



**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 DEL BARRIO JARDÍN AMBATEÑO DE LA  
CIUDAD DE AMBATO”**

---

**AUTOR:** Santiago David Santana Cortés

**TUTOR:** Ing. Mg. Jorge Cevallos

**Ambato – Ecuador**

**2018**

## **CERTIFICACIÓN DEL TUTOR**

Yo, Ing. Mg. Jorge Cevallos, certifico que el presente trabajo bajo el tema: ESTUDIO DEL PELIGRO SÍSMICO DETERMINISTA PARA LAS ESTRUCTURAS DEL BARRIO JARDÍN AMBATEÑO DE LA CIUDAD DE AMBATO, es de autoría del Sr. Santiago David Santana Cortés, el mismo que ha sido realizado bajo mi supervisión y tutoría.

Es todo cuanto puedo certificar en honor a la verdad.

Ambato, mayo del 2018

---

Ing. Mg. Jorge Cevallos

## **AUTORÍA**

Yo, Santiago David Santana Cortés con C.I: 160064665-5, egresado de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato, certifico por medio de la presente que el trabajo con el tema: ESTUDIO DEL PELIGRO SÍSMICO DETERMINISTA PARA LAS ESTRUCTURAS DEL BARRIO JARDÍN AMBATEÑO DE LA CIUDAD DE AMBATO, es de mi completa autoría.

Ambato, mayo del 2018

---

Santiago David Santana Cortés

## **DERECHOS DE AUTOR**

Autorizo a la Universidad Técnica de Ambato, para que haga de este Trabajo Experimental o parte del mismo, 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 Técnica de Ambato, siempre y cuando esta reproducción no suponga una ganancia económica y se realice respetando mis derechos de autor.

Ambato, mayo del 2018

Autor

---

Santiago David Santana Cortés

160064665-5

## **APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO**

Los miembros del tribunal examinador aprueban el informe de investigación, sobre el tema: “ESTUDIO DEL PELIGRO SÍSMICO DETERMINISTA PARA LAS ESTRUCTURAS DEL BARRIO JARDÍN AMBATEÑO DE LA CIUDAD DE AMBATO”, del egresado Santiago David Santana Cortés, de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica.

Ambato, junio del 2018

Para constancia firman.

---

Ing. MSc. Maritza Ureña

---

Ing. MEng. Lenin Maldonado

## **DEDICATORIA**

A mis padres: Fanny Cortés y Joselito Santana por entregarme siempre su amor incondicional, inculcándome el significado de la perseverancia, por el apoyo que me han brindaron a lo largo de mi preparación académica; a mis hermanos María y Gabriel, conjuntamente con mi cuñada siempre fueron un pilar fundamental en los momentos de tribulación brindándome sus palabras de ánimo y motivación; mis sobrinas quienes a su corta edad han sabido enseñarme grandes lecciones, haciendo de mi vida una verdadera aventura.

A mi pequeño José David que con su primer latido me enseñó el verdadero significado de la felicidad, te dedico con mucho amor este trabajo ya que fuiste tú quien me dio la entereza e inspiración para seguir adelante y alcanzar esta tan anhelada meta.

Sin dejar atrás a mis queridos abuelitos, tíos y primos que siempre estuvieron pendientes de mi desarrollo personal como también profesionalmente.

## **AGRADECIMIENTO**

Agradezco a Dios por acompañarme en cada uno de los pasos recorridos a lo largo de toda mi existencia y por ayudarme a nunca perder la fe.

De forma personal quiero agradecer a mi familia que han sido el soporte y el eje esencial en mis primeros pasos, que con sabiduría y amor me han encaminado a lograr un objetivo más.

Una profunda gratitud a los profesores de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica, por compartir sus conocimientos y valiosos consejos.

De manera muy especial al Ing. Mg. Jorge Cevallos, docente y amigo que con su apoyo, guía, paciencia y sobre todo mística contribuyó en la elaboración de este trabajo experimental.

A mis amigos que de alguna u otra manera formaron parte de mi vida universitaria, fabricando recuerdos y experiencias inolvidables.

## ÍNDICE

### A. PÁGINAS PRELIMINARES

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO .....	I
CERTIFICACIÓN DEL TUTOR .....	II
AUTORÍA .....	III
DERECHOS DE AUTOR .....	IV
APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO.....	V
DEDICATORIA .....	VI
AGRADECIMIENTO .....	VII
ÍNDICE .....	VIII
ÍNDICE DE TABLAS.....	XI
ÍNDICE DE FIGURAS.....	XV
ÍNDICE DE ANEXOS .....	XIX

### B. TEXTO

RESUMEN EJECUTIVO .....	XX
CAPÍTULO I.....	1
1.1 ANTECEDENTES .....	1
1.2 JUSTIFICACIÓN .....	2
1.3 OBJETIVOS .....	4
1.3.1 Objetivo General: .....	4
1.3.2 Objetivos Específicos:.....	4
CAPITULO II.....	5
2.1 FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA .....	5
2.1.1 Tectónica de Placas .....	5
2.1.2 Peligro Sísmico .....	13
2.2 HIPÓTESIS.....	21
2.3 SEÑALAMIENTO DE VARIABLES DE LA HIPÓTESIS.....	21



2.3.1	Variable Dependiente .....	21
2.3.2	Variable Independiente.....	21
<b>CAPÍTULO III</b>	.....	<b>22</b>
3.1	NIVEL O TIPO DE INVESTIGACIÓN .....	22
3.2	MUESTRA Y POBLACIÓN.....	22
3.3	OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES.....	23
3.3.1	Variable Independiente.....	23
3.3.2	Variable Dependiente .....	23
3.4	PLAN DE RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN .....	24
3.5	PLAN DE PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS .....	25
<b>CAPITULO IV</b>	.....	<b>26</b>
4.1	RECOLECCIÓN DE DATOS .....	26
4.1.1	Régimen Tectónico.....	26
4.1.2	Selección de Fallas Geológicas .....	30
4.1.3	Caracterización del Suelo .....	32
4.1.4	Velocidad de Onda de Corte en Correlación con la Resistencia a la Penetración .....	46
4.1.5	Ecuaciones de Atenuación para Fallas Corticales Intraplaca .....	49
4.1.6	Ecuaciones de Atenuación para Fallas Subducción .....	58
4.2	ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	61
4.2.1	Magnitud de las Fallas.....	61
4.2.2	Cálculo de Espectros .....	62
4.2.3	Espectros Calculados en base a los Modelo para una Falla.....	72
4.2.4	Espectros de los modelos en Relación con la NEC-15 .....	77
4.3	ESPECTROS CALCULADOS DE TODOS LOS MODELOS EN RELACION A LA NEC-15.....	81
4.4	ESPECTRO DE DISEÑO GENERADO POR LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN .....	84
4.5	ESPECTRO DE DISEÑO DETERMINISTA DETERMINADO EN BASE AL ÁREA DE ESTUDIO .....	93
4.6	RESULTADOS OBTENIDOS DEL MODELAMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS EMPLEANDO EL SOFTWARE ETABS.....	95
4.6.1	Primera estructura modelada con requerimientos de la NEC-15 .....	95
4.6.2	Primera estructura modelada en base al espectro determinista .....	104
4.6.3	Segunda estructura modelada con requerimientos de la NEC-15 .....	111
4.6.4	Segunda estructura modelada en base al espectro determinista.....	120

4.6.5 Tercera estructura modelada con requerimientos de la NEC-15 .....	128
4.6.6 Tercera estructura modelada en base al espectro determinista .....	137
<b>CAPITULO V.....</b>	<b>145</b>
5.1 CONCLUSIONES .....	145
5.2 RECOMENDACIONES .....	146
<b>C. MATERIAL DE REFERENCIA.....</b>	<b>148</b>
1. BIBLIOGRAFÍA.....	148
2. ANEXOS .....	155

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Estadísticas para el año 2013 del número de sismos por tipo de fuente: cortical o subducción.....	14
Tabla 2. Caracterización del peligro sísmico .....	15
Tabla 3. Mapa de zonificación sísmica del Ecuador.....	20
Tabla 4. Operacionalización de la variable independiente.....	23
Tabla 5. Operacionalización de la variable dependiente.....	23
Tabla 6. Plan de recolección de información .....	24
Tabla 7. Sismos sentidos en la ciudad de Ambato .....	29
Tabla 8. Fallas geológicas .....	31
Tabla 9. Sistema Unificado de Clasificación de suelos .....	32
Tabla 10. Clasificación de los perfiles de suelo.....	34
Tabla 11. Ensayo de Penetración Estándar primer pozo.....	36
Tabla 12. Ensayo de Penetración Estándar segundo pozo .....	37
Tabla 13. Ensayo de Penetración Estándar tercer pozo .....	38
Tabla 14. Ensayo de Penetración Estándar cuarto pozo .....	39
Tabla 15. Ensayo de Penetración Estándar quinto pozo .....	40
Tabla 16. Clasificación de suelo primer pozo.....	41
Tabla 17. Clasificación de suelo segundo pozo .....	42
Tabla 18. Clasificación de suelo tercer pozo .....	43
Tabla 19. Clasificación de suelo cuarto pozo.....	44
Tabla 20. Clasificación de suelo quinto pozo .....	45
Tabla 21. Correlación existente entre la velocidad de onda de corte y la resistencia a la penetración .....	47
Tabla 22. Valores de velocidades medias de corte “Vs30” .....	49
Tabla 23. Coeficientes empleados en cada ecuación respectivamente .....	61
Tabla 24. Valores de magnitudes en base a la ecuación de Wells y Coppersmith ....	62
Tabla 25. Valores de aceleraciones máximas Vs porcentaje de participación para la falla de Huachi empleando el modelo Boore y Atkinson .....	63
Tabla 26. Valores de aceleraciones máximas Vs porcentaje de participación para la falla de Ambato empleando el modelo Boore y Atkinson .....	64

Tabla 27. Valores de aceleraciones máximas Vs porcentaje de participación para la falla de Totoras empleando el modelo Boore y Atkinson .....	65
Tabla 28. Valores de aceleraciones máximas Vs porcentaje de participación empleando el modelo de Boore y Atkinson .....	66
Tabla 29. Valores de aceleraciones máximas Vs porcentaje de participación empleando el modelo de Akkar y Bommer.....	67
Tabla 30. Valores de aceleraciones máximas Vs porcentaje de participación empleando el modelo de Kanno .....	68
Tabla 31. Valores de aceleraciones máximas Vs porcentaje de participación empleando el modelo de Youngs .....	69
Tabla 32. Valores de aceleraciones máximas Vs porcentaje de participación empleando el modelo de Zhao .....	70
Tabla 33. Valores de aceleraciones máximas Vs porcentaje de participación empleando el modelo de Zhao .....	71
Tabla 34. Valores de aceleraciones máximas Vs porcentaje de participación para los modelos de Boore-Atkinson, Akkar-Bommer y Kanno para la falla de Huachi .....	72
Tabla 35. Valores de aceleraciones máximas Vs porcentaje de participación para los modelos de Boore-Atkinson, Akkar-Bommer y Kanno para la falla de Ambato .....	73
Tabla 36. Valores de aceleraciones máximas Vs porcentaje de participación para los modelos de Boore-Atkinson, Akkar-Bommer y Kanno para la falla de Totoras.....	74
Tabla 37. Valores de aceleraciones máximas Vs porcentaje de participación para los modelos de Youngs y Zhao para la falla de Subducción .....	75
Tabla 38. Valores de aceleraciones máximas para cada una de las fallas y porcentajes de diferencia de aceleraciones entre los modelos planteados .....	76
Tabla 39. Valores de aceleraciones máximas Vs porcentaje de participación para los modelos de Boore-Atkinson, Akkar-Bommer, Kanno y NEC-15 para la falla de Huachi .....	78
Tabla 40. Valores de aceleraciones máximas Vs porcentaje de participación para los modelos de Boore-Atkinson, Akkar-Bommer, Kanno y NEC-15 para la falla de Ambato.....	79
Tabla 41. Valores de aceleraciones máximas Vs porcentaje de participación para los modelos de Boore-Atkinson, Akkar-Bommer, Kanno y NEC-15 para la falla de Totoras.....	80

Tabla 42. Valores de aceleraciones máximas Vs porcentaje de participación para los modelos de Youngs, Zhao y NEC-15 para la falla de Subducción.....	81
Tabla 43. Valores de aceleraciones máximas Vs porcentaje de participación de todos los modelos en estudio comparados con la NEC-15 .....	82
Tabla 44. Valores tomados para la conformación del espectro Determinista.....	83
Tabla 45. Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto.....	84
Tabla 46. Coeficiente de amplificación de suelo .....	84
Tabla 47. Coeficiente de amplificación de suelo .....	85
Tabla 48. Coeficiente de importancia I .....	86
Tabla 49. Coeficiente de irregularidad en planta .....	87
Tabla 50. Coeficiente de irregularidad en elevación.....	88
Tabla 51. Coeficientes para determinar el periodo fundamental de la estructura .....	89
Tabla 52. Factor de reducción de resistencia sísmica .....	90
Tabla 53. Factor relacionado con el periodo de vibración de la estructura T .....	91
Tabla 54. Espectro elástico y espectro reducido generado de acuerdo a la NEC-15 .	91
Tabla 55. Espectro determinista elástico generado .....	93
Tabla 56. Tabla resumen de las propiedades de los materiales a ocupar .....	95
Tabla 57. Cargas gravitatorias.....	95
Tabla 58. Coeficientes en base al tipo de estructura .....	97
Tabla 59. Periodo de Vibración, empleando el espectro de la NEC-15.....	98
Tabla 60. Participación de las masas, empleando el espectro de la NEC-15.....	99
Tabla 61. Deriva de piso, empleando el espectro de la NEC-15.....	100
Tabla 62. Centro de desplazamiento de masas.....	103
Tabla 63. Periodo de vibración, empleando el espectro determinista.....	105
Tabla 64. Participación de las masas, empleando el espectro determinista .....	105
Tabla 65. Derivas de piso.....	106
Tabla 66. Centro de desplazamiento de masas.....	109
Tabla 67. Datos técnicos de la estructura.....	110
Tabla 68. Comparación de resultados obtenidos con cada uno de los espectros .....	111
Tabla 69. Tabla resumen de las propiedades de los materiales a ocupar .....	111
Tabla 70. Cargas gravitatorias.....	112
Tabla 71. Coeficientes en base al tipo de estructura .....	113
Tabla 72. Periodo de Vibración, empleando el espectro de la NEC-15.....	114

Tabla 73. Participación de las masas, empleando el espectro de la NEC-15.....	115
Tabla 74. Deriva de piso, empleando el espectro de la NEC-15.....	116
Tabla 75. Centro de desplazamiento de masas.....	119
Tabla 76. Periodo de vibración, empleando el espectro determinista.....	121
Tabla 77. Participación de las masas, empleando el espectro determinista.....	122
Tabla 78. Derivas de piso.....	122
Tabla 79. Centro de desplazamiento de masas.....	126
Tabla 80. Datos técnicos de la estructura.....	127
Tabla 81. Comparación de resultados obtenidos con cada uno de los espectros.....	127
Tabla 82. Tabla resumen de las propiedades de los materiales a ocupar.....	128
Tabla 83. Cargas gravitatorias.....	128
Tabla 84. Coeficientes en base al tipo de estructura.....	130
Tabla 85. Periodo de Vibración, empleando el espectro de la NEC-15.....	130
Tabla 86. Participación de las masas, empleando el espectro de la NEC-15.....	131
Tabla 87. Deriva de piso, empleando el espectro de la NEC-15.....	132
Tabla 88. Centro de desplazamiento de masas.....	135
Tabla 89. Periodo de vibración, empleando el espectro determinista.....	138
Tabla 90. Participación de las masas, empleando el espectro determinista.....	138
Tabla 91. Deriva de piso empleando el espectro determinista.....	139
Tabla 92. Centro de desplazamiento de masas.....	142
Tabla 93. Datos técnicos de la estructura.....	143
Tabla 94. Comparación de resultados obtenidos con cada uno de los espectros.....	144

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Placas Tectónicas Nazca y Sudamericana .....	5
Figura 2. Línea de colisión de las Placas Tectónicas Nazca y Sudamericana .....	6
Figura 3. Zona Divergente .....	7
Figura 4. Zona de Subducción .....	7
Figura 5. Zona Transformante.....	8
Figura 6. Zona de Colisión.....	8
Figura 7. Terremoto tectónico.....	9
Figura 8. Zona de colisión.....	9
Figura 9. Ondas sísmicas.....	10
Figura 10. Ondas P.....	11
Figura 11. Ondas S.....	11
Figura 12. Ondas L.....	12
Figura 13. Ondas Rayleigh.....	12
Figura 14. Zonas sísmicas del Ecuador.....	15
Figura 15. Configuración geotectónica de la esquina noroccidental de Sudamérica. Se resalta en negro el Boque Norandino. Nzc: placa Nazca, Coc: placa Cocos; Ec: Ecuador, Col: Colombia, Ve: Venezuela. ....	27
Figura 16. Límites de las placas de Nazca, Sudamericana, Bloque Andino y velocidades de movimiento.....	28
Figura 17. Fallas geológicas presentes en la Provincia de Tungurahua.....	30
Figura 18. Fallas geológicas presentes en la Ciudad de Ambato.....	30
Figura 19. Fallas geológicas presentes en el área de estudio .....	31
Figura 20. Localización de los puntos donde se realizó el ensayo de SPT .....	35
Figura 21. Comparación entre los valores de Sigma.....	51
Figura 22. Espectros de aceleraciones para la falla de Huachi empleando el modelo Boore y Atkinson .....	63
Figura 23. Espectros de aceleraciones para la falla de Ambato empleando el modelo Boore y Atkinson .....	64
Figura 24. Espectros de aceleraciones para la falla de Totoras empleando el modelo Boore y Atkinson .....	65
Figura 25. Espectro de aceleración empleando el modelo de Boore y Atkinson.....	66

Figura 26. Espectro de aceleración empleando el modelo de Akkar y Bommer .....	67
Figura 27. Espectro de aceleración empleando el modelo de Kanno .....	68
Figura 28. Espectro de aceleración empleando el modelo de Youngs.....	69
Figura 29. Espectros de aceleraciones que fluctúan en base a la velocidad de corte empleando el modelo de Zhao .....	70
Figura 30. Espectro de aceleración empleando el modelo de Zhao .....	71
Figura 31. Espectros de aceleraciones para los modelos de Boore-Atkinson, Akkar- Bommer y Kanno para la falla de Huachi.....	72
Figura 32. Espectros de aceleraciones para los modelos de Boore-Atkinson, Akkar- Bommer y Kanno para la falla de Ambato.....	73
Figura 33. Espectros de aceleraciones para los modelos de Boore-Atkinson, Akkar- Bommer y Kanno para la falla de Totoras .....	74
Figura 34. Espectros de aceleraciones para los modelos de Youngs y Zhao para la falla de Subducción.....	75
Figura 35. Espectros de aceleraciones para los modelos de Boore-Atkinson, Akkar- Bommer, Kanno y NEC-15 para la falla de Huachi.....	77
Figura 36. Espectros de aceleraciones para los modelos de Boore-Atkinson, Akkar- Bommer, Kanno y NEC-15 para la falla de Ambato .....	78
Figura 37. Espectros de aceleraciones para los modelos de Boore-Atkinson, Akkar- Bommer, Kanno y NEC-15 para la falla de Totoras.....	79
Figura 38. Espectros de aceleraciones para los modelos de Youngs, Zhao y NEC-15 para la falla de Subducción .....	80
Figura 39. Espectros de aceleraciones de todos los modelos en estudio comparados con la NEC-15.....	81
Figura 40. Comparación entre el espectro proporcionado por la NEC-15 y el espectro determinista generado .....	94
Figura 41. Fachada frontal de la primera estructura .....	95
Figura 42. Vista frontal de la primera estructura modelada.....	96
Figura 43. Vista lateral derecha de la primera estructura modelada .....	97
Figura 44. Deriva de piso sentido X.....	100
Figura 45. Deriva de piso sentido Y.....	101
Figura 46. Valores máximos de la deformación torsional de piso de un extremo de la estructura en sentido X.....	102



Figura 47. Valores máximos de la deformación torsional de piso de un extremo de la estructura en sentido Y .....	102
Figura 48. Determinación de la aceleración en el espectro determinista.....	104
Figura 49. Deriva de piso sentido X.....	107
Figura 50. Deriva de piso sentido Y.....	107
Figura 51. Valores máximos de la deformación torsional de piso de un extremo de la estructura en sentido X.....	108
Figura 52. Valores máximos de la deformación torsional de piso de un extremo de la estructura en sentido Y .....	109
Figura 53. Fachada frontal de la segunda estructura.....	111
Figura 54. Vista posterior de la segunda estructura modelada.....	112
Figura 55. Vista frontal de la segunda estructura modelada .....	113
Figura 56. Deriva de piso sentido X.....	116
Figura 57. Deriva de piso sentido Y.....	117
Figura 58. Valores máximos de la deformación torsional de piso de un extremo de la estructura en sentido X.....	118
Figura 59. Valores máximos de la deformación torsional de piso de un extremo de la estructura en sentido Y .....	118
Figura 60. Determinación de la aceleración en el espectro determinista.....	120
Figura 61. Deriva de piso sentido X.....	123
Figura 62. Deriva de piso sentido Y.....	124
Figura 63. Valores máximos de la deformación torsional de piso de un extremo de la estructura en sentido X.....	125
Figura 64. Valores máximos de la deformación torsional de piso de un extremo de la estructura en sentido Y .....	125
Figura 65. Fachada frontal de la tercera estructura.....	128
Figura 66. Vista frontal de la tercera estructura modelada .....	129
Figura 67. Vista lateral derecha de la tercera estructura modelada.....	129
Figura 68. Deriva de piso sentido X.....	133
Figura 69. Deriva de piso sentido Y.....	133
Figura 70. Valores máximos de la deformación torsional de piso de un extremo de la estructura en sentido X.....	134

Figura 71. Valores máximos de la deformación torsional de piso de un extremo de la estructura en sentido Y .....	135
Figura 72. Determinación de la aceleración en el espectro determinista .....	137
Figura 73. Deriva de piso sentido X.....	140
Figura 74. Deriva de piso sentido Y.....	140
Figura 75. Valores máximos de la deformación torsional de piso de un extremo de la estructura en sentido X.....	141
Figura 76. Valores máximos de la deformación torsional de piso de un extremo de la estructura en sentido Y .....	142

## ÍNDICE DE ANEXOS

<b>ANEXO A</b> .....	<b>155</b>
Fotografía 1. Marcando la altura de hincamiento de la barra de acero cada 15cm .....	155
Fotografía 2. Registro de golpes .....	155
Fotografía 3. Obtención de la muestra del pozo perforado .....	156
Fotografía 4. Suelo obtenido.....	156
Fotografía 6. Pesando la muestra de suelo .....	157
Fotografía 7. Tamizando el suelo .....	157
<b>ANEXO B</b> .....	<b>158</b>
B-1. Coeficientes de amplificación del sitio dependiente del periodo .....	158
B-2. Coeficientes de escala de distancia ( $M_{ref}=4.5$ y $R_{ref}=1.0$ km para todos los periodos, excepto $R_{ref}=5.0$ km para $pga_{4nl}$ ) .....	159
B-3. Coeficientes de escala de magnitud .....	160
<b>ANEXO C</b> .....	<b>161</b>
C-1. Coeficientes de las ecuaciones 1 y 2 para la predicción de Pseudoaceleración espectral .....	161
C-1. Coeficientes de las ecuaciones 1 y 2 para la predicción de Pseudoaceleración espectral .....	163
<b>ANEXO D</b> .....	<b>165</b>
D-1. Coeficientes de regresión para el modelo de eventos poco profundos de espectros de respuesta de aceleración atenuada de $pga$ 5%.....	165
<b>ANEXO E</b> .....	<b>166</b>
E-1. Relaciones de atenuación para la aceleración espectral de respuesta horizontal (amortiguación del 5%) para los terremotos de subducción para el suelo .....	166
<b>ANEXO F</b> .....	<b>167</b>
F-1. Coeficientes para las condiciones de origen y trayectoria .....	167
F-2. Coeficientes para los términos de clase de sitio y error de predicción .....	168

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

**TEMA: “ESTUDIO DEL PELIGRO SÍSMICO DETERMINISTA PARA LAS ESTRUCTURAS DEL BARRIO JARDÍN AMBATEÑO DE LA CIUDAD DE AMBATO”**

**Autor:** Santiago David Santana Cortés

**Tutor:** Ing. Mg. Jorge Cevallos

**RESUMEN EJECUTIVO**

El presente trabajo experimental tiene como propósito determinar el comportamiento del suelo frente a un evento sísmico en las estructuras del barrio Jardín Ambateño, con el fin de comparar el espectro de respuesta real de aceleración que se van a generar en el sitio de estudio en relación con el espectro de la Norma Ecuatoriana de la Construcción. Para la realización de este análisis se consideraron los siguientes parámetros: se constituyó la tectónica de placas considerando las fallas geológicas más cercanas en el área, se realizó una clasificación del tipo de perfil de suelo a partir de la velocidad media de onda de corte  $V_{s30}$  por medio del ensayo de Penetración Estándar, en base a los parámetros de magnitud de momento, distancia al epicentro y profundidad focal de cada falla respectivamente, se establecieron ecuaciones de predicción de movimiento de suelo para la generación de los espectros de aceleración mencionadas por cada autor, para la conformación de un espectro envolvente determinista del sitio.

La aceleración generada por el espectro determinista es mayor en comparación con la aceleración espectral proporcionada por la NEC-15, considerando que ambos se encuentran dentro del mismo intervalo de periodo de tiempo.

## ABSTRACT

The present experimental study aims to determine the behavior of the ground front of a seismic event in the structures of the Jardín Ambateño neighborhood, with the purpose of compare the real response spectrum of acceleration will be generated in the study site in relation to the spectrum of the Ecuadorian Construction Standard. In order to accomplish this research the following parameters were considered: the tectonic plates were constituted considering the nearest of the geological plates in the area, there was realized a classification of type of profile of ground from the average shear wave velocity  $V_{s30}$  by means of the Standard Penetration test, based in the parameters of moment magnitude, distance to the epicenter and focal depth of each plate respectively, settled prediction equations of motion of ground for the generation of the spectrums of acceleration mentioned by each author, for the conformation of a deterministic spectrum wraparound of the site.

The acceleration generated by deterministic spectrum is greater than the spectral acceleration provided by the NEC-15, considering that both are within the same interval of period of time

## **CAPÍTULO I**

### **1.1 ANTECEDENTES**

Los efectos locales de sitio sobre los movimientos sísmicos es un fenómeno que ha sido reconocido y estudiado por varias décadas. Sin embargo, fue hasta que ocurrieron los sismos en México del 19 y 20 de septiembre de 1985 que la influencia de suelos blandos se manifestó tan claramente (Romo y Jaime, 1986; Romo y Seed, 1986). Los registros sísmicos obtenidos durante estos eventos sísmicos constituyeron la primera evidencia irrefutable sobre la influencia de las características geométricas y geotécnicas de sitios específicos. Un efecto más sutil de las condiciones locales en el daño a estructuras es la influencia que tienen en las características de los movimientos sísmicos del terreno, las cuales pueden tener un gran impacto en la severidad de los daños estructurales que se puedan desarrollar, aunque el suelo de apoyo permanezca estable durante el evento sísmico. [1]

Los estudios de microzonificación sísmica tienen como propósito determinar de manera detallada el comportamiento del suelo frente a un sismo en base al conocimiento de las condiciones particulares del área local, llamadas “condiciones locales de sitio”. En la actualidad se reconoce a las condiciones locales de sitio como uno de los principales factores responsables de los daños sufridos por las edificaciones, en consecuencia, esta información permite proyectar los posibles daños que pueden ocurrir a las edificaciones y a la población. [2]

El método determinista, considera que los terremotos en el futuro se producirán de forma análoga a como lo hicieron en el pasado y conducen a la estimación de los límites superiores del movimiento, expresados en valores máximos del parámetro empleado para su descripción. Requiriendo el conocimiento del máximo del sismo potencial de la zona circundante. [3]

La Norma Ecuatoriana de la Construcción clasifica al país en seis zonas sísmicas, estableciendo que todo el territorio ecuatoriano tiene una amenaza sísmica alta, con excepción del Nororiente, que presenta una amenaza sísmica intermedia; mientras que la región del Litoral presenta una amenaza sísmica muy alta; Ambato se encuentra localizada en la zona cinco, con un valor de  $Z=0.40$  según el mapa de zonificación sísmica para diseño proveniente para un 10% de excedencia en 50 años con un periodo de retorno de 475 años. [4]

Mediante este trabajo experimental se pretende evaluar el peligro sísmico en base a los estratos de suelos presentes en nuestra área de estudio, con el fin de determinar los espectros de respuesta reales de aceleración que se van a generar por medio de las diferentes de las fallas seleccionadas.

## **1.2 JUSTIFICACIÓN**

El Ecuador pertenece a la región denominada Cinturón de Fuego del Pacífico, compartida por casi todas las costas continentales e insulares bañadas por el Océano Pacífico, y donde se desprende el 85% de la energía sísmica que libera el planeta en forma de terremotos, principalmente. [5]

Entre las placas que afectan a nuestro país podemos mencionar la de Nazca que es una porción de la corteza terrestre bajo el océano Pacífico, en permanente movimiento que colisiona y se hunde bajo la placa continental sudamericana, provocando el fenómeno denominado subducción, que puede producir movimientos sísmicos de diversas magnitudes y profundidades. Sin embargo, no solo la costa ecuatoriana puede verse afectada por movimientos sísmicos de importancia; toda la nación está atravesada por una serie de fallas geológicas superficiales, que han generado terremotos destructivos en el pasado. [6]

La mayor concentración de terremotos se encuentra en la costa del Pacífico desde México hasta el sur de Chile. Respecto a su profundidad, los focos sísmicos se extienden desde la superficie hasta 600km, aumentando desde la costa hacia el interior. [7]

Entre los terremotos que han tenido mayor relevancia para la destrucción de edificaciones, es el de la Provincia de Chimborazo en el año de 1797 con una magnitud de 8.3, como también el ocurrido en la Provincia de Tungurahua en el año de 1949 con magnitud 6.7. [8]

De acuerdo a las investigaciones realizadas por José Egred, el terremoto dejó más de 6.000 muertos; alrededor de 100.000 personas sin hogar y un área afectada de 1920 km<sup>2</sup>. Las ciudades con mayor destrucción fueron Pelileo 100%, Píllaro 90%, Guano 80% y Ambato 75%. Entre las varias investigaciones realizadas se pudo determinar que entre los principales efectos hubieron: grandes grietas en el terreno y derrumbes, así como voluminosos deslizamientos en montes y caminos de toda la región, cambio del paisaje en muchos lugares, licuefacciones (especialmente en el sector de La Moya de Pelileo) donde tradicionalmente ha ocurrido el mismo fenómeno con otros terremotos. Además, brotaron nuevas fuentes termales y algunas modificaron sus caudales y temperatura, mientras otras desaparecieron temporal o definitivamente. [9]

El estudio de peligrosidad sísmica en la ciudad de Ambato es necesario para todo cálculo o plan de mitigación de los efectos y fundamentalmente para la elaboración de nuevos códigos de construcción y escenarios sísmicos probables.

Llevando a cabo una estimación de la aceleración máxima del terreno provocada por el sismo, para de esta manera poder minimizar los daños de los terremotos futuros en las estructuras, creando una conciencia en la población de prevención más que la predicción de sismos. [10]



## **1.3 OBJETIVOS**

### **1.3.1 Objetivo General:**

Realizar el estudio de peligro sísmico determinista para las estructuras del Barrio “Jardín Ambateño” ubicado entre las calles Manuelita Sáenz, Garcilazo de la Vega, José Azorín y Antonio Clavijo.

### **1.3.2 Objetivos Específicos:**

- Seleccionar las fallas activas que abarcan el Régimen Tectónico en base al área de estudio.
- Establecer el espectro de respuesta real del sitio 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.

## CAPITULO II

### FUNDAMENTACIÓN

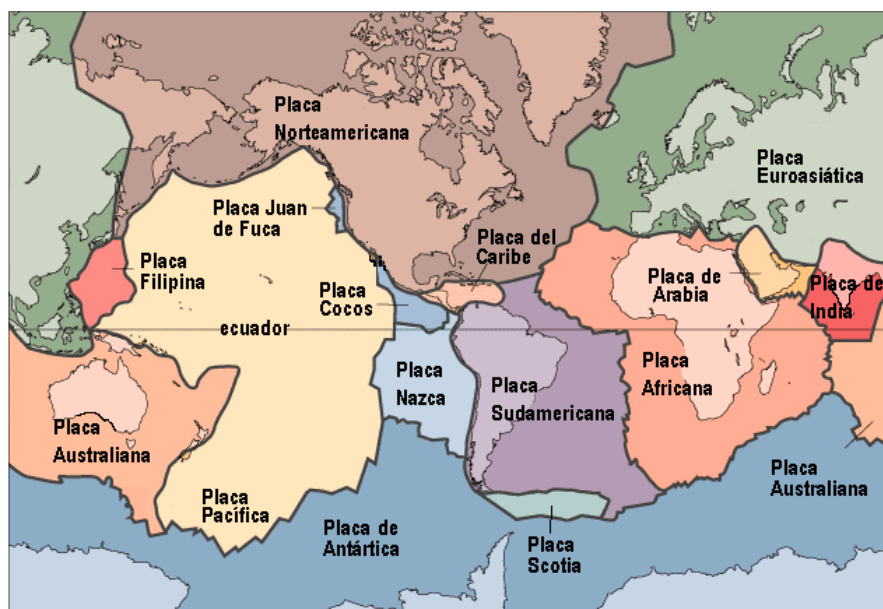
#### 2.1 FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA

##### 2.1.1 Tectónica de Placas

Puede definirse como una teoría que explica el movimiento de la capa externa de la Tierra por medio de los mecanismos de subducción y de expansión del fondo oceánico, que a su vez generan a los continentes, montañas y las cuencas oceánicas. [11]

Las placas tectónicas son capas rígidas de roca sólida que forman la superficie terrestre y se desplazan como un bloque rígido sin presentar deformación sobre el centro del planeta, que libera el calor original adquirido durante la formación del mismo. [12]

Figura 1. Placas Tectónicas Nazca y Sudamericana



Fuente: G.Tolson, Universidad Nacional Autónoma de México

## Clasificación de Placas

En función de la clase de la corteza que forma la superficie, citamos a continuación las siguientes:

### Placas Oceánicas

Son aquellas cubiertas íntegramente por la corteza oceánica, aparecen sumergidas en toda su extensión, salvo por la presencia de edificios volcánicos. [12]

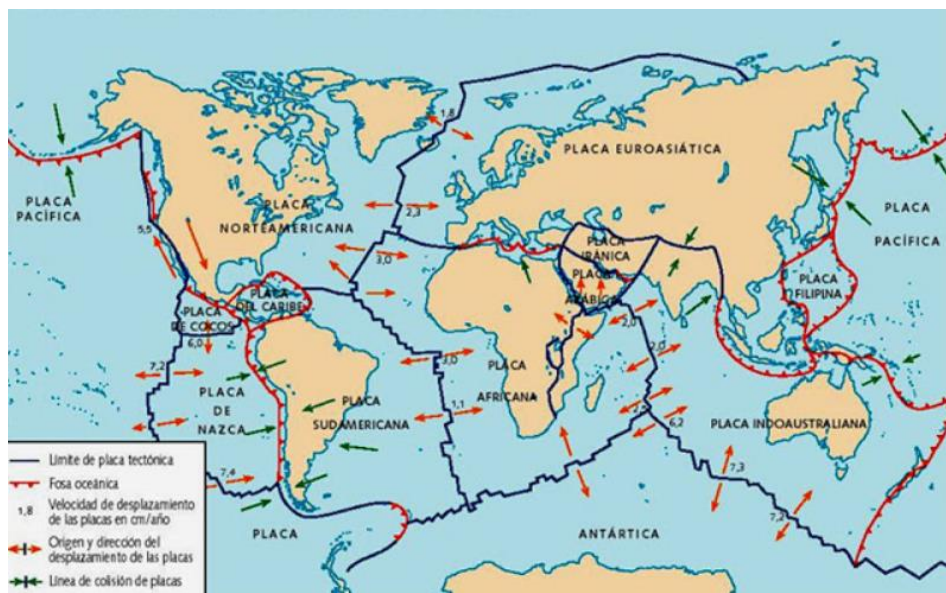
### Placas Mixtas

Aquellas placas cubiertas en parte por la corteza continental y en parte por corteza oceánica. [12]

### Placas Continentales

Estas están formadas por la litosfera continental; para que una placa fuera íntegramente continental tendría que carecer de bordes de tipo divergente en su contorno. [12]

Figura 2. Línea de colisión de las Placas Tectónicas Nazca y Sudamericana



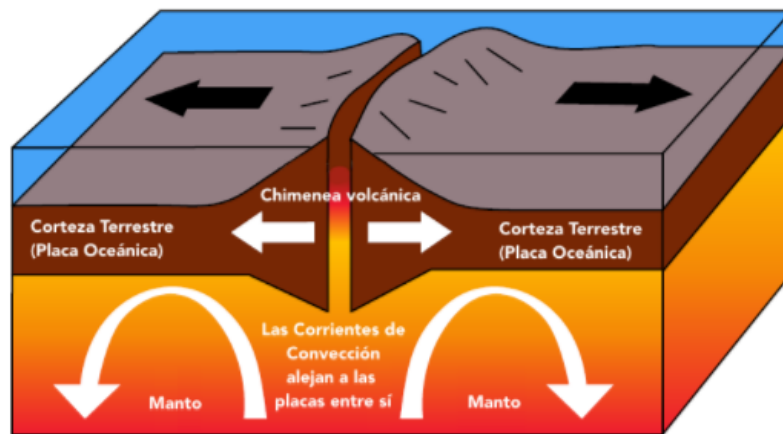
Fuente: J. Correa, Geografía

## Tipos de regímenes tectónicos

El movimiento de las placas genera tres tipos de zonas, las mismas que son:

La zona es llamada divergente cuando las placas se alejan entre sí. Cuando esto ocurre, el magma se eleva llenando la abertura creada, este proceso a menudo hace que se formen volcanes. [13]

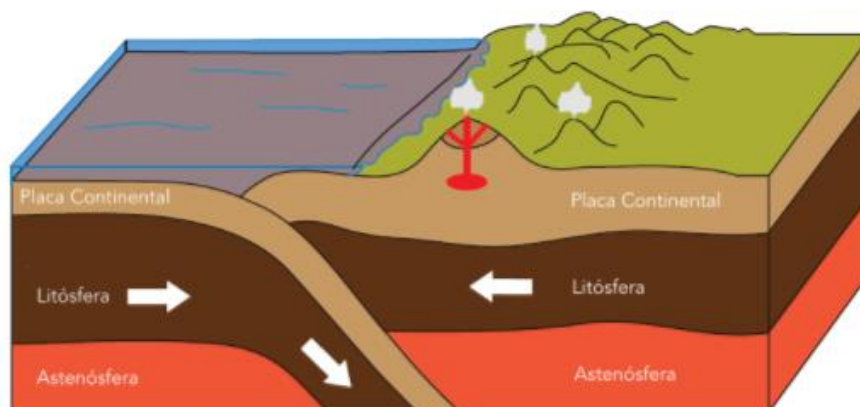
Figura 3. Zona Divergente



Fuente: Galápagos Conservation Trust

La zona de subducción se genera cuando la corteza oceánica y la continental se desplazan la una hacia la otra, la fricción causada por el rozamiento entre las dos placas puede ocasionar terremotos. [13]

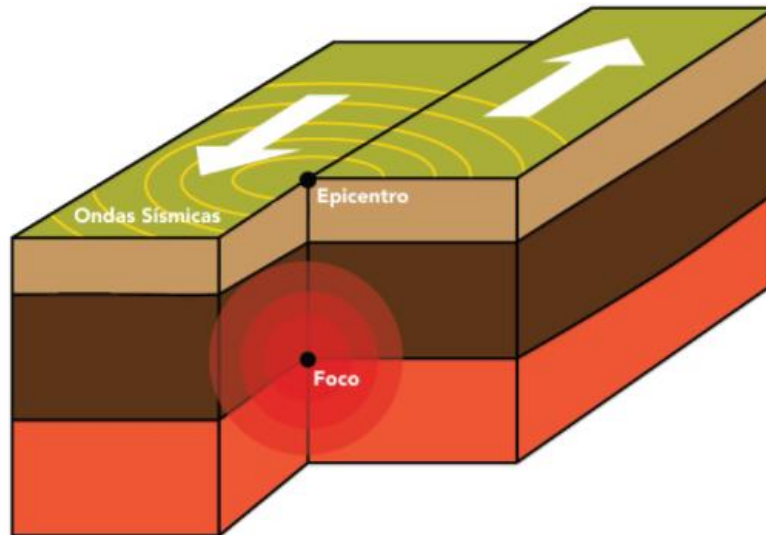
Figura 4. Zona de Subducción



Fuente: Galápagos Conservation Trust

Cuando las placas se desplazan la una de la otra en direcciones opuestas o en la misma dirección, pero a diferente velocidad se denomina zona transformante. [13]

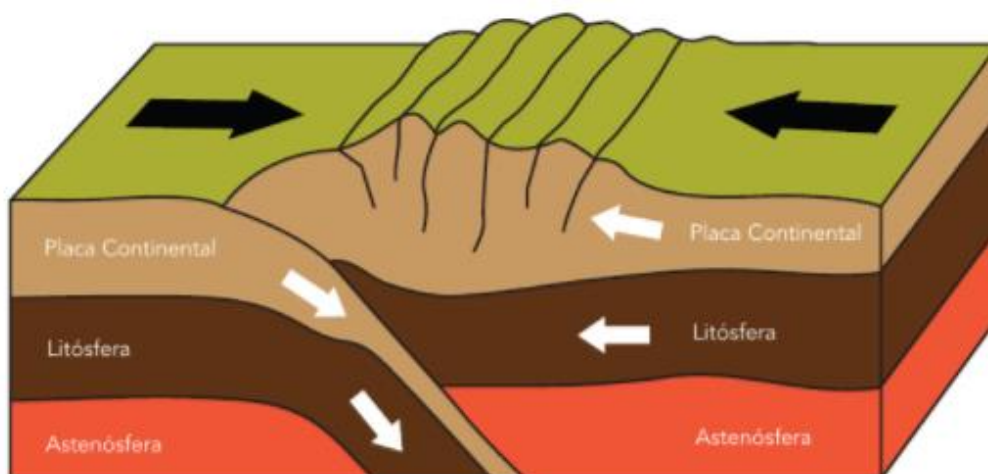
Figura 5. Zona Transformante



Fuente: Galápagos Conservation Trust

Cuando se produce el choque de dos placas continentales, lo denominamos zona de colisión. [13]

Figura 6. Zona de Colisión



Fuente: Galápagos Conservation Trust

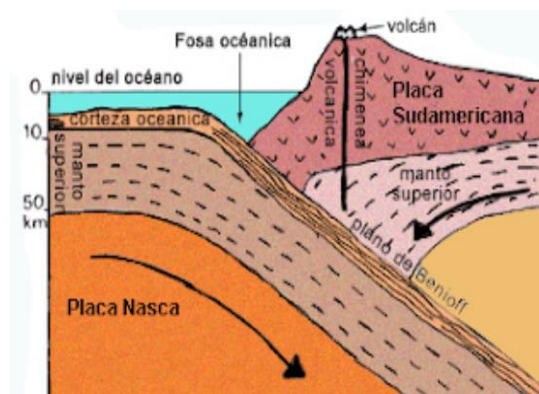
## Tipos de Terremotos

Los terremotos son movimientos de la tierra que se producen por el desplazamiento de las placas tectónicas, como consecuencia de la liberación de energía que se produce en el interior de la tierra. Entre los cuales podemos enlistar los principales: [14]

### Terremoto Tectónico

Estos terremotos se originan a partir de una falla tectónica, debido a la liberación de energía que proviene de las zonas profundas y que se elevan desde el interior de dicha falla. [15]

Figura 7. Terremoto tectónico

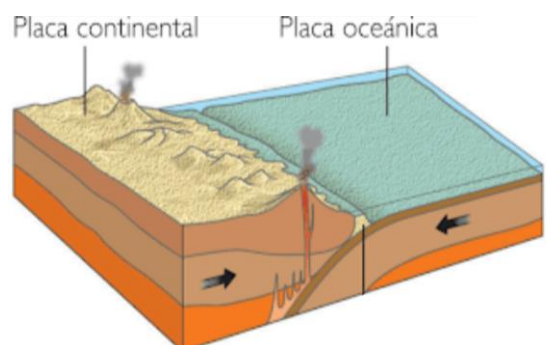


Fuente: Terremotos

### Terremoto Perimétrico

Se origina en el interior de una falla continental u oceánica debido a la liberación de energía concentrada en las profundidades. [15]

Figura 8. Zona de colisión



Fuente: Terremotos

## Terremoto Volcánico

Son aquellos que producen un escape de energía acumulada lentamente en el interior de una estructura volcánica. [15]

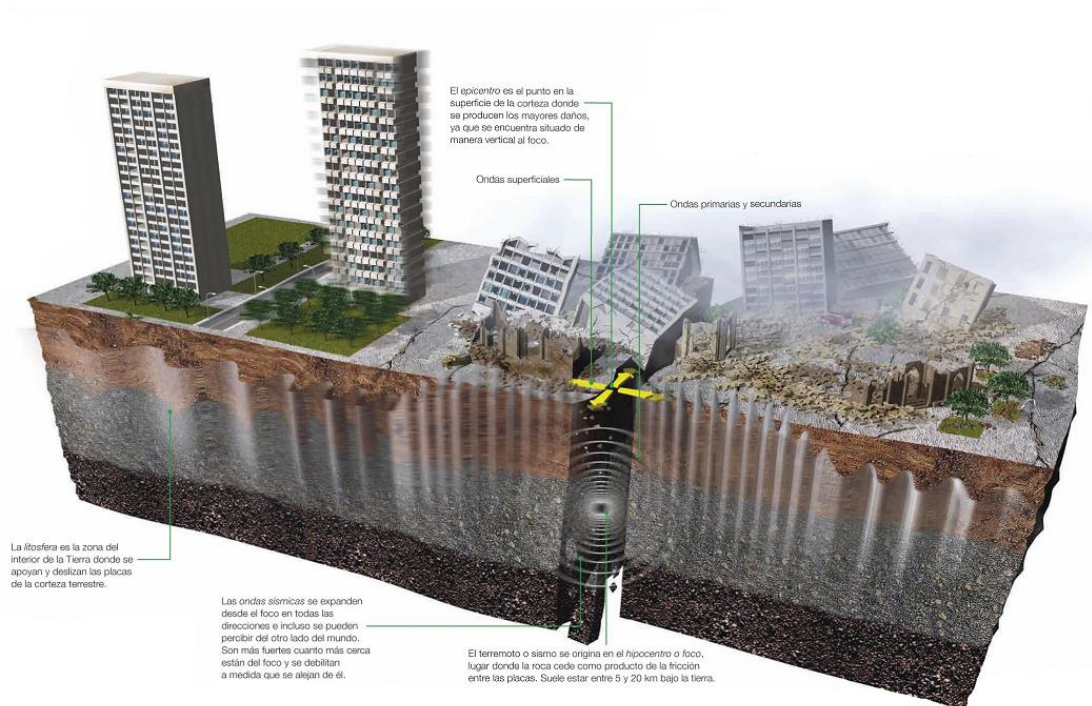
## Terremoto Preliminar

Se desarrollan antes de producirse un terremoto de fuerte intensidad, debido a la energía desprendida ocasionada por la desestabilización de la zona sísmica. [15]

## Ondas Sísmicas

Debido a la liberación de energía se origina dos clasificaciones:

Figura 9. Ondas sísmicas



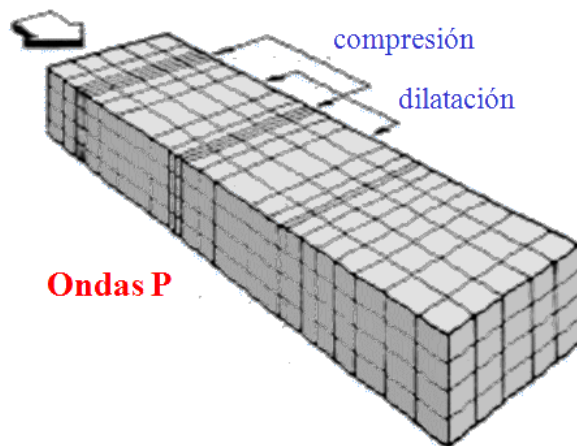
Fuente: Terremotos

## Ondas Internas

### Onda Primaria u onda P

Es aquella que hace vibrar una partícula en sentido de propagación de las ondas; viaja con un movimiento de compresión, dilatación; es la onda más rápida y la primera en ser detectada por los sismógrafos. [16]

Figura 10. Ondas P

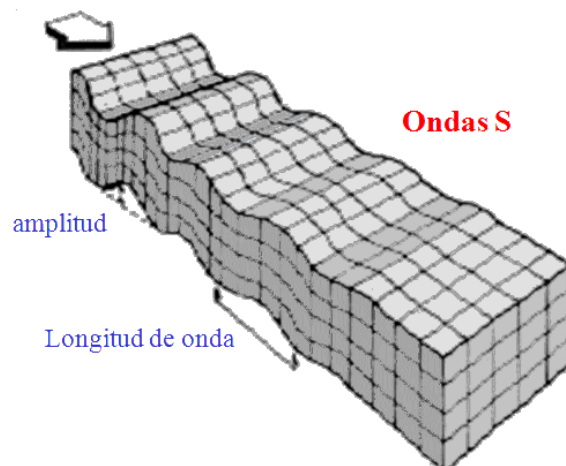


Fuente: Diseño sismo resistente

### Onda Secundaria u onda S

Se denomina a las que hacen vibrar una partícula en sentido perpendicular a la trayectoria de las ondas. Tienen mayor amplitud y contenido de energía y son las que causan mayor daño a las edificaciones. [16]

Figura 11. Ondas S



Fuente: Diseño sismo resistente



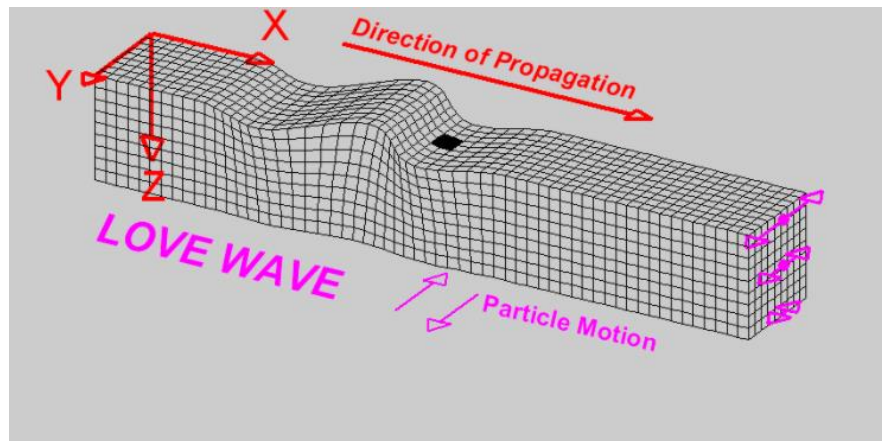
## Ondas Superficiales

Es la onda más lenta que se mueve cerca o en la superficie exterior del suelo. Existen dos tipos:

### Ondas Love

Son aquellas que se mueven como las ondas S, pero solo en sentido horizontal. [17]

Figura 12. Ondas L

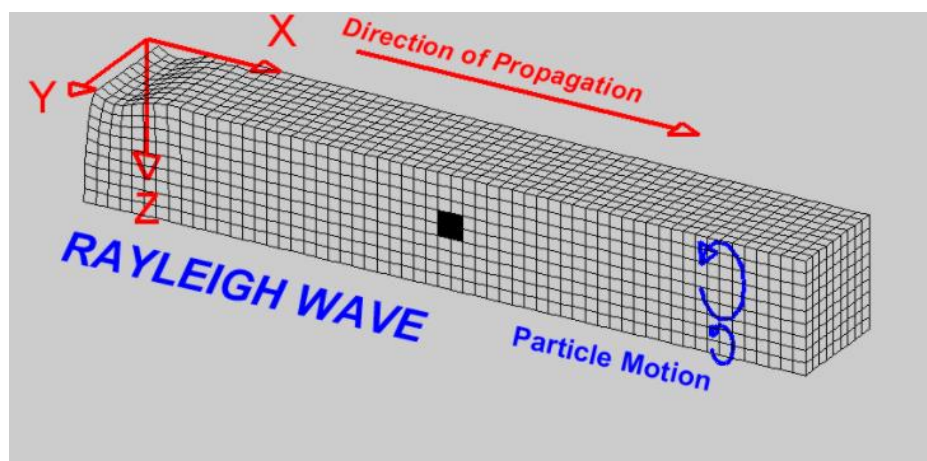


Fuente: Universidad de Alicante, Propagación de ondas sísmicas

### Ondas Rayleigh

Se mueven en sentido horizontal y vertical dentro de un plano vertical que apunta a la dirección de viaje. [17]

Figura 13. Ondas Rayleigh



Fuente: Universidad de Alicante, Propagación de ondas sísmicas

### **2.1.2 Peligro Sísmico**

Se define como la probabilidad de excedencia de la intensidad del movimiento del suelo, producido por los terremotos en un determinado lugar y durante un cierto periodo de tiempo. [3]

#### **Peligro Sísmico Determinista**

El proceso de cálculo mediante el método determinista se lleva a cabo mediante los pasos mencionados a continuación:

- Definir el área de influencia e identificación de las fuentes sísmicas.
- Estimación de los máximos terremotos ocurridos en el área de influencia.
- Estimación de la acción sísmica en el emplazamiento, generada por los máximos sismos en el área de estudio.
- Determinación de la peligrosidad en el emplazamiento. [18]

#### **Peligro Sísmico Probabilista**

Este método nos ayuda a predecir de forma probabilísticamente el porcentaje de riesgo que se adopta con respecto a la máxima velocidad, la aceleración máxima y el desplazamiento máximo en un lugar determinado.

Para la aplicación de este método se debe conocer los siguientes aspectos:

- Máximo terremoto esperado
- Relaciones de la frecuencia de ocurrencia-magnitud, por lo tanto, la evaluación del periodo de retorno.
- Atenuación de la energía sísmica [19]

## Zonas Sísmicas en Ecuador

El origen de los eventos sísmicos ocurridos en Ecuador tiene dos fuentes principales: debido al fallamiento cortical que afecta al Bloque Norandino y a la Placa Sudamericana y a los procesos de subducción de la Placa Oceánica Nazca bajo el Bloque Norandino y la Placa Sudamericana. [20]

Los sismos corticales superan en número a los sismos de subducción, aunque no en cuanto a la liberación de energía. [20]

Tabla 1. Estadísticas para el año 2013 del número de sismos por tipo de fuente: cortical o subducción

Zona	No. Total de eventos	
Sismos Corticales	1935	79.96%
Sismos de Subducción	485	20.04%

Fuente: Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional

## DPincipales rasgos sismotectónicos presentes en el Ecuador

Para este estudio se han determinado dos zonas sísmicas, las mismas que son:

### Interplaca

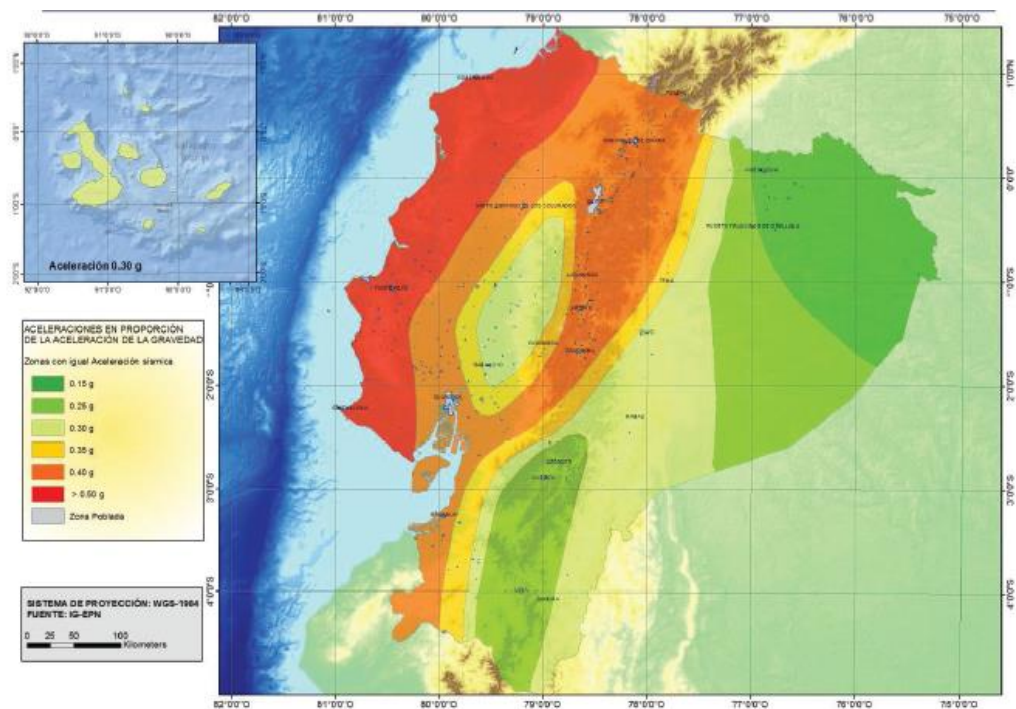
Está relacionada con la subducción de la placa de Nazca bajo la Sudamericana. En la región norte del Ecuador y sur de Colombia se han registrado al menos 4 eventos de magnitud mayor a 7.8Mw, en el siglo XX. Estos son los terremotos de 1906 de magnitud 8.8Mw, posteriormente fue afectada por tres sismos (1942, 1958 y 1979), siendo estos eventos de magnitud (entre 7.8 a 7.8Mw) Kanamori y McNally (1982); Beck y Ruff (1984). [21]

## Intraplaca

Define los eventos con sismicidad generada a profundidad menores a 40km. [21]

El mapa de zonificación sísmica para diseño proviene del resultado del estudio del peligrosos sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (periodo de retorno de 475 años), incluyendo una saturación a 0.50 g de los valores de aceleración sísmica en roca en el litoral ecuatoriano, caracterizado en la zona VI. [4]

Figura 14. Zonas sísmicas del Ecuador



Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015

De esta manera se divide al país en seis zonas sísmicas que son:

Tabla 2. Caracterización del peligro sísmico

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015

El mapa reconoce el hecho de que la subducción de la placa de Nazca debajo de la placa Sudamericana es la principal fuente de generación de energía sísmica en el Ecuador. Acompañado de un complejo sistema de fallas local superficial que genera sismos de gran importancia. [4]

- El estudio de peligro sísmico fue realizado de manera integral para todo el territorio nacional, de acuerdo con las metodologías actuales empleadas a nivel mundial y a la disponibilidad de información local que incluye: [4]
- La evaluación de los principales eventos históricos acompañada de un estudio moderno de reevaluación de la magnitud y localización de los eventos anteriormente mencionados.
- 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 sismogénicas y sus parámetros sismológicos (rumbo, buzamiento, magnitud mínima de homogeneidad, tasa media de actividad sísmica, magnitud máxima probable y tasas de recurrencia). [4]

### **GMPEs**

Son ecuaciones de predicción de movimiento del suelo, tales modelos calculan la magnitud del temblor que puede ocurrir en un sitio determinado. Por lo cual se utiliza para evaluar el peligro sísmico, proporcionando estimaciones de la carga que una estructura puede sufrir durante un terremoto. [22]

Cuando se origina un terremoto la energía que se libera es transportada a través de las ondas sísmicas, las mismas que se disipan en el momento en que atraviesan las distintas capas que conforman la Tierra. Permitiendo de esta manera entender los

efectos de los eventos sísmicos sobre las edificaciones que genera la determinación de los valores máximos de aceleración, velocidad y desplazamiento. Un aspecto fundamental a considerar son las relaciones del comportamiento del suelo en función de la distancia y de la magnitud de los eventos sísmicos, comúnmente conocido como relaciones de atenuación sísmica o Ground Movement Prediction Equations “GMPEs”. [21]

Para la generación de las relaciones de atenuación se debe contar con un criterio de que cada región es diferente en sus características propias, por lo mismo se debe contar con datos exactos de la región a ser estudiada y en ningún caso se deben extrapolar las ecuaciones ya que acarrearía importantes errores. [23]

A partir de lo cual se presentan las siguientes ecuaciones, que ayudaran a estimar los escenarios de peligrosidad sísmica.

### **Sismos Intraplaca (Fallamiento Cortical)**

- **Boore y Atkinson (2008)**

$$\ln y = F_M (M) + F_D (R_{JB}, M) + F_S (V_{S30}, R_{JB}, M) + \varepsilon$$

(1)

Dónde:

$F_{M,D,S}$ : Coeficientes

$M$ : Magnitud de momento

$R_{JB}$ : Distancia desde donde se libera la energía hasta el punto de estudio

$V_{S30}$ : Velocidad media de la onda de cortante

- Akkar y Bommer (2010)

$$\text{Log } y = b_1 + b_2M + b_3M^2 + (b_4 + b_5M) \log \sqrt{R_{JB}^2 + b_6} + b_7Ss + b_8S_A + b_9F_N + b_{10}F_R + \epsilon\sigma \quad (2)$$

Dónde:

**b:** Coeficientes

$F_N$ : Falla normal

$F_R$ : Falla inversa

**M:** Magnitud de momento

$R_{JB}$ : Distancia desde donde se libera la energía hasta el punto de estudio

$S_A$ : Suelo rígido

$Ss$ : Suelo suave

- Kanno et al. (2006)

Si  $D \leq 30$  Km:

$$\text{Log pre} = a_1Mw + b_1X - \log(X + d_1 * 10^{e_1Mw}) + c_1 + \epsilon_1 \quad (3)$$

Si  $D > 30$  Km:

$$\text{Log pre} = a_2Mw + b_2X - \log(X) + c_2 + \epsilon_2 \quad (4)$$

Dónde:

**D:** Profundidad Focal

**a, b, c, d:** Coeficientes

**Mw:** Magnitud de momento

**X:** Distancia de la fuente

### Sismos Subducción

- **Youngs et al. (1997)**

$$\begin{aligned} \text{Lny} = & -0.6687 + 1.438M + C1 + C2(10-M)^3 + C3 * \text{Ln}(R + 1.097e^{0.617 * M}) \\ & + 0.00648H + 0.3643Zt \end{aligned}$$

(5)

Dónde:

**y:** Aceleración espectral en g

**C:** Coeficientes

**R:** Distancia fuente a sitio

**H:** Profundidad focal

**M:** Magnitud de momento

**Zt:** Tipo de falla

- **Zhao (2006)**

$$\log y = aMw + bx - \log(r) + e(h-hc)\delta h + FR + SI + Ss + SSL \log(x) + Ck$$

(6)



Dónde:

**M:** Magnitud de momento

**a, b, e, Ck:** Coeficientes

**x:** Distancia a la fuente en km

**h:** Profundidad focal

**hc:** Constante

**Ck:** Clase de sitio

### Magnitud de Momento

Los terremotos alrededor del mundo se compilan para generar una serie de relaciones empíricas para la generación de la magnitud de momento, por medio de regresiones que incluyen el número de eventos, coeficientes de regresión (a,b), errores de los coeficientes, desviación de la variable dependiente (s), coeficiente de correlación (r) y el rango de datos de la zona a considerar. [24]

Tabla 3. Mapa de zonificación sísmica del Ecuador

Table 2A  
Regressions of Rupture Length, Rupture Width, Rupture Area, and Moment Magnitude (M)

Equation*	Slip Type†	Number of Events	Coefficients and Standard Errors		Standard Deviation s	Correlation Coefficient r	Magnitude Range	Length/Width Range (km)
			a(s)	b(s)				
$M = a + b * \log(\text{SRL})$	SS	43	5.16(0.13)	1.12(0.08)	0.28	0.91	5.6 to 8.1	1.3 to 432
	R	19	5.00(0.22)	1.22(0.16)	0.28	0.88	5.4 to 7.4	3.3 to 85
	N	15	4.86(0.34)	1.32(0.26)	0.34	0.81	5.2 to 7.3	2.5 to 41
$\log(\text{SRL}) = a + b * M$	All	77	5.08(0.10)	1.16(0.07)	0.28	0.89	5.2 to 8.1	1.3 to 432
	SS	43	-3.55(0.37)	0.74(0.05)	0.23	0.91	5.6 to 8.1	1.3 to 432
	R	19	-2.86(0.55)	0.63(0.08)	0.20	0.88	5.4 to 7.4	3.3 to 85
	N	15	-2.01(0.65)	0.50(0.10)	0.21	0.81	5.2 to 7.3	2.5 to 41
$M = a + b * \log(\text{RLD})$	All	77	-3.22(0.27)	0.69(0.04)	0.22	0.89	5.2 to 8.1	1.3 to 432
	SS	93	4.33(0.06)	1.49(0.05)	0.24	0.96	4.8 to 8.1	1.5 to 350
	R	50	4.49(0.11)	1.49(0.09)	0.26	0.93	4.8 to 7.6	1.1 to 80
	N	24	4.34(0.23)	1.54(0.18)	0.31	0.88	5.2 to 7.3	3.8 to 63
$\log(\text{RLD}) = a + b * M$	All	167	4.38(0.06)	1.49(0.04)	0.26	0.94	4.8 to 8.1	1.1 to 350
	SS	93	-2.57(0.12)	0.62(0.02)	0.15	0.96	4.8 to 8.1	1.5 to 350
	R	50	-2.42(0.21)	0.58(0.03)	0.16	0.93	4.8 to 7.6	1.1 to 80
	N	24	-1.88(0.37)	0.50(0.06)	0.17	0.88	5.2 to 7.3	3.8 to 63
$M = a + b * \log(\text{RW})$	All	167	-2.44(0.11)	0.59(0.02)	0.16	0.94	4.8 to 8.1	1.1 to 350
	SS	87	3.80(0.17)	2.59(0.18)	0.45	0.84	4.8 to 8.1	1.5 to 350
	R	43	4.37(0.16)	1.95(0.15)	0.32	0.90	4.8 to 7.6	1.1 to 80
	N	23	4.04(0.29)	2.11(0.28)	0.31	0.86	5.2 to 7.3	3.8 to 63
$\log(\text{RW}) = a + b * M$	All	153	4.06(0.11)	2.25(0.12)	0.41	0.84	4.8 to 8.1	1.1 to 350
	SS	87	-0.76(0.12)	0.27(0.02)	0.14	0.84	4.8 to 8.1	1.5 to 350
	R	43	-1.61(0.20)	0.41(0.03)	0.15	0.90	4.8 to 7.6	1.1 to 80
	N	23	-1.14(0.28)	0.35(0.05)	0.12	0.86	5.2 to 7.3	3.8 to 63
$M = a + b * \log(\text{RA})$	All	153	-1.01(0.10)	0.32(0.02)	0.15	0.84	4.8 to 8.1	1.1 to 350
	SS	83	3.98(0.07)	1.02(0.03)	0.23	0.96	4.8 to 7.9	3 to 5,184
	R	43	4.33(0.12)	0.90(0.05)	0.25	0.94	4.8 to 7.6	2.2 to 2,400
	N	22	3.93(0.23)	1.02(0.10)	0.25	0.92	5.2 to 7.3	19 to 900
$\log(\text{RA}) = a + b * M$	All	148	4.07(0.06)	0.98(0.03)	0.24	0.95	4.8 to 7.9	2.2 to 5,184
	SS	83	-3.42(0.18)	0.90(0.03)	0.22	0.96	4.8 to 7.9	3 to 5,184
	R	43	-3.99(0.36)	0.98(0.06)	0.26	0.94	4.8 to 7.6	2.2 to 2,400
	N	22	-2.87(0.50)	0.82(0.08)	0.22	0.92	5.2 to 7.3	19 to 900
All	148	-3.49(0.16)	0.91(0.03)	0.24	0.95	4.8 to 7.9	2.2 to 5,184	

\*SRL—surface rupture length (km); RLD—subsurface rupture length (km); RW—down-dip rupture width (km), RA—rupture area (km<sup>2</sup>).  
†SS—strike slip; R—reverse; N—normal.

Fuente: L.Wells, K.Coppersmith, New empirical relationships among magnitude, rupture length, rupture width, rupture area, and surface displacement.

## **2.2 HIPÓTESIS**

¿El estudio de peligro sísmico determinista influye en el nivel de amenaza de las estructuras del barrio Jardín Ambateño de la ciudad de Ambato?

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

### **2.3.1 Variable Dependiente**

Nivel de amenaza de las estructuras del barrio Jardín Ambateño de la ciudad de Ambato.

### **2.3.2 Variable Independiente**

Peligro sísmico determinista.

## **CAPÍTULO III**

### **METODOLOGÍA**

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

Las investigaciones que se emplearán en este proyecto de tesis, serán: de nivel exploratorio y de laboratorio.

De tipo exploratorio ya que la metodología planteada relaciona los espectros de la Norma Ecuatoriana de la Construcción “NEC – 2015”, con los espectros de respuesta de los sistemas de fallas escogidos de acuerdo a la zona de estudio. [25]

De laboratorio debido a que, en base a los ensayos de penetración estándar se idealizará el tipo de suelo existente en el barrio Jardín Ambateño.

#### **3.2 MUESTRA Y POBLACIÓN**

Muestra:

Debido a que es proyecto experimental se realizó cinco perforaciones, para tener una mayor base de datos en el área de estudio.

Población:

El estudio del Peligro Sísmico Determinista para las estructuras del barrio Jardín Ambateño. Para lo cual es de vital importancia conocer las propiedades geotectónicas de la zona antes mencionada y aplicando las siguientes ecuaciones de predicción de la tierra GMPE's.

- Akkar y Bommer (2010)
- Boore y Atkinson (2008)
- Kanno (2006)

- Youngs (1997)
- Zhao (2006)

### 3.3 OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

#### 3.3.1 Variable Independiente

Peligro Sísmico Determinista

Tabla 4. Operacionalización de la variable independiente

Conceptualización	Dimensiones	Indicadores	Ítems	Técnicas e instrumentos
Es el desarrollo de un terremoto en el cual se basa la evaluación del peligro del movimiento sísmico en el lugar de interés	Movimiento sísmico	- Sismo - PGA	-¿Cuál fue la magnitud del terremoto?  -¿Cuál es el PGA obtenido?	-Experimental  -Experimental -Bibliográfica

Elaboración: Santiago Santana

#### 3.3.2 Variable Dependiente

Nivel de amenaza de las estructuras del Jardín Ambateño

Tabla 5. Operacionalización de la variable dependiente

Conceptualización	Dimensiones	Indicadores	Ítems	Técnicas e instrumentos
Es la probabilidad de ocurrencia de un sismo en un determinado sitio, durante un periodo de tiempo.	Amenaza sísmica	Magnitud	- ¿La magnitud es de amenaza significativa?  -¿La distancia que existe tiene relevancia en la amenaza producida?	-Experimental -Bibliográfica  -Experimental -Bibliográfica

Elaboración: Santiago Santana

### 3.4 PLAN DE RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN

Tabla 6. Plan de recolección de información

<b>Preguntas Básicas</b>	<b>Explicación</b>
<b>1. ¿Para qué?</b>	- Para evaluar el peligro del barrio Jardín Ambateño mediante la determinación de espectros de respuesta asociados a las fallas seleccionadas.
<b>2. ¿De qué personas u objetos?</b>	- Régimen tectónico, fallas seleccionadas y tipo de suelo en el área de estudio.
<b>3. ¿Sobre qué aspectos?</b>	- Influencia del peligro sísmico determinista para las estructuras.
<b>4. ¿Quién?</b>	- Santiago David Santana Cortés.
<b>5. ¿Dónde?</b>	- Laboratorio de Suelos de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato.
<b>6. ¿Cómo?</b>	- Investigación bibliográfica - Ensayos de laboratorio - Norma NEC-15

Elaboración: Santiago Santana

### **3.5 PLAN DE PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS**

El mecanismo a seguir se menciona a continuación:

- Identificación del régimen tectónico en base al área de estudio.
- Selección de las fallas más importantes que afectan al área de estudio, basado en el IGEPN.
- Determinar la magnitud máxima de las fallas seleccionadas, basado en la metodología de Wells – Coppersmith.
- Identificación del tipo de perfil de suelo mediante el ensayo de penetración estándar SPT, basado en la Norma Ecuatoriana de la Construcción.
- Estimar la aceleración máxima de suelo de acuerdo al régimen tectónico, basado en Ecuaciones de Predicción de Movimiento del Suelo (GMPE´s).
- Comparación de espectro de respuesta analizada con los de la NEC-15. [25]

## **CAPITULO IV**

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

#### **4.1 RECOLECCIÓN DE DATOS**

##### **4.1.1 Régimen Tectónico**

El origen de los sismos en la ciudad de Ambato es debido a la interacción de placas tectónicas tanto de subducción como cortical y también son provocados por los regímenes volcánicos presentes en esta zona.

El barrio Jardín Ambateño se encuentra localizado en la ciudad de Ambato, provincia de Tungurahua; aproximadamente a una altitud de 2700 msnm en la región andina del país, caracterizada por un régimen vulcano-tectónico muy alto.

Dentro de esta gran cantidad de actividad sísmica, de tiempo en tiempo ocurren grandes terremotos, se dispone de registros desde 1541 hasta la actualidad, en un lapso de 458 años, han ocurrido 37 terremotos de intensidad igual o mayor a VIII (Escala Internacional de Mercalli), grado a partir del cual los efectos son de consideración. Y 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 96 eventos que han causado daños desde leves hasta moderados. [26]

El territorio ecuatoriano ocupa en su totalidad una posición particular desde el punto de vista de la tectónica de placas en cuanto comprende: (1) centro de divergencia que separa las placas de Cocos y Nazca, (2) una zona de subducción a través de la cual

la placa oceánica de Nazca se subduce debajo de la placa Sudamericana y del Bloque Norandino. [27]

Estudios del Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional revelaron que en la parte superior de la placa Sudamericana (desde el Golfo de Guayaquil hasta Venezuela) se conformó un bloque Norandino que se mueve en dirección noroeste, lo que significa un mayor riesgo de fricción. [28]

La Cordillera Occidental hace parte del Bloque Norandino, se encuentra conformado por el sistema cordillerano de los Andes de Ecuador, Colombia y Venezuela. [29]

Figura 15. Configuración geotectónica de la esquina noroccidental de Sudamérica. Se resalta en negro el Boque Norandino. Nzc: placa Nazca, Coc: placa Cocos; Ec: Ecuador, Col: Colombia, Ve: Venezuela.

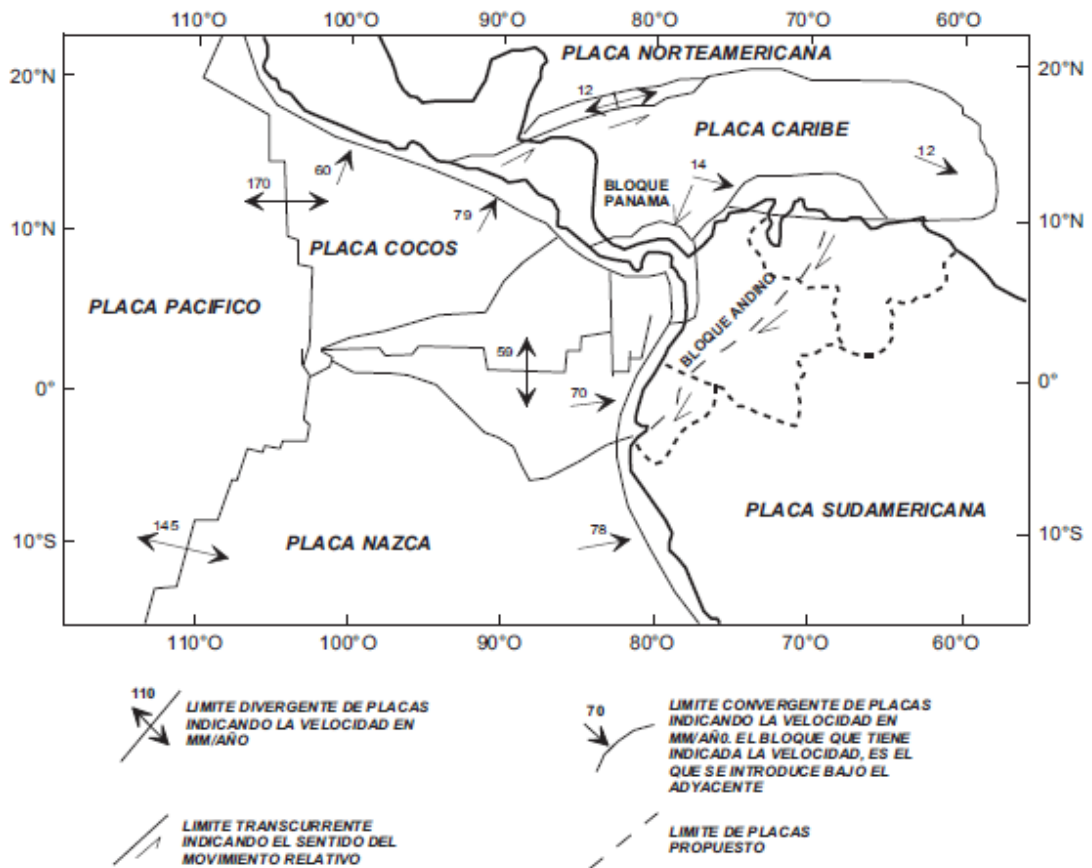


Fuente: Cediel et al.(2003)



El estudio de Collot et al. (2009), menciona que el movimiento relativo entre las placas de Nazca y Sudamericana es de aproximadamente de 56mm/año en una dirección N83°E. [30]

Figura 16. Límites de las placas de Nazca, Sudamericana, Bloque Andino y velocidades de movimiento



Fuente: Ego 1995

Los registros de sismos tectónicos ocurridos en el Ecuador atribuyen a uno reportado el 31 de enero de 1906, de magnitud Mw 8.7; considerado el sexto terremoto más fuerte registrado en los últimos 110 años. Gustcher et al. (1999). [31]

El sismo más reciente que provocó cuantiosas pérdidas humanas y materiales fue el ocurrido el 16 de abril del 2016, cuyo hipocentro se ubicó frente a Pedernales: fue el resultado del desplazamiento entre dos placas tectónicas: la placa Nazca que se sumerge bajo la Sudamericana; a este proceso se le conoce como subducción. [32]

Mientras que uno de los sismos de origen volcánico de mayor relevancia se produjo el 20 de octubre del 2014 en la frontera Colombo-Ecuatoriana en el volcán Chiles-Cerro Negro, ocasionando un sismo de magnitud 5.9. [33]

La magnitud de momento  $M_w$  se introdujo por Hanks y Kanamori en el año de 1979, se ha convertido en el método más comúnmente utilizado para describir el tamaño del sismo. La Magnitud de momento se refiere a la cantidad de energía liberada. [34]

Tabla 7. Sismos sentidos en la ciudad de Ambato

<b>UBICACIÓN</b>	<b>FECHA</b>	<b>MAGNITUD (<math>M_w</math>)</b>
<b>Tungurahua</b>	18/6/2012	4.6
<b>Esmeraldas</b>	8/2/2012	5.2
<b>Colombia</b>	9/2/2013	6.8
<b>Riobamba</b>	17/5/2013	4.0
<b>Pedernales</b>	16/4/2016	7.8

Fuente: Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional

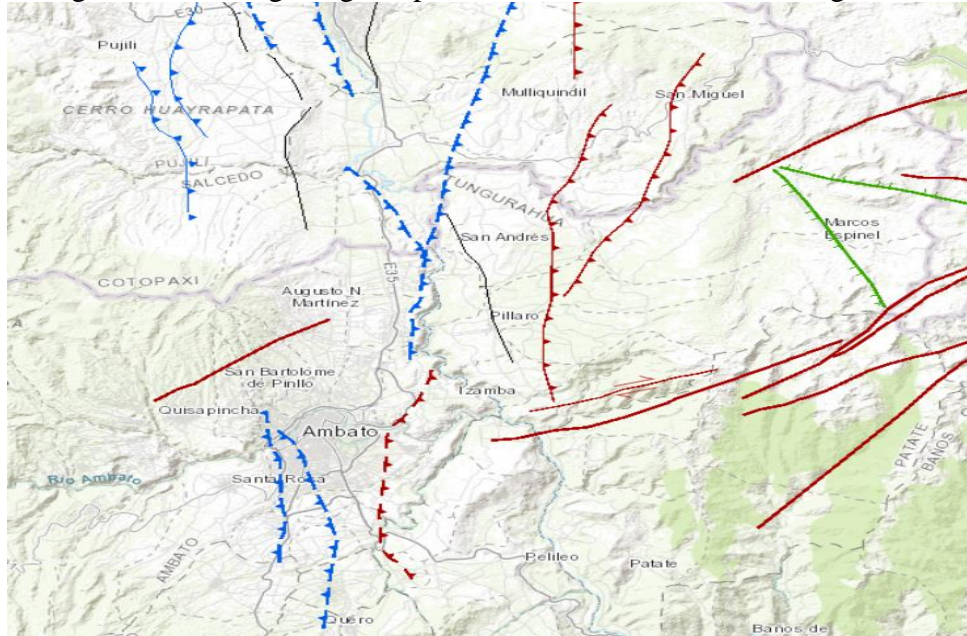
En la Tabla 7 se presentan los eventos sísmicos que han percibido con mayor magnitud en los últimos años en la ciudad de la Ambato.

De acuerdo a los registros a nivel de todo el mundo las máximas magnitudes que se han reportado no han sobrepasado los 9.5 $M_w$ . [35]

#### 4.1.2 Selección de Fallas Geológicas

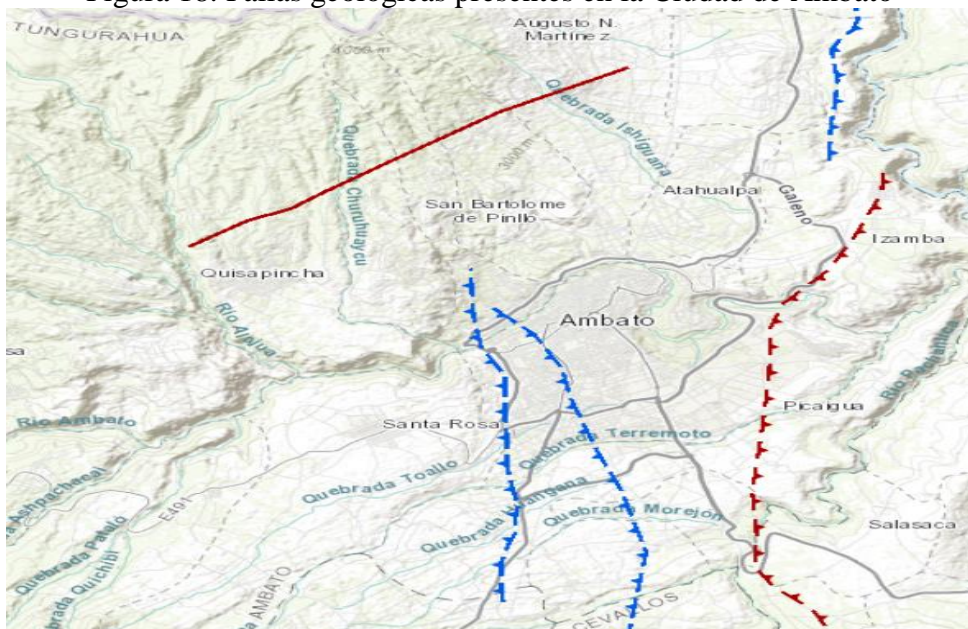
A continuación, en la figura 17,18,19 se muestran las fallas más representativas en el área de estudio las cuales son: la falla de Huachi, la falla de Ambato, la falla de Totoras y la falla de Subducción.

Figura 17. Fallas geológicas presentes en la Provincia de Tungurahua



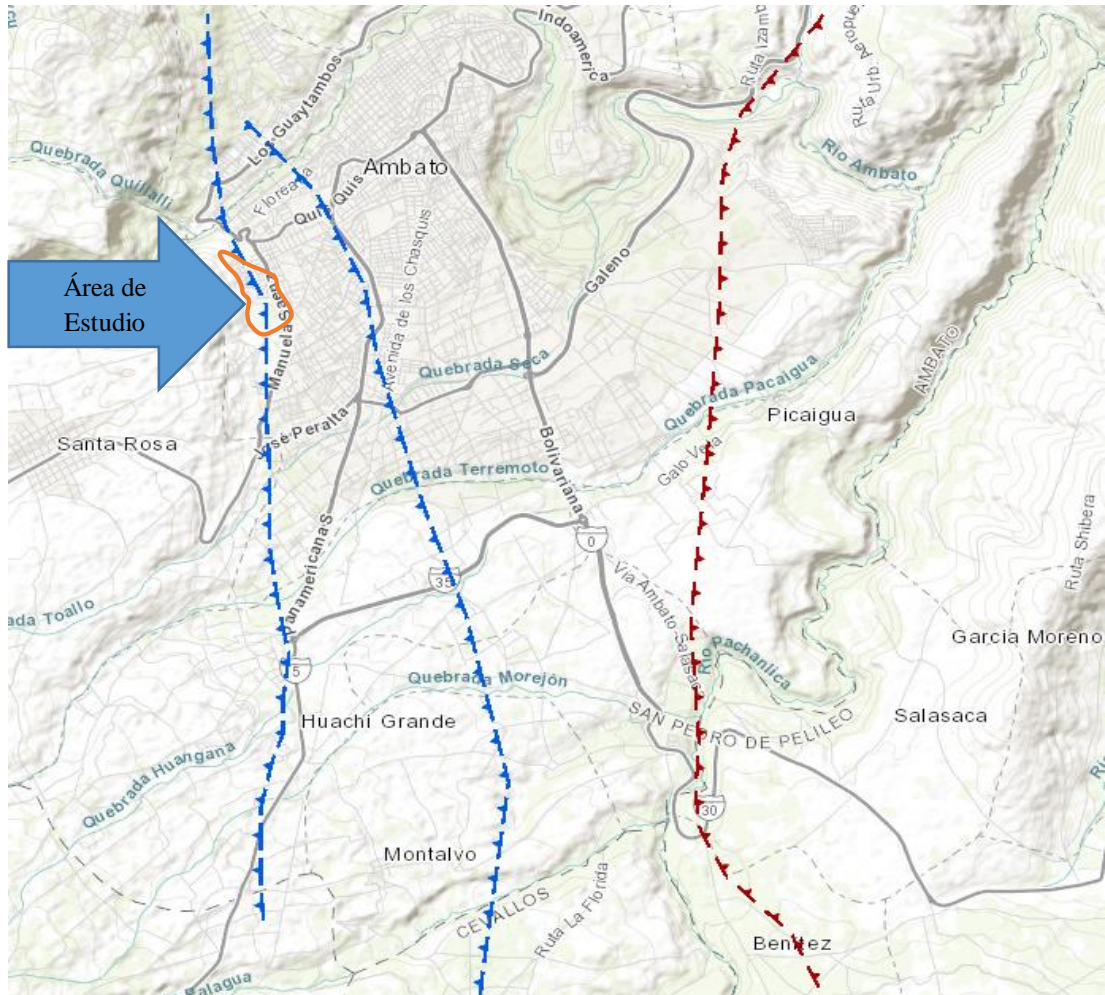
Fuente: Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional

Figura 18. Fallas geológicas presentes en la Ciudad de Ambato



Fuente: Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional

Figura 19. Fallas geológicas presentes en el área de estudio



Fuente: Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional

En la siguiente tabla se enumeran las fallas representativas cercanas al área de estudio con la respectiva información de cada una de ellas.

Tabla 8. Fallas geológicas

CÓDIGO	NOMBRE	TIPO	LONGITUD (Km)	DISTANCIA (Km)
<b>Ec-344a</b>	Huachi	Inversa Ciega	12.0	0.14
<b>Ec-344b</b>	Ambato	Inversa Ciega	16.3	1.05
<b>Ec-345</b>	Totoras	Transcurrente Inversa Ciega	17.7	5.5
<b>Ec-223</b>	Subducción	Inversa	1536.5	303

Fuente: Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional

### 4.1.3 Caracterización del Suelo

La tabla que se muestra a continuación nos permite clasificar y conocer el tipo de suelo presente en el área de estudio, mediante los ensayos de granulometría realizados en cada uno de los pozos.

Tabla 9. Sistema Unificado de Clasificación de suelos

Divisiones mayores		Simbolo de grupo	Nombres típicos	Criterios de clasificación para suelos granulares			
Suelos de grano grueso (más del 50% del material es mayor en tamaño que el tamiz N° 200)	Gravas (más de la mitad de la fracción gruesa es mayor que el tamiz N° 4)	GW	Gravas bien gradada, mezclas granosas, pocos o ningún fino	$C_u = D_{60}/D_{10} > 4$ $C_c = 1 < D^2_{30}/D_{10} \times D_{60} < 3$			
		GP	Gravas pobremente gradadas, mezclas grava-arena, pocos o ningún fino	No cumplir todos los requisitos de gradación para GW			
		GM	d/u	Gravas limosas, mezclas grava-arena-limo	Límites de Atterberg por debajo de la línea A ó $Ip < 4$	A los materiales sobre la línea a con $4 < Ip < 7$ se considera de frontera y se les asigna doble símbolo	
		GC	Gravas arcillosas, mezclas grava-arena-arcillosas	Límites de Atterberg por encima de línea A ó $Ip > 7$			
	Arenas (más del 50% de la fracción gruesa es menor que el tamiz N° 4)	Arenas limpias (pocos o ningún fino)	SW	Arenas bien gradadas, arenas gravosas, pocos o ningún fino	$C_u = D_{60}/D_{10} > 6$ $C_c = 1 < D^2_{30}/D_{10} \times D_{60} < 3$		
			SP	Arenas pobremente gradadas, arenas gravosas, pocos o ningún fino	No cumplir todos los requisitos de gradación para SW		
		Arenas con finos (cantidad apreciable de finos)	SM	d/u	Arenas limosas, mezclas arena-limo	Límites de Atterberg por debajo de la línea A ó $Ip < 4$	Si el material está en la zona sombreada con $4 \leq Ip \leq 7$ se considera de frontera y se le asigna doble símbolo
			SC	Arenas arcillosas, mezclas arena-arcilla	Límites de Atterberg por encima de línea A ó $Ip > 7$		
Suelos de grano fino (mas del 50% del material pasa el tamiz N° 200)	Limos y arcillas ( Límite líquido < 50)	ML	Limos inorgánicos y arenas muy finas, polvo de roca, arenas finas limosas o arcillosas, o limos arcillosos con poca plasticidad	1. Determinar el porcentaje de arenas y gravas de la curva de granulometría. 2. Dependiendo del porcentaje de fino ( fracción menor que el tamiz N° 200 los suelos gruesos se clasifican como sigue: Menos del 5%- GW, GP, SW, SP Más del 12%- GM, GC, SM, SC de 5 a 12% - casos de frontera que requieren doble símbolo			
		CL	Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas gravosas, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas magras				
		OL	Limos orgánicos, arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad				
	Limos y arcillas ( Límite líquido > 50)	MH	Limos inorgánicos, suelos limosos o arenosos finos micáceos o diatomáceos, suelos elásticos				
		CH	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas grasas				
		OH	Arcillas orgánicas de plasticidad media a alta, limos orgánicos				
	Suelos altamente orgánicos	Pt	Turba y otros suelos altamente orgánicos				

Fuente: Bowles, 1980

#### 4.1.3.1 ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR

En base a la norma INEN 689 se detalla el procedimiento a seguir para la realización del Ensayo de Penetración Estándar:

- 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. [36]
- 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. [36]
- 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. [36]
- El muestreador debe penetrar en primer lugar 15 cm, lo cual se considera como un proceso necesario de preparación y ajuste para el ensayo, por lo que, el número de golpes necesarios para este primer tramo de hincado tiene únicamente un valor relativo de orientación. [36]
- Se inicia entonces el ensayo contando el número de golpes (N) necesarios para hacer penetrar el muestreador cada 15 cm, lo cual determina la resistencia a la penetración de dicho suelo. [36]
- Si al hincar este tramo se sobrepasan los 50 golpes, sin que hubiera penetrado la totalidad de la medida indicada en el numeral anterior, se debe anotar el número de golpes efectuados y la fracción o longitud de penetración del muestreador. [36]

- Luego del hincado y antes de extraer el muestreador a la superficie debe girarse por lo menos dos revoluciones, a fin de cortar la muestra por el fondo, luego de lo cual, se extrae el muestreador a la superficie, se lo abre y se determina la longitud de la muestra recuperada, se retira la muestra de suelo, desechando la parte superior que se considera no representativa. [36]
- La muestra se describirá según lo establecido en la Norma INEN 693, luego de lo cual se la debe acondicionar y cerrar herméticamente en un envase apropiado para su envío al laboratorio. [36]
- Para la identificación de las muestras, los recipientes que las contengan deben etiquetarse adecuadamente y deben protegerse con un forro plástico. [36]

Tabla 10. Clasificación de los perfiles de suelo

Tipo perfil	de	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
Tipo perfil	de	Descripción	Definición
		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.	

Elaboración: Peligro Sísmico, NEC 2015

Dónde:

N: Corresponde al número de golpes del ensayo de penetración estándar

En la siguiente figura se muestra la localización de los cinco pozos donde se realizó el ensayo de SPT.

Figura 20. Localización de los puntos donde se realizó el ensayo de SPT



Elaboración: Santiago Santana



En base a la tabla dispuesta por la Norma Ecuatoriana de la Construcción se pudo estimar los rangos para cada tipo de perfil de suelo, mediante el número de golpes registrados en cada uno de los puntos donde se desarrolló el ensayo de Penetración Estándar.

Tabla 11. Ensayo de Penetración Estándar primer pozo

<b>Ensayo SPT: Primero</b>				
<b>Ubicación:</b> Calle Garcilazo de la Vega				
<b>Coordenadas: X=</b> 762396.45		<b>Y=</b> 9859971.74		<b>Altitud=</b> 2762 msnm
<b>Profundidad en metros</b>	<b>Número de golpes cada 15cm</b>	<b>Final N° de golpes (SPT)</b>	<b>Promedio N° de golpes (SPT)</b>	<b>Tipo de perfil de suelo según NEC 2015</b>
<b>0-1</b>	15 cm		Limpieza de Capa Vegetal	
	30 cm			
	45 cm			
	15 cm			
	30 cm			
	45 cm			
<b>1-2</b>	15 cm	15	39	
	30 cm	19		
	45 cm	20		
	15 cm	14	23	
	30 cm	11		
	45 cm	12		
<b>2-3</b>	15 cm	4	11	19.83
	30 cm	6		
	45 cm	5		
	15 cm	5	17	
	30 cm	6		
	45 cm	11		
<b>3-4</b>	15 cm	6	11	D
	30 cm	5		
	45 cm	6		
	15 cm	4	18	
	30 cm	9		
	45 cm	9		
<b>Observaciones:</b>				

Elaboración: Santiago Santana

Tabla 12. Ensayo de Penetración Estándar segundo pozo

<b>Ensayo SPT: Segundo</b>					
<b>Ubicación:</b> Calle Verdaguer					
<b>Coordenadas:</b> X= 762259.04		<b>Y= 9860588.89</b>		<b>Altitud=</b>	
2713msnm					
<b>Profundidad en metros</b>	<b>Número de golpes cada 15cm</b>		<b>Final N° de golpes (SPT)</b>	<b>Promedio N° de golpes (SPT)</b>	<b>Tipo de perfil de suelo según NEC 2015</b>
<b>0-1</b>	15 cm		Limpieza de Capa Vegetal	58.00	<b>C</b>
	30 cm				
	45 cm				
	15 cm				
	30 cm				
	45 cm				
<b>1-2</b>	15 cm	16	52	58.00	<b>C</b>
	30 cm	26			
	45 cm	26			
	15 cm	26	52		
	30 cm	26			
	45 cm	26			
<b>2-3</b>	15 cm	17	64	58.00	<b>C</b>
	30 cm	32			
	45 cm	32			
	15 cm	32	64		
	30 cm	32			
	45 cm	32			
<b>Observaciones:</b>	Rechazo a la penetración				

Elaboración: Santiago Santana

Tabla 13. Ensayo de Penetración Estándar tercer pozo

<b>Ensayo SPT: Tercero</b>					
<b>Ubicación:</b> Calle Verdaguer y José Zorilla					
<b>Coordenadas:</b> X= 762375.89      Y= 9860582.76 <b>Altitud=</b> 2696 msnm					
<b>Profundidad en metros</b>	<b>Número de golpes cada 15cm</b>		<b>Final N° de golpes (SPT)</b>	<b>Promedio N° de golpes (SPT)</b>	<b>Tipo de perfil de suelo según NEC 2015</b>
<b>0-1</b>	15 cm		Limpieza de Capa Vegetal		
	30 cm				
	45 cm				
	15 cm				
	30 cm				
	45 cm				
<b>1-2</b>	15 cm	6	15	23.75	D
	30 cm	7			
	45 cm	8			
	15 cm	9	19		
	30 cm	9			
	45 cm	10			
<b>2-3</b>	15 cm	10	20	23.75	D
	30 cm	10			
	45 cm	10			
	15 cm	8	19		
	30 cm	10			
	45 cm	9			
<b>3-4</b>	15 cm	8	18	23.75	D
	30 cm	6			
	45 cm	12			
	15 cm	9	51		
	30 cm	25			
	45 cm	26			
<b>4-5</b>	15 cm	14	28	23.75	D
	30 cm	14			
	45 cm	14			
	15 cm	21	20		
	30 cm	11			
	45 cm	9			
<b>Observaciones:</b>					

Elaboración: Santiago Santana

Tabla 14. Ensayo de Penetración Estándar cuarto pozo

<b>Ensayo SPT: Cuarto</b>					
<b>Ubicación:</b>		Pasaje Lenin			
<b>Coordenadas:</b>		X= 762637.08	Y= 9859827.26	Altitud= 2755msnm	
<b>Profundidad en metros</b>	<b>Número de golpes cada 15cm</b>		<b>Final N° de golpes (SPT)</b>	<b>Promedio N° de golpes (SPT)</b>	<b>Tipo de perfil de suelo según NEC 2015</b>
<b>0-1</b>	15 cm		Limpieza de Capa Vegetal	67.25	<b>C</b>
	30 cm				
	45 cm				
	15 cm				
	30 cm				
	45 cm				
<b>1-2</b>	15 cm	19	63	67.25	<b>C</b>
	30 cm	33			
	45 cm	30			
	15 cm	32	64		
	30 cm	32			
	45 cm	32			
<b>2-3</b>	15 cm	29	74	67.25	<b>C</b>
	30 cm	40			
	45 cm	34			
	15 cm	34	68		
	30 cm	34			
	45 cm	34			
<b>Observaciones:</b>	Rechazo a la penetración				

Elaboración: Santiago Santana

Tabla 15. Ensayo de Penetración Estándar quinto pozo

<b>Ensayo SPT: Quinto</b>					
<b>Ubicación:</b>		Calle Manuelita Sáenz y Antonio Machado			
<b>Coordenadas:</b>		X= 762668.58	Y= 9860443.75	Altitud= 2703 msnm	
<b>Profundidad en metros</b>	<b>Número de golpes cada 15cm</b>		<b>Final N° de golpes (SPT)</b>	<b>Promedio N° de golpes (SPT)</b>	<b>Tipo de perfil de suelo según NEC 2015</b>
<b>0-1</b>	15 cm		Limpieza de Capa Vegetal	54.83	C
	30 cm				
	45 cm				
	15 cm				
	30 cm				
	45 cm				
<b>1-2</b>	15 cm	22	46		
	30 cm	24			
	45 cm	22			
	15 cm	22	48		
	30 cm	24			
	45 cm	24			
<b>2-3</b>	15 cm	18	40		
	30 cm	18			
	45 cm	22			
	15 cm	24	51		
	30 cm	25			
	45 cm	26			
<b>3-4</b>	15 cm	31	70		
	30 cm	35			
	45 cm	35			
	15 cm	35	74		
	30 cm	37			
	45 cm	37			
<b>Observaciones:</b>	Rechazo a la penetración				

Elaboración: Santiago Santana

A continuación, se muestran las tablas de granulometría obtenidas de nuestro lugar de estudio respectivamente, y empleando el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos se procederá a determinar el tipo de existente en cada punto de donde se realizó el ensayo de SPT.

Tabla 16. Clasificación de suelo primer pozo

<b>Ensayo SPT: Primero</b>				
<b>Ubicación:</b> Calle Garcilazo de la Vega				
<b>Coordenadas:</b> X= 762396.45      Y= 9859971.74 <b>Altitud=</b> 2762 msnm				
<b>TAMIZ</b>	<b>PESO RETENIDO (gr)</b>	<b>% RETENIDO</b>	<b>% PASA</b>	<b>CLASIFICACIÓN S.U.C.S</b>
<b>PRIMER METRO</b>				
# 4	2.40	0.66	99.34	Arena
# 10	9.40	2.58	97.42	
# 40	61.00	16.76	83.24	
# 100	145.50	39.98	60.02	
# 200	233.30	64.11	35.89	
<b>Fuente</b>	130.60	35.89		
<b>TOTAL MUESTRA</b>	363.90			
<b>SEGUNDO METRO</b>				
# 4	12.50	4.06	95.94	Arena
# 10	23.50	7.62	92.38	
# 40	78.60	25.50	74.50	
# 100	152.40	49.45	50.55	
# 200	213.30	69.21	30.79	
<b>Fuente</b>	94.90	30.79		
<b>TOTAL MUESTRA</b>	308.20			
<b>TERCER METRO</b>				
# 4	21.60	5.04	94.96	Arena
# 10	36.60	8.55	91.45	
# 40	99.20	23.16	76.84	
# 100	206.90	48.31	51.69	
# 200	298.20	69.62	30.38	
<b>Fuente</b>	130.10	30.38		
<b>TOTAL MUESTRA</b>	428.30			

Elaboración: Santiago Santana

Tabla 17. Clasificación de suelo segundo pozo

<b>Ensayo SPT: Segundo</b>				
<b>Ubicación:</b>		Calle Verdaguer		
<b>Coordenadas:</b>		X= 762259.04	Y= 9860588.89	<b>Altitud=</b> 2713msnm
<b>TAMIZ</b>	<b>PESO RETENIDO (gr)</b>	<b>% RETENIDO</b>	<b>% PASA</b>	<b>CLASIFICACIÓN S.U.C.S</b>
<b>PRIMER METRO</b>				
# 4	21.50	6.20	93.80	Arena
# 10	33.80	9.75	90.25	
# 40	103.70	29.92	70.08	
# 100	217.90	62.87	37.13	
# 200	270.90	78.16	21.84	
<b>Fuente</b>	75.70	21.84		
<b>TOTAL MUESTRA</b>	346.60			
<b>SEGUNDO METRO</b>				
# 4	0.00	0.00	100.00	Arena
# 10	0.40	0.11	99.89	
# 40	30.90	8.76	91.24	
# 100	108.30	30.70	69.30	
# 200	205.90	58.36	41.64	
<b>Fuente</b>	146.90	41.64		
<b>TOTAL MUESTRA</b>	352.80			

Elaboración: Santiago Santana

Tabla 18. Clasificación de suelo tercer pozo

<b>Ensayo SPT: Tercero</b>				
<b>Ubicación: Calle Verdaguer y José Zorilla</b>				
<b>Coordenadas: X= 762375.89 Y= 9860582.76 Altitud= 2696 msnm</b>				
<b>TAMIZ</b>	<b>PESO RETENIDO (gr)</b>	<b>% RETENIDO</b>	<b>% PASA</b>	<b>CLASIFICACIÓN S.U.C.S</b>
<b>PRIMER METRO</b>				
# 4	8.10	3.74	96.26	Arena
# 10	16.50	7.61	92.39	
# 40	55.10	25.43	74.57	
# 100	100.90	46.56	53.44	
# 200	143.60	66.27	33.73	
<b>Fuente</b>	73.10	33.73		
<b>TOTAL MUESTRA</b>	216.70			
<b>SEGUNDO METRO</b>				
# 4	46.40	11.87	88.13	Arena
# 10	63.50	16.24	83.76	
# 40	108.70	27.80	72.20	
# 100	186.10	47.60	52.40	
# 200	269.50	68.93	31.07	
<b>Fuente</b>	121.50	31.07		
<b>TOTAL MUESTRA</b>	391.00			
<b>TERCER METRO</b>				
# 4	44.40	13.43	86.57	Arena
# 10	82.40	24.92	75.08	
# 40	128.80	38.96	61.04	
# 100	191.10	57.80	42.20	
# 200	248.60	75.20	24.80	
<b>Fuente</b>	82.00	24.80		
<b>TOTAL MUESTRA</b>	330.60			
<b>CUARTO METRO</b>				
# 4	33.90	8.08	91.92	Arena
# 10	52.00	12.39	87.61	
# 40	109.10	25.99	74.01	
# 100	205.70	49.01	50.99	
# 200	299.30	71.31	28.69	
<b>Fuente</b>	120.40	28.69		
<b>TOTAL MUESTRA</b>	419.70			

Elaboración: Santiago Santana



Tabla 19. Clasificación de suelo cuarto pozo

<b>Ensayo SPT: Cuarto</b>				
<b>Ubicación: Pasaje Lenin</b>				
<b>Coordenadas: X= 762637.08</b>		<b>Y= 9859827.26</b>		<b>Altitud= 2755msnm</b>
<b>TAMIZ</b>	<b>PESO RETENIDO (gr)</b>	<b>% RETENIDO</b>	<b>% PASA</b>	<b>CLASIFICACIÓN S.U.C.S</b>
<b>PRIMER METRO</b>				
<b># 4</b>	2.90	0.84	99.16	Arena
<b># 10</b>	17.70	5.12	94.88	
<b># 40</b>	73.70	21.33	78.67	
<b># 100</b>	156.00	45.15	54.85	
<b># 200</b>	228.10	66.02	33.98	
<b>Fuente</b>	117.40	33.98		
<b>TOTAL MUESTRA</b>	345.50			
<b>SEGUNDO METRO</b>				
<b># 4</b>	1.50	0.38	99.62	Arena
<b># 10</b>	17.10	4.28	95.72	
<b># 40</b>	80.30	20.09	79.91	
<b># 100</b>	173.20	43.32	56.68	
<b># 200</b>	259.50	64.91	35.09	
<b>Fuente</b>	140.30	35.09		
<b>TOTAL MUESTRA</b>	399.80			

Elaboración: Santiago Santana

Tabla 20. Clasificación de suelo quinto pozo

<b>Ensayo SPT: Quinto</b>				
<b>Ubicación:</b> Calle Manuelita Sáenz y Antonio Machado				
<b>Coordenadas:</b> X= 762668.58      Y= 9860443.75 <b>Altitud=</b> 2703 msnm				
<b>TAMIZ</b>	<b>PESO RETENIDO (gr)</b>	<b>% RETENIDO</b>	<b>% PASA</b>	<b>CLASIFICACIÓN S.U.C.S</b>
<b>PRIMER METRO</b>				
# 4	6.70	3.27	96.73	Arena
# 10	16.80	8.21	91.79	
# 40	48.10	23.50	76.50	
# 100	83.90	40.99	59.01	
# 200	131.30	64.14	35.86	
<b>Fuente</b>	73.40	35.86		
<b>TOTAL MUESTRA</b>	204.70			
<b>SEGUNDO METRO</b>				
# 4	8.70	3.03	96.97	Arena
# 10	18.60	6.48	93.52	
# 40	61.80	21.53	78.47	
# 100	127.60	44.46	55.54	
# 200	191.00	66.55	33.45	
<b>Fuente</b>	96.00	33.45		
<b>TOTAL MUESTRA</b>	287.00			
<b>TERCER METRO</b>				
# 4	15.00	7.25	92.75	Arena
# 10	22.00	10.63	89.37	
# 40	55.40	26.76	73.24	
# 100	107.40	51.88	48.12	
# 200	157.00	75.85	24.15	
<b>Fuente</b>	50.00	24.15		
<b>TOTAL MUESTRA</b>	207.00			

Elaboración: Santiago Santana

De las tablas obtenidas anteriormente se pudo determinar que más del 50% de la muestra de suelo pasa por el tamiz N°4, correspondiente a un suelo grueso y menos del 50% pasa el tamiz N°200 correspondiente a un suelo tipo arena. Por lo cual se estableció que el suelo presente en nuestra área de estudio es arena.

#### **4.1.4 Velocidad de Onda de Corte en Correlación con la Resistencia a la Penetración**

Para la obtención de los valores de velocidad de propagación de las ondas Rayleigh ( $V_s$ ) como parámetro directamente relacionado con la consistencia del terreno; y más específicamente la obtención del valor medio de los valores  $V_s$  para los 30 metros del estrato de suelo se denomina “ $V_{s30}$ ”, el mismo que es considerado como un parámetro representativo de la respuesta sísmica del suelo. [37]

Se plantea realizar una clasificación de los tipos de perfiles de los suelos a partir de la determinación de la velocidad de las ondas de corte ( $V_s$ ), mediante las relaciones empíricas con los valores del número de golpes de los ensayos de penetración estándar. [37]

Empleando el método REMI nos posibilita correlacionar el  $V_s$  y el número medio de golpes del ensayo de penetración estándar, permitiendo separar las ondas Rayleigh de otras ondas para determinar la variación de velocidad de onda de corte a profundidad; ésta técnica es muy conveniente emplear en ambientes urbanos. [38]

La tabla que se muestra a continuación presentan la correlación existente entre la velocidad de onda de corte y la resistencia a la penetración citadas por Akin et al. (2011); se aplicaron las ecuaciones propuesta por cada autor y se procedió a descartar los valores máximos y mínimos para escoger un valor intermedio de entre los resultados que poseían un grado de similitud.

Dónde:

N: Corresponde al número de golpes del ensayo de penetración estándar

Tabla 21. Correlación existente entre la velocidad de onda de corte y la resistencia a la penetración

Table 1. Existing correlation between shear wave velocity and standard penetration resistance.		POZO				
		1	2	3	4	5
Researcher(s)	Sand (m/s)	Número Golpes N=19,83	Número Golpes N=58,0	Número Golpes N=23,75	Número Golpes N=67,25	Número Golpes N=54,83
Shibata (1970)	$V_s = 31.7*(N^{0.54})$	159.079	283.995	175.355	307.619	275.505
Ohta et al. (1972)	$V_s = 87.2*(N^{0.36})$	255.595	376.141	272.744	396.721	368.607
Imai (1977)	$V_s = 80.6*(N^{0.331})$	216.645	309.051	229.975	324.565	303.354
Seed et al. (1983)	$V_s = 56.4*(N^{0.5})$	251.154	429.530	274.860	462.514	417.627
Sykora and Stokoe (1983)	$V_s = 100.5*(N^{0.29})$	238.995	326.257	251.831	340.563	320.982
Fumal and Tinsley (1985)	$V_s = 152+5.1*(N^{0.27})$	163.425	167.265	163.995	167.887	167.035
Okanoto et al. (1989)	$V_s = 125*(N^{0.3})$	306.272	422.609	323.303	441.792	415.543
Lee (1990)	$V_s = 57.4*(N^{0.49})$	248.085	419.751	271.011	451.316	408.348
Pitilakis et al. (1992)	$V_s = 162*(N^{0.17})$	269.191	323.071	277.573	331.301	319.999
Raptakis et al. (1995)	$V_s = 100*(N^{0.24})$	204.813	264.986	213.875	274.566	261.435
Kayabali (1996)	$V_s = 175+(3.75*N)$	249.363	392.500	264.063	427.188	380.613
Pitilakis et al. (1999)	$V_s = 145*(N^{0.178})$	246.769	298.716	254.822	306.688	295.742
Hasancebi and Ulusay (2006)	$V_s = 90.82*(N^{0.319})$	235.520	331.677	249.470	347.709	325.783
Hasancebi and Ulusay (2006)	$V_s = 131*(N^{0.205})$	241.670	301.144	250.774	310.419	297.694
Dikmen (2009)	$V_s = 73*(N^{0.33})$	195.632	278.775	207.631	292.726	273.652
Uma Maheshwari et al. (2010)	$V_s = 100.53*(N^{0.265})$	221.864	294.852	232.727	306.644	290.493
<b>PROMEDIO <math>V_s</math></b>		<b>236.333</b>	<b>326.270</b>	<b>244.625</b>	<b>343.139</b>	<b>320.151</b>

Elaboración: Santiago Santana

Para el pozo uno de acuerdo a la ecuación de Sykora y Stokoe (1983), determinamos una velocidad de corte  $V_{s30}=238.995\text{m/s}$ , en base a dicha velocidad la NEC-15 establece que corresponde a un suelo tipo D, ya que se encuentra dentro del rango de  $360\text{m/s} > V_s \geq 180\text{m/s}$ ; ratificando que la ecuación concuerda perfectamente con el tipo de perfil dispuesto por la norma Ecuatoriana al correlacionar el número de golpes y la velocidad de corte.

Para el pozo dos de acuerdo a la ecuación de Sykora y Stokoe (1983), determinamos una velocidad de corte  $V_{s30}=326.257\text{m/s}$ , en base a dicha velocidad la NEC-15 establece que corresponde a un suelo tipo D, ya que se encuentra dentro del rango de  $360\text{m/s} > V_s \geq 180\text{m/s}$ ; sin embargo, la ecuación no concuerda con el tipo de perfil dispuesto por la norma Ecuatoriana debido a que solo se ajusta a la velocidad de corte y no al de número de golpes.

Para el pozo tres de acuerdo a la ecuación de Pitilakis et al. (1999), determinamos una velocidad de corte  $V_{s30}=254.822\text{m/s}$ , en base a dicha velocidad la NEC-15 establece que corresponde a un suelo tipo D, ya que se encuentra dentro del rango de  $360\text{m/s} > V_s \geq 180\text{m/s}$ ; ratificando que la ecuación concuerda perfectamente con el tipo de perfil dispuesto por la norma Ecuatoriana al correlacionar el número de golpes y la velocidad de corte.

Para el pozo cuatro de acuerdo a la ecuación de Imai (1977), determinamos una velocidad de corte  $V_{s30}=324.565\text{m/s}$ , en base a dicha velocidad la NEC-15 establece que corresponde a un suelo tipo D, ya que se encuentra dentro del rango de  $360\text{m/s} > V_s \geq 180\text{m/s}$ ; sin embargo, la ecuación no concuerda con el tipo de perfil dispuesto por la norma Ecuatoriana debido a que solo se ajusta a la velocidad de corte y no al de número de golpes.

Para el pozo cinco de acuerdo a la ecuación de Hasancebi y Ulusay (2006), determinamos una velocidad de corte  $V_{s30}=325.783\text{m/s}$ , en base a dicha velocidad la NEC-15 establece que corresponde a un suelo tipo D, ya que se encuentra dentro del rango de  $360\text{m/s} > V_s \geq 180\text{m/s}$ ; sin embargo, la ecuación no concuerda con el tipo de perfil dispuesto por la norma Ecuatoriana debido a que solo se ajusta a la velocidad de corte y no al de número de golpes.

Al comparar los resultados obtenidos del tipo de perfil que plantea la Norma Ecuatoriana de la Construcción determinamos que tres pozos se enmarcan dentro de un perfil tipo C, al considerar el NSPT, pero en cuanto a la velocidad de onda de corte corresponde a un perfil tipo D.

Por tal motivo el parámetro fundamental a considerar es la  $V_s$  que mediante la utilización de las fórmulas planteadas por cada uno de los autores y citadas por Akin

et al. (2011) se decidió escoger un valor que más se ajusta de entre los resultados que poseían un grado de similitud, como se muestra en la tabla 21.

Tabla 22. Valores de velocidades medias de corte “Vs30”

SITIO	NSPT	TIPO DE PERFIL	Vs30 m/s
Primer pozo	19.83	D	238.995
Segundo pozo	58.00	D	326.257
Tercer pozo	23.75	D	254.822
Cuarto pozo	67.25	D	324.565
Quinto pozo	54.83	D	325.783

Elaboración: Santiago Santana

La Tabla 22 nos muestra los valores obtenidos del Vs30 empleando ecuaciones catalogadas para un tipo de suelo arenoso, citadas por Akin et al. (2011); las mismas que comparándolas con los valores de Vs30 especificadas en la NEC-15 corresponden a un perfil D con  $360\text{m/s} > V_s \geq 180\text{m/s}$  respectivamente.

#### 4.1.5 Ecuaciones de Atenuación para Fallas Corticales Intraplaca

El estudio de los sismos corticales se lo hace para una profundidad  $\leq 30\text{km}$ , entre los modelos a citar tenemos los siguientes:

- Akkar y Bommer (2010)
- Boore y Atkinson (2008)
- Kanno (2006)

#### 4.1.5.1 Modelo Akkar y Bommer (2010)

Se traza curvas de atenuación para valores medianos de la aceleración sísmica máxima del terreno “PGA” y ordenadas espectrales medianas para varios escenarios en función de la magnitud y distancia. Obteniendo una seguridad adicional al comparar dichos valores con los generados con las ecuaciones del modelo de la Nueva generación de atenuación “NGA”. [39]

$$\text{Log } y = b_1 + b_2M + b_3M^2 + (b_4 + b_5M)\log \sqrt{R_{JB}^2 + b^2} + b_7SS + b_8SA + b_9FN + b_{10}FR + \epsilon$$

Dónde:

**b**: Coeficientes

$F_N$ : Falla normal

$F_R$ : Falla inversa

**M**: Magnitud de momento

$R_{JB}$ : Distancia desde donde se libera la energía hasta el punto de estudio

$S_A$ : Suelo rígido

$S_S$ : Suelo suave

Para esta ecuación la aceleración pseudo espectral está definida en términos de  $\text{cm/s}^2$ .

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:

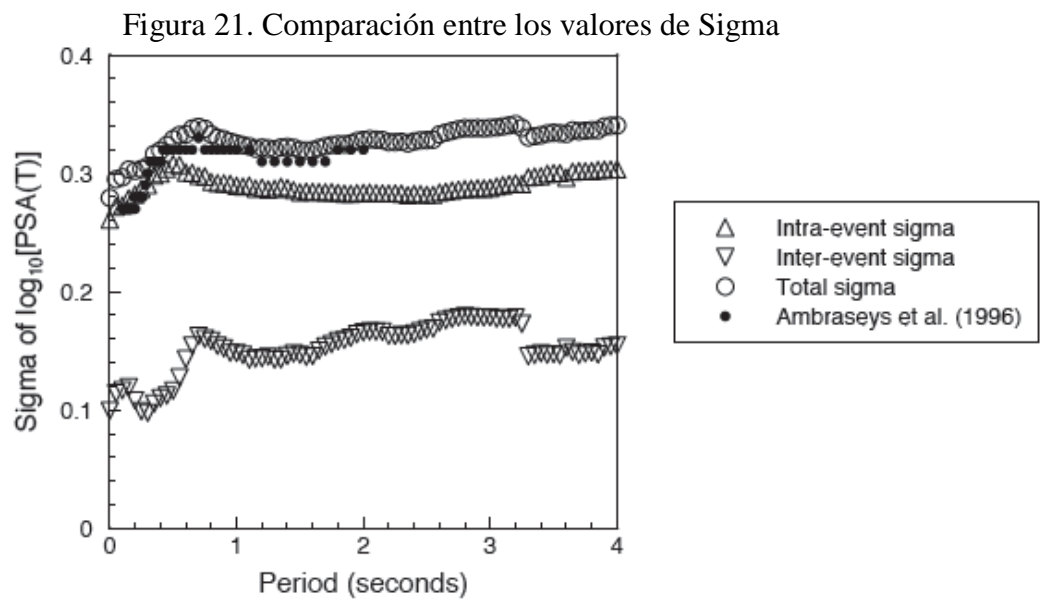
Falla normal:  $FN= 1$ ;  $FR= 0$

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  $\sigma$  está dada por la raíz cuadrada de la suma de sus cuadrados. [39]

$$\sigma = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2} \quad (4.1)$$



Fuente: Akkar y Bommer 2010

### Limitaciones del modelo

El rango de aplicabilidad de estas ecuaciones es para una distancia de hasta 100 km y para terremotos de magnitudes de entre 5.0 y 7.6. [39]



#### 4.1.5.2 Modelo Boore y Atkinson (2008)

Se utilizan ecuaciones derivadas de la extensa base de datos de movimiento compilados por el Centro de Investigación del Pacífico de Ingeniería del Terremoto (PEER) basadas en función de la magnitud de terremoto, distancia al sitio, velocidad media de la onda de corte y el tipo de falla. [40]

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

Donde:

$F_{M,D,S}$ : Coeficientes

$\mathbf{M}$ : Magnitud de momento

$R_{JB}$ : Distancia desde donde se libera la energía hasta el punto de estudio

$V_{s30}$ : Velocidad media de la onda de cortante

En esta ecuación,  $F_M$ ,  $F_D$ , y  $F_S$  representan la escala de magnitud, la distancia, y la amplificación del sitio, respectivamente.  $M$  es la magnitud de momento,  $R_{JB}$  es la distancia de Joyner-Boore (definida como la distancia más cercana a la superficie de la falla, aproximadamente para eventos  $M < 6$ ),  $V_{s30}$  es el tiempo promedio de la velocidad de la onda de corte. [40]

La magnitud de la distancia está en función de:

$$F_D(R_{JB}, M) = [C_1 + C_2(M - M_{ref})] \ln(R/R_{ref}) + C_3(R - R_{ref})$$

Dónde:

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

(4.2)

$C_1, C_2, C_3$ , y  $h$  son los coeficientes que van a ser determinados en el análisis.

$$M_{ref}=4.5, R_{ref}= 1 \text{ km}$$

La escala de magnitud viene dada por:

$$a) M \leq M_h$$

$$F_M(M) = e_1U + e_2SS + e_3NS + e_4RS + e_5(M - M_h) + e_6(M - M_h)^2 \quad (4.3)$$

$$b) M > M_h$$

$$F_M(M) = e_1U + e_2SS + e_3NS + e_4RS + e_7(M - M_h) \quad (4.4)$$

Dónde U, SS, NS, RS son variables ficticias que se usan para precisar un tipo de fallas no especificada, normal e inversa.  $M_h$  es una magnitud que depende de la escala, es un coeficiente que se establecerá durante el análisis. [40]

La ecuación de amplificación del sitio viene dada por:

$$F_s = F_{LIN} + F_{NL} \quad (4.5)$$

Dónde:

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

El termino lineal está dado por:

$$F_{LIN} = b_{lin} \ln(V_{s30}/V_{ref}) \quad (4.6)$$

Dónde  $b_{lin}$  es un coeficiente que depende del periodo, y  $V_{ref}$  es la velocidad de referencia (=760m/s). Estos coeficientes son basados empíricamente y fueron descritos en el trabajo de Choi y Stewart (2005). [40]

El termino no lineal está dado por:

a)  $pga4nl \leq a_1$ :

$$F_{NL} = b_{ni} \ln(pga_{low}/0.1) \quad (4.7)$$

b)  $a_1 < pga4nl \leq a_2$ :

$$F_{NL} = b_{ni} \ln(pga_{low}/0.1) + c[(\ln(pga4nl/a_1))^2 + d[\ln(pga4nl/a_1)]^3] \quad (4.8)$$

c)  $a_2 < pga4nl$ :

$$F_{NL} = b_{ni} \ln(pga4nl/0.1) \quad (4.9)$$

Dónde  $a_1$  (= 0.03g) y  $a_2$  (= 0.09g) se les asigna a los niveles de amplificación lineal y no lineal, respectivamente,  $pga_{low}$  (= 0.06) es una variable asignada a la transición entre los comportamientos lineales y no lineales,  $pga4nl$  es una predicción estimada del PGA con respecto a g para  $V_{ref} = 760m/s$ , dada como ecuación con  $F_s=0$  y  $\varepsilon=0$ . [40]

Los coeficientes c y d en la ecuación 4.8 están dados por: [40]

$$c = (3\Delta y - b_{ni} \Delta x) / \Delta x^2 \quad (4.10)$$

$$d = -(2\Delta y - b_{ni} \Delta x) / \Delta x^3 \quad (4.11)$$

$$\Delta x = \ln(a_2/a_1) \quad (4.12)$$

$$\Delta y = b_{nl} \ln(a_2/pg a_{low}) \quad (4.13)$$

La pendiente no lineal  $b_{nl}$  está en función del periodo y de  $V_{s30}$  que viene dado por:

a)  $V_{s30} \leq V_1$ :

$$b_{nl} \leq b_1 \quad (4.14)$$

b)  $V_1 < V_{s30} \leq V_2$ :

$$b_{nl} = (b_1 - b_2) \ln(V_{s30}/V_2) / \ln(V_1/V_2) + b_2 \quad (4.15)$$

c)  $V_2 < V_{s30} \leq V_{ref}$ :

$$b_{nl} = b_2 \ln(V_{s30}/V_{ref}) / \ln(V_2/V_{ref}) \quad (4.16)$$

d)  $V_{ref} \leq V_{s30}$ :

$$b_{nl} = 0.0 \quad (4.17)$$

Dónde:  $V_1 = 180m/s$ ,  $V_2 = 300m/s$

Categorías:

- Transcurrente:  $4.3 \leq M \leq 7.9$   
U=0; SS=1; NS=0; RS=0

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

Las ecuaciones mencionadas son empleadas para  $180 \leq V_{s30} \leq 1300m/s$  y en ningún caso se deben utilizar para sitios de roca muy dura. [40]

### Limitaciones del modelo

- Para terremotos de magnitudes de  $M= 5$  a  $8$
- $R_{JB} < 200km$

#### 4.1.5.3 Modelo Kanno (2006)

Por un esfuerzo de prevenir futuros desastres, el gobierno de Japón desarrollo mapas de intensidades sísmicas a nivel nacional, con una base de datos registrados entre los años de 1963 a 2003 que a su vez pusieron a disposición del público. Las ecuaciones del modelo se basan en tres variables que son la magnitud del terremoto, distancia a la falla y profundidad focal. [41]

Si  $D \leq 30km$ :

$$\log pre = a_1 M_w + b_1 X - \log(X + d_1 * 10^{e1M_w}) + c_1 + \varepsilon_1 \quad (4.18)$$

Si  $D > 30km$ :

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

Dónde:

**D:** Profundidad Focal

**a, b, c, d:** Coeficientes

**Mw:** Magnitud de momento

**X:** Distancia de la fuente

Para el presente estudio se escoge la ecuación para una falla cortical con una profundidad focal menor a 30km. [41]

Para esta ecuación la aceleración sísmica máxima del terreno está definida en términos de  $\text{cm/s}^2$ ,  $e_1 = 0.5$ .

Siendo X la distancia al origen para eventos superficiales:

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

### **Limitaciones del modelo**

Las ecuaciones enunciadas deben ser empleadas solo para: [41]

- Cuando la profundidad local está entre 0 a 30km, correspondiente a eventos poco profundos.
- Cuando la profundidad local está entre 30 a 180km, correspondiente a eventos profundos.

#### 4.1.6 Ecuaciones de Atenuación para Fallas Subducción

Entre los modelos a citar tenemos los siguientes:

- Youngs (1997)
- Zhao (2006)

##### 4.1.6.1 Modelo Zhao (2006)

Este modelo plantea relaciones basadas en fuertes movimientos del suelo como componente importante de los estudios de peligro sísmico. De manera determinista los ingenieros también dichos modelos para estimar las fuerzas y/o desplazamientos que pudiesen afectar en las estructuras de ingeniería. [42]

$$\log y = aMw + bx - \log(r) + e(h - hc)\delta + FR + SI + Ss + SSL \log(x) + Ck$$

Dónde:

**M:** Magnitud de momento

**a, b, e, Ck:** Coeficientes

**x:** Distancia a la fuente en km

**h:** Profundidad focal

**hc:** Constante

**Ck:** Clase de sitio

Para esta ecuación la aceleración sísmica máxima del terreno está definida en términos de  $\text{cm/s}^2$ .

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

$\delta h = 1$  cuando  $h \geq h_c$  y 0 en caso contrario [42]

$SR = 0.251$ ;  $SI = 0.0$ ;  $S_s = 2.607$ ;  $SSL = -0.528$

Emplear  $h_c = 15$  km, debido a que se tiene mejor efecto en eventos superficiales

Profundidades focales [42]

Si  $h > 125$  km usar:  $h = 125$  km

Parámetro de falla inversa FR se aplica solo para eventos corticales, y es 0 para los otros tipos de eventos. [42]

Parámetro tectónico SI se aplica para los eventos de interplaca y es 0 para los demás eventos. [42]

SS se aplica solo a los eventos de subducción y es 0 para los otros tipos de eventos. [42]

SSL es una magnitud independiente en función de la modificación de trayectoria para el recorrido de las ondas sísmicas. [42]

#### **4.1.6.2 Modelo Youngs (1997)**

Presenta las relaciones de atenuación para los terremotos en la zona de subducción. Se considera dos tipos de terremotos interplaca y el intraplaca. Los terremotos intraplaca ocurren dentro de la placa oceánica de subducción y son típicamente eventos de falla con un alto ángulo de tensión. Mientras que los terremotos interplaca son eventos con un ángulo de empuje superficial que se origina entre las placas de subducción y superior. [43]

$$\ln y = -0.6687 + 1.438M + C1 + C2(10 - M)^3 + C3 * \ln(R + 1.097e^{0.617 * M}) + 0.00648H + 0.3643Zt$$



Dónde:

**y:** Aceleración espectral en g

**C:** Coeficientes

**R:** Distancia fuente a sitio

**H:** Profundidad focal

**M:** Magnitud de momento

**Zt:** Tipo de falla

Para esta ecuación y es igual a la aceleración espectral está definida en términos de g.

Categorías: [43]

- Suelo poco profundo donde la profundidad del suelo es inferior a 20m  
 $Z_{ds}= 0; Z_{ss}=1; Z_r=0.$
- Suelo profundo, aquellos donde se espera una profundidad del lecho de roca superior a 20m  
 $Z_{ds}= 1; Z_{ss}=0; Z_r=0.$

Tipo de evento:

Interplaca  $Z_t=0$ ; como para evento Intraplaca  $Z_t=1$

### **Limitaciones del modelo**

Las ecuaciones citadas anteriormente deben ser empleadas para: [43]

- Terremotos de magnitud mayores a  $M_w=5.0$
- Para distancias a la superficie de ruptura de entre 10 a 500km

El valor escogido de algunos coeficientes empleados en cada una de las ecuaciones se puede observar en la tabla que se muestra a continuación, mientras que los coeficientes restantes utilizados se los puede encontrar en el anexo B hasta el anexo F mencionados por cada uno de los autores respectivamente.

Tabla 23. Coeficientes empleados en cada ecuación respectivamente

MODELOS		COEFICIENTES EMPLEADOS EN CADA ECUACIÓN			
FALLAS CORTICALES INTRAPLACA	Boore y Atkinson (2008)	U	SS	NS	RS
		0	0	0	1
		Rref	Mref	Vref (m/s)	
		1	4.5	760	
	Akkar y Bommer (2010)	SS	SA	FN	FR
		1	0	0	1
		Kanno (2006)	X	e <sub>1</sub>	
		6	0.5		
FALLAS SUBDUCCIÓN	Youngs (1997)	H (km)	Zt		
		100	0		
	Zhao (2006)	h (km)	hc (km)	Suelo	δh
		50	0	C3	1

Elaboración: Santiago Santana

## 4.2 ANÁLISIS DE RESULTADOS

### 4.2.1 Magnitud de las Fallas

Empleando la ecuación planteada por Wells y Coppersmith se obtiene la magnitud de momento Mw:

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

Dónde:

**a,b:** Son coeficientes de regresión

**SRL:** Es la longitud de rotura superficial expresada en kilómetros

Se emplea las longitudes de la Tabla 8 para determinar las siguientes magnitudes de momento:

Tabla 24. Valores de magnitudes en base a la ecuación de Wells y Coppersmith

NOMBRE	MAGNITUD DE MOMENTO ( $M_w$ )
Falla Huachi	6.3
Falla Ambato	6.5
Falla Totoras	6.5
Falla Subducción	8.9

Elaboración: Santiago Santana

#### 4.2.2 Cálculo de Espectros

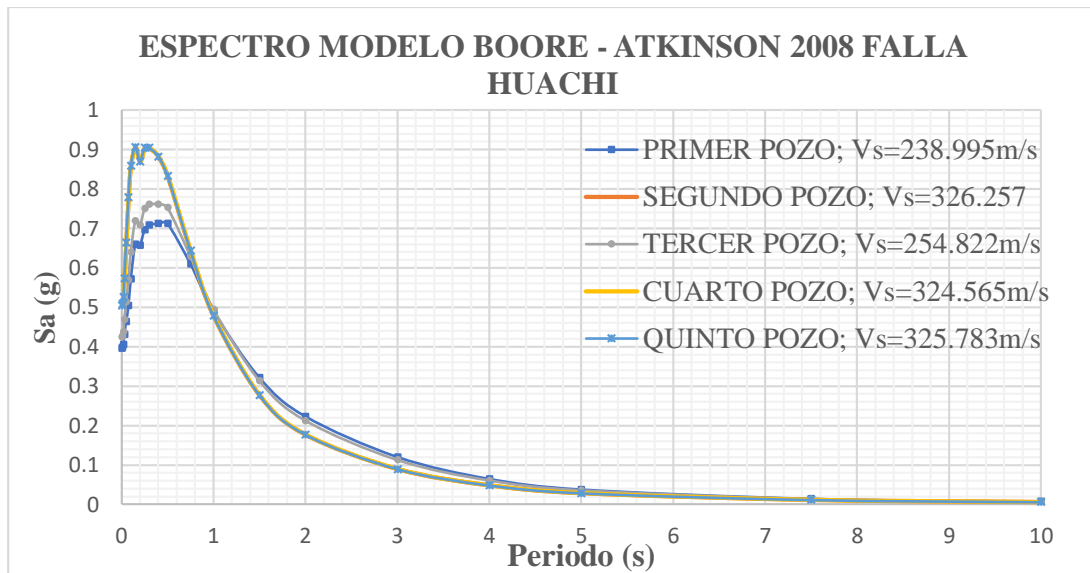
Los espectros de respuesta fueron inicialmente propuestos por Biot en el año de 1932; actualmente, el concepto de espectro de respuesta es una importante herramienta de la dinámica estructural, de gran utilidad en el área del diseño sismorresistente. En forma general, se puede definir al espectro como un gráfico de la respuesta máxima (expresada en términos de desplazamiento, velocidad, aceleración o cualquier otro parámetro de interés) que genera una acción dinámica determinada en una estructura. [44]

Una de las finalidades de esta investigación consiste, que en base al sistema de fallas seleccionadas comparamos los espectros de respuesta de aceleraciones asociados a los modelos anteriormente enunciados con los de la Norma Ecuatoriana de la Construcción “NEC-15”.

#### 4.2.2.1 Espectros calculados en base al Modelo de Boore y Atkinson

En la siguiente gráfica podemos apreciar los espectros para la falla de Huachi, obtenidos mediante la utilización de los valores de la velocidad de corte para cada uno de los lugares donde se realizó el ensayo de SPT.

Figura 22. Espectros de aceleraciones para la falla de Huachi empleando el modelo Boore y Atkinson



Elaboración: Santiago Santana

En la figura se puede denotar que el espectro obtenido en el segundo pozo genera una aceleración un tanto mayor, en relación a los otros pozos ya que depende de la magnitud de momento, distancia y de la velocidad cortante.

Tabla 25. Valores de aceleraciones máximas Vs porcentaje de participación para la falla de Huachi empleando el modelo Boore y Atkinson

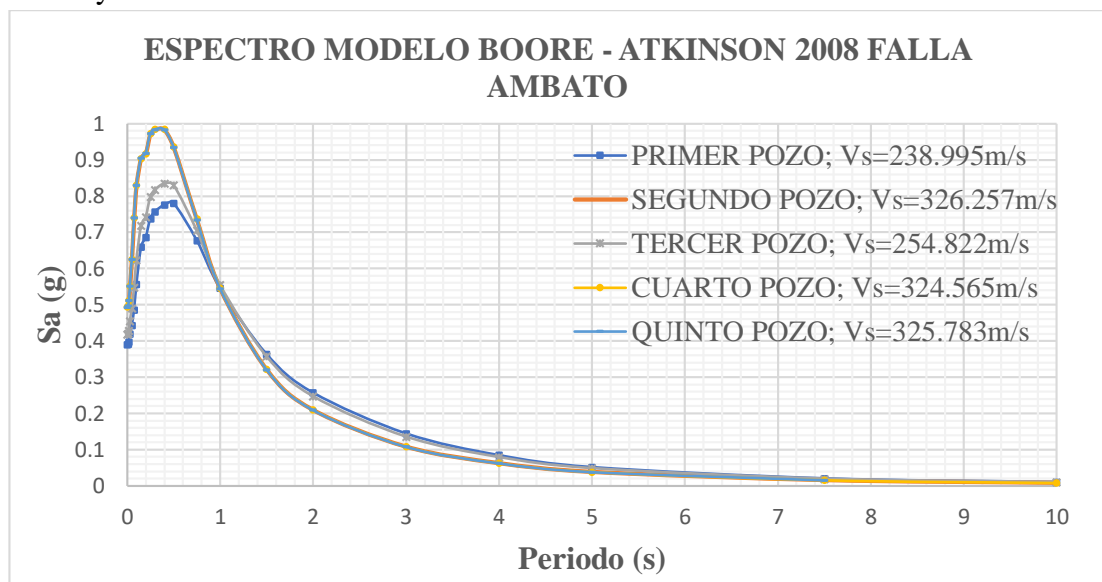
POZO	ACELERACIÓN MÁXIMA	% DE PARTICIPACIÓN
Primer Pozo	0.7118	100%
Segundo Pozo	0.9064	127.34%
Tercer Pozo	0.7613	106.95%
Cuarto Pozo	0.9056	127.23%
Quinto Pozo	0.9062	127.31%

Elaboración: Santiago Santana

Los espectros tanto del segundo pozo, cuarto pozo y quinto pozo generan valores de aceleraciones parecidos por lo cual sus gráficas se superponen.

Podemos evidenciar en la gráfica que se presenta a continuación los espectros para la falla de Ambato, obtenidos mediante la utilización de los valores de la velocidad de corte para cada uno de los lugares donde se realizó el ensayo de SPT.

Figura 23. Espectros de aceleraciones para la falla de Ambato empleando el modelo Boore y Atkinson



Elaboración: Santiago Santana

Se puede denotar que el espectro desarrollado en el cuarto pozo generó una aceleración un tanto mayor, en relación a los otros pozos ya que depende de la magnitud de momento, distancia y de la velocidad cortante.

Tabla 26. Valores de aceleraciones máximas Vs porcentaje de participación para la falla de Ambato empleando el modelo Boore y Atkinson

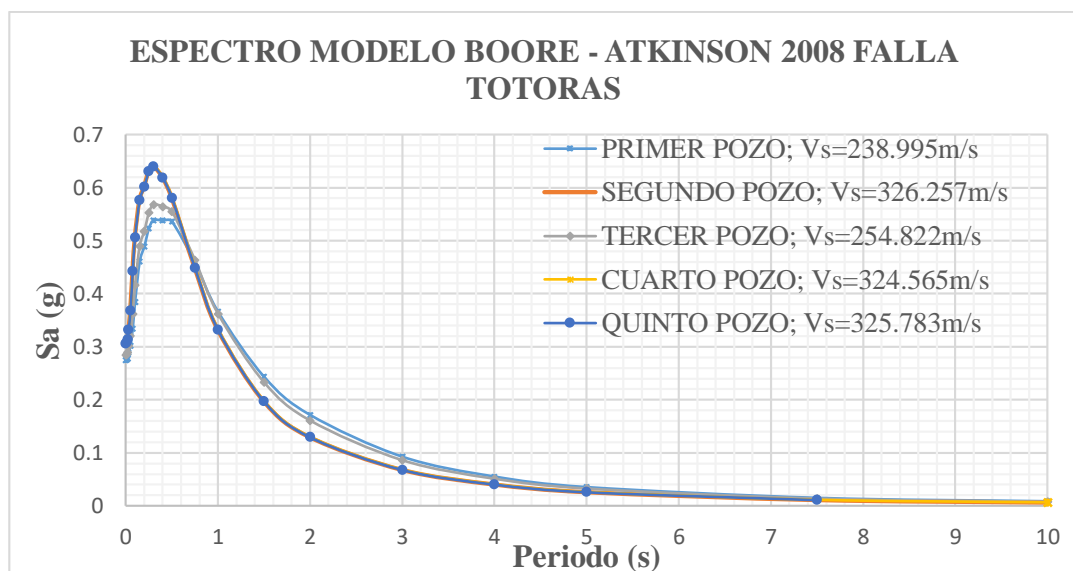
POZO	ACELERACIÓN MÁXIMA	% DE PARTICIPACIÓN
Primer Pozo	0.7798	100%
Segundo Pozo	0.9838	126.16%
Tercer Pozo	0.8347	107.03%
Cuarto Pozo	0.9844	126.23%
Quinto Pozo	0.9840	126.18%

Elaboración: Santiago Santana

Los espectros tanto del segundo pozo, cuarto pozo y quinto pozo generan valores de aceleraciones parecidos por lo cual sus gráficas se superponen.

De la siguiente gráfica podemos apreciar los espectros para la falla de Totoras, obtenidos mediante la utilización de los valores de la velocidad de corte para cada uno de los lugares donde se realizó el ensayo de SPT.

Figura 24. Espectros de aceleraciones para la falla de Totoras empleando el modelo Boore y Atkinson



Elaboración: Santiago Santana

En la figura se puede observar que el espectro obtenido en el cuarto pozo genera una aceleración un tanto mayor, en relación a los otros pozos ya que depende de la magnitud de momento, distancia y de la velocidad cortante.

Tabla 27. Valores de aceleraciones máximas  $V_s$  porcentaje de participación para la falla de Totoras empleando el modelo Boore y Atkinson

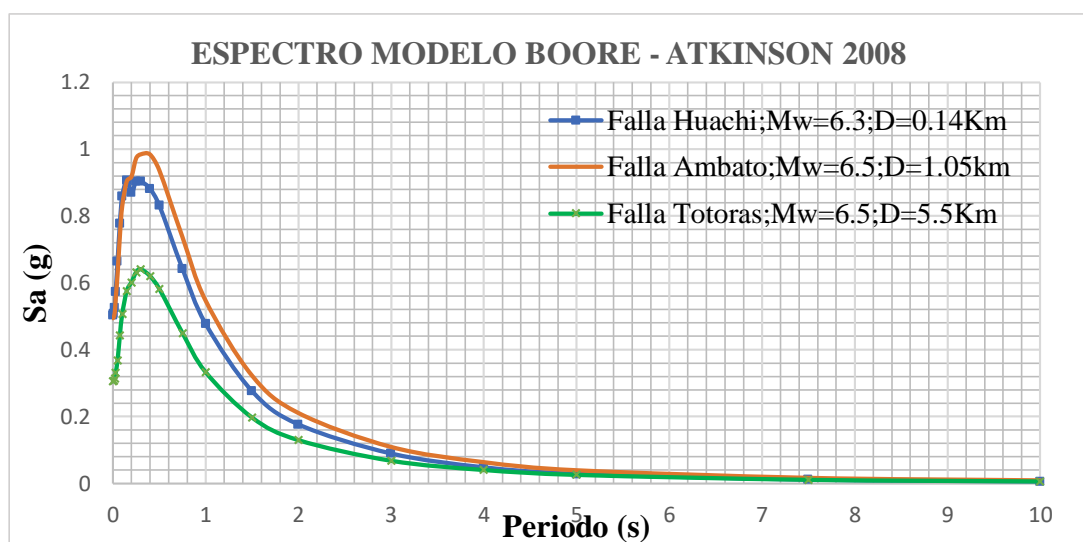
POZO	ACELERACIÓN MÁXIMA	% DE PARTICIPACIÓN
Primer Pozo	0.5385	100%
Segundo Pozo	0.6396	118.77%
Tercer Pozo	0.5677	105.43%
Cuarto Pozo	0.6402	118.89%
Quinto Pozo	0.6398	118.81%

Elaboración: Santiago Santana

Los espectros tanto del segundo pozo, cuarto pozo y quinto pozo generan valores de aceleraciones parecidos por lo cual sus gráficas se superponen.

Con las gráficas obtenidas anteriormente para cada una de las fallas cercanas al área de estudio se generó un espectro de respuesta que representa los valores máximos de aceleraciones aplicando el modelo Boore – Atkinson.

Figura 25. Espectro de aceleración empleando el modelo de Boore y Atkinson



Elaboración: Santiago Santana

Se puede determinar que el espectro que muestra una mayor respuesta a la aceleración es el de la Falla de Ambato debido a que se encuentra más cercana al área de influencia, en relación a la falla de Totoras que presenta una menor aceleración por cuanto se encuentra más distante al sitio.

Tabla 28. Valores de aceleraciones máximas Vs porcentaje de participación empleando el modelo de Boore y Atkinson

FALLA	ACELERACIÓN MÁXIMA	% DE PARTICIPACIÓN
Falla Huachi	0.9064	141.58%
Falla Ambato	0.9844	153.76%
Falla Totoras	0.6402	100%

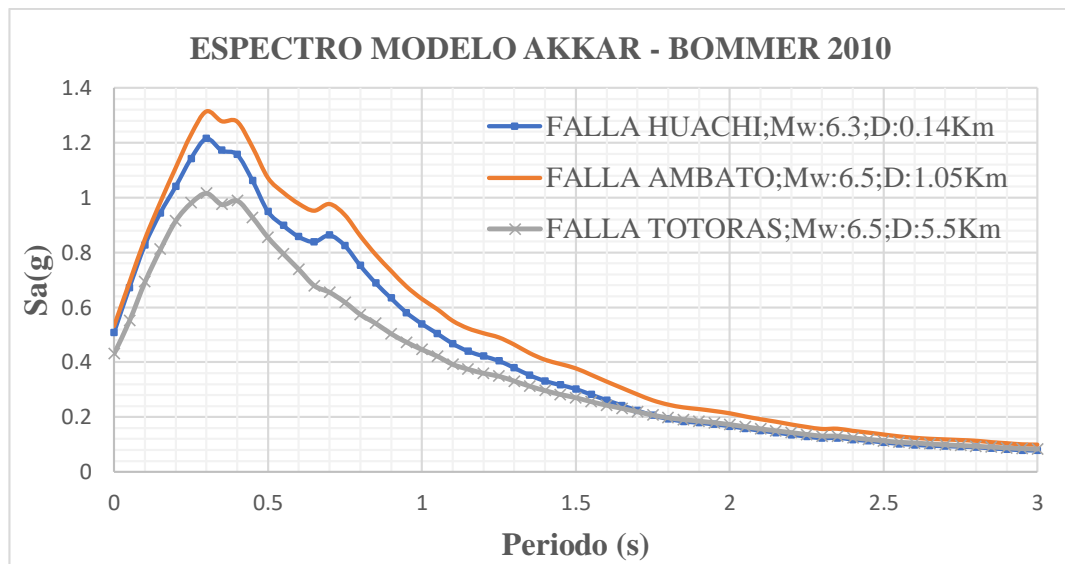
Elaboración: Santiago Santana

Ratificando lo antes mencionado la falla de Ambato presenta un mayor porcentaje de aceleración con respecto a la falla de Huachi y Totoras.

#### 4.2.2.2 ESPECTROS CALCULADOS EN BASE AL MODELO DE AKKAR Y BOMMER

Aplicando las ecuaciones del modelo en mención se generó los espectros de respuesta presentando en la siguiente gráfica.

Figura 26. Espectro de aceleración empleando el modelo de Akkar y Bommer



Elaboración: Santiago Santana

Se puede establecer que el espectro que muestra una mayor respuesta a la aceleración sigue siendo el de la falla de Ambato debido a que se encuentra más cercana al área de influencia.

Tabla 29. Valores de aceleraciones máximas Vs porcentaje de participación empleando el modelo de Akkar y Bommer

FALLA	ACELERACIÓN MÁXIMA	% DE PARTICIPACIÓN
Falla Huachi	1.2153	122.92%
Falla Ambato	1.2785	129.31%
Falla Totoras	0.9887	100%

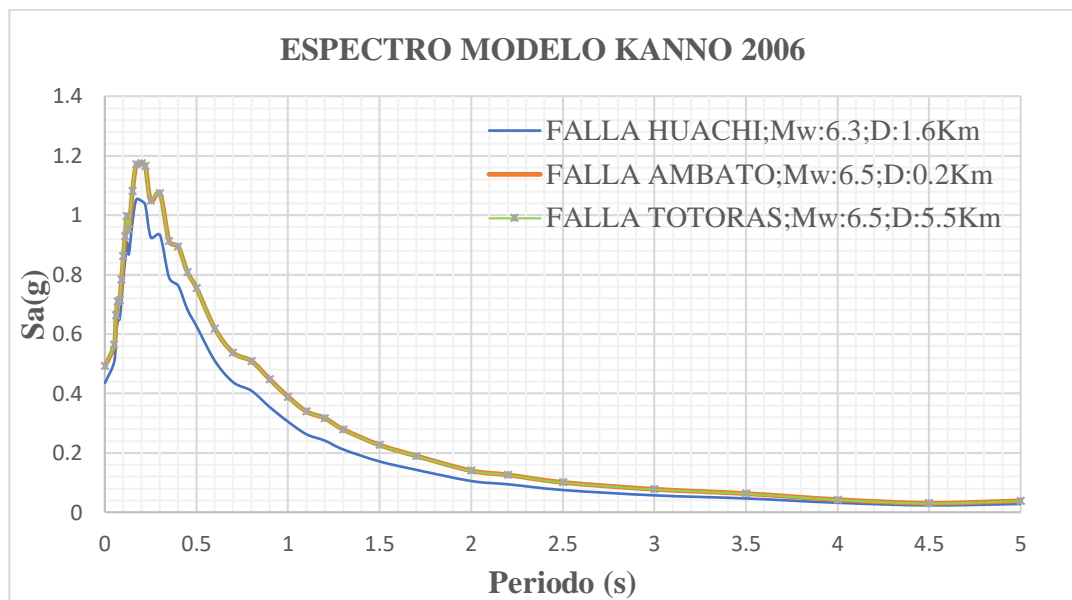
Elaboración: Santiago Santana



Ratificando lo antes mencionado la falla de Ambato presenta un mayor porcentaje de aceleración con respecto a la falla de Huachi y Totoras.

#### 4.2.2.3 ESPECTROS CALCULADOS EN BASE AL MODELO DE KANNO

Figura 27. Espectro de aceleración empleando el modelo de Kanno



Elaboración: Santiago Santana

En la figura se puede observar que el espectro obtenido para la falla de Ambato y Totoras genera una aceleración similar, esto debido a que emplean valores idénticos en sus variables de magnitud de momento y distancia.

Tabla 30. Valores de aceleraciones máximas Vs porcentaje de participación empleando el modelo de Kanno

FALLA	ACELERACIÓN MÁXIMA	% DE PARTICIPACIÓN
Falla Huachi	1.0515	100%
Falla Ambato	1.1699	111.26%
Falla Totoras	1.1699	111.26%

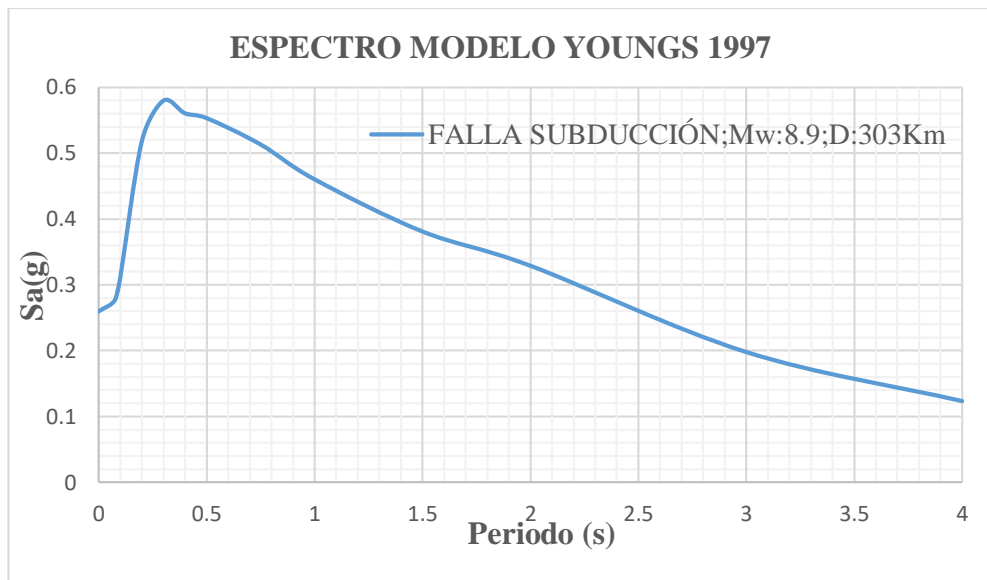
Elaboración: Santiago Santana

Los espectros tanto de la falla Totoras como de la falla Ambato generan valores de aceleraciones parecidos por lo cual sus gráficas se superponen.

#### 4.2.2.4 ESPECTROS CALCULADOS EN BASE AL MODELO DE YOUNGS

Empleando las ecuaciones del modelo en mención se generó el espectro de respuesta para la falla de subducción presentando en la siguiente gráfica.

Figura 28. Espectro de aceleración empleando el modelo de Youngs



Elaboración: Santiago Santana

Tabla 31. Valores de aceleraciones máximas Vs porcentaje de participación empleando el modelo de Youngs

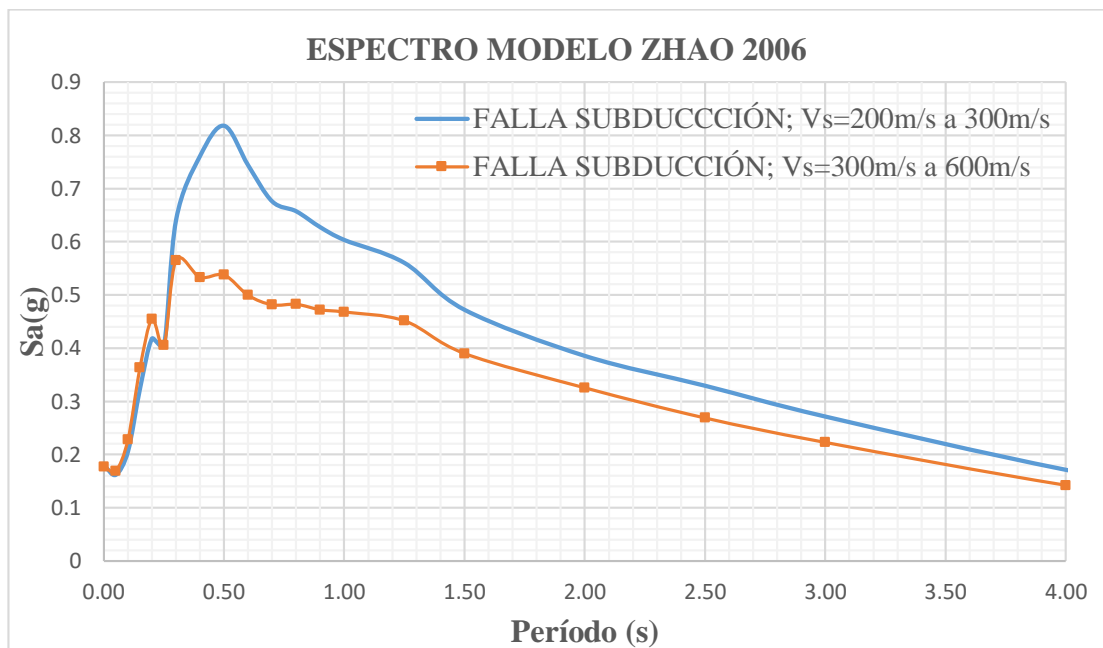
FALLA	ACELERACIÓN MÁXIMA	% DE PARTICIPACIÓN
Falla Subducción	0.5800	100%

Elaboración: Santiago Santana

#### 4.2.2.5 ESPECTROS CALCULADOS EN BASE AL MODELO DE ZHAO

En la siguiente gráfica podemos apreciar los espectros para la falla de Subducción, obtenidos mediante la utilización de valores de la velocidad de corte dentro de los rangos que fluctúa para cada uno de los lugares donde se realizó el ensayo de SPT.

Figura 29. Espectros de aceleraciones que fluctúan en base a la velocidad de corte empleando el modelo de Zhao



Elaboración: Santiago Santana

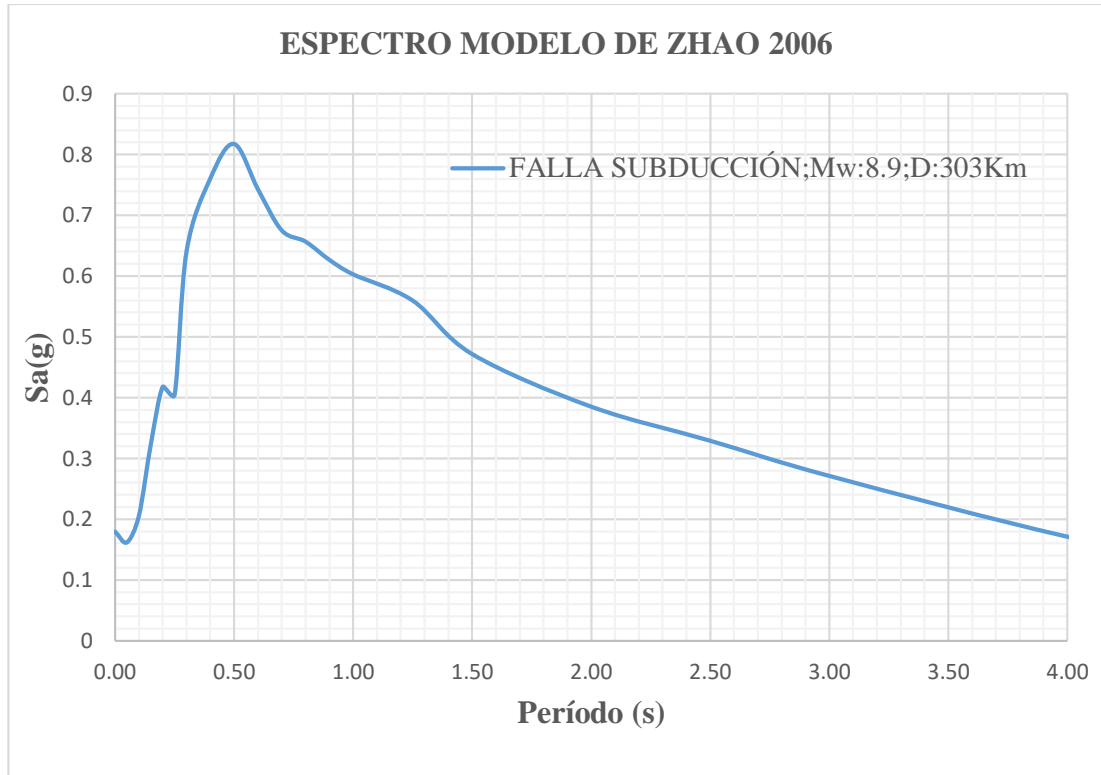
Tabla 32. Valores de aceleraciones máximas Vs porcentaje de participación empleando el modelo de Zhao

FALLA	ACELERACIÓN MÁXIMA	% DE PARTICIPACIÓN
Falla Subducción Vs=300m/s a 600m/s	0.5654	100%
Falla Subducción Vs=200m/s a 300m/s	0.8177	144.62%

Elaboración: Santiago Santana

Con la gráfica obtenida anteriormente, se generó un espectro de respuesta que representa el valor máximo de aceleración aplicando el modelo Zhao.

Figura 30. Espectro de aceleración empleando el modelo de Zhao



Elaboración: Santiago Santana

Se puede determinar que el espectro que muestra una mayor respuesta a la aceleración es el que presenta una velocidad de corte que fluctúa en el rango de entre 200m/s a 300m/s, respectivamente.

Tabla 33. Valores de aceleraciones máximas Vs porcentaje de participación empleando el modelo de Zhao

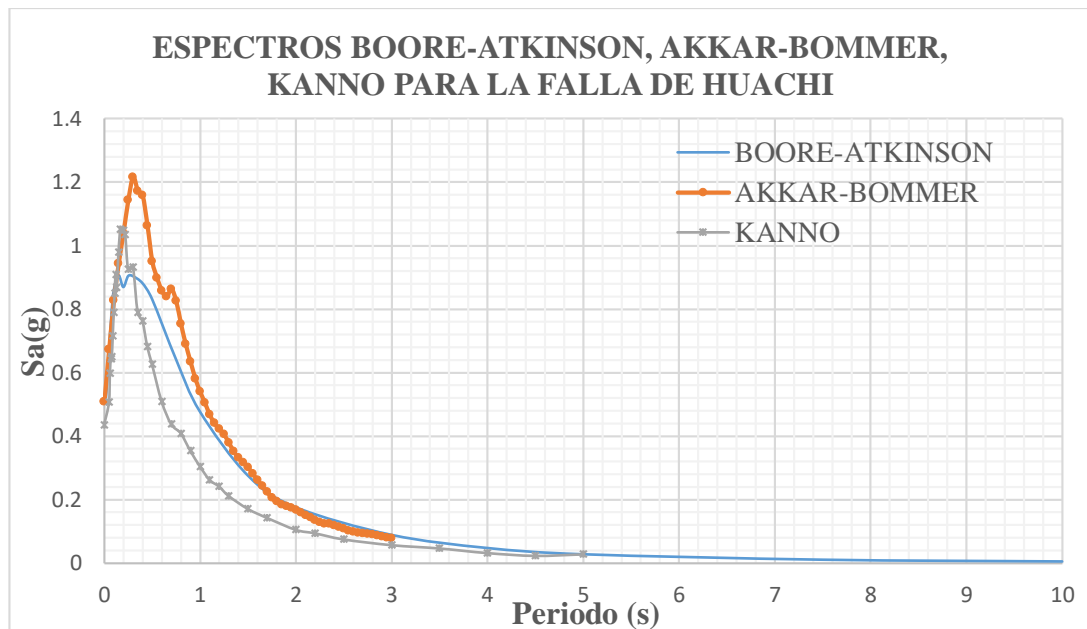
FALLA	ACELERACIÓN MÁXIMA	% DE PARTICIPACIÓN
Falla Subducción Vs=200m/s a 300m/s	0.8177	100%

Elaboración: Santiago Santana

### 4.2.3 Espectros Calculados en base a los Modelo para una Falla

En las gráficas mostradas a continuación se determinó los espectros de respuesta de aceleración aplicando las ecuaciones de cada modelo para las fallas enunciadas anteriormente en este estudio.

Figura 31. Espectros de aceleraciones para los modelos de Boore-Atkinson, Akkar-Bommer y Kanno para la falla de Huachi



Elaboración: Santiago Santana

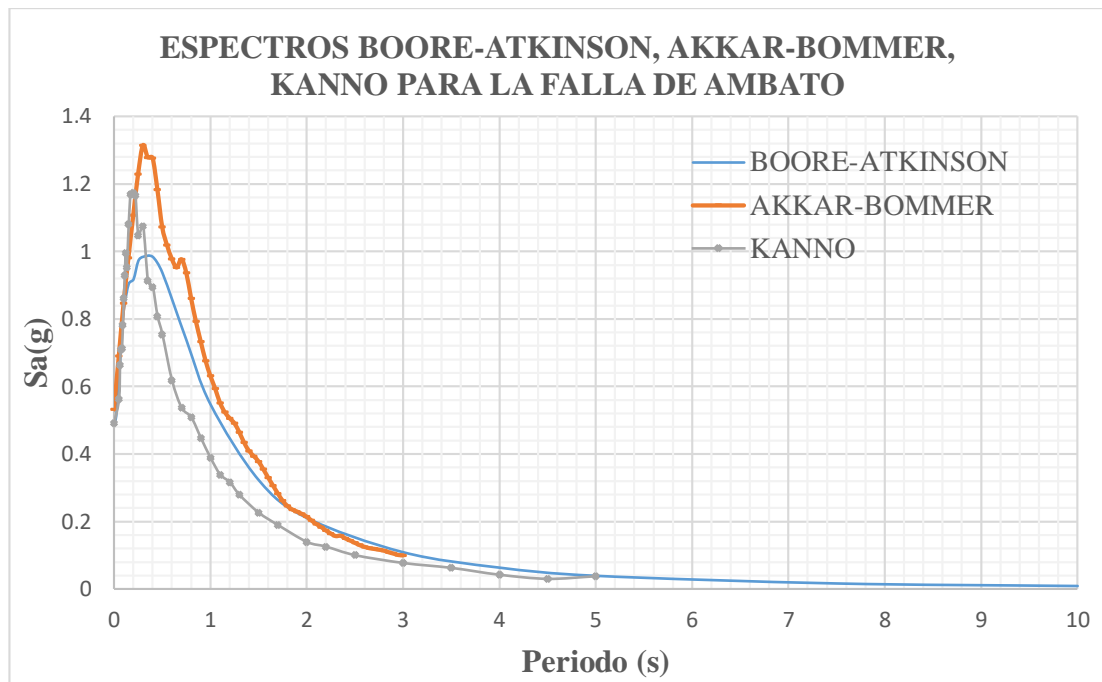
Tabla 34. Valores de aceleraciones máximas Vs porcentaje de participación para los modelos de Boore-Atkinson, Akkar-Bommer y Kanno para la falla de Huachi

MODELO	ACELERACIÓN MÁXIMA	% DE PARTICIPACIÓN
Boore-Atkinson	0.9064	100%
Akkar-Bommer	1.2153	134.08%
Kanno	1.0515	116.01%

Elaboración: Santiago Santana

Se puede establecer que el espectro que muestra una mayor respuesta a la aceleración es el modelo de Akkar y Bommer con respecto a los otros para la falla de Huachi.

Figura 32. Espectros de aceleraciones para los modelos de Boore-Atkinson, Akkar-Bommer y Kanno para la falla de Ambato



Elaboración: Santiago Santana

En la gráfica se puede observar que el espectro que muestra una mayor respuesta a la aceleración es el modelo de Akkar y Bommer con respecto a los otros para la falla de Ambato.

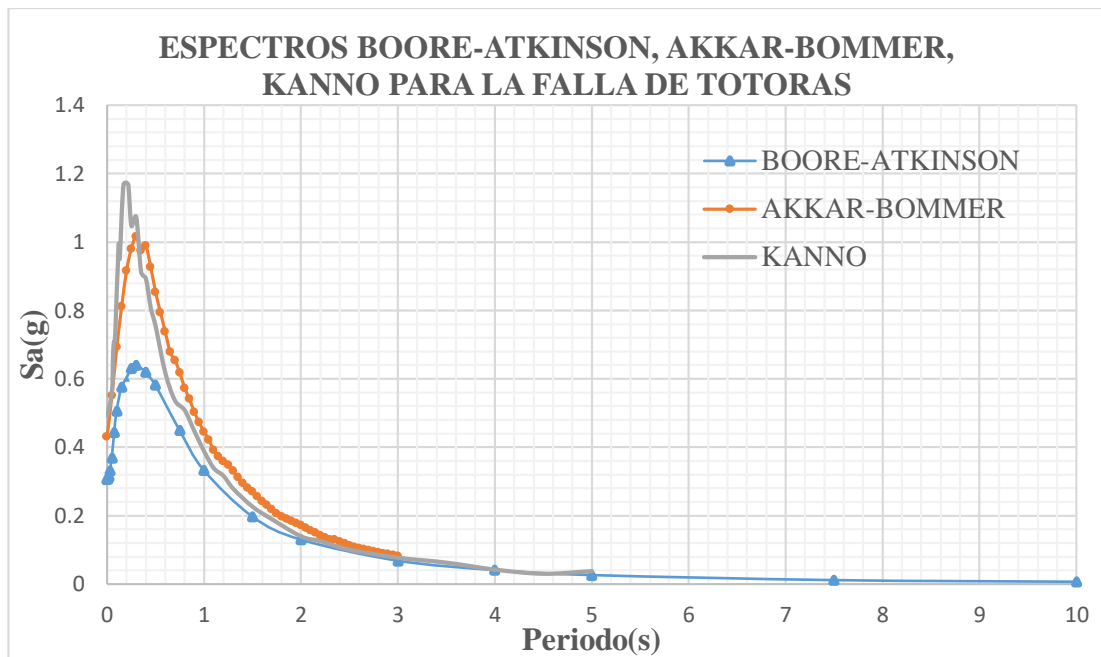
Tabla 35. Valores de aceleraciones máximas Vs porcentaje de participación para los modelos de Boore-Atkinson, Akkar-Bommer y Kanno para la falla de Ambato

MODELO	ACELERACIÓN MÁXIMA	% DE PARTICIPACIÓN
Boore-Atkinson	0.9844	100%
Akkar-Bommer	1.3144	133.52%
Kanno	1.1741	119.27%

Elaboración: Santiago Santana

Ratificando lo antes mencionado para la falla de Ambato el modelo que presenta un mayor porcentaje de aceleración es el modelo Akkar-Bommer con respecto al de Boore-Atkinson y Kanno.

Figura 33. Espectros de aceleraciones para los modelos de Boore-Atkinson, Akkar-Bommer y Kanno para la falla de Totoras



Elaboración: Santiago Santana

El espectro que muestra una mayor respuesta a la aceleración es el modelo de Kanno para la falla de Totoras, como se puede evidenciar en la gráfica.

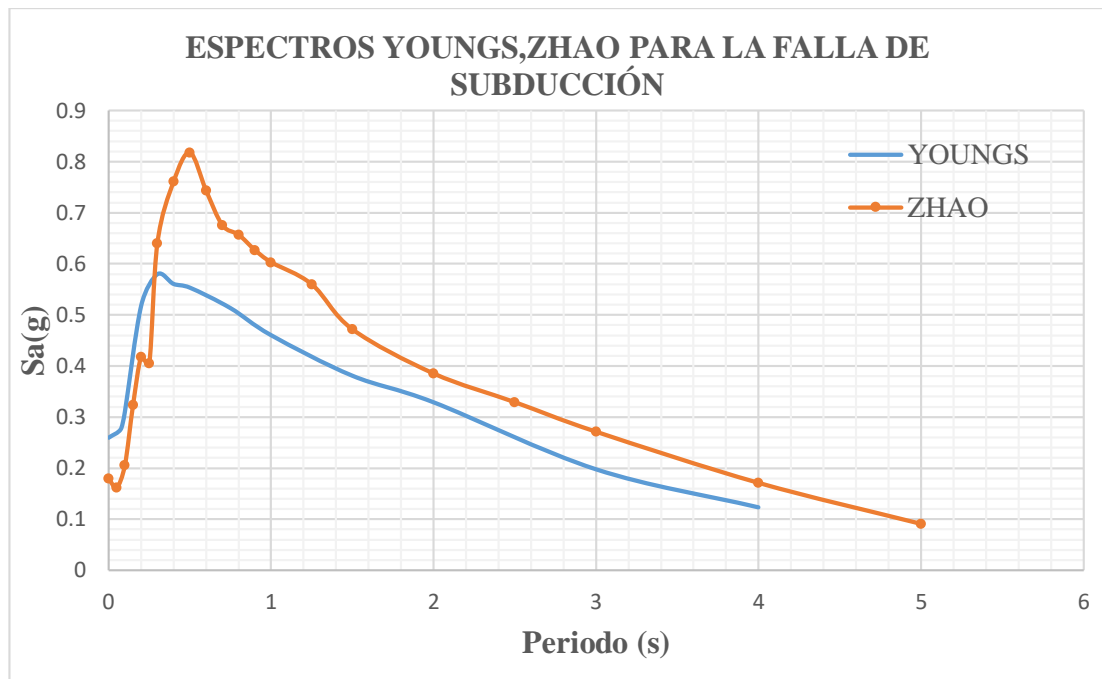
Tabla 36. Valores de aceleraciones máximas Vs porcentaje de participación para los modelos de Boore-Atkinson, Akkar-Bommer y Kanno para la falla de Totoras

MODELO	ACELERACIÓN MÁXIMA	% DE PARTICIPACIÓN
Boore-Atkinson	0.6402	100%
Akkar-Bommer	1.0158	158.67%
Kanno	1.1741	183.39%

Elaboración: Santiago Santana

Ratificando lo antes mencionado para la falla de Totoras el modelo que presenta un mayor porcentaje de aceleración es el modelo Kanno con respecto al de Boore-Atkinson y Akkar-Bommer.

Figura 34. Espectros de aceleraciones para los modelos de Youngs y Zhao para la falla de Subducción



Elaboración: Santiago Santana

Se puede establecer que el espectro que muestra una mayor respuesta a la aceleración es el modelo de Zhao con respecto al de Youngs para la falla de Subducción.

Tabla 37. Valores de aceleraciones máximas Vs porcentaje de participación para los modelos de Youngs y Zhao para la falla de Subducción

MODELO	ACELERACIÓN MÁXIMA	% DE PARTICIPACIÓN
Zhao	0.8177	140.99%
Youngs	0.5800	100%

Elaboración: Santiago Santana

Ratificando lo antes mencionado para la falla de Subducción el modelo que presenta un mayor porcentaje de aceleración es el modelo Zhao con respecto al Youngs.



Tabla 38. Valores de aceleraciones máximas para cada una de las fallas y porcentajes de diferencia de aceleraciones entre los modelos planteados

<b>FALLA DE HUACHI</b>				
<b>Modelo</b>	<b>Aceleración máx. (g)</b>	<b>Periodo T (s)</b>	<b>Variación de la Aceleración (%)</b>	
Boore y Atkinson	0.91	0.2	Boore-A y Akkar-B	25.42
Akkar y Bommer	1.22	0.3	Akkar-B y Kanno	13.48
Kanno	1.05	0.2	Boore-A y Kanno	13.80
<b>FALLA DE AMBATO</b>				
<b>Modelo</b>	<b>Aceleración máx. (g)</b>	<b>Periodo T (s)</b>	<b>Variación de la Aceleración (%)</b>	
Boore y Atkinson	0.94	0.3	Boore-A y Akkar-B	28.24
Akkar y Bommer	1.31	0.3	Akkar-B y Kanno	10.69
Kanno	1.17	0.2	Boore-A y Kanno	19.66
<b>FALLA DE TOTORAS</b>				
<b>Modelo</b>	<b>Aceleración máx. (g)</b>	<b>Periodo T (s)</b>	<b>Variación de la Aceleración (%)</b>	
Boore y Atkinson	0.64	0.3	Boore-A y Akkar-B	37.25
Akkar y Bommer	1.02	0.3	Akkar-B y Kanno	12.82
Kanno	1.17	0.2	Boore-A y Kanno	45.30
<b>FALLA DE SUBDUCCIÓN</b>				
<b>Modelo</b>	<b>Aceleración máx. (g)</b>	<b>Periodo T (s)</b>	<b>Variación de la Aceleración (%)</b>	
Zhao	0.82	0.5	Zhao y Youngs	29.27
Youngs	0.58	0.3		

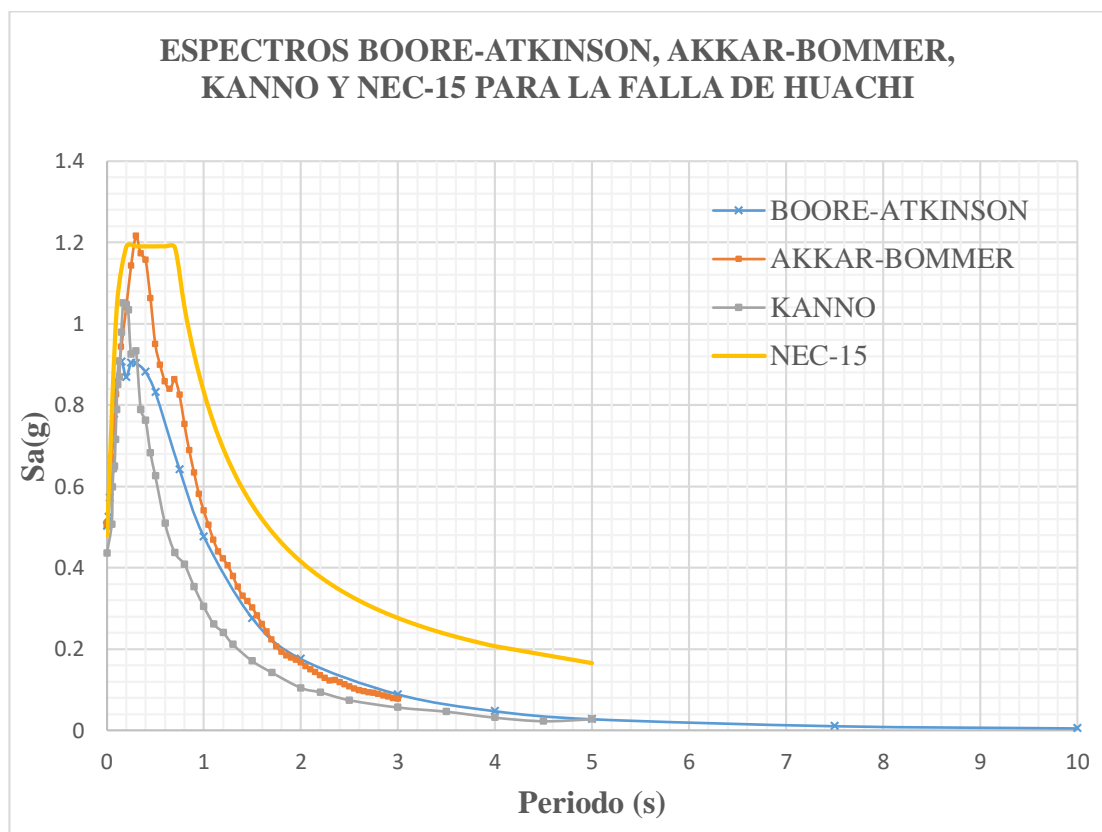
Elaboración: Santiago Santana

La tabla 38 nos permite apreciar que 4 de las 11 aceleraciones máximas sucedieron en un periodo de 0.2s, correspondiente al 36.36%, 6 de las 11 aceleraciones ocurrieron en un periodo de 0.3s que pertenece al 54.55%, finalmente 1 de las 11 aceleraciones máximas restante se produjo en un periodo de 0.5s equivalente al 9%.

#### 4.2.4 Espectros de los modelos en Relación con la NEC-15

Para determinar la comparación existente entre los espectros empleados en esta investigación con el de la Norma Ecuatoriana de la Construcción “NEC-15”, se debe tomar en consideración los rangos en que fluctúa la velocidad de onda cortante para un perfil tipo D, los mismos que son de  $360\text{m/s} < V_s \leq 180\text{m/s}$ , respectivamente.

Figura 35. Espectros de aceleraciones para los modelos de Boore-Atkinson, Akkar-Bommer, Kanno y NEC-15 para la falla de Huachi



Elaboración: Santiago Santana

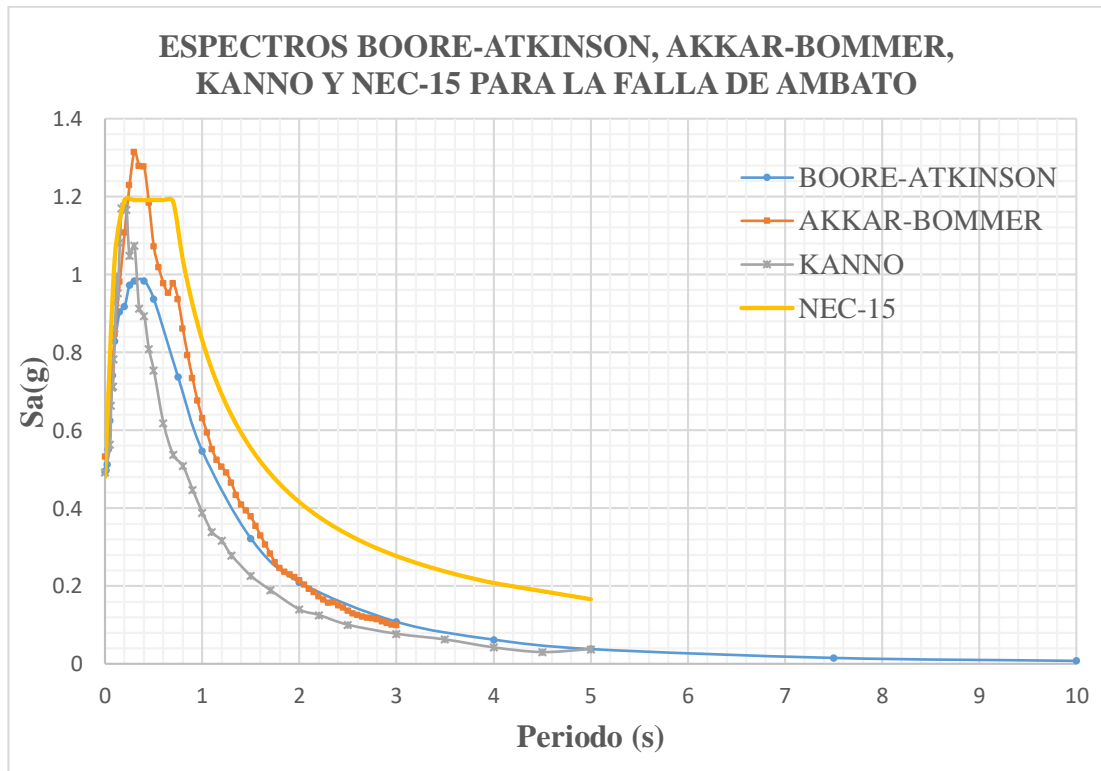
En la figura se puede denotar que el espectro obtenido por el modelo Akkar y Bommer para la falla de Huachi genera una aceleración un tanto mayor en relación al espectro establecido por la NEC-15.

Tabla 39. Valores de aceleraciones máximas Vs porcentaje de participación para los modelos de Boore-Atkinson, Akkar-Bommer, Kanno y NEC-15 para la falla de Huachi

MODELO	ACELERACIÓN MÁXIMA	% DE PARTICIPACIÓN
Boore-Atkinson	0.9064	76.14%
Akkar-Bommer	1.2153	102.09%
Kanno	1.0515	88.33%
NEC-15	1.1904	100%

Elaboración: Santiago Santana

Figura 36. Espectros de aceleraciones para los modelos de Boore-Atkinson, Akkar-Bommer, Kanno y NEC-15 para la falla de Ambato



Elaboración: Santiago Santana

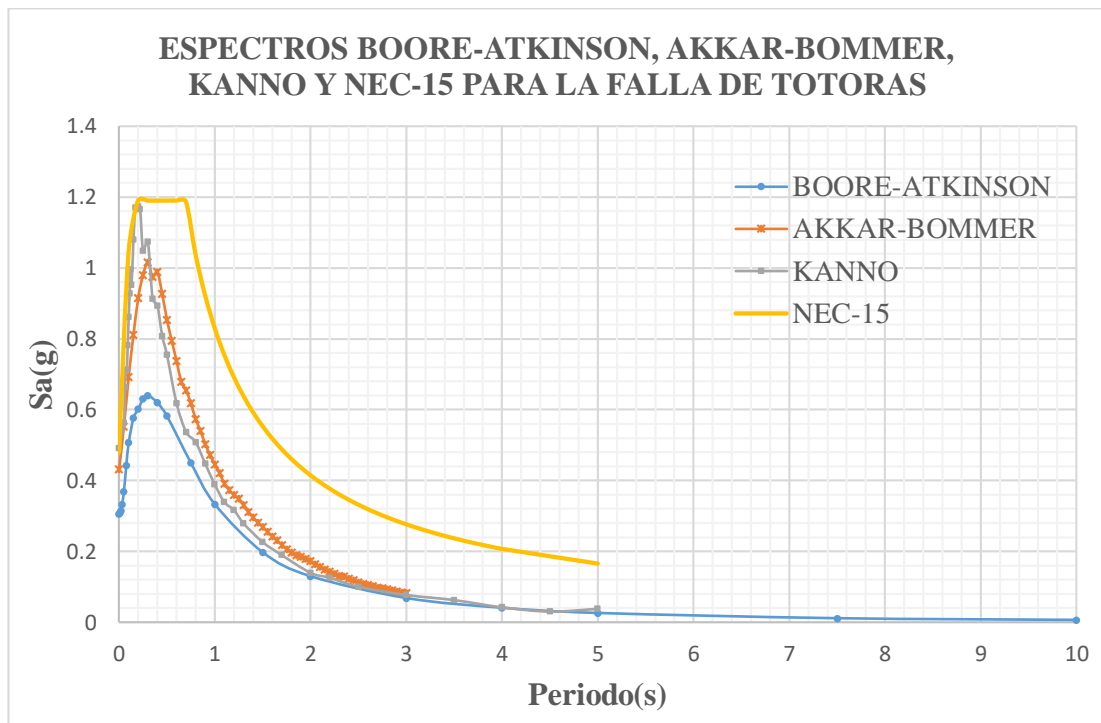
Se puede denotar en la gráfica que el espectro obtenido por el modelo Akkar y Bommer para la falla de Ambato genera una aceleración mayor en relación al espectro establecido por la NEC-15.

Tabla 40. Valores de aceleraciones máximas Vs porcentaje de participación para los modelos de Boore-Atkinson, Akkar-Bommer, Kanno y NEC-15 para la falla de Ambato

MODELO	ACELERACIÓN MÁXIMA	% DE PARTICIPACIÓN
Boore-Atkinson	0.9844	82.69%
Akkar-Bommer	1.3144	110.41%
Kanno	1.1741	98.63%
NEC-15	1.1904	100%

Elaboración: Santiago Santana

Figura 37. Espectros de aceleraciones para los modelos de Boore-Atkinson, Akkar-Bommer, Kanno y NEC-15 para la falla de Totoras



Elaboración: Santiago Santana

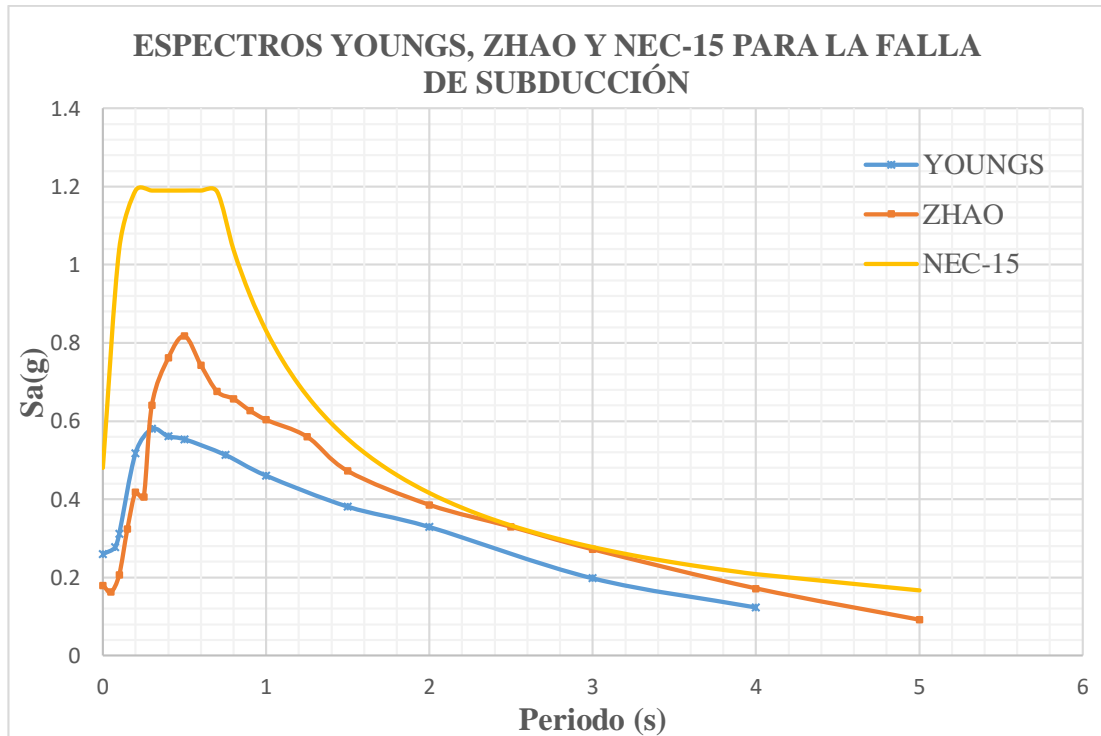
En la figura se puede observar que el espectro elaborado en base a la NEC-15 generó una aceleración mayor en relación a los espectros de los modelos.

Tabla 41. Valores de aceleraciones máximas Vs porcentaje de participación para los modelos de Boore-Atkinson, Akkar-Bommer, Kanno y NEC-15 para la falla de Totoras

MODELO	ACELERACIÓN MÁXIMA	% DE PARTICIPACIÓN
Boore-Atkinson	0.6402	53.78%
Akkar-Bommer	1.0158	85.34%
Kanno	1.1741	98.63%
NEC-15	1.1904	100%

Elaboración: Santiago Santana

Figura 38. Espectros de aceleraciones para los modelos de Youngs, Zhao y NEC-15 para la falla de Subducción



Elaboración: Santiago Santana

Se puede observar en la gráfica que los espectros de los modelos para la falla de Subducción originan una aceleración menor en comparación con el espectro de la NEC-15.

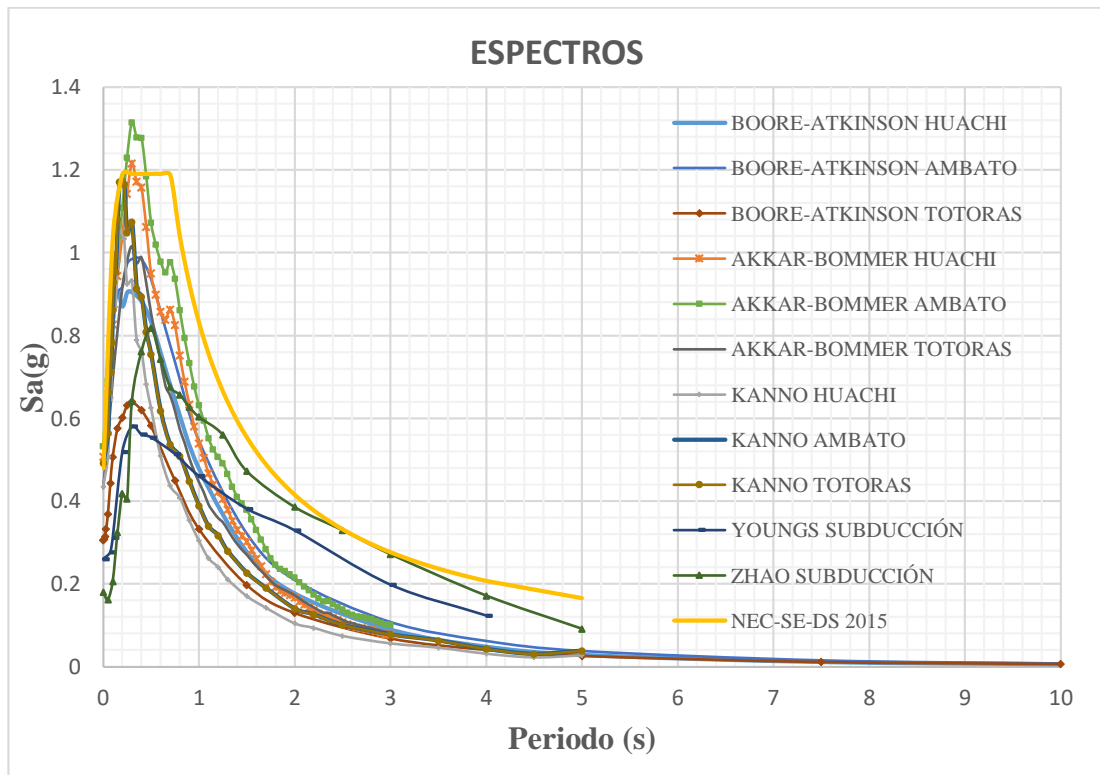
Tabla 42. Valores de aceleraciones máximas Vs porcentaje de participación para los modelos de Youngs, Zhao y NEC-15 para la falla de Subducción

MODELO	ACELERACIÓN MÁXIMA	% DE PARTICIPACIÓN
Zhao	0.8177	68.69%
Youngs	0.5800	48.72%
NEC-15	1.1904	100%

Elaboración: Santiago Santana

### 4.3 ESPECTROS CALCULADOS DE TODOS LOS MODELOS EN RELACION A LA NEC-15

Figura 39. Espectros de aceleraciones de todos los modelos en estudio comparados con la NEC-15



Elaboración: Santiago Santana

Las gráficas representan los espectros de aceleraciones de los modelos planteados en esta investigación para cada una de las fallas cercanas al área de estudio, los mismos que superaron al espectro proporcionado por la NEC-15.

Tabla 43. Valores de aceleraciones máximas Vs porcentaje de participación de todos los modelos en estudio comparados con la NEC-15

<b>MODELO</b>	<b>ACELERACIÓN MÁXIMA</b>	<b>% DE PARTICIPACIÓN</b>
B-A Huachi	0.9063	76.14%
B-A Ambato	0.9844	82.69%
B-A Totoras	0.6402	53.78%
A-B Huachi	1.2153	102.09%
A-B Ambato	1.3144	110.41%
A-B Totoras	1.0158	85.34%
Kanno Huachi	1.0515	88.33%
Kanno Ambato	1.1741	98.63%
Kanno Totoras	1.1741	98.63%
Youngs Subducción	0.5800	48.72%
Zhao Subducción	0.8177	68.69%
NEC-15	1.1904	100%

Elaboración: Santiago Santana

Tabla 44. Valores tomados para la conformación del espectro Determinista

Periodo T(s)	CORTICAL									SUBDUCCION			Envolvente E Sa [%g]
	B/A(H)	B/A(A)	B/A(T)	A/B (H)	A/B (A)	A/B (T)	KANNO (H)	KANNO (A)	KANNO (T)	Periodo T(s)	YOUNGS	ZHAO	
0	0.5031	0.4938	0.3058	0.5075	0.5321	0.4317	0.4353	0.4916	0.4916	0.0000	0.2598	0.1796	0.5321
0.01	0.5073	0.4978	0.3079										0.5073
0.02	0.5248	0.5122	0.3142										0.5248
0.03	0.5726	0.5515	0.3320										0.5726
0.05	0.6636	0.6255	0.3684	0.6718	0.6908	0.5518	0.5064	0.5634	0.5634	0.0500		0.1620	0.6908
0.06								0.5982	0.6632	0.6632			0.6632
0.07								0.6436	0.7097	0.7097			0.7097
0.075	0.7778	0.7409	0.4429							0.0750	0.2767		0.7778
0.08							0.6503	0.7122	0.7122				0.7122
0.09							0.7159	0.7827	0.7827				0.7827
0.1	0.8583	0.8296	0.5066	0.8264	0.8477	0.6929	0.7893	0.8618	0.8618	0.1000	0.3107	0.2058	0.8618
0.11							0.8501	0.9285	0.9285				0.9285
0.12							0.9085	0.9959	0.9959				0.9959
0.13							0.8688	0.9524	0.9524				0.9524
0.15	0.9064	0.9041	0.5763	0.9435	0.9821	0.8113	0.9793	1.0804	1.0804	0.1500		0.3236	1.0804
0.17							1.0515	1.1699	1.1699				1.1699
0.2	0.8693	0.9177	0.6015	1.0400	1.1079	0.9158	1.0472	1.1741	1.1741	0.2000	0.5180	0.4181	1.1741
0.22							1.0342	1.1660	1.1660				1.1660
0.25	0.9036	0.9724	0.6312	1.1426	1.2291	0.9804	0.9248	1.0478	1.0478	0.2500		0.4050	1.2291
0.3	0.9035	0.9844	0.6402	1.2153	1.3144	1.0158	0.9326	1.0739	1.0739	0.3000	0.5800	0.6407	1.3144
0.35				1.1722	1.2785	0.9748	0.7892	0.9129	0.9129				1.2785
0.4	0.8814	0.9842	0.6198	1.1572	1.2774	0.9887	0.7619	0.8940	0.8940	0.4000	0.5608	0.7611	1.2774
0.45				1.0625	1.1840	0.9270	0.6819	0.8082	0.8082				1.1840
0.5	0.8317	0.9369	0.5819	0.9497	1.0725	0.8540	0.6256	0.7543	0.7543	0.5000	0.5535	0.8177	1.0725
0.55				0.8983	1.0189	0.7947							1.0189
0.6				0.8576	0.9782	0.7381	0.5091	0.6180	0.6180	0.6000		0.7433	0.9782
0.65				0.8387	0.9526	0.6789							0.9526
0.7				0.8629	0.9770	0.6546	0.4372	0.5370	0.5370	0.7000		0.6755	0.9770
0.75	0.6419	0.7367	0.4499	0.8250	0.9372	0.6180				0.7500	0.5135		0.9372
0.8				0.7523	0.8611	0.5736	0.4083	0.5087	0.5087	0.8000		0.6570	0.8611
0.85				0.6885	0.7930	0.5410							0.7930
0.9				0.6334	0.7336	0.5033	0.3534	0.4475	0.4475	0.9000		0.6271	0.7336
0.95				0.5807	0.6768	0.4725							0.6768
1	0.4769	0.5464	0.3329	0.5397	0.6316	0.4458	0.3043	0.3887	0.3887	1.0000	0.4605	0.6031	0.6316
1.05				0.5045	0.5942	0.4215							0.5942
1.1				0.4675	0.5518	0.3917	0.2621	0.3391	0.3391				0.5518
1.15				0.4399	0.5241	0.3740							0.5241
1.2				0.4218	0.5065	0.3593	0.2409	0.3168	0.3168				0.5065
1.25				0.4048	0.4913	0.3486				1.2500		0.5600	0.5600
1.3				0.3791	0.4652	0.3308	0.2113	0.2792	0.2792				0.4652
1.35				0.3521	0.4342	0.3121							0.4342
1.4				0.3310	0.4099	0.2960							0.4099
1.45				0.3166	0.3943	0.2821							0.3943
1.5	0.2759	0.3222	0.1974	0.3019	0.3786	0.2702	0.1706	0.2265	0.2265	1.5000	0.3812	0.4719	0.4719
1.55				0.2814	0.3550	0.2556							0.3550
1.6				0.2611	0.3305	0.2426							0.3305
1.65				0.2423	0.3071	0.2313							0.3071
1.7				0.2234	0.2837	0.2189	0.1424	0.1898	0.1898				0.2837
1.75				0.2057	0.2620	0.2068							0.2620
1.8				0.1928	0.2464	0.1970							0.2464
1.85				0.1839	0.2361	0.1902							0.2361
1.9				0.1787	0.2301	0.1849							0.2301
1.95				0.1729	0.2230	0.1790							0.2230
2	0.1761	0.2101	0.1298	0.1666	0.2148	0.1724				2.0000	0.3292	0.3853	0.3853
2.05				0.1578	0.2034	0.1643							0.2034
2.1				0.1498	0.1932	0.1565							0.1932
2.15				0.1429	0.1842	0.1497							0.1842
2.2				0.1353	0.1740	0.1430	0.0939	0.1258	0.1398				0.1740
2.25				0.1284	0.1650	0.1363							0.1650
2.3				0.1225	0.1575	0.1305							0.1575
2.35				0.1236	0.1585	0.1302							0.1585
2.4				0.1175	0.1507	0.1239							0.1507
2.45				0.1127	0.1445	0.1185							0.1445
2.5				0.1072	0.1375	0.1130	0.0745	0.1006	0.1006	2.5000		0.3293	0.3293
2.55				0.1019	0.1307	0.1078							0.1307
2.6				0.0981	0.1256	0.1053							0.1256
2.65				0.0951	0.1218	0.1016							0.1218
2.7				0.0933	0.1196	0.0985							0.1196
2.75				0.0914	0.1173	0.0959							0.1173
2.8				0.0893	0.1147	0.0934							0.1147
2.85				0.0852	0.1096	0.0902							0.1096
2.9				0.0820	0.1057	0.0873							0.1057
2.95				0.0786	0.1016	0.0844							0.1016
3	0.0890	0.1085	0.0682	0.0774	0.1005	0.0826	0.0566	0.0774	0.0774	3.0000	0.1980	0.2714	0.2714
3.5							0.0462	0.0629	0.0629				0.0629
4	0.0477	0.0628	0.0406				0.0316	0.0426	0.0426	4.0000	0.1235	0.1713	0.1713
4.5							0.0228	0.0305	0.0305				0.0305
5	0.0280	0.0386	0.0260				0.0277	0.0382	0.0382	5.0000		0.0911	0.0911
7.5	0.0109	0.0159	0.0112										0.0159
10	0.0054	0.0084	0.0065										0.0084

Elaboración: Santiago Santana



## 4.4 ESPECTRO DE DISEÑO GENERADO POR LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN

### COEFICIENTES DE PERFIL DE SUELO:

- **Fa: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto.**

Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio. [4]

Tabla 45. Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección <a href="#">10.5.4</a>					

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción

- **Fd: Coeficiente de amplificación de suelo**

Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio. [4]

Tabla 46. Coeficiente de amplificación de suelo

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción

- **F<sub>s</sub>: Coeficiente de amplificación de suelo.**

Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo del sitio que depende de la intensidad y frecuencia de la excitación sísmica. [4]

Tabla 47. Coeficiente de amplificación de suelo

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción

### Factor usado para el espectro de diseño elástico

Sus valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto: [4]

**r = 1** : para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E

### Factor de amplificación espectral $\eta$

Varían dependiendo de la región del Ecuador: [4]

- **$\eta = 2.48$**  : Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos

**Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleración que representa el sismo de diseño  $T_c$  y  $T_o$**

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_c = 0.55 * 1.28 \frac{1.19}{1.20}$$

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

$$T_o = 0.10 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_o = 0.10 * 1.28 \frac{1.19}{1.2}$$

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

### **Coefficiente de importancia I**

El propósito del factor I es incrementar la demanda sísmica de diseño para estructuras, que por sus características de utilización o de importancia deben permanecer operativas o sufrir menores daños durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño. [4]

Tabla 48. Coeficiente de importancia I

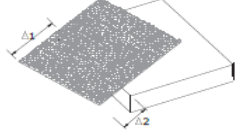
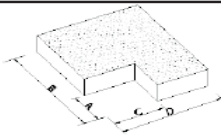
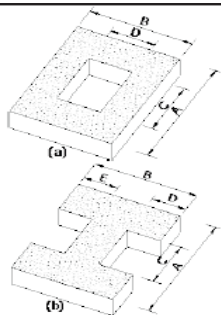
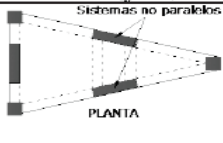
<b>Categoría</b>	<b>Tipo de uso, destino e importancia</b>	<b>Coefficiente I</b>
<b>Edificaciones esenciales</b>	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
<b>Estructuras de ocupación especial</b>	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
<b>Otras estructuras</b>	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción

## Irregularidad en planta $\phi_p$ y en elevación $\phi_e$

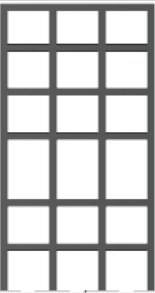
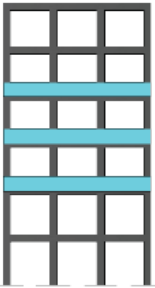
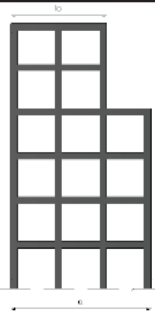
Una estructura se considera como regular en planta y en elevación, cuando no presenta ninguna de las condiciones de irregularidad. [4]

Tabla 49. Coeficiente de irregularidad en planta

<p><b>Tipo 1 - Irregularidad torsional</b>  <math>\phi_{pt}=0.9</math>  <math>\Delta &gt; 1.2 \frac{(\Delta_1 + \Delta_2)}{2}</math>                      Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p><b>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas</b> <math>\phi_{pt}=0.9</math>  <math>A &gt; 0.15B</math> y <math>C &gt; 0.15D</math>                      La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p><b>Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso</b>  <math>\phi_{pt}=0.9</math>                      a) <math>C \times D &gt; 0.5A \times B</math>                      b) <math>[C \times D + C \times E] &gt; 0.5A \times B</math>                      La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p><b>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos</b>  <math>\phi_{pt}=0.9</math>                      La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción

Tabla 50. Coeficiente de irregularidad en elevación

<p><b>Tipo 1 - Piso flexible</b>  <math>\phi_{Ei}=0.9</math>                      Rigidez <math>K_c &lt; 0.70</math> Rigidez <math>K_D</math>  <math>Rigidez &lt; 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}</math></p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p><b>Tipo 2 - Distribución de masa</b>  <math>\phi_{Ei}=0.9</math>  <math>m_D &gt; 1.50 m_E</math> ó  <math>m_D &gt; 1.50 m_C</math></p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p><b>Tipo 3 - Irregularidad geométrica</b>  <math>\phi_{Ei}=0.9</math>  <math>a &gt; 1.3 b</math></p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción

En base a que las tres viviendas en estudio presentan irregularidades en planta como en elevación, se decidió tomar el valor de  $\phi_e$  y  $\phi_p = 0.9$ , para la determinación del espectro de respuesta.

### Periodo fundamental de la estructura

El periodo de vibración aproximado de la estructura  $T$ , es una estimación inicial razonable del periodo estructural que permite el cálculo de las fuerzas sísmicas a aplicar sobre la estructura. [4]

El valor de T permite determinar el valor Sa del espectro en aceleraciones

$$T = Ct * hn^{\alpha}$$

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. En nuestro caso tomamos un promedio de las viviendas presentes en el área de estudio.

Tabla 51. Coeficientes para determinar el periodo fundamental de la estructura

Tipo de estructura	C <sub>t</sub>	α
<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: Norma Ecuatoriana de la Construcción

$$T = 0.055 * 11.1^{0.9}$$

$$T = 0.48 \text{ seg}$$

### Factor de reducción de resistencia sísmica

Se permite una reducción de fuerzas sísmicas mínimas de diseño mediante el factor R cuando el diseño de este tipo de estructuras provea de suficiente resistencia y ductilidad a las mismas. [4]

Tabla 52. Factor de reducción de resistencia sísmica

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
<b>Pórticos resistentes a momentos</b>	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
<b>Otros sistemas estructurales para edificaciones</b>	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción

### Cortante basal de diseño V

El cortante basal total de diseño V, a nivel de cargas ultimas, aplicado a una estructura en una dirección especificada. [4]

$$V = \frac{I * Sa}{R * \phi_p * \phi_e} * W$$

- **Si  $0 \leq T \leq T_c \therefore Sa = \eta * Z * Fa$**

Como :  $0 \leq 0.48 \text{ seg} \leq 0.698 \text{ seg}$

$$Sa = 2.48 * 0.4 * 1.2$$

$$Sa = 1.1904g$$

### Coficiente sísmico C

$$C = \frac{1 * 1.1904}{8 * 0.9 * 0.9}$$

$$C = 0.1837g$$

### Factor relacionado con el periodo de vibración de la estructura T

Tabla 53. Factor relacionado con el periodo de vibración de la estructura T

Valores de T (s)	k
$\leq 0.5$	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.50 T$
$> 2.5$	2

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción

Como :  $T \leq 0.5$  seg

$$k = 1.0$$

### Espectro elástico y espectro reducido generado de acuerdo a la NEC-SE-DS

Tabla 54. Espectro elástico y espectro reducido generado de acuerdo a la NEC-15

T (s)	Sa (g)	C (g)
0	1.1904	0.1837
0.1	1.1904	0.1837
0.2	1.1904	0.1837
0.3	1.1904	0.1837
0.4	1.1904	0.1837
0.5	1.1904	0.1837
0.6	1.1904	0.1837
0.7	1.1872	0.1832
0.8	1.0388	0.1603
0.9	0.9234	0.1425
1	0.8311	0.1283
1.1	0.7555	0.1166
1.2	0.6925	0.1069
1.3	0.6393	0.0987
1.4	0.5936	0.0916
1.5	0.5540	0.0855
1.6	0.5194	0.082
1.7	0.4889	0.0754



Tabla 54 (continuación). Espectro elástico y espectro reducido generado de acuerdo a la NEC-15

<b>1.8</b>	0.4617	0.0713
<b>1.9</b>	0.4374	0.0675
<b>2</b>	0.4155	0.0641
<b>2.1</b>	0.3957	0.0611
<b>2.2</b>	0.3778	0.0583
<b>2.3</b>	0.3613	0.0558
<b>2.4</b>	0.3463	0.0534
<b>2.5</b>	0.3324	0.0513
<b>2.6</b>	0.3196	0.0493
<b>2.7</b>	0.3078	0.0475
<b>2.8</b>	0.2968	0.0458
<b>2.9</b>	0.2866	0.0442
<b>3</b>	0.2770	0.0428
<b>3.1</b>	0.2681	0.0414
<b>3.2</b>	0.2597	0.0401
<b>3.3</b>	0.2518	0.0389
<b>3.4</b>	0.2444	0.0377
<b>3.5</b>	0.2374	0.0366
<b>3.6</b>	0.2308	0.0356
<b>3.7</b>	0.2246	0.0347
<b>3.8</b>	0.2187	0.0338
<b>3.9</b>	0.2131	0.0329
<b>4</b>	0.2078	0.0321
<b>5</b>	0.1662	0.0257

Elaboración: Santiago Santana

#### 4.5 ESPECTRO DE DISEÑO DETERMINISTA DETERMINADO EN BASE AL ÁREA DE ESTUDIO

En base a los valores obtenidos mediante la utilización de los espectros formulados para cada falla, se generó una envolvente para elaborar el espectro de aceleración con los valores máximos en cada periodo de tiempo respectivamente.

Tabla 55. Espectro determinista elástico generado

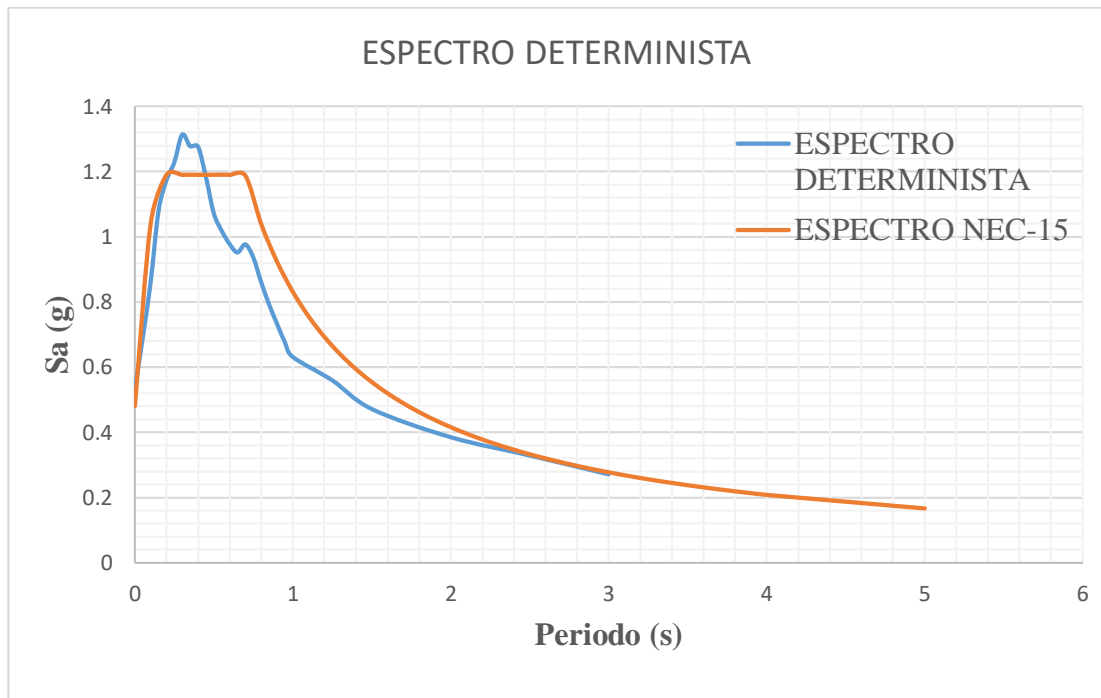
<b>Periodo T(s)</b>	<b>Sa( g)</b>
<b>0</b>	0.5321
<b>0.05</b>	0.6908
<b>0.1</b>	0.8618
<b>0.15</b>	1.0804
<b>0.2</b>	1.1741
<b>0.25</b>	1.2291
<b>0.3</b>	1.3144
<b>0.35</b>	1.2785
<b>0.4</b>	1.2774
<b>0.45</b>	1.1840
<b>0.5</b>	1.0725
<b>0.55</b>	1.0189
<b>0.6</b>	0.9782
<b>0.65</b>	0.9526
<b>0.7</b>	0.9770
<b>0.75</b>	0.9372
<b>0.8</b>	0.8611
<b>0.85</b>	0.7930
<b>0.9</b>	0.7336
<b>0.95</b>	0.6768
<b>1</b>	0.6316

Tabla 55 (continuación). Espectro determinista elástico generado

<b>1.25</b>	0.5600
<b>1.5</b>	0.4719
<b>2</b>	0.3853
<b>2.5</b>	0.3293
<b>3</b>	0.2714

Elaboración: Santiago Santana

Figura 40. Comparación entre el espectro proporcionado por la NEC-15 y el espectro determinista generado

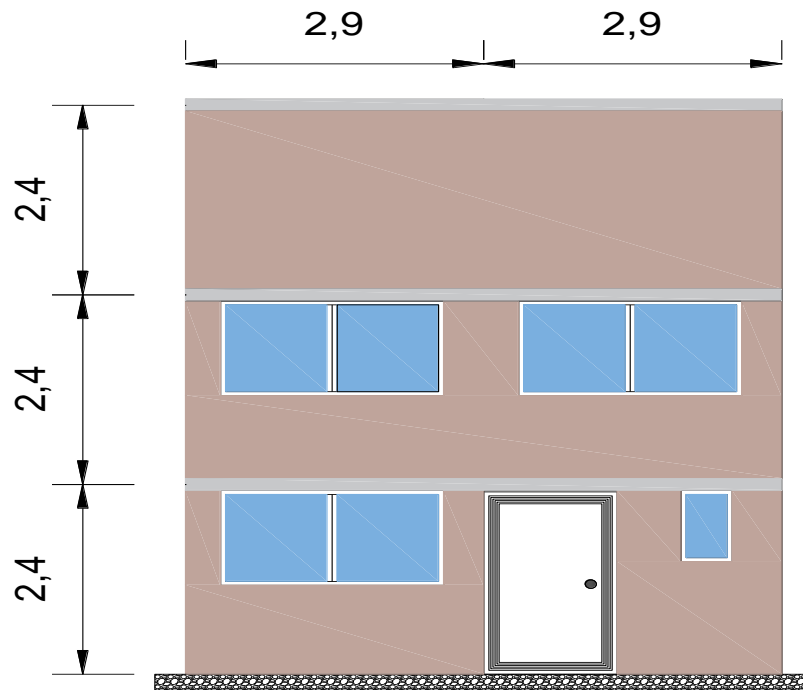


Elaboración: Santiago Santana

## 4.6 RESULTADOS OBTENIDOS DEL MODELAMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS EMPLEANDO EL SOFTWARE ETABS

### 4.6.1 Primera estructura modelada con requerimientos de la NEC-15

Figura 41. Fachada frontal de la primera estructura



Elaboración: Santiago Santana

Tabla 56. Tabla resumen de las propiedades de los materiales a ocupar

Resistencia a la compresión del hormigón	$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
Límite de fluencia del acero	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Coefficiente de Poisson	$u = 0.20$
Módulo de elasticidad del hormigón	$E_c = 13100 * \sqrt{f'c}$

Elaboración: Santiago Santana

Tabla 57. Cargas gravitatorias

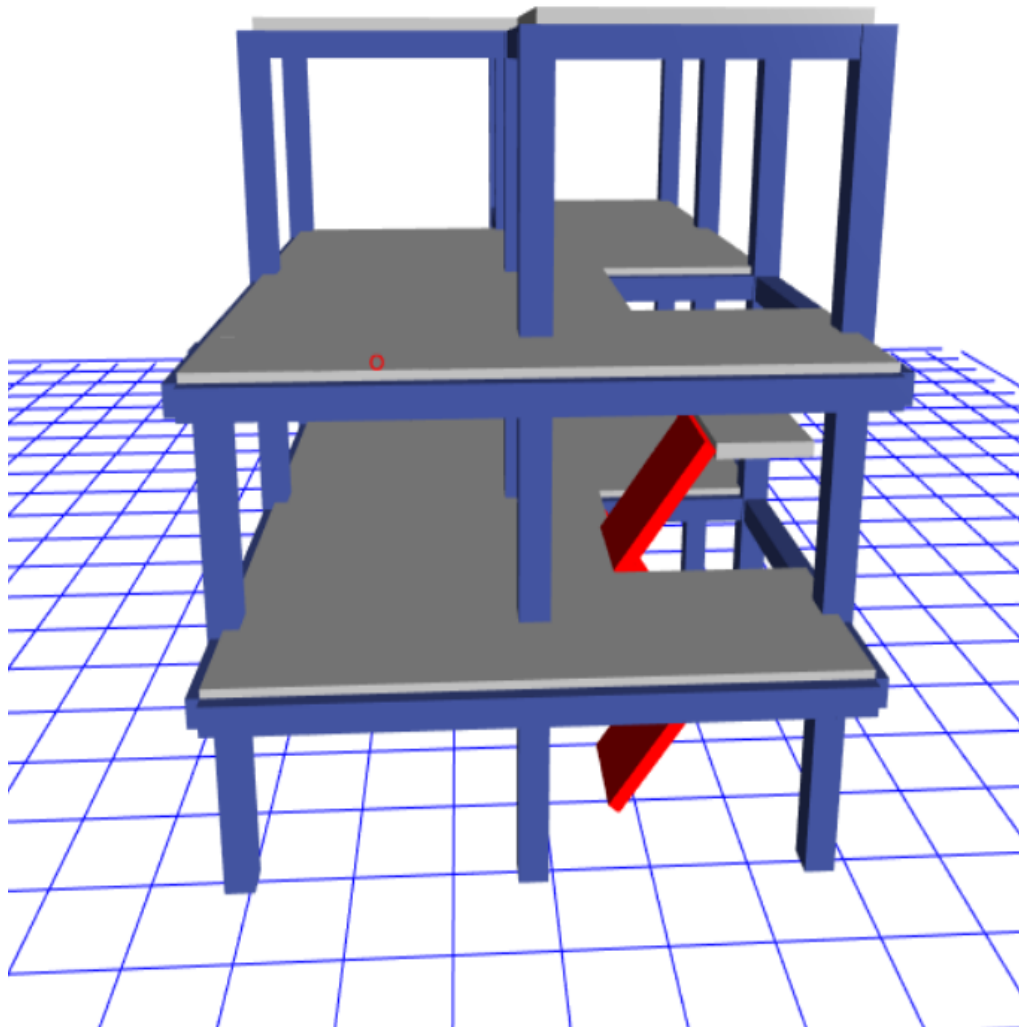
Losa entre piso	
Carga muerta	487 kg/m <sup>2</sup>
Carga muerta pared completa	641.25 kg/m
Carga muerta pared con ventana	303.75 kg/m

Tabla 57 (continuación). Cargas gravitatorias

Carga viva	200 kg/m <sup>2</sup>
<b>Losa terraza accesible</b>	
Carga muerta	487kg/m <sup>2</sup>
Carga muerta pared antepecho	285 kg/m
Carga viva	200 kg/m <sup>2</sup>
<b>Losa tapagrada</b>	
Carga muerta	487 kg/m <sup>2</sup>
Carga viva	70 kg/m <sup>2</sup>

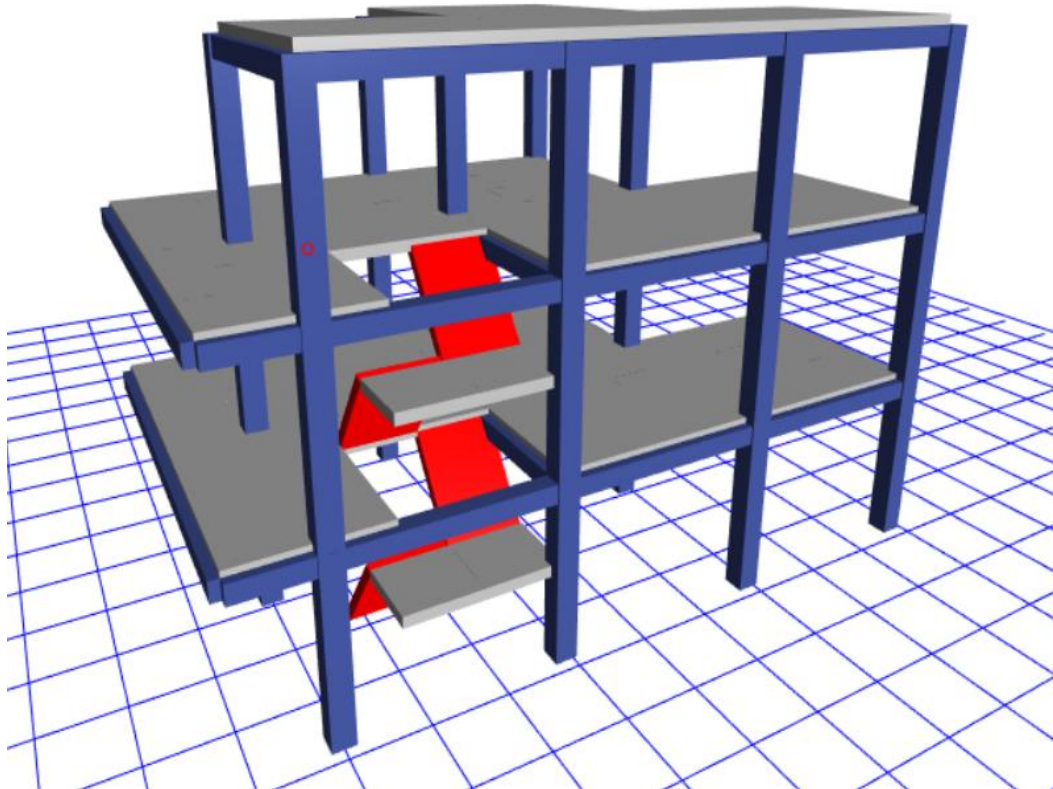
Elaboración: Santiago Santana

Figura 42. Vista frontal de la primera estructura modelada



Elaboración: Santiago Santana

Figura 43. Vista lateral derecha de la primera estructura modelada



Elaboración: Santiago Santana

### Determinación del periodo de vibración

La Norma Ecuatoriana de la Construcción nos proporciona una ecuación para calcular el periodo de vibración aproximada de la estructura.

Tabla 58. Coeficientes en base al tipo de estructura

Tipo de estructura	$C_t$	$\alpha$
<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: NEC-2015

$$T = C_t h_n^\alpha$$

$$T = 0.55 * 7.2^{0.9}$$

$$T = 0.325 \text{ s}$$

Periodo de vibración obtenido mediante el modelamiento de la estructura empleando el software Etabs.

Tabla 59. Periodo de Vibración, empleando el espectro de la NEC-15

<b>TABLE: Modal Periods and Frequencies</b>					
<b>Case</b>	<b>Mode</b>	<b>Period sec</b>	<b>Frequency cyc/sec</b>	<b>Circular Frequency rad/sec</b>	<b>Eigenvalue rad<sup>2</sup>/sec<sup>2</sup></b>
<b>Modal</b>	1	0.364	2.749	17.2749	298.4237
<b>Modal</b>	2	0.316	3.162	19.8705	394.8387
<b>Modal</b>	3	0.281	3.556	22.3438	499.247
<b>Modal</b>	4	0.118	8.456	53.1335	2823.168
<b>Modal</b>	5	0.114	8.801	55.2996	3058.0429
<b>Modal</b>	6	0.106	9.462	59.4545	3534.8427
<b>Modal</b>	7	0.075	13.305	83.5984	6988.6994
<b>Modal</b>	8	0.069	14.487	91.025	8285.5535
<b>Modal</b>	9	0.063	15.867	99.6946	9939.0185

Elaboración: Santiago Santana

Aplicando la fórmula de periodo de vibración establecida por la NEC-15 nos generó un valor de 0.325seg, a dicho valor le incrementamos en un 30% siendo 0.42seg considerando como rango en el que puede fluctuar el valor obtenido por el Etabs que es de 0.364seg, corroborando que cumple con dicha condición.

### **Determinación de la participación de las masas**

Todos los modos que involucren la participación de al menos el 90% de la masa total de la estructura. [4]

Tabla 60. Participación de las masas, empleando el espectro de la NEC-15

Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf
Story1	Dead	Top	84.4835	0	0
Story1	Dead	Bottom	91.5236	0	0
Story1	Live	Top	22.7427	0	0
Story1	Live	Bottom	24.3601	0	0
Story1	PESO PARED	Top	43.6209	0	0
Story1	PESO PARED	Bottom	44.9818	0	0
Story1	Espectral X Max	Top	3.1451	23.503	12.1947
Story1	Espectral X Max	Bottom	5.9187	23.6136	12.2141
Story1	Espectral Y Max	Top	3.3054	12.2704	23.5514
Story1	Espectral Y Max	Bottom	5.8537	12.34	23.6132

Elaboración: Santiago Santana

- Carga Total = Dead + 25% Live + Carga Pared  
Carga Total = 91.5236 tn + 25% (24.3601 tn) + 44.9818 tn  
Carga Total = 142.5954 tn
- Carga Total = 142.5954 tn \* C  
Carga Total = 142.5954 tn \* 0.184  
Carga Total = 26.3756 tn
- Carga Total = 26.3756 tn \* 90%  
Carga Total = 23.6138 tn

### Determinación de las derivas de piso

La deriva máxima no debe exceder en 2% en ningún piso. [4]



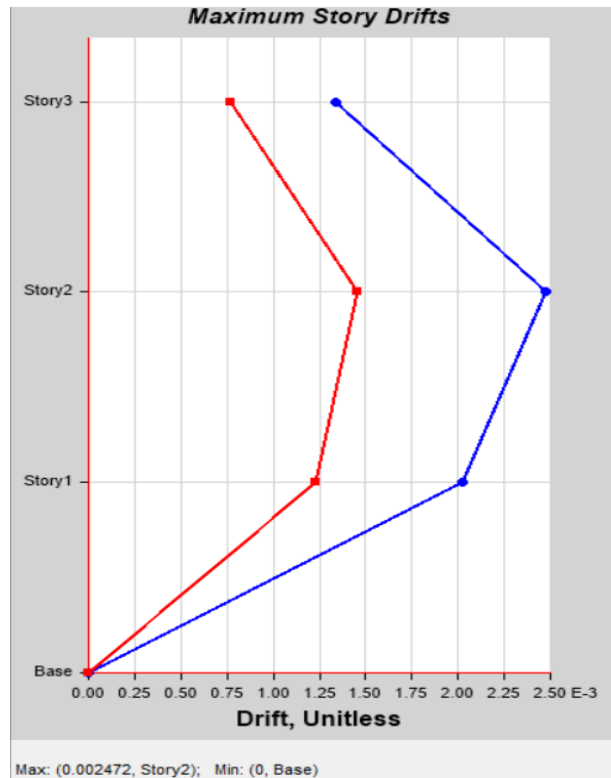
Tabla 61. Deriva de piso, empleando el espectro de la NEC-15

TABLE: Story Drifts							
Story	Load Case/Combo	Direction	Deriva Elástica	X m	Y m	Z m	Deriva Inelástica
Story3	Espectral X Max	X	0.001337	5.8	8.8	7.2	0.80%
Story3	Espectral X Max	Y	0.00077	0	5.9	7.2	0.46%
Story3	Espectral Y Max	X	0.000695	5.8	8.8	7.2	0.42%
Story3	Espectral Y Max	Y	0.000918	5.8	8.8	7.2	0.55%
Story2	Espectral X Max	X	0.002472	5.8	8.8	4.8	1.48%
Story2	Espectral X Max	Y	0.001452	0	-1.1	4.8	0.87%
Story2	Espectral Y Max	X	0.001265	5.8	8.8	4.8	0.76%
Story2	Espectral Y Max	Y	0.001345	0	0	4.8	0.81%
Story1	Espectral X Max	X	0.002022	5.8	8.8	2.4	1.21%
Story1	Espectral X Max	Y	0.00123	0	0	2.4	0.74%
Story1	Espectral Y Max	X	0.001035	5.8	8.8	2.4	0.62%
Story1	Espectral Y Max	Y	0.001134	0	0	2.4	0.68%

Elaboración: Santiago Santana

### Determinación de las derivas de piso sentido X

Figura 44. Deriva de piso sentido X



Elaboración: Santiago Santana

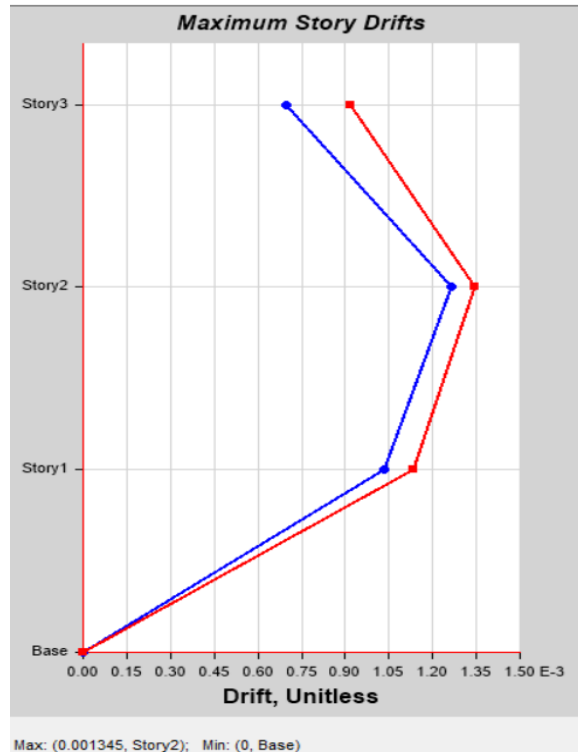
$$\text{Deriva Inelástica} = \text{Deriva Elástica} * 75\% * 8$$

$$\text{Deriva Inelástica} = 0.002472 * 75\% * 8$$

$$\text{Deriva Inelástica} = 1.4832\%$$

### Determinación de las derivas de piso sentido Y

Figura 45. Deriva de piso sentido Y



Elaboración: Santiago Santana

$$\text{Deriva Inelástica} = \text{Deriva Elástica} * 75\% * 8$$

$$\text{Deriva Inelástica} = 0.001345 * 75\% * 8$$

$$\text{Deriva Inelástica} = 0.807\%$$

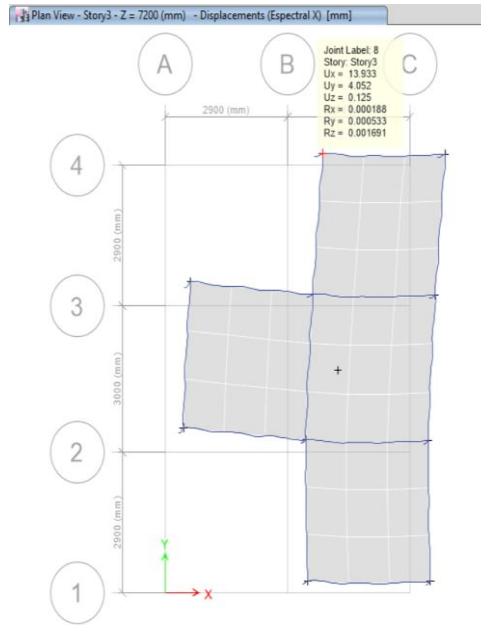
Las derivas máximas tanto en sentido X como en sentido Y se encuentran por debajo del rango especificado en la Norma.

### Determinación de la distorsión torsional

Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a

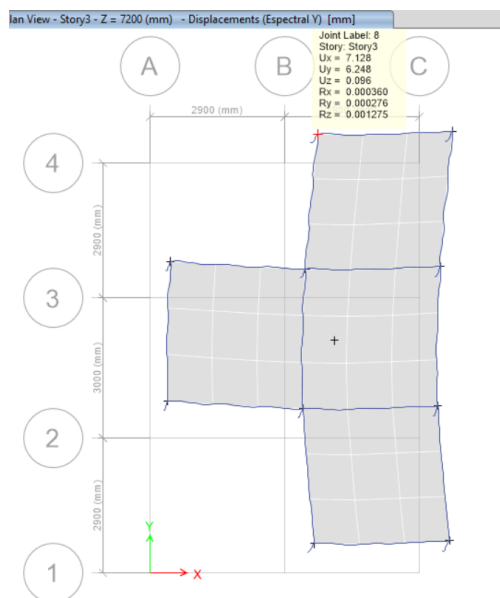
un eje determinado, es mayor que 1.2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. [4]

Figura 46. Valores máximos de la deformación torsional de piso de un extremo de la estructura en sentido X



Elaboración: Santiago Santana

Figura 47. Valores máximos de la deformación torsional de piso de un extremo de la estructura en sentido Y



Elaboración: Santiago Santana

Tabla 62. Centro de desplazamiento de masas

<b>TABLE: Diaphragm Center of Mass Displacements</b>				
<b>Story</b>	<b>Diaphragm</b>	<b>Load Case/Combo</b>	<b>UX mm</b>	<b>UY mm</b>
<b>Story3</b>	D3	Espectral X Max	8.258	3.293
<b>Story3</b>	D3	Espectral Y Max	3.76	6.076

Elaboración: Santiago Santana

- **Sentido X**

$$\Delta > 1.2 * \frac{\Delta 1 + \Delta 2}{2}$$

$$8.258 > 1.2 * \frac{13.933 + 8.041}{2}$$

8.258 > 13.184 ∴ No existe irregularidad torsional

$$\Delta > 1.2 * \frac{\Delta 1 + \Delta 2}{2}$$

$$3.76 > 1.2 * \frac{7.128 + 6.45}{2}$$

3.76 > 8.147 ∴ No existe irregularidad torsional

- **Sentido Y**

$$\Delta > 1.2 * \frac{\Delta 1 + \Delta 2}{2}$$

$$3.293 > 1.2 * \frac{4.052 + 3.82}{2}$$

3.293 > 4.7232 ∴ No existe irregularidad torsional

$$\Delta > 1.2 * \frac{\Delta 1 + \Delta 2}{2}$$

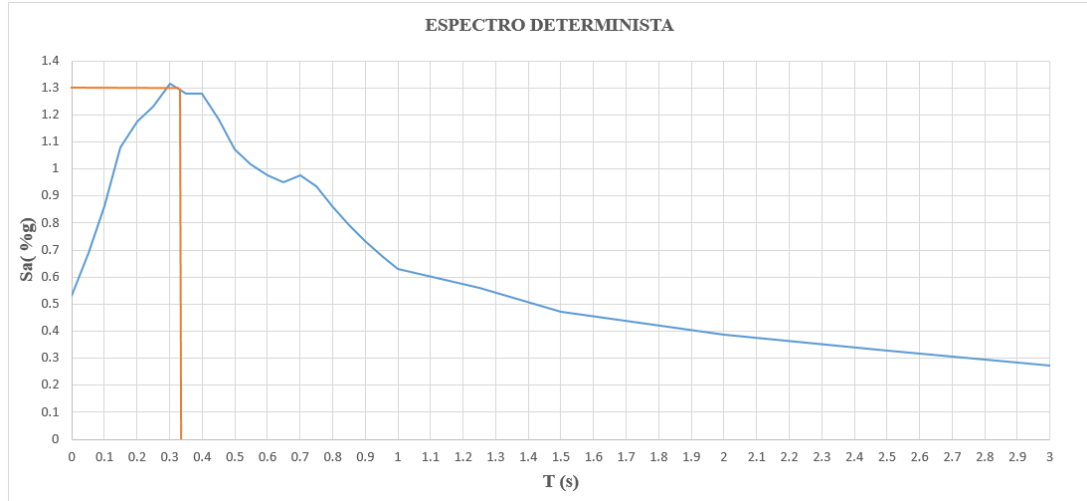
$$6.076 > 1.2 * \frac{6.25 + 6.86}{2}$$

6.76 > 7.866 ∴ No existe irregularidad torsional

#### 4.6.2 Primera estructura modelada en base al espectro determinista

En base al periodo de vibración esperado  $T=0.325$  s, determinamos en la gráfica el valor de la aceleración a producirse  $S_a=1.3g$ .

Figura 48. Determinación de la aceleración en el espectro determinista



Elaboración: Santiago Santana

Para el cálculo del cortante basal de diseño se emplea la fórmula que plantea la NEC-15:

$$V = \frac{I * S_a}{R * \phi_p * \phi_e}$$

$$V = \frac{1 * 1.3}{8 * 0.9 * 0.9}$$

$$V = 0.201$$

#### Determinación del periodo de vibración

Periodo de vibración obtenido mediante el espectro determinista en base al modelamiento de la estructura empleando el software Etabs.

Tabla 63. Periodo de vibración, empleando el espectro determinista

<b>TABLE: Modal Periods and Frequencies</b>					
<b>Case</b>	<b>Mode</b>	<b>Period sec</b>	<b>Frequency cyc/sec</b>	<b>Circular Frequency rad/sec</b>	<b>Eigenvalue rad<sup>2</sup>/sec<sup>2</sup></b>
Modal	1	0.364	2.749	17.2749	298.4237
Modal	2	0.316	3.162	19.8705	394.8387
Modal	3	0.281	3.556	22.3438	499.247
Modal	4	0.118	8.456	53.1335	2823.168
Modal	5	0.114	8.801	55.2996	3058.0429
Modal	6	0.106	9.462	59.4545	3534.8427
Modal	7	0.075	13.305	83.5984	6988.6994
Modal	8	0.069	14.487	91.025	8285.5535
Modal	9	0.063	15.867	99.6946	9939.0185

Elaboración: Santiago Santana

Aplicando la fórmula de periodo de vibración establecida por la NEC-15 nos generó un valor de 0.325seg, a dicho valor le incrementamos en un 30% siendo 0.42seg considerando como rango en el que puede fluctuar el valor obtenido por el Etabs que es de 0.364seg, corroborando que cumple con dicha condición.

#### **Determinación de la participación de las masas**

Todos los modos que involucren la participación de al menos el 90% de la masa total de la estructura. [4]

Tabla 64. Participación de las masas, empleando el espectro determinista

<b>TABLE: Story Forces</b>					
<b>Story</b>	<b>Load Case/Combo</b>	<b>Location</b>	<b>P tonf</b>	<b>VX tonf</b>	<b>VY tonf</b>
Story1	Dead	Top	84.4835	0	0
Story1	Dead	Bottom	91.5236	0	0
Story1	Live	Top	22.7427	0	0
Story1	Live	Bottom	24.3601	0	0
Story1	PESO PARED	Top	43.6209	0	0
Story1	PESO PARED	Bottom	44.9818	0	0
Story1	Espectral X Max	Top	3.4308	25.278	13.2254
Story1	Espectral X Max	Bottom	6.46	25.3909	13.2452
Story1	Espectral Y Max	Top	3.6028	13.3141	25.283
Story1	Espectral Y Max	Bottom	6.3893	13.3893	25.3433

Elaboración: Santiago Santana

- Carga Total = Dead + 25% Live + Carga Pared  
Carga Total = 91.5236 tn + 25% (24.3601 tn) + 44.9818 tn  
Carga Total = 142.5954 tn
- Carga Total = 142.5954 tn \* C  
Carga Total = 142.5954 tn \* 0.201  
Carga Total = 28.6617 tn
- Carga Total = 28.6617 tn \* 90%  
Carga Total = 25.7955 tn

### Determinación de las derivas de piso

La deriva máxima no debe exceder en 2% en ningún piso. [4]

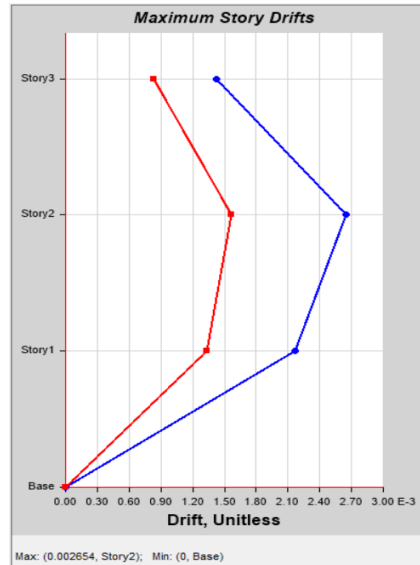
Tabla 65. Derivas de piso

TABLE: Story Drifts							
Story	Load Case/Combo	Direction	Deriva Elástica	X m	Y m	Z m	Deriva Inelástica
Story3	Espectral X Max	X	0.001425	5.8	8.8	7.2	0.86%
Story3	Espectral X Max	Y	0.000828	0	5.9	7.2	0.50%
Story3	Espectral Y Max	X	0.000738	5.8	8.8	7.2	0.44%
Story3	Espectral Y Max	Y	0.000976	5.8	8.8	7.2	0.59%
Story2	Espectral X Max	X	0.002654	5.8	8.8	4.8	1.59%
Story2	Espectral X Max	Y	0.001569	0	0	4.8	0.94%
Story2	Espectral Y Max	X	0.001369	0	-1.1	4.8	0.82%
Story2	Espectral Y Max	Y	0.001461	0	-1.1	4.8	0.88%
Story1	Espectral X Max	X	0.002168	5.8	8.8	2.4	1.30%
Story1	Espectral X Max	Y	0.00133	0	0	2.4	0.80%
Story1	Espectral Y Max	X	0.001112	5.8	8.8	2.4	0.67%
Story1	Espectral Y Max	Y	0.00123	0	0	2.4	0.74%

Elaboración: Santiago Santana

## Determinación de las derivas de piso sentido X

Figura 49. Deriva de piso sentido X



Elaboración: Santiago Santana

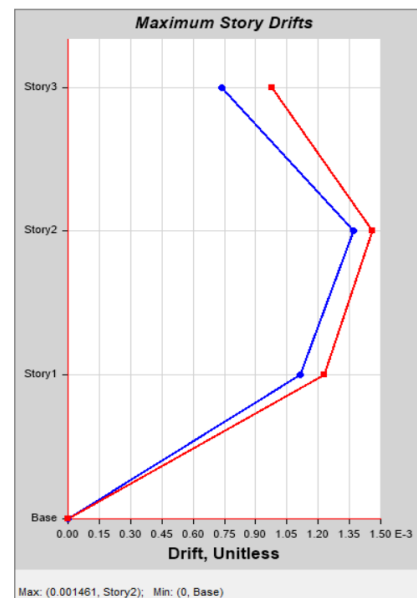
$$\text{Deriva Inelástica} = \text{Deriva Elástica} * 75\% * 8$$

$$\text{Deriva Inelástica} = 0.002654 * 75\% * 8$$

$$\text{Deriva Inelástica} = 1.5924\%$$

## Determinación de las derivas de piso sentido Y

Figura 50. Deriva de piso sentido Y



Elaboración: Santiago Santana



$$\text{Deriva Inelástica} = \text{Deriva Elástica} * 75\% * 8$$

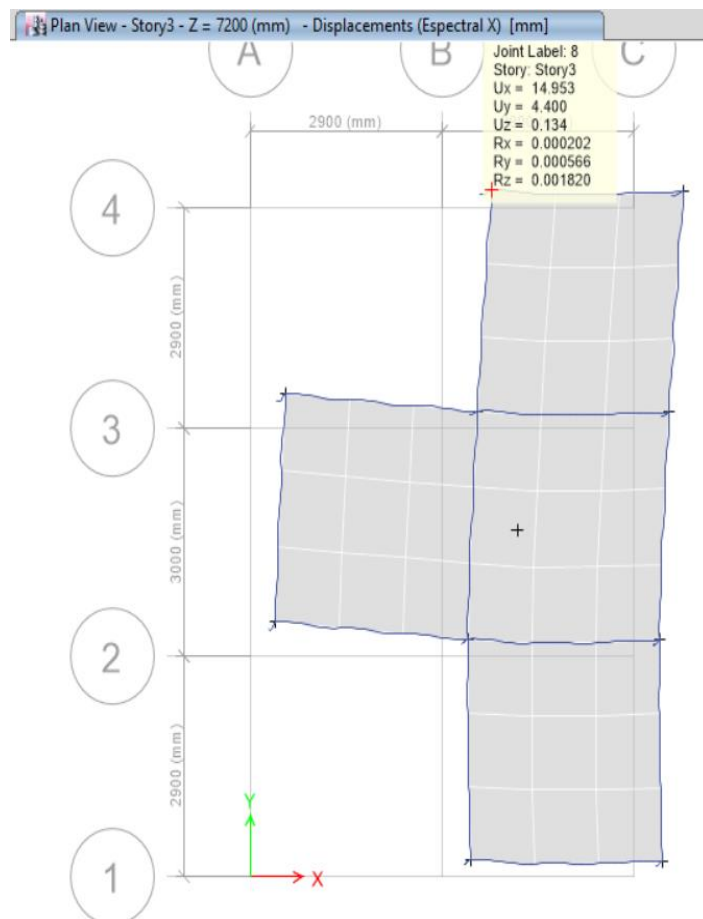
$$\text{Deriva Inelástica} = 0.001461 * 75\% * 8$$

$$\text{Deriva Inelástica} = 0.8766\%$$

Las derivas máximas tanto en sentido X como en sentido Y se encuentran por debajo del rango especificado en la Norma.

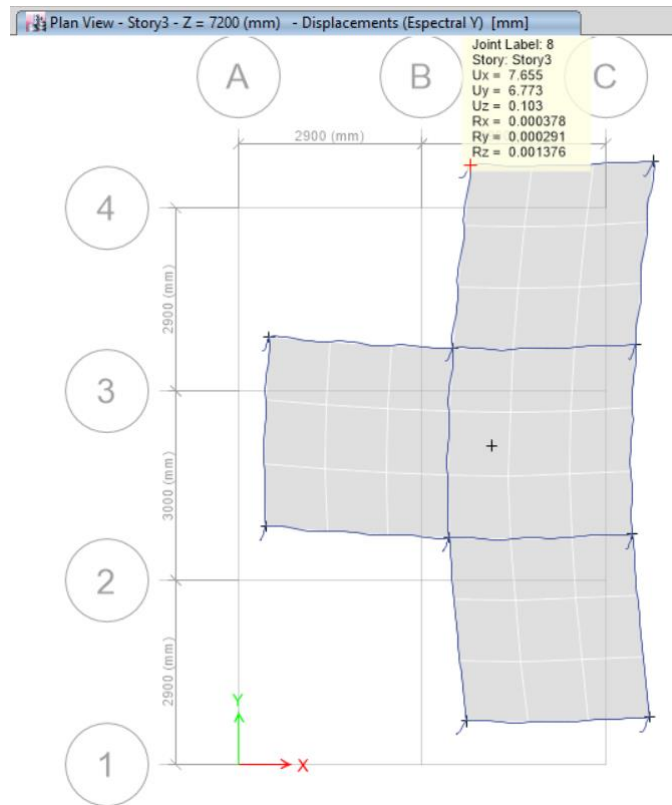
### Determinación de la distorsión torsional

Figura 51. Valores máximos de la deformación torsional de piso de un extremo de la estructura en sentido X



Elaboración: Santiago Santana

Figura 52. Valores máximos de la deformación torsional de piso de un extremo de la estructura en sentido Y



Elaboración: Santiago Santana

Tabla 66. Centro de desplazamiento de masas

TABLE: Diaphragm Center of Mass Displacements				
Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX mm	UY mm
Story3	D3	Espectral X Max	8.9	3.582
Story3	D3	Espectral Y Max	4.067	6.581

Elaboración: Santiago Santana

- Sentido X

$$\Delta > 1.2 * \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2}$$

$$8.9 > 1.2 * \frac{14.953 + 8.746}{2}$$

8.9 > 14.2194 ∴ No existe irregularidad torsional

$$\Delta > 1.2 * \frac{\Delta 1 + \Delta 2}{2}$$

$$4.067 > 1.2 * \frac{7.655 + 7.01}{2}$$

4.067 > 8.78 ∴ No existe irregularidad torsional

- **Sentido Y**

$$\Delta > 1.2 * \frac{\Delta 1 + \Delta 2}{2}$$

$$3.582 > 1.2 * \frac{4.4 + 4.12}{2}$$

3.582 > 5.112 ∴ No existe irregularidad torsional

$$\Delta > 1.2 * \frac{\Delta 1 + \Delta 2}{2}$$

$$6.581 > 1.2 * \frac{6.773 + 7.401}{2}$$

6.581 > 8.504 ∴ No existe irregularidad torsional

Tabla 67. Datos técnicos de la estructura

	<b>Estabilizada</b>	<b>Original</b>
Sección de columna (m)	0.30 x 0.30	0.20 x 0.20
Aceros longitudinales de columna (mm)	12	-
Número de aceros en sentido X-Y en columnas	3	-
Recubrimiento de los aceros en columna (cm)	2.5	-
Aceros en estribos de columna (mm)	10	-
Espaciamiento entre estribos de columna (cm)	10	-
Número de ramales de estribos en columna	4	-
Sección de viga (m)	0.25 x 0.25	0.20 x 0.20
Recubrimiento de los aceros en viga (cm)	2.5	-
Peralte de losa maciza (m)	0.15	0.15

Elaboración: Santiago Santana

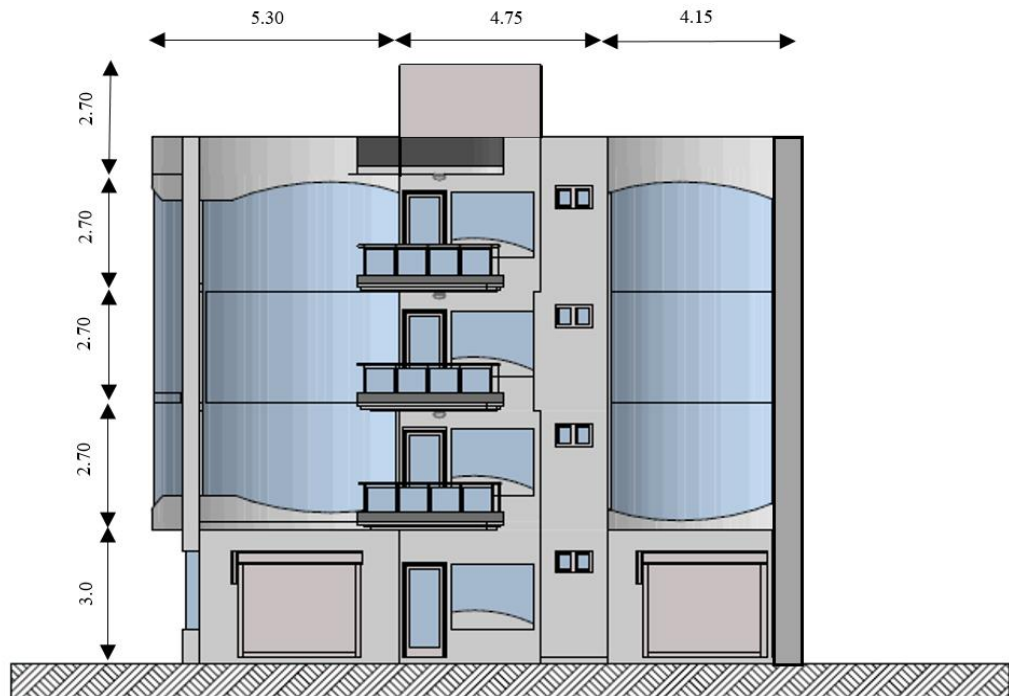
Tabla 68. Comparación de resultados obtenidos con cada uno de los espectros

	ESPECTRO		
	NEC-15	DETERMINISTA	
<b>PRIMERA ESTRUCTURA</b>	Aceleración (g)	1.19	1.30
	Periodo de Vibración (seg)	0.364	0.364
	Participación masas (tn)	23.6138	25.796
	Derivas de piso (%)	X= 1.48 , Y=0.81	X= 1.59 , Y=0.88

Elaboración: Santiago Santana

#### 4.6.3 Segunda estructura modelada con requerimientos de la NEC-15

Figura 53. Fachada frontal de la segunda estructura



Elaboración: Santiago Santana

Tabla 69. Tabla resumen de las propiedades de los materiales a ocupar

Resistencia a la compresión del hormigón	$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
Límite de fluencia del acero	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Coefficiente de Poisson	$u = 0.20$
Módulo de elasticidad del hormigón	$E_c = 13100 * \sqrt{f'c}$

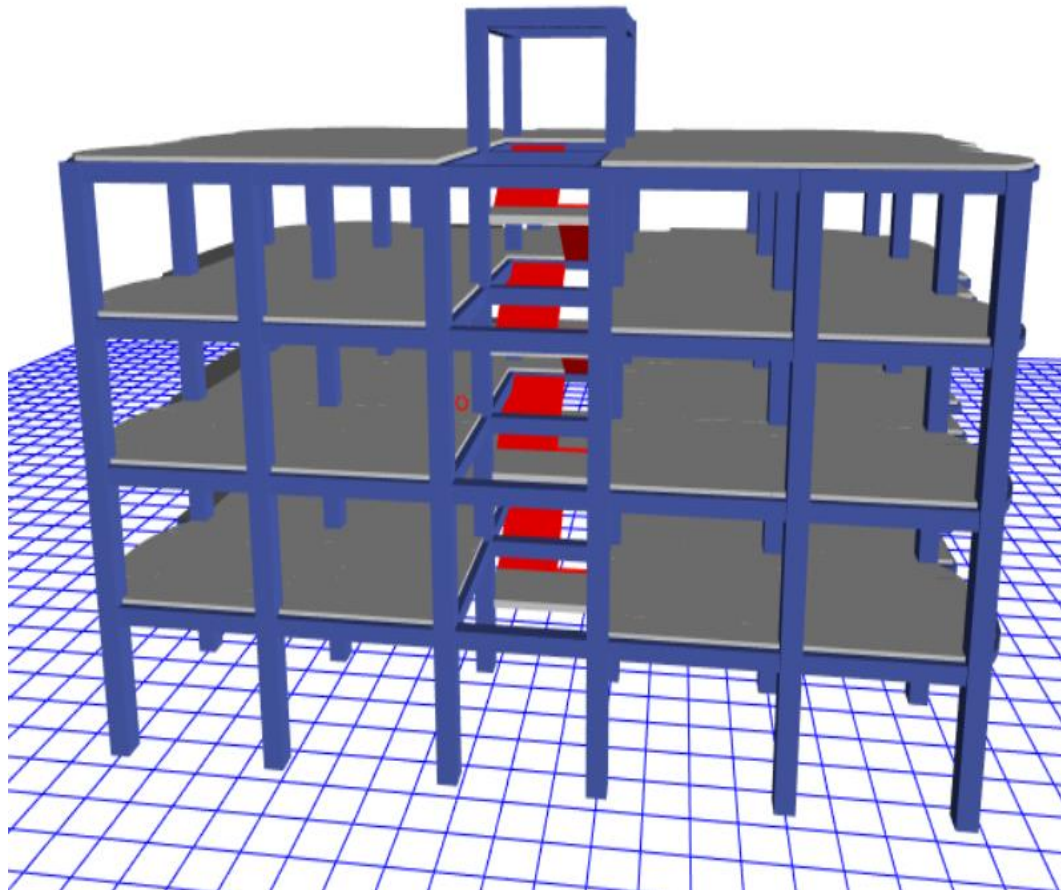
Elaboración: Santiago Santana

Tabla 70. Cargas gravitatorias

<b>Losa entre piso</b>	
Carga muerta	456.60 kg/m <sup>2</sup>
Carga muerta pared completa	712.5kg/m
Carga muerta pared con ventana	307.5 kg/m
Carga viva	200 kg/m <sup>2</sup>
<b>Losa terraza accesible</b>	
Carga muerta	456.60 kg/m <sup>2</sup>
Carga muerta pared antepecho	195.5 kg/m
Carga viva	200 kg/m <sup>2</sup>
<b>Losa tapagrada</b>	
Carga muerta	456.60 kg/m <sup>2</sup>
Carga viva	70 kg/m <sup>2</sup>

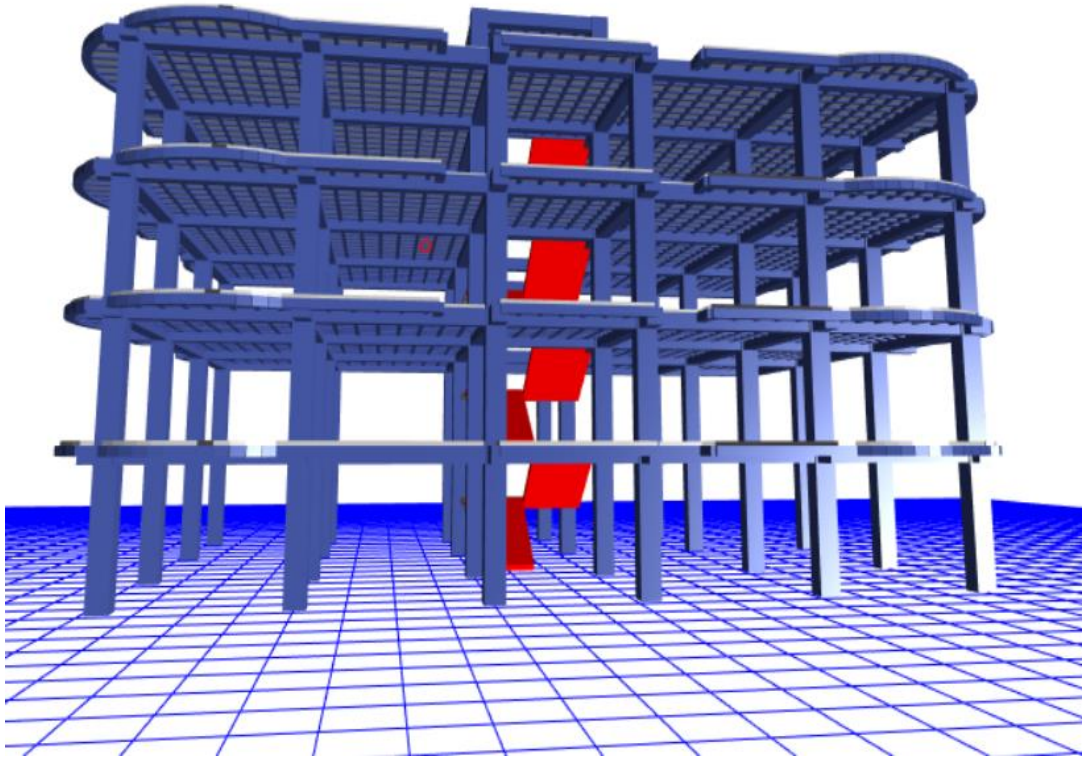
Elaboración: Santiago Santana

Figura 54. Vista posterior de la segunda estructura modelada



Elaboración: Santiago Santana

Figura 55. Vista frontal de la segunda estructura modelada



Elaboración: Santiago Santana

### Determinación del periodo de vibración

La Norma Ecuatoriana de la Construcción nos proporciona una ecuación para calcular el periodo de vibración aproximada de la estructura.

Tabla 71. Coeficientes en base al tipo de estructura

Tipo de estructura	$C_t$	$\alpha$
<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: NEC-2015

$$T = C_t h_n^\alpha$$

$$T = 0.55 * 13.80^{0.9}$$

$$T = 0.584 \text{ s}$$

Periodo de vibración obtenido mediante el modelamiento de la estructura empleando el software Etabs.

Tabla 72. Periodo de Vibración, empleando el espectro de la NEC-15

TABLE: Modal Periods and Frequencies					
Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec	Circular Frequency rad/sec	Eigenvalue rad <sup>2</sup> /sec <sup>2</sup>
Modal	1	0.588	1.7	10.683	114.126
Modal	2	0.559	1.788	11.2368	126.2661
Modal	3	0.508	1.969	12.3719	153.0645
Modal	4	0.195	5.129	32.2256	1038.4893
Modal	5	0.176	5.678	35.6742	1272.6508
Modal	6	0.164	6.111	38.3956	1474.22
Modal	7	0.11	9.092	57.1294	3263.7682
Modal	8	0.105	9.497	59.669	3560.3894
Modal	9	0.098	10.196	64.0615	4103.8736
Modal	10	0.084	11.866	74.5594	5559.097
Modal	11	0.082	12.231	76.8509	5906.0666
Modal	12	0.078	12.775	80.2647	6442.4249
Modal	13	0.063	15.924	100.0519	10010.3825
Modal	14	0.058	17.14	107.6924	11597.6442
Modal	15	0.056	17.927	112.6398	12687.7149

Elaboración: Santiago Santana

Aplicando la fórmula de periodo de vibración establecida por la NEC-15 nos generó un valor de 0.584seg, a dicho valor le incrementamos en un 30% siendo 0.759seg considerando como rango en el que puede fluctuar el valor obtenido por el Etabs que es de 0.588seg, corroborando que cumple con dicha condición.

## Determinación de la participación de las masas

Todos los modos que involucren la participación de al menos el 90% de la masa total de la estructura. [4]

Tabla 73. Participación de las masas, empleando el espectro de la NEC-15

Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf
Story1	Dead	Top	688.1055	0	0.00001252
Story1	Dead	Bottom	718.3901	0	0.00001252
Story1	Live	Top	195.5493	0	-0.000003809
Story1	Live	Bottom	197.1508	0	-0.000003809
Story1	PESO PARED	Top	188.5743	0	0.000005865
Story1	PESO PARED	Bottom	187.1401	0	0.000005865
Story1	Espectral X Max	Top	16.8062	158.2409	58.4783
Story1	Espectral X Max	Bottom	22.6771	158.3514	58.5331
Story1	Espectral Y Max	Top	45.1498	41.4783	158.21
Story1	Espectral Y Max	Bottom	60.6724	41.5072	158.3554

Elaboración: Santiago Santana

- Carga Total = Dead + 25% Live + Carga Pared  
Carga Total = 718.3901 tn + 25% (197.1508 tn) + 188.5743 tn  
Carga Total = 956.2527 tn
- Carga Total = 956.2527 tn \* C  
Carga Total = 956.2527 \* 0.184  
Carga Total = 175.9505 tn
- Carga Total = 175.9505 tn \* 90%  
Carga Total = 158.3554 tn

## Determinación de las derivas de piso

La deriva máxima no debe exceder en 2% en ningún piso. [4]



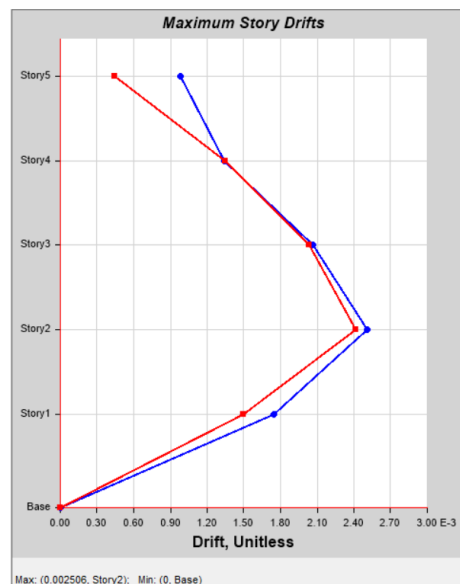
Tabla 74. Deriva de piso, empleando el espectro de la NEC-15

TABLE: Story Drifts							
Story	Load Case/Combo	Direction	Deriva Elástica	X m	Y m	Z m	Deriva Inelástica
Story5	ESPECTRAL X Max	X	0.00098	11	4.15	13.8	0.59%
Story5	ESPECTRAL X Max	Y	0.000443	11	8.9	13.8	0.27%
Story5	ESPECTRAL Y Max	X	0.000303	11	4.15	13.8	0.18%
Story5	ESPECTRAL Y Max	Y	0.001065	11	8.9	13.8	0.64%
Story4	ESPECTRAL X Max	X	0.001343	18.7	13	11.1	0.81%
Story4	ESPECTRAL X Max	Y	0.001345	-1.22	12.02	11.1	0.81%
Story4	ESPECTRAL Y Max	X	0.000499	18.7	13	11.1	0.30%
Story4	ESPECTRAL Y Max	Y	0.001345	19.92	12.02	11.1	0.81%
Story3	ESPECTRAL X Max	X	0.002068	18.7	13	8.4	1.24%
Story3	ESPECTRAL X Max	Y	0.002034	-1.22	12.02	8.4	1.22%
Story3	ESPECTRAL Y Max	X	0.000767	18.7	13	8.4	0.46%
Story3	ESPECTRAL Y Max	Y	0.00213	19.92	12.02	8.4	1.28%
Story2	ESPECTRAL X Max	X	0.002506	18.7	13	5.7	1.50%
Story2	ESPECTRAL X Max	Y	0.002417	-1.22	12.02	5.7	1.45%
Story2	ESPECTRAL Y Max	X	0.000922	18.7	13	5.7	0.55%
Story2	ESPECTRAL Y Max	Y	0.002647	19.92	12.02	5.7	1.59%
Story1	ESPECTRAL X Max	X	0.001749	18.7	13	3	1.05%
Story1	ESPECTRAL X Max	Y	0.001495	0	8.9	3	0.90%
Story1	ESPECTRAL Y Max	X	0.00064	18.7	13	3	0.38%
Story1	ESPECTRAL Y Max	Y	0.001881	18.7	13	3	1.13%

Elaboración: Santiago Santana

### Determinación de las derivas de piso sentido X

Figura 56. Deriva de piso sentido X



Elaboración: Santiago Santana

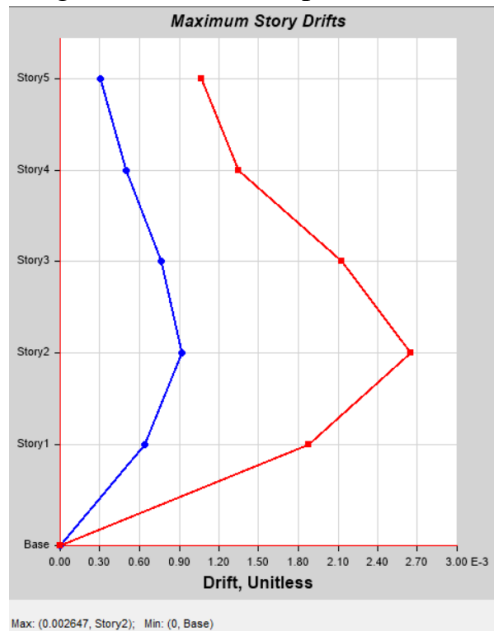
$$\text{Deriva Inelástica} = \text{Deriva Elástica} * 75\% * 8$$

$$\text{Deriva Inelástica} = 0.002506 * 75\% * 8$$

$$\text{Deriva Inelástica} = 1.5036\%$$

### Determinación de las derivas de piso sentido Y

Figura 57. Deriva de piso sentido Y



Elaboración: Santiago Santana

$$\text{Deriva Inelástica} = \text{Deriva Elástica} * 75\% * 8$$

$$\text{Deriva Inelástica} = 0.002647 * 75\% * 8$$

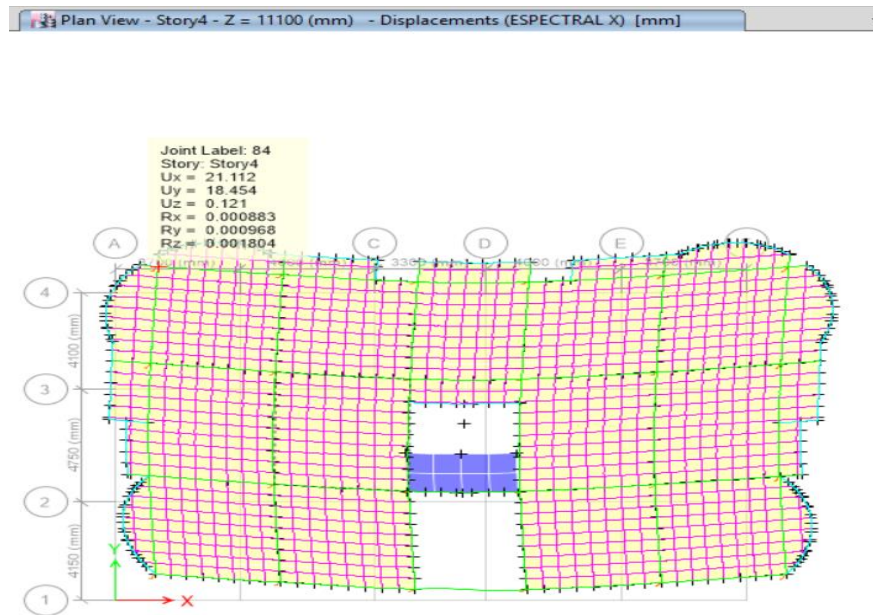
$$\text{Deriva Inelástica} = 1.5882\%$$

Las derivas máximas tanto en sentido X como en sentido Y se encuentran por debajo del rango especificado en la Norma.

### Determinación de la distorsión torsional

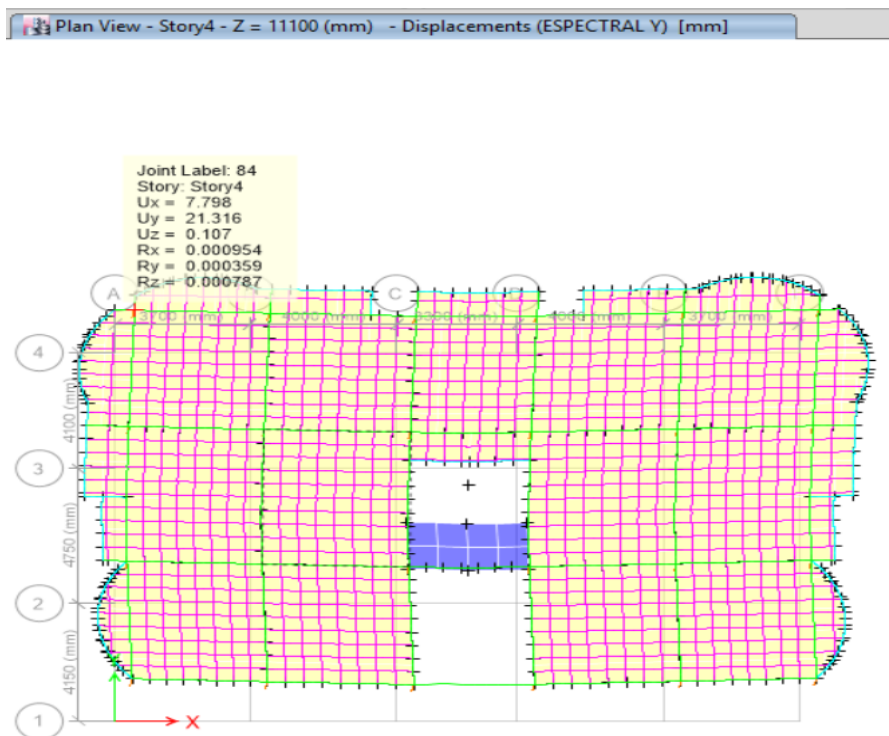
Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1.2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. [4]

Figura 58. Valores máximos de la deformación torsional de piso de un extremo de la estructura en sentido X



Elaboración: Santiago Santana

Figura 59. Valores máximos de la deformación torsional de piso de un extremo de la estructura en sentido Y



Elaboración: Santiago Santana

Tabla 75. Centro de desplazamiento de masas

<b>TABLE: Diaphragm Center of Mass Displacements</b>				
<b>Story</b>	<b>Diaphragm</b>	<b>Load Case/Combo</b>	<b>UX mm</b>	<b>UY mm</b>
<b>Story4</b>	D4	Espectral X Max	16.454	6.601
<b>Story4</b>	D4	Espectral Y Max	4.688	17.858

Elaboración: Santiago Santana

- **Sentido X**

$$\Delta > 1.2 * \frac{\Delta 1 + \Delta 2}{2}$$

$$16.454 > 1.2 * \frac{21.112 + 19.991}{2}$$

16.454 > 24.662 ∴ No existe irregularidad torsional

$$\Delta > 1.2 * \frac{\Delta 1 + \Delta 2}{2}$$

$$4.688 > 1.2 * \frac{7.798 + 6.865}{2}$$

4.688 > 8.798 ∴ No existe irregularidad torsional

- **Sentido Y**

$$\Delta > 1.2 * \frac{\Delta 1 + \Delta 2}{2}$$

$$6.601 > 1.2 * \frac{18.454 + 18.08}{2}$$

6.601 > 21.920 ∴ No existe irregularidad torsional

$$\Delta > 1.2 * \frac{\Delta 1 + \Delta 2}{2}$$

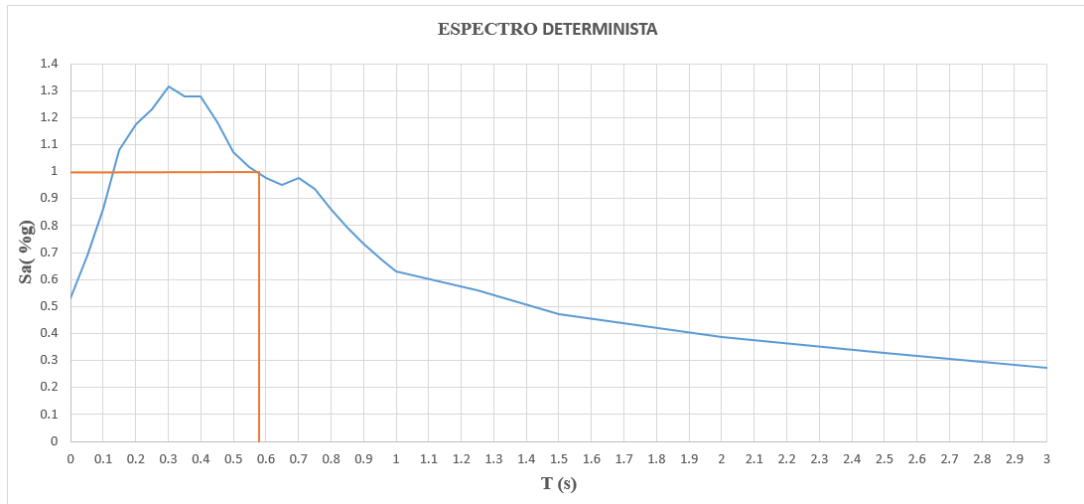
$$17.858 > 1.2 * \frac{21.316 + 21.637}{2}$$

17.858 > 25.772 ∴ No existe irregularidad torsional

#### 4.6.4 Segunda estructura modelada en base al espectro determinista

En base al periodo de vibración esperado  $T=0.584$  s, determinamos en la gráfica el valor de la aceleración a producirse  $S_a=1.0g$ .

Figura 60. Determinación de la aceleración en el espectro determinista



Elaboración: Santiago Santana

Para el cálculo del cortante basal de diseño se emplea la fórmula que plantea la NEC-15:

$$V = \frac{I * S_a}{R * \phi_p * \phi_e}$$

$$V = \frac{1 * 1.0}{8 * 0.9 * 0.9}$$

$$V = 0.1543$$

#### Determinación del periodo de vibración

Periodo de vibración obtenido mediante el espectro determinista en base al modelamiento de la estructura empleando el software Etabs.

Tabla 76. Periodo de vibración, empleando el espectro determinista

<b>TABLE: Modal Periods and Frequencies</b>					
<b>Case</b>	<b>Mode</b>	<b>Period sec</b>	<b>Frequency cyc/sec</b>	<b>Circular Frequency rad/sec</b>	<b>Eigenvalue rad<sup>2</sup>/sec<sup>2</sup></b>
Modal	1	0.588	1.7	10.683	114.126
Modal	2	0.559	1.788	11.2368	126.2661
Modal	3	0.508	1.969	12.3719	153.0645
Modal	4	0.195	5.129	32.2256	1038.4893
Modal	5	0.176	5.678	35.6742	1272.6508
Modal	6	0.164	6.111	38.3956	1474.22
Modal	7	0.11	9.092	57.1294	3263.7682
Modal	8	0.105	9.497	59.669	3560.3894
Modal	9	0.098	10.196	64.0615	4103.8736
Modal	10	0.084	11.866	74.5594	5559.097
Modal	11	0.082	12.231	76.8509	5906.0666
Modal	12	0.078	12.775	80.2647	6442.4249
Modal	13	0.063	15.924	100.0519	10010.3825
Modal	14	0.058	17.14	107.6924	11597.6442
Modal	15	0.056	17.927	112.6398	12687.7149

Elaboración: Santiago Santana

Aplicando la fórmula de periodo de vibración establecida por la NEC-15 nos generó un valor de 0.584seg, a dicho valor le incrementamos en un 30% siendo 0.759seg considerando como rango en el que puede fluctuar el valor obtenido por el Etabs que es de 0.588seg, corroborando que cumple con dicha condición.

#### **Determinación de la participación de las masas**

Todos los modos que involucren la participación de al menos el 90% de la masa total de la estructura. [4]

Tabla 77. Participación de las masas, empleando el espectro determinista

TABLE: Story Forces					
Story	Load Case/Combo	Location	P Tonf	VX tonf	VY tonf
Story1	Dead	Top	688.1055	0	0.00001252
Story1	Dead	Bottom	718.3901	0	0.00001252
Story1	Live	Top	195.5493	0	-0.000003809
Story1	Live	Bottom	197.1508	0	-0.000003809
Story1	PESO PARED	Top	188.5743	0	0.000005865
Story1	PESO PARED	Bottom	187.1401	0	0.000005865
Story1	Espectral X Max	Top	14.3011	138.8131	49.7736
Story1	Espectral X Max	Bottom	19.2787	138.91	49.8209
Story1	Espectral Y Max	Top	38.3838	36.3204	134.5918
Story1	Espectral Y Max	Bottom	51.55	36.3457	134.7168

Elaboración: Santiago Santana

- Carga Total = Dead + 25% Live + Carga Pared  
Carga Total = 718.3901 tn + 25% (197.1508 tn) + 188.5743 tn  
Carga Total = 956.2521 tn
- Carga Total = 956.2521 tn \* C  
Carga Total = 956.2521 tn \* 0.154  
Carga Total = 147.2628 tn
- Carga Total = 147.2628 tn \* 90%  
Carga Total = 132.5365 tn

### Determinación de las derivas de piso

La deriva máxima no debe exceder en 2% en ningún piso. [4]

Tabla 78. Derivas de piso

TABLE: Story Drifts							
Story	Load Case/Combo	Direction	Deriva Elástica	X m	Y m	Z m	Deriva Inelástica
Story5	ESPECTRAL X Max	X	0.000868	11	4.15	13.8	0.52%
Story5	ESPECTRAL X Max	Y	0.00038	11	8.9	13.8	0.23%

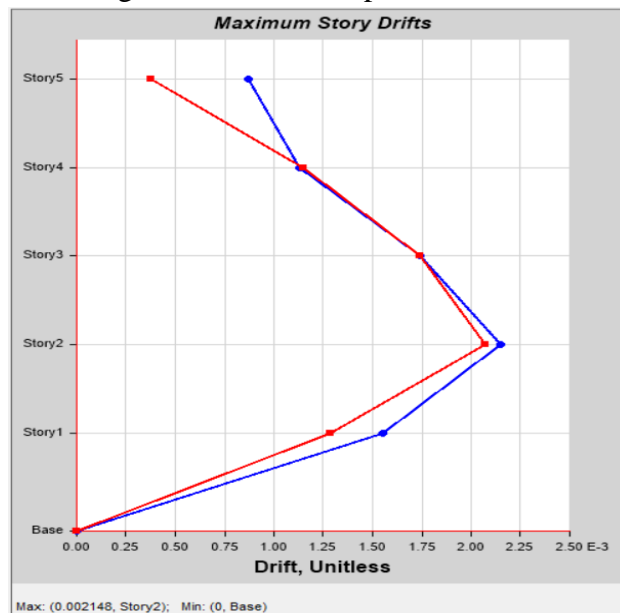
Tabla 78 (continuación). Deriva de piso

Story5	ESPECTRAL Y Max	X	0.000266	11	4.15	13.8	0.16%
Story5	ESPECTRAL Y Max	Y	0.000912	11	8.9	13.8	0.55%
Story4	ESPECTRAL X Max	X	0.001132	18.7	13	11.1	0.68%
Story4	ESPECTRAL X Max	Y	0.001152	-1.22	12.02	11.1	0.69%
Story4	ESPECTRAL Y Max	X	0.000422	18.7	13	11.1	0.25%
Story4	ESPECTRAL Y Max	Y	0.001148	-1.22	12.02	11.1	0.69%
Story3	ESPECTRAL X Max	X	0.001739	18.7	13	8.4	1.04%
Story3	ESPECTRAL X Max	Y	0.00174	-1.22	12.02	8.4	1.04%
Story3	ESPECTRAL Y Max	X	0.000645	18.7	13	8.4	0.39%
Story3	ESPECTRAL Y Max	Y	0.001804	19.92	12.02	8.4	1.08%
Story2	ESPECTRAL X Max	X	0.002148	18.7	0	5.7	1.29%
Story2	ESPECTRAL X Max	Y	0.002069	-1.22	12.02	5.7	1.24%
Story2	ESPECTRAL Y Max	X	0.000776	18.7	13	5.7	0.47%
Story2	ESPECTRAL Y Max	Y	0.00224	19.92	12.02	5.7	1.34%
Story1	ESPECTRAL X Max	X	0.001549	18.7	0	3	0.93%
Story1	ESPECTRAL X Max	Y	0.001284	0	8.9	3	0.77%
Story1	ESPECTRAL Y Max	X	0.00054	18.7	13	3	0.32%
Story1	ESPECTRAL Y Max	Y	0.001594	18.7	13	3	0.96%
Story5	ESPECTRAL Y Max	X	0.000266	11	4.15	13.8	0.16%
Story5	ESPECTRAL Y Max	Y	0.000912	11	8.9	13.8	0.55%

Elaboración: Santiago Santana

### Determinación de las derivas de piso sentido X

Figura 61. Deriva de piso sentido X



Elaboración: Santiago Santana



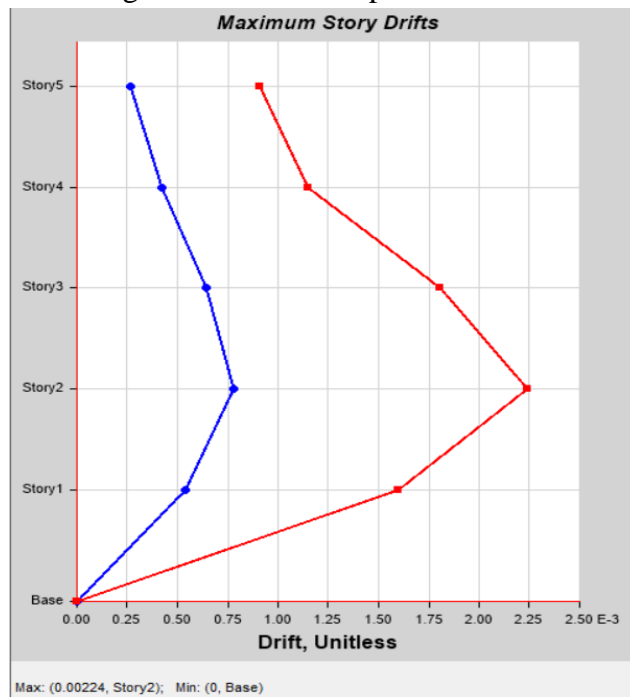
$$\text{Deriva Inelástica} = \text{Deriva Elástica} * 75\% * 8$$

$$\text{Deriva Inelástica} = 0.002148 * 75\% * 8$$

$$\text{Deriva Inelástica} = 1.2888\%$$

### Determinación de las derivas de piso sentido Y

Figura 62. Deriva de piso sentido Y



Elaboración: Santiago Santana

$$\text{Deriva Inelástica} = \text{Deriva Elástica} * 75\% * 8$$

$$\text{Deriva Inelástica} = 0.00224 * 75\% * 8$$

$$\text{Deriva Inelástica} = 1.3440\%$$

Las derivas máximas tanto en sentido X como en sentido Y se encuentran por debajo del rango especificado en la Norma.



Tabla 79. Centro de desplazamiento de masas

<b>TABLE: Diaphragm Center of Mass Displacements</b>				
<b>Story</b>	<b>Diaphragm</b>	<b>Load Case/Combo</b>	<b>UX mm</b>	<b>UY mm</b>
<b>Story4</b>	D4	Espectral X Max	14.297	5.61
<b>Story4</b>	D4	Espectral Y Max	4.058	15.17

Elaboración: Santiago Santana

- **Sentido X**

$$\Delta > 1.2 * \frac{\Delta 1 + \Delta 2}{2}$$

$$14.297 > 1.2 * \frac{17.757 + 17.877}{2}$$

14.297 > 21.380 ∴ No existe irregularidad torsional

$$\Delta > 1.2 * \frac{\Delta 1 + \Delta 2}{2}$$

$$4.058 > 1.2 * \frac{6.566 + 6.048}{2}$$

4.058 > 7.568 ∴ No existe irregularidad torsional

- **Sentido Y**

$$\Delta > 1.2 * \frac{\Delta 1 + \Delta 2}{2}$$

$$5.61 > 1.2 * \frac{15.793 + 15.379}{2}$$

5.61 > 18.70 ∴ No existe irregularidad torsional

$$\Delta > 1.2 * \frac{\Delta 1 + \Delta 2}{2}$$

$$15.17 > 1.2 * \frac{18.177 + 18.32}{2}$$

15.17 > 21.90 ∴ No existe irregularidad torsional

Tabla 80. Datos técnicos de la estructura

	<b>Estabilizada</b>	<b>Original</b>
Sección de columna (m)	0.45 x 0.45	0.30 x 0.30
Aceros longitudinales de columna (mm)	20	-
Número de aceros en sentido X-Y en columnas	3	-
Recubrimiento de los aceros en columna (cm)	3	-
Aceros en estribos de columna (mm)	10	-
Espaciamiento entre estribos de columna (cm)	10	-
Número de ramales de estribos en columna	4	-
Sección de viga (m)	0.35 x 0.35	0.20 x 0.20
Recubrimiento de los aceros en viga (cm)	2.5	-
Sección de nervios (m)	0.15 x 0.10	-
Recubrimiento de los aceros en nervios (cm)	2.5	-
Peralte de losa (cm)	20	-

Elaboración: Santiago Santana

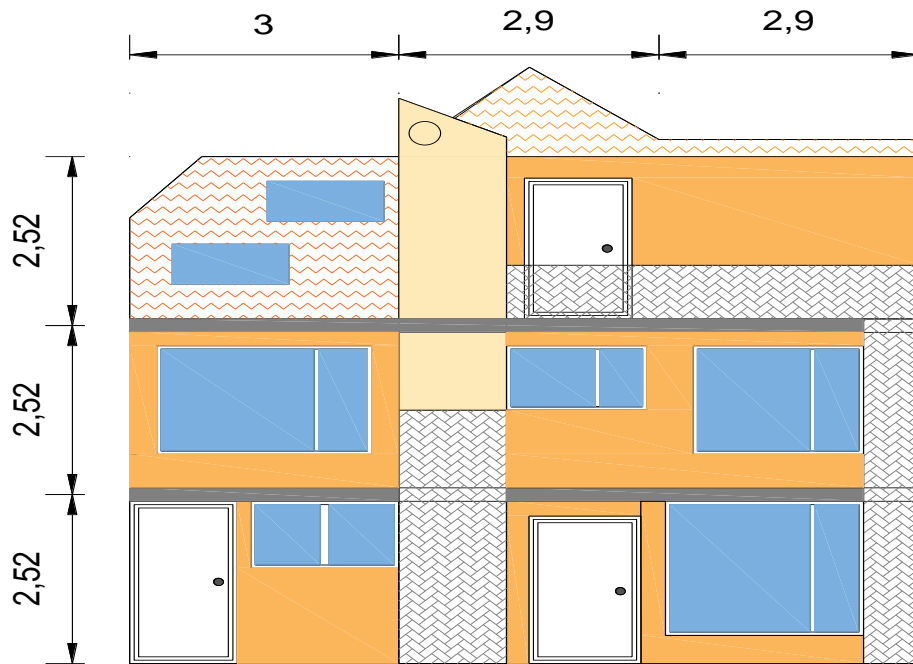
Tabla 81. Comparación de resultados obtenidos con cada uno de los espectros

	<b>ESPECTRO NEC-15</b>	<b>ESPECTRO DETERMINISTA</b>
<b>SEGUNDA ESTRUCTURA</b>	Aceleración (%g)	1.19
	Periodo de Vibración (seg)	0.588
	Participación masas (tn)	158.3554
	Derivas de piso (%)	X= 1.50 , Y=1.58
		X= 1.29 , Y=1.34

Elaboración: Santiago Santana

#### 4.6.5 Tercera estructura modelada con requerimientos de la NEC-15

Figura 65. Fachada frontal de la tercera estructura



Elaboración: Santiago Santana

Tabla 82. Tabla resumen de las propiedades de los materiales a ocupar

Resistencia a la compresión del hormigón	$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
Límite de fluencia del acero	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Coefficiente de Poisson	$u = 0.20$
Módulo de elasticidad del hormigón	$E_c = 13100 * \sqrt{f'c}$

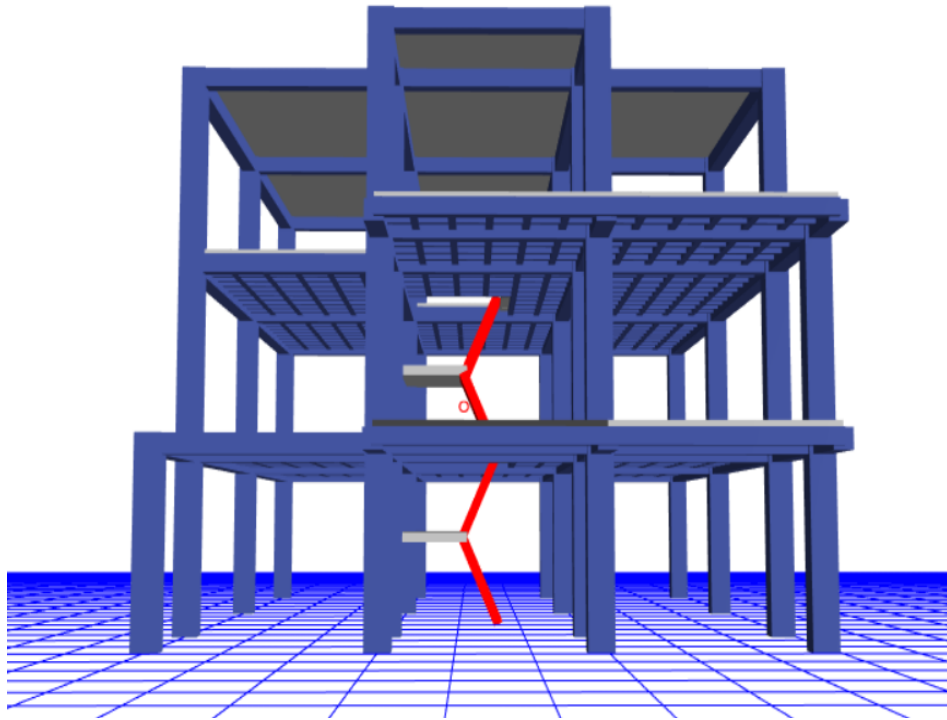
Elaboración: Santiago Santana

Tabla 83. Cargas gravitatorias

Losas entre piso	
Carga muerta	456.60 kg/m <sup>2</sup>
Carga muerta pared completa	661.2 kg/m
Carga muerta pared con ventana	183.3 kg/m
Carga viva	200 kg/m <sup>2</sup>
Losas inaccesibles	
Carga muerta	26.4 kg/m <sup>2</sup>
Carga viva	70 kg/m <sup>2</sup>

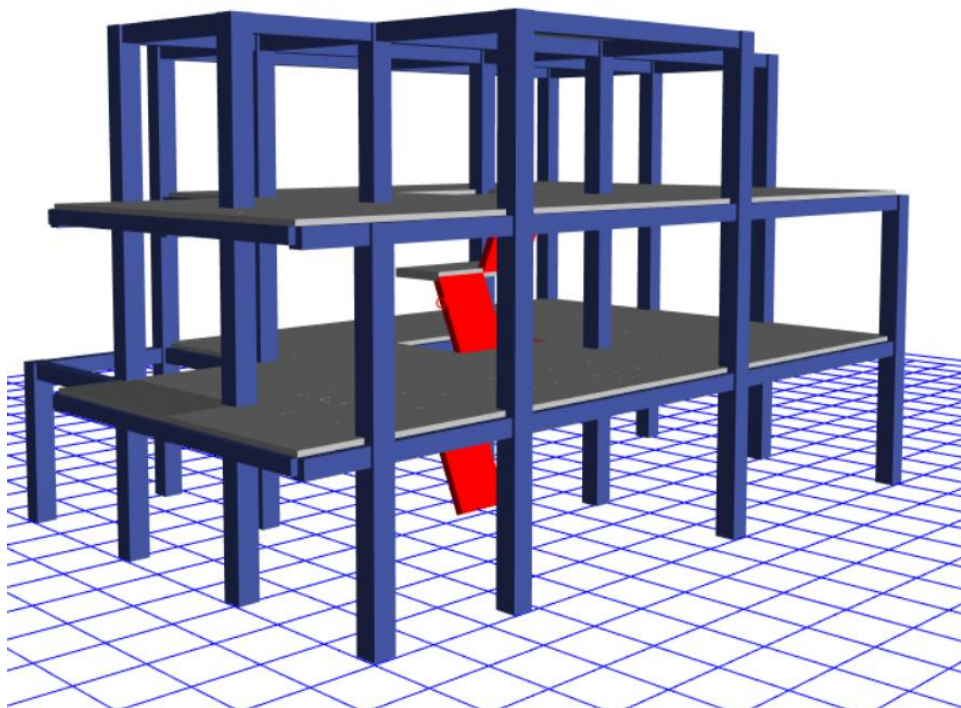
Elaboración: Santiago Santana

Figura 66. Vista frontal de la tercera estructura modelada



Elaboración: Santiago Santana

Figura 67. Vista lateral derecha de la tercera estructura modelada



Elaboración: Santiago Santana

## Determinación del periodo de vibración

La Norma Ecuatoriana de la Construcción nos proporciona una ecuación para calcular el periodo de vibración aproximada de la estructura.

Tabla 84. Coeficientes en base al tipo de estructura

Tipo de estructura	$C_t$	$\alpha$
<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: NEC-2015

$$T = C_t h_n^\alpha$$

$$T = 0.55 * 7.56^{0.9}$$

$$T = 0.340 \text{ s}$$

Periodo de vibración obtenido mediante el modelamiento de la estructura empleando el software Etabs.

Tabla 85. Periodo de Vibración, empleando el espectro de la NEC-15

TABLE: Modal Periods and Frequencies					
Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec	Circular Frequency rad/sec	Eigenvalue rad <sup>2</sup> /sec <sup>2</sup>
Modal	1	0.355	2.817	17.7025	313.3786
Modal	2	0.33	3.033	19.0559	363.1278
Modal	3	0.308	3.249	20.4159	416.8094
Modal	4	0.115	8.701	54.6708	2988.8929
Modal	5	0.111	8.973	56.3773	3178.4049
Modal	6	0.104	9.619	60.4383	3652.7923
Modal	7	0.068	14.699	92.357	8529.8174
Modal	8	0.065	15.339	96.3792	9288.9428
Modal	9	0.063	15.89	99.8381	9967.6483

Elaboración: Santiago Santana

Aplicando la fórmula de periodo de vibración establecida por la NEC-15 nos generó un valor de 0.34seg, a dicho valor le incrementamos en un 30% siendo 0.442seg considerando como rango en el que puede fluctuar el valor obtenido por el Etabs que es de 0.355seg, corroborando que cumple con dicha condición.

### Determinación de la participación de las masas

Todos los modos que involucren la participación de al menos el 90% de la masa total de la estructura. [4]

Tabla 86. Participación de las masas, empleando el espectro de la NEC-15

TABLE: Story Forces					
Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf
Story1	Dead	Top	104.2611	0	0
Story1	Dead	Bottom	116.5192	0	0
Story1	Live	Top	47.5944	0	0
Story1	Live	Bottom	47.6164	0	0
Story1	PESO PARED	Top	57.9018	0	0
Story1	PESO PARED	Bottom	58.2657	0	0
Story1	Espectral X Max	Top	7.8897	30.858	12.7301
Story1	Espectral X Max	Bottom	17.8789	30.9157	12.75
Story1	Espectral Y Max	Top	19.5539	12.8239	30.8565
Story1	Espectral Y Max	Bottom	28.6151	12.8367	30.9156

Elaboración: Santiago Santana

- Carga Total = Dead + 25% Live + Carga Pared

$$\text{Carga Total} = 116.5192 \text{ tn} + 25\% (47.6164 \text{ tn}) + 58.2657 \text{ tn}$$

$$\text{Carga Total} = 186.689 \text{ tn}$$

- Carga Total = 186.689 tn \* C

$$\text{Carga Total} = 186.689 \text{ tn} * 0.184$$

$$\text{Carga Total} = 34.3508 \text{ tn}$$



- Carga Total = 34.3508 tn \* 90%

Carga Total = 30.9156 tn

### Determinación de las derivas de piso

La deriva máxima no debe exceder en 2% en ningún piso. [4]

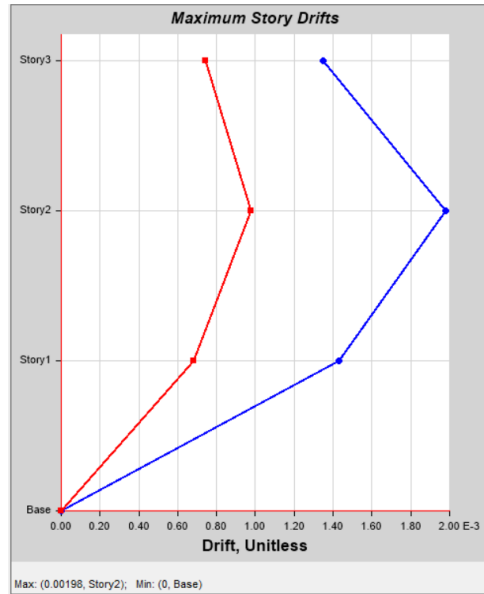
Tabla 87. Deriva de piso, empleando el espectro de la NEC-15

TABLE: Story Drifts							
Story	Load Case/Combo	Direction	Deriva Elástica	X m	Y m	Z m	Deriva Inelástica
Story3	Espectral X Max	X	0.001351	5.9	12.8	7.56	0.81%
Story3	Espectral X Max	Y	0.000741	8.8	2.5	7.56	0.44%
Story3	Espectral Y Max	X	0.000735	5.9	12.8	7.56	0.44%
Story3	Espectral Y Max	Y	0.001333	0	12.8	7.56	0.80%
Story2	Espectral X Max	X	0.00198	8.8	12.8	5.04	1.19%
Story2	Espectral X Max	Y	0.000976	8.8	-1.2	5.04	0.59%
Story2	Espectral Y Max	X	0.001053	8.8	12.8	5.04	0.63%
Story2	Espectral Y Max	Y	0.001388	0	12.8	5.04	0.83%
Story1	Espectral X Max	X	0.001428	8.8	12.8	2.52	0.86%
Story1	Espectral X Max	Y	0.000681	8.8	12.8	2.52	0.41%
Story1	Espectral Y Max	X	0.000747	8.8	12.8	2.52	0.45%
Story1	Espectral Y Max	Y	0.000863	8.8	12.8	2.52	0.52%

Elaboración: Santiago Santana

## Determinación de las derivas de piso sentido X

Figura 68. Deriva de piso sentido X



Elaboración: Santiago Santana

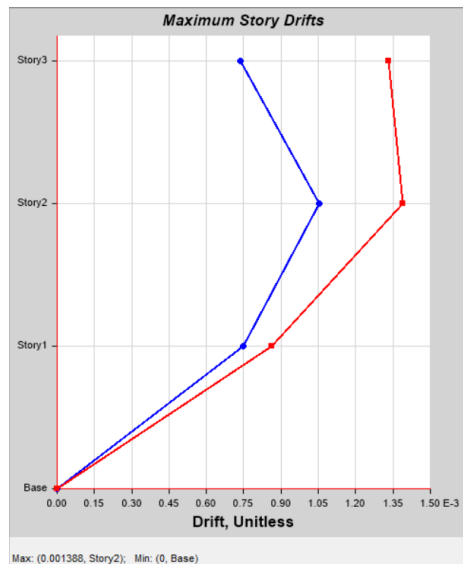
$$\text{Deriva Inelástica} = \text{Deriva Elástica} * 75\% * 8$$

$$\text{Deriva Inelástica} = 0.00198 * 75\% * 8$$

$$\text{Deriva Inelástica} = 1.188\%$$

## Determinación de las derivas de piso sentido Y

Figura 69. Deriva de piso sentido Y



Elaboración: Santiago Santana

$$\text{Deriva Inelástica} = \text{Deriva Elástica} * 75\% * 8$$

$$\text{Deriva Inelástica} = 0.001388 * 75\% * 8$$

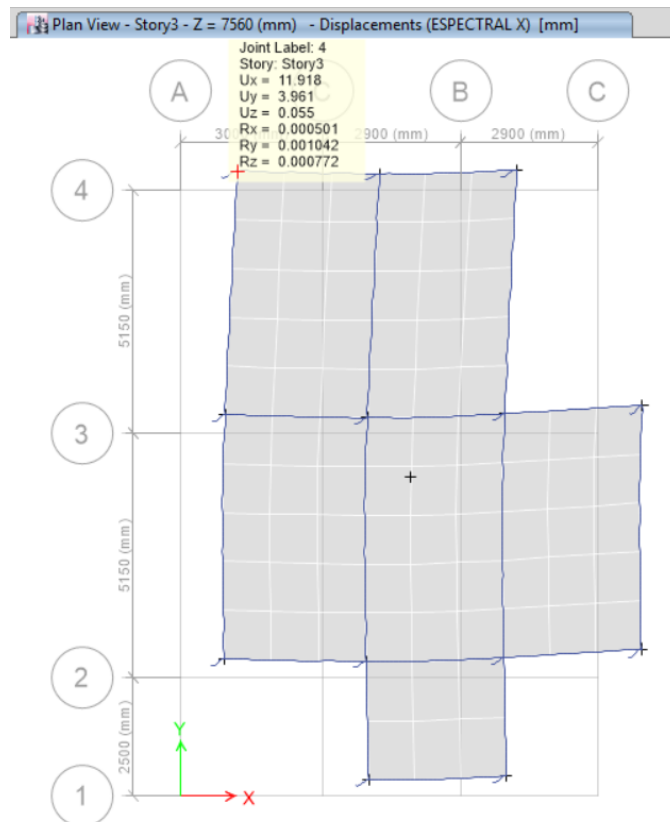
$$\text{Deriva Inelástica} = 0.8328\%$$

Las derivas máximas tanto en sentido X como en sentido Y se encuentran por debajo del rango especificado en la Norma.

### Determinación de la distorsión torsional

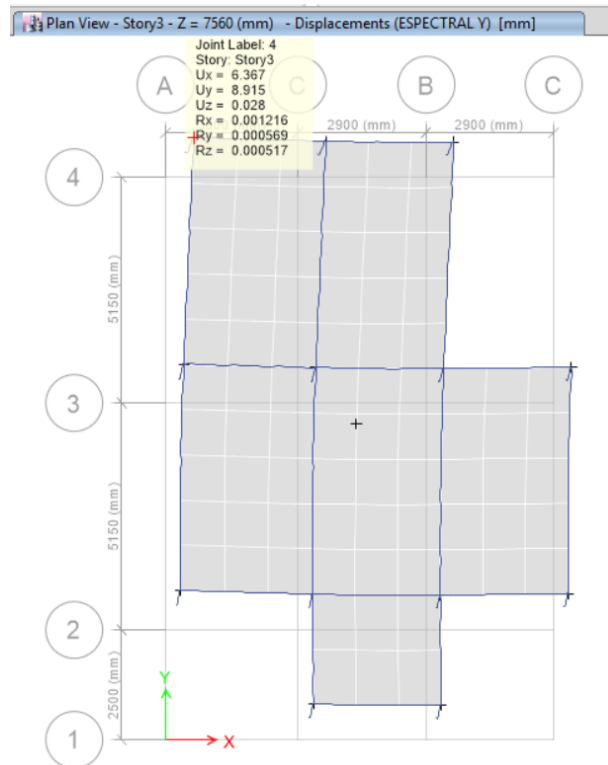
Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1.2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. [4]

Figura 70. Valores máximos de la deformación torsional de piso de un extremo de la estructura en sentido X



Elaboración: Santiago Santana

Figura 71. Valores máximos de la deformación torsional de piso de un extremo de la estructura en sentido Y



Elaboración: Santiago Santana

Tabla 88. Centro de desplazamiento de masas

TABLE: Diaphragm Center of Mass Displacements				
Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX mm	UY mm
Story3	D3	Espectral X Max	8.868	3.341
Story3	D3	Espectral Y Max	3.579	7.859

Elaboración: Santiago Santana

- **Sentido X**

$$\Delta > 1.2 * \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2}$$

$$8.868 > 1.2 * \frac{11.918 + 9.14}{2}$$

8.868 > 12.635 ∴ No existe irregularidad torsional

$$\Delta > 1.2 * \frac{\Delta 1 + \Delta 2}{2}$$

$$3.579 > 1.2 * \frac{6.367 + 3.318}{2}$$

3.579 > 5.811  $\therefore$  No existe irregularidad torsional

- **Sentido Y**

$$\Delta > 1.2 * \frac{\Delta 1 + \Delta 2}{2}$$

$$3.341 > 1.2 * \frac{3.961 + 4.195}{2}$$

3.341 > 4.894  $\therefore$  No existe irregularidad torsional

$$\Delta > 1.2 * \frac{\Delta 1 + \Delta 2}{2}$$

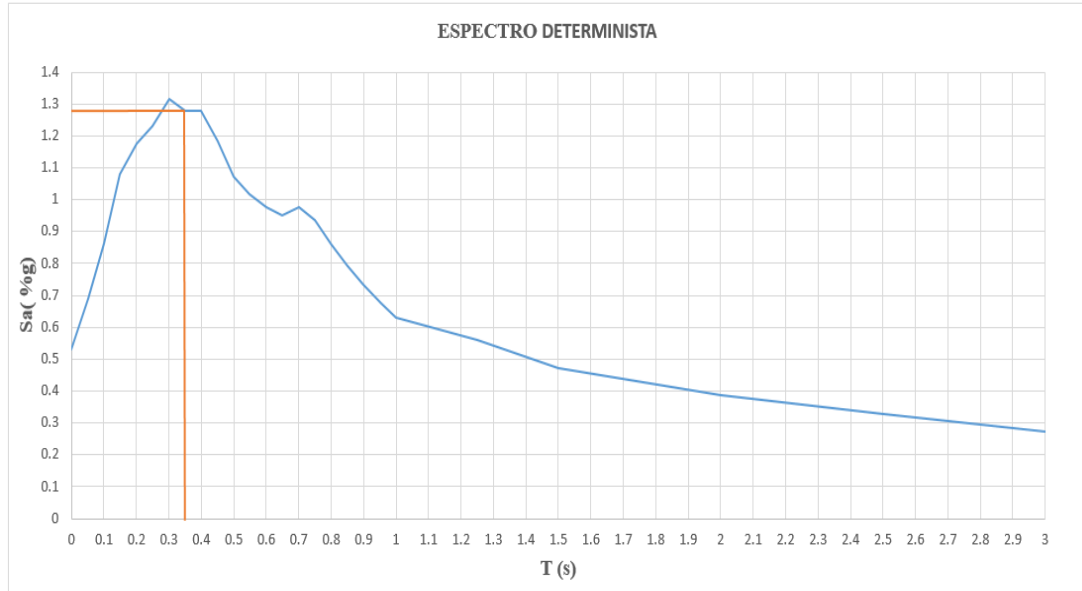
$$7.859 > 1.2 * \frac{8.915 + 7.878}{2}$$

7.859 > 10.76  $\therefore$  No existe irregularidad torsional

#### 4.6.6 Tercera estructura modelada en base al espectro determinista

En base al periodo de vibración esperado  $T=0.34$  s, determinamos en la gráfica el valor de la aceleración a producirse  $S_a=1.28g$ .

Figura 72. Determinación de la aceleración en el espectro determinista



Elaboración: Santiago Santana

Para el cálculo del cortante basal de diseño se emplea la fórmula que plantea la NEC-15:

$$V = \frac{I * S_a}{R * \emptyset_p * \emptyset_e}$$

$$V = \frac{1 * 1.28}{8 * 0.9 * 0.9}$$

$$V = 0.1975$$

#### Determinación del periodo de vibración

Periodo de vibración obtenido mediante el espectro determinista en base al modelamiento de la estructura empleando el software Etabs.

Tabla 89. Periodo de vibración, empleando el espectro determinista

<b>TABLE: Modal Periods and Frequencies</b>					
<b>Case</b>	<b>Mode</b>	<b>Period sec</b>	<b>Frequency cyc/sec</b>	<b>Circular Frequency rad/sec</b>	<b>Eigenvalue rad<sup>2</sup>/sec<sup>2</sup></b>
Modal	1	0.355	2.817	17.7025	313.3786
Modal	2	0.33	3.033	19.0559	363.1278
Modal	3	0.308	3.249	20.4159	416.8094
Modal	4	0.115	8.701	54.6708	2988.8929
Modal	5	0.111	8.973	56.3773	3178.4049
Modal	6	0.104	9.619	60.4383	3652.7923
Modal	7	0.068	14.699	92.357	8529.8174
Modal	8	0.065	15.339	96.3792	9288.9428
Modal	9	0.063	15.89	99.8381	9967.6483

Elaboración: Santiago Santana

Aplicando la fórmula de periodo de vibración establecida por la NEC-15 nos generó un valor de 0.34seg, a dicho valor le incrementamos en un 30% siendo 0.442seg considerando como rango en el que puede fluctuar el valor obtenido por el Etabs que es de 0.355seg, corroborando que cumple con dicha condición.

### Determinación de la participación de las masas

Todos los modos que involucren la participación de al menos el 90% de la masa total de la estructura. [4]

Tabla 90. Participación de las masas, empleando el espectro determinista

<b>TABLE: Story Forces</b>					
<b>Story</b>	<b>Load Case/Combo</b>	<b>Location</b>	<b>P tonf</b>	<b>VX tonf</b>	<b>VY tonf</b>
Story1	Dead	Top	104.2611	0	0
Story1	Dead	Bottom	116.5192	0	0
Story1	Live	Top	47.5944	0	0
Story1	Live	Bottom	47.6164	0	0
Story1	PESO PARED	Top	57.9018	0	0
Story1	PESO PARED	Bottom	58.2657	0	0
Story1	Espectral X Max	Top	8.6402	32.9935	13.816
Story1	Espectral X Max	Bottom	19.4312	33.0482	13.8363
Story1	Espectral Y Max	Top	21.4842	13.8036	33.5199
Story1	Espectral Y Max	Bottom	31.4452	13.8148	33.5786

Elaboración: Santiago Santana

- Carga Total = Dead + 25% Live + Carga Pared  
Carga Total = 116.5192 tn + 25% (47.6164 tn) + 58.2657 tn  
Carga Total = 186.689 tn
- Carga Total = 186.689 tn \* C  
Carga Total = 186.689 tn \* 0.198  
Carga Total = 36.9644 tn
- Carga Total = 28.6617 tn \* 90%  
Carga Total = 33.2680 tn

### Determinación de las derivas de piso

La deriva máxima no debe exceder en 2% en ningún piso. [4]

Tabla 91. Deriva de piso empleando el espectro determinista

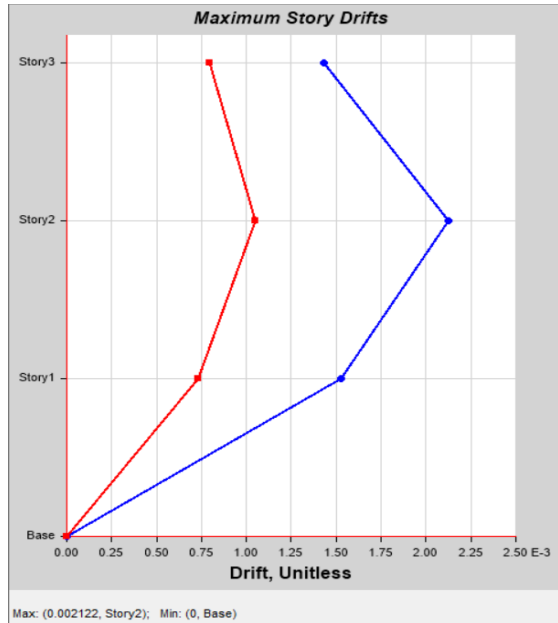
TABLE: Story Drifts							
Story	Load Case/Combo	Direction	Deriva Elástica	X m	Y m	Z m	Deriva Inelástica
Story3	Espectral X Max	X	0.001429	5.9	12.8	7.56	0.86%
Story3	Espectral X Max	Y	0.000794	8.8	2.5	7.56	0.48%
Story3	Espectral Y Max	X	0.000789	5.9	12.8	7.56	0.47%
Story3	Espectral Y Max	Y	0.001445	0	12.8	7.56	0.87%
Story2	Espectral X Max	X	0.002122	8.8	12.8	5.04	1.27%
Story2	Espectral X Max	Y	0.001053	8.8	-1.2	5.04	0.63%
Story2	Espectral Y Max	X	0.001137	8.8	12.8	5.04	0.68%
Story2	Espectral Y Max	Y	0.001525	0	12.8	5.04	0.92%
Story1	Espectral X Max	X	0.00153	8.8	12.8	2.52	0.92%
Story1	Espectral X Max	Y	0.000734	8.8	2.5	2.52	0.44%
Story1	Espectral Y Max	X	0.000805	8.8	12.8	2.52	0.48%
Story1	Espectral Y Max	Y	0.000941	8.8	12.8	2.52	0.56%

Elaboración: Santiago Santana



## Determinación de las derivas de piso sentido X

Figura 73. Deriva de piso sentido X



Elaboración: Santiago Santana

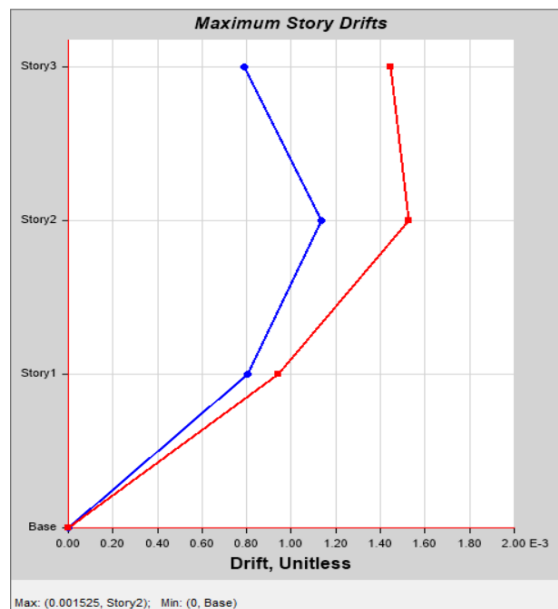
$$\text{Deriva Inelástica} = \text{Deriva Elástica} * 75\% * 8$$

$$\text{Deriva Inelástica} = 0.002122 * 75\% * 8$$

$$\text{Deriva Inelástica} = 1.2732\%$$

## Determinación de las derivas de piso sentido Y

Figura 74. Deriva de piso sentido Y



Elaboración: Santiago Santana

Deriva Inelástica = Deriva Elástica \* 75% \* 8

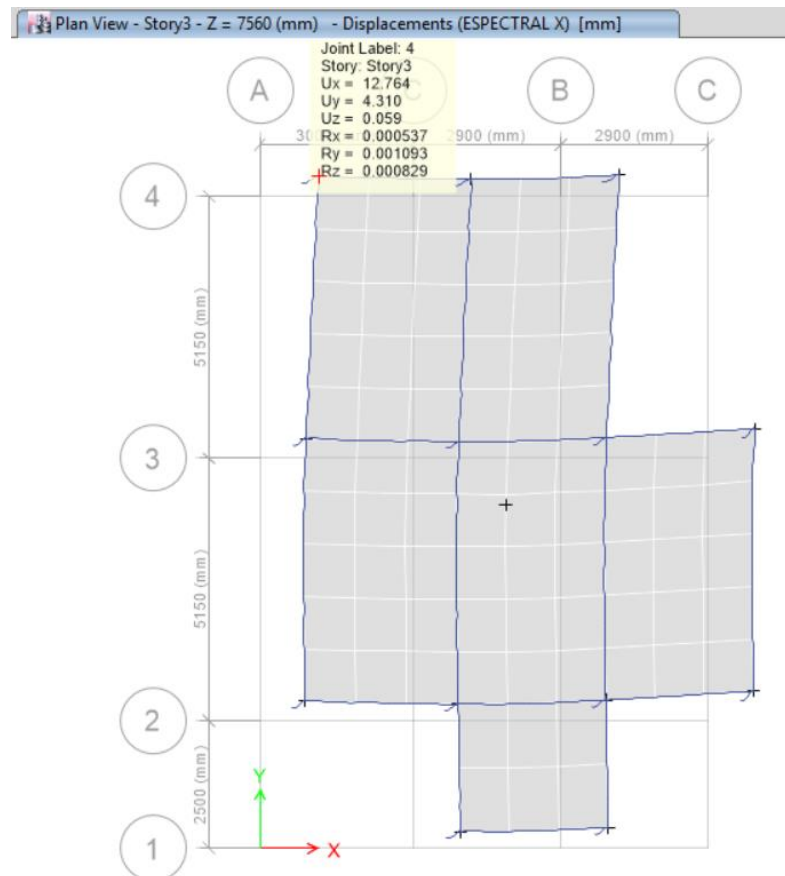
Deriva Inelástica = 0.001525\* 75% \* 8

Deriva Inelástica = 0.9150%

Las derivas máximas tanto en sentido X como en sentido Y se encuentran por debajo del rango especificado en la Norma.

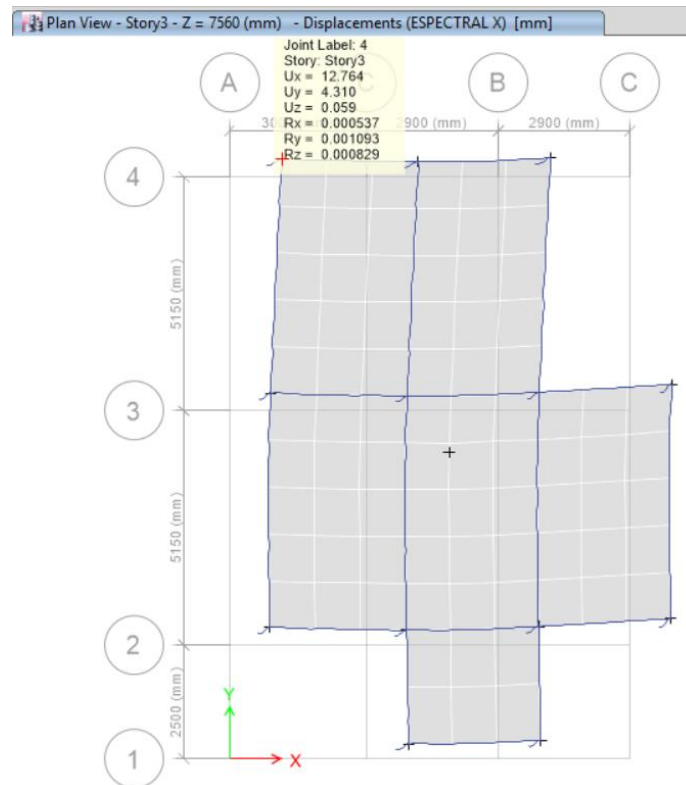
### Determinación de la distorsión torsional

Figura 75. Valores máximos de la deformación torsional de piso de un extremo de la estructura en sentido X



Elaboración: Santiago Santana

Figura 76. Valores máximos de la deformación torsional de piso de un extremo de la estructura en sentido Y



Elaboración: Santiago Santana

Tabla 92. Centro de desplazamiento de masas

TABLE: Diaphragm Center of Mass Displacements				
Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX mm	UY mm
Story3	D3	Espectral X Max	9.538	3.639
Story3	D3	Espectral Y Max	3.856	8.619

Elaboración: Santiago Santana

- Sentido X

$$\Delta > 1.2 * \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2}$$

$$9.538 > 1.2 * \frac{12.764 + 9.852}{2}$$

9.538 > 13.57 ∴ No existe irregularidad torsional

$$\Delta > 1.2 * \frac{\Delta 1 + \Delta 2}{2}$$

$$3.856 > 1.2 * \frac{6.868 + 3.579}{2}$$

3.856 > 6.268 ∴ No existe irregularidad torsional

- **Sentido Y**

$$\Delta > 1.2 * \frac{\Delta 1 + \Delta 2}{2}$$

$$3.639 > 1.2 * \frac{4.31 + 4.544}{2}$$

3.639 > 5.31 ∴ No existe irregularidad torsional

$$\Delta > 1.2 * \frac{\Delta 1 + \Delta 2}{2}$$

$$8.619 > 1.2 * \frac{9.875 + 8.625}{2}$$

8.619 > 11.10 ∴ No existe irregularidad torsional

Tabla 93. Datos técnicos de la estructura

	<b>Estabilizada</b>	<b>Original</b>
Sección de columna (m)	0.35 x 0.35	0.35 x 0.35
Aceros longitudinales de columna (mm)	12	-
Número de aceros en sentido X-Y en columnas	3	-
Recubrimiento de los aceros en columna (cm)	3	-
Aceros en estribos de columna (mm)	10	-
Espaciamiento entre estribos de columna (cm)	10	-
Número de ramales de estribos en columna	3	-
Sección de viga (m)	0.25 x 0.25	0.20 x 0.20

Tabla 93 (continuación). Datos técnicos de la estructura

Recubrimiento de los aceros en viga (cm)	2.5	-
Sección de nervios (m)	0.15 x 0.10	-
Recubrimiento de los aceros en nervios (cm)	2.5	-
Peralte de losa (cm)	20	-

Elaboración: Santiago Santana

Tabla 94. Comparación de resultados obtenidos con cada uno de los espectros

		<b>ESPECTRO NEC-15</b>	<b>ESPECTRO DETERMINISTA</b>
<b>TERCERA ESTRUCTURA</b>	Aceleración (%g)	1.19	1.28
	Periodo de Vibración (seg)	0.355	0.355
	Participación masas (tn)	30.9156	33.2680
	Derivas de piso (%)	X= 1.19 , Y=0.83	X= 1.27 , Y=0.92

Elaboración: Santiago Santana

## CAPITULO V

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 5.1 CONCLUSIONES

- La mayor magnitud de momento originada por las fallas geológicas mencionadas en este trabajo experimental fueron la de falla geológica Ambato y Totoras con un valor de  $M_w=6.5$  respectivamente, esto debido a que poseen una mayor longitud de ruptura que en comparación con la falla de Huachi que suscito un momento de  $M_w=6.3$ , siendo este último el que afecte directamente ya que atraviesa por la mitad del área en estudio.
- En base al estudio de los espectros, se observa una correlación directa entre la distancia epicentral con la longitud de ruptura de la falla, manifestándose en una amplificación de la aceleración como se puede apreciar con el espectro de la NEC, el cual se encuentra subdimensionado para el modelo de Akkar – Bommer tanto en las fallas de Huachi y Ambato, mientras que en la falla de Totoras el modelo de Kanno genera una aceleración menor debido a que se encuentra más distante de la zona en estudio. En tanto que la aceleración para la falla de subducción dependerá de la profundidad a la que se origine el hipocentro del sismo.
- Se determinó que en la primera y tercera estructura se produce un incremento del espectro determinista de un 9% en aceleración como de un 9% en derivas de piso, en comparación con el espectro de la NEC-15, mientras que en la segunda estructura se reduce en un 15% los valores obtenidos con los de la Norma Ecuatoriana, en cuanto al periodo de vibración de todas las estructuras no presentan variación de un espectro con relación al otro.

- De acuerdo a la Norma Ecuatoriana de la Construcción las dos primeras viviendas analizadas en el presente estudio requirieron para su estabilización un incremento en las secciones de los elementos estructurales, tanto en columnas como en vigas; mientras que la tercera vivienda se requirió un incremento en la sección de viga para su respectiva estabilización. En tanto que al compararlas con el espectro determinista generado todas las estructuras cumplieron todos los requerimientos exigidos por la NEC-15.
- Se determinó que las estructuras de 3 pisos son las más vulnerables ante la acción de un evento sísmico probable debido a que la aceleración máxima producida por el espectro determinista es de 1.3g en relación con el espectro de la NEC-15 con un valor de 1.19g; mientras que las estructuras de 5 pisos son las menos vulnerables debido a que presentan una relación menor de aceleración máxima producida por el espectro determinista de 1.0g en correlación con el espectro de la NEC-15 que generó un valor de 1.19g.
- En base a la tabla 38 se puede apreciar que 4 de las 11 aceleraciones máximas sucedieron en un periodo de 0.2s, correspondiente al 36.36%, 6 de las 11 aceleraciones ocurrieron en un periodo de 0.3s que pertenece al 54.55%, finalmente 1 de las 11 aceleraciones máximas restante se produjo en un periodo de 0.5s equivalente al 9%.
- En la figura 40 se evidencia la aceleración máxima producida por el espectro determinista siendo mayor con valor de 1.32g en un intervalo de 0.2 a 0.3 segundos, en semejanza con el espectro de la NEC que genera una aceleración de 1.2g en un intervalo de periodo similar.

## **5.2 RECOMENDACIONES**

- Es de vital importancia contar con ecuaciones de predicción de movimiento del suelo propias para la ciudad de Ambato para de esta manera estimar de forma precisa la aceleración producida por un sismo a la que puede estar sometida una estructura durante un terremoto.

- Debido a que el espectro de respuesta de la NEC para estructuras cuyo periodo de vibración esta entre 0.2 a 0.45 segundos, no cubre con los valores obtenidos con el espectro determinista, por lo cual se debe contar con un mapa de microzonificación sísmica para el Cantón de Ambato, para establecer los sitios de mayor vulnerabilidad donde se prohíba la construcción de estructuras o se tome las precauciones necesarias para que a futuro se cuente con un plan de ordenamiento territorial acorde a los requerimientos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción.
- Se recomienda continuar con la investigación del peligro sísmico a nivel de todo el Cantón de Ambato y de la Provincia de Tungurahua, para generar información cada vez más veraz que ayude a precautelar la pérdida de vidas humanas por el colapso de las construcciones.



## 1. BIBLIOGRAFÍA

- [1]. (2016, Septiembre). Guía práctica para la evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015. (1ra edición). [On-line]. Disponible: <http://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2016/10/GUIA-5-EVALUACION-Y-REHABILITACION1.pdf> [Febrero. 1,2018].
- [2]. (2011). “Estudio de Microzonificación Sísmica y Vulnerabilidad en el Distrito de la Molina.” *Programa de Apoyo a la Gestión Integral del Riesgo de Desastres Naturales a Nivel Urbano*. [On-line]. pp. 2. Disponible: [http://eudora.vivienda.gob.pe/OBSERVATORIO/Documentos/EstudiosyAsistencia/Estudios/MicrozonificacionSismicaLima/lamolina/PAUTAS\\_TECNICAS\\_MICROZONIFICACION\\_SISMICA\\_lamolina.pdf](http://eudora.vivienda.gob.pe/OBSERVATORIO/Documentos/EstudiosyAsistencia/Estudios/MicrozonificacionSismicaLima/lamolina/PAUTAS_TECNICAS_MICROZONIFICACION_SISMICA_lamolina.pdf). [Enero. 31,2018].
- [3]. B. Benito, E. Jiménez. (1999, Noviembre). “Peligrosidad Sísmica.” *Física de la Tierra*. [On-line]. 13-47, pp. 15. Disponible: <https://revistas.ucm.es/index.php/FITE/article/download/FITE9999110013A/12067> [Enero. 30, 2018].
- [4]. “Norma Ecuatoriana de la Construcción.” Ecuador,2015.
- [5]. F. Yépez. “Últimos avances en la evaluación del riesgo sísmico de Quito y futuros proyectos de mitigación.” [On-line]. pp. 1. Disponible: <http://www.flacsoandes.edu.ec/biblio/catalog/resGet.php?resId=24693> [Oct.2,2017].
- [6]. (2016). “Sismo en Ecuador abril 2016.” *Evaluación de los Costos de Reconstrucción*. [On-line]. Disponible: <http://www.planificacion.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2017/04/Evaluacion-de-los-Costos-de-Reconstruccion-Libro-Completo.pdf> [Febrero.1, 2018].

- [7]. A. Udías. (1998). “Introducción: sismicidad y sismotectónica de América Central y del Sur.” *Física de la Tierra*. [On-line]. 11.17, pp. 1. Disponible: <https://revistas.ucm.es/index.php/FITE/article/download/FITE9999110013A/12067> [Enero. 30, 2018].
- [8]. J. Singaicho. (2009, Junio). *Mapa de máximas intensidades sísmicas del Ecuador, Criterios estructurales para mejorar la estimación de intensidades*. [On-line]. Disponible: <http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/1593> [Enero. 30, 2018].
- [9]. (2013, Agosto). “Terremoto del 5 de Agosto de 1949.” *Instituto Geofísico*. [On-line]. Disponible: <http://www.igepn.edu.ec/cayambe/805-terremoto-del-5-de-agosto-de-1949> [Febrero.01, 2018].
- [10]. C. Ortiz. (2013). *Sismotectónica y peligrosidad sísmica en Ecuador*. [On-line]. Disponible: <http://repositorio.educacionsuperior.gob.ec/bitstream/28000/1221/1/T-SENESCYT-000352.pdf> [Febrero.05, 2018].
- [11]. “Tectónica de placas: el desarrollo de una revolución científica”. Internet: [http://caminos.udc.es/info/asiñaturas/grado\\_tecic/211/algloki/pdfs/TP.pdf](http://caminos.udc.es/info/asiñaturas/grado_tecic/211/algloki/pdfs/TP.pdf) [Febrero.15, 2018].
- [12]. N. Tortajada. “Tectónica de Placas”. Internet: <http://www.cac.es/cursosomotivar/resources/document/2007/16.pdf> [Febrero.15, 2018].
- [13]. “La tectónica de placas”. Internet: <http://descubriendogalapagos.ec/descubre/procesos-geograficos/ubicacion-formacion/placas-tectonicas/> [Febrero.15, 2018].
- [14]. “Tipos de sismos”. Internet: <https://haytipos.com/sismos/> [Febrero.16, 2018].

- [15]. M. Orozco. “Terremotos”. Internet: <http://terremoto122.blogspot.com/2010/05/clases-de-terremotos.html> [Febrero.16, 2018].
- [16]. “Diseño Sismorresistente”. Internet: <http://webdelprofesor.ula.ve/nucleotrujillo/americanab/09-disenioSismorresistente/9-3.html> [Febrero.16, 2018].
- [17]. F. Rosales. (2012). *El modelamiento del movimiento de las placas tectónicas una propuesta para el aula*. [On-line]. Disponible: [https://www.google.com.ec/search?biw=1536&bih=759&ei=Lj7KW-r-eG8ez5gKllbTACw&q=El+modelamiento+del+movimiento+de+las+placas+tect%C3%B3nicas+una+propuesta+para+el+aula+Francisco+Rosales&oq=El+modelamiento+del+movimiento+de+las+placas+tect%C3%B3nicas+una+propuesta+para+el+aula+Francisco+Rosales&gs\\_l=psy-ab.3...129613.134891.0.135023.26.20.0.0.0.0.240.2352.0j10j3.13.0....0...1c.1.64.psy-ab..13.0.0....0.UP9fwkXVd1s#](https://www.google.com.ec/search?biw=1536&bih=759&ei=Lj7KW-r-eG8ez5gKllbTACw&q=El+modelamiento+del+movimiento+de+las+placas+tect%C3%B3nicas+una+propuesta+para+el+aula+Francisco+Rosales&oq=El+modelamiento+del+movimiento+de+las+placas+tect%C3%B3nicas+una+propuesta+para+el+aula+Francisco+Rosales&gs_l=psy-ab.3...129613.134891.0.135023.26.20.0.0.0.0.240.2352.0j10j3.13.0....0...1c.1.64.psy-ab..13.0.0....0.UP9fwkXVd1s#) [Febrero.16, 2018].
- [18]. B. Benito y E. Jiménez. “Peligrosidad Sísmica.” Internet: [http://redgeomatematica.rediris.es/sismo/pdf/pub\\_014.pdf](http://redgeomatematica.rediris.es/sismo/pdf/pub_014.pdf) [Febrero.16, 2018].
- [19]. J. Canas, L. Pujades, E. Banda. (1994). *Sismología y peligrosidad sísmica*. [On-line]. Disponible: <https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2117/27296/MIS11.pdf?sequence=1&isAllowed=y> [Febrero.16, 2018].
- [20]. A. Córdova. (2014, Enero). “Informe Sísmico para el Ecuador año 2013”. *Instituto Geofísico-Escuela Politécnica Nacional*. [On-line]. pp. 4-5. Disponible: <https://www.igepon.edu.ec/inf-sism/sismicos-anuales/231--50/file>. [Marzo.02,2018].
- [21]. M.Taípe. (2013). *Análisis de las Ecuaciones de Predicción de Movimiento de Suelo para el Ecuador utilizando datos registrados durante el periodo 2000-2011 en Estaciones Sísmicas de Banda Ancha y Acelerógrafos*. [On-line]. Disponible: <http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/6447> [Febrero.20,2018].

- [22]. “GMPE compendium”. Internet: <http://www.gmpe.org.uk/>, Diciembre.05, 2017 [Febrero.17, 2018].
- [23]. J. Douglas, F. Cotton, C. Alessandro, C. Boore, D. Abrahamson, N. Akkar. Compilation and critical review of GMPEs for the GEM-PEER Global GMPEs Project. Internet: [http://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/WCEE2012\\_2306.pdf](http://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/WCEE2012_2306.pdf) [Febrero.19, 2018].
- [24]. L. Wells, K. Coppersmith. (2014, Agosto). “New empirical relationships among magnitude, rupture length, rupture width, rupture area, and surface displacement.” *Bulletin of the Seismological Society of America*. [On-line]. Vol.(84). Disponible: <http://seismo.berkeley.edu/~rallen/teaching/eps256-s07/WellsCoppersmith1994.pdf> [Febrero.12, 2018].
- [25]. P. Cobos. (2017). *Estudio del Peligro Sísmico Determinista para las estructuras de la Universidad Técnica de Ambato campus Huachi*. [On-line]. Disponible: <http://repositorio.uta.edu.ec/bitstream/123456789/25147/1/Tesis%201100%20-%20Cobos%20Torres%20Fabricio%20Pa%C3%BAI.pdf> [Diciembre.03,2017].
- [26]. Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal del Cantón Cevallos. [On-line]. pp. 36. Disponible: [http://app.sni.gob.ec/sni-link/sni/PORTAL\\_SNI/data\\_sigad\\_plus/sigadplusdiagnostico/Diagnostico\\_GAD%20Cevallos\\_15-11-2014.pdf](http://app.sni.gob.ec/sni-link/sni/PORTAL_SNI/data_sigad_plus/sigadplusdiagnostico/Diagnostico_GAD%20Cevallos_15-11-2014.pdf). [Marzo.02,2018].
- [27]. C. Martillo, A. Pazmiño, K. Chunga, R. Resl. (2010-2011). “Descripción Morfológica de la Plataforma Continental del Ecuador y Análisis Comparativo con la Plataforma Jurídica Mediante la Aplicación de Sistemas de Información Geográfica.” *Acta Oceanográfica del Pacífico*. [On-line]. pp. 1. Disponible: <https://www.oceandocs.org/bitstream/handle/1834/4218/Descripci%C3%B2n%20morfol%C3%B2gica%20de%20la%20plataforma%20continental%20del%20E>

cuador%20y%20an%C3%A0lisis%20comparativo%20con%20la.....pdf?sequence=1&isAllowed=y [Marzo.02,2018].

[28]. La Hora. “Conozca los causas de riesgo sísmico del país.” Internet: <https://lahora.com.ec/noticia/1100975269/conozca-los-causas-de-riesgo>, Marzo. 17 ,2010 [Marzo.02,2018].

[29]. F. Garzón. (2012). *Modelamiento Estructural de la Zona Limite entre la Microplaca de Panamá y el Bloque Norandino a partir de la Interpretación de Imágenes de Radar, Cartografía Geológica, Anomalías de Campos Potenciales y Líneas Sísmicas*. [On-line]. Disponible: [http://www.bdigital.unal.edu.co/8848/1/194358.2012.Parte\\_1.pdf](http://www.bdigital.unal.edu.co/8848/1/194358.2012.Parte_1.pdf) [Marzo.03,2018].

[30]. H. Parra, M. Benito, J. Gaspar, A. Lorenzo, M. Luna, X. Molina. (2017). “Estimación de la Peligrosidad Sísmica en Ecuador continental.” *Publicaciones científicas Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE*. [On-line]. Disponible: <https://repositorio.espe.edu.ec/handle/21000/13741> [Marzo.03,2018].

[31]. Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional. “Informe Sísmico Especial N.13-2016.” Internet: <http://www.igepep.edu.ec/servicios/noticias/1317-informe-sismico-especial-n-13-2016>, Abril.17,2016 [Marzo.03,2018].

[32]. K. Chunga, C. Martillo, N. Pazmiño, M. Quiñonez, F. Huaman. “Estimacion de máximos niveles de sismicidad para el Litoral Ecuatoriano a través de la integración de datos geológicos y sismotectónicos.” Internet: <http://www.ipgh.gob.ec/portal/images/imagenes/noticias/pdfs/Estimaci%C3%B3n%20de%20m%C3%A1ximos%20niveles%20de%20sismicidad.pdf>, [Marzo.04, 2018].

[33]. Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional. “Informe del Volcan Chiles – Cerro Negro NO.23-20 Octubre 2014.” Internet:

<http://www.igeppn.edu.ec/cayambe/916-informe-del-volcan-chiles-cerro-negro-n-23-20-octubre-2014>, Octubre.21,2014 [Marzo.04,2018].

[34]. Esg solutions. “Qué es la Magnitud de Momento.” Internet: <https://www.esgsolutions.com/es/recursos-tecnicos/base-de-conocimientos-microsismicos/que-es-la-magnitud-de-momento>, [Marzo.04,2018].

[35]. E. Rosenblueth. (1992). *Macrosismos*. (1ra edición). [On-line]. Disponible: [http://www.cires.org.mx/docs\\_info/CIRES\\_006.pdf](http://www.cires.org.mx/docs_info/CIRES_006.pdf), [Marzo.05,2018].

[36]. NTE INEN 0689. (1982). “Ensayo de penetración estándar.” [On-line]. pp. 3-4. Disponible: <https://ia801903.us.archive.org/5/items/ec.nte.06891982/ec.nte.0689.1982.pdf>, [Marzo.05,2018].

[37]. Comunidad Autónoma Región de Murcia. (2015). *Evaluación de Daños en Emergencias Protocolos de Activación y Actuación del Grupo de Evaluación de Daños*. (1ra edición). [On-line]. Disponible: <http://www.112rm.com/dgsce/docs/Libro%20Evaluacion%20Rapida%20de%20Danos%20en%20Emergencias%20-%20Protocolos.pdf>, [Marzo.05,2018].

[38]. S. Lazcano. (2012). “Perfiles de velocidad de onda de corte y análisis del comportamiento sísmico del suelo en el poniente de Guadalajara, Jal.” *Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, A.C.* [On-line]. pp. 3. Disponible: [http://www.smig.org.mx/admArticulos/eventos/1\\_Reunion\\_Cancun/2XXVI\\_Reunion\\_Nacional/6\\_Geotecnia\\_sismica/I5LADS\\_1.pdf](http://www.smig.org.mx/admArticulos/eventos/1_Reunion_Cancun/2XXVI_Reunion_Nacional/6_Geotecnia_sismica/I5LADS_1.pdf), [Marzo.06,2018].

[39]. S. Akkar, J. Bommer. (2010, Marzo/Abril). “Empirical Equations for the Prediction of PGA, PGV, and Spectral Accelerations in Europe, the Mediterranean Region, and the middle East.” [On-line]. 81(2), pp. 1-12. Disponible: [http://web.boun.edu.tr/sinan.akkarakkar/publications/19\\_Akkar\\_Bommer\\_2010\\_SRL\\_81\\_2\\_195-206.pdf](http://web.boun.edu.tr/sinan.akkarakkar/publications/19_Akkar_Bommer_2010_SRL_81_2_195-206.pdf), [Febrero.16,2018].

- [40]. M. Boore, M. Aatkinson. (2008, Febrero). “Ground-Motion Prediction Equations for the Average Horizontal Component of PGA, PGV, and 5%-Damped PSA at Spectral Periods between 0.01s and 10.0s.” [On-line]. 24(1), pp. 1-40. Disponible: [http://www.daveboore.com/pubs\\_online/boore\\_atkinsoneqspectrapublished.pdf](http://www.daveboore.com/pubs_online/boore_atkinsoneqspectrapublished.pdf), [Febrero.16,2018].
- [41]. T. Kanno, A. Narita, N. Morikawa, H. Fujiwara, Y. Fukushima. (2006, Junio). “A New Attenuation Relation for Strong Ground Motion in Japan Base on Record Data.” [On-line]. 96(3), pp. 1-20. Disponible: [https://www.researchgate.net/publication/228663447\\_A\\_new\\_attenuation\\_relation\\_for\\_strong\\_ground\\_motion\\_in\\_Japan\\_based\\_on\\_recorded\\_data](https://www.researchgate.net/publication/228663447_A_new_attenuation_relation_for_strong_ground_motion_in_Japan_based_on_recorded_data), [Febrero.20,2018].
- [42]. J. Zhao, J. Zhang, A. Aasano, Y. Ohno, T. Oouchi, T. Takahashi, H. Ogawa, K. Irikura, H.Thio, P. Somerville, Y. Fukushima, Y. Fukushima. (2006, Junio). “Attenuation Relations of Strong Ground Motion in Japan Using Site Classification Base on Predominant Period.” [On-line]. 96(3) , pp. 1-16. Disponible: [https://www.researchgate.net/publication/240614152\\_Attenuation\\_relations\\_of\\_strong\\_ground\\_motion\\_in\\_Japan\\_using\\_site\\_classification\\_based\\_on\\_predominant\\_period](https://www.researchgate.net/publication/240614152_Attenuation_relations_of_strong_ground_motion_in_Japan_using_site_classification_based_on_predominant_period), [Febrero.21,2018].
- [43]. R. Youngs, S. Chiou, W. Silva, J. Humphrey. (1997, Enero/Febrero). “Strong Ground Motion Attenuation Relationships for Subduction Zone Earthquakes.” [On-line]. 68(1), pp. 1-16. Disponible: <http://www.pacificengineering.org/GM%20Attenuation/Strong%20GM%20Attenuation.pdf>, [Febrero.22,2018].
- [44]. F. Crisafulli, E. Villafañe. (2002, Mayo). “Espectros de Respuesta y de Diseño.” *Ingeniería Sismorresistente*. [On-line]. pp. 1-2. Disponible: <http://fing.uncu.edu.ar/catedras/sismoresistente/archivos/isr-espectros.pdf>, [Marzo.05,2018].

## 2. ANEXOS

### ANEXO A



Fotografía 1. Marcando la altura de hincamiento de la barra de acero cada 15cm

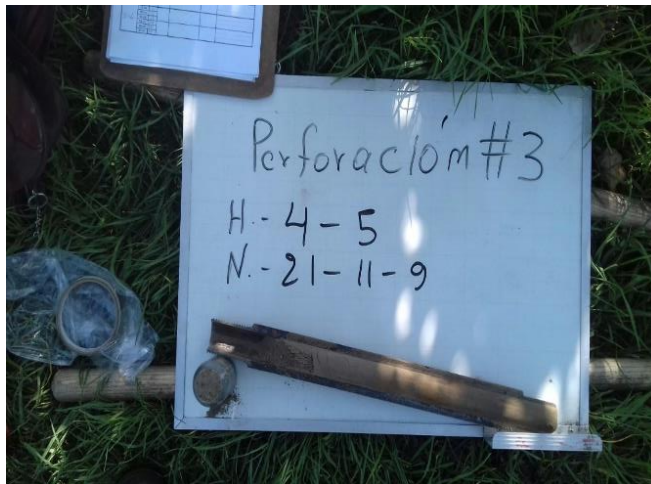


Fotografía 2. Registro de golpes





Fotografía 3. Obtención de la muestra del pozo perforado



Fotografía 4. Suelo obtenido



Fotografía 5. Secado de las muestras de suelo en el horno



Fotografía 6. Pesando la muestra de suelo



Fotografía 7. Tamizando el suelo



Fotografía 8. Pesando el suelo retenido en la base

## ANEXO B

B-1. Coeficientes de amplificación del sitio dependiente del periodo

<b>PERIODO</b>	<b><math>b_{lin}</math></b>	<b><math>b_1</math></b>	<b><math>b_2</math></b>
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	-0.60	-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	-0.50	-0.51	-0.10
0.5	-0.60	-0.50	-0.06
0.75	-0.69	-0.47	0.00
1	-0.70	-0.44	0.00
1.5	-0.72	-0.40	0.00
2	-0.73	-0.38	0.00
3	-0.74	-0.34	0.00
4	-0.75	-0.31	0.00
5	-0.75	-0.29	0.00
7.5	-0.69	-0.25	0.00
10	-0.65	-0.22	0.00

Fuente: Modelo Boore y Atkinson 2008

B-2. Coeficientes de escala de distancia (Mref=4.5 y Rref=1.0 km para todos los periodos, excepto Rref=5.0 km para pga4nl)

<b>PERIODO</b>	<b>c<sub>1</sub></b>	<b>c<sub>2</sub></b>	<b>c<sub>3</sub></b>	<b>h</b>
PGA	-0.6605	0.1197	-0.01151	1.35
0.01	-0.6622	0.12	-0.01151	1.35
0.02	-0.666	0.1228	-0.01151	1.35
0.03	-0.6901	0.1283	-0.01151	1.35
0.05	-0.717	0.1317	-0.01151	1.35
0.075	-0.7205	0.1237	-0.01151	1.55
0.1	-0.7081	0.1117	-0.01151	1.68
0.15	-0.6961	0.09884	-0.01113	1.86
0.2	-0.583	0.04273	-0.00952	1.98
0.25	-0.5726	0.02977	-0.00837	2.07
0.3	-0.5543	0.01955	-0.0075	2.14
0.4	-0.6443	0.04394	-0.00626	2.24
0.5	-0.6914	0.0608	-0.0054	2.32
0.75	-0.7408	0.07518	-0.00409	2.46
1	-0.8183	0.1027	-0.00334	2.54
1.5	-0.8303	0.09793	-0.00255	2.66
2	-0.8285	0.09432	-0.00217	2.73
3	-0.7844	0.07282	-0.00191	2.83
4	-0.6854	0.03758	-0.00191	2.89
5	-0.5096	-0.02391	-0.00191	2.93
7.5	-0.3724	-0.06568	-0.00191	3
10	-0.09824	-0.138	-0.00191	3.04

Fuente: Modelo Boore y Atkinson 2008

B-3. Coeficientes de escala de magnitud

PERIODO	$e_1$	$e_2$	$e_3$	$e_4$	$e_5$	$e_6$	$e_7$	$M_h$
PGA	-0.53804	-0.5035	-0.75472	-0.5097	0.28805	-0.10164	0	6.75
0.01	-0.52883	-0.49429	-0.74551	-0.49966	0.28897	-0.10019	0	6.75
0.02	-0.52192	-0.48508	-0.73906	-0.48895	0.25144	-0.11006	0	6.75
0.03	-0.45285	-0.41831	-0.66722	-0.42229	0.17976	-0.12858	0	6.75
0.05	-0.28476	-0.25022	-0.48462	-0.26092	0.06369	-0.15752	0	6.75
0.075	0.00767	0.04912	-0.20578	0.02706	0.0117	-0.17051	0	6.75
0.1	0.20109	0.23102	0.03058	0.22193	0.04697	-0.15948	0	6.75
0.15	0.46128	0.48661	0.30185	0.49328	0.1799	-0.14539	0	6.75
0.2	0.5718	0.59253	0.4086	0.61472	0.52729	-0.12964	0.00102	6.75
0.25	0.51884	0.53496	0.3388	0.57747	0.6088	-0.13843	0.08607	6.75
0.3	0.43825	0.44516	0.25356	0.5199	0.64472	-0.15694	0.10601	6.75
0.4	0.3922	0.40602	0.21398	0.4608	0.7861	-0.07843	0.02262	6.75
0.5	0.18957	0.19878	0.00967	0.26337	0.76837	-0.09054	0	6.75
0.75	-0.21338	-0.19496	-0.49176	-0.10813	0.75179	-0.14053	0.10302	6.75
1	-0.46896	-0.43443	-0.78465	-0.3933	0.6788	-0.18257	0.05393	6.75
1.5	-0.86271	-0.79593	-1.20902	-0.88085	0.70689	-0.2595	0.19082	6.75
2	-1.22652	-1.15514	-1.57697	-1.27669	0.77989	-0.29657	0.29888	6.75
3	-1.82979	-1.7469	-2.22584	-1.91814	0.77966	-0.45384	0.67466	6.75
4	-2.24656	-2.15906	-2.58228	-2.38168	1.24961	-0.35874	0.79508	6.75
5	-1.28408	-1.2127	-1.50904	-1.41093	0.14271	-0.39006	0	8.5
7.5	-1.43145	-1.31632	-1.81022	-1.59217	0.52407	-0.37578	0	8.5
10	-2.15446	-2.16137	-2.53323	-2.14635	0.40387	-0.48492	0	8.5

Fuente: Modelo Boore y Atkinson 2008

## ANEXO C

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

Periodo T	$b_1$	$b_2$	$b_3$	$b_4$	$b_5$	$b_6$
0	1.0416	0.9133	-0.0814	-2.9273	0.2812	7.8664
0.05	2.1153	0.7257	-0.0735	-3.332	0.3353	7.7473
0.1	2.1199	0.7518	-0.0745	-3.1054	0.3025	8.2141
0.15	1.6449	0.8368	-0.0754	-2.7585	0.2549	8.3179
0.2	0.9207	0.9682	-0.079	-2.4926	0.2179	8.2191
0.25	0.1398	1.1307	-0.0876	-2.3382	0.2009	7.2069
0.3	-0.8401	1.3744	-0.1035	-2.1912	0.1814	6.543
0.35	-1.3221	1.4706	-0.1087	-2.1299	0.1749	6.2475
0.4	-1.7032	1.5593	-0.1139	-2.1272	0.1714	6.5717
0.45	-1.972	1.6165	-0.1174	-2.1662	0.177	6.7808
0.5	-2.7693	1.8327	-0.132	-2.1297	0.1688	7.1742
0.55	-3.5167	2.0252	-0.145	-2.0421	0.1562	6.7617
0.6	-3.9276	2.0847	-0.1465	-1.8814	0.1362	6.101
0.65	-4.4949	2.2115	-0.1552	-1.7903	0.1292	5.1914
0.7	-4.6293	2.2176	-0.1549	-1.798	0.135	4.4632
0.75	-4.9505	2.2914	-0.1598	-1.8132	0.1392	4.2795
0.8	-5.3286	2.3839	-0.1657	-1.7727	0.1327	4.3701
0.85	-5.758	2.5064	-0.1748	-1.7707	0.131	4.6219
0.9	-5.8269	2.5029	-0.1737	-1.763	0.1306	4.6539
0.95	-5.9059	2.5141	-0.1742	-1.7985	0.1354	4.8454
1	-6.1707	2.5856	-0.1794	-1.8072	0.136	4.976
1.05	-6.6034	2.6958	-0.1865	-1.7384	0.1249	5.0449
1.1	-6.9038	2.7704	-0.1917	-1.7111	0.1223	5.0098
1.15	-6.9618	2.7586	-0.1889	-1.6659	0.1145	5.089
1.2	-6.9924	2.7343	-0.1849	-1.5912	0.1027	5.0327
1.25	-6.7461	2.6238	-0.1739	-1.5289	0.0913	5.0835
1.3	-6.5172	2.5187	-0.1633	-1.4653	0.0801	5.1442
1.35	-6.5582	2.5224	-0.1631	-1.4822	0.0817	5.2901
1.4	-6.6195	2.5261	-0.1627	-1.4826	0.0821	5.3349
1.45	-6.6274	2.4986	-0.1591	-1.4331	0.0758	5.1941
1.5	-6.7179	2.4949	-0.1569	-1.353	0.0638	5.1575
1.55	-6.8078	2.5029	-0.1563	-1.3123	0.057	5.2744
1.6	-6.8363	2.5101	-0.1568	-1.3326	0.0587	5.5454
1.65	-6.8868	2.5405	-0.16	-1.4093	0.0686	5.9383

C-1(continuación). Coeficientes de las ecuaciones 1 y 2 para la predicción de Pseudoaceleración espectral

1.7	-6.946	2.5715	-0.1629	-1.4768	0.0767	6.366
1.75	-7.0917	2.6294	-0.1679	-1.5404	0.0843	6.8229
1.8	-7.2282	2.6682	-0.1706	-1.5427	0.0833	7.116
1.85	-7.2977	2.6757	-0.17	-1.5094	0.0766	7.3193
1.9	-7.3552	2.6775	-0.1693	-1.4699	0.0707	7.2599
1.95	-7.4072	2.6821	-0.1691	-1.4382	0.0653	7.2534
2	-7.504	2.71	-0.1713	-1.444	0.066	7.2606
2.05	-7.556	2.7274	-0.1729	-1.4579	0.0677	7.4032
2.1	-7.5346	2.7171	-0.1722	-1.4666	0.0694	7.4617
2.15	-7.5081	2.7104	-0.1721	-1.4968	0.0743	7.5127
2.2	-8.0917	2.9116	-0.1892	-1.5564	0.0843	7.7706
2.25	-8.1106	2.9209	-0.1904	-1.5954	0.0905	7.877
2.3	-8.1627	2.9333	-0.1916	-1.6046	0.0928	7.9175
2.35	-7.947	2.8533	-0.1854	-1.5743	0.0908	7.6196
2.4	-7.9668	2.8536	-0.1856	-1.5783	0.0929	7.5964
2.45	-7.9788	2.849	-0.1853	-1.5773	0.0943	7.5034
2.5	-7.884	2.8182	-0.1832	-1.6038	0.0989	7.5395
2.55	-7.681	2.7572	-0.1791	-1.6521	0.1068	7.6189
2.6	-7.7257	2.8204	-0.1872	-1.8878	0.1405	8.1225
2.65	-7.5329	2.7482	-0.1814	-1.8953	0.1436	7.9224
2.7	-7.4159	2.6901	-0.1763	-1.8704	0.1428	7.5
2.75	-7.3454	2.6535	-0.1731	-1.8608	0.1434	7.2667
2.8	-7.2456	2.6103	-0.1695	-1.8561	0.1444	7.1186
2.85	-7.0711	2.5612	-0.1662	-1.9042	0.1513	7.3628
2.9	-6.9933	2.527	-0.163	-1.897	0.1504	7.4504
2.95	-6.9567	2.5101	-0.1614	-1.9013	0.1508	7.6023
3	-6.9292	2.459	-0.1551	-1.768	0.1331	7.2195

Fuente: Modelo Akkar y Bommer 2010

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

$b_7$	$b_8$	$b_9$	$b_{10}$	$\sigma_1$	$\sigma_2$
0.0875	0.0153	-0.0419	0.0802	0.261	0.0994
0.0471	-0.0243	-0.0426	0.0865	0.272	0.1142
0.0267	-0.0006	-0.0491	0.0791	0.2728	0.1167
0.0258	0.017	-0.0418	0.0784	0.2788	0.1192
0.0656	0.0211	-0.021	0.0844	0.2821	0.1081
0.0981	0.0392	-0.0485	0.0858	0.2871	0.099
0.1285	0.0434	-0.0555	0.0922	0.2902	0.0976
0.1621	0.067	-0.0472	0.09	0.2983	0.1054
0.2122	0.092	-0.0515	0.099	0.2998	0.1101
0.2412	0.1168	-0.052	0.0994	0.3037	0.1123
0.2594	0.1356	-0.0428	0.0858	0.3078	0.1163
0.265	0.1445	-0.0426	0.0695	0.307	0.1274
0.2772	0.1516	-0.0385	0.0593	0.3007	0.143
0.2857	0.1524	-0.0342	0.0511	0.3004	0.1546
0.3035	0.1565	-0.0415	0.0466	0.2978	0.1626
0.3152	0.1633	-0.0405	0.0425	0.2973	0.1602
0.3215	0.1737	-0.0395	0.0337	0.2927	0.1584
0.3352	0.1848	-0.0379	0.0287	0.2917	0.1543
0.3485	0.1906	-0.0288	0.0248	0.2915	0.1521
0.3592	0.1941	-0.0221	0.025	0.2912	0.1484
0.3662	0.1952	-0.0227	0.0212	0.2895	0.1483
0.3728	0.1946	-0.0261	0.0112	0.2888	0.1465
0.3776	0.1942	-0.0266	0.0014	0.2896	0.1427
0.3815	0.194	-0.0209	0.0015	0.2871	0.1435
0.3812	0.1931	-0.0162	0.0041	0.2878	0.1439
0.3878	0.1939	-0.0183	0.0041	0.2863	0.1453
0.3886	0.1927	-0.019	-0.0037	0.2869	0.1427
0.3868	0.1908	-0.0184	-0.009	0.2885	0.1428
0.3863	0.1929	-0.0161	-0.0088	0.2875	0.1458
0.3829	0.1916	-0.0129	-0.0056	0.2857	0.1477
0.3787	0.1881	-0.0121	-0.0022	0.2839	0.1468
0.3727	0.1857	-0.0085	-0.0005	0.2845	0.145
0.3695	0.1815	-0.0053	-6E-05	0.2844	0.1457
0.3653	0.1762	-0.0085	-0.003	0.2841	0.1503
0.3594	0.173	-0.012	-0.0074	0.284	0.1537
0.3528	0.1695	-0.0139	-0.0139	0.284	0.1558
0.3478	0.1674	-0.014	-0.0149	0.2834	0.1582



C-1(continuación). Coeficientes de las ecuaciones 1 y 2 para la predicción de Pseudoaceleración espectral

0.3456	0.1673	-0.0153	-0.0119	0.2828	0.1592
0.3414	0.1633	-0.0156	-0.007	0.2826	0.1611
0.3372	0.1617	-0.0185	-0.0035	0.2832	0.1642
0.333	0.1584	-0.0226	-0.0049	0.2835	0.1657
0.3301	0.155	-0.0263	-0.0073	0.2836	0.1665
0.3265	0.1534	-0.0292	-0.0087	0.2832	0.1663
0.3244	0.1526	-0.0348	-0.0123	0.283	0.1661
0.3135	0.1443	-0.0399	-0.0193	0.283	0.1627
0.31	0.1443	-0.0416	-0.0232	0.283	0.1627
0.3083	0.1441	-0.0424	-0.0263	0.2829	0.1633
0.3207	0.1432	-0.0496	-0.0234	0.2815	0.1632
0.318	0.143	-0.0491	-0.0257	0.2826	0.1645
0.314	0.1432	-0.0481	-0.0264	0.2825	0.1665
0.311	0.1433	-0.0471	-0.0277	0.2818	0.1681
0.3088	0.1434	-0.0461	-0.0282	0.2818	0.1688
0.3112	0.1426	-0.0511	-0.0297	0.2838	0.1741
0.3094	0.1422	-0.0502	-0.0293	0.2845	0.1759
0.3069	0.1407	-0.0489	-0.0296	0.2854	0.1772
0.3064	0.1405	-0.0474	-0.0292	0.2862	0.1783
0.3053	0.1392	-0.0473	-0.0275	0.2867	0.1794
0.3051	0.1393	-0.0452	-0.0278	0.2869	0.1788
0.3036	0.1378	-0.042	-0.0262	0.2874	0.1784
0.2999	0.1358	-0.0386	-0.0249	0.2872	0.1783
0.2977	0.132	-0.0386	-0.0247	0.2876	0.1785

Fuente: Modelo Akkar y Bommer 2010

## ANEXO D

D-1. Coeficientes de regresión para el modelo de eventos poco profundos de espectros de respuesta de aceleración atenuada de pga 5%

Periodo	$a_1$	$b_1$	$c_1$	$d_1$	$\varepsilon_1$
0	0.56	-0.0031	0.26	0.0055	0.37
0.05	0.54	-0.0035	0.48	0.0061	0.37
0.06	0.54	-0.0037	0.57	0.0065	0.38
0.07	0.53	-0.0039	0.67	0.0066	0.38
0.08	0.52	-0.004	0.75	0.0069	0.39
0.09	0.52	-0.0041	0.8	0.0071	0.4
0.1	0.52	-0.0041	0.85	0.0073	0.4
0.11	0.5	-0.004	0.96	0.0061	0.4
0.12	0.51	-0.004	0.93	0.0062	0.4
0.13	0.51	-0.0039	0.91	0.0062	0.4
0.15	0.52	-0.0038	0.89	0.006	0.41
0.17	0.53	-0.0037	0.84	0.0056	0.41
0.2	0.54	-0.0034	0.76	0.0053	0.4
0.22	0.54	-0.0032	0.73	0.0048	0.4
0.25	0.54	-0.0029	0.66	0.0044	0.4
0.3	0.56	-0.0026	0.51	0.0039	0.39
0.35	0.56	-0.0024	0.42	0.0036	0.4
0.4	0.58	-0.0021	0.26	0.0033	0.4
0.45	0.59	-0.0019	0.13	0.003	0.41
0.5	0.59	-0.0016	0.04	0.0022	0.41
0.6	0.62	-0.0014	-0.22	0.0025	0.41
0.7	0.63	-0.0012	-0.37	0.0022	0.41
0.8	0.65	-0.0011	-0.54	0.002	0.41
0.9	0.68	-0.0009	-0.8	0.0019	0.41
1	0.71	-0.0009	-1.04	0.0021	0.41
1.1	0.72	-0.0007	-1.19	0.0018	0.41
1.2	0.73	-0.0006	-1.32	0.0014	0.41
1.3	0.74	-0.0006	-1.44	0.0014	0.41
1.5	0.77	-0.0005	-1.7	0.0017	0.4
1.7	0.79	-0.0005	-1.89	0.0019	0.39
2	0.8	-0.0004	-2.08	0.002	0.39
2.2	0.82	-0.0004	-2.24	0.0022	0.38
2.5	0.84	-0.0003	-2.46	0.0023	0.38
3	0.86	-0.0002	-2.72	0.0021	0.38
3.5	0.9	-0.0003	-2.99	0.0032	0.37
4	0.92	-0.0005	-3.21	0.0045	0.38
4.5	0.94	-0.0007	-3.39	0.0064	0.38
5	0.92	-0.0004	-3.35	0.003	0.38

Fuente: Modelo Kanno 2006

## ANEXO E

E-1. Relaciones de atenuación para la aceleración espectral de respuesta horizontal  
(amortiguación del 5%) para los terremotos de subducción para el suelo

<b>PERIODO</b>	<b><math>C_1</math></b>	<b><math>C_2</math></b>	<b><math>C_3</math></b>	<b><math>C_4^*</math></b>	<b><math>C_5^*</math></b>
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: Modelo Youngs 1997

## ANEXO F

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

Periodo	a	b	c	d	e	SR	SI	Ss	SsL
0.00	1.101	-0.00564	0.0055	1.080	0.01412	0.251	0.000	2.607	-0.528
0.05	1.076	-0.00671	0.0075	1.060	0.01463	0.251	0.000	2.764	-0.551
0.10	1.118	-0.00787	0.0090	1.083	0.01423	0.240	0.000	2.156	-0.420
0.15	1.134	-0.00722	0.0100	1.053	0.01509	0.251	0.000	2.161	-0.431
0.20	1.147	-0.00659	0.0120	1.014	0.01462	0.260	0.000	1.901	-0.372
0.25	1.149	-0.00590	0.0140	0.966	0.01459	0.027	0.000	1.814	-0.360
0.30	1.163	-0.00520	0.0150	0.934	0.01458	0.259	0.000	2.181	-0.450
0.40	1.2	-0.00422	0.0100	0.959	0.01257	0.248	-0.041	2.432	-0.506
0.50	1.25	-0.00338	0.0060	1.008	0.01114	0.247	-0.053	2.629	-0.554
0.60	1.293	-0.00282	0.0030	1.088	0.01019	0.233	-0.103	2.702	-0.575
0.70	1.336	-0.00258	0.0025	1.084	0.00979	0.220	-0.146	2.654	-0.572
0.80	1.386	-0.00242	0.0022	1.088	0.00944	0.232	-0.164	2.480	-0.540
0.90	1.433	-0.00232	0.0020	1.109	0.00972	0.220	-0.206	2.332	-0.522
1.00	1.479	-0.00220	0.0020	1.115	0.01005	0.211	-0.239	2.233	-0.509
1.25	1.551	-0.00207	0.0020	1.083	0.01003	0.251	-0.256	2.029	-0.469
1.50	1.621	-0.00224	0.0020	1.091	0.00928	0.248	-0.306	1.589	-0.379
2.00	1.694	-0.00201	0.0025	1.055	0.00833	0.263	-0.320	0.966	-0.248
2.50	1.748	-0.00187	0.0028	1.052	0.00776	0.262	-0.337	0.789	-0.221
3.00	1.759	-0.00147	0.0032	1.025	0.00644	0.307	-0.331	1.037	-0.263
4.00	1.826	-0.00195	0.0040	1.044	0.00590	0.353	-0.390	0.561	-0.169
5.00	1.825	-0.00237	0.0050	1.065	0.00510	0.248	-0.498	0.225	-0.120

Fuente: Modelo Zhao 2006

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

CH	C1	C2	C3	C4	Ck	$\sigma$	$\tau$	$\sigma T$	r
0.239	1.111	1.344	1.355	1.420	1.344	0.604	0.398	0.723	385.187
0.939	1.684	1.793	1.747	1.814	1.793	0.640	0.444	0.779	396.798
1.499	2.061	2.135	2.031	2.082	2.135	0.694	0.490	0.849	441.126
1.462	1.916	2.168	2.052	2.113	2.168	0.702	0.460	0.839	420.511
1.280	1.669	2.085	2.001	2.030	2.085	0.692	0.423	0.811	402.659
1.121	1.468	1.942	1.941	1.937	1.942	0.682	0.391	0.786	378.846
0.852	1.172	1.683	1.808	1.770	1.683	0.670	0.379	0.770	364.123
0.365	0.655	1.127	1.482	1.397	1.127	0.659	0.390	0.766	353.903
-0.207	0.071	0.515	0.934	0.955	0.515	0.653	0.389	0.760	350.238
-0.705	-0.429	-0.003	0.394	0.559	-0.003	0.653	0.401	0.766	351.137
-1.144	-0.866	-0.449	-0.111	0.188	-0.449	0.652	0.408	0.769	341.711
-1.609	-1.325	-0.928	-0.620	-0.246	-0.928	0.647	0.418	0.770	338.301
-2.023	-1.732	-1.349	-1.066	-0.643	-1.349	0.653	0.411	0.771	341.687
-2.451	-2.152	-1.776	-1.523	-1.084	-1.776	0.657	0.410	0.775	343.809
-3.243	-2.923	-2.542	-2.327	-1.936	-2.542	0.660	0.402	0.773	333.695
-3.888	-3.548	-3.169	-2.979	-2.661	-3.169	0.664	0.408	0.779	335.960
-4.783	-4.410	-4.039	-3.871	-3.640	-4.039	0.669	0.414	0.787	332.905
-5.444	-5.049	-4.698	-4.496	-4.341	-4.698	0.671	0.411	0.786	335.611
-5.839	-5.431	-5.089	-4.893	-4.758	-5.089	0.667	0.396	0.776	332.309
-6.598	-6.181	-5.882	-5.698	-5.588	-5.882	0.647	0.382	0.751	346.386
-6.752	-6.347	-6.051	-5.873	-5.798	-6.051	0.643	0.377	0.745	368.378

Fuente: Modelo Zhao 2006