



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 HUACHI SOLÍS, PARROQUIA CELIANO MONGE,
CANTÓN AMBATO, PROVINCIA DE TUNGURAHUA”**

AUTOR: Israel David Martínez Castillo

TUTOR: Ing. Mg. Juan Garcés

Ambato – Ecuador

2018

CERTIFICACIÓN DEL AUTOR

Yo Ing. Mg Juan Garcés, certifico que el presente trabajo bajo el tema: ESTUDIO DE PELIGRO SISMICO DETERMINISTA PARA LAS ESTRUCTURAS DE HUACHI SOLÍS, PARROQUIA CELIANO MONGE, CANTÓN AMBATO, PROVINCIA TUNGURAHUA, es de autoría del Sr. Israel David Martínez Castillo, el mismo que ha sido realizado bajo mi supervisión y tutoría.

Es todo lo que puedo certificar en honor a la verdad

Ambato, junio del 2018

Ing. Mg. Juan Garcés

AUTORÍA

Yo Israel David Martínez Catillo con C.I: 160088190-6, 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 DE PELIGRO SISMICO DETERMINISTA PARA LAS ESTRUCTURAS DE HUACHI SOLÍS, PARROQUIA CELIANO MONGE, CANTÓN AMBATO, PROVINCIA TUNGURAHUA, es de mi completa autoría

Ambato, junio del 2018

Israel David Martínez Castillo

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

Israel David Martínez Castillo

APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO

Los miembros del tribunal examinador aprueban el informe de investigación, sobre el tema: ESTUDIO DE PELIGRO SISMICO PARA LAS ESTRUCTURAS DE HUACHI SOLÍS, PARROQUIA CELIANO MONGE, CANTÓN AMBATO, PROVINCIA TUNGURAHUA, del egresado Israel David Martínez Castillo, de la Facultad de ingeniería Civil y Mecánica.

Ambato, junio del 2018

Para constancia firman.

Ing. Mg. Maritza Ureña

Ing. Mg. Cristian Medina

DEDICATORIA

A Dios por ser la luz que ilumina mi camino guiándome en cada momento a culminar mis metas planteadas.

A mis padres, que son un pilar fundamental en mi formación, ya que con su arduo esfuerzo supieron sacarme adelante e inculcarme por el camino del bien durante toda mi vida.

A mi hermano, por darme su apoyo incondicional en los momentos más difíciles de mi formación y así poder superar los obstáculos que se presentaban.

AGRADECIMIENTO

A Dios por estar junto a mi en cada momento de mi vida ayudándome a superar los momentos difíciles ya que con su bendición todo es posible.

A mis padres por ser un apoyo incondicional en todo momento de mi vida, por inculcarme que en la vida con esfuerzo y perseverancia todo es posible

A mi hermano por contar con su apoyo en cada momento, a pesar de las dificultades que se presentan siempre estas hay acosijándome para poder ser una mejor persona.

A mi tutor Ing. Mg. Juan Garcés ya que con su conocimiento y sabiduría pudo guiarme de la mejor manera para poder culminar esta investigación.

ÍNDICE

A. PÁGINAS PRELIMINARES

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO.....	I
CERTIFICACION DEL TUTOR.....	II
AUTORIA.....	III
DERECHOS DE AUTOR.....	IV
APROBACION DEL TRIBUNAL DE GRADO.....	V
DEDICATORIA.....	VI
AGRADECIMIENTO.....	VII
ÍNDICE DE CONTENIDO.....	VIII
ÍNDICE DE TABLAS.....	XI
ÍNDICE DE FIGURAS.....	XIV
RESUMEN EJECUTIVO.....	XIX

B. TEXTO

CAPÍTULO I	1
ANTECEDENTES.....	1
1.1 TEMA DEL TRABAJO EXPERIMENTAL	1
1.2 ANTECEDENTES.....	1
1.3 JUSTIFICACIÓN	2
1.4 OBJETIVOS	4
1.4.1 Objetivos General.....	4
1.4.2 Objetivos Específicos.....	4
CAPÍTULO II.....	5
FUNDAMENTACIÓN	5
2.1 FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA.....	5
2.1.1 Origen de los continentes.....	5
2.1.2 Tectónica de Placas	5
2.1.3 Peligro Sísmico... ..	13
2.1.4 Zonificación Sísmica en Ecuador.....	14
2.1.5 Estudios geotécnicos de campo.....	15
2.1.6 Análisis de granulometría.....	17

2.1.7 Ecuaciones de predicción de movimiento de suelo.....	18
2.1.8 Magnitud de momento.....	20
2.2 HIPÓTESIS	22
2.3 SEÑALAMIENTO DE VARIABLES DE LA HIPÓTESIS	22
2.3.1 Variable Dependiente.....	22
2.3.2 Variable Independiente	22
CAPÍTULO III.....	23
METODOLOGIA	23
3.1 NIVEL O TIPO DE INVESTIGACIÓN.....	23
3.2 POBLACION Y MUESTRA.....	23
3.3 OPERACIÓN DE VARIABLES.....	26
3.3.1 Variable Independiente.....	26
3.3.2 Variable Dependiente.....	26
3.4 PLAN DE RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN.....	27
3.5 PLAN DE PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS.....	27
CAPÍTULO IV	28
ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.....	28
4.1 RECOLECCION DE DATOS.	28
4.1.1 selección de las fallas geológicas.....	29
4.1.2 Sistema unificado de clasificación de suelos - SUCS.....	32
4.1.3 Clasificación de suelos según la NEC.....	34
4.1.4 Ensayo de granulometría de cada metro por perforacion.....	35
4.1.5 Ensayo de penetración estándar - SPT	42
4.1.6 Velocidad media de la onda de corte (V_{s30})	47
4.2 ECUACIONES DE ATENUACION PARA FALLA CORTICAL.....	56
4.2.1 Modelo Boore y Atkinson (2008)	56
4.2.2 Modelo Akkar y Bommer (2010).....	61
4.2.3 Modelo Kanno (2006)	64
4.3 ECUACIONES DE ATENUACION PARA SUBDUCCIÓN.....	66
4.3.1 Modelo Youngs (1997)	66
4.3.2 Modelo Zhao (2006)	68
4.4 ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS	71
4.4.1 Magnitud de las fallas.....	71

4.4.2 Cálculo de espectros.....	71
4.4.2.1 Espectros calculados con el modelo de Boore y Atkinson	72
4.4.2.2 Espectros calculados con el modelo de Akkar y Bommer	74
4.4.2.3 Espectros calculados con el modelo de Kanno (2006).....	75
4.4.2.4 Espectros calculados con el modelo de Youngs	76
4.4.2.5 Espectros calculados con el modelo de Zhao.....	76
4.4.3 Espectros con los modelos para una misma falla.....	78
4.4.4 Espectro de la NEC-15.....	83
4.4.4.1 Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto (Fa)	84
4.4.4.2 Coeficiente de amplificación de las ordenadas del espectro de desplazamiento para diseño en roca (Fd)	84
4.4.4.3 Coeficiente de comportamiento no lineal del suelo (Fs).....	85
4.4.5 Espectros con la NEC.15.....	87
4.4.6 Espectros de todos los modelos con la NEC.15	92
4.4.7 Espectro específico comparado con la NEC.15	92
4.4.8 Modelación de las estructuras	94
4.4.8.1 Análisis de la estructura de 2 pisos	95
4.4.8.1.1 Características de los materiales.....	96
4.4.8.1.2 Características de las secciones	96
4.4.8.2 Análisis de la estructura de 3 pisos	113
4.4.8.2.1 Características de los materiales.....	114
4.4.8.2.2 Características de las secciones	115
4.4.8.3 Análisis de la estructura de 4 pisos	132
4.4.8.3.1 Características de los materiales.....	133
4.4.8.3.2 Características de las secciones	133
4.5 VERIFICACIÓN DE LA HIPÓTESIS.....	150
CAPÍTULO V.....	151
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	151
5.1 CONCLUSIONES.....	151
5.2 RECOMENDACIONES.....	153
C MATERIALES DE REFERENCIA	154
1 BIBLIOGRAFÍA.....	154
2 ANEXOS	156

ÍNDICE DE TABLAS

TABLAS

Tabla 1. Magnitud de Momento.....	21
Tabla 2. Coordenadas del Área de Análisis	24
Tabla 3. Operacionalización de la variable independiente.....	26
Tabla 4. Operacionalización de la variable dependiente.....	26
Tabla 5. Plan de recolección de información	27
Tabla 6. Fallas geológicas cercanas al área de estudio	32
Tabla 7. Clasificación de suelo grueso - SUCS	33
Tabla 8. Clasificación de suelo fino - SUCS.....	33
Tabla 9. Clasificación de suelos según la NEC-15	34
Tabla 10. Clasificación de suelos - Primera Perforación.....	35
Tabla 11. Clasificación de suelos - Segunda Perforación	36
Tabla 12. Clasificación de suelos - Tercera Perforación.....	37
Tabla 13. Clasificación de suelos - Cuarta Perforación.....	38
Tabla 14. Clasificación de suelos - Quinta Perforación.....	40
Tabla 15. Ensayo de Penetración Estándar - Primera Perforación.....	42
Tabla 16. Ensayo de Penetración Estándar - Segunda Perforación.....	43
Tabla 17. Ensayo de Penetración Estándar - Tercera Perforación.....	44
Tabla 18. Ensayo de Penetración Estándar - Cuarta Perforación.....	45
Tabla 19. Ensayo de Penetración Estándar - Quinto Perforación ...	46
Tabla 20. Ecuaciones para el cálculo del Vs30 según el número de golpes (N).....	47
Tabla 21. Ecuaciones utilizadas para el cálculo del Vs30.....	49
Tabla 22. Velocidad media de la onda de cortante - Perforación 1	50
Tabla 23. Velocidad media de la onda de cortante - Perforación 2	51
Tabla 24. Velocidad media de la onda de cortante - Perforación 3.....	52
Tabla 25. Velocidad media de la onda de cortante - Perforación 4... ..	53
Tabla 26. Velocidad media de la onda de cortante - Perforación 5	54
Tabla 27. Velocidad media de la onda de cortante vs Distribución Normal.....	55
Tabla 28. Velocidad media de la onda de cortante por perforación.....	55
Tabla 29. Nomenclatura para los tipos de falla.....	57
Tabla 30. Variables de aplicación	58
Tabla 31. Coeficientes de amplificación de sitio dependiente del periodo ...	60

Tabla 32. Valores empleados en el modelo de Boore y Atkinson	61
Tabla 33. Categorización del suelo	62
Tabla 34. Categorización de las fallas	62
Tabla 35. Coeficiente de aceleración pseudo-espectral.....	63
Tabla 36. Valores empleados en el modelo de Akkar y Bommer.....	63
Tabla 37. Coeficientes de regresión para el modelo de eventos superficiales	65
Tabla 38. Valores empleados en el modelo de Kanno.....	66
Tabla 39. Relación de atenuación para aceleración espectral para subducción	68
Tabla 40. Valores empleados en el modelo de Youngs.....	68
Tabla 41. Coeficientes de fuente y trayectoria usados en el proyecto	69
Tabla 42. Coeficientes de clase de sitio y errores de predicción usados en el proyecto.....	70
Tabla 43. Valores empleados en el modelo de Zhao.....	70
Tabla 44. Magnitud de momento para cada falla	67
Tabla 45. Valores de aceleraciones máximas y variación potencial.....	77
Tabla 46. Valores de aceleraciones máximas y variación potencial	82
Tabla 47. Coeficiente F_a	84
Tabla 48. Coeficiente F_d	84
Tabla 49. Coeficiente F_s	85
Tabla 50. Coeficientes del espectro elástico de diseño	86
Tabla 51. Valores para el espectro específico	92
Tabla 52. Periodo de vibración fundamental para la estructura de 2 pisos	97
Tabla 53. Valores para la estimación del periodo fundamental de la estructura de 2 pisos.....	98
Tabla 54. Modos de vibración para la estructura de 2 pisos	98
Tabla 55. Variables del coeficiente de cortante basal para la estructura de 2 pisos.....	100
Tabla 56. Porcentaje de participación modal de la masa.....	103
Tabla 57. Derivas de piso elásticas por cortante estático según el Espectro de la NEC-15.....	105
Tabla 58. Derivas de piso elásticas por cortante estático según el Espectro Específico.....	105
Tabla 59. Derivas inelásticas por cortante estático según el Espectro NEC-15.....	106
Tabla 60. Derivas inelásticas por cortante estático según el Espectro Específico....	107

Tabla 61. Derivas de piso elásticas por cortante dinámico según el Espectro de la NEC-15.....	108
Tabla 62. Derivas de piso elásticas por cortante dinámico según el Espectro Especifico.....	109
Tabla 63. Deriva inelástica por cortante dinámico según el Espectro NEC-15.....	110
Tabla 64. Deriva inelástica por cortante dinámico según el Espectro Especifico...	110
Tabla 65. Periodo de vibración fundamental para la estructura de 3 pisos.....	115
Tabla 66. Valores para la estimación del periodo fundamental de la estructura de 3 pisos.....	116
Tabla 67. Modos de vibración para la estructura de 3 pisos.....	117
Tabla 68. Variables del coeficiente de cortante basal para la estructura de 3 pisos.....	118
Tabla 69. Porcentaje de participación modal de la masa.....	121
Tabla 70. Derivas de piso elásticas por cortante estático según el Espectro de la NEC-15.....	123
Tabla 71. Derivas de piso elásticas por cortante estático según el Espectro Especifico.....	123
Tabla 72. Derivas inelásticas por cortante estático según el Espectro NEC-15.....	125
Tabla 73. Derivas inelásticas por cortante estático según el Espectro Especifico...	125
Tabla 74. Derivas de piso elásticas por cortante dinámico según el Espectro de la NEC-15.....	127
Tabla 75. Derivas de piso elásticas por cortante dinámico según el Espectro Especifico.....	127
Tabla 76. Deriva inelástica por cortante dinámico según el Espectro NEC-15.....	129
Tabla 77. Deriva inelástica por cortante dinámico según el Espectro Especifico....	129
Tabla 78. Periodo de vibración fundamental para la estructura de 4 pisos.....	134
Tabla 79. Valores para la estimación del periodo fundamental de la estructura de 4 pisos.....	122
Tabla 80. Modos de vibración para la estructura de 4 pisos.....	135
Tabla 81. Variables del coeficiente de cortante basal para la estructura de 4 pisos.	137
Tabla 82. Porcentaje de participación modal de la masa.....	140
Tabla 83. Derivas de piso elásticas por cortante estático según el Espectro de la NEC-15.....	142

Tabla 84. Derivas de piso elásticas por cortante estático según el Espectro Especifico.....	142
Tabla 85. Derivas inelásticas por cortante estático según el Espectro NEC-15.....	144
Tabla 86. Derivas inelásticas por cortante estático según el Espectro Especifico...	144
Tabla 87. Derivas de piso elásticas por cortante dinámico según el Espectro de la NEC-15.....	146
Tabla 88. Derivas de piso elásticas por cortante dinámico según el Espectro Especifico.....	146
Tabla 89. Deriva inelástica por cortante dinámico según el Espectro NEC-15.....	148
Tabla 90. Deriva inelástica por cortante dinámico según el Espectro Especifico...	148

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Placas Tectónicas.....	2
Figura 2. Zonas sísmicas.....	3
Figura 3. Fallas Tectónicas en Ambato.....	4
Figura 4. Origen de los continentes.....	5
Figura 5. Placas Tectónicas.....	6
Figura 6. Límites Tectónicos.....	6
Figura 7. Límites convergentes o de colisión.....	7
Figura 8. Límites divergentes.....	7
Figura 9. Límites transformantes.....	8
Figura 10. Elementos de un terremoto.....	9
Figura 11. Ondas sísmicas.....	9
Figura 12. Ondas primarias.....	10
Figura 13. Ondas secundarias.....	10
Figura 14. Ondas Love.....	11
Figura 15. Ondas Rayleigh.....	11
Figura 16. Falla Normal.....	12
Figura 17. Falla Inversa.....	12
Figura 18. Falla Trancurrente.....	13
Figura 19. Mapa de zonificación sísmica en Ecuador.....	15
Figura 20. Ensayo de penetración estándar (SPT).....	16
Figura 21. Elementos del muestreador.....	17
Figura 22. Área de análisis.....	24
Figura 23. Límites de placas y velocidad de movimiento.....	29
Figura 24. Fallas geológicas en Ecuador.....	30
Figura 25. Fallas geológicas en Tungurahua.....	30
Figura 26. Fallas geológicas en Ambato.....	31
Figura 27. Fallas geológicas del área de estudio Barrio Huachi Solís.....	31
Figura 28. Campana de Gauss - Perforación 1.....	50
Figura 29. Campana de Gauss - Perforación 2.....	51
Figura 30. Campana de Gauss - Perforación 3.....	52
Figura 31. Campana de Gauss - Perforación 4.....	53
Figura 32. Campana de Gauss - Perforación 5.....	54

Figura 33. Espectro de aceleración Modelo Boore y Atkinson	73
Figura 34. Espectro de aceleración Modelo Akkar y Bommer.....	74
Figura 35. Espectro de aceleración Modelo Kanno	75
Figura 36. Espectro de aceleración Modelo de Youngs	76
Figura 37. Espectro de aceleración Modelo de Zhao.....	76
Figura 38. Espectro de aceleración Modelo Boore – Atkinson, Akkar – Bommer, Kanno para falla de Huachi.....	78
Figura 39. Espectro de aceleración Modelo Boore – Atkinson, Akkar – Bommer, Kanno para falla de Ambato	79
Figura 40. Espectro de aceleración Modelo Boore – Atkinson, Akkar – Bommer, Kanno para falla de Totoras	80
Figura 41. Espectro de aceleración Modelo Youngs. Zhao	81
Figura 42. Modelo de espectro de aceleración de la NEC-15.....	83
Figura 43. Espectro elástico NEC-15.....	87
Figura 44. Espectro de aceleración Modelo Boore – Atkinson, Akkar – Bommer, Kanno, NEC-15 para falla de Huachi.....	88
Figura 45. Espectro de aceleración Modelo Boore – Atkinson, Akkar – Bommer, Kanno, NEC-15 para falla de Ambato.....	89
Figura 46. Espectro de aceleración Modelo Boore – Atkinson, Akkar – Bommer, Kanno, NEC-15 para falla de Totoras.....	90
Figura 47. Espectro de aceleración Modelo Youngs. Zhao, NEC—15 para la falla de Nazca.....	91
Figura 48. Todos los espectros con la NEC-15.....	92
Figura 49. Espectro específico comparado con la NEC-15	94
Figura 50. Vista en planta de la estructura de 2 pisos.....	95
Figura 51. Vista posterior de la estructura de 2 pisos	95
Figura 52. Vista frontal de la estructura de 2 pisos.....	96
Figura 53. Aceleración espectral para la estructura de 2 pisos según la NEC-15 y el espectro específico.....	101
Figura 54. Cortante basal espectro NEC-15 vs Espectro Especifico.....	102
Figura 55. Cortante basal dinámico en el sentido X.....	103
Figura 56. Cortante basal dinámico en el sentido Y.....	104
Figura 57. Derivas de piso elásticas por cortante estático en el sentido X.....	105
Figura 58. Derivas de piso elásticas por cortante estático en el sentido Y.....	106

Figura 59. Derivas de piso inelásticas por cortante estático en el sentido X.....	107
Figura 60. Derivas de piso inelásticas por cortante estático en el sentido Y.....	108
Figura 61. Derivas de piso elásticas por cortante dinámico en el sentido X.....	109
Figura 62. Derivas de piso elásticas por cortante dinámico en el sentido Y.....	110
Figura 63. Derivas de piso inelásticas por cortante dinámico en el sentido X.....	111
Figura 64. Derivas de piso inelásticas por cortante dinámico en el sentido Y.....	111
Figura 65. Vista en planta de la estructura de 3 pisos.....	113
Figura 66. Vista posterior de la estructura de 3 pisos.....	114
Figura 67. Vista frontal de la estructura de 3 pisos.....	114
Figura 68. Aceleración espectral para la estructura de 3 pisos según la NEC-15 y el espectro específico.....	119
Figura 69. Cortante basal espectro NEC-15 vs Espectro Especifico.....	120
Figura 70. Cortante basal dinámico en el sentido X.....	121
Figura 71. Cortante basal dinámico en el sentido Y.....	122
Figura 72. Derivas de piso elásticas por cortante estático en el sentido X.....	124
Figura 73. Derivas de piso elásticas por cortante estático en el sentido Y.....	124
Figura 74. Derivas de piso inelásticas por cortante estático en el sentido X.....	126
Figura 75. Derivas de piso inelásticas por cortante estático en el sentido Y.....	126
Figura 76. Derivas de piso elásticas por cortante dinámico en el sentido X.....	128
Figura 77. Derivas de piso elásticas por cortante dinámico en el sentido Y.....	128
Figura 78. Derivas de piso inelásticas por cortante dinámico en el sentido X.....	130
Figura 79. Derivas de piso inelásticas por cortante dinámico en el sentido Y.....	130
Figura 80. Vista en planta de la estructura de 4 pisos.....	132
Figura 81. Vista posterior de la estructura de 4 pisos.....	132
Figura 82. Vista frontal de la estructura de 4 pisos.....	133
Figura 83. Aceleración espectral para la estructura de 3 pisos según la NEC-15 y el espectro específico.....	138
Figura 84. Cortante basal espectro NEC-15 vs Espectro Especifico.....	139
Figura 85. Cortante basal dinámico en el sentido X.....	140
Figura 86. Cortante basal dinámico en el sentido Y.....	141
Figura 87. Derivas de piso elásticas por cortante estático en el sentido X.....	143
Figura 88. Derivas de piso elásticas por cortante estático en el sentido Y.....	143
Figura 89. Derivas de piso inelásticas por cortante estático en el sentido X.....	145

Figura 90. Derivas de piso inelásticas por cortante estático en el sentido Y.....	145
Figura 91. Derivas de piso elásticas por cortante dinámico en el sentido X.....	147
Figura 92. Derivas de piso elásticas por cortante dinámico en el sentido Y.....	147
Figura 93. Derivas de piso inelásticas por cortante dinámico en el sentido X	149
Figura 94. Derivas de piso inelásticas por cortante dinámico en el sentido Y	149

ÍNDICE DE ANEXOS

ANEXO A	156
Fotografía 1. Instalación del equipo	156
Fotografía 2. Extracción de la capa vegetal	156
Fotografía 3. Señalización del muestreador	157
Fotografía 4. Extracción de la muestra de suelo	157
Fotografía 5. Tamizando muestra de suelo	158
Fotografía 6. Pesando las muestras de suelo.....	158
ANEXO B	159
B-1. Coeficientes de amplificación del sitio dependiente del período	159
B-2. Coeficientes de escala de distancia ($M_{ref} = 4,5$ y $R_{ref} = 1,0$ km para todos los períodos, excepto $R_{ref} = 5,0$ km para p_{ga4nl})	160
B-3. Coeficientes de escala de magnitud.....	161
ANEXO C	162
C-1. Coeficientes de las ecuaciones 1 y 2 para la predicción de Pseudoaceleración espectral.....	162
ANEXO D	166
D-1. Coeficientes de regresión para el modelo de eventos poco profundos de eventos poco profundos de espectros de respuesta de aceleración atenuada de $p_{ga} 5\%$...	166
ANEXO E	168
E-1. Coeficientes para las condiciones de origen y trayectoria	168
E-2. Coeficientes para los términos de clase de sitio y erros de predicción	169
ANEXO E	170
F-1. Relaciones de atenuación para aceleración espectral de respuesta horizontal (amortiguación del 5%) para los terremotos de subducción para el suelo.....	170

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

TEMA: "ESTUDIO DE PELIGRO SISMICO DETERMINISTA PARA LAS ESTRUCTURAS DE HUACHI SOLÍS, PARROQUIA CELIANO MONGE, CANTÓN AMBATO, PROVINCIA TUNGURAHUA"

AUTOR: Israel David Martínez Castillo

TUTOR: Ing. Mg. Juan Garcés

RESUMEN EJECUTIVO

En el presente trabajo de investigación se propone la obtención del espectro específico del área en estudio, a partir del empleo de las Ecuaciones de Predicción de Movimiento del suelo, enfocadas a las fallas corticales y de subducción que son los principales causantes de la actividad sísmica en la zona, las cuales se basa en los parámetros de sitio como: la velocidad media de la onda de cortante (V_{s30}), tipo de suelo, tipo de falla, longitud de la falla y distancia más cercana a la proyección en la superficie de la falla. Mediante el empleo de las Ecuaciones de Predicción de Movimiento y las características del suelo se pudo crear los diferentes espectros para las diferentes fallas para posteriormente con la ayuda de la envolvente crear el espectro específico con las aceleraciones máximas que serán comparadas con el espectro de la NEC-15. Una vez comparados los espectros se identificaron los límites en donde la aceleración es mayor al de la NEC-15.

La influencia de cada espectro en la zona de estudio se empleó en tres estructuras de diferente altura y secciones estructurales para ver el comportamiento de estas de manera estática y dinámica

ABSTRACT

In the present work of investigation the creation of the specific spectrum of the area in study is proposed, from the use of the Equations of Prediction of Movement of the ground, focused to the cortical and subduction failures that are the main causantes of the seismic activity in The zone, which is based on site parameters such as: the average speed of the shear wave (V_{s30}), type of soil, type of fault, length of the fault and distance closest to the projection on the surface of the failure. Through the use of the Motion Prediction Equations and the characteristics of the ground, the different spectra for the different faults could be created and subsequently with the help of the envelope create the specific spectrum with the maximum accelerations that will be purchased with the NEC spectrum. -fifteen. Once the spectra were compared, the limits were identified where the acceleration is greater than that of the NEC-15.

The influence of each spectrum in the study area was used in three structures of different height and structural sections to see the behavior of these in a static and dynamic way.

CAPÍTULO I

ANTECEDENTES

1.1 TEMA DEL TRABAJO EXPERIMENTAL

“Estudio de Peligro Sísmico Determinista para las Estructuras del barrio Huachi Solís, parroquia Celiano Monge, cantón Ambato, provincia Tungurahua”.

1.2 ANTECEDENTES

Según Oscar Santibáñez en su tesis considera: “El método determinista para la evaluación de peligro sísmico, se fundamenta en que la acción sísmica futura será igual que la registrada en el pasado, en donde el máximo terremoto ocurrido será el máximo esperado” [1]

Según Alfaro A, Goula X y Susanga T consideran: “El método de Nakamura es la alternativa más eficiente para determinar los periodos predominantes del suelo, así mismo como la identificación de diferentes zonas, según los estudios realizados en los países de Europa” [2]

Según Alvarado y Valdebenito consideran: “La implementación de estudios de microzonificación, mediante la ejecución de estudios geológicos y geotécnicos son un aspecto de alta relevancia al momento de identificar la estratigrafía u homogeneidad del suelo en donde se presente iguales respuestas dinámicas” [3]

Según Oscar Ortiz en su trabajo de maestría considera: “La estimación de la aceleración máxima de un terreno provocada por sismos, son llevados a cabo mediante estudios de peligrosidad sísmica basados en el análisis de terremotos producidos y su probabilidad de ocurrencia”. [4]

Según el Ing. Fabricio Cobos en su tesis considera: “La respuesta espectral debido a una aceleración, dependerá de la distancia y la profundidad a la que el sismo libere su energía influirá en las fallas de subducción”. [5]

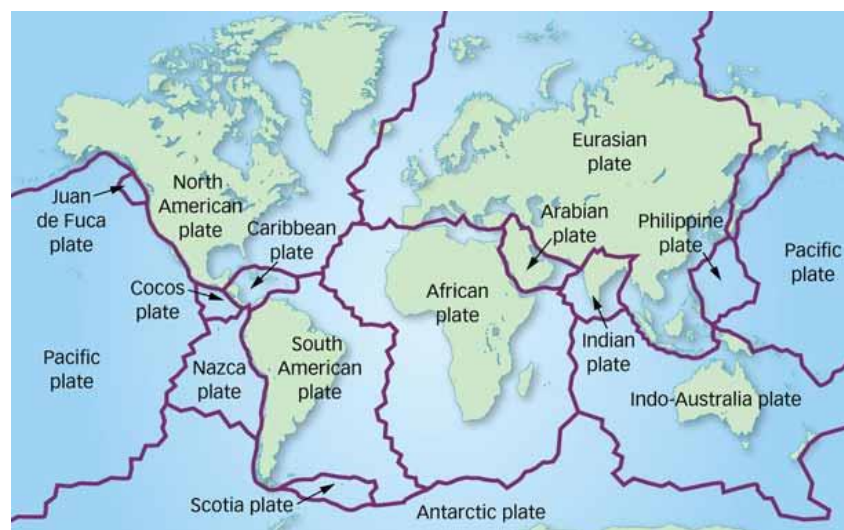
Según el Dr. Aguiar considera: “Se debe determinar los factores que incrementen la aceleración sísmica debido a la directividad de las ondas sísmicas, en presencia de un movimiento telúrico relacionado con fallas ciegas”. [6]

Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción considera: “La zonificación sísmica en Ecuador está compuesta por seis zonas sísmicas representadas por un valor de z , el cual va desde un grado de amenaza intermedio a muy alto. Ambato está ubicado en la zona sísmica cinco con un valor de aceleración de 0.40 g, resultado característico de un estudio de peligro sísmico para un periodo de retorno de 475 años, con un 10% de excedencia en 50 años. [7]

1.3 JUSTIFICACIÓN

En base a la tectónica de placas que afectan considerablemente, debido al constante movimiento, fricción y colisión entre las misma, han dado como resultado la formación de lo que hoy se conoce como el cinturón de fuego o anillo de fuego del Pacífico, el cual se caracteriza por abarcar las zonas de subducción más importantes del mundo, siendo Ecuador uno de los países afectados, dando como resultado una gran actividad sísmica y volcánica en el mismo. Los sismos de gran magnitud han destruido ciudades de países que rodean el cinturón de fuego, El mayor terremoto registrado en la historia fue en Chile, su magnitud alcanzó los 9.5 Mw. [8] [9]

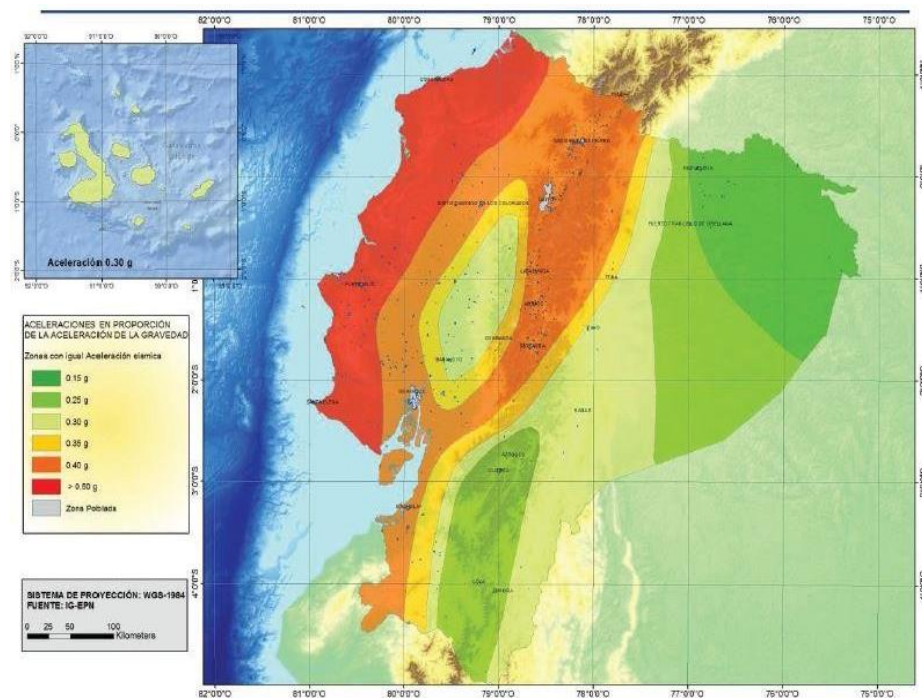
Figura 1. Placas Tectónicas



Fuente: Alcoser Serrano Paco.Monografias.com

Ecuador se encuentra afectado por la Placa de Nazca y la Sudamericana, dando como origen la formación de una gran falla geológica en el borde continental, producto del fenómeno de subducción, ocasionando que el país se encuentre en una zona de alto riesgo sísmico. La principal causa de sismos en el Ecuador es el fenómeno de subducción producto de la inmersión de la Placa de Nazca bajo la Placa Sudamericana debido a movimientos convergentes, dando como resultado la liberación de energía sísmica en territorio ecuatoriano. Existe un mapa de zonas sísmicas donde se diferencia las zonas de alto peligro sísmico con las menos afectadas. [10] [11]

Figura 2. Zonas Sísmicas



Fuente: NEC-15 Peligro sísmico

Ambato está atravesado por tres fallas geológicas, lo cual ha ocasionado que sea reconocido como una zona de alto peligro sísmico. El Instituto Geofísico de la Politécnica Nacional manifiesta que existen suelos vulnerables que no cuentan con estudios geológicos y geotécnicos como es el caso de la parte sur de Ambato. El presente trabajo busca determinar el tipo de suelo en el cual se encuentran construidas las edificaciones actuales para establecer el grado de peligrosidad sísmica en la zona [12]

CAPÍTULO II

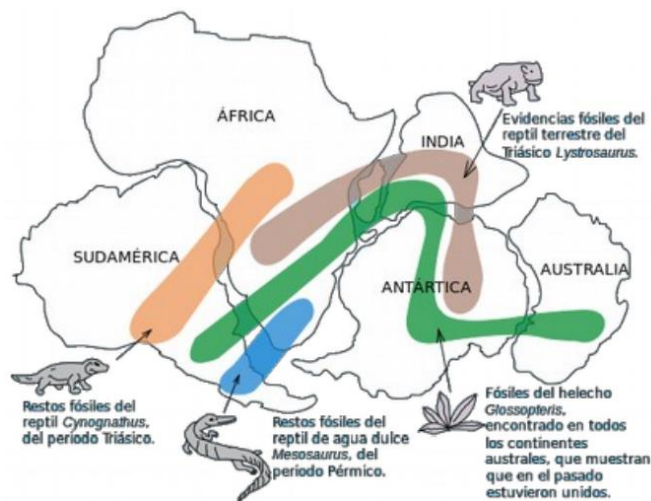
FUNDAMENTACIÓN

2.1 FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA

2.1.1 Origen de los continentes

En 1915 Alfred Wegener propuso la existencia de un supercontinente denominado Pangea, que significa “toda la tierra”, basándose en la forma de encajar las zonas costeras del océano Pacífico, como es el caso de África y Sudamérica. También tuvo en cuenta la coincidencia de los fósiles y formaciones geológicas que coinciden en ambos lados de las zonas costeras. Alfred Wegener basándose en la existencia de distintas pruebas formula la hipótesis de la deriva continental, que propone el desplazamiento relativo de una masa continental con respecto a otra. [13]

Figura 4. Origen de los continentes



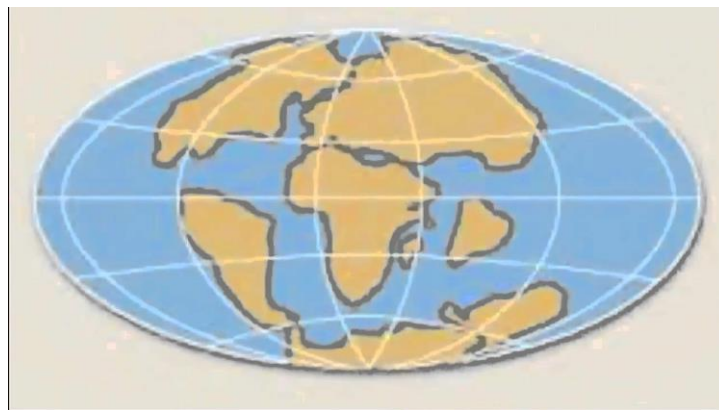
Fuente: Stuart Dickinson. Maropeng

2.1.2 Tectónica de Placas

La presencia de sismos está vinculado a la estructuración interna del planeta. La tectónica de placas considera que la parte más rígida y fría del planeta, denominada litosfera está compuesta por segmentos de roca llamados placas, los cuales se dividen en placas principales y decenas de placas secundarias. Las placas se desplazan de forma interactiva, debido a que estas se encuentran flotando sobre el manto terrestre fluido o manto basáltico originando el fenómeno de la deriva continental.

El concepto básico de la tectónica de placas es simple: El aire caliente asciende por encima del aire frío y las corrientes de agua caliente flotan por encima de las de agua fría, este principio es aplicable a las rocas calientes que están bajo la superficie terrestre, en donde el magma asciende a la superficie, mientras que la materia más fría se hunde hacia el fondo del manto, la roca o materia fría que se hunde alcanza nuevamente temperaturas elevadas al estar en contacto con la astenosfera inferior y sube nuevamente, dando como origen al fenómeno denominado convección. [8]

Figura 5. Placas Tectónicas

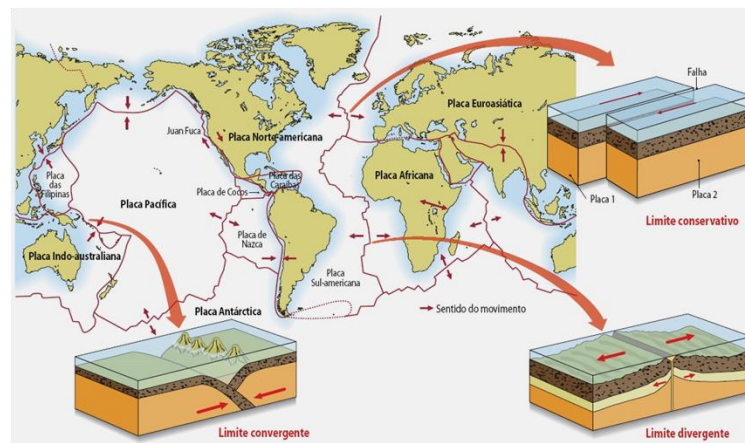


Fuente: Tarbuck, E. Lutgens, F. Ciencias de la Tierra

Limites tectónicos

El constante movimiento de las placas ha ocasionado que se creen tres tipos de límites: límites convergentes en donde las placas se acercan una a otra, límites divergentes donde las placas se alejan entre sí, límites transformantes en donde las placas de mueven friccionando de lado una con respecto a la otra. [14]

Figura 6. Limites Tectónicos

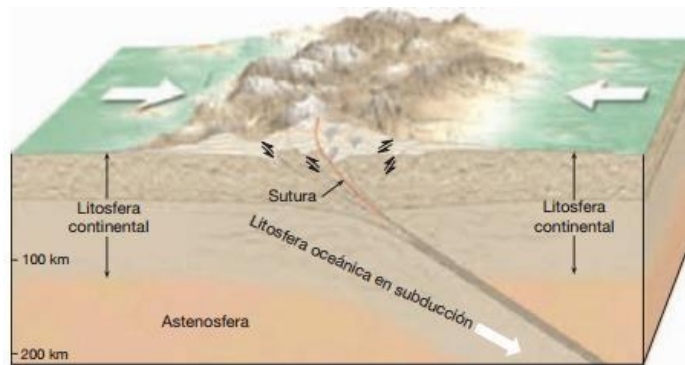


Fuente: Cmcgrupo4

Limites convergentes

Los límites convergentes tienen lugar cuando dos placas colisionan una con otra, formando grandes elevaciones montañosas como es el caso de los Himalaya. Este tipo de límite tiene lugar en zonas de subducción en donde la placa oceánica se sumerge bajo la placa continental dando lugar al fenómeno de subducción, en donde la placa oceánica se funde produciendo erupciones volcánicas originando en ocasiones montañas como la de los Andes en Sudamérica. [14]

Figura 7. Límites convergentes o de colisión

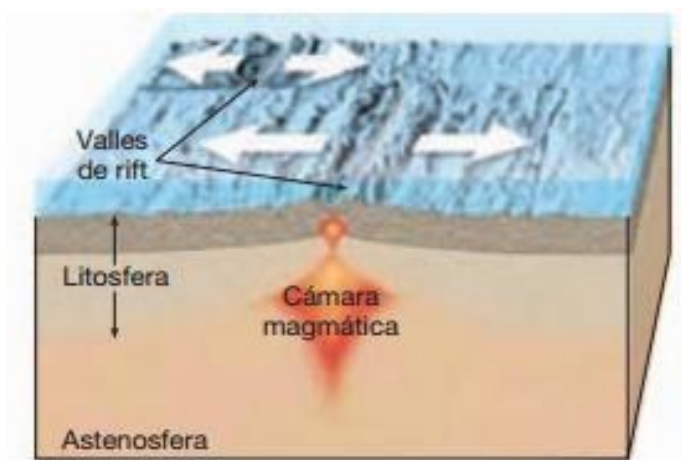


Fuente: Tarbuck, E. Lutgens, F. Ciencias de la Tierra

Limites divergentes

Los límites divergentes se generan principalmente en la litosfera oceánica, en donde el magma asciende a la superficie a través del manto de la tierra, separando dos o más placas. Así mismo los límites divergentes coinciden en dos zonas geológicas como: las dorsales oceánicas y los valles de rift. [14]

Figura 8. Límites divergentes

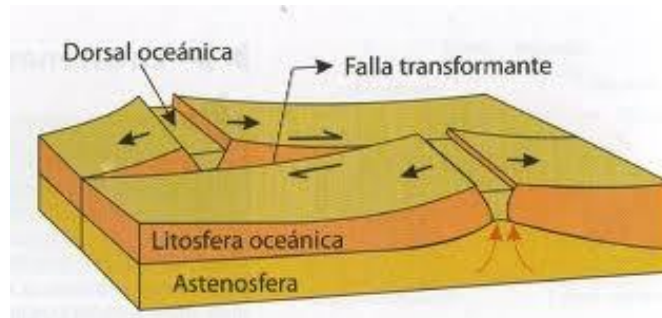


Fuente: Tarbuck, E. Lutgens, F. Ciencias de la Tierra

Limites Transformantes

Un claro ejemplo de este tipo de límites es la falla de San Andrés, en el cual las dos placas friccionan una respecto a la otra a lo largo de la zona de desgarre. Este tipo de limite son los principales causantes de terremoto, como el que sucedió en la ciudad de San Francisco. [14]

Figura 9. Limites transformantes



Fuente: Lourdes M. Yelamos. SlideShare

Terremoto

Un terremoto es un movimiento o vibración súbita de la corteza terrestre, generada por la deformación interna de la tierra, debido a la liberación de energía acumulada, la cual se manifiesta en forma de ondas sísmicas que sacuden la superficie terrestre. Se caracteriza por la forma repentina y la rapidez con la que ocurre. Se pueden distinguir tres tipos de terremoto de origen natural: [15]

Terremotos Tectónicos

Este tipo de terremoto se genera por la interacción de las placas tectónicas, debido a la ruptura repentina y violenta de las rocas, ocasionado por la acumulación de energía por muchos años. Este tipo de terremoto se producen de dos maneras interplaca, que es ocasionado dentro de las zonas de fricción e intraplaca que se generan fuera de los límites de placas. [15]

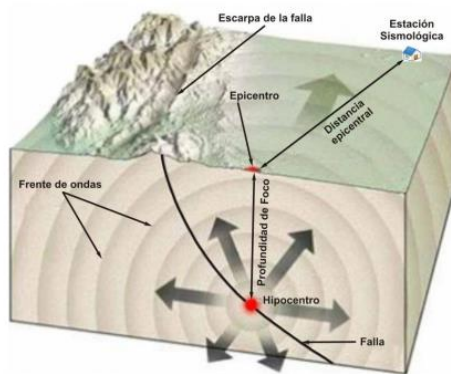
Terremotos Volcánicos

Se caracterizan principalmente por estar acompañados de erupciones volcánicas, este tipo de terremoto son ocasionado por la fragmentación de las rocas debido al continuo movimiento del magma [15]

Elementos de un terremoto o sismo

La liberación súbita de energía da como origen un terremoto, el cual tiene su punto de origen en el foco o hipocentro, es aquí en donde se generan los primeros movimientos y la liberación de energía. El punto situado en la superficie terrestre perpendicular al foco se conoce con el nombre de epicentro. El volumen de roca desplazada y en donde se encuentra la superficie de falla se denomina fuente sísmica. La distancia epicentral es uno de los parámetros que miden entre el epicentro y la zona de medición. [16]

Figura 10. Elementos de un terremoto

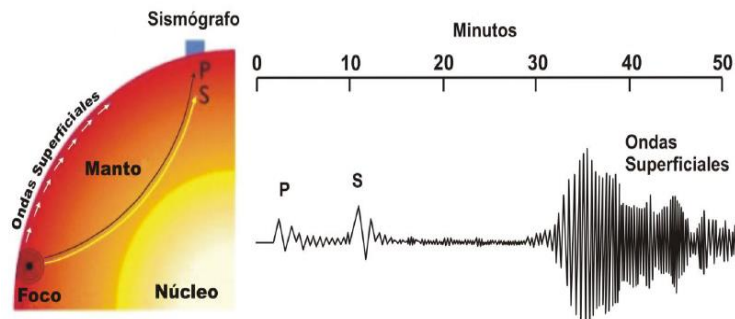


Fuente: Lucio Margherita. Socratic

Ondas sísmicas

Las ondas sísmicas son perturbaciones momentáneas, producidas por el movimiento temporal de la corteza terrestre debido a la liberación de energía, las ondas sísmicas se producen de dos tipos ondas de cuerpo o internas y dos ondas superficiales. [15]

Figura 11. Ondas Sísmicas



Fuente: Instituto Nacional de Prevención Sísmica. IMPRES. UNAM

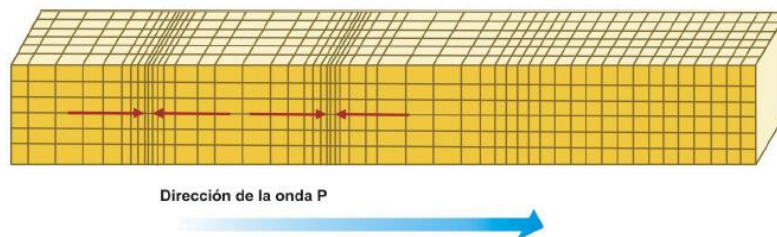
La **magnitud** es una medida cuantitativa de la cantidad de energía total liberada por un terremoto. [15]

Ondas de cuerpo o internas

Este tipo de ondas viajan en todas las direcciones desde el foco, existen dos tipos de ondas internas, las ondas P y ondas S. [15]

Ondas primarias u ondas P: Son ondas longitudinales, en las cuales el movimiento se realiza en la dirección de propagación de las ondas, causando que las rocas se compriman y se dilaten conforme avanzan. Este tipo de onda se caracterizan por ser las ondas de mayor velocidad de propagación en materiales sólidos y líquidos. [15]

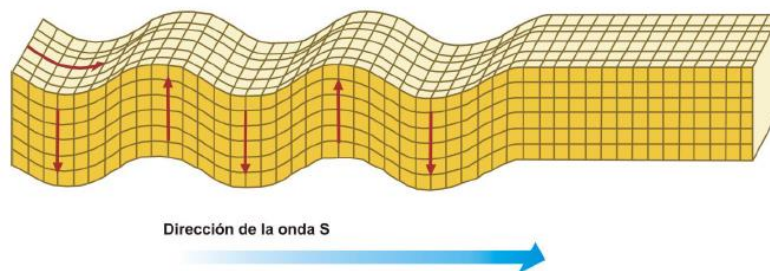
Figura 12. Ondas Primarias



Fuente: Instituto Nacional de Prevención Sísmica. IMPRES. UNAM

Ondas secundarias u ondas S: Son ondas transversales o de cizalladura que hacen vibrar lateralmente la roca, produciendo deformaciones temporales en dirección perpendicular a su propagación. Este tipo de ondas se propagan únicamente en roca sólida a una velocidad menor que las ondas P y una cantidad de energía mayor. [15]

Figura 13. Ondas Secundarias



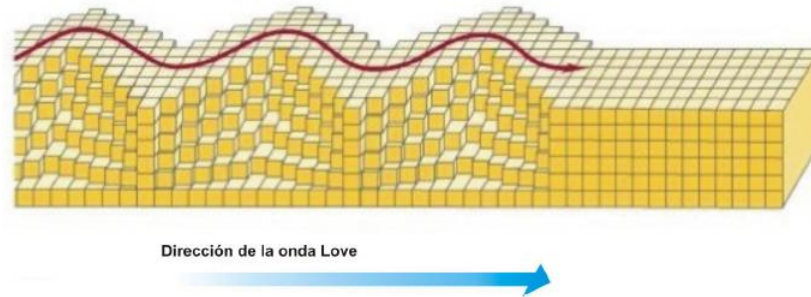
Fuente: Instituto Nacional de Prevención Sísmica. IMPRES. UNAM

Ondas Superficiales

Son ondas que se propagan únicamente por la superficie terrestre a una velocidad menor que las ondas internas con una mayor cantidad de energía, causando serios destrozos a su paso. Existen dos tipos de ondas superficiales: Ondas Love y Ondas Rayleigh. [15]

Ondas Love: Son ondas de cizalladura donde las partículas oscilan en dirección perpendicular al plano de propagación, el movimiento se produce únicamente en forma horizontal. [15]

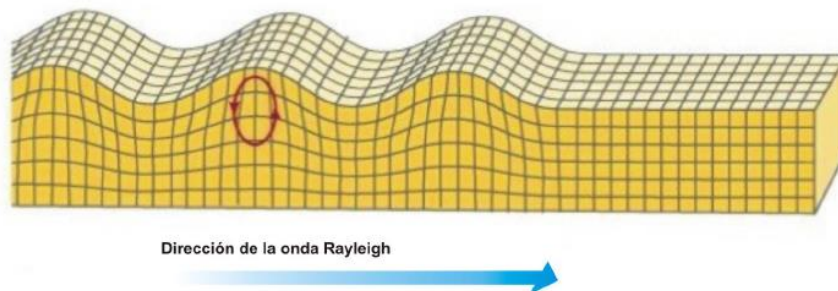
Figura 14. Ondas Love



Fuente: Instituto Nacional de Prevención Sísmica. IMPRES. UNAM

Ondas Rayleigh: Este tipo de onda resulta de la combinación de los desplazamientos de las ondas P y S. Las partículas se mueven en forma elíptica en el plano vertical que pasa por el plano de propagación. [15]

Figura 15. Ondas Rayleigh



Fuente: Instituto Nacional de Prevención Sísmica. IMPRES. UNAM

Análisis comparativo de los tipos de ondas

Las ondas sísmicas de cuerpo o internas se diferencian de las ondas superficiales, en su velocidad de propagación y en la amplitud de onda. Las ondas internas son las primeras en ser detectadas por los sismógrafos, debido a su gran velocidad de propagación, mientras que las ondas superficiales llegan después, este tipo de ondas se caracteriza esencialmente por la cantidad de energía que ha sido atrapada, debido de la interacción de las ondas de cuerpo y la estructura interna de la tierra, siendo las causantes de los mayores efectos destructivos. [17]

Una mejor manera de explicar sería:

En función de la velocidad:

$$V_p > V_S > V_{LOVE} > V_{RAYLEIGH}$$

En función de la amplitud de onda o cantidad de energía:

$$A_{RAYLEIGH} > A_{LOVE} > A_S > A_p$$

Falla tectónica

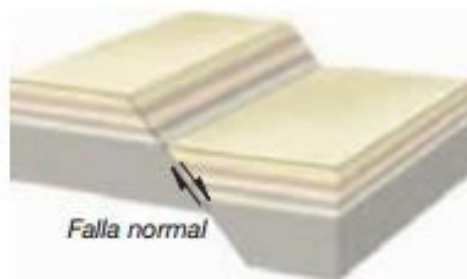
Se considera como falla, a la discontinuidad, producida por el desplazamiento relativo de la corteza terrestre, en donde las rocas de la superficie terrestre se fracturan, cuando la resistencia interna de las mismas es superada por las fuerzas de origen tectónico.

[15]

Las fallas se pueden clasificar de acuerdo con su desplazamiento generado en los bloques, los tipos más comunes que se pueden mencionar son:

Falla Normal: Se las conoce también con el nombre de falla de tensión o de deslizamiento normal, en donde el bloque superior se desliza descendiendo en la dirección del plano de falla. [15]

Figura 16. Falla Normal



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

Falla Inversa: Denominada también falla de compresión, se caracteriza el bloque superior se desliza ascendiendo en la dirección del plano de falla. [15]

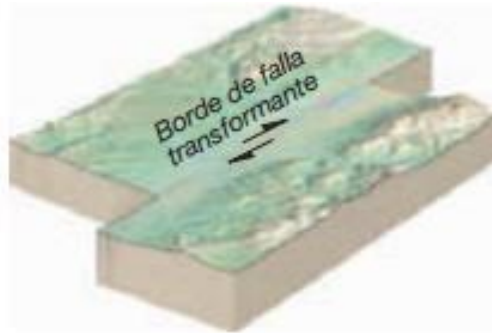
Figura 17. Falla Inversa



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

Falla lateral o Transcurrente: Se manifiesta cuando el movimiento de los bloques se en dirección lateral a la superficie de falla, su presencia es característica de los límites transformantes de las placas tectónicas. [15]

Figura 18. Falla Transcurrente



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

2.1.3 Peligro Sísmico

Es la probabilidad de excedencia, dentro de un período específico de tiempo y dentro de una región determinada, de movimientos del suelo cuyos parámetros aceleración, velocidad, desplazamiento, magnitud o intensidad son cuantificados. [7]

Los tipos de peligro sísmico son:

Peligro Sísmico Probabilístico

El peligro sísmico probabilístico permite identificar, cuantificar y combinar de una manera racional, el tamaño, ubicación y tiempo de ocurrencia de los sismos para proporcionar una evaluación más completa de la amenaza sísmica, los pasos a seguir son: [18]

- a) Catalogar los sismos que hayan ocurrido en la zona de estudio
- b) Determinar la fuente sísmica en base al catálogo de sismos, separándolos de acuerdo con su fuente sísmica, ubicación geográfica del epicentro y profundidad focal
- c) Definición de los modelos de atenuación de aceleraciones sísmicas del sitio de estudio, desde la fuente hasta el lugar de análisis.
- d) Determinación del peligro sísmico del sitio de estudio, que muestre la probabilidad de excedencia de aceleraciones en base a los sismos que ocurran dentro de la zona de análisis.

Periodo de retorno: Se define como periodo de retorno al número de años o cantidad de tiempo en la cual se espera que se produzca un movimiento telúrico considerable. [7]

Probabilidad de excedencia: Es la probabilidad de que por lo menos un terremoto o sismo se produzca excediendo cierta severidad en un periodo de tiempo estipulado. La probabilidad de excedencia está asociada con el nivel de amenaza sísmica, desde un sismo frecuente (menor) a un sismo muy raro (extremo). [7]

Probabilidad de ocurrencia: Es la probabilidad de que se generen sismos en un área geográfica, de la misma intensidad dentro de un determinado tiempo. [19]

Peligro Sísmico Determinista

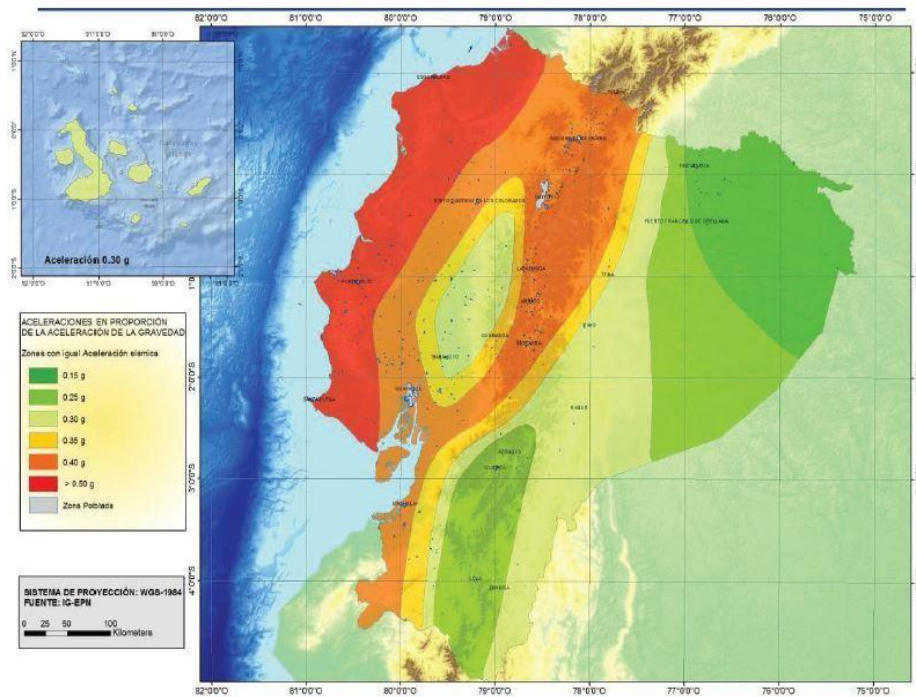
El peligro sísmico determinista, se fundamenta en que los terremotos o sismos que se generarán en el futuro en una región determinada serán de la misma forma análoga que en el pasado, los pasos a seguir son: [18]

- a) Identificación de todas fuentes sísmicas capaces de producir sismos significativos en el área de estudio.
- b) Distancia existente entre la fuente sísmica al sitio a ser evaluado. La distancia puede ser epicentral o hipocentral, dependerá de las leyes de atenuación a utilizar.
- c) Seleccionar el sismo que produzca mayor movimiento expresado en magnitud.
- d) Determinación del peligro, el movimiento sísmico en el área de estudio por la fuente sísmica predominante producirá un sismo de magnitud alta, para lo cual se utilizará las Ecuaciones de Predicción de Movimiento del Suelo (GMPE`s) validadas por el Global Earthquake Model (GEM).

2.1.4 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 (período de retorno 475 años), que incluye una saturación a 0.50 g de los valores de aceleración sísmica en roca en el litoral ecuatoriano que caracteriza la zona VI. [7]

Figura 19. Mapa de Zonificación Sísmica en Ecuador



Fuente: NEC-15 Peligro sísmico

2.1.5 Estudios geotécnicos de campo

Consiste en la implementación de diferentes métodos que ayuden a identificar las características físicas y mecánicas en el terreno en donde se procederá a la construcción de obras civiles. Uno de los ensayos utilizados para la exploración del subsuelo de manera directa es el ensayo de penetración estándar (SPT). [20]

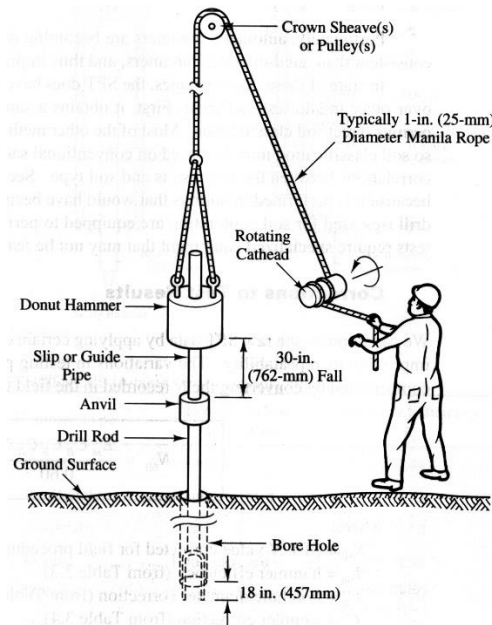
Ensayo de penetración estándar (SPT): Consiste en una prueba de penetración dinámica utilizada para el sondeo a profundidad de los terrenos. Este ensayo se fundamenta en contar el número de golpes necesarios para introducir el muestreador de tubo partido profundidades constantes de 15cm, hasta completar el metro de perforación en el suelo, sin contar la profundidad de limpieza previa. Este procedimiento se repetirá para cada metro de perforación, hasta el momento en que el ensayo supere el número de golpes requeridos por el SPT. [21]

Las muestras que se extraigan de cada metro mediante la ayuda del muestreador serán llevadas al laboratorio para sus respectivos ensayos, como es el caso del presente estudio en donde se realizaran ensayos de granulometría y límites de Atterberg de ser requerido en la muestra. [21]

Elementos relevantes del SPT según la ASTM: El equipo de perforación deberá ser aquel que cumpla con todas las características estipuladas por la norma ASTM como potencia y que permita la obtención de los resultados deseados, el equipo constará de: [21]

- a) Martillo y yunque: El martillo debe tener un peso aproximado de 63.5 Kg de metal rígido y sólido, el cual debe golpear al yunque. El martillo debe golpear al yunque una altura de 76cm
- b) Sistema de liberación o caída del martillo: El sistema puede estar compuesto de sogas y malacates, previniendo que el muestreador sea hincado de manera correcta en el proceso que levanta y se libera el martillo.

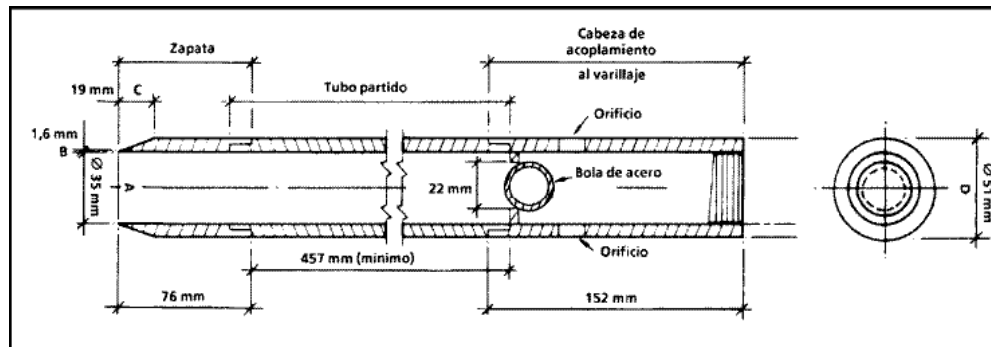
Figura 20. Ensayo de Penetración Estándar (SPT)



Fuente: Geotechnical Process

- c) Muestreador de tubo partido: Las dimensiones del serán descritas en la siguiente imagen.

Figura 21. Elementos del Muestreador



Fuente: Santiago Osorio. Historia de la geotecnia – Terzaghi y SPT

- d) Accesorios: Se debe contar con los elementos complementarios los cuales deben ser, cepillo de acero, martillo o combo, cincel, flexómetro y elementos que ayuden a la toma de datos obtenidos en campo, como hojas A4

2.1.6 Análisis de granulometría (ASTM D-422): Debido a la presencia de los diferentes tamaños de los granos de suelo que conforman la muestra, se necesario la realización de un Análisis Granulométrico, mediante el cual se determinara la cantidad, porcentaje y tamaño de las partículas de suelo. [22]

El procedimiento por seguir es el siguiente:

- Seleccionar una muestra de suelo de aproximadamente 1000 gr, debida mente secada en el horno.
- Ordenar los tamices de forma en que el de mayor abertura este en la parte superior y el de menor abertura en la parte inferior.
- Colocar la muestra de suelo en la parte superior del juego de tamices
- Tamizar la muestra durante un tiempo adecuado
- Pesar la muestra de suelo retenida en cada tamiz y en la fuente
- Obtener los porcentajes mediante los respectivos calculo.

Equipo requerido para el Análisis Granulométrico:

- Tamices redondos (3/8", #4, #8, #16, #30, #50, #100, #200)
- Fuente redonda
- Balanza electrónica
- Tamizadora eléctrica
- Broca
- Recipientes metálicos

2.1.7 Ecuaciones de predicción de movimientos de suelo (GMPEs)

Las ecuaciones de predicción tienen como propósito, la selección idónea de las ecuaciones que se ajusten de mejor manera a la región o sitio de estudio, tomado en cuenta que existe una gran cantidad de ecuaciones publicadas, las cuales se fundamentan en el tipo de sismo que se producirá en la zona, siendo los de mayor análisis los intraplaca o cortical y los sismos producidos por el fenómeno de subducción. [23]

Los GMPEs de los diferentes autores propuestos, relacionan parámetros afines con los movimientos de tierra, como es el caso de la aceleración máxima en roca (PGA) y las variables independientes características de los sismos como es el caso de la magnitud, distancia de la fuente al sitio de estudio y las características propias del sitio, tal es el caso del tipo de suelo que se adopta de acuerdo con un factor s , que va de acuerdo con la clasificación estipulada. La existencia de los diferentes modelos de GMPEs, se debe a la obtención de los datos resultantes de la zona fuente, los cuales restringen su aplicación a las zonas de estudio. Debido a esto se puede concluir que es necesario el análisis previo de cada modelo a ser utilizado, para posteriormente extraer la información necesaria para el cálculo de espectros. [23]

Las ecuaciones por utilizar serán las siguientes.

Sismo Intraplaca (Fallamiento Cortical)

- **Boore y Atkinson (2008)**

$$Lny = F_M(M) + F_D(R_{JB}, M) + F_S(V_{S30}, R_{JB}, M) + E$$

Donde: (1)

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

M : Magnitud de momento

R_{JB} : Distancia desde donde se libera la energía al sitio de estudio

V_{S30} : Velocidad media de la onda de corte

- **Akkar y Bommer (2010)**

$$\begin{aligned} \text{Log}_y = & b_1 + b_2M + b_3M^2 + (b_4 + b_5M) \log \sqrt{R^2JB + b_6^2} + b_7S_S + b_8S_A + b_9F_N \\ & + b_{10}F_R + \varepsilon\sigma \end{aligned} \quad (2)$$

Donde:

b: Coeficientes

F_N: Falla normal

F_R: Falla inversa

M: Magnitud de momento

R_{JB}: Distancia desde donde se libera la energía al sitio de estudio

S_A: Suelo rígido

S_S: Suelo suave

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

Si $D \leq 30$ Km

$$\text{Log pre} = a_1M_W + b_1X - \log(X + d1 * 10^{e1Mw}) + C1 + \varepsilon1 \quad (3)$$

Si $D > 30$ Km

$$\text{Log pre} = a_2M_W + b_2X - \log(X) + C2 + \varepsilon2 \quad (4)$$

Donde:

D: Profundidad focal

a, b, c, d: Coeficientes

M_w: Magnitud de momento

X: Distancia a la fuente

Sismos Subducción

- **Youngs et al (1997)**

$$\begin{aligned} \text{Lny} = & -0.6687 + 1.438M + C1 + C2(10 - M)^3 + C3 \\ & * \ln(R + 1.097e^{0.617*M}) + 0.00648H + 0.3643Zt \end{aligned} \quad (5)$$

Donde:

y: Aceleración espectral en g

C: Coeficientes

H: Profundidad focal

R: Distancia a la fuente

M: Magnitud de momento

Zt: Tipo de falla

- **Zhao (2006)**

$$\begin{aligned} \log y = & aMw + bx - \log(r) + e(h - hc)\delta h + FR + SI + Ss \\ & + SSL \log(x) + Ck \end{aligned} \quad (6)$$

Donde:

M: Magnitud de momento

a, b, e, Ck: Coeficientes

x: Distancia a la fuente

h: Profundidad focal

hc: Constante

Ck: Clase de sitio

2.1.8 Magnitud de Momento (Mw)

La magnitud de momento es usada para medir y comparar terremotos, basándose en la cantidad de energía liberada durante un sismo, llamada momento sísmico M_0 , mediante la magnitud de momento dicha energía no sufre saturación ante terremotos muy fuertes como es el caso de la escala de Richter. Es decir que la escala de Richter ante terremotos de muy fuertes no permite descubrir satisfactoriamente el tamaño del temblor, es debido a esto que la magnitud de momento es la mas usada por los sismólogos para medir terremotos de grandes proporciones. [24]

La magnitud de momento esta dada por una formula desarrollada por Hiroo Kanamori en el Instituto de Sismología de California, la misma que se muestra a continuación:

$$M_W = \frac{2}{3} * \log(M_0 - 10.7) \quad (7)$$

$$M_0 = \mu * D * A \quad (8)$$

M_w=Magnitud de Momento

M₀=Momento sísmico (dinas-cm)

μ=Módulo de deformación de la roca (dinas/cm²)

D=Desplazamiento promedio de la falla (cm)

A=Área de ruptura del segmento (cm²)

La magnitud de momento se estima de acuerdo con Wells – Coppersmith, en el cual se propone una evaluación previa de los posibles terremotos en un futuro de una determinada región, es necesario que para la estimación futura se tome en cuenta los terremotos más grandes producidos en la zona de estudio, esta evolución se la debe realizar para una análisis probabilístico y determinista. [24]

La estimación de terremoto potencial se la realizara de acuerdo con parámetros de ruptura de falla, la cual esta total mente relacionada con la magnitud del terremoto o sismo. [24]

Tabla 1. Magnitud de Momento

Equation*	Slip Type†	Number of Events	Coefficients and Standard Errors		Standard Deviation <i>s</i>	Correlation Coefficient <i>r</i>	Magnitude Range	Length/Width Range (km)
			a(a)	b(b)				
$M = a + b * \log(\text{SRL})$	SS	43	5.16(0.13)	1.12(0.08)	0.28	0.91	5.6 to 8.1	1.3 to 432
	R	19	5.00(0.22)	1.22(0.16)	0.28	0.88	5.4 to 7.4	3.3 to 85
	N	15	4.86(0.34)	1.32(0.26)	0.34	0.81	5.2 to 7.3	2.5 to 41
	All	77	5.08(0.10)	1.16(0.07)	0.28	0.89	5.2 to 8.1	1.3 to 432
$\log(\text{SRL}) = a + b * M$	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
$M = a + b * \log(\text{RLD})$	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
$\log(\text{RLD}) = a + b * M$	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
$M = a + b * \log(\text{RW})$	SS	87	3.80(0.17)	2.59(0.18)	0.45	0.84	4.8 to 8.1	1.5 to 350
	R	43	4.37(0.16)	1.95(0.15)	0.32	0.90	4.8 to 7.6	1.1 to 80
	N	23	4.04(0.29)	2.11(0.28)	0.31	0.86	5.2 to 7.3	3.8 to 63
	All	153	4.06(0.11)	2.25(0.12)	0.41	0.84	4.8 to 8.1	1.1 to 350
$\log(\text{RW}) = a + b * M$	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
$M = a + b * \log(\text{RA})$	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 2,400
	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 5,184
$\log(\text{RA}) = a + b * M$	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 2,400
	N	22	-2.87(0.50)	0.82(0.08)	0.22	0.92	5.2 to 7.3	19 to 900
	All	148	-3.49(0.16)	0.91(0.03)	0.24	0.95	4.8 to 7.9	2.2 to 5,184

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

Fuente: Well – Coppersmith

2.2 HIPÓTESIS

¿El estudio de peligro sísmico determinista influye en el nivel de amenaza de las estructuras del barrio Huachi Solís en la parroquia Celiano Monge?

2.3 SEÑALAMIENTO DE VARIABLES DE LA HIPÓTESIS

2.3.1 Variable Dependiente

Nivel de amenaza de las estructuras del barrio Huachi Solís, en la parroquia Celiano Monge

2.3.2 Variable Independiente

Peligro sísmico determinista

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA

3.1 NIVEL O TIPO DE INVESTIGACION

Los tipos de investigación a ser utilizados en la presente investigación serán: la investigación exploratoria y de laboratorio.

Exploratorio porque no se puede evidenciar la presencia de estudios previos de peligro sísmico para las estructuras de Huachi Solís del cantón Ambato, en el cual la metodología a ser utilizada será de comparar el espectro de la NEC – 15 con el espectro del sitio en estudio, el cual será creado mediante los GMPEs.

De Laboratorio debido a que mediante el ensayo de penetración en estándar (SPT) se obtendrá los datos necesarios para saber la estratigrafía del sector de estudio, para ello se utilizará el laboratorio de suelos de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica de Ambato (UTA)

3.2 POBLACIÓN Y MUESTRA

Población:

El estudio de Peligro Sísmico Determinista se lo llevara a cabo en el barrio Huachi Solís del cantón Ambato en la provincia de Tungurahua, para lo cual es necesaria el conocimiento previo de las características geotécnicas del suelo y de las ecuaciones de predicción de movimiento del suelo (GMPEs) del sitio a ser estudiado.

Muestra:

Para el presente trabajo nos basaremos en lo que recomienda la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC – 15), en la cual manifiesta que se debe realizar tres sondeos como mínimo, en nuestro caso el número de sondeos o perforaciones a ser llevados a cabo serán cinco, hasta una profundidad que se supere el número de golpes establecidos por el SPT.

A continuación, se muestran los puestos en donde se hicieron las perforaciones:

Figura 22. Área de análisis



Fuente: Google Earth Pro

En la siguiente tabla se indican las coordenadas de las perforaciones que se realizaron en la zona de estudio.

Tabla 1 Coordenadas del Área de Análisis

Punto	Coordenadas (Zona 17 M)	
	Este	Norte
1	763847.13 m	9858627.35 m
2	764081.52 m	9858373.84 m
3	764015.27 m	9858085.23 m
4	763757.50 m	9858159.03 m
5	764092.39 m	9858630.80 m

Fuente: Google Earht Pro

Las ecuaciones de predicción de movimiento del suelo (GMPEs) serán utilizadas acorde a los tipos de sismos manifestados en nuestra zona: como sismos intraplaca y subducción.

- Akkar y Bommer (2010)
- Boore y Atkinson (2008)
- Kanno (2006)
- Youngs (1997)
- Zhao (2006)

El número de estructura a ser utilizadas en esta investigación serán 3, las cuales son las edificaciones más representativas de la zona.

- La primera estructura consta de 2 pisos con acceso a la terraza, con una altura entre pisos de 2.5 m y una altura total de 5.0 m, cuyo sistema estructural es a porticado de hormigón armado con vigas peraltadas.
- La segunda estructura consta de 3 pisos sin acceso a la terraza, en donde la altura del primer piso es de 3.0 m, mientras que los dos niveles restantes son de 2.5 m dando una altura total de la edificación de 8.0 m. El sistema estructural de la edificación es a porticado de hormigón armado con vigas peraltadas. La edificación es usada como vivienda unifamiliar en el segundo y tercer piso, mientras que en el primero son locales comerciales.
- La tercera estructura consta de 4 pisos sin acceso a la terraza, en donde la altura de todos los pisos es de 2.5 m dando una altura total de la edificación de 10.0 m. El sistema estructural de la edificación es a porticado de hormigón armado con vigas peraltadas. La edificación es usada como departamentos de arriendo en los pisos superiores, mientras que en el primero son locales comerciales.

3.3 OPERACIONALIZACIÓN DE LAS VARIABLES

3.3.1 Variable Independiente

Peligros Sísmico Determinista

Tabla 3. Operación de la Variable Independiente

Conceptualización	Dimensiones	Indicadores	Items	Técnicas e instrumentos
Se basa en la ocurrencia de un sismo en el sitio de estudio, de la misma forma que en el pasado	Espectro determinista	Sismo controlador	- ¿Cuál fue el sismo controlador en el sitio?	- Experimental - Bibliográfica
		PGA	- ¿Cuál es el PGA obtenido máximo?	- Experimental - Bibliográfica

Fuente: Israel Martínez

3.3.2 Variable Dependiente

Nivel de amenaza de las estructuras del barrio Huachi Solís, en la parroquia Celiano Monge

Tabla 4. Operación de la Variable Dependiente

Conceptualización	Dimensiones	Indicadores	Items	Técnicas e instrumentos
Es la probabilidad de ocurrencia de un sismo en un determinado sitio, durante un período de tiempo.	Amenaza sísmica	- Suelo	- ¿Cómo influye el tipo de suelo en la amenaza sísmica?	- Experimental - Bibliográfica
		- Periodo de vibración	- ¿Cómo influye el periodo de vibración en la amenaza sísmica?	- Experimental - Bibliográfica

Fuente: Israel Martínez

3.4 PLAN DE RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN

Tabla 5. Plan de recolección de Información

Preguntas básicas	Explicación
1. ¿Para qué?	- Para evaluar el nivel de amenaza sísmica
2. ¿De qué personas u objetos?	- De la estratigrafía existente y las fallas existentes en la zona de estudio - De las estructuras de Huachi Solís
3. ¿Sobre qué aspectos?	- El peligro sísmico determinista - Las ecuaciones de predicción de movimiento del suelo (GMPEs)
4. ¿Quién?	- Israel David Martínez Castillo
5. ¿Dónde?	- Laboratorio de suelos de la facultad de ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato - Barrio Huachi Solís
6. ¿Como?	- NEC – 15 - Ensayos de laboratorio y de campo - Investigación bibliográfica - Espectro de respuesta del sitio en estudio

Fuente: Israel Martínez

3.5 PLAN DE PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS

El proceso para seguir será de la siguiente manera:

- Identificación del régimen tectónico en base al área de estudio.
- Selección de las fallas más importantes que afectan al área de estudio
- Determinación de la magnitud máxima de las fallas seleccionadas, basado en la metodología de Wells – Coppersmith.
- Identificación del tipo de perfil de suelo mediante el ensayo de penetración estándar SPT, basado en la Norma Ecuatoriana de la Construcción.
- Estimar la aceleración máxima de suelo de acuerdo con el régimen tectónico, basado en Ecuaciones de Predicción de Movimiento del Suelo (GMPEs).
- Comparación de espectro de respuesta analizada con los de la NEC-15.
- Analizar el comportamiento de tres estructuras del sector en estudio.

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

4.1 RECOLECCIÓN DE DATOS

El barrio Huachi Solís, se encuentra ubicado en la zona sur del cantón Ambato a una altura de 2750 m.s.m, perteneciente a la provincia de Tungurahua. Este barrio se creó a partir del segundo terremoto ocurrido en el cantón Ambato, dando a conocer la alta peligrosidad sísmica en el sector. [25]

Los sismos que se producen en el Ecuador pueden ser de origen tectónico, como es el caso de los que se generan en la costa del Ecuador, debido a la subducción entre placas y sismos corticales que se generan en fallas internas de las placas, las cuales no están vinculadas a la interacción de placas, por último, tenemos los sismos que están relacionados con la actividad volcánica.

La presencia de sismos en el cantón Ambato pueden ser de origen volcánico y tectónico pudiendo ser este ultimo de subducción o cortical, los sismos de que tienen origen tectónico son de magnitud mayor a los sismos de origen volcánico, en donde los sismos tectónicos pueden alcanzar magnitudes Mw de hasta 9.5, mientras que los sismos de origen volcánico alcanzan magnitudes Mw menores a 4.

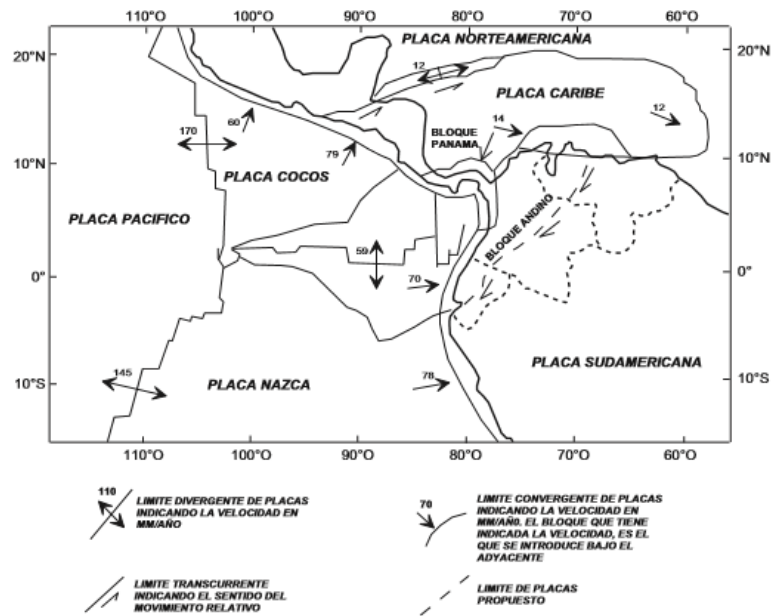
La convergencia entre placas es un fenómeno de gran importancia al momento de proceder a la evaluación de peligro sísmico, esto se debe a la geodinámica del Ecuador, la cual está relacionada con la respectiva interacción de la placa de Nazca, la placa Sudamericana y el bloque Andino. [26]

El bloque Andino es una microplaca sobre la cual se encuentra localizado parte del territorio ecuatoriano, la cual fue definida por Pennington en 1981, es aquí en donde se generan las denominadas fallas activas debido a la interacción de las placas Sudamericana, Nazca, Cocos y Caribe.

Las Placas que intervienen en la actividad sísmica se mueven a diferentes velocidades una respecto a la otra, como es el caso de la Placa de Nazca que se desplaza respecto a la Placa Sudamericana a una velocidad de 58mm/año con una dirección N83°E, mientras el Bloque Andino se desplaza con respecto a la Placa Sudamericana a una

velocidad entre 7 y 8 mm/año con una dirección N35°E. El desplazamiento del Bloque Andino se realiza a lo largo de un sistema de falla denominado Chingual-Cosanga-Pallatanga-Puna, la cual fue descubierta por Soulas en 1991. [26]

Figura 23. Límites de placas y velocidad de movimiento



Fuente: Alfonso Naya Victor

4.1.1 Selección de fallas Geológicas

Para la selección de los tipos de fallas que afectan a la zona de estudio nos enfocares en la longitud de las fallas, distancia desde la fuente hasta el área en estudio (R_{JB}) y el tipo de fallas existentes.

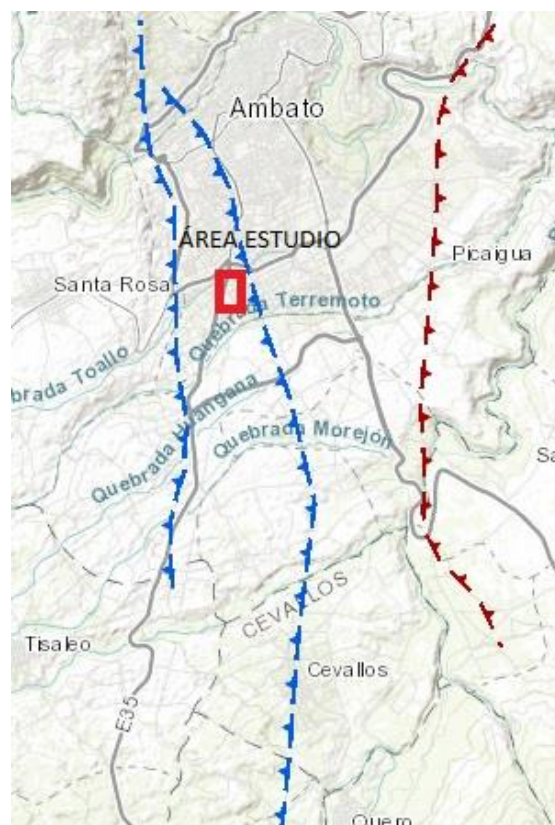
Para la longitud de las fallas y la medición de la distancia de la fuente al área en estudio (R_{JB}), se la obtuvo de la pagina del Instituto Geofísico del Ecuador, en donde se encuentra información relevante de los diferentes tipos de fallas que influyen en la actividad sísmica del Ecuador.

Figura 26. Fallas Geológicas de Ambato



Fuente: Instituto Geofísico del Ecuador

Figura 27. Fallas Geológicas del área de estudio Barrio Huachi Solís



Fuente: Instituto Geofísico del Ecuador

A continuación, se muestran las fallas que intervienen en la zona de estudio con su respectiva longitud:

Tabla 6. Fallas geológicas cercanas al área estudio

CÓDIGO	NOMBRE	TIPO	LONGITUD (Km)	DISTANCIA (Km)
EC -223	Placa de Nazca	Subducción inversa	1536.5	307.90
EC – 344a	Huachi	Inversa ciega	12.0	1.51
EC – 344b	Ambato	Inversa ciega	16.3	0.21
EC - 345	Totoras	Transcúrrete inversa ciega	17.7	3.81

Fuente: Instituto Geofísico del Ecuador

4.1.2 Sistema Unificado de Clasificación de Suelos - SUCS

El sistema de clasificación SUCS se basa en tamizar una muestra de suelo específica, en donde se separará el suelo fino del suelo grueso, esto se lo identificara mediante el empleo de la malla N°200, en donde el suelo que pase dicha malla será considerado como suelo fino y la que se retenga se considera como suelo grueso.

Los suelos gruesos son aquellos en que más de la mitad de la muestra se retiene en la malla N°200, a su vez se dividen en dos grupos gravas y arenas, se considerará como una grava, si mas del 50% de la muestra se retiene en la malla N°4, y arena si más del 50% pasa la malla N°4

Tabla 7. Clasificación de suelo grueso - SUCS

Sub-Tipos		Identificación			Simbolo de Grupo
SUELOS GRUESOS Más de la mitad del material se retiene en la malla N°200 (0.075 mm)	GRAVA Más de la mitad de la fracción gruesa se retiene en la malla N°4	GRAVA LIMPIA	Grava bien graduada; mezcla de grava y arena con poco o nada de finos. Debe tener un coeficiente de uniformidad (C_u) mayor de 4 y un coeficiente de curvatura (C_c) entre 1 y 3 ^{II}	Menos del 5% en masa pasa la malla N°200	GW
		(Poco o nada de partículas finas)	Grava mal graduada; mezcla de grava y arena con poco o nada de finos. No satisface los requisitos de graduación para GW.	Menos del 5% en masa pasa la malla N°200	GP
		GRAVA CON FINOS	Grava limosa; mezcla de grava, arena y limo.	Más de 12% en masa pasa la malla N°200 y las pruebas de límites de consistencia clasifican a la fracción fina como ML o MH (véanse abajo los grupo ML y MH)	GM
		(Cantidad apreciable de partículas finas)	Grava arcillosa; mezclas de grava, arena y arcilla	Más de 12% en masa pasa la malla N°200 y las pruebas de límites de consistencia clasifican a la fracción fina como CL o CH (véanse abajo los grupo CL y CH)	GC
		ARENA LIMPIA	Arena bien graduada; mezcla de arena y grava con poco o nada de finos. Debe tener un coeficiente de uniformidad (C_u) mayor de 6 y un coeficiente de curvatura (C_c) entre 1 y 3 ^{II}	Menos del 5% en masa pasa la malla N°200	SW
		(Poco o nada de partículas finas)	Arena mal graduada; mezcla de arena y grava con poco o nada de finos. No satisface los requisitos de graduación para SW.	Menos del 5% en masa pasa la malla N°200	SP
	ARENA Más de la mitad de la fracción gruesa pasa la malla N°4	ARENA CON FINOS	Arena limosa; mezcla de arena, grava y limo.	Más de 12% en masa pasa la malla N°200 y las pruebas de límites consistencia clasifican a la fracción fina como ML o MH (véanse abajo los grupo ML y MH)	SM
		(Cantidad apreciable de partículas finas)	Arena arcillosa; mezclas de arena, grava y arcilla	Más de 12% en masa pasa la malla N°200 y las pruebas de límites de consistencia clasifican a la fracción fina como CL o CH (véanse abajo los grupo CL y CH)	SC

Fuente: SUCS

Se considera como suelo fino si más del 50% de la muestra pasa la malla N°200, en donde este puede ser limo inorgánico, arcilla inorgánica y limo y arcilla orgánica. Este tipo de suelo se suele diferenciar según el límite líquido, es decir si son de baja o alta compresibilidad.

Tabla 8. Clasificación de suelo fino - SUCS

SUELOS FINOS Más de la mitad del material pasa la malla N°200 (0.075 mm)	LIMO Y ARCILLA Límite líquido	Menor de 50%	Limo de baja compresibilidad; mezcla de limo de baja plasticidad, arena y grava; polvo de roca. Se localiza dentro de la zona I de la carta de plasticidad mostrada en la Figura 1 de este Manual.	ML
			Arcilla de baja compresibilidad; mezcla de arcilla de baja plasticidad, arena y grava. Se localiza dentro de la zona II de la carta de plasticidad mostrada en la Figura 1 de este Manual.	CL
			Limo orgánico de baja compresibilidad; mezcla de limo orgánico de baja plasticidad, arena y grava. Se localiza dentro de la zona I de la carta de plasticidad mostrada en la Figura 1 de este Manual.	OL
	Mayor de 50%	Limo de alta compresibilidad; mezcla de limo de alta plasticidad, arena y grava. Se localiza dentro de la zona III de la carta de plasticidad mostrada en la Figura 1 de este Manual.	MH	
		Arcilla de alta compresibilidad; mezcla de arcilla de alta plasticidad, arena y grava. Se localiza dentro de la zona IV de la carta de plasticidad mostrada en la Figura 1 de este Manual.	CH	
		Limo orgánico de alta compresibilidad; mezcla de limo orgánico de alta compresibilidad, arena y grava. Se localiza dentro de la zona III de la Carta de plasticidad mostrada en la Figura 1 de este Manual.	OH	
ALTAMENTE ORGÁNICOS		Turba, fácilmente identificables por su color, olor, sensación esponjosa y frecuentemente por su textura fibrosa.	P _t	

Fuente: SUCS

4.1.3 Clasificación de suelos según NEC

Según a la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), se pueden identificar seis tipos de perfiles de suelo, los cuales se muestra a continuación:

Tabla 9. Clasificación de suelos según la NEC-15

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s $> V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	760 m/s $> V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ KPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s $> V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ 100 kPa $> S_u \geq 50$ kPa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ kPa
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	F3—Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con índice de Plasticidad IP > 75)	
	F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 30m)	
	F5—Suelos con contrastes de impedancia 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-15 Peligro sísmico

Donde:

N: Numero promedio de golpes del ensayo de penetración estándar (SPT)

Vs30: Velocidad media de la onda de corte

4.1.4 Ensayo de granulometría de cada metro por perforación

En las siguientes tablas se muestra la granulometría respectiva de cada metro de perforación, mediante la cual se procederá a la determinación del tipo de suelo según el sistema unificado de clasificación de suelo (SUCS).

Tabla 10. Clasificación del suelo – Primera Perforación

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA INGENIERÍA CIVIL				
TRABAJO EXPERIMENTAL ESTUDIO DE PELIGRO SÍSMICO DETERMINITA PARA LAS ESTRUCTURAS DE HUACHI SOLÍS, PARROQUIA CELIANO MONGE, CANTÓN AMBATO, PROVINCIA DE TUNGURAHUA				
PERFORACIÓN No 1		COORDENADAS		
Norma: ASTM D421-58 Y D422-63 AASHTO T-87-70 Y T-83-70		X: 763847.13	Y: 9858627.35	Z: 2752 m
PRIMER METRO				
TAMIZ	DIAMETRO (mm)	PESO RET /ACUM (gr)	% RETENIDO	% QUE PASA
N°4	4.760	0.80	0.26	99.74
N°10	2.000	11.60	3.76	96.24
N°40	0.420	137.30	44.52	55.48
N°100	0.149	218.90	70.98	29.02
N°200	0.074	248.10	80.45	19.55
FUENTE		60.30	19.55	
PESO TOTAL	308.4			
SEGUNDO METRO				
TAMIZ	DIAMETRO (mm)	PESO RET /ACUM (gr)	% RETENIDO	% QUE PASA
N°4	4.760	0.60	0.18	99.82
N°10	2.000	9.50	2.78	97.22
N°40	0.420	131.0	38.32	61.68
N°100	0.149	256.40	74.99	25.01
N°200	0.074	293.80	85.93	14.07
FUENTE		48.10	14.07	
PESO TOTAL	341.90			

Fuente: Israel Martínez

En la tabla 9 se puede evidenciar los pesos retenidos acumulados, porcentajes retenidos y porcentajes que pasan en las mallas de diferentes aberturas, mediante esta tabla se puede evidenciar que más del 50% de la muestra es retenida en la malla N°200 para cada metro de perforación, lo que clasifica al material como suelo grueso y como en cada metro de perforación más del 50% de la muestra pasa la malla N°4, se considerara al material como una arena, según la clasificación SUCS.

Tabla 11. Clasificación del suelo – Segunda Perforación

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO				
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA				
INGENIERÍA CIVIL				
TABAJO EXPERIMENTAL				
ESTUDIO DE PELIGRO SÍSMICO DETERMINITA PARA LAS				
ESTRUCTURAS DE HUACHI SOLÍS, PARROQUIA CELIANO MONGE,				
CANTÓN AMBATO, PROVINCIA DE TUNGURAHUA				
PERFORACIÓN No 2		COORDENADAS		
Norma: ASTM D421-58 Y D422-63 AASHTO T-87-70 Y T-83-70		X: 764081.52	Y: 9858373.84	Z: 2750 m
PRIMER METRO				
TAMIZ	DIAMETTRO (mm)	PESO RET /ACUM (gr)	% RETENIDO	% QUE PASA
N°4	4.760	10.00	2.87	97.13
N°10	2.000	24.50	7.02	92.98
N°40	0.420	64.30	18.42	81.58
N°100	0.149	151.60	43.44	56.56
N°200	0.074	233.50	66.91	33.09
FUENTE		115.50	33.09	
PESO TOTAL	349			
SEGUNDO METRO				
TAMIZ	DIAMETTRO (mm)	PESO RET /ACUM (gr)	% RETENIDO	% QUE PASA
N°4	4.760	35.20	7.61	92.39
N°10	2.000	64.60	13.97	86.03
N°40	0.420	125.50	27.15	72.85
N°100	0.149	224.20	48.50	51.50
N°200	0.074	328.10	70.97	29.03
FUENTE		134.20	29.03	
PESO TOTAL	462.3			
TERCER METRO				

TAMIZ	DIAMETTRO (mm)	PESO RET /ACUM (gr)	% RETENIDO	% QUE PASA
N°4	4.760	29.60	5.91	94.09
N°10	2.000	57.90	11.57	88.43
N°40	0.420	118.60	23.70	76.30
N°100	0.149	237.60	47.47	52.53
N°200	0.074	343.80	68.69	31.31
FUENTE		156.70	31.31	
PESO TOTAL	500.5			

Fuente: Israel Martínez

En la tabla 10 se puede evidenciar los pesos retenidos acumulados, porcentajes retenidos y porcentajes que pasan en las mallas de diferentes aberturas, mediante esta tabla se puede evidenciar que más del 50% de la muestra es retenida en la malla N°200 para cada metro de perforación, lo que clasifica al material como suelo grueso y como en cada metro de perforación más del 50% de la muestra pasa la malla N°4, se considerara al material como una arena, según la clasificación SUCS.

Tabla 12. Clasificación del suelo – Tercera Perforación

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA INGENIERÍA CIVIL				
TRABAJO EXPERIMENTAL ESTUDIO DE PELIGRO SÍSMICO DETERMINITA PARA LAS ESTRUCTURAS DE HUACHI SOLÍS, PARROQUIA CELIANO MONGE, CANTÓN AMBATO, PROVINCIA DE TUNGURAHUA				
PERFORACIÓN No 3		COORDENADAS		
Norma: ASTM D421-58 Y D422-63 AASHTO T-87-70 Y T-83-70		X: 764015.27	Y: 9858085.23	Z: 2763 m
PRIMER METRO				
TAMIZ	DIAMETTRO (mm)	PESO RET /ACUM (gr)	% RETENIDO	% QUE PASA
N°4	4.760	1.60	0.37	99.63
N°10	2.000	15.80	3.64	96.36
N°40	0.420	191.40	44.11	55.89
N°100	0.149	297.80	68.63	31.37
N°200	0.074	342.80	79.00	21.00
FUENTE		91.10	21.00	
PESO TOTAL	433.90			
SEGUNDO METRO				

TAMIZ	DIAMETTRO (mm)	PESO RET /ACUM (gr)	% RETENIDO	% QUE PASA
N°4	4.760	0.00	0.00	100.00
N°10	2.000	6.70	2.79	97.21
N°40	0.420	87.50	36.47	63.53
N°100	0.149	161.20	67.19	32.81
N°200	0.074	193.30	80.58	19.42
FUENTE		46.60	19.42	
PESO TOTAL	239.90			
TERCER METRO				
TAMIZ	DIAMETTRO (mm)	PESO RET /ACUM (gr)	% RETENIDO	% QUE PASA
N°4	4.760	0.70	0.38	99.62
N°10	2.000	5.50	3.00	97.00
N°40	0.420	53.50	29.17	70.83
N°100	0.149	120.90	65.92	34.08
N°200	0.074	149.00	81.24	18.76
FUENTE		34.40	18.76	
PESO TOTAL	183.40			

Fuente: Israel Martínez

En la tabla 11 se puede evidenciar los pesos retenidos acumulados, porcentajes retenidos y porcentajes que pasan en las mallas de diferentes aberturas, mediante esta tabla se puede evidenciar que más del 50% de la muestra es retenida en la malla N°200 para cada metro de perforación, lo que clasifica al material como suelo grueso y como en cada metro de perforación más del 50% de la muestra pasa la malla N°4, se considerara al material como una arena, según la clasificación SUCS.

Tabla 13. Clasificación del suelo – Cuarta Perforación

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA INGENIERÍA CIVIL			
TRABAJO EXPERIMENTAL ESTUDIO DE PELIGRO SÍSMICO DETERMINITA PARA LAS ESTRUCTURAS DE HUACHI SOLÍS, PARROQUIA CELIANO MONGE, CANTÓN AMBATO, PROVINCIA DE TUNGURAHUA			
PERFORACIÓN No 4		COORDENADAS	
Norma: ASTM D421-58 Y D422-63 AASHTO T-87-70 Y T-83-70		X: 763757.50	Y: 9858159.03
			Z: 2767 m

PRIMER METRO				
TAMIZ	DIAMETTRO (mm)	PESO RET /ACUM (gr)	% RETENIDO	% QUE PASA
N°4	4.760	0.00	0.00	100.00
N°10	2.000	11.30	3.19	96.81
N°40	0.420	59.70	16.83	83.17
N°100	0.149	155.30	43.78	56.22
N°200	0.074	255.30	71.98	28.02
FUENTE		99.40	28.02	
PESO TOTAL	354.70			
SEGUNDO METRO				
TAMIZ	DIAMETTRO(mm)	PESO RET /ACUM (gr)	% RETENIDO	% QUE PASA
N°4	4.760	0.10	0.03	99.97
N°10	2.000	1.90	0.53	99.47
N°40	0.420	34.10	9.53	90.47
N°100	0.149	118.30	33.07	66.93
N°200	0.074	242.60	67.82	32.18
FUENTE		115.10	32.18	
PESO TOTAL	357.70			
TERCER METRO				
TAMIZ	DIAMETTRO(mm)	PESO RET /ACUM (gr)	% RETENIDO	% QUE PASA
N°4	4.760	10.20	4.47	95.53
N°10	2.000	22.50	9.85	90.15
N°40	0.420	54.30	23.77	76.23
N°100	0.149	118.90	52.06	47.94
N°200	0.074	175.70	76.93	23.07
FUENTE		52.70	23.07	
PESO TOTAL	228.40			

Fuente: Israel Martínez

En la tabla 12 se puede evidenciar los pesos retenidos acumulados, porcentajes retenidos y porcentajes que pasan en las mallas de diferentes aberturas, mediante esta tabla se puede evidenciar que más del 50% de la muestra es retenida en la malla N°200 para cada metro de perforación, lo que clasifica al material como suelo grueso y como en cada metro de perforación más del 50% de la muestra pasa la malla N°4, se considerara al material como una arena, según la clasificación SUCS.

Tabla 14. Clasificación del suelo – Quinta Perforación

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA INGENIERÍA CIVIL				
TABAJO EXPERIMENTAL ESTUDIO DE PELIGRO SÍSMICO DETERMINITA PARA LAS ESTRUCTURAS DE HUACHI SOLÍS, PARROQUIA CELIANO MONGE, CANTÓN AMBATO, PROVINCIA DE TUNGURAHUA				
PERFORACIÓN No 5		COORDENADAS		
Norma: ASTM D421-58 Y D422-63 AASHTO T-87-70 Y T-83-70		X: 764092.39	Y: 9858630.80	Z: 2743 m
PRIMER METRO				
TAMIZ	DIAMETTRO (mm)	PESO RET /ACUM (gr)	% RETENIDO	% QUE PASA
N°4	4.760	0.00	0.00	100.00
N°10	2.000	5.70	1.13	98.87
N°40	0.420	122.00	24.14	75.86
N°100	0.149	303.30	60.01	39.99
N°200	0.074	436.50	86.37	13.63
FUENTE		68.90	13.63	
PESO TOTAL	505.40			
SEGUNDO METRO				
TAMIZ	DIAMETTRO(mm)	PESO RET /ACUM (gr)	% RETENIDO	% QUE PASA
N°4	4.760	0.00	0.00	100.00
N°10	2.000	0.80	0.47	99.53
N°40	0.420	34.10	19.87	80.13
N°100	0.149	111.40	64.92	35.08
N°200	0.074	142.40	82.98	17.02
FUENTE		29.20	17.02	
PESO TOTAL	171.60			
TERCER METRO				
TAMIZ	DIAMETTRO(mm)	PESO RET /ACUM (gr)	% RETENIDO	% QUE PASA
N°4	4.760	1.50	0.52	99.48
N°10	2.000	7.10	2.47	97.53
N°40	0.420	80.50	27.99	72.01
N°100	0.149	188.40	65.51	34.49
N°200	0.074	229.80	79.90	20.10
FUENTE		57.80	20.10	

PESO TOTAL	287.60
---------------	--------

Fuente: Israel Martínez

En la tabla 13 se puede evidenciar los pesos retenidos acumulados, porcentajes retenidos y porcentajes que pasan en las mallas de diferentes aberturas, mediante esta tabla se puede evidenciar que más del 50% de la muestra es retenida en la malla N°200 para cada metro de perforación, lo que clasifica al material como suelo grueso y como en cada metro de perforación más del 50% de la muestra pasa la malla N°4, se considerara al material como una arena, según la clasificación SUCS.

4.1.5 Ensayo de Penetración Estándar (SPT)

Tabla 15. Ensayo de Penetración Estándar – Primera Perforación

<p style="text-align: center;">UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA INGENIERÍA CIVIL</p> <p style="text-align: center;">TABAJO EXPERIMENTAL</p> <p style="text-align: center;">ESTUDIO DE PELIGRO SÍSMICO DETERMINITA PARA LAS ESTRUCTURAS DE HUACHI SOLÍS, PARROQUIA CELIANO MONGE, CANTÓN AMBATO, PROVINCIA DE TUNGURAHUA</p>					
PERFORACIÓN No 1			COORDENADAS		
Norma: ASTM D421-58 Y D422-63 AASHTO T-87-70 Y T-83-70			X: 763847.13	Y: 9858627.35	Z: 2752 m
PROFUNDIDAD EN METROS	NÚMERO DE GOLPES c/d 15cm		N (SPT) FINAL	N (SPT) PROMEDIO	CLASIFICACIÓN S.U.C. S
DE 0 A 1m	15cm	LIMPIEZA DE CAPA VEGETAL			
	30cm				
	45cm				
	60cm				
	75cm				
	90cm				
DE 1 A 2m	15cm	15	31	49	ARENA
	30cm	13			
	45cm	18			
	60cm	29	55		
	75cm	23			
	90cm	32			
DE 2 A 3m	15cm	30	62		ARENA
	30cm	30			
	45cm	32			
	60cm	36	RECHAZO		
	75cm	39			
	90cm	40			

Fuente: Israel Martínez

Tabla 16. Ensayo de Penetración Estándar – Segunda Perforación

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA INGENIERÍA CIVIL					
TABAJO EXPERIMENTAL					
ESTUDIO DE PELIGRO SÍSMICO DETERMINITA PARA LAS ESTRUCTURAS DE HUACHI SOLÍS, PARROQUIA CELIANO MONGE, CANTÓN AMBATO, PROVINCIA DE TUNGURAHUA					
PERFORACIÓN No 2			COORDENADAS		
Norma: ASTM D421-58 Y D422-63 AASHTO T-87-70 Y T-83-70			X: 764081.52	Y: 9858373.84	
Z: 2750 m					
PROFUNDIDAD EN METROS	NÚMERO DE GOLPES c/d 15cm		N (SPT) FINAL	N (SPT) PROMEDIO	CLASIFICACIÓN S.U.C. S
DE 0 A 1m	15cm	LIMPIEZA DE CAPA VEGETAL		38	
	30cm				
	45cm				
	60cm				
	75cm				
	90cm				
DE 1 A 2m	15cm	12	33	38	ARENA
	30cm	16			
	45cm	17			
	60cm	19	37		
	75cm	18			
	90cm	19			
DE 2 A 3m	15cm	14	30	38	ARENA
	30cm	13			
	45cm	17			
	60cm	21	48		
	75cm	23			
	90cm	25			
DE 3 A 4m	15cm	18	44	38	ARENA
	30cm	18			
	45cm	26			
	60cm	31	RECHAZO		
	75cm	40			
	90cm	42			

Fuente: Israel Martínez

Tabla 17. Ensayo de Penetración Estándar – Tercera Perforación

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA INGENIERÍA CIVIL TRABAJO EXPERIMENTAL ESTUDIO DE PELIGRO SÍSMICO DETERMINITA PARA LAS ESTRUCTURAS DE HUACHI SOLÍS, PARROQUIA CELIANO MONGE, CANTÓN AMBATO, PROVINCIA DE TUNGURAHUA					
PERFORACIÓN No 3			COORDENADAS		
Norma: ASTM D421-58 Y D422-63 AASHTO T-87-70 Y T-83-70			X: 764015.27	Y: 9858085.23	
PROFUNDIDAD EN METROS	NÚMERO DE GOLPES c/d 15cm		N (SPT) FINAL	N (SPT) PROMEDIO	CLASIFICACIÓN S.U.C. S
DE 0 A 1m	15cm	LIMPIEZA DE CAPA VEGETAL		46	
	30cm				
	45cm				
	60cm				
	75cm				
	90cm				
DE 1 A 2m	15cm	11	28	46	ARENA
	30cm	14			
	45cm	14			
	60cm	17	38		
	75cm	18			
	90cm	20			
DE 2 A 3m	15cm	19	41	46	ARENA
	30cm	20			
	45cm	21			
	60cm	30	63		
	75cm	31			
	90cm	32			
DE 3 A 4m	15cm	33	62	46	ARENA
	30cm	30			
	45cm	32			
	60cm	38	RECHAZO		
	75cm	39			
	90cm	40			

Fuente: Israel Martínez

Tabla 18. Ensayo de Penetración Estándar – Cuarta Perforación

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA INGENIERÍA CIVIL TRABAJO EXPERIMENTAL ESTUDIO DE PELIGRO SÍSMICO DETERMINITA PARA LAS ESTRUCTURAS DE HUACHI SOLÍS, PARROQUIA CELIANO MONGE, CANTÓN AMBATO, PROVINCIA DE TUNGURAHUA					
PERFORACIÓN No 4			COORDENADAS		
Norma: ASTM D421-58 Y D422-63 AASHTO T-87-70 Y T-83-70			X: 763757.50	Y: 9858159.03	
			Z: 2767 m		
PROFUNDIDAD EN METROS	NÚMERO DE GOLPES c/d 15cm		N (SPT) FINAL	N (SPT) PROMEDIO	CLASIFICACIÓN S.U.C. S
DE 0 A 1m	15cm	LIMPIEZA DE CAPA VEGETAL		48	
	30cm				
	45cm				
	60cm				
	75cm				
	90cm				
DE 1 A 2m	15cm	7	46	48	ARENA
	30cm	22			
	45cm	24			
	60cm	21	44		
	75cm	20			
	90cm	24			
DE 2 A 3m	15cm	17	40	48	ARENA
	30cm	19			
	45cm	21			
	60cm	21	56		
	75cm	28			
	90cm	28			
DE 3 A 4m	15cm	23	58	48	ARENA
	30cm	25			
	45cm	33			
	60cm	30	RECHAZO		
	75cm	39			
	90cm	43			

Fuente: Israel Martínez

Tabla 19. Ensayo de Penetración Estándar – Quinta Perforación

<p style="text-align: center;">UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA INGENIERÍA CIVIL</p> <p style="text-align: center;">TRABAJO EXPERIMENTAL</p> <p style="text-align: center;">ESTUDIO DE PELIGRO SÍSMICO DETERMINITA PARA LAS ESTRUCTURAS DE HUACHI SOLÍS, PARROQUIA CELIANO MONGE, CANTÓN AMBATO, PROVINCIA DE TUNGURAHUA</p>					
PERFORACIÓN No 5			COORDENADAS		
Norma: ASTM D421-58 Y D422-63 AASHTO T-87-70 Y T-83-70			X: 764092.39	Y: 9858630.80	Z: 2743 m
PROFUNDIDAD EN METROS	NÚMERO DE GOLPES c/d 15cm		N (SPT) FINAL	N (SPT) PROMEDIO	CLASIFICACIÓN S.U.C. S
DE 0 A 1m	15cm	LIMPIEZA DE CAPA VEGETAL			
	30cm				
	45cm				
	60cm				
	75cm				
	90cm				
DE 1 A 2m	15cm	11	30	44	ARENA
	30cm	15			
	45cm	15			
	60cm	17	38		
	75cm	16			
	90cm	22			
DE 2 A 3m	15cm	20	46	44	ARENA
	30cm	23			
	45cm	23			
	60cm	23	51		
	75cm	25			
	90cm	26			
DE 3 A 4m	15cm	24	58	44	ARENA
	30cm	27			
	45cm	31			
	60cm	35	RECHAZO		
	75cm	40			
	90cm	42			

Fuente: Israel Martínez

Mediante el empleo del sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS), se pudo determinar el tipo de suelo existente en la zona de estudio, que en este caso para cada metro de perforación se asignó un suelo de tipo arena, mientras que si se utiliza los parámetros establecidos en la tabla N°2 del capítulo peligro sísmico de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), se estable que la mayoría del área en estudio tiene un suelo de tipo D, donde una de las características es que $50 > N > 15$, lo cual se cumple para este tipo de suelo.

4.1.6 Velocidad media de la onda de corte (V_{s30})

La determinación de la velocidad media de la onda de corte se lo debe realizar a una profundidad de 30 m, según estándares a nivel mundial y en la NEC, ya que afectan de mayor manera el comportamiento de la estructura. La determinación de la velocidad media de la onda de corte se la puede llevar a cabo mediante pruebas geofísicas de campo, en ausencia de este tipo de pruebas lo que se debe hacer en recurrir a ecuaciones empíricas que estiman el V_{s30} , mediante la relación número de golpes del ensayo de penetración estándar (SPT) con un determinado coeficiente que varía de acuerdo con el autor.

La velocidad media de la onda de corte depende principalmente de las propiedades del medio en el que se propague, como su densidad y elasticidad, tal es el caso que diferentes autores han propuesto diferentes ecuaciones empíricas para los diferentes tipos de suelo, como se muestra a continuación:

Tabla 20. Ecuaciones para el cálculo del V_{s30} según el numero de golpes (N)

Researcher(s)	All soil (m/s)	Sand (m/s)	Silt (m/s)
Kanai (1966)	$V_s=19*N^{0.6}$	-	-
Shiabata (1970)	-	$V_s=31.7*N^{0.54}$	-
Imai and Yoshimura (1970)	$V_s=76*N^{0.33}$	-	-
Ohba and Toriuma (1970)	$V_s=84*N^{0.31}$	-	-
Ohta et al. (1972)	-	$V_s=87.2*N^{0.30}$	-
Fujiwara (1972)	$V_s=92.1*N^{0.337}$	-	-
Ohsaki and Iwasaki (1973)	$V_s=81.4*N^{0.39}$	-	-
Imai et al. (1975)	$V_s=89.9*N^{0.341}$	-	-
Imai (1977)	$V_s=91*N^{0.337}$	$V_s=80.6*N^{0.331}$	-
Ohta et al. (1978)	$V_s=85.35*N^{0.348}$	-	-

Seed and Idriss (1981)	$V_s=61.4*N^{0.3}$	-	-
Imai and Tonouchi (1982)	$V_s=96.9*N^{0.314}$	-	-
Seed et al. (1983)	-	$V_s=56.4*N^{0.5}$	-
Sykora and Stoke (1983)	-	$V_s=100.5*N^{0.29}$	-
Fumal and Tinsley (1985)	-	$V_s=152+5.1*N^{0.27}$	-
Tonouchi et al. (1983)	$V_s=97*N^{0.314}$	-	-
Jinan (1987)	$V_s=116.1(N+0.3185)^{0.202}$	-	-
Okamoto et al. (1989)	-	$V_s=125*N^{0.3}$	$V_s=105.64*N^{0.32}$
Lee (1990)	-	$V_s=57.4*N^{0.49}$	-
Athnasopoulos (1995)	$V_s=107.6*N^{0.36}$	-	-
Yokota et al (1991)	$V_s=121*N^{0.27}$	-	-
Kalteziotis et al (1992)	$V_s=76.2*N^{0.24}$	-	-
Pitilakis et al. (1992)	-	$V_s=162*N^{0.17}$	-
Raptakis et al. (1995)	-	$V_s=100*N^{0.24}$	-
Ssiman (1995)	$V_s=32.8*N^{0.51}$	-	-
Iyisan (1996)	$V_s=51.5*N^{0.516}$	-	-
Kayabali (1996)	-	$V_s=175+(3.75*N)$	-
Jafari et al. (1997)	$V_s=22*N^{0.85}$	-	-
Pitilakis et al. (1999)	-	$V_s=145*N^{0.178}$	-
Kiku et al. (2001)	$V_s=68.3*N^{0.292}$	-	-
Jafari et al. (2002)	-	-	$V_s=22*N^{0.77}$
Hasancebi and Ulusay (2006)	$V_s=90*N^{0.309}$	$V_s=90.82*N^{0.319}$	-
Hasancebi and Ulusay (2006)	$V_s=104.79*N^{0.26}$	$V_s=131*N^{0.205}$	-
Dikmen (2009)	$V_s=58*N^{0.39}$	$V_s=73*N^{0.33}$	$V_s=60*N^{0.30}$
Uma Maheshwari et al. (2010)	$V_s=95.64*N^{0.301}$	$V_s=100.53*N^{0.265}$	-
Fauzi et al. (2014)	$V_s=105.03*N^{0.286}$	-	-

Fuente: Akin et al. (2011)

Donde:

N: Numero promedio de golpes del ensayo de penetración estándar (SPT)

Vs: Velocidad media de la onda de corte

Mediante el ensayo de penetración estándar realizado a la zona se pudo determinar la tipología del suelo en que se realizara el análisis, para la cual se concluyó que el suelo de la zona es arena (Sand) y por ende se ocuparan las ecuaciones de la tabla N°19 correspondientes a este tipo de suelo.

Tabla 21. Ecuaciones utilizadas para el cálculo del Vs30

Tipo de suelo: Arena (Sand)						
Autores	Ecuación	PERFORACIONES				
		P1	P2	P3	P4	P5
		Velocidad de la onda de corte (m/s)				
Shiabata (1970)	$V_s=31.7*N^{0.54}$	258.278	226.018	250.581	256.407	244.368
Ohta et al. (1972)	$V_s=87.2*N^{0.30}$	280.269	259.688	275.007	278.541	271.364
Imai (1977)	$V_s=80.6*N^{0.331}$	292.274	268.685	286.225	290.286	282.045
Seed et al. (1983)	$V_s=56.4*N^{0.5}$	394.800	347.673	382.523	390.751	374.115
Sykora and Stoke (1983)	$V_s=100.5*N^{0.29}$	310.687	288.605	305.046	308.835	301.139
Fumal and Tinsley (1985)	$V_s=152+5.1*N^{0.27}$	166.586	165.618	166.339	166.505	166.168
Okamoto et al. (1989)	$V_s=125*N^{0.3}$	401.762	372.259	394.219	399.284	388.997
Lee (1990)	$V_s=57.4*N^{0.49}$	386.463	341.198	374.682	382.578	366.609
Pitilakis et al. (1992)	$V_s=162*N^{0.17}$	313.941	300.662	310.587	312.843	308.249
Raptakis et al. (1995)	$V_s=100*N^{0.24}$	254.476	239.413	250.647	253.220	247.987
Kayabali (1996)	$V_s=175+(3.75*N)$	358.750	317.500	347.500	355.000	340.000
Pitilakis et al. (1999)	$V_s=145*N^{0.178}$	289.883	277.057	286.641	288.821	284.382
Hasancebi and Ulusay (2006)	$V_s=90.82*N^{0.319}$	314.307	289.823	308.036	312.246	303.699
Hasancebi and Ulusay (2006)	$V_s=131*N^{0.205}$	290.912	276.138	287.168	289.685	284.563
Dikmen (2009)	$V_s=73*N^{0.33}$	263.686	242.466	258.246	261.898	254.485
Uma Maheshwari et al. (2010)	$V_s=100.53*N^{0.265}$	281.867	263.596	277.285	280.430	274.038

Fuente: Israel Martínez

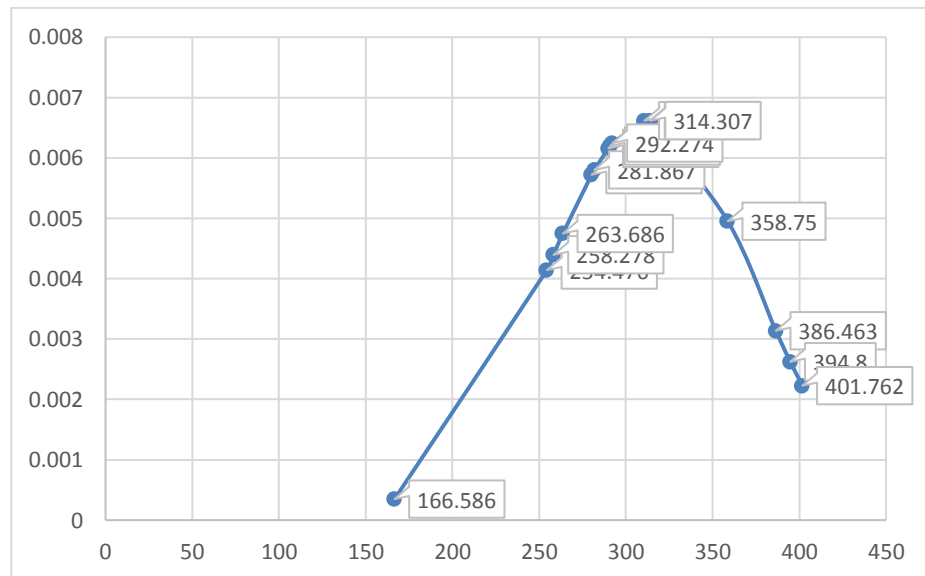
Debido a la existencia de diferentes valores de velocidades de ondas, se procede a la escoger los valores que tengan una distribución nominal similar en cada perforación, para ello hacemos uso de la campana de Gauss.

Tabla 22. Velocidad media de la onda de cortante – Perforación 1

V_s	DISTRIBUCIÓN NORMAL
166.586	0.000348233
254.476	0.004142852
258.278	0.004395121
263.686	0.004747959
280.269	0.005721774
281.867	0.005802309
289.883	0.006158016
290.912	0.006197281
292.274	0.006246836
310.687	0.006616736
313.941	0.006619759
314.307	0.006618892
358.75	0.004951829
386.463	0.00313752
394.8	0.00262417
401.762	0.002227535
Media	312.824
Desviación estándar	60.255

Fuente: Israel Martínez

Figura 28. Campana de Gauss – Perforación 1



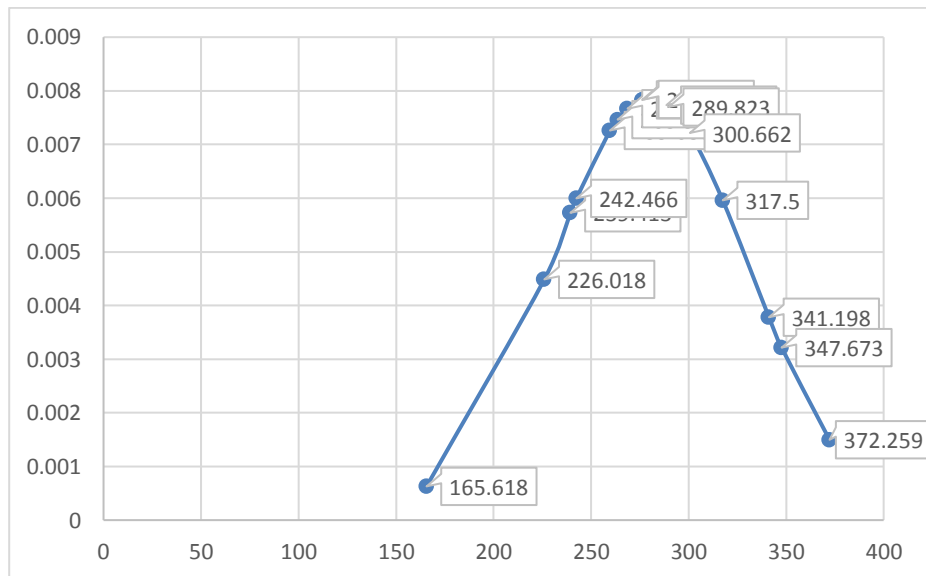
Fuente: Israel Martínez

Tabla 23. Velocidad media de la onda de cortante – Perforación 2

V_s	DISTRIBUCIÓN NORMAL
165.618	0.000629309
226.018	0.004486372
239.413	0.005727079
242.466	0.005996224
259.688	0.007261344
263.596	0.007463414
268.685	0.007666716
276.138	0.007831431
277.057	0.007840294
288.605	0.007733849
289.823	0.007699486
300.662	0.007215386
317.5	0.005960074
341.198	0.00378119
347.673	0.003215138
372.259	0.001498116
Media	279.775
Desviación estándar	50.811

Fuente: Israel Martínez

Figura 29. Campana de Gauss – Perforación 2



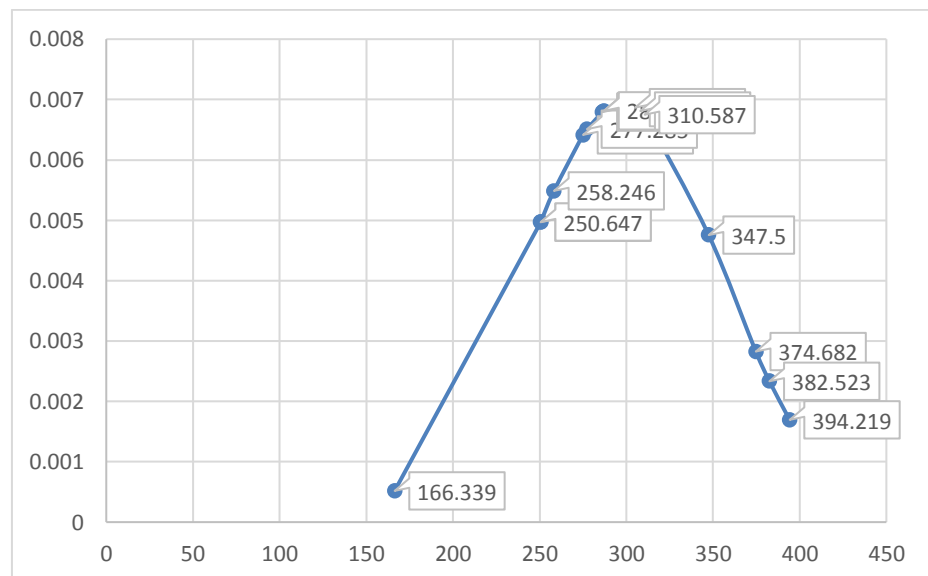
Fuente: Israel Martínez

Tabla 24. Velocidad media de la onda de cortante – Perforación 3

V_s	DISTRIBUCIÓN NORMAL
166.339	0.000517756
250.581	0.004967017
250.647	0.004971654
258.246	0.005487247
275.007	0.006414518
277.285	0.006509425
286.225	0.006792257
286.641	0.006801724
287.168	0.006813225
305.046	0.006866231
308.036	0.006810816
310.587	0.006749505
347.5	0.004754884
374.682	0.002825731
382.523	0.002333293
394.219	0.00169423
Media	297.546
Desviación estándar	57.612

Fuente: Israel Martínez

Figura 30. Campana de Gauss – Perforación 3



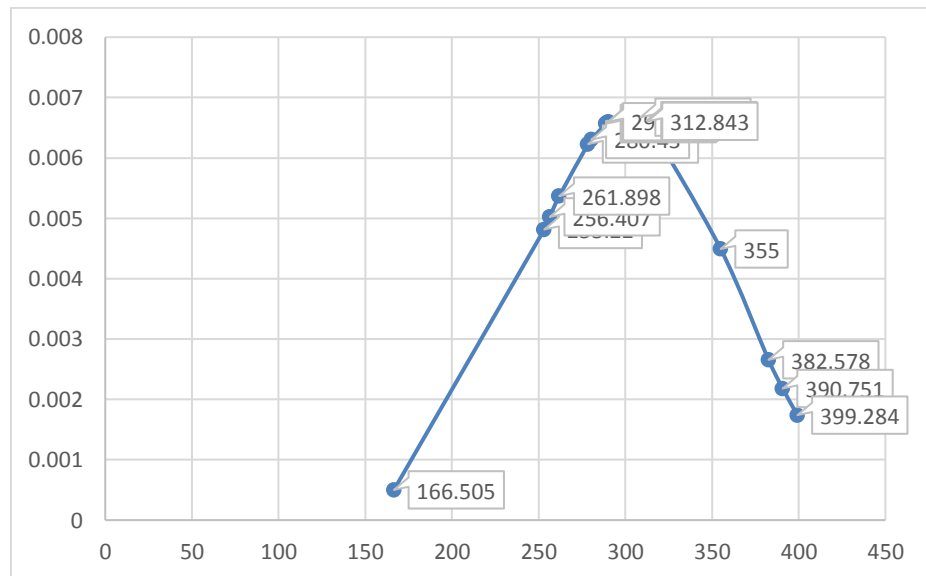
Fuent: Israel Martínez

Tabla 25. Velocidad media de la onda de cortante – Perforación 4

V_s	DISTRIBUCIÓN NORMAL
166.505	0.000501422
253.22	0.004814834
256.407	0.005023609
261.898	0.005368321
278.541	0.006229884
280.43	0.006304605
288.821	0.006566567
289.685	0.006586667
290.286	0.00659986
308.835	0.006674956
312.246	0.006618084
312.843	0.006605936
355	0.004491876
382.578	0.002656088
390.751	0.002180707
399.284	0.001739354
Media	301.708
Desviación estándar	59.337

Fuente: Israel Martínez

Figura 31. Campana de Gauss – Perforación 4



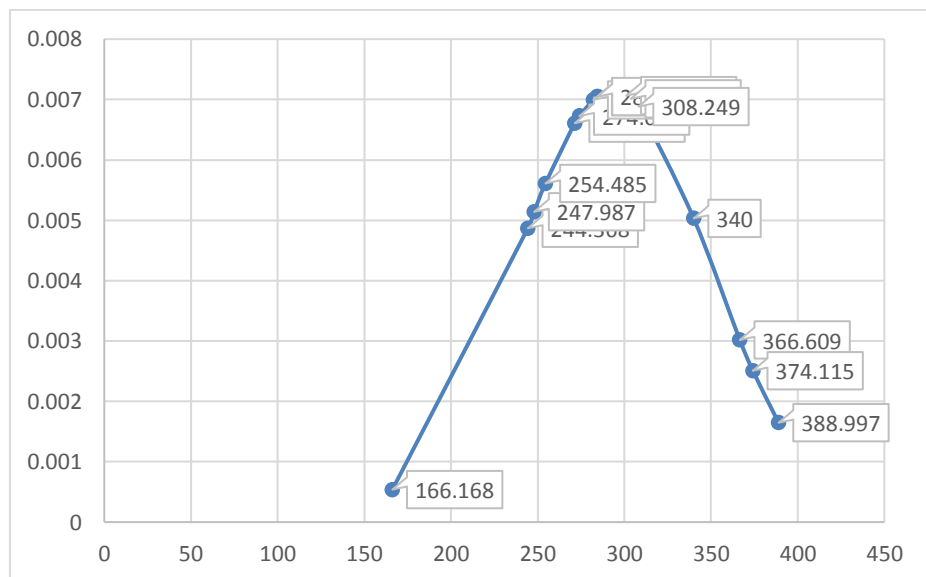
Fuente: Israel Martínez

Tabla 26. Velocidad media de la onda de cortante – Perforación 5

Vs	DISTRIBUCIÓN NORMAL
166.168	0.000538658
244.368	0.004867948
247.987	0.00514068
254.485	0.005609992
271.364	0.006608577
274.038	0.006725846
282.045	0.006993265
284.382	0.007046004
284.563	0.007049592
301.139	0.00706501
303.699	0.007012232
308.249	0.006883686
340	0.005031321
366.609	0.003017972
374.115	0.002507919
388.997	0.001647243
Media	293.263
Desviación estándar	55.910

Fuente: Israel Martínez

Figura 32. Campana de Gauss – Perforación 5



Fuente: Israel Martínez

Para proceder a una mejor selección de la velocidad de onda de corte de cada perforación, hacemos uso de los valores que posean una distribución nominal similar entre sí, de estos valores se obtendrá una velocidad de onda más aproximada a la real de cada perforación. A continuación, se muestran los valores de Vs para cada perforación de acuerdo con su distribución.

Tabla 27. Velocidad media de la onda de cortante vs Distribución Normal

PERF 1		PERF 2		PERF 3		PERF 4		PERF 5	
Vs 30	DIST	Vs 30	DIST	Vs 30	DIST	Vs 30	DIST	Vs 30	DIST
280.269	0.0057	259.688	0.0072	275.007	0.0064	278.541	0.0062	271.364	0.0066
281.867	0.0058	263.596	0.0074	277.285	0.0065	280.43	0.0063	274.038	0.0067
289.883	0.0061	268.685	0.0076	286.225	0.0067	288.821	0.0065	282.045	0.0069
290.912	0.0061	276.138	0.0078	286.641	0.0068	289.685	0.0065	284.382	0.0070
292.274	0.0062	277.057	0.0078	287.168	0.0068	290.286	0.0065	284.563	0.0070
310.687	0.0066	288.605	0.0077	305.046	0.0068	308.835	0.0066	301.139	0.0070
313.941	0.0066	289.823	0.0076	308.036	0.0068	312.246	0.0066	303.699	0.0070
314.307	0.00661	300.662	0.0072	310.587	0.0067	312.843	0.0066	308.249	0.0068

Fuente: Israel Martínez

Con los datos obtenidos en la tabla N°25 de este trabajo podemos determinar la velocidad media de la onda de corte de los diferentes puntos de perforación correspondientes a la zona en estudio

Tabla 28. Velocidad media de la onda de cortante por perforación

PERFORACION No	N _{SPT}	TIPO DE PERFIL - NEC	TIPO DE PERFIL - SUCS	Vs 30 (m/s)	Vs 30 (m/s) promedio
1	49	D	SM	290.912	285.552
2	38	D	SM	276.138	
3	46	D	SM	286.641	
4	48	D	SM	289.685	
5	44	D	SM	284.382	

Fuente: Israel Martínez

Según la clasificación de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), uno de los parámetros que clasifican a los suelos como tipo D es que la velocidad media de onda de corte se encuentre entre $360 \text{ m/s} > V_s > 180 \text{ m/s}$, es aquí en donde podemos ratificar que el tipo de suelo asignado a la zona de estudio es el correcto, ya que el Vs 30 promedio en nuestro caso es de 285.552 m/s, cumpliendo con lo establecido con la NEC – 15.

4.2 ECUACIONES DE ATENUACIÓN PARA FALLA CORTICAL

4.2.1 Modelo Boore y Atkinson (2008)

El modelo de Boore y Atkinson se enfoca principalmente en sismos corticales, en donde cuya profundidad focal se encuentra entre 2 y 31 km. Este modelo es aplicable en las ocasiones en donde el V_{s30} (velocidad media de la onda de corte) se encuentre entre 180 m/s y 1300 m/s, esta característica no es aplicable para sitios con roca muy dura.

Boore en 1997 se basó en datos limitados para la publicación de GMPE, mientras que en 2008 con la ayuda del proyecto de atenuación PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center) en donde se encuentran recopilados miles de datos de sismos en zonas tectónicamente activas. Los datos que se utilizaron se fundamentan en la magnitud de momento sísmico M , la distancia a la falla y la velocidad media de la onda de cortante. La magnitud momento sísmico controla el movimiento del suelo en el sitio de estudio.

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

El modelo de Boore y Atkinson (2008), está compuesta por tres funciones, las cuales son: F_D que controla la función de distancia, F_M que representa el escalamiento de magnitud y F_S que representa la función de amplificación de sitio.

- La función de distancia F_D , viene dada por la expresión:

$$F_D(R_{JB}, M) = [c1 + c2(M - M_{ref})] \ln(R/R_{ref}) + c3(R - R_{ref})$$

Donde:

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

$M_{ref} = 4.5$

$R_{ref} = 1 \text{ Km}$

$c1$, $c2$, $c3$ y h son coeficientes por determinar del análisis

- Escalamiento de momento FM, viene dada por la expresión:

a) $M \leq Mh$

$$FM(M) = e1U + e2SS + e3NS + e4RS + e5(M - Mh) + e6(M - Mh)^2$$

b) $M > Mh$

$$FM(M) = e1U + e2SS + e3NS + e4RS + e7(M - Mh)$$

En el modelo de Boore y Atkinson (2008), se utiliza nomenclatura artificial para identificar los diferentes tipos de falla para facilitar su aplicación. En la función que representa el escalamiento de momento FM se utiliza la siguiente denominación:

Tabla 29. Nomenclatura para los tipos de falla

TIPO DE FALLA	NOMENCLATURA
No especificada	U
Deslizamiento	SS
Normal	NS
Inversa	RS

Fuente: Boore y Atkinson

La variable Mh representa el factor de escala de magnitud para el modelo es establecido por el análisis del método.

- La función de amplificación de sitio FS, viene dada por la expresión:

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

La amplificación de sitio está dominada por el comportamiento lineal y no lineal del sitio en estudio. El comportamiento lineal F_{LIN} del sitio en estudi se expresa de la siguiente manera:

$$F_{LIN} = blin * \ln(Vs30/Vref)$$

Donde:

- b_{lin} , coeficiente dependiente del periodo
- V_{s30} es la velocidad media de la onda de cortante
- V_{ref} , es la velocidad de referencia estipulada, la cual es igual a 760 m/s

Para el comportamiento no lineal F_{NL} se emplearán ecuaciones de acuerdo con las diferentes condiciones que pueden presentarse en la parte no lineal.

a) $pga_{4nl} \leq a1$

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

b) $a1 < pga_{4nl} \leq a2$

$$F_{NL} = b_{nl} * \ln(pga_{low}/0.1 + c[\ln(pga_{4nl}/a1)]^2 + d[\ln(pga_{4nl}/a1)]^3$$

c) $a2 < pga_{4nl}$

$$F_{NL} = b_{nl} * \ln(pga_{4nl}/0.1)$$

En el método de Boore y Atkinson (2008), se asigna variables que ayuden de una manera más eficiente a la transición entre el comportamiento lineal y no lineal para lo cual se ha utilizado la siguiente variable, cuyo valor fue previamente establecido ($pga_{low} = 0.06$), mientras que pga_{4nl} es la predicción del PGA en g asignada a la velocidad de referencia $V_{ref} = 760$ m/s.

Para controlar el nivel de amplificación entre el comportamiento lineal y no lineal se utilizarán variables aleatorias que ayudarán a controlar este fenómeno. En este método se utilizarán los siguientes valores

Tabla 30. Variables de amplificación

Variable	Valor
a1	0.03 g
a2	0.09 g
Donde:	
<ul style="list-style-type: none"> • a1, coeficiente de amplificación lineal • a2, coeficiente de amplificación no lineal 	

Fuente: Boore y Atkinson

Las ecuaciones de los literales a, b y c parten del comportamiento no lineal del suelo en estudio. Las ecuaciones del literal a y c, son necesarias debido a las siguientes razones:

- Para evitar un aumento indefinido de la amplificación no lineal mientras que el pga_{nl} disminuye.
- Para suavizar la transición del comportamiento lineal al no lineal.

Los coeficientes c y d vienen dados por:

$$c = (3\Delta y - bnl\Delta x)/\Delta x^2$$

$$d = (2\Delta y - bnl\Delta x)/\Delta x^3$$

Donde:

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

$$\Delta y = bnl * \ln(a_2/pga_{low})$$

La pendiente no lineal bnl es una función que viene representada por ambos periodos y el V_{s30} . El cálculo de la pendiente no lineal debe calcularse en base a las siguientes condiciones:

a) $V_{s30} \leq V_1$

$$bnl = b_1$$

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

$$bnl = (b_1 - b_2)\ln(V_{s30}/V_2)\ln(V_1/V_2) + b_2$$

c) $V_2 < V_{s30} < V_{ref}$

$$bnl = b_2\ln(V_{s30}/V_{ref})/\ln(V_2/V_{ref})$$

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

$$bnl = 0.0$$

Donde:

- $V1=180$ m/s y $V2=300$ m/s
- b_1 y b_2 , coeficientes dependientes del periodo, en consecuencia, b_{lin} es una función dependiente del periodo igual que el $Vs30$

Tabla 31. Coeficiente de amplificación de sitio dependientes del periodo

Period	b_{lin}	b_1	b_2
PGV	-0.600	-0.500	-0.06
PGA	-0.360	-0.640	-0.14
0.010	-0.360	-0.640	-0.14
0.020	-0.340	-0.630	-0.12
0.030	-0.330	-0.620	-0.11
0.050	-0.290	-0.640	-0.11
0.075	-0.230	-0.640	-0.11
0.100	-0.250	-0.600	-0.13
0.150	-0.280	-0.530	-0.18
0.200	-0.310	-0.520	-0.19
0.250	-0.390	-0.520	-0.16
0.300	-0.440	-0.520	-0.14
0.400	-0.500	-0.510	-0.10
0.500	-0.600	-0.500	-0.06
0.750	-0.690	-0.470	0.00
1.000	-0.700	-0.440	0.00
1.500	-0.720	-0.400	0.00
2.000	-0.730	-0.380	0.00
3.000	-0.740	-0.340	0.00
4.000	-0.750	-0.310	0.00
5.000	-0.750	-0.291	0.00
7.500	-0.692	-0.247	0.00
10.000	-0.650	-0.215	0.00

Fuente: Boore y Atkinson (2008)

Este modelo de predicción debe ser utilizado en los casos que las variables de predicción sísmica se encuentren dentro de los siguientes rangos

- $M = 5 - 8$
- $R_{JB} < 200$ km
- $Vs30 = 180 - 1300$ m/s

Estos límites son estimaciones basadas en las distribuciones de las grabaciones utilizadas para desarrollar las ecuaciones.

Tabla 32. Valores empleados en el modelo de Boore y Atkinson

Mw	6.50	R_{JB} (km)	0.21	Falla Ambato	Vs30 (m/s)	285.55		
Mw	6.30	R_{JB} (km)	1.51	Falla Huachi				
Mw	6.50	R_{JB} (km)	3.81	Falla Totoras				
Tipo de Falla								
		U	SS	NS	RS			
	Inversa	0	0	0	1			
a1								
	a2	pga_low	V1 (m/s)	V2 (m/s)	V ref. (m/s)	M ref.	Mh	R ref. (km)
0.03	0.09	0.06	180	300	760	4.50	6.75	1

Fuente: Israel Martínez

4.2.2 Modelo Akkar y Bommer (2010)

El modelo está basado en Akkar y Bommer (2007a), el cual uso la misma base de datos que Ambraseys et. At (2005). La creación de la ecuación de Akkar y Bommer, no se debió a deficiencias existentes en el modelo de Ambraseys, más bien su origen se fundamentó en ampliar el rango de periodos de respuesta, ya que Ambraseys solo cubrió un rango hasta 2.5 segundos.

Por esta razón la ecuación de Akkar y Bommer (2007a), se derivaron para predecir los desplazamientos espectrales (SD) y también para determinar la aceleración espectral máxima del terreno (PGA). En el modelo de Akkar y Bommer (2007a) se debe trazar curvas de atenuación para valores medios de PGA y ordenadas espectrales medianas para varios escenarios de magnitud – distancia, estos valores fueron ratificados por otras ecuaciones de la nueva generación de atenuación (NGA)

$$\begin{aligned} \text{Log } y = & b_1 + b_2M + b_3M^2 + (b_4 + b_5M)\log \sqrt{R_{JB}^2 + b_6^2} + b_7S_S + b_8S_A + b_9F_N \\ & + b_{10}F_R + \varepsilon\sigma \end{aligned}$$

Donde

- el valor de Y viene en cm/s^2
- $b_1, b_2, b_3, b_4, b_5, b_6, b_7, b_8, b_9, b_{10}$ son coeficientes para aceleraciones pseudo-espectrales.
- σ , desviación estándar total.

La variabilidad se determinará a partir de la desviación estándar total la cual se descompone en dos eventos, inter-evento (σ_1) e intra-evento(σ_2). La desviación estándar esta dada por la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de sus eventos como se muestra a continuación:

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

En este método se ha utilizado tres tipos de categorías que diferencian a los suelos blandos, de los suelos rígidos y de los sitios que poseen roca, dicha categorización se muestra a continuación:

Tabla 33. Categorización del suelo

Tipo de suelo	Para Vs30 (m/s)	SS	SA
Blando	Vs30 < 360 m/s	1	1
Rígido		1	1
Roca	Vs30 > 750 m/s	0	0

Fuente: Akkar y Bommer

De la misma manera que en el tipo de suelos se han estipulado categorías mecánicas que ayuden a identificar el tipo de falla.

Tabla 34. Categorización de las fallas

Tipo de falla	FN	FR
Falla norma	1	1
Falla inversa	1	1
Falla trancurrente	0	0

Fuente: Akkar y Bommer

Los valores para aceleraciones pseudo-espectral y desviaciones estándar se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 35. Coeficiente de aceleración pseudo-espectral - Modelo Akkar y Bommer

T	b_1	b_2	b_3	b_4	b_5	b_6	b_7	b_8	b_9	b_{10}	σ_1	σ_2
0.00	1.04159	0.91333	-0.08140	-2.92728	0.28120	7.86638	0.08753	0.01527	-0.04189	0.08015	0.2610	0.0994
0.05	2.11528	0.72571	-0.07351	-3.33201	0.33534	7.74734	0.04707	-0.02426	-0.04260	0.08649	0.2720	0.1142
0.10	2.11994	0.75179	-0.07448	-3.10538	0.30253	8.21405	0.02667	-0.00062	-0.04906	0.07910	0.2728	0.1167
0.15	1.64489	0.83683	-0.07544	-2.75848	0.25490	8.31786	0.02578	0.01703	-0.04184	0.07840	0.2788	0.1192
0.20	0.92065	0.96815	-0.07903	-2.49264	0.21790	8.21914	0.06557	0.02105	-0.02098	0.08438	0.2821	0.1081
0.25	0.13978	1.13068	-0.08761	-2.33824	0.20089	7.20688	0.09810	0.03919	-0.04853	0.08577	0.2871	0.0990
0.30	-0.84006	1.37439	-0.10349	-2.19123	0.18139	6.54299	0.12847	0.04340	-0.05554	0.09221	0.2902	0.0976
0.35	-1.32207	1.47055	-0.10873	-2.12993	0.17485	6.24751	0.16213	0.06695	-0.04722	0.09003	0.2983	0.1054
0.40	-1.70320	1.55930	-0.11388	-2.12718	0.17137	6.57173	0.21222	0.09201	-0.05145	0.09903	0.2998	0.1101
0.45	-1.97201	1.61645	-0.11742	-2.16619	0.17700	6.78082	0.24121	0.11675	-0.05202	0.09943	0.3037	0.1123
0.50	-2.76925	1.83268	-0.13202	-2.12969	0.16877	7.17423	0.25944	0.13562	-0.04283	0.08579	0.3078	0.1163
0.55	-3.51672	2.02523	-0.14495	-2.04211	0.15617	6.76170	0.26498	0.14446	-0.04259	0.06945	0.3070	0.1274
0.60	-3.92759	2.08471	-0.14648	-1.88144	0.13621	6.10103	0.27718	0.15156	-0.03853	0.05932	0.3007	0.1430
0.65	-4.49490	2.21154	-0.15522	-1.79031	0.12916	5.19135	0.28574	0.15239	-0.03423	0.05111	0.3004	0.1546
0.70	-4.62925	2.21764	-0.15491	-1.79800	0.13495	4.46323	0.30348	0.15652	-0.04146	0.04661	0.2978	0.1626
0.75	-4.95053	2.29142	-0.15983	-1.81321	0.13920	4.27945	0.31516	0.16333	-0.04050	0.04253	0.2973	0.1602
0.80	-5.32863	2.38389	-0.16571	-1.77273	0.13273	4.37011	0.32153	0.17366	-0.03946	0.03373	0.2927	0.1584
0.85	-5.75799	2.50635	-0.17479	-1.77068	0.13096	4.62192	0.33520	0.18480	-0.03786	0.02867	0.2917	0.1543
0.90	-5.82689	2.50287	-0.17367	-1.76295	0.13059	4.65393	0.34849	0.19061	-0.02884	0.02475	0.2915	0.1521
0.95	-5.90592	2.51405	-0.17417	-1.79854	0.13535	4.84540	0.35919	0.19411	-0.02209	0.02502	0.2912	0.1484
1.00	-6.17066	2.58558	-0.17938	-1.80717	0.13599	4.97596	0.36619	0.19519	-0.02269	0.02121	0.2895	0.1483
1.05	-6.60337	2.69584	-0.18646	-1.73843	0.12485	5.04489	0.37278	0.19461	-0.02613	0.01115	0.2888	0.1465
1.10	-6.90379	2.77044	-0.19171	-1.71109	0.12227	5.00975	0.37756	0.19423	-0.02655	0.00140	0.2896	0.1427
1.15	-6.96180	2.75857	-0.18890	-1.66588	0.11447	5.08902	0.38149	0.19402	-0.02088	0.00148	0.2871	0.1435
1.20	-6.99236	2.73427	-0.18491	-1.59120	0.10265	5.03274	0.38120	0.19309	-0.01623	0.00413	0.2878	0.1439
1.25	-6.74613	2.62375	-0.17392	-1.52886	0.09129	5.08347	0.38782	0.19392	-0.01826	0.00413	0.2863	0.1453
1.30	-6.51719	2.51869	-0.16330	-1.46527	0.08005	5.14423	0.38862	0.19273	-0.01902	-0.00369	0.2869	0.1427
1.35	-6.55821	2.52238	-0.16307	-1.48223	0.08173	5.29006	0.38677	0.19082	-0.01842	-0.00897	0.2885	0.1428
1.40	-6.61945	2.52611	-0.16274	-1.48257	0.08213	5.33490	0.38625	0.19285	-0.01607	-0.00876	0.2875	0.1458
1.45	-6.62737	2.49858	-0.15910	-1.43310	0.07577	5.19412	0.38285	0.19161	-0.01288	-0.00564	0.2857	0.1477
1.50	-6.71787	2.49486	-0.15689	-1.35301	0.06379	5.15750	0.37867	0.18812	-0.01208	-0.00215	0.2839	0.1468
1.55	-6.80776	2.50291	-0.15629	-1.31227	0.05697	5.27441	0.37267	0.18568	-0.00845	-0.00047	0.2845	0.1450
1.60	-6.83632	2.51009	-0.15676	-1.33260	0.05870	5.54539	0.36952	0.18149	-0.00533	-0.00006	0.2844	0.1457
1.65	-6.88684	2.54048	-0.15995	-1.40931	0.06860	5.93828	0.36531	0.17617	-0.00852	-0.00301	0.2841	0.1503
1.70	-6.94600	2.57151	-0.16294	-1.47676	0.07672	6.36599	0.35936	0.17301	-0.01204	-0.00744	0.2840	0.1537
1.75	-7.09166	2.62938	-0.16794	-1.54037	0.08428	6.82292	0.35284	0.16945	-0.01386	-0.01387	0.2840	0.1558
1.80	-7.22818	2.66824	-0.17057	-1.54273	0.08325	7.11603	0.34775	0.16743	-0.01402	-0.01492	0.2834	0.1582
1.85	-7.29772	2.67565	-0.17004	-1.50936	0.07663	7.31928	0.34561	0.16730	-0.01526	-0.01192	0.2828	0.1592
1.90	-7.35522	2.67749	-0.16934	-1.46988	0.07065	7.25988	0.34142	0.16325	-0.01563	-0.00703	0.2826	0.1611
1.95	-7.40716	2.68206	-0.16906	-1.43816	0.06525	7.25344	0.33720	0.16171	-0.01848	-0.00351	0.2832	0.1642
2.00	-7.50404	2.71004	-0.17130	-1.44395	0.06602	7.26059	0.33298	0.15839	-0.02258	-0.00486	0.2835	0.1657
2.05	-7.55598	2.72737	-0.17291	-1.45794	0.06774	7.40320	0.33010	0.15496	-0.02626	-0.00731	0.2836	0.1665
2.10	-7.53463	2.71709	-0.17221	-1.46662	0.06940	7.46168	0.32645	0.15337	-0.02920	-0.00871	0.2832	0.1663
2.15	-7.50811	2.71035	-0.17212	-1.49679	0.07429	7.51273	0.32439	0.15264	-0.03484	-0.01225	0.2830	0.1661
2.20	-8.09168	2.91159	-0.18920	-1.55644	0.08428	7.77062	0.31354	0.14430	-0.03985	-0.01927	0.2830	0.1627
2.25	-8.11057	2.92087	-0.19044	-1.59537	0.09052	7.87702	0.30997	0.14430	-0.04155	-0.02322	0.2830	0.1627
2.30	-8.16272	2.93325	-0.19155	-1.60461	0.09284	7.91753	0.30826	0.14412	-0.04238	-0.02626	0.2829	0.1633

Fuente: Akkar y Bommer

Este modelo de predicción debe ser utilizado en los casos que las variables de predicción sísmica se encuentren dentro de los siguientes rangos

- $M = 5 - 7.6$

Tabla 36. Valores empleados en el modelo de Akkar y Bommer

M_w	6.50	R_{JB} (km)	0.21	Falla Ambato	V_{s30} (m/s)	285.55
M_w	6.30	R_{JB} (km)	1.51	Falla Huachi		
M_w	6.50	R_{JB} (km)	3.81	Falla Totoras		
Tipo de Falla	F_N	F_R	Si V_{s30} < 360 m/s		S_s	S_A
Inversa	0	1	Suelo Blando		1	0

Fuente: Israel Martínez

4.2.3 Modelo Kanno (2006)

Después del terremoto de 1995 en Hyogo – Ken, Kobe, el gobierno de Japón para evitar futuros desastres sísmicos, procedió a la creación de un gran número de estaciones de observación de movimiento fuerte, incluyendo K-NET (Kinoshita 1998). En 2005 la sede de Earthquake Research Promotion publicó mapas nacionales de peligros sísmicos en un 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 registra movimientos de tierras fuertes japoneses entre 1963 y 2003.

La existencia de dos tipos de ecuaciones se debe al movimiento del suelo ya que las amplitudes de los movimientos del suelo con una profundidad mayor a 30 km son considerablemente diferentes a los eventos superficiales, de ahí que se derivan dos tipos de ecuación.

Si $D \leq 30$ Km

$$\text{Log pre} = a_1 M_w + b_1 X - \log(X + d_1 * 10^{e_1 M_w}) + C_1 + \varepsilon_1$$

Si $D > 30$ Km

$$\text{Log pre} = a_2 M_w + b_2 X - \log(X) + C_2 + \varepsilon_2$$

Donde

- Pre, es el PGA pronosticado en cm/s^2
- D, es la profundidad focal en km
- a_1 , b_1 , c_1 , d_1 , a_2 , b_2 y c_2 , son coeficientes de regresión
- ε_1 y ε_2 errores entre los valores observados.

En el 2004 Takahashi determino el coeficiente de Mw en términos de la distancia agregada con la variable e1, cuyo valor es 0.5 en escala logarítmica de base diez.

Para el presente estudio utilizaremos la ecuación en donde la profundidad focal es menor o igual a 30 Km, debido a que el estudio se lo realizara en fallas corticas. En base a esta consideración procedemos a utilizar la siguiente con los valores requeridos.

Tabla 37. Coeficiente de regresión para el modelo de eventos superficiales

Period	a_1	b_1	c_1	d_1	e_1
PGA	0.56	-0.0031	0.26	0.0055	0.37
5% Damped Acceleration Response Spectra (sec)					
0.05	0.54	-0.0035	0.48	0.0061	0.37
0.06	0.54	-0.0037	0.57	0.0065	0.38
0.07	0.53	-0.0039	0.67	0.0066	0.38
0.08	0.52	-0.0040	0.75	0.0069	0.39
0.09	0.52	-0.0041	0.80	0.0071	0.40
0.10	0.52	-0.0041	0.85	0.0073	0.40
0.11	0.50	-0.0040	0.96	0.0061	0.40
0.12	0.51	-0.0040	0.93	0.0062	0.40
0.13	0.51	-0.0039	0.91	0.0062	0.40
0.15	0.52	-0.0038	0.89	0.0060	0.41
0.17	0.53	-0.0037	0.84	0.0056	0.41
0.20	0.54	-0.0034	0.76	0.0053	0.40
0.22	0.54	-0.0032	0.73	0.0048	0.40
0.25	0.54	-0.0029	0.66	0.0044	0.40
0.30	0.56	-0.0026	0.51	0.0039	0.39
0.35	0.56	-0.0024	0.42	0.0036	0.40
0.40	0.58	-0.0021	0.26	0.0033	0.40
0.45	0.59	-0.0019	0.13	0.0030	0.41
0.50	0.59	-0.0016	0.04	0.0022	0.41
0.60	0.62	-0.0014	-0.22	0.0025	0.41
0.70	0.63	-0.0012	-0.37	0.0022	0.41
0.80	0.65	-0.0011	-0.54	0.0020	0.41
0.90	0.68	-0.0009	-0.80	0.0019	0.41
1.00	0.71	-0.0009	-1.04	0.0021	0.41
1.10	0.72	-0.0007	-1.19	0.0018	0.41
1.20	0.73	-0.0006	-1.32	0.0014	0.41
1.30	0.74	-0.0006	-1.44	0.0014	0.41
1.50	0.77	-0.0005	-1.70	0.0017	0.40
1.70	0.79	-0.0005	-1.89	0.0019	0.39
2.00	0.80	-0.0004	-2.08	0.0020	0.39
2.20	0.82	-0.0004	-2.24	0.0022	0.38
2.50	0.84	-0.0003	-2.46	0.0023	0.38
3.00	0.86	-0.0002	-2.72	0.0021	0.38
3.50	0.90	-0.0003	-2.99	0.0032	0.37
4.00	0.92	-0.0005	-3.21	0.0045	0.38
4.50	0.94	-0.0007	-3.39	0.0064	0.38
5.00	0.92	-0.0004	-3.35	0.0030	0.38
PGV	0.70	-0.0009	-1.93	0.0022	0.32

Fuente: Tatsuo Kanno

En el caso de terremotos poco profundos, se empleó un procedimiento iterativo, debido al termino no lineal de la ecuación que cumple con la característica $D \leq 30$ km. El esquema de ponderación no tiene un significado físico, pero es un enfoque necesario para aumentar la potencia de los datos recogidos cercanos a la fuente. El método de ponderación requiere la utilización de distancias de X para suelos poco profundos.

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

Estas ecuaciones deben ser utilizadas para:

- Para eventos poco profundos la profundidad focal debe estar entre 0 y 30 km
- Para eventos profundos la profundidad focal debe estar entre 30 y 180 km
- Para una magnitud de momento mayor o igual a 5.5
- Tenga en cuenta que la saturación de amplitud en distancias cortas para el modelo superficial está controlada por eventos corticales, por lo que la región dentro de varias decenas de kilómetros de eventos de inter-placa grandes ($M_w > 8.0$) queda fuera del rango de datos.

Tabla 38. Valores empleados en el modelo de Kanno

M_w	6.50	R_{JB} (km)	0.21	Falla Ambato	V_{s30} (m/s)	285.55
M_w	6.30	R_{JB} (km)	1.51	Falla Huachi		
M_w	6.50	R_{JB} (km)	3.81	Falla Totoras		
Tipo de Evento		Superficial				

Fuente: Israel Martínez

4.3 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 los 100 km, y en este tipo de modelos utilizan profundidades focales iguales a 125 km.

4.3.1 Modelo Youngs (1997)

El modelo de Youngs (1997), presenta las ecuaciones de atenuación para terremotos que se generan en la zona de subducción. Se consideran dos tipos de terremotos en la zona de subducción: terremotos interplaca e intraplaca.

Los terremotos interplaca de la zona de subducción son eventos de empuje, que se producen entre los lugares de subducción y de superposición. Los terremotos de intraplaca de la zona de subducción ocurren dentro de la subducción de la placa oceánica y son típicos en fallas normales que poseen un ángulo de inclinación alto.

Las ecuaciones de atenuación publicadas para movimientos en la zona de subducción manifiestan que, a profundidades focales mayores a 50 km, son sustancialmente mayores que los terremotos corticales en las regiones tectónicamente activas.

En el modelo de Youngs (1997), existen dos tipos de modelos de predicción, uno para sitios rocosos y otra para suelos. Para nuestro estudio utilizaremos el modelo y coeficientes para suelos, los cuales se muestran a continuación:

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

Donde

- Y, es la aceleración espectral en g
- M, es la magnitud de momento
- H, profundidad focal en km
- Zt, lugar de origen o fuente, 0 para interplaca, 1 para intraplaca.

El modelo de Youngs (1997), propone la identificación o categorización para el sitio en estudio al momento de hacer la regresión.

- Roca: Zds = 0, Zss = 0, Zr = 1, cuando existe aproximadamente 1 metro de suelo sobre roca erosionada
- Suelo profundo: Zds = 1, Zss = 0, Zr = 0, cuando la profundidad hasta la roca madre es mayor a 20 m.
- Suelo poco profundo: Zds = 0, Zss = 1, Zr = 0, cuando la profundidad hasta el lecho rocoso es inferior a 20 m

Estas ecuaciones deben ser usadas para magnitudes desde Mw = 5 y cuyas profundidades focales se encuentre entre 10 y 229 km. A continuación, se muestran los valores de los coeficientes a ser utilizados en el modelo.

Tabla 39. Relación de atenuación para aceleración espectral para subducción

Period(s)	C_1	C_2	C_3	C_4^*	C_5^*
PGA	0.0	0.0	-2.329	1.45	-0.1
0.075	2.400	-0.0019	-2.697	1.45	-0.1
0.1	2.516	-0.0019	-2.697	1.45	-0.1
0.2	1.549	-0.0019	-2.464	1.45	-0.1
0.3	0.793	-0.0020	-2.327	1.45	-0.1
0.4	0.144	-0.0020	-2.230	1.45	-0.1
0.5	-0.438	-0.0035	-2.140	1.45	-0.1
0.75	-1.704	-0.0048	-1.952	1.45	-0.1
1.0	-2.870	-0.0066	-1.785	1.45	-0.1
1.5	-5.101	-0.0114	-1.470	1.50	-0.1
2.0	-6.433	-0.0164	-1.290	1.55	-0.1
3.0	-6.672	-0.0221	-1.347	1.65	-0.1
4.0	-7.618	-0.0235	-1.272	1.65	-0.1

Fuente: Youngs (1997)

Tabla 40. Valores empleados en el modelo de Youngs

Mw	R _{JB} (km)	H (km)	Tipo Tectónico	Z _T
8.9	307.9	50	Intraplaca	1

Fuente: Israel Martínez

4.3.2 Modelo Zhao (2006)

Japón se encuentra en una zona sísmica activa, debido a las rutas de propagación de las ondas sísmicas desde la fuente o hipocentro a la superficie, ya que estas varían de un terremoto a otro, sin importar que posean la misma magnitud y profundidad focal. El ingeniero utiliza modelos de atenuación para estimar las fuerzas y desplazamientos inducidos en las estructuras de ingeniería.

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

$$r = x + c \exp(dMw)$$

Donde:

- y , es la aceleración máxima del sitio en cm/s^2
- Mw , magnitud de momento actual
- X , es la distancia a la fuente en km
- h , profundidad focal en km
- Ck , termino de clase de sitio determinado.
- hc , constante de profundidad
- r , es el error dentro del evento

El parámetro FR o falla inversa se aplicará solo a eventos corticales con su respectivo valor y para los demás eventos se utilizará 0. El término SI representa el parámetro de fuente de tipo tectónico el cual es aplicable para eventos interplaca y tiene un valor de 0 para el resto de los eventos.

Ss se aplica únicamente para eventos de subducción y de igual manera es cero para los demás eventos. SSL es el término de modificación de trayectoria independiente de la magnitud para los eventos de intraplaca.

El término de profundidad $e(h - h_c)$ debe considerar las siguientes condiciones:

- Si $h < h_c \rightarrow \delta h = 0$
- Si $h \geq h_c \rightarrow \delta h = 1$

Cuando h es mayor que 125 km, se seleccionará $h = 125$ km, para que sea un valor constante para los terremotos más profundos, es decir que la profundidad máxima será 125 km

Tabla 41. Coeficientes de fuente y trayectoria usados en el proyecto

Period (sec)	a	b	c	d	e	S_{SI}	S_I	S_S	S_{SSL}
PGA	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	0.269	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	1.200	-0.00422	0.0100	0.959	0.01257	0.248	-0.041	2.432	-0.506
0.50	1.250	-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	-0.321	0.966	-0.248
2.50	1.748	-0.00187	0.0028	1.052	0.00776	0.262	-0.337	0.789	-0.221
3.00	1.759	-0.00147	0.0032	1.025	0.00644	0.307	-0.331	1.037	-0.263
4.00	1.826	-0.00195	0.0040	1.044	0.00590	0.353	-0.390	0.561	-0.169
5.00	1.825	-0.00237	0.0050	1.065	0.00510	0.248	-0.498	0.225	-0.120

Fuente: Zhao (2006)

Tabla 42. Coeficientes de clase de sitio y errores de predicción usado en el proyecto

Period (sec)	C_{u1}	C_1	C_2	C_3	C_4	σ	τ	σ_{τ}
PGA	0.293	1.111	1.344	1.355	1.420	0.604	0.398	0.723
0.05	0.939	1.684	1.793	1.747	1.814	0.640	0.444	0.779
0.10	1.499	2.061	2.135	2.031	2.082	0.694	0.490	0.849
0.15	1.462	1.916	2.168	2.052	2.113	0.702	0.460	0.839
0.20	1.280	1.669	2.085	2.001	2.030	0.692	0.423	0.811
0.25	1.121	1.468	1.942	1.941	1.937	0.682	0.391	0.786
0.30	0.852	1.172	1.683	1.808	1.770	0.670	0.379	0.770
0.40	0.365	0.655	1.127	1.482	1.397	0.659	0.390	0.766
0.50	-0.207	0.071	0.515	0.934	0.955	0.653	0.389	0.760
0.60	-0.705	-0.429	-0.003	0.394	0.559	0.653	0.401	0.766
0.70	-1.144	-0.866	-0.449	-0.111	0.188	0.652	0.408	0.769
0.80	-1.609	-1.325	-0.928	-0.620	-0.246	0.647	0.418	0.770
0.90	-2.023	-1.732	-1.349	-1.066	-0.643	0.653	0.411	0.771
1.00	-2.451	-2.152	-1.776	-1.523	-1.084	0.657	0.410	0.775
1.25	-3.243	-2.923	-2.542	-2.327	-1.936	0.660	0.402	0.773
1.50	-3.888	-3.548	-3.169	-2.979	-2.661	0.664	0.408	0.779
2.00	-4.783	-4.410	-4.039	-3.871	-3.640	0.669	0.414	0.787
2.50	-5.444	-5.049	-4.698	-4.496	-4.341	0.671	0.411	0.786
3.00	-5.839	-5.431	-5.089	-4.893	-4.758	0.667	0.396	0.776
4.00	-6.598	-6.181	-5.882	-5.698	-5.588	0.647	0.382	0.751
5.00	-6.752	-6.347	-6.051	-5.873	-5.798	0.643	0.377	0.745

Fuente: Zhao (2006)

Profundidades focales:

- Eventos corticales: $h = 0 - 25$ km
- Eventos interplaca: $h = 10 - 20$ km
- Eventos intraplaca: $h = 15 - 162$ km

Tabla 43. Valores empleados en el modelo de Zhao

		Tipo Tectónico			Tipo de falla	Vs 30 (m/s)
Mw	8.90	Intraplaca			Inversa	285.55
X (km)	307.90	S1	SS	Ck	FR	Ck
h (km)	50	0	Usar los datos de		1	Usar los datos de la
hc (km)	0		la tabla establecido			
δh	1		por Zhao			

Fuente: Israel Martínez

4.4 ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

4.4.1 Magnitud de las fallas

Mediante el empleo de la ecuación de Wells y Coppersmith se obtiene la siguiente magnitud de momento:

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

Donde:

- a, b, son coeficientes
- SRL: Longitud de rotura superficial en km

Las longitudes de rotura superficial se tomarán de la tabla 5 del presente trabajo.

Tabla 44. Magnitud de momento para cada falla

NOMBRE	TIPO	LONGITUD (Km)	DISTANCIA FUENTE – SITIO R_{JB}	MAGNITUD M_w
Placa de Nazca	Subducción inversa	1536.5	307.90	8.90
Huachi	Inversa ciega	12.0	1.51	6.30
Ambato	Inversa ciega	16.3	0.21	6.50
Totoras	Transcúrrite inversa ciega	17.7	3.81	6.50

Fuente: Israel Martínez

4.4.2 Cálculo de espectros.

Mediante el empleo de las ecuaciones de atenuación de diferentes autores, se propone cumplir los objetivos del proyecto, en el cual se plantea la creación de espectros de respuesta asociados al tipo de falla existente en el sector de estudio.

Em 1932 Biot propuso inicialmente la creación de los espectros de respuesta, para posteriormente ser desarrollados por Housner y otros investigadores. Actualmente podemos definir al espectro de respuesta como un gráfico de la respuesta máxima, expresada en términos de velocidad, aceleración y desplazamiento, originada por una acción dinámica en una estructura siendo de gran utilidad al momento del diseño sismorresistente.

En estos gráficos, se representa en las abscisas el periodo de la estructura y en las ordenadas la respuesta máxima calculada para los diferentes tipos de amortiguamiento. El propósito del presente trabajo de investigación consiste en la comparación de los diferentes modelos de espectros previamente mencionados con el espectro de la NEC – 15.

Los modelos empleados en esta investigación requieren de diferentes variables, tal es el caso de la profundidad focal la cual dependiendo del tipo de falla y del modelo varían de acuerdo con su ocupación.

A continuación, se muestran las profundidades focales empleadas en los modelos que necesitaron dicho valor:

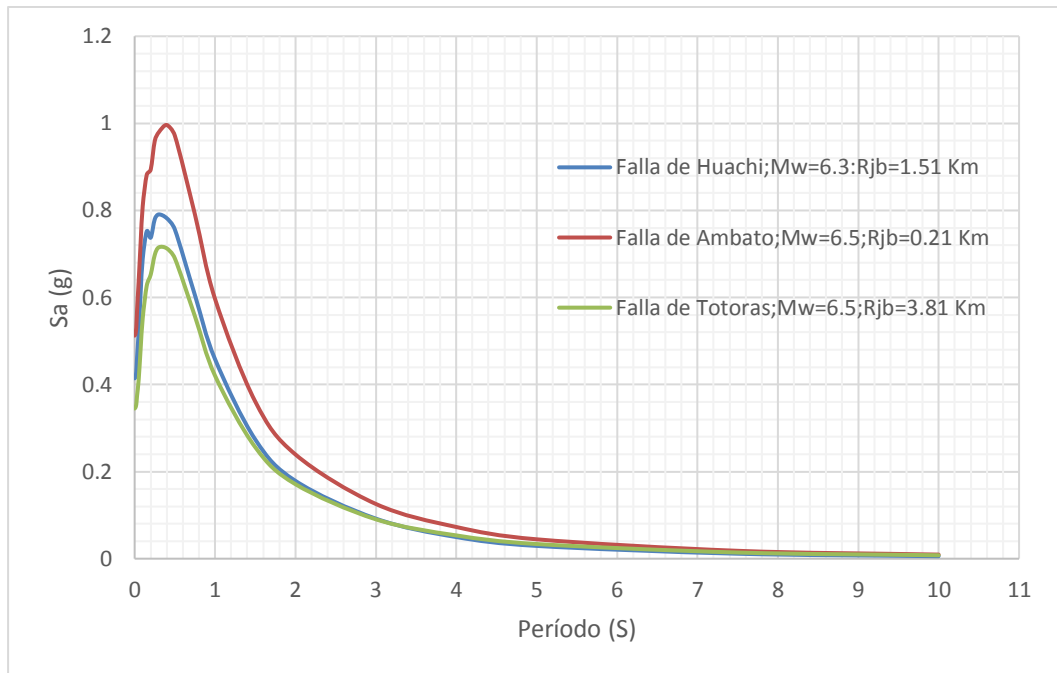
- Modelo de Kanno (2006), este método dependiendo de la profundidad focal se escoge el tipo de ecuación, debido a que este modelo se aplica para fallas corticales en donde cuyos eventos son superficiales es decir profundidades focales menores o igual a 30 km. La profundidad focal empleada en este estudio es de 15 km, esto se debe a que los eventos interplaca manifestados anteriormente se han generado a profundidades menores a 15 km.
- En el modelo de Zhao (2006) y Youngs (1997), la profundidad focal empleada fue de 50 km, debido a que la mayoría de los eventos interplaca se producen a profundidades inferiores a los 50 km según Tichelaar and Ruff (1993).

El modelo de Akkar y Bommer y el modelo de Boore y Atkinson no requieren del empleo de la profundidad focal para la obtención del espectro.

4.4.2.1 Espectros calculados con el modelo de Boore y Atkinson

El grafico que se muestra a continuación se muestra los espectros calculados mediante el modelo de Boore y Atkinson para las fallas corticales, con una velocidad media de onda cortante (V_{s30}) igual a 285.55 m/s

Figura 33. Espectro de aceleración modelo Boore y Atkinson



Fuente: Israel Martínez

Del gráfico anterior podemos concluir que la aceleración del suelo es mayor mientras más cerca se encuentre la falla a la zona de estudio, tal es el caso que la mayor aceleración para este modelo se encuentra en la falla de Ambato.

En la figura 32 se puede evidenciar que la aceleración máxima se produce en la falla de Ambato con un valor igual a 0.996 g en un periodo de vibración de 0.4 s, por otro lado, la falla de Huachi y Totoras poseen aceleraciones de 0.79 g y 0.71 g respectivamente dentro de un mismo valor de periodo de vibración de 0.3 s.

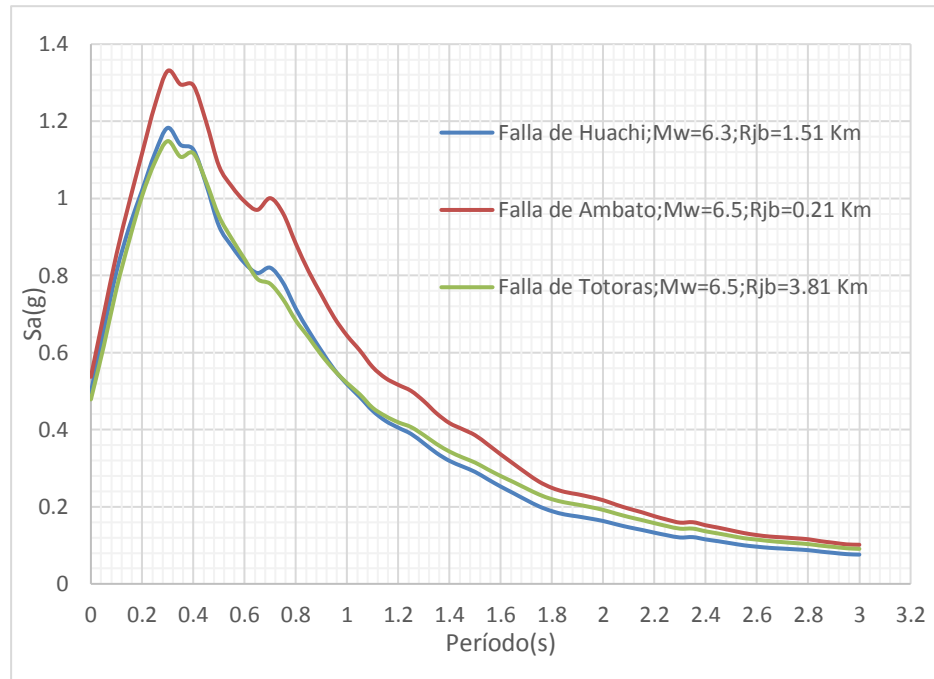
Debido a que la mayor aceleración se produce en la falla de Ambato, se puede afirmar que existe una variación del 20.68% con respecto a la falla Huachi, mientras que para la falla de Totoras existe una variación de 28.71%

Para todos los modelos que se utilizaron para esta investigación se manejó las mismas características de suelos y para un mismo $V_{s30} = 285.55$ m/s. Además, que las fallas seleccionadas son las más cercanas a la zona de estudio.

4.4.2.2 Espectros calculados con el modelo de Akkar y Bommer

A continuación, se muestra los espectros para las mismas fallas cercanas a la zona de estudio, mediante el empleo del modelo Akkar y Bommer.

Figura 34. Espectro de aceleración modelo Akkar y Bommer



Fuente: Israel Martínez

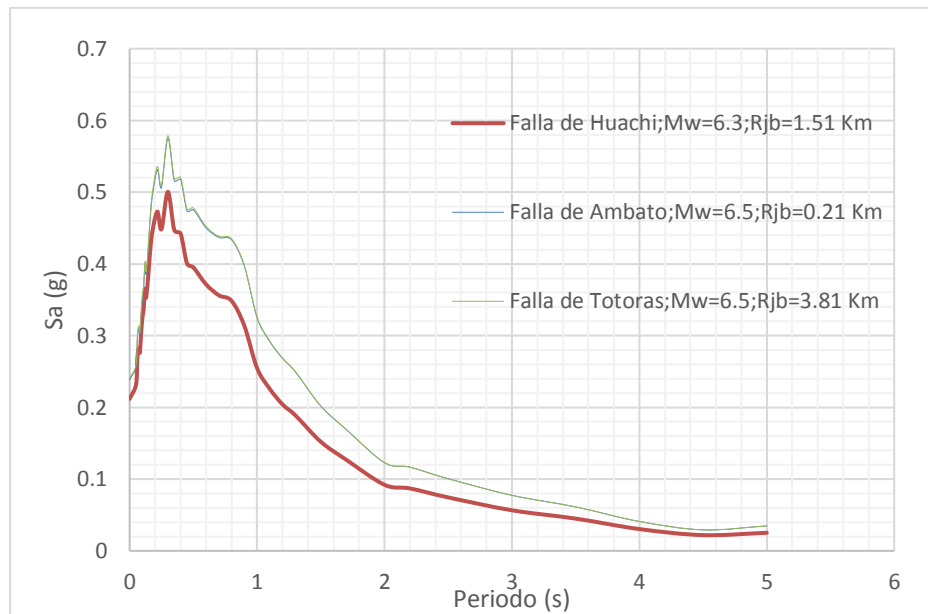
Ente modelo podemos concluir que en la falla de Ambato encontramos una mayor aceleración, esto se debe a que existe una menor distancia entre la falla y el área de estudio.

En la figura 33 se puede evidenciar que la aceleración máxima se produce en la falla de Ambato con un valor igual a 1.33 g en un periodo de vibración de 0.3 s, por otro lado, la falla de Huachi y Totoras poseen aceleraciones de 1.18 g y 1.14 g respectivamente dentro de un mismo valor de periodo de vibración de 0.3 s.

Debido a que la mayor aceleración se produce en la falla de Ambato, se puede afirmar que existe una variación del 11.28% con respecto a la falla Huachi, mientras que para la falla de Totoras existe una variación de 14.28%

4.4.2.3 Espectros calculados con el modelo de Kanno (2006)

Figura 35. Espectro de aceleración modelo de Kannon



Fuente: Israel Martínez

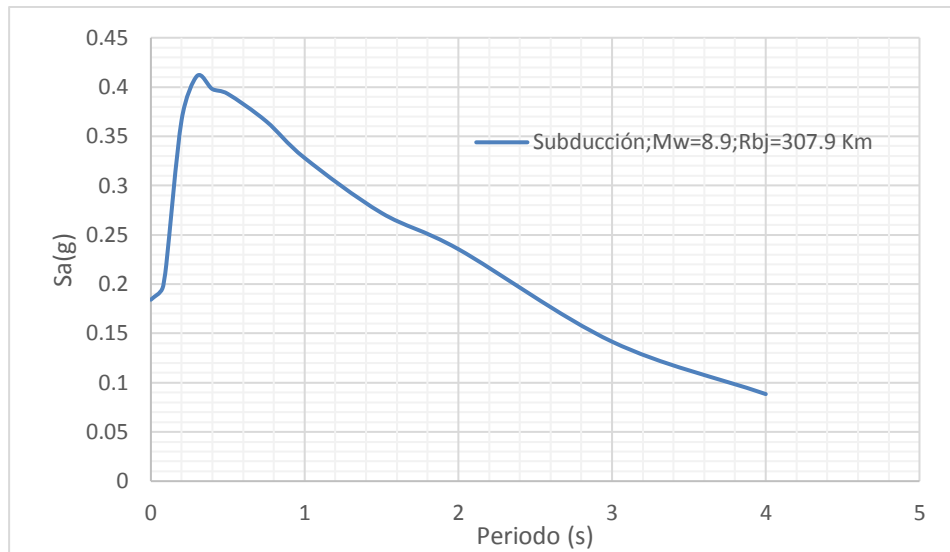
En la figura anterior podemos observar que la falla de Ambato y Totoras poseen igual aceleración de sitio con un valor de 0.57 g, mientras que la aceleración para la falla de Huachi es de 0.50 g el periodo de vibración en el que se producen las aceleraciones máximas para cada falla es el mismo de 0.3 s.

Las aceleraciones producidas en las fallas de Ambato y Totoras poseen una variación del 12.28% con respecto a la falla de Huachi.

4.4.2.4 Espectros calculados con el modelo de Youngs

En la siguiente figura, se muestra únicamente un espectro debido a que para el presente estudio nos referimos exclusivamente a la placa de Nazca, la cual será posteriormente comparada con la NEC – 15.

Figura 36. Espectro de aceleración modelo de Youngs

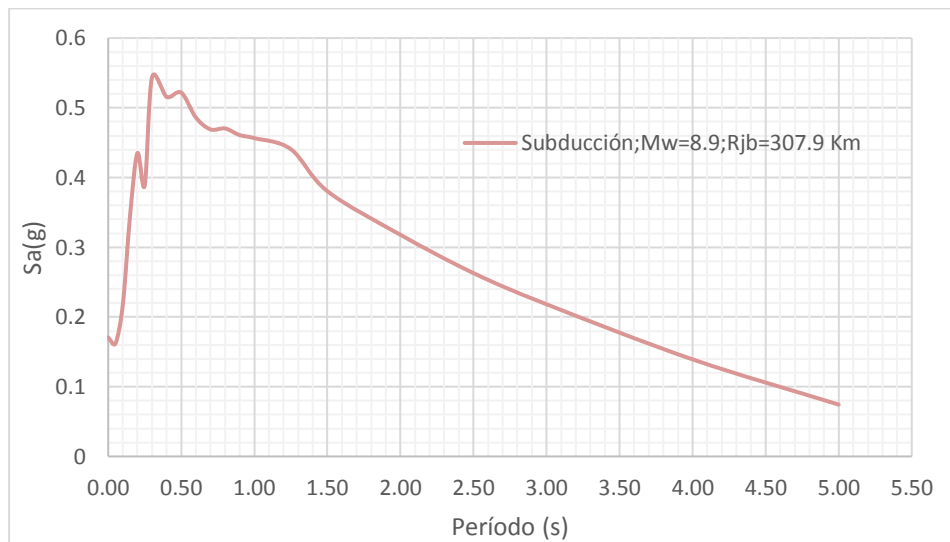


Fuente: Israel Martínez

La aceleración máxima que se genera en el modelo de Youngs para la placa de Nazca tiene un valor de 0.45 g en un periodo de vibración de 0.3 s, después de este tiempo la aceleración empieza a decrecer hasta llegar a 4 s.

4.4.2.5 Espectros calculados con el modelo de Zhao

Figura 37. Espectro de aceleración modelo de Zhao



Fuente: Israel Martínez

La aceleración máxima que se genera en el modelo de Zhao para la placa de Nazca tiene un valor de 0.54 g en un periodo de vibración de 0.3 s, después de este tiempo la aceleración empieza a decrecer hasta llegar a su límite de 5 s.

En la siguiente tabla se muestra un resumen de las aceleraciones máximas para cada falla empleada en esta investigación.

Tabla 45. Valores de aceleraciones máximas y variación porcentual

MODELO BOORE Y ATKINSON				
Fallas	Aceleración máx. (Sa)	Periodo (T)	Variación % de aceleración	
Ambato	0.996	0.4	Modelos	%
Huachi	0.79	0.3	Ambato - Huachi	20.68
Totoras	0.71	0.3	Ambato - Totoras	28.71
MODELO AKKAR Y BOMMER				
Fallas	Aceleración máx. (Sa)	Periodo (T)	Variación % de aceleración	
Ambato	1.33	0.3	Modelos	%
Huachi	1.18	0.3	Ambato - Huachi	11.28
Totoras	1.14	0.3	Ambato - Totoras	14.28
MODELO KANNO				
Fallas	Aceleración máx. (Sa)	Periodo (T)	Variación % de aceleración	
Ambato	0.57	0.3	Modelos	%
Huachi	0.50	0.3	Ambato - Huachi	12.28
Totoras	0.57	0.3	Ambato - Totoras	0.00
MODELO YOUNGS				
Fallas	Aceleración máx. (Sa)	Periodo (T)		
Subducción	0.45	0.3		
MODELO ZHAO				
Fallas	Aceleración máx. (Sa)	Periodo (T)		
Subducción	0.54	0.3		

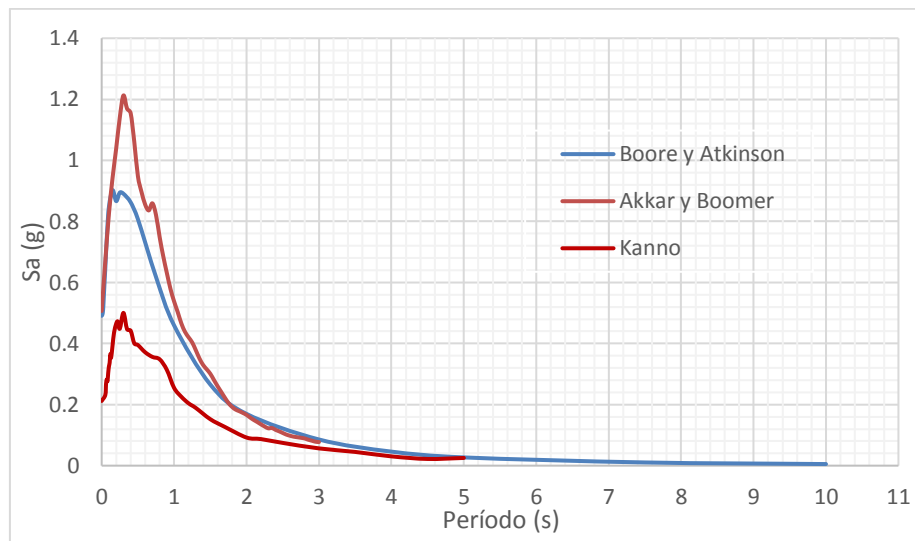
Fuente: Israel Martínez

De la tabla anterior se puede concluir que de las 11 aceleraciones máximas 10 ocurren en un periodo de vibración de 0.30 s, representando el 90.91% de que dichas aceleraciones máximas se produzcan en estructuras con un periodo de vibración aproximado a 0.30 s, mientras que un 9.09% de que se produzcan aceleraciones cercanas a 0.996 g en estructuras con un periodo de vibración de 0.40 s.

4.4.3 Espectros con los modelos para una misma falla.

Mediante las ecuaciones de atenuación se obtuvieron los diferentes modelos de espectro para los diferentes tipos de fallas que existen en nuestro sitio de investigación. A continuación, se muestran los modelos de espectros para una misma falla en donde se evaluará su comportamiento ante diferentes modelos.

Figura 38. Espectro de aceleración modelo Boore – Atkinson, Akkar – Bommer, Kanno para la falla Huachi.



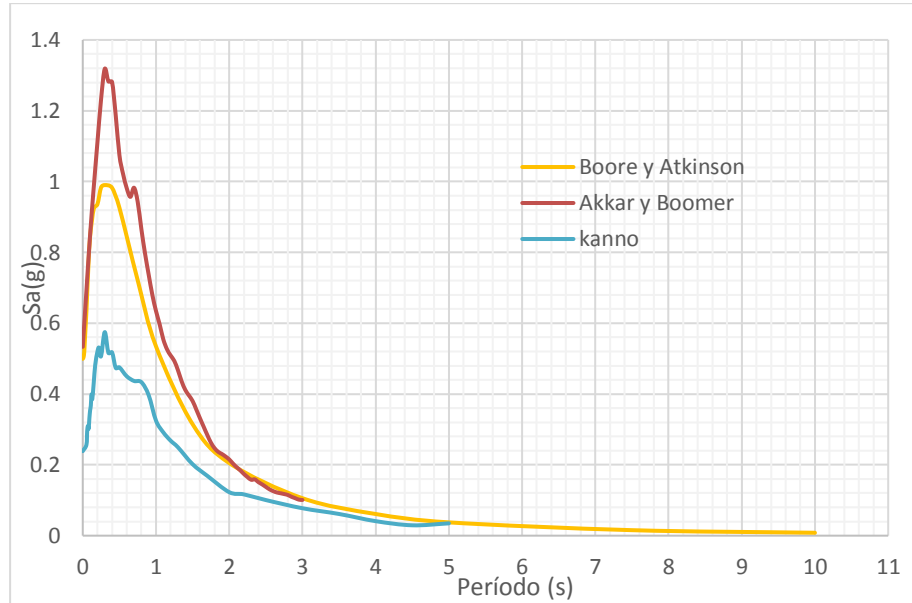
Fuente: Israel Martínez

Del gráfico anterior podemos concluir que el espectro generado con el modelo de Akkar y Bommer, posee una mayor aceleración de sitio con respecto a la falla de Huachi. La aceleración máxima que se obtiene con el método de Akkar y Bommer es de 1.18 g en un periodo de vibración de 0.30 s, mientras que en el modelo de Kanno y Boore-Atkinson se producen aceleraciones de 0.50 g y 0.79 g respectivamente en un periodo de vibración de 0.30 s para los dos modelos.

Debido a que el modelo de Akkar y Bommer posee una aceleración de 1.18 g siendo esta la aceleración máxima que posee la falla de Huachi se puede afirmar que existe una variación del 57.63% con respecto al modelo de Kanno y un 33.05% de variación en lo que se refiere al modelo de Boore y Atkinson.

El modelo de Kanno aplicado a la falla de Huachi que se muestra en la figura 37, se puede evidenciar que dicho modelo genera aceleraciones muy bajas a grandes velocidades, esto se debe a que el modelo de Kanno requiere de estudios de suelos más exhaustivos para validar sus resultados.

Figura 39. Espectro de aceleración modelo Boore – Atkinson, Akkar – Bommer, Kanno para la falla de Ambato.

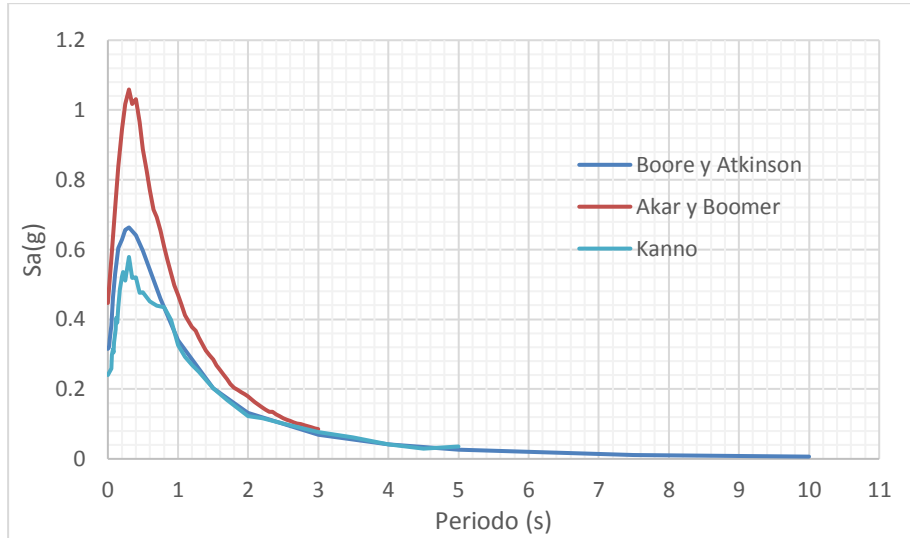


Fuente: Israel Martínez

De igual manera que en la falla de Huachi el modelo de Akkar y Bommer sigue siendo el más representativo o el que posee una mayor respuesta de sitio en la falla de Ambato. La aceleración máxima que se obtiene con el método de Akkar y Bommer es de 1.33 g en un periodo de vibración de 0.30 s, mientras que en el modelo de Kanno y Boore-Atkinson se producen aceleraciones de 0.57 g y 0.99 g en periodos de vibración igual a 0.30 s y 0.40 s respectivamente.

Debido a que el modelo de Akkar y Bommer posee una aceleración de 1.33 g siendo esta la aceleración máxima que posee la falla de Ambato se puede afirmar que existe una variación del 57.14% con respecto al modelo de Kanno y un 25.56% de variación en lo que se refiere al modelo de Boore y Atkinson.

Figura 40. Espectro de aceleración modelo Boore – Atkinson, Akkar – Bommer, Kanno para la falla de Totoras



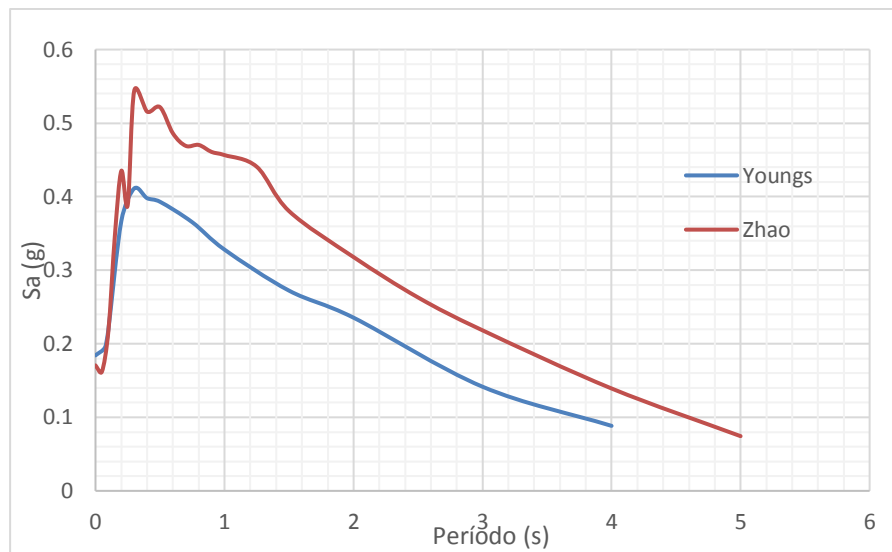
Fuente: Israel Martínez

De igual manera que en las fallas anteriores en la falla de Totoras el espectro generado con el modelo de Akkar y Bommer posee una mayor aceleración en comparación con los otros modelos. La aceleración máxima que se obtiene con el método de Akkar y Bommer es de 1.14 g en un periodo de vibración de 0.30 s, mientras que en el modelo de Kanno y Boore-Atkinson se producen aceleraciones de 0.57 g y 0.71 g en periodos de vibración igual a 0.30 s y 0.40 s respectivamente.

Debido a que el modelo de Akkar y Bommer posee una aceleración de 1.14 g siendo esta la aceleración máxima que posee la falla de Ambato se puede afirmar que existe una variación del 50.0% con respecto al modelo de Kanno y un 37.72% de variación en lo que se refiere al modelo de Boore y Atkinson.

Para los tres tipos de fallas que se mencionaron anterior mente se utilizó la misma velocidad de onda media de onda de cortante tomando en cuenta los diferentes parámetros de cada modelo.

Figura 41. Espectro de aceleración modelo Youngs, Zhao



Fuente: Israel Martínez

De igual manera para las fallas de subducción el modelo que posee una mayor respuesta de sitio es el Zhao.

En el modelo Zhao alcanza una aceleración máxima de 0.54 g en un periodo de vibración de 0.30 s, mientras que en el modelo de Yungs posee una aceleración de 0.45 g en un periodo de vibración de 0.30 s, dando como resultado una variación del 16.67% entre los dos modelos.

A continuación, se especifican los valores de aceleraciones máximas y periodos en los que se producen dichas aceleraciones, para cada método y fallas empleadas en esta investigación.

Tabla 46. Valores de aceleraciones máximas y variación porcentual

FALLA AMBATO				
Modelo	Aceleración máx. (Sa)	Periodo (T)	Variación % de aceleración	
Akkar y Bommer	1.33	0.3	Modelos	%
Boore y Atkinson	0.99	0.4	Akkar-Bommer y Boore - Atkinson	25.56
Kanno	0.57	0.3	Akkar-Bommer y Kanno	57.14
FALLA HUACHI				
Modelo	Aceleración máx. (Sa)	Periodo (T)	Variación % de aceleración	
Akkar y Bommer	1.18	0.3	Modelos	%
Boore y Atkinson	0.79	0.3	Akkar-Bommer y Boore-Atkinson	33.05
Kanno	0.50	0.3	Akkar-Bommer y Kanno	57.63
FALLA TOTORAS				
Modelo	Aceleración máx. (Sa)	Periodo (T)	Variación % de aceleración	
Akkar y Bommer	1.14	0.3	Modelos	%
Boore y Atkinson	0.71	0.4	Akkar-Bommer y Boore y Atkinson	37.72
Kanno	0.57	0.3	Akkar-Bommer y Kanno	50.0
FALLA SUBDUCCION				
Modelo	Aceleración máx. (Sa)	Periodo (T)	Variación % de aceleración	
Zhao	0.54	0.3	Modelos	%
Youngs	0.45	0.3	Zhao y Youngs	16.67

Fuente: Israel Martínez

De la tabla anterior se puede concluir que de las 11 aceleraciones máximas 9 ocurren en un periodo de vibración de 0.30 s, representando el 88.81% de que dichas aceleraciones máximas se produzcan en estructuras con un periodo de vibración aproximado a 0.30 s, mientras que un 18.18% de que se produzcan aceleraciones cercanas a 0.99 g y 0.71 g en estructuras con un periodo de vibración de 0.40 s.

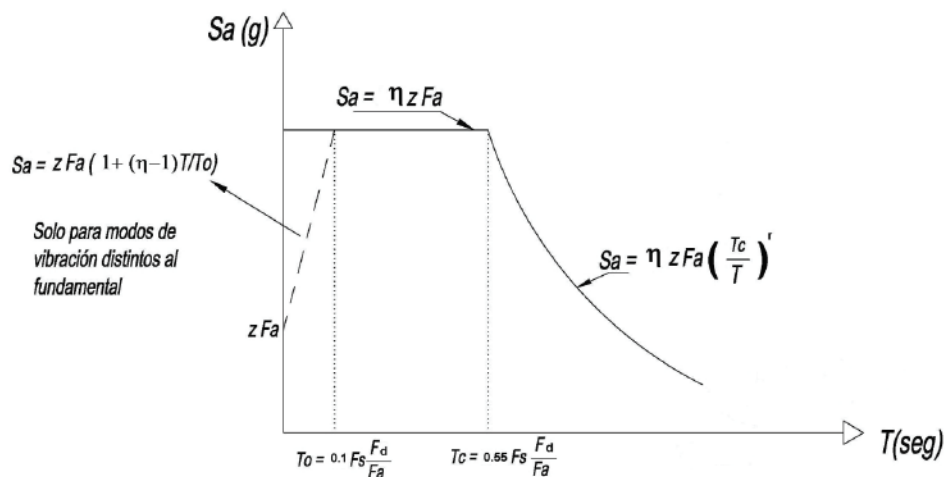
4.4.4 Espectro de la NEC – 15

Para nuestro estudio nos basaremos en el espectro de respuesta elástico de aceleración (S_a) que se encuentra expresado en fracción de la aceleración de la gravedad, el espectro de respuesta de la NEC-15 consiste en:

- El factor de zona sísmica Z
- El tipo de suelo donde se encuentra la estructura
- Los coeficientes de amplificación del suelo F_a , F_d , y F_s .

La comparación del espectro de NEC-15 con los espectros generados mediante el empleo de los diferentes modelos aplicados a este estudio, no fundamentaremos en el tipo de suelo previamente estipulado en esta investigación el cual es tipo D que posee una velocidad de onda de corte entre $360 \text{ m/s} < V_s \leq 180 \text{ m/s}$, en donde el valor obtenido fue de 285.55 m/s.

Figura 42. Modelo de espectro de aceleración de la NEC - 15



Fuente: NEC-15-SE-DS

El termino η , se define como la razón entre la aceleración espectral y PGA para el periodo de retorno seleccionado. Este valor cambia de acuerdo con la región del Ecuador en donde:

- $\eta_s = 1.80$, provincias de la costa (excepto Esmeraldas)
- $\eta_s = 2.48$, provincias de la sierra, Esmeraldas y Galápagos
- $\eta_s = 2.60$, provincias del oriente.

4.4.4.1 Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto (F_a)

El coeficiente F_a está en función del tipo de suelo, la zona sísmica y el factor Z, el cual se muestra a continuación:

Tabla 47. Coeficiente F_a

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85

Fuente: NEC-15-SE-DS

4.4.4.2 Coeficiente de amplificación de las ordenadas del espectro de desplazamientos para diseño en roca (F_d)

A continuación, se muestran los valores de F_d que está considerado en función de los efectos de sitio

Tabla 48. Coeficiente F_d

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5

Fuente: NEC-15-SE-DS

4.4.4.3 Coeficiente de comportamiento no lineal del suelo (Fs)

El coeficiente Fs es el encargado de considerar el comportamiento no lineal del suelo, las frecuencias de excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleración y desplazamiento.

Tabla 49. Coeficiente Fs

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2

Fuente: NEC-15-SE-DS

Para la estimación del periodo de vibración de las estructuras del barrio Huachi Solís nos enfocaremos en la altura de tres estructuras existentes en el sector. Según la NEC-15 el periodo T se puede calcular según la siguiente expresión:

$$T = C_t * h_n^\alpha$$

Donde:

- T: Periodo de vibración
- C_t : Coeficiente dependiente del tipo de edificación
- h_n : Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base en metros

Una vez conocido el tipo de suelo de la zona en estudio se procederá a la creación del espectro según los parámetros de la NEC-15. A continuación se muestran los coeficientes a ser utilizados.

Tabla 50. Coeficientes del espectro elástico de diseño,

Zona sísmica	
Variable	Numero de zona
Z	V
Razón entre la aceleración espectral y PGA	
Variable	Valor
η	2.48
Factor dependiente de la ubicación geográfica	
Variable	Valor
r	1
Coefficiente de amplificación de suelo	
Variable	Valor
Fa	1.20
Coefficiente de amplificación de desplazamiento	
Variable	Valor
Fd	1.19
Coefficiente de comportamiento no lineal	
Variable	Valor
Fs	1.28

Fuente: Israel Martínez

Con los coeficientes mencionados en la tabla anterior se procederá a construir el espectro elástico con sus respectivos periodos límites de vibración los mismos que se muestra a continuación:

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

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

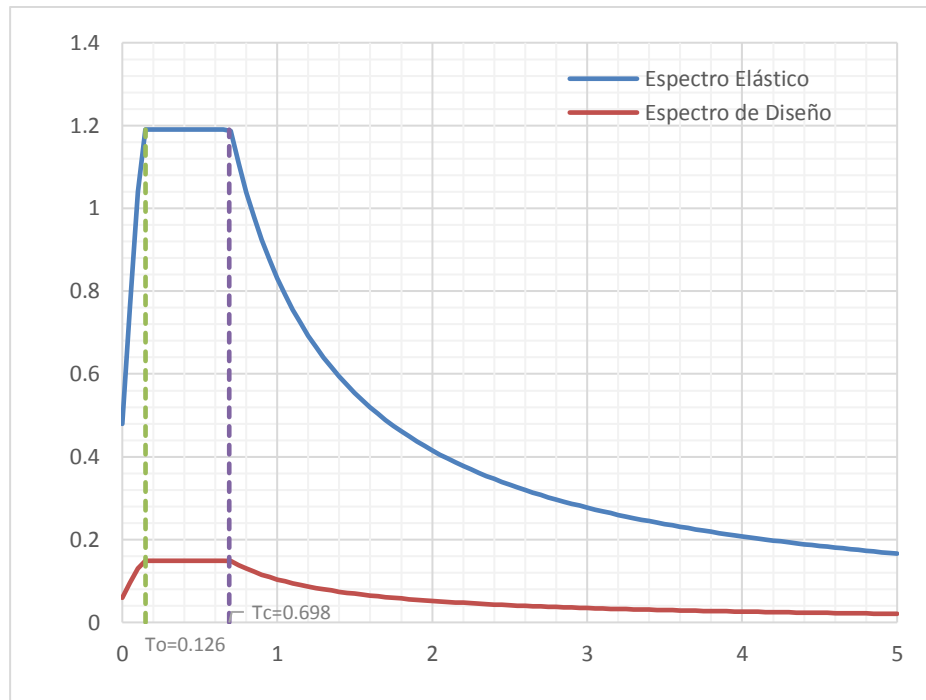
$$T_o = 0.1269 \text{ s}$$

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

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

$$T_c = 0.6981 \text{ s}$$

Figura 43. Espectro elástico NEC-15

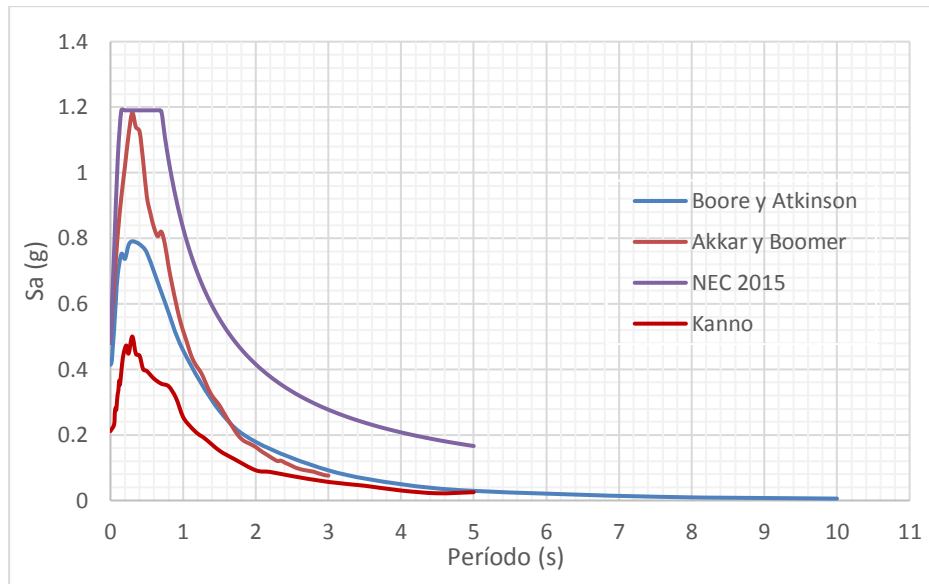


Fuente: Israel Martínez

4.4.5 Espectros con la NEC - 15

Mediante la creación de los espectros generados mediante la aplicación de los diferentes modelos procederemos a la comparación entre los modelos y el espectro de la NEC-15, tomando en cuenta los parámetros para el suelo existente en la zona de estudio.

Figura 44. Espectro de aceleración modelo Boore-Atkinson, Akkar-Bommer, Kanno, NEC-15 para la falla de Huachi



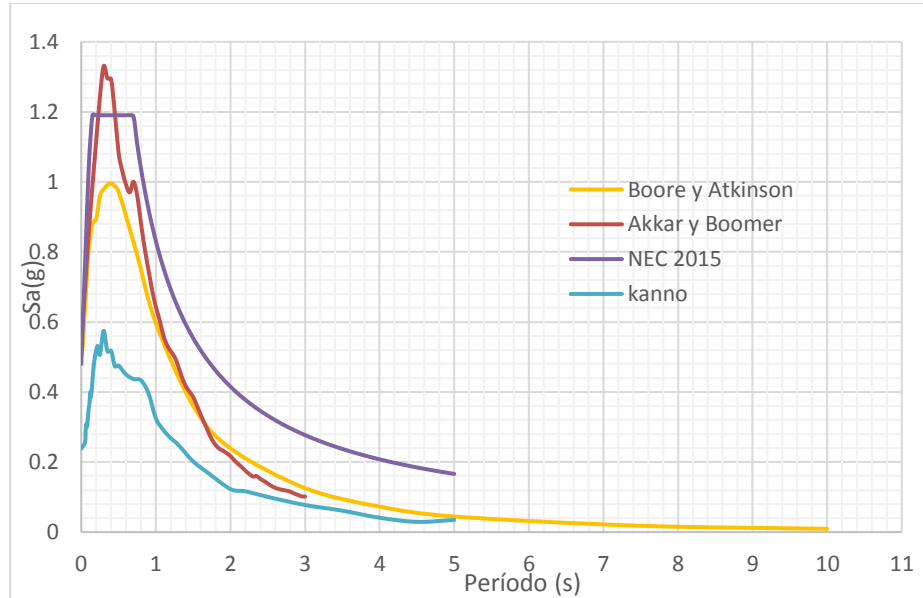
Fuente: Israel Martínez

De la figura podemos concluir que los modelos calculado para la falla de Huachi no superan el modelo de espectro propuesto por la norma ecuatoriana de la construcción (NEC-15).

Como se puede evidenciar el espectro de la NEC-15 posee una aceleración máxima de 1.19 g desde un periodo de vibración de 0.126 s a 0.698 s, durante este intervalo de tiempo ninguno de los modelos empleados en esta investigación es mayor que la aceleración máxima de la NEC-15.

Debido a que el espectro de la NEC-15 posee una aceleración máxima de 1.19 g en comparación a los otros modelos aplicados a la falla de Huachi, se puede afirmar que existe una variación del 0.84% con respecto al modelo de Akkar y Bommer, con lo correspondiente al modelo de Boore – Atkinson y Kanno se manifiestan variaciones del 33.61% y 57.98% respectivamente.

Figura 45. Espectro de aceleración modelo Boore-Atkinson, Akkar-Bommer, Kanno, NEC-15 para la falla de Ambato



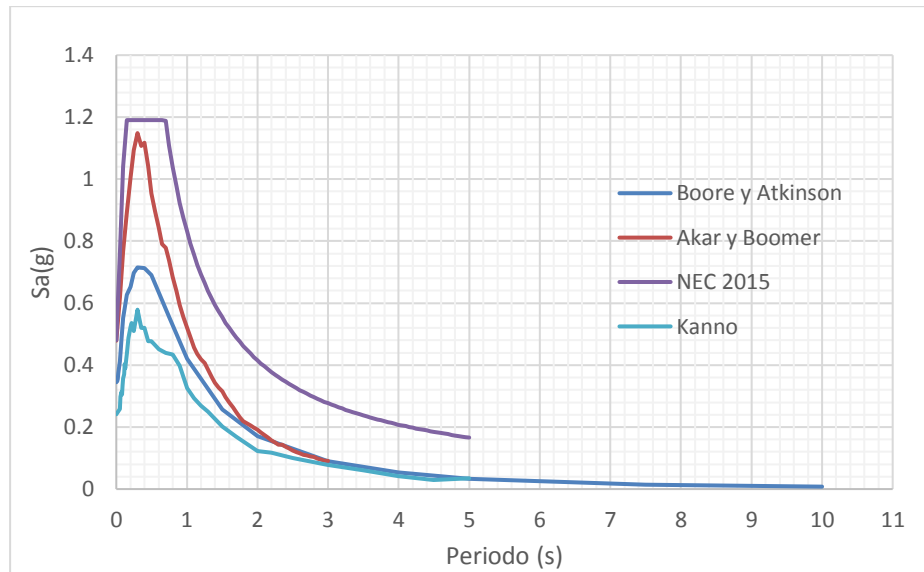
Fuente: Israel Martínez

De la figura podemos concluir que el espectro calculado mediante el modelo de Akkar y Bommer supera al modelo propuesto por la NEC-15, en lo que corresponde a la aceleración que se encuentra en el eje de las ordenadas.

Como se puede evidenciar el espectro de la NEC-15 posee una aceleración de 1.19 g desde un periodo de vibración de 0.126 s a 0.698 s, mientras que el modelo de Akkar y Bommer se incrementa desde 0.22 s a 0.43 s superando el espectro de la NEC-15 hasta obtener una aceleración máxima de 1.33 g

Debido a que el modelo de Akkar y Bommer posee una aceleración máxima de 1.33 g en comparación a los otros modelos aplicados a la falla de Ambato, se puede afirmar que existe una variación del 10.53% con respecto al espectro de la NEC-15, con lo correspondiente al modelo de Boore – Atkinson y Kanno se manifiestan variaciones del 25.56% y 57.14% respectivamente.

Figura 46. Espectro de aceleración modelo Boore-Atkinson, Akkar-Bommer, Kanno, NEC-15 para la falla de Totoras.



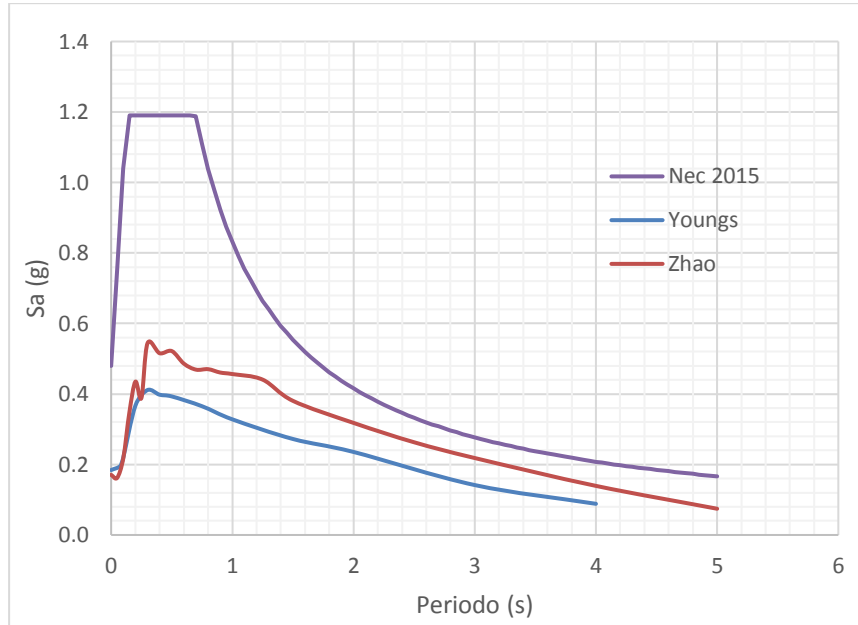
Fuente: Israel Martínez

De la figura podemos concluir que los modelos calculado para la falla de Ambato no superan el modelo de espectro propuesto por la norma ecuatoriana de la construcción (NEC-15).

Como se puede evidenciar el espectro de la NEC-15 posee una aceleración máxima de 1.19 g desde un periodo de vibración de 0.126 s a 0.698 s, durante este intervalo de tiempo ninguno de los modelos empleados en esta investigación es mayor que la aceleración máxima de la NEC-15.

Debido a que el espectro de la NEC-15 posee una aceleración máxima de 1.19 g en comparación a los otros modelos aplicados a la falla de Totoras, se puede afirmar que existe una variación del 4.20% con respecto al modelo de Akkar y Bommer, con lo correspondiente al modelo de Boore – Atkinson y Kanno se manifiestan variaciones del 40.34% y 52.10% respectivamente.

Figura 47. Espectro de aceleración modelo Youngs, Zhao, NEC-15 para la falla de Nazca.



Fuente: Israel Martínez

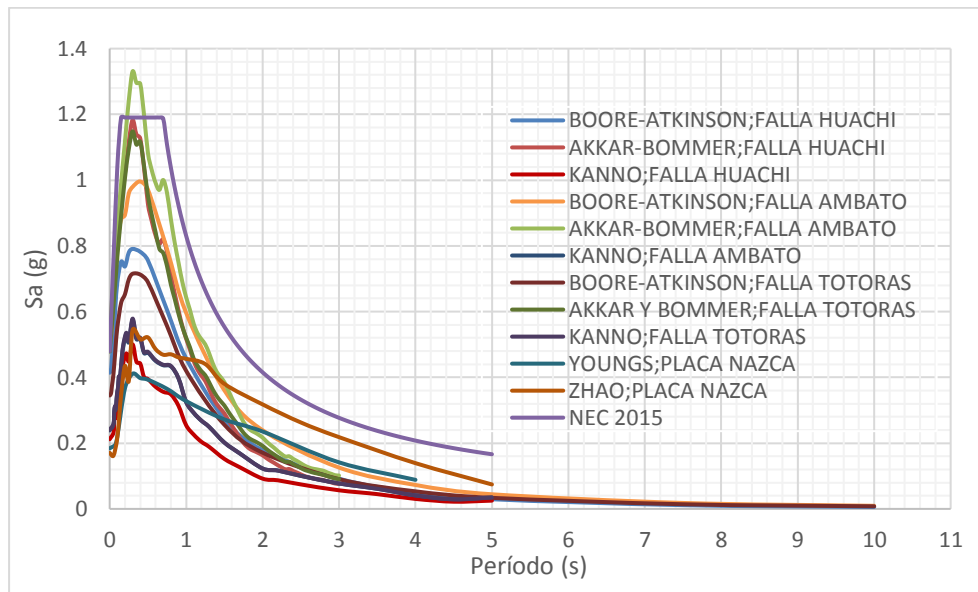
De la figura anterior se puede concluir que los modelos para la falla de Nazca se encuentran muy por debajo del modelo propuesto por la NEC-15

Como se puede evidenciar el espectro de la NEC-15 posee una aceleración máxima de 1.19 g desde un periodo de vibración de 0.126 s a 0.698 s, durante este intervalo de tiempo ninguno de los modelos empleados en esta investigación es mayor que la aceleración máxima de la NEC-15.

Debido a que el espectro de la NEC-15 posee una aceleración máxima de 1.19 g en comparación a los otros modelos aplicados a la falla de Nazca, se puede afirmar que existe una variación del 54.62% con respecto al modelo de Zhao que posee una aceleración máxima de 0.54 g, con lo correspondiente al modelo de Youngs se manifiestan variaciones del 62.18% debido a que posee una aceleración de 0.45 g la cual es menor a la aceleración obtenida por el modelo de Zhao.

4.4.6 Espectros de todos los modelos con la NEC - 15

Figura 48. Todos los espectros comparados con la NEC-15



Fuente: Israel Martínez

4.4.7 Espectro específico comparado con la NEC - 15

Para la creación del espectro específico procedemos a la utilización de una envolvente para cada falla y cada método empleados en esta investigación. Es aquí en donde obtendremos los valores máximos de aceleración existentes para un mismo periodo de vibración.

A continuación, se muestran los valores para la envolvente del espectro de aceleración:

Tabla 51. Valores para el espectro específico

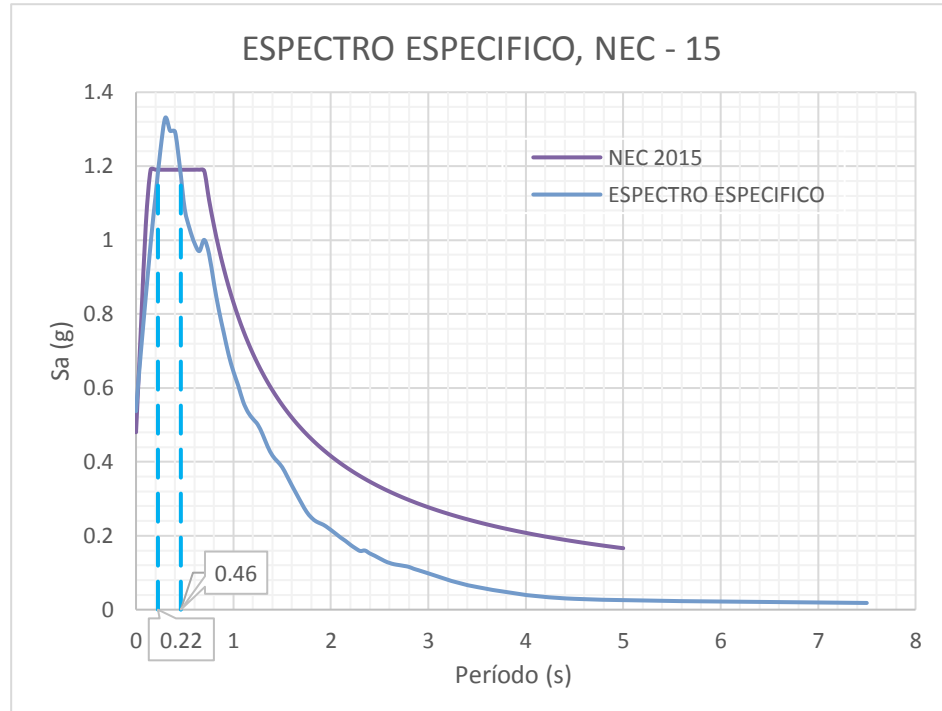
0	0.53708039
0.05	0.69780513
0.15	0.99035564
0.2	1.11716543
0.25	1.24194607
0.3	1.33070732
0.35	1.29553941
0.4	1.2931295
0.45	1.19771785
0.5	1.08379621
0.55	1.03088906
0.6	0.99197204
0.65	0.97015555

0.7	1.00052521
0.75	0.96132431
0.8	0.8824788
0.85	0.81083488
0.9	0.74973986
0.95	0.69060897
1	0.64386989
1.05	0.60546742
1.1	0.56233902
1.15	0.5338846
1.2	0.51619008
1.25	0.50056946
1.3	0.47383888
1.35	0.44193475
1.4	0.41702217
1.45	0.40144441
1.5	0.38556338
1.55	0.36128254
1.6	0.33584077
1.65	0.31146525
1.7	0.28732591
1.75	0.26496268
1.8	0.24897948
1.85	0.23847821
1.9	0.23242605
1.95	0.22524738
2.05	0.20543452
2.1	0.1950275
2.15	0.18595946
2.2	0.17549498
2.25	0.16645357
2.3	0.15884462
2.35	0.15993726
2.4	0.15205859
2.45	0.145767
2.55	0.13178823
2.6	0.1265487
2.65	0.12277849
2.7	0.12063974
2.75	0.1183412
2.8	0.11575299
2.85	0.11057036
2.9	0.10660253
2.95	0.10244306
3.5	0.06124069

4.5	0.02927649
7.5	0.01809103

Fuente: Israel Martínez

Figura 49. Espectro específico comparado con la NEC-15



Fuente: Israel Martínez

En la figura anterior se realiza la comparación entre el espectro específico y el espectro de la NEC-15, en el cual se puede evidenciar que el espectro específico posee mayores aceleraciones que el espectro de la NEC-15, dentro de un periodo de vibración comprendido entre 0.22 s y 0.46 s, es aquí en donde se espera que existan las mayores demandas estáticas y dinámicas de las estructuras que posean un periodo de vibración entre este rango.

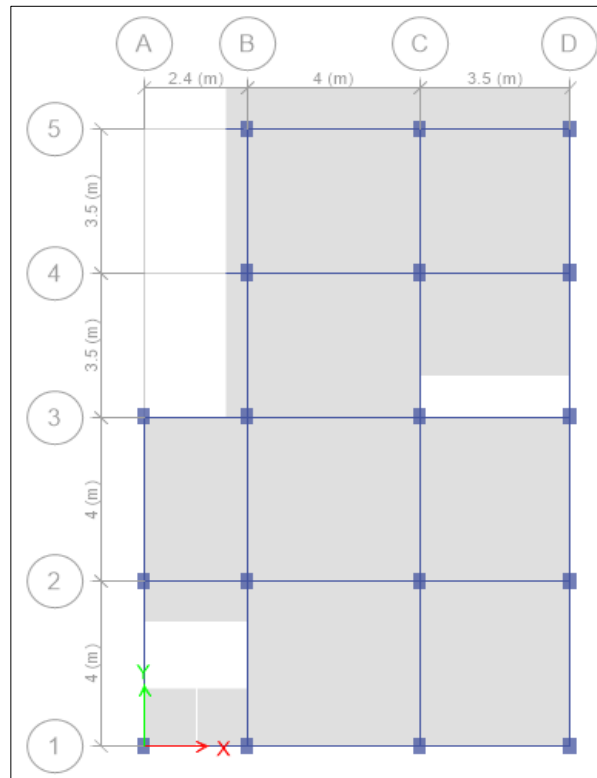
4.4.8 Modelación de las estructuras

Para la presente investigación nos enfocaremos en el análisis de tres tipos de estructuras existentes en la zona en donde se realizaron los respectivos ensayos, las cuales fueron construidas con los parámetros estipulados en la NEC-15 y serán comparados con el espectro específico calculado en esta investigación.

4.4.8.1 Análisis de la estructura de 2 pisos

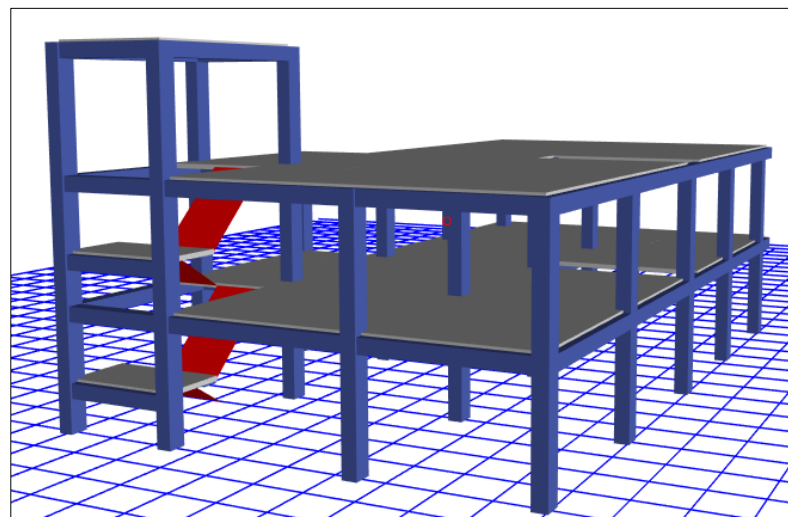
La edificación seleccionada posee una altura de 5 m con una altura de entrepiso en todos los niveles de 2.5 m. En la actualidad la estructura se utiliza como vivienda unifamiliar. La edificación consta de dos pisos más una tapa gradas la misma que en su totalidad está construida en hormigón armado

Figura 50. Vista en planta de la estructura de 2 pisos



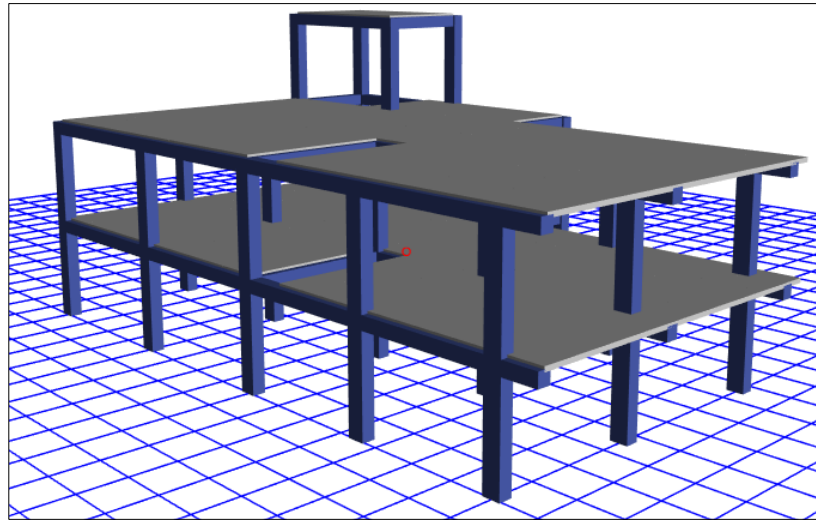
Fuente: Israel Martínez

Figura 51. Vista posterior de la estructura de 2 pisos



Fuente: Israel Martínez

Figura 52. Vista frontal de la estructura de 2 pisos



Fuente: Israel Martínez

4.4.8.1.1 Características de los materiales

La resistencia a la compresión del hormigón ($f'c$) es de 240 kg/cm^2 , el cual cuenta con un peso específico de 2400 kg/cm^3 y su módulo de Poisson es de 0.20. Para el cálculo del módulo de elasticidad se utilizó la siguiente expresión:

$$E = 13100 * \sqrt{f'c}$$
$$E = 13100 * \sqrt{240 \text{ kg/cm}^2}$$
$$E = 202944.33 \text{ kg/cm}^2$$

El acero utilizado es el A615Gr60 el cual cuenta con un $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ con un módulo de elasticidad $E=2.036e6 \text{ kg/cm}^2$

4.4.8.1.2 Características de las secciones

- Vigas: Las vigas en el eje X y en el eje Y poseen secciones iguales, las cuales son de $30 \times 30 \text{ cm}$ con un recubrimiento de 3 cm.
- Columnas: Las columnas poseen una sección de $25 \times 40 \text{ cm}$ en ambas direcciones con un recubrimiento aproximado de 3 cm
- Losa: Es una losa bidireccional con un espesor de 20 cm y nervios de $10 \times 15 \text{ cm}$, con un recubrimiento de 2.5 cm.

Periodo de vibración fundamental de la estructura de 2 pisos

En la tabla que se muestra a continuación podemos evidenciar el periodo fundamental de la estructura mediante un análisis modal, el mismo que tiene un valor de 0.265 s, mediante este valor será factible el cálculo del coeficiente de cortante basal para el espectro específico calculado.

Tabla 52. Periodo de vibración fundamental para la estructura de 2 pisos

Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec	Circular Frequency rad/sec	Eigenvalue rad ² /sec ²
Modal	1	0.265	3.774	23.715	562.4015
Modal	2	0.222	4.508	28.3245	802.2763
Modal	3	0.206	4.852	30.4887	929.5594
Modal	4	0.104	9.58	60.1958	3623.5328
Modal	5	0.087	11.437	71.8611	5164.0213
Modal	6	0.084	11.9	74.7689	5590.3892
Modal	7	0.082	12.193	76.6115	5869.3157
Modal	8	0.063	15.818	99.3876	9877.8984
Modal	9	0.057	17.43	109.5174	11994.0633
Modal	10	0.009	105.887	665.3099	442637.2437
Modal	11	0.009	112.03	703.9079	495486.2988
Modal	12	0.008	120.882	759.5223	576874.1633

Fuente: Israel Martínez

Periodo de vibración de la estructura con la NEC-15

Según la NEC-15 el periodo de vibración aproximado de la estructura será calculado a partir de la siguiente expresión:

$$T = C_t * h_n^\alpha$$

Donde:

- T: Periodo de vibración
- C_t: Coeficiente dependiente del tipo de edificación
- h_n: Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base en metros

Tabla 53. Valores para la estimación del periodo de vibración de la estructura de 2 pisos

TIPO DE ESTRUCTURA	C_t	α
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9

Fuente: NEC-15 Peligro sísmico

$$T = 0.055 * 5^{0.9}$$

$$T = 0.234 \text{ s}$$

$$T_1 = 0.234 \text{ s} \rightarrow \text{Periodo NEC} - 15$$

$$T = 0.265 \text{ s} \rightarrow \text{Periodo ETABS}$$

$$T < 1.3 * T_1 \text{ OK}$$

El valor del periodo de vibración (T) obtenido mediante el método de la NEC-15 es una estimación inicial que permitirá el cálculo de fuerzas sísmicas a ser aplicadas sobre la estructura. El valor del periodo de vibración del primer modo obtenido del ETABS es relativamente mayor al valor calculado con el método expuesto por la NEC-15, mediante lo cual podemos deducir que la estructura se encuentra sobre el límite mínimo que estipula la NEC-15 dando a entender que la estructura no es muy rígida.

Modos de vibración estructural.

Según la dinámica estructural se recomienda que en los dos primeros modos de vibración de la estructura sea traslacionales, mientras que el tercer modo de vibración debe ser rotacional, para lo cual debe cumplirse que la relación entre la rotación en el eje z (Rz) y el mayor desplazamiento sea este en X o Y (Ux o Uy) deben ser menor al 30%.

Tabla 54. Modos de vibración para la estructura de 2 pisos

ESPECTROS	MODO	Ux, Uy	Rz	%	TIPO
NEC-15 - ESPECIFICO	1	0.8687	0.0410	4.72	TRASLACIONAL
	2	0.2515	0.5825	231.61	ROTACIONAL
	3	0.6249	0.2564	41.03	ROTACIONAL

Fuente: Israel Martínez

De la tabla anterior se puede concluir que para la estructura de 2 pisos no cumple con la condición requerida por la dinámica estructural.

Cortante basal estático

Corresponde a la fuerza total concentrada en la base de la estructura, producto de una acción sísmica. La NEC-15 propone el cálculo del cortante basal aplicado a una estructura a partir de la siguiente expresión:

$$V = \frac{I * Sa(Ta)}{R * \phi_p * \phi_E} * W$$

Debido a que W corresponde a la acumulación de las cargas existentes en la edificación siendo estas estructurales y no estructurales, las mismas que son calculadas en el ETABS es debido a esto que se debe calcular el coeficiente basal con la siguiente expresión:

$$CB = \frac{I * Sa(Ta)}{R * \phi_p * \phi_E}$$

Dónde:

CB = Coeficiente Basal

Sa(Ta) = Espectro de diseño en aceleración.

ϕ_p y ϕ_E = Coeficientes de configuración en planta y elevación

I = Coeficiente de importancia

R = Factor de reducción de resistencia sísmica

V = Cortante basal de diseño

W = Carga sísmica reactiva

El valor del coeficiente basal será calculado para cada uno de los espectros, el mismo que estará en función del periodo fundamental y aceleración espectral. A continuación, se muestran los valores de las variables necesarias para el cálculo del coeficiente basal.

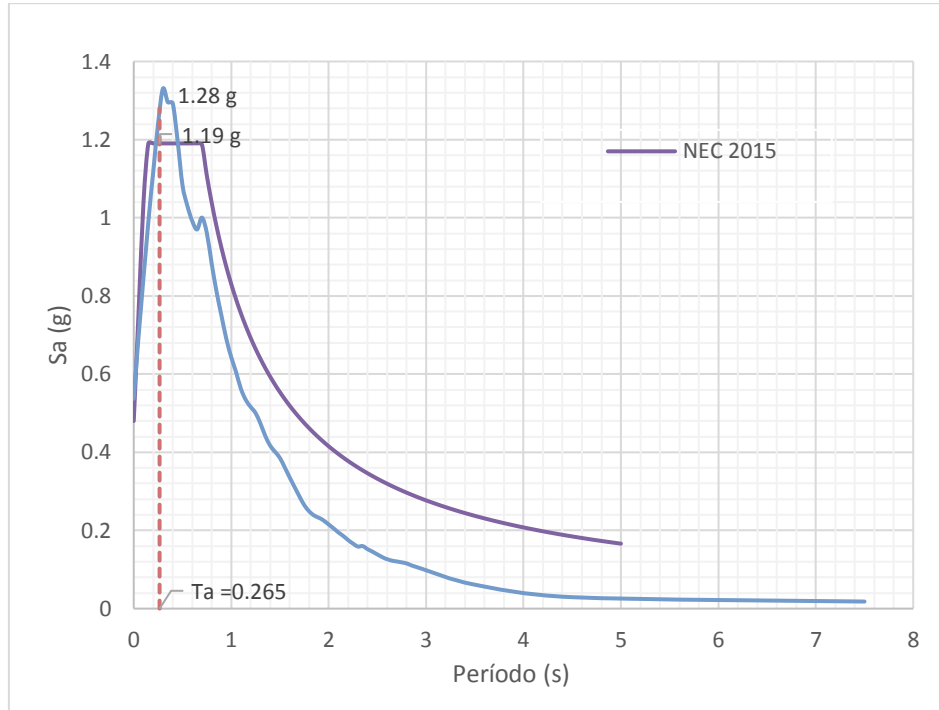
Tabla 55. Variables del Coeficiente de Cortante Basal de la estructura de 2 pisos

Coeficiente de importancia		
Variable	Clasificación	Valor
I	Otras estructuras	1
Factor de reducción de resistencia sísmica		
Variable	Clasificación	Valor
R	Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Coeficiente de configuración en planta		
Variable	Clasificación	Valor
ϕ_p	Irregular	0.9
Coeficiente de configuración en elevación		
Variable	Clasificación	Valor
ϕ_E	Regular	1

Fuente: NEC 2015

Una vez obtenidos los valores que corresponden a la configuración de la estructura procedemos a calcular el coeficiente basal para cada uno de los espectros tomando en consideración que el periodo fundamental para la edificación es de 0.265 s, el mismo que nos da valores de aceleración espectral (S_a) de 1.1904 g y 1.28 g para el espectro de la NEC-15 y el espectro específico respectivamente.

Figura 53. Aceleración espectral para la estructura de 2 pisos según el Espectro NEC-15 y el Espectro Especifico



Fuente: Israel Martínez

Coefficiente basal espectro especifico

$$CB = \frac{I * Sa(Ta)}{R * \phi_p * \phi_E}$$

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

$$CB = 0.1778$$

Coefficiente basal espectro NEC-1

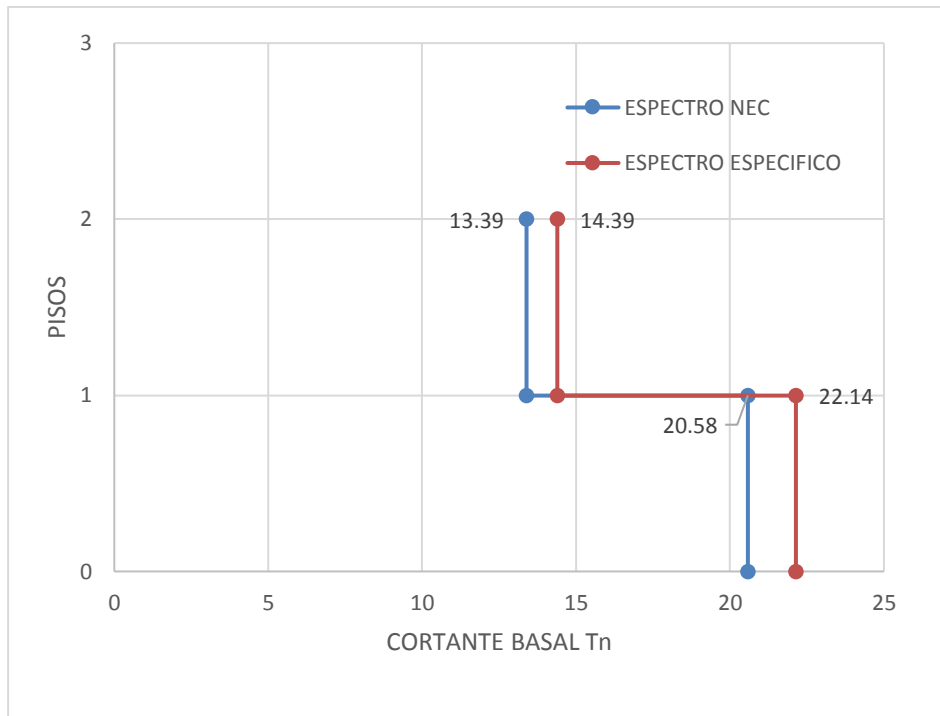
$$CB = \frac{I * Sa(Ta)}{R * \phi_p * \phi_E}$$

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

$$CB = 0.1653$$

A continuación, se muestran los valores de cortante estático que ingresan en la base de la estructura para cada una de las direcciones mediante el empleo del espectro especifico y el espectro propuesto por la NEC-15.

Figura 54. Cortante basal Espectro NEC-15 vs Espectro Especifico



Fuente: Israel Martínez

En el gráfico anterior podemos observar que el cortante basal producido por el espectro específico el cual supera al originado por el espectro de la NEC-15. Eso se debe a que el periodo de vibración fundamental de la estructura de 0.265 s se encuentra en el intervalo en donde la aceleración espectral del espectro específico es mayor a la aceleración espectral en el espectro de la NEC-15

Cortante basal dinámico

Según la NEC-15 para la validación del análisis dinámico de una estructura el constante dinámico no debe ser menor que el 80 % para estructuras regulares y en caso de estructuras irregulares este no debe ser menor al 85%

Es necesario mencionar que la norma sugiere que se utilice el número de modos de vibración precisos para que se involucre una acumulación modal de al menos el 90% de la masa total existente en la edificación.

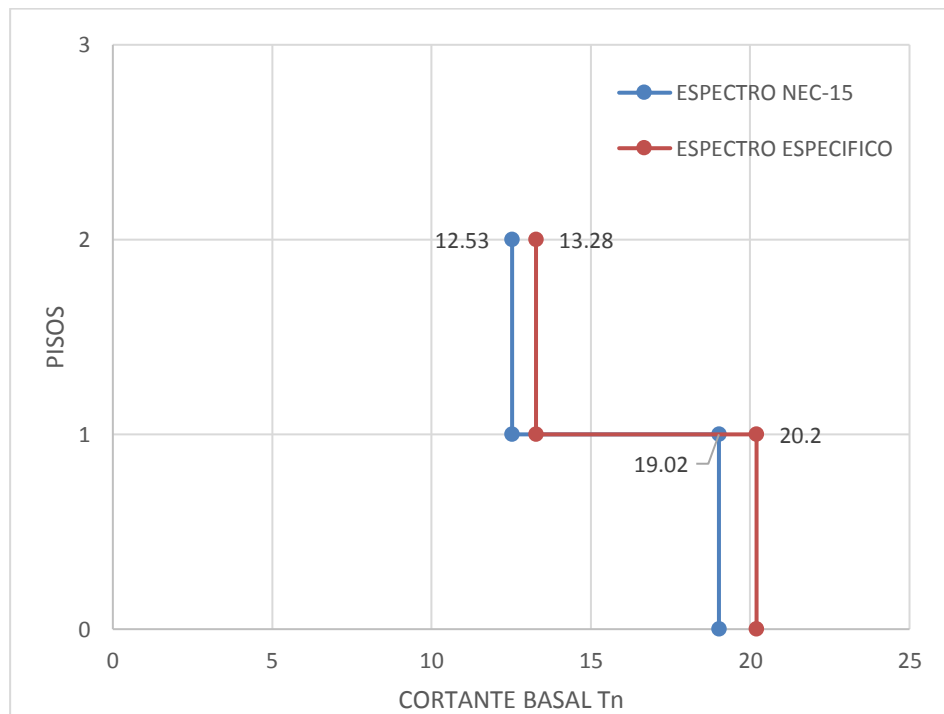
Tabla 56. Porcentaje de Participación modal de la masa

Modo	PERIDO seg	PORCENTJE DE PARTICIPACION PARCIAL DE MASA		PORCENTAJE DE PARTICIPACION ACUMULADOS DE MASA	
		SENTIDO X	SENTIDO Y	SENTIDO X	SENTIDO Y
1	0.265	0.8687	0.001	0.8687	0.001
2	0.222	0.0304	0.2515	0.8991	0.2524
3	0.206	0.005	0.6249	0.904	0.8774
4	0.104	0.0515	0.0014	0.9555	0.8788
5	0.087	0.0108	0.0194	0.9663	0.8983
6	0.084	0.0275	0.0256	0.9938	0.9238
7	0.082	0.0023	0.0003	0.9961	0.9241
8	0.063	0.0032	0.0334	0.9993	0.9575
9	0.057	0.0006	0.0424	0.9999	0.9999
10	0.009	0	0.000002113	0.9999	0.9999
11	0.009	0	0.000001009	0.9999	0.9999
12	0.008	0.000002103	0	0.9999	0.9999

Fuente: Israel Martínez

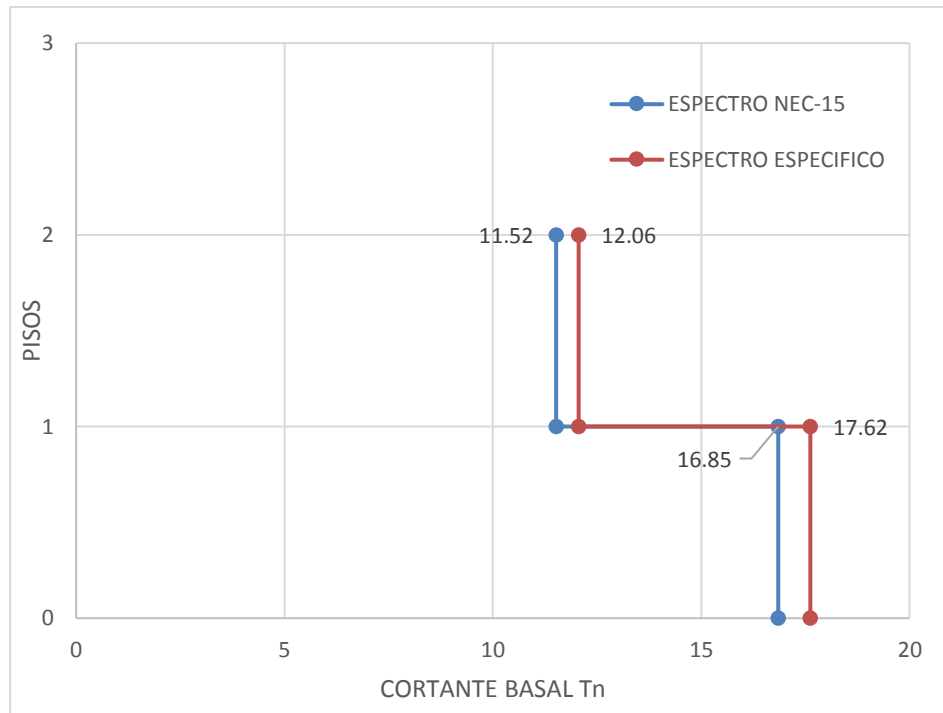
Como se puede evidenciar en la tabla anterior se logra acumular el 90% de la masa en el sentido X a partir del tercer modo de vibración mientras que para el sentido Y se logra acumular a partir del sexto modo de vibración, con esto se puede decir que se cumple con lo establecido por la NEC-15.

Figura 55. Cortante dinámico en el sentido X



Fuente: Israel Martínez

Figura 56. Cortante dinámico en el sentido Y



Fuente: Israel Martínez

Como se puede evidenciar en los dos gráficos anteriores el cortante dinámico en las dos direcciones es mayor en el espectro específico debido que posee una mayor aceleración que el espectro de la NEC-15.

Análisis de derivas

Las derivas de piso es la manera mediante la cual se controlará las deformaciones de la edificación. Los valores de derivas inelásticas no deberán exceder los límites establecidos en la NEC-SE-DS-15, en donde estipula que la deriva inelástica (ΔM) debe ser menor que la deriva inelástica máxima (0.02 o 2%) o $\Delta M < \Delta M \text{ máx.}$

Deriva de piso elásticas por cortante estático

A continuación, se muestran los valores obtenidos de derivas elásticas en sus dos direcciones mediante el empleo de los tipos de espectros empleados en este estudio.

Tabla 57. Derivas de piso elásticas por cortante estático según el Espectro NEC-15

PISO	Load Case Combo	Dirección	DERIVA ELÁSTICA
2	SX	X	0.000875
2	SY	Y	0.000471
1	SX	X	0.000975
1	SY	Y	0.000472

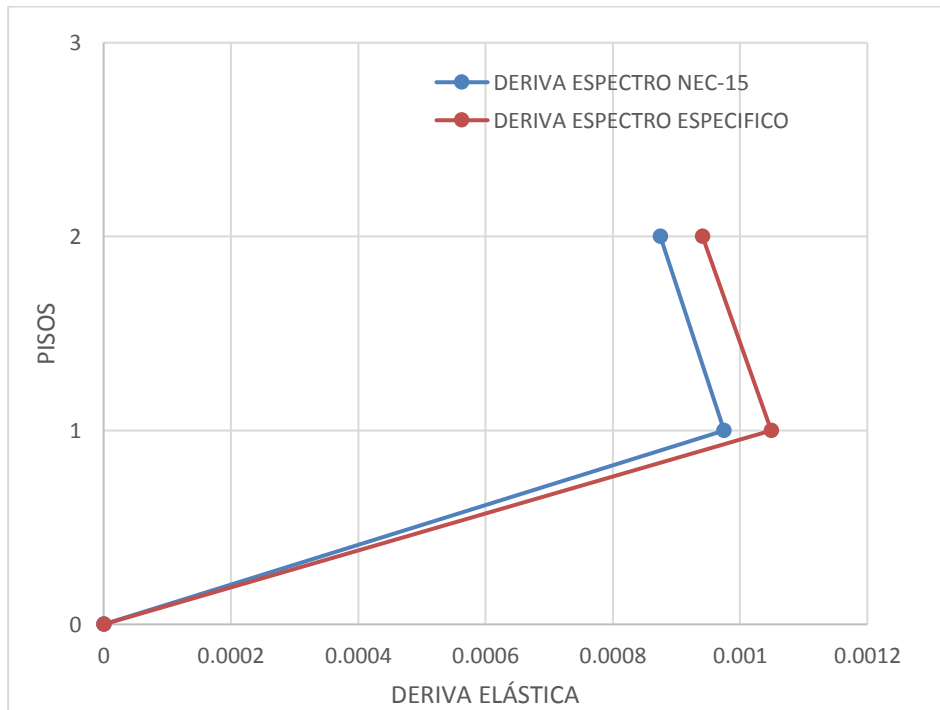
Fuente: Israel Martínez

Tabla 58. Derivas de piso elásticas por cortante estático según el Espectro Especifico

PISO	Load Case Combo	Dirección	DERIVA ELÁSTICA
2	SX ESP	X	0.000941
2	SY ESP	Y	0.000507
1	SX ESP	X	0.001049
1	SY ESP	Y	0.000507

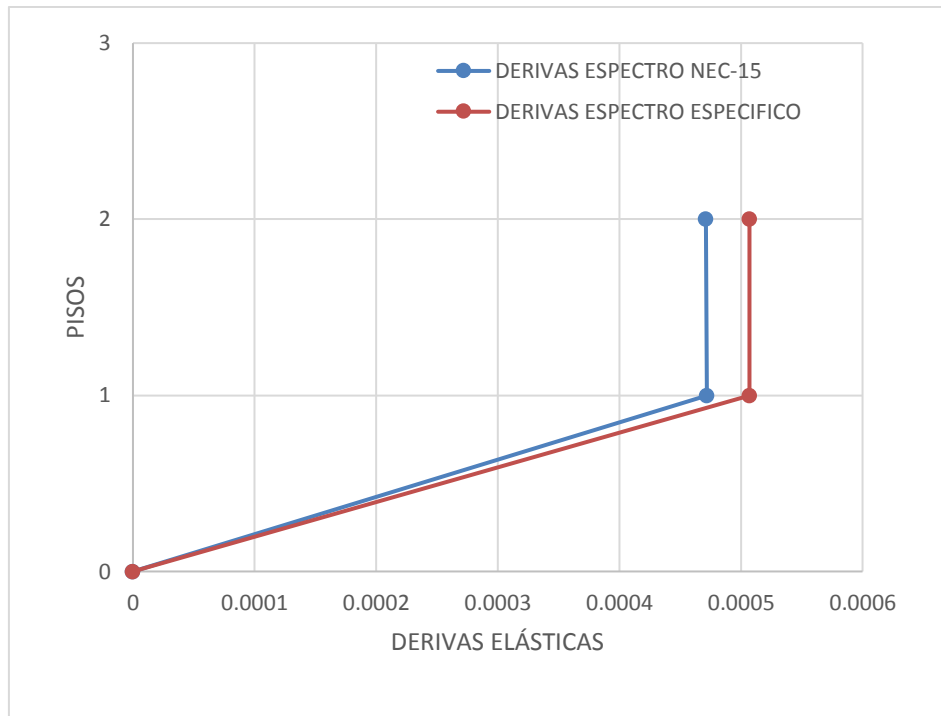
Fuente: Israel Martínez

Figura 57. Derivas de piso elásticas por cortante estático en el sentido X



Fuente: Israel Martínez

Figura 58. Derivas de piso elásticas por cortante estático en el sentido Y



Fuente: Israel Martínez

Debido a que las derivas que se obtuvieron corresponden a derivas elásticas y la norma propone que la validación del análisis se debe realizar con derivas inelásticas se procederá con el empleo de la ecuación que propone la NEC-15, la misma que se muestra a continuación:

$$\Delta M = 0.75 * R * \Delta E$$

Donde:

- ΔM : Deriva inelástica
- R: Factor de reducción de resistencia
- ΔE : Deriva elástica máxima obtenida

Tabla 59. Deriva Inelástica por cortante estático según el Espectro NEC 2015

Piso	Deriva ΔE		Deriva Inelástica ΔM	
	Sentido X	Sentido Y	Sentido X	Sentido Y
2	0.000875	0.000472	0.00525	0.002832
1	0.000975	0.000472	0.00585	0.002832

Fuente: Israel Martínez

Tabla 60. Deriva Inelástica por cortante estático según el Espectro Especifico

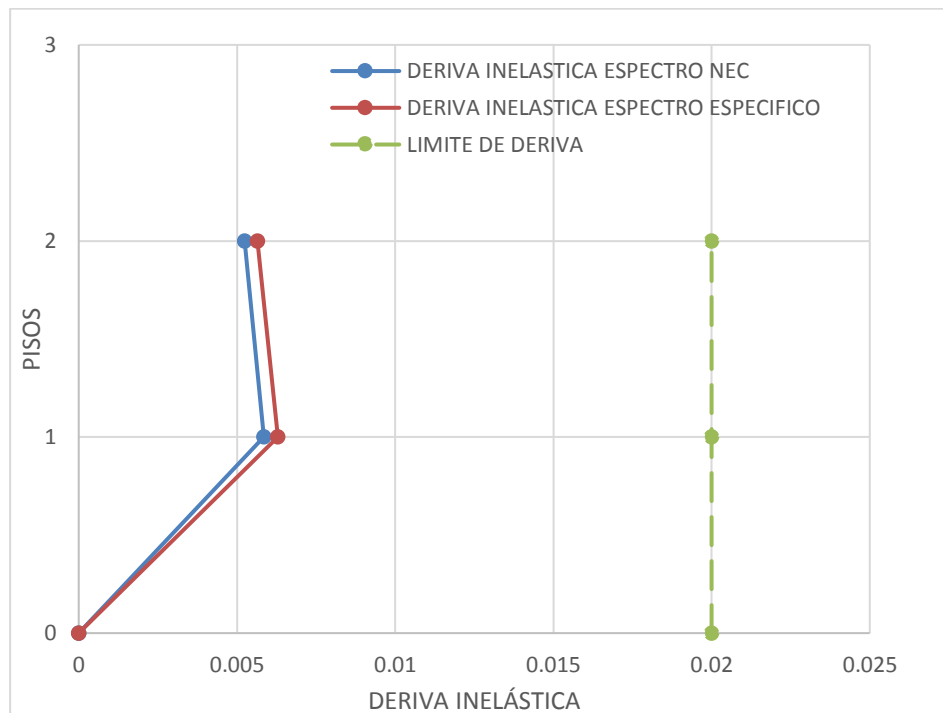
Piso	Deriva ΔE		Deriva Inelástica ΔM	
	Sentido X	Sentido Y	Sentido X	Sentido Y
2	0.000941	0.000507	0.005646	0.003042
1	0.001049	0.000507	0.006294	0.003042

Fuente: Israel Martínez

Mediante el cálculo de la deriva inelástica podemos deducir que la estructura cumple en sus dos direcciones con el límite establecido en la NEC-15, en el cual se estipula que la deriva inelástica debe ser menor que el 2% o 0.02.

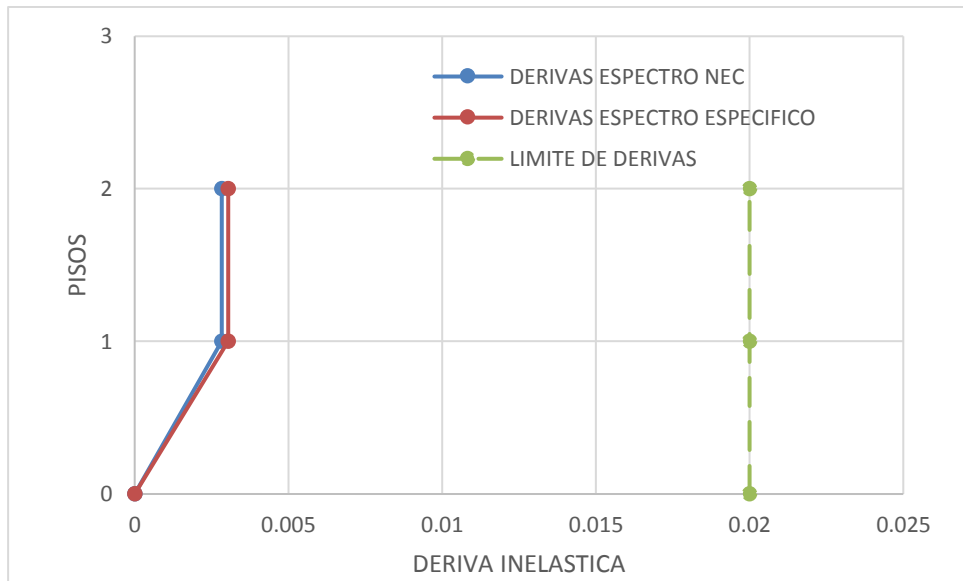
Para entender de mejor manera los valores que muestran en la tabla anterior procederemos a graficar los mismos.

Figura 59. Derivas de piso inelásticas por cortante estático en el sentido X



Fuente: Israel Martínez

Figura 60. Derivas de piso inelásticas por cortante estático en el sentido Y



Fuente: Israel Martínez

Como se puede evidenciar las derivas de piso inelásticas generadas por el espectro específico calculado para la zona de estudio son mayores a las que se generan por el uso del espectro de la NEC-15, además dichas derivas inelásticas no superan el límite establecido por la Norma de Construcción del Ecuador (NEC-15)

Deriva de piso causadas por cortante dinámico

A continuación, se muestran los valores obtenidos de derivas elásticas en sus dos direcciones mediante el empleo de los tipos de espectros empleados en este estudio.

Tabla 61. Derivas de piso elásticas por cortante dinámico según el Espectro NEC-15

PISOS	Load Case Combo	Dirección	DERIVA ELÁSTICA
2	ESPECTRO NEC	X	0.000886
2	ESPECTRO NEC	Y	0.000437
1	ESPECTRO NEC	X	0.000979
1	ESPECTRO NEC	Y	0.000421

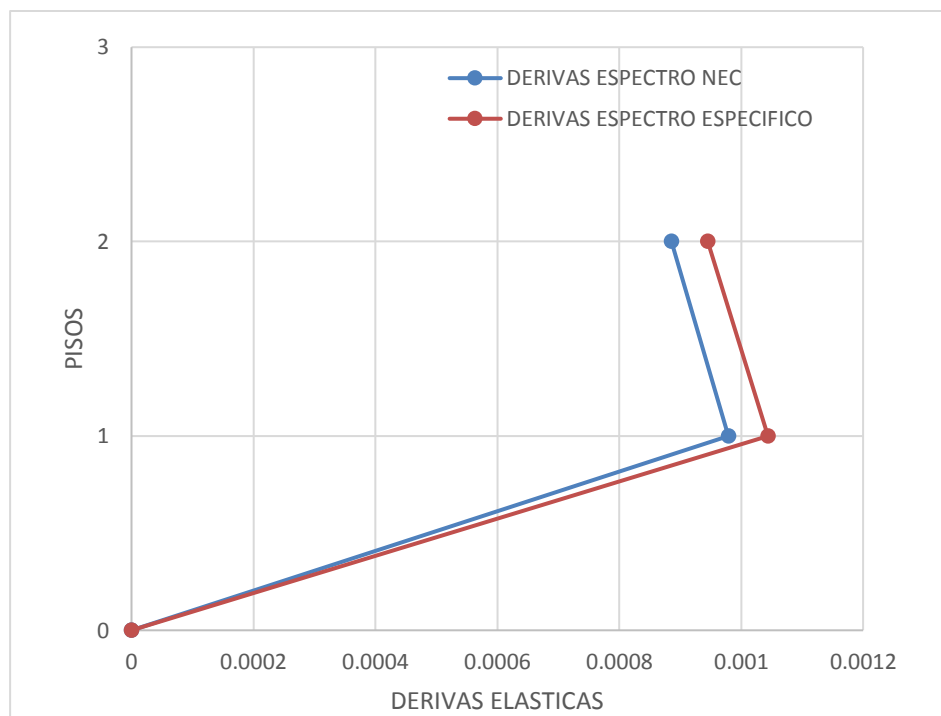
Fuente: Israel Martínez

Tabla 62. Derivas de piso elásticas por cortante dinámico según el Espectro Especifico

PISOS	Load Case Combo	Dirección	DERIVA ELÁSTICA
2	ESPECTRO ESP	X	0.000945
2	ESPECTRO ESP	Y	0.000449
1	ESPECTRO ESP	X	0.001044
1	ESPECTRO ESP	Y	0.000443

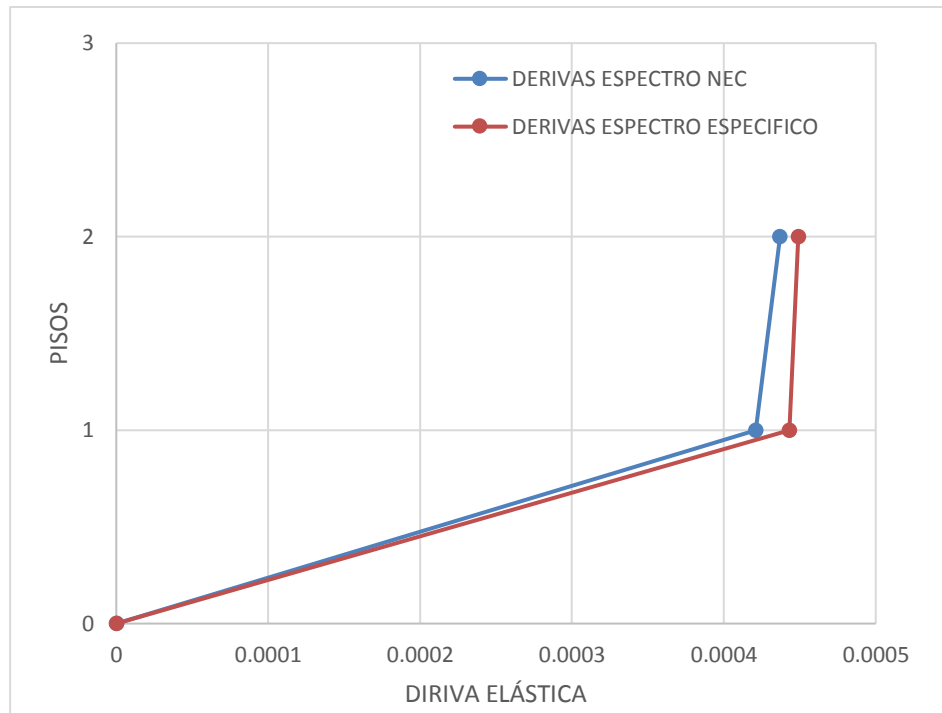
Fuente: Israel Martínez

Figura 61. Derivas de piso elásticas por cortante dinámico en el sentido X



Fuente: Israel Martínez

Figura 62. Derivas de piso elásticas por cortante dinámico en el sentido Y



Fuente: Israel Martínez

De igual manera verificamos el cumplimiento de las derivas inelásticas en sus dos direcciones generadas por cortante dinámico

Tabla 63. Deriva Inelástica por cortante dinámico según el Espectro NEC-15

Piso	Deriva ΔE		Deriva Inelástica ΔM	
	Sentido X	Sentido Y	Sentido X	Sentido Y
2	0.000886	0.000437	0.005316	0.002622
1	0.000979	0.000421	0.005874	0.002526

Fuente: Israel Martínez

Tabla 64. Deriva Inelástica por cortante dinámico según el Espectro Especifico

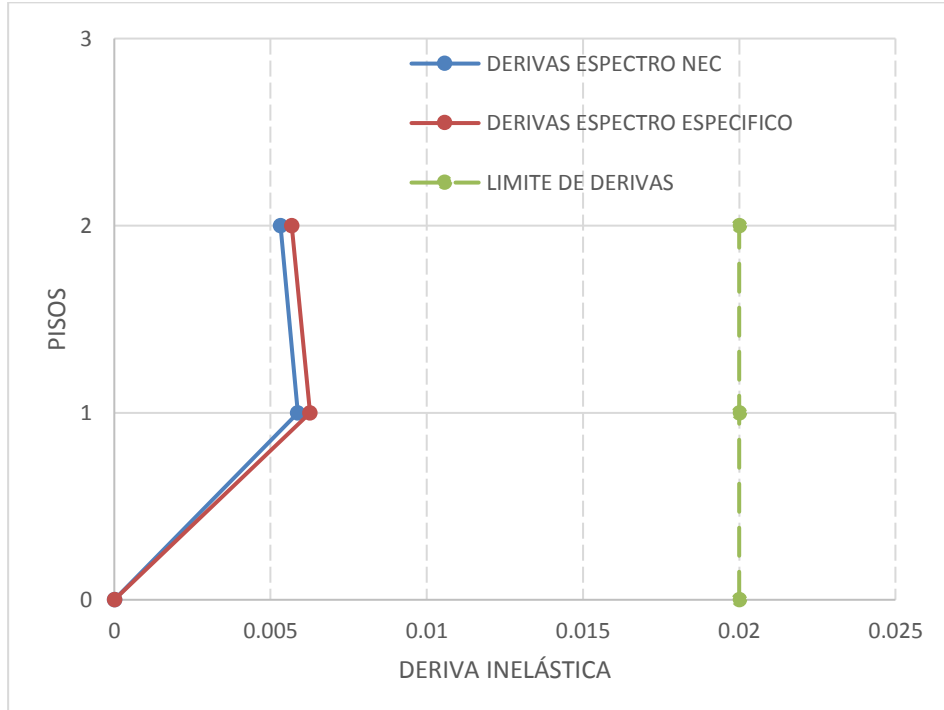
Piso	Deriva ΔE		Deriva Inelástica ΔM	
	Sentido X	Sentido Y	Sentido X	Sentido Y
2	0.000945	0.000449	0.00567	0.002694
1	0.001044	0.000443	0.006264	0.002658

Fuente: Israel Martínez

Mediante el cálculo de la deriva inelástica generadas por el cortante dinámico, podemos deducir que la estructura cumple en sus dos direcciones con el límite establecido en la NEC-15, en el cual se estipula que la deriva inelástica debe ser menor que el 2% o 0.02.

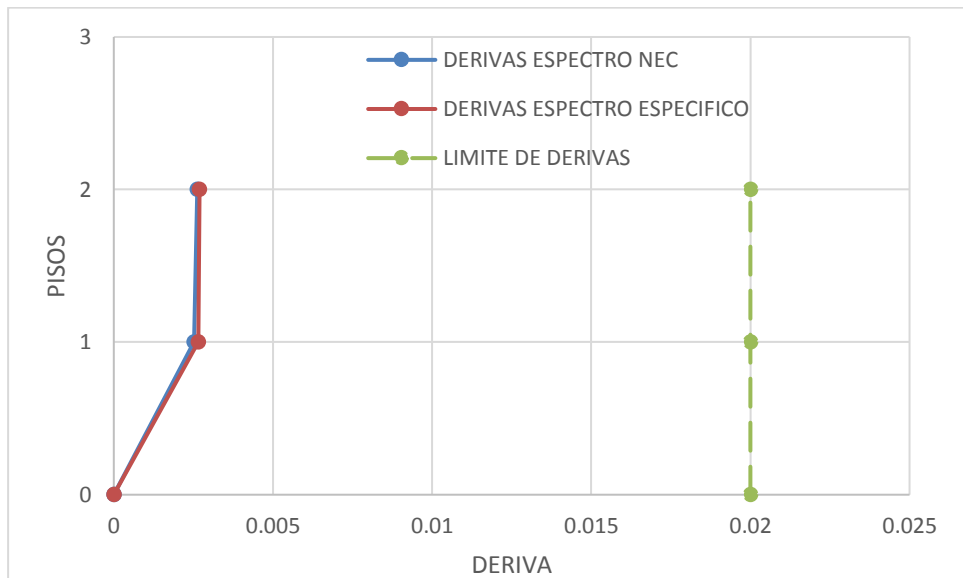
A continuación, se muestran los valores de derivas inelásticas en forma gráfica de las tablas anteriormente especificadas.

Figura 63. Derivas de piso inelásticas por cortante dinámico en el sentido X



Fuente: Israel Martínez

Figura 64. Derivas de piso inelásticas por cortante dinámico en el sentido Y



Fuente: Israel Martínez

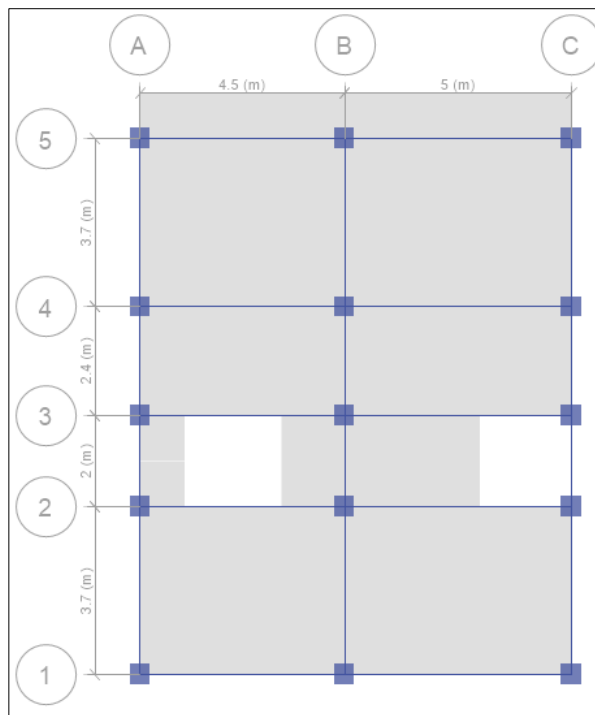
Como se puede evidenciar las derivas de piso inelásticas generadas por el espectro específico calculado para la zona de estudio son mayores a las que se generan por el uso del espectro de la NEC-15, además dichas derivas inelásticas no superan el límite establecido por la Norma de Construcción del Ecuador (NEC-15)

Mediante el análisis realizado a las derivas inelásticas generas por el espectro específico y por el espectro de la NEC-15, se puede deducir que las demandas producidas por el espectro específico supera a las de la NEC-15 tanto estáticamente como dinámicamente.

4.4.8.2 Análisis de la estructura de 3 pisos

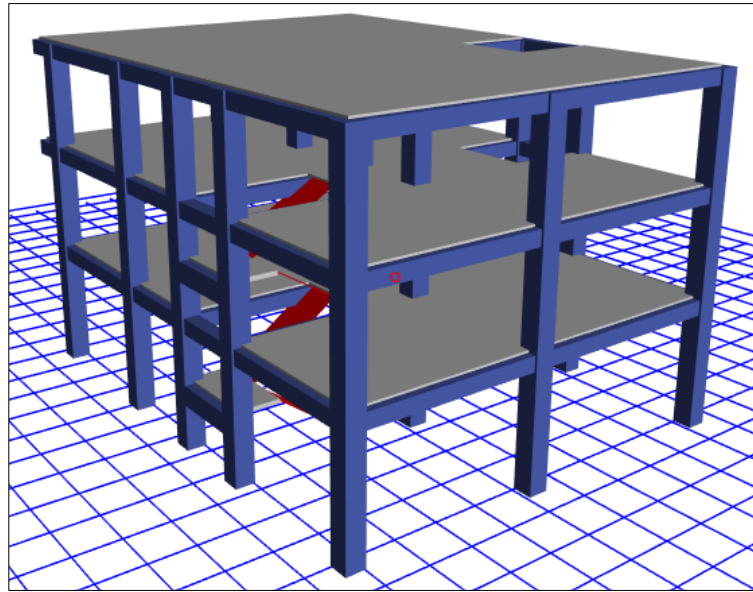
La edificación seleccionada posee una altura de 8 m con una altura entre piso de 2.50m en los niveles superiores mientras que en la planta baja existe una altura de 3.0m. En la actualidad la estructura se utiliza como vivienda unifamiliar en los dos últimos pisos mientras que el primero se utiliza como vidriería. La edificación consta de tres pisos más el acceso a la terraza la misma que en su totalidad está construida en hormigón armado

Figura 65. Vista en planta de la estructura de 3 pisos



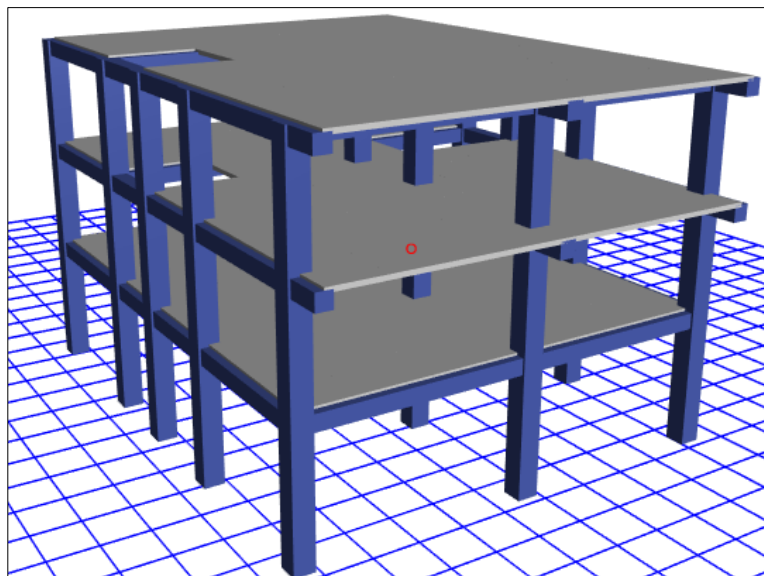
Fuente: Israel Martínez

Figura 66. Vista posterior de la estructura de 3 pisos



Fuente: Israel Martínez

Figura 67. Vista frontal de la estructura de 3 pisos



Fuente: Israel Martínez

4.4.8.2.1 Características de los materiales

La resistencia a la compresión del hormigón ($f'c$) es de 240 kg/cm^2 , el cual cuenta con un peso específico de 2400 kg/cm^3 y su módulo de Poisson es de 0.20. Para el cálculo del módulo de elasticidad se utilizó la siguiente expresión:

$$E = 13100 * \sqrt{f'c}$$

$$E = 13100 * \sqrt{240 \text{ kg/cm}^2}$$

$$E = 202944.33 \text{ kg/cm}^2$$

El acero utilizado es el A615Gr60 el cual cuenta con un $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ con un módulo de elasticidad $E=2.036e6 \text{ kg/cm}^2$

4.4.8.2.2 Características de las secciones

- Vigas: Las vigas en el eje X y en el eje Y poseen secciones iguales, las cuales son de 30x30 cm con un recubrimiento de 3 cm.
- Columnas: Las columnas poseen una sección de 40x40 cm en ambas direcciones con un recubrimiento aproximado de 3 cm
- Losa: Es una losa bidireccional con un espesor de 20 cm y nervios de 10x15 cm, con un recubrimiento de 2.5 cm.

Periodo de vibración fundamental de la estructura de 3 pisos

En la tabla que se muestra a continuación podemos evidenciar el periodo fundamental de la estructura mediante un análisis modal, el mismo que tiene un valor de 0.354 s, el mismo que se encuentra dentro de los límites en donde la aceleración espectral en el espectro específico es mayor que el espectro de la NEC-15.

Tabla 65. Periodo de vibración fundamental para la estructura de 3 pisos

Case	Modo	Period sec	Frequency cyc/sec	Circular Frequency rad/sec	Eigenvalue rad ² /sec ²
Modal	1	0.354	2.827	17.7641	315.564
Modal	2	0.301	3.321	20.8647	435.3362
Modal	3	0.266	3.755	23.5963	556.7859
Modal	4	0.102	9.806	61.6128	3796.1343
Modal	5	0.091	10.94	68.739	4725.0442
Modal	6	0.085	11.801	74.1454	5497.5421
Modal	7	0.052	19.209	120.6964	14567.6201
Modal	8	0.049	20.335	127.7658	16324.1111
Modal	9	0.044	22.631	142.1968	20219.9326
Modal	10	0.005	183.147	1150.7476	1324219.941
Modal	11	0.005	190.344	1195.9647	1430331.603
Modal	12	0.003	293.044	1841.2508	3390204.352

Fuente: Israel Martínez

Periodo de vibración de la estructura con la NEC-15

Según la NEC-15 el periodo de vibración aproximado de la estructura será calculado a partir de la siguiente expresión:

$$T = C_t * h_n^\alpha$$

Donde:

- T: Periodo de vibración
- C_t : Coeficiente dependiente del tipo de edificación
- h_n : Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base en metros

Tabla 66. Valores para el periodo de vibración de la estructura de 3 pisos

TIPO DE ESTRUCTURA	C_t	α
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9

Fuente: NEC-15 Peligro sísmico

$$T = 0.055 * 7.5^{0.9}$$

$$T = 0.337 \text{ s}$$

$$T_1 = 0.337 \text{ s} \rightarrow \text{Periodo NEC} - 15$$

$$T = 0.354 \text{ s} \rightarrow \text{Periodo ETABS}$$

$$T < 1.3 * T_1 \text{ OK}$$

El valor del periodo de vibración (T) obtenido mediante el método de la NEC-15 es una estimación inicial que permitirá el cálculo de fuerzas sísmicas a ser aplicadas sobre la estructura. El valor del periodo de vibración del primer modo obtenido del ETABS es mayor al valor calculado con el método expuesto por la NEC-15, mediante lo cual podemos deducir que la estructura se encuentra sobre el límite mínimo que estipula la NEC-15 dando a entender que la estructura no es rígida.

Modos de vibración estructural.

Según la dinámica estructural se recomienda que en los dos primeros modos de vibración de la estructura sea traslacionales, mientras que el tercer modo de vibración debe ser rotacional, para lo cual debe cumplirse que la relación entre la rotación en el eje z (Rz) y el mayor desplazamiento sea este en X o Y (Ux o Uy) deben ser menor al 30%.

Tabla 67. Modos de vibración para la estructura de 3 pisos

ESPECTROS	MODO	Ux, Uy	Rz	%	TIPO
NEC-15 - ESPECIFICO	1	0.8691	0.0118	1.36	TRASLACIONAL
	2	0.5466	0.3425	62.66	ROTACIONAL
	3	0.3468	0.5347	154.18	ROTACIONAL

Fuente: Israel Martínez

De la tabla anterior se puede concluir que para la estructura de 3 pisos no cumple con la condición requerida por la dinámica estructural.

Cortante basal estático

Corresponde a la fuerza total concentrada en la base de la estructura, producto de una acción sísmica. La NEC-15 propone el cálculo del cortante basal aplicado a una estructura a partir de la siguiente expresión:

$$V = \frac{I * Sa(Ta)}{R * \phi_p * \phi_E} * W$$

Debido a que W corresponde a la acumulación de las cargas existentes en la edificación siendo estas estructurales y no estructurales, las misma que son calculas en el ETABS es debido a esto que se debe calcular el coeficiente basal con la siguiente expresión:

$$CB = \frac{I * Sa(Ta)}{R * \phi_p * \phi_E}$$

Dónde:

CB = Coeficiente Basal

Sa(Ta) = Espectro de diseño en aceleración.

ϕ_p y ϕ_E = Coeficientes de configuración en planta y elevación

I = Coeficiente de importancia

R = Factor de reducción de resistencia sísmica

V = Cortante basal de diseño

W = Carga sísmica reactiva

El valor del coeficiente basal será calculado para cada uno de los espectros, el mismo que estará en función del periodo fundamental y aceleración espectral. A continuación, se muestran los valores de las variables necesarias para el cálculo del coeficiente basal.

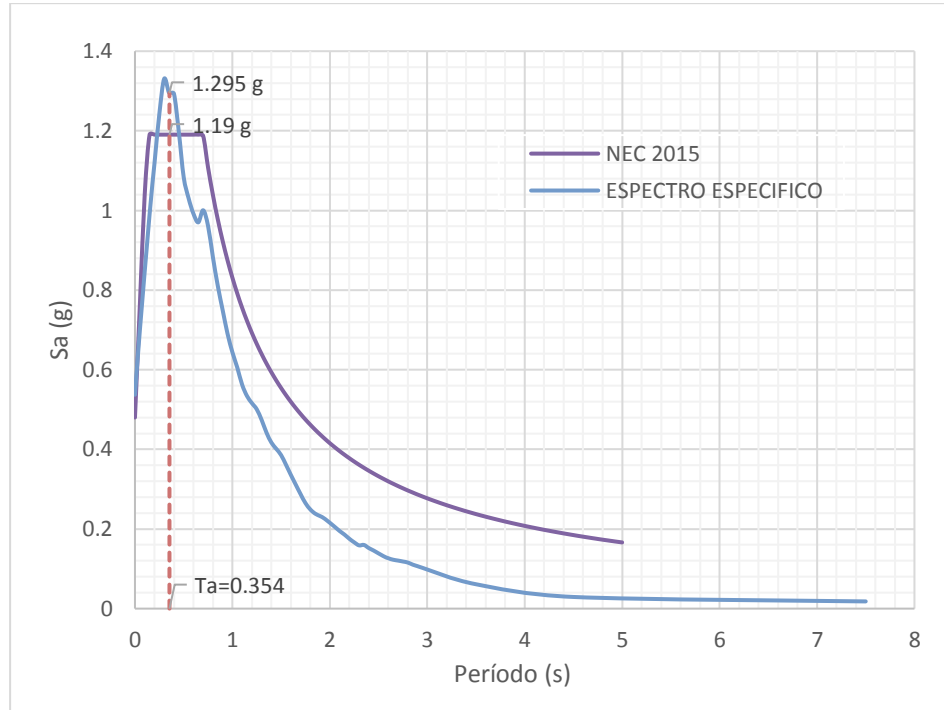
Tabla 68. Variables del Coeficiente de Cortante Basal para la estructura de 3 pisos

Coeficiente de importancia		
Variable	Clasificación	Valor
I	Otras estructuras	1
Factor de reducción de resistencia sísmica		
Variable	Clasificación	Valor
R	Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Coeficiente de configuración en planta		
Variable	Clasificación	Valor
ϕ_p	Regular	1
Coeficiente de configuración en elevación)		
Variable	Clasificación	Valor
ϕ_E	Regular	1

Fuente: NEC-15 Peligro sísmico

Una vez obtenidos los valores que corresponden a la configuración de la estructura procedemos a calcular el coeficiente basal para cada uno de los espectros tomando en cuenta que el periodo fundamental para la edificación es de 0.354 s, el mismo que nos da valores de aceleración espectral (S_a) de 1.1904 g y 1.295 g para el espectro de la NEC-15 y el espectro específico respectivamente.

Figura 68. Aceleración espectral para la estructura de 3 pisos según el Espectro NEC-15 y el Espectro Especifico



Fuente: Israel Martínez

Coefficiente basal espectro especifico

$$CB = \frac{I * Sa(Ta)}{R * \phi_p * \phi_E}$$

$$CB = \frac{1 * 1.295}{8 * 1 * 1}$$

$$CB = 0.1619$$

Coefficiente basal espectro NEC-15

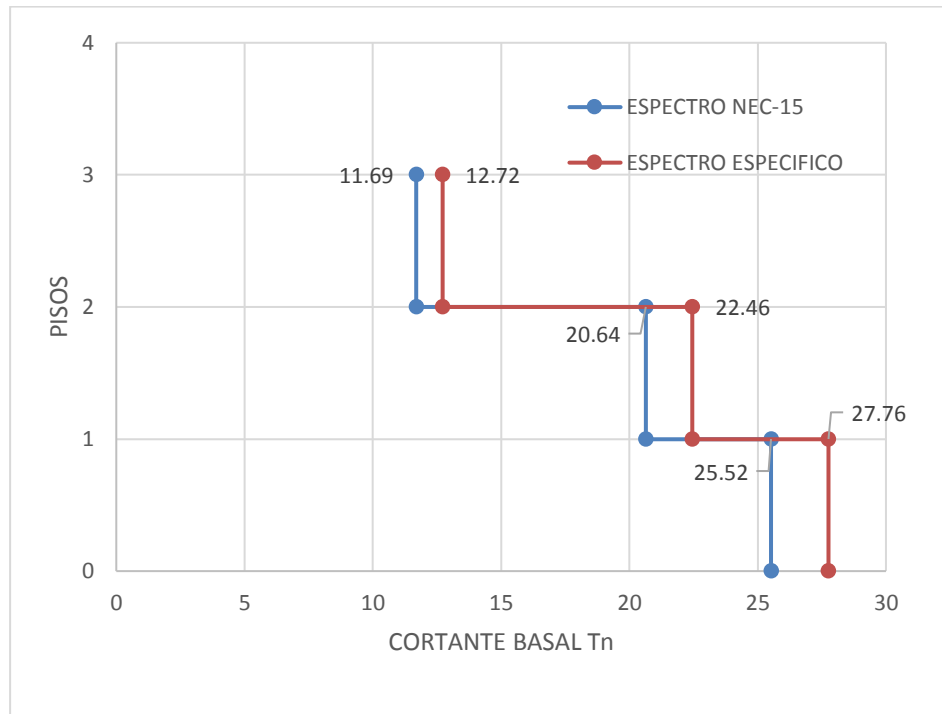
$$CB = \frac{I * Sa(Ta)}{R * \phi_p * \phi_E}$$

$$CB = \frac{1 * 1.1904}{8 * 1 * 1}$$

$$CB = 0.1488$$

A continuación, se muestran los valores de cortante estático que ingresan en la base de la estructura para cada una de las direcciones mediante el empleo del espectro específico y el espectro propuesto por la NEC-15.

Figura 69. Cortante basal Espectro NEC-15 vs Espectro Especifico



Fuente: Israel Martínez

En el gráfico anterior podemos observar que el cortante basal producido por el espectro específico supera al originado por el espectro de la NEC-15. Eso se debe a que el periodo de vibración fundamental de la estructura es de 0.354 s se encuentra en el intervalo en donde la aceleración espectral del espectro específico es mayor a la aceleración espectral en el espectro de la NEC-15

Cortante basal dinámico

Según la NEC-15 para la validación del análisis dinámico de una estructura el constante dinámico no debe ser menor que el 80 % para estructuras regulares y en caso de estructuras irregulares este no debe ser menor al 85%

Es necesario mencionar que la norma sugiere que se utilice el número de modos de vibración precisos para que se involucre una acumulación modal de al menos el 90% de la masa total existente en la edificación.

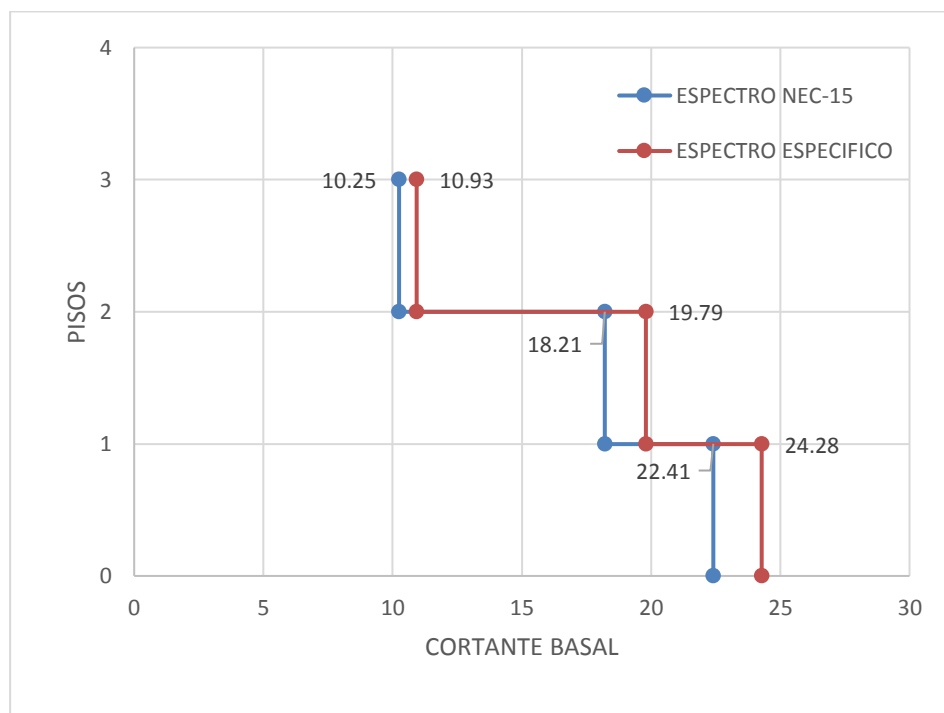
Tabla 69. Porcentaje de Participación modal de la masa

Mode	Period sec	PORCENTJE DE PARTICIPACION PARCIAL DE MASA		PORCENTJE DE PARTICIPACION ACUMULADO DE MASA	
		SENTIDO X	SENTIDO Y	SENTIDO X	SENTIDO Y
1	0.354	0.8691	0.0014	0.8691	0.0014
2	0.301	0.0082	0.5466	0.8773	0.548
3	0.266	0.003	0.3468	0.8803	0.8948
4	0.102	0.1	0.00001793	0.9804	0.8948
5	0.091	0.0002	0.0761	0.9806	0.971
6	0.085	0.0005	0.013	0.9811	0.984
7	0.052	0.0184	0.0001	0.9995	0.9841
8	0.049	0.0003	0.0132	0.9998	0.9973
9	0.044	0.0001	0.0027	1	1
10	0.005	0	0.00002346	1	1
11	0.005	0	0	1	1
12	0.003	0.00001373	0	1	1

Fuente: Israel Martínez

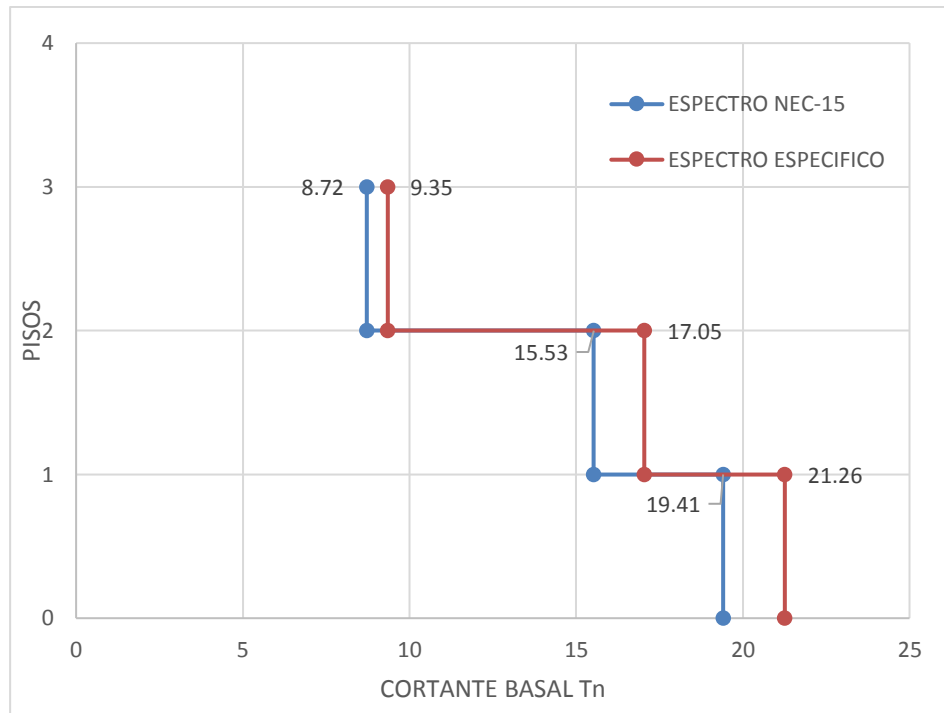
Como se puede evidenciar en la tabla anterior se logra acumular el 90% de la masa en el sentido X a partir del cuarto modo de vibración mientras que para el sentido Y se logra acumular a partir del sexto modo de vibración, con esto se puede decir que se cumple con lo establecido por la NEC-15.

Figura 70. Cortante dinámico en el sentido X



Fuente: Israel Martínez

Figura 71. Cortante dinámico en el sentido Y



Fuente: Israel Martínez

Como se puede evidenciar en los dos gráficos anteriores el cortante dinámico en las dos direcciones es mayor en el espectro específico debido que posee una mayor aceleración que el espectro de la NEC-15.

Análisis de derivas

Las derivas de piso es la manera mediante la cual se controlará las deformaciones de la edificación. Los valores de derivas inelásticas no deberán exceder los límites establecidos en la NEC-SE-DS-15, en donde estipula que la deriva inelástica (ΔM) debe ser menor que la deriva inelástica máxima (0.02 o 2%) o $\Delta M < \Delta M \text{ máx.}$

Deriva de piso elásticas por cortante estático

A continuación, se muestran los valores obtenidos de derivas elásticas en sus dos direcciones mediante el empleo de los tipos de espectros empleados en este estudio.

Tabla 70. Derivas de piso elásticas por cortante estático según el Espectro
NEC-15

PISO	Load Case Combo	Dirección	DERIVA ELÁSTICA
3	SX	X	0.000755
3	SY	Y	0.000483
2	SX	X	0.001125
2	SY	Y	0.000762
1	SX	X	0.000931
1	SY	Y	0.000705

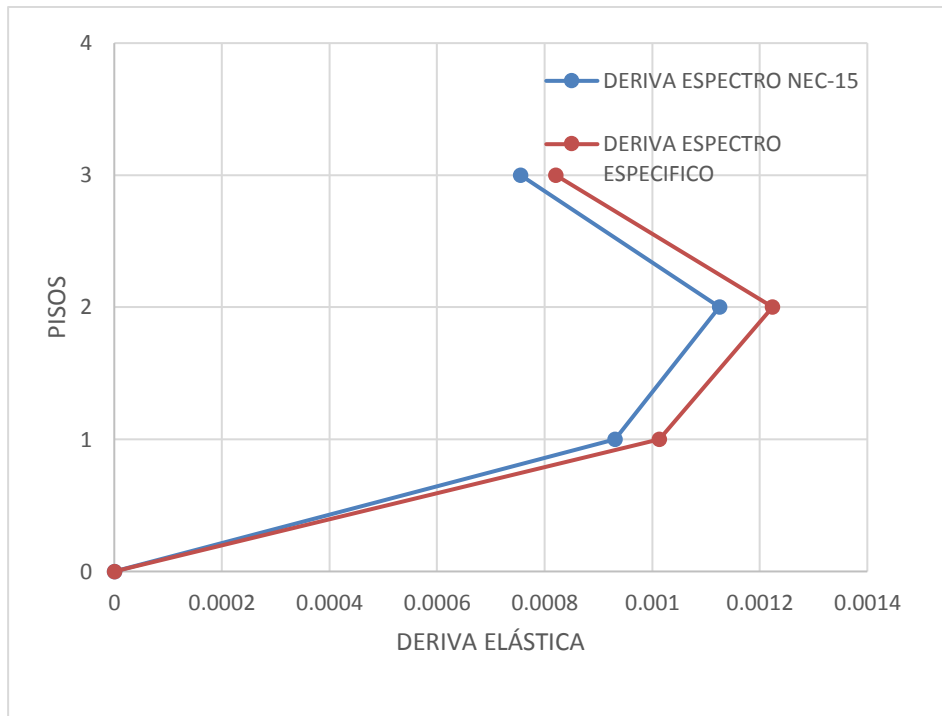
Fuente: Israel Martínez

Tabla 71. Derivas de piso elásticas por cortante estático según el Espectro
Especifico

PISO	Load Case Combo	Dirección	DERIVA ELÁSTICA
3	SX ESP	X	0.000821
3	SY ESP	Y	0.000526
2	SX ESP	X	0.001224
2	SY ESP	Y	0.000829
1	SX ESP	X	0.001013
1	SY ESP	Y	0.000767

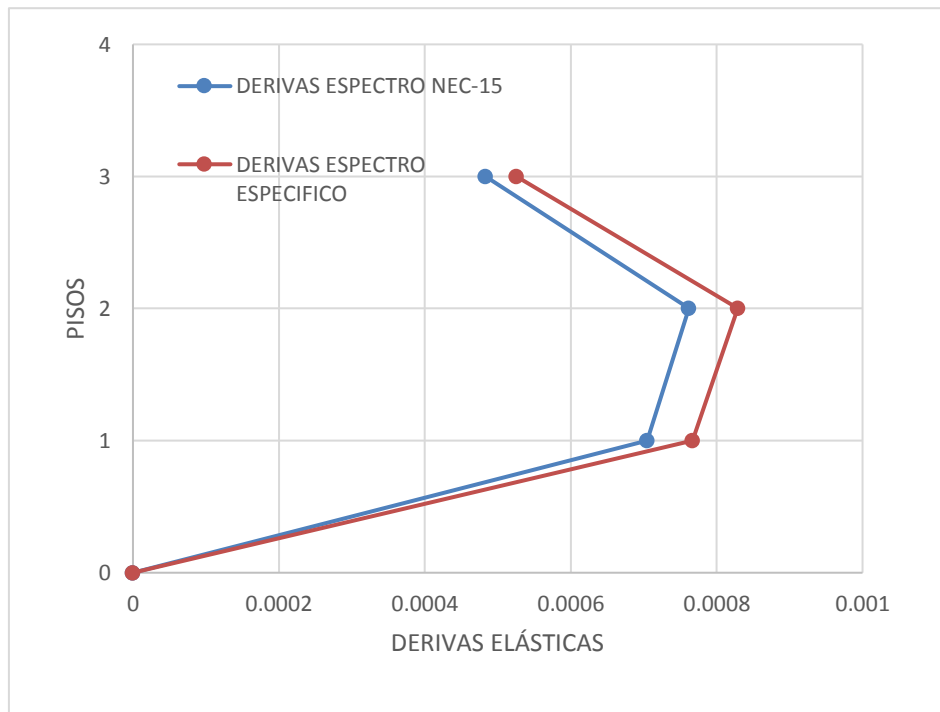
Fuente: Israel Martínez

Figura 72. Derivas de piso elásticas por cortante estático en el sentido X



Fuente: Israel Martínez

Figura 73. Derivas de piso elásticas por cortante estático en el sentido Y



Fuente: Israel Martínez

Debido a que las derivas que se obtuvieron corresponden a derivas elásticas y la norma propone que la validación del análisis se debe realizar con derivas inelásticas se procederá con el empleo de la ecuación que propone la NEC-15, la misma que se muestra a continuación:

$$\Delta M = 0.75 * R * \Delta E$$

Donde:

- ΔM : Deriva inelástica
- R: Factor de reducción de resistencia
- ΔE : Deriva elástica máxima obtenida

Tabla 72. Deriva Inelástica por cortante estático según el Espectro NEC 2015

Piso	Deriva ΔE		Deriva Inelástica ΔM	
	Sentido X	Sentido Y	Sentido X	Sentido Y
3	0.000755	0.000483	0.004530	0.002898
2	0.001125	0.000762	0.006750	0.004572
1	0.000931	0.000705	0.005586	0.004230

Fuente: Israel Martínez

Tabla 73. Deriva Inelástica por cortante estático según el Espectro Especifico

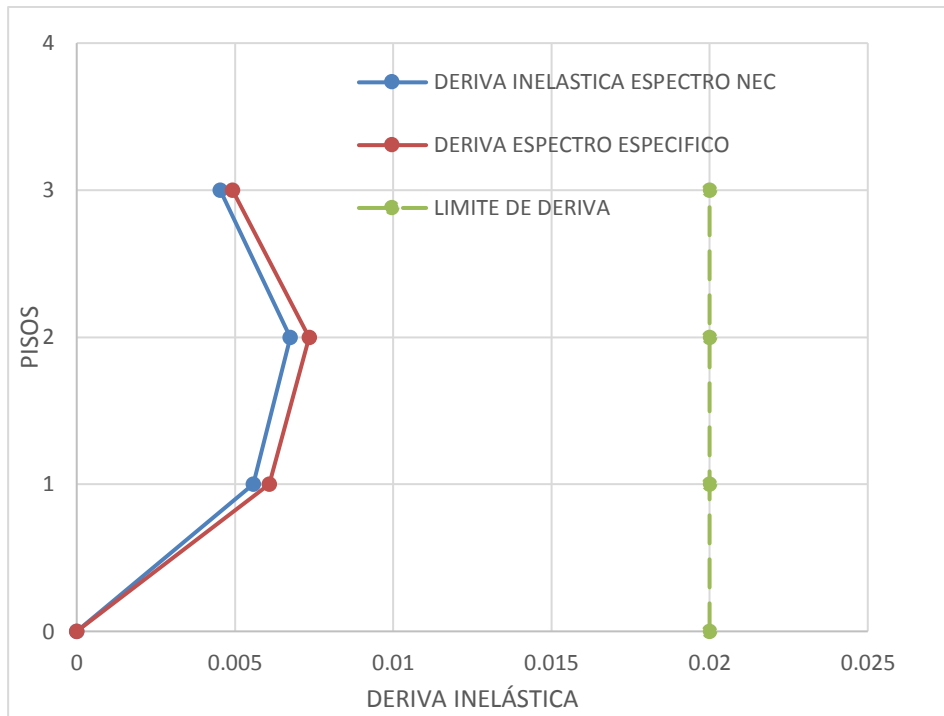
Piso	Deriva ΔE		Deriva Inelástica ΔM	
	Sentido X	Sentido Y	Sentido X	Sentido Y
3	0.000821	0.000526	0.004926	0.003156
2	0.001224	0.000829	0.007344	0.004974
1	0.001013	0.000767	0.006078	0.004602

Fuente: Israel Martínez

Mediante el cálculo de la deriva inelástica podemos deducir que la estructura cumple en sus dos direcciones con el límite establecido en la NEC-15, en el cual se estipula que la deriva inelástica debe ser menor que el 2% o 0.02.

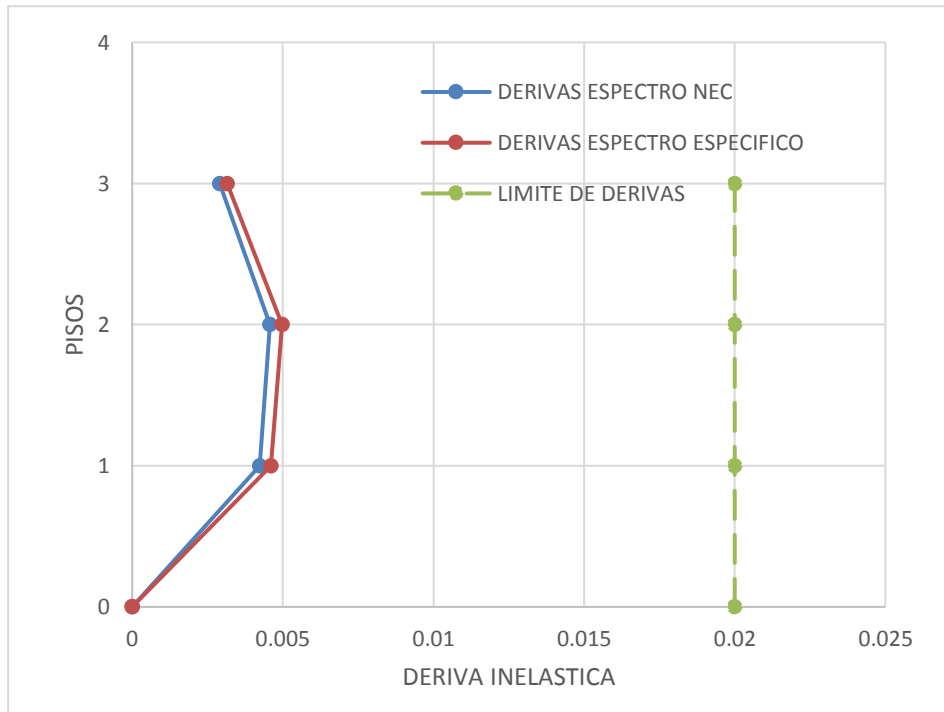
Para entender de mejor manera los valores que muestran en la tabla anterior procederemos a graficar los mismos.

Figura 74. Derivas de piso inelásticas por cortante estático en el sentido X



Fuente: Israel Martínez

Figura 75. Derivas de piso inelásticas por cortante estático en el sentido Y



Fuente: Israel Martínez

Como se puede evidenciar las derivas de piso inelásticas generadas por el espectro específico calculado para la zona de estudio son mayores a las que se generan por el uso del espectro de la NEC-15, además dichas derivas inelásticas no superan el límite establecido por la Norma de Construcción del Ecuador (NEC-15)

Deriva de piso causadas por cortante dinámico

A continuación, se muestran los valores obtenidos de derivas elásticas en sus dos direcciones mediante el empleo de los tipos de espectros empleados en este estudio.

Tabla 74. Derivas de piso elásticas por cortante dinámico según el Espectro NEC-15

PISOS	Load Case Combo	Dirección	DERIVA ELÁSTICA
3	ESPECTRO NEC	X	0.000695
3	ESPECTRO NEC	Y	0.000433
2	ESPECTRO NEC	X	0.001035
2	ESPECTRO NEC	Y	0.000695
1	ESPECTRO NEC	X	0.000862
1	ESPECTRO NEC	Y	0.000639

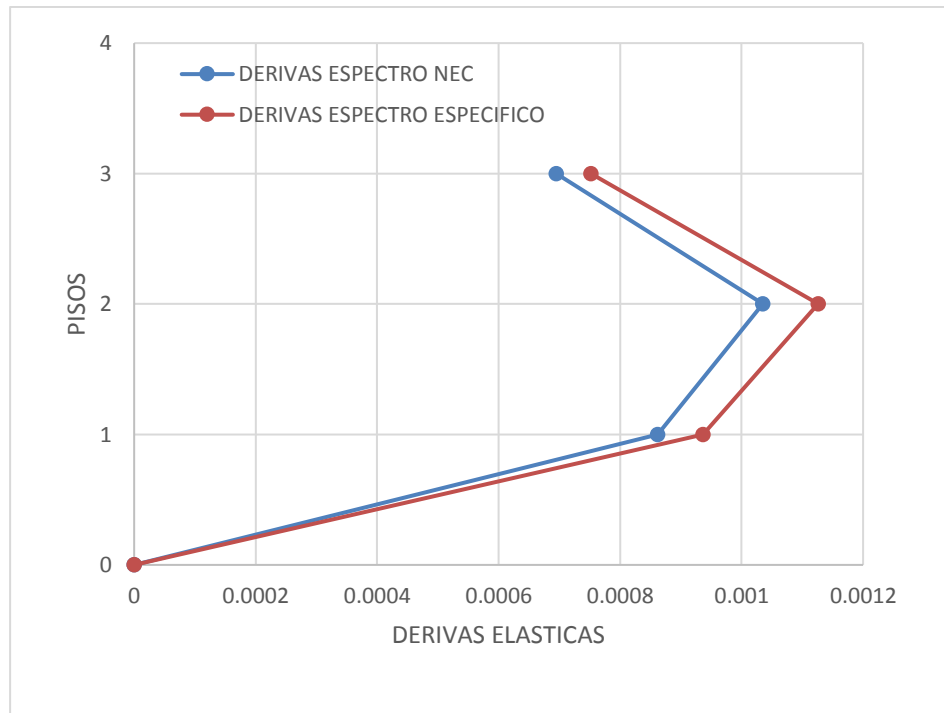
Fuente: Israel Martínez

Tabla 75. Derivas de piso elásticas por cortante dinámico según el Espectro Especifico

PISOS	Load Case Combo	Dirección	DERIVA ELÁSTICA
3	ESPECTRO ESP	X	0.000752
3	ESPECTRO ESP	Y	0.000479
2	ESPECTRO ESP	X	0.001126
2	ESPECTRO ESP	Y	0.000775
1	ESPECTRO ESP	X	0.000936
1	ESPECTRO ESP	Y	0.000713

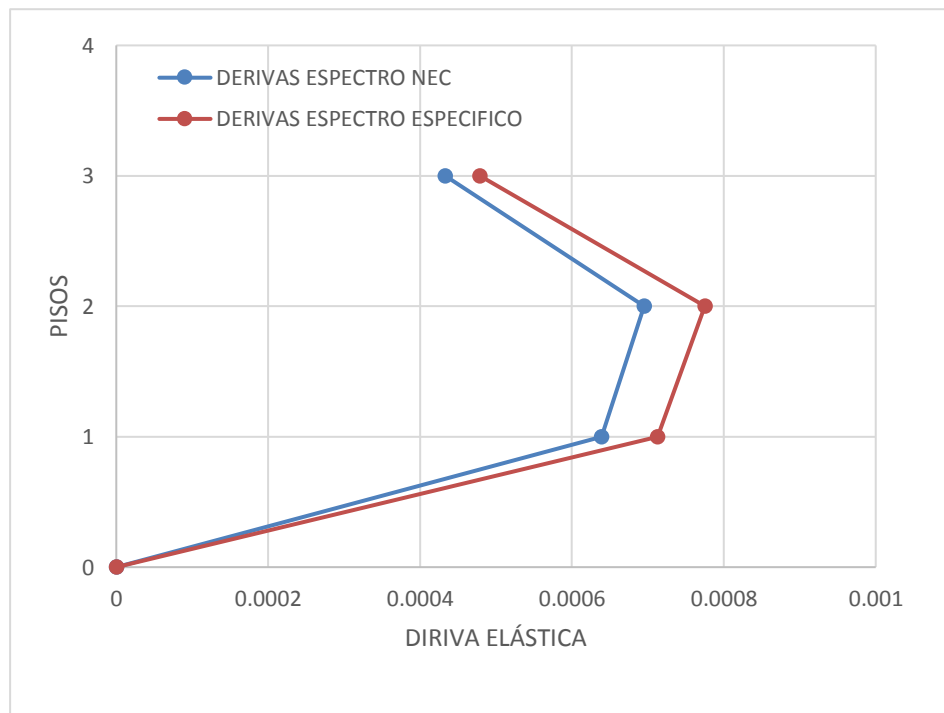
Fuente: Israel Martínez

Figura 76. Derivas de piso elásticas por cortante dinámico en el sentido X



Fuente: Israel Martínez

Figura 77. Derivas de piso elásticas por cortante dinámico en el sentido Y



Fuente: Israel Martínez

De igual manera verificamos el cumplimiento de las derivas inelásticas en sus dos direcciones generadas por cortante dinámico

Tabla 76. Deriva Inelástica por cortante dinámico según el Espectro NEC 2015

Piso	Deriva ΔE		Deriva Inelástica ΔM	
	Sentido X	Sentido Y	Sentido X	Sentido Y
3	0.000695	0.000433	0.004170	0.002598
2	0.001035	0.000695	0.006210	0.004170
1	0.000862	0.000639	0.005172	0.003834

Fuente: Israel Martínez

Tabla 77. Deriva Inelástica por cortante dinámico según el Espectro Especifico

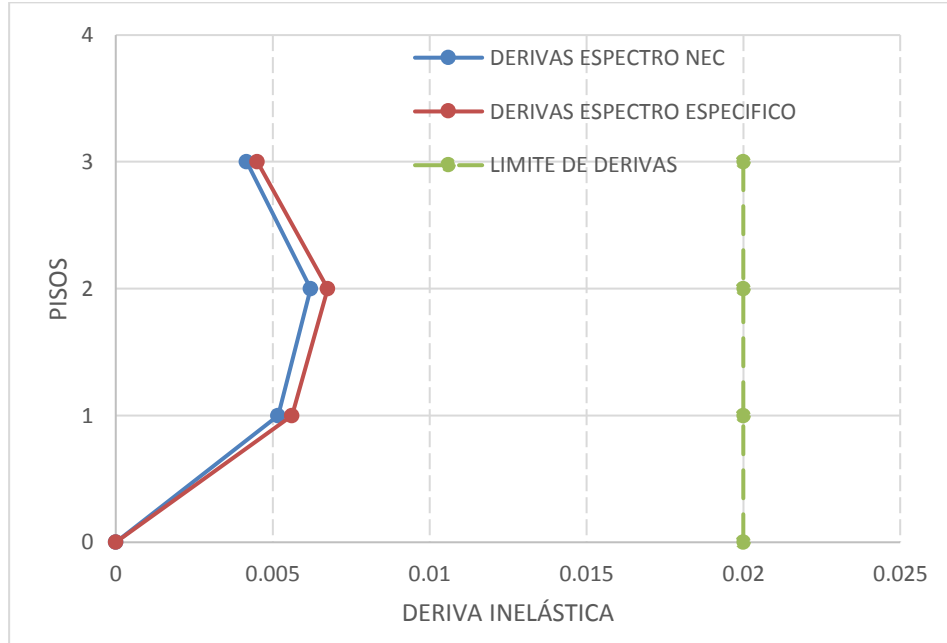
Piso	Deriva ΔE		Deriva Inelástica ΔM	
	Sentido X	Sentido Y	Sentido X	Sentido Y
3	0.000752	0.000479	0.004512	0.002874
2	0.001126	0.000775	0.006756	0.004560
1	0.000936	0.000713	0.005616	0.004278

Fuente: Israel Martínez

Mediante el cálculo de la deriva inelástica generadas por el cortante dinámico, podemos deducir que la estructura cumple en sus dos direcciones con el límite establecido en la NEC-15, en el cual se estipula que la deriva inelástica debe ser menor que el 2% o 0.02.

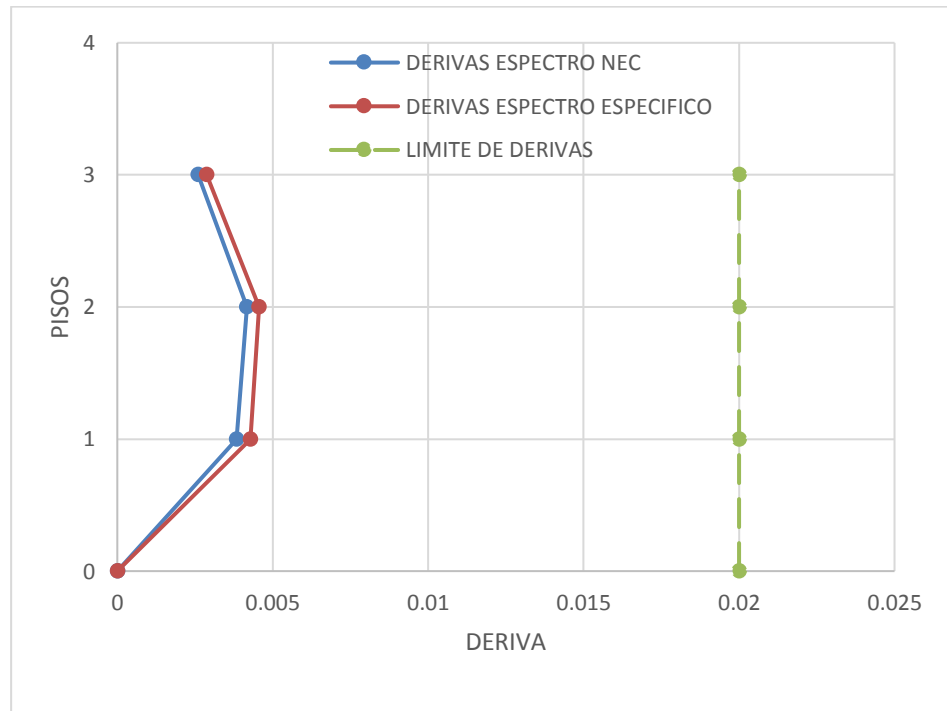
A continuación, se muestran los valores de derivas inelásticas en forma gráfica de las tablas anteriormente especificadas.

Figura 78. Derivas de piso inelásticas por cortante dinámico en el sentido X



Fuente: Israel Martínez

Figura 79. Derivas de piso inelásticas por cortante dinámico en el sentido Y



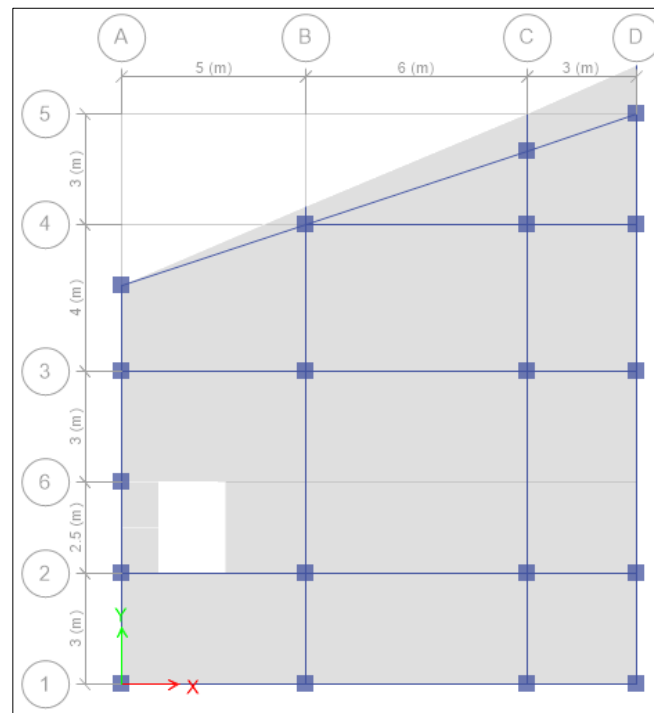
Fuente: Israel Martínez

Debido a que el periodo de vibración fundamental se encuentra en dentro de los limites en donde la aceleración espectral del espectro especifico supera a la aceleración del espectro de la NEC-15, es de esperar que en este se produzcan las mayores solicitaciones estáticas y dinámicas en la edificación.

4.4.8.3 Análisis de la estructura de 4 pisos

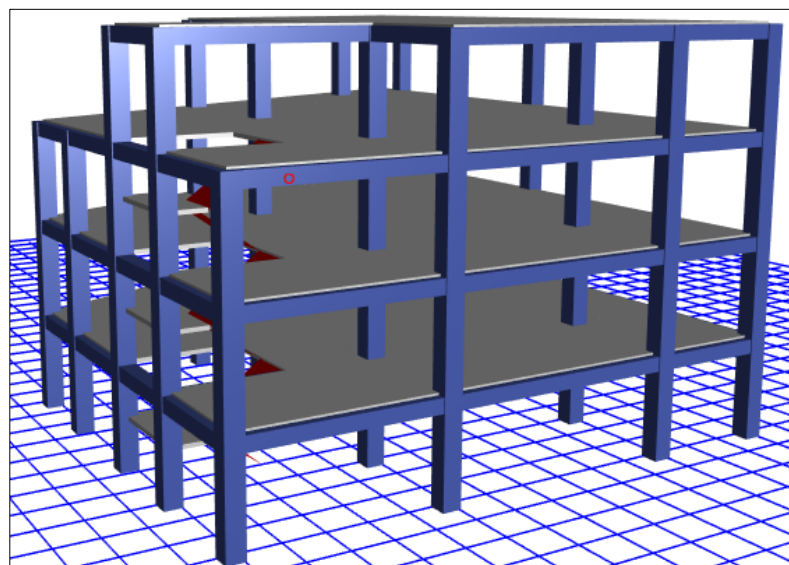
La edificación seleccionada posee una altura de 10 m con una altura de entre piso de 2.50 m en todos los niveles. En la actualidad la estructura se utiliza como departamentos de arriendo. La edificación consta de cuatro pisos sin acceso a la terraza, la misma que en su totalidad está construida en hormigón armado

Figura 80. Vista en planta de la estructura de 4 pisos



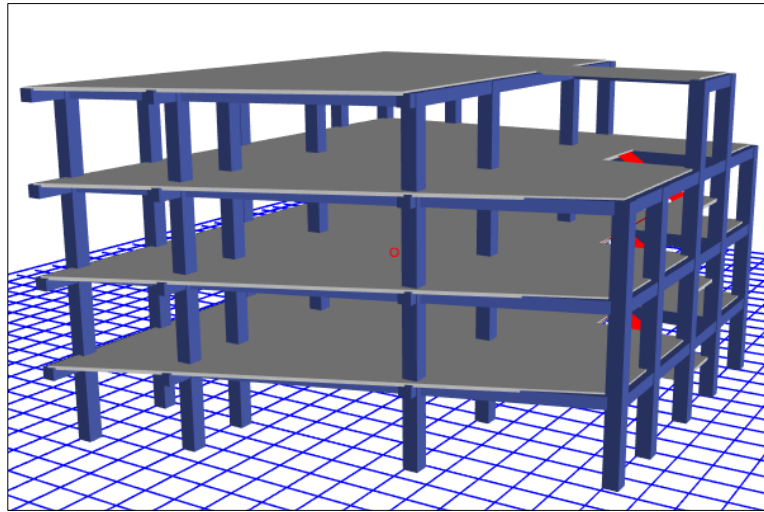
Fuente: Israel Martínez

Figura 81. Vista posterior de la estructura de 4 pisos



Fuente: Israel Martínez

Figura 82. Vista Frontal de la estructura de 4 pisos



Fuente: Israel Martínez

4.4.8.3.1 Características de los materiales

La resistencia a la compresión del hormigón ($f'c$) es de 240 kg/cm^2 , el cual cuenta con un peso específico de 2400 kg/cm^3 y su módulo de Poisson es de 0.20. Para el cálculo del módulo de elasticidad se utilizó la siguiente expresión:

$$E = 13100 * \sqrt{f'c}$$
$$E = 13100 * \sqrt{240 \text{ kg/cm}^2}$$
$$E = 202944.3273 \text{ kg/cm}^2$$

El acero utilizado es el A615Gr60 el cual cuenta con un $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ con un módulo de elasticidad $E=2.036e6 \text{ kg/cm}^2$

4.4.8.3.2 Características de las secciones

- Vigas: Las vigas en el eje X y en el eje Y poseen secciones iguales, las cuales son de $30 \times 30 \text{ cm}$ con un recubrimiento de 3 cm .
- Columnas: Las columnas poseen una sección de $35 \times 40 \text{ cm}$ en ambas direcciones con un recubrimiento aproximado de 3 cm
- Losa: Es una losa bidireccional con un espesor de 20 cm y nervios de $10 \times 15 \text{ cm}$, con un recubrimiento de 2.5 cm .

Periodo de vibración fundamental de la estructura de 4 pisos

En la tabla que se muestra a continuación podemos evidenciar el periodo fundamental de la estructura mediante un análisis modal, el mismo que tiene un valor de 0.434 s, el mismo que se encuentra dentro de los límites en donde la aceleración espectral en el espectro específico es mayor que el espectro de la NEC-15.

Tabla 78. Periodo de vibración fundamental para la estructura de 4 pisos

Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec	Circular Frequency rad/sec	Eigenvalue rad ² /sec ²
Modal	1	0.434	2.306	14.4908	209.9844
Modal	2	0.386	2.589	16.2652	264.5569
Modal	3	0.316	3.164	19.8773	395.1071
Modal	4	0.138	7.222	45.3782	2059.1817
Modal	5	0.121	8.233	51.7271	2675.6896
Modal	6	0.108	9.297	58.4138	3412.1704
Modal	7	0.078	12.856	80.7752	6524.6299
Modal	8	0.068	14.756	92.7127	8595.6534
Modal	9	0.063	15.946	100.1902	10038.0785
Modal	10	0.054	18.598	116.8552	13655.132
Modal	11	0.047	21.42	134.5853	18113.2094
Modal	12	0.043	23.475	147.4969	21755.3223

Fuente: Israel Martínez

Periodo de vibración de la estructura con la NEC-15

Según la NEC-15 el periodo de vibración aproximado de la estructura será calculado a partir de la siguiente expresión:

$$T = C_t * h_n^\alpha$$

Donde:

- T: Periodo de vibración
- C_t: Coeficiente dependiente del tipo de edificación
- h_n: Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base en metros

Tabla 79. Valores para el periodo de vibración de la estructura de 4 pisos

TIPO DE ESTRUCTURA	C_t	α
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9

Fuente: NEC-15 Peligro sísmico

$$T = 0.055 * 10^{0.9}$$

$$T = 0.436 \text{ s}$$

$$T_1 = 0.436 \text{ s} \rightarrow \text{Periodo NEC} - 15$$

$$T = 0.434 \text{ s} \rightarrow \text{Periodo ETABS}$$

$$T < 1.3 * T_1 \text{ OK}$$

El valor del periodo de vibración (T) obtenido mediante el método de la NEC-15 es una estimación inicial que permitirá el cálculo de fuerzas sísmicas a ser aplicadas sobre la estructura.

El valor del periodo de vibración del primer modo obtenido del ETABS es relativamente igual al método de la NEC-15 esto da a entender que la estructura no es rígida

Tabla 80. Modos de vibración para la estructura de 4 pisos

ESPECTROS	MODO	U_x, U_y	R_z	%	TIPO
NEC-15 - ESPECIFICO	1	0.8245	0.0019	0.23	TRASLACIONAL
	2	0.6770	0.1504	22.21	TRASLACIONAL
	3	0.1497	0.6807	454.71	ROTACIONAL

Fuente: Israel Martínez

De la tabla anterior se puede concluir que para la estructura de 4 pisos cumple con la condición requerida por la dinámica estructural.

Cortante basal estático

Corresponde a la fuerza total concentrada en la base de la estructura, producto de una acción sísmica. La NEC-15 propone el cálculo del cortante basal aplicado a una estructura a partir de la siguiente expresión:

$$V = \frac{I * Sa(Ta)}{R * \emptyset p * \emptyset E} * W$$

Debido a que W corresponde a la acumulación de las cargas existentes en la edificación siendo estas estructurales y no estructurales, las mismas que son calculadas en el ETABS es debido a esto que se debe calcular el coeficiente basal con la siguiente expresión:

$$CB = \frac{I * Sa(Ta)}{R * \emptyset p * \emptyset E}$$

Dónde:

CB = Coeficiente Basal

Sa(Ta) = Espectro de diseño en aceleración.

$\emptyset p$ y $\emptyset E$ = Coeficientes de configuración en planta y elevación

I = Coeficiente de importancia

R = Factor de reducción de resistencia sísmica

V = Cortante basal de diseño

W = Carga sísmica reactiva

El valor del coeficiente basal será calculado para cada uno de los espectros, el mismo que estará en función del periodo fundamental y aceleración espectral. A continuación, se muestran los valores de las variables necesarias para el cálculo del coeficiente basal.

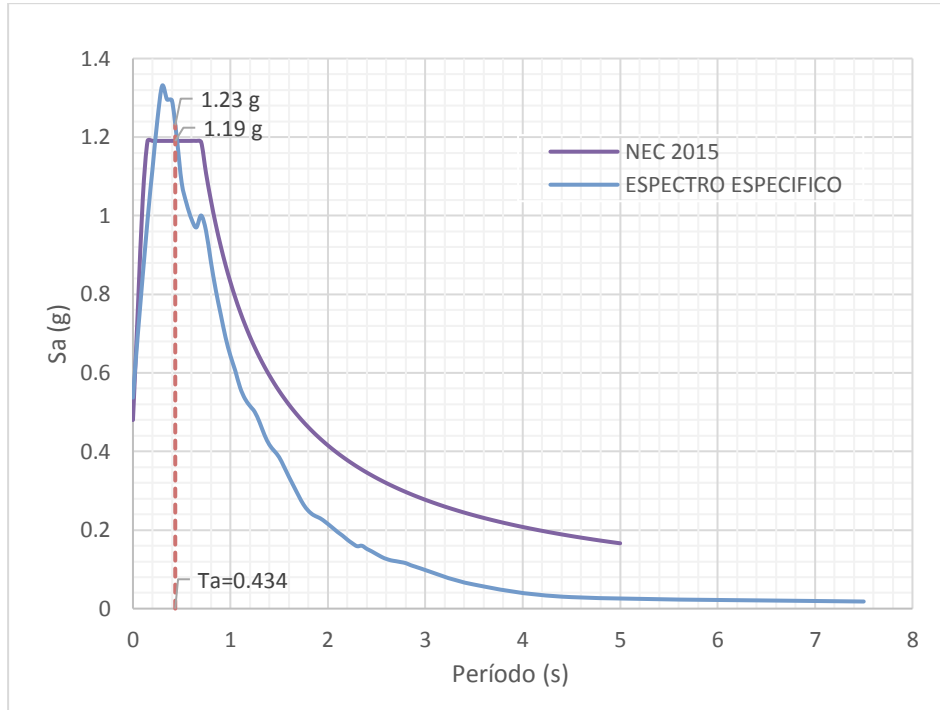
Tabla 81. Variables del Coeficiente de Cortante Basal para la estructura de 4 pisos

Coeficiente de importancia		
Variable	Clasificación	Valor
I	Otras estructuras	1
Factor de reducción de resistencia sísmica		
Variable	Clasificación	Valor
R	Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Coeficiente de configuración en planta		
Variable	Clasificación	Valor
ϕ_p	Irregular	0.9
Coeficiente de configuración en elevación)		
Variable	Clasificación	Valor
ϕ_E	Irregular	0.9

Fuente: NEC-15 Peligro sísmico

Una vez obtenidos los valores que corresponden a la configuración de la estructura procedemos a calcular el coeficiente basal para cada uno de los espectros tomando en cuenta que el periodo fundamental para la edificación es de 0.434 s, el mismo que nos da valores de aceleración espectral (S_a) de 1.1904 g y 1.23 g para el espectro de la NEC-15 y el espectro específico respectivamente.

Figura 83. Aceleración espectral para la estructura de 4 pisos según el Espectro NEC-15 y el Espectro Especifico



Fuente: Israel Martínez

Coefficiente basal espectro especifico

$$CB = \frac{I * Sa(Ta)}{R * \phi_p * \phi_E}$$

$$CB = \frac{1 * 1.23}{8 * 0.9 * 0.9}$$

$$CB = 0.1898$$

Coefficiente basal espectro NEC-15

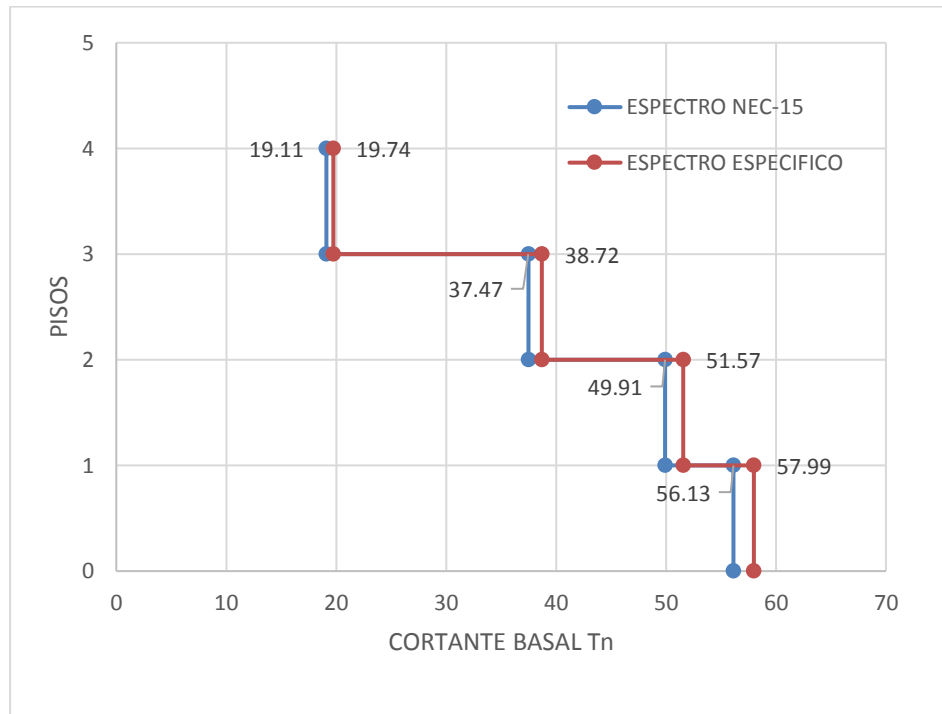
$$CB = \frac{I * Sa(Ta)}{R * \phi_p * \phi_E}$$

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

$$CB = 0.1837$$

A continuación, se muestran los valores de cortante estático que ingresan en la base de la estructura para cada una de las direcciones mediante el empleo del espectro específico y el espectro propuesto por la NEC-15.

Figura 84. Cortante basal Espectro NEC-15 vs Espectro Especifico



Fuente: Israel Martínez

En el gráfico anterior podemos observar que el cortante basal producido por el espectro específico supera al originado por el espectro de la NEC-15. Eso se debe a que el periodo de vibración fundamental de la estructura es de 0.354 s se encuentra en el intervalo en donde la aceleración espectral del espectro específico es mayor a la aceleración espectral en el espectro de la NEC-15

Cortante basal dinámico

Según la NEC-15 para la validación del análisis dinámico de una estructura el constante dinámico no debe ser menor que el 80 % para estructuras regulares y en caso de estructuras irregulares este no debe ser menor al 85%

Es necesario mencionar que la norma sugiere que se utilice el número de modos de vibración precisos para que se involucre una acumulación modal de al menos el 90% de la masa total existente en la edificación.

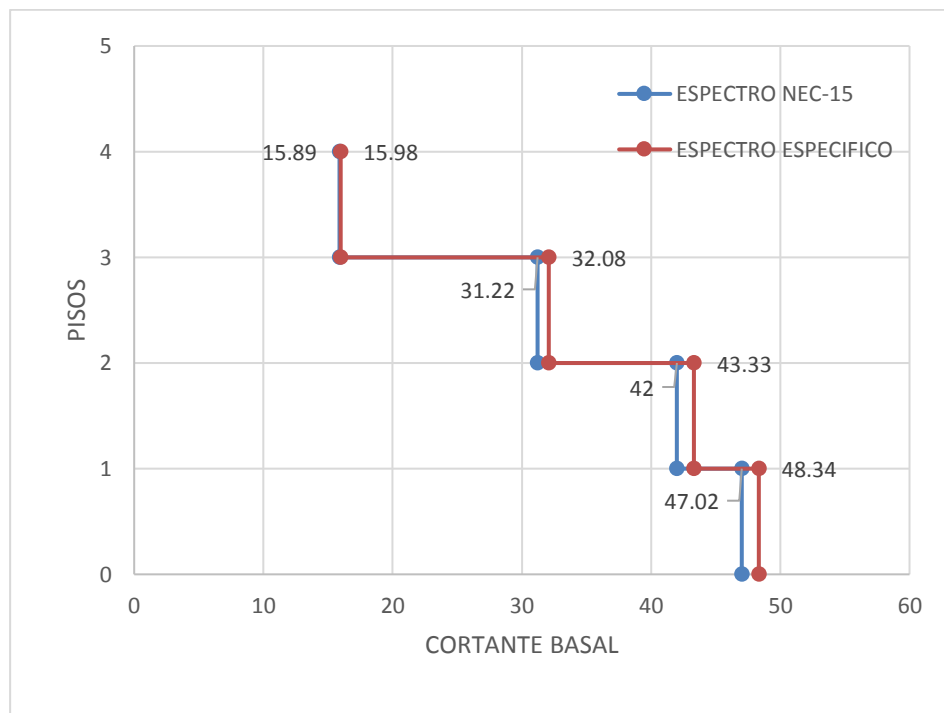
Tabla 82. Porcentaje de Participación modal de la masa

Mode	Period sec	PORCENTJE DE PARTICIPACION PARCIAL DE MASA		PORCENTJE DE PARTICIPACION ACUMULADO DE MASA	
		SENTIDO X	SENTIDO Y	SENTIDO X	SENTIDO Y
1	0.434	0.8245	0.007	0.8245	0.007
2	0.386	0.0089	0.677	0.8335	0.684
3	0.316	0.000001072	0.1497	0.8335	0.8338
4	0.138	0.1094	0.0005	0.9428	0.8343
5	0.121	0.0005	0.1011	0.9433	0.9353
6	0.108	0.00002945	0.0075	0.9434	0.9428
7	0.078	0.0416	0.000043	0.985	0.9428
8	0.068	0.00001959	0.0429	0.985	0.9857
9	0.063	0.0001	0.00004699	0.9851	0.9858
10	0.054	0.0147	0.000003359	0.9998	0.9858
11	0.047	0.000005427	0.0136	0.9998	0.9994
12	0.043	0.0001	0.0006	0.9998	1

Fuente: Israel Martínez

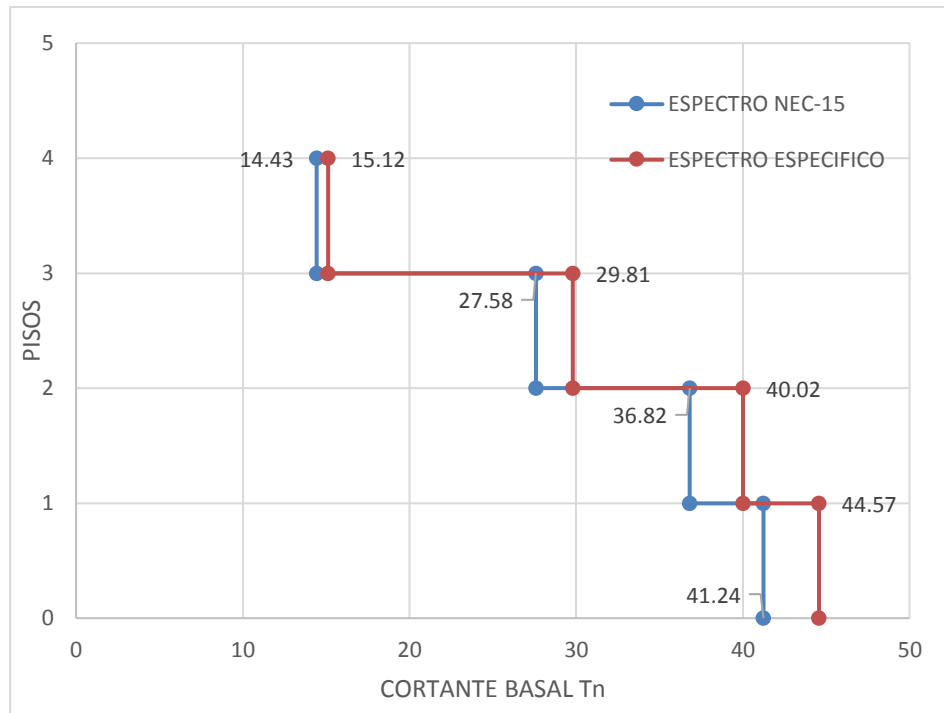
Como se puede evidenciar en la tabla anterior se logra acumular el 90% de la masa en el sentido X a partir del cuarto modo de vibración mientras que para el sentido Y se logra acumular a partir del quinto modo de vibración, con esto se puede decir que se cumple con lo establecido por la NEC-15.

Figura 85. Cortante dinámico en el sentido X



Fuente: Israel Martínez

Figura 86. Cortante dinámico en el sentido Y



Fuente: Israel Martínez

Como se puede evidenciar en los dos gráficos anteriores el cortante dinámico en las dos direcciones es mayor en el espectro específico debido que posee una mayor aceleración que el espectro de la NEC-15.

Análisis de derivas

Las derivas de piso es la manera mediante la cual se controlará las deformaciones de la edificación. Los valores de derivas inelásticas no deberán exceder los límites establecidos en la NEC-SE-DS-15, en donde estipula que la deriva inelástica (ΔM) debe ser menor que la deriva inelástica máxima (0.02 o 2%) o $\Delta M < \Delta M \text{ máx.}$

Deriva de piso elásticas por cortante estático

A continuación, se muestran los valores obtenidos de derivas elásticas en sus dos direcciones mediante el empleo de los tipos de espectros empleados en este estudio.

Tabla 83. Derivas de piso elásticas por cortante estático según el Espectro
NEC-15

PISO	Load Case Combo	Dirección	DERIVA ELÁSTICA
4	SX	X	0.001035
4	SY	Y	0.000815
3	SX	X	0.001622
3	SY	Y	0.001323
2	SX	X	0.002002
2	SY	Y	0.001608
1	SX	X	0.001415
1	SY	Y	0.001138

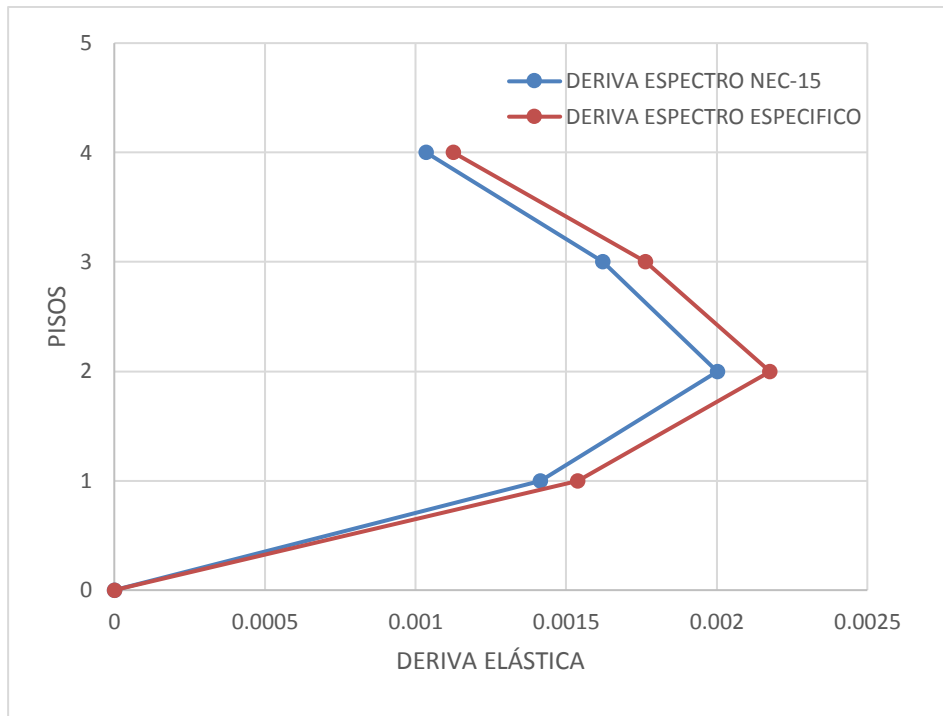
Fuente: Israel Martínez

Tabla 84. Derivas de piso elásticas por cortante estático según el Espectro
Especifico

PISO	Load Case Combo	Dirección	DERIVA ELÁSTICA
4	SX ESP	X	0.001126
4	SY ESP	Y	0.000887
3	SX ESP	X	0.001764
3	SY ESP	Y	0.001439
2	SX ESP	X	0.002177
2	SY ESP	Y	0.001749
1	SX ESP	X	0.001539
1	SY ESP	Y	0.001238

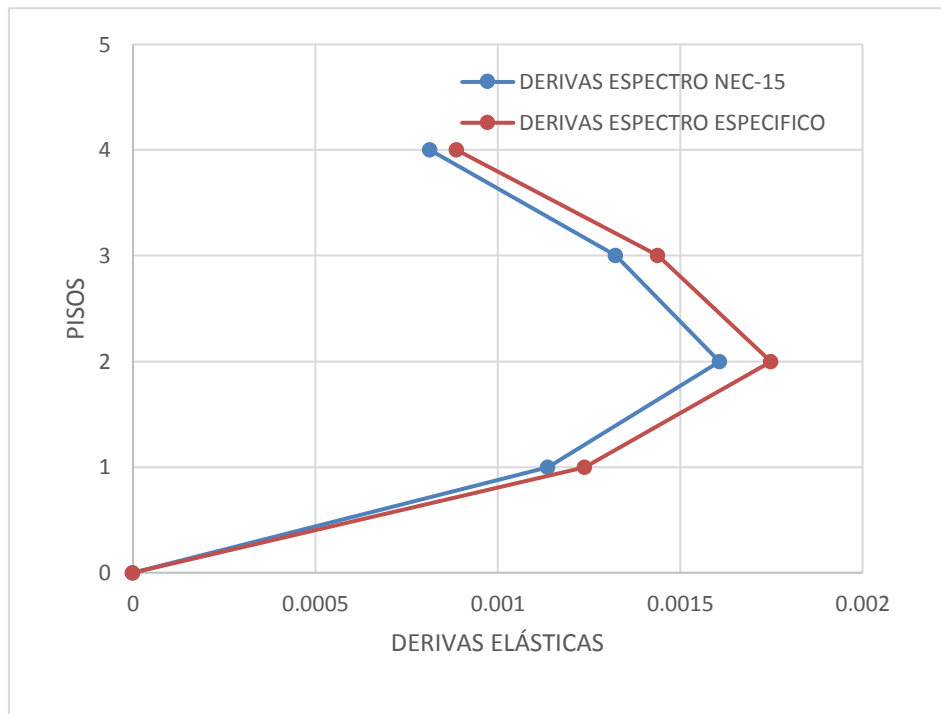
Fuente: Israel Martínez

Figura 87. Derivas de piso elásticas por cortante estático en el sentido X



Fuente: Israel Martínez

Figura 88. Derivas de piso elásticas por cortante estático en el sentido Y



Fuente: Israel Martínez

Debido a que las derivas que se obtuvieron corresponden a derivas elásticas y la norma propone que la validación del análisis se debe realizar con derivas inelásticas se procederá con el empleo de la ecuación que propone la NEC-15, la misma que se muestra a continuación:

$$\Delta M = 0.75 * R * \Delta E$$

Donde:

- ΔM : Deriva inelástica
- R: Factor de reducción de resistencia
- ΔE : Deriva elástica máxima obtenida

Tabla 85. Deriva Inelástica por cortante estático según el Espectro NEC 2015

Piso	Deriva ΔE		Deriva Inelástica ΔM	
	Sentido X	Sentido Y	Sentido X	Sentido Y
4	0.001035	0.000815	0.006210	0.004890
3	0.001622	0.001323	0.009732	0.007938
2	0.002002	0.001608	0.012012	0.009648
1	0.001415	0.001138	0.008490	0.006828

Fuente: Israel Martínez

Tabla 86. Deriva Inelástica por cortante estático según el Espectro Especifico

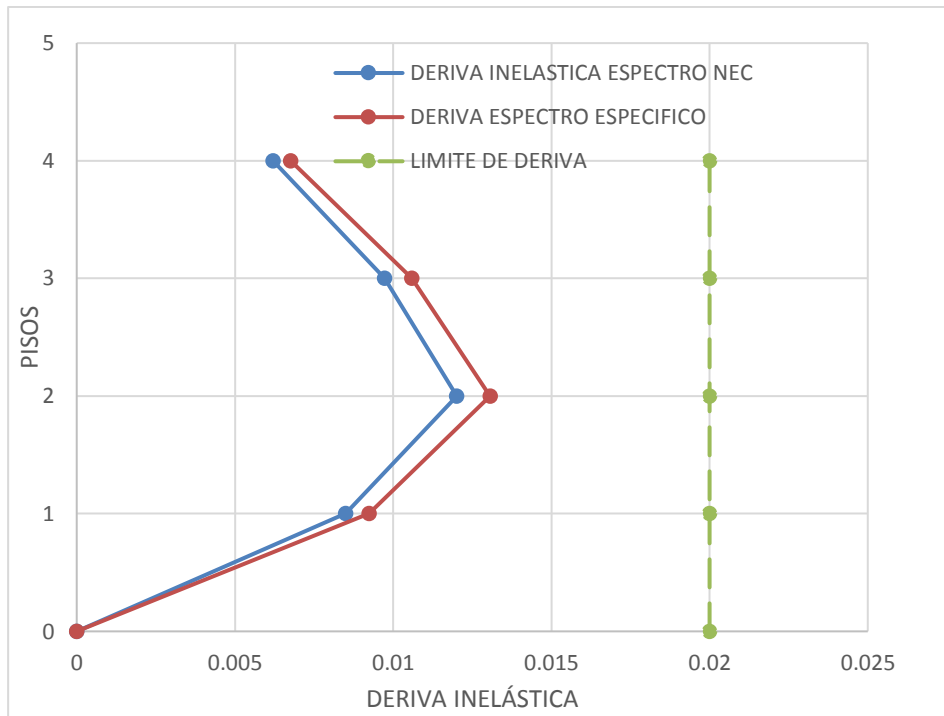
Piso	Deriva ΔE		Deriva Inelástica ΔM	
	Sentido X	Sentido Y	Sentido X	Sentido Y
4	0.001126	0.000887	0.006756	0.005322
3	0.001764	0.001439	0.010584	0.008634
2	0.002177	0.001749	0.013062	0.010494
1	0.001539	0.001238	0.009234	0.007428

Fuente: Israel Martínez

Mediante el cálculo de la deriva inelástica podemos deducir que la estructura cumple en sus dos direcciones con el límite establecido en la NEC-15, en el cual se estipula que la deriva inelástica debe ser menor que el 2% o 0.02.

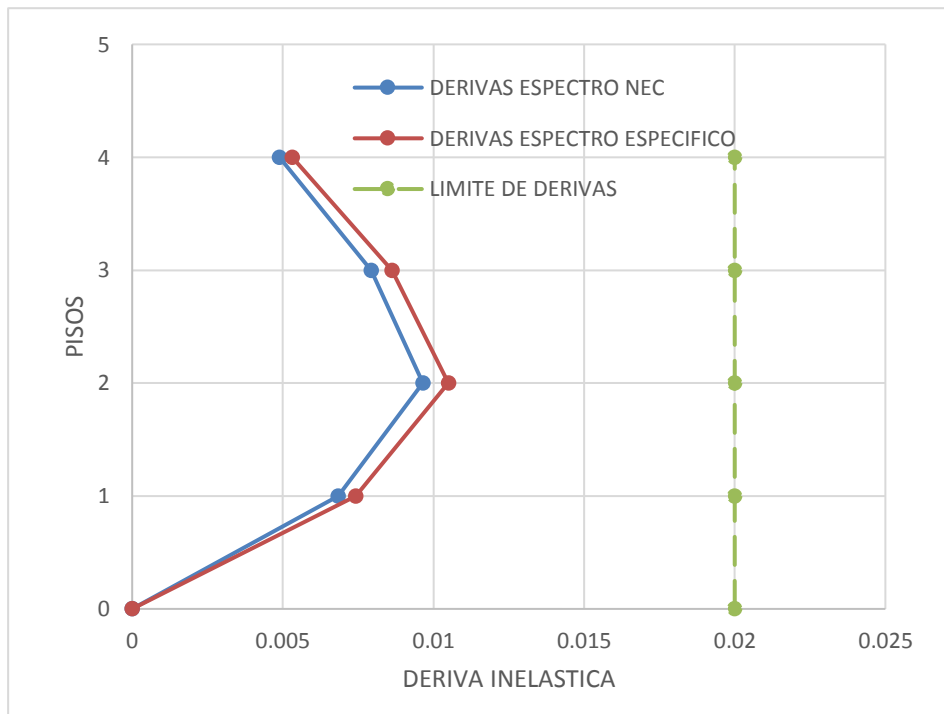
Para entender de mejor manera los valores que muestran en la tabla anterior procederemos a graficar los mismos.

Figura 89. Derivas de piso inelásticas por cortante estático en el sentido X



Fuente: Israel Martínez

Figura 90. Derivas de piso inelásticas por cortante estático en el sentido Y



Fuente: Israel Martínez

Como se puede evidenciar las derivas de piso inelásticas generadas por el espectro específico calculado para la zona de estudio son mayores a las que se generan por el uso del espectro de la NEC-15, además dichas derivas inelásticas no superan el límite establecido por la Norma de Construcción del Ecuador (NEC-15)

Deriva de piso causadas por cortante dinámico

A continuación, se muestran los valores obtenidos de derivas elásticas en sus dos direcciones mediante el empleo de los tipos de espectros empleados en este estudio.

Tabla 87. Derivas de piso elásticas por cortante dinámico según el Espectro NEC-15

PISOS	Load Case Combo	Dirección	DERIVA ELÁSTICA
4	ESPECTRO NEC	X	0.000874
4	ESPECTRO NEC	Y	0.000708
3	ESPECTRO NEC	X	0.001382
3	ESPECTRO NEC	Y	0.001157
2	ESPECTRO NEC	X	0.001719
2	ESPECTRO NEC	Y	0.001419
1	ESPECTRO NEC	X	0.001211
1	ESPECTRO NEC	Y	0.001005

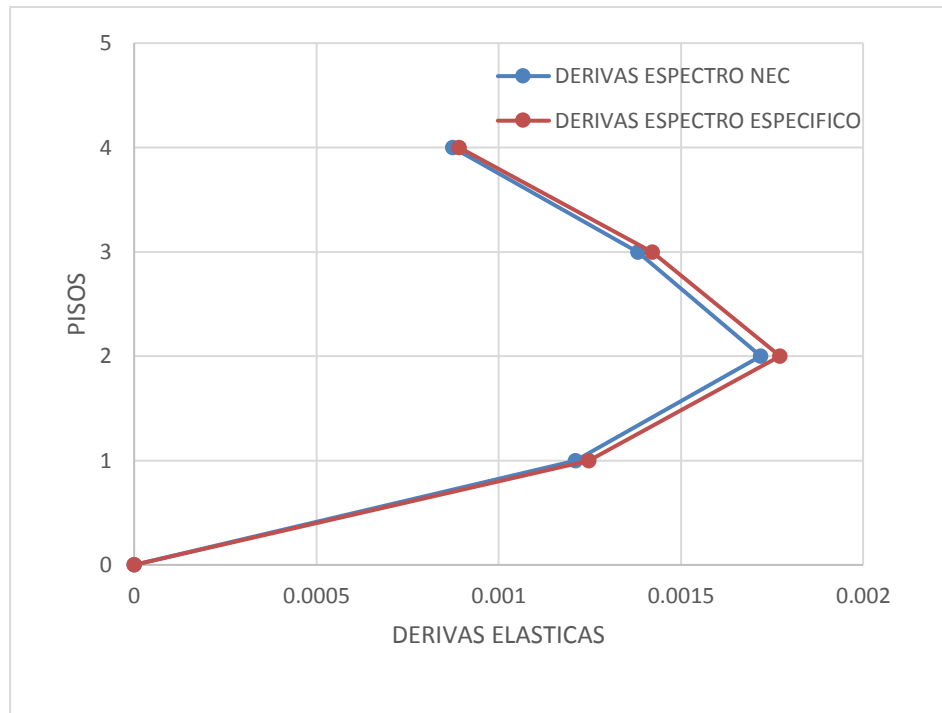
Fuente: Israel Martínez

Tabla 88. Derivas de piso elásticas por cortante dinámico según el Espectro Especifico

PISOS	Load Case Combo	Dirección	DERIVA ELÁSTICA
4	ESPECTRO ESP	X	0.000891
4	ESPECTRO ESP	Y	0.000759
3	ESPECTRO ESP	X	0.001422
3	ESPECTRO ESP	Y	0.001253
2	ESPECTRO ESP	X	0.001772
2	ESPECTRO ESP	Y	0.001541
1	ESPECTRO ESP	X	0.001247
1	ESPECTRO ESP	Y	0.001089

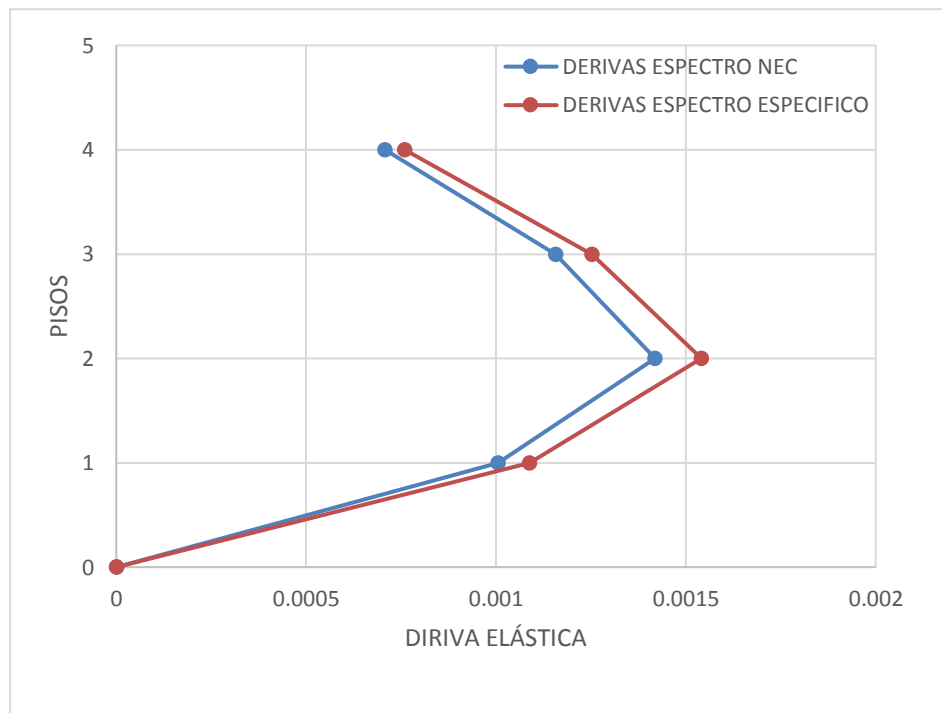
Fuente: Israel Martínez

Figura 91. Derivas de piso elásticas por cortante dinámico en el sentido X



Fuente: Israel Martínez

Figura 92. Derivas de piso elásticas por cortante dinámico en el sentido Y



Fuente: Israel Martínez

De igual manera verificamos el cumplimiento de las derivas inelásticas en sus dos direcciones generadas por cortante dinámico

Tabla 89. Deriva Inelástica por cortante dinámico según el Espectro NEC 2015

Piso	Deriva ΔE		Deriva Inelástica ΔM	
	Sentido X	Sentido Y	Sentido X	Sentido Y
4	0.000874	0.000708	0.005244	0.004248
3	0.001382	0.001157	0.008292	0.006942
2	0.001719	0.001419	0.010314	0.008514
1	0.001211	0.001005	0.007266	0.006030

Fuente: Israel Martínez

Tabla 90. Deriva Inelástica por cortante dinámico según el Espectro Especifico

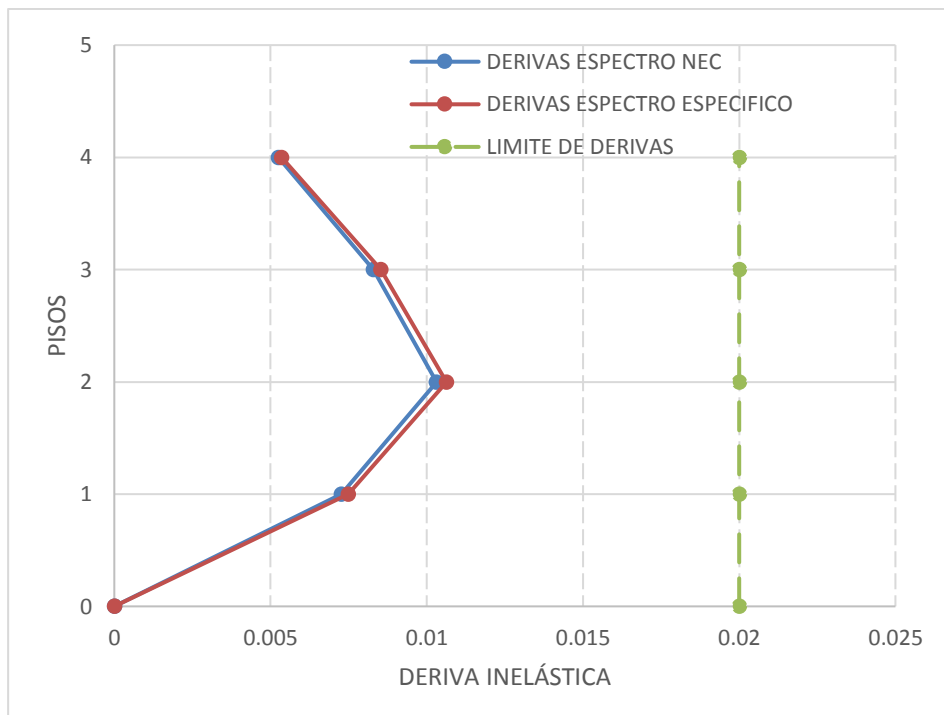
Piso	Deriva ΔE		Deriva Inelástica ΔM	
	Sentido X	Sentido Y	Sentido X	Sentido Y
4	0.000891	0.000759	0.005346	0.004554
3	0.001422	0.001253	0.008532	0.007518
2	0.001772	0.001541	0.010632	0.009246
1	0.001247	0.001089	0.007482	0.006534

Fuente: Israel Martínez

Mediante el cálculo de la deriva inelástica generadas por el cortante dinámico, podemos deducir que la estructura cumple en sus dos direcciones con el límite establecido en la NEC-15, en el cual se estipula que la deriva inelástica debe ser menor que el 2% o 0.02.

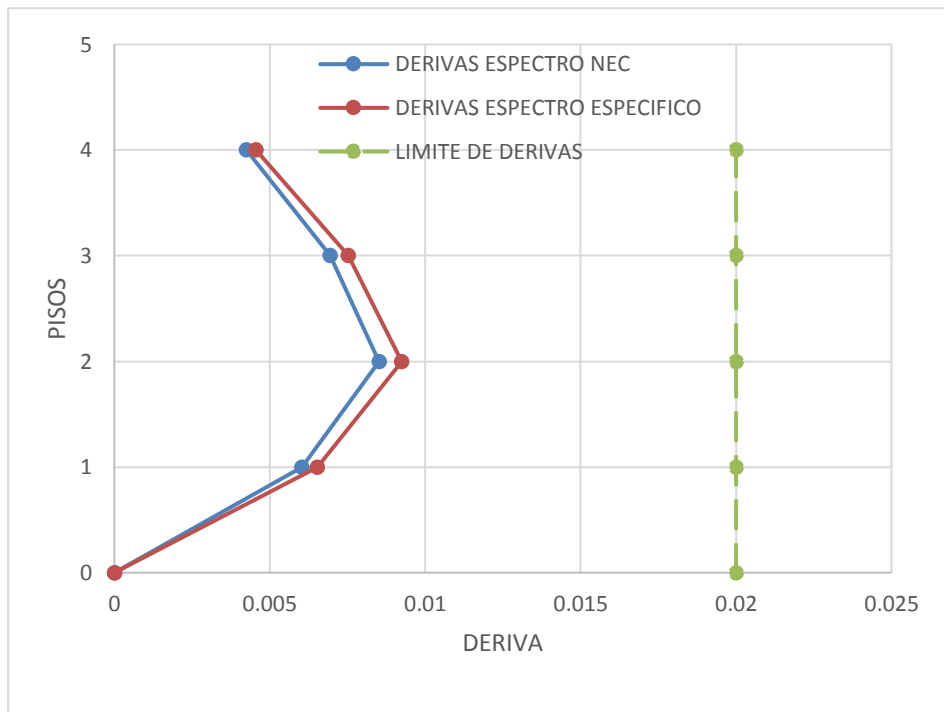
A continuación, se muestran los valores de derivas inelásticas en forma gráfica de las tablas anteriormente especificadas.

Figura 93. Derivas de piso inelásticas por cortante dinámico en el sentido X



Fuente: Israel Martínez

Figura 94. Derivas de piso inelásticas por cortante dinámico en el sentido Y



Fuente: Israel Martínez

Debido a que el periodo de vibración fundamental se encuentra dentro de los límites en donde la aceleración espectral del espectro específico supera a la aceleración del espectro de la NEC-15, es de esperar que en este se produzcan las mayores sollicitaciones estáticas y dinámicas en la edificación.

4.5 VERIFICACIÓN DE HIPÓTESIS

En base a la hipótesis planteada en esta investigación “El estudio de peligro sísmico determinista influye en el nivel de amenaza de las estructuras del barrio Huachi Solís en la parroquia Celiano Monge”, se concluyó que las demandas producidas por el espectro específico a nivel estático y dinámico aumentan para las estructuras en donde cuyo periodo fundamental de vibración se encuentre en los límites de 0.225 y 0.460, esto se debe a que en esta zona la aceleración espectral del espectro específico es mayor a la de la NEC-15.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUIONES

Una vez terminado los respectivos análisis de cada estructura y comprobado el cumplimiento de la hipótesis planteada en esta investigación, procederemos a obtener las respectivas conclusiones y recomendaciones

- Mediante el empleo de los modelos de las ecuaciones de atenuación y los datos de sitio como son: magnitud de momento (M_w), longitud de la falla, tipo de falla, distancia más cercana de la zona de estudio a la falla y velocidad de onda cortante (V_s) se pudo determinar los espectros de la zona en estudio.
- En base a la envolvente realizada a los diferentes modelos de espectros para las diferentes fallas que existen en la zona de estudio se logró la determinación del espectro específico.
- Mediante la comparación de todos los espectros generados mediante el empleo de los diferentes modelos de las ecuaciones de atenuación, se pudo evidenciar que el modelo propuesto por Akkar y Bommer para la falla de Ambato propone aceleraciones superiores a la NEC-15.
- Se logró determinar que el espectro específico posee una aceleración espectral superior a la de la NEC-15 en los intervalos de 0.225 s a 0.46 s alcanzando una aceleración máxima de 1.33 g.
- En base al periodo fundamental de vibración de cada estructura que se tomó para esta investigación se pudo concluir que las estructuras con periodo de vibración corto son afectadas de mayor manera por las fallas corticales, la cual en este caso es representada por la falla de Ambato
- Mediante el análisis lineal realizado a 3 estructuras del sector en estudio, se pudo concluir que de las tres estructuras solo la estructura de 4 pisos cumple con los requerimientos de la NEC-15, dando derivas inelásticas menores al 2% y modos de vibración requeridos por la dinámica estructural.

- En la estructura de dos pisos se obtuvo un periodo de vibración fundamental de 0.265 s, el cual está dentro de los rangos establecidos por el método de cálculo de la NEC-15, de igual manera se pudo ratificar que las derivas inelásticas son menores al 2% siendo este el límite establecido por la NEC-15, tal no es el caso de los modos de vibración ya que en el segundo modo dio un valor mayor al 30% dando como resultado rotación en la estructura.
- En la estructura de tres pisos se obtuvo un periodo de vibración fundamental de 0.356 s, el cual está dentro de los rangos establecidos por el método de cálculo de la NEC-15, de igual manera se pudo ratificar que las derivas inelásticas son menores al 2% siendo este el límite establecido por la NEC-15, tal no es el caso de los modos de vibración ya que en el segundo modo dio un valor mayor al 30% dando como resultado rotación en la estructura.
- De los valores obtenidos de aceleraciones máximas para los diferentes modelos y fallas que se aplicaron para esta investigación, se concluyo que las que las aceleraciones máximas se producen en periodos de 0.30 s representando el 90.91% de que las estructuras de 3 pisos sean más susceptibles a sufrir daños en sus elementos estructurales y no estructurales.
- De la comparación realizada a los diferentes modelos de espectros generados por las ecuaciones de atenuación se determinó que las demandas dinámicas y estáticas producidas para un análisis lineal en donde el periodo fundamental de vibración de la estructura sea mayor a 0.46 s serán mayor para el espectro de la NEC-15 que para el espectro específico.
- Del análisis realizado a los diferentes modelos de ecuaciones de predicción de movimiento de suelo, se puede concluir que el modelo de Kanno propone aceleraciones muy bajas en lo que corresponde a las fallas corticales que afectan a la zona de estudio.

5.2 RECOMENDACIONES

- Tener en cuenta los tipos de falla existente en la zona de investigación para poder escoger de mejor manera el tipo de ecuación a ser aplicado, debido a la existencia de ecuaciones de atenuación para fallas corticales y fallas de subducción.
- Realizar estudios deterministas en la zona donde se vaya a realizar un estudio estructural debido a la existencia de parámetros propios de la zona a intervenir como son las fallas existentes, tipo de suelo y velocidad de onda cortante.
- Debido a que el espectro específico posee una mayor demanda de aceleración espectral al momento de realizar un diseño estructural con la ayuda del espectro específico se incrementarían las secciones de vigas y columnas de la edificación y por ende el valor de la estructura es por eso que se debe hacer una comparación para cada zona a intervenir con el espectro de la NEC-15

C. MATERIALES DE REFERENCIA

1. BIBLIOGRAFÍA

- [1] O. A. S. Matamala, EVALUACIÓN DEL PELIGRO SÍSMICO UNIFORME, VALDIVIA – CHILE , 2013.
- [2] Alfaro A, Goula X, Susagna T, Barcelona, 2006.
- [3] G. V. D. Alvarado, Microzonificación Sísmica en Zonas de Geología Compleja, Evaluación del Peligro Sísmico Local en Valdivia, Chile, Valdivia-Chile, 2015.
- [4] O. C. O. Panchi, Sismotectónica y Peligrosidad sísmica en Ecuador, Madrid, 2013.
- [5] Fabricio Paúl Cobos Torres, Ambato, 2017.
- [6] R. Aguiar(, MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA DEL CENTRO NORTE DE QUITO, Quito, 2013.
- [7] N. E. d. I. Construcción, Peligro sísmico, 2015.
- [8] «AstroMia,» 25 05 2013. [En línea]. Available: <http://www.astromia.com/tierraluna/placas.htm>.
- [9] «gobmx,» 22 03 2017. [En línea]. Available: <https://www.sgm.gob.mx/Web/MuseoVirtual/Riesgos-geologicos/Tectonica-de-placas.html>. [Último acceso: 15 12 2018].
- [10] «EL COMERCIO,» 02 03 2010. [En línea]. Available: <http://www.elcomercio.com/actualidad/mundo/ecuador-expuesto-al-choque-placas.html>. [Último acceso: 16 12 2018].
- [11] «ECUADORINMEDIATO,» 17 05 2018. [En línea]. Available: http://www.ecuadorinmediato.com/index.php?module=Noticias&func=news_user_view&id=2818813030. [Último acceso: 16 12 2018].
- [12] «EL COMERCIO,» 01 07 2012. [En línea]. Available: <http://www.elcomercio.com/actualidad/ecuador/ciudades-riesgo-sismico.html>. [Último acceso: 17 12 2018].
- [13] «INSTITUTO DE GEOLOGIA,» 02 01 2018. [En línea]. Available: <http://www.geologia.unam.mx:8080/igl/index.php/difusion-y-divulgacion/temas-selectos/568-la-teoria-de-la-tectonica-de-placas-y-la-derivacion-continental>. [Último acceso: 28 01 2018].
- [14] A. L. F. Prieto, «FUNCIONAMIENTO GLOBAL DE LA TIERRA,» [En línea]. Available: <http://roble.pntic.mec.es/afep0032/limitesplacas.html>. [Último acceso: 30 01 2018].

- [15]F. V. Sánchez, LOS TERREMOS Y SUS CAUSAS, Andaluz, 2005.
- [16]«claseshistoria.com,» 17 04 2018. [En línea]. Available:
<http://www.claseshistoria.com/bilingue/1eso/relief/risk-earthquakes-elements-esp.html>.
- [17]B. BOLT, «Earthquake,» New york, 1993, p. 6.
- [18]A. A. A. SOTO, «DISCUSIÓN,» de *PELIGRO SÍSMICO EN EL SEGMENTO NORTE DE LA REGIÓN DEL MAULE, CHILE*, MAULE, 2011, p. 111.
- [19]G. Acosta, «Prezi,» 14 08 2014. [En línea]. Available:
<https://prezi.com/h9vtg8ohgtjj/probabilidad-de-ocurrencia/>. [Último acceso: 03 02 2018].
- [20]F. G. Hermoso, ESTUDIOS GEOTÉCNICOS, HUESCA, 2006.
- [21]MTO, «ENSAYO DE PENETRACION S.P.T,» 20 05 2000. [En línea]. Available:
https://www.mtc.gob.pe/transportes/caminos/normas_carreteras/documentos/manuales/EM-2000/seccion-01/mtc119.pdf.
- [22]MTO, «DETERMINACION DEL ANÁLISIS GRANULOMETRICO DE LOS SUELOS,» 2000. [En línea]. Available:
https://www.mtc.gob.pe/transportes/caminos/normas_carreteras/documentos/manuales/EM-2000/seccion-01/mtc107.pdf.
- [23]J. Douglas, Ground-motion prediction equations, New York, 2011.
- [24]D. L. W. a. K. J. Coppersmith, «New Empirical Relationships among Magnitude, Rupture Length,» 1994. [En línea]. Available:
<http://citeseerx.ist.psu.edu/viewdoc/download?doi=10.1.1.527.9732&rep=rep1&type=pdf>.
- [25]L. o. mejia, «LA HORA,» 23 10 2009. [En línea]. Available:
<https://lahora.com.ec/noticia/948884/barrio-solc3ads-serc3a1-un-lugar-cc3a9ntrico>. [Último acceso: 26 02 2018].
- [26]L. M. T. Acosta, ANÁLISIS DE LAS ECUACIONES DE PREDICCIÓN DE MOVIMIENTOS DEL SUELO PARA EL ECUADOR, Quito, 2013.
- [27]«Esquema de Análisis de Amenaza Sísmica,» de *Análisis de Amenaza Sísmica*, New York, 2004, p. 1.

2. ANEXOS

ANEXO A

Fotografía 1. Instalación del equipo



Fotografía 2. Extracción de la capa vegetal



Fotografía 3. Señalización del muestreador



Fotografía 4. Extracción de la muestra de suelo



Fotografía 5. Tamizando muestra de suelo



Fotografía 6. Pesando las muestras de suelo



ANEXO B

MODELO BOORE Y ATKINSON (2008)

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

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

Fuente: Boore y Atkinson 2008

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

Período	c1	c2	c3	h
PGA	-0.6605	0.1197	-0.01151	1.35
0.01	-0.6622	0.12	-0.01151	1.35
0.02	-0.666	0.1228	-0.01151	1.35
0.03	-0.6901	0.1283	-0.01151	1.35
0.05	-0.717	0.1317	-0.01151	1.35
0.075	-0.7205	0.1237	-0.01151	1.55
0.1	-0.7081	0.1117	-0.01151	1.68
0.15	-0.6961	0.09884	-0.01113	1.86
0.2	-0.583	0.04273	-0.00952	1.98
0.25	-0.5726	0.02977	-0.00837	2.07
0.3	-0.5543	0.01955	-0.0075	2.14
0.4	-0.6443	0.04394	-0.00626	2.24
0.5	-0.6914	0.0608	-0.0054	2.32
0.75	-0.7408	0.07518	-0.00409	2.46
1	-0.8183	0.1027	-0.00334	2.54
1.5	-0.8303	0.09793	-0.00255	2.66
2	-0.8285	0.09432	-0.00217	2.73
3	-0.7844	0.07282	-0.00191	2.83
4	-0.6854	0.03758	-0.00191	2.89
5	-0.5096	-0.02391	-0.00191	2.93
7.5	-0.3724	-0.06568	-0.00191	3
10	-0.09824	-0.138	-0.00191	3.04

Fuente: Modelo Boore y Atkinson 2008

B-3. Coeficientes de escala de magnitud

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	0.0010	6.75
0.25	0.51884	0.53496	0.3388	0.57747	0.6088	-0.13843	0.0860	6.75
0.3	0.43825	0.44516	0.25356	0.5199	0.64472	-0.15694	0.1060	6.75
0.4	0.3922	0.40602	0.21398	0.4608	0.7861	-0.07843	0.0226	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	0.1030	6.75
1	-0.46896	-0.43443	-0.78465	-0.3933	0.6788	-0.18257	0.0539	6.75
1.5	-0.86271	-0.79593	-1.20902	-0.88085	0.70689	-0.2595	0.1908	6.75
2	-1.22652	-1.15514	-1.57697	-1.27669	0.77989	-0.29657	0.2988	6.75
3	-1.82979	-1.7469	-2.22584	-1.91814	0.77966	-0.45384	0.6746	6.75
4	-2.24656	-2.15906	-2.58228	-2.38168	1.24961	-0.35874	0.7950	6.75
5	-1.28408	-1.2127	-1.50904	-1.41093	0.14271	-0.39006	0	8.5
7.5	-1.43145	-1.31632	-1.81022	-1.59217	0.52407	-0.37578	0	8.5
10	-2.15446	-2.16137	-2.53323	-2.14635	0.40387	-0.48492	0	8.5

Fuente: Modelo Boore y Atkinson 2008

ANEXO C

MODELO AKKAR Y BOMMER (2010)

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

Período	b1	b2	b3	b4	b5	b6
0	1.04159	0.91333	-0.0814	-2.92728	0.2812	7.86638
0.05	2.11528	0.72571	-0.07351	-3.33201	0.33534	7.74734
0.1	2.11994	0.75179	-0.07448	-3.10538	0.30253	8.21405
0.15	1.64489	0.83683	-0.07544	-2.75848	0.2549	8.31786
0.2	0.92065	0.96815	-0.07903	-2.49264	0.2179	8.21914
0.25	0.13978	1.13068	-0.08761	-2.33824	0.20089	7.20688
0.3	-0.84006	1.37439	-0.10349	-2.19123	0.18139	6.54299
0.35	-1.32207	1.47055	-0.10873	-2.12993	0.17485	6.24751
0.4	-1.7032	1.5593	-0.11388	-2.12718	0.17137	6.57173
0.45	-1.97201	1.61645	-0.11742	-2.16619	0.177	6.78082
0.5	-2.76925	1.83268	-0.13202	-2.12969	0.16877	7.17423
0.55	-3.51672	2.02523	-0.14495	-2.04211	0.15617	6.7617
0.6	-3.92759	2.08471	-0.14648	-1.88144	0.13621	6.10103
0.65	-4.4949	2.21154	-0.15522	-1.79031	0.12916	5.19135
0.7	-4.62925	2.21764	-0.15491	-1.798	0.13495	4.46323
0.75	-4.95053	2.29142	-0.15983	-1.81321	0.1392	4.27945
0.8	-5.32863	2.38389	-0.16571	-1.77273	0.13273	4.37011
0.85	-5.75799	2.50635	-0.17479	-1.77068	0.13096	4.62192
0.9	-5.82689	2.50287	-0.17367	-1.76295	0.13059	4.65393
0.95	-5.90592	2.51405	-0.17417	-1.79854	0.13535	4.8454
1	-6.17066	2.58558	-0.17938	-1.80717	0.13599	4.97596
1.05	-6.60337	2.69584	-0.18646	-1.73843	0.12485	5.04489
1.1	-6.90379	2.77044	-0.19171	-1.71109	0.12227	5.00975
1.15	-6.9618	2.75857	-0.1889	-1.66588	0.11447	5.08902
1.2	-6.99236	2.73427	-0.18491	-1.5912	0.10265	5.03274
1.25	-6.74613	2.62375	-0.17392	-1.52886	0.09129	5.08347
1.3	-6.51719	2.51869	-0.1633	-1.46527	0.08005	5.14423
1.35	-6.55821	2.52238	-0.16307	-1.48223	0.08173	5.29006
1.4	-6.61945	2.52611	-0.16274	-1.48257	0.08213	5.3349

1.45	-6.62737	2.49858	-0.1591	-1.4331	0.07577	5.19412
1.5	-6.71787	2.49486	-0.15689	-1.35301	0.06379	5.1575
1.55	-6.80776	2.50291	-0.15629	-1.31227	0.05697	5.27441
1.6	-6.83632	2.51009	-0.15676	-1.3326	0.0587	5.54539
1.65	-6.88684	2.54048	-0.15995	-1.40931	0.0686	5.93828
1.7	-6.946	2.57151	-0.16294	-1.47676	0.07672	6.36599
1.75	-7.09166	2.62938	-0.16794	-1.54037	0.08428	6.82292
1.8	-7.22818	2.66824	-0.17057	-1.54273	0.08325	7.11603
1.85	-7.29772	2.67565	-0.17004	-1.50936	0.07663	7.31928
1.9	-7.35522	2.67749	-0.16934	-1.46988	0.07065	7.25988
1.95	-7.40716	2.68206	-0.16906	-1.43816	0.06525	7.25344
2	-7.50404	2.71004	-0.1713	-1.44395	0.06602	7.26059
2.05	-7.55598	2.72737	-0.17291	-1.45794	0.06774	7.4032
2.1	-7.53463	2.71709	-0.17221	-1.46662	0.0694	7.46168
2.15	-7.50811	2.71035	-0.17212	-1.49679	0.07429	7.51273
2.2	-8.09168	2.91159	-0.1892	-1.55644	0.08428	7.77062
2.25	-8.11057	2.92087	-0.19044	-1.59537	0.09052	7.87702
2.3	-8.16272	2.93325	-0.19155	-1.60461	0.09284	7.91753
2.35	-7.94704	2.85328	-0.18539	-1.57428	0.09077	7.61956
2.4	-7.96679	2.85363	-0.18561	-1.57833	0.09288	7.59643
2.45	-7.97878	2.849	-0.18527	-1.57728	0.09428	7.50338
2.5	-7.88403	2.81817	-0.1832	-1.60381	0.09887	7.53947
2.55	-7.68101	2.7572	-0.17905	-1.65212	0.1068	7.61893
2.6	-7.72574	2.82043	-0.18717	-1.88782	0.14049	8.12248
2.65	-7.53288	2.74824	-0.18142	-1.89525	0.14356	7.92236
2.7	-7.41587	2.69012	-0.17632	-1.87041	0.14283	7.49999
2.75	-7.34541	2.65352	-0.17313	-1.86079	0.1434	7.26668
2.8	-7.24561	2.61028	-0.16951	-1.85612	0.14444	7.11861
2.85	-7.07107	2.56123	-0.16616	-1.90422	0.15127	7.36277
2.9	-6.99332	2.52699	-0.16303	-1.89704	0.15039	7.45038
2.95	-6.95669	2.51006	-0.16142	-1.90132	0.15081	7.60234
3	-6.92924	2.45899	-0.15513	-1.76801	0.13314	7.2195

Fuente: Modelo Akkar y Bommer 2010

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

Período	b7	b8	b9	b10	σ_1	σ_2
0	0.08753	0.01527	-0.04189	0.08015	0.261	0.0994
0.05	0.04707	-0.02426	-0.0426	0.08649	0.272	0.1142
0.1	0.02667	-0.00062	-0.04906	0.0791	0.2728	0.1167
0.15	0.02578	0.01703	-0.04184	0.0784	0.2788	0.1192
0.2	0.06557	0.02105	-0.02098	0.08438	0.2821	0.1081
0.25	0.0981	0.03919	-0.04853	0.08577	0.2871	0.099
0.3	0.12847	0.0434	-0.05554	0.09221	0.2902	0.0976
0.35	0.16213	0.06695	-0.04722	0.09003	0.2983	0.1054
0.4	0.21222	0.09201	-0.05145	0.09903	0.2998	0.1101
0.45	0.24121	0.11675	-0.05202	0.09943	0.3037	0.1123
0.5	0.25944	0.13562	-0.04283	0.08579	0.3078	0.1163
0.55	0.26498	0.14446	-0.04259	0.06945	0.307	0.1274
0.6	0.27718	0.15156	-0.03853	0.05932	0.3007	0.143
0.65	0.28574	0.15239	-0.03423	0.05111	0.3004	0.1546
0.7	0.30348	0.15652	-0.04146	0.04661	0.2978	0.1626
0.75	0.31516	0.16333	-0.0405	0.04253	0.2973	0.1602
0.8	0.32153	0.17366	-0.03946	0.03373	0.2927	0.1584
0.85	0.3352	0.1848	-0.03786	0.02867	0.2917	0.1543
0.9	0.34849	0.19061	-0.02884	0.02475	0.2915	0.1521
0.95	0.35919	0.19411	-0.02209	0.02502	0.2912	0.1484
1	0.36619	0.19519	-0.02269	0.02121	0.2895	0.1483
1.05	0.37278	0.19461	-0.02613	0.01115	0.2888	0.1465
1.1	0.37756	0.19423	-0.02655	0.0014	0.2896	0.1427
1.15	0.38149	0.19402	-0.02088	0.00148	0.2871	0.1435
1.2	0.3812	0.19309	-0.01623	0.00413	0.2878	0.1439
1.25	0.38782	0.19392	-0.01826	0.00413	0.2863	0.1453
1.3	0.38862	0.19273	-0.01902	-0.00369	0.2869	0.1427
1.35	0.38677	0.19082	-0.01842	-0.00897	0.2885	0.1428
1.4	0.38625	0.19285	-0.01607	-0.00876	0.2875	0.1458
1.45	0.38285	0.19161	-0.01288	-0.00564	0.2857	0.1477

1.5	0.37867	0.18812	-0.01208	-0.00215	0.2839	0.1468
1.55	0.37267	0.18568	-0.00845	-0.00047	0.2845	0.145
1.6	0.36952	0.18149	-0.00533	-0.00006	0.2844	0.1457
1.65	0.36531	0.17617	-0.00852	-0.00301	0.2841	0.1503
1.7	0.35936	0.17301	-0.01204	-0.00744	0.284	0.1537
1.75	0.35284	0.16945	-0.01386	-0.01387	0.284	0.1558
1.8	0.34775	0.16743	-0.01402	-0.01492	0.2834	0.1582
1.85	0.34561	0.1673	-0.01526	-0.01192	0.2828	0.1592
1.9	0.34142	0.16325	-0.01563	-0.00703	0.2826	0.1611
1.95	0.3372	0.16171	-0.01848	-0.00351	0.2832	0.1642
2	0.33298	0.15839	-0.02258	-0.00486	0.2835	0.1657
2.05	0.3301	0.15496	-0.02626	-0.00731	0.2836	0.1665
2.1	0.32645	0.15337	-0.0292	-0.00871	0.2832	0.1663
2.15	0.32439	0.15264	-0.03484	-0.01225	0.283	0.1661
2.2	0.31354	0.14443	-0.03985	-0.01927	0.283	0.1627
2.25	0.30997	0.14443	-0.04155	-0.02322	0.283	0.1627
2.3	0.30826	0.14412	-0.04238	-0.02626	0.2829	0.1633
2.35	0.32071	0.14321	-0.04963	-0.02342	0.2815	0.1632
2.4	0.31801	0.14301	-0.0491	-0.0257	0.2826	0.1645
2.45	0.31401	0.14324	-0.04812	-0.02643	0.2825	0.1665
2.5	0.31104	0.14332	-0.0471	-0.02769	0.2818	0.1681
2.55	0.30875	0.14343	-0.04607	-0.02819	0.2818	0.1688
2.6	0.31122	0.14255	-0.05106	-0.02966	0.2838	0.1741
2.65	0.30935	0.14223	-0.05024	-0.0293	0.2845	0.1759
2.7	0.30688	0.14074	-0.04887	-0.02963	0.2854	0.1772
2.75	0.30635	0.14052	-0.04743	-0.02919	0.2862	0.1783
2.8	0.30534	0.13923	-0.04731	-0.02751	0.2867	0.1794
2.85	0.30508	0.13933	-0.04522	-0.02776	0.2869	0.1788
2.9	0.30362	0.13776	-0.04203	-0.02615	0.2874	0.1784
2.95	0.29987	0.13584	-0.03863	-0.02487	0.2872	0.1783
3	0.29772	0.13198	-0.03855	-0.02469	0.2876	0.1785

Fuente: Modelo Akkar y Bommer 2010

ANEXO D

MODELO KANNO (2006)

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

T	a1	b1	c1	d1	ε1	p	q
0	0.56	-0.0031	0.26	0.0055	0.37	-0.55	1.35
0.05	0.54	-0.0035	0.48	0.0061	0.37	-0.32	0.8
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	-0.80	1.96
0.35	0.56	-0.0024	0.42	0.0036	0.4	-0.85	2.09
0.4	0.58	-0.0021	0.26	0.0033	0.4	-0.87	2.13
0.45	0.59	-0.0019	0.13	0.003	0.41	-0.89	2.18
0.5	0.59	-0.0016	0.04	0.0022	0.41	-0.91	2.25
0.6	0.62	-0.0014	-0.22	0.0025	0.41	-0.92	2.3
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	-0.60	1.5
5	0.92	-0.0004	-3.35	0.003	0.38	-0.59	1.46

Fuente: Kanno 2006

ANEXO E**MODELO ZHAO (2006)**

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

Período	a	b	c	d	e	SR	SI	Ss	SsL
0.00	1.101	-0.00564	0.0055	1.080	0.01412	0.251	0	2.607	-0.528
0.05	1.076	-0.00671	0.0075	1.06	0.01463	0.251	0	2.764	-0.551
0.10	1.118	-0.00787	0.009	1.083	0.01423	0.24	0	2.156	-0.42
0.15	1.134	-0.00722	0.01	1.053	0.01509	0.251	0	2.161	-0.431
0.20	1.147	-0.00659	0.012	1.014	0.01462	0.26	0	1.901	-0.372
0.25	1.149	-0.0059	0.014	0.966	0.01459	0.0269	0	1.814	-0.36
0.30	1.163	-0.0052	0.015	0.934	0.01458	0.259	0	2.181	-0.45
0.40	1.2	-0.00422	0.01	0.959	0.01257	0.248	-0.041	2.432	-0.506
0.50	1.25	-0.00338	0.006	1.008	0.01114	0.247	-0.053	2.629	-0.554
0.60	1.293	-0.00282	0.003	1.088	0.01019	0.233	-0.103	2.702	-0.575
0.70	1.336	-0.00258	0.0025	1.084	0.00979	0.22	-0.146	2.654	-0.572
0.80	1.386	-0.00242	0.0022	1.088	0.00944	0.232	-0.164	2.48	-0.54
0.90	1.433	-0.00232	0.002	1.109	0.00972	0.22	-0.206	2.332	-0.522
1.00	1.479	-0.0022	0.002	1.115	0.01005	0.211	-0.239	2.233	-0.509
1.25	1.551	-0.00207	0.002	1.083	0.01003	0.251	-0.256	2.029	-0.469
1.50	1.621	-0.00224	0.002	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	-0.32	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	0.004	1.044	0.0059	0.353	-0.39	0.561	-0.169
5.00	1.825	-0.00237	0.005	1.065	0.0051	0.248	-0.498	0.225	-0.12

Fuente: Modelo Zhao 2006

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

Periodo	CH	C1	C2	C3	C4	σ	τ	σT
0	0.293	1.111	1.344	1.355	1.42	0.604	0.398	0.7233395
0.05	0.939	1.684	1.793	1.747	1.814	0.64	0.444	0.7789326
0.1	1.499	2.061	2.135	2.031	2.082	0.694	0.49	0.8495505
0.15	1.462	1.916	2.168	2.052	2.113	0.702	0.46	0.8392878
0.2	1.28	1.669	2.085	2.001	2.03	0.692	0.423	0.8110444
0.25	1.121	1.468	1.942	1.941	1.937	0.682	0.391	0.7861329
0.3	0.852	1.172	1.683	1.808	1.77	0.67	0.379	0.7697668
0.4	0.365	0.655	1.127	1.482	1.397	0.659	0.39	0.7657552
0.5	-0.207	0.071	0.515	0.934	0.955	0.653	0.389	0.7600855
0.6	-0.705	-0.429	-0.003	0.394	0.559	0.653	0.401	0.7662963
0.7	-1.144	-0.866	-0.449	-0.111	0.188	0.652	0.408	0.7691346
0.8	-1.609	-1.325	-0.928	-0.62	-0.246	0.647	0.418	0.7702811
0.9	-2.023	-1.732	-1.349	-1.066	-0.643	0.653	0.411	0.7715763
1	-2.451	-2.152	-1.776	-1.523	-1.084	0.657	0.41	0.7744346
1.25	-3.243	-2.923	-2.542	-2.327	-1.936	0.66	0.402	0.7727898
1.5	-3.888	-3.548	-3.169	-2.979	-2.661	0.664	0.408	0.779333
2	-4.783	-4.41	-4.039	-3.871	-3.64	0.669	0.414	0.7867382
2.5	-5.444	-5.049	-4.698	-4.496	-4.341	0.671	0.411	0.7868685
3	-5.839	-5.431	-5.089	-4.893	-4.758	0.667	0.396	0.7756965
4	-6.598	-6.181	-5.882	-5.698	-5.588	0.647	0.382	0.7513541
5	-6.752	-6.347	-6.051	-5.873	-5.798	0.643	0.377	0.745371

Fuente: Modelo Zhao 2006

ANEXO F

MODELO YOUNGS (1997)

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

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

Fuente: Modelo Youngs 1997