

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 DE PELIGRO SÍSMICO DETERMINISTA PARA LAS ESTRUCTURAS DE AMBATO, PARROQUIA HUACHI CHICO UBICADO ENTRE LAS CALLES GUSTAVO LEMOS RAMÍREZ, AV. ATAHUALPA, AV. MIGUEL DE CERVANTES Y AV. MANUELITA SÁENZ.

Autor: Lenin Paúl Benavides Urrutia.

Tutor: Ing. Mg. Lenin Maldonado.

Ambato – Ecuador

2018

CERTIFICACIÓN DEL TUTOR.

Yo, Ing. Mg. Lenin Maldonado, certifico que el presente trabajo bajo el tema: ESTUDIO DEL PELIGRO SÍSMICO DETERMINISTA PARA LAS ESTRUCTURAS DE AMBATO, PARROQUIA HUACHI CHICO UBICADO ENTRE LAS CALLES GUSTAVO LEMOS RAMÍREZ, AV. ATAHUALPA, AV. MIGUEL DE CERVANTES Y AV. MANUELITA SÁENZ, es autoría del Sr. Lenin Paúl Benavides Urrutia, el mismo que ha sido realizado bajo mi supervisión y tutoría.

Es todo en cuanto puedo certificar en honor a la verdad.

Ing. Mg. Lenin Maldonado

AUTORÍA.

Yo, Leni Paúl Benavides Urrutia con C.I: 180458638-4, 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 DE AMBATO, PARROQUIA HUACHI CHICO UBICADO ENTRE LAS CALLES GUSTAVO LEMOS RAMÍREZ, AV. ATAHUALPA, AV. MIGUEL DE CERVANTES Y AV. MANUELITA SÁENZ, es de mi completa autoría.

Ambato, junio del 2018

Lenin Paúl Benavides Urrutia C.I: 180458638-4

DERECHOS DE AUTOR.

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

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

Ambato, junio del 2018

Autor

Lenin Paúl Benavides Urrutia C.I: 180458638-4

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 DE AMBATO, PARROQUIA HUACHI CHICO UBICADO ENTRE LAS CALLES GUSTAVO LEMOS RAMÍREZ, AV. ATAHUALPA, AV. MIGUEL DE CERVANTES Y AV. MANUELITA SÁENZ", del egresado Lenin Paúl Benavides Urrutia, de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica.

Ambato, junio 2018

Para constancia firman.

Ing. Mg. Santiago Medina

Ing. Mg. Galo Núñez

DEDICATORIA

Es mi deseo como sencillo gesto de agradecimiento, dedicar mi Trabajo de Grado a mis padres Luis Agustín Benavides y María Lidia Urrutia que han sido pilar fundamental en mi formación como profesional, por apoyarme incondicionalmente en todo momento, por sus consejos, valores, por la motivación constante, por los ejemplos de perseverancia y constancia, que me han permitido seguir con mis objetivos.

A mis hermanos y demás familiares por sus consejos, paciencia y toda la ayuda que me brindaron día a día en el transcurso de cada año de mi Carrera Universitaria.

AGRADECIMIENTO

Mi agradecimiento se dirige a quienes han forjado mi camino y me han dirigido por el sendero correcto, a mis queridos padres, ellos que en todo momento me brindaron su apoyo incondicional y fueron el motor de arranque y mi constante motivación para poder alcanzar esta meta tan deseada.

A mis queridos hermanos que de una u otra forma han estado presentes, y quienes con sus palabras de aliento no me dejaban decaer para que siguiera adelante y siempre sea perseverante y cumpla mis ideales.

Muestro mi más sincero agradecimiento a mi tutor de Proyecto el Ing. Mg. Lenin Maldonado, quien con su conocimiento y su guía fue una pieza clave para que pudiera desarrollar cada etapa de este trabajo.

También agradezco a mis queridos amigos "a toda esa bola de borrachos" por esas ocasiones inmemorable las cuales pasamos durante todo este tiempo de vida estudiantil.

Agradezco inmensamente a mi persona, Lenin Paúl Benavides Urrutia por poner dedicación en la realización de este proyecto y también agradezco a todos aquellos que no creyeron en mí, aquellos que esperaban mi fracaso y que nunca esperaban que lograse terminar mi carrera, aquello que apostaban a que me rendiría a medio camino, a todos ellos les agradezco.

ÍNDICE.

A. PÁGINAS PRELIMINARES

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATOI
CERTIFICACIÓN DEL TUTORII
AUTORÍAIII
DERECHOS DE AUTOR IV
APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADOV
DEDICATORIA VI
AGRADECIMIENTOVII
ÍNDICE VIII
ÍNDICE DE TABLASX
ÍNDICE DE FIGURASXII
ÍNDICE DE ANEXOSXV
RESUMEN EJECUTIVOXVII
B. CONTENIDO
CAPÍTULO I1

ANTEC	CEDENTES1	L
1.1.	TEMA DEL TRABAJO ESPERIMENTAL1	L
1.2.	ANTECEDENTES1	l

1.3.	JUSTIFICACIÓN	3
1.4.	OBJETIVOS	4
1.4.1.	. Objetivo General	4
1.4.2.	. Objetivos Específicos	4
CAPITUI	LO II	5
FUNDAM	IENTACIÓN	5
2.1. 1	FUNDAMENTACIÓN TEORICA	5
2.1.1.	. Tectónica de Placas	5
2.1.2.	. Peligro Sísmico	13
2.1.3.	. Metodología de Diseño Sismorresistente	22
2.2.	HIPÓTESIS	30
2.3.	SEÑALAMIENTO DE VARIABLES DE LA HIPÓTESIS	30
2.3.1.	. Variable Dependiente	30
2.3.2.	. Variable Independiente.	30
CAPÍTUI	LO III	31
METODO	OLOGÍA	31
3.1. 1	NIVEL O TIPO DE INVESTIGACIÓN	31
3.2.	POBLACIÓN Y MUESTRA	31
3.3.	OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES	32
3.3.1.	. Variable Independiente.	32
3.3.2.	. Variable Dependiente	33
3.4.	PLAN DE RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN	34

3.5. PLAN	N DE PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS	34
CAPÍTULO IV	V	36
ANÁLISIS E I	NTERPRETACIÓN DE RESULTADOS	36
4.1. REC	OLECCIÓN DE DATOS	36
4.1.1. Rég	gimen Tectónico.	36
4.1.2. Sel	ección de Fallas Geológicas	38
4.1.3. Car	racterísticas del Suelo	41
4.1.3.1.	Ensayo de Penetración Estándar	49
4.1.4. Ve	locidad Media de Onda de Cortante Vs30	58
4.1.5. Ecu	aciones de Atenuación para falla Cortical Intraplaca	50
4.1.5.1.	Modelo de Boore y Atkinson (2008).	50
4.1.5.2.	Modelo de Akkar y Bommer (2010)	54
4.1.5.3.	Modelo Kanno (2006)	56
4.1.6. Ecu	uaciones de Atenuación para Subducción	58
4.1.6.1.	Modelo de Youngs (1997).	58
4.1.6.2.	Modelo de Zhao (2006)	59
4.1.6.3.	Modelo de Atkinson y Boore (2003).	71
4.2. ANÁ	LISIS DE LOS RESULTADOS	72
4.2.1. Ma	gnitud de las fallas	72
4.2.2. Cái	culo de Espectros	73
4.2.2.1.	Espectros calculados con el modelo de Boore y Atkinson 2008	73
4.2.2.2.	Espectros calculados con el modelo de Akkar y Bommer 2010	75

4.2.2.3. Espectros calculados con el modelo de Kanno 2006	76
4.2.2.4. Espectro calculado con el modelo de Young 1997	77
4.2.2.5. Espectro calculado con el modelo de Zhao 2006	78
4.2.2.6. Espectro calculado con el modelo de Atkinson y Boore 2003	79
4.2.3. Espectros con los modelos para cada Falla	79
4.2.4. Espectro con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC – 2015	84
4.2.5. Espectros de todos los modelos con la NEC – 2015	90
4.2.6. Espectro Específico comparado con la NEC – 2015.	91
4.2.7. Estructuras Tipo del Área de Estudio	93
4.3. VERIFICACIÓN DE LA HIPÓTESIS1	28
CAPÍTULO V1	29
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES1	29
5.1. CONCLUSIONES1	29
5.2. RECOMENDACIONES1	30
C. MATERIAL DE REFERENCIA1	31
1. BIBLIOGRAFÍA1	.31
2. ANEXOS	.36

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Mapa de Zonificación Sísmica en Ecuador
Tabla 2. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura
Tabla 3. Valores de Derivas de Piso Máximos. 24
Tabla 4. Configuraciones estructurales recomendadas. 24
Tabla 5. Configuraciones estructurales no recomendadas. 25
Tabla 6. Coeficientes de regularidad en planta. 26
Tabla 7. Coeficientes de regularidad en elevación
Tabla 8. Coeficientes que dependen del tipo de edificio. 28
Tabla 9. Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles. 29
Tabla 10. Determinación valor de k
Tabla 11. Operacionalización de la variable independiente
Tabla 12. Operacionalización de la variable dependiente
Tabla 13. Plan de recolección de información
Tabla 14. Fallas Geológicas con su respectiva longitud y distancia40
Tabla 15. Clasificación de Suelos. 41
Tabla 16. Coordenadas UTM de cada perforación realizadas en el sector de estudio42
Tabla 17. Clasificación de Suelos P143
Tabla 18. Clasificación de Suelos P244
Tabla 19. Clasificación de Suelos P345
Tabla 20. Clasificación de Suelos P446
Tabla 21. Clasificación de Suelos P547

Tabla 22. Clasificación de los Perfiles del Suelo	
Tabla 23. Ensayo de Penetración Estándar - P1	51
Tabla 24. Ensayo de Penetración Estándar - P2	
Tabla 25. Ensayo de Penetración Estándar - P3	
Tabla 26. Ensayo de Penetración Estándar - P4	
Tabla 27. Ensayo de Penetración Estándar - P5	
Tabla 28. Valores de Vs30	60
Tabla 29. Valores de Aceleración del Espectro Específico	91
Tabla 30. Modos de Vibración de la Estructura Tipo 1	
Tabla 31. Modos de Vibración para la Acumulación del 90% de la Masa	
Tabla 32. Derivas máximas Elásticas e Inelásticas, estructura tipo 1	
Tabla 33. Validación del Análisis Dinámico	104
Tabla 34. Derivas de Piso máximas, Estructura Tipo 1	
Tabla 35. Modos de Vibración de la Estructura Tipo 2	110
Tabla 36. Modos de Vibración para la Acumulación del 90% de la Masa	111
Tabla 37. Derivas máximas Elásticas e Inelásticas, estructura tipo 2	112
Tabla 38. Validación del Análisis Dinámico	115
Tabla 39. Derivas de Piso máximas Estructura Tipo 2	116
Tabla 40.Modos de Vibración Estructura tipo 3	
Tabla 41. Modos de Vibración para la Acumulación del 90% de la Masa	
Tabla 42. Derivas máximas Elásticas e Inelásticas, estructura Tipo 3	124
Tabla 43. Validación del Análisis Dinámico	

Tabla 44. Derivas de Piso máximas Estructura Tipo 3	
---	--

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Placas Tectónicas del Mundo
Figura 2. Zona Divergente
Figura 3. Zona de Subducción7
Figura 4. Zona de Transformación
Figura 5. Falla Normal10
Figura 6. Falla Inversa10
Figura 7. Falla Transformante11
Figura 8. Zonas Sísmicas del Ecuador13
Figura 9. Pasos para el Análisis Determinista15
Figura 10. Mapa de Zonificación Sísmica del Ecuador16
Figura 11. Límites de placa y velocidades de movimiento
Figura 12. Fallas Geológicas del Ecuador
Figura 13. Fallas Geológicas Tungurahua
Figura 14. Fallas Geológicas Ambato
Figura 15. Fallas Geológicas en el Área de Estudio40
Figura 16. Área de Estudio y Ubicación de los pozos42
Figura 17. delimitación área de relleno57

Figura 18. Valores de Sigma	66
Figura 19. Espectro de aceleración modelo Boore y Atkinson 2008	74
Figura 20. Espectro de aceleración modelo Akkar y Bommer 2010	75
Figura 21. Espectro de aceleración modelo Kanno 2006	76
Figura 22. Espectro de aceleración modelo de Young 1997	77
Figura 23. Espectro calculado con el modelo de Zhao 2006.	78
Figura 24. Espectro calculado con el modelo de Atkinson y Boore 2003	79
Figura 25. Espectros de Aceleración - Falla Huachi	80
Figura 26. Espectros de Aceleración - Falla Ambato	81
Figura 27. Espectros de Aceleración - Falla Totoras	82
Figura 28. Espectros de Aceleración - Falla Samanga	83
Figura 29. Espectros de Aceleración - Falla Subducción	84
Figura 30. Espectros de Aceleración - Falla Huachi, NEC - 2015	85
Figura 31. Espectros de Aceleración - Falla Ambato, NEC - 2015	86
Figura 32. Espectros de Aceleración - Falla Totoras, NEC - 2015	87
Figura 33. Espectros de Aceleración - Falla Samanga, NEC - 2015	88
Figura 34. Espectros de Aceleración - Falla Subducción	89
Figura 35. Todos los Espectros Comparados con la NEC - 2015	90
Figura 36. Espectro Específico comparado con la NEC - 2015	93
Figura 37. Vista en planta de la estructura Tipo 1	94
Figura 38. Vista en Elevación Estructura Tipo 1	95
Figura 39. Vista Frontal estructura tipo 1	95

Figura 40. Espectro Específico y valor de la aceleración obtenido con el período calculado
en el Etabs
Figura 41. Derivas Inelásticas obtenidas con el Espectro de la NEC - 2015 y el Espectro
Específico en sentido X102
Figura 42. Derivas Inelásticas obtenidas con el Espectro de la NEC - 2015 y el Espectro
Específico en sentido Y103
Figura 43. Vista en Planta Estructura Tipo 2106
Figura 44. Vista en Elevación Estructura Tipo 2106
Figura 45. Vista Frontal Estructura Tipo 2107
Figura 46. Espectro Específico y valor de la aceleración obtenido con el período calculado
en el Etabs
Figura 47. Derivas Inelásticas obtenidas con el Espectro de la NEC - 2015 y el Espectro
Específico en sentido X113
Figura 48. Derivas Inelásticas obtenidas con el Espectro de la NEC - 2015 y el Espectro
Específico en sentido Y114
Figura 49. Vista en Planta Estructura Tipo 3117
Figura 50. Vista en Elevación Estructura Tipo 3117
Figura 51. Vista Frontal Estructura Tipo 3118
Figura 52. Espectro Específico y valor de la aceleración obtenido con el período calculado
en el Etabs
Figura 53. Derivas Inelásticas obtenidas con el Espectro de la NEC - 2015 y el Espectro
Específico en sentido X125
Figura 54. Derivas Inelásticas obtenidas con el Espectro de la NEC - 2015 y el Espectro
Específico en sentido Y126

ÍNDICE DE ANEXOS

ANEXO A
Fotografía 1. Martinete136
Fotografía 2. Tubo receptor de muestra136
Fotografía 3. Trípode
Fotografía 4. Medición cada 15 cm137
Fotografía 5. Hincando el martinete137
Fotografía 6. Extracción de la muestra de suelo137
Fotografía 7. Muestra de suelo obtenida138
Fotografía 8. Tamizando la muestra de suelo138
Fotografía 9. Pesando muestra de suelo138
ANEXO B
B – 1. Coeficientes de amplificación del sitio dependiente del período139
B – 2. Coeficientes de escala de distancia (Mref = 4.5 y Rref = 1.0 km para todos los períodos, excepto Ref = 5.0 km para pga4nl)140
B – 3. Coeficientes de escala de Magnitud141
ANEXO C
C – 1. Coeficientes de las ecuaciones 1 y 2 para la predicción Pseudoaceleración espectral
ANEXO D
D - 1. Coeficientes de regresión para el modelo de eventos pocos profundos de

espectros de respuesta de aceleración atenuada de Pga 5%146

ANEXO E	
E – 1. Relaciones de atenuación para aceleración espectral de respuesta	horizontal
(amortiguación 5%) para terremotos de subducción	148
ANEXO F	149
F – 1. Coeficientes para las condiciones de origen y trayectoria	149
F – 1. Coeficientes para las condiciones de origen y trayectoria	150
ANEXO G	151
G – 1. Coeficientes para eventos interplaca	151

RESUMEN EJECUTIVO.

TEMA: "ESTUDIO DEL PELIGRO SÍSMICO DETERMINISTA PARA LAS ESTRUCTURAS DE AMBATO, PARROQUIA HUACHI CHICO UBICADO ENTRE LAS CALLES GUSTAVO LEMOS RAMÍREZ, AV. ATAHUALPA, AV. MIGUEL DE CERVANTES Y AV. MANUELITA SÁENZ."

Autor: Lenin Paúl Benavides Urrutia.

Tutor: Ing. Mg. Lenin Maldonado.

El presente trabajo experimental tiene por objetivo, evaluar el peligro sísmico existente en un sector de la ciudad de Ambato mediante el análisis determinista aplicado a la misma.

Se llevo a cabo el Ensayo de Penetración Estándar SPT, el mismo fue aplicado en 5 puntos del sector, en base a este ensayo se pudo determinar el tipo de suelo existente en el área, con lo cual se procedió al cálculo de la velocidad de onda de cortante Vs30, además se analizaron 5 fallas cercanas al sector de estudio, y mediante la metodología de Wells – Coppersmith se determinó la Magnitud de Momento Mw para cada falla, estos datos fueron utilizados en las 6 Ecuaciones de Predicción del Movimiento del Suelo obteniendo espectros de aceleración, mediante una envolvente de todos los espectros se obtiene un espectro especifico de aceleraciones máximas el cual se compara con el espectro de la NEC – 2015. Esta envolvente además fue utilizada en el análisis de tres estructuras tipo del sector mediante un programa de análisis y diseño estructural (ETABS), lo que permitió evaluar y analizar su comportamiento ante un evento sísmico.

SUMARY

THEME: "STUDY OF THE DETERMINISTIC SEISMIC HAZARD FOR THE STRUCTURES OF AMBATO, PARISH HUACHI CHICO LOCATED BETWEEN THE STREETS GUSTAVO LEMOS RAMÍREZ, AV. ATAHUALPA, AV. MIGUEL DE CERVANTES AND AV. MANUELITA SÁENZ."

Author: Lenin Paúl Benavides Urrutia.

Tutor: Ing. Mg. Lenin Maldonado

The purpose of this experimental work is to evaluate the existing seismic hazard in a area of Ambato city through a deterministic analysis applied to it.

It was carry out the Standard Penetration Test (SPT), it was applied in 5 points of the sector, base on this test it was possible to determine the type of soil existing in the area, which was used to calculate the wave speed of shear Vs30, in addition, were analyzed 5 faults close to the study sector, and the Wells-Coppersmith methodology was used to determined the Moment Magnitude Mw for each failure, these data were used in the 6 grounds motion prediction equations obtaining acceleration spectra, by means of an envelope of all the spectra obtains a specific spectrum of maximum acceleration which is compared the spectrum of the NEC – 2015. This envelope was also used in the analysis of three structures type of the sector through a program of analysis and structural design (ETABS), which allowed to evaluate and analyze their behavior before a seismic event.

CAPÍTULO I

ANTECEDENTES

1.1. TEMA DEL TRABAJO ESPERIMENTAL.

"ESTUDIO DEL PELIGRO SÍSMICO DETERMINISTA PARA LAS ESTRUCTURAS DE AMBATO, PARROQUIA HUACHI CHICO UBICADO ENTRE LAS CALLES GUSTAVO LEMOS RAMÍREZ, AV. ATAHUALPA, AV. MIGUEL DE CERVANTES Y AV. MANUELITA SÁENZ."

1.2. ANTECEDENTES.

Según Agustín Udías considera: "América Central y del Sur constituyen una región de alta sismicidad con frecuentes terremotos de gran magnitud que por su localización cercanas a zonas pobladas causan grandes daños materiales y víctimas humanas." [1]

Según Walter W. Hays considera: "Un estudio de microzonificación sísmica producirá una mejor comprensión técnica de la peligrosidad sísmica y aumentará la capacidad de los científicos, ingenieros y planificadores para mejorar los códigos de edificación, las prácticas de construcción y el uso de tierras." [2]

Según el Ing. Humberto Parra en su tesis de doctorado considera: "Para un periodo de retorno de 475 años, el PGA alcanza valores máximos de 0.76g en la zona de la Península

de Esmeraldas y 0.4g para la Región Interandina y el suroeste ecuatoriano. En los mapas de peligrosidad en términos de SA (1s), los mayores valores son observados en la costa, haciendo evidente la gran influencia de la actividad de la subducción para el periodo estructural de 1s." [3]

Según Quinde y Reinoso consideran: "La normativa NEC, en los resultados de peligro sísmico, en ciertos casos subestima las aceleraciones para periodos cercanos al periodo dominante del terreno y sobrestiman los desplazamientos asociados a la demanda sísmica en roca, por lo que estudios detallados de atenuación de las ondas sísmicas sería una prioridad en el desarrollo de una normativa más detallada para el Ecuador." [4]

Según el Dr. Aguiar considera: "Se debe incrementar las aceleraciones espectrales elásticas debido a la directividad de las ondas sísmicas en caso de producirse un sismo asociado a las fallas ciegas." [5]

Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción considera: "En Ecuador existen seis zonas sísmicas caracterizadas por el factor de zona Z. El Litoral ecuatoriano presenta una amenaza sísmica muy alta, mientras que la ciudad de Ambato presenta una amenaza sísmica alta con un valor de z=0.4g de acuerdo con el mapa de zonificación sísmica para diseño el cual proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años." [6]

Según Cardona considera: "Conocer qué tipo de evento pueden presentarse en el futuro en una región determinada, es una actividad de fundamental importancia para orientar el desarrollo de una región, de tal manera que el impacto de dichos eventos sea el mínimo posible y que no signifique un trastorno para el desarrollo social y económico de la misma." [7]

Este estudio pretende evaluar el peligro sísmico del área seleccionada para determinar los espectros de respuesta en aceleración que se van a generar con los diferentes tipos de fallas seleccionadas y así mejorar el riesgo sísmico para un mejor diseño estructural.

1.3. JUSTIFICACIÓN.

Los terremotos son fenómenos naturales impredecibles e inevitables, capaces de ocasionar enormes pérdidas materiales y vidas humanas, por esta razón, debe ser tomado en cuenta a la hora de planificar una estructura. [8]

Ecuador se encuentra dentro del dominado Cinturón de Fuego del Pacífico, por lo que su actividad sísmica es alta, la tectónica de placas que se tiene frente a las costas ecuatorianas, es una de las más complejas del mundo, lo que provoca que la zona de subducción en el Ecuador no sea uniforme. El movimiento de la placa de Nazca contra las placas de América del Sur y la placa del Caribe ha generado la mega falla Guayaquil – Caracas que es una falla transcurrente dextral. Se estima que el movimiento de esta falla es de 3 a 4.5 mm/año. [4] [9]

El territorio ecuatoriano está expuesto a tres tipos de terremotos principalmente: los de subducción que ocurren superficialmente cerca de la costa, mientras que en el interior del país ocurren a grandes profundidades y los terremotos asociados con la actividad volcánica. La Cordillera de los Andes es una región de intensa deformación de la corteza, en donde se observa la presencia de un sistema de fallas que serían los responsables de los principales terremotos históricos en el Ecuador. [10] [3]

En los últimos 30 a 40 años el uso de los conceptos probabilísticos ha permitido considerar explícitamente el uso de las incertidumbres en el tamaño, ubicación, y tasa de recurrencia

de los sismos, así como en la variación de las características del movimiento sísmico con el tamaño y ubicación del terremoto. El análisis de peligro sísmico probabilístico permite identificar, cuantificar y combinar en una manera racional estas incertidumbres, proporcionando una evaluación más completa de la amenaza sísmica. [11]

Ambato es una zona de alto peligro sísmico por las fallas geológicas que abarcan su área, según lo detectado por el Instituto Geofísico de la Politécnica Nacional, en el cual existen suelos potencialmente vulnerables. [12]

1.4. OBJETIVOS.

1.4.1. Objetivo General.

Realizar el estudio de peligro sísmico determinista para las estructuras de Ambato, Parroquia Huachi Chico ubicado entre las calles Gustavo Lemos Ramírez, Av. Atahualpa, Av. Miguel de Cervantes y la Av. Manuelita Sáenz.

1.4.2. 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 diseño.
- 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 TEORICA.

2.1.1. Tectónica de Placas.

Una placa Tectónica es una plataforma rígida de roca sólida que conforma la superficie de la Tierra (litósfera), emergiéndose sobre la roca incandescente que conforma el centro del planeta (astenosfera). La Litósfera tiene un grosor que varía entre los 15 y 200 km, siendo más gruesa en los continentes que en el fondo marino. [13]

La capa superior del globo terrestre, ocupada por continentes y océanos, no es un conjunto compacto, sino que, a modo de un gran rompecabezas, está conformada por bloques o placas tectónicas. Se han identificado alrededor de siete placas mayores y varias menores. Dichas placas están en constante movimiento, separándose unas de otras o chocando entre ellas, de ahí, que los bordes de las placas sean zonas de grandes cambios en la corteza terrestre. [14]

Los terremotos o sismos son movimientos de la corteza terrestre que se produce por el roce de las placas tectónicas. La inmensa mayoría de terremotos se produce en los bordes de placas (alrededor del 95% de energía se libera en estas zonas del planeta). Sin embargo, existen esfuerzos tectónicos que se transmiten por toda la litosfera de tal manera que no existe ninguna zona de la Tierra en la que no se pueda producir terremotos. Por tanto, en los bordes de placa es donde se produce la mayor cantidad de terremotos y es donde se

localizan generalmente los de mayor magnitud. [15]





Fuente: Vicens Vives, Mapa de Placas Tectónicas

Tipo de Regímenes Tectónicos.

Movimiento de Extensión (Divergente). - La componen las dorsales oceánicas como la cordillera Centro – Atlántica, integrada por una cadena montañosa de origen volcánico. El grosor de los sedimentos marinos aumenta en función de la distancia del eje dorsal, así como su edad. Los bordes de extensión actúan como centros a partir de los cuales se van generando en forma de lava la nueva Litosfera que al llegar a la superficie se enfría y se incorpora a la corteza. [16]





Fuente: Dive & Discover, Expeditions to the Seafloor

Movimiento de Subducción (Convergente). - Son aquellas en donde las placas convergen una con otra. Este movimiento posibilita que una de las placas se introduzca debajo de la otra, siendo consumida por el manto. El indicio más importante del contacto de placas, lo constituye la distribución del foco de los terremotos en profundidad. Estos focos se reparten en la profundidad formando distintas geometrías para el contacto de las placas. [16]



Figura 3. Zona de Subducción.

Fuente: Dive & Discover, Expeditions to the Seafloor

Movimiento de Transformación (Deslizamiento Horizontal). – Este tipo de movimiento está comprendido por fallas con movimiento totalmente horizontal y cuyo

ejemplo, más común, es la falla de San Andrés en California (EE. UU). En este tipo de fallas, el desplazamiento horizontal se termina súbditamente en los dos extremos de esta, debido a que conectan zonas en extensión y subducción entre sí o una con otras. [16]

Figura 4. Zona de Transformación



Fuente: Dive & Discover, Expeditions to the Seafloor

TIPOS DE SISMOS.

Los sismos son oscilaciones de la tierra que se producen por una liberación energética, esta liberación es espontánea y puede ser causada por diferentes factores, pero por lo general son por el movimiento o ruptura de la corteza terrestre. [17]

Sismos Tectónicos. - Se producen por interacción de las placas tectónicas. Se originan a partir de la liberación de energía proveniente de zonas profundas y que se eleva en el interior de dicha falla. Estos tipos de sismos pueden llegar a ser muy fueres. Los temblores de mayor magnitud y por ende de mayor peligro han sido generados por este tipo de sismo. [17]

Sismos Volcánicos. - Son generados en las zonas afectadas por los fenómenos o actividad volcánica. Se originan en el interior de un volcán tras la concentración de energía surgida

de las profundidades y es en el área de la chimenea en donde se libera dicha energía. Este tipo de sismos mantiene una magnitud baja, en comparación con los sismos producidos por movimientos de las placas. [17]

Microsismos. - Este tipo de sismos tiene lugar en aquellas áreas donde la litosfera es profunda, o el manto mantiene una altura mayor. Son producidos por la descarga de energía emanada desde las zonas más profundas. Estos sismos mantienen una intensidad baja. [17]

Magnitud. – Parámetro introducido por Richter (1935), indica el tamaño y la energía liberada por el terremoto en forma de ondas sísmicas. [17]

Clasificación de las Fallas de Acuerdo con su Movimiento.

Las fallas son fracturas a lo largo de las cuales ha tenido lugar un desplazamiento considerable. Los desplazamientos repentinos de las fallas son normalmente los responsables de la mayoría de los terremotos. Las fallas se visualizan como planos o superficies que dividen un fragmento de la superficie, desplazando una con respecto a la otra, ya sea en vertical, horizontal o ambos sentidos. Existen tres tipos de fallas principales, clasificadas desde el punto de vista de los esfuerzos que la generan y estas son: [18]

Falla Normal. - Este tipo de falla se genera por tensión horizontal. Se produce un desplazamiento vertical por esfuerzos distensivos produciendo que el bloque de techo se traslada hacia abajo con respecto al bloque de piso. [18]

Figura 5. Falla Normal.



Fuente: R. Russell, ¿Que es una falla geológica?

Falla Inversa. - Esta falla genera un desplazamiento vertical por esfuerzos compresivos cuando el bloque de piso se desplaza hacia arriba con respecto al bloque de techo. [18]

Figura 6. Falla Inversa.



Fuente: R. Russell, ¿Que es una falla geológica?

Falla Transformante. - Son planos de fragmentación paralela a la dirección de la falla que afecta a la litósfera y cortan a las dorsales oceánicas. [18]

Figura 7. Falla Transformante.



Fuente: R. Russell, ¿Que es una falla geológica?

PRINCIPALES RASGOS SISMOTECTÓNICOS DEL ECUADOR.

La subducción que tiene lugar frente a las costas del Ecuador causa deformación en la placa superior, producto de ello se puede diferenciar dominios morfotectónicos principales de forma generalmente alargada con dirección paralela a la fosa de subducción. [19]

Se han determinado tres zonas sísmicas basadas en la fuente de generación (interplaca e intraplaca).

- ZONA 1: Sismicidad Interplaca.
- > ZONA 2: Sismicidad Intraplaca Inferior.
- ZONA 3: Sismicidad Intraplaca Superior. [19]

Zona 1: Sismicidad Interplaca.

La interacción entre la placa de Nazca y la Sudamericana producen una significativa acumulación de energía en la zona de interplaca. La cantidad de energía acumulada se relaciona al grado de acoplamiento mecánico entre ellas, el mismo que está dado por la razón entre la velocidad de convergencia aparente y la velocidad real; en esta zona, son

analizados los sismos registrados en la interface de las placas y presentan profundidades superficiales (< 40 km). [19]

En la región Central (Manta) y sur del margen ecuatoriano se caracteriza por presentar enjambres de eventos de media a baja magnitud, explicando esta diferencia, la existencia de una zona (interface), con bajo grado de acumulación de esfuerzos debido a una naturaleza diferente del contacto interplaca inducido por la cordillera de Carnegie. [19]

Zona 2: Sismicidad Intraplaca Inferior.

Comprende las zonas con sismicidad intermedia y está relacionada con los esfuerzos de tensión en la placa subducida, se encuentra delimitada en base a la distribución de la profundidad sísmica y los mecanismos de ruptura. [19]

Las fuentes generadoras de sismicidad intermedia se encuentran relacionadas con las variaciones en el ángulo de subducción. Se considera que la sismicidad se genera entre 40 y 300 km y en general para una misma magnitud, los efectos causados por este tipo de fuente son menores a los eventos con focos superficiales. [19]

Zona 3: Sismicidad Intraplaca Superior.

La definen los eventos localizados tanto en la corteza continental como en la oceánica, presentan profundidades superficiales (menores a 40 km), Alvarado indica que se han reconocido alrededor de 400 segmentos de fallas activas y 6 sistemas de fallas mayores. [19]



Figura 8. Zonas Sísmicas del Ecuador.

Fuente: Alvarado, Mecanismos Focales Para la Sismicidad.

2.1.2. Peligro Sísmico.

Según el Centro Nacional de Desastres de México (CENAPRED 2015), el peligro Sísmico se lo define como la probabilidad de ocurrencia de un agente perturbador dañino potencialmente perjudicial de cierta intensidad, que puede suceder durante un cierto periodo y en un área determinado. [20]

Otra definición de peligro sísmico propuesta por Barbat (1995), precisa que es la probabilidad de ocurrencia de un movimiento sísmico de intensidad determinada dentro de un periodo y área específica. [20]

Existen diversas metodologías para estimar la peligrosidad sísmica, que difieren entre ellas fundamentalmente en la manera de considerar la sismicidad del Área de Influencia. [21]

Peligro Sísmico Probabilístico. – Relacionan la recurrencia de los eventos sísmicos de un área en base a la información que existe en dicho lugar y obteniendo funciones de probabilidad de los parámetros buscados, en el cual las funciones de probabilidad asignan a cada parámetro un periodo de retorno o una probabilidad de excedencia anual. [21]

Peligro Sísmico Determinista. – Conservan la conjetura de estacionariedad de la sismicidad, tomando en cuenta que los terremotos, de producirse en un futuro, tendrá un patrón similar que los ya ocurridos en el pasado, dando a conocer los límites superiores del movimiento, expresados por los valores máximos del parámetro empleado para su descripción. [21]

El análisis determinista se resume en cuatro pasos, como se muestra en la figura.

- Identificación y determinación de todas las fuentes sísmicas (fallas) capaces de producir un movimiento del terreno en el área de influencia del sitio a evaluar.
- Selección de la distancia a la fuente o sitio de estudio de cada zona.
- Selección del máximo sismo potencial que se pueda generar (el que produzca el mayor nivel de movimiento).

Cálculo del peligro en términos de un parámetro de movimiento, por medio de las Ecuaciones de Predicción del Movimiento del Suelo GMPEs. [20]



Figura 9. Pasos para el Análisis Determinista.

Fuente: Kramer, Geotechnical Earthquake Engineering

Zonificación Sísmica en Ecuador.

El mapa de zonificación sísmica para diseño proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (periodo de retorno 475 años), que incluye una saturación a 0.5g de los valores de aceleración sísmica en roca en el litoral ecuatoriano que caracteriza la zona VI. [6]

El mapa reconoce el hecho 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. A este hecho se le añade un complejo sistema de fallas local superficial que produce sismos importantes en gran parte del territorio ecuatoriano. [6]

El estudio de peligro sísmico fue realizado de manera integral para todo el territorio nacional, de acuerdo con las metodologías actuales usadas a nivel mundial y a la disponibilidad de información a nivel local, incluyendo: [6]

La evaluación de los principales eventos históricos acompañada de un estudio moderno de reevaluación de la magnitud y localización de dichos eventos.

El estudio de las principales fuentes sísmicas conocidas (corticales y de subducción) y sus mecanismos focales, que junto con la sismicidad y neotectónica, permitió modelar la geometría de las fuentes sismogénicas y sus parámetros sismológicos (rumbo, buzamiento, magnitud mínima de homogeneidad, tasa media de actividad sísmica, magnitud máxima probable y tasa de recurrencia). [6]



Figura 10. Mapa de Zonificación Sísmica del Ecuador.

Fuente: Peligro Sísmico NEC 2015
Ecuaciones de Predicción del Movimiento del Suelo (GMPES).

Los GMPEs proporcionan estimaciones pico del movimiento del suelo y respuestas espectrales, y se desarrollan mediante el análisis empírico de una base de datos de movimientos fuertes (strong-motion) registrados por las redes sismológicas. Los GMPEs son un insumo clave dentro de los estudios y análisis del peligro sísmico, ya que estas ecuaciones permiten estimar los efectos de los terremotos sobre la superficie terrestre. [22]

En la literatura especializada se han planteado modelos de atenuación del movimiento o ecuaciones de predicción del movimiento del suelo GMPEs, que se proponen ajustando las observaciones disponibles, como valores registrados de PGA o SA (T), a expresiones matemáticas cuyos coeficientes se determinan por análisis de regresión. Estos modelos suelen ser clasificados de acuerdo con el régimen tectónico al que pertenece la zona, distinguiéndose entre modelos de corteza, subducción superficial o profunda y de zonas volcánicas, básicamente. [3]

El modo de empleo de un modelo viene condicionado por relaciones de Magnitud, Distancia e Intensidad Sísmica, es decir, la relación entre Aceleración, Velocidad y Desplazamiento, delimitados a partir de la base de datos considerada para su formulación. Además de las variables de magnitud, distancia e intensidad, los modelos actuales incluyen también variables dependientes del tipo de suelo, mecanismo focal entre otros parámetros, que acortan la incertidumbre de cálculo del movimiento para escenarios definidos. [3]

Las Ecuaciones de Predicción del Movimiento del Suelo (GMPEs) a aplicarse en el presente estudio son: Boore y Atkinson (2008), Akkar y Bommer (2010), Kanno et al. (2006), Youngs et al. (1997), Zhao (2006), Atkinson y Boore (2003).

Sismos Intraplaca (Fallamiento Cortical).

Boore y Atkinson (2008)

$$\operatorname{Ln} \mathbf{y} = \mathbf{F}_{\mathbf{M}}(\mathbf{M}) + \mathbf{F}_{\mathbf{D}}(\mathbf{R}_{\mathbf{JB}}, \mathbf{M}) + \mathbf{F}_{\mathbf{S}}(\mathbf{V}_{\mathbf{S30}}, \mathbf{R}_{\mathbf{JB}}, \mathbf{M}) + \varepsilon$$

(1)

Donde:

F_{M,D,S}: Coeficientes.

M: Magnitud de Momento

 $\mathbf{R}_{\mathbf{JB}}$: Distancia desde donde se libera la energía hasta el punto de estudio.

V_{S30}: Velocidad Media de la Onda de Corte.

Akkar y Bommer (2010)

$$\begin{split} \text{Log } y &= B_1 + B_2 M + B_3 M + (b_4 + b_5 M) log \sqrt{R^2 j b + b^2 6 + } b_7 S_S + b_8 S_A + b_9 F_N \\ &+ b_{10} F_R + \epsilon \sigma \end{split}$$

(2)

Donde:

b: Coeficientes.

F_N : Falla Normal.

F_N : Falla Inversa.

M: Magnitud de Momento

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

S_A : Suelo Rígido.

S_S : Suelo Suave.

➢ Kanno et al. (2006)

SI D \leq 30 Km

Log pre =
$$a1Mw + b1X - log(X + d1 * 10^{e1Mw}) + c1 + \epsilon1$$
(3)

 $SI\,D>30\;Km$

$$Log pre = a2Mw + b2X - log(X) + c2 + \varepsilon 2$$

(4)

Donde:

D: Profundidad Focal.

a, b, c, d: Coeficientes.

M: Magnitud de Momento

X: Distancia de la Fuente.

Sismos Subducción.

➢ Young et al. (1997)

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

(5)

Donde:

y: Aceleración Espectral en g.

C: Coeficiente

R : Distancia fuente al sitio.

M: Magnitud de Momento.

Zt: Tipo de Falla.

H: Profundidad Focal.

> Zhao (2006)

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

(6)

Donde:

hc: Constante

Α,	b,	e:	Coeficientes

x : Distancia fuente en Km.

M: Magnitud de Momento.

Ck: Clase de sitio.

h: Profundidad Focal.

> Atkinson y Boore (2003).

 $log y = fn(M) + c_3h + c_4R - glogR + c_5 sl S_C + c_6 sl S_D + c_7 sl S_E$

Donde:

M: Magnitud de Momento

 \boldsymbol{S}_{C} , $\boldsymbol{S}_{D}, \boldsymbol{S}_{E}$: Coeficientes relacionados con el tipo de suelo

D : Distancia fuente en Km.

h: Profundidad focal.

Magnitud de Momento.

La escala de Magnitud de Momento Mw fue desarrollada por Hanks y Kanamori (1979). Es la cantidad de energía liberada por un sismo a partir del Momento Sísmico, que es una medida directa de los factores que producen la ruptura a lo largo de una falla. Esta escala no se satura ante eventos grandes, por lo que hoy en día es la más confiable y la más usada por las agencias dedicadas a la detección de sismos, y está dada por: [23]

$$\mathbf{M}\mathbf{w} = \frac{2}{3}\mathbf{log}\mathbf{M}\mathbf{o} - \mathbf{10}.\mathbf{7}$$

Donde:

Mo: Es el momento sísmico en dinas – cm y está dada por:

$Mo = \mu AD$

Donde:

μ: Es la resistencia a la ruptura del material a lo largo de la falla.

- A: Es el área de ruptura.
- D: Es la cantidad de desplazamiento producido. [19]

	Slin Number of		Coefficients and Standard Errors		Standard	Correlation	Magnitude	Length /Width
Equation*	Type†	Events	σ(82)	b(sb)	3	r	Range	Range (km)
$\mathbf{M} = a + b * \log(SRL)$	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
	All	77	5.08(0.10)	1.16(0.07)	0.28	0.89	5.2 to 8.1	1.3 to 432
og(SRL) = a + b * M	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
	All	77	-3.22(0.27)	0.69(0.04)	0.22	0.89	5.2 to 8.1	1.3 to 432
$\mathbf{A} = a + b * \log (\text{RLD})$	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
	All	167	4.38(0.06)	1.49(0.04)	0.26	0.94	4.8 to 8.1	1.1 to 350
$\log (RLD) = a + b * M$	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
	All	167	-2.44(0.11)	0.59(0.02)	0.16	0.94	4.8 to 8.1	1.1 to 350
$\mathbf{I} = a + b * \log (\mathbf{RW})$	SS	87	3.80(0.17)	2.59(0.18)	0.45	0.84	4.8 to 8.1	1.5 to 350
<u>.</u>	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
	All	153	4.06(0.11)	2.25(0.12)	0.41	0.84	4.8 to 8.1	1.1 to 350
pg(RW) = a + b * M	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
	All	153	-1.01(0.10)	0.32(0.02)	0.15	0.84	4.8 to 8.1	1.1 to 350
$\mathbf{I} = a + b * \log (\mathbf{RA})$	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 2,40
	N	22	3.93(0.23)	1.02(0.10)	0.25	0.92	5.2 to 7.3	19 to 900
	All	148	4.07(0.06)	0.98(0.03)	0.24	0.95	4.8 to 7.9	2.2 to 5,18
(RA) = a + b * M	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 2,40
	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 5,18

Tabla 1. Mapa de Zonificación Sísmica en Ecuador. Table 2A

*SRL-surface rupture length (km); RLD-subsurface rupture length (km); RW-downdip rupture width (km), RA-rupture area (km²). †SS-strike slip; R-reverse; N-normal.

Fuente:	Wells -	- Coppersmith
---------	---------	---------------

2.1.3. Metodología de Diseño Sismorresistente.

Categoría del Edificio y Coeficiente de Importancia.

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 y después de la ocurrencia del sismo de diseño. [6]

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente I
Edificaciones esenciales	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 substancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras substancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	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
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Tabla 2.	Tipo de	uso, destino	e impor	tancia de	e la estructura
I dord 2.	1100 00	abo, acounto	e impor	callera ac	ia obtiactara

Fuente: Peligro Sísmico NEC 2015

Ajuste del Cortante Basal de los Resultados Obtenidos por el Análisis Dinámico.

- < 80% del cortante basal V obtenidos por el método estático. (Estructuras regulares).</p>
- < 85% del cortante basal V obtenidos por el método estático. (Estructuras irregulares). [6]</p>

Límites Permisibles de las Derivas De Piso.

La deriva máxima para cualquier piso no excederá los límites de deriva inelástica establecidos en la siguiente tabla. [6]

Tabla 3.	Valores de	Derivas	de Piso	Máximos.
Tabla 3.	Valores de	Derivas	de Piso	Máximos

Estructuras de:	∆_M máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Fuente: Peligro Sísmico NEC 2015

Configuración Estructural.

• **Configuraciones a Privilegiar.** - Diseñadores arquitectónicos y estructurales procuran que la configuración de la estructura sea simple y regular para lograr un adecuado desempeño sísmico. [6]



Tabla 4. Configuraciones estructurales recomendadas.

Fuente: Peligro Sísmico NEC 2015

• **Configuraciones Complejas.** - Cambios abruptos de rigidez y resistencia como los mostrados en la Tabla, deben evitarse con el fin de impedir acumulación de

daño en algunos componentes en desmedro de la ductilidad global del sistema y por lo tanto no se recomiendan. [6]



Tabla 5. Configuraciones estructurales no recomendadas.

Fuente: Peligro Sísmico NEC 2015

Regularidad en Planta y Elevación.

En caso de estructuras irregulares, tanto en planta como en elevación, se usarán los coeficientes de configuración estructural, los cuales incrementan el valor del cortante basal de diseño, con la intención de proveer mayor resistencia a la estructura. [6]



Tabla 6. Coeficientes de regularidad en planta.

Fuente: Peligro Sísmico NEC 2015

Tipo 1 - Piso flexible	F
$\varphi_{EI}=0.9$ Rigidez K _e < 0.70 Rigidez K _p	∊┝╼╋╼┫
$Rigidez < 0.80 \frac{(K_D + K_B + K_F)}{(K_D + K_B + K_F)}$	▎▔┝┿╋╼┫
I a estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral	D
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	с
de los tres pisos superiores.	в
Tipo 2 - Distribución de masa	F
$m_D > 1.50 m_E $ ó	E
m _D > 1.50 m _C	
La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier	
piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos	с
adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más	в
inviano que el piso mienor.	
Tipo 3 - Irregularidad geométrica	
φ _E =0.9	F
a > 1.3 b	E
La estructura se considera irregular cuando la dimensión en	D
planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que	с
1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente,	
exceptuando el caso de los aninos de un solo piso.	°⊨+++
Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o dis normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisio que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.	eñador a considerarlas como ones estructurales adicionales

Tabla 7. Coeficientes de regularidad en elevación.

Fuente: Peligro Sísmico NEC 2015

Cortante basal de diseño V.

El cortante basal de diseño V, a nivel de cargas ultimas, aplicado a la estructura en una dirección especificada, se determina mediante la siguiente expresión. [6]

$$V = \frac{ISa(Ta)}{R\emptyset_P \emptyset_E}$$

Determinación del Período de Vibración T.

Para estructuras de edificación, el valor de T puede determinarse de manera aproximada mediante la expresión: [6]

$$T = C_t h_n^{\alpha}$$

Donde:

 C_t : Coeficiente que depende del tipo de edificio.

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

T: Periodo de vibración. [6]

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

Fuente: Peligro Sísmico NEC 2015

Ductilidad y factor de reducción de resistencia sísmica R.

Los factores de reducción de resistencia R dependen de algunas variables:

Tipo de estructura, tipo de suelo, periodo de vibración considerado, factores de ductilidad, sobre resistencia, redundancia, y amortiguamiento de una estructura en condiciones límites. [6]

Tabla 9. Coeficiente R p	oara sistemas estru	cturales dúctiles.
--------------------------	---------------------	--------------------

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Sistemas Duales	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas	
descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales	8
rigidizadores (sistemas duales)	
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con	
diagonales rigidizadores (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales	8
de hormigón armado.	
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en	0
caliente con diagonales rigidizadores (excéntricas o concéntrica).	0
Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda con	
muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadores.	
Pórticos Resistente A Momento	R
Pórticos especiales sismo resistente, de hormigón armado con vigas	0
descolgadas.	0
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con	0
elementos armados de placa.	0
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en	0
caliente.	0
Otros Sistemas Estructurales Para Edificaciones	R
Sistema de muros estructurales dúctiles de hormigón armado	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda	5
	-

Fuente: Peligro Sísmico NEC 2015

Coeficiente k relacionado al periodo de vibración.8

Tabla 10. Determinación valor de k.

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

Fuente: Peligro Sísmico NEC 2015

2.2. HIPÓTESIS

El estudio del peligro sísmico determinista influye en el nivel de amenaza de las estructuras del cantón Ambato sector Huachi Chico, ubicado entre las calles Gustavo Lemos Ramírez, Av. Atahualpa, Av. Miguel de Cervantes y Av. Manuelita Sáenz

2.3. SEÑALAMIENTO DE VARIABLES DE LA HIPÓTESIS.

2.3.1. Variable Dependiente.

El nivel de amenaza de las estructuras del cantón Ambato sector Huachi Chico, ubicado entre las calles Gustavo Lemos Ramírez, Av. Atahualpa, Av. Miguel de Cervantes y Av. Manuelita Sáenz.

2.3.2. Variable Independiente.

Peligro sísmico determinista.

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA

3.1. NIVEL O TIPO DE INVESTIGACIÓN.

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

Exploratorio porque el peligro sísmico para las estructuras de Ambato, Parroquia Huachi Chico ubicado entre las calles Gustavo Lemos Ramírez, Av. Atahualpa, Av. Miguel de Cervantes y Av. Manuelita Sáenz no se ha realizado, la metodología es evaluar los espectros de respuesta de los sistemas de fallas seleccionadas con el espectro propuesto por la NEC – 2015.

De laboratorio ya que se realizará ensayos que permitan determinar el tipo de perfil de suelo mediante el ensayo de penetración estándar SPT. Se utilizará el laboratorio de suelos de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica de Ambato.

3.2. POBLACIÓN Y MUESTRA.

Población. - El estudio de Peligro Sísmico Determinista se lo realizara para Ambato, Parroquia Huachi Chico ubicado entre las calles Gustavo Lemos Ramírez, Av. Atahualpa, Av. Miguel de Cervantes y Av. Manuelita Sáenz. Para ello es necesario conocer las características geotécnicas del suelo y las Ecuaciones de Predicción del Movimiento del Suelo GMPEs que se va a utilizar. **Muestra.** - Por ser un trabajo experimental se tomará lo que recomienda la NEC -2015, lo mínimo recomendable deben ser 3 perforaciones para el estudio de suelos.

Las Ecuaciones de Predicción del Suelo GMPEs a utilizarse son:

- Boore y Atkinson (2008)
- ➢ Akkar y Bommer (2010)
- ➢ Kanno et al. (2006)
- ➢ Youngs et al. (1997)
- > Zhao (2006)
- Atkinson y Boore (2003)

3.3. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES.

3.3.1. Variable Independiente.

Peligro Sísmico Determinista.

Conceptualización	Dimensiones	Indicadores	Ítems	Técnicas Instrumentos	e
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	

Tabla 11. Operacionalización de la variable independiente.

Fuente: Lenin Benavides

3.3.2. Variable Dependiente.

El nivel de amenaza de la estructura del cantón Ambato sector Huachi Chico, ubicado entre las calles Gustavo Lemos Ramírez, Av. Atahualpa, Av. Miguel de Cervantes y Av. Manuelita Sáenz.

Concentualización	Dimonsionos	nonsionos Indicadoros		Técnicas e
Conceptualization	Dimensiones	mulcauores	Items	Instrumentos
		- Magnitud.	- ¿La	- Experimental.
			magnitud es	-
			de amenaza	Bibliográfica.
Es la probabilidad			significativa?	
de ocurrencia de un				
sismo en un	Amenaza			-Experimental.
determinado sitio.	Sísmica.	-Distancia	- ¿La	-Bibliográfica.
Durante un periodo		desde el	distancia que	
de tiempo.		punto sísmico	existe tiene	
		hasta el punto	relevancia en	
		de estudio.	la amenaza	
			producida?	

Tabla 12. Operacionalización de la variable dependiente.

Fuente: Lenin Benavides

3.4. PLAN DE RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN.

Preguntas Básicas	Explicación
¿Para qué?	Para evaluar el peligro en Ambato sector Huachi Chico, ubicado entre las calles Gustavo Lemos Ramírez, Av. Atahualpa, Av. Miguel de Cervantes y Av. Manuelita Sáenz, mediante la determinación de espectros de respuesta asociados a las fallas seleccionadas.
¿De qué persona u objetos?	Régimen Tectónico, fallas seleccionadas y tipo de suelo en el área de estudio.
¿Sobre qué aspectos?	Influencia del peligro sísmico determinista para las estructuras.
¿Quién?	Lenin Paúl Benavides Urrutia.
¿Dónde?	Laboratorio de Suelos de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato.
¿Cómo?	Investigación Bibliográfica. Ensayos de laboratorio. Norma NEC – 2015.

Fuente: Lenin Benavides

3.5. PLAN DE PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS.

El proceso que seguir será la siguiente:

- > Identificación del régimen tectónico en base al área de estudio.
- Selección de las fallas más importantes que afectan al área de estudio, basado en NeoTec/Ecuador.

- Determinación de la magnitud máxima de las fallas seleccionadas, basado en la metodología de Wells Coppersmith.
- Identificación del tipo de perfil del suelo mediante el ensayo de penetración estándar SPT, basado en la Norma Ecuatoriana de la Construcción.
- Estimar la aceleración máxima del suelo de acuerdo con el régimen tectónico, basado en las Ecuaciones de Predicción del Movimiento del Suelo GMPEs.
- \blacktriangleright Comparación de espectro de respuesta analizada con los de la NEC 2015.

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.

4.1. RECOLECCIÓN DE DATOS

4.1.1. Régimen Tectónico.

La parroquia de Huachi Chico ubicada en el cantón Ambato, provincia de Tungurahua se encuentra sobre los 2765 m.s.n.m. ubicada en la región interandina del Ecuador. [24]

La ciudad de Ambato se encuentra ubicada en una zona de alta sismicidad. La fuente principal de la actividad sísmica está relacionada con la subducción de la placa de Nazca bajo la placa Sudamericana, a esta actividad también se suma un gran número de fallas locales superficiales los cuales han producido sismos de gran importancia como el suscitado el 5 de agosto de 1949 el cual tuvo una magnitud Mw = 6.8 con un hipocentro de 15 km de profundidad y un epicentro de ubicado en la ciudad de Pelileo. [25] [26]

Este evento es catalogado como el más devastador del siglo pasado en el Ecuador; esto debido a que se registraron una gran cantidad de pérdidas humanas, pérdidas materiales y afectaciones parciales y totales en las edificaciones, además fueron afectadas ciudades y pueblos aledaños como Guano, Patate, Pelileo y Pillaro, pero la mayor afectación se concentró en la ciudad de Ambato por tener una alta vulnerabilidad, además se presentaron daños en las provincias vecinas como Chimborazo y Cotopaxi. [25]

Una parte del territorio continental está sobre una microplaca denominada "Bloque Andino" que fue descrita por Peggniton (1981). Esta microplaca está controlada por la interacción de las placas Sudamericana, Nazca, Cocos y Caribe. [24]

El movimiento de la placa de Nazca respecto a la Sudamericana tiene una velocidad de 58 mm/año con una dirección N 83° E, mientras que el Bloque Andino alcanza una velocidad entre 7 y 8 mm/año con una dirección N 35° E. [24]

En la siguiente figura se muestra los límites de las placas propuesto por Ego et. 1995, así como las velocidades y direcciones del proceso de subducción de las placas. [24]



Figura 11. Límites de placa y velocidades de movimiento

Fuente: Ego 1995

4.1.2. Selección de Fallas Geológicas.



Figura 12. Fallas Geológicas del Ecuador.

Fuente: Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional



Figura 13. Fallas Geológicas Tungurahua.

Fuente: Instituto Geofísico de la Escuelo Politécnica Nacional



Figura 14. Fallas Geológicas Ambato.

Fuente: Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional



Figura 15. Fallas Geológicas en el Área de Estudio

Fuente: Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional

En el siguiente cuadro se especifican las fallas geológicas seleccionadas con su respectiva longitud y distancia hacia el área de estudio.

CÓDIGO	NOMBRE	TIPO	LONGITUD (km)	DISTANCIA (km)
EC - 223	Subducción	Inversa	1536.5	315.7
EC - 344a	Huachi	Inversa Ciega	12	2.39
EC - 344b	Ambato	Inversa Ciega	16.3	0.88
EC - 345	Totoras	Transcurrente Inversa Ciega	17.7	4.79
EC - 54	Samanga	Inversa Ciega	33	10.6

Tabla 14. Fallas Geológicas con su respectiva longitud y distancia.

Fuente: IGEPN

4.1.3. Características del Suelo.

	<u>SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DEL SUELO (S.U.C.S)</u>				
INCLUYENDO IDENTIF			I	NCLUYENDO IDENTIFI	CACIÓN Y DES CRIPCIÓN
D	IVISIONE INCIDALI	S FS	Símbolos	NOMBRES TÍPICOS	IDENTIFICACIÓN DE LABORATORIO
en el 1 de la por el nm)		- límpias c n pocos os)	GW	Gravas, bien graduadas, mezclas grava-arena, pocos finos o sin finos.	$Cu=D_{60}/D_{10}>4$ Cc=(D30) ² /D ₁₀ xD ₆₀ entre 1 y 3
rial retenido	le la mitad s retenida I o 4 (4.76 m Gravas (sin o con finos		GP	Gravas mal graduadas, mezclas grava-arena, pocos finos o sin finos.	S and S a
d del materi AS Más d l gruesa es i gruesa es i grueso i able de finos)		con finos. ciable de finos)	GM	Gravas limosas, mezclas grava-arena-limo.	$ \begin{array}{c} \text{If mites} \\ \text{If mites} \\ \text{COT} (OOC OX \\ \text{USC} \\ \text{OOC} \\ \text{USC} \\ US$
ás de la mit mero 200	GRAV fracció tar	Gravas o (apre- cantidad	GC	Gravas arcillosas, mezclas grava-arena-arcilla.	$\begin{array}{c} \text{Limites} & \text{de} \\ \text{Atterberg sobre la} \\ \text{Figure 1} \\ \text{Figure 2} \\ Figu$
. UESO M tamiz nú	ad de la el tamiz n)	límpias s o sin tos)	SW	Arenas bien graduadas, arenas con grava, pocos finos o sin finos.	Laber A respectively the formula $\frac{1}{2}$ and $\frac{1}{2}$
OS DE GRANO GR NAS-Más de la mite ón gruesa pasa por e número 4 (4.76 mm con finos). Arenas ciable (poco	Arenas (poco fin	SP	Arenas mal graduadas, arenas con grava, pocos finos o sin finos.	Cuando no se cumplen simultáneamente las condiciones para SW.	
	con finos. ciable l de finos)	SM	Arenas limosas, mezclas de arena y limo.	Los límites situados en la zona un so constructiona de la línea A o Los límites situados en la zona rayada con IP entre 4 y 7 son	
SUEL	Arenas arcillosas, mezcl arena-arcilla.		Arenas arcillosas, mezclas arena-arcilla.	$ \begin{array}{c} \begin{array}{c} \begin{array}{c} \begin{array}{c} \begin{array}{c} \\ \end{array} \\ \end{array} \\ \begin{array}{c} \end{array} \\ \end{array} \\ \begin{array}{c} \\ \\ \end{array} \\ \begin{array}{c} \\ \\ \end{array} \\ \end{array} \\ \begin{array}{c} \\ \\ \\ \end{array} \\ \begin{array}{c} \\ \\ \\ \end{array} \\ \end{array} \\ \begin{array}{c} \\ \\ \\ \\ \end{array} \\ \begin{array}{c} \\ \\ \\ \\ \end{array} \\ \begin{array}{c} \\ \\ \\ \\ \end{array} \\ \end{array} \\ \begin{array}{c} \\ \\ \end{array} \\ \end{array} \\ \begin{array}{c} \\ \\ \\ \end{array} \\ \begin{array}{c} \\ \\ \\ \end{array} \\ \end{array} \\ \begin{array}{c} \\ \\ \end{array} \\ \end{array} \\ \begin{array}{c} \\ \\ \end{array} \\ \end{array} \\ \end{array} \\ \begin{array}{c} \\ \\ \end{array} \\ \end{array} \\ \end{array} \\ \end{array} \\ \end{array} \\ \end{array} \\ \begin{array}{c} \\ \\ \end{array} $	
timos y arcillas: Limos y arcillas: Límite líquido menor de 50		ML	Limos inorgánicos y arenas muy finas, limos límpios, arenas finas, limosas o arcillosa, o limos arcillosos con ligera plásticidad.	G - Grava, S - arena, O - Suelo Orgánico, P - Turva, M - Limo, C - Arcilla, W - Bien Granulada, P - Mal Granulada, L - Baja Compresibilidad, H - Alta Compresibilidad CARTA DE PLASTICIDAD (S.U.C.S.)	
		CL	Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas.	40 50	
I O Más de umiz númer			OL	Limos orgánicos y arcillas orgánicas limosas de baja plasticidad.	
GRANO FING tar	Limos y arcillas:		MH	Limos inorgánicos, suelos arenosos finos o limosos con mica o diatomeas, limos elásticos.	
OS DE	Límite l mayor	líquido de 50	СН	Arcillas inorgánicas de plasticidad alta.	
SUEL			ОН	Arcillas orgánicas de plasticidad media a elevada; limos orgánicos.	
Suelo	s muy orgán	nicos	Р	Turba y otros suelos de alto contenido orgánico.	LL.9

Tabla 15. Clasificación de Suelos.

Fuente: SUCS



Figura 16. Área de Estudio y Ubicación de los pozos

Elaborado por: Benavides Lenin.

Tabla 16. Coordenadas UTM de cada perforación	i realizadas en el sector de estudio	э.
---	--------------------------------------	----

	NORTE	ESTE	ZONA
P1	9859090.00 m S	763711.00 m E	17 M
P2	9858870.00 m S	763047.00 m E	17 M
P3	9858606.00 m S	763613.00 m E	17 M
P4	9858818.00 m S	762720.00 E	17 M
P5	9858216.00 m S	762893.00 E	17 M

En las siguientes tablas se presentan los resultados del análisis granulométrico de cada muestra de suelo extraída por debajo de la capa de limpieza, además se identificará el tipo de suelo existente por medio del Sistema Unificado de Clasificación del Suelo (SUCS).

TAMIZ	mm	PESO RETENIDO (gr)	%RETENIDO	% PASA		
PRIMER METRO POZO N° 1						
N° 4	4.760	1.7	0%	100%		
N° 10	2.000	11.8	3%	97%		
N° 40	0.420	73.9	21%	79%		
N° 100	0.149	161.5	45%	55%		
N° 200	0.074	236.5	66%	34%		
Pasa N200	123.1		34%			
Total		359.600	100%			
	SEGUN	DO METRO POZO	N° 1			
N° 4	4.760	24	3%	97%		
N° 10	2.000	65.8	9%	91%		
N° 40	0.420	238.2	33%	67%		
N° 100	0.149	354.8	49%	51%		
N° 200	0.074	471.6	65%	35%		
Pasa N° 200	257.3		35%			
Total		728.900	100%			

Tabla 17. Clasificación de Suelos P1.

TAMIZ	mm	PESO RETENIDO (gr)	%RETENIDO	%PASA
	PRIM	ER METRO POZO	N°2	
N° 4	4.760	31	6%	94%
N° 10	2.000	80.3	17%	83%
N° 40	0.420	175.9	37%	63%
N° 100	0.149	257	54%	46%
N° 200	0.074	335.8	70%	30%
PASA N° 200	142.8		30%	
TOTAL		478.600	100%	
	SEGU	NDO METRO POZO) N°2	•
N° 4	4.760	47.5	7%	93%
N° 10	2.000	116	17%	83%
N° 40	0.420	260.2	38%	62%
N° 100	0.149	371.6	55%	45%
N° 200	0.074	481.6	71%	29%
PASA N° 200	196.9		29%	
TOTAL		678.500	100%	

Tabla 18. Clasificación de Suelos P2

TAMIZ	mm	PESO RETENIDO (gr)	%RETENIDO	%PASA			
	PRIMER METRO POZO N° 3						
N° 4	4.760	2.7	1%	99%			
N° 10	2.000	19.9	4%	96%			
N° 40	0.420	230	47%	53%			
N° 100	0.149	350.8	71%	29%			
N° 200	0.074	392.5	80%	20%			
PASA N° 200	100.3		20%				
TOTAL		492.800	100%				
	SEGUNI	OO METRO POZO) N° 3				
N° 4	4.760	1.8	0%	100%			
N° 10	2.000	19.6	4%	96%			
N° 40	0.420	212.1	39%	61%			
N° 100	0.149	355.3	66%	34%			
N° 200	0.074	417.2	77%	23%			
PASA N° 200	122.5		23%				
TOTAL		539.700	100%				

Tabla 19. Clasificación de Suelos P3

TAMIZ	mm	PESO RETENIDO (gr)	%RETENIDO	% PASA	
	PRIME	R METRO POZO	N° 4		
N° 4	4.760	10.2	3%	97%	
N° 10	2.000	28.3	7%	93%	
N° 40	0.420	79	20%	80%	
N° 100	0.149	166.7	42%	58%	
N° 200	0.074	257.9	65%	35%	
PASA N° 200	139.6		35%		
TOTAL	397.500		100%		
SEGUNDO METRO POZO Nº 4					
N° 4	4.760	40.1	7%	93%	
N° 10	2.000	75.1	13%	87%	
N° 40	0.420	166	30%	70%	
N° 100	0.149	276.3	49%	51%	
N° 200	0.074	379.1	68%	32%	
PASA N° 200	180.7		32%		
TOTAL	559.800		100%		
TERCER METRO POZO Nº 4					
N° 4	4.760	11.4	3%	97%	
N° 10	2.000	34.5	9%	91%	
N° 40	0.420	109.3	27%	73%	
N° 100	0.149	190.5	48%	52%	

Tabla 20. Clasificación de Suelos P4

N° 200	0.074	261.1	65%	35%
PASA N° 200	138.1		35%	
TOTAL	399.200		100%	

Elaborado por: Benavides Lenin

De la tabla anterior en todos los estratos más del 50% es retenido en el tamiz N°200 el cual se clasifica como suelo grueso y más del 50% pasa el tamiz N°4, obteniendo como resultado arena en el tipo de suelo.

TAMIZ	mm	PESO RETENIDO (gr)	%RETENIDO	%PASA	
	PRIME	R METRO POZO	N° 5		
N4	4.760	2.7	1%	99%	
N10	2.000	17.6	6%	94%	
N40	0.420	97.9	35%	65%	
N100	0.149	156.9	56%	44%	
N200	0.074	200.9	72%	28%	
PASA N200	77.4		28%		
TOTAL	278.300		100%		
SEGUNDO METRO POZO Nº 5					
N4	4.760	8.3	3%	97%	
N10	2.000	26.6	9%	91%	
N40	0.420	100.8	34%	66%	
N100	0.149	182.9	61%	39%	
N200	0.074	234.6	79%	21%	
PASA N200	64.2		21%		
TOTAL	298.800		100%		

Tabla 21. Clasificación de Suelos P5

	TERCER METRO POZO N° 5					
N4	4.760	13.4	5%	95%		
N10	2.000	30.2	11%	89%		
N40	0.420	98.7	35%	65%		
N100	0.149	169.7	60%	40%		
N200	0.074	219.9	77%	23%		
PASA N200	64.9		23%			
TOTAL	284.800		100%			
	CUART	O METRO POZO	N° 5			
N4	4.760	18.8	6%	94%		
N10	2.000	41.2	14%	86%		
N40	0.420	113.3	38%	62%		
N100	0.149	194.7	65%	35%		
N200	0.074	245.7	82%	18%		
PASA N200	53.2		18%			
TOTAL	298.900		100%			
	QUINTO	O METRO POZO	N° 5			
N4	4.760	9.1	3%	97%		
N10	2.000	21.8	8%	92%		
N40	0.420	113.9	42%	58%		
N100	0.149	166	62%	38%		
N200	0.074	201.9	75%	25%		
PASA N200	67.8		25%			
TOTAL	269.700		100%			

Elaborado por: Benavides Lenin

4.1.3.1. Ensayo de Penetración Estándar

Para este ensayo se llevará a cabo lo indicado en la norma INEN 689, donde explica los pasos para realizar el Ensayo de Penetración Estándar. [27]

- Luego de apoyar el muestreador en el fondo del pozo perforado, se procede a hincarlo mediante golpes de martinete lanzado en caída libre desde una altura de 75 ± 5 cm sobre la cabeza de golpe. [27]
- Para elevar del martinete debe usarse un cabo de manila o similar y, en caso de ser accionado mecánicamente, el cabo debe enrollarse máximo dos vueltas. [27]
- La barra rígida de acero debe estar completamente vertical, con lo cual se asegura que la energía de los golpes no resulte disminuida. [27]
- 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. [27]
- Se inicia el ensayo contando el número de golpes (N) necesarios para hacer penetrar el muestreador 30 cm, lo cual determina la resistencia a la penetración de dicho suelo. [27]
- Si al hincar ese tramo se sobrepasan los 50 golpes, sin que hubiera penetrado la totalidad de la medida indicada, se debe anotar el número de golpes efectuados y la longitud de penetración del muestreador. [27]
- Antes de extraer el muestreador a la superficie debe girarse por lo menos dos revoluciones, para cortar la muestra del fondo, luego de lo cual, se extrae y se determina la longitud de la muestra obtenida, desechando la parte superior que se considera no representativa. [27]
- La muestra se describirá según lo establecido en loa norma INEN 693, luego de la cual se la debe acondicionar y cerrar herméticamente en un envase apropiado para su envió al laboratorio. [27]
- Cuando se utilice el equipo de muestreador, una vez obtenida la muestra, se desarma el muestreador y se retira el tubo interior, se lo enrasa, sella y se lo envía al laboratorio. [27]

Para la identificación de las muestras, los recipientes deben etiquetarse adecuadamente con todos los datos para realizar los ensayos requeridos. [27]

Tabla 22. Clasificación de los Perfiles del Suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	V _δ ≥ 1500 m/s
В	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s >V₅ ≥ 760 m/s
с	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	760 m/s > V₅≥ 360 m/s

Tipo de perfil	Descripción	Definición			
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con	N ≥ 50.0			
	cualquiera de los dos criterios	S _u ≥ 100 KPa			
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s > V₅ ≥ 180 m/s			
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos	50 > N ≥ 15.0			
	condiciones	100 kPa > S _u ≥ 50 kPa			
	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	Vs < 180 m/s			
E		IP > 20			
-	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	w ≥ 40%			
		S _u < 50 kPa			
	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:				
F	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 α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.				
	F6—Rellenos colocados sin control ingenieril.				

Fuente: NEC – SE – DS 2015

Donde:

N: Número de golpes del ensayo de Penetración Estándar en cualquier Perfil de Suelo.

Vs30: Velocidad media de la onda de cortante.

En las siguientes tablas del Ensayo de penetración Estándar se procedió a sumar los dos últimos valores de cada metro, con estos valores se sacó un promedio y se especificó el tipo de perfil de acuerdo con lo establecido en la NEC – 15 en el capítulo de Peligro Sísmico.

Profundidad	NSPT	NSPT	NSPT	Tipo de
(cm)	(Parcial)	(Total)	(Medio)	Perfil
15				
30				
45		Limpieza		
60		Limpieza		
75				
90				
105	15			
120	21	47	59	С
135	26			-
150	24			
165	32	64		
180	32			
195	23			
210	23	46		
225	23	1		
240	40	80		

Tabla 23. Ensayo de Penetración Estándar - P1

255	40	
270	40	
	F1 1 1	

Elaborado por: Benavides Lenin

Profundidad (cm)	NSPT (Parcial)	NSPT (Total)	NSPT (Medio)	Tipo de Perfil
15				
30		_		
45		Limpieza		
60				
75		-		
90		-		
105	23		•	
120	23	46		
135	23	_	56	C
150	17			C
165	23	46		
180	23	-		
195	23		•	
210	28	53		
225	25	_		
240	40			
255	38	78		
270	40	1		

Tabla 24. Ensayo de Penetración Estándar - P2

Elaborado por: Benavides Lenin
Profundidad	NSPT	NSPT	NSPT	Tipo de
(cm)	(Parcial)	(Total)	(Medio)	Perfil
15				
30				
45		Limpieza		
60				
75				
90				
105	22			
120	18	41		
135	23		63	C
150	40			C
165	38	78		
180	40			
195	22			
210	25	52		
225	27			
240	34			
255	40	80		
270	40			

Tabla 25. Ensayo de Penetración Estándar - P3

Elaborado por: Benavides Lenin

Profundidad	NSPT	NSPT	NSPT	Tipo de
(cm)	(Parcial)	(Total)	(Medio)	Perfil
15				
30		-		
45		Limpieza		
60		Limpieza		
75				
90				
105	15			
120	19	39		
135	20			
150	16			
165	17	39		
180	22		48	D
195	17			
210	20	40		
225	20			
240	22			
255	21	43		
270	22			
285	17			
300	24	51		
315	27			
330	32			
345	38	76		
360	38			

Tabla 26. Ensayo de Penetración Estándar - P4

Elaborado por: Benavides Lenin

Profundidad	NSPT	NSPT (Tetal)	NSPT (Madia)	Tipo de
(cm)	(Parcial)	(1otal)	(Medio)	Perm
15				
30				
45		Limpieza		
60				
75				
90				
105	9			
120	11	22		
135	11			
150	8			
165	10	21		
180	11			
195	9		21	D
210	11	22		
225	11			
240	8			
255	10	21		
270	11			
285	10			
300	14	25		
315	11	1		
330	11			
345	13	27		
360	14	1		
375	9	9		

Tabla 27. Ensayo de Penetración Estándar - P5

390	5		
405	4		
420	1		
435	2	4	
450	2		
465	16		
480	14	21	
495	7		
510	4		
525	5	11	
540	6		
555	7		
570	10	24	
585	14		
600	20		
615	22	50	
630	28		

Elaborado por: Benavides Lenin

De la tabla anterior se puede observar que a partir de los 3.75m hasta los 4.50m el número de golpes es demasiado bajo en relación a los demás datos por lo que se considera que el suelo a analizar es un posible relleno, por lo cual se procede a descartar dicho pozo para que no influya en los resultados que se va a obtener de toda el área de estudio, de acuerdo con la información dada por los habitantes del lugar se procede a delimitar el área de relleno la cual se encuentra entre las calles Gustavo Lemos Ramírez, Pérez Guerrero, Calle S/N y José Peralta.

Sin embargo, se recomienda realizar una correlación de los resultados obtenidos por el otro tesista que realizó el estudio en el área contigua, para así poder verificar la dimensión exacta del relleno y con esto realizar un estudio específico en esa área.



Figura 17. Delimitación área de relleno

Elaborado por: Benavides Lenin

4.1.4. Velocidad Media de Onda de Cortante Vs30

La velocidad media de la onda de corte Vs30 es un parámetro esencial para evaluar las propiedades dinámicas de los suelos, debido a que ésta es la responsable de la amplificación del movimiento del suelo. [28]

Las velocidades Vs30 se pueden evaluar en el sitio por medio de estimaciones semiempíricas que correlacionan las velocidades de las ondas de cortante con parámetros geotécnicos, para suelos de características similares. [28]

Las características de un movimiento sísmico en un sitio dependen de la velocidad de onda de cortante (Vs). El perfil de la velocidad de onda de corte en un sitio puede no estar fácilmente disponible, sin embargo, el número de golpes (N) de la prueba de penetración estándar (SPT) esta fácilmente disponible. Esta investigación presenta un desarrollo de correlación confiable entre V medido por análisis multicanal de pruebas de ondas superficiales y N medido utilizando SPT en varios sitios. La relación propuesta será útil en la microzonificación sísmica de la región ya que el movimiento del suelo es uno de los parámetros importantes. La relación propuesta entre Vs y los valores de N para suelos arenosos es la siguiente. [29]

 $V_S = 100.3N^{0.338}$

Donde:

N: Número de golpes del ensayo de penetración estándar.

Pozo 1

$$V_S = 100.3 * 59^{0.338}$$

 $V_S = 397.969 m/s$

Pozo 2

$$V_S = 100.3 * 56^{0.338}$$

 $V_S = 391.011 m/s$

Pozo 3

$$V_S = 100.3 * 63^{0.338}$$

 $V_S = 406.891 m/s$

Pozo 4

 $V_S = 100.3 * 48^{0.338}$ $V_S = 371.159 m/s$

Pozo 5

 $V_S = 100.3 * 21^{0.338}$ $V_S = 280.68 m/s$

Por lo especificado anteriormente acerca del pozo 5 en el cual existe un posible relleno, no será tomado en consideración para el cálculo promedio del Vs30 del sector de estudio.

Con la ecuación anteriormente mencionada se sacaron los valores del Vs30 para cada pozo los cuales se muestran a continuación.

SITIO	NSPT	TIPO DE PERFIL	Vs30 (m/s)	Vs30 m/s) promedio
P1	59	С	397.969	
P2	56	С	391.011	391.7575
P3	63	С	406.891	
P4	48	D	371.159	

Tabla 28. Valores de Vs30

Elaborado por: Benavides Lenin

4.1.5. Ecuaciones de Atenuación para falla Cortical Intraplaca.

Sismos corticales superficiales con una profundidad \leq 30 km.

4.1.5.1. Modelo de Boore y Atkinson (2008).

Las ecuaciones se derivaron como parte del proyecto de atenuación Pacific Earthquake Engineering Research Center. (PEER NGA, Power et al., 2008), utilizando una extensa base de datos de miles de registros compilados de terremotos corticales superficiales en ambientes tectónicos activos de todo el mundo. Estas ecuaciones representan una actualización sustancial de los GMPE que fueron publicados por Boore y sus compañeros en 1997, los cuales se basaron en un conjunto bastante limitado de datos en comparación con los resultados de este modelo (Boore y Atkinson 2008). La cantidad de datos utilizados en el análisis de regresión se basa especialmente en la magnitud y distancia para el análisis de peligro sísmico. [30]

$$\operatorname{Ln} \mathbf{y} = \mathbf{F}_{\mathsf{M}}(\mathsf{M}) + \mathbf{F}_{\mathsf{D}}(\mathsf{R}_{\mathsf{IB}},\mathsf{M}) + \mathbf{F}_{\mathsf{S}}(\mathsf{V}_{\mathsf{S30}},\mathsf{R}_{\mathsf{IB}},\mathsf{M}) + \varepsilon$$

La función de distancia está dada por:

$$F_D(JR_B, M) = c_1 + c_2(M - M_{REF})ln(R/R_{REF}) + c_3(R - R_{REF})$$

Donde:

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

(4.1)

 c_1, c_2, c_3 , h, son coeficientes a determinar en el análisis.

$$M_{REF} = 4.5$$

 $R_{REF} = 1.0$

El escalamiento de magnitud viene dado por:

$$M \le M_h$$

 $F_M(M) = e_1 U + e_2 SS + e_3 NS + e_4 RS + e_5 (M - Mh) + e_6 (M - M_h)^2$
(4.2)

$$M > M_h$$

 $F_M(M) = e_1 U + e_2 SS + e_3 NS + e_4 RS + e_7 (M - M_h)$
(4.3)

Donde U, SS, NS, RS, son variables ficticias que se usan para indicar el tipo de falla no especificada, normal, inversa y M_h esta magnitud es para la forma de la escala de magnitud, es un coeficiente que se debe establecer durante el análisis. [30]

La ecuación de amplificación del sitio está dada por:

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

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

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

(4.5)

(4.4)

Donde b_{lin} es un coeficiente dependiente del periodo, y V_{ref} es la velocidad de referencia especificada (700 m/s), correspondientes a las condiciones de sitio, estos coeficientes fueron descritos por (Choi y Stewart 2005) y están empíricamente basados. [30]

El término no lineal viene dado por:

 $Pga4nl \le a_1$:

$$F_{\rm NL} = b_{\rm nl} \ln(\rm pga_{\rm low}/0.1)$$
(4.6)

 $a_1 < Pga4nl \le a_2$:

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

(4.7)

 $a_2 < Pga4nl:$

$$F_{LIN} = b_{nl} \ln(pga4nl/0.1)$$
(4.8)

Donde: $a_1(=0.03g)$ y $a_2(=0.09g)$ se les asignan niveles para la amplificación lineal y no lineal, respectivamente, $pga_{low}(=0.06g)$ es una variable asignada a la transición entre comportamientos lineales y no lineales, pga4nl es la predicción del PGA en g para V_{ref} = 700 m/s, dadas por la ecuación principal con $F_S = 0$ y $\mathcal{E} = 0$. Las tres ecuaciones para no linealidad del suelo responden (ecuaciones 4.6 – 4.8) son necesarias por dos razones: 1) para evitar que la amplificación no lineal aumente indefinidamente a medida que disminuye pga4nl y 2): para suavizar la transición del comportamiento lineal al no lineal. [30]

La ecuación c y d de la ecuación 4.7 viene dados por:

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

(4.9)

$$d = -(2\Delta y - b_{nl}\Delta x)/\Delta x^3, \qquad (4.10)$$

Donde:

$$\Delta x = \ln(a_2/a_1) \tag{4.11}$$

$$\Delta y = b_{nl} ln(a_2/pga_{low}) \tag{4.12}$$

La pendiente no lineal bnl es una función de ambos periodos y Vs30 viene dado por:

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

$$b_{nl} = b_1 \tag{4.13}$$

$$V_1 < V_{s30} \le V_2$$
:
 $b_{nl} = (b_1 - b_2) \ln(V_{s30}/V_2) / \ln(V_1/V_2) + b_2$
(4.14)

$$V_2 < V_{s30} < V_{ref}$$
:

$$b_{nl} = b_2 ln(V_{s30}/V_{ref})/ln(V_2/V_{ref})$$
(4.15)

 $V_{ref} < V_{s30}$:

(4.16)

 \boldsymbol{b}_{nl}

Donde: $V_1 = 180 \text{ m/s}$, $V_2 = 300 \text{ m/s}$, y b_1 y b_2 son coeficientes dependientes del periodo (y, en consecuencia, bnl es una función del periodo, así como el Vs30). [30]

Categorías.

Transcurrente: $4.3 \le M \le 7.9$. SS = 1; U = 0; NS = 0; RS = 0

Inversa: $5.6 \le M \le 7.6$. SS = 0; U = 0; NS = 0; RS = 1

Normal $5.3 \le M \le 6.9$. SS = 0; U = 0; NS = 1; RS = 0

Estas ecuaciones son aplicables para valores $180 \le Vs30 \le 1300$ m/s, no deben ser aplicados para sitios de roca muy dura.

Limitaciones del Modelo.

Estas ecuaciones deben ser usadas para:

M = 5 - 8

RJB < 200 km

Vs30 = 180 - 1300 m/s

4.1.5.2. Modelo de Akkar y Bommer (2010).

Este documento se basa en Akkar y Bommer (2007a), siguieron con trazar curvas de atenuación para los valores medianos del PGA y ordenadas espectrales medianas para un numero de escenarios de magnitud – distancia, compararon los valores obtenidos con otras ecuaciones, como los modelos de Nueva Generación de Atenuación (NGA), Stafford, Strasser y Bommer 2008 – 2010. [31]

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

Para el uso de esta ecuación las unidades deberán estar en cm/s².

Donde:

- Suelo blando: $S_S = 1$; $S_A = 1$; Vs30 < 360 m/s
- > Suelo Rígido: $S_S = 1$; $S_A = 1$
- ▶ Roca: $S_S = 0$; $S_A = 0$; Vs30 < 750 m/s

Mecanismos de Falla.

- → Falla Normal: $F_N = 1$; $F_R = 1$
- > Falla Inversa: $F_N = 1$; $F_R = 1$
- > Falla Transcurrente: $F_N = 0$; $F_R = 0$

E: Es el número de desviaciones estándar por encima o por debajo del valor medio de log(y)

La variabilidad se descompone en un inter – evento σ^2 y un componente intra – evento σ^1 , la desviación estándar total σ está dada por la raíz cuadrad de la suma de sus cuadrados. [31]

$$\sigma = \sqrt{\sigma 1^2 + \sigma 2^2}$$



Fuente: Akkar y Bommer 2010

Limitaciones del Modelo.

Esta ecuación debe ser usada para:

M = 5 - 7.5

4.1.5.3. Modelo Kanno (2006).

Tras el sismo de Kobe de 1995, el gobierno japonés por evitar futuros desastres sísmicos, instalo redes que consiste en un gran número de estaciones de observación de movimientos fuertes, incluyendo K – NET (Kinoshita 1998), que es operado por el Instituto Nacional de Investigación de las Ciencias de la Tierra y Prevención de Desastres. Además, en 2005 la sede Earthquake Research Promotion publico mapas nacionales de peligros sísmicos en el sitio web. Estos mapas indican solo la intensidad sísmica para Japón. Relaciones empíricas de atenuación para los espectros de respuesta como Kobayashi y Midorikawa 1982, Annaka 1997, existen para Japón. En este estudio registran movimientos de tierras fuertes japoneses entre 1963 y 2003. [32]

Si $D \le 30 \text{ km}$

Log pre =
$$a_1Mw + b_1X - log(X + d_1 * 10^{e_1M_w}) + C_1 + \varepsilon_1$$

Si $D \leq 30 \text{ km}$

$$Log pre = a_2Mw + b_2X - log(X) + C_2 + \varepsilon_2$$

Para este estudio se toma como una falla cortical, se utilizará la primera ecuación, por tener una profundidad focal menor a 30 km. [32]

Donde:

Pre: está en cm/s² y $e_1 = 0.5$

Se usará distancias de X para suelos poco profundos de:

- \blacktriangleright 6.0 (X ≤ 25 km)
- \succ 3.0 (25 ≤ X ≤ 50 km)
- ▶ 1.5 (50 ≤ X ≤ 75 km)
- ▶ 1 (X > 75 km)

Limitaciones del Modelo.

Estas ecuaciones deben usarse para:

- Eventos poco profundos, la profundidad focal debe estar entre 0 y 30 km
- Eventos profundos, la profundidad focal debe estar entre 30 y 180 km

4.1.6. Ecuaciones de Atenuación para Subducción.

La profundidad para estos modelos de subducción será de 125 km, ya que en eventos registrados las profundidades han sido mayores a 100 km, y en este tipo de modelos utilizan profundidades focales igual a 125 km.

4.1.6.1. Modelo de Youngs (1997).

Este documento presenta relaciones de atenuación para terremotos de zonas de subducción. Se consideran dos tipos de terremotos en estas zonas: terremotos interplaca e intraplaca. Los terremotos de interplaca son eventos de empuje de ángulo superficial que se produce en la interfaz entre la placa de subducción y de superposición. Los terremotos intraplaca ocurren dentro de la placa oceánica. Encontraron que la tasa de atenuación de los movimientos sísmicos en la zona de subducción es menor que la de los sismos corticales superficiales en las áreas tectónicas activas. Esta diferencia es importante principalmente para terremotos muy grandes. Los sismos intraplaca producen movimientos aproximadamente 50 por ciento más grandes que los sismos interplaca. [33]

$Ln y = 0.6687 + 1.438M + C_1 + C_2(10 - M)^3 + C_3 ln(R + 1.097e^{0.617M})$ $+ 0.00648H + 0.3643Z_T$

Donde:

y: Aceleración espectral en g

H: Profundidad en km.

 $\mathbf{Z}_{\mathbf{T}}$: Tipo de Fuente. Interplaca = 0; Intraplaca = 1.

Suelos profundos Zds = 1; Zr = 0; Zss = 0; profundidad hasta lecho rocoso es mayor de 20m.

Suelos poco profundos Zds = 0; Zr = 0; Zss = 1; profundidad hasta la roca madre es menor de 20m.

Limitaciones del Modelo.

Estas ecuaciones deben ser usadas para:

Magnitud desde Mw = 5.

Profundidades focales entre 10 y 229 km.

4.1.6.2. Modelo de Zhao (2006).

En el presente estudio se presenta un modelo de atenuación de aceleración espectral. Se han desarrollado muchas relaciones de atenuación del movimiento del suelo como un componente importante de los estudios de peligro sísmico. De manera determinista los ingenieros también usan modelos de atenuación para estimar las fuerzas y/o desplazamientos inducidos en las estructuras. Los efectos de la profundidad de la fuente, el tipo de fuente tectónica y el mecanismo de fallas de los terremotos corticales son significativos. Para eventos de subducción, se emplea un factor de modificación de distancia simple para lograr predicciones admisibles e imparciales. Se seleccionó la siguiente forma simple de la función de atenuación. [34]

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

Donde:

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

y: cm/s²

Mw: Magnitud de Momento.

x: es la distancia a la fuente en km.

h: profundidad focal en km.

 $\delta h = 1$ cuando $h \ge hc y 0$ *en todos los demás casos.*

 $S_R = 0.251$; $S_I = 0.0$: $S_S = 2.607$; $S_{SL} = -0.528$

Usar h = 15 km

Profundidades Focales.

Evento Cortical: h = 0 - 25 km

Evento Interplaca: h = 10 - 50 km

Evento Intraplaca: h = 15 - 162 km

Si h > 125 km; Usar: h = 125 km

El parámetro inverso F_R se aplica a las fallas inversas, y 0 para los demás eventos. [34]

El parámetro tectónico S_I se aplica a os eventos de interplaca, y es 0 para los demás eventos. [34]

 S_S Se aplica solo a los eventos de subducción y es 0 para los demás eventos.

 S_{SL} Es un término de modificación de trayectoria independiente de la magnitud para los eventos de intraplaca. [34]

4.1.6.3. Modelo de Atkinson y Boore (2003).

Las relaciones del movimiento del suelo que ocurren en las zonas de subducción son un insumo importante para los análisis de riesgo sísmico para muchas partes del mundo. Se usaron una base de datos para desarrollar relaciones globales de movimiento del suelo para terremotos de interplaca e intraplaca, utilizando un método de regresión de máxima verosimilitud. Los resultados de este estudio difieren significativamente de los análisis previos basados en datos más limitados y tienen implicaciones importantes para el análisis de riesgo sísmico. [35]

$$\log y = fn(M) + c_3h + c_4R - g\log R + c_5 \operatorname{sl} S_C + c_6 \operatorname{sl} S_D + c_7 \operatorname{sl} S_E$$

Donde:

y: cm/s²

 \mathbf{M} = momento magnitud

$$fn(M) = c_1 + c_2 M$$

h: profundidad focal en km

 $R = \sqrt{D^2 + \Delta^2}$; siendo D la distancia más cercana a la superficie de falla, en km. Usar h = 100 km para eventos con profundidad > 100 km. [35]

 Δ : Término de saturación de fuente cercana, dado por:

$$\Delta = 0.00724 * 10^{0.507M}$$

 $S_C = 1$: Para tipo de suelo C (360 < $\beta \le 760$ m/s) y 0 de lo contrario.

 $S_D = 1$: Para tipo de suelo D (180 < $\beta \le 360$ m/s) y 0 de lo contrario.

 $S_E = 1$: Para tipo de suelo E ($\beta < 180 \text{ m/s}$) y 0 de lo contrario.

Tomar en cuenta que $\beta = Vs30$.

sl = 1

Evento interplaca:

Si M > 8.5; usar M = 8.5

 $g = 10^{(1.2-0.18M)}$

Evento Intraplaca:

Si M \geq 8.0; usar M = 8.0

 $g = 10^{(0.301 - 0.01M)}$

4.2. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS.

4.2.1. Magnitud de las fallas.

Por medio de la ecuación Wells y Coppersmith se obtiene la siguiente magnitud de momento Mw: [36]

$$\mathbf{M}\mathbf{w} = \mathbf{a} + \mathbf{b} * \log(\mathbf{SRL})$$

Donde:

a, b: Coeficientes.

SRL: Longitud de rotura superficial (km). [36]

Para el cálculo de Mw se tomarán las longitudes de las fallas dadas en la Tabla 14, obteniendo los siguientes resultados.

- Falla Subducción: 8.9 Mw
- ➢ Falla Huachi: 6.3 Mw

\triangleright	Falla Ambato:	6.5 Mw
	Falla Allibato:	0.3 MM

- ➢ Falla Totoras: 6.5 Mw
- ➢ Falla Samanga: 6.9 Mw

4.2.2. Cálculo de Espectros

Los espectros de respuesta fueron inicialmente propuestos por Biot en 1932 y luego desarrollados por Housner, Newmark, y muchos otros investigadores. Actualmente, el concepto de espectro de respuesta es una importante herramienta de la dinámica estructural de gran utilidad en el área de diseño sismo resistente. [37]

Se puede definir al espectro como un gráfico de la respuesta máxima (expresada en términos de desplazamiento, velocidad o aceleración, o cualquier otro parámetro de interés), que produce una acción dinámica determinada en una estructura. [37]

En esta investigación se comparará los espectros obtenidos del área de estudio con el espectro otorgado por la NEC – 2015.

4.2.2.1. Espectros calculados con el modelo de Boore y Atkinson 2008.

En la siguiente grafica se presenta los espectros obtenidos del modelo de Boore y Atkinson 2008 para falla intraplaca (cortical). Para todas las ecuaciones se utilizó el valor promedio de Vs = 391.7575 obtenido en la tabla 27.



Figura 19. Espectro de aceleración modelo Boore y Atkinson 2008

Elaborado por: Benavides Lenin

Del análisis realizado del modelo de Boore y Atkinson, se puede observar en la figura anterior, el espectro que mayor aceleración presenta es el calculado para la falla de Ambato, esto se debe a que dicha falla es la más cercana al área de estudio, mientras que los espectros calculados para las demás fallas tienen una similitud en sus aceleraciones.

4.2.2.2. Espectros calculados con el modelo de Akkar y Bommer 2010.

En la figura que se muestra a continuación se muestran los siguientes resultados para las mismas fallas, pero con un modelo diferente.



Figura 20. Espectro de aceleración modelo Akkar y Bommer 2010

Elaborado por: Benavides Lenin

Del análisis realizado del modelo de Akkar y Bommer, se puede observar en la figura que el mayor espectro de respuesta sigue presentándose para la falla de Ambato.

4.2.2.3. Espectros calculados con el modelo de Kanno 2006.

En la figura que se muestra a continuación se muestran los siguientes resultados para las mismas fallas, pero con un modelo diferente.



Figura 21. Espectro de aceleración modelo Kanno 2006

Elaborado por: Benavides Lenin

Del análisis realizado del modelo de Kanno, se puede observar en la figura anterior, el espectro que mayor aceleración presenta es el calculado para la falla de Samanga, mientras que el espectro calculado para las fallas de Ambato y Totoras tienen la misma aceleración.

4.2.2.4. Espectro calculado con el modelo de Young 1997.

En la figura se muestra el espectro obtenido por el modelo de Young 1997 para la falla de subducción.



Figura 22. Espectro de aceleración modelo de Young 1997

Elaborado por: Benavides Lenin

Para el presente estudio se seleccionó una sola falla de subducción el cual será comparado con el espectro de la NEC – 2015.

4.2.2.5. Espectro calculado con el modelo de Zhao 2006.



Figura 23. Espectro calculado con el modelo de Zhao 2006.

Elaborado por: Benavides Lenin

4.2.2.6. Espectro calculado con el modelo de Atkinson y Boore 2003.



Figura 24. Espectro calculado con el modelo de Atkinson y Boore 2003.

Elaborado por: Benavides Lenin

4.2.3. Espectros con los modelos para cada Falla.

Mediante las Ecuaciones de Predicción del Movimiento del Suelo de cada modelo se procede a calcular los espectros de aceleración para los diferentes tipos de falla que presenta esta investigación.



Figura 25. Espectros de Aceleración - Falla Huachi

Elaborado por: Benavides Lenin

Del análisis realizado para la falla de Huachi, el modelo de Kanno 2006 es el espectro que mayor aceleración presenta.



Figura 26. Espectros de Aceleración - Falla Ambato

Elaborado por: Benavides Lenin

Del análisis realizado para la falla de Ambato, el modelo de Kanno 2006 es el espectro que mayor aceleración presenta.



Figura 27. Espectros de Aceleración - Falla Totoras

Elaborado por: Benavides Lenin

Del análisis realizado para la falla de Totoras, el modelo de Kanno 2006 es el espectro que mayor aceleración presenta.



Figura 28. Espectros de Aceleración - Falla Samanga

Elaborado por: Benavides Lenin

Del análisis realizado para la falla de Samanga, el modelo de Kanno 2006 es el espectro que mayor aceleración presenta.



Figura 29. Espectros de Aceleración - Falla Subducción

Elaborado por: Benavides Lenin

Del análisis realizado para la falla de Subducción, el modelo de Youngs 1997 es el espectro que mayor aceleración presenta.

4.2.4. Espectro con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC – 2015

Se tomó en cuenta la siguiente consideración para realizar la comparación entre los espectros realizados en este estudio con el espectro obtenido con la NEC – 2015: el valor obtenido del Vs30 es de 391.7575 m/s, que está dentro del suelo tipo C que tiene valores de 760 m/s > Vs \ge 360 m/s.



Figura 30. Espectros de Aceleración - Falla Huachi, NEC - 2015

Elaborado por: Benavides Lenin

Del análisis realizado para la falla de Huachi, se observa que los espectros calculados con los diferentes modelos no superan al espectro dado por la NEC - 2015.



Figura 31. Espectros de Aceleración - Falla Ambato, NEC - 2015

Elaborado por: Benavides Lenin

Del análisis realizado para la falla de Ambato, se observa que los espectros calculados con los diferentes modelos no superan al espectro dado por la NEC - 2015.



Figura 32. Espectros de Aceleración - Falla Totoras, NEC - 2015

Elaborado por: Benavides Lenin

Del análisis realizado para la falla de Totoras se observa que los espectros calculados con los diferentes modelos no superan al espectro dado por la NEC – 2015.



Figura 33. Espectros de Aceleración - Falla Samanga, NEC - 2015

Elaborado por: Benavides Lenin

Del análisis realizado para la falla de Samanga, se observa que el espectro calculado con el modelo de Kanno 2006 supera al espectro dado por la NEC – 2015.


Figura 34. Espectros de Aceleración - Falla Subducción

Elaborado por: Benavides Lenin

Del análisis realizado para la falla de Subducción, se observa que los espectros calculados con los diferentes modelos no superan al espectro dado por la NEC – 2015.

4.2.5. Espectros de todos los modelos con la NEC – 2015.



Figura 35. Todos los Espectros Comparados con la NEC - 2015

Elaborado por: Benavides Lenin

La figura anterior presenta todos los espectros de aceleración de todos los modelos para las fallas seleccionadas, en el cual se puede observar a simple vista que las aceleraciones calculadas con el modelo de Kanno para la falla de Samanga superan a la NEC – 2015.

4.2.6. Espectro Específico comparado con la NEC – 2015.

En la siguiente tabla se reflejan los valores para la envolvente de los espectros de aceleración. Esta envolvente se realizó en base a los valores máximos de aceleración de cada espectro obtenido con cada falla seleccionada.

Т	Sa (%g)
0.00	0.604
0.01	0.497
0.02	0.510
0.03	0.550
0.04	0.250
0.05	0.673
0.06	0.787
0.07	0.834
0.08	0.759
0.08	0.825
0.09	0.905
0.10	0.994
0.11	1.069
0.12	1.155
0.13	1.105
0.15	1.269
0.17	1.396

Tabla 29. Valores de Aceleración del Espectro Específico

0.20	1.422
0.22	1.427
0.25	1.294
0.30	1.369
0.35	1.175
0.40	1.183
0.45	1.091
0.50	1.055
0.55	0.775
0.60	0.876
0.70	0.779
0.75	0.666
0.80	0.760
0.85	0.565
0.90	0.691
1.00	0.611
1.25	0.424
1.50	0.385
2.00	0.320
2.50	0.253
3.00	0.211
4.00	0.134
5.00	0.072

Elaborado por: Benavides Lenin



Figura 36. Espectro Específico comparado con la NEC - 2015

Elaborado por: Benavides Lenin

En la figura anterior el Espectro Específico presenta una aceleración mayor para estructuras comprendidas en un periodo de 0.15s a 0.35s, estas aceleraciones son mayores a las generadas por la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC – 2015. Para este tipo de estructuras existe un mayor riesgo que las demás ante un evento sísmico.

4.2.7. Estructuras Tipo del Área de Estudio.

Se seleccionaron tres estructuras TIPO del área en estudio, para realizar el respectivo análisis dinámico mediante la utilización de un software de análisis y diseño estructural (ETABS), y comparar su comportamiento entre el espectro dado por la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC – 2015 y el espectro específico para la zona de estudio.

Estructura Tipo 1.

La estructura tipo 1 consiste en un bloque estructural de 2 pisos, con una altura de entrepiso de 2.52 m contemplando un sistema de pórticos de hormigón armado con vigas banda o (vigas perdidas), la cual tiene un uso de vivienda unifamiliar.



Figura 37. Vista en planta de la estructura Tipo 1

Elaborado por: Benavides Lenin



Figura 38. Vista en Elevación Estructura Tipo 1

Elaborado por: Benavides Lenin

Figura 39. Vista Frontal estructura tipo 1



Elaborado por: Benavides Lenin

Descripción de las Secciones.

La estructura cuenta con las siguientes secciones:

- Columna: las dimensiones de las columnas en todos los pisos son de 30 x 30 cm con un recubrimiento aproximado de 3cm.
- Vigas: Las secciones de las vigas para todos los pisos son de 30 cm de base por 20 cm de altura, teniendo un recubrimiento aproximado de 2.5 cm.
- Losa: las losas tienen una sección de 20 cm de peralte, la cual cuenta con una loseta de compresión de 5 cm y nervios de 10 cm de base y 15 cm de altura, con un recubrimiento aproximado de 2.5 cm.

Coeficiente de importancia I

Esta estructura, de acuerdo con la NEC – 2015, clasifica como Otras Estructuras por lo que le corresponde un valor de 1

Por el tipo de Estructura.

Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadores.

$$\succ$$
 C_t = 0.055

 $\succ \alpha = 0.9$

Factor de Reducción Sísmica.

- > Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda
- ➤ R = 5

Razón entre la Aceleración Espectral.

 \blacktriangleright n = 2.48: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos.

Irregularidad en Planta y Elevación.

$$\mathbf{\phi}_{\rm p} = 0.9$$
$$\mathbf{\phi}_{\rm e} = 0.9$$

Cargas gravitatorias.

Losa entre piso.

Carga muerta = 456.60 kg/m² Carga muerta pared completa = 661.20 kg/m Carga muerta pared con ventana = 304.8 kg/m Carga viva = 200 kg/m²

Losa Terraza accesible.

Carga muerta = 456.60 kg/m² Carga pared antepecho = 285 kg/m Carga viva = 100 kg/m²

Losa Tapa grada

Carga muerta = 329.60 kg/m^2 Carga viva = 70 kg/m^2

Cálculo del período de vibración.

$\mathbf{T} = \mathbf{C}_t \mathbf{h}_n^\alpha$

$$T = 0.055 * 7.74^{0.9}$$

Cálculo del Coeficiente Sísmico.

$$\mathbf{C} = \frac{\mathbf{I} * \mathbf{Sa}(\mathbf{Ta})}{\mathbf{R} * \boldsymbol{\varnothing}_{\mathbf{P}} * \boldsymbol{\varTheta}_{\mathbf{E}}}$$

Donde:

C= coeficiente sísmico.

I= coeficiente de Importancia.

Sa= espectro de respuesta elástica de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g).

R= factor de reducción de resistencia sísmica.

 $\emptyset_{\mathbf{P}}$, $\emptyset_{\mathbf{E}}$ = coeficientes de regularidad en planta y elevación.

$$C = \frac{1 * 1.1904}{5 * 0.9 * 0.9}$$
$$C = 0.2939$$

RESULTADOS DE LA ESTRUCTURA.

ANÁLISIS ESTÁTICO.

• Período de Vibración.

El valor del período fundamental T_2 será calculado por medio de un análisis modal en base a lo especificado en la NEC – 2015.

El valor de T_2 calculado según el método 2 no debe ser mayor en un 30% al valor de T_1 calculado con el método 1. [6]

$$T_1 \le T_2 \le 1.3T_1$$

 $0.35 < 0.386 < 0.455$

El período de vibración T_2 se encuentra en el rango establecido.

• Modos de vibración de la Estructura.

La torsión en planta es importante cuando la relación entre el porcentaje de participación de la masa en rotación Rz y la masa de traslación predominante Ux o Uy evaluados en los dos primeros modos de vibración, es mayor al 30%. [38]

En la siguiente tabla se procede a verificar que los dos primeros modos correspondan a un comportamiento traslacional y a partir del tercer modo sea rotacional.

Modos de Vibración.					
MODO	UX, UY	RZ	(RZ/UX, UY) %	OBSERVACIÓN	
1	0.73	0.118	16.16	Traslacional	
2	0.8535	0.022	2.58	Traslacional	
3	0.1176	0.7478	635.88	Rotacional	

Tabla 30. Modos de Vibración de la Estructura Tipo 1

Elaborado por: Benavides Lenin

De la tabla anterior se puede observar que la estructura en los dos primeros modos son de tipo traslacional ya que su porcentaje de torsión es menor al 30%, en cambio el tercer modo es de tipo rotacional debido a su alto porcentaje.

• Modos necesarios para la acumulación del 90% de la masa.

El número de modos que se debe considerar para el análisis dinámico deben ser todos los modos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas. [6]

Acumulación del 90% de la Masa					
MODO Sum UX Sum UY					
4	0.9134	0.9041			

Tabla 31. Modos de Vibración para la Acumulación del 90% de la Masa

Elaborado por: Benavides Lenin

• Control de la Deriva de Piso.

Para la revisión de la deriva de piso se utilizará el valor de la respuesta máxima inelástica en desplazamientos Δ_M de la estructura causada por el sismo de diseño. [6]

La deriva máxima inelástica de cada piso se calculará en base a la siguiente expresión establecida por la NEC – 2015: [6]

$$\Delta_{\rm M}=0.75*R*\Delta_{\rm E}$$

El periodo fundamental obtenido a partir del análisis modal es T2 = 0.386, valor con el cual ingresamos en la gráfica del Espectro Especifico y obtenemos la aceleración Sa(Ta).

Figura 40. Espectro Específico y valor de la aceleración obtenido con el período calculado en el Etabs



Elaborado por: Benavides Lenin

En base a la aceleración obtenida calculamos un nuevo coeficiente sísmico para la estructura. Se lo realizara mediante la expresión dada por la NEC – 2015.

$$\mathbf{C} = \frac{\mathbf{I} * \mathbf{Sa}(\mathbf{Ta})}{\mathbf{R} * \boldsymbol{\varnothing}_{\mathbf{P}} * \boldsymbol{\varTheta}_{\mathbf{E}}}$$
$$\mathbf{C} = \frac{1 * 1.178}{5 * 0.9 * 0.9}$$

$$C = 0.2909$$

A continuación, se muestra la tabla con los resultados de las derivas máximas elásticas e inelásticas con cada uno de los espectros analizados.

Espectro NEC – 2015					
SENTIDO X		SENTIDO Y			
ΔΕ	ΔM %	ΔΕ	ΔМ %		
0.003029	1.14	0.002644 1.00			
Ε	ESPECTRO ESPECÍFICO				
SENT	IDO X	SENTI	DO Y		
ΔΕ ΔΜ % ΔΕ Δ					
0.002998	1.12	0.002617	0.98		

Tabla 32. Derivas máximas Elásticas e Inelásticas, estructura tipo 1

Elaborado por: Benavides Lenin

Para una mejor interpretación de los resultados de la tabla anterior, se muestra a continuación los siguientes gráficos que detallan las derivas inelásticas a las que se ve sometida la estructura en sus dos direcciones principales tanto para el Espectro dado por la NEC – 2015 como para el Espectro Especifico del área de estudio.



Figura 41. Derivas Inelásticas obtenidas con el Espectro de la NEC - 2015 y el Espectro

Elaborado por: Benavides Lenin



Figura 42. Derivas Inelásticas obtenidas con el Espectro de la NEC - 2015 y el Espectro

Elaborado por: Benavides Lenin

El análisis estático demuestra que el espectro de la NEC – 2015 provoca mayores derivas que las producidas por el Espectro Especifico, esto se debe a que la estructura esta fuera del intervalo de 0.15 a 0.35 segundos en donde el espectro especifico es mayor que el de la NEC – 2015. Cabe mencionar que la estructura no supera el límite establecido por la normativa en ninguna de sus direcciones.

ANÁLISIS DINÁMICO.

• Validación del Análisis Dinámico.

El valor del cortante dinámico total en la base de la estructura obtenida por cualquier método de análisis dinámico debe cumplir: [6]

- V Dinámico < 80% del cortante basal V obtenidos por el método estático. (Estructuras regulares).
- V Dinámico < 85% del cortante basal V obtenidos por el método estático.
 (Estructuras irregulares). [6]

En la siguiente tabla se muestra los valores de validación del análisis dinámico por medio de la relación entre el cortante dinámico y el estático.

		SENTII	DO X	SENTIDO Y		
Espectro NEC - 2015	Vestát	Vdinám	Vdin/Vest (%)	Vestát	Vdinám	Vdin/Vest (%)
	68.79	50.60	73.56	68.79	56.94	82.77
Espectro	Vestát	Vdinám	Vdin/Vest (%)	Vestát	Vdinám	Vdin/Vest (%)
Específico	68.09	36.50	53.61	68.09	42.10	61.83

Tabla 33. Validación del Análisis Dinámico

Elaborado por: Benavides Lenin

Derivas de Piso.

Se procede al control de las derivas de piso obtenidas tanto con el espectro de la NEC – 2015 como con el Espectro Específico en ambas direcciones (X - Y).

Espectro NEC – 2015					
SENTIDO X SENTIDO Y					
ΔΕ	ΔM %	ΔΕ	ΔΜ %		
0.002808	1.05	0.002624 0.98			
E	ESPECTRO ESPECÍFICO				
SENT	IDO X	SENTI	DO Y		
ΔΕ	ΔM %	ΔΕ	ΔΜ %		
0.00206	0.77	0.001987	0.75		

Tabla 34. Derivas de Piso máximas, Estructura Tipo 1

Las solicitantes por el sismo del espectro de la NEC – 2015 son mayores a las generadas por el espectro específico del sitio.

Estructura Tipo 2.

La estructura tipo 2 consiste en un bloque estructural de 3 pisos, con una altura de entrepiso de 2.52 m contemplando un sistema de pórticos de hormigón armado con vigas banda o (vigas perdidas), la cual tiene un uso de vivienda unifamiliar.

Elaborado por: Benavides Lenin



Figura 43. Vista en Planta Estructura Tipo 2

Elaborado por: Benavides Lenin





Elaborado por: Benavides Lenin

Figura 45. Vista Frontal Estructura Tipo 2

Elaborado por: Benavides Lenin

Descripción de las Secciones.

La estructura cuenta con las siguientes secciones:

- Columna: las dimensiones de las columnas en todos los pisos son de 30 x 30 cm con un recubrimiento aproximado de 3cm.
- Vigas: Las secciones de las vigas para todos los pisos son de 30 cm de base por 20 cm de altura, teniendo un recubrimiento aproximado de 2.5 cm.
- Losa: las losas tienen una sección de 20 cm de peralte, la cual cuenta con una loseta de compresión de 5 cm y nervios de 10 cm de base y 15 cm de altura, con un recubrimiento aproximado de 2.5 cm.

Coeficiente de importancia I

Esta estructura, de acuerdo con la NEC – 2015, clasifica como Otras Estructuras por lo que le corresponde un valor de 1

Por el tipo de Estructura.

Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadores.

- ≻ $C_t = 0.055$
- $\succ \alpha = 0.9$

Factor de Reducción Sísmica.

- > Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda
- ▶ R = 5

Razón entre la Aceleración Espectral.

 \blacktriangleright n = 2.48: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos.

Irregularidad en Planta y Elevación.

$$\mathbf{\mathfrak{O}}_{\mathrm{p}} = 0.9$$
$$\mathbf{\mathfrak{O}}_{\mathrm{e}} = 0.9$$

Cargas gravitatorias.

Losa entre piso.

Carga muerta = 456.60 kg/m² Carga muerta pared completa = 661.20 kg/m Carga muerta pared con ventana = 304.8 kg/m Carga viva = 200 kg/m²

Losa Terraza accesible.

Carga muerta = 329.60 kg/m² Carga pared antepecho = 285 kg/m Carga viva = 100 kg/m²

Losa Terraza Inaccesible.

Carga muerta = 329.60 kg/m^2 Carga viva = 70 kg/m^2 Cálculo del período de vibración.

$$T = C_t h_n^{\alpha}$$

T = 0.055 * 7.56^{0.9}
T = 0.34 seg

Cálculo del Coeficiente Sísmico.

$$\mathbf{C} = \frac{\mathbf{I} * \mathbf{Sa}(\mathbf{Ta})}{\mathbf{R} * \boldsymbol{\varnothing}_{\mathbf{P}} * \boldsymbol{\varnothing}_{\mathbf{E}}}$$

Donde:

C= coeficiente sísmico.

I= coeficiente de Importancia.

Sa= espectro de respuesta elástica de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g).

R= factor de reducción de resistencia sísmica.

 $\emptyset_{\mathbf{P}}$, $\emptyset_{\mathbf{E}}$ = coeficientes de regularidad en planta y elevación.

$$C = \frac{1 * 1.1904}{5 * 0.9 * 0.9}$$
$$C = 0.2939$$

RESULTADOS DE LA ESTRUCTURA.

ANÁLISIS ESTÁTICO.

• Período de Vibración.

El valor del período fundamental T_2 será calculado por medio de un análisis modal en base a lo especificado en la NEC – 2015.

El valor de T_2 calculado según el método 2 no debe ser mayor en un 30% al valor de T_1 calculado con el método 1. [6]

$$T_1 \le T_2 \le 1.3T_1$$
$$0.34 < 0.484 > 0.442$$

El período de vibración T_2 no se encuentra en el rango establecido ya que es mayor, es decir, una estructura más flexible a lo recomendado por la NEC – 2015.

• Modos de vibración de la Estructura.

En la siguiente tabla se procede a verificar que los dos primeros modos correspondan a un comportamiento traslacional y a partir del tercer modo sea rotacional.

Modos de Vibración.					
MODO	UX, UY	RZ	(RZ/UX, UY) %	OBSERVACIÓN	
1	0.6113	0.1379	22.55	Traslacional	
2	0.8263	4.446E-06	5.38E-04	Traslacional	
3	0.2206	0.6121	277.47	Rotacional	

Tabla 35. Modos de Vibración de la Estructura Tipo 2

Elaborado por: Benavides Lenin

De la tabla anterior se puede observar que la estructura en los dos primeros modos son de tipo traslacional ya que su porcentaje de torsión es menor al 30%, en cambio el tercer modo es de tipo rotacional debido a su alto porcentaje.

• Modos necesarios para la acumulación del 90% de la masa.

El número de modos que se debe considerar para el análisis dinámico deben ser todos los modos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas. [6]

Acumulación del 90% de la Masa				
MODO Sum UX Sum UY				
5	0.9475	0.9109		

Elaborado por: Benavides Lenin

• Control de la Deriva de Piso.

Para la revisión de la deriva de piso se utilizará el valor de la respuesta máxima inelástica en desplazamientos Δ_M de la estructura causada por el sismo de diseño. [6]

La deriva máxima inelástica de cada piso se calculará en base a la siguiente expresión establecida por la NEC – 2015: [6]

$$\Delta_{\rm M}=0.75*R*\Delta_{\rm E}$$

El periodo fundamental obtenido a partir del análisis modal es T2 = 0.484, valor con el cual ingresamos en la gráfica del Espectro Especifico y obtenemos la aceleración Sa(Ta).

Figura 46. Espectro Específico y valor de la aceleración obtenido con el período calculado en el Etabs



Elaborado por: Benavides Lenin

En base a la aceleración obtenida calculamos un nuevo coeficiente sísmico para la estructura. Se lo realizara mediante la expresión dada por la NEC - 2015.

$$\mathbf{C} = \frac{\mathbf{I} * \mathbf{Sa}(\mathbf{Ta})}{\mathbf{R} * \boldsymbol{\varnothing}_{\mathbf{P}} * \boldsymbol{\varTheta}_{\mathbf{E}}}$$
$$\mathbf{C} = \frac{1 * 1.067}{5 * 0.9 * 0.9}$$

$$C = 0.2635$$

A continuación, se muestra la tabla con los resultados de las derivas máximas elásticas e inelásticas con cada uno de los espectros analizados.

Espectro NEC – 2015					
SENT	IDO X	SENTIDO Y			
ΔΕ	ΔM %	ΔΕ	ΔМ %		
0.00482	1.81	0.004109 1.54			
Ε	ESPECTRO ESPECÍFICO				
SENT	IDO X	SENTI	DO Y		
ΔΕ	ΔM %	ΔΕ	ΔМ %		
0.004321	1.62	0.003684	1.38		

Tabla 37. Derivas máximas Elásticas e Inelásticas, estructura tipo 2

Elaborado por: Benavides Lenin

Para una mejor interpretación de los resultados de la tabla anterior, se muestra a continuación los siguientes gráficos que detallan las derivas inelásticas a las que se ve sometida la estructura en sus dos direcciones principales tanto para el Espectro dado por la NEC – 2015 como para el Espectro Especifico del área de estudio.



Figura 47. Derivas Inelásticas obtenidas con el Espectro de la NEC - 2015 y el Espectro

Elaborado por: Benavides Lenin



Figura 48. Derivas Inelásticas obtenidas con el Espectro de la NEC - 2015 y el Espectro

Elaborado por: Benavides Lenin

El análisis estático demuestra que el espectro de la NEC – 2015 produce mayores derivas que las producidas por el Espectro Especifico, esto se debe a que la estructura esta fuera del intervalo de 0.15 a 0.35 segundos en donde el espectro especifico es mayor que el de la NEC – 2015. Cabe mencionar que la estructura no supera el límite establecido por la normativa en ninguna de sus direcciones.

ANÁLISIS DINÁMICO.

• Validación del Análisis Dinámico.

El valor del cortante dinámico total en la base de la estructura obtenida por cualquier método de análisis dinámico debe cumplir: [6]

- V Dinámico < 80% del cortante basal V obtenidos por el método estático. (Estructuras regulares).
- V Dinámico < 85% del cortante basal V obtenidos por el método estático.
 (Estructuras irregulares). [6]

En la siguiente tabla se muestra los valores de validación del análisis dinámico por medio de la relación entre el cortante dinámico y el estático.

		SENTII	DO X	SENTIDO Y		
Espectro NEC - 2015	Vestát	Vdinám	Vdin/Vest (%)	Vestát	Vdinám	Vdin/Vest (%)
	75.30	38.0249	50.49	75.30	45.005	59.77
Espectro	Vestát	Vdinám	Vdin/Vest (%)	Vestát	Vdinám	Vdin/Vest (%)
Específico	67.512	34.984	51.82	67.512	41.9407	62.12

Tabla 38. Validación del Análisis Dinámico

Elaborado por: Benavides Lenin

Derivas de Piso.

Se procede al control de las derivas de piso obtenidas tanto con el espectro de la NEC – 2015 como con el Espectro Específico en ambas direcciones (X - Y).

Espectro NEC – 2015					
SENTIDO X		SENTIDO Y			
ΔΕ	ΔM %	ΔΕ	ΔМ %		
0.00223	0.836	0.002061	0.773		
ESPECTRO ESPECÍFICO					
SENTIDO X		SENTIDO Y			
ΔΕ	ΔM %	ΔΕ	ΔМ %		
0.002211	0.829	0.001903	0.714		

Tabla 39. Derivas de Piso máximas Estructura Tipo 2

Las solicitantes por el sismo del espectro de la NEC – 2015 son mayores a las generadas por el espectro específico del sitio.

Estructura Tipo 3.

la estructura tipo 3 consiste en un bloque estructural de 4 pisos, con una losa accesible, la cual tiene una altura de entre piso de 3.06 m en la primera planta y en la segunda hasta la cuarta una altura de 2.70 m, contemplando un sistema de pórticos de hormigón armado con vigas descolgadas, dicha estructura tiene destinada a locales comerciales la planta baja y los pisos altos como viviendas multifamiliares.

Elaborado por: Benavides Lenin



Figura 49. Vista en Planta Estructura Tipo 3

Elaborado por: Benavides Lenin



Figura 50. Vista en Elevación Estructura Tipo 3

Elaborado por: Benavides Lenin



Figura 51. Vista Frontal Estructura Tipo 3

Elaborado por: Benavides Lenin

Descripción de las Secciones.

La estructura cuenta con las siguientes secciones:

- Columna: las dimensiones de las columnas en todos los pisos son de 50 x 50 cm con un recubrimiento aproximado de 3cm.
- Vigas: Las secciones de las vigas para todos los pisos son de 35 cm de base por 40 cm de altura, teniendo un recubrimiento aproximado de 3 cm.
- Losa: las losas tienen una sección de 20 cm de peralte, la cual cuenta con una loseta de compresión de 5 cm y nervios de 10 cm de base y 15 cm de altura, con un recubrimiento aproximado de 2.5 cm.

Coeficiente de importancia I

Esta estructura, de acuerdo con la NEC – 2015, clasifica como Otras Estructuras por lo que le corresponde un valor de 1

Por el tipo de Estructura.

Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadores.

- ≻ $C_t = 0.055$
- $\succ \alpha = 0.9$

Factor de Reducción Sísmica.

- > Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.
- ▶ R = 8

Razón entre la Aceleración Espectral.

 \blacktriangleright n = 2.48: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos.

Irregularidad en Planta y Elevación.

$$\mathbf{\emptyset}_{\rm p} = 0.9$$
$$\mathbf{\emptyset}_{\rm e} = 0.9$$

Cargas gravitatorias.

Losa entre piso.

Carga muerta = 456.60 kg/m² Carga muerta pared completa = 712.5 kg/m Carga muerta pared con ventana = 307.5 kg/m Carga viva = 200 kg/m²

Losa Terraza accesible.

Carga muerta = 424.60 kg/m^2 Carga pared antepecho = 285 kg/mCarga viva = 100 kg/m^2

Losa tapa grada

Carga muerta = 329.60 kg/m^2 Carga viva = 70 kg/m^2 Cálculo del período de vibración.

$$T = C_t h_n^{lpha}$$

T = 0.055 * 13.86^{0.9}
T = 0.59 seg

Cálculo del Coeficiente Sísmico.

$$\mathbf{C} = \frac{\mathbf{I} * \mathbf{Sa}(\mathbf{Ta})}{\mathbf{R} * \boldsymbol{\varnothing}_{\mathbf{P}} * \boldsymbol{\varnothing}_{\mathbf{E}}}$$

Donde:

C= coeficiente sísmico.

I= coeficiente de Importancia.

Sa= espectro de respuesta elástica de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g).

R= factor de reducción de resistencia sísmica.

 $\emptyset_{\mathbf{P}}$, $\emptyset_{\mathbf{E}}$ = coeficientes de regularidad en planta y elevación.

$$C = \frac{1 * 1.147}{8 * 0.9 * 0.9}$$
$$C = 0.177$$

RESULTADOS DE LA ESTRUCTURA.

ANÁLISIS ESTÁTICO.

• Período de Vibración.

El valor del período fundamental T_2 será calculado por medio de un análisis modal en base a lo especificado en la NEC – 2015.

El valor de T_2 calculado según el método 2 no debe ser mayor en un 30% al valor de T_1 calculado con el método 1. [6]

$$T_1 \le T_2 \le 1.3T_1$$

 $0.59 > 0.58 < 0.76$

El período de vibración T_2 no se encuentra en el rango establecido ya que es menor, es decir, una estructura más rígida a lo recomendado por la NEC – 2015.

• Modos de vibración de la Estructura.

En la siguiente tabla se procede a verificar que los dos primeros modos correspondan a un comportamiento traslacional y a partir del tercer modo sea rotacional.

Modos de Vibración.						
MODO	UX, UY	RZ	(RZ/UX, UY) %	OBSERVACIÓN		
1	0.8233	0.0216	2.62	Traslacional		
2	0.8273	0.0214	2.59	Traslacional		
3	0.0222	0.8054	362.80	Rotacional		

Tabla 40. Modos de Vibración Estructura tipo 3

Elaborado por: Benavides Lenin

De la tabla anterior se puede observar que la estructura en los dos primeros modos son de tipo traslacional ya que su porcentaje de torsión es menor al 30%, en cambio el tercer modo es de tipo rotacional debido a su alto porcentaje.

• Modos necesarios para la acumulación del 90% de la masa.

El número de modos que se debe considerar para el análisis dinámico deben ser todos los modos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90%

de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas. [6]

Acumulación del 90% de la Masa				
MODO	Sum UX	Sum UY		
5	0.9475	0.9109		

Tabla 41. Modos de Vibración para la Acumulación del 90% de la Masa

Elaborado por: Benavides Lenin

• Control de la Deriva de Piso.

Para la revisión de la deriva de piso se utilizará el valor de la respuesta máxima inelástica en desplazamientos Δ_M de la estructura causada por el sismo de diseño. [6]

La deriva máxima inelástica de cada piso se calculará en base a la siguiente expresión establecida por la NEC – 2015: [6]

$$\Delta_{\rm M}=0.75*R*\Delta_{\rm E}$$

El periodo fundamental obtenido a partir del análisis modal es T2 = 0.58, valor con el cual ingresamos en la gráfica del Espectro Especifico y obtenemos la aceleración Sa(Ta).



Figura 52. Espectro Específico y valor de la aceleración obtenido con el período calculado en el Etabs

Elaborado por: Benavides Lenin

En base a la aceleración obtenida calculamos un nuevo coeficiente sísmico para la estructura. Se lo realizara mediante la expresión dada por la NEC - 2015.

$$\mathbf{C} = \frac{\mathbf{I} * \mathbf{Sa}(\mathbf{Ta})}{\mathbf{R} * \boldsymbol{\varnothing}_{\mathbf{P}} * \boldsymbol{\vartheta}_{\mathbf{E}}}$$
$$\mathbf{C} = \frac{1 * 0.835}{8 * 0.9 * 0.9}$$

C = 0.1288

A continuación, se muestra la tabla con los resultados de las derivas máximas elásticas e inelásticas con cada uno de los espectros analizados.

Espectro NEC – 2015					
SENTIDO X		SENTIDO Y			
ΔΕ	ΔM %	ΔΕ	ΔΜ %		
0.002823	1.69	0.00224	1.344		
ESPECTRO ESPECÍFICO					
SENTIDO X		SENTIDO Y			
ΔΕ	ΔМ %	ΔΕ	ΔΜ %		
0.002054	1.232	0.00163	0.978		

Tabla 42. Derivas máximas Elásticas e Inelásticas, estructura Tipo 3

Elaborado por: Benavides Lenin

Para una mejor interpretación de los resultados de la tabla anterior, se muestra a continuación los siguientes gráficos que detallan las derivas inelásticas a las que se ve sometida la estructura en sus dos direcciones principales tanto para el Espectro dado por la NEC – 2015 como para el Espectro Especifico del área de estudio.


Figura 53. Derivas Inelásticas obtenidas con el Espectro de la NEC - 2015 y el Espectro Específico en sentido X

Elaborado por: Benavides Lenin



Figura 54. Derivas Inelásticas obtenidas con el Espectro de la NEC - 2015 y el Espectro

Elaborado por: Benavides Lenin

El análisis estático demuestra que el espectro de la NEC – 2015 provoca mayores derivas que las producidas por el Espectro Especifico, esto se debe a que la estructura esta fuera del intervalo de 0.15 a 0.35 segundos en donde el espectro especifico es mayor que el de la NEC – 2015. Cabe mencionar que la estructura no supera el límite establecido por la normativa en ninguna de sus direcciones.

ANÁLISIS DINÁMICO.

• Validación del Análisis Dinámico.

El valor del cortante dinámico total en la base de la estructura obtenida por cualquier método de análisis dinámico debe cumplir: [6]

- V Dinámico < 80% del cortante basal V obtenidos por el método estático. (Estructuras regulares).
- V Dinámico < 85% del cortante basal V obtenidos por el método estático. (Estructuras irregulares). [6]

En la siguiente tabla se muestra los valores de validación del análisis dinámico por medio de la relación entre el cortante dinámico y el estático.

		SENTID	O X	SENTIDO Y			
Espectro							
NEC	Wastót	Vdinóm	Vdin/Vest			Vdin/Vest	
NEC -	vestat	v umam	(%)	vestat	v umani	(%)	
2015							
	229.245	197.545	86.17	229.245	200.371	87.40	
	Vectór	Vdinám	Vdin/Vest	Vectór	Vdinám	Vdin/Vest	
Espectro	vestat	vanam	(%)	vestat	vanam	(%)	
Específico			. ,			、	
_	181.32	169.92	93.71	181.32	178.76	98.60	

Tabla 43. Validación del Análisis Dinámico

Elaborado por: Benavides Lenin

Derivas de Piso.

Se procede al control de las derivas de piso obtenidas tanto con el espectro de la NEC – 2015 como con el Espectro Específico en ambas direcciones (X - Y).

Espectro NEC – 2015							
SENT	IDO X	SENTIDO Y					
ΔΕ	ΔM %	ΔΕ	ΔΜ %				
0.002721	1.63	0.00234 1.40					
Ε	SPECTRO E	SPECÍFICO					
SENT	IDO X	SENTI	DO Y				
ΔΕ	ΔM %	ΔΕ	ΔМ %				
0.0023	1.38	0.002037	1.22				

Tabla 44. Derivas de Piso máximas Estructura Tipo 3

Las solicitantes por el sismo del espectro de la NEC – 2015 son mayores a las generadas por el espectro específico del sitio.

4.3.VERIFICACIÓN DE LA HIPÓTESIS.

De acuerdo en la hipótesis planteada anteriormente en la investigación "El estudio del peligro sísmico determinista influye en el nivel de amenaza de las estructuras del cantón Ambato sector Huachi Chico, ubicado entre las calles Gustavo Lemos Ramírez, Av. Atahualpa, Av. Miguel de Cervantes y Av. Manuelita Sáenz" se determinó que la envolvente de los espectros de aceleración calculados mediante las ecuaciones de atenuación genera mayores aceleraciones en un intervalo de periodo de vibración de 0.15 a 0.35 segundos, los cuales superan al espectro de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC – 2015.

Elaborado por: Benavides Lenin

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES

- La velocidad media de onda de cortante es de 391.75 m/s, lo que da como resultado que el sector en estudio tiene un suelo que corresponde al perfil tipo C de acuerdo con lo especificado en la normativa ecuatoriana NEC – 2015.
- De las fallas corticales presentes en el área de estudio la de mayor magnitud de momento calculada es la de Samanga con una Mw = 6.9, mientras la falla de subducción tiene una Mw = 8.9, debido a que esta falla posee una mayor longitud de ruptura superficial.
- Del estudio de peligro sísmico determinista se pudo apreciar en las gráficas que el espectro crítico para periodos cortos está asociada a un evento sísmico producido por la falla de Samanga, el cual calculado con el modelo de Kanno genera aceleraciones espectrales de hasta 1.42g en un intervalo de 0.15 a 0.35 segundos que superan a las propuestas por la NEC 2015.
- La respuesta estructural de las construcciones analizadas en el área dio como resultado solicitaciones en derivas dominadas por el espectro de la NEC – 2015, esto se debe a que las estructuras están fuera del intervalo de 0.15 a 0.35 segundos en donde el espectro especifico es mayor que el de la NEC – 2015.

5.2. RECOMENDACIONES.

- El estudio realizado nos brinda datos importantes para el diseño y análisis estructural, por lo cual, se recomienda extender esta investigación para toda la Provincia de Tungurahua.
- Se recomienda tener en cuenta las actualizaciones de las Ecuaciones de Predicción del Movimiento del Suelo, ya que con estos nuevos modelos se pueden tener resultados más precisos en posteriores trabajos.
- Dado que existen intervalos en los cuales las aceleraciones del espectro especifico superan a los de la NEC – 2015 y viceversa, se recomienda realizar el diseño de las estructuras con el espectro que proporcione las mayores aceleraciones basados en el periodo fundamental de la estructura.
- Se recomienda realizar un mapa de microzonificación de suelo para la Ciudad de Ambato de acuerdo con lo establecido en la normativa, para diferenciar las diversas zonas de alto riesgo sísmico y evitar futuros desastres.
- Se recomienda realizar una correlación de los resultados obtenidos por el otro tesista que realizó el estudio en el área contigua, para así poder verificar la dimensión exacta del relleno y con esto realizar un estudio específico en esa área.

C. MATERIAL DE REFERENCIA.

1. BIBLIOGRAFÍA

- [1] A. Udías, «Sismicidad y Sismotectónica de América Central y del Sur,» *Universidad Complutense de Madrid*, 1998.
- W. Hayas, «Aspectos Fundamentales de la Geología y la Sismología para la Microzonificación Sísmica,» 1989. [En línea]. Available: http://revistas.ucm.es/index.php/FITE/article/viewFile/FITE8989110217A/12609
- [3] H. A. Parra, «Desarrollos Metodológicos y Aplicaciones hacia el cálculo de la Peligrosidad Sísmica en el Ecuador Continental y Estudio de Riesgo Sísmico en la Ciudad de Quito,» Universidad Politécnica de Madrid, 26 Enero 2016. En línea]. Available: http://repositorio.educacionsuperior.gob.ec/handle/28000/2465
- P. Quinde Martínez y E. Reinoso Angulo, «Etudio de peligro sísmico de Ecuador y propuesta de espectros de diseño para la Ciudad de Cuenca,» Abril 2016. [En línea]. Available: Disponible en: http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0185-092X2016000100001&lng=es&nrm=iso&tlng=es#f7.
- [5] R. Aguilar, «Microzonificación Sísmica del Centro Norte de Quito,» Escuela Politécnica Nacional del Ecuador, 2013. [En línea]. Available: http://ia.espe.edu.ec/wp-content/uploads/2013/03/Microzonificaci%C3%B3n.pdf
- [6] «Norma Ecuatoriana de la Construcción,» 2015. [En línea]. Available: http://www.cicp-ec.com/index.php/leyes-y-normativas/norma-ecuatoriana-de-laconstruccion. [En línea]. Available: http://www.cicp-ec.com/index.php/leyes-ynormativas/norma-ecuatoriana-de-la-construccion.
- [7] O. Cardona, «Evaluación de la Amenaza la Vulnerabilidad y el Riesgo,» de Los Desastres no son Naturales, Andrew Maskrey, p. 72. [En línea]. Available: http://www.planesmojana.com/documentos/estudios/19.Evaluacion%20de%20la%20amenaza,%20la%20Vulnerabilidad%20y%20el%20riesgo.pdf
- [8] Rodríguez Ángeles, Yeiry M, «Comparación entre el análisis determinísta y probabilista del riesgo sísmico de estructuras,» Junio 2013.

- [9] R. Aguilar Falconí, «PELIGROSIDAD SÍSMICA DEL ECUADOR Y DESCRIPCIÓN DE LOS PUENTES,» Revista Internacional de Ingeniería en Estructuras, vol. 15, nº 10, p. 87, 2010.
- [10] A. Naya, «El Riesgo Sísmico en Quito: Análisis y Simulaciones,» Université Sophia Antipolis, 2010.
- [11] Bardales, Zenón Aguilar, «Análisis del Peligro Sísmico y Estimado del Movimiento Sísmico de Diseño,» 18 Enero 2016.
- [12] F. Rivadeneira, M. Segovia, A. Alvarado, J. Egred, L. Troncoso, S. Vaca y H. Yepes, «Breves Fundamentos sobre los terremotos en el Ecuador,» Noviembre 2017.
- [13] «Terremotos y Otros Desastres Naturales,» Marzo 2011. [En línea]. Available: http://www.angelfire.com/nt/terremotosPlacas/.
- [14] «Teoría de las Placas Tectónicas (Origen del Relieve),» 8 Julio 2005. [En línea]. Available: http://www.mardechile.cl/index.php?option=com_content&task=view&id=41&Ite mid=66.
- [15] M. Gonzales, P. Alfaro, D. Brusi, «Los Terremotos "mediaticos" como recurso educativo,» p. 334, 2 Septiembre 2011.
- [16] «Tectónica de Placas,» 2005. [En línea]. Available: http://www.portalciencia.net/geolotec.html#.
- [17] F. V. Sánchez, «Los Terremotos y sus Causas».*Instituto Andaluz de Geofísica y Prevención de Desastres Sísmicos.*
- [18] M. García, «Geología Estructural. Esfuerzos y Deformaciones de las rocas. Deformación Dúctil: los Pliegues y sus Tipos. Mecanismos de Plegamiento. Deformaciones Frágiles: diaclasas y fallas. Características y Tipos. Asociaciones de pliegues y fallas,» p. 15, Enero 2012.
- [19] L. Taipe Acosta, «Análisis de las Ecuaciones de Predicción de Movimientos del Suelo para Ecuador utilizando datos registrados durante el periodo 2000 - 2001 en estaciones sísmicas de banda ancha y acelerógrafos,» *Escuela Politécnica Nacional,* Junio 2013.
- [20] F. Cañizares Ortega, «Selección de ecuaciones de atenuación (GMPEs) compatibles con el Sistema de fallas de Quito,» *Escuela Politécnica Nacional*, Noviembre 2017.

- [21] G. Vinueza, «Estimación y Modelación Espacial de la Peligrosidad Sísmica Asociada a Grandes Terremotos de Subducción Interfase Mediante Modelos con Dependencia Temporal en la Costa Oeste de Sudamérica,» Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, 2016.
- [22] L. Pérez, «Implementación y Afinación de ShakeMap para Latinoamérica,» OSOP,
 2014. [En línea]. Available: https://www.osop.com.pa/wp-content/uploads/2014/06/ShakeMap-Doc.pdf
- [23] A. Bolaños, O. Monrroy, «Espectros de Peligro Sísmico Uniforme,» *Pontífica Universidad Católica del Perú*, 2004.
- [24] O. Ortiz, «Sismotectónica y Peligrosidad Sísmica en Ecuador,» Universidad Complutense de Madrid, 2013.
- [25] M. Moncayo, G. Velasco, C. Mora, M. Montenegro, J. Cordova, «Terremotos mayores a 6.5 en escala Richter ocurridos en Ecuador desde 1900 hasta 1970,» *Ingeniería, Revista Académica de la FI-UADY*, vol. 21, nº 2, pp. 55-64, 2017. [En línea]. Available: http://www.redalyc.org/html/467/46753192005/
- [26] «Instituto Geofisico de la Escuela Politécnica Nacional,» 5 Agosto 2013. [En línea]. Available: http://www.igepn.edu.ec/cayambe/805-terremoto-del-5-de-agosto-de-1949. [En línea]. Available: http://www.igepn.edu.ec/cayambe/805-terremoto-del-5-de-agosto-de-1949.
- [27] N. I. 0689, «Mecánica de Suelos. Ensayo de Penetración Estandar,» [En línea]. Available: https://ia601903.us.archive.org/5/items/ec.nte.0689.1982/ec.nte.0689.1982.pdf.
- [28] J.Martin, J. Diehl, «Practical Experience Using a Simplified Procedure to Measure Average Shear-Wave Velocity to a Deapth of 30 Meters (Vs30),» 13th World Conference on Earthquake Engineering, Agosto 2004. [En línea]. Available: http://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/13_952.pdf
- [29] B. Kirar, B.K. Maheshwari, P. Muley, «Correlation Between Shear Wave Velocity (Vs) and SPT Resistance (N) for Roorkee Region,» *CrossMark*, 11 Marzo 2016.
 [En línea]. Available: https://link.springer.com/article/10.1007/s40891-016-0047-5
- [30] D.M. Boore, G.M. Atkinson, «Ground- Motion Prediction Equations for the Average Horizontal Component of PGA, PGV, and 5%-Damped PSA at Spectral Periods between 0.01 s and 10.0 s,» *Earthquake Spectral*, vol. 24, nº 1, pp. 99-138, 2008. [En línea]. Available: http://www.daveboore.com/pubs_online/boore_atkinson_eqspectra_published.pdf

- [31] S. Akkar, J. Bommer, «Empirical Equations for the Predictio of PGA, PGV, and Spectral Accelerations in Europe, the Mediterranean Region, and the Middle East,» Seismological Research Letters, vol. 81, n° 2, pp. 195-206, 2010. [En línea]. Available: http://web.boun.edu.tr/sinan.akkar/publications/19_Akkar_Bommer_2010_SRL_8 1_2_195-206.pdf
- [32] T. Kanno, A. Narita, N. Morikawa, H. Fujiwara, Y. Fukushima, «A New Attenuation Relation for Strong Ground Motion in Japan Based on Recorder Data,» *Bulletin of the Seismological Society of America*, vol. 96, n° 3, pp. 879-897, 2006.
 [En línea]. Available: https://www.researchgate.net/profile/Hiroyuki_Fujiwara/publication/228663447_A_new_attenuation_relation_for_strong_ground_motion_in_Japan_based_on_rec orded_data/links/02e7e534d9d94a4f89000000.pdf
- [33] R.R. Youngs, S.J. Chiou, W.J. Silva, J.R. Humphrey, «Strong Ground Motion Attenuation Relationships for Subduction Zone Earthquakes,» Seismological Research Letters, vol. 68, n° 1, pp. 58-73, 1997. [En línea]. Available: http://www.pacificengineering.org/GM%20Attenuation/Strong%20GM%20Atten uation.pdf
- [34] J.X. Zhao, J. Zhang, A. Asano, Y. Ohno, T. Oouchi, T. Takahashi, H. Ogawa, K. Irikura, H.K. Thio, P.G. Somerville, Y. Fukushima, Y. Fukushima, «Attenuation Relations of Strong Ground Motion in Japan Using Site Classification Based on Predominant Period,» *Bulletin of the Seismological Society of America*, vol. 96, n° 3, pp. 898-913, 2006. [En línea]. Available: http://www.science.earthjay.com/instruction/CR_eureka/2014_spring/FNR_66/act ivities/activity_06/lab_06/zhao_etal_2006_attenuation_relations_ground_motion_predominant_period.pdf
- [35] G.M. Atkinson, D.M. Boore, «Empirical Ground-Motion Relations for Subductions- Zone Earthquakes and Their Application to Cascadia and Other Regions,» *Bulletin of the Seismological Society of America*, vol. 93, n° 4, pp. 1703-1729, 2003. [En línea]. Available: https://www.researchgate.net/profile/Gail_Atkinson/publication/279867701_Empi rical_ground-motion_relations_for_subductionzone_earthquakes_and_their_application_to_Cascadia_and_other_regions/links/5 7ac8e0a08ae0932c974912e/Empirical-ground-motion-relations-for-subductionzone-earthquakes-and-their-application-to-Cascadia-and-other-regions.pdf
- [36] D.L. Well, K.J. Coppersmith, «New Empirical Relationsships among Magnitude, Rupture Length, Rupture Width, Rupture Area, and Surface Displacement,» Bulletin of the Seismological Society of America, vol. 84, nº 4, pp. 974-1002, 1994.

- [37] E. F, «Espectros de Respuesta y de Diseño,» Universidad Nacional de Cuyo, Mayo 2002. [En línea]. Available: http://blog.uca.edu.ni/estructuras/files/2011/02/espectros-de-respuesta-y-dedise%C3%B10.pdf
- [38] Medina. C, Medina. S, «Coeficiente Irregularidad en Planta a partir del Análisis de Torsión en Estructuras Irregulares,» *Revista Politécnica*, vol. 39, nº 2, 2017. [En línea]. Available: http://scielo.senescyt.gob.ec/pdf/rpolit/v39n2/2477-8990-rpolit-39-02-00051.pdf

2. ANEXOS.

ANEXO A



Fotografía 1. Martinete



Fotografía 2. Tubo receptor de muestra



Fotografía 3. Trípode.



Fotografía 4. Medición cada 15 cm



Fotografía 5. Hincando el martinete



Fotografía 6. Extracción de la muestra de suelo



Fotografía 7. Muestra de suelo obtenida



Fotografía 8. Tamizando la muestra de suelo



Fotografía 9. Pesando muestra de suelo

ANEXO B

PERÍODO	blin	b1	b2
PGA	-0.36	-0.64	-0.14
0.01	-0.36	-0.64	-0.14
0.02	-0.34	-0.63	-0.12
0.03	-0.33	-0.62	-0.11
0.05	-0.29	-0.64	-0.11
0.075	-0.23	-0.64	-0.11
0.1	-0.25	-0.60	-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

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

Fuente: Modelo Boore y Atkinson 2008

PERÍODO	c1	c2	c3	Н
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

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

Fuente: Modelo Boore y Atkinson 2008

PERÍODO	e1	e2	e3	e4	e5	e6	e7	Mh
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

B-3. Coeficientes de escala de Magnitud

Fuente: modelo de Boore y Atkinson 2008

ANEXO C

Período T(s)	b1	b2	b3	b4	b5	b6
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

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

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
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: Akk	ar y Bommer	2010
-------------	-------------	------

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

b7	b8	b9	b10	σ1	σ2
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
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: Akkar y Bommer 2010

ANEXO D

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

Т	a1	b1	c1	d1	ε1	Р	q
0	0.56	-0.0031	0.26	0.0055	0.37	-0.55	1.35
0.05	0.54	-0.0035	0.48	0.0061	0.37	-0.32	0.8
0.06	0.54	-0.0037	0.57	0.0065	0.38	-0.26	0.65
0.07	0.53	-0.0039	0.67	0.0066	0.38	-0.24	0.6
0.08	0.52	-0.004	0.75	0.0069	0.39	-0.26	0.64
0.09	0.52	-0.0041	0.8	0.0071	0.4	-0.29	0.72

0.1	0.52	-0.0041	0.85	0.0073	0.4	-0.32	0.78
0.11	0.5	-0.004	0.96	0.0061	0.4	-0.35	0.84
0.12	0.51	-0.004	0.93	0.0062	0.4	-0.39	0.94
0.13	0.51	-0.0039	0.91	0.0062	0.4	-0.43	1.04
0.15	0.52	-0.0038	0.89	0.006	0.41	-0.53	1.28
0.17	0.53	-0.0037	0.84	0.0056	0.41	-0.61	1.47
0.2	0.54	-0.0034	0.76	0.0053	0.4	-0.68	1.65
0.22	0.54	-0.0032	0.73	0.0048	0.4	-0.72	1.74
0.25	0.54	-0.0029	0.66	0.0044	0.4	-0.75	1.82
0.3	0.56	-0.0026	0.51	0.0039	0.39	-0.8	1.96
0.35	0.56	-0.0024	0.42	0.0036	0.4	-0.85	2.09
0.4	0.58	-0.0021	0.26	0.0033	0.4	-0.87	2.13
0.45	0.59	-0.0019	0.13	0.003	0.41	-0.87	2.18
0.5	0.59	-0.0016	0.04	0.0022	0.41	-0.89	2.25
0.6	0.62	-0.0014	-0.22	0.0025	0.41	-0.91	2.3
0.7	0.63	-0.0012	-0.37	0.0022	0.41	-0.96	2.41
0.8	0.65	-0.0011	-0.54	0.002	0.41	-0.98	2.46
0.9	0.68	-0.0009	-0.8	0.0019	0.41	-0.97	2.44
1	0.71	-0.0009	-1.04	0.0021	0.41	-0.93	2.32
1.1	0.72	-0.0007	-1.19	0.0018	0.41	-0.92	2.3
1.2	0.73	-0.0006	-1.32	0.0014	0.41	-0.91	2.26
1.3	0.74	-0.0006	-1.44	0.0014	0.41	-0.88	2.2
1.5	0.77	-0.0005	-1.7	0.0017	0.4	-0.85	2.12
1.7	0.79	-0.0005	-1.89	0.0019	0.39	-0.83	2.06
2	0.8	-0.0004	-2.08	0.002	0.39	-0.78	1.92
2.2	0.82	-0.0004	-2.24	0.0022	0.38	-0.76	1.88
2.5	0.84	-0.0003	-2.46	0.0023	0.38	-0.72	1.8
3	0.86	-0.0002	-2.72	0.0021	0.38	-0.68	1.7

3.5	0.9	-0.0003	-2.99	0.0032	0.37	-0.66	1.64
4	0.92	-0.0005	-3.21	0.0045	0.38	-0.62	1.54
4.5	0.94	-0.0007	-3.39	0.0064	0.38	-0.6	1.5
5	0.92	-0.0004	-3.35	0.003	0.38	-0.59	1.46

Fuente: Kanno 2006

ANEXO E

E – 1. Relaciones de atenuación para aceleración espectral de respuesta horizontal (amortiguación 5%) para terremotos de subducción.

PERÍODO	C1	C2	C3	C4	C5	DE
0	0	0	-2.329	1.45	-0.1	0.65
0.075	2.4	-0.0019	-2.697	1.45	-0.1	0.65
0.1	2.516	-0.0019	-2.697	1.45	-0.1	0.65
0.2	1.549	-0.0019	-2.464	1.45	-0.1	0.65
0.3	0.793	-0.002	-2.327	1.45	-0.1	0.65
0.4	0.144	-0.002	-2.23	1.45	-0.1	0.65
0.5	-0.438	-0.0035	-2.14	1.45	-0.1	0.65
0.75	-1.704	-0.0048	-1.952	1.45	-0.1	0.65
1	-2.87	-0.0066	-1.785	1.45	-0.1	0.65
1.5	-5.101	-0.0114	-1.47	1.5	-0.1	0.7
2	-6.433	-0.0164	-1.29	1.55	-0.1	0.75
3	-6.672	-0.0221	-1.347	1.65	-0.1	0.85
4	-7.618	-0.0235	-1.272	1.65	-0.1	0.85

Fuente: Youngs 1997

ANEXO F

Período T(s)	a	b	с	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

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

Fuente: Zhao 2006

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

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

Fuente: Zhao 2006

ANEXO G

Т	c1	c2	c3	c4	c5	c6	c7	σ	σ1	σ2
0.000	3.14	0.03525	0.00759	-0.00206	0.190	0.240	0.290	0.230	0.200	0.110
0.040	3.05	0.07052	0.01004	-0.00278	0.150	0.200	0.200	0.260	0.220	0.140
0.100	2.95	0.09841	0.00974	-0.00287	0.150	0.230	0.200	0.270	0.250	0.100
0.200	2.84	0.12386	0.00884	-0.00280	0.150	0.270	0.250	0.280	0.250	0.130
0.400	2.58	0.14770	0.00728	-0.00235	0.130	0.370	0.380	0.290	0.250	0.150
1.000	2.18	0.13450	0.00521	-0.00110	0.100	0.300	0.550	0.340	0.280	0.190
2.000	2.14	0.07148	0.00224	0.00000	0.100	0.250	0.400	0.340	0.290	0.180
3.030	2.27	0.02237	0.00012	0.00000	0.100	0.250	0.360	0.360	0.310	0.180

G-1. Coeficientes para eventos interplaca

Fuente: Atkinson y Boore 2003