R = Factor de reducción de resistencia.
- $\Delta_E$  = Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas.

**Tabla 54.** Derivas de piso más altas de la estructura ETABS (espectro NEC-15)

<b>TABLE: Story Drifts</b>				
<b>Story</b>	<b>Load Case/Combo</b>	<b>Direction</b>	<b>Drift</b>	<b><math>\Delta_M\%</math></b>
Story3	Sx 1	X	0.000446	0.27%
Story3	Sy 1	Y	0.000506	0.30%
Story3	EpecX Max	X	0.000276	0.17%
Story3	EpecX Max	Y	0.000202	0.12%
Story3	EpecY Max	X	0.000281	0.17%
Story3	EpecY Max	Y	0.000414	0.25%
Story2	Sx 1	X	0.001472	0.88%
Story2	Sy 1	Y	0.001188	0.71%
Story2	EpecX Max	X	0.001465	0.88%
Story2	EpecX Max	Y	0.000639	0.38%
Story2	EpecY Max	X	0.001475	0.89%
Story2	EpecY Max	Y	0.001173	0.70%

Story1	Sx 1	X	0.001564	0.94%
Story1	Sy 1	Y	0.001318	0.79%
Story1	EpecX Max	X	0.001524	0.91%
Story1	EpecX Max	Y	0.000643	0.39%
Story1	EpecY Max	X	0.001535	0.92%
Story1	EpecY Max	Y	0.001271	0.76%

Fuente: Etabs 2016V16.2.1

En la tabla se muestra que las derivas de piso inelásticas para la estructura las cuales se encuentran dentro del rango establecido por la NEC, es decir menor al 2%.

**Tabla 55.** Derivas de piso más altas de la estructura ETABS (Determinista)

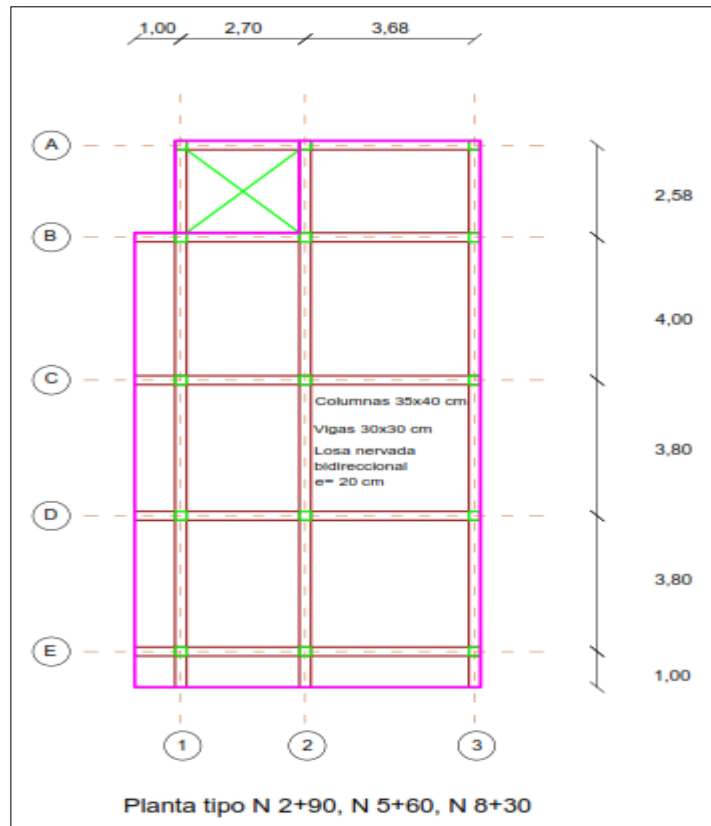
<b>TABLE: Story Drifts</b>				
<b>Story</b>	<b>Load Case/Combo</b>	<b>Direction</b>	<b>Drift</b>	<b><math>\Delta_M\%</math></b>
Story3	Sx 1	X	0.000446	0.27%
Story3	Sy 1	Y	0.000506	0.30%
Story3	EpecX Max	X	0.000345	0.21%
Story3	EpecX Max	Y	0.000247	0.15%
Story3	EpecY Max	X	0.000351	0.21%
Story3	EpecY Max	Y	0.000498	0.30%
Story2	Sx 1	X	0.001472	0.88%
Story2	Sy 1	Y	0.001188	0.71%
Story2	EpecX Max	X	0.001744	1.05%
Story2	EpecX Max	Y	0.000771	0.46%
Story2	EpecY Max	X	0.001756	1.05%
Story2	EpecY Max	Y	0.001406	0.84%
Story1	Sx 1	X	0.001564	0.94%
Story1	Sy 1	Y	0.001318	0.79%
Story1	EpecX Max	X	0.001814	1.09%
Story1	EpecX Max	Y	0.000775	0.47%
Story1	EpecY Max	X	0.001827	1.10%
Story1	EpecY Max	Y	0.001524	0.91%

Fuente: Etabs 2016V16.2.1

Existe una variación de las derivas del espectro determinista con el de la NEC 2015, en un rango que va de 2% a 3% esto indica que la estructura se ve afectada por la utilización de cada espectro.

- Estructura 3

Figura 45. Vista en planta de la estructura 3



Elaboración: Israel Cesen

Tabla 56. Datos estructurales - estructura 3

ESTRUCTURAS TIPO	COLUMNAS	VIGAS	LOSA	ALTURA
ESTRUCTURA 3 PISOS	(35x40)cm	(30x30)cm	20cm	8.30 m

Elaboración: Israel Cesen

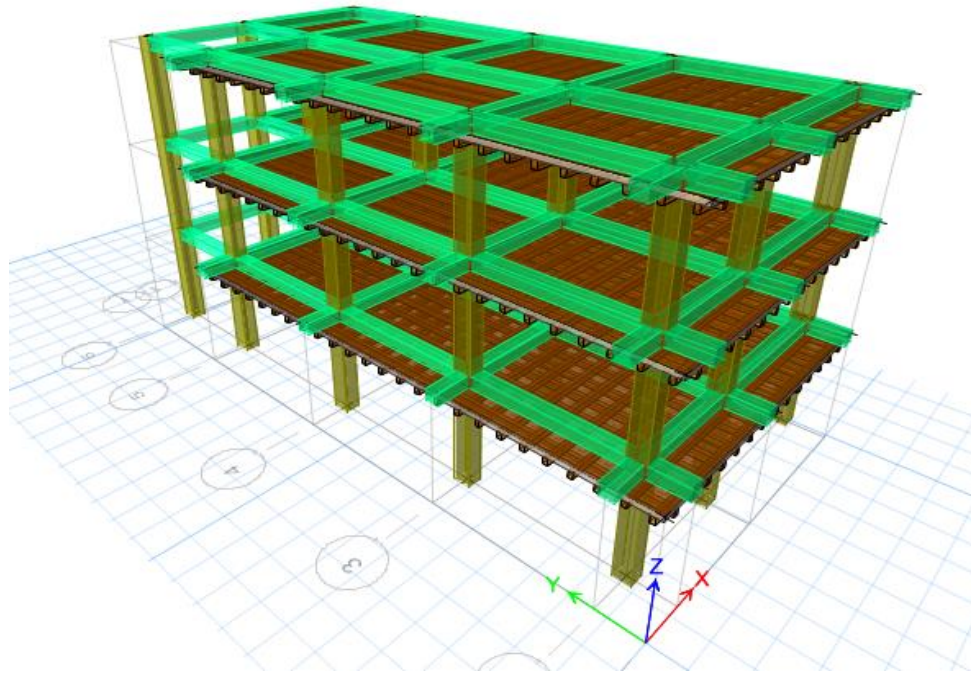
Tabla 57. Datos de diseño

Resistencia del hormigón	$f_c = 210 \text{ Kg/cm}$
Límite de fluencia del acero	$F_y = 4200 \text{ Kg/cm}$
Coefficiente de Poisson	0.20
Módulo de elasticidad del hormigón	$E_c = 13100 \cdot (f_c)^{1/2}$

Elaboración: Israel Cesen

Se procede a modelar las estructuras introduciendo el espectro de la NEC-15 y el espectro determinístico haciendo una comparación con los resultados obtenidos con los dos para dar a conocer el comportamiento del espectro determinístico con respecto al de la NEC-15.

**Figura 46.** Modelado Estructura 3 en ETABS 2016



**Fuente:** Etabs 2016V16.2.1

**Tabla 58.** Datos para el cálculo V

<b>Z (g)</b>	0.40
<b>I</b>	1.00
<b>R</b>	8.00
<b><math>\Phi_p</math></b>	1.00
<b><math>\Phi_e</math></b>	1.00
<b>Ct</b>	0.055
<b><math>\alpha</math></b>	0.90
<b>hn (m)</b>	8.30
<b><math>\eta</math></b>	2.48
<b>Fa</b>	1.20
<b>Fd</b>	1.19
<b>Fs</b>	1.28
<b>r</b>	1.00
<b>Tc</b>	0.6981
<b>To</b>	0.1269

**Elaboración:** Israel Cesen

**Tabla 59.** Características de deformación para el comportamiento estructural

<b>T</b>	0.3694	<b>Tmax (1.3T)</b>	0.480	<b>Tmodal (s)</b>	0.4640
<b>Sa (T)</b>	1.1904	<b>Sa (Tmax)</b>	1.1904	<b>Sa (Tmodal)</b>	1.1904
<b>V</b>	0.1488	<b>V (Tmax)</b>	0.1488	<b>V (Tmodal)</b>	0.1488
<b>k</b>	1.000	<b>k(max)</b>	1.000	<b>k(modal)</b>	1.000

**Elaboración:** Israel Cesen

**Tabla 60.** Análisis periodo y frecuencia (espectro determinista y espectro NEC-15)

<b>TABLE: Modal Periods and Frequencies</b>					
<b>Case</b>	<b>Mode</b>	<b>Period</b>	<b>Frequency</b>	<b>Circular Frequency</b>	<b>Eigenvalue</b>
		<b>sec</b>	<b>cyc/sec</b>	<b>rad/sec</b>	<b>rad<sup>2</sup>/sec<sup>2</sup></b>
Modal espectral	1	0.4640	2.1530	13.5304	183.0705
Modal espectral	2	0.4240	2.3610	14.8345	220.0632
Modal espectral	3	0.3890	2.5690	16.1400	260.5001
Modal espectral	4	0.1430	6.9750	43.8225	1920.4121
Modal espectral	5	0.1280	7.8270	49.1778	2418.4601
Modal espectral	6	0.1190	8.3950	52.7450	2782.0344
Modal espectral	7	0.0810	12.3710	77.7270	6041.4922
Modal espectral	8	0.0700	14.3080	89.9025	8082.4534
Modal espectral	9	0.0650	15.2960	96.1069	9236.5445
Modal espectral	10	0.0480	20.7580	130.4249	17010.6482
Modal espectral	11	0.0350	28.4880	178.9954	32039.3709
Modal espectral	12	0.0260	38.9560	244.7703	59912.4929

**Fuente:** Etabs 2016V16.2.1

- **Periodo de vibración.**

Por medio de un análisis modal, las características de deformación de los elementos resistentes y utilizando las propiedades estructurales, obtenemos el periodo fundamental T2 en el programa ETABS.

**Tabla 61.** Valores de To, Tc, T1 y T2 de la estructura 3 de 3 pisos

<b>Descripción</b>	<b>To</b>	<b>Tc</b>	<b>T1</b>	<b>T2 (ETABS)</b>
Estructura 3- 3 pisos	0.1269	0.6981	0.3694	0.4640

**Elaboración:** Israel Cesen

El valor de T2 calculado en el programa Etabs no debe ser mayor que el 30% al valor de T1 calculado.

$$T1 \leq T2 \leq 1.3 T1$$

$$0.3694 \leq 0.4640 \leq 0.480$$

El valor de T2 se encuentra dentro del rango establecido.

**Donde:**

- T1= Periodo fundamental de vibración calculado con el método 1.
- T2= Periodo fundamental de vibración calculado con el método 2 (Etabs 2016)

Los valores obtenidos del periodo fundamental de ETABS son los mismos para el espectro de la NEC y el determinístico, debido a que el periodo no va a ser afectado ya que éste depende de la rigidez y de la masa de la estructura.

• **Modos de vibración de la estructura.**

Los dos primeros modos de vibración deben ser traslacionales, es decir menor que el 30%, y el tercer modo debe ser rotacional, es decir mayor al 30%

**Tabla 62.** Datos Torsión en planta ETABS

<b>TABLE: Modal Participating Mass Ratios</b>					
<b>Case</b>	<b>Mode</b>	<b>Period</b>	<b>UX</b>	<b>UY</b>	<b>RZ</b>
		<b>sec</b>			
Modal espectral	1	0.464	0.811900000	0.000100000	0.064100000
Modal espectral	2	0.424	0.000200000	0.864000000	0.000400000
Modal espectral	3	0.389	0.060000000	0.000500000	0.805000000
Modal espectral	4	0.143	0.094300000	0.000000572	0.009000000
Modal espectral	5	0.128	0.000000000	0.109400000	0.000000000
Modal espectral	6	0.119	0.010000000	0.000001857	0.096800000
Modal espectral	7	0.081	0.020300000	0.000000000	0.002200000
Modal espectral	8	0.07	0.000006416	0.025500000	0.000012130
Modal espectral	9	0.065	0.002900000	0.000031960	0.021800000
Modal espectral	10	0.048	0.000008011	0.000100000	0.000002134
Modal espectral	11	0.035	0.000300000	0.000016250	0.000100000
Modal espectral	12	0.026	0.000002583	0.000300000	0.000044520

**Fuente:** Etabs 2016V16.2.1



Se divide el valor de RZ para el valor mayor entre UX y UY para obtener el porcentaje y el tipo de rotación.

**Tabla 63.** Determinación modos de vibración

MODOS	UX	UY	RZ	%	MODOS DE VIBRACIÓN
1	0.811900000	0.000100000	0.064100000	7.90%	Traslacional
2	0.000200000	0.864000000	0.000400000	0.05%	Traslacional
3	0.060000000	0.000500000	0.805000000	1341.67%	Rotacional

**Elaboración:** Israel Cesen

En el análisis de la estructura se puede concluir que los tres modos de vibración cumplen.

- **Modos necesarios para acumular el 90% de Masa.**

Se debe considerar los modos que involucren la participación de la Masa modal de al menos el 90% de la masa total de la estructura según la NEC 2015.

**Tabla 64.** Modos necesarios para acumular el 90% de Masa ETABS

<b>TABLE: Modal Participating Mass Ratios</b>				
Case	Mode	Period	Sum UX	Sum UY
		sec		
Modal espectral	1	0.464	0.8119	0.0001
Modal espectral	2	0.424	0.8121	0.8641
Modal espectral	3	0.389	0.8721	0.8646
Modal espectral	4	0.143	0.9664	0.8646
Modal espectral	5	0.128	0.9664	0.974
Modal espectral	6	0.119	0.9764	0.974
Modal espectral	7	0.081	0.9967	0.974
Modal espectral	8	0.07	0.9968	0.9995
Modal espectral	9	0.065	0.9997	0.9995
Modal espectral	10	0.048	0.9997	0.9997
Modal espectral	11	0.035	0.9999	0.9997
Modal espectral	12	0.026	0.9999	0.9999

**Fuente:** Etabs 2016V16.2.1

- **Deriva de Piso.**

Se debe comprobar que la estructura presente deformaciones inelásticas controlables. Para las derivas de piso se utilizará la respuesta máxima inelástica en desplazamientos  $\Delta_m$  de la estructura, causada por el sismo de diseño.

Las derivas obtenidas como consecuencia de la aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas por el método DBF sean estáticas o dinámicas, para cada dirección de aplicación de las fuerzas laterales, se calcularán, para cada piso, realizando un análisis elástico de la estructura sometida a las fuerzas laterales calculadas.[21]

$$\Delta_{inelastica} \leq 2\%$$

$$\Delta_m \leq 0.75 * R * \Delta_E$$

Dónde:

- $\Delta_M$  = Deriva máxima inelástica
- R = Factor de reducción de resistencia.
- $\Delta_E$  = Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas.

**Tabla 65.** Derivas de piso más altas de la estructura ETABS (espectro NEC-15)

<b>TABLE: Story Drifts</b>				
<b>Story</b>	<b>Load Case/Combo</b>	<b>Direction</b>	<b>Drift</b>	<b><math>\Delta_M\%</math></b>
Story3	Sx 1	X	0.001155	0.69%
Story3	Sy 1	Y	0.000946	0.57%
Story3	EpecX Max	X	0.001103	0.66%
Story3	EpecX Max	Y	0.000303	0.18%
Story3	EpecY Max	X	0.001104	0.66%
Story3	EpecY Max	Y	0.000792	0.48%
Story2	Sx 1	X	0.001826	1.10%
Story2	Sy 1	Y	0.001437	0.86%
Story2	EpecX Max	X	0.001764	1.06%
Story2	EpecX Max	Y	0.000474	0.28%
Story2	EpecY Max	X	0.001765	1.06%
Story2	EpecY Max	Y	0.001213	0.73%

Story1	Sx 1	X	0.001537	0.92%
Story1	Sy 1	Y	0.001135	0.68%
Story1	EpecX Max	X	0.001451	0.87%
Story1	EpecX Max	Y	0.00037	0.22%
Story1	EpecY Max	X	0.001451	0.87%
Story1	EpecY Max	Y	0.000965	0.58%

Fuente: Etabs 2016V16.2.1

En la tabla se muestra que las derivas de piso inelásticas para la estructura las cuales se encuentran dentro del rango establecido por la NEC, es decir menor al 2%.

**Tabla 66.** Derivas de piso más altas de la estructura ETABS (Determinista)

<b>TABLE: Story Drifts</b>				
<b>Story</b>	<b>Load Case/Combo</b>	<b>Direction</b>	<b>Drift</b>	<b><math>\Delta M\%</math></b>
Story3	Sx 1	X	0.001155	0.69%
Story3	Sy 1	Y	0.000946	0.57%
Story3	EpecX Max	X	0.00128	0.77%
Story3	EpecX Max	Y	0.000352	0.21%
Story3	EpecY Max	X	0.00128	0.77%
Story3	EpecY Max	Y	0.000917	0.55%
Story2	Sx 1	X	0.001826	1.10%
Story2	Sy 1	Y	0.001437	0.86%
Story2	EpecX Max	X	0.002045	1.23%
Story2	EpecX Max	Y	0.000552	0.33%
Story2	EpecY Max	X	0.002045	1.23%
Story2	EpecY Max	Y	0.001406	0.84%
Story1	Sx 1	X	0.001537	0.92%
Story1	Sy 1	Y	0.001135	0.68%
Story1	EpecX Max	X	0.001682	1.01%
Story1	EpecX Max	Y	0.00043	0.26%
Story1	EpecY Max	X	0.001683	1.01%
Story1	EpecY Max	Y	0.001118	0.67%

Fuente: Etabs 2016V16.2.1

Existe una variación de las derivas del espectro determinista con el de la NEC 2015, en un rango que va de 2% a 3% esto indica que la estructura se ve afectada por la utilización de cada espectro.

### **4.3 VERIFICACIÓN DE HIPÓTESIS**

De acuerdo a la hipótesis planteada anteriormente en el punto 2.2 de esta investigación “Estudio de Peligro Sísmico determinista para las estructuras del Cantón Ambato - sector San Vicente de Pishilata entre las calles Benjamín Franklin, Ramón y Cajal, Tomas Edison y Albert Einstein”. Indicada en “¿Cómo influye el estudio de peligro sísmico determinista en el análisis del nivel de amenaza sísmica de las estructuras del cantón Ambato Sector Pishilata?”.

El espectro determinístico supera al espectro expresado en la NEC-15 en un período de 0.15 seg a 0.65 seg, en donde la aceleración máxima del modelo es de 1.63g, determinando un nivel de amenaza significativa para las estructuras analizadas, debido a la variación de aceleraciones de un espectro a otro.

Por lo tanto, el comportamiento estructural de las edificaciones que están siendo analizadas se verán afectadas. Haciendo importante el cálculo de espectros deterministas para obtener diseños sismo resistentes más reales. Debido a que vivimos en una zona de alta peligrosidad sísmica y a que el desarrollo de las zonas urbanas conlleva a construir edificios altos, no queda otra opción, que hacer estructuras más seguras, incorporando como consecuencia cálculos más reales.

## CAPÍTULO V

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 5.1 CONCLUSIONES

- Las fallas activas Ambato, Huachi, Totoras, Pishilata y Subducción afectan directamente al área de estudio, obteniendo magnitudes que varían de **6.48 a 8.9**, siendo la **Falla Totoras (EC-345)** la que mayor peligro representa para el área analizada por ser la más cercana al sitio de estudio, ubicada a **0.52 km** debido a que mientras más cerca este la falla existe un mayor grado de vulnerabilidad sísmica.
- Se determinó que el suelo de la zona de estudio tiene una clasificación tipo D según la NEC-15 con una aceleración del suelo promedio ( $V_s$ ) de 352.63 m/sg.
- El espectro obtenido mediante la NEC supera al valor obtenido con el modelo Boore y Atkinson y al modelo Akkar y Boomer.
- El espectro obtenido mediante la NEC-15 tiene un valor de aceleración máxima de **1.19g** durante un período de **0.15seg a 0.65seg**, este valor supera al obtenido con el modelo de Zhao (0.58g) en un **51.26%** y el modelo de Youngs (0.52g) en un **56.30%**.
- Para cada una de las fallas corticales empleadas, el modelo de Kanno es el que más sobresale, ya que con este modelo se obtuvo la máxima aceleración para cada una de las fallas superando al espectro expresado en la NEC-15 siendo la falla Totoras la más crítica.
- El espectro determinístico obtenido supera al espectro de la NEC-15 durante un período de **0.15 seg a 0.65 seg** en donde su aceleración máxima es de **1.63g** que representa una variación del **26.99%** con respecto al de la NEC-15.

- El espectro determinístico supera al espectro expresado en la NEC-15, determinando un nivel de amenaza significativa para las estructuras analizadas, debido a la variación de aceleraciones de un espectro a otro.
- El comportamiento estructural de la edificación 1 tiene un periodo fundamental de 0.505 seg. el cual no está dentro del rango expresado en la NEC-15 determinando desplazamientos laterales excesivos dando como consecuencia mayores esfuerzos internos en los elementos estructurales. No se registraron problemas de torsión en planta ya que todos los modos cumplen con lo establecido en la NEC-15. La deriva de piso inelástica se encuentra dentro del rango establecido por la NEC-15, es decir menor al 2% lo que garantiza un buen desempeño estructural.
- El comportamiento estructural de la edificación 2 y 3 tienen periodos fundamentales dentro de los parámetros tolerables expresados en la NEC-15. No se registraron problemas de torsión en planta ya que todos los modos cumplen con lo establecido en la NEC-15. La deriva de piso inelástica se encuentra dentro del rango establecido por la NEC-15, es decir menor al 2% lo que garantiza un buen desempeño estructural.
- Los valores obtenidos del periodo fundamental de ETABS son los mismos para el espectro de la NEC y el determinístico, debido a que el periodo no se ve afectado ya que éste depende de la rigidez y de la masa de la estructura.
- La variación en relación al espectro expresado en la NEC y el determinístico, es de un 8% en la determinación de las derivas de piso de las estructuras.

## 5.2 RECOMENDACIONES

- Se recomienda para los futuros cálculos de las estructuras de la zona, realizar un chequeo sísmo resistente, tanto con espectros probabilistas como con espectros deterministas.
- Debido a que el valor del período fundamental de vibración de las edificaciones varía con tipo de suelo en que se apoya, se recomienda realizar estudios del suelo de las zonas donde se realizarán futuras edificaciones.
- Se debe tomar en cuenta en los futuros análisis estructurales la interacción de las distintas fallas geológicas que atraviesan la ciudad.
- Se hace importante que las ciudades del país cuenten con un mapa de zonificación sísmica y de ubicación de fallas geológicas para identificar las diversas zonas de peligro sísmico y así evitar futuros desastres.
- Para lograr estos nuevos objetivos de proyectos se deben diseñar estructuras con tecnologías nuevas y de vanguardia basadas en datos reales de peligro sísmico.

## C. MATERIALES DE REFERENCIA

### 1. BIBLIOGRAFÍA

- [1] K. Chunga and R. Aguiar, “Microzonación sísmica del Centro Norte de Quito . Segunda Jornada de " Investigación científica desde las Aulas ( 2013 ).,” no. May, 2013.
- [2] R. Aguiar and A. Rivas, *Microzonificación Sísmica de Ambato*. 2018.
- [3] P. Ramírez and J. Vivallos, “Microzonificación sísmica de la ciudad de Concepción - Chile,” no. 1989, pp. 18–21, 2009.
- [4] J. J. Hernández, M. Schmitz, F. Audemard, and G. Malavé, “Marco conceptual del proyecto de microzonificación de Caracas y Barquisimeto,” *VIII Congr. Venez. Sismol. e Ing. Sísmica*, no. May 2014, 2006.
- [5] R. Aguiar, “LEYES DE ATENUACIÓN PARA SISMOS CORTICALES Y DE SUBDUCCIÓN PARA,” no. March 2015, 2016.
- [6] Y. F. Vargas, L. G. Pujades, A. H. Barbat, and J. E. Hurtado, “Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería Evaluación probabilista de la capacidad , fragilidad y daño de hormigón armado,” *Rev. Int. Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ing.*, vol. 29, no. 2, pp. 63–78, 2013.
- [7] M. L. Bermúdez, L. E. Franco, and S. E. Martínez, “III Coloquio Microzonificación Sísmica – Caracas Julio 15 a 17 de 2002.,” 2002.
- [8] M. A. Salgado-Gálvez, G. A. Bernal, and O. D. Cardona, “Evaluación probabilista de la amenaza sísmica de Colombia con fines de actualización de la Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP-14,” *Rev. Int. Metod. Numer. para Calc. y Disen. en Ing.*, vol. 32, no. 4, pp. 230–239, 2016.
- [9] H. H. Tsang, “Evaluation of codified elastic design spectrum models for regions of low-to-moderate seismicity,” *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, vol. 70, pp. 148–152, 2015.



- [10] L. E. Yamin *et al.*, “Practical seismic microzonation in complex geological environments,” *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, vol. 114, no. May, pp. 480–494, 2018.
- [11] S. Li, B. Yu, M. Gao, and C. Zhai, “Optimum seismic design of multi-story buildings for increasing collapse resistant capacity,” *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, vol. 116, no. December 2017, pp. 495–510, 2019.
- [12] A. Ahmed and A. Ahmed, “Evaluation of seismic design spectrum based on UHS implementing fourth-generation seismic hazard maps of Canada,” *Int. J. Adv. Struct. Eng.*, vol. 8, no. 4, pp. 411–422, 2016.
- [13] J. Irizarry and X. G. T. Susagna, “Evaluación de la peligrosidad sísmica de la ciudad de barcelona en términos de aceleración espectral,” pp. 389–399, 2003.
- [14] J. Campbell and R. Aguiar, “ESTUDIO EXPERIMENTAL DE PÓRTICOS DE HORMIGÓN ARMADO,” no. June, 2015.
- [15] P. Alfaro, F. M. Alonso-chaves, C. Fernández, and G. Gutiérrez-alonso, “Fundamentos Conceptuales y Didácticos La tectónica de placas , teoría integradora,” vol. 2013, no. 2001, pp. 168–180, 2013.
- [16] J. López, R. y José, and M. Cebriá, “Volcanismo y Tectónica de placas,” vol. 2015, pp. 12–23, 2015.
- [17] N. Tortajada, “TECTÓNICA DE PLACAS.”
- [18] E. Tarbuck and F. Lutgens, *Ciencias de la Tierra*, 8va ed. Madrid: PEARSON PRENTICE HALL, 2005.
- [19] Z. Aguilar, “ANÁLISIS DE PELIGRO SISMICO Y ESTIMADO DEL MOVIMIENTO SISMICO DE DISEÑO,” *CISMID*, 2010.
- [20] P. Quinde and E. Reinoso, “ESTUDIO DE PELIGRO SÍSMICO DE ECUADOR Y PROPUESTA DE ESPECTROS DE DISEÑO PARA LA CIUDAD DE CUENCA,” vol. 26, no. 94, pp. 1–26, 2016.
- [21] Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda and Cámara de la Industria de la Construcción, “NEC-2015 -PELIGRO SÍSMICO DISEÑO SISMO

RESISTENTE,” in *NEC-NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN -2015*, Dirección., 2015.

- [22] L. TAIPE, “ANÁLISIS DE LAS ECUACIONES DE PREDICCIÓN DE MOVIMIENTOS DE SUELO PARA EL ECUADOR UTILIZANDO DATOS REGISTRADOS DURANTE EL PERIODO 2000 –2011 EN ESTACIONES SISMICAS DE BANDA ANCHA Y ACELERÓGRAFOS,” ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL ESCUELA, 2013.
- [23] F. Cañizares and J. C. Singaicho, “ECUACIONES DE ATENUACIÓN COMPATIBLES A LA TECTÓNICA DE QUITO GMPEs.,” vol. 23, pp. 209–226, 2018.
- [24] D. M. Boore, G. M. Atkinson, and M. Eeri, “Ground-Motion Prediction Equations for the Average Horizontal Component of PGA , PGV , and 5 % - Damped PSA at Spectral Periods between 0 . 01 s and 10 . 0 s,” vol. 24, no. 1, pp. 99–138, 2008.
- [25] S. Akkar and J. Bommer, “Empirical Equations for the Prediction of PGA , PGV , and Spectral Accelerations in Europe , the,” vol. 81, no. 2, pp. 195–206, 2010.
- [26] T. Kanno, A. Narita, N. Morikawa, H. Fujiwara, and Y. Fukushima, “A New Attenuation Relation for Strong Ground Motion in Japan Based on Recorded Data,” vol. 96, no. 3, pp. 879–897, 2006.
- [27] A. R. Youngs and S.-J. Chiou, “Strong Ground Motion Attenuation Relationships far Subduction Zone Earthquakes,” no. February, 1997.
- [28] J. Zhao, J. Zhang, and A. Asano, “Attenuation relations of strong ground motion in Japan using site classification based on predominant period,” *Bull. seismological Soc. Am.*, vol. 96, 2006.
- [29] F. Rivadeneira *et al.*, *Breves fundamentos sobre los terremotos en el Ecuador*. 2007.
- [30] K. Chunga, *Geologia de Terremotos y Tsunami*, Sección Na. 2016.

- [31] M. Moncayo, J. Jiménez, G. Moncayo, and I. Zambrano, “Análisis sobre la recurrencia de terremotos severos en Ecuador,” vol. 8, pp. 12–17, 2017.
- [32] INEN, “NTE INEN 0689 (1982) (Spanish): Mecánica de suelos. Ensayo de penetración estándar,” vol. 0689, 1982.
- [33] D. Gautam, “Empirical correlation between uncorrected standard penetration resistance ( N ) and shear wave velocity ( V S ) for Kathmandu Valley , Nepal,” vol. 5705, 2017.
- [34] N. A. P. Zamora and M. J. V. Ortega, “FACULTAD DE CIENCIA , TECNOLOGÍA Y AMBIENTE ‘ Diseño de aisladores sísmicos de base para edificio de oficinas de 10 niveles con sistema estructural de pórticos rígidos de concreto reforzado , ’” UNIVERSIDAD CENTROAMERICANA, 2016.

## 2. ANEXOS.

### ANEXO A. FOTOGRAFÍAS

**Fotografía 1.** Colocación equipo SPT



**Fotografía 2.** Colocación equipo SPT



**Fotografía 3. Colocación equipo SPT**



**Fotografía 4. Ejecución ensayo SPT**



**Fotografía 5.** Extracción de muestras in situ



**Fotografía 6.** Extracción de muestras in situ



**Fotografía 7. Estructura 1**



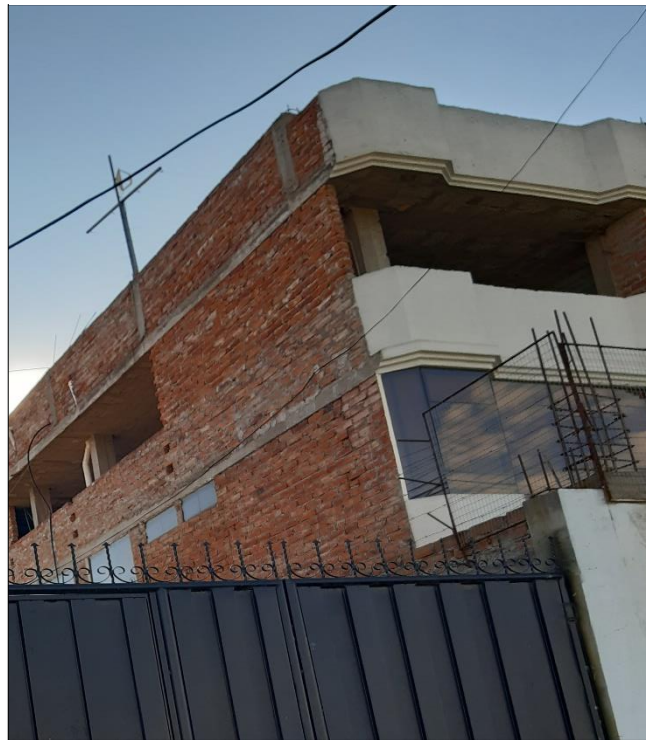
**Fotografía 8. Estructura 2**



**Fotografía 9. Estructura 3**



**Fotografía 10. Estructura 3**





## ANEXO B. MODELO BOORE Y ATKINSON (2008)

**B- 1.** Coeficientes de amplificación del sitio dependiente del período

PERIOD O	b lin	b1	b2
PGA	-0,36	-0,64	-0,14
0,01	-0,36	-0,64	-0,14
0,02	-0,34	-0,63	-0,12
0,03	-0,33	-0,62	-0,11
0,05	-0,29	-0,64	-0,11
0,075	-0,23	-0,64	-0,11
0,1	-0,25	-0,6	-0,13
0,15	-0,28	-0,53	-0,18
0,2	-0,31	-0,52	-0,19
0,25	-0,39	-0,52	-0,16
0,3	-0,44	-0,52	-0,14
0,4	-0,5	-0,51	-0,1
0,5	-0,6	-0,5	-0,06
0,75	-0,69	-0,47	0
1	-0,7	-0,44	0
1,5	-0,72	-0,4	0
2	-0,73	-0,38	0
3	-0,74	-0,34	0
4	-0,75	-0,31	0
5	-0,75	-0,291	0
7,5	-0,692	-0,247	0
10	-0,65	-0,215	0

**Fuente:** Boore, D. Atkinson, M. (2008). Ecuaciones de predicción de movimiento en el suelo para el componente horizontal promedio de PGA, PGV y PSA amortiguado al 5% en períodos espectrales entre 0.01s y 10.0 s.

**B- 2.** Coeficientes de escala de distancia ( $M_{ref} = 4,5$  y  $R_{ref} = 1,0$  km para todos los períodos, excepto  $R_{ref} = 5,0$  km para pga4nl)

<b>PERI</b>	<b>c1</b>	<b>c2</b>	<b>c3</b>	<b>h</b>
PGA	-0,6605	0,1197	- 0,0115 1	1,35
0,01	-0,6622	0,12	- 0,0115 1	1,35
0,02	-0,666	0,1228	- 0,0115 1	1,35
0,03	-0,6901	0,1283	- 0,0115 1	1,35
0,05	-0,717	0,1317	- 0,0115 1	1,35
0,075	-0,7205	0,1237	- 0,0115 1	1,55
0,1	-0,7081	0,1117	- 0,0115 1	1,68
0,15	-0,6961	0,0988 4	- 0,0111 3	1,86
0,2	-0,583	0,0427 3	- 0,0095 2	1,98
0,25	-0,5726	0,0297 7	- 0,0083 7	2,07
0,3	-0,5543	0,0195 5	- 0,0075	2,14
0,4	-0,6443	0,0439 4	- 0,0062 6	2,24
0,5	-0,6914	0,0608	- 0,0054	2,32
0,75	-0,7408	0,0751 8	- 0,0040 9	2,46
1	-0,8183	0,1027	- 0,0033 4	2,54

1,5	-0,8303	0,0979 3	- 0,0025 5	2,66
2	-0,8285	0,0943 2	- 0,0021 7	2,73
3	-0,7844	0,0728 2	- 0,0019 1	2,83
4	-0,6854	0,0375 8	- 0,0019 1	2,89
5	-0,5096	0,0239 1	- 0,0019 1	2,93
7,5	-0,3724	0,0656 8	- 0,0019 1	3
10	- 0,09824	0,138	- 0,0019 1	3,04

**Fuente:** Boore, D. Atkinson, M. (2008). Ecuaciones de predicción de movimiento en el suelo para el componente horizontal promedio de PGA, PGV y PSA amortiguado al 5% en períodos espectrales entre 0.01s y 10.0 s.

**B- 3. Coeficientes de escala de magnitud**

<b>PER.</b>	<b>e1</b>	<b>e2</b>	<b>e3</b>	<b>e4</b>	<b>e5</b>	<b>e6</b>	<b>e7</b>	<b>Mh</b>
PGA	- 0,5380 4	-0,5035	- 0,7547 2	-0,5097	0,2880 5	- 0,1016 4	0	6,75
0,01	- 0,5288 3	- 0,4942 9	- 0,7455 1	- 0,4996 6	0,2889 7	- 0,1001 9	0	6,75
0,02	- 0,5219 2	- 0,4850 8	- 0,7390 6	- 0,4889 5	0,2514 4	- 0,1100 6	0	6,75
0,03	- 0,4528 5	- 0,4183 1	- 0,6672 2	- 0,4222 9	0,1797 6	- 0,1285 8	0	6,75
0,05	- 0,2847 6	- 0,2502 2	- 0,4846 2	- 0,2609 2	0,0636 9	- 0,1575 2	0	6,75
0,075	- 0,0076 7	- 0,0491 2	- 0,2057 8	0,0270 6	0,0117	- 0,1705 1	0	6,75
0,1	- 0,2010 9	- 0,2310 2	0,0305 8	0,2219 3	0,0469 7	- 0,1594 8	0	6,75

0,15	- 0,4612 8	- 0,4866 1	0,3018 5	0,4932 8	0,1799	- 0,1453 9	0	6,75
0,2	- 0,5718	- 0,5925 3	0,4086	0,6147 2	0,5272 9	- 0,1296 4	0,0010 2	6,75
0,25	0,5188 4	- 0,5349 6	0,3388	0,5774 7	0,6088	- 0,1384 3	0,0860 7	6,75
0,3	- 0,4382 5	- 0,4451 6	0,2535 6	0,5199	0,6447 2	- 0,1569 4	0,1060 1	6,75
0,4	- 0,3922	- 0,4060 2	0,2139 8	0,4708	0,7861	- 0,0784 3	0,0226 2	6,75
0,5	- 0,1895 7	- 0,1987 8	0,0096 7	0,2633 7	0,7683 7	- 0,0905 4	0	6,75
0,75	- 0,2133 8	- 0,1949 6	- 0,4917 6	- 0,1081 3	0,7517 9	- 0,1405 3	0,1030 2	6,75
1	- 0,4689 6	- 0,4344 3	- 0,7846 5	- -0,3933	0,6788	- 0,1825 7	0,0539 3	6,75
1,5	- 0,8627 1	- 0,7959 3	- 1,2090 2	- 0,8808 5	0,7068 9	- -0,2595	0,1908 2	6,75
2	- 1,2265 2	- 1,1551 4	- 1,5769 7	- 1,2766 9	0,7798 9	- 0,2965 7	0,2988 8	6,75
3	- 1,8297 9	- -1,7469	- 2,2258 4	- 1,9181 4	0,7796 6	- 0,4538 4	0,6746 6	6,75
4	- 2,2465 6	- 2,1590 6	- 2,5822 8	- 2,3816 8	1,2496 1	- 0,3587 4	0,7950 8	6,75
5	- 1,2840 8	- -1,2127	- 1,5090 4	- 1,4109 3	0,1427 1	- 0,3900 6	0	8,5
7,5	- 1,4314 5	- 1,3163 2	- 1,8102 2	- 1,5921 7	0,5240 7	- 0,3757 8	0	8,5
10	- 2,1544 6	- 2,1613 7	- 2,5332 3	- 2,1463 5	0,4038 7	- 0,4849 2	0	8,5

**Fuente:** Boore, D. Atkinson, M. (2008). Ecuaciones de predicción de movimiento en el suelo para el componente horizontal promedio de PGA, PGV y PSA amortiguado al 5% en períodos espectrales entre 0.01s y 10.0 s.

## ANEXO C. MODELO AKKAR Y BOMMER (2010)

**C- 1. Coeficientes de las ecuaciones 1 y 2 para la predicción de Pseudoaceleración Espectral**

$t$	$b_1$	$b_2$	$b_3$	$b_4$	$b_5$	$b_6$	$b_7$	$b_8$	$b_9$	$b_{10}$	$\sigma_1$ (intra-event)	$\sigma_2$ (inter-event)
0	1.04159	0.91333	-0.0814	-2.92728	0.2812	7.86638	0.08753	0.01527	-0.04189	0.08015	0.261	0.0994
0.05	2.11528	0.72571	-0.07351	-3.33201	0.33534	7.74734	0.04707	-0.02426	-0.0426	0.08649	0.272	0.1142
0.1	2.11994	0.75179	-0.07448	-3.10538	0.30253	8.21405	0.02667	-0.00062	-0.04906	0.0791	0.2728	0.1167
0.15	1.64489	0.83683	-0.07544	-2.75848	0.2549	8.31786	0.02578	0.01703	-0.04184	0.0784	0.2788	0.1192
0.2	0.92065	0.96815	-0.07903	-2.49264	0.2179	8.21914	0.06557	0.02105	-0.02098	0.08438	0.2821	0.1081
0.25	0.13978	1.13068	-0.08761	-2.33824	0.20089	7.20688	0.0981	0.03919	-0.04853	0.08577	0.2871	0.099
0.3	-0.84006	1.37439	-0.10349	-2.19123	0.18139	6.54299	0.12847	0.0434	-0.05554	0.09221	0.2902	0.0976
0.35	-1.32207	1.47055	-0.10873	-2.12993	0.17485	6.24751	0.16213	0.06695	-0.04722	0.09003	0.2983	0.1054
0.4	-1.7032	1.5593	-0.11388	-2.12718	0.17137	6.57173	0.21222	0.09201	-0.05145	0.09903	0.2998	0.1101
0.45	-1.97201	1.61645	-0.11742	-2.16619	0.177	6.78082	0.24121	0.11675	-0.05202	0.09943	0.3037	0.1123
0.5	-2.76925	1.83268	-0.13202	-2.12969	0.16877	7.17423	0.25944	0.13562	-0.04283	0.08579	0.3078	0.1163
0.55	-3.51672	2.02523	-0.14495	-2.04211	0.15617	6.7617	0.26498	0.14446	-0.04259	0.06945	0.307	0.1274
0.6	-3.92759	2.08471	-0.14648	-1.88144	0.13621	6.10103	0.27718	0.15156	-0.03853	0.05932	0.3007	0.143
0.65	-4.4949	2.21154	-0.15522	-1.79031	0.12916	5.19135	0.28574	0.15239	-0.03423	0.05111	0.3004	0.1546
0.7	-4.62925	2.21764	-0.15491	-1.798	0.13495	4.46323	0.30348	0.15652	-0.04146	0.04661	0.2978	0.1626
0.75	-4.95053	2.29142	-0.15983	-1.81321	0.1392	4.27945	0.31516	0.16333	-0.0405	0.04253	0.2973	0.1602
0.8	-5.32863	2.38389	-0.16571	-1.77273	0.13273	4.37011	0.32153	0.17366	-0.03946	0.03373	0.2927	0.1584
0.85	-5.75799	2.50635	-0.17479	-1.77068	0.13096	4.62192	0.3352	0.1848	-0.03786	0.02867	0.2917	0.1543

0.9	- 5.826 89	2.502 87	- 0.173 67	- 1.762 95	0.130 59	4.653 93	0.348 49	0.190 61	- 0.028 84	0.024 75	0.2915	0.1521
0.9 5	- 5.905 92	2.514 05	- 0.174 17	- 1.798 54	0.135 35	4.845 4	0.359 19	0.194 11	- 0.022 09	0.025 02	0.2912	0.1484
1	- 6.170 66	2.585 58	- 0.179 38	- 1.807 17	0.135 99	4.975 96	0.366 19	0.195 19	- 0.022 69	0.021 21	0.2895	0.1483
1.0 5	- 6.603 37	2.695 84	- 0.186 46	- 1.738 43	0.124 85	5.044 89	0.372 78	0.194 61	- 0.026 13	0.011 15	0.2888	0.1465
1.1	- 6.903 79	2.770 44	- 0.191 71	- 1.711 09	0.122 27	5.009 75	0.377 56	0.194 23	- 0.026 55	0.001 4	0.2896	0.1427
1.1 5	- 6.961 8	2.758 57	- 0.188 9	- 1.665 88	0.114 47	5.089 02	0.381 49	0.194 02	- 0.020 88	0.001 48	0.2871	0.1435
1.2	- 6.992 36	2.734 27	- 0.184 91	- 1.591 2	0.102 65	5.032 74	0.381 2	0.193 09	- 0.016 23	0.004 13	0.2878	0.1439
1.2 5	- 6.746 13	2.623 75	- 0.173 92	- 1.528 86	0.091 29	5.083 47	0.387 82	0.193 92	- 0.018 26	0.004 13	0.2863	0.1453
1.3	- 6.517 19	2.518 69	- 0.163 3	- 1.465 27	0.080 05	5.144 23	0.388 62	0.192 73	- 0.019 02	- 0.003 69	0.2869	0.1427
1.3 5	- 6.558 21	2.522 38	- 0.163 07	- 1.482 23	0.081 73	5.290 06	0.386 77	0.190 82	- 0.018 42	- 0.008 97	0.2885	0.1428
1.4	- 6.619 45	2.526 11	- 0.162 74	- 1.482 57	0.082 13	5.334 9	0.386 25	0.192 85	- 0.016 07	- 0.008 76	0.2875	0.1458
1.4 5	- 6.627 37	2.498 58	- 0.159 1	- 1.433 1	0.075 77	5.194 12	0.382 85	0.191 61	- 0.012 88	- 0.005 64	0.2857	0.1477
1.5	- 6.717 87	2.494 86	- 0.156 89	- 1.353 01	0.063 79	5.157 5	0.378 67	0.188 12	- 0.012 08	- 0.002 15	0.2839	0.1468
1.5 5	- 6.807 76	2.502 91	- 0.156 29	- 1.312 27	0.056 97	5.274 41	0.372 67	0.185 68	- 0.008 45	- 0.000 47	0.2845	0.145
1.6	- 6.836 32	2.510 09	- 0.156 76	- 1.332 6	0.058 7	5.545 39	0.369 52	0.181 49	- 0.005 33	- 0.000 06	0.2844	0.1457
1.6 5	- 6.886 84	2.540 48	- 0.159 95	- 1.409 31	0.068 6	5.938 28	0.365 31	0.176 17	- 0.008 52	- 0.003 01	0.2841	0.1503
1.7	-6.946	2.571 51	- 0.162 94	- 1.476 76	0.076 72	6.365 99	0.359 36	0.173 01	- 0.012 04	- 0.007 44	0.284	0.1537
1.7 5	- 7.091 66	2.629 38	- 0.167 94	- 1.540 37	0.084 28	6.822 92	0.352 84	0.169 45	- 0.013 86	- 0.013 87	0.284	0.1558
1.8	- 7.228 18	2.668 24	- 0.170 57	- 1.542 73	0.083 25	7.116 03	0.347 75	0.167 43	- 0.014 02	- 0.014 92	0.2834	0.1582
1.8 5	- 7.297 72	2.675 65	- 0.170 04	- 1.509 36	0.076 63	7.319 28	0.345 61	0.167 3	- 0.015 26	- 0.011 92	0.2828	0.1592
1.9	- 7.355 22	2.677 49	- 0.169 34	- 1.469 88	0.070 65	7.259 88	0.341 42	0.163 25	- 0.015 63	- 0.007 03	0.2826	0.1611

1.9 5	- 7.407 16	2.682 06	- 0.169 06	- 1.438 16	0.065 25	7.253 44	0.337 2	0.161 71	- 0.018 48	- 0.003 51	0.2832	0.1642
2	- 7.504 04	2.710 04	- 0.171 3	- 1.443 95	0.066 02	7.260 59	0.332 98	0.158 39	- 0.022 58	- 0.004 86	0.2835	0.1657
2.0 5	- 7.555 98	2.727 37	- 0.172 91	- 1.457 94	0.067 74	7.403 2	0.330 1	0.154 96	- 0.026 26	- 0.007 31	0.2836	0.1665
2.1	- 7.534 63	2.717 09	- 0.172 21	- 1.466 62	0.069 4	7.461 68	0.326 45	0.153 37	- 0.029 2	- 0.008 71	0.2832	0.1663
2.1 5	- 7.508 11	2.710 35	- 0.172 12	- 1.496 79	0.074 29	7.512 73	0.324 39	0.152 64	- 0.034 84	- 0.012 25	0.283	0.1661
2.2	- 8.091 68	2.911 59	- 0.189 2	- 1.556 44	0.084 28	7.770 62	0.313 54	0.144 3	- 0.039 85	- 0.019 27	0.283	0.1627
2.2 5	- 8.110 57	2.920 87	- 0.190 44	- 1.595 37	0.090 52	7.877 02	0.309 97	0.144 3	- 0.041 55	- 0.023 22	0.283	0.1627
2.3	- 8.162 72	2.933 25	- 0.191 55	- 1.604 61	0.092 84	7.917 53	0.308 26	0.144 12	- 0.042 38	- 0.026 26	0.2829	0.1633
2.3 5	- 7.947 04	2.853 28	- 0.185 39	- 1.574 28	0.090 77	7.619 56	0.320 71	0.143 21	- 0.049 63	- 0.023 42	0.2815	0.1632
2.4	- 7.966 79	2.853 63	- 0.185 61	- 1.578 33	0.092 88	7.596 43	0.318 01	0.143 01	- 0.049 1	- 0.025 7	0.2826	0.1645
2.4 5	- 7.978 78	2.849	- 0.185 27	- 1.577 28	0.094 28	7.503 38	0.314 01	0.143 24	- 0.048 12	- 0.026 43	0.2825	0.1665
2.5	- 7.884 03	2.818 17	- 0.183 2	- 1.603 81	0.098 87	7.539 47	0.311 04	0.143 32	- 0.047 1	- 0.027 69	0.2818	0.1681
2.5 5	- 7.681 01	2.757 2	- 0.179 05	- 1.652 12	0.106 8	7.618 93	0.308 75	0.143 43	- 0.046 07	- 0.028 19	0.2818	0.1688
2.6	- 7.725 74	2.820 43	- 0.187 17	- 1.887 82	0.140 49	8.122 48	0.311 22	0.142 55	- 0.051 06	- 0.029 66	0.2838	0.1741
2.6 5	- 7.532 88	2.748 24	- 0.181 42	- 1.895 25	0.143 56	7.922 36	0.309 35	0.142 23	- 0.050 24	- 0.029 3	0.2845	0.1759
2.7	- 7.415 87	2.690 12	- 0.176 32	- 1.870 41	0.142 83	7.499 99	0.306 88	0.140 74	- 0.048 87	- 0.029 63	0.2854	0.1772
2.7 5	- 7.345 41	2.653 52	- 0.173 13	- 1.860 79	0.143 4	7.266 68	0.306 35	0.140 52	- 0.047 43	- 0.029 19	0.2862	0.1783
2.8	- 7.245 61	2.610 28	- 0.169 51	- 1.856 12	0.144 44	7.118 61	0.305 34	0.139 23	- 0.047 31	- 0.027 51	0.2867	0.1794
2.8 5	- 7.071 07	2.561 23	- 0.166 16	- 1.904 22	0.151 27	7.362 77	0.305 08	0.139 33	- 0.045 22	- 0.027 76	0.2869	0.1788
2.9	- 6.993 32	2.526 99	- 0.163 03	- 1.897 04	0.150 39	7.450 38	0.303 62	0.137 76	- 0.042 03	- 0.026 15	0.2874	0.1784
2.9 5	- 6.956 69	2.510 06	- 0.161 42	- 1.901 32	0.150 81	7.602 34	0.299 87	0.135 84	- 0.038 63	- 0.024 87	0.2872	0.1783

3	- 6.929 24	2.458 99	- 0.155 13	- 1.768 01	0.133 14	7.219 5	0.297 72	0.131 98	- 0.038 55	- 0.024 69	0.2876	0.1785
---	------------------	-------------	------------------	------------------	-------------	------------	-------------	-------------	------------------	------------------	--------	--------

**Fuente:** Akkar, S. Bommer, J. (2010). Ecuaciones empíricas para la predicción de PGA, PGV y aceleraciones espectrales en Europa, la región mediterránea y Oriente Medio.



## ANEXO D. MODELO KANNO (2006)

**D- 1.** Coeficientes de regresión para el modelo de eventos superficiales de PGA, PGV y espectros de respuesta de aceleración amortiguada del 5%.

PER.	a <sub>1</sub>	b1	c1	d1	$\xi_1$	p	q
0	0,56	-0,0031	0,26	0,0055	0,37	-0,55	1,35
0,05	0,54	-0,0035	0,48	0,0061	0,37	-0,32	0,80
0,06	0,54	-0,0037	0,57	0,0065	0,38	-0,26	0,65
0,07	0,53	-0,0039	0,67	0,0066	0,38	-0,24	0,60
0,08	0,52	-0,004	0,75	0,0069	0,39	-0,26	0,64
0,09	0,52	-0,0041	0,8	0,0071	0,4	-0,29	0,72
0,1	0,52	-0,0041	0,85	0,0073	0,4	-0,32	0,78
0,11	0,5	-0,004	0,96	0,0061	0,4	-0,35	0,84
0,12	0,51	-0,004	0,93	0,0062	0,4	-0,39	0,94
0,13	0,51	-0,0039	0,91	0,0062	0,4	-0,43	1,04
0,15	0,52	-0,0038	0,89	0,006	0,41	-0,53	1,28
0,17	0,53	-0,0037	0,84	0,0056	0,41	-0,61	1,47
0,2	0,54	-0,0034	0,76	0,0053	0,4	-0,68	1,65
0,22	0,54	-0,0032	0,73	0,0048	0,4	-0,72	1,74
0,25	0,54	-0,0029	0,66	0,0044	0,4	-0,75	1,82
0,3	0,56	-0,0026	0,51	0,0039	0,39	-0,80	1,96
0,35	0,56	-0,0024	0,42	0,0036	0,4	-0,85	2,09
0,4	0,58	-0,0021	0,26	0,0033	0,4	-0,87	2,13
0,45	0,59	-0,0019	0,13	0,003	0,41	-0,89	2,18
0,5	0,59	-0,0016	0,04	0,0022	0,41	-0,91	2,25
0,6	0,62	-0,0014	-0,22	0,0025	0,41	-0,92	2,30
0,7	0,63	-0,0012	-0,37	0,0022	0,41	-0,96	2,41
0,8	0,65	-0,0011	-0,54	0,002	0,41	-0,98	2,46
0,9	0,68	-0,0009	-0,8	0,0019	0,41	-0,97	2,44
1	0,71	-0,0009	-1,04	0,0021	0,41	-0,93	2,32
1,1	0,72	-0,0007	-1,19	0,0018	0,41	-0,92	2,30
1,2	0,73	-0,0006	-1,32	0,0014	0,41	-0,91	2,26
1,3	0,74	-0,0006	-1,44	0,0014	0,41	-0,88	2,20
1,5	0,77	-0,0005	-1,7	0,0017	0,4	-0,85	2,12
1,7	0,79	-0,0005	-1,89	0,0019	0,39	-0,83	2,06
2	0,8	-0,0004	-2,08	0,002	0,39	-0,78	1,92
2,2	0,82	-0,0004	-2,24	0,0022	0,38	-0,76	1,88
2,5	0,84	-0,0003	-2,46	0,0023	0,38	-0,72	1,80
3	0,86	-0,0002	-2,72	0,0021	0,38	-0,68	1,70

3,5	0,9	-0,0003	-2,99	0,0032	0,37	-0,66	1,64
4	0,92	-0,0005	-3,21	0,0045	0,38	-0,62	1,54
4,5	0,94	-0,0007	-3,39	0,0064	0,38	-0,60	1,50
5	0,92	-0,0004	-3,35	0,003	0,38	-0,59	1,46

**Fuente:** Kanno, et al. (2006). Una nueva relación de atenuación para el movimiento de tierra fuerte en Japón en base a los datos registrados.

## ANEXO E. MODELO YOUNGS (1997)

**E- 1.** Coeficientes de las relaciones de atenuación para la aceleración espectral horizontal (5% de amortiguación) para terremotos de subducción para suelo.

PER.	C1	C2	C3	C*4	C*5
0	0	0	-2,329	1,45	-0,1
0,075	2,4	-0,0019	-2,697	1,45	-0,1
0,1	2,516	-0,0019	-2,697	1,45	-0,1
0,2	1,549	-0,0019	-2,464	1,45	-0,1
0,3	0,793	-0,002	-2,327	1,45	-0,1
0,4	0,144	-0,002	-2,23	1,45	-0,1
0,5	-0,438	-0,0035	-2,14	1,45	-0,1
0,75	-1,704	-0,0048	-1,952	1,45	-0,1
1	-2,87	-0,0066	-1,785	1,45	-0,1
1,5	-5,101	-0,0114	-1,47	1,5	-0,1
2	-6,433	-0,0164	-1,29	1,55	-0,1
3	-6,672	-0,0221	-1,347	1,65	-0,1
4	-7,618	-0,0235	-1,272	1,65	-0,1

**Fuente:** Youngs. R. Chiou, S. (1997). Relaciones de atenuación de movimiento en el suelo para los terremotos de la zona de subducción.

## ANEXO F. MODELO ZHAO (2006)

F- 1. Coeficientes para las condiciones de origen y trayectoria.

Perio do	a	b	c	d	e	SR	SI	Ss	SsL
0,00	1,101	- 0,005 64	0,0 055	1,080	0,0141 2	0,251	0,0 00	2,607	- 0,528
0,05	1,076	- 0,006 71	0,0 075	1,060	0,0146 3	0,251	0,0 00	2,764	- 0,551
0,10	1,118	- 0,007 87	0,0 090	1,083	0,0142 3	0,240	0,0 00	2,156	- 0,420
0,15	1,134	- 0,007 22	0,0 100	1,053	0,0150 9	0,251	0,0 00	2,161	- 0,431
0,20	1,147	- 0,006 59	0,0 120	1,014	0,0146 2	0,260	0,0 00	1,901	- 0,372
0,25	1,149	- 0,005 90	0,0 140	0,966	0,0145 9	0,027	0,0 00	1,814	- 0,360
0,30	1,163	- 0,005 20	0,0 150	0,934	0,0145 8	0,259	0,0 00	2,181	- 0,450
0,40	1,2	- 0,004 22	0,0 100	0,959	0,0125 7	0,248	- 0,0 41	2,432	- 0,506
0,50	1,25	- 0,003 38	0,0 060	1,008	0,0111 4	0,247	- 0,0 53	2,629	- 0,554
0,60	1,293	- 0,002 82	0,0 030	1,088	0,0101 9	0,233	- 0,1 03	2,702	- 0,575
0,70	1,336	- 0,002 58	0,0 025	1,084	0,0097 9	0,220	- 0,1 46	2,654	- 0,572
0,80	1,386	- 0,002 42	0,0 022	1,088	0,0094 4	0,232	- 0,1 64	2,480	- 0,540
0,90	1,433	- 0,002 32	0,0 020	1,109	0,0097 2	0,220	- 0,2 06	2,332	- 0,522
1,00	1,479	- 0,002 20	0,0 020	1,115	0,0100 5	0,211	- 0,2 39	2,233	- 0,509
1,25	1,551	- 0,002 07	0,0 020	1,083	0,0100 3	0,251	- 0,2 56	2,029	- 0,469
1,50	1,621	- 0,002 24	0,0 020	1,091	0,0092 8	0,248	- 0,3 06	1,589	- 0,379

2,00	1,694	- 0,002 01	0,0 025	1,055	0,0083 3	0,263	- 0,3 20	0,966	- 0,248
2,50	1,748	- 0,001 87	0,0 028	1,052	0,0077 6	0,262	- 0,3 37	0,789	- 0,221
3,00	1,759	- 0,001 47	0,0 032	1,025	0,0064 4	0,307	- 0,3 31	1,037	- 0,263
4,00	1,826	- 0,001 95	0,0 040	1,044	0,0059 0	0,353	- 0,3 90	0,561	- 0,169
5,00	1,825	- 0,002 37	0,0 050	1,065	0,0051 0	0,248	- 0,4 98	0,225	- 0,120

**Fuente:** Zhao, et al. (2006). Relaciones de atenuación del movimiento del suelo fuerte en Japón usando la clasificación del sitio basada en el período predominante.

**F- 2.** Coeficientes para los términos de clase de sitio y error de predicción

CH	C1	C2	C3	C4	Ck	$\sigma$	$\tau$	$\sigma T$
0,2 93	1,1 11	1,3 44	1,3 55	1,4 20	1,3 55	0,6 04	0,3 98	0,7 23
0,9 39	1,6 84	1,7 93	1,7 47	1,8 14	1,7 47	0,6 40	0,4 44	0,7 79
1,4 99	2,0 61	2,1 35	2,0 31	2,0 82	2,0 31	0,6 94	0,4 90	0,8 49
1,4 62	1,9 16	2,1 68	2,0 52	2,1 13	2,0 52	0,7 02	0,4 60	0,8 39
1,2 80	1,6 69	2,0 85	2,0 01	2,0 30	2,0 01	0,6 92	0,4 23	0,8 11
1,1 21	1,4 68	1,9 42	1,9 41	1,9 37	1,9 41	0,6 82	0,3 91	0,7 86
0,8 52	1,1 72	1,6 83	1,8 08	1,7 70	1,8 08	0,6 70	0,3 79	0,7 70
0,3 65	0,6 55	1,1 27	1,4 82	1,3 97	1,4 82	0,6 59	0,3 90	0,7 66
- 0,2 07	0,0 71	0,5 15	0,9 34	0,9 55	0,9 34	0,6 53	0,3 89	0,7 60
- 0,7 05	- 0,4 29	- 0,0 03	0,3 94	0,5 59	0,3 94	0,6 53	0,4 01	0,7 66
- 1,1 44	- 0,8 66	- 0,4 49	- 0,1 11	0,1 88	- 0,1 11	0,6 52	0,4 08	0,7 69
- 1,6 09	- 1,3 25	- 0,9 28	- 0,6 20	- 0,2 46	- 0,6 20	0,6 47	0,4 18	0,7 70
- 2,0 23	- 1,7 32	- 1,3 49	- 1,0 66	- 0,6 43	- 1,0 66	0,6 53	0,4 11	0,7 71
- 2,4 51	- 2,1 52	- 1,7 76	- 1,5 23	- 1,0 84	- 1,5 23	0,6 57	0,4 10	0,7 75

- 3,2 43	- 2,9 23	- 2,5 42	- 2,3 27	- 1,9 36	- 2,3 27	0,6 60	0,4 02	0,7 73
- 3,8 88	- 3,5 48	- 3,1 69	- 2,9 79	- 2,6 61	- 2,9 79	0,6 64	0,4 08	0,7 79
- 4,7 83	- 4,4 10	- 4,0 39	- 3,8 71	- 3,6 40	- 3,8 71	0,6 69	0,4 14	0,7 87
- 5,4 44	- 5,0 49	- 4,6 98	- 4,4 96	- 4,3 41	- 4,4 96	0,6 71	0,4 11	0,7 86
- 5,8 39	- 5,4 31	- 5,0 89	- 4,8 93	- 4,7 58	- 4,8 93	0,6 67	0,3 96	0,7 76
- 6,5 98	- 6,1 81	- 5,8 82	- 5,6 98	- 5,5 88	- 5,6 98	0,6 47	0,3 82	0,7 51
- 6,7 52	- 6,3 47	- 6,0 51	- 5,8 73	- 5,7 98	- 5,8 73	0,6 43	0,3 77	0,7 45

**Fuente:** Zhao, et al. (2006). Relaciones de atenuación del movimiento del suelo fuerte en Japón usando la clasificación del sitio basada en el período predominante.