



**UNIVERSIDAD JOSÉ ANTONIO PÁEZ**

**ANÁLISIS COMPARATIVO DEL  
COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE  
EDIFICACIONES DE CONCRETO ARMADO,  
APLICANDO EL MÉTODO DE ANÁLISIS  
ESTÁTICO SEGÚN LA NORMA COVENIN  
1756:2001 Y OTRAS NORMAS  
INTERNACIONALES**

**Autores:** Arcay M., Miguel T.  
Suárez R., Vanessa A.

Urb. Yuma II, calle N° 3. Municipio San Diego  
Teléfono: (0241) 8714240 (máster) – Fax: (0241) 871



**REPÚBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA  
UNIVERSIDAD JOSÉ ANTONIO PÁEZ  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA INGENIERÍA CIVIL**

**ANÁLISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE EDIFICACIONES  
DE CONCRETO ARMADO, APLICANDO EL MÉTODO DE ANÁLISIS ESTÁTICO SEGÚN  
LA NORMA COVENIN 1756:2001 Y OTRAS NORMAS INTERNACIONALES**

**Trabajo de grado presentado como requisito para optar por el título de  
INGENIERO CIVIL**

**Autores:** Arcay M., Miguel T.  
CI.: 26.116.726  
Suárez R., Vanessa A.  
CI: 25.682.650  
**Tutor:** Ing. Joel Curreri  
CI: 17.338.221

San Diego, enero de 2019



Universidad José Antonio Páez  
Facultad de Ingeniería

FI-CV-006-2018-IICR

Valencia, 31 de Octubre de 2018.

Ciudadano:  
Miguel Arcay  
C.I: 26.116.726  
Vanessa Suárez  
C.I: 25.682.650  
Presente.-

Cumplo con informarle que la Comisión de Trabajo de Grado y Pasantías de la Facultad de Ingeniería en su reunión N° 01-2018 de fecha 31-10-2018 aprobó el proyecto de trabajo de grado titulado **ANÁLISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE EDIFICACIONES DE CONCRETO ARMADO, APLICANDO EL MÉTODO DE ANÁLISIS ESTÁTICO SEGÚN LA NORMA COVENIN 1756:2001 Y OTRAS NORMAS INTERNACIONALES** Presentado por usted(es) como requisito para optar al título de Ingeniero Civil.

Se ratifica la designación del Ing. Joel Curreri, C.I: 17.338.221 y la Ing. Alicia Yáñez, C.I.: 4.598.880 como Tutores Académicos que lo asesorarán en el desarrollo de este proyecto.



Atentamente,

**Prof. Zulay Salecdo**  
Decana de la Facultad de Ingeniería

c. e. Coordinación de Pasantías y Trabajo de Grado (1).



REPÚBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA  
UNIVERSIDAD JOSÉ ANTONIO PÁEZ  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA INGENIERÍA CIVIL

**ACEPTACIÓN DEL TUTOR**

Quien suscribe, Ingeniero Joel Curreri G. titular de la cédula de identidad N.º 17.338.221, en mi carácter de tutor del trabajo de grado presentado por los ciudadanos Arcay M. Miguel T.; titular de la cedula de identidad 26.116.726 y Suárez R. Vanessa A.; titular de la cédula de identidad 25.682.650 titulado **“ANÁLISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE EDIFICACIONES DE CONCRETO ARMADO, APLICANDO EL MÉTODO DE ANÁLISIS ESTÁTICO SEGÚN LA NORMA COVENIN 1756:2001 Y OTRAS NORMAS INTERNACIONALES”**, presentado como requisito parcial para optar al título de Ingeniero Civil, considero que dicho trabajo reúne los requisitos y méritos suficientes para ser sometido a la presentación pública y evaluación por parte del jurado examinador que se designe.

En San Diego, al 12 de diciembre del/año 2018.

Ing. Joel Curreri G.  
C.I: 17.338.221

## **DEDICATORIA**

En primer lugar, quiero dedicarles este trabajo de grado a mis padres, Ricardo Arcay y Marta Manosalva, quienes a pesar de todas las dificultades, me han dado su apoyo, su cariño y enseñanzas de manera incondicional.

A mi familia en general, por estar siempre pendiente de cada aspecto de mi carrera, pero especialmente, a mis abuelos, Matilde Baquero, Heraclio Ochoa y Berta Manosalva, cuyos consejos y palabras siempre tuve en mi mente en cada paso que di.

A mis hermanos, Gustavo, Ricardo, Maryori y Andreina, por siempre darme esa fuerza de salir adelante y enfrentarme a lo que viniera.

A Constanza G., por ser una parte fundamental en mi vida y mi carrera durante este tiempo, estando presente tanto en los buenos como en los malos momentos, dándome su cariño y consejos para poder seguir adelante.

A mis amigos y hermanos de la vida, Manuel E., Leonardo A., José R. y Cristian B., quienes durante tanto tiempo han sido un apoyo constante en mi vida y mi carrera.

A mis compañeros de la promoción XXV de Ing. Civil, pero especialmente a Manuel F., Alejandra P., Cristhofer C., Yubyandry A., Vanessa S., y Anthony T., quienes más que ser mi grupo de estudio, terminaron convirtiéndose en mis grandes amigos.

A mi amiga, Andrea T., por alentarme en los momentos más estresantes, pero también por compartir conmigo momentos de alegría durante la realización de este trabajo de grado.

**Miguel Arcay.**

## **DEDICATORIA**

A mi familia por apoyarme en cada etapa y por ser quienes me enseñaron que los límites son aquellos que nos creamos nosotros mismos y todos tenemos la capacidad de superarlos si nos lo proponemos.

A mis profesores, que gracias a su labor han permitido ampliar mis conocimientos y cumplir con mis expectativas.

A Alejandro Maldonado por apoyarme en los buenos y malos momentos.

A mi grupo de estudio Miguel Arcay, Yubyandry Apóstol, Cristhofer Cáceres, Manuel Fabra, Anthony Torres y Alejandra Pignalosa, quienes se convirtieron en más que grandes amigos.

A Luis Monroy por estar presente en los momentos en los que más lo necesitaba.

**Vanessa Suárez.**

## **AGRADECIMIENTOS**

En primer lugar, agradecer a Dios por darnos todas las posibilidades de estudiar y la capacidad de entendimiento que nos permitió culminar esta etapa de nuestros estudios en la Ingeniería Civil.

A nuestra casa de estudio, la Universidad José Antonio Páez, la cual nos abrió sus puertas durante nuestro proceso de formación como profesionales.

A todos los profesores que en nuestro camino por la universidad aportaron todos sus conocimientos y experiencias, para así formar profesionales capaces de resolver todas las situaciones que se presenten en nuestra vida laboral, entre los que se encuentran el Ing. Ángel Medina, la Ing. Emerly Castillo, el Ing. Alejandro Pocaterra, el Ing. Reynaldo Riveros, y especialmente a nuestro tutor, el Ing. Joel Curreri, quien dedicó el tiempo necesario para asesorarnos y aclarar todas las dudas surgidas durante el desarrollo de este trabajo de grado.

Y finalmente, a nuestros familiares, amigos y compañeros que estuvieron con nosotros, apoyándonos durante cada etapa de nuestra carrera.

## ÍNDICE GENERAL

<b>CONTENIDO</b>	Pp
<b>ÍNDICE DE TABLAS</b>	xxiii
<b>ÍNDICE DE GRÁFICAS</b>	xxi
<b>ÍNDICE DE FIGURAS</b>	xxiv
<b>RESUMEN INFORMATIVO</b>	xxvi
	ii
<b>INTRODUCCIÓN</b>	1
<b>CAPÍTULO</b>	
<b>I. EL PROBLEMA</b>	
1.1 Planteamiento del Problema.....	3
1.2 Formulación del Problema.....	5
1.3 Objetivos.....	5
1.3.1 Objetivo General.....	5
1.3.2 Objetivos Específicos.....	5
1.4 Justificación de la investigación.....	6
1.5 Alcances y Limitaciones.....	6
<b>II. MARCO TEÓRICO</b>	
2.1 Antecedentes de la Investigación.....	8
2.2 Bases Teóricas.....	9
2.2.1 Movimientos Sísmicos y Tectónica de Placas.....	9
2.2.2 Sismicidad Mundial.....	10
2.2.3 “Edificaciones Sismorresistentes” COVENIN 1756:2001 (Venezuela).....	13
2.2.3.1 Zonificación Sísmica y Movimientos de Diseño.....	13
2.2.3.2 Formas espectrales tipificadas de los terrenos de fundación.....	14
2.2.3.3 Clasificación de las edificaciones.....	15
2.2.3.4 Factor de Reducción de respuesta (R).....	17
2.2.3.5 Coeficiente Sísmico para Edificaciones.....	18
2.2.3.6 Espectros de Diseño Sísmico.....	18
2.2.3.7 Análisis Estático (Método Estático Equivalente).....	20
2.2.3.8 Control de desplazamientos.....	23
2.2.4 Diseño Sismorresistente Norma Técnica E.030 2016 Perú.....	24
2.2.4.1 Zonificación Sísmica y facto de zona.....	24

2.2.4.2	Condiciones Geotécnicas.....	25
2.2.4.3	Parámetros de Sitio.....	26
2.2.4.4	Categoría de las Edificaciones y factor de uso (U).....	27
2.2.4.5	Coefficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas (R)...	27
2.2.4.6	Espectro de Diseño Sísmico.....	29
2.2.4.7	Análisis Estático o de Fuerzas Equivalentes.....	30
2.2.4.8	Requisitos de Rigidez, Resistencia y Ductilidad.....	32
2.2.5	Diseño Sísmico de Edificios, Norma Chilena Oficial NCh433.of1996-Mod. 2012.....	33
2.2.5.1	Zonificación Sísmica.....	33
2.2.5.2	Efecto del suelo de fundación y de la topografía en las características del movimiento sísmico.....	34
2.2.5.3	Categoría de Ocupación de edificios y otras estructuras..	35
2.2.5.4	Factor de modificación de la respuesta (R y Ro).....	35
2.2.5.5	Análisis Estático.....	36
2.2.5.6	Espectro de Diseño.....	39
2.2.5.7	Deformaciones Sísmicas.....	40
2.2.6	Reglamento Colombiano de Construcción Sismorresistente. NSR-10.....	40
2.2.6.1	Zonas de Amenaza Sísmica.....	40
2.2.6.2	Efectos Locales.....	42
2.2.6.3	Coefficiente de Importancia.....	44
2.2.6.4	Espectro de Diseño.....	45
2.2.6.5	Sistemas Estructurales y Coeficiente de Disipación Ro...	47
2.2.6.6	Coefficiente de Capacidad de Disipación de Energía de Diseño (R).....	49
2.2.6.7	Método de la fuerza horizontal equivalente.....	51
2.2.6.8	Límites de Derivas.....	53
2.2.7	Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS 2015.....	54
2.2.7.1	Zonificación Sísmica y factor de zona.....	54
2.2.7.2	Geología Local.....	54
2.2.7.3	Espectro elástico de aceleraciones horizontales de diseño.....	57
2.2.7.4	Categorías de edificios y coeficiente de importancia.....	58
2.2.7.5	Factor de reducción de resistencia sísmica R.....	59
2.2.7.6	Irregularidades y coeficientes de configuración estructural.....	60
2.2.7.7	Cálculo del corte basal.....	61
2.2.7.8	Distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales.....	61
2.3	Definición de Términos Básicos.....	62

### III. MARCO METODOLÓGICO

3.1 Tipo de Investigación.....	65
3.2 Diseño de la Investigación.....	66
3.3 Nivel de la Investigación.....	67
3.4 Población y Muestra.....	67
3.4.1 Población.....	67
3.4.2 Muestra.....	68
3.5 Técnicas e Instrumentos de Recolección de Información.....	68
3.6 Fases Metodológicas.....	69

### IV. RESULTADOS

4.1 Comparación de los factores y variables que intervienen en la realización de un análisis sísmico estático en edificaciones, según diferentes normativas.....	79
4.2 Esquematización de procedimientos para la obtención de espectros de diseño sísmico y aplicación de las Metodologías de Análisis Estático, según diferentes normativas.....	93
4.2.1 Diagrama de flujo Norma “Diseño Sísmico de Edificios” NCh 433. Of 1996 mod 2012.....	94
4.2.2 Diagrama de flujo Norma “Reglamento Colombiano de la Construcción Sismo Resistente” NSR-10 (Colombia).....	98
4.2.3 Diagrama de flujo Norma “Diseño Sismo Resistente” NEC-SE-DS 2015 (Ecuador).....	104
4.2.4 Diagrama de flujo Norma “Diseño Sismorresistente” NT E.030 2016 (Perú).....	110
4.2.5 Diagrama de flujo Norma “Edificaciones Sismorresistentes” COVENIN 1756:2001 (Venezuela).....	117
4.3 Comparación de espectros de diseño resultantes para distintos parámetros sísmicos, según diferentes normativas.....	125
4.4 Aplicación del Método de Análisis Estático en edificaciones de concreto armado, según diferentes normativas.....	137
4.4.1 Aplicación de Método de Análisis Estático - Norma “Diseño Sísmico de Edificios” NCh 433 of. 1996 mod 2012.....	137
4.4.2 Aplicación del Método de la Fuerza Horizontal Equivalente - Norma “Reglamento Colombiano de la Construcción Sismo Resistente” NSR-10.....	142

4.4.3 Aplicación del Método de Diseño Basado en Fuerzas - Norma “Diseño Sismo Resistente” NEC-SE-DS 2015.....	148
4.4.4 Aplicación del Método de Análisis Estático o de Fuerzas Estáticas Equivalentes Norma “Diseño Sismorresistente” NT E.030 2016.....	155
4.4.5 Aplicación del Método Estático Equivalente - Norma “Edificaciones Sismorresistentes” COVENIN 1756:2001.....	161
4.5 Elaboración de cuadros y gráficos comparativos sobre el comportamiento sísmico de edificaciones de concreto armado, según diferentes normativas.....	179
4.5.1 Comparación de Factores de Reducción de Respuesta R.....	179
4.5.2 Caso Estudio 1 – Método de Análisis Estático para Periodo Estimado $T_a$ .....	180
4.5.3 Caso Estudio 2 – Método de Análisis Estático para Periodo Rayleigh).....	202
4.5.4 Comparación entre distorsiones de entrepiso por edificación para Periodo Estimado $T_a$ y Periodo de Rayleigh.....	218
<b>CONCLUSIONES</b> .....	222
<b>RECOMENDACIONES</b> .....	226
<b>REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b> .....	227

## ÍNDICE DE TABLAS

<b>Tabla</b>		<b>Pp</b>
1	Valores de la aceleración horizontal ( $A_0$ ).....	14
2		

38	Coeficientes de irregularidad en planta.....	60
39	Coeficiente de irregularidad en elevación.....	60
40	Parámetros $C_t$	61
41		62
42	Especificaciones de Parámetros Sísmicos.....	72
43	Especificaciones de los perfiles geotécnicos.....	72
44	Especificación de los materiales.....	74
45	Cargas gravitacionales de entrepiso.....	74
46	Cargas gravitacionales de techo.....	74
47	Edificaciones Caso Estudio.....	75
48	Características de la losa nervada.....	75
49	Dimensiones de vigas y columnas para cada caso estudio.....	77
50	Pesos totales por edificación.....	79
51	Parámetros Sísmicos Constantes.....	79
52	Simbología en los diagramas de flujo.....	95
53	Períodos y aceleraciones espectrales por edificación.....	170
54	Fuerzas Cortantes Basales por Edificación (Período $T_a$ ).....	171
55	Fuerzas Cortantes Basales por Edificación (Período Rayleigh).	171
56	Distribución de Fuerzas Laterales – Edif. 2 Niveles (Período $T_a$ ).....	171
57	Distribución de Fuerzas Laterales – Edif. 3 Niveles (Período $T_a$ ).....	172
	Distribución de Fuerzas Laterales – Edif. 5 Niveles (Período $T_a$ ).....	172
58		172
59	Distribución de Fuerzas Laterales – Edif. 7 Niveles (Período $T_a$ ).....	172
60	Distribución de Fuerzas Laterales – Edif. 10 Niveles (Período $T_a$ ).....	173
61	Distribución de Fuerzas Laterales – Edif. 2 Niveles (Período Rayleigh).....	173
62	Distribución de Fuerzas Laterales – Edif. 3 Niveles (Período Rayleigh).....	173
63	Distribución de Fuerzas Laterales – Edif. 5 Niveles (Período Rayleigh).....	174
64	Distribución de Fuerzas Laterales – Edif. 7 Niveles (Período Rayleigh).....	174
65	Distribución de Fuerzas Laterales – Edif. 10 Niveles (Período Rayleigh).....	175
66	Distorsiones de entrepiso – Edif. 2 Niveles (Período $T_a$ ).....	176
67	Distorsiones de entrepiso – Edif. 3 Niveles (Período $T_a$ ).....	176

68	Distorsiones de entrepiso – Edif. 5 Niveles (Período Ta).....	176
69	Distorsiones de entrepiso – Edif. 7 Niveles (Período Ta).....	177
70	Distorsiones de entrepiso – Edif. 10 Niveles (Período Ta).....	178
71	Distorsiones de entrepiso – Edif. 2 Niveles (Período Rayleigh)	178
72	Distorsiones de entrepiso – Edif. 3 Niveles (Período Rayleigh)	179
73	Distorsiones de entrepiso – Edif. 5 Niveles (Período Rayleigh)	179
74	Distorsiones de entrepiso – Edif. 7 Niveles (Período Rayleigh)	180
75	Distorsiones de entrepiso– Edif 10 Niveles (Período Rayleigh)	180
76	Relación de fuerzas laterales por nivel respecto a Venezuela, Edificio 2 niveles (Dirección X e Y - Periodo Ta).....	186
77	Relación de fuerzas laterales por nivel respecto a Venezuela, Edificio 3 niveles (Dirección X e Y - Periodo Ta).....	190
78	Relación de fuerzas laterales por nivel respecto a Venezuela, Edificio 5 niveles (Dirección X e Y - Periodo Ta).....	193
79	Relación de fuerzas laterales por nivel respecto a Venezuela, Edificio de 7 niveles (Dirección X e Y - Periodo Ta).....	197
80	Relación de fuerzas laterales por nivel respecto a Venezuela, Edificio de 10 niveles (Dirección X e Y - Periodo Ta).....	201
81	Relación de fuerzas laterales por nivel respecto a Venezuela, Edificio de 5 niveles (Dirección X e Y - Periodo Rayleigh).....	209
82	Relación de fuerzas laterales por nivel respecto a Venezuela, Edificio de 7 niveles (Dirección X e Y – Periodo Rayleigh).....	213
83	Relación de fuerzas laterales por nivel respecto a Venezuela, Edificio de 10 niveles (Dirección X e Y - Periodo Rayleigh)...	217
84	Máximas distorsiones de entrepiso por edificación (Dirección X e Y – Periodo Ta).....	219
85	Máximas Distorsiones de Entrepiso por Edificación (Dirección X e Y – Periodo Rayleigh).....	219

## ÍNDICE DE GRÁFICAS

<b>Gráfica</b>		<b>Pp</b>
1	Espectros superpuestos de diseño elástico para suelos blandos...	128
2	Espectros superpuestos de diseño inelástico para suelos blandos.	129
3	Espectros superpuestos de diseño elástico para suelos densos.....	130
4	Espectros superpuestos de diseño inelástico para suelos densos...	131
5	Espectros superpuestos de diseño elástico para suelos rocosos....	133
6	Espectros superpuestos de diseño inelástico para suelos rocosos.	134
7	Respuesta espectral inelástica en edificaciones - Suelos blandos.	135
8	Respuesta espectral inelástica en edificaciones - Suelos densos...	136
9	Respuesta espectral inelástica en edificaciones – Suelos rocosos.	138
10	Factores de reducción de respuesta R por normativa.....	182
11	Cortantes basales por edificación (Periodo $T_a$ – Dirección x e y)	183
12	Relación de cortantes basales respecto a la norma de Venezuela, Edificio de 2 niveles (Dirección X e Y - Periodo $T_a$ ).....	184
13	Distribución de fuerzas laterales por nivel, Edificio de 2 niveles (Dirección X e Y - Periodo $T_a$ ).....	185
14	Distorsiones de entrepiso, Edif. 2 niveles (Dirección X – Periodo $T_a$ ).....	186
15	Distorsiones de entrepiso, Edif. 2 niveles (Dirección Y – Periodo $T_a$ ).....	187
16	Relación de cortantes basales respecto a la norma de Venezuela, Edificio de 3 niveles (Dirección X e Y - Periodo $T_a$ ).....	188
17	Distribución de fuerzas laterales por nivel, Edificio de 3 niveles (Dirección X e Y - Periodo $T_a$ ).....	189
18	Distorsiones de entrepiso, Edif. 3 niveles (Dirección X – Periodo $T_a$ ).....	190
19	Distorsiones de entrepiso, Edif. de 3 niveles (Dirección Y – Periodo $T_a$ ).....	191
20	Relación de cortantes basales respecto a la norma de Venezuela, Edificio de 5 niveles (Dirección X e Y - Periodo $T_a$ ).....	192
21	Distribución de fuerzas laterales por nivel, Edificio de 5 niveles (Dirección X e Y - Periodo $T_a$ ).....	193
22	Distorsiones de entrepiso, Edif. 5 niveles (Dirección X – Periodo $T_a$ ).....	194
23	Distorsiones de entrepiso, Edif. 5 niveles (Dirección Y – Periodo $T_a$ ).....	194
24	Relación de cortantes basales respecto a la norma de Venezuela, Edificio de 7 niveles (Dirección X e Y - Periodo $T_a$ ).....	196

25	Distribución de fuerzas laterales por nivel, Edificio de 7 niveles (Dirección X e Y - Periodo Ta).....	197
26	Distorsiones de entrepiso, Edif. 7 niveles (Dirección X – Periodo Ta).....	198
27	Distorsiones de entrepiso, Edif. 7 niveles (Dirección Y – Periodo Ta).....	198
28	Relación de cortantes basales respecto a la norma de Venezuela, Edificio de 10 niveles (Dirección X e Y - Periodo Ta).....	199
29	Distribución de fuerzas laterales por nivel, Edificio de 10 niveles (Dirección X e Y - Periodo Ta).....	200
30	Distorsiones de Entrepiso, Edif. 10 niveles (Dirección X – Periodo Ta).....	202
31	Derivas Inelásticas, edificio de 10 Niveles (Dirección Y – Periodo Ta).....	202
32	Cortantes basales por edificación (Periodo Rayleigh – Dirección X).....	203
33	Cortantes basales por edificación (Periodo Rayleigh – Dirección Y).....	203
34	Relación de cortantes basales respecto a la norma de Venezuela, Edificio de 2 niveles (Dirección X e Y - Periodo Rayleigh).....	205
35	Relación de cortantes basales respecto a la norma de Venezuela, Edificio de 3 niveles (Dirección X e Y - Periodo Rayleigh).....	206
36	Relación de cortantes basales respecto a la norma de Venezuela, Edificio de 5 niveles (Dirección X e Y - Periodo Rayleigh).....	207
37	Distribución de fuerzas sísmicas laterales por nivel, Edificio de 5 niveles (Dirección X - Periodo Rayleigh).....	208
38	Distribución de fuerzas sísmicas laterales por nivel, Edificio de 5 niveles (Dirección Y - Periodo Rayleigh).....	209
39	Relación de cortantes basales respecto a la norma de Venezuela, Edificio de 7 niveles (Dirección X e Y - Periodo Rayleigh).....	210
40	Distribución de fuerzas sísmicas laterales por nivel, Edificio de 7 niveles (Dirección X - Periodo Rayleigh).....	211
41	Distribución de fuerzas sísmicas laterales por nivel, Edificio de 7 niveles (Dirección Y - Periodo Rayleigh).....	212
42	Relación de cortantes basales respecto a la norma de Venezuela, Edificio de 10 niveles (Dirección X e Y - Periodo Rayleigh).....	214
43	Distribución de fuerzas sísmicas laterales por nivel, Edificio de 10 niveles (Dirección X - Periodo Rayleigh).....	215
44	Distribución de fuerzas sísmicas laterales por nivel, Edificio de 10 niveles (Dirección Y - Periodo Rayleigh).....	216

## ÍNDICE DE FIGURAS

<b>Figura</b>		<b>Pp</b>
1	Tectónica de Placa.....	10
2	Mapa de situación de los principales Cinturones Sísmicos.....	11
3	Sismicidad Mundial.....	12
4	Sismicidad en Suramérica.....	13
5	Zonificación Sísmica en Venezuela.....	13
6	Espectros de diseño elástico e inelástico.....	20
7	Zonas Sísmicas de Perú.....	24
8	Factor de amplificación C.....	30
9	Zonificación Sísmica de Chile.....	33
10	Espectro de pseudo-aceleraciones según tipo de suelo.....	39
11	Zonas de amenaza Sísmica de Colombia.....	40
12	Mapas de valores Aa y Av.....	41
13	Espectro elástico de aceleraciones de diseño.....	47
14	Mapa de zonificación y peligro sísmico del Ecuador.....	54
15	Espectro sísmico elástico de aceleraciones.....	58
16	Definición de planta tipo de la edificación.....	73
17	Obtención factor A <sub>o</sub> y selección del tipo de suelo, hoja de cálculo Chile.....	139
18	Parámetros geotécnicos y categoría de ocupación de la edificación, hoja de cálculo Chile.....	140
19	Definición de categoría de ubicación y obtención del coeficiente de importancia “T”, hoja de cálculo Chile.....	140
20	Introducción de características de la edificación, hoja de cálculo Chile.....	141
21	Cálculo del coeficiente sísmico C y fuerza cortante basal Q <sub>o</sub> , hoja de cálculo Chile.....	141
22	Distribución de la fuerza de cortante basal, hoja de cálculo Chile.....	142
23	Introducción de rigidez lateral K y cálculo de periodo T* en ambas direcciones de análisis, hoja de cálculo Chile.....	142
24	Cálculo de coeficiente sísmico C en ambas direcciones de análisis, hoja de cálculo Chile.....	143
25	Distribución de cortante basal por nivel según cada dirección de análisis, hoja de cálculo Chile.....	143
26	Obtención de factores Aa y Av, hoja de cálculo Colombia.....	144
27	Selección de perfil geotécnico, hoja de cálculo de Colombia.....	144
28	Selección de coeficientes del perfil del suelo, hoja de cálculo Colombia.....	145

29	Selección del grupo de la edificación, hoja de cálculo Colombia.	145
30	Factor de reducción de respuesta, hoja de cálculo Colombia.....	146
31	Factores de irregularidad, hoja de cálculo Colombia.....	146
32	Determinación de los períodos característicos, hoja de cálculo Colombia.....	147
33	Cálculo del período estimado $T_a$ , hoja de cálculo Colombia.....	147
34	Cálculo del cortante basal $V_s$ , hoja de cálculo Colombia.....	148
35	Distribución del corte basal $V_s$ , hoja de cálculo Colombia.....	148
36	Calculo del período de Rayleigh y aceleración $S_a$ en ambas direcciones de análisis, hoja de cálculo Colombia.....	149
37	Cálculo del cortante basal $V_s$ en ambas direcciones de análisis, hoja de cálculo Colombia.....	149
38	Distribución de fuerzas laterales por nivel en ambas direcciones de análisis, hoja de cálculo Colombia.....	150
39	Obtención del factor de zona Z, hoja de cálculo Ecuador.....	150
40	Selección del perfil geotécnico, hoja de cálculo Ecuador.....	151
41	Selección de coeficientes del perfil de suelo, hoja de cálculo Ecuador.....	151
42	Selección factor de reducción R, hoja de cálculo Ecuador.....	152
43	Parámetros característicos espectro de diseño, hoja de cálculo Ecuador.....	152
44	Cálculo de período aproximado $T_a$ , hoja de cálculo Ecuador.....	153
45	Cálculo de la aceleración espectral, hoja de cálculo Ecuador.....	153
46	Selección del coeficiente de importancia I, hoja de cálculo Ecuador.....	154
47	Cálculo del cortante basal V, hoja de cálculo Ecuador.....	154
48	Distribución de fuerzas laterales por nivel, hoja de cálculo Ecuador.....	155
49	Obtención del periodo de Rayleigh y cálculo de la aceleración $S_a$ en ambas direcciones, hoja de cálculo Ecuador.....	155
50	Cálculo del cortante basal V en ambas direcciones de análisis, hoja de cálculo Ecuador.....	156
51	Distribución de fuerzas laterales por nivel en ambas direcciones, hoja de cálculo Ecuador.....	156
52	Obtención del factor de zona Z, hoja de cálculo Perú.....	157
53	Selección del perfil del suelo S, hoja de cálculo Perú.....	157
54	Determinación del factor de suelo S y los periodos característicos TP y TL, hoja de cálculo Perú.....	158
55	Selección del grupo de la edificación y Factor de Uso “U”, hoja de cálculo Perú.....	158

56	Selección del factor de reducción de respuesta sísmica $R_o$ , hoja de cálculo Perú.....	159
57	Selección de factores de irregularidad $I_p$ e $I_a$ y cálculo del coeficiente $R$ , hoja de cálculo Perú.....	159
58	Características de la edificación, hoja de cálculo Perú.....	160
59	Cálculo del período estimado $T$ , hoja de cálculo Perú.....	160
60	Cálculo Coef. sísmico $C$ y aceleración $S_a$ , hoja de cálculo Perú..	160
61	Cálculo del cortante basal $V$ , hoja de cálculo Perú.....	161
62	Distribución de fuerzas laterales por nivel, hoja cálculo Perú.....	161
63	Obtención periodo de Rayleigh y cálculo de la aceleración $S_a$ en ambas direcciones de análisis, hoja de cálculo Perú.....	162
64	Cálculo del cortante basal $V$ en ambas direcciones de análisis, hoja de cálculo Perú.....	162
65	Distribución de fuerzas laterales por nivel en ambas direcciones de análisis, hoja de cálculo Perú.....	163
66	Obtención del coeficiente $A_o$ , hoja de cálculo Venezuela.....	163
67	Selección	164
68	Selección del factor de de cálculo Venezuela.....	164
69	Selección factor de reducción de respuesta $R$ , hoja de cálculo Venezuela.....	165
70	Cálculo del período aproximado $T_a$ , hoja de cálculo Venezuela..	165
71	Definición de parámetros característicos del espectro de diseño, hoja de cálculo Venezuela.....	166
72	Cálculo de la aceleración $A_d$ , hoja de cálculo Venezuela.....	166
73	Cálculo del factor $\mu$ , hoja de cálculo Venezuela.....	166
74	Cálculo del cortante basal $V_o$ , hoja de cálculo Venezuela.....	167
75	Distribución de fuerzas laterales por nivel, hoja cálculo Venezuela.....	167
76	Obtención periodo de Rayleigh y cálculo de la aceleración $A_d$ en ambas direcciones de análisis, hoja de cálculo Venezuela.....	168
77	de análisis, hoja de cálculo Venezuela.....	168
78	Distribución de fuerzas laterales por nivel en ambas direcciones, hoja de cálculo Venezuela.....	169



**REPÚBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA  
UNIVERSIDAD JOSÉ ANTONIO PÁEZ  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

**ANÁLISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE  
EDIFICACIONES DE CONCRETO ARMADO, APLICANDO EL MÉTODO  
DE ANÁLISIS ESTÁTICO SEGÚN LA NORMA COVENIN 1756:2001 Y  
OTRAS NORMAS INTERNACIONALES**

**Autor(es):** Arcay M. Miguel T.  
Suárez R. Vanessa A.

**Tutor:** Ing. Joel Curreri G.

**Fecha:** 12 de diciembre de 2018

**RESUMEN**

Debido al escaso desarrollo de investigaciones en el área de sismorresistencia, aunado a la falta de seguimiento institucional en Venezuela, la Norma COVENIN 1756:2001, presenta una desactualización importante en aspectos como la utilización de metodologías de análisis sísmico poco refinadas, o los controles y limitaciones establecidas que regulan el desempeño estructural, lo cual se traduce en la obtención de comportamientos sísmicos de las edificaciones, alejados de las filosofías que rigen la sismorresistencia en la actualidad. Por esta razón, se plantea un análisis comparativo del comportamiento sísmico de edificaciones aperticadas regulares de concreto armado, mediante la aplicación del método de análisis estático propuesto por la Norma Venezolana COVENIN 1756:2001 y otras normas sísmicas de países de la región que presentan un nivel de actualización y rigurosidad superior (Chile, Colombia, Ecuador y Perú). Con esta investigación se busca entre otras cosas, proporcionar diagramas de flujo que faciliten la aplicación de las diferentes metodologías de análisis sísmico estático estudiadas, así como también, cuadros y gráficos comparativos que permitan la amplificación del conocimiento por parte de estudiantes y profesionales, sobre las diferentes normativas, los parámetros sísmicos que intervienen en un análisis sísmico y los aspectos asociados a un buen desempeño estructural.

**Descriptores:** Análisis sísmico, Análisis comparativo, Comportamiento sísmico, Diagramas de flujo, Normas sísmicas.

## INTRODUCCIÓN

A nivel mundial, la interacción de las placas tectónicas ha contribuido a la formación de diversos sistemas de fallas geológicas conocidas como cinturones sísmicos activos, los cuales son responsables de aproximadamente el 95% de los movimientos telúricos que se perciben en el mundo. Entre estos se encuentran el Cinturón Circumpacífico (conocido como anillo de fuego del pacífico), Cinturón Transasiático y Cinturón del centro del Océano Atlántico. (Sauter F., 1989)

En este sentido, la zona con mayor riesgo sísmico en el mundo es conocida como Cinturón o Anillo de Fuego del Pacífico, de donde se deriva aproximadamente el 85% de la actividad sísmica mundial (Fratelli M., 1999), este se extiende por todo el océano pacífico desde Asia hasta gran parte del continente Americano, razón por la cual ha sido responsable de terremotos de grandes magnitudes que han afectado países como Japón, Estados Unidos, Chile, México, o Nueva Zelanda.

Por otra parte, Latinoamérica es una región que presenta una elevada sismicidad debido a la interacción entre las placas tectónicas Suramericana, de Nazca, de Cocos y del Caribe. Esto ha ocasionado una inherente actividad sísmica a lo largo de los años lo cual ha afectado de forma importante, mediante sismos de grandes magnitudes, a diversos países como Chile, Colombia, Ecuador, Perú y Venezuela.

Entre estos eventos sísmicos, destacan: Esmeraldas-Ecuador 1906 (8.8), Valparaíso-Chile 1906 (8.2), Chillan-Chile 1939 (7.8), Lima y Callao-Perú 1940 (8.2), Valdivia-Chile 1960 (9.5), Caracas-Venezuela 1967 (6.7), Huaylas-Perú 1970 (7.9), Frontera Ecuador-Colombia 1979 (8.1), Zona Central Chile 1985 (8.0), Napo-Ecuador 1987 (6.8), San Martín-Perú 1990 (6.4), Huila y Cauca-Colombia 1994 (6.3), Cariaco-Venezuela 1997 (6.8), Eje Cafetalero-Colombia 1999 (6.2), Zona Sur Perú 2001 (8.4), Pisco-Perú 2007 (8.0), y finalmente, Maule-Chile 2010 (8.8).

En consecuencia, las instituciones de ingeniería de dichos países afectados, han impulsado el desarrollo de investigaciones y estudios experimentales importantes en

el área, lo cual ha contribuido entre otras cosas a la conformación de normativas sísmicas cuya finalidad es la reducción de las pérdidas (humanas y económicas) debido a acciones sísmicas, mediante la aplicación de metodologías y consideraciones para el análisis y diseño sismorresistente de edificaciones.

Tal es el caso de la Norma Sísmica de Chile (NCh 433) publicada por primera vez en 1972; la Norma Venezolana para Edificaciones Sismorresistentes COVENIN 1756 que se publicó posterior al terremoto de 1967 o la Norma sísmica de Perú la cual tuvo su primera aparición como anexo a la Norma Técnica de Edificaciones en 1970 después del sismo de Huaylas.

También, es posible mencionar el Código Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes (NSR) el cual se publicó por primera vez en el año 1984, como resultado del desarrollo de investigaciones en el área de la sismorresistencia, o la Norma Ecuatoriana de la Construcción Sismorresistente (NEC-SE-DS) promovida como una respuesta al largo historial de eventos sísmicos que han tenido lugar en el país lo cual ha ocasionado considerables pérdidas.

Sin embargo, estos fenómenos han ocasionado la destrucción y, por consiguiente, el retraso en el desarrollo de las ciudades afectadas. Esto, aunado actualmente a factores como la falta de seguimiento institucional o desarrollo tecnológico, ha contribuido a la desactualización de las normativas sísmicas en diversos países de la región, lo cual es un aspecto alarmante a nivel mundial debido al riesgo que representa dicha condición.

Por esta razón, el presente trabajo de investigación centra su atención en establecer una comparación entre el comportamiento sísmico de las edificaciones aporticadas regulares de concreto armado, cuando es aplicada la metodología de análisis estático propuesta por la norma venezolana y las normas de los países antes mencionados, los cuales presentan además de sismicidades más elevadas, un nivel de actualización superior respecto a la normativa nacional.

# **CAPÍTULO I**

## **EL PROBLEMA**

### **1.1 Planteamiento del Problema**

Los sismos son fenómenos naturales generados principalmente por la interacción entre las placas tectónicas, estos se presentan como una serie de vibraciones en el suelo causadas por una liberación repentina de energía proveniente de la corteza y el manto terrestre. Dichas vibraciones representan un peligro elevado para las edificaciones, ya que desencadenan un proceso de excitación en las masas de las estructuras generando fuerzas inerciales que inducen esfuerzos importantes en sus elementos, lo cual puede conducirlos a un colapso. (Bazán, E. y Meli, R., 2002).

Por esta razón, las instituciones de ingeniería a nivel mundial, especialmente los países ubicados en zonas con elevada sismicidad, establecieron normativas cuya finalidad es garantizar el buen comportamiento de las edificaciones y la reducción de la vulnerabilidad estructural ante acciones sísmicas, mediante la proposición de metodologías y criterios para el análisis sismorresistente, lo cual permita disminuir los potenciales riesgos de pérdidas humanas y económicas.

Así mismo, en Latinoamérica, debido al riesgo inherente generado por los diversos sistemas de fallas geológicas que atraviesan la región, y al carácter destructivo e impredecible de los fenómenos sísmicos, las normativas constantemente son objeto de modificaciones que refinan las metodologías y criterios de análisis sismorresistente, con la finalidad de disminuir cada vez más los efectos sísmicos en las edificaciones. Sin embargo, aparentemente, aspectos como la falta de información y conocimiento en el área, las debilidades institucionales, o el poco desarrollo tecnológico en la región, han llevado a que gran cantidad de países presenten deficiencias normativas, amplificando así la probabilidad de ocurrencia de desastres.

Sin embargo, algunos países de la región salen del común denominador, ya que presentan reformas debido, entre otras cosas, al desarrollo de sus investigaciones o a la constante incidencia de eventos sísmicos, tal es el caso de la norma de Chile (NCh 433. Of 1996 - Mod. 2012), o de países como Colombia (NSR-10), Ecuador (NEC-SE-DS 2015), y Perú (NTE.030-2016), en los cuales, a pesar de tener menor actividad sísmica, sus avances en el área han contribuido a sus respectivas modificaciones.

Por su parte, Venezuela no se escapa de esta realidad, el país presenta la Norma para Edificaciones Sismorresistentes COVENIN 1756:2001, reformada en varias oportunidades, principalmente debido a las afectaciones causadas por eventos sísmicos previos. Sin embargo, esta normativa data de más de 18 años, lo cual evidencia el gran vacío institucional y normativo existente en el país, pero también el nivel de desactualización que presenta respecto a otras normativas sísmicas en la región, siendo esto un aspecto alarmante para las diferentes instituciones de ingeniería venezolanas.

Ahora bien, en referencia a las metodologías de análisis sísmico, se encuentran los métodos estáticos (basados en las fuerzas traslacionales o los efectos torsionales), dinámicos (en el plano, en el espacio o en el tiempo), y los no lineales. En este sentido, es importante resaltar los Métodos de Análisis Estáticos basados en las fuerzas horizontales, los cuales buscan determinar, mediante aproximaciones, los efectos traslacionales en las edificaciones, centrándose en el cálculo de las fuerzas sísmicas laterales que actúan por nivel de piso, pero simplificando el análisis de parámetros relacionados con comportamientos dinámicos como por ejemplo los modos de vibración diferentes al fundamental.

Estos métodos, a lo largo de los años han sido la introducción al análisis sísmico de edificaciones, más específicamente, en edificios regulares de poca altura, no obstante, con el constante desarrollo de la ingeniería, han ido quedando en desuso, dejándolos como métodos alternativos, que permiten resolver análisis sísmicos de manera rápida y sencilla cuando no se cuenta con la posibilidad de aplicar metodologías más refinadas.

Por lo tanto, en base a lo expuesto, se plantea la comparación del comportamiento sísmico de edificaciones de concreto armado, mediante la aplicación del Método de Análisis Estático según lo establecido en la Norma COVENIN 1756:2001 y otras normativas internacionales vigentes, lo cual permitirá observar las diferencias existentes en cuanto a nivel de composición normativa (alcance, filosofías de diseño, y parámetros, consideraciones y metodologías para el análisis sísmico), pero también a partir de la dispersión observable en la respuesta estructural asociada a las edificaciones, evidenciando así, fortalezas y debilidades de la norma venezolana respecto a otras normativas de la región.

## **1.2 Formulación del Problema**

¿Cuáles diferencias se presentan en el comportamiento sísmico de edificaciones de concreto armado, cuando es aplicado el Método de Análisis Estático según la Norma COVENIN 1756:2001 y otras Normas Internacionales?

## **1.3 Objetivos de la Investigación**

### **1.3.1 Objetivo General**

Comparar el comportamiento sísmico de edificaciones de concreto armado, aplicando el Método de Análisis Estático según la norma COVENIN 1756:2001 y otras Normas Internacionales.

### **1.3.2 Objetivos Específicos**

Describir mediante cuadros comparativos, factores y variables que intervienen en la realización de un análisis sísmico estático según lo establecido en la Norma COVENIN 1756:2001 y otras Normas Internacionales.

Esquematizar mediante diagramas de flujo, procedimientos para la obtención de espectros de diseño y la aplicación del Método de Análisis Estático, según lo establecido en la Norma COVENIN 1756:2001 y otras Normas Internacionales.

Comparar espectros de diseño resultantes para distintos parámetros sísmicos según lo establecido en la Norma COVENIN 1756:2001 y otras Normas Internacionales.

Aplicar el Método de Análisis Estático en edificaciones de concreto armado según lo establecido en la Norma COVENIN 1756:2001 y otras Normas Internacionales.

Elaborar gráficos comparativos sobre el comportamiento sísmico de edificaciones de concreto armado, cuando es aplicado el Método de Análisis Estático según lo establecido en la Norma COVENIN 1756:2001 y otras Normas Internacionales.

#### **1.4 Justificación de la Investigación**

En Suramérica, países como Chile, Colombia, Ecuador, y Perú han sido afectados por la incidencia de fenómenos sísmicos, lo cual ha impulsado el desarrollo de investigaciones en el área y con esto, la actualización y reforma de sus códigos sísmicos, sin embargo, actualmente Venezuela no presenta dicho nivel de desarrollo, a pesar de haber experimentado eventos sísmicos en las últimas décadas.

Por esta razón, comparar la Norma Sismorresistente Venezolana (COVENIN 1756:2001) con las normas de los países mencionados, permitirá evidenciar sus fortalezas o debilidades respecto a sus homologas de la región, en cuanto a aspectos referidos a la consideración de parámetros sísmicos y metodologías de análisis estático, o las limitaciones de desempeño estructural establecidas en cada una.

Finalmente, para todos aquellos profesionales, profesores y estudiantes de la Ingeniería Civil a nivel nacional e internacional, la investigación se presenta como una referencia para el desarrollo de futuras investigaciones en el área estudiada. Así mismo, contribuirá a la comprensión y entendimiento de las normativas sísmicas a través de la diagramación de procedimientos y métodos necesarios para aplicar un análisis sísmico estático, o a la correcta interpretación de los resultados derivados del comportamiento sísmico de edificaciones, según los casos estudio propuestos.

#### **1.5 Alcances y Limitaciones de la Investigación**

El presente trabajo de investigación plantea como eje central, la comparación del comportamiento sísmico de las edificaciones, cuando es aplicado el Método de

Análisis Estático, la cual será realizada mediante un conjunto de gráficas y cuadros donde se podrán observar aspectos como la dispersión entre cortantes basales, distribución de fuerzas laterales por nivel o derivas de piso. Todo esto según lo propuesto por las siguientes normativas suramericanas: Norma COVENIN 1756:2001 (Venezuela), Código NSR-10 (Colombia), Norma E.030-2016 (Perú), Norma NCh 433.of1996 – Mod. 2012 (Chile) y Código NEC-SE-DS 2015 (Ecuador).

La investigación es limitada al área del análisis sismorresistente de edificaciones. En este sentido, debido a limitaciones de tiempo, la comparación es enfocada al análisis de edificaciones aporricadas regulares de concreto armado, con elementos estructurales de secciones brutas y no fisuradas, de uso residencial con baja ocupación, con alturas variables entre 2 y 10 niveles. Además, no se considerarán aspectos como la excentricidad accidental de la estructura, o la incidencia de esfuerzos de tipo torsional. Cabe destacar que la investigación no tomará en cuenta el diseño sismorresistente de los elementos estructurales en las edificaciones analizadas.

Así mismo, en cuanto a las condiciones sísmicas y geotécnicas a evaluar en el análisis, para todos los casos estudio presentados, se seleccionará una zonificación sísmica con un nivel de peligrosidad intermedio, y suelos de fundación de tipo denso, todo según lo establecido por cada una de las normativas.

Por otra parte, en la investigación se abordará información teórica, y diversas comparaciones adicionales que servirán como base para el buen entendimiento de todo el contenido manejado en el tema central, en ese sentido, se ilustrarán cuadros comparativos referentes al contenido normativo, diagramas de flujo sobre el procedimiento de aplicación de las diferentes metodologías de análisis estático estudiadas, y finalmente, gráficos comparativos entre los espectros de diseño sísmico de cada norma, para diferentes condiciones de suelo.

## CAPÍTULO II

### MARCO TEÓRICO

#### 2.1 Antecedentes de la investigación

Lafuente M. (2014), en su trabajo de investigación denominado **“Las normas sísmicas de edificaciones en Venezuela y otros países de América Latina”**, se enfoca en el análisis, interpretación y descripción de las normas sismorresistentes de países como Argentina, Chile, Colombia, Costa Rica, Ecuador, Perú, República Dominicana, Venezuela y Estados Unidos, teniendo entre sus objetivos la presentación de cuadros comparativos que aborden diferentes aspectos que intervienen en el análisis sísmico de edificaciones, como por ejemplo: lineamientos técnicos, tipificación de sistemas estructurales e irregularidades, métodos de análisis sismorresistente, factores de seguridad y desempeño.

Por lo tanto, los cuadros comparativos que se presentan en dicha investigación proporcionan una referencia y estructura para la realización de la comparativa en el presente trabajo de investigación, y a su vez, proporciona datos importantes tanto para el desarrollo y entendimiento de los fundamentos teóricos de las normativas, como para la determinación de fortalezas o deficiencias que puedan presentarse en las normas sísmicas del continente americano analizadas.

En el mismo orden de ideas, Guzmán, M. (2015), en su trabajo de grado titulado como **“Diseño sísmico resistente de edificios de hormigón armado (cálculo de períodos de vibración y niveles de agrietamiento)”** en la Pontificia Universidad Católica del Ecuador. Planteo como objetivo principal comparar los parámetros (período de vibración y nivel de agrietamiento) que intervienen en la respuesta de un edificio de hormigón armado; para realizar la comparación, se investigó sobre las normas sismorresistentes de Ecuador, México, Colombia, Perú, Chile, Nueva Zelanda

y Estados Unidos. Sus conclusiones brindan una orientación para generar la comparación de las normativas desde el método de análisis estático.

En la investigación se concluye que la vibración de la edificación decrece en función de un aumento en su rigidez, y mientras varía la elevación de la edificación, su masa aumenta o disminuye teniendo como resultado un mayor período de vibración, lo cual es uno de los parámetros a evaluar para la correcta estructuración de las edificaciones o la determinación de los espectros de diseño sísmico según cada normativa estudiada.

Finalmente, García, M. y Moscoso, D. (2016), en su trabajo de grado denominado **“Análisis comparativo de la respuesta sísmica de distorsiones de entrepiso - deriva y fuerzas cortantes de una edificación de concreto armado con sistema dual, mediante los análisis sísmicos dinámicos, aplicado con la norma de diseño sismorresistente E.030 del 2016 y la norma chilena de diseño sísmico de edificios NCh 433.of1996 modificada en 2012”**, en la Universidad Andina de Cusco, presentaron un análisis comparativo de la respuesta sísmica de las edificaciones analizadas por los métodos dinámicos propuestos por la norma peruana E.030-2016 y la norma chilena NCh433.Of1996 Mod. 2012, en una edificación de concreto armado con sistema dual.

La investigación ofrece una guía para poder establecer una comparación válida entre las respuestas sísmicas de las edificaciones según diferentes normativas. En este sentido, en el análisis realizado, se enfoca en las variaciones existentes en distintos aspectos como por ejemplo: Consideraciones para aplicar los métodos de análisis sísmico, o el comportamiento estructural de las edificaciones ante un acción sísmica (todo mediante la evaluación de cortantes basales, fuerzas laterales y derivas).

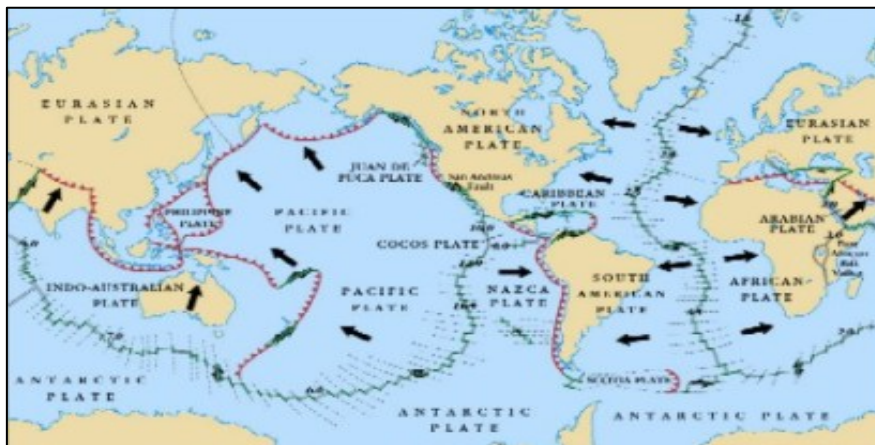
## **2.2 Bases Teóricas**

### **2.2.1 Movimientos Sísmicos y Tectónica de Placas**

Los movimientos sísmicos se definen como la vibración del suelo causada por una liberación repentina de energía de deformación acumulada entre la corteza y el manto terrestre (Sauter F., 1989). Estos movimientos pueden ser desencadenados por

todos aquellos procesos que sean capaces de generar grandes concentraciones de esfuerzos o irradiar cantidades de energía considerables, como, por ejemplo, la actividad volcánica, derrumbes subterráneos, explosiones o la tectónica de placas, siendo la última causa, la que produce los sismos más severos e importantes desde el punto de vista de la ingeniería.

En este sentido, la corteza terrestre esta subdividida en una serie de placas que se encuentran en constante movimiento, generando un conjunto de esfuerzos importantes, que en algunas ocasiones, llegan a vencer la fricción que las mantiene en contacto, produciendo fracturas en la roca y por consiguiente una liberación súbita de la energía almacenada. En base a esto, el avance científico ha contribuido a la observación, seguimiento y determinación de los patrones de comportamiento de las placas tectónicas, así como también, su forma y dirección. (Ver Figura 1).



**Figura 1.** Tectónica de Placas

Fuente: [https://www.gabitos.com/Ecologia\\_y\\_algo\\_mas/template.php?nm=1303012156](https://www.gabitos.com/Ecologia_y_algo_mas/template.php?nm=1303012156)

### 2.2.3 Sismicidad Mundial

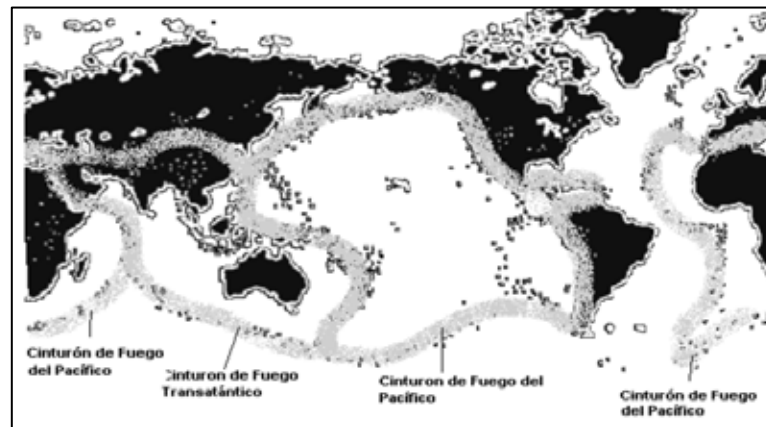
Los estudios geológicos y la historia de actividad sísmica permiten identificar zonas sismogénicas, o sea aquellas donde existen fallas tectónicas activas cuya ruptura genera los sismos. Sin embargo, los movimientos sísmicos se presentan no solo en dichas zonas, sino en todas aquellas que están suficientemente cercanas a las mismas para que se perciba el movimiento sísmico. (Bazán, E. y Meli, R, 2002).

Por esta razón, no todas las zonas de la tierra están igualmente sujetas a sismos, esto se ha demostrado a lo largo de los años mediante la ubicación de los epicentros de cada evento sísmico apreciable, lo cual ha arrojado que la mayor parte de los sismos se localizan en las zonas conocidas como cinturones activos (Ver Figura 2), los cuales se pueden subdividir de la siguiente manera:

**Cinturón Circumpacífico:** Conocido como Cinturón de Fuego. Este cinturón rodea el Océano Pacífico, pasando por el oeste del continente americano, bordea a Alaska y luego pasa por Japón, Taiwán y Filipinas, y termina descendiendo por las islas Aleutianas hasta Nueva Zelanda y Nueva Guinea.

**Cinturón Alpino:** Conocido como el Cinturón Transasiático, pasa por España, Italia, Grecia, Turquía, el norte de la India, el sur de Burmay Sumatra y luego termina uniéndose con el Cinturón Circumpacífico por la zona de Nueva Guinea.

**Cinturón situado en el centro del Océano Atlántico:** Este cinturón nace en el Océano Índico y se extiende por el Océano Atlántico, en la zona el Golfo de Adén y la isla de Madagascar.

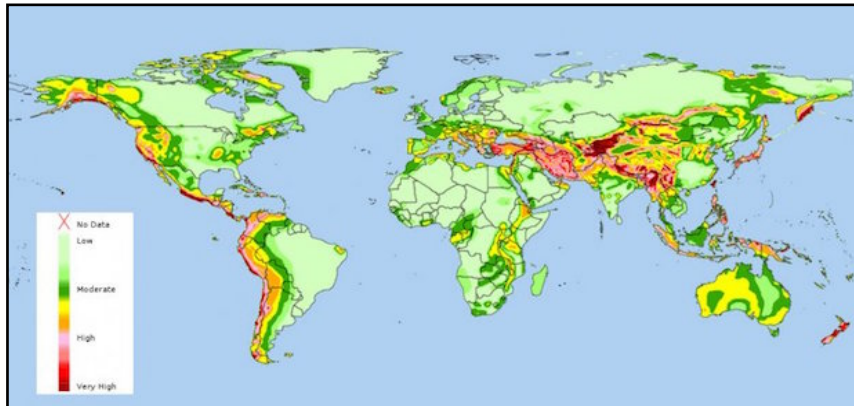


**Figura 2.** Mapa de situación de los principales Cinturones Sísmicos

**Fuente:** Lanza, F.; Puentes, M. y Villalobos, F. (2003).

Ahora bien, el riesgo sísmico se refiere al grado de exposición que un sitio dado tiene a los movimientos sísmicos. A nivel mundial, la localización u origen de un terremoto se puede determinar por medio de las ondas sísmicas percibidas por las

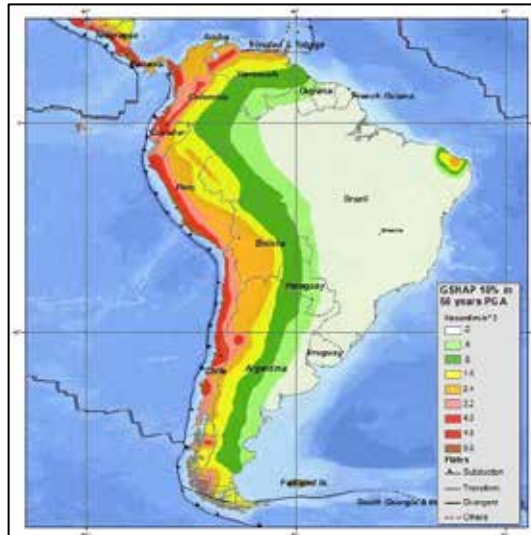
diferentes estaciones sismológicas. Basándose en esta información y en el histórico mundial de sismos, se ha podido elaborar una serie de mapas donde es observable la distribución uniforme de los sismos alrededor de la tierra y también el nivel de sismicidad presente en cada región del planeta (Ver Figura 3).



**Figura 3. Sismicidad Mundial.**

**Fuente:**<https://www.muyinteresante.com.mx/medio-ambiente/zonas-actividad-sismica-mundial/>

En la figura anterior, se puede observar una distribución de colores en donde los colores más claros representan sismicidades bajas o nulas, pero a medida que aumenta la intensidad del color (amarillos, naranjas y rojos) el nivel de sismicidad en la zona es elevado. Cabe destacar, que las zonas con los colores más intensos corresponden a países que forman parte del conocido Cinturón de Fuego del Pacífico (Japón, Estados Unidos, Nueva Zelanda, Chile, México, entre otros), el cual es caracterizado por su elevada sismicidad y actividad volcánica. Por otra parte, Suramérica no se aleja de esta situación, afectada por la interacción entre grandes placas tectónicas (Placa Suramericana, de Nazca, del Caribe y de Cocos) lo cual produce un nivel de sismicidad bastante elevado (Ver Figura 4).



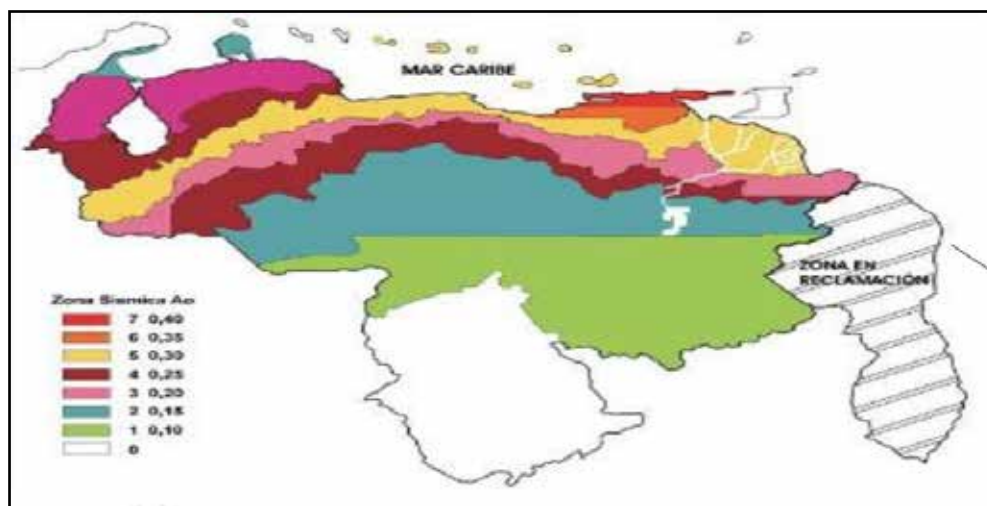
**Figura 4.** Sismicidad en Suramérica.

Fuente: <https://twitter.com/igeociencias/status/492250139646763008>

### 2.2.3 Norma “Edificaciones Sismorresistentes” COVENIN 1756-1: 2001 (Venezuela)

#### 2.2.3.1 Zonificación Sísmica y Movimientos de Diseño

La normativa venezolana consta de ocho zonas sísmicas, las cuales establecen un nivel de peligro sísmico (Ver Figura 5).



**Figura5.** Zonificación Sísmica en Venezuela.

Fuente: COVENIN 1756:2001.

Cada zona sísmica posee un coeficiente de aceleración horizontal ( $A_0$ ) que representa un porcentaje de la gravedad, y que es representativo para un movimiento sísmico de diseño con probabilidades de excedencia del 10%, para una edificación con vida útil de 50 años, y un periodo de retorno de 475 años (Ver Tabla 1).

**Tabla 1.** Valores de la aceleración horizontal ( $A_0$ ).

VALORES DE $A_0$		
ZONAS SÍSMICAS	PELIGRO SÍSMICO	$A_0$
7	Elevado	0.40
6		0.35
5		0.30
4	Intermedio	0.25
3		0.20
2	Bajo	0.15
1		0.10
0		--

Fuente: COVENIN 1756:2001.

### 2.2.3.2 Formas espectrales tipificadas de los terrenos de fundación

Las ondas producidas por el movimiento sísmico se propagan por el suelo donde se apoyan las edificaciones, estas tendrán una amplificación o disminución en su aceleración según las características que presente el suelo. En este sentido, para tomar en cuenta dichos efectos, la norma establece las formas espectrales, las cuales van desde tipo S1 (suelos duros y densos) a S4 (suelos blandos).

Estas son dependientes a su vez de otros factores como la velocidad promedio de ondas de corte ( $V_{sp}$ ) en el suelo y la profundidad del estrato hasta la roca (H) donde se consigue dicha velocidad. Además, esta sección también presenta un factor de corrección

aceleraciones horizontales del terreno las cuales pueden ser magnificadas considerablemente debido a los errores estadísticos que se derivan de las leyes de atenuación (Ver Tabla 2).

**Tabla 2.** Formas espectrales y factores

Material	V <sub>sp</sub> (m/s)	H (m)	Zonas Sísmicas 1 a 4		Zonas Sísmicas 5 a 7	
			Forma Espectral	φ	Forma Espectral	φ
Roca sana/fracturada	>500	-	S1	0.85	S1	1.00
Roca blanda o meteorizada y suelos muy duros o muy densos	>400	<30	S1	0.85	S1	1.00
		30-50	S2	0.80	S2	0.90
		>50	S3	0.70	S2	0.90
Suelos duros o densos	250-400	<15	S1	0.80	S1	1.00
		15-50	S2	0.80	S2	0.90
		>50	S3	0.75	S2	0.90
Suelos firmes/medio densos	170-250	≤50	S3	0.70	S2	0.95
		>50	S3 <sup>(a)</sup>	0.70	S3	0.75
Suelos blandos/sueltos	<170	≤15	S3	0.70	S2	0.90
		>15	S3 <sup>(a)</sup>	0.70	S3	0.80
Suelos blandos o sueltos <sup>(b)</sup> intercalados con suelos más rígidos	-	H <sub>1</sub>	S3 <sup>(c)</sup>	0.65	S2	0.70

a) Si  $A_0 \leq 0.15$  úsese S4  
b) El espesor de los estratos blandos o sueltos ( $V_s < 170$  m/s) debe ser mayor que  $0.1 H$ .  
c) Si  $H_1 \geq 0.25 H$  y  $A_0 \leq 0.20$  úsese S4.

Fuente: COVENIN 1756:2001.

### 2.2.3.3 Clasificación de las edificaciones

#### Según su uso

**Grupo A:** Edificaciones de uso esencial, de funcionamiento vital en condiciones de emergencia, su falla puede dar lugar a grandes pérdidas humanas. Algunas son: hospitales, edificios gubernamentales, estaciones de bomberos y de policía, subestaciones eléctricas, edificios educativos, de valor histórico o artístico.

**Grupo B1:** Edificaciones de uso público o privado, densamente ocupadas temporal o permanentemente. Algunas son: Edificios con más de 3000 personas y algunos centros de salud.

**Grupo B2:** Edificaciones de uso público o privado, con baja densidad de ocupación. Algunas son: Viviendas, apartamentos, oficinas, hoteles, restaurantes, cines y teatros.

**Grupo C:** Construcciones que no están destinadas a la vivienda o al uso público y cuyo derrumbe no pueda causar daños a edificaciones de los tres primeros grupos.

**Usos Mixtos:** Edificaciones que tengan áreas que pertenezcan a más de un grupo, en este caso se clasificarán en el grupo más exigente.

Por lo tanto, de acuerdo a la utilidad e importancia que tengan las edificaciones, se establecieron una serie de factores con la finalidad de amplificar los efectos del sismo de diseño (Ver Tabla 3).

**Tabla 3.** Factores de Importancia.

<b>GRUPO</b>	<b><math>\alpha</math></b>
<b>A</b>	<b>1.30</b>
<b>B1</b>	<b>1.15</b>
<b>B2</b>	<b>1.00</b>

Fuente: COVENIN 1756:2001

### **Según el tipo de estructura**

**Tipo I:** Estructuras capaces de soportar acciones sísmicas mediante sistemas aporticados (columnas y vigas).

**Tipo II:** Estructuras que combinan sistemas estructurales Tipo I y III.

**Tipo III:** Estructuras capaces de resistir acciones sísmicas mediante pórticos diagonalizados o muros estructurales. En este grupo se distinguen los sistemas acoplados con dinteles o vigas dúctiles, además de los pórticos de acero con diagonales excéntricas.

**Tipo IV:** Edificaciones con losas sin vigas. Estructuras que no poseen diafragmas con la rigidez y resistencia adecuada como para distribuir las fuerzas sísmicas entre los miembros verticales.

### **Según el Nivel de diseño (ND)**

Nivel de diseño es la exigencia de los criterios de dimensionamiento y detallado de la estructura resistente a sismos, tanto de sus miembros como de sus

conexiones, con el fin de tener un comportamiento dúctil que les permita llegar a rangos inelásticos de esfuerzo-deformación, sin que ocurra una falla frágil. Se tienen 3 niveles de diseño, estos son:

**Nivel de Diseño 1 (ND1):** Para el cual los diseños en las distintas zonas sísmicas no requieren la aplicación de requisitos establecidos para acciones gravitacionales.

**Nivel de Diseño 2 (ND2):** Se aplicarán los requisitos adicionales en lo establecido en las normas COVENIN-MINDUR.

**Nivel de Diseño 3 (ND3):** Se aplicarán los requisitos para el diseño en zonas sísmicas establecidas por las normas COVENIN-MINDUR.

El nivel de diseño es seleccionado tomando en cuenta: zonificación sísmica, grupo de la edificación, y regularidad en planta o elevación (Ver Tabla 4).

**Tabla 4.** Niveles de diseño (ND).

GRUPO	ZONA SÍSMICA		
	1 y 2	3 y 4	5,6 y 7
A; B1	ND2 ND3	ND3	ND3
B2	ND1 (*) ND2 ND3	ND2 (*) ND3	ND3 ND2 (**)

(\*) Válido para edificaciones de hasta de 10 pisos ó 30 m de altura.  
(\*\*) Válido para edificaciones de hasta de 2 pisos u 8 m de altura.

Fuente: COVENIN 1756:2001

En caso de existencia de algún tipo de irregularidad, la norma condiciona la aplicación de nivel de diseño 3 (ND3).

#### 2.2.3.4 Factor de Reducción de Respuesta (R)

Es un valor adimensional el cual divide las ordenadas del espectro de respuesta elástico para obtener el espectro de diseño. Los factores de reducción de respuesta R son dependientes del nivel de diseño, el tipo de estructura, el material constructivo y la regularidad de la edificación. Para efectos de la investigación, se presentan los valores de R para estructuras de concreto armado (Ver Tabla 5).

**Tabla 5.** Factores de reducción (R) en edif. de concreto armado.

NIVEL DE DISEÑO	ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO				
	TIPO DE ESTRUCTURA (SECCIÓN 6.3.1)				
	I	II	III	IIIa	IV
ND3	6.0	5.0	4.5	5.0	2.0
ND2	4.0	3.5	3.0	3.5	1.5
ND1	2.0	1.75	1.5	2.0	1.25

Fuente: COVENIN 1756:2001.

En caso de presentarse irregularidades en la edificación, se debe multiplicar el valor de R por factores de minoración o amplificación de acuerdo al caso de irregularidad, esto según lo establecido en el **Capítulo 6 - Sección 6.4.1** de la norma.

#### 2.2.3.5 Coeficiente Sísmico para Edificaciones

Viene definido como el cociente entre el cortante basal y el peso sísmico de la edificación. Se puede determinar mediante la siguiente expresión:

$$R = \frac{V_o}{W}$$

**Donde**

$V_o$  = Fuerza cortante en el nivel de base, obtenida utilizando los procedimientos de análisis sísmico.

$W$  = Peso total de la edificación por encima del nivel de base.

#### 2.2.3.6 Espectros de Diseño Sísmico

La norma COVENIN 1756:2001, define un espectro de diseño de aceleraciones, el cual es representativo para un sismo con periodo de retorno de 475 años con probabilidad de excedencia del 10% en 50 años, para un amortiguamiento crítico del 5% (Ver Figura 6). Este espectro, con el cual se obtiene la aceleración de diseño ( $A_d$ ), se construye mediante las siguientes ecuaciones:

**Para  $T < T^+$  (1ra rama del espectro)**

$$\frac{C}{T}$$

**Para  $T > T^*$  (2da rama del espectro)**

$$C$$

**Para  $T > T^*$  (3ra rama del espectro)**

$$C$$

**Donde:**

T = Periodo de la edificación

$T_0 = 0.25T^*$

$T^*$  = Máximo periodo en el intervalo constante del espectro de diseño.

$T^+$  = Periodo característico de variación de respuesta dúctil. (Ver Tabla 7).

C = \_\_\_\_\_

magnificación promedio) y  $T^*$  (máximo valor donde los espectros tienen un valor constante) se pueden apreciar en la siguiente tabla:

**Tabla 6.**

<b>FORMA ESPECTRAL</b>	<b><math>T^*</math> (seg)</b>	<b><math>\beta</math></b>	<b>p</b>
S1	0.4	2.4	1.0
S2	0.7	2.6	1.0
S3	1.0	2.8	1.0
S4	1.3	3.0	0.8

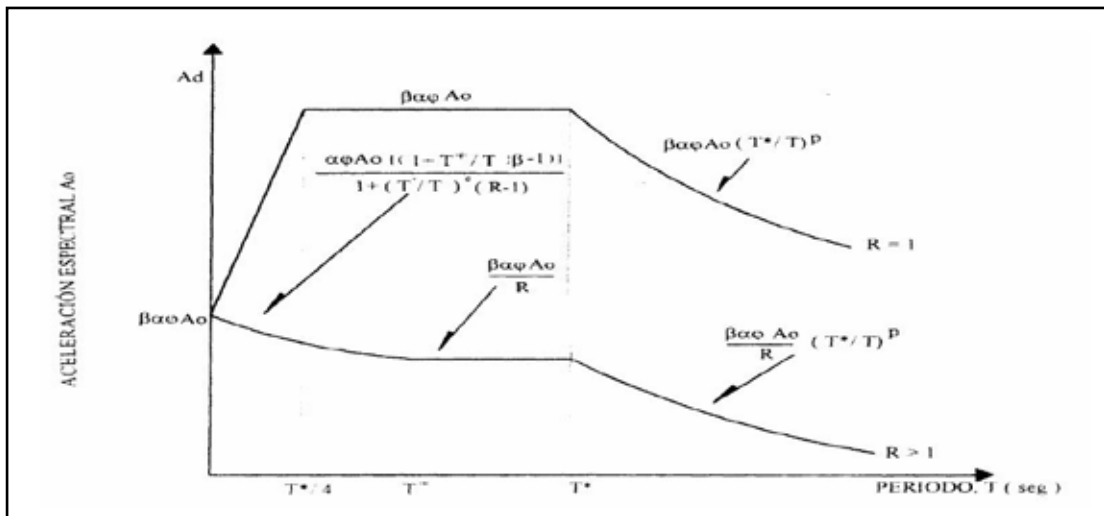
**Fuente:** COVENIN 1756:2001

**Tabla 7.** Valores de  $T^+$

CASO	$T^+$ (seg)
$R < 5$	$0.1 (R-1)$
$R \geq 5$	0.4

(1)  $T_0 \leq T^+$

Fuente: COVENIN 1756-1:2001.



**Figura 6.** Espectros de diseño elástico e inelástico

Fuente: COVENIN 1756-2:2001.

### 2.2.3.7 Análisis Estático (Método Estático Equivalente):

De acuerdo a lo establecido en la Norma, se propone la utilización de un análisis sísmico estático, a través del Método Estático Equivalente, cuando se tengan edificaciones cuya altura no exceda de 10 pisos o 30m, y que no presenten irregularidades en planta o elevación.

#### Fuerza Cortante Basal:

#### Donde:

$A_d$ = Ordenada del espectro de diseño

W= Peso total de la edificación por encima del nivel de base. Para su determinación, a las acciones permanentes se le deberán sumar los porcentajes de las acciones variables que están establecidas en la norma COVENIN 2002-88, entre la cuales se pueden mencionar:

**Edificaciones de concentración de público:** Donde pueda haber concentración de más de 200 personas, 50% de la carga variable de servicio.

**Entrepisos de edificaciones:** Viviendas y estacionamientos distintos de (c), 25% de la carga variable de servicio.

$\mu$ = Mayor de los valores dados por:

\_\_\_\_\_

— —

**Donde:**

N = número de niveles

### **Período Fundamental**

Se calculará para cada dirección de análisis según la siguiente formulación:

\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_

**Donde:**

$Q_i$ =Fuerza lateral aplicada en el centro de masa del nivel i del edificio.

\_\_\_\_\_

$W_i$  = Peso del nivel i.

$h_i$  = Altura del nivel i medida desde la base.

$e_i$  = Desplazamiento elástico lateral del nivel i, debido a la carga  $Q_i$ .

### **Periodo Estimado $T_a$**

Como alternativa al cálculo del periodo fundamental ( $T$ ) de la edificación, la norma propone el cálculo de un periodo estimado  $T_a$ , según los siguientes casos:

#### **Para edificaciones tipo I:**

##### **Donde:**

**$C_t = 0.07$**  Edificios de concreto armado o mixtos.

**$C_t = 0.08$**  Edificios de acero.

**$h_n$**  = Altura de la edificación medida desde el último piso, hasta el nivel cuyos desplazamientos estén restringidos en su totalidad o de forma parcial.

#### **Para edificaciones tipo II, III, IV:**

Cabe destacar que luego de realizados los cálculos correspondientes al método, se debe calcular el periodo fundamental ( $T$ ) de la edificación con la formula correspondiente y verificar la siguiente condición:

### **Distribución vertical de las fuerzas debido a los efectos traslacionales**

Al distribuir de forma vertical la fuerza cortante basal  $V_o$ , se podrá obtener las fuerzas laterales de diseño en cada nivel y para cada dirección de análisis. De acuerdo a la siguiente expresión:

##### **Donde:**

$F_i$  = Fuerza lateral concentrada en el nivel  $N$ , se calcula cómo:

---

La cual debe estar entre los siguientes límites:

$F_i$  = Fuerza lateral correspondiente al nivel  $i$ , se calcula como:

---

**Donde:**

$W_j$  = Peso del nivel  $j$  de la edificación.

$h_j$  = Altura medida desde la base hasta el nivel  $j$  de la edificación.

#### **2.2.3.8 Control de desplazamientos**

##### **Desplazamientos laterales totales**

$e_i$  del nivel  $i$  se calculará de la siguiente forma:

**Donde:**

$e_i$  = Desplazamiento lateral del nivel  $i$  calculado para las fuerzas de diseño, suponiendo que la estructura se comporta elásticamente, incluyendo: los efectos traslacionales, de torsión en planta y P-

##### **Desplazamiento relativo entre pisos consecutivos (Derivas):**

La deriva se define como la diferencia entre los desplazamientos laterales entre dos niveles consecutivos, se calcula de la siguiente forma:

##### **Valores Límites de Derivas**

Para verificar los valores límites de los desplazamientos, se obtendrá un cociente adimensional dado por la siguiente fórmula:

**Donde:**

$(h_i - h_{i-1})$  = Separación entre pisos o niveles consecutivos.

El cual luego se compara con los valores límites normativos (Ver Tabla 8).

**Tabla 8.** Valores límites de desplazabilidad.

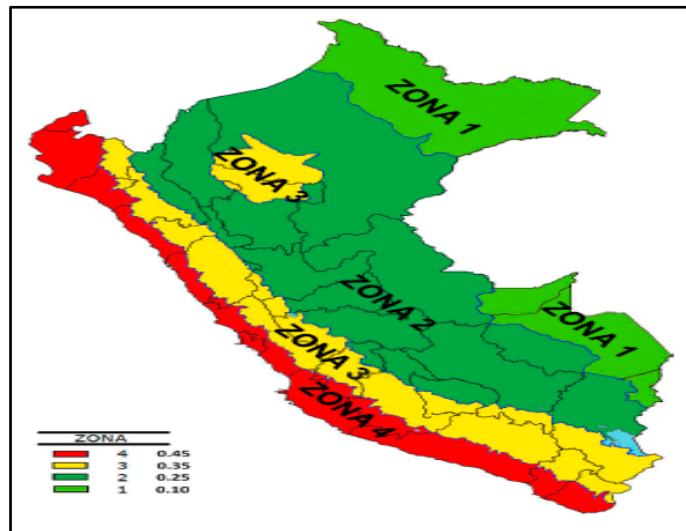
TIPO Y DISPOSICIÓN DE LOS ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES	EDIFICACIONES		
	GRUPO A	GRUPO B1	GRUPO B2
Susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura	0.012	0.015	0.018
No susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura	0.016	0.020	0.024

Fuente: COVENIN 1756:2001.

## 2.2.4 Diseño Sismorresistente Norma Técnica E.030 (Perú)

### 2.2.4.1 Zonificación sísmica y factor de zona Z

Se divide el territorio en cuatro zonas sísmicas, las cuales van desde un nivel de amenaza baja (Zona 1) hasta un Nivel de amenaza alta (Zona 4). (Ver Figura 7).



**Figura 7.** Zonas sísmicas de Perú

Fuente: NT E.030 (2016).

A cada zona se le aplica un factor de zona Z, el cual se interpreta como la aceleración máxima horizontal del suelo rígido y se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad (Ver Tabla 9).

**Tabla 9.** Factores de zona “Z”

FACTORES DE ZONA “Z”	
ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

**Fuente:** NT E.030 (2016).

#### 2.2.4.2 Condiciones Geotécnicas

Se establece una clasificación de cinco perfiles de suelo (Ver Tabla 10). Esta se realiza tomando en cuenta una serie de factores, entre los que se encuentran: Velocidad promedio de propagación de las ondas de corte ( $V_s$ ), Promedio de los  $N_{60}$  para suelos granulares (obtenido mediante ensayos de penetración estándar), o el promedio ponderado de la resistencia al corte en condición no drenada ( $c_u$ ) en caso de suelos cohesivos. De acuerdo a esto, la clasificación es la siguiente:

**Perfil tipo S<sub>0</sub>:** Roca dura.

**Perfil tipo S<sub>1</sub>:** Roca o suelos muy rígidos.

**Perfil tipo S<sub>2</sub>:** Suelos intermedios.

**Perfil tipo S<sub>3</sub>:** Suelos blandos.

**Perfil tipo S<sub>4</sub>:** Condiciones excepcionales (suelos excepcionalmente flexibles y donde las fallas geológicas o topográficas son particularmente desfavorables)

**Tabla 10.** Clasificación de los perfiles de suelo.

CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELO			
Perfil	$\bar{V}_s$	$\bar{N}_{60}$	$\bar{s}_u$
S <sub>0</sub>	> 1500 m/s	-	-
S <sub>1</sub>	500 m/s a 1500 m/s	> 50	>100 kPa
S <sub>2</sub>	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
S <sub>3</sub>	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa
S <sub>4</sub>	Clasificación basada en el EMS		

Fuente: NT E.030 (2016).

En caso de no contar con un estudio geotécnico que permita determinar los parámetros de clasificación, estos se pueden obtener aplicando las formulaciones establecidas en el **Capítulo 2 – Sección 2.3.2** de la norma.

#### 2.2.4.3 Parámetros de Sitio

En esta sección, la norma establece una serie de factores cuya función es tomar en cuenta el efecto del suelo sobre la acción sísmica.

#### Factor de Amplificación de las Acciones Sísmicas (S)

Este factor viene definido en función de la zonificación sísmica y el perfil de suelo que corresponda al terreno de fundación. (Ver Tabla 11).

**Tabla 11.** Factores de suelo “S”.

FACTOR DE SUELO “S”				
SUELO ZONA	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
Z <sub>4</sub>	0,80	1,00	1,05	1,10
Z <sub>3</sub>	0,80	1,00	1,15	1,20
Z <sub>2</sub>	0,80	1,00	1,20	1,40
Z <sub>1</sub>	0,80	1,00	1,60	2,00

Fuente: NT E.030 (2016).

#### Periodos Característicos del Espectro de Diseño (T<sub>P</sub> y T<sub>L</sub>).

Estos parámetros definen los puntos de variación en las ramas del espectro, según el perfil de suelo correspondiente. (Ver Tabla 12).

**Tabla 12.** Períodos “ $T_P$ ” y “ $T_L$ ”.

PERÍODOS “ $T_P$ ” Y “ $T_L$ ”				
	Perfil de suelo			
	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
$T_P$ (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
$T_L$ (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Fuente: NT E.030 (2016).

#### 2.2.4.4 Categoría de las edificaciones y el factor de uso (U)

**A1:** Establecimientos del sector de salud (públicos o privados). Para nuevas edificaciones, estas deben tener aislamiento sísmico en zonas sísmicas 4 y 3, mientras que en zonas sísmicas 1 y 2, se verificara si es necesario el aislamiento sísmico, en caso de no necesitarse, puede asumirse Factor **U 1,5**.

**A2:** Edificaciones esenciales cuyas actividades no deben interrumpirse después de que se presente un sismo, establecimientos que puedan servir como refugio (instituciones educacionales o tecnológicas), instalaciones que puedan generar un peligro adicional si colapsan (industrias o depósitos químicos) y edificaciones que almacenen información esencial del Estado. Factor **U=1,5**.

**B:** Edificaciones que estén diseñadas para poseer una gran densidad de personas. Factor **U=1,3**.

**C:** Edificaciones que no estén diseñadas para poseer una alta densidad de personas. Factor **U=1,0**.

**D:** Construcciones provisionales, casetas y otras similares en donde deberá proveerse a resistencia y rigidez adecuada para acciones laterales. **Se aplicará un Factor U según criterio del proyectista.**

#### 2.2.4.5. Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas (R)

El coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas se determinará mediante la siguiente fórmula:

**Donde:**

$R_o$  = Coeficiente de Reducción Básico de Fuerzas Sísmicas.

Según los materiales utilizados y el tipo de sistema estructural resistente a sismos, se establece **coeficiente  $R_o$**  (Ver Tabla 13).

**Tabla 13.** Coeficientes  $R_o$  según sistema estructural.

SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coeficiente Básico de Reducción $R_o$ (*)
<b>Acero:</b>	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
<b>Concreto Armado:</b>	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
<b>Albañilería Armada o Confinada.</b>	3
<b>Madera (Por esfuerzos admisibles)</b>	7

(\*) Estos coeficientes se aplicarán únicamente a estructuras en las que los elementos verticales y horizontales permitan la disipación de la energía manteniendo la estabilidad de la estructura. No se aplican a estructuras tipo péndulo invertido.

Fuente: NT E.030 (2016).

$I_a$  e  $I_p$  = Factores de Irregularidad en Altura y en Planta (Ver Tabla 14).

**Tabla 14.** Factores de irregularidad en altura y planta.

Irregularidades en Altura	Factor de Irregularidad $I_a$
Irregularidad de Rigidez - Piso Blando	0,75
Irregularidad de Resistencia - Piso Debil	
Irregularidad extrema de Rigidez	0,50
Irregularidad extrema de Resistencia	
Irregularidad de Masa o Peso	0,90
Irregularidad Geometrica Vertical	0,90
Discontinuidad en Sistemas Resistentes	0,80
Discontinuidad extrema en Sistemas Resistentes	0,60
Irregularidades en Planta	Factor de Irregularidad $I_p$
Irregularidad Torsional	0,75
Irregularidad Torsional Extrema	0,60
Esquinas Entrantes	0,90
Discontinuidad del Diafragma	0,85
Sistemas No Paralelos	0,90

Fuente: NT E.030 (2016)

En caso de edificaciones regulares en planta o en altura, o ambas, los factores de irregularidad **Ia** e **Ip** se asumen igual a **1,0** según sea el caso.

#### 2.2.4.6. Espectro de Diseño Sísmico

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas, la norma establece un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones, cuyas ordenadas ( $S_a$ ) vienen definidas mediante la siguiente fórmula:

**Donde:**

$C$  = Factor de amplificación sísmica

El **coeficiente C** se interpreta como el factor de amplificación de la aceleración estructural respecto a la aceleración del suelo. Este factor define el comportamiento del espectro en cada una de sus ramas. Según las características de los perfiles de suelo, este se obtiene mediante las siguientes expresiones:

$$T < T_p$$

$$= 2,5$$

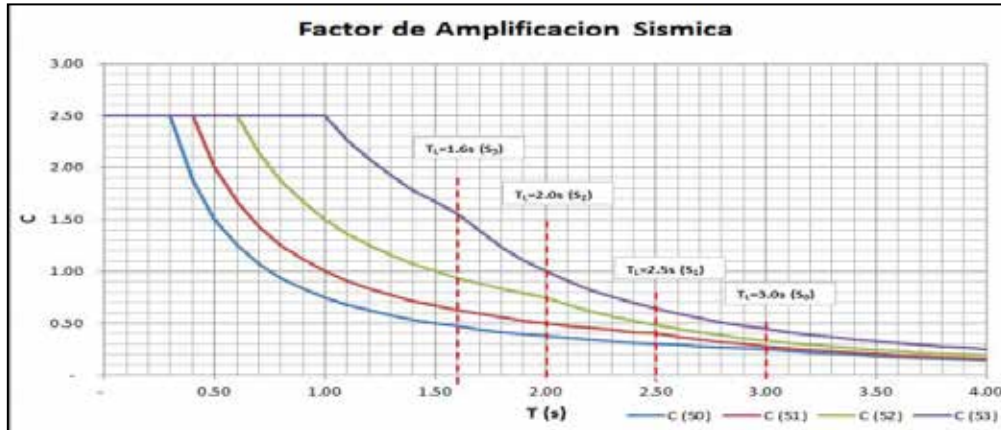
$$T_p < T < T_L$$

$$T > T_L$$

**Donde:**

$T$  = Periodo Fundamental de la edificación.

Las ecuaciones para cada condición de periodo, definen la forma del espectro de diseño normativo (Ver Figura 8).



**Figura8.** Factor de Amplificación C

**Fuente:** Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento de Perú (2018).

#### 2.2.4.7. Análisis Estático o de Fuerzas Estáticas Equivalentes

En este método se podrán evaluar estructuras regulares e irregulares que estén ubicadas en la zona sísmica 1, estructuras clasificadas como regulares de no más de 30m de altura y las estructuras de concreto armado y albañilería confinada de no más de 15m de altura.

##### **Fuerza cortante en la base**

Es definido como “V”, y se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$V = \frac{C \cdot W}{T}$$

Donde se debe considerar la siguiente condición:

$$V \geq V_{min}$$

**Nota:** El **peso (P)** de la edificación, se obtiene adicionando el total de la carga permanente y un porcentaje de carga viva, siguiendo las siguientes indicaciones:

50% de la carga de la carga viva, solo en edificaciones tipo A y B.

25% de la carga viva, en edificaciones tipo C.

25% de la carga viva, para las azoteas y techos.

### **Distribución de la fuerza Sísmica en altura**

Las fuerzas sísmicas horizontales en cualquier nivel corresponde a la dirección considerada, y se calculará a través de:

---

#### **Donde:**

n Número de pisos del edificio.

k Exponente relacionado con el período fundamental de vibración de la estructura (T), en la dirección considerada. Que se calcula como:

Para  $T > 0,5\text{seg}$

#### **Periodo Fundamental de Vibración**

El periodo fundamental de vibración de la edificación se determina mediante la siguiente expresión:

---

#### **Donde:**

**C<sub>T</sub> 35** Para donde los edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean:

Pórticos de muros de concreto armado sin muros de corte

Pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos, sin ser arriostrado.

**C<sub>T</sub> 45** Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean: pórticos de concreto armado con muros en las zonas de los ascensores y escaleras y pórticos de acero arriostrado.

**C 60** Para edificios de albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales, de mutros estructurales y/o de ductilidad limitada.

El periodo fundamental de vibración de la edificación también se puede calcular mediante la siguiente expresión:

$$\frac{1}{T} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \frac{F_i^2}{m_i d_i^2}}{\sum_{i=1}^n m_i}}$$

**Donde:**

$F_i$  = Fuerza lateral correspondiente al nivel  $i$  a una distribución en altura semejante a la del primer modo en la dirección al análisis.

$d_i$  = Desplazamiento lateral del centro de masa del nivel  $i$

Cuando el análisis no considere la rigidez de los elementos no estructurales, el periodo fundamental  $T$ , deberá tomarse como 0,85 del valor obtenido de la formula anterior.

**Fuerzas Sísmicas Verticales**

La fuerza sísmica vertical se considerará como una fracción del peso igual a:

$$=$$

**2.2.4.8. Requisitos de Rigidez, Resistencia y Ductilidad:**

**Determinación de Desplazamientos Laterales**

En el caso de estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por **0,75** los resultados obtenidos al final del análisis lineal con las sollicitaciones sísmicas reducidas.

**Límites de Desplazamientos Laterales**

Para los desplazamientos laterales relativos entre piso calculados no deberá exceder los límites normativos establecidos (Ver Tabla 15).

**Tabla 15.** Límites para distorsión del entrepiso

LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
Material Predominante	( $\Delta_i / h_{ei}$ )
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

Fuente: NT E.030 (2016).

## 2.2.5 Diseño Sísmico de Edificios, Norma Chilena Oficial NCh433.Of 1996-Mod. 2012

### 2.2.5.1 Zonificación Sísmica

Se establece una división territorial de tres zonas sísmicas, las cuales definen los valores de la aceleración efectiva del terreno “ $A_0$ ”. (Ver Figura 9 y Tabla 16).



**Figura 9.** Zonificación sísmica de Chile

Fuente: NCh433.of1996-Mod.2012.

**Tabla 16.** Valores de aceleración efectiva ( $A_0$ ).

Zona Sísmica	$A_0$
1	0,20g
2	0,30g
3	0,40g

Fuente: NCh433.of1996-Mod.2012.

### 2.2.5.2 Efecto del suelo de fundación y de la topografía en las características del movimiento sísmico

En esta sección, la norma de Chile establece una clasificación geotécnica basada en seis tipos de suelo (Ver Tabla 17), los cuales tienen asociados una serie de factores cuya finalidad es tomar en cuenta el efecto de las condiciones geotécnicas sobre las acciones sísmicas. Para poder determinar el tipo de suelo, la norma establece parámetros de clasificación, entre los que destaca la Velocidad promedio de las ondas de corte a una profundidad de 30m ( $V_{s30}$ ).

**Tabla 17.** Clasificación sísmica del terreno de fundación.

Clasificación Sísmica del terreno de fundación						
Suelo Tipo		$V_{s30}$	RQD	$q_u$	( $N_1$ )	$S_u$ (MPa)
A	Roca, suelo cementado	$\geq 900$	$\geq 50\%$	$\geq 10$		
				( $\epsilon_{qu} \leq 2\%$ )		
B	Roca blanda o fracturada, suelo muy denso o muy firme	$\geq 500$		$\geq 0,40$ ( $\epsilon_{qu} \leq 2\%$ )	$\geq 50$	
C	Suelo denso o firme	$\geq 350$		$\geq 0,30$ ( $\epsilon_{qu} \leq 2\%$ )	$\geq 40$	
D	Suelo medianamente denso, o firme	$\geq 180$			$\geq 30$	$\geq 0,05$
E	Suelo de compactación, o consistencia mediana	$< 180$			$\geq 20$	$< 0,05$
F	Suelos especiales	*	*	*	*	*

Fuente: NCh433.of1996-Mod.2012.

**Donde:**

$N_1$ : Índice de penetración estándar normalizado por presión de confinamiento 0,1 MPa. Aplicable solo a suelos que se clasifican como Arenas.

RQD: Rock Quality Designation. Según Norma ASTM D 6032.

$q_u$ : Resistencia a compresión simple del suelo.

$q_u$ : Deformación unitaria del suelo desarrollada cuando se alcanza la resistencia máxima en el ensayo de compresión simple.

$S_u$ : Resistencia al corte no-drenada del suelo.

Los suelos tipo F son aquellos cuyas características mecánicas no les permiten ser caracterizados por parámetros como la velocidad de las ondas de corte. Entre estos suelos destacan: Suelos licuables, suelos colapsables, suelos orgánicos, etc.

### **2.2.5.3 Categoría de Ocupación de edificios y otras estructuras**

**Tipo I:** Estructuras aisladas o provisionales que representan bajo riesgo para la vida humana en caso de falla, a excepción de instalaciones agrícolas, instalaciones menores de almacenaje y ciertas instalaciones provisionales. A este grupo pertenecen aquellas edificaciones no clasificables en las categorías de ocupación II, III y IV.

**Tipo II:** Estructuras no clasificables para los grupos I, III y IV y edificios cuyas fallas puedan poner en peligro otras construcciones de las categorías de ocupación I, III y IV.

**Tipo III:** Estructuras que tengan gran valor, entre ellas las edificaciones destinadas para cierta aglomeración de personas como escuelas, cárceles, salas destinadas a asambleas, locales comerciales mayores a 500m<sup>2</sup> por piso, algunos centros comerciales y algunas edificaciones que contengan sustancias peligrosas.

**Tipo IV:** Edificaciones gubernamentales, o instalaciones que sean de gran importancia en caso de catástrofes, como hospitales, cuarteles de bomberos, refugios de emergencia. Además, en este grupo, se incluyen aquellas edificaciones que contengan sustancias peligrosas en grandes cantidades.

### **2.2.5.4 Factores de modificación de la respuesta (R y $R_o$ )**

Estos factores representan las características de absorción y disipación de energía, en otras palabras, cumplen la función de reducir la acción sísmica de diseño, garantizando de esta forma que los elementos estructurales sean capaces de incursionar en rangos inelásticos de comportamiento controlados, lo cual contribuye a

la disipación de energía durante el evento sísmico. En este sentido, la norma establece los parámetros  $R_0$  y  $R$ , los cuales dependen de los sistemas estructurales y los materiales constructivos empleados (Ver Tabla 18).

Cabe destacar que en edificaciones que presenten pisos con diversos materiales estructurales, las solicitaciones sísmicas se deben calcular con el valor de  $R_0$  o  $R$  que corresponda con el subsistema menor.

**Tabla 18.** Valores máximos factores  $R$  y  $R_0$ .

Sistema estructural	Material estructural	$R$	$R_0$
Pórticos	<b>Acero estructural</b>		
	a) Marcos corrientes (OMF)	4	5
	b) Marcos intermedios (IMF)	5	6
	c) Marcos especiales (SMF)	7	11
	d) Marco de vigas enrejadas (STMF)	6	10
	<b>Hormigón armado</b>	7	11
Muros y sistemas arriostrados	<b>Acero estructural</b>		
	a) Marcos concéntricos corrientes (OCBF)	3	5
	b) Marcos concéntricos especiales (SCBF)	5.5	8
	c) Marcos excéntricos (EBF)	6	10
	<b>Hormigón armado</b>	7	11
	<b>Hormigón armado y albañilería confinada</b>		
	- Si se cumple el criterio .1 <sup>2)</sup>	6	9
	- Si no se cumple el criterio .1 <sup>2)</sup>	4	4
	<b>Madera</b>	5.5	7
	<b>Albañilería confinada</b>	4	4
<b>Albañilería armada</b>			
- De bloques de hormigón o unidades de geometría similar en las que se llenan todos los huecos, y albañilería de muros doble chapa	4	4	
- De ladrillos cerámicos tipo rejilla con y sin relleno de huecos y albañilería de bloques de hormigón o unidades de geometría similar en que no se llenan todos los huecos	3	3	
Cualquier tipo de estructuración o material que no pueda ser clasificado en alguna de las categorías anteriores <sup>3)</sup>		2	-

Fuente: NCh433.of1996-Mod.2012.

### 2.2.5.5 Análisis Estático

Este método de análisis es aplicable en edificaciones de categorías I y II que estén ubicadas en zona sísmica 1, las cuales no excedan los 5 pisos o 20m de altura.

### **Esfuerzo de corte basal**

Se define como  $Q_0$ , y viene dado por la siguiente fórmula:

#### **Donde:**

$I$  = Coeficiente relativo al edificio (Ver Tabla 19).

**Tabla 19.** Valores del coeficiente  $I$ .

Categoría del edificio	$I$
I	0,6
II	1,0
III	1,2
IV	1,2

**Fuente:** NCh433.of1996-Mod.2012.

$P$  = Peso total del edificio, para el cual se deben considerar las cargas permanentes más un porcentaje de la sobrecarga de uso, que no puede ser menor al 25% en construcciones destinadas a la habitación privada o al uso público donde no es usual la aglomeración de personas, ni a un 50% donde si es común la alta densidad de personas.

= Coeficiente sísmico, definido mediante la siguiente fórmula:

\_\_\_\_\_

#### **Donde:**

$n$ ,  $T'$ ,  $S$  = Parámetros relativos al tipo de suelo (Ver Tabla 20).

$T^*$  = Periodo del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis.

**Tabla 20.**Valores parámetros según tipo de suelo.

Valor de los Parámetros que dependen del Tipo de Suelo					
Tipo de Suelo	S	$T_0$ (s)	$T'(s)$	n	p
A	0.90	0.15	0.20	1.00	2.0
B	1.00	0.30	0.35	1.33	1.5
C	1.05	0.40	0.45	1.40	1.6
D	1.20	0.75	0.85	1.80	1.0
E	1.30	1.20	1.35	1.80	1.0
F	*	*	*	*	*

Fuente: NCh433.of1996-Mod.2012.

### Distribución de las Fuerzas Sísmicas Horizontales por Nivel

Para edificaciones de no más de 5 niveles, las fuerzas sísmicas horizontales aplicadas en el centro de masa del nivel k, para cada dirección de análisis, se pueden calcular mediante la siguiente expresión:

$$F_k = \frac{Q_0}{H} \left( \frac{P_k}{\sum P_k} \right) \left( \frac{Z_k}{H} \right)^n$$

#### Donde:

$Q_0$  = Fuerza cortante basal.

$P_k$  = Peso concentrado en el nivel k.

$Z_k$  = Altura del nivel k, medida desde la base.

$H$  = Altura total de la edificación.

#### Acciones sísmicas sobre la estructura

Como mínimo la estructura debe ser analizada para acciones sísmicas independientes según cada una de dos direcciones horizontales perpendiculares. Los balcones, aleros y otros elementos que son vulnerables a la carga sísmica, se

deben diseñar para una fuerza vertical igual a las cargas permanentes agregando la totalidad de la sobrecarga de uso aumentadas en un 30%.

### 2.2.5.6 Espectro de Diseño

La Norma propone un espectro de pseudo-aceleraciones (Ver Figura 10), con el cual se determina la resistencia sísmica de la estructura. Este viene definido por el valor de  $S_a$  (aceleración de diseño), la cual se obtiene mediante la siguiente fórmula:

$$\frac{\dots}{\dots}$$

**Donde:**

determinado para cada modo de vibración. Se

calcula de la siguiente forma:

$$\frac{\dots}{\dots}$$

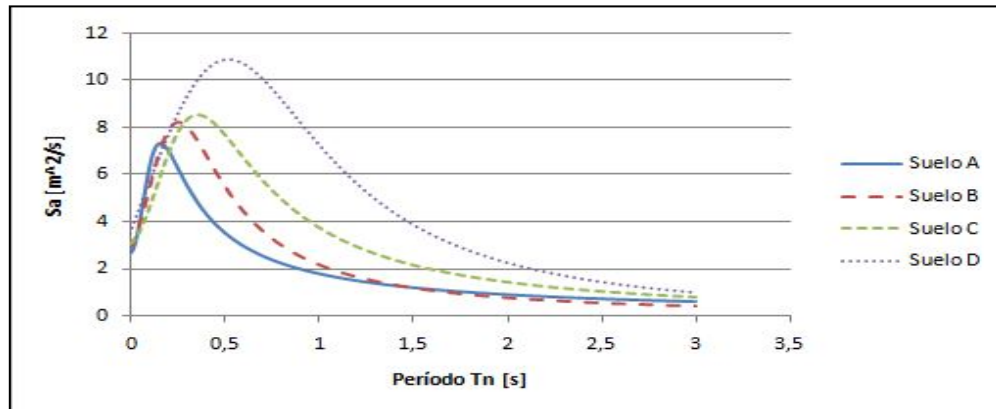
En donde:

$T_n$  = Período de vibración del modo n.

$T_0$  = Parámetro dependiente del tipo de suelo

$R^*$  = Factor de reducción de respuesta sísmica. Calculado como:

$$\frac{\dots}{\dots}$$



**Figura 10.** Espectro de pseudo-aceleraciones según tipo de suelo  
**Fuente:** Curso Diseño Sísmico de Estructuras, Saragoni R. (2012)

### 2.2.5.7 Deformaciones Sísmicas

Cuando exista un desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medido desde el centro de masa en cada una de las direcciones de análisis, se establece:

Si es medido desde cualquier punto de la planta:

## 2.2.6 Reglamento Colombiano de Construcción Sismorresistente. NSR-10

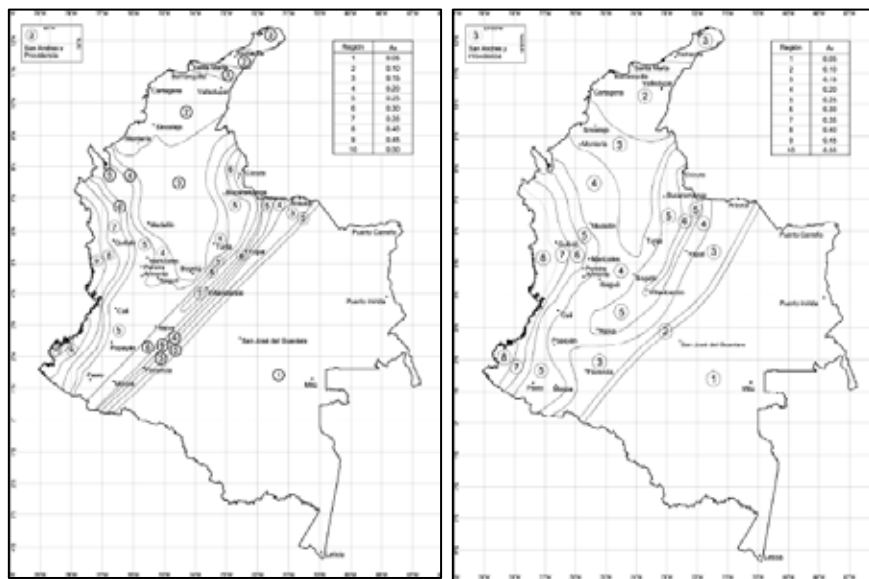
### 2.2.6.1 Zonas de Amenaza Sísmica

Para efectos del análisis y diseño sísmico de edificaciones, el Código ha dividido el territorio colombiano en 10 zonas sísmicas según el nivel de sismicidad percibida (Ver Figura 11).



**Figura 11.** Zonas de amenaza sísmica de Colombia.  
**Fuente:** NSR-10.

A su vez, el código presenta dos mapas del territorio, donde este es subdividido en zonas sísmicas de acuerdo a dos parámetros de diseño, estos son, aceleración pico efectiva “ $A_a$ ” y la velocidad pico efectiva “ $A_v$ ” (Ver Figura 12).



**Figura 12.** Mapas de valores de  $A_a$  y  $A_v$ .  
**Fuente:** NSR-10

De acuerdo a dicha zonificación, se establecieron tablas donde se categorizo el nivel de amenaza de cada región (Ver Tabla 21), así como también, se establecieron los valores de diseño Aa y Av según cada ciudad o departamento (Ver Tabla 22).

**Tabla 21.** Nivel de amenaza sísmica según valores de Aa y Av.

<b>NIVEL DE AMENAZA SÍSMICA SEGÚN VALORES DE AA Y AV</b>		
<b>Mayor valor entre Aa y Av</b>	<b>Región N°</b>	<b>Amenaza Sísmica</b>
0,50	10	Alta
0,45	9	Alta
0,40	8	Alta
0,35	7	Alta
0,30	6	Alta
0,25	5	Alta
0,20	4	Intermedia
0,15	3	Intermedia
0,10	2	Baja
0,05	1	Baja

Fuente: NSR-10

**Tabla 22.** Valores de Aa y Av por Capitales de Departamento

Valor de $A_a$ y de $A_v$ para las ciudades capitales de departamento			
Ciudad	$A_a$	$A_v$	Zona de Amenaza Sísmica
Arauca	0.15	0.15	Intermedia
Armenia	0.25	0.25	Alta
Barranquilla	0.10	0.10	Baja
Bogotá D. C.	0.15	0.20	Intermedia
Bucaramanga	0.25	0.25	Alta
Cali	0.25	0.25	Alta
Cartagena	0.10	0.10	Baja
Cúcuta	0.35	0.30	Alta
Florencia	0.20	0.15	Intermedia
Ibagué	0.20	0.20	Intermedia
Leticia	0.05	0.05	Baja
Manizales	0.25	0.25	Alta
Medellín	0.15	0.20	Intermedia
Mitú	0.05	0.05	Baja
Mocoa	0.30	0.25	Alta
Montería	0.10	0.15	Intermedia
Neiva	0.25	0.25	Alta
Pasto	0.25	0.25	Alta
Pereira	0.25	0.25	Alta
Popayán	0.25	0.20	Alta
Puerto Carreño	0.05	0.05	Baja
Puerto Inírida	0.05	0.05	Baja
Quibdó	0.35	0.35	Alta
Riohacha	0.10	0.15	Intermedia
San Andrés, Isla	0.10	0.10	Baja
Santa Marta	0.15	0.10	Intermedia
San José del Guaviare	0.05	0.05	Baja
Sincelejo	0.10	0.15	Intermedia
Tunja	0.20	0.20	Intermedia
Valledupar	0.10	0.10	Baja
Villavicencio	0.35	0.30	Alta
Yopal	0.30	0.20	Alta

Fuente: NSR-10

Cabe destacar que, para ciudades distintas a las capitales de departamento, la norma también estableció los valores de diseño de  $A_a$  y  $A_v$ , los cuales se pueden observar en el Apéndice A-4, donde además se pueden obtener los valores de los coeficientes  $A_e$  y  $A_d$  (utilizados para la construcción de los otros espectros de diseño establecidos en la normativa).

#### 2.2.6.2 Efectos Locales

En esta sección se dan los diferentes tipos de perfiles de suelo y los valores de los coeficientes de sitio. Cabe destacar que el perfil de suelo del terreno a analizar debe ser proporcionado por el ingeniero geotecnista a partir de datos geotécnicos debidamente sustentados.

Además, se prescriben dos factores de amplificación por efectos del sitio,  $F_a$  y  $F_v$ , los cuales afectan la zona del espectro de periodos cortos y periodos intermedios,

respectivamente. Estos efectos deben evaluarse en base a los perfiles de suelo proporcionados por la norma. En este sentido, se definen seis perfiles de suelo, los cuales dependen de una serie de factores característicos (Ver Tabla 23).

Para posteriormente, definir el valor del coeficiente  $F_a$ , el cual amplifica las ordenadas espectrales en roca para tener en cuenta los efectos de sitio en rangos de períodos cortos del orden  $T_0$ ; y  $F_v$ , cuya función es amplificar las ordenadas del espectro en roca para tener en cuenta los factores de sitio en períodos intermedios del orden 1,00 s. (Ver Tabla 24)

**Tabla 23.** Clasificación de los perfiles de suelo.

Clasificación de los perfiles de suelo		
Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{v}_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500$ m/s $>$ $\bar{v}_s \geq 760$ 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 $>$ $\bar{v}_s \geq 360$ m/s
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50$ , o $\bar{\sigma}_u \geq 100$ kPa ( $\approx 1$ kgf/cm <sup>2</sup> )
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360$ m/s $>$ $\bar{v}_s \geq 180$ m/s
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 >$ $\bar{N} \geq 15$ , o $100$ kPa ( $\approx 1$ kgf/cm <sup>2</sup> ) $>$ $\bar{\sigma}_u \geq 50$ kPa ( $\approx 0.5$ kgf/cm <sup>2</sup> )
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$180$ m/s $>$ $\bar{v}_s$
	perfil que contiene un espesor total $H$ mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $W \geq 40\%$ $50$ kPa ( $\approx 0.50$ kgf/cm <sup>2</sup> ) $>$ $\bar{\sigma}_u$
F	Los perfiles de suelo tipo <b>F</b> requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista de acuerdo con el procedimiento de A.2.10. Se contemplan las siguientes subclases: $F_1$ — Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. $F_2$ — Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas ( $H > 3$ m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). $F_3$ — Arcillas de muy alta plasticidad ( $H > 7.5$ m con Índice de Plasticidad $IP > 75$ ) $F_4$ — Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda ( $H > 36$ m)	

Fuente: NSR-10

**Tabla 24.** Valores  $F_a$  y  $F_v$ .

Valores del coeficiente $F_a$ , para la zona de periodos cortos del espectro Tabla A.2.4-3					
Tipo de perfil	Intensidad de lo movimientos sísmicos				
	$A_a \leq 0.1$	$A_a = 0.2$	$A_a = 0.3$	$A_a = 0.4$	$A_a \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	véase nota	véase nota	véase nota	véase nota	véase nota
<b>Nota:</b> Para el perfil tipo F debe realizarse una investigación geotécnica particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda.					
Valores del coeficiente $F_v$ , para la zona de periodos cortos del espectro Tabla A.2.4-4					
Tipo de perfil	Intensidad de lo movimientos sísmicos				
	$A_a \leq 0.1$	$A_a = 0.2$	$A_a = 0.3$	$A_a = 0.4$	$A_a \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	véase nota	véase nota	véase nota	véase nota	véase nota
<b>Nota:</b> Para el perfil tipo F debe realizarse una investigación geotécnica particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda.					

Fuente: NSR-10

Si los valores de  $A_a$  son intermedios, se permite interpolar linealmente entre los valores del mismo tipo de perfil.

### 2.2.6.3. Coeficiente de Importancia

El coeficiente de importancia (I) se da según el grupo de uso de la edificación. Los grupos de uso, se definen de la siguiente manera:

**Grupo IV (Edificaciones indispensables):** Aquellas de atención a la población que deben permanecer en funcionamiento antes y después de un sismo y cuya operación no puede ser trasladada rápidamente a otro lugar. En este grupo se encuentran los centros de salud, sistemas masivos de transporte, edificios que contengan agentes explosivos, entre otros.

**Grupo III (Edificaciones de atención a la comunidad):** Aquellas cuyo funcionamiento no puede ser interrumpido después de presentarse un sismo para

atender la emergencia y preservar la salud y seguridad de las personas, exceptuando las edificaciones del grupo IV. En este grupo se encuentran las estaciones de bomberos, cuerpos de seguridad, estructuras y equipos de centros de atención de emergencia, entre otros de este tipo.

**Grupo II (Estructuras de ocupación especial):** Aquellas donde se pueda encontrar la alta concentración de personas en un mismo lugar, como los son centros comerciales, galerías, centros educativos, edificaciones de residencia o de trabajo donde se encuentren más de 3000 personas y edificios gubernamentales.

**Grupo I (Estructuras de ocupación normal):** Todas las edificaciones cubiertas en el alcance del reglamento colombiano para sismorresistencia, pero que no se han incluido en los grupos II, III y IV

De acuerdo a esto, es posible obtener el valor del coeficiente de importancia según sea el caso (Ver Tabla 25).

**Tabla 25.** Coeficientes de importancia, I.

Grupo de Uso	I
IV	1.50
III	1.25
II	1.10
I	1.00

Fuente: NSR-10.

#### 2.2.6.4 Espectros de Diseño

La norma colombiana para edificaciones sismorresistentes, establece un espectro de aceleraciones que representa un sismo de diseño cuyo periodo de retorno es de 475 años con una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años, para un amortiguamiento crítico del 5% (Ver Figura 13). Para construir el espectro, inicialmente se determinan los períodos característicos, los cuales son:

**T<sub>0</sub>:** Período de vibración, en el cual inicia la zona de aceleración constante del espectro de aceleraciones, solo se usa cuándo se hace un análisis dinámico y para períodos de vibración diferentes del fundamental.

—

**T<sub>c</sub>:** Período que corresponde a la transición entre la zona de aceleración constante del espectro para períodos cortos, y la parte descendiente del mismo.

—

**T<sub>L</sub>:** Período que corresponde al inicio de la zona de desplazamiento, para períodos largos.

Posterior a esto, se determinan las ramas del espectro, esto mediante la expresión de S<sub>a</sub> (aceleración de diseño), la cual varía en función del periodo de la edificación y de los periodos característicos, como se muestra a continuación:

**T < T<sub>0</sub>:**

—

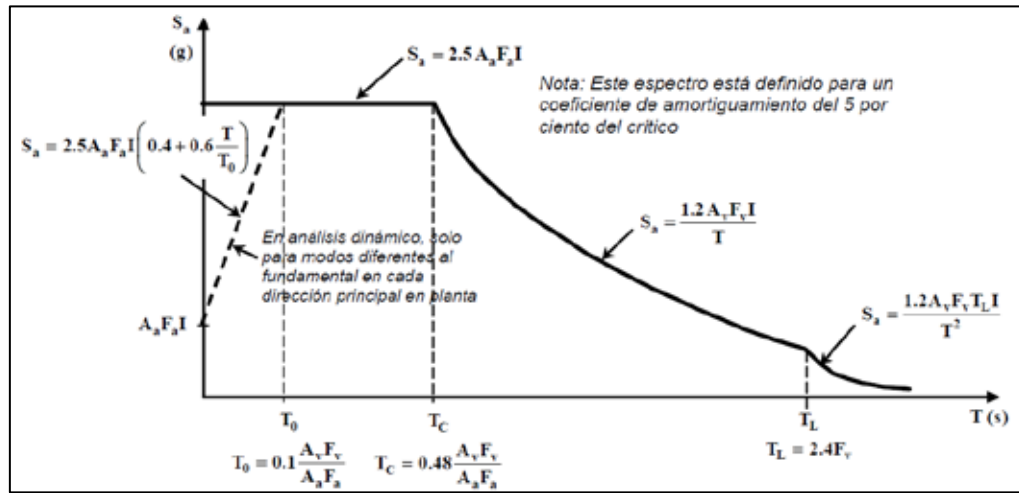
**T<sub>0</sub> T < T<sub>c</sub>:**

**T<sub>c</sub> T < T<sub>L</sub>:**

—

**L:**

—



**Figura 13.** Espectro elástico de aceleraciones de diseño.  
Fuente: NSR-10

Cabe destacar que la norma establece tres espectros de diseño adicionales, que son utilizados para verificaciones de comportamiento en casos especiales, estos son:

**Espectro de Umbral de Daños:** Utilizado para evaluar el nivel de desempeño de las edificaciones consideradas indispensables, el sismo de diseño asociado presenta un periodo de retorno de 31 años con una probabilidad de excedencia del 80% en 50 años y un coeficiente de amortiguamiento crítico del 2%.

**Espectro de Velocidades y Espectro de Desplazamientos:** Formulados para el mismo sismo de diseño normativo que el espectro de aceleraciones. Estos espectros dependen de otros parámetros para su determinación, como lo son Ae y Ad.

### 2.2.6.5 Sistemas Estructurales y Coeficiente de Disipación $R_0$

Se definen cuatro tipologías estructurales, las cuales son: Sistemas de muros de carga, pórticos resistentes a momento, sistemas combinados, y sistemas duales. A cada sistema estructural se le asigna un coeficiente de disipación de energía ( $R_0$ ).

A continuación, se presentan los valores  $R_0$  para sistemas estructurales de pórticos resistentes a momento (Ver Tabla 26).

**Tabla 26. Valores  $R_0$ , para sistemas estructurales conformados por pórticos**

SISTEMA DE PÓRTICO RESISTENTE A MOMENTOS		Valor $R_0$	Valor $\rho$	Zonas de amenaza sísmica					
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			Alta		Intermedia		Baja	
				uso perm.	altura max.	uso perm.	altura max.	uso perm.	altura max.
<b>1. Pórticos resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES)</b>									
a. De concreto (DES)	el mismo	7.0	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
b. De acero (DES)	el mismo	7.0 (Nota3)	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
c. Mixtos	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	7.0	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
d. De acero con cerchas dúctiles (DES)	Pórticos de acero resistentes o no a momentos	6.0	3.0	si	30 m	si	45 m	si	sin límite
<b>2. Pórticos resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación (DMO)</b>									
a. De concreto (DES)	el mismo	5.0	3.0	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
b. De acero (DES)	el mismo	5.0 (Nota3)	3.0	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
c. Mixtos con conexiones rígidas (DMO)	Pórticos de acero mixtos resistentes o no a momentos	5.0	3.0	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
<b>3. Pórticos resistentes a momentos con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)</b>									
a. De concreto (DMI)	el mismo	2.5	3.0	no se permite		no se permite		si	sin límite
b. De acero (DEI)	el mismo	3.0	2.5	no se permite		no se permite		si	sin límite
c. Mixtos con conexiones totalmente restringidas a momento (DMI)	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	3.0	3.0	no se permite		no se permite		si	sin límite
d. Mixtos con conexiones parcialmente restringidas a momento	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	6.0	3.0	no se permite		si	30 m	si	50 m
e. De acero con cerchas no dúctiles	el mismo	1.5	1.5	no se permite (Nota5)		no se permite (Nota5)		si	12 m
f. De acero con perfiles de lámina doblada en frío y perfiles tubulares estructurales PTE que no cumplen los requisitos F.2.2.4 para perfiles no esbeltos (Nota 6)	el mismo	1.5	1.5	no se permite (Nota5)		no se permite (Nota5)		si	sin límite
g. Otras estructuras de celosía tales como vigas y cerchas		No se pueden usar como parte del sistema de resistencia sísmica, a no ser que tengan conexiones rígidas a columnas, en cuyo caso serán tratadas como pórticos de celosía							
<b>4. Pórticos losa-columna (incluye reticular celular)</b>									
a. De concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	el mismo	2.5	3.0	no se permite		si	15 m	si	21 m
b. De concreto con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)	el mismo	1.5	3.0	no se permite		no se permite		si	15 m
<b>5. Estructuras de péndulo invertido</b>									
a. Pórticos de acero resistentes a momento con capacidad especial de disipación de energía (DES)	el mismo	2.5 (Nota3)	2.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
b. Pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	el mismo	2.5	2.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
c. Pórticos de acero resistentes a momento con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	el mismo	1.5 (Nota3)	2.0	no se permite		si	sin límite	si	sin límite

Fuente: NSR-10

### 2.2.6.6 Coeficiente de Capacidad de Disipación de Energía de Diseño (R)

Este coeficiente tiene como finalidad, reducir el valor de las ordenadas espectrales ( $S_a$ ) para de esta forma lograr que los elementos estructurales puedan incursionar en comportamientos inelásticos durante la acción sísmica, lo cual favorece la disipación de energía.

Cuando se presentan irregularidades estructurales, se debe reducir el coeficiente  $R_o$ , multiplicándolo por  $p$  (Ver Tabla 27), en caso de irregularidades en planta, por  $a$  (Ver Tabla 28), en caso de irregularidades en altura y por  $r$  cuando se tenga ausencia de redundancia.

**Tabla 27.** Irregularidades en planta, valores de  $p$ .

Tipo	Descripción de la irregularidad en planta	
	La irregularidad torsional existe cuando en una edificación con diafragma rígido, la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura, calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente en un eje determinado, es más de 1.2 y menor o igual a 1.4 veces la deriva promedio de los dos extremos de la estructura, con respecto al mismo eje de referencia.	0.9
	La irregularidad torsional extrema existe cuando en una edificación con diafragma rígido, la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura, calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es más de 1.4 veces la deriva promedio de los dos extremos de la estructura, con respecto al mismo eje de referencia.	0.8
	La configuración de una estructura se considera irregular cuando ésta tiene retrocesos excesivos en sus esquinas. Un retroceso en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del retroceso, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del retroceso,	0.9
	Cuando el diafragma tiene discontinuidades apreciables o variaciones en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entradas, retrocesos o huecos con áreas mayores al 50% del área bruta del diafragma o existen cambios en la rigidez efectiva del más del 50%, entre niveles consecutivos, la estructura se considera irregular.	0.9
	La estructura se considera irregular cuando existen discontinuidades en las trayectorias de las fuerzas inducidas por los efectos sísmicos, tales como cuando se traslada el plano que contiene a un grupo de elementos verticales del sistema de existencia sísmica, en una dirección perpendicular a él, generando un nuevo plano. Los altillos o mansardas de un solo piso se eximen de este requisito e la consideración de irregularidad.	0.8
	Cuando las direcciones de acción horizontal de los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica no son paralelas o simétricas con respecto a los ejes ortogonales horizontales principales del sistema de resistencia sísmica, la estructura se considera irregular.	0.9

**Fuente:** NSR-10

**Tabla 28. Irregularidades en la altura, valores de  $\alpha$ .**

Tipo	Descripción de la irregularidad en altura	
	Cuando la rigidez ante fuerzas horizontales de un piso es menor del 70% pero superior o igual al 60%, de la rigidez del piso superior o menor del 80% pero superior o igual al 70% del promedio de la rigidez de los tres pisos superiores, la estructura se considera irregular.	0.9
	Cuando la rigidez ante fuerzas horizontales de un piso es menor del 60% de la rigidez del piso superior o menor del 70% del promedio de la rigidez de los tres pisos superiores, la estructura se considera irregular.	0.8
	Cuando la masa, $M$ , de cualquier piso es mayor que 1.5 veces la masa de uno de los pisos contiguos, la estructura se considera irregular. Se exceptúa el caso de cubiertas que sean más livianas que el piso de abajo.	0.9
	Cuando la dimensión horizontal del sistema de resistencia sísmica en cualquier piso es mayor a 1.3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, la estructura se considera irregular. Se exceptúa el caso de los altillos de un solo piso.	0.9
	La estructura se considera irregular cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema de resistencia sísmica, dentro del mismo plano que los contiene, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento. Cuando los elementos desplazados solo sostienen la cubierta de la edificación sin otras cargas adicionales de tanques o equipos, se eximen de esta consideración de irregularidad.	0.8
	Cuando la resistencia del piso es menor del 80% de la del piso inmediatamente superior pero superior o igual al 65%, entendiéndose la resistencia de piso como la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada, la estructura se considera irregular.	0.9
	Cuando la resistencia del piso es menor del 65% inmediatamente superior, entendiéndose la resistencia del piso como la una de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada, la estructura se considera irregular.	0.8

**Fuente:** NSR-10

Para la determinación del coeficiente de ausencia de redundancia ( $r$ ), se asumen los siguientes valores:

$r = 1,00$  Para edificaciones con sistemas estructurales con capacidad de disipación de energía mínima.

$r = 1,00$  o  $0,75$  Para sistemas estructurales con capacidad de disipación de energía moderada y/o sistemas especiales (ver condiciones art. A.3.3.8.2).

En el caso de que exista más de un tipo de irregularidad en planta o elevación, se debe aplicar el menor de los factores  $r$  o  $\alpha$  según corresponda.

Si la edificación no presenta ningún tipo de irregularidad, se asumen los coeficientes iguales a **1,00**. Por lo tanto, se puede asumir directamente para estructuras regulares

#### **2.2.6.7 Método de la fuerza horizontal equivalente**

Para utilizarse este método, se debe contar con edificaciones regulares que se ubicarán en zonas de amenaza sísmica baja, al igual que aquellas que pertenezcan al grupo de uso I pero que se localicen en zonas de amenaza sísmica intermedia. Edificaciones de 20 niveles o menos de 60 m de altura medidos desde la base o edificaciones irregulares que no tengan más de 6 niveles ni más de 18 m de altura.

##### **Periodo fundamental de la edificación**

Se debe determinar a partir de las propiedades de su sistema de resistencia sísmica, de acuerdo con los principios de la dinámica estructural, utilizando un modelo matemático linealmente elástico de la estructura. Se puede conocer mediante la siguiente ecuación:

$$\frac{1}{T^2} = \frac{\sum_{i=1}^n F_i^2}{\sum_{i=1}^n m_i^2}$$

##### **Donde:**

$m_i$  = Masa concentrada en el nivel  $i$

$F_i$  = Fuerza lateral aplicada al centro de masa del nivel  $i$

El valor de  $T$  no puede ser mayor a  $C_u * T_a$ , donde  $C_u$  se calcula como:

El valor de  $T_a$  (período fundamental aproximado) se obtiene a través de la siguiente ecuación:

valores dependientes del sistema estructural (Ver Tabla 29).

**Tabla 29. P**

Sistema estructural de resistencia sísmica	Ct	
Pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas y que no están limitados o adheridos a componentes más rígidos, estructurales o no estructurales, que limiten los desplazamientos horizontales al verse sometidos a las fuerzas sísmicas.	0.047	0.9
Pórticos resistentes a momentos de acero estructural que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas y que no están limitados o adheridos a componentes más rígidos, estructurales o no estructurales, que limiten los desplazamientos horizontales al verse sometidos a las fuerzas sísmicas.	0.072	0.8
Pórticos arriostrados de acero estructural con diagonales excéntricas restringidas a pandeo.	0.073	0.75
Todos los otros sistemas estructurales basados en muro de rigidez similar o mayor a la de muros de concreto o mampostería.	0.049	0.75
Alternativamente, para estructuras que tengan muros estructurales de concreto reforzado o mampostería estructural, pueden emplearse los siguientes parámetros Ct y $\frac{C_w}{\sqrt{\dots}}$ , donde Cw se calcula utilizando la ecuación	$\frac{C_w}{\sqrt{\dots}}$	1.00

**Fuente:** NSR-10

En donde el parámetro Cw se consigue mediante la siguiente formulación:

$$C_w = \frac{M}{\dots}$$

### **Fuerzas sísmicas equivalentes**

El cortante sísmico de la base será igual a la totalidad de los efectos inerciales horizontales producidos por los movimientos sísmicos de diseño. Se obtiene de la siguiente forma:

#### **Donde:**

M = Masa total de la edificación.

Sa = Valor de la aceleración en fracción de la gravedad, calculado mediante el espectro de diseño de aceleraciones.

### Fuerzas Sísmicas Horizontales por Nivel

La fuerza horizontal  $F_x$  en cada nivel, para la dirección de estudio, debe determinarse por la siguiente formulación:

---

#### Donde:

$m_x$  = Masa concentrada en el nivel  $x$ .

$h_x$  = Altura del nivel  $x$  medida desde la base.

$k$  = Exponente relacionado con el periodo fundamental  $T$  de la edificación, este se puede determinar cómo:

$$k = 1,00$$

$$k = 0,75 + 0,5T$$

$$\text{Para } T > 2,5s \quad k = 2,00$$

#### 2.2.6.8 Límites de Derivas

Las derivas corresponden al desplazamiento relativo entre dos pisos sucesivos, esta debe ser limitada para evitar entre otras cosas la generación de efectos P-demandas importantes de ductilidad en los elementos estructurales lo cual puede ocasionar una respuesta sísmica que se aleje de los objetivos de desempeño planteados. En este sentido el valor máximo de deriva debe ser comparado con los límites normativos establecidos, expresados en porcentajes de  $h_i$  (Ver Tabla 30).

**Tabla 30.** Límites de deriva según materiales constructivos

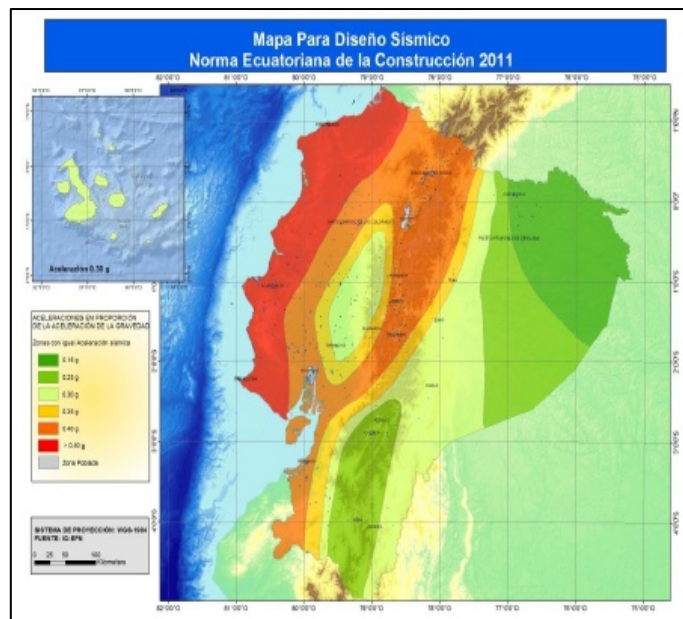
Estructuras de:	Deriva máxima
concreto reforzado, metálicas, de madera, y de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.2	1.0% $\left( \Delta_{\max}^i \leq 0.010 h_{pi} \right)$
de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.3	0.5% $\left( \Delta_{\max}^i \leq 0.005 h_{pi} \right)$

Fuente: NSR-10

## 2.2.7 Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS

### 2.2.7.1 Zonificación Sísmica y factor de zona

La aceleración máxima esperada en la roca en fracción de la gravedad será representada por el valor de Z, el cual varía según la ubicación del país donde se vaya a diseñar, el cual se encuentra dividido en seis zonas (Ver Figura 14 y Tabla 31).



**Figura 14.** Mapa de zonificación y peligro sísmico del Ecuador.

**Fuente:** NEC-SE-DS 2015

**Tabla 31.** Valores del factor de zona Z y niveles de peligro sísmico.

Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

**Fuente:** NEC-SE-DS 2015.

### 2.2.7.2 Geología local

La norma ecuatoriana para edificaciones sismorresistentes establece 6 perfiles geotécnicos que van desde tipo A hasta tipo F según las características del suelo de fundación (Ver Tabla 32).

**Tabla 32.** Clasificación de los perfiles de suelo.

CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES GEOTÉCNICOS		
TIPO DE PERFIL	DESCRIPCIÓN	DEFINICIÓN
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760 \text{ m/s}$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda cortante, o	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios.	$N \geq 50,0$ $S_u \geq 100 \text{ kPa}$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con cualquiera de las dos condiciones.	$50 > N \geq 15,0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50 \text{ kPa}$
E	Perfil que cumpla con el criterio de velocidad de la onda cortante, o	$V_s < 180 \text{ m/s}$
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas.	$IP > 20w \geq 40\%$ $S_u < 50 \text{ kPa}$
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	
	F2—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H >3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	F3—Arcillas de muy alta plasticidad (H >7.5 m con índice de Plasticidad IP >75)	
	F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H >30m)	
	F5—Suelos con contrastes de impedancia $\alpha$ ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
	F6—Rellenos colocados sin control ingenieril.	

**Fuente:** NEC-SE-DS 2015.

Los parámetros de clasificación son correspondientes a los 30 m superiores del perfil para los suelos tipo A, B, C, D y E.

A su vez, se definen también factores de diseño (Fa, Fd y Fs) los cuales amplifican los efectos sísmicos debido a las características del sitio.

F<sub>a</sub>: Factor del coeficiente de amplificación del suelo en la zona el período corto, tomando en cuenta los efectos de sitio (Ver Tabla 33).

**Tabla 33.** Factores de sitio F<sub>a</sub>.

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	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	1.5	1.39	1.26	1.14	0.97
F	Véase <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección <a href="#">10.6.4</a>					

**Fuente:** NEC-SE-DS 2015.

F<sub>d</sub>: Factor de desplazamiento para diseño en roca, amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamiento para diseño en roca (Ver Tabla 34).

**Tabla 34.** Factores de sitio F<sub>d</sub>.

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	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	1.6	1.5	1.4	1.35	1.3	1.25
D	1.9	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y <a href="#">10.6.4</a>					

**Fuente:** NEC-SE-DS 2015.

F<sub>s</sub>: Factor que considera el comportamiento no lineal de los suelos, a degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de

frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para espectros de aceleraciones y desplazamientos (Ver Tabla 35).

**Tabla 35.** Factores de sitio  $F_s$ .

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	$\geq 0.5$
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	1	1.1	1.2	1.25	1.3	1.45
D	1.2	1.25	1.3	1.4	1.5	1.65
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y <a href="#">10.6.4</a>					

Fuente: NEC-SE-DS 2015.

### 2.2.7.3 Espectro elástico de aceleraciones horizontales de diseño

La norma ecuatoriana NEC-SE-DS, trabaja con espectros de diseño para aceleraciones y para desplazamientos. En donde para efectos del presente trabajo de grado se trabajará con los espectros elásticos de aceleraciones (Ver Figura 15).

El espectro de aceleraciones, viene definido por el valor de  $S_a$ , el cual está expresado como fracción de la gravedad. Se evalúa según las siguientes ecuaciones:

**$T_0$  (para períodos de vibración diferentes al período fundamental)**

$$T_0 = \frac{c}{\dots}$$

$$T > T_c$$

**Donde:**

= Relación entre la aceleración espectral  $S_a$  ( $T=0.1s$ ) y el PGA para el período de retorno seleccionado.

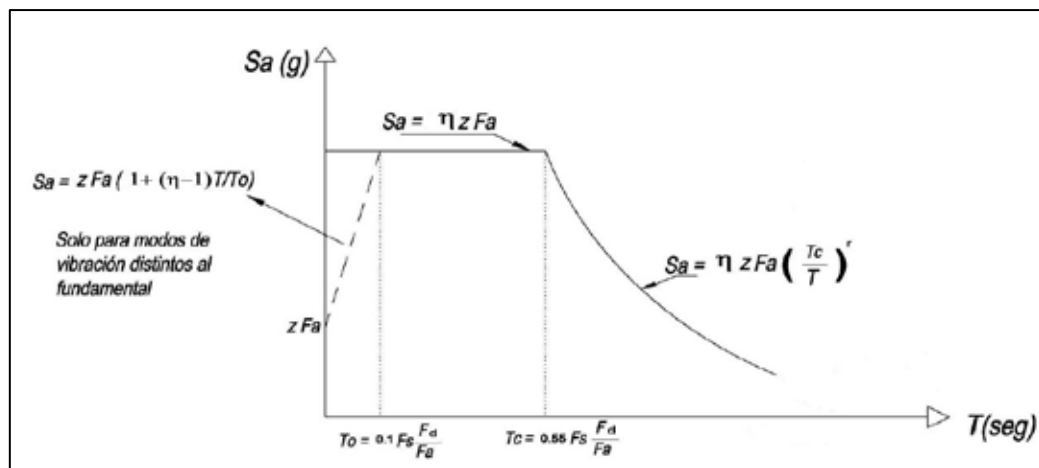
= 1.80 para Provincias de la Costa.

= 2.48 para provincias de la Sierra

= 2.60 para Provincias del Oriente.

$T_0$  y  $T_c$ : Son los períodos límites de vibración del espectro de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

Los períodos característicos se evalúan como sigue:



**Figura 15.** Espectro sísmico elástico de aceleraciones

Fuente: NEC-SE-DS 2015.

**2.2.7.4 Categorías de edificios y coeficiente de importancia**

La norma establece una clasificación según el uso de la edificación, en donde según la categoría que presente se le asigna un coeficiente de importancia  $I$ , cuya

finalidad es incrementar la demanda sísmica de diseño para las estructuras consideradas de importancia (Ver Tabla 36).

**Tabla 36.** Valores de coeficiente de importancia de la estructura.

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

**Fuente:** NEC-SE-DS 2015.

### 2.2.7.5 Factor de reducción de resistencia sísmica R

Según el sistema estructural la norma asigna valores del factor de reducción de resistencia sísmica R (Ver Tabla 37).

**Tabla 37.** Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles.

Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural (R), Sistemas estructurales dúctiles	R
Pórticos especiales sismorresistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas	6
Pórticos especiales sismorresistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	6
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	6
Pórticos especiales sismorresistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

**Fuente:** NEC-SE-DS 2015.

### 2.2.7.6 Irregularidades y coeficientes de configuración estructural

Cuando exista la presencia de irregularidades en la edificación, se debe reducir el factor de reducción de resistencia sísmica ( $R$ ).

Los factores  $P$  y  $E$  (Ver Tablas 38 y 39) son coeficientes que toman en cuenta las irregularidades en planta y elevación. Cuando se trata de una edificación regular los factores son iguales a 1.0. El coeficiente de irregularidad en planta  $P$  se define a través de la siguiente ecuación:

$P_A$  será el valor mínimo de  $P_i$  en el caso de las irregularidades de tipo 1, 2 y 3, y  $P_B$  es el mínimo valor de  $P_i$  en el caso de irregularidades de tipo 4. Para conocer el coeficiente de irregularidad en elevación  $E$ , se usa la siguiente ecuación:

$E_A$  será el valor mínimo de  $E_i$  en el caso de irregularidades de tipo 1, y  $E_B$  es el valor mínimo de  $E_i$  en el caso de irregularidades del tipo 2 y 3.

**Tabla 38.** Coeficientes de irregularidad en planta.

Irregularidades en planta	$p_i$
Tipo 1. Irregularidad torsional	0,9
Tipo 2. Retrocesos excesivos en las esquinas	0,9
Tipo 3. Discontinuidades en el sistema de piso	0,9
Tipo 4. Ejes estructurales no paralelos	0,9

Fuente: NEC-SE-DS 2015.

**Tabla 39.** Coeficiente de irregularidad en elevación.

Irregularidades en elevación	
Tipo 1. Piso flexible	0,9
Tipo 2. Distribución de masa	0,9
Tipo 3. Irregularidad geométrica	0,9

Fuente: NEC-SE-DS 2015

### 2.2.7.7 Cálculo del corte basal

El corte basal  $V$ , obtenido por método estático se calculará como:

---

Donde  $W$  será la resultante de la suma de las cargas permanentes de la edificación más un 25% de la carga viva para casos generales. La norma establece que el cortante basal obtenido de un análisis modal no puede ser menor a  $0.80V$  para estructuras regulares ni menor a  $0.90V$  para estructuras irregulares.

El valor del período se consigue aplicando la siguiente ecuación:

El valor de  $h_n$  es la altura máxima de la edificación, mientras que  $C_t$  y  $C_d$  son parámetros que dependen del tipo de la edificación (Ver Tabla 40).

**Tabla 40.** Parámetros  $C_t$

Tipo de estructura	$C_t$	
Sin arriostramiento	0,072	0,8
Con arriostramiento	0,073	0,75
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadas	0,047	0,9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras basadas en muros estructurales y mampostería estructural.	0,049	0,75

**Fuente:** NEC-SE-DS 2015.

### 2.2.7.8 Distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales

La distribución de fuerzas verticales se asemeja a una distribución lineal, la cual viene dada por la expresión de “ $F_x$ ”, tal como se presenta a continuación:

---

**Donde:**

$w_x$  = Masa concentrada en el nivel  $x$ .

$h_x$  = Altura del nivel  $x$  medida desde la base.

$k$  = Exponente relacionado con el periodo fundamental  $T$  de la edificación.

$$k = 1,00$$

$$k = 0,75 + 0,5T$$

$$\text{Para } T > 2,5s \quad k = 2,00$$

**2.2.7.9 Control de derivas**

Se debe comprobar que la estructura presentará deformaciones elásticas controlables. Las derivas inelásticas máximas se calcularán de acuerdo a la aplicación de la siguiente fórmula:

$$M = 0,75R E$$

**Donde:**

$E$  = Desplazamiento obtenido al aplicar las fuerzas laterales de diseño.

La deriva máxima en cualquier piso no debe superar los límites de la deriva elástica establecida en la siguiente tabla, en la que la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso (Ver Tabla 41).

**Tabla 41. V**

Estructuras:	M máxima
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0,02
De mampostería	0,01

**Fuente:** NEC-SE-DS 2015

### 2.3. Definición de Términos Básicos

A continuación, se definen los términos relevantes que fundamentan teóricamente, el presente trabajo de grado.

**Acción Sísmica:** Es la acción accidental debida a la ocurrencia de sismos, la cual incorpora los efectos traslacionales y rotacionales respecto al eje vertical. (COVENIN 1756:2001, p.3)

**Cortante Basal:** Es la fuerza resultante que representa la acumulación de los cortantes de piso generadas por la aplicación de una acción sísmica, y la cual se refleja en la base de la edificación. Esta fuerza es esencial en el análisis y diseño sísmico de edificaciones, ya que de esta se deriva la distribución de fuerzas sísmicas por nivel y por consiguiente las solicitaciones en cada uno de los elementos estructurales.

**Deriva:** Es la diferencia de los desplazamientos laterales totales (generados por las acciones accidentales), entre dos niveles o pisos consecutivos.

**Diafragma:** “Parte de la estructura, generalmente horizontal, con suficiente rigidez en su plano, diseñada para transmitir las fuerzas a los elementos verticales del sistema resistente a sismos.” (COVENIN 1756:2001, p. 4).

**Distorsión de Entrepiso:** Es el cociente entre el desplazamiento lateral relativo entre dos niveles consecutivos (Deriva) y la altura del entrepiso.

**Ductilidad:** Es la capacidad que tienen los elementos estructurales para incursionar en rangos inelásticos de comportamiento cuando son sometidos a acciones sísmicas, sin perder de forma apreciable su resistencia, y de esta forma lograr disipar adecuadamente la mayor cantidad de energía posible.

**Espectro de Diseño Elástico:** Es una gráfica suavizada generada partiendo de un sismo de diseño, y un historial de espectros de respuesta en un país determinado, la cual es utilizada para cuantificar la acción sísmica sobre las edificaciones, considerando parámetros como las condiciones geotécnicas, las características de la edificación, la zonificación sísmica, entre otros.

**Espectro de Diseño Inelástico:** Es una gráfica reducida que se construye disminuyendo las ordenadas del espectro elástico mediante un factor de reducción de respuesta sísmica, y el cual es utilizado para el diseño de las edificaciones.

**Espectros de Respuesta Sísmica** Es un gráfico que refleja la respuesta máxima (expresada en términos de desplazamiento, velocidad, aceleración, o cualquier otro parámetro de interés) que produce una acción sísmica y/o dinámica determinada, en una estructura u oscilador de un grado de libertad. En estos gráficos, se representa en las abscisas el periodo de la estructura y en las ordenadas la respuesta máxima para distintos factores de amortiguamiento.

**Factor de Importancia:** Es un factor adimensional, cuya función es mayorar la demanda sísmica (reduciendo la probabilidad de excedencia del sismo de diseño) de acuerdo al uso de la edificación, la cantidad de personas, y las pérdidas posibles en caso de falla.

**Factor de Reducción de Respuesta Sísmica:** También conocido como factor de ductilidad, este es un valor numérico con el cual se reducen las ordenadas del espectro de diseño elástico para conseguir el espectro de diseño inelástico, con el cual se logrará que la edificación incurriere en rangos plásticos sin tener pérdida apreciable de su resistencia.

**Fuerzas sísmicas:** Fuerzas externas, capaces de reproducir los valores extremos de los desplazamientos y las sollicitaciones internas causadas por la excitación sísmica actuando en el nivel de base.

**Método de Análisis Estático:** Es un método de análisis sísmico aproximado, el cual basado en el periodo fundamental de la edificación, está enfocado a determinar la fuerza cortante basal, y la distribución de fuerzas sísmicas laterales que actúan en cada nivel.

**Modos de vibración:** Es un patrón o forma característica en el que vibrará un sistema estructural, estos están relacionados a las configuraciones geométricas, así como también a las masas y rigideces de la estructura.

**Peligro Sísmico:** Es un parámetro que cuantifica la probabilidad de ocurrencia de eventos sísmicos futuros que pueden afectar en forma adversa la integridad de edificaciones y sus ocupantes. (COVENIN 1756:2001 p.6).

**Parámetros sísmicos:** Son aquellos factores cuya función es caracterizar la acción sísmica a utilizar en el análisis y diseño sismorresistente de estructuras.

**Período:** Es el tiempo que tarda una estructura en completar un ciclo durante una vibración libre de la estructura.

**Período fundamental de vibración:** Es aquel periodo que presenta la mayor duración entre los varios períodos de vibración de una estructura, lo cual se debe a que desencadena la mayor excitación entre las masas que la componen.

**Período de retorno:** Es un lapso medio de tiempo entre sucesos de un determinado evento sísmico.

**Períodos de vibración:** Son los períodos asociados a cada modo de vibración de la estructura. Son dependientes de las masas y las rigideces de la estructura.

**Resistencia:** Es la capacidad que tienen las estructuras de soportar las sollicitaciones que actúan sobre ellas sin fallar, esta depende principalmente de las características geométricas de los elementos estructurales y las propiedades mecánicas de los materiales empleados en su construcción.

**Rigidez Lateral:** Es la capacidad que tiene la estructura de resistir las cargas sin desplazarse excesivamente o sin deformarse.

## **CAPÍTULO III**

### **MARCO METODOLÓGICO**

El marco metodológico es el conjunto de actividades necesarias para abordar de forma correcta el objeto de la investigación, esto a través de una serie de procedimientos y técnicas que permiten garantizar su validez científica. Al respecto, Sabino C. (1992), indica que “...el marco metodológico nos contextualiza profundamente en el problema, no sólo por parte teórica sino también práctica, viendo la forma de estudiar los diversos factores que afectan al problema”.

En este sentido, para el desarrollo de la problemática referida al Análisis Comparativo del Comportamiento Sísmico de Edificaciones de Concreto Armado, aplicando el Método de Análisis Estático según la Norma COVENIN 1756:2001 y otras Normas Internacionales, se plantearon los siguientes aspectos:

#### **3.1 Tipo de investigación**

Según el Manual UPEL (2006), un proyecto factible “consiste en la investigación, elaboración y desarrollo de una propuesta de un modelo operativo viable para solucionar problemas, requerimientos o necesidades de organizaciones o grupos sociales; puede referirse a la formulación de políticas, programas, tecnologías, métodos o procesos. Comprende etapas como: diagnóstico, planteamiento y fundamentación teórica de la propuesta, procedimiento metodológico, actividades y recursos necesarios para su ejecución”. (p.13).

Al mismo tiempo, el Manual UPEL (2006), también indica que una investigación de campo es “el análisis sistemático de problemas en la realidad, con el propósito bien sea de describirlos, interpretarlos, entender su naturaleza y factores constituyentes, explicar sus causas y efectos, o predecir su ocurrencia, haciendo uso de métodos característicos de cualquiera de los paradigmas o enfoques de investigación conocidos o en desarrollo”. (p.11).

En base a lo expuesto, y en concordancia con los objetivos planteados para el desarrollo de la problemática, es posible señalar que el presente trabajo sigue la estructura de un proyecto factible, fundamentándose en investigaciones de campo y fuentes documentales impresas, audiovisuales y electrónicas, ya que se estudiarán, analizarán, interpretarán y describirán, los diferentes factores y variables que intervienen en la problemática los cuales van desde lineamientos técnicos y filosofías de diseño, hasta parámetros y metodologías de análisis sísmico.

Todo esto para lograr entre otras cosas, la diagramación y ordenamiento de procedimientos y métodos que permitan la aplicabilidad de los análisis sísmicos estáticos propuestos por diferentes normativas, y el establecimiento de diversas comparativas tanto teórica como gráficamente y de esta forma proporcionar al lector puntos de vista y criterios necesarios para el entendimiento de los resultados derivados del comportamiento sísmico de edificaciones.

### **3.2 Diseño de la investigación**

Según Hernández R., Fernández P., y Baptista C. (2014), diseño de la investigación es el “plan o estrategia que se desarrolla para obtener la información requerida en una investigación y responder al planteamiento del problema”. (p.128)

Ahora bien, según Arias F. (2006), una investigación documental es “un proceso basado en la búsqueda, recuperación, análisis, crítica e interpretación de datos secundarios, es decir, los obtenidos y registrados por otros investigadores en fuentes documentales: impresas, audiovisuales o electrónicas. El propósito de este diseño es el aporte de nuevos conocimientos”. (p.27).

De acuerdo a lo anteriormente expuesto, la investigación presentada sigue un diseño de tipo documental, ya que se utilizaron fuentes impresas y electrónicas de información, las cuales contribuyeron al análisis y entendimiento de todos los aspectos teóricos necesarios para aplicar las metodologías de análisis sísmico y así llevar a cabo el desarrollo de la problemática de la investigación.

### **3.3 Nivel de la investigación**

Según Arias F. (2006), el nivel de la investigación “se refiere al grado de profundidad con que se aborda un fenómeno u objeto de estudio “. (p.23).

Por otra parte, Hernández R., Fernández C. y Baptista P. (2014), hace referencia a la investigación descriptiva como “estudios en los que se busca especificar las propiedades, las características y los perfiles de procesos, objetos o cualquier otro fenómeno que se someta a un análisis”. (p.92).

A su vez, Ramírez T. (1999) define las investigaciones explicativas como “aquellos estudios cuyos objetivos están concentrados en la comprobación de hipótesis de relación causal entre variables”.

Por lo tanto, la presente investigación sigue un nivel descriptivo y explicativo, ya que se pretende analizar el comportamiento sísmico de las edificaciones aporticadas regulares de concreto armado cuando se aplican las metodologías de análisis sísmico estático propuestas por diversas normativas de Suramérica, para finalmente establecer diferencias y puntos de comparación en base a los resultados obtenidos en cada caso de estudio. Además, cabe destacar que la investigación cubre la explicación, interpretación e ilustración de todos aquellos aspectos teóricos fundamentales para garantizar el entendimiento de la problemática, las metodologías de análisis, y finalmente los resultados de la investigación.

### **3.4 Población y Muestra**

#### **3.4.1 Población**

Arias F., (2006), señala que la población “es un conjunto finito o infinito de elementos con características comunes para los cuales serán extensivas las conclusiones de la investigación. Ésta queda delimitada por el problema y por los objetivos de estudio”. (p.81).

En este sentido, en concordancia con los objetivos y la problemática a tratar, se define la población como todas aquellas Normativas Sísmicas a nivel mundial, las cuales rigen el análisis y diseño sismorresistente de edificaciones.

### 3.4.2 Muestra

A su vez, Balestrini (2006), señala que: “una muestra es una parte representativa de una población, cuyas características deben producirse en ella, lo más exactamente posible”. (p.141).

Por lo tanto, para la presente investigación la muestra seleccionada es consistente con 5 normas sísmicas de la región suramericana, las cuales son:

Norma “Edificaciones Sismorresistentes” COVENIN 1756:2001 (Venezuela).

Norma Ecuatoriana de la Construcción Sismorresistente 2015 (NEC-SE-DS).

Código NSR-10 (Colombia).

Norma Técnica “Edificios Sismorresistentes” E.030-2016 (Perú).

Norma NCh 433.of1996 – Mod. 2012(Chile).

### 3.5 Técnicas e instrumentos de recolección de datos

Según Hernández R., Fernández P. y Baptista C. (2014), el proceso de recolección de datos “...implica elaborar un plan detallado de procedimientos que nos conduzcan a reunir datos con un propósito específico”. (p.198).

Por su parte, Arias F. (2006), define técnicas como “el procedimiento o forma particular de obtener datos o información”. El mismo autor, establece además que “un instrumento de recolección de datos es cualquier recurso, dispositivo o formato (en papel o digital), utilizado para obtener, registrar o almacenar información”. (p.66).

Por lo tanto, para el desarrollo de la presente investigación, se llevó a cabo inicialmente, la aplicación de la técnica de **análisis documental**, donde se estudiaron una serie de fuentes de información de diversas áreas de la ingeniería, que van desde el análisis sismorresistente, dinámica estructural y diseño de edificaciones, hasta los códigos o normas que rigen la ingeniería sísmica en los países seleccionados, todo esto como punto de partida para la obtención de conocimientos teóricos imprescindibles para el entendimiento de la problemática.

A su vez, se realizaron **resúmenes analíticos** de todos los fundamentos teóricos que intervienen en el análisis sismorresistente, esto con la finalidad de,

posteriormente, mediante la **diagramación de las metodologías** de análisis sísmico a estudiar, aplicar de forma correcta un análisis sísmico estático a edificaciones regulares de concreto armado según lo establecido por las normas sísmicas de Venezuela y otros países de la región suramericana.

Además, se aplicó un **juicio crítico de valores** desde dos enfoques diferentes, el **enfoque cuantitativo** y el **enfoque cualitativo**. Para el análisis desde el **enfoque cualitativo**, mediante **cuadros comparativos**, se compararon cada uno de los códigos sísmicos seleccionados con el código venezolano, en diversos aspectos teóricos que van desde lineamientos técnicos, filosofías de diseño, zonificación sísmica, clasificación de las edificaciones, y perfiles geotécnicos o formas espectrales, hasta los factores de reducción de respuesta, coeficientes sísmicos y metodologías para el análisis sísmico.

Finalmente, para el análisis desde el **enfoque cuantitativo**, se llevó a cabo la comparación de los resultados numéricos derivados de las metodologías de cálculo aplicadas, esto a través de la aplicación de **tablas de cálculo automatizadas, cuadros y gráficos comparativos** donde se observó el margen de dispersión existente en aspectos como cortantes basales, respuesta espectral de las edificaciones y desplazamientos laterales relativos entre pisos consecutivos (derivadas).

### **3.6 Fases Metodológicas de la Investigación**

**Fase Metodológica I: Comparación de factores y variables que intervienen en la realización de un análisis sísmico estático, según diferentes normativas.**

Se recopiló información de fuentes documentales existentes relacionadas con la temática abordada, para analizar e interpretar los aspectos que intervienen en la aplicación de las metodologías de análisis sísmico estático y así poder diseñar cuadros comparativos que muestren las semejanzas y diferencias observadas entre cada uno de los códigos analizados con respecto a la norma sísmica nacional (COVENIN 1756:2001).

**Fase Metodológica II: Esquematización de procedimientos para la obtención de espectros de diseño sísmico y aplicación de Metodologías de Análisis Estático, según diferentes normativas.**

Se elaboraron diagramas de flujo cuya finalidad es guiar al lector mediante una serie de pasos y consideraciones necesarias para la correcta construcción de espectros de diseño sísmico y posteriormente la aplicación de los Métodos de Análisis Estático propuestos según la Norma COVENIN 1756:2001 y otras Normas Internacionales. En este sentido, los diagramas elaborados son los siguientes:

1. Diagrama de flujo Norma “ ” NCh 433. Of 1996 Mod: 2012 (Chile).
2. Diagrama de flujo “ ” NSR-10 (Colombia).
3. Diagrama de flujo “ ” NEC-SE-DS 2015 (Ecuador)
4. Diagrama de flujo “Norma Técnica - ” NT.E-030 2016 (Perú).
5. Diagrama de flujo Norma “ ” COVENIN 1756:2001 (Venezuela).

**Fase Metodológica III: Comparación de espectros de diseño resultantes para distintos parámetros sísmicos, según diferentes normativas.**

Se construyeron los espectros de diseño sísmico (elásticos e inelásticos) según lo propuesto por cada una de las normas estudiadas para ser comparados con respecto al espectro de diseño sísmico propuesto por la Norma COVENIN 1756:2001. Para realizar esta comparación se realizaron los siguientes pasos:

1. Se organizaron los parámetros sísmicos y formulaciones requeridas para la realización de los espectros de diseño sísmico según cada normativa. Entre dichos parámetros están:

**Tabla 42.** Especificaciones de Parámetros Sísmicos.

PARAMETROS SÍSMICOS UTILIZADOS					
Parámetro	Chile	Colombia	Ecuador	Perú	Venezuela
Aceleración del suelo	$A_o = 0,30$	$A_a = 0,35$ $A_v = 0,30$	$Z = 0,35$	$Z = 0,35$	$A_o = 0,35$
Factor de Importancia	$I = 1,00$			$U = 1,00$	$= 1,00$
Material Constructivo	Concreto Armado				
Configuración estructural	Pórticos especiales resistentes a momentos				Nivel de diseño 3
Factor de reducción de respuesta	$R = 7$	$R = 5$	$R = 6$	$R = 8$	$R = 6$

**Fuente:** Arcay M. y Suárez V. (2018)

A su vez, las condiciones geotécnicas seleccionadas fueron las siguientes:

**Tabla43.** Especificaciones de los perfiles geotécnicos.

PERFILES GEOTÉCNICOS UTILIZADOS	
Chile	Suelos blandos: E Suelos densos: C Suelos rocosos: B
Colombia	Suelos blandos: E Suelos densos: D Suelos rocosos: C
Ecuador	Suelos blandos: E Suelos densos: D Suelos rocosos: C
Perú	Suelos blandos: S3 Suelos densos: S2 Suelos rocosos: S1
Venezuela	Suelos blandos: S3      0,80 Suelos densos: S2      0,90 Suelos rocosos: S1      1,00

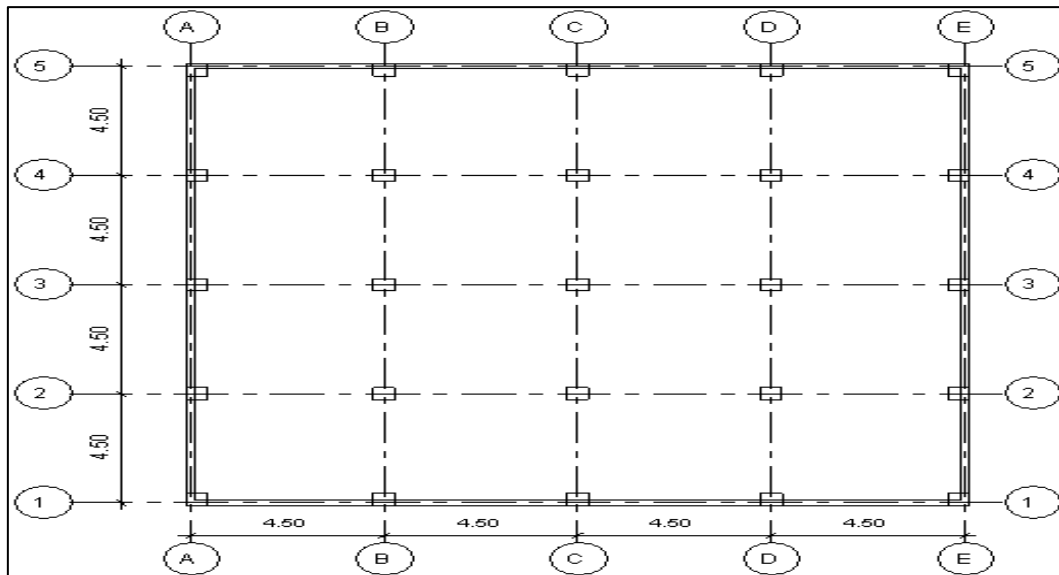
**Fuente:** Arcay M. y Suárez V. (2018)

2. Se programó una hoja de cálculo, donde se incluyen cada uno de los parámetros y formulaciones según cada normativa.
3. Se llevo a cabo la construcción y posterior superposición de las curvas espectrales (elásticas e inelásticas) según cada normativa y caso estudio.
4. Se realizó la observación y descripción de las diferencias existentes entre cada uno de los espectros de diseño sísmico internacionales respecto al espectro de diseño sísmico propuesto por la Norma COVENIN 1756:2001

**Fase Metodológica IV: Aplicación del Método de Análisis Estático en edificaciones de concreto armado, según diferentes normativas.**

En esta etapa se presentaron los procedimientos necesarios para aplicar las Metodologías de Análisis Estático en edificaciones de concreto armado según cada normativa evaluada. En este sentido, para dar cumplimiento a esta etapa de la investigación, se listan los siguientes pasos:

1. Se seleccionó una planta tipo a analizar en cada edificio (**Ver Figura 16**).



**Figura 16.** Definición de planta tipo de la edificación.

**Fuente:** Arcay M. y Suárez V. (2018)

2. Se definieron materiales y cargas gravitacionales, así como también, las edificaciones caso estudio. (**Ver Tablas 44 a 47**)

**Tabla 44.** Especificación de los materiales.

<b>Materiales</b>	
<b>Descripción</b>	<b>Kgf/cm2</b>
Resistencia a compresión del concreto (F'c)	250
Esfuerzo cedente del acero (Fy)	4200

**Fuente:** Arcay M. y Suárez V. (2018)

**Tabla 45.** Cargas gravitacionales de entrepiso.

<b>Cargas Permanentes de Entrepiso</b>			
<b>Material</b>	<b>Espesor (m)</b>	<b>Kg/m3</b>	<b>Kg/m2</b>
<b>Losa Nervada en 1 Dirección</b>	0,25		315
<b>Friso Interior (Cal-cemento)</b>	0,025	1900	47,5
<b>Revestimiento Cerámica piso</b>	-	-	80
<b>Tabiquería</b>	-	-	150
<b>Cargas Variables de Entrepiso</b>			
<b>C.V. Viviendas</b>	-	-	175

**Fuente:** Arcay M. y Suárez V. (2018)

**Tabla 46.** Cargas gravitacionales de techo.

<b>Cargas Permanentes de Techo</b>			
<b>Material</b>	<b>Espesor (m)</b>	<b>Kg/m3</b>	<b>Kg/m2</b>
<b>Losa Nervada en 1 Dirección</b>	0,25		315
<b>Friso interior</b>	0,025	1900	47,5
<b>Mortero Cemento para drenaje</b>	0,05	2150	107,5
<b>Manto Asfáltico e=4mm</b>	-	-	5
<b>Cargas Variables de Techo</b>			
<b>C.V. Techo</b>	-	-	100

**Fuente:** Arcay M. y Suárez V. (2018)

**Tabla 47.** Edificaciones Caso Estudio

<b>Edificaciones Caso Estudio</b>		
<b>Edificio</b>	<b>Altura (m)</b>	<b>#Niveles</b>
<b>1</b>	6	2
<b>2</b>	9	3
<b>3</b>	15	5
<b>4</b>	21	7
<b>5</b>	30	10

**Fuente:** Arcay M. y Suárez V. (2018)

3. Se realizó el cómputo de cargas y solicitaciones de las edificaciones en estudio, así como también el predimensionado de los elementos estructurales, lo cual se llevó a cabo con el siguiente procedimiento:

4.1 Inicialmente, se determinaron espesores mínimos de losas, obteniéndose las siguientes características definitivas:

**Tabla 48.** Características de la losa nervada

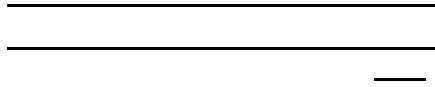
<b>Losa Nervada</b>	
<b>Descripción</b>	<b>Cm</b>
Espesor de losa	25
Separación entre nervios	50
Ancho de loseta	5
Ancho del nervio	10

**Fuente:** Arcay M. y Suárez V. (2018)

4.2 Luego, se procedió a la mayoración de cargas gravitacionales y cálculo de la carga distribuida sobre la viga, mediante las siguientes expresiones:

4.3 Con las cargas a aplicar sobre las vigas, se calculó el momento último:

**4.4** Asumiendo las dimensiones de la base, se calculó la altura efectiva:



**Donde:**

$$0,18 \text{ (Cuantía Mecánica)} \quad 0,0107 \text{ (Cuantía Geométrica)}$$
$$= 0,90$$

**4.5** Con el valor de “d”, se calculó la altura de la viga, siendo esta la suma de la altura efectiva más el recubrimiento [d + rec (5cm)].

**4.6** Finalmente, realizo el predimensionado de columnas, obteniendo inicialmente la carga axial de diseño, con la siguiente expresión:

**Donde:**

$$Q_{col} = 100\text{kgf/m}^2 \text{ y } Q_{vigas} = 150\text{kg/m}^2$$

**4.8** Teniendo el valor de la carga axial, se procedió al cálculo del área mínima de la columna, de acuerdo a la siguiente fórmula:



**Donde:**

= Factor de flexión. El cual presenta los siguientes valores:

Para columnas centrales: 0,30

Para columnas esquineras: 0,20

Para columnas laterales: 0,25

**4.9** Con el predimensionado de cada elemento estructural, se realizaron los chequeos necesarios, resultando las siguientes dimensiones finales:

**Tabla 49.** Dimensiones de vigas y columnas para cada caso estudio

<b>Edificio 2 Niveles</b>		
<b>Distribución de vigas por nivel</b>		
<b>Vigas Tipo</b>	<b>Dimensiones</b>	
	<b>B (cm)</b>	<b>H (cm)</b>
Viga de Carga Entrepiso	30	35
Vigas de Amarre Entrepiso	30	30
Vigas de Carga Techo	30	35
Vigas de Amarre Techo	30	30
<b>Distribución de columnas por niveles</b>		
<b>Nivel</b>	<b>Dimensiones</b>	
	<b>B (cm)</b>	<b>H (cm)</b>
Nivel 1 – Techo	35	35
<b>Edificio 3 Niveles</b>		
<b>Distribución de vigas por nivel</b>		
<b>Vigas Tipo</b>	<b>Dimensiones</b>	
	<b>B (cm)</b>	<b>H (cm)</b>
Vigas de Carga Entrepiso	30	35
Vigas de Amarre Entrepiso	30	30
Vigas de Carga Techo	30	35
Vigas de Amarre Techo	30	30
<b>Distribución de columnas por niveles</b>		
<b>Nivel</b>	<b>Dimensiones</b>	
	<b>B (cm)</b>	<b>H (cm)</b>
Nivel 1 – Techo	35	35
<b>Edificio 5 Niveles</b>		
<b>Distribución de vigas por nivel</b>		
<b>Vigas Tipo</b>	<b>Dimensiones</b>	
	<b>B (cm)</b>	<b>H (cm)</b>
Vigas de Carga Entrepiso	30	40
Vigas de Amarre Entrepiso	30	30
Vigas de Carga Techo	30	35
Vigas de Amarre Techo	30	30
<b>Distribución de columnas por niveles</b>		
<b>Nivel</b>	<b>Dimensiones</b>	
	<b>B (cm)</b>	<b>H (cm)</b>
Nivel 1 - Nivel 3	40	40
Nivel 4 –Techo	35	35

<b>Edificio 7 Niveles</b>		
<b>Distribución de vigas por nivel</b>		
<b>Viga Tipo</b>	<b>Dimensiones</b>	
	<b>B (cm)</b>	<b>H (cm)</b>
Viga de Carga Entrepiso 1-4	30	45
Viga de Amarre Entrepiso 1-4	30	35
Viga de Carga Entrepiso 5-6	30	40
Viga de Amarre Entrepiso 5-6	30	30
Viga de Carga Techo	30	40
Viga de Amarre Techo	30	30
<b>Distribución de columnas por niveles</b>		
<b>Nivel</b>	<b>Dimensiones</b>	
	<b>B (cm)</b>	<b>H (cm)</b>
Nivel 1 – Nivel 3	50	50
Nivel 3 – Nivel 5	45	45
Nivel 5 – Techo	40	40
<b>Edificio 10 Niveles</b>		
<b>Distribución de vigas por nivel</b>		
<b>Viga Tipo</b>	<b>Dimensiones</b>	
	<b>B (cm)</b>	<b>H (cm)</b>
Viga de Carga Entrepiso 1-5	30	50
Viga de Amarre Entrepiso 1-5	30	35
Viga de Carga Entrepiso 6-9	30	45
Viga de Amarre Entrepiso 6-9	30	35
Viga de Carga Techo	30	40
Viga de Amarre Techo	30	30
<b>Distribución de columnas por niveles</b>		
<b>Nivel</b>	<b>Dimensiones</b>	
	<b>B (cm)</b>	<b>H (cm)</b>
Nivel 1 – Nivel 3	55	55
Nivel 4 – Nivel 6	50	50
Nivel 7 – Techo	45	45

**Fuente:** Arcay M. y Suárez V. (2018)

5. Así mismo, con el dimensionado de los elementos estructurales, se determinaron los pesos totales de cada una de las edificaciones, todo de acuerdo a lo establecido por la norma COVENIN 1756:2001, de lo cual se obtuvo los siguientes resultados:

**Tabla 50.** Pesos totales por edificación

<b>Formulación</b>	
(Condición para edificaciones de uso residencial)	
<b>Pesos por Edificación (Tonf)</b>	
<b>2 Niveles</b>	
<b>3 Niveles</b>	
<b>5 Niveles</b>	
<b>7 Niveles</b>	
<b>10 Niveles</b>	

Fuente: Arcay M. y Suarez V. (2018)

6. Luego, se definieron los parámetros sísmicos a utilizar (**Ver Tabla 51**).

**Tabla 51.** Parámetros Sísmicos Constantes

<b>Parámetros Sísmicos Constantes</b>	
<b>Zonificación Sísmica</b>	Intermedia (0,35g y 0,30g)
<b>Condiciones de Suelo</b>	Suelo denso o firme
<b>Sistema Estructural</b>	Pórticos
<b>Importancia de la edificación</b>	Edificio residencial (I=1,00)
<b>Nivel de Regularidad</b>	Edificación Regular
<b>Material Constructivo</b>	Concreto Armado
<b>Capacidad de Disipación de Energía</b>	Especial (Venezuela ND3)

Fuente: Arcay M. y Suárez V. (2018)

4. Se establecieron los casos estudio para las edificaciones a analizar(2, 3, 5, 7 y 10 niveles), los cuales son:

**Caso Estudio 1:** Periodo Estimado.

**Caso Estudio 2:** Periodo según Rayleigh.

5. Se programó una hoja de cálculo (Excel) para la aplicación de las metodologías de análisis estático según cada una de las normativas estudiadas, basándose en los procedimientos planteados por los diagramas de flujo presentados de la fase metodológica #2.
6. Se modelaron las edificaciones caso estudio en el software de análisis y diseño computarizado ETABS V.16.2
7. Se obtuvieron los valores de desplazamiento y derivas según cada caso.

**Fase Metodológica V: Elaboración de tablas y gráficos comparativos sobre el comportamiento sísmico de edificaciones de concreto armado, según diferentes normativas.**

En esta fase, se planteó la comparación del comportamiento sísmico de edificaciones de concreto armado, mediante la elaboración de tablas y gráficos comparativos fundamentados en los resultados obtenidos en la fase metodológica 4.

Todo esto con la finalidad de obtener conocimiento acerca de los aspectos teórico-prácticos que intervienen en la aplicación de las metodologías de análisis utilizadas, pero principalmente de los resultados que de ellas se derivan, como por ejemplo, la dispersión entre cortantes basales, fuerzas sísmicas laterales por nivel o las derivas y distorsiones de entrepiso.

## CAPÍTULO IV

### RESULTADOS

En base a los resultados obtenidos durante el desarrollo de la investigación, y haciendo uso del análisis y la comparación, a continuación se expresa la descripción e interpretación de cada una de las variables que intervinieron durante la investigación.

#### 4.1 Comparación de los factores y variables que intervienen en la realización de un análisis sísmico estático, según diferentes normativas.

En base a la información presentada en el Capítulo II del presente trabajo de grado, se realizó una comparación cualitativa de cada normativa con respecto al código venezolano (COVENIN 1756:2001), en donde se evaluaron todos los aspectos que intervienen en un análisis sísmico estático.

En este sentido, inicialmente se puede observar el Cuadro 1, donde se presentan las nomenclaturas de cada aspecto relacionado con el análisis sísmico estático.

**Cuadro 1.** Comparación de nomenclaturas en parámetros sísmicos

Parámetro Sísmico	Nomenclatura				
	Chile	Colombia	Ecuador	Perú	Venezuela
<b>Aceleración horizontal del suelo</b>	Ao	Aa	Z	Z	Ao
<b>Velocidad pico efectiva del suelo</b>	-	Av	-	-	-
<b>Parámetros según condiciones geotécnicas</b>	S	Fa	Fa	S	
	To	Fv	Fd	Tp	
	T'		Fs	T <sub>L</sub>	T*
	N		R		
	P				
<b>Factor de corrección de aceleración horizontal del suelo</b>	-	-	-	-	
<b>Factor de amplificación debido a la región</b>	-	-		-	-
<b>Peso de la edificación</b>	P	M	W	P	W

<b>Factor de importancia</b>	I	I	I	U	I
<b>Factor de irregularidades en planta</b>	-	P	$\emptyset_P$	$I_P$	-
<b>Factor de irregularidades en altura</b>		E	$\emptyset_E$	$I_a$	
<b>Factor de irregularidades por ausencia de redundancia</b>	-	r	-	-	-
<b>Factor de reducción de respuesta</b>	R (Estático)	$R_o$	R	$R_o$	R
	$R_o$ (Dinámico)	R (Modificado con Irregularidades)		R (Modificado con Irregularidades)	
	$R^*$ (Espectro)				
<b>Aceleración espectral</b>	$S_a$	$S_a$	$S_a$	$S_a$	$A_d$
<b>Factor de corrección de cortantes</b>	-	-	-	-	$\mu$
<b>Altura del edificio</b>	H	hn	hn	hn	hn
<b>Numero de niveles del edificio</b>	N	N	N	N	N
<b>Período fundamental</b>	$T^*$	T	T	T	T
<b>Período estimado</b>	-	$T_a$	$T_a$	T	$T_a$
<b>Coefficiente relativo al edificio (para calculo de <math>T_a</math>)</b>	-	$C_t$	$C_t$	$C_t$	-
<b>Exponente para calculo de <math>T_a</math></b>	-			-	-
<b>Periodo máximo permisible</b>	-	$C_u$	-	-	-
<b>Cortante basal</b>	$Q_o$	$V_s$	V	V	$V_o$
<b>Coefficiente sísmico (para análisis estático)</b>	C (Calculo de corte basal)	-	-	-	C (Verificación de corte basal)
<b>Fuerza lateral por nivel</b>	$F_k$	$F_x$	$F_x$	$F_i$	$F_i$

<b>Factor de ponderación para el peso por nivel</b>	Ak	-	-	-	-
<b>Exponente relacionado al periodo fundamental</b>	-	K	K	K	-
<b>Factor de amplificación sísmica</b>		-	-	C	
<b>Periodos característicos espectro de diseño elástico</b>	-	To(Dinámico)	To(Dinámico)	Tp	T+
		Tc	Tc	TL	T*
		TL			
<b>Periodos característicos espectro de diseño inelástico</b>	-	To(Dinámico)	To(Dinámico)	Tp	To
		Tc	Tc	TL	T*
		TL			
<b>Desplazamientos laterales elásticos</b>	-	i		Di	(TRayleigh)
<b>Desplazamientos laterales inelásticos</b>	-	-	-	-	
<b>Derivas elásticas</b>	-			-	-
<b>Derivas inelásticas</b>	-	-			

Fuente: Arcay M., Suárez V. (2018)

Así mismo, en los Cuadros 2, 3 y 4, se pueden observar comparaciones desde alcances, objetivos de desempeño, y parámetros sísmicos, hasta metodologías de análisis estático y verificaciones de comportamiento en edificaciones.

**Cuadro2.** Alcances Normativos y Filosofías de Diseño Sismorresistente

<b>ALCANCES NORMATIVOS Y OBJETIVOS DE DESEMPEÑO.</b>	
<b>Alcances y Limitaciones Normativas</b>	<p>Todas las normas analizadas se encuentran dirigidas al análisis sísmico de nuevas edificaciones. A su vez, presentan capítulos dedicados al análisis y modificación de estructuras existentes, así como también la evaluación del daño sísmico y rehabilitación de estructuras afectadas. Por otra parte, estas también incluyen secciones referidas al análisis sísmico de sistemas de fundaciones.</p> <p>Además, se puede apreciar que en las normas de Ecuador y Perú no se limita su aplicabilidad a edificaciones únicamente, sino que también pueden ser aplicadas en obras industriales, hidráulicas, marítimas, de comunicación, entre otras. Por su parte, en el caso de Colombia, no solo se limita al análisis sismorresistente, sino que cubre aspectos referentes al cómputo de cargas, diseño arquitectónico, etc.</p> <p>Finalmente, respecto a los materiales constructivos, todas manejan estructuras de concreto armado, acero o mixtas. Sin embargo, Colombia, Ecuador y Perú incluyen estructuras de madera, o mampostería. En el caso, de Chile, se indica que puede ser aplicada a otros materiales siempre que cuenten con normativas de diseño.</p>
<b>Objetivos de Desempeño</b>	<p>En todas las normativas analizadas se puede apreciar que los objetivos de desempeño plantean un nivel daño aceptable en función a una demanda sísmica específica, con lo cual se busca evitar pérdidas humanas, y económicas mediante una respuesta estructural adecuada. Estos objetivos se pueden sintetizar de la siguiente manera:</p> <p style="padding-left: 40px;">Para eventos sísmicos menores o frecuentes, se aceptan daños leves (reparables) en elementos no estructurales.</p> <p style="padding-left: 40px;">Para eventos sísmicos moderados u ocasionales, se aceptan daños despreciables en elementos estructurales y moderados en elementos no estructurales, siempre que estos sean reparables y no comprometan la estabilidad de la estructura.</p> <p style="padding-left: 40px;">Para eventos sísmicos fuertes (de diseño), se aceptan daños considerables en elementos estructurales y no estructurales (reparables), pero que no comprometan la estabilidad o funcionamiento de la edificación.</p> <p style="padding-left: 40px;">Para sismos especialmente severos (superiores al de diseño), se aceptan daños importantes en elementos estructurales y no estructurales, siempre que se evite el colapso de la edificación, aunque la misma no sea reparable económicamente.</p>

**Fuente:** Arcay M. y Suárez V. (2018)

**Cuadro 3.** Aspectos considerados en el análisis sísmico

<b>ASPECTOS CONSIDERADOS EN EL ANÁLISIS SÍSMICO</b>	
<b>Acción Sísmica de Diseño</b>	<p>Las normas analizadas, al igual que la mayoría de los códigos sísmicos a nivel mundial, manejan un sismo de diseño clasificado como severo, el cual presenta un periodo de retorno de 475 años y una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años. Sin embargo, algunas normativas contemplan acciones sísmicas adicionales, tal es el caso de Ecuador, en donde se incluyen verificaciones para Sismos Frecuentes (periodo de retorno de 72 años con probabilidad de excedencia del 50%), Moderados (periodo de retorno de 225 años con probabilidad de excedencia del 20%) y Extremos (periodo de retorno de 2500 años con probabilidad de excedencia del 2%), en edificaciones especiales.</p> <p>Por otra parte, la Norma de Colombia introduce en su articulado un sismo de baja intensidad (periodo de retorno de 31 años con probabilidad de excedencia del 80% en 50 años), denominado “Sismo de Umbral de Daño”, el cual es aplicado obligatoriamente para evaluar el desempeño de edificaciones indispensables.</p>
<b>Zonificación Sísmica</b>	<p style="text-align: center;">Presenta <b>3 zonas sísmicas</b> en las cuales se define el <b>Factor Ao</b>, que representa la aceleración efectiva máxima en suelo rocoso.</p> <p style="text-align: center;">Presenta <b>10 regiones sísmicas</b> en las que se definen los Factores <b>Aa</b> (Aceleración horizontal pico efectiva del terreno) y <b>Av</b> (Velocidad pico efectiva del terreno).</p> <p style="text-align: center;">Presenta <b>6 zonas sísmicas</b>, donde se define el <b>factor de zona Z</b>, que representa la aceleración horizontal máxima en la roca.</p> <p style="text-align: center;">Presenta <b>4 zonas sísmicas</b>, donde a cada una se le asigna el <b>factor Z</b>, el cual representa la <b>aceleración máxima horizontal en suelo rígido</b>.</p> <p style="text-align: center;">Presenta <b>8 zonas sísmicas</b>, en las cuales se maneja el <b>coeficiente Ao</b>, el cual indica la <b>aceleración horizontal en la roca</b>.</p> <p style="text-align: center;"><b>Colombia y Ecuador</b> manejan las mayores aceleraciones de suelo (<b>0,50g</b>), seguidas de <b>Perú</b> con una aceleración máxima de <b>0,45g</b>, y por último <b>Chile y Venezuela</b> con <b>0,40g</b>.</p> <p>Sin embargo, a pesar de las variaciones entre cada país, se observa que la zona comprendida entre Venezuela y Chile, presenta aceleraciones de suelo dentro de un mismo orden de magnitud (desde 0,05g hasta 0,40g o 0,50g), lo cual es representativo para un nivel de amenaza intermedia a elevada, según lo establecido en el mapa de riesgo sísmico global.</p>



	<p><b>Venezuela:</b> (factor de corrección de la aceleración <math>A_0</math>), <math>T^*</math> (periodo característico que define inicio de la rama descendiente del espectro de diseño sísmico), (factor de amplificación por condiciones geotécnicas) y (exponente que define la rama descendiente del espectro).</p> <p>Es importante resaltar que Venezuela es la única norma que propone un factor cuya finalidad es corregir el valor la aceleración de suelo, teniendo en cuenta posibles errores estadísticos cometidos en su obtención o en la categorización del suelo ( ).</p>
<p><b>Clasificación de Ocupación y Coeficientes de Importancia</b></p>	<p>Se observa que las normativas presentan de forma general clasificaciones compuestas por edificaciones esenciales, edificaciones con gran densidad de personas, edificaciones de ocupación normal y edificaciones aisladas o de poca importancia.</p> <p>Por otra parte, se aprecia que a pesar de la variación entre los coeficientes de importancia propuestos según cada normativa, estos manejan un rango entre 1,00 (para edificaciones de uso normal, o aisladas) y 1,50 (para edificaciones indispensables o de gran importancia). Sin embargo, para el caso de Chile, esta es la única normativa que contempla para edificaciones de poca importancia, una reducción de la acción sísmica de diseño mediante el factor de importancia, el cual en este caso es igual a 0,60.</p> <p>Es importante resaltarque la norma peruana es la única que obliga a la implementación de sistemas de aislamiento sísmico para edificaciones indispensables ubicadas en zonas sísmicas de alta o media peligrosidad.</p>
<p><b>Tipologías Estructurales</b></p>	<p>Presenta <b>tres tipologías estructurales</b> (pórticos, muros y/o sistemas arriostrados, y sistemas mixtos), las cuales se subdividen según el material estructural o capacidad de disipación de energía.</p> <p>Establece <b>cuatro tipologías estructurales</b> (sistemas de muros de carga, sistemas combinados, sistemas de pórticos y sistemas duales), las cuales se subdividen según el material constructivo y la capacidad de disipación de energía. Esta norma presenta limitaciones en cuanto a la selección de la tipología estructural de acuerdo a la altura y zona sísmica.</p> <p><b>Sé subdividen en dos grandes grupos</b> (sistemas dúctiles y sistemas de ductilidad limitada). Respectivamente, el primer grupo está compuesto por sistemas estructurales duales, pórticos especiales resistentes a momento y muros estructurales; mientras que el segundo grupo, está integrado por pórticos resistentes a momento y muros estructurales portantes.</p>

	<p>Se presentan <b>tres tipos de estructuración</b> en función al material estructural, entre estas se encuentran las estructuras en concreto armado (pórticos, muros estructurales y de ductilidad limitada, y sistemas duales), estructuras de acero (pórticos especiales, intermedios y ordinarios resistentes a momentos, y pórticos arriostrados), y finalmente, se tienen estructuras de madera y albañilería.</p>
	<p>Se establecen <b>cuatro tipos de sistemas estructurales (I, II, III y IV)</b> que van desde estructuras aperticadas, y estructuras arriostradas o de muros estructurales, hasta estructuras mixtas y edificaciones con losas sin vigas.</p>
<p><b>Capacidad de Disipación de Energía del Sistema Estructural</b></p>	<p>A diferencia de las demás normativas (que incluyen la capacidad de disipación de energía dentro de las tipologías estructurales), Venezuela establece una clasificación adicional en la cual se hace referencia al denominado <b>nivel de diseño “ND”</b>, y cuya finalidad es definir la capacidad de absorción y disipación de energía que presentara el sistema resistente a sismos.</p>
<p><b>Factores de Reducción de Respuesta (R)</b></p>	<p>Según el tipo de sistema estructural y material constructivo, así como también al tipo de análisis sísmico, la norma define los <b>factores R y Ro</b> (solo utilizado en los análisis sísmicos dinámicos). <b>No se contemplan factores de modificación para R o Ro, por irregularidades estructurales</b>, sin embargo, se indica que estos pueden ser modificados a criterio del proyectista.</p> <p>Por otra parte, esta norma también propone el cálculo del factor de reducción <math>R^*</math>, el cual únicamente es utilizado en la construcción del espectro de diseño sísmico (este depende directamente del factor Ro).</p> <p>Establece un <b>factor Ro</b>, el cual varía según la tipología estructural y el material constructivo. A su vez, se presenta el <b>factor</b> (sobrerresistencia), este es utilizado en los análisis dinámicos, así como también para el diseño de elementos frágiles.</p> <p>En caso de <b>existencia de irregularidades estructurales</b> (en planta, elevación y por ausencia de redundancia), <b>se considera la modificación Ro</b>, mediante los <b>factores de irregularidad p, a y r</b>.</p> <p>Se establece el valor de <b>R</b> en función del grupo estructural que se aplique a la edificación. Esta norma contempla la <b>modificación del factor R cuando exista la presencia de irregularidades</b> en planta o elevación, mediante los <b>factores p y a</b>.</p>

	<p>Se presenta el <b>factor Ro</b>, el cual es determinado en base a la tipología estructural. Cuando se presentan <b>irregularidades</b> en planta o elevación, la norma <b>modifica</b> el valor de <b>Ro</b>, mediante los <b>factores de irregularidad Ip e Ia</b>.</p>
<p><b>Irregularidades Estructurales</b></p>	<p>El factor <b>R</b> es definido de acuerdo al nivel de diseño, el tipo de sistema estructural y el material constructivo. <b>En caso de irregularidades estructurales</b> en planta o elevación, la norma considera la <b>modificación del valor de R</b>, mediante factores de irregularidad que varían según el caso.</p> <p>De manera general, las normas analizadas presentan tipificación de irregularidades en altura y elevación. Sin embargo, la norma de Colombia, incluye un caso adicional, el cual se refiere a las irregularidades por ausencia de redundancia estructural.</p> <p>Cabe destacar que, el código de Chile no presenta una tipificación de irregularidades estructurales, no obstante, esta norma indica que si existen plantas irregulares (en H, L, T, o en U) se deben proyectar como una sola estructura que sea capaz de tener un buen comportamiento.</p>
<p><b>Espectro de Diseño de Aceleraciones</b></p>	<p>El espectro de diseño se obtiene al dividir las ordenadas del espectro elástico definidas por la expresión de Sa (aceleración espectral), con el factor de modificación de respuesta R*, el cual depende del período fundamental T* y del factor Ro. La forma del espectro presenta una curva continua sin zonas o ramas apreciables.</p> <p>Presenta un espectro de diseño elástico que consta de tres zonas (para el caso de un análisis estático), una zona de aceleraciones constantes donde se obtienen los máximos valores de aceleración espectral y dos ramas curvas decrecientes. En el caso de análisis dinámicos el espectro es modificado por uno de cuatro zonas, agregando una rama recta creciente comprendida entre 0s y el periodo característico To. Los espectros de diseño vienen definidos por la expresión de Sa.</p> <p>Al igual que el reglamento colombiano, el comportamiento de los espectros de diseño depende del tipo de análisis sísmico, en este sentido, el espectro para los análisis estáticos, presenta dos zonas, una de aceleraciones constantes donde se obtienen los máximos valores de aceleración espectral y una zona curva decreciente; mientras que para los análisis dinámicos el espectro es modificado por uno de tres zonas, en el cual se incluye al inicio una rama recta creciente, comprendida entre 0s y el periodo característico To. Los espectros de diseño vienen definidos por la expresión de Sa.</p>

	<p>Es importante destacar que en la expresión de <math>S_a</math>, se presenta el factor de amplificación debido a la región “ ” (<math>F_a/Z</math>), el cual puede generar múltiples espectros de diseño asociados a un mismo factor de zona <math>Z</math>, solo con variar la ubicación de la edificación analizada. Por otra parte, se observa que a diferencia de las demás normativas, esta norma no toma en cuenta el factor de importancia <math>I</math>, para el cálculo de <math>S_a</math>, ya que este es incluido directamente en el cálculo de la fuerza cortante basal.</p>
	<p>Esta normativa presenta un espectro inelástico de aceleraciones que consta de tres zonas cuyo comportamiento depende únicamente factor de amplificación sísmica <math>C</math>. Este valor varía en función a los periodos característicos <math>T_p</math> y <math>T_L</math> y su relación respecto al periodo fundamental de la edificación (<math>T</math>).</p> <p>La forma de este espectro inicia con una rama de aceleraciones constantes comprendida entre <math>0s</math> y el periodo <math>T_p</math>. Posterior a esta, se presentan dos ramas curvas decrecientes cuyo punto de cambio entre una y otra está definido por el periodo <math>T_L</math>. En lo referente a la aceleración espectral (<math>S_a</math>), la norma maneja una expresión única, utilizada en los análisis dinámicos.</p>
	<p>El código venezolano establece dos espectros de diseño sísmico (elástico e inelástico), ambos con variaciones notables en su forma. Primeramente, el espectro de diseño elástico presenta tres zonas, definidas por la expresión de <math>A_d</math> (que varía en función al periodo fundamental). Este espectro presenta una zona inicial (desde <math>0s</math> a <math>T_0</math>) descrita por una recta creciente, posterior a esta se encuentra (desde <math>T_0</math> a <math>T^*</math>) la zona de meseta o aceleraciones constantes, en la cual se obtienen los mayores valores de <math>A_d</math>, y finalmente una zona para periodos mayores a <math>T^*</math> descrita por una curva decreciente.</p> <p>Finalmente, se tiene el espectro de diseño inelástico, este surge de la reducción del espectro de diseño elástico mediante el factor <math>R</math>. En este espectro se varía la expresión de <math>A_d</math> en la primera rama, en donde se sustituye el periodo característico <math>T_0</math>, por el periodo <math>T_+</math>, y se incluye el coeficiente “<math>c</math>” (de <math>c</math> se produce una transformación de la primera zona del espectro, a una curva decreciente en la que se obtendrán los mayores valores de <math>A_d</math>, a pesar de este cambio, las zonas siguientes sigue manteniendo su comportamiento.</p>

**Fuente:** Arcay M. y Suárez V. (2018)

**Cuadro 4. Métodos de análisis estático y limitaciones de desempeño**

<b>METODOS DE ANÁLISIS ESTÁTICO Y LIMITES DE DESEMPEÑO</b>	
<b>Método según cada País</b>	Análisis Estático.
	Método de la Fuerza Horizontal Equivalente
	Diseño Basado en Fuerzas (DBF).
	Análisis Estático o de Fuerzas Estáticas Equivalentes
	Método Estático Equivalente (MEE).
<b>Limitaciones de Aplicación</b>	<p>Se puede aplicar en aquellas estructuras de categorías <b>I</b> y <b>II</b>, ubicadas en zona sísmica 1 (nivel de peligrosidad baja), con altura de no más de 5 pisos o 20m. En las estructuras de 6 a 15 pisos puede ser aplicado siempre que el resultado del cortante basal estático, no difiera en más de 10% del cortante basal dinámico.</p>
	<p>Este método puede ser aplicado para los siguientes casos:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Edificaciones regulares o irregulares, ubicadas en zonas de amenaza sísmica baja.</li> <li>edificaciones pertenecientes al grupo de uso I, y ubicadas en zonas de amenaza sísmica intermedia.</li> <li>Edificaciones regulares, de 20 niveles o 60m de altura, ubicadas en cualquier zona de amenaza sísmica. Se exceptúan lugares donde con perfiles de suelo tipo D, E o F.</li> <li>Estructuras irregulares de no más de 6 niveles o 18m de altura.</li> <li>Estructuras flexibles apoyadas en estructuras más rígidas.</li> </ul>
	<p>Se podrá emplear los procedimientos de análisis estático para todas aquellas estructuras que sean regulares tanto en planta como en elevación. Aun así, para diseñar cualquier edificación, es necesario evaluar mediante el método de análisis estático como requisito mínimo.</p>
	<p>Se aplica este método para estructuras regulares e irregulares que estén ubicadas en la zona sísmica 1, estructuras clasificadas como regulares de no más de 30m de altura, y estructuras de muros portantes de concreto armado o albañilería armada de no más de 15m de altura.</p>
	<p>Este método es aplicable solo para edificaciones regulares que no excedan de 10 pisos o 30 metros de altura.</p>

<p style="text-align: center;"><b>Fuerza Cortante Basal</b></p>	<p>Se pudo observar que algunas normativas simplifican las expresiones para el cálculo del cortante basal, mediante la inclusión de la aceleración espectral, lo cual es apreciable en las normas de Colombia, Ecuador y Venezuela. Así mismo, para el caso de Perú, dicha expresión no se encuentra simplificada, esto a pesar de que esta considera los parámetros necesarios para obtener el valor de <math>S_a</math>.</p> <p>En el caso de Chile, se tiene que el método de análisis estático no contempla la construcción de un espectro de diseño sísmico para la determinación de <math>Q_0</math>, es decir, no es dependiente de la aceleración espectral <math>S_a</math>. Sin embargo, como sustitución al valor de <math>S_a</math>, esta norma incluye al coeficiente sísmico <math>C</math>, el cual es determinado mediante una expresión empírica dependiente de la zonificación sísmica, el periodo fundamental, la condición geotécnica, y el tipo de estructura.</p> <p>Es importante mencionar que Colombia no considera el factor de reducción de respuesta <math>R</math> en el método estático, por lo que es posible inferir que los resultados derivados de este método se encuentran dentro de límites elásticos. No obstante, esta norma no presenta limitaciones sobre la utilización del factor <math>R</math>, en el análisis estático, por lo cual esto queda a criterio del proyectista.</p> <p>Finalmente, a diferencia de las demás normas, Venezuela incluye el factor de modificación de cortantes <math>C_v</math>, cuya función es corregir el valor del cortante basal tomando en cuenta características de la edificación como el número de niveles o el periodo fundamental.</p>
<p style="text-align: center;"><b>Período Fundamental de Vibración</b></p>	<p>Se observo que en las normas de <b>Colombia, Ecuador, Perú y Venezuela</b>, se propone el cálculo de un <b>periodo estimado <math>T_a</math></b>, el cual es determinado en función a la altura de la edificación, material constructivo o tipología estructural. Sin embargo, estas también establecen formulaciones más refinadas, como lo es el <b>periodo de Rayleigh</b>, donde se consideran entre otras cosas, la desplazabilidad lateral de la edificación.</p> <p>Es importante destacar que cada normativa establece limitaciones en cuanto al periodo de Rayleigh, el cual, en el caso de Colombia, Ecuador y Venezuela, no debe ser mayor a <math>T_a</math> en más de un 10%, 30% y 40% respectivamente. En el caso de Perú, no se establece una relación máxima entre periodos.</p> <p>Finalmente, para <b>la norma de Chile, no se establecen métodos para la obtención del periodo fundamental</b>. Sin embargo, esta indica que puede obtenerse el periodo con cualquier método, siempre que sea fundamentado. <b>Para métodos estáticos</b>, es común obtener el periodo fundamental, mediante la fórmula de <b>periodo para un péndulo simple</b>.</p>

<p><b>Desplazamientos laterales</b></p>	<p>Se puede observar que las normas de Chile y Colombia presentan limitaciones respecto a derivas elásticas, mientras que las normas de Ecuador, Perú y Venezuela manejan límites referentes a distorsiones de</p> <p>Por lo tanto, para poder comparar el valor límite de distorsión de Venezuela respecto a Chile y Colombia, se debe dividir dicho límite entre <math>0,80R</math>, mientras que a los límites dados por Chile y Colombia, se les debe dividir entre la altura de entrepiso (<math>h</math>). Quedando las distorsiones de entrepiso elásticas de la siguiente manera:</p> <p><b>Colombia:</b> <math>0,010h / h</math>  <b>Chile:</b> <math>0,002h / h</math>  <b>Venezuela:</b> Para el caso de estudio de este trabajo de grado, se utilizará para Venezuela, <math>R = 6</math>, por lo tanto, se tiene:</p> <p style="text-align: center;"><math>0,016 / (0,80 * 6)</math>  <math>0,020 / (0,80 * 6)</math>  <math>0,024 / (0,80 * 6)</math></p> <p>En el caso de las normas de Perú y Ecuador se maneja el siguiente límite de distorsión de entrepiso elástica:</p> <p><b>Ecuador:</b> Para el caso de estudio de este trabajo de grado, se utilizará para Ecuador, <math>R = 6</math>, por lo tanto, se tiene:</p> <p style="text-align: center;"><math>0,020 / (0,75 * 6)</math></p> <p><b>Perú:</b> Para el caso de estudio de este trabajo de grado, se utilizará para Perú, <math>R = 8</math>, por lo tanto se tiene:</p> <p style="text-align: center;"><math>0,007 / (0,75 * 8)</math></p> <p>De acuerdo a los anteriores resultados, es posible decir que la norma de Perú presenta las limitaciones más rigurosas, seguida de las normas de Chile, Venezuela, Ecuador y por último Colombia.</p>
<p><b>Control de Cortantes Basales</b></p>	<p>En el caso de la norma de Venezuela, se debe verificar el cortante mediante el coeficiente sísmico (<math>C</math>), cuyo valor proviene de la relación entre la fuerza cortante <math>V_o</math> y el peso sísmico <math>W</math> (<math>V_o/W</math>). Este valor no</p> <p>Por su parte, Perú establece una relación mínima entre el coeficiente sísmico <math>C</math> y el factor de reducción de respuesta <math>R</math> (<math>C/R</math>), la cual no debe</p>

	<p>ser menor que 0,125. Esta relación se contempla en el cálculo de la aceleración espectral <math>S_a</math>.</p> <p>Finalmente, la norma de Chile presenta limitaciones respecto al coeficiente sísmico <math>C</math>, el cual no puede ser menor a <math>(A_0 \cdot S)/6g</math>, y no debe ser mayor a lo indicado en la Tabla 6.4 de dicha norma. Este rango límite, varía según el factor de reducción de respuesta <math>R</math>.</p> <p>Cabe destacar, que la normativa de Chile también establece un valor mínimo para la fuerza cortante basal <math>Q_0</math>, el cual se obtiene mediante la expresión <math>(I.S.A_0.P)/6g</math>.</p>
<p><b>Componente Vertical de la Acción Sísmica</b></p>	<p>Todas las normativas analizadas establecen que las edificaciones también deben ser analizadas para la componente vertical del sismo. En este sentido, las normas convergen en que la acción sísmica vertical a analizar, se puede cuantificar como 2/3 de la componente horizontal.</p> <p>Por otra parte, es importante destacar, que la norma venezolana considera dentro de las combinaciones de cargas para el diseño una sola componente de sismo (<math>S</math>), derivada de la suma de la componente horizontal más una fracción de la componente vertical, tal como se puede observar en la siguiente expresión:</p>
<p><b>Distribución de las Fuerzas Verticales</b></p>	<p>Las fuerzas horizontales, son fuerzas de inercia aplicadas en cada nivel de la estructura, su valor es definido de la misma forma por todas las normativas analizadas, en función a relaciones de pesos y alturas por nivel relación de pesos por nivel, y el valor del cortante basal.</p> <p>En el caso de <b>Colombia, Ecuador y Perú</b>, las formulaciones incluyen al <b>factor <math>k</math></b>, cuya función es <b>considerar la influencia del periodo de la edificación</b> sobre la distribución de fuerzas sísmicas por nivel.</p> <p>Por su parte, el <b>código chileno</b> considera al <b>factor de ponderación para el peso asociado al nivel (<math>A_k</math>)</b>, cuya finalidad es <b>amplificar o atenuar la fuerza por nivel</b> de acuerdo a la altura de la edificación.</p> <p>Finalmente, en el caso de <b>Venezuela</b>, esta es la única norma que considera una <b>fuerza adicional en el tope de la edificación (<math>F_t</math>)</b>, con la cual se busca considerar la <b>contribución de los modos de vibración superiores al fundamental</b>, compensando así las simplificaciones propias del método de análisis estático.</p>








Fuente: Arcay M. y Suárez V. (2018)

#### 4.2 Esquematización de procedimientos para la obtención de espectros de diseño sísmico y aplicación de las Metodologías de Análisis Estático, según diferentes normativas.

Se logro llevar a cabo la ordenación y esquematización de procedimiento realizando un conjunto de diagramas de flujo, los cuales mediante una serie de pasos y consideraciones, permiten al lector realizar de forma rápida y sencilla, la construcción de espectros de diseño sísmico y posterior aplicación del método de análisis estático, según lo propuesto por cada normativa evaluada.

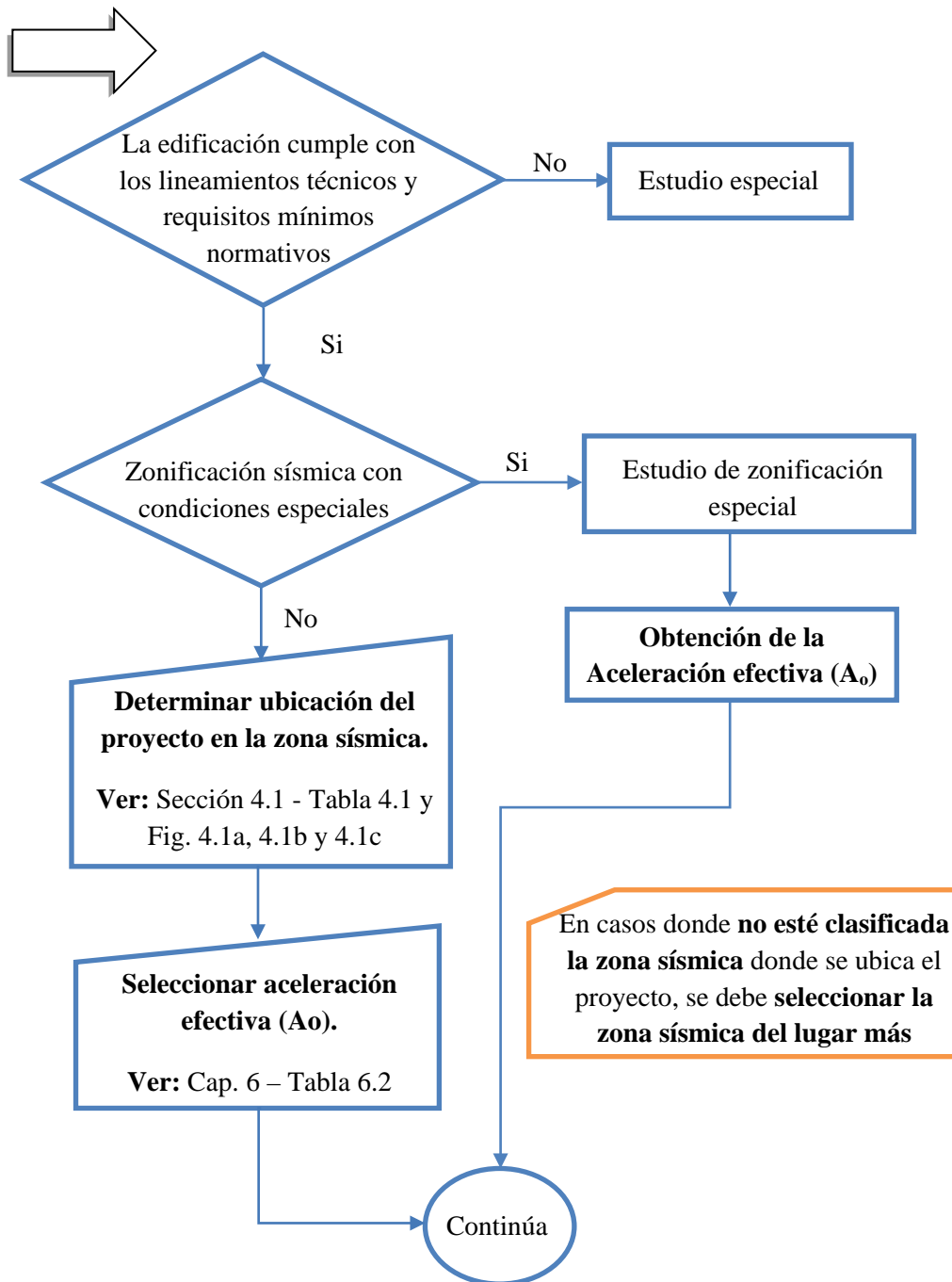
En este sentido, para comprender correctamente la simbología utilizada en los diagramas de flujo, se presenta la siguiente tabla informativa:

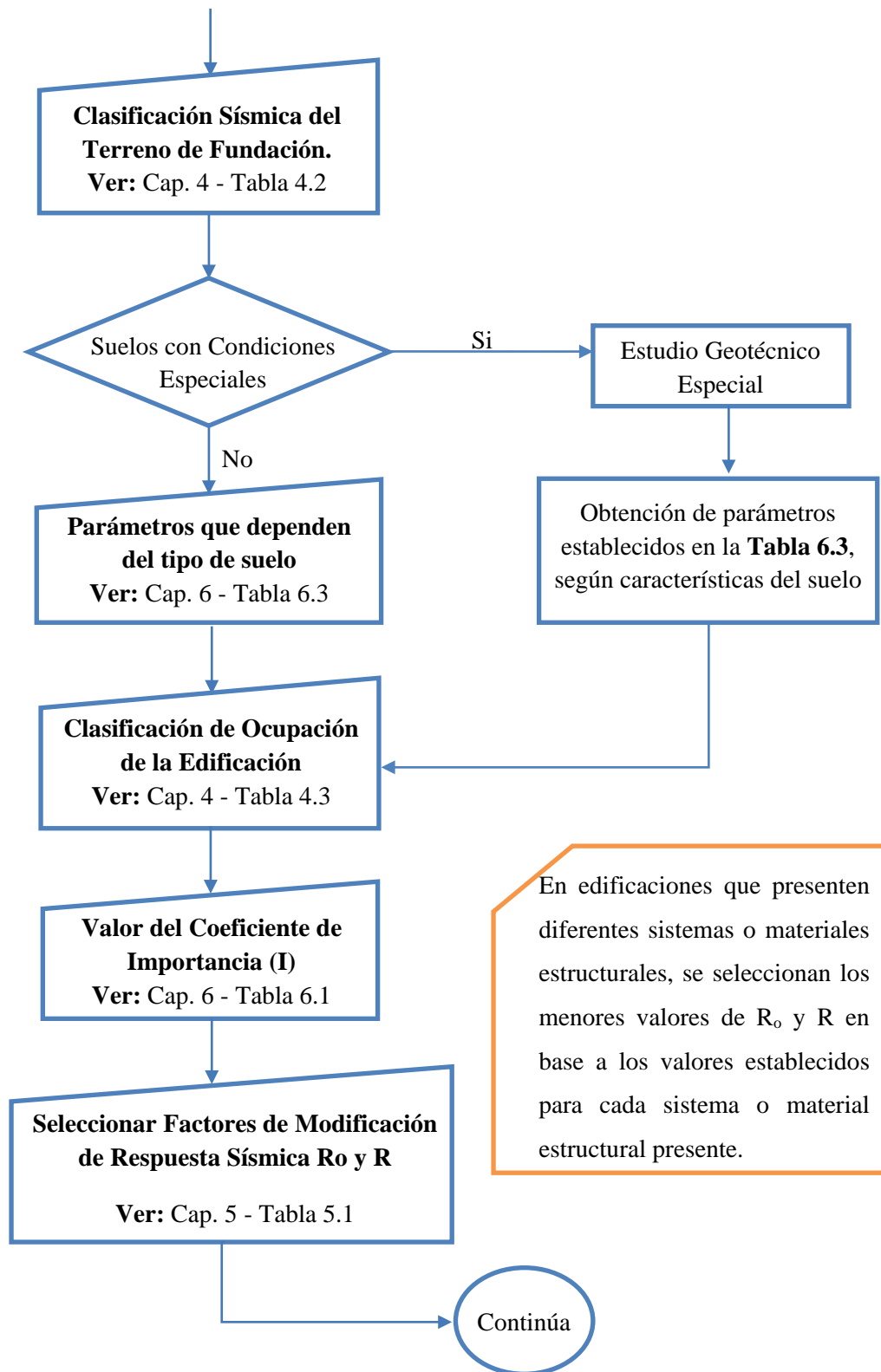
**Tabla 52.** Simbología en los diagramas de flujo

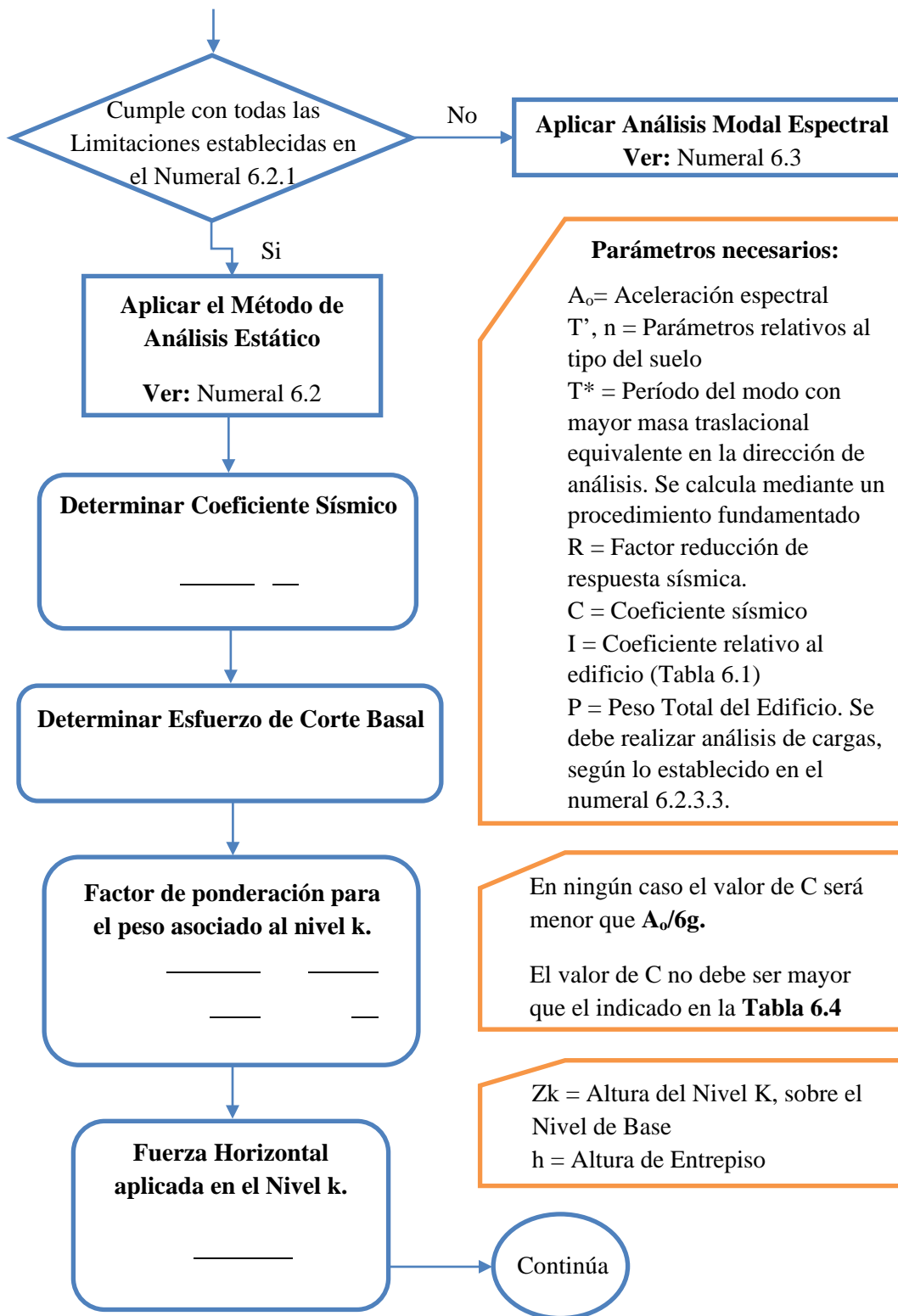
<b>LEYENDA</b>		
<b>Imagen</b>	<b>Nombre</b>	<b>Descripción</b>
	Decisión	Selección entre dos o más alternativas a través de una pregunta
	Proceso de Cálculo	Formulación o proceso de cálculo numérico a aplicar
	Proceso	Define un Proceso o sección obligatoria
	Notas	Información necesaria para el entendimiento de aspectos relevantes del diagrama
	Búsqueda	Proceso de búsqueda o selección de información externa
	Continuidad o finalización	Define el final o la continuación del diagrama
	Conector	Define relación de precedencia

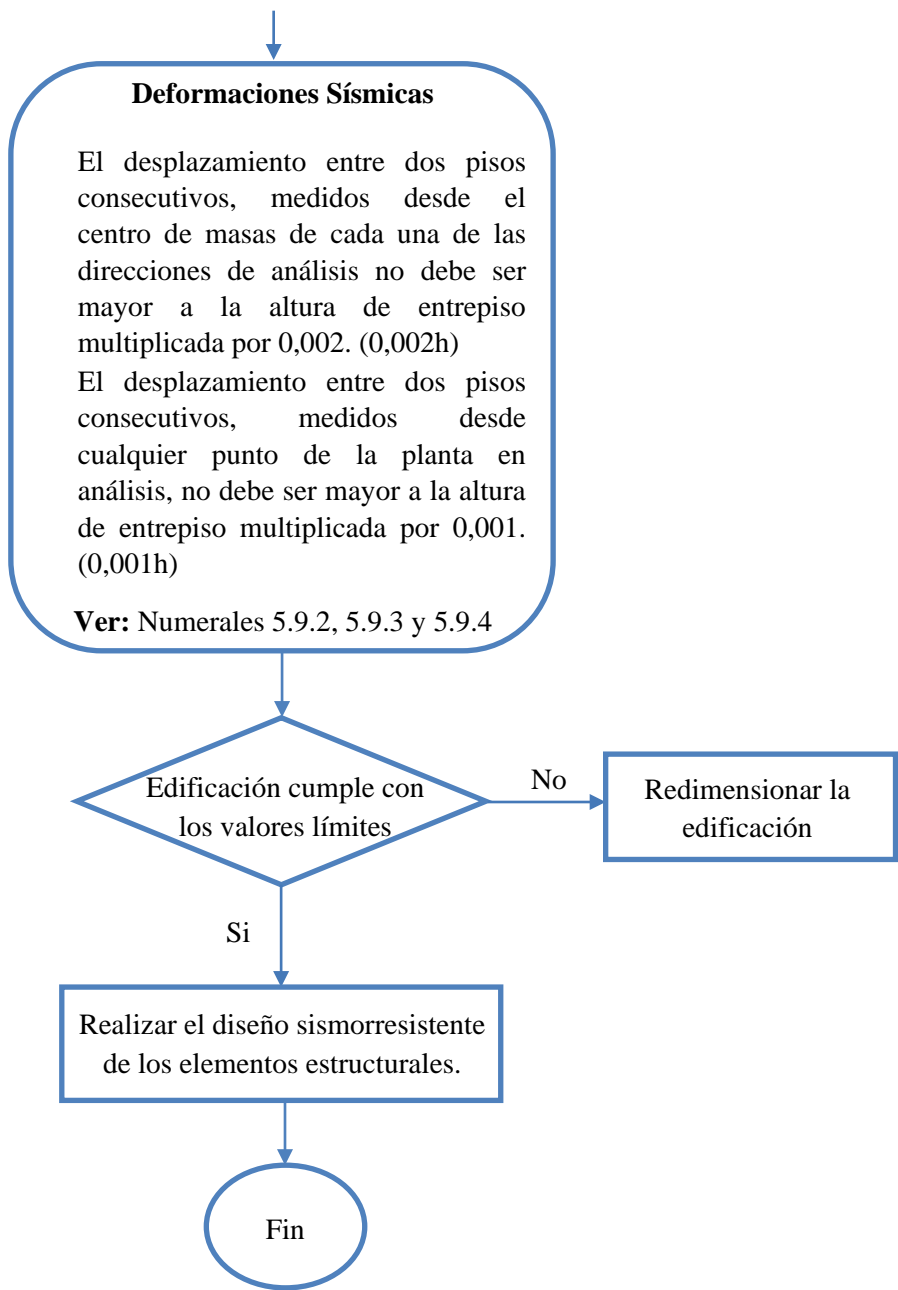
**Fuente:** Arcay M. y Suárez V. (2018)

4.2.1 Diagrama de flujo Norma “Diseño Sísmico de Edificios”  
NCh433.of1996mod2012

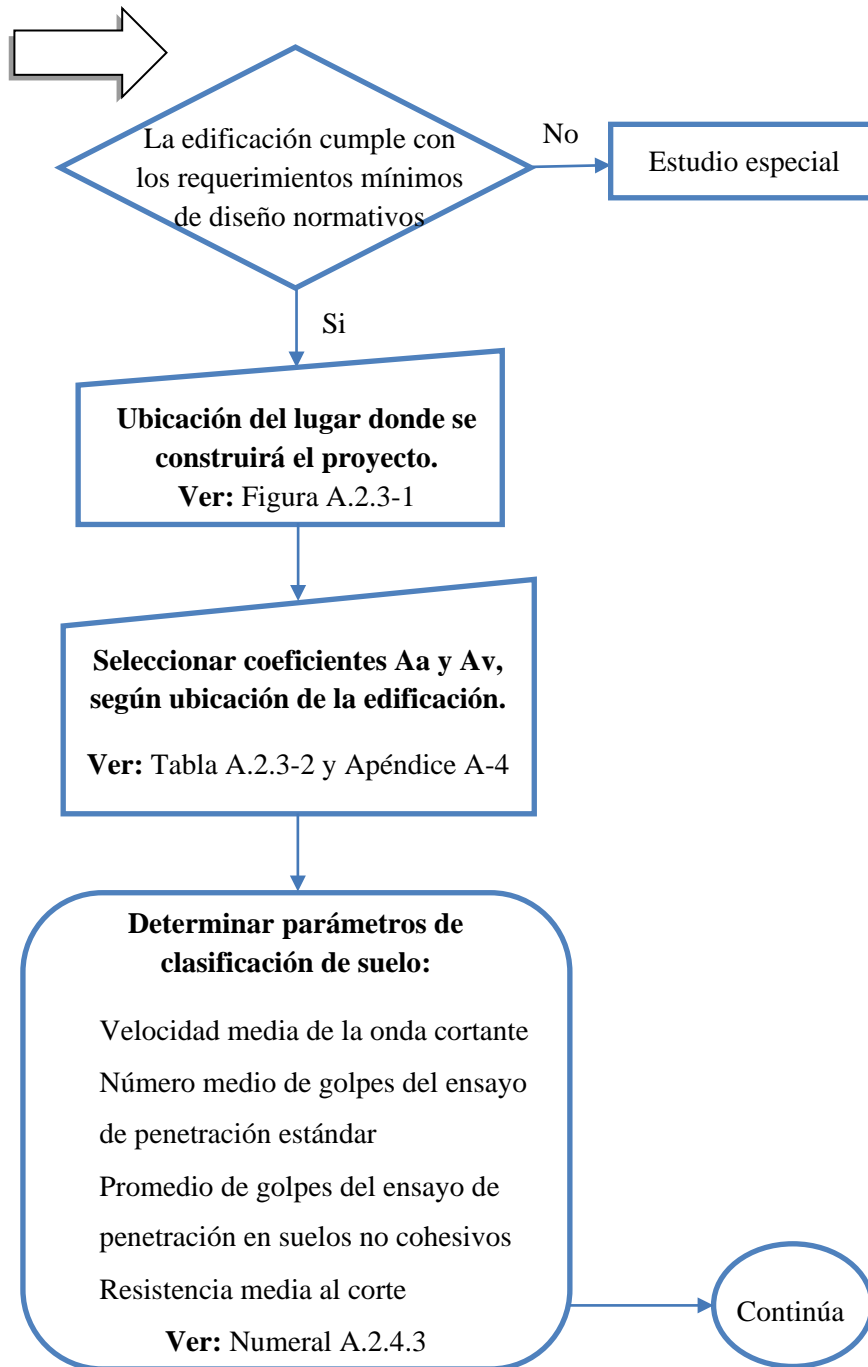


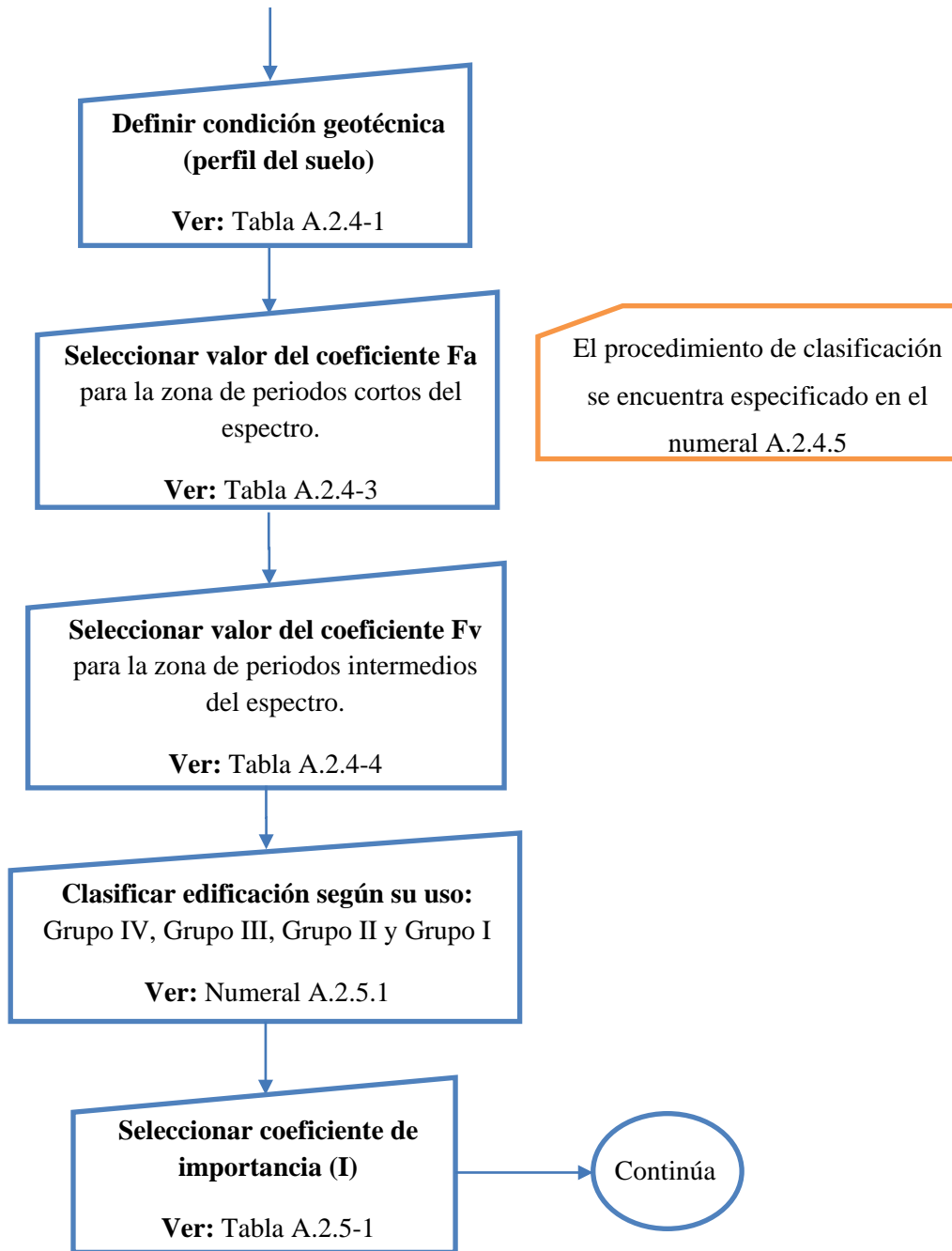


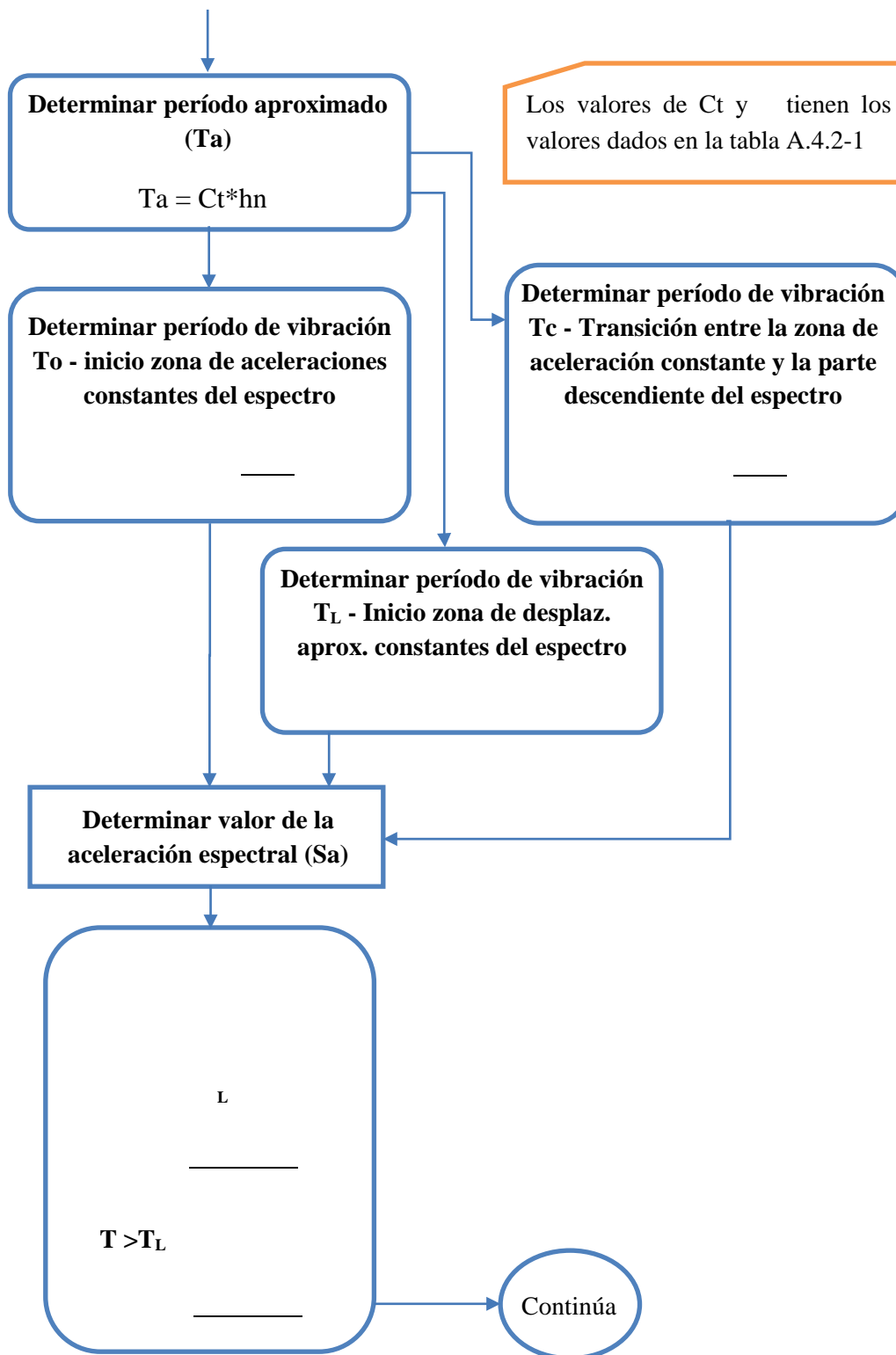


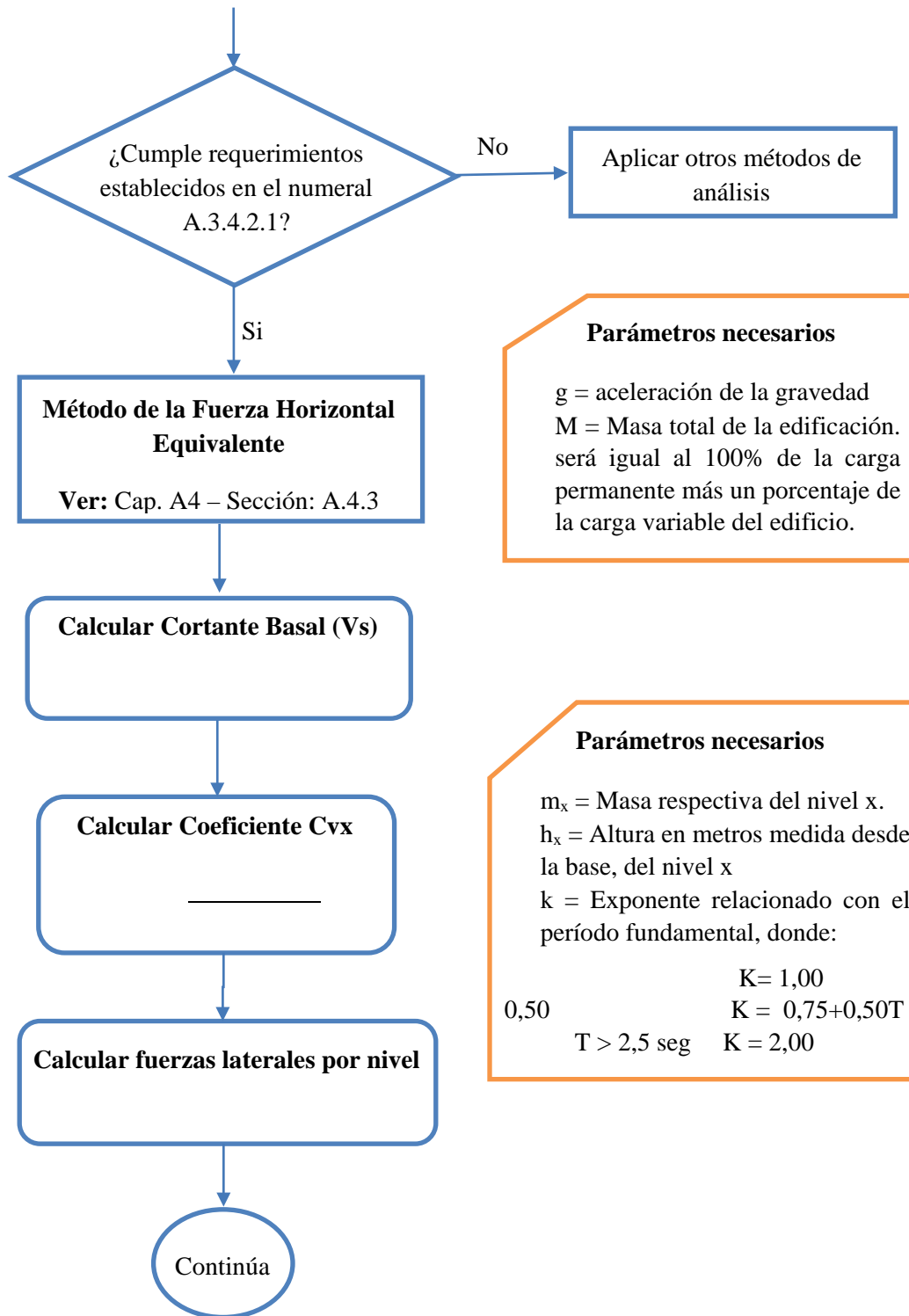


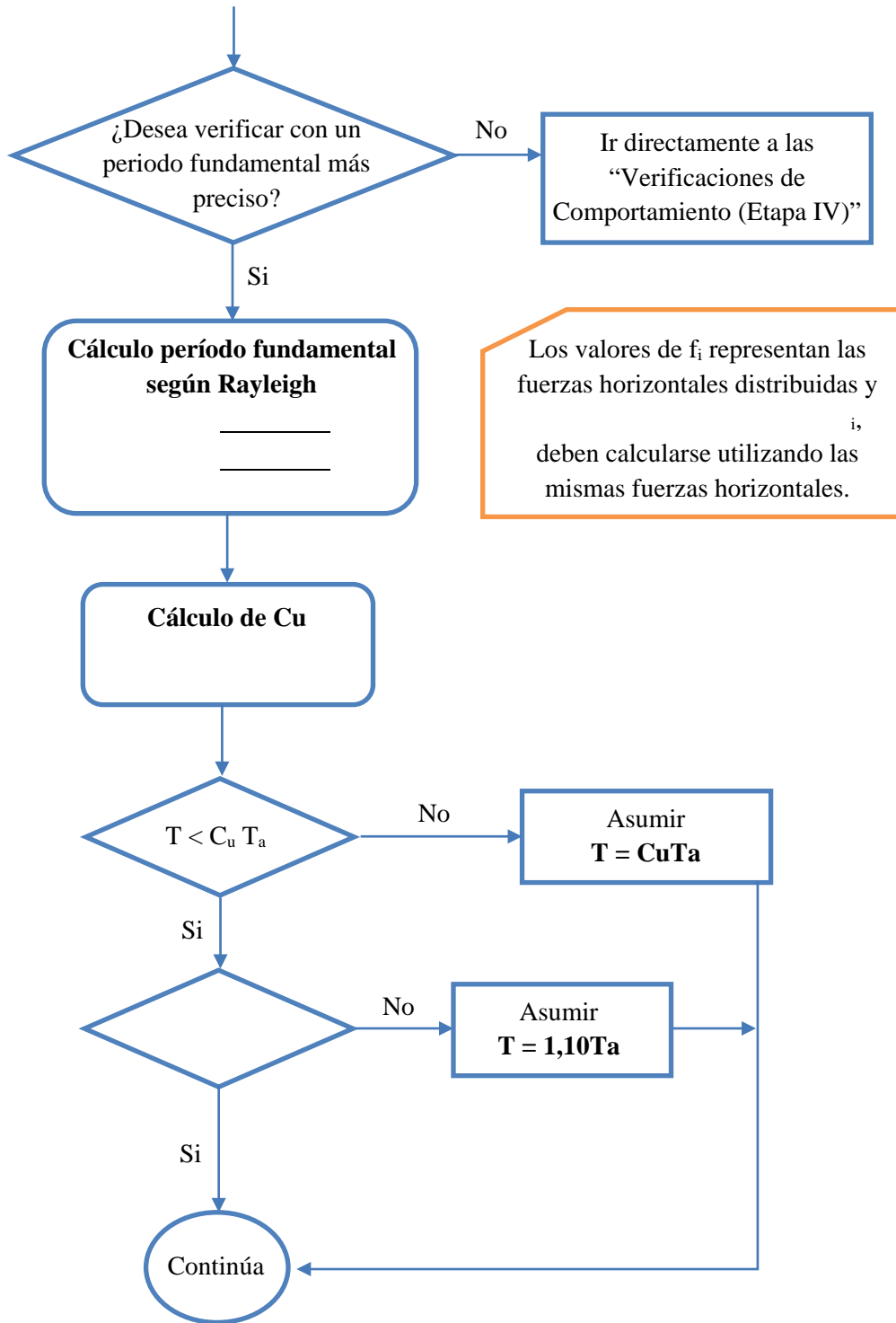
**4.2.2 Diagrama de flujo Norma “Reglamento Colombiano de la Construcción Sismo Resistente” NSR-10.**

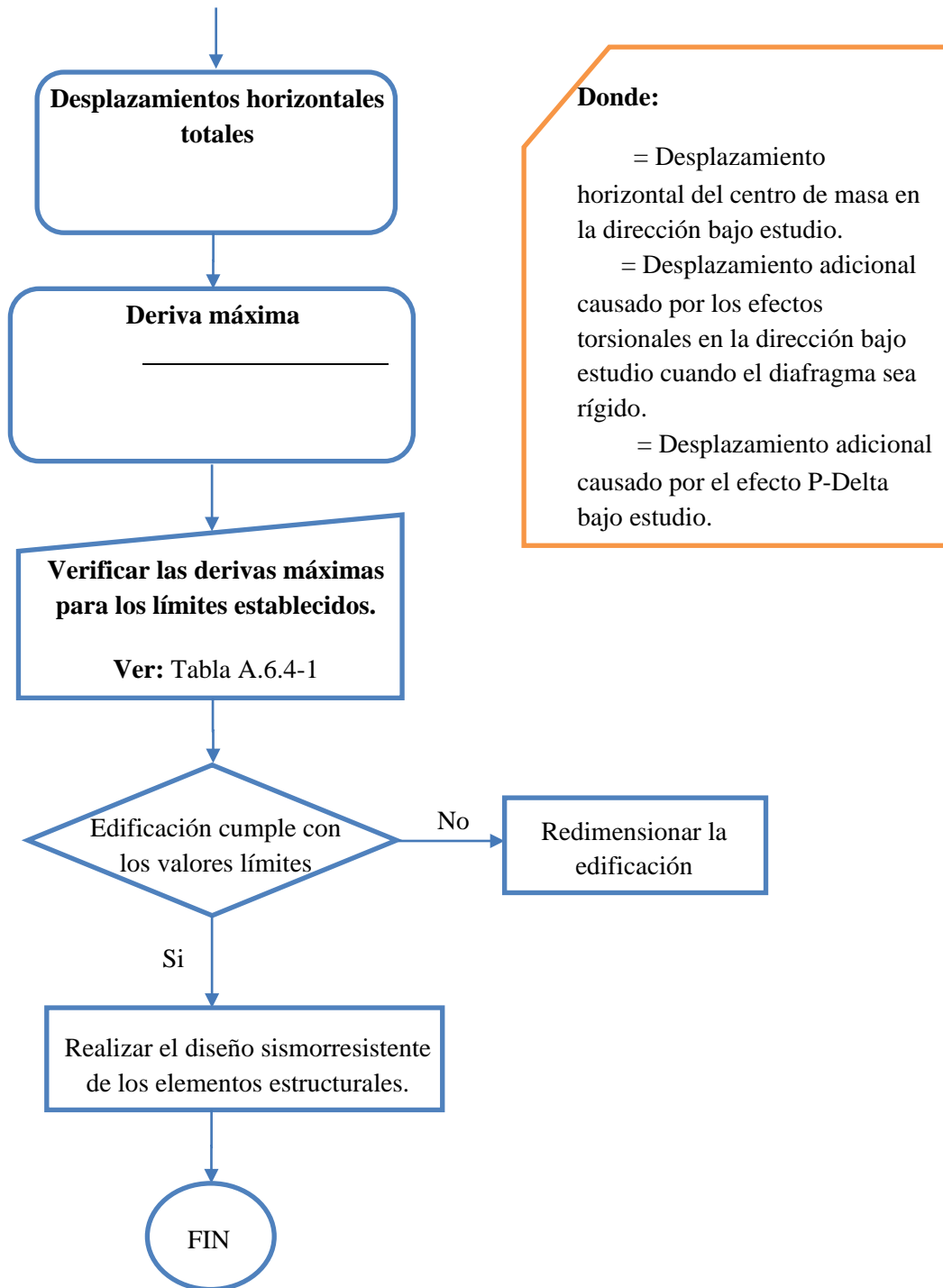




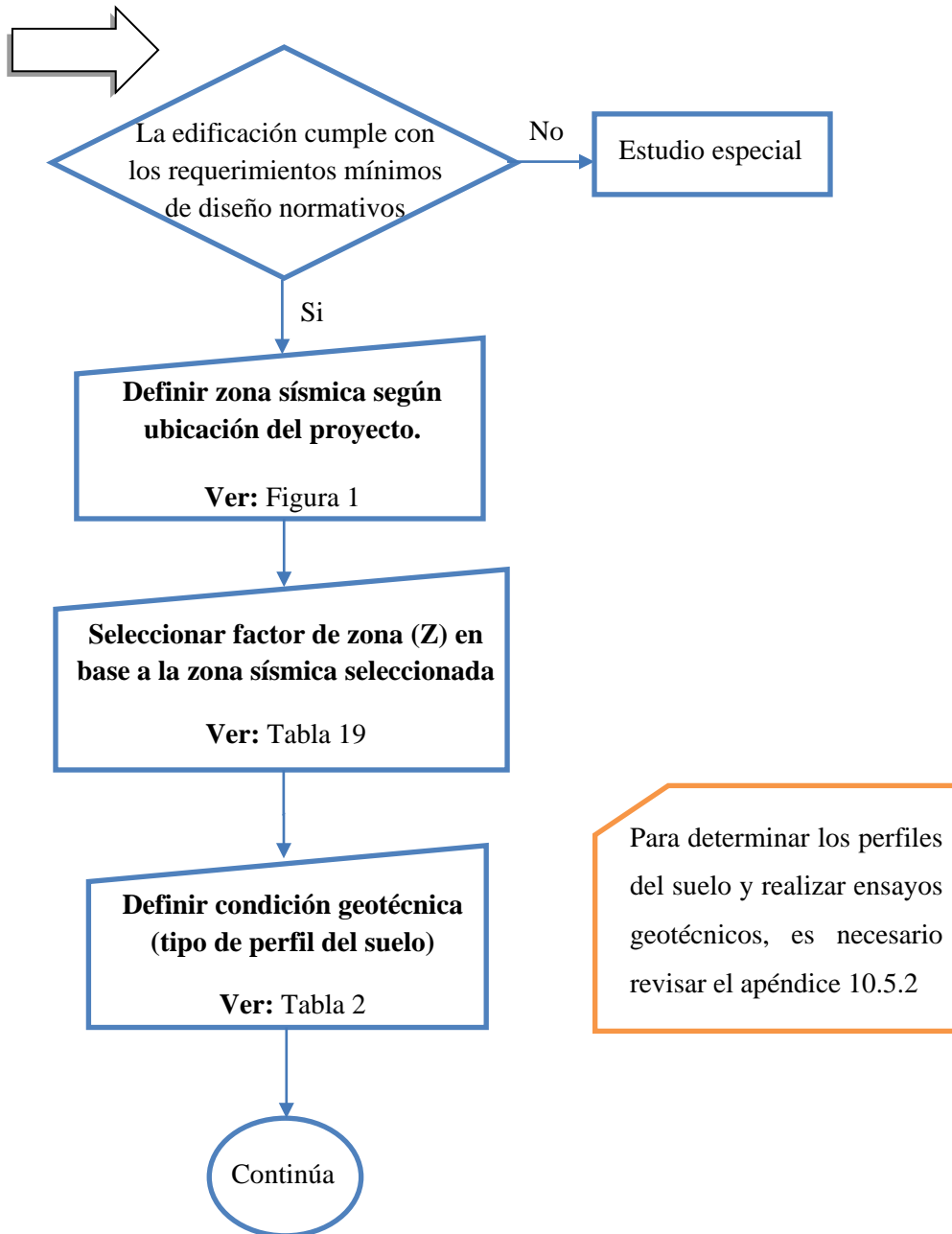


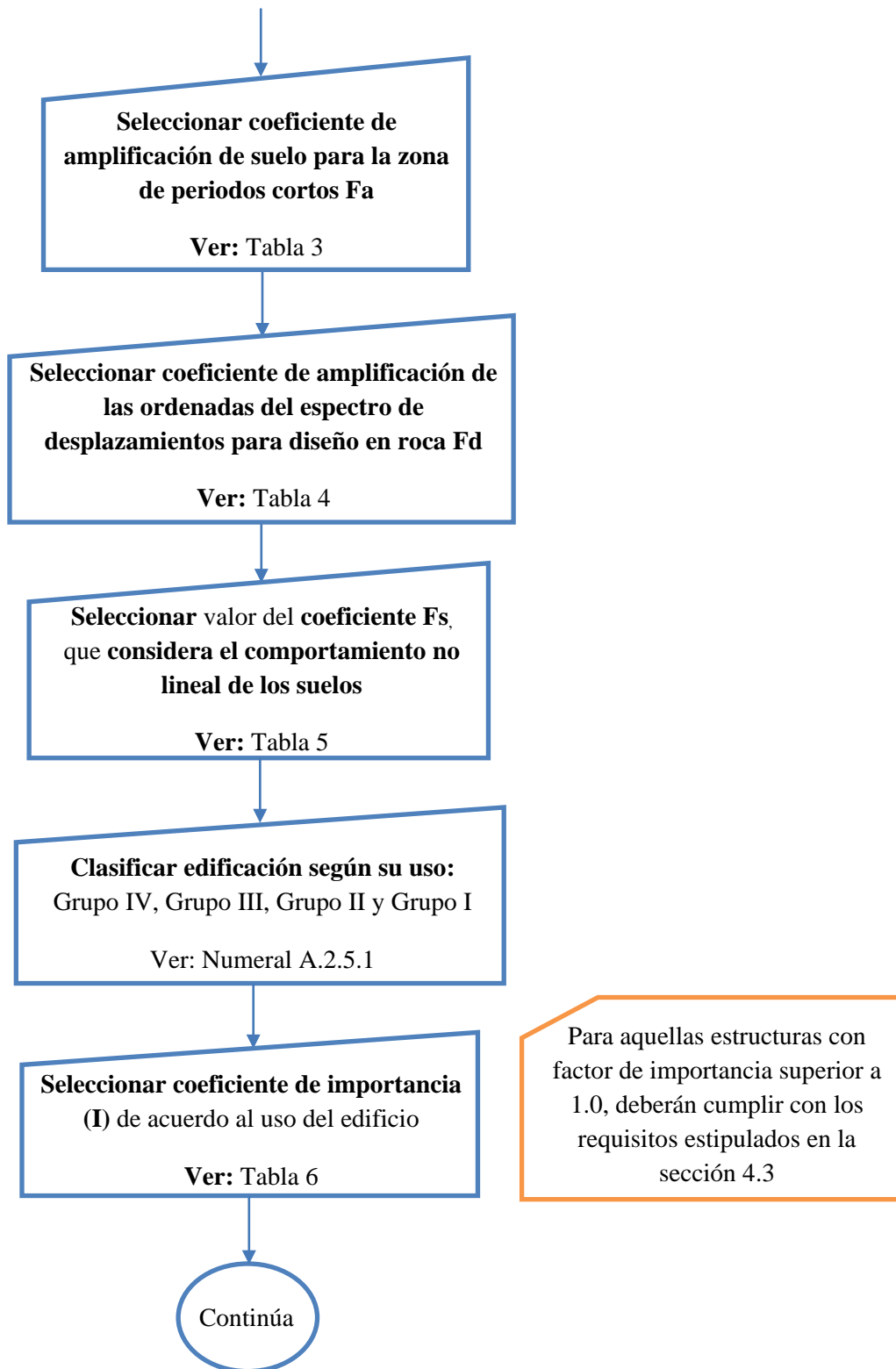


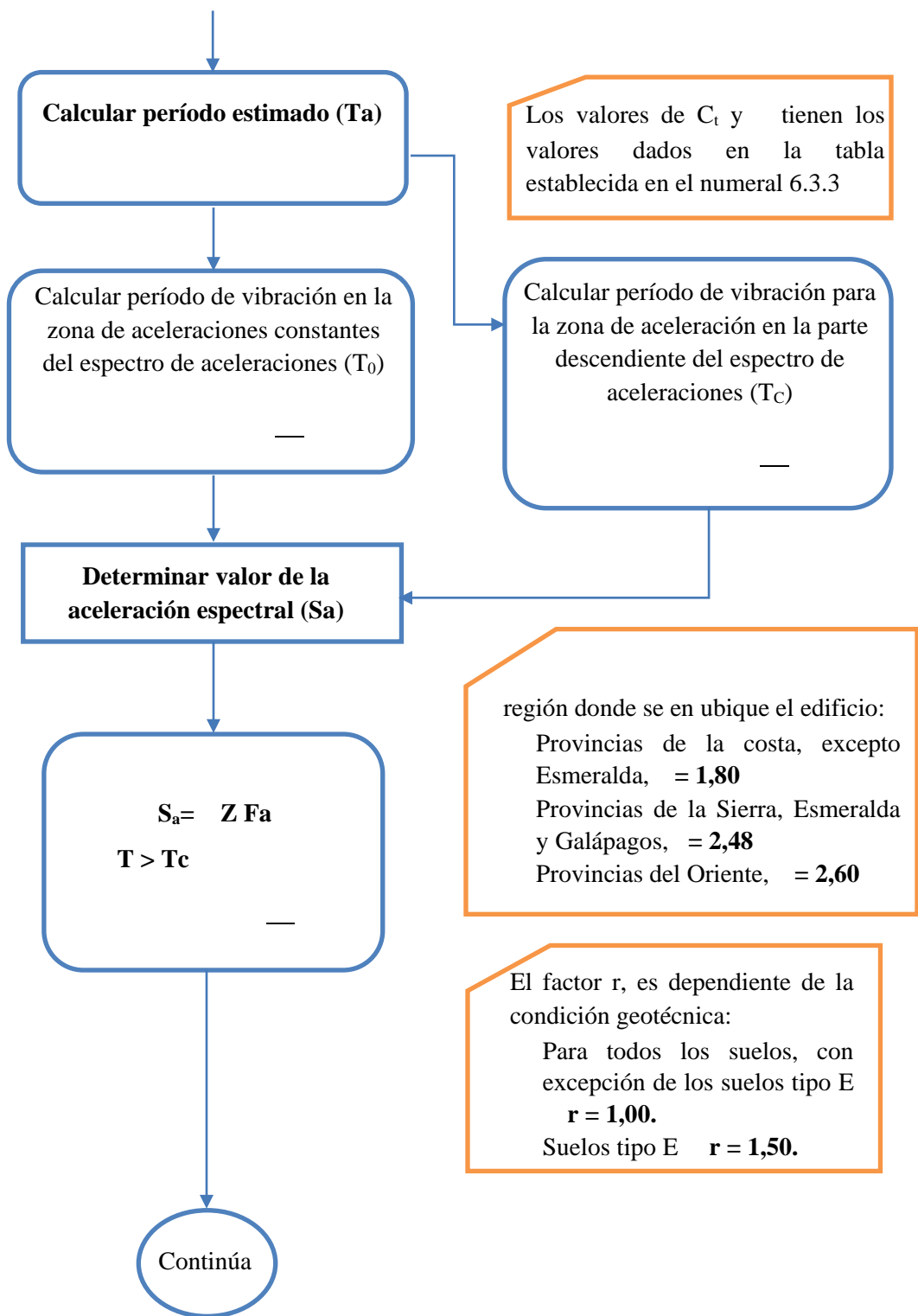


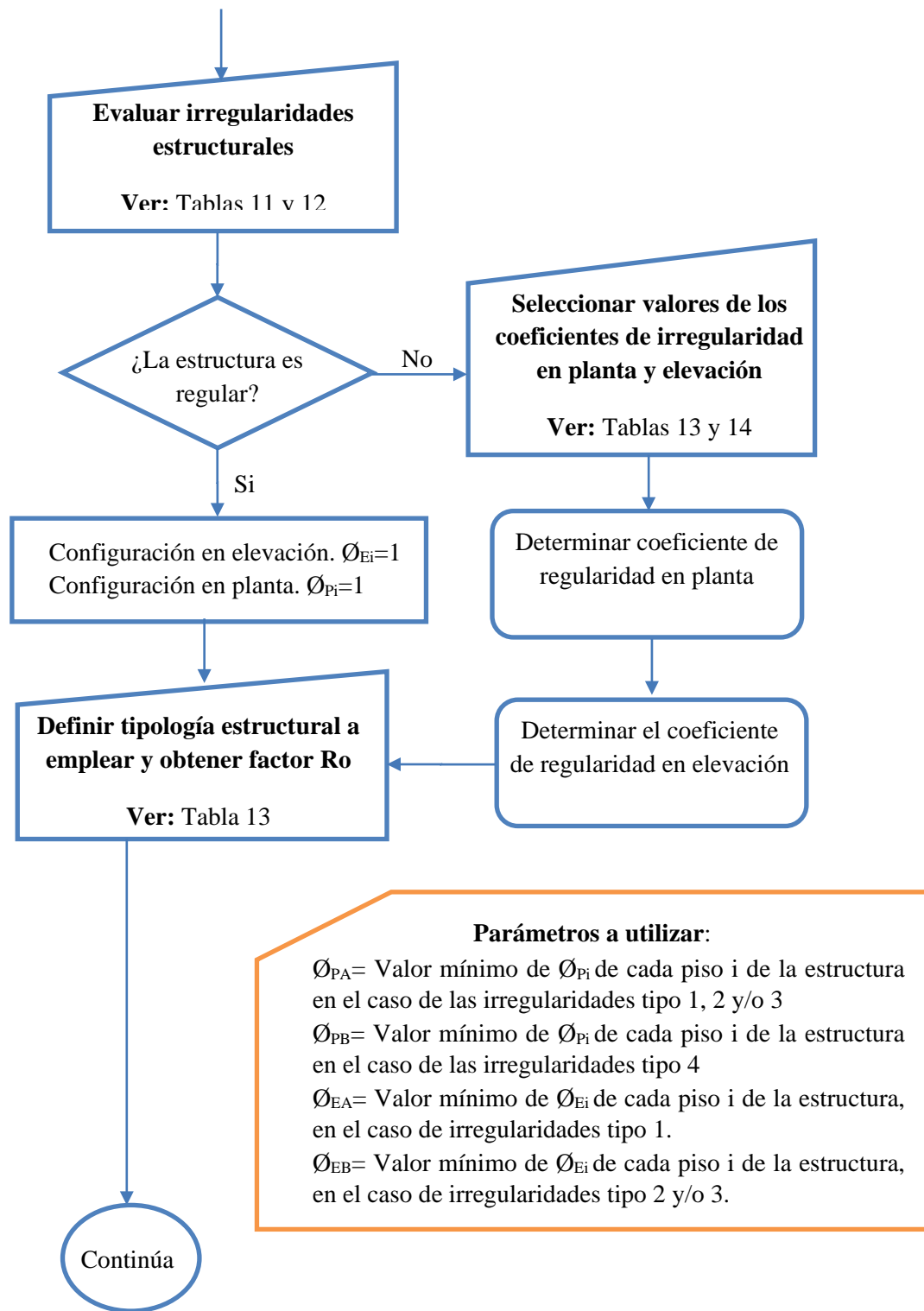


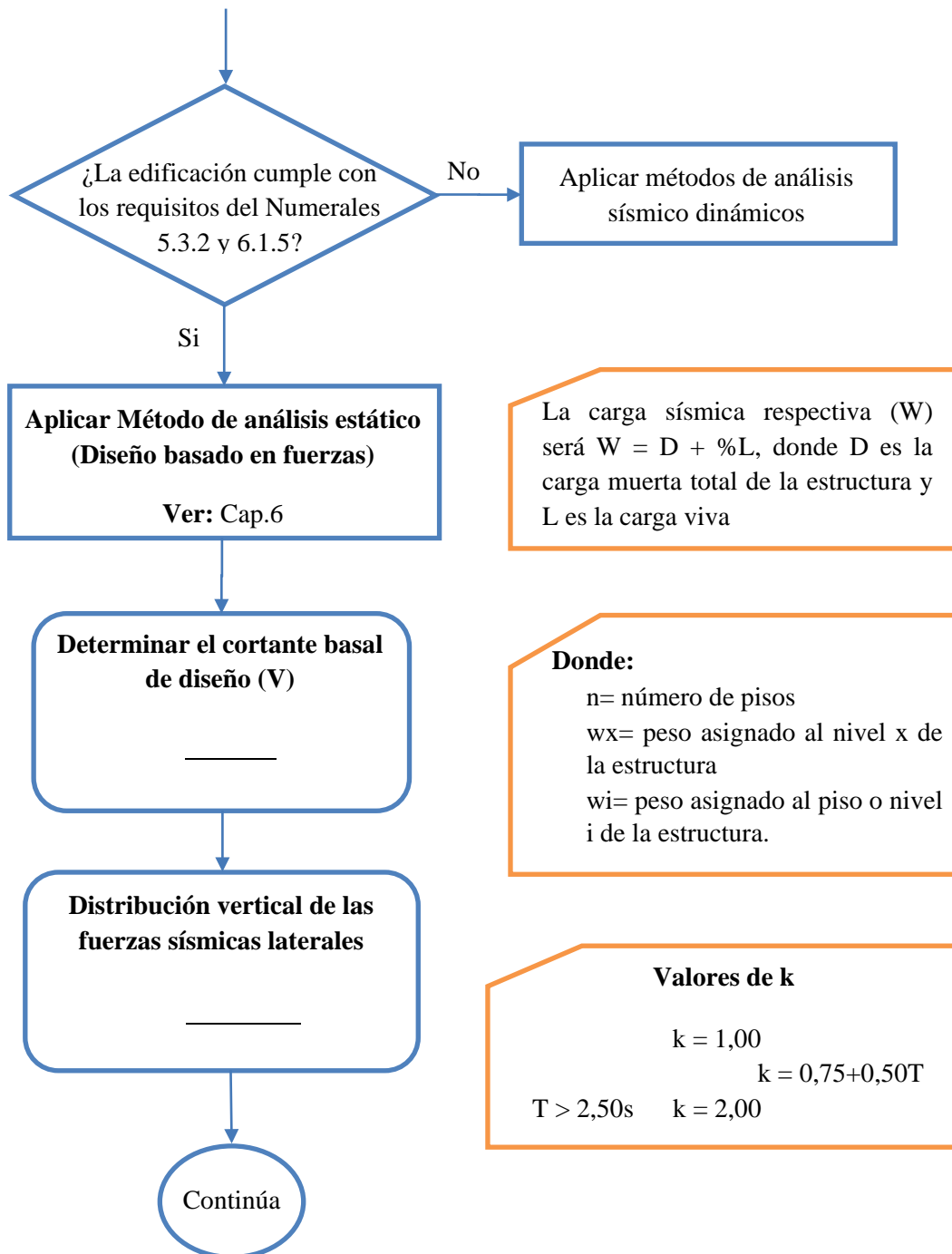
#### 4.2.3 Diagrama de flujo Norma “Diseño Sismo Resistente” NEC-SE-DS 2015.

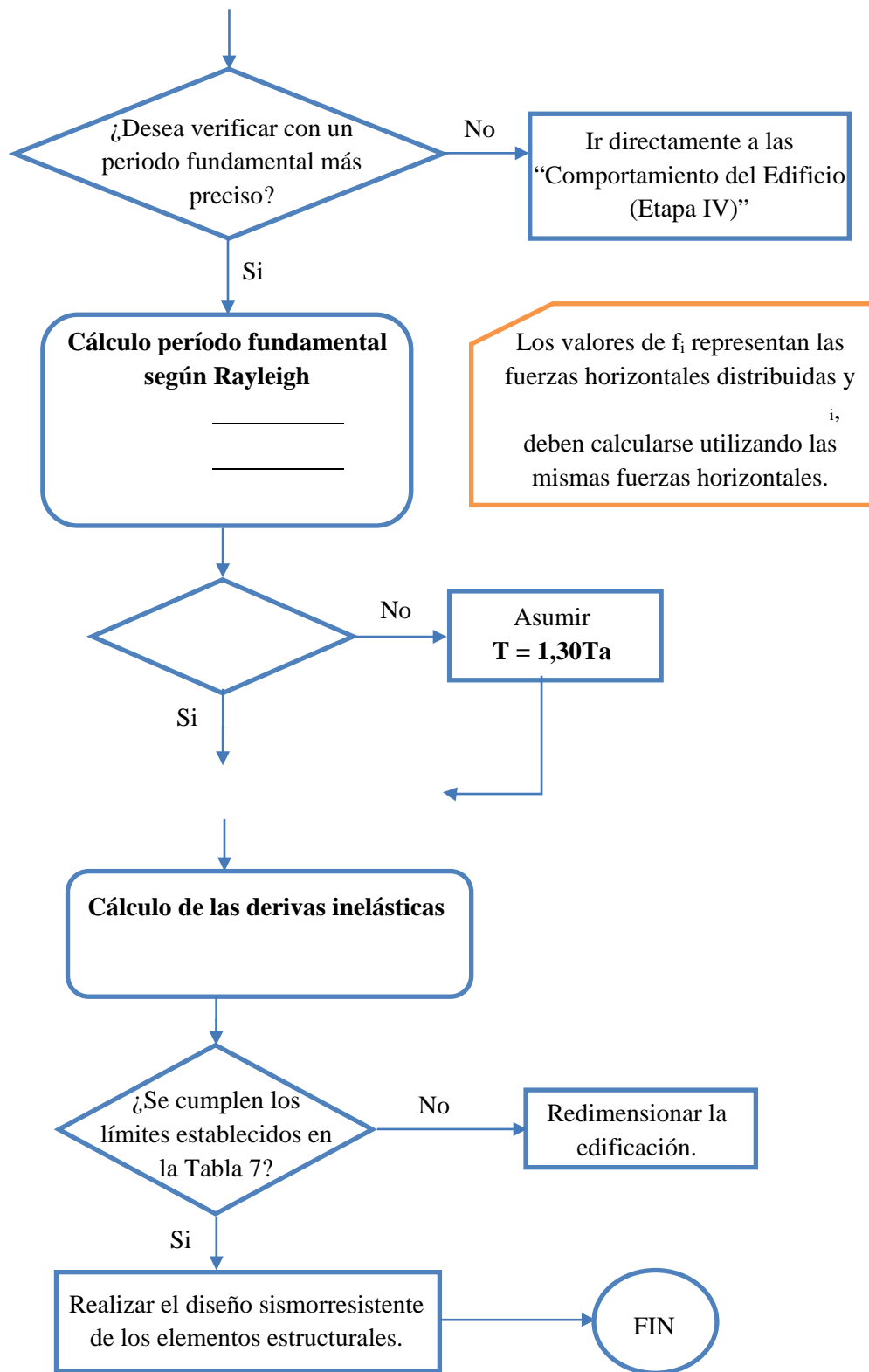




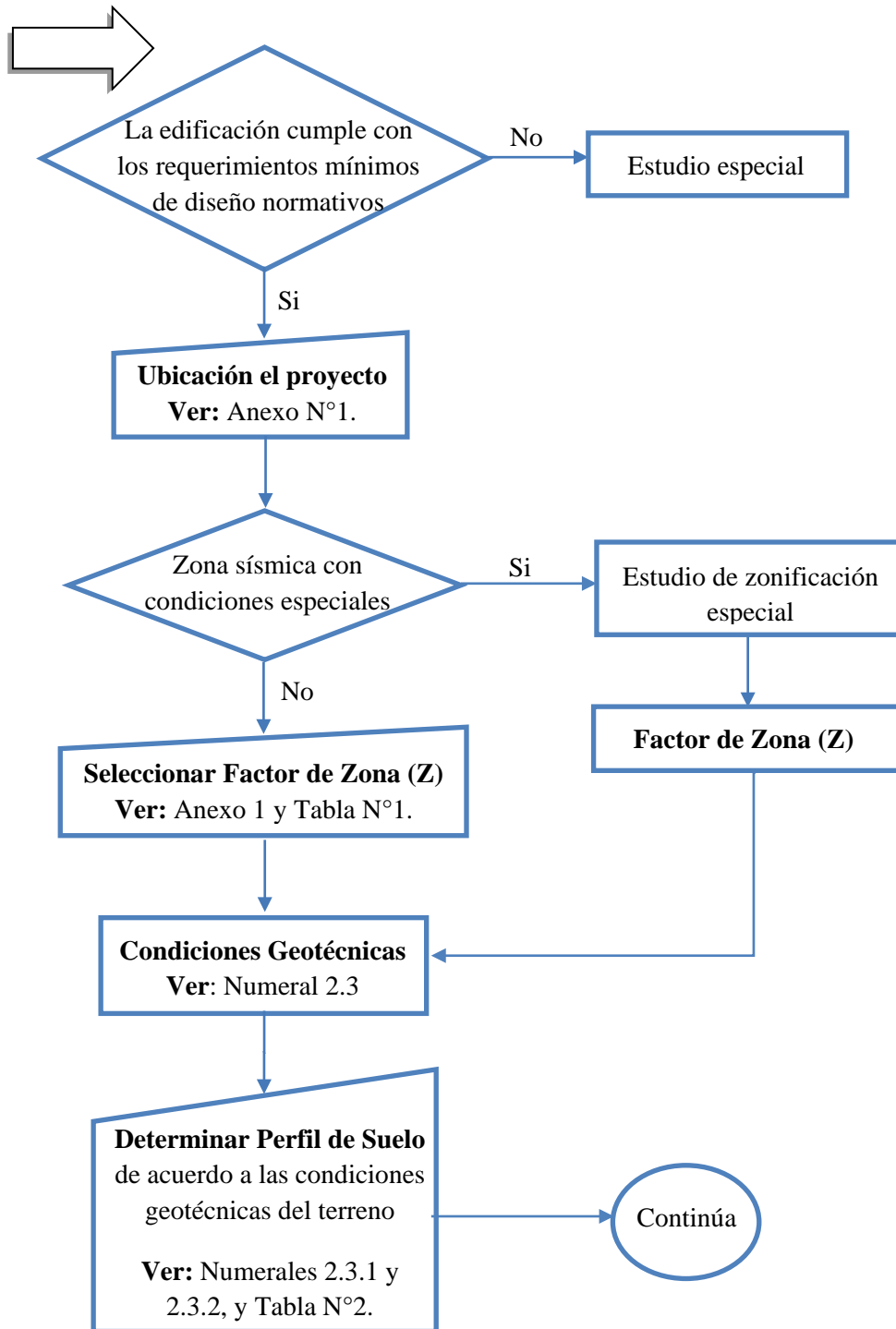


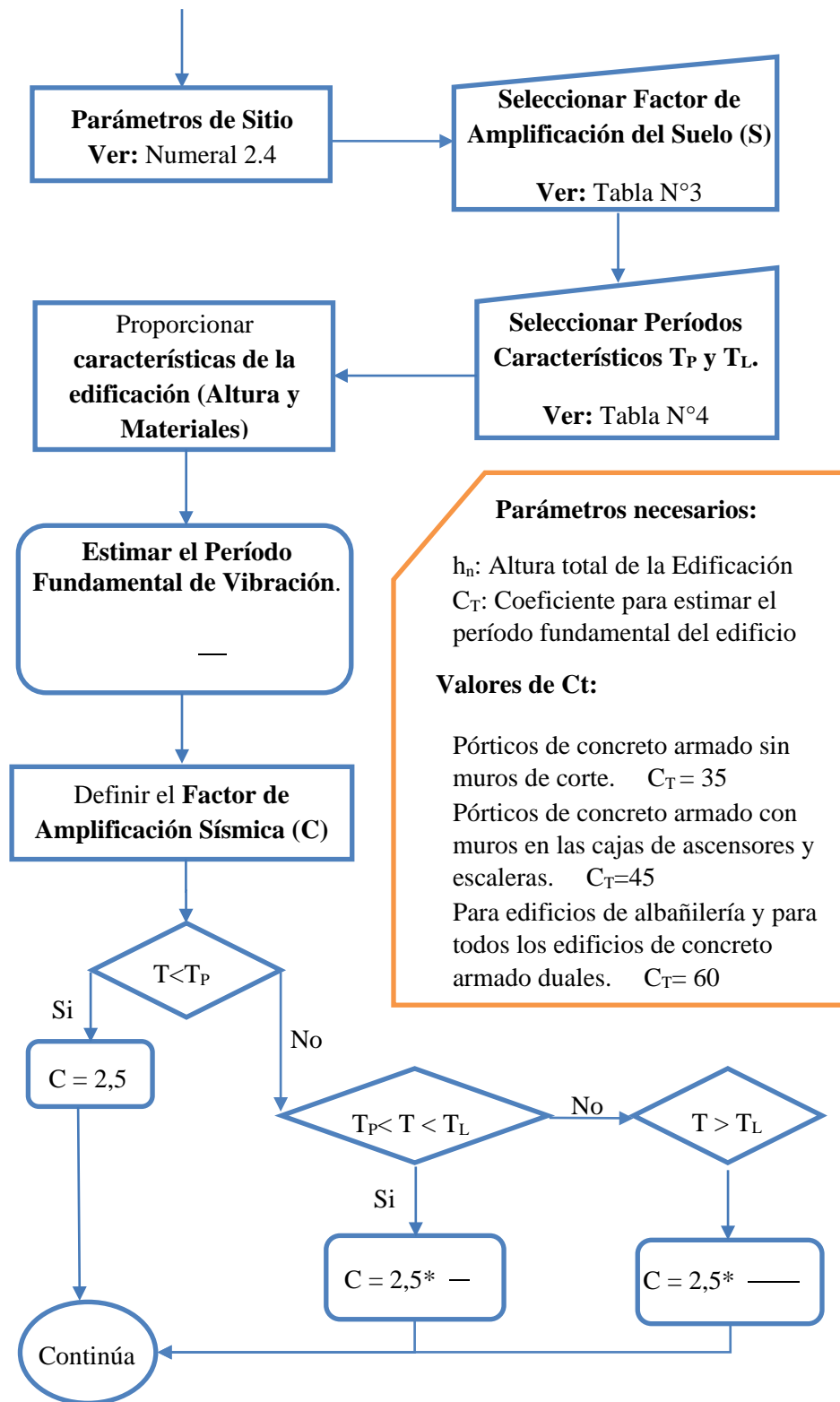


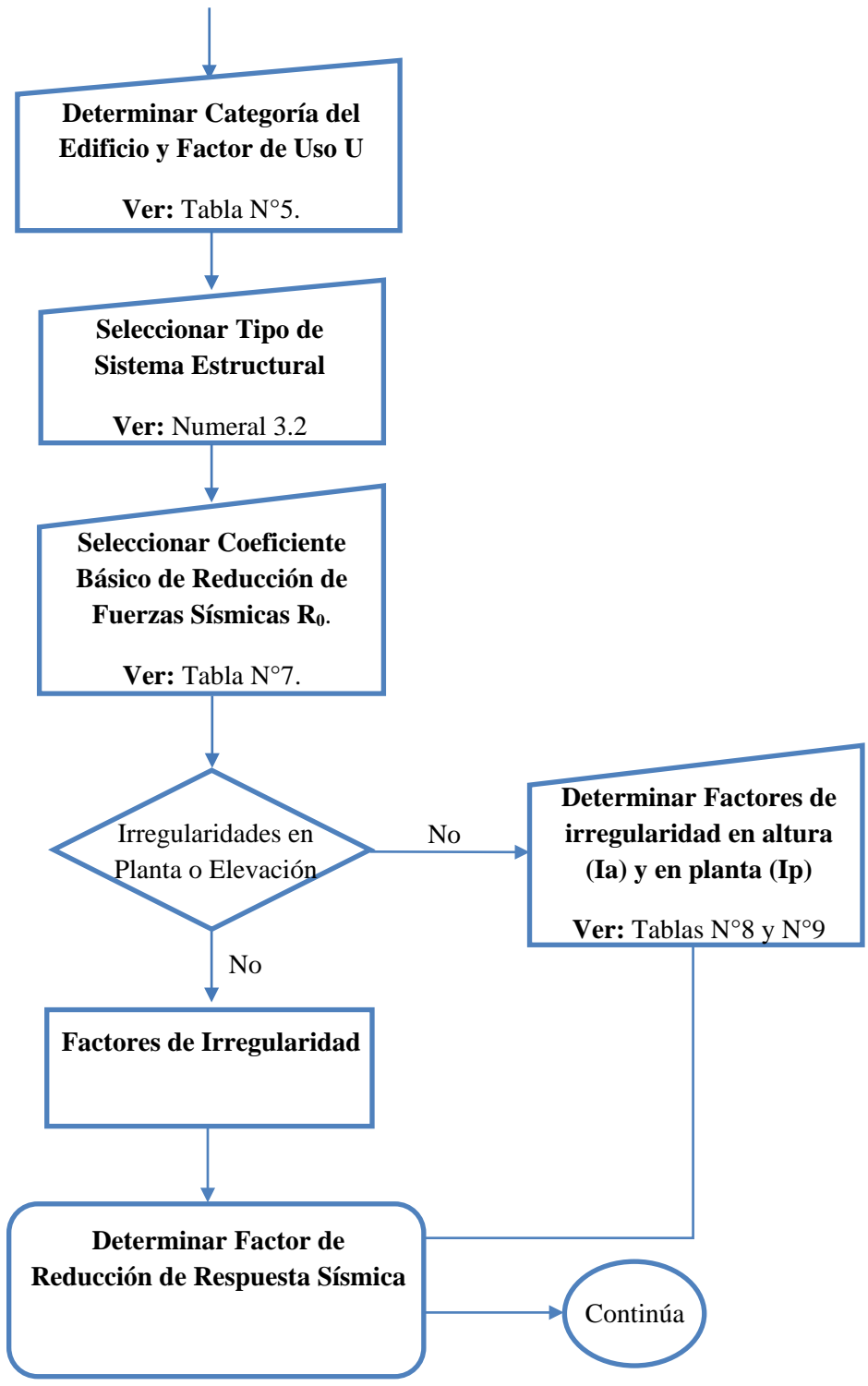


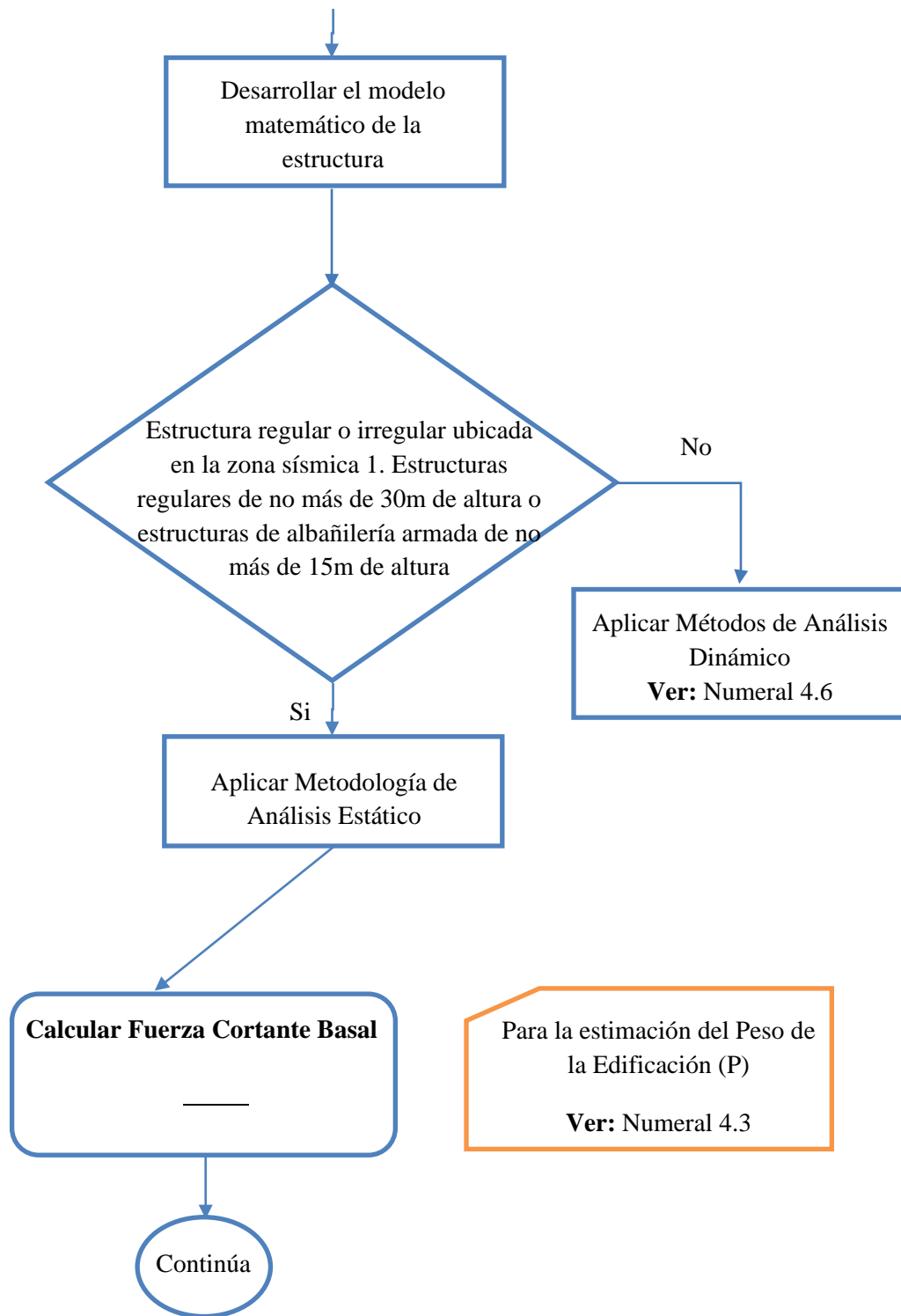


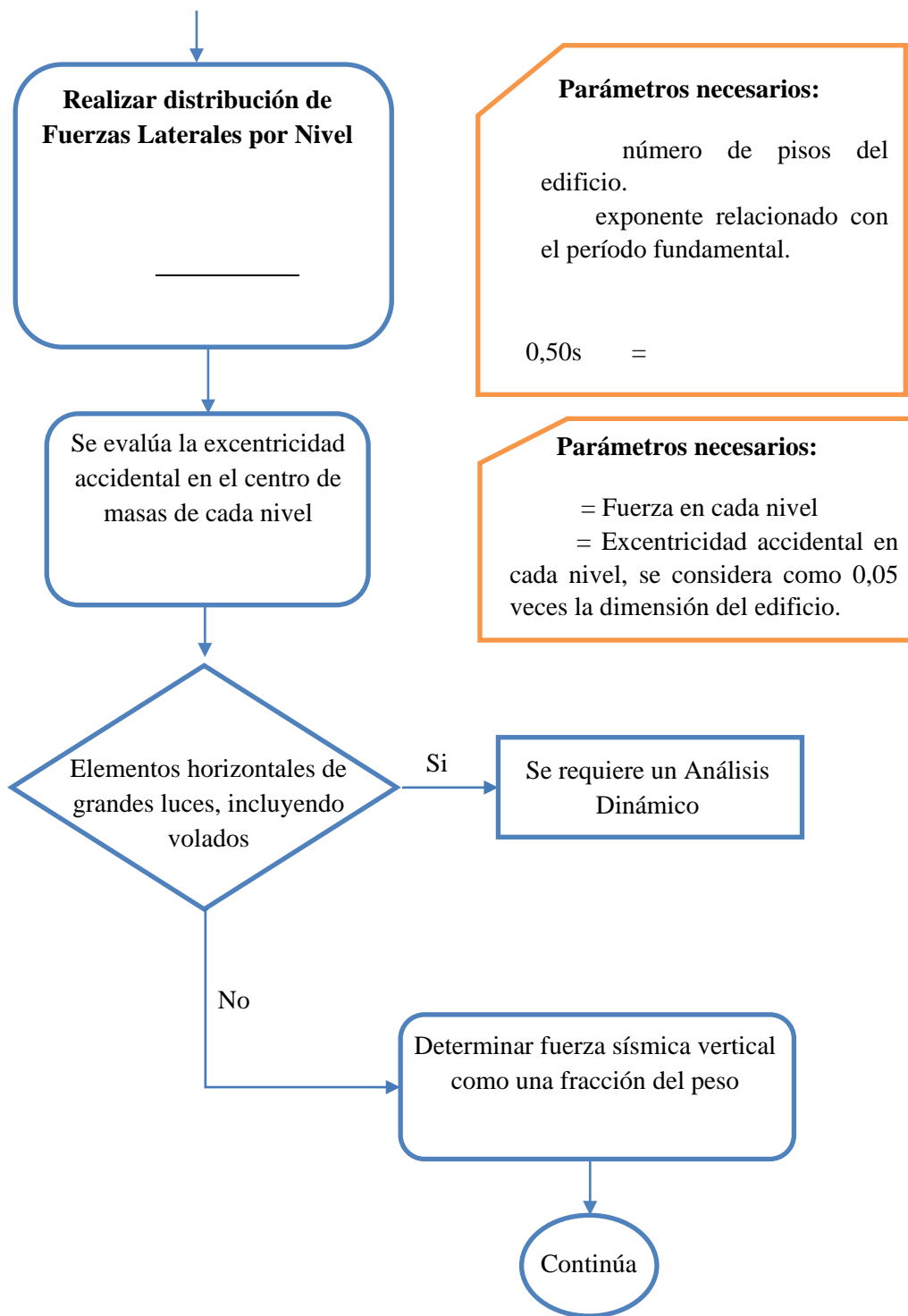
#### 4.2.4 Diagrama de flujo Norma “Diseño Sismorresistente” NTE-030.

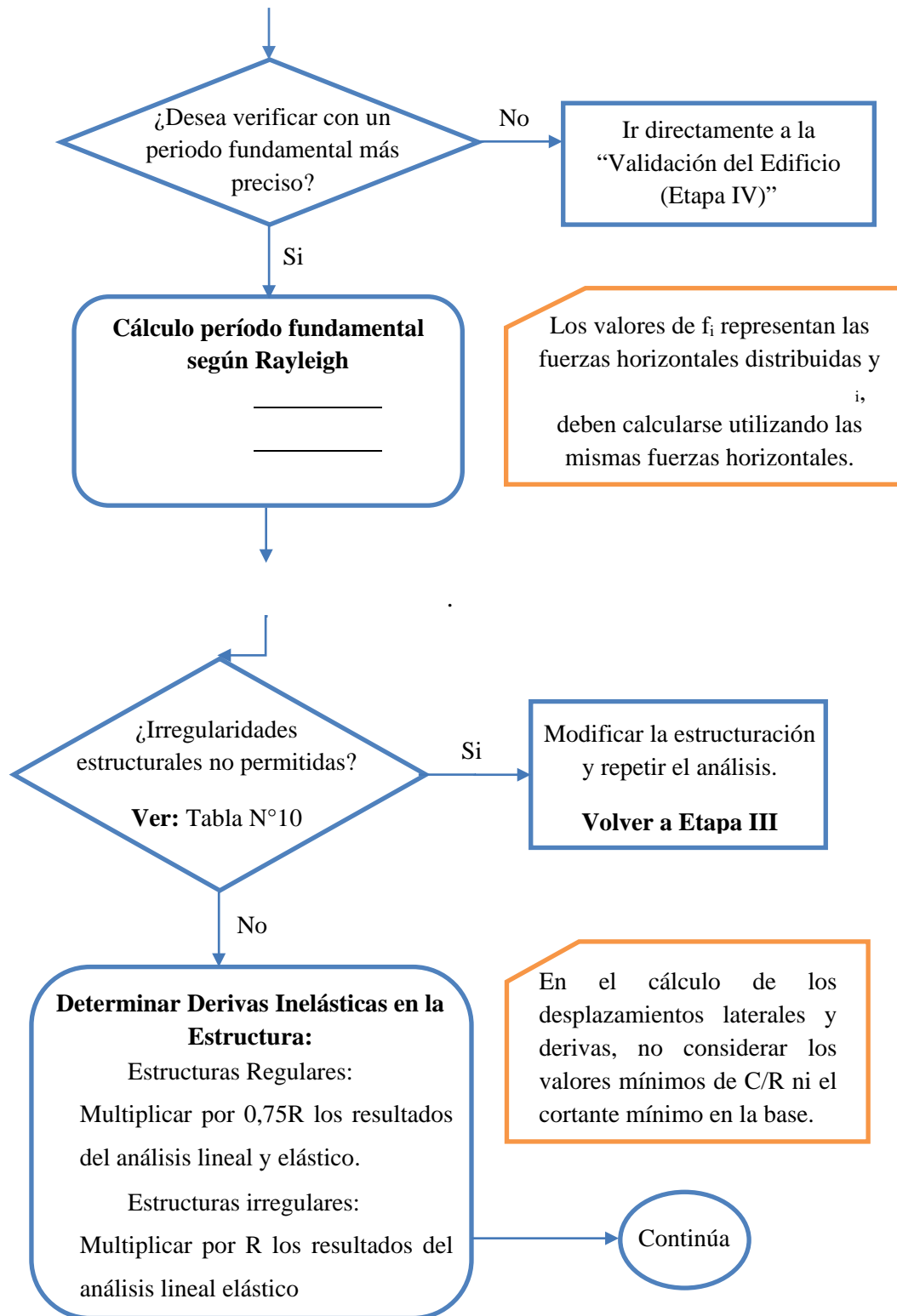


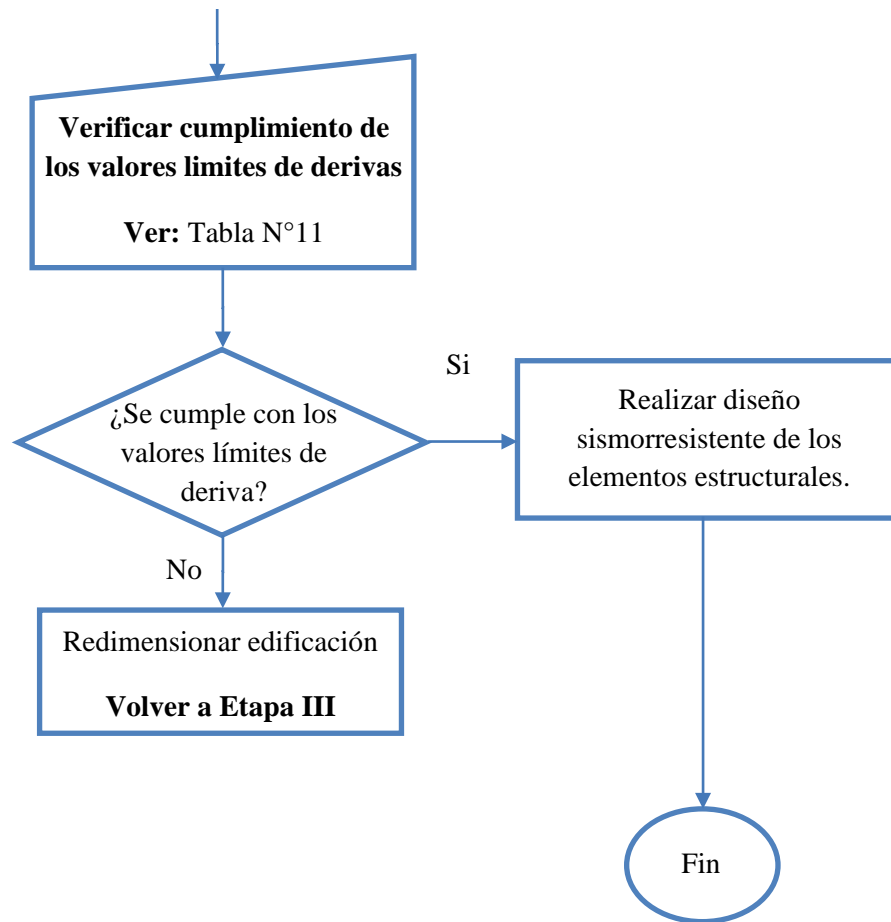




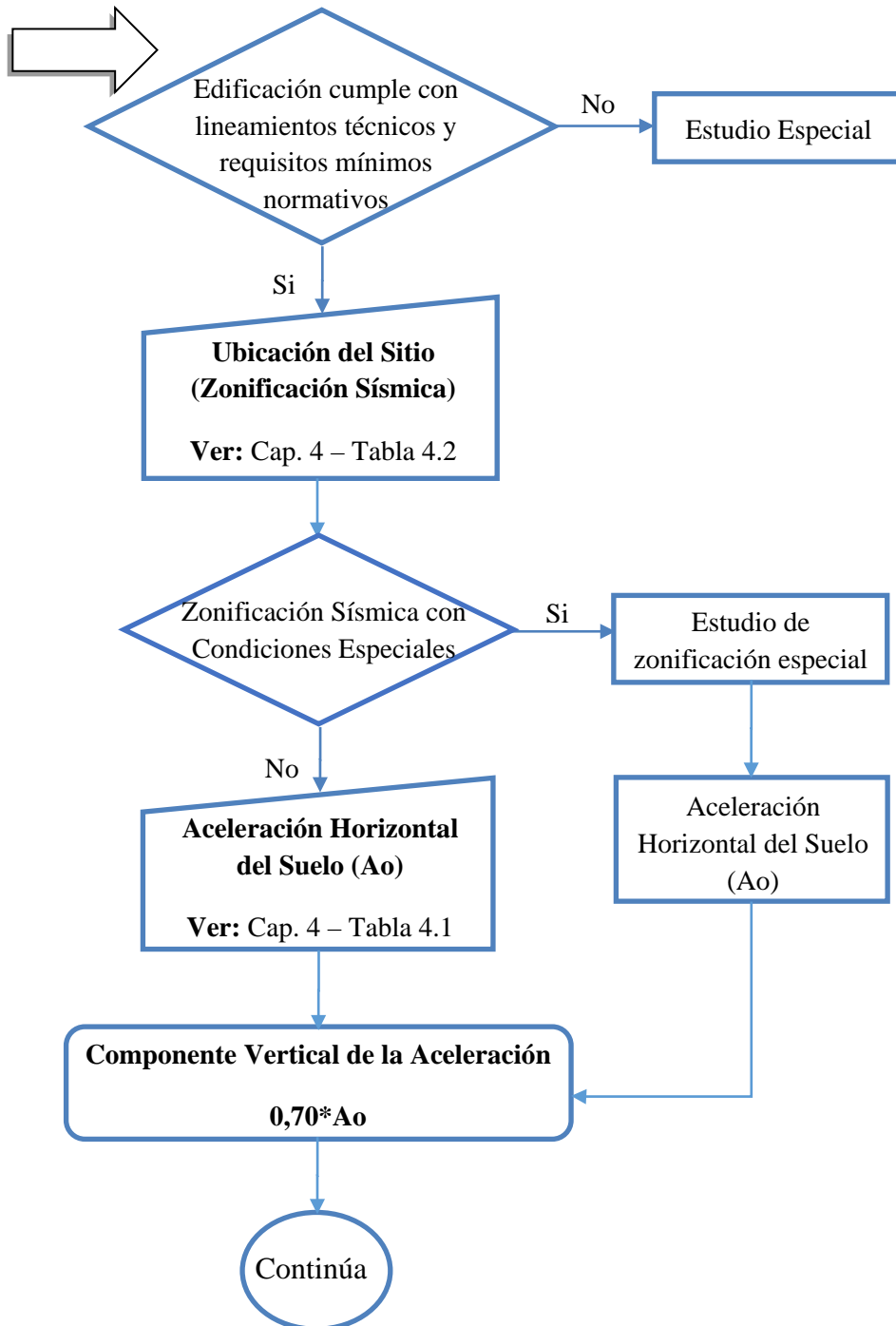


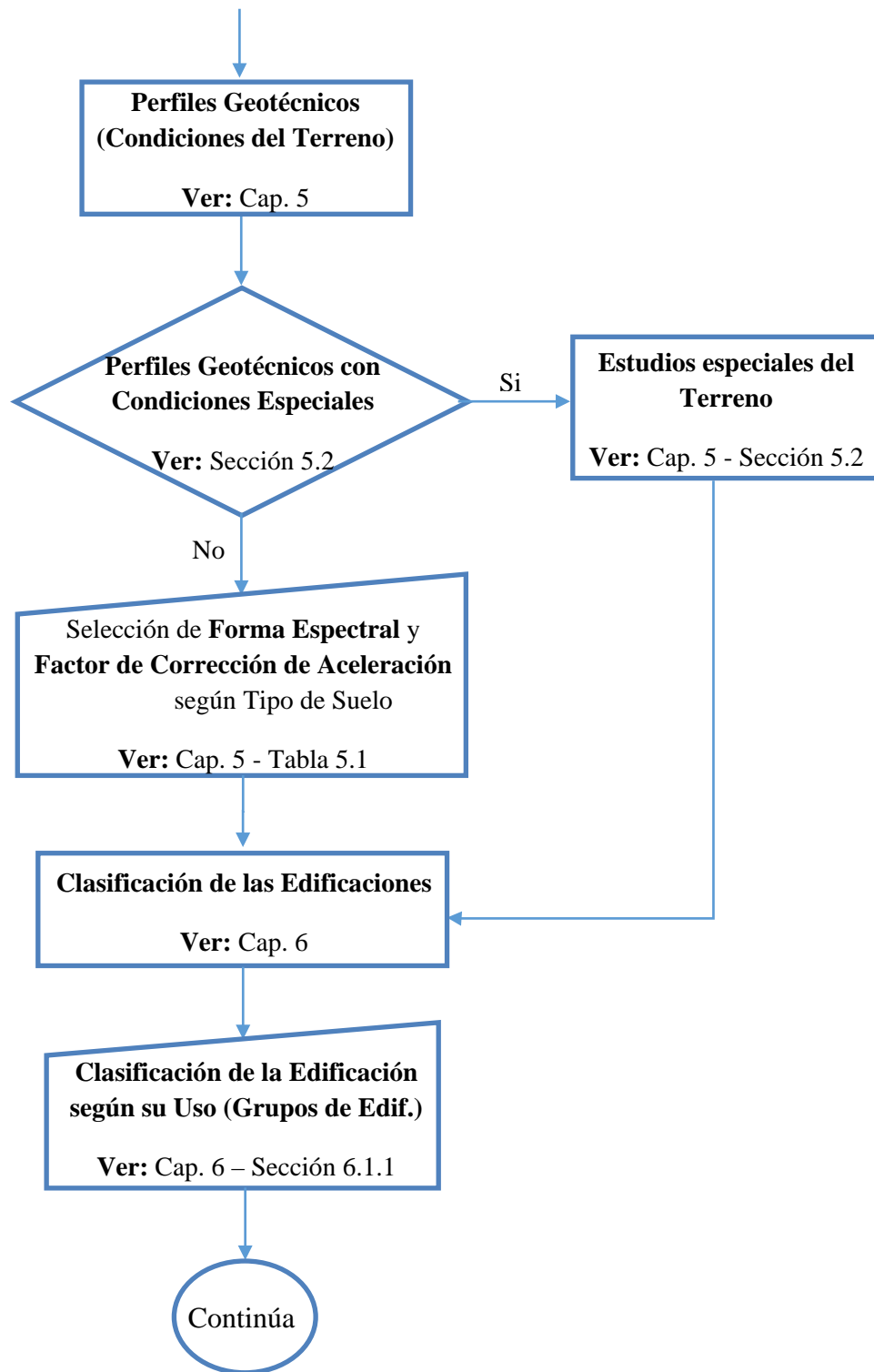


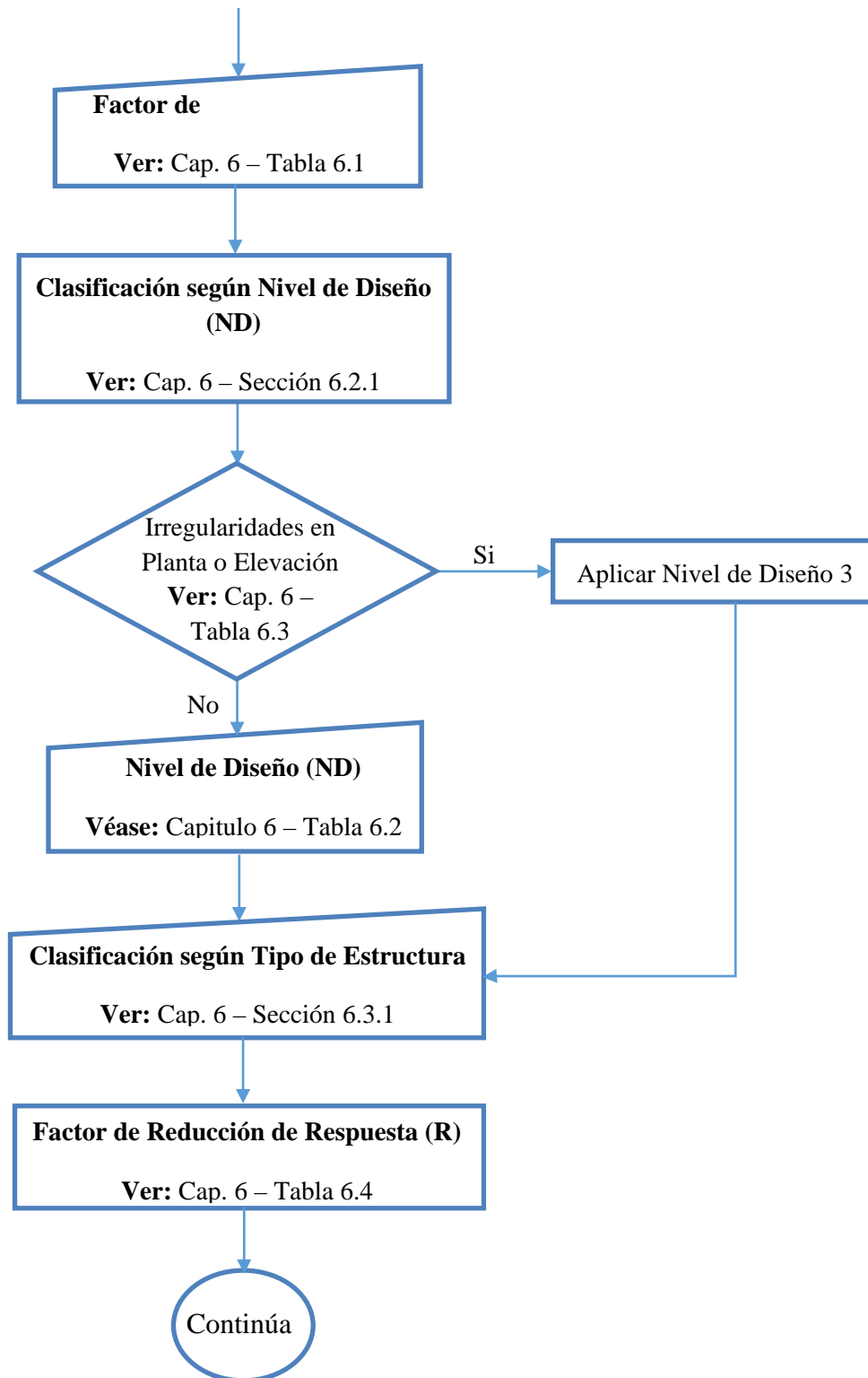


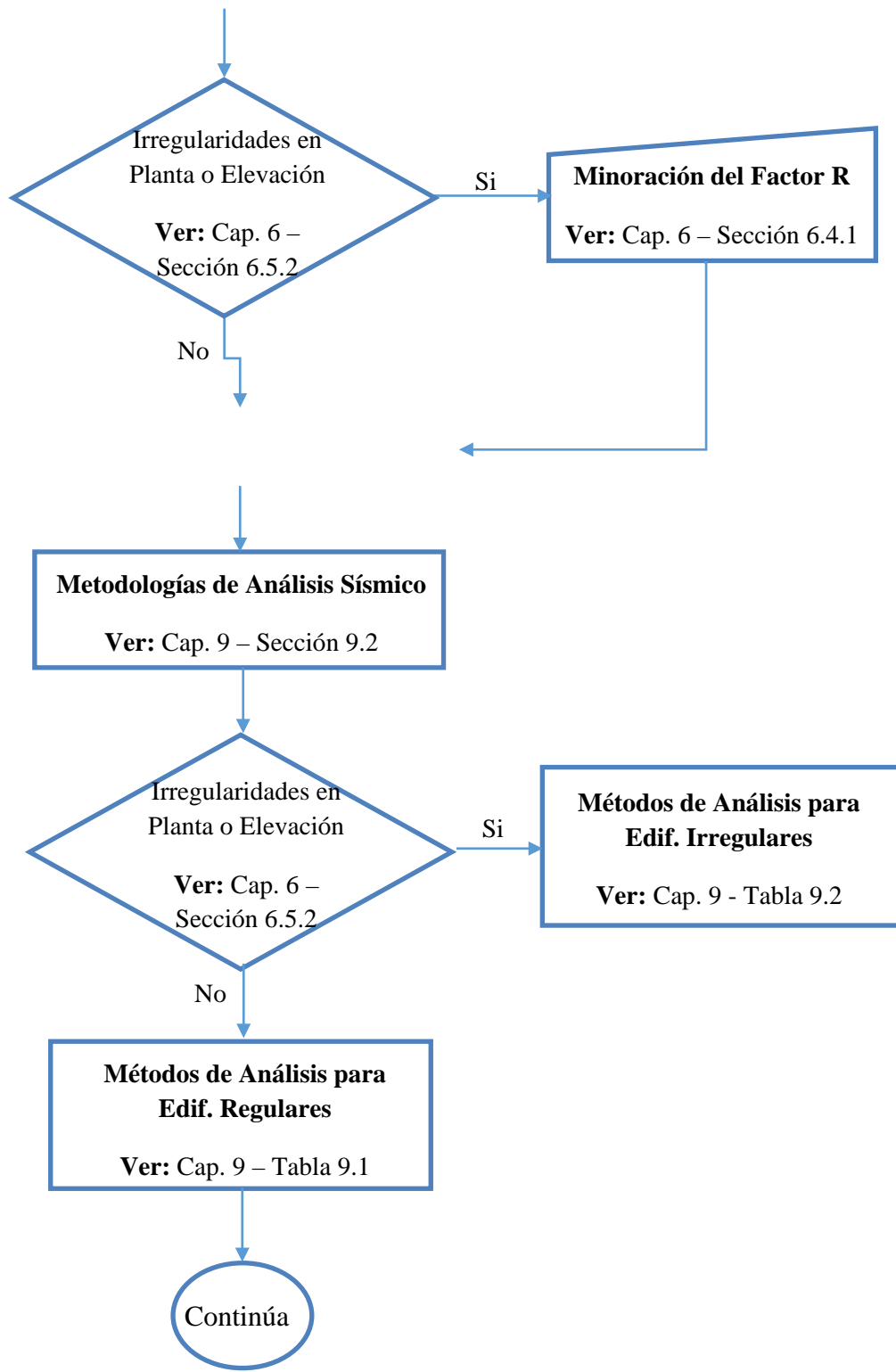


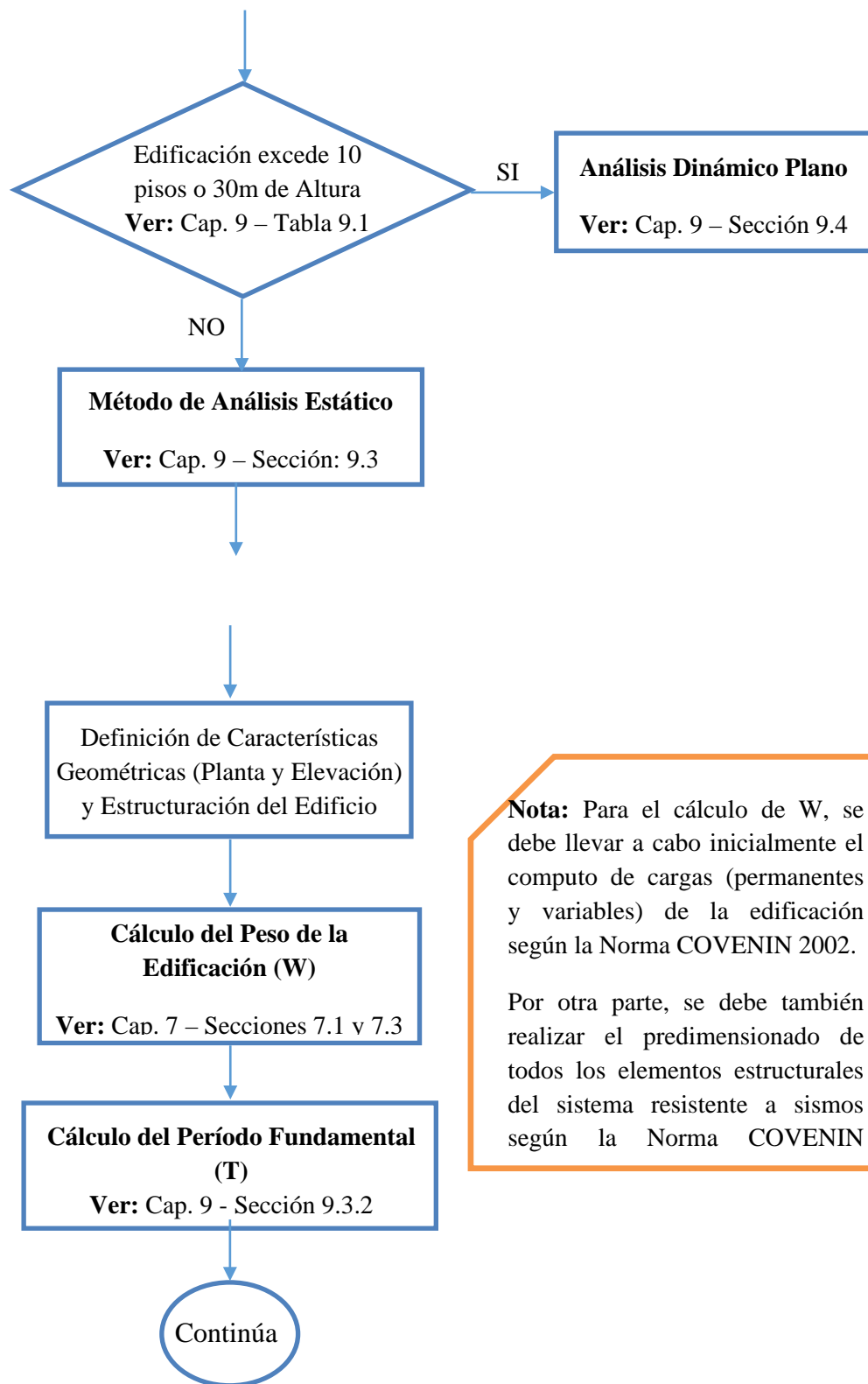
**4.2.5 Diagrama de flujo Norma “Edificaciones Sismorresistentes” COVENIN 1756:2001.**





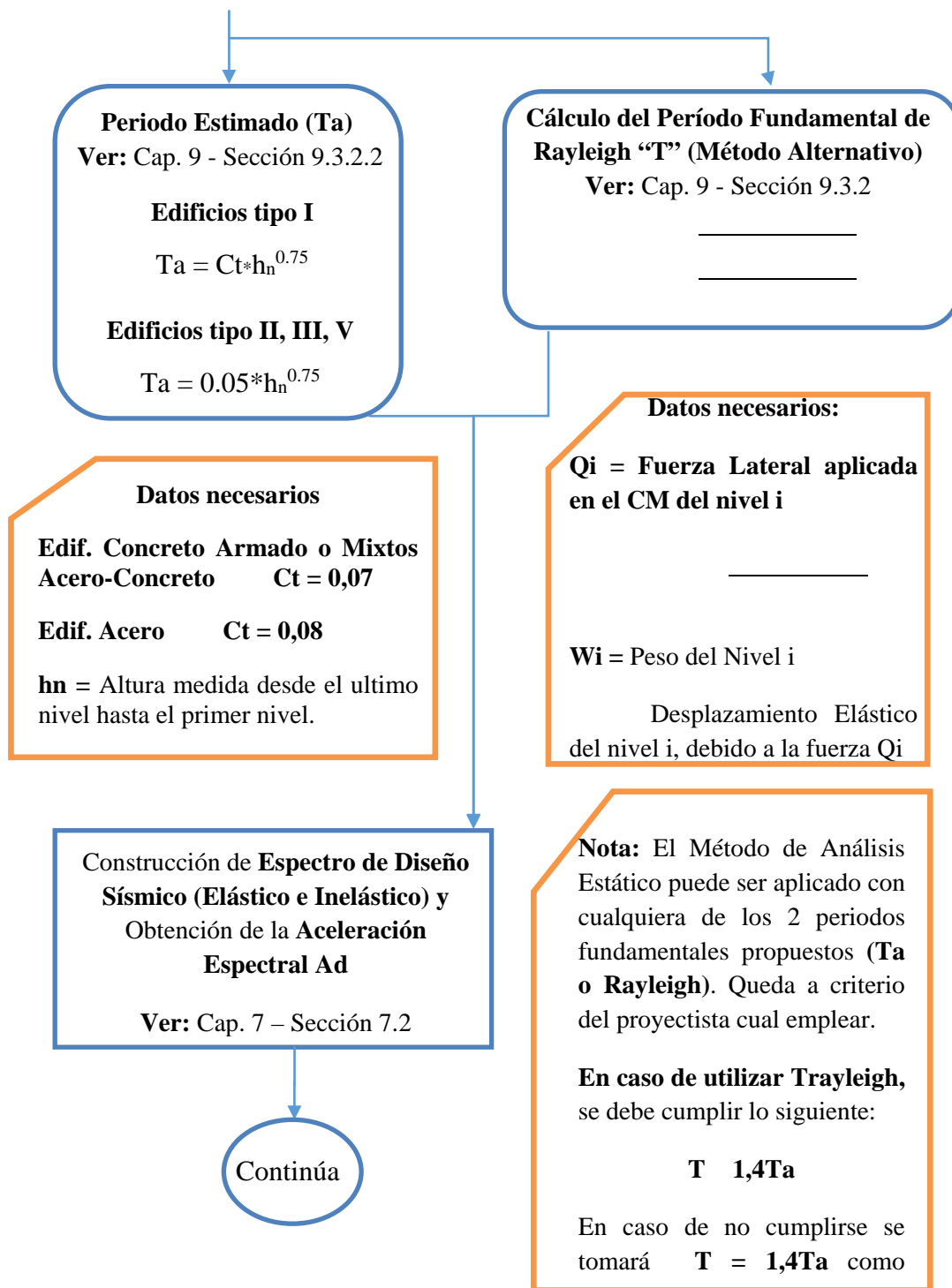






**Nota:** Para el cálculo de  $W$ , se debe llevar a cabo inicialmente el computo de cargas (permanentes y variables) de la edificación según la Norma COVENIN 2002.

Por otra parte, se debe también realizar el predimensionado de todos los elementos estructurales del sistema resistente a sismos según la Norma COVENIN



**Periodo Estimado (Ta)**  
 Ver: Cap. 9 - Sección 9.3.2.2

**Edificios tipo I**  
 $T_a = C_t * h_n^{0.75}$

**Edificios tipo II, III, V**  
 $T_a = 0.05 * h_n^{0.75}$

**Cálculo del Período Fundamental de Rayleigh "T" (Método Alternativo)**  
 Ver: Cap. 9 - Sección 9.3.2

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

**Datos necesarios**

**Edif. Concreto Armado o Mixtos Acero-Concreto**     $C_t = 0,07$

**Edif. Acero**     $C_t = 0,08$

**hn** = Altura medida desde el ultimo nivel hasta el primer nivel.

**Datos necesarios:**

**Qi** = Fuerza Lateral aplicada en el CM del nivel i

\_\_\_\_\_

**Wi** = Peso del Nivel i

Desplazamiento Elástico del nivel i, debido a la fuerza Qi

**Construcción de Espectro de Diseño Sísmico (Elástico e Inelástico) y Obtención de la Aceleración Espectral Ad**

Ver: Cap. 7 – Sección 7.2

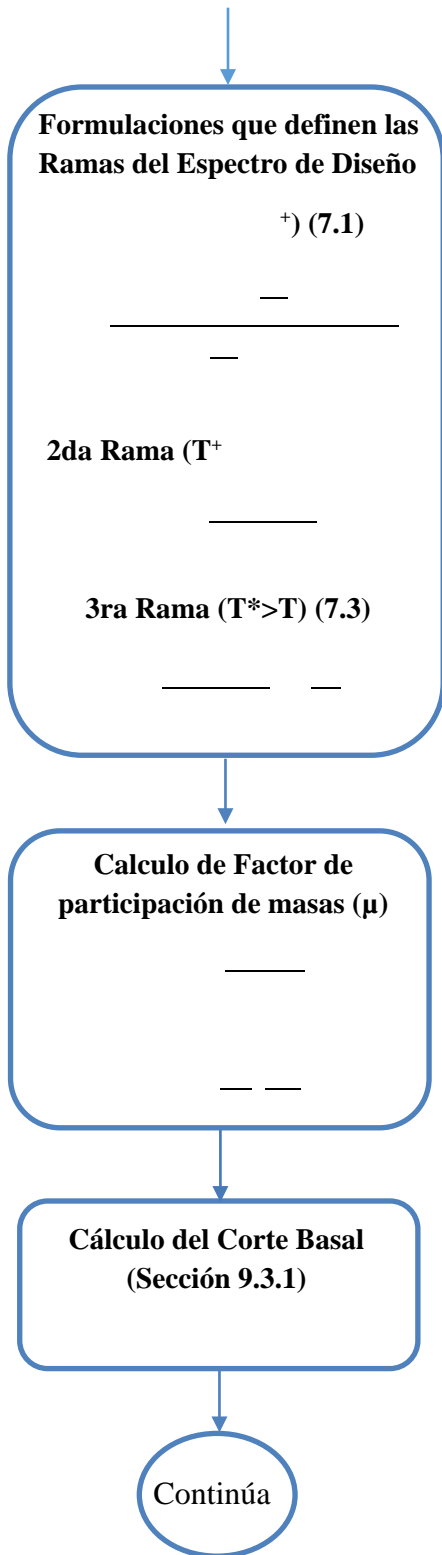
**Nota:** El Método de Análisis Estático puede ser aplicado con cualquiera de los 2 periodos fundamentales propuestos (**Ta** o **Rayleigh**). Queda a criterio del proyectista cual emplear.

**En caso de utilizar Trayleigh,** se debe cumplir lo siguiente:

**T 1,4Ta**

En caso de no cumplirse se tomará **T = 1,4Ta** como

Continúa



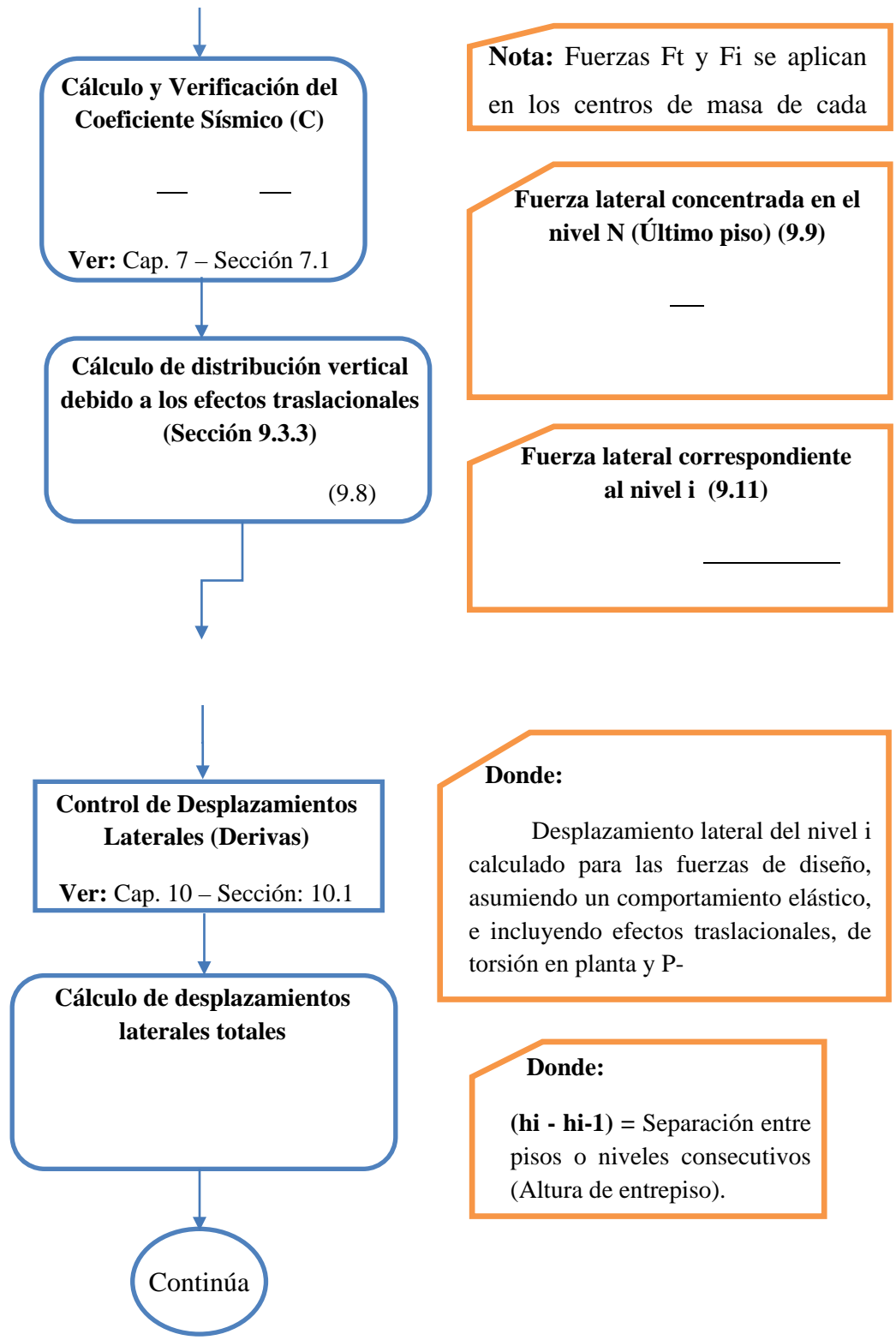
**Parámetros Sísmicos necesarios:**

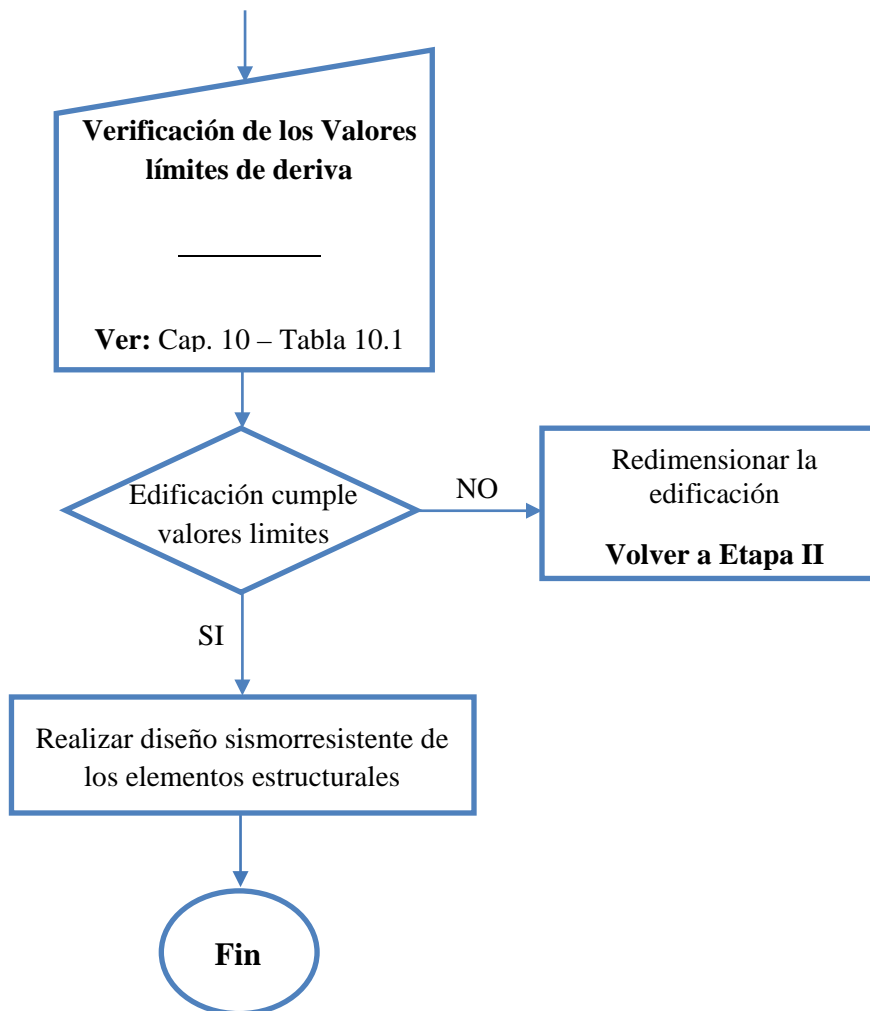
- $A_0$  – (Tabla 4.1)
- Forma Espectral – (Tabla 5.1)
- (Tabla 5.1)
- (Tabla 6.1)
- $R$  – (Tabla 6.4) (Chequear minoración por irregularidades)
- (Tabla 7.1)
- $T^*$  – (Tabla 7.1)
- $p$  – (Tabla 7.1)
- $T_0 = 0,25T^*$  (Sección 7.2)
- $T^+$  – (Tabla 7.2)
- $C$

**Datos necesarios:**

- $\mu$  = Factor de modificación de cortantes
- $A_d$  = Ordenada espectral para el Periodo  $T$  (Ver: Cap. 7 – Sección 7.2)
- $W$  = Peso total de la edificación por encima del nivel de base. (Ver: Cap. 7 – Secciones: 7.1 y 7.3)
- $N$  = #Niveles de la Edificación

**Nota:** Se selecciona el mayor de los dos valores de  $(\mu)$  obtenidos

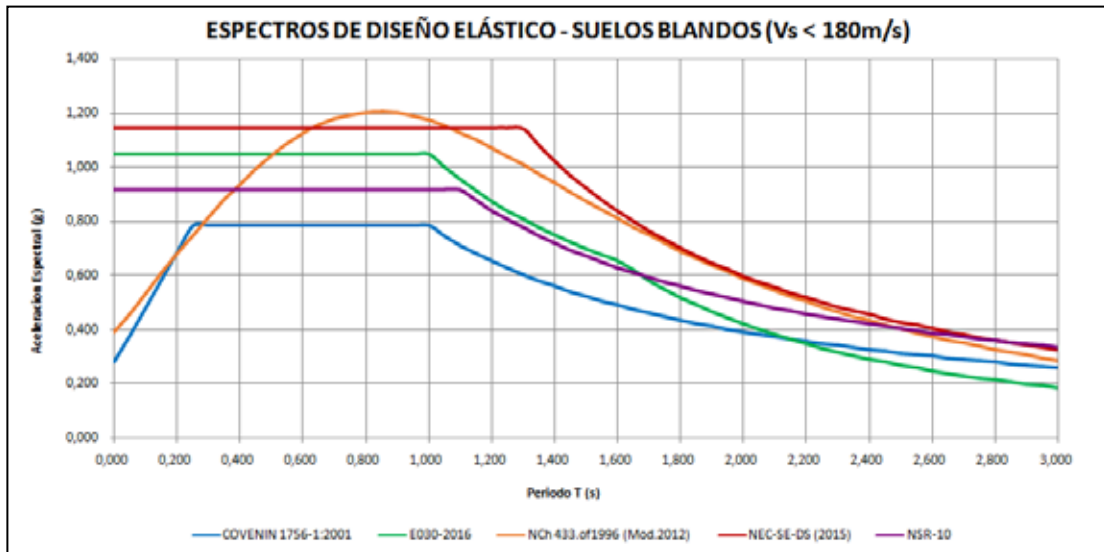




#### **4.3 Comparación de espectros de diseño para diversos parámetros sísmicos, según diferentes normativas.**

Se han determinado espectros de diseño para las ciudades de Sucre (Venezuela), Lima (Perú), Santiago (Chile), Cotundo (Ecuador) y Cúcuta (Colombia). Se escogieron estas ciudades por tener en común el mismo valor de aceleración efectiva máxima del suelo, siendo este de 0.35g, con excepción de Santiago de Chile, con una aceleración efectiva de 0.30g, por no poseer una aceleración igual a la establecida por las demás normativas. Así mismo, se aplicaron todos los parámetros necesarios con igualdad en características para realizar la comparación.

**Gráfica 1.** Espectros superpuestos de diseño elástico para suelos blandos.



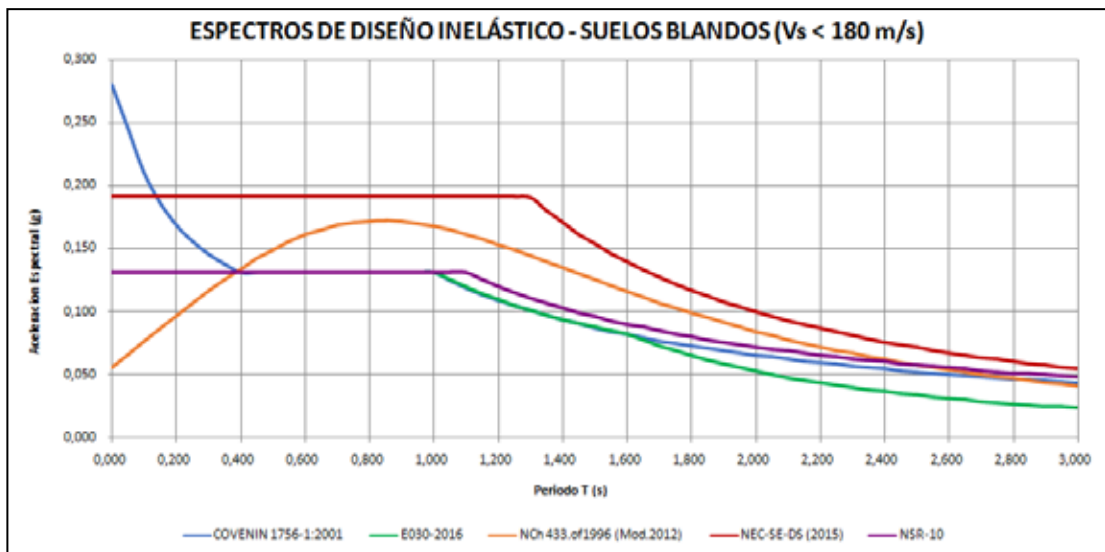
**Fuente:** Arcay M. y Suárez V. (2018)

En la **Gráfica 1**, se muestran los espectros elásticos de cada norma analizada para suelos blandos, en donde es notoria la gran amplitud de las mesetas o zonas de aceleraciones constantes de los espectros según cada normativa, además de los máximos valores de respuesta alcanzados. Como se observa en la gráfica, las normas de Ecuador (NEC-SE-DS 2015) y Perú (E030-2016) muestran los mayores valores de aceleración espectral en los primeros 0.50s, ya que a partir de ese punto, en periodos comprendidos entre 0.50s y 1.10s, la norma de Chile empieza a desarrollar los mayores valores de respuesta entre las normativas evaluadas.

Así mismo, para periodos superiores a 1.00s, se aprecia que la norma de Ecuador empieza a ser superior nuevamente, seguida de Chile con una dispersión muy pequeña, y finalmente Perú, siendo esta la tercera norma más exigente para suelos blandos en periodos intermedios y largos. Por su parte, en el caso de las normas de Colombia y Venezuela, estas fueron las que presentaron los menores valores de respuesta espectral entre las normativas evaluadas, desarrollando sus máximas aceleraciones entre 0s y 1.10s para el caso de Colombia, y desde 0.30s a 1.10s en el caso de Venezuela.

En referencia a los niveles de dispersión obtenidos según cada normativa respecto a Venezuela, se observa que el espectro chileno, a pesar de haberse realizado con una aceleración de suelo menor, muestra aceleraciones máximas en promedio 54% mayores, en periodos comprendidos entre 0.60s y 1.10s. De igual manera, se aprecia que la norma ecuatoriana es en promedio un 46% superior a Venezuela en un rango entre 0s y 1.30s, mientras que Perú y Colombia manejan aceleraciones cuya dispersión máxima en promedio es de 34% y 17% superior respectivamente, en un periodo entre 0s y 1.10s.

**Gráfica 2.** Espectros superpuestos de diseño inelástico para suelos blandos



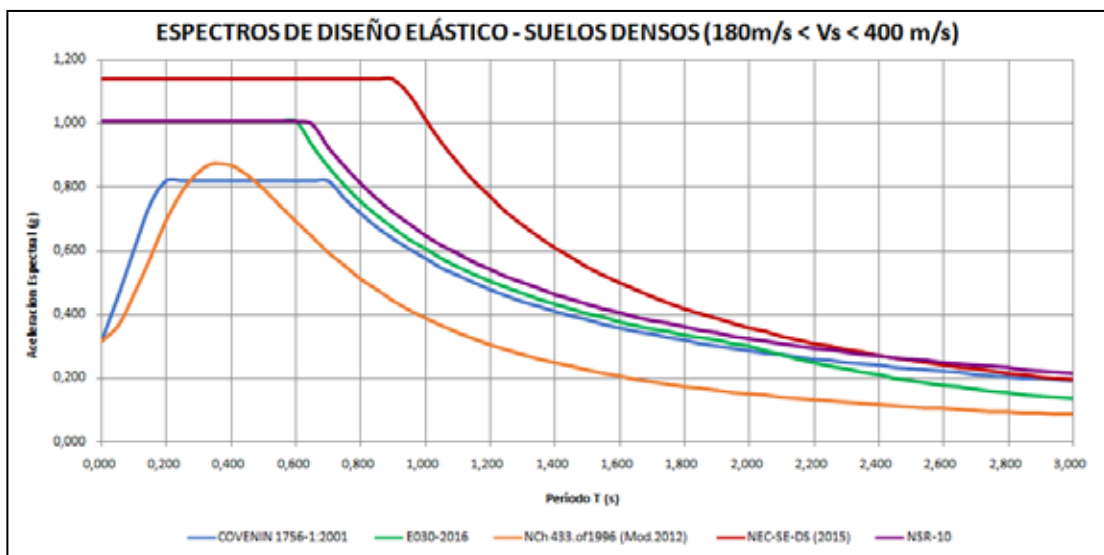
**Fuente:** Arcay M. y Suárez V. (2018)

Al observar la **Gráfica 2**, se aprecian los espectros inelásticos según cada normativa para suelos blandos, en este sentido, debido a la amplitud de los espectros, se da lugar a aceleraciones de diseño superiores en periodos medios y largos. Ahora bien, se puede visualizar que para periodos inferiores a 0.20s, la norma de Venezuela presenta los valores de respuesta más exigentes, sin embargo, desde 0.20s hasta 1.30s, la norma de Ecuador fue entre 30% a 48% superior, esto como consecuencia del comportamiento del espectro venezolano, el cual disminuye las aceleraciones a

medida que aumenta el periodo. Así mismo, se tiene que Chile es la menos exigente de todas las normativas en los periodos cortos (entre 0s y 0.40s), no obstante, para periodos que van desde 0.40s hasta 2.70s aproximadamente, el espectro chileno desarrolla los valores de respuesta espectral más exigentes (después de Ecuador), llegando a ser de 10% a 20% superiores a Venezuela.

Por último, es apreciable que Perú y Colombia manejan aceleraciones similares a Venezuela, en periodos entre 0.40s y 1.60s (en el caso de Perú), y entre 0.40s y 1.00s (en el caso de Colombia), teniendo un nivel de dispersión casi despreciable, sin embargo, a partir de 1.00s se observa que la norma de Colombia es la más exigente por detrás de Chile y Ecuador, llegando incluso a superar a Chile en periodos en el orden de 2.40s. De esta manera se evidencia que para suelos blandos, los espectros de diseño inelásticos de Venezuela y Perú son los menos exigentes.

**Gráfica 3.** Espectros superpuestos de diseño elástico para suelos densos.



**Fuente:** Arcay M. y Suárez V. (2018)

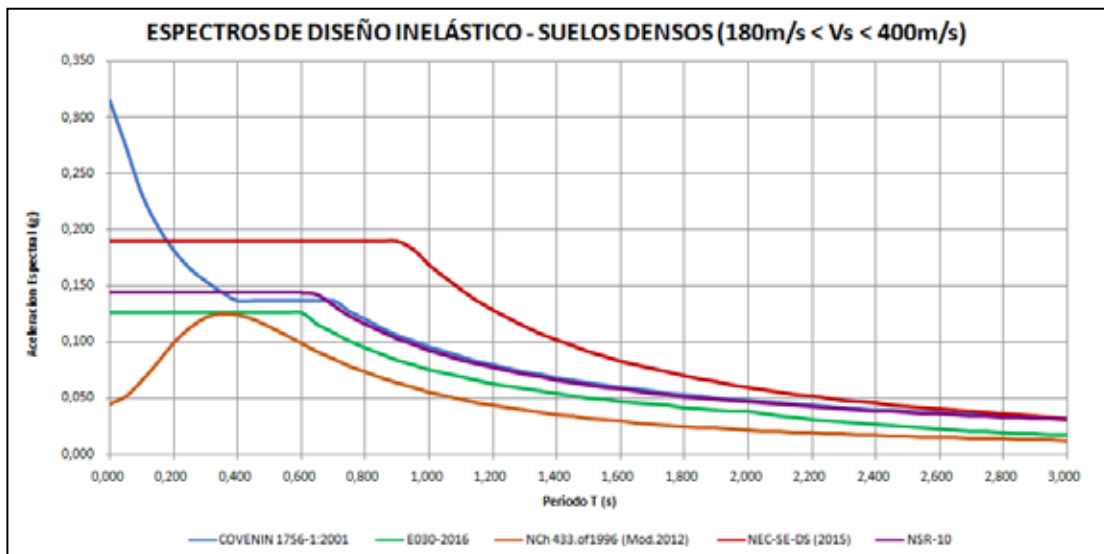
De acuerdo a la **Gráfica 3**, se observan los espectros sísmicos elásticos para suelos densos según cada norma. En estas curvas se evidencia la disminución de la amplitud respecto al comportamiento obtenido en suelos blandos, por lo que en este

caso, las aceleraciones de diseño máximas se concentran en periodos bajos e intermedios. También, se aprecia la disminución que sufrieron los valores de respuesta en cada espectro, debido al cambio en el tipo de suelo, siendo más exigentes los suelos blandos.

En lo referente a las aceleraciones de diseño desarrolladas, Ecuador presenta los valores máximos de dispersión respecto a Venezuela, siendo esta en promedio 38% superior, en un rango entre 0s y 0.90s, seguida de las normas de Perú y Colombia, las cuales manejan aceleraciones de diseño 23% mayores aproximadamente, durante un periodo comprendido entre 0s y 0.70s. Por su parte, en el caso de Chile se visualizan aceleraciones de hasta 7% superiores a Venezuela, para un rango entre 0,20s y 0,35s.

En este sentido, es importante resaltar que en la mayoría de los casos, el espectro elástico venezolano para suelos densos, se encuentra entre los menos exigentes, solo superando a Chile en periodos inferiores a 0.30s y mayores a 0.50s, mientras que para periodos largos (a partir de 2.20s), Venezuela empieza a ser la normativa más exigente después de Ecuador y Colombia.

**Gráfica 4.** Espectros superpuestos de diseño inelástico para suelos densos.



**Fuente:** Arcay M. y Suárez V. (2018)

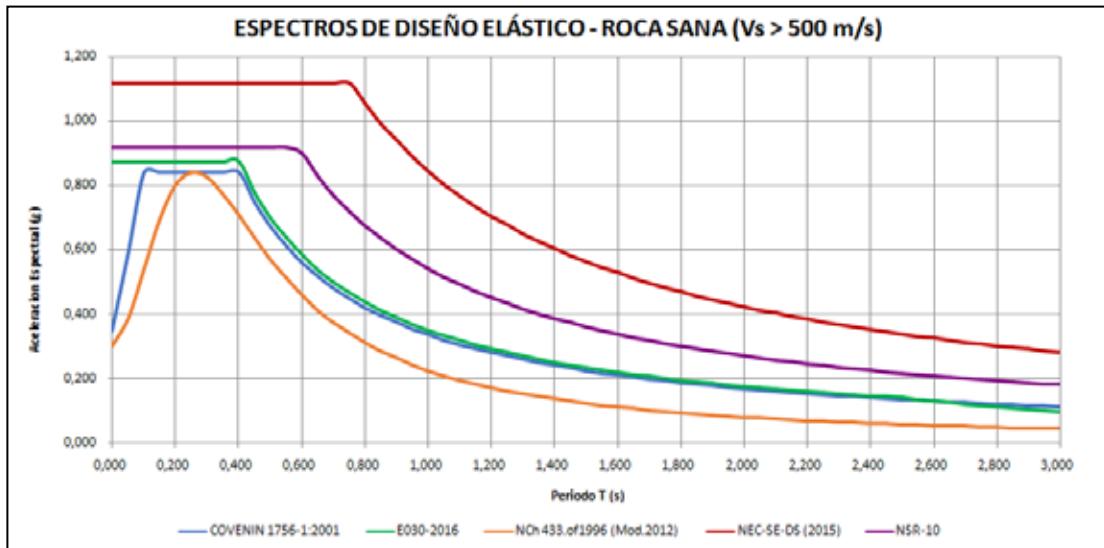
En la Grafica 4, se muestra la superposición de los espectros inelásticos de cada normativa para suelos densos, en cuanto al comportamiento, no se presentan diferencias apreciables, más allá de la disminución en la amplitud de los espectros respecto a los obtenidos para suelos blandos.

Por otra parte, en referencia a los valores de respuesta, el código venezolano es el más exigente durante los primeros 0.20s; posterior a esto, la norma ecuatoriana empieza a ser superior a Venezuela llegando a manejar una dispersión máxima de 44% entre 0.20s y 0.90s. Por otra parte, se observa que a partir de 0.40s hasta 0.65s, la norma colombiana desarrolla respuestas aproximadamente 5% superiores a Venezuela, quedando así la norma COVENIN 1756:2001 como la segunda más exigente entre 0.20s y 0.40s y la tercera entre 0.40s y 0.65s. Cabe destacar que a partir de 0.65s las normas de Venezuela y Colombia empiezan a manejar aceleraciones similares con muy poca dispersión entre sí.

Finalmente, se puede apreciar que el espectro de Chile es el menos exigente para suelos densos, desarrollando las mayores aceleraciones en periodos desde 0.25s hasta 0.50s y cuya máxima respuesta es igual a la obtenida por el espectro de Perú en su zona de aceleraciones constantes o meseta. En este sentido, ambas normativas resultaron ser 9% inferiores a Venezuela dentro del rango anteriormente mencionado.

Ahora bien, en el caso de los espectros elásticos para suelos rocosos (**Ver Gráfica 5**), es evidente que la amplitud de las curvas espectrales disminuye considerablemente, volviéndose más exigentes en períodos inferiores a 1.00s; siendo las normas de Ecuador y Colombia las que tienen una mayor amplitud (0.60s y 0.75s respectivamente). Así mismo, en cuanto al comportamiento de los espectros, se puede observar que respecto a los suelos densos y blandos, el espectro de suelos rocosos desarrolla menores aceleraciones espectrales, esto debido a que las normativas (a excepción de Perú) estudian las condiciones geotécnicas así como el resto de los parámetros sísmicos, en suelos rocosos, por ende, los factores de amplificación según condiciones geotécnicas son inferiores.

**Gráfica 5.** Espectros superpuestos de diseño elástico para suelos rocosos

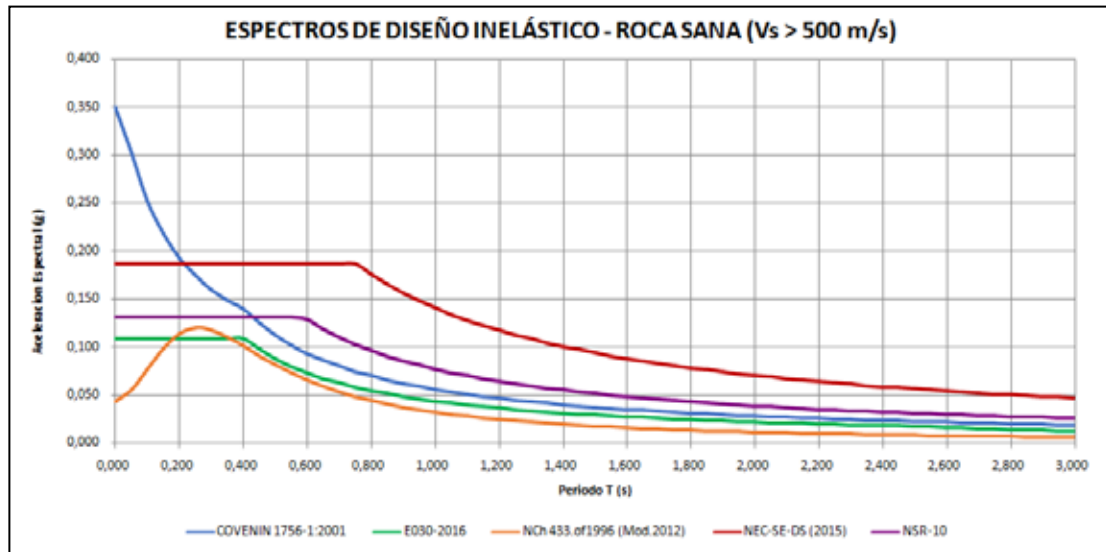


**Fuente:** Arcay M. y Suárez V. (2018)

Al analizar las aceleraciones espectrales desarrolladas por cada norma, es posible darse cuenta que el código ecuatoriano sigue siendo el más exigente de todos, presentando una respuesta 33% superior respecto a la máxima respuesta de Venezuela (entre 0.10s y 0.50s), sin embargo, la mayor dispersión entre ambas se genera a los 0.75s, siendo esta de 249%, lo cual se debe a que en este punto la norma venezolana ya se encuentra en una zona de aceleraciones descendiente, mientras que Ecuador se mantiene en la zona de máxima respuesta espectral.

A su vez, se tiene el espectro de la norma colombiana, desarrolla una aceleración 9% superior al valor máximo alcanzado por Venezuela, mientras que la máxima dispersión se consigue a los 0.55s, siendo esta de 150% (evidenciándose el mismo caso que ocurre con Ecuador). Finalmente, se tienen los espectros de Perú y Chile, los cuales en suelos rocosos presentan el menor nivel de dispersión respecto a Venezuela, siendo estas un 6% superior y 2% inferior respectivamente.

**Gráfica 6.** Espectros superpuestos de diseño inelástico para suelos rocosos.



**Fuente:** Arcay M. y Suárez V. (2018).

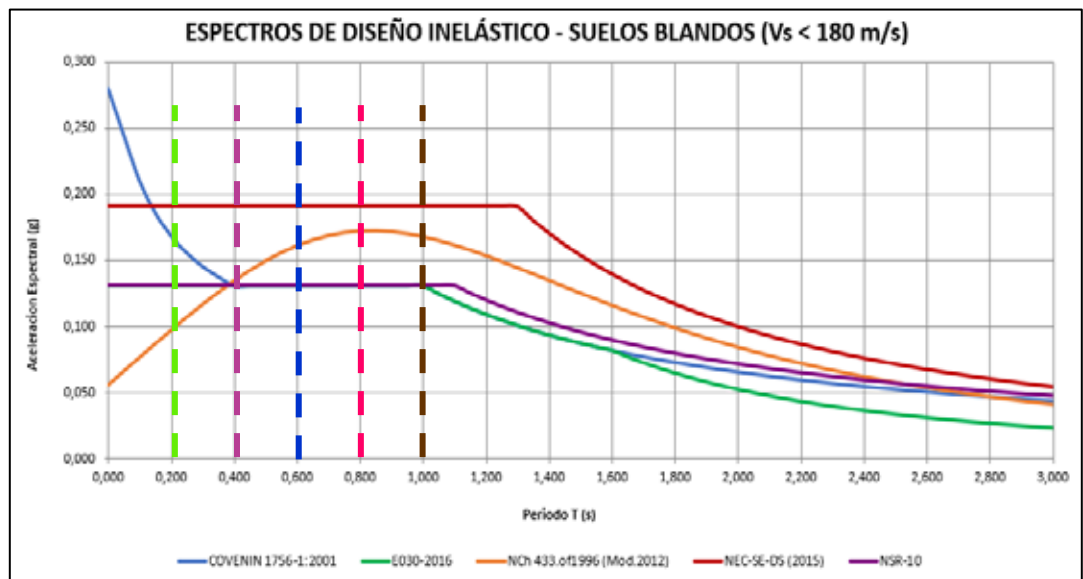
Cuando analizamos el comportamiento de los espectros inelásticos para suelos rocosos (**Ver Gráfica 6**), se evidencia un cambio importante en cuanto a la forma que presenta el espectro de la norma venezolana, en donde la zona de aceleraciones constantes o meseta desaparece, generando así un espectro de 2 ramas cuyo comportamiento se vuelve similar al de una función continua, todo esto motivado a las condiciones geotécnicas y los parámetros sísmicos considerados.

Así mismo, debido a la condición geotécnica evaluada, el factor de corrección ) propuesto por la norma venezolana, toma un valor igual a 1.00, lo cual produjo un aumento considerable en las aceleraciones de diseño desarrolladas en el espectro para periodos cortos.

Además, cabe destacar que las normas de Ecuador y Colombia se siguen manteniendo como las más exigentes a partir de 0.20s y 0.40s respectivamente, siendo la norma venezolana la tercera más exigente luego de alcanzar los 0.40s. En el caso de Chile, esta presenta las mayores aceleraciones después de Venezuela solo entre 0.20 y 0.35s, ya que para periodos fuera de este rango, la norma de Perú genera mayores valores de respuesta.

Con respecto al nivel de dispersión respecto a Venezuela, se observa que durante los primeros 0.20s, las aceleraciones del espectro ecuatoriano son entre 20% a 40% menores a las de Venezuela, mientras que hasta los 0.40s, la norma colombiana es de 10% a 63% inferior. Finalmente, en el caso de Perú y Chile, estas manejan aceleraciones considerablemente inferiores a Venezuela en todo momento, sin embargo, para periodos cortos se presentan las mayores diferencias, llegando a manejar valores de respuesta con dispersión máxima de 69% y 67% respectivamente.

**Gráfica 7.** Respuesta espectral inelástica en edificaciones - Suelos blandos



Edificios de 2 N    Edificio de 4 N    Edificio de 6 N    Edificio de 8 N    Edificio de 10 N

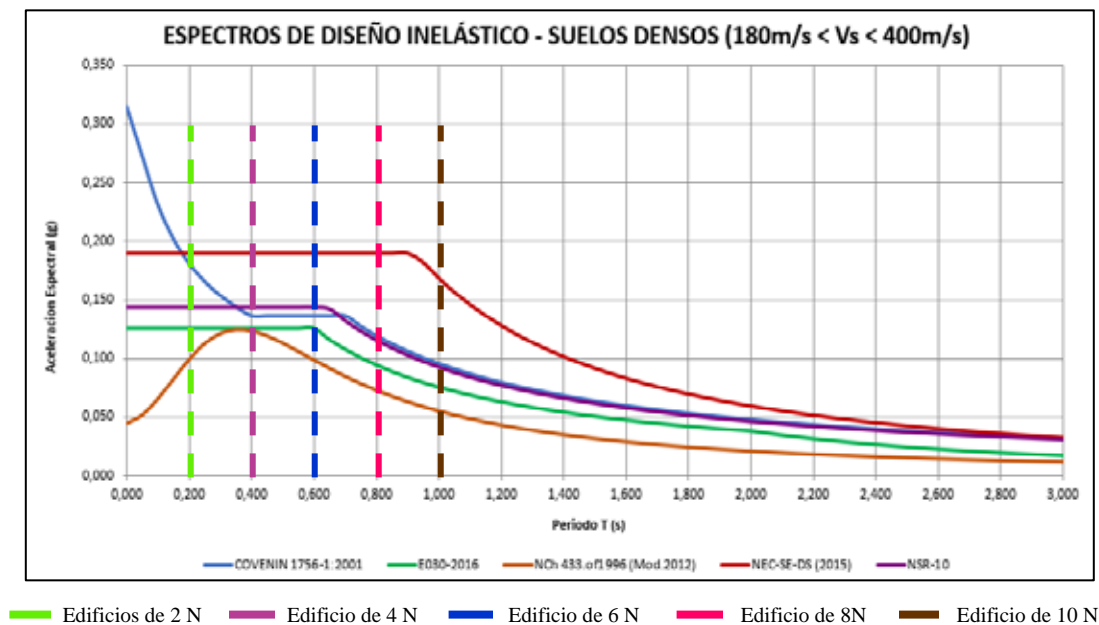
**Fuente:** Arcay M. y Suárez V. (2018).

Se ha realizado una comparación para edificios de 2, 4, 6, 8 y 10 niveles con un período de  $N/10$  en los tres tipos de suelos. En el caso de los espectros inelásticos para suelos blandos, según la **Gráfica 7**, se observa que en todos los edificios evaluados, debido a la amplitud que se presenta en los espectros sísmicos de Ecuador, Colombia y Perú, se trabaja con valores de aceleración máxima según sus espectros respectivos, siendo en Ecuador donde se obtienen los mayores niveles de respuesta, ya que en el caso de Colombia y Perú, se manejan aceleraciones máximas iguales a

las de Venezuela entre 0.40s y 1.00s; esto es importante ya que se evidencia que en suelos blandos, dichas normativas castigan edificaciones de baja y mediana altura, obteniendo posiblemente diseños más costosos.

Por su parte, en Chile se observa que debido a la forma del espectro, las edificaciones de 2 a 4 niveles (periodos entre 0.20s y 0.40s) manejan aceleraciones de diseño iguales o inferiores a las que se obtienen según la norma de Venezuela en dicho rango, lo cual indica que para edificios bajos la norma venezolana puede generar un diseño más costoso. Sin embargo, a partir de 0.40s hasta 1.20s, la norma de Chile empieza a generar valores de respuesta considerablemente mayores a los de Venezuela, lo que indica que para edificaciones de 5 a 10 niveles, el espectro chileno empieza a manejar un nivel de exigencia superior.

**Gráfica 8.** Respuesta espectral inelástica en edificaciones - Suelos densos



**Fuente:** Arcay M. y Suárez V. (2018).

Por otra parte, al tratarse de suelos densos (**Ver Gráfica 8**), se evidencia que para los edificios de 2 a 9 niveles deben ser diseñados con las aceleraciones máximas para el espectro de Ecuador, mientras que para las edificaciones de 10 niveles, se

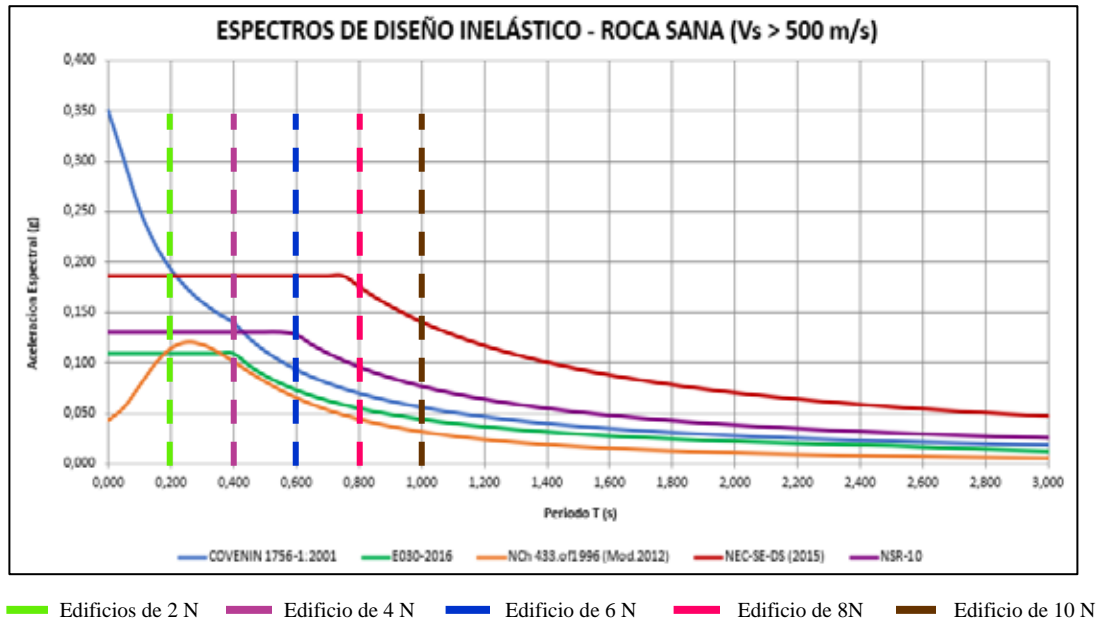
realizan diseños menos exigentes debido a que se trabaja en la rama descendiente del espectro de diseño, sin embargo, los valores de respuesta arrojados por este espectro siguen siendo considerablemente superiores a las demás normativas, con lo cual posiblemente se obtendrá un diseño menos económico.

En el caso de Colombia y Ecuador, las edificaciones de 2 a 7 niveles deben ser diseñadas con los máximos niveles de respuesta en los espectros respectivos, pero a partir de 8 a 10 niveles (periodos comprendidos desde 0.80s y 1.00s), estas presentan aceleraciones de diseño inferiores a las obtenidas en las edificaciones más bajas, es importante destacar que a partir de 0.80s las normas de Colombia y Venezuela empiezan a manejar aceleraciones espectrales dentro del mismo orden de magnitud, esto a pesar de manejar factores R diferentes.

Cuando se va a diseñar en base al espectro de la norma chilena, los edificios de 7 a 10 niveles se diseñan con aceleraciones diferentes a las máximas que se pueden presentar, permitiendo la obtención de una menor demanda sísmica para edificaciones de altura, mientras que para los edificios de 2 a 6 niveles (0.20s y 0.60s), se diseña con las máximas respuestas que se pueden alcanzar, por lo cual para edificaciones intermedias, la norma chilena puede incursionar en una mayor demanda sísmica.

Dentro de este marco, el espectro de la norma venezolana es muy exigente para edificios bajos (entre 2 y 3 niveles) en cuanto a los valores de respuesta espectral. Sin embargo, al tratar con edificios de 4 y 6 niveles, estos se diseñan con una misma aceleración espectral debido a la existencia de la rama constante (entre 0.40s y 0.70s), lo cual puede derivarse en demandas sísmicas superiores para edificaciones de mediana altura. Finalmente, en las edificaciones de altura (8 a 10 niveles), se observa que el espectro arroja menores valores de respuesta, dando lugar a diseños menos conservadores.

**Gráfica 9.** Respuesta espectral inelástica en edificaciones – Suelos rocosos



**Fuente:** Arcay M. y Suárez V. (2018).

De acuerdo a la **Gráfica 9**, se observa (en las normas de Colombia, Chile y Perú) que motivado a la menor amplitud en los espectros, los edificios de baja altura (de 2 a 5 niveles) se analizan para aceleraciones máximas, mientras que para edificaciones de 5 a 10 niveles, se diseña para valores de respuesta muy inferiores. En el caso de Ecuador, a pesar de la disminución en la amplitud del espectro, esta normativa sigue manteniendo una zona de aceleraciones máximas constante hasta los 0,80s por lo que para edificaciones entre 2 y 10 niveles, esta puede desarrollar una demanda sísmica importante, y por ende un diseño más conservador.

En cuanto a las edificaciones en el espectro del código venezolano, se aprecia que con la eliminación de la meseta y el aumento de los valores máximos de aceleración espectral, los edificios de 2 a 4 niveles, presentan una mayor exigencia debido al incremento de la demanda sísmica. Sin embargo, a partir de los 5 niveles, los valores de respuesta espectral empiezan a ser similares a los obtenidos por Perú y Chile, por lo tanto, los diseños en estas 3 normativas tienden a ser menos conservadores para edificaciones intermedias y altas.

#### 4.4 Aplicación de Metodologías de Análisis Estático en edificaciones de concreto armado según diferentes normativas.

Mediante la utilización de hojas de cálculo realizadas para aplicar el método de análisis estático según cada normativa, se pudo obtener el valor del cortante basal y distribución de fuerzas laterales por nivel. De igual forma se realizó la modelación de las edificaciones correspondientes en el software de análisis y diseño estructural ETABS V16.2, con el cual se determinaron los desplazamientos y derivas por nivel para cada caso estudio, tal y como se muestra a continuación.

##### 4.4.1 Aplicación de Método de Análisis Estático -Norma “Diseño Sísmico de Edificios” NCh 433 of. 1996mod2012.

Se proporcionó la ubicación de la edificación (Santiago), con lo cual se obtuvo la aceleración efectiva “Ao”. Luego se seleccionó el tipo de suelo (**Ver Figura 17**).

Valor de la Aceleración Efectiva (Ao)	
Zona Sísmica	Ao (g)
1	0,20
2	0,30
3	0,40

CLASIFICACIÓN SÍSMICA DEL TERRENO					
SECCIÓN 4.2.3					
Suelo Tipo	V <sub>cr</sub> (m/s)	RQD	q <sub>u</sub> (MPa)	(N <sub>60</sub> ) (golpes/pie)	S <sub>u</sub> (MPa)
1	≥ 200	≥ 70%	≥ 10		

**Figura 17.** Obtención factor Ao y selección del tipo de suelo, hoja de cálculo Chile

**Fuente:** Arcay M. y Suárez V. (2018).

De acuerdo al tipo de suelo, se determinaron los parámetros sísmicos dependientes de la condición geotécnica, y posteriormente se seleccionó el tipo de ocupación de la edificación (**Ver Figura 18**).

PARÁMETROS DEPENDIENTES DEL TIPO DE SUELO	
S =	1,05
To (s) =	0,40
T' (s) =	0,45
n =	1,40
p =	1,60

NO modificar estas celdas

Parametros Suelos Tipo F	
S =	
To (s) =	
T' (s) =	
n =	
p =	

Solo llenar en caso de suelos Tipo F

**Figura 18.** Parámetros geotécnicos y categoría de ocupación de la edificación, hoja de cálculo Chile

Fuente: Arcay M. y Suárez V. (2018)

Con la obtención de los parámetros según tipo de suelo, se procedió a la definición de la categoría o grupo de ocupación de la edificación, con el cual se estableció el coeficiente de importancia “I” (Ver Figura 19).

CLASIFICACIÓN DE OCUPACION DE LOS EDIFICIOS	SECCIÓN 4.3												
<ul style="list-style-type: none"> <li><b>Tipo I:</b> Estructuras aisladas o provisionales que representan bajo riesgo para la vida humana en caso de falla, a excepción de instalaciones agrícolas, instalaciones menores de almacenaje y ciertas instalaciones provisionales. A este grupo pertenecen aquellas edificaciones no clasificables en las categorías de ocupación II, III y IV.</li> <li><b>Tipo II:</b> Estructuras no clasificables para los grupos I, III y IV y edificios] cuyas fallas pueden poner en peligro otras construcciones de las categorías de ocupación I, III y IV.</li> <li><b>Tipo III:</b> Estructuras que tengan gran valor, entre ellas todas las edificaciones que sean destinadas para cierta aglomeración de personas como escuelas, iglesias, salas destinadas a asambleas, locales comerciales mayores a 500m<sup>2</sup> por piso, algunos centros comerciales y algunas edificaciones que contengan sustancias peligrosas.</li> <li><b>Tipo IV:</b> Edificaciones gubernamentales, o instalaciones que sean de gran importancia en caso de catástrofes, como hospitales, cuarteles de bomberos, refugios de emergencia. Además, en este grupo, se incluyen aquellas edificaciones que contengan sustancias peligrosas en grandes cantidades.</li> </ul>	<p>Seleccionar Categoría de Ocupación de la edificación a analizar:</p> <p>II</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Valor del Coeficiente I</th> </tr> <tr> <th>Categoría del edificio</th> <th>I</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>I</td> <td>0,6</td> </tr> <tr> <td>II</td> <td>1</td> </tr> <tr> <td>III</td> <td>1,2</td> </tr> <tr> <td>IV</td> <td>1,2</td> </tr> </tbody> </table> <p>Coef. de importancia I = 1,00</p>	Valor del Coeficiente I		Categoría del edificio	I	I	0,6	II	1	III	1,2	IV	1,2
Valor del Coeficiente I													
Categoría del edificio	I												
I	0,6												
II	1												
III	1,2												
IV	1,2												

**Figura 19.** Definición de categoría de ubicación y obtención del coeficiente de importancia “I”, hoja de cálculo Chile

Fuente: Arcay M. y Suárez V. (2018)

Se establecieron las características de la edificación con la cual se determinó el periodo fundamental estimado “T\*” (N/10). A su vez, en base al análisis de cargas respectivo, se proporcionó el peso “P” de la edificación (Ver Figura 20).

<b>Fuerza Cortante Basal <math>Q_0</math></b>		<b>C</b> Coeficiente Sísmico
$Q_0 = CIP$		<b>I</b> Coeficiente de Importancia
		<b>P</b> Peso de la Edificación (Tonf)
<b>Características de la Edificación</b>		
Número de Niveles "N"	5	En caso de que la <b>Altura de Entrepiso</b> no sea constante, <b>PROPORCIONAR</b> valor de <b>Altura</b>
Altura de Entrepiso (m)	3	
Altura Total "H" (m)	15	
		Altura Total "H" (m) 0
Periodo de Vibración $T^*$ (s)	0,500	El Periodo $T^*$ de la Edificación, debe ser determinado por un método sustentado por el ingeniero calculista
<b>Peso de la Edificación P</b>		
El Peso Total de la Edificación P, viene dado por el respectivo análisis de cargas de la Edificación, tomando en cuenta lo establecido en el: <b>Capítulo x - Sección xx</b>		Proporcionar valor de P
		<b>P (Tonf) = 1343,92</b>

**Figura 20.** Introducción de características de la edificación, hoja de cálculo Chile  
**Fuente:** Arcay M. y Suárez V. (2018)

Se procedió a calcular el coeficiente sísmico C y posteriormente el cálculo del cortante basal  $Q_0$  (**Ver Figura 21**).

Periodo de Vibración $T^*$ (s)	0,500	El Periodo $T^*$ de la Edificación, debe ser determinado por un método sustentado por el ingeniero calculista
<b>Peso de la Edificación P</b>		
El Peso Total de la Edificación P, viene dado por el respectivo análisis de cargas de la Edificación, tomando en cuenta lo establecido en el: <b>Capítulo x - Sección xx</b>		Proporcionar valor de P
		<b>P (Tonf) = 1343,92</b>
<b>Coeficiente Sísmico C</b>		
<b>Formula para el Calculo de C</b>		C debe estar comprendido dentro del siguiente rango: $(A_0 \cdot S) / 6g \leq C \leq 0,35(5 \cdot A_0 / g)$
$C = \frac{2,75 A_0}{gR} \left( \frac{T^*}{T^*} \right)^n$		
Por lo tanto, la Fuerza Cortante Basal $Q_0$ será:		<b>Coeficiente C</b>
		<b>0,102</b>
		<b>Fuerza Cortante Basal <math>Q_0</math> (Tonf)</b>
		<b>136,67</b>

**Figura 21.** Cálculo del coeficiente sísmico C y fuerza cortante basal  $Q_0$ , hoja de cálculo Chile  
**Fuente:** Arcay M. y Suárez V. (2018)

El valor obtenido del cortante basal, posteriormente fue distribuido entre los niveles de la edificación (**Ver Figura 22**). Las fuerzas obtenidas por nivel se llevaron al modelado de la estructura en ETABS V.16.2 y se obtuvieron los desplazamientos y derivas por nivel.

Distribución de Fuerzas Sísmicas por Nivel						
<b>Fuerza Sísmica Nivel i</b> $F_k = \frac{A_k P_k}{\sum_{j=1}^n A_j P_j} Q_0$			$Q_0$ Fuerza Cortante Basal (Tonf) $A_k$ Factor de Ponderación para el Peso asociado al Nivel k $P_k$ Peso de la Edificación en el Nivel k (Tonf)			
<b>Factor de Ponderación para el Peso (Ak)</b> $A_k = \sqrt{1 - \frac{Z_{k-1}}{H}} - \sqrt{1 - \frac{Z_k}{H}}$			$Z_k$ Altura del Nivel k, sobre el Nivel Basal (m) $H$ Altura Total de la Edificación (m)			
Fuerzas Sísmicas por Nivel						
	Pi (Tonf)	hi (m)	Ak	Ak*Pk (Tonf)	Fi (Tonf)	
Techo	220,74	15	0,45	98,72	53,23	53233,02
Nivel 4	272,99	12	0,19	50,57	27,27	27268,53
Nivel 3	283,40	9	0,14	40,28	21,72	21721,49
Nivel 2	283,40	6	0,12	33,96	18,31	18312,07
Nivel 1	283,40	3	0,11	29,92	16,13	16133,25
	1343,92			253,45	136,67	

**Figura 22.** Distribución de fuerzas laterales por nivel, hoja de cálculo Chile  
**Fuente:** Arcay M. y Suárez V. (2018)

Posteriormente, se obtuvo la rigidez lateral de la edificación en cada dirección de análisis, y se determinaron los períodos fundamentales de la edificación en cada caso (Ver Figura 23).

Rigidez Lateral de la Edificación (K)	→	<b>Kx (Tonf/m)</b>	<b>79361,89</b>
		<b>Ky (Tonf/m)</b>	<b>82149,91</b>
<b>Periodo de Vibración T* (s)</b> El Periodo T* de la Edificación, debe ser determinado por un método sustentado por el ingeniero calculista	→	<b>T*x (s)</b>	<b>0,261</b>
		<b>T*y (s)</b>	<b>0,257</b>

**Figura 23.** Introducción de rigidez lateral K y cálculo de periodo T\* en ambas direcciones de análisis, hoja de cálculo Chile  
**Fuente:** Arcay M. y Suárez V. (2018)

Se determinaron los coeficientes sísmicos y los cortantes basales para cada dirección de análisis (Ver Figura 24).

Coeficiente Sísmico C	
Formula para el Cálculo de C	
$C = \frac{2,75A_o}{gR} \left( \frac{T'}{T^*} \right)^n$	C debe estar comprendido dentro del siguiente rango: $(A_o \cdot S)/6g \leq C \leq 0,35(S \cdot A_o/g)$
	Cx 0,110
	Cy 0,110
Por lo tanto, la Fuerza Cortante Basal Qo será:	Qox (Tonf) 148,17  Qoy (Tonf) 148,17
	NO me estas e

**Figura 24.** Cálculo de coeficiente sísmico C en ambas direcciones de análisis, hoja de cálculo Chile

**Fuente:** Arcay M. y Suárez V. (2018)

Luego, se determinó la distribución de las fuerzas laterales por nivel para cada dirección de análisis (**Ver Figura 25**), y posteriormente se introdujeron en ETABS V.16.2 para obtener los nuevos desplazamientos laterales y derivas por nivel.

Fuerzas Sísmicas por Nivel (Sentido X)					
	Pi (Tonf)	hi (m)	Ak	Ak*Pk (Tonf)	Fi (Tonf)
Techo	220,74	15	0,45	98,72	57,71
Nivel 4	272,99	12	0,19	50,57	29,56
Nivel 3	283,40	9	0,14	40,28	23,55
Nivel 2	283,40	6	0,12	33,96	19,85
Nivel 1	283,40	3	0,11	29,92	17,49
	1343,92			253,45	148,17
Fuerzas Sísmicas por Nivel (Sentido Y)					
	Pi (Tonf)	hi (m)	Ak	Ak*Pk (Tonf)	Fi (Tonf)
Techo	220,74	15	0,45	98,72	57,71
Nivel 4	272,99	12	0,19	50,57	29,56
Nivel 3	283,40	9	0,14	40,28	23,55
Nivel 2	283,40	6	0,12	33,96	19,85
Nivel 1	283,40	3	0,11	29,92	17,49
	1343,92			253,45	148,17

**Figura 25.** Distribución de fuerzas laterales por nivel según cada dirección de análisis, hoja de cálculo Chile

**Fuente:** Arcay M. y Suárez V. (2018)

#### 4.4.2 Aplicación del Método de la Fuerza Horizontal Equivalente -Norma “Reglamento Colombiano de la Construcción Sismo Resistente” NSR-10.

Se proporcionó la ubicación del proyecto (Cúcuta), y se obtuvieron los factores de aceleración “A<sub>a</sub>” y velocidad “A<sub>v</sub>” según la zona (Ver Figura 26).

Zonificación Sísmica (Ciudades Capitales)		Ciudad	A <sub>a</sub>	A <sub>v</sub>	Zona de Amenaza Sísmica
Seleccionar Ciudad	CÚCUTA	Arauca	0.15	0.15	Intermedia
Factor Aa (g)	0,35	Armenia	0.25	0.25	Alta
Factor Av (g)	0,30	Barranquilla	0.10	0.10	Baja
Zona de Amenaza Sísmica	Alta	Bogotá D. C.	0.15	0.20	Intermedia
		Bucaramanga	0.25	0.25	Alta
		Cali	0.25	0.25	Alta
		Cartagena	0.10	0.10	Baja
		Cúcuta	0.35	0.30	Alta
		Florencia	0.20	0.15	Intermedia
		Ibagué	0.20	0.20	Intermedia
		Leticia	0.05	0.05	Baja
		Manizales	0.25	0.25	Alta
		Medellín	0.15	0.20	Intermedia

**Figura 26.** Obtención de factores A<sub>a</sub> y A<sub>v</sub>, hoja de cálculo Colombia  
Fuente: Arcay M. y Suárez V. (2018)

Se seleccionó el perfil geotécnico (Ver Figura 27) para así después obtener los coeficientes característicos del mismo, como lo son el coeficiente F<sub>a</sub> y el coeficiente F<sub>v</sub> (Ver Figura 28).

DEFINICIÓN DEL TIPO DE PERFIL DE SUELO			Sección A.2.4.4
Tipo de perfil	Descripción	Definición	Seleccionar Perfil Geotécnico del Terreno de Fundación <input type="text" value="D"/>  <b>Nota:</b> Todos los datos requeridos para determinar la clasificación sísmica del terreno, deben ser proporcionados por un estudio geotécnico confiable  <b>Nota 2:</b> En caso de tener perfil de suelo Tipo F, se deben realizar estudios geotécnicos especiales a fin
A	Perfil de roca competente	$\bar{V}_s \geq 1500$ m/s	
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 760$ m/s	
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 380$ m/s	
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50, 0$ $\bar{q} \geq 100 \text{ kPa} (1 \text{ kg/cm}^2)$	
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$380 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 180$ m/s	
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > \bar{N} \geq 15, 0$ $100 \text{ kPa} (1 \text{ kg/cm}^2) > \bar{q} \geq 50 \text{ kPa} (0.5 \text{ kg/cm}^2)$	

**Figura 27.** Selección de perfil geotécnico, hoja de cálculo de Colombia  
Fuente: Arcay M. y Suárez V. (2018)

COEFICIENTES DEL PERFIL DE SUELO (Fa y Fv)						SECCIÓN A.2.4.5
<b>Tabla A.2.4-3 - Valores de Coeficiente Fa</b>						<b>Coeficientes para Perfiles de Suelo</b> <b>Coeficiente Fa</b> <b>1,15</b> <b>Coeficiente Fv</b> <b>1,80</b> <div style="border: 1px solid red; padding: 2px; display: inline-block; color: red;">NO modificar estas celdas</div>
Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos					
	$A_B \leq 0.1$	$A_B = 0.2$	$A_B = 0.3$	$A_B = 0.4$	$A_B \geq 0.5$	<b>Los Coeficientes del Perfil de Suelo (Fa y Fv) representan valores de modificación de las acciones sísmicas debido a las condiciones geotécnicas del terreno</b>
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0	
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0	
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9	
F	véase nota	véase nota	véase nota	Véase nota	véase nota	
<b>Tabla A.2.4-4 - Valores de Coeficiente Fv</b>						
Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos					
	$A_V \leq 0.1$	$A_V = 0.2$	$A_V = 0.3$	$A_V = 0.4$	$A_V \geq 0.5$	
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3	
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5	
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4	
F	véase nota	véase nota	véase nota	Véase nota	véase nota	

**Figura 28.** Selección de coeficientes del perfil del suelo, hoja de cálculo Colombia  
**Fuente:** Arcay M. y Suárez V. (2018)

Se seleccionó el grupo de la edificación de acuerdo a su uso para así determinar el valor del coeficiente de importancia “I” (Ver Figura 29).

COEFICIENTE DE IMPORTANCIA (I)		SECCIÓN A.2.5										
<b>Grupo IV:</b>	Edificaciones indispensables, aquellas de atención a la comunidad que deben funcionar durante y después de un sismo (Centros de salud, aeropuertos, sistemas masivos de transporte, centrales de comunicaciones, refugios de emergencia, centrales eléctricas, de agua y de combustible, almacenes de materiales tóxicos, entre otras de igual importancia en casos de emergencia)	<b>Seleccionar Grupo de la Edificación</b> I De acuerdo al Grupo que tenga la edificación, se define un Coeficiente de Importancia (I) <table border="1"> <thead> <tr> <th>Grupo de Uso</th> <th>Coeficiente de Importancia, I</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IV</td> <td>1.50</td> </tr> <tr> <td>III</td> <td>1.25</td> </tr> <tr> <td>II</td> <td>1.10</td> </tr> <tr> <td>I</td> <td>1.00</td> </tr> </tbody> </table> <b>Coef. de Importancia</b> <b>1,00</b> <div style="border: 1px solid red; padding: 2px; display: inline-block; color: red;">NO modificar esta celda</div>	Grupo de Uso	Coeficiente de Importancia, I	IV	1.50	III	1.25	II	1.10	I	1.00
Grupo de Uso	Coeficiente de Importancia, I											
IV	1.50											
III	1.25											
II	1.10											
I	1.00											
<b>Grupo III:</b>	Edificaciones de Atención a la Comunidad, aquellas que son indispensables después de un sismo (exceptuando las del Grupo IV) para atender la emergencia y preservar la seguridad de las personas. (Estaciones de bomberos, defensa civil, fuerzas armadas, centros educativos, entre otras).											
<b>Grupo II:</b>	Edificaciones de Ocupación Especial, aquellas que puedan reunir más de 200 personas por salón, edificios gubernamentales, estructuras deportivas que puedan concentrar más de 2000 personas a la vez, almacenes y centros comerciales con más de 500 m <sup>2</sup> por piso, edificaciones donde converjan más de 3000 personas al mismo tiempo.											
<b>Grupo I:</b>	Edificaciones de Ocupación Normal, son todas aquellas edificaciones cuyos daños no representan un riesgo para su entorno. (Todas las edificaciones que no fueron incluidas en los Grupos II, III y IV).											

**Figura 29.** Selección del grupo de la edificación, hoja de cálculo Colombia  
**Fuente:** Arcay M. y Suárez V. (2018)

De acuerdo al tipo de estructura, se seleccionó el factor de reducción de respuesta sísmica “Ro” (Ver Figura 30).

Sistemas Estructurales de Pórticos Resistentes a Momentos		Ver Tabla A.3-3
<b>Se subdividen en 5 Tipos:</b>		<b>Nota:</b> Cada uno de estos DEBEN OBSERVARSE en la el sistema resistente ade
1. Pórticos resistentes a momento con capacidad especial de disipación de energía (DES)		
2. Pórticos resistentes a momento con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)		
3. Pórticos resistentes a momento con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)		
4. Pórticos losa-columna (Incluye reticular celulado)		
5. Estructuras de péndulo invertido		
Seleccionar Sistema Resistente a Fuerzas Sísmicas		Sist. Estruct. 1-a
Coef. Básico de Reducción (Ro)	7	<b>NO modificar</b>
Coef. De Sobrerresistencia (Ωo)	3	

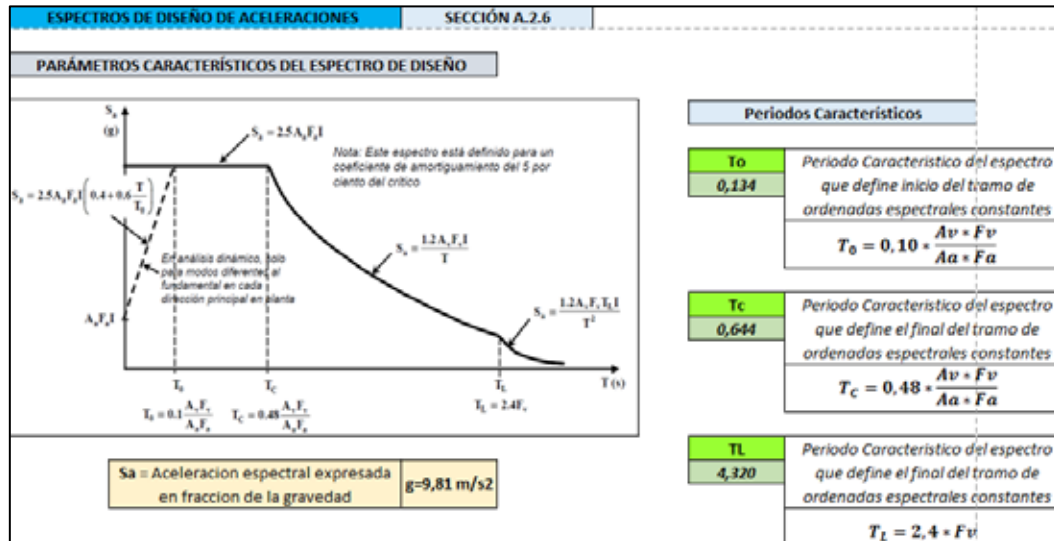
**Figura 30.** Factor de reducción de respuesta, hoja de cálculo Colombia  
**Fuente:** Arcay M. y Suárez V. (2018)

En vista de que la estructura no posee irregularidades, los factores  $I_p$  e  $I_a$  son iguales a 1,00 (Ver Figura 31).

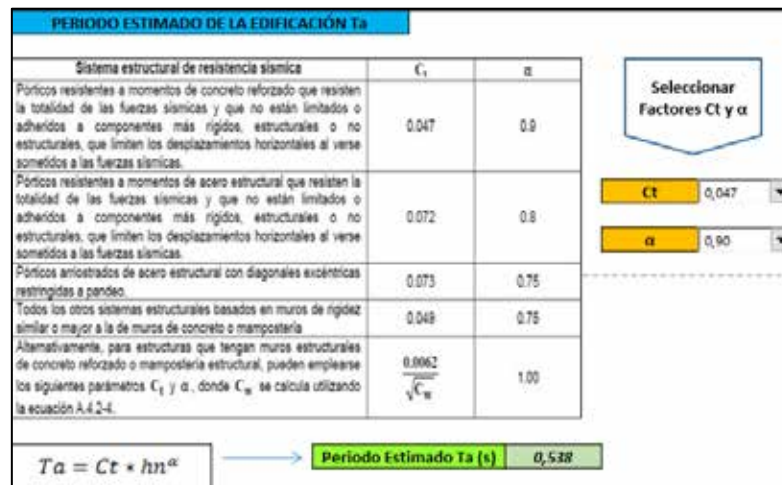
¿La Edificación presenta Irregularidades Estructurales?		NO												
Factor de Irregularidad en Planta ( $\phi_p$ )		Ver Tabla A.3-6												
<p>Tabla A.3-6 Irregularidades en planta</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>Tipo</th> <th>Descripción de la irregularidad en planta</th> <th><math>I_p</math></th> <th>Referencias</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1aP</td> <td>Irregularidad torsional — La irregularidad torsional existe cuando en una edificación con diafragma rígido, la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura, calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es más de 1.2 y menor o igual a 1.4 veces la deriva promedio de los dos extremos de la estructura, con respecto al mismo eje de referencia.</td> <td>0.9</td> <td>A.3.3.6, A.3.4.2, A.3.6.3.1, A.3.6.7.1, A.3.6.8.4, A.5.2.1</td> </tr> <tr> <td>1bP</td> <td>Irregularidad torsional/ extrema — La irregularidad torsional extrema existe cuando en una edificación con diafragma rígido, la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura, calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es más de 1.4 veces la deriva promedio de los dos extremos de la estructura, con respecto al mismo eje de referencia.</td> <td>0.8</td> <td>A.3.3.6, A.3.4.2, A.3.6.3.1, A.3.6.7.1, A.3.6.8.4, A.5.2.1</td> </tr> </tbody> </table>			Tipo	Descripción de la irregularidad en planta	$I_p$	Referencias	1aP	Irregularidad torsional — La irregularidad torsional existe cuando en una edificación con diafragma rígido, la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura, calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es más de 1.2 y menor o igual a 1.4 veces la deriva promedio de los dos extremos de la estructura, con respecto al mismo eje de referencia.	0.9	A.3.3.6, A.3.4.2, A.3.6.3.1, A.3.6.7.1, A.3.6.8.4, A.5.2.1	1bP	Irregularidad torsional/ extrema — La irregularidad torsional extrema existe cuando en una edificación con diafragma rígido, la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura, calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es más de 1.4 veces la deriva promedio de los dos extremos de la estructura, con respecto al mismo eje de referencia.	0.8	A.3.3.6, A.3.4.2, A.3.6.3.1, A.3.6.7.1, A.3.6.8.4, A.5.2.1
Tipo	Descripción de la irregularidad en planta	$I_p$	Referencias											
1aP	Irregularidad torsional — La irregularidad torsional existe cuando en una edificación con diafragma rígido, la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura, calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es más de 1.2 y menor o igual a 1.4 veces la deriva promedio de los dos extremos de la estructura, con respecto al mismo eje de referencia.	0.9	A.3.3.6, A.3.4.2, A.3.6.3.1, A.3.6.7.1, A.3.6.8.4, A.5.2.1											
1bP	Irregularidad torsional/ extrema — La irregularidad torsional extrema existe cuando en una edificación con diafragma rígido, la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura, calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es más de 1.4 veces la deriva promedio de los dos extremos de la estructura, con respecto al mismo eje de referencia.	0.8	A.3.3.6, A.3.4.2, A.3.6.3.1, A.3.6.7.1, A.3.6.8.4, A.5.2.1											
<p><b>Nota 1:</b> Si NO EXISTEN Irregularidades el valor de <math>\phi_p</math> se asume igual a 1,00.</p> <p><b>Nota 2:</b> En caso de Múltiples Irregularidades en Planta, se debe colocar el MENOR VALOR de los casos de irregularidad presentes.</p>														
Factor $\phi_p$														

**Figura 31.** Factores de irregularidad, hoja de cálculo Colombia  
**Fuente:** Arcay M. y Suárez V. (2018)

Se determinan los períodos característicos del espectro de diseño sísmico elástico  $T_o$ ,  $T_c$  y  $T_L$  (Ver Figura 32), para posteriormente, calcular el período estimado “ $T_a$ ” de la edificación (Ver Figura 33).

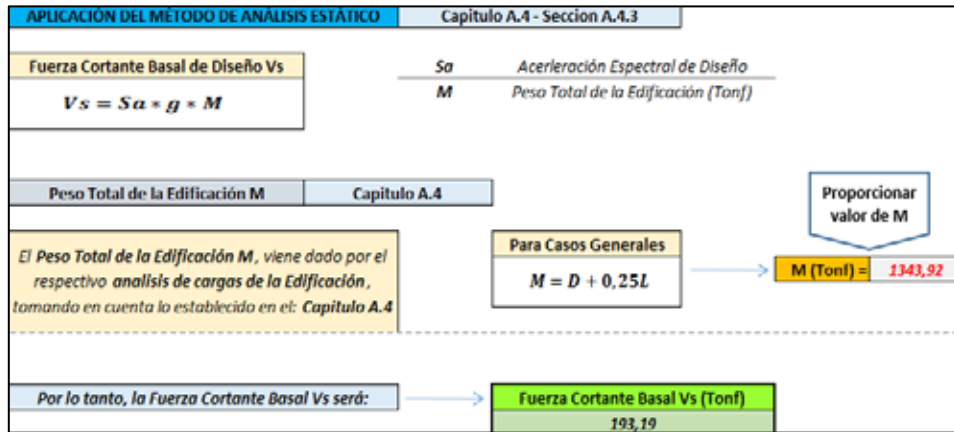


**Figura 32.** Determinación de los períodos característicos, hoja de cálculo Colombia  
**Fuente:** Arcay M. y Suárez V. (2018)



**Figura 33.** Cálculo del período estimado Ta, hoja de cálculo Colombia  
**Fuente:** Arcay M. y Suárez V. (2018)

Con las variables ya definidas, se puede proceder con el cálculo de la aceleración espectral inelástica “Sa” para finalmente determinar el cortante basal “Vs” de la edificación (Ver Figura 34), teniendo el peso de la edificación “M” y considerando la aceleración de la gravedad “g”.



**Figura 34.** Cálculo del cortante basal Vs, hoja de cálculo Colombia

Fuente: Arcay M. y Suárez V. (2018)

Se llevó a cabo la obtención del factor K dependiente del periodo fundamental y luego, se realizó la distribución del cortante basal por nivel (Ver Figura 35).

Valores Factor K	
Valores de T (s)	K
T ≤ 0,50 s	1,00
0,50 s < T ≤ 2,50 s	0,75 + 0,50T
T > 2,50 s	2,00

→ K = 1,02

Fuerzas Sísmicas Sentido X e Y					
	mx (Tonf)	hx (m)	mx*hx^k (Tonf*m)	Cvx	Fx (Tonf)
Techo	220,74	15	3484,80	0,286	55,17
Nivel 4	272,99	12	3433,17	0,281	54,35
Nivel 3	283,40	9	2658,56	0,218	42,09
Nivel 2	283,40	6	1758,86	0,144	27,84
Nivel 1	283,40	3	868,00	0,071	13,74
	1343,92		12203,38		193,19

**Figura 35.** Distribución de fuerzas laterales por nivel, hoja de cálculo Colombia

Fuente: Arcay M. y Suárez V. (2018)

Las fuerzas horizontales obtenidas se introdujeron en el modelado de la edificación en ETABS V16.2 para determinar los desplazamientos laterales en la edificación, con los cuales posteriormente se obtendrían los periodos fundamentales según Rayleigh en ambas direcciones de análisis.

Luego de obtenidos los periodos según Rayleigh, estos fueron comparados con poder proceder al cálculo de la aceleración espectral  $S_a$ . (Ver Figura 36)

VALORES DE $S_a$ PARA UN PERIODO T			
Introducir el valor del periodo de vibración T (s) a evaluar		Periodo Tx (s)	0,645
		Periodo Ty (s)	0,645
Sa - Espectro Elástico		Say - Espectro Elástico (Sentido Y)	
Aceleración Espectral	1,005	Aceleración Say (g)	1,005
Sa - Espectro Inelástico		Say - Espectro Inelástico (Sentido Y)	
Aceleración Espectral	0,144	Aceleración Say (g)	0,144

**Figura 36.** Cálculo del período de Rayleigh y aceleración  $S_a$  en ambas direcciones de análisis, hoja de cálculo Colombia  
**Fuente:** Arcay M. y Suárez V. (2018)

Con estos nuevos valores de aceleración espectral, se calcularon los cortantes basales en cada dirección de análisis, los cuales fueron posteriormente distribuidos como fuerzas laterales en cada nivel de la edificación. (Ver Figuras 37 y 38).

Finalmente, teniendo los valores de las fuerzas distribuidas por nivel, estas fueron nuevamente introducidas en el modelo de la edificación en el software ETABS V16.2 para así obtener los desplazamientos laterales y derivas por nivel.

APLICACIÓN DEL MÉTODO DE ANÁLISIS ESTÁTICO		Capítulo A.4 - Sección A.4.3	
Fuerza Cortante Basal de Diseño $V_s$	$V_s = S_a \cdot g \cdot M$	$S_a$	Aceleración Espectral de Diseño
		$M$	Peso Total de la Edificación (Tonf)
Peso Total de la Edificación $M$	Capítulo A.4		Proporcionar valor de $M$
El Peso Total de la Edificación $M$ , viene dado por el respectivo análisis de cargas de la Edificación, tomando en cuenta lo establecido en el: Capítulo A.4		Para Casos Generales	$M = D + 0,25L$
			$M$ (Tonf) = 1343,92
Por lo tanto, la Fuerza Cortante Basal $V_s$ será:		$V_{sx}$ (Tonf)	$V_{sy}$ (Tonf)
		192,88	192,88

**Figura 37.** Cálculo del cortante basal  $V_s$  en ambas direcciones de análisis, hoja de cálculo Colombia  
**Fuente:** Arcay M. y Suárez V. (2018)

Valores Factor K	
Valores de T (s)	K
$T \leq 0,50$ s	1,00
$0,50 \leq T \leq 2,50$ s	$0,75 + 0,50T$
$T > 2,50$ s	2,00

$K_x$	$K_y$
1,07	1,07

Fuerzas Sísmicas por Nivel (Sentido X)					
	$m_x$ (Tonf)	$h_x$ (m)	$m_x \cdot h_x \cdot k$ (Tonf·m)	$C_{vx}$	$F_x$ (Tonf)
Techo	220,74	15	4029,45	0,292	56,32
Nivel 4	272,99	12	3922,53	0,284	54,83
Nivel 3	283,40	9	2991,01	0,217	41,81
Nivel 2	283,40	6	1936,24	0,140	27,06
Nivel 1	283,40	3	920,67	0,067	12,87
	<b>1343,92</b>		<b>13799,91</b>		<b>192,88</b>

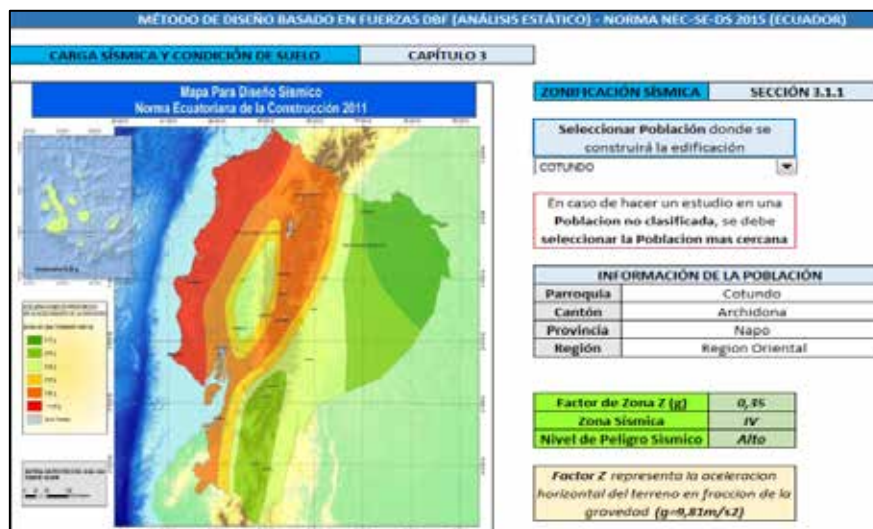
  

Fuerzas Sísmicas por Nivel (Sentido Y)					
	$m_x$ (Tonf)	$h_x$ (m)	$m_x \cdot h_x \cdot k$ (Tonf·m)	$C_{vx}$	$F_x$ (Tonf)
Techo	220,74	15	4029,45	0,292	56,32
Nivel 4	272,99	12	3922,53	0,284	54,83
Nivel 3	283,40	9	2991,01	0,217	41,81
Nivel 2	283,40	6	1936,24	0,140	27,06
Nivel 1	283,40	3	920,67	0,067	12,87
	<b>1343,92</b>		<b>13799,91</b>		<b>192,88</b>

**Figura 38.** Distribución de fuerzas laterales por nivel en ambas direcciones de análisis, hoja de cálculo Colombia.  
**Fuente:** Arcay M. y Suárez V. (2018).

#### 4.4.3 Aplicación del Método de Diseño Basado en Fuerzas - Norma “Diseño Sismo Resistente” NEC-SE-DS 2015.

Primeramente, se proporcionó la ubicación de la edificación (Cotundo), con lo cual se obtuvo la zona sísmica y el factor de zona Z (Ver Figura 39).



**Figura 39.** Obtención del factor de zona Z, hoja de cálculo Ecuador.  
**Fuente:** Arcay M. y Suárez V. (2018).

Luego, se seleccionó el perfil geotécnico determinado con estudios geotécnicos confiables (**Ver Figura 40**).

CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA (PERFILES DE SUELO)		SECCIÓN 3.2.1
CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES GEOTÉCNICOS		
TIPO DE PERFIL	DESCRIPCIÓN	DEFINICIÓN
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda cortante, o	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios.	$N \geq 50,0$ $S_v \geq 100$ kPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con cualquiera de los dos	$50 > N \geq 15,0$

Seleccionar Perfil Geotécnico del Terreno de Fundación

D

*Nota: Todos los datos requeridos para determinar la clasificación sísmica del terreno, deben ser proporcionados por un estudio geotécnico confiable*

**Figura 40.** Selección del perfil geotécnico, hoja de cálculo Ecuador.  
Fuente: Arcay M. y Suárez V. (2018).

Teniendo el conocimiento del perfil de suelo de la zona, se determinaron los coeficientes de amplificación de amplificación del suelo para períodos cortos, del desplazamiento para diseño en roca y el coeficiente de comportamiento no lineal de los suelos ( $F_a$ ,  $F_d$  y  $F_s$  respectivamente). (**Ver Figura 41**).

COEFICIENTES DEL PERFIL DE SUELO ( $F_a$ , $F_d$ y $F_s$ )							SECCIÓN 3.2.1
COEFICIENTE DE AMPLIFICACIÓN DE SUELO EN LA ZONA DE PERIODO CORTO ( $F_a$ )							Coeficientes para Perfiles de Suelo A,B,C,D o E  <b>Coefficiente <math>F_a</math> 1,25</b>  <b>Coefficiente <math>F_d</math> 1,50</b>  <b>Coefficiente <math>F_s</math> 1,40</b>
ZONA SÍSMICA	I	II	III	IV	V	VI	
VALOR FACTOR Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	$\geq 0.50$	
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	1,5	1,39	1,26	1,14	0,97	
F	Véase - Tabla 2: clasificación de los perfiles de suelo y Sección 10.6.4						
COEFICIENTE DEL DESPLAZAMIENTO PARA DISEÑO EN ROCA ( $F_d$ )							
ZONA SÍSMICA	I	II	III	IV	V	VI	
VALOR FACTOR Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	$\geq 0.50$	

*Los Coeficientes del Perfil de Suelo ( $F_a$ ,  $F_d$  y  $F_s$ ) representan valores de amplificación o reducción de las acciones sísmicas debido a las condiciones geotécnicas del terreno*

**Figura 41.** Selección de coeficientes del perfil de suelo, hoja de cálculo Ecuador.  
Fuente: Arcay M. y Suárez V. (2018).

De acuerdo al tipo de sistema estructural, se seleccionó el factor R correspondiente (**Ver Figura 42**). Por otra parte, como la edificación no presenta irregularidades, se asumió factores de irregularidad a e p iguales a 1,00.

Selección Sistema Estructural a Utilizar: SIST. ESTRUCT. DUCTILES

**Valores de R para Sistemas Estructurales Ductiles**

Sistemas Duales	R
Pórticos especiales sísmo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras, sean de hormigón o acero laminado en caliente.	7
Pórticos de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	7
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	7
Pórticos especiales sísmo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	6
<b>Pórticos resistentes a momentos</b>	
Pórticos especiales sísmo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	6
Pórticos especiales sísmo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	6
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	5

SELECCIONAR el valor de R, según la Tabla de Valores de R para Sistemas Estructurales con Ductiles

Factor R: 6

**Figura 42.** Selección factor de reducción R, hoja de cálculo Ecuador.  
Fuente: Arcay M. y Suárez V. (2018).

Luego de obtenido el factor R y los factores de irregularidad correspondientes, se procedió a la obtención de los parámetros característicos del espectro de diseño sísmico (Ver Figura 43).

**PARÁMETROS CARACTERÍSTICOS DEL ESPECTRO DE DISEÑO**

*Sólo para modos de vibración distintos al fundamental*

$S_a = z \cdot F_a \cdot (1 + (\eta - 1) \cdot T/T_o)$

$S_a = \eta \cdot z \cdot F_a$

$S_a = \eta \cdot z \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_c}{T}\right)^\gamma$

$T_o = 0,168 \cdot \frac{F_d}{F_a}$

$T_c = 0,55 \cdot \frac{F_d}{F_a}$

**η** Razon entre la aceleración espectral  $S_a$  ( $T=0,1$  s) y el PGA para el periodo de retorno seleccionado  
**2,60**

**r** Factor que depende de la Condicion Geotécnica del Terreno (Tipo de Suelo)  
**1,50**

VALORES FACTOR η	
Provincias	η
Region Sierra	2,48
Region Costa (Excepto Esmeraldas)	1,80
Region Insular (Galapagos)	2,48
Region Oriental	2,60
Provincia Esmeraldas	2,48

VALORES FACTOR r	
Tipo de Suelo	r
A, B, y C	1,0
D y E	1,5

Sa = Aceleración espectral expresada en fracción de la

En caso de Suelos Tipo F, se debe PROPONER un Factor r → Factor r propuesto =

<b>To</b> 0,168	Periodo Característico del espectro que define inicio del tramo de ordenadas espectrales	$T_o = 0,10 \cdot F_s \cdot \frac{F_d}{F_a}$
<b>Tc</b> 0,924	Periodo Característico del espectro que define el final del tramo de ordenadas espectrales	$T_c = 0,55 \cdot F_s \cdot \frac{F_d}{F_a}$

NO modificar estas celdas

NO modificar estas celdas

**Figura 43.** Parámetros característicos espectro de diseño, hoja de cálculo Ecuador.  
Fuente: Arcay M. y Suárez V. (2018).

Seguidamente, se realizó el cálculo del periodo estimado  $T_a$ , para lo cual se proporcionaron las características geométricas de la edificación, y se seleccionaron los factores  $C_t$  (Ver Figura 44).

CARACTERÍSTICAS DE LA EDIFICACIÓN	
#Niveles	5
Altura de Entrepiso (m)	3
Altura Total $h_n$ (m)	15

En caso de que la Edificación no posea una altura de entrepiso constante, PROPORCIONAR la Altura Total de la Edificación  $h_n$  directamente

Altura Total  $h_n$  (m) 0

---

PERIODO ESTIMADO DE LA EDIFICACIÓN $T_a$		
Tipo de estructura	$C_t$	$\alpha$
<b>Estructuras de acero</b>		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
<b>Pórticos especiales de hormigón armado</b>		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.047	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.049	0.75

Seleccionar Factores  $C_t$  y  $\alpha$

$C_t$  0,047

$\alpha$  0,90

$T_a = C_t * h_n^\alpha$  → Periodo Estimado  $T_a$  (s) 0,538

**Figura 44.** Cálculo de período aproximado  $T_a$ , hoja de cálculo Ecuador.

Fuente: Arcay M. y Suárez V. (2018).

Luego, teniendo todos los parámetros necesarios, se construyó el espectro de diseño sísmico y se obtuvo el valor de la aceleración “ $S_a$ ” (Ver Figura 45).

VALORES DE $S_a$ PARA UN PERIODO T	
Introducir el valor del periodo de vibración T(s) a evaluar	Periodo de Vibración T(s) 0,538
<b>Sa - Espectro Elástico</b>	
Aceleracion Espectral	1,138
<b>Sa - Espectro Inelástico</b>	
Aceleracion Espectral	0,190

NO modificar estas celdas

**Figura 45.** Cálculo de la aceleración espectral  $S_a$ , hoja de cálculo Ecuador.

Fuente: Arcay M. y Suárez V. (2018).

Luego de obtenida  $S_a$ , se seleccionó la categoría de ocupación del edificio, y con esto su coeficiente de importancia “I” (Ver Figura 46).

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

Seleccionar Coeficiente de Importancia I

Coef. I

**Figura 46.** Selección del coeficiente de importancia I, hoja de cálculo Ecuador.  
Fuente: Arcay M. y Suárez V. (2018).

Con todos los parámetros sísmicos necesarios, se procedió a determinar la fuerza cortante basal “V” (Ver Figura 47).

**APLICACIÓN DEL METODO DE ANALISIS ESTÁTICO**

**Fuerza Cortante Basal de Diseño V**

$$V = \frac{I \times S_a(T_a)}{R \times Q_a \times Q_p} \times W$$

*I* Coeficiente de Importancia de la Edificación

*S<sub>a</sub>(T<sub>a</sub>)* Aceleración Espectral en función del Periodo Estimado T<sub>a</sub>

*W* Peso Total de la Edificación

Peso Total de la Edificación P Sección 6.1.7

El Peso Total de la Edificación W, viene dado por el respectivo análisis de cargas de la Edificación, tomando en cuenta lo establecido en el: Capítulo 6 - Sección 6.1.7

Para Casos Generales

$$W = D \times 0,25L_t$$

W (Tonf) = 1343,92

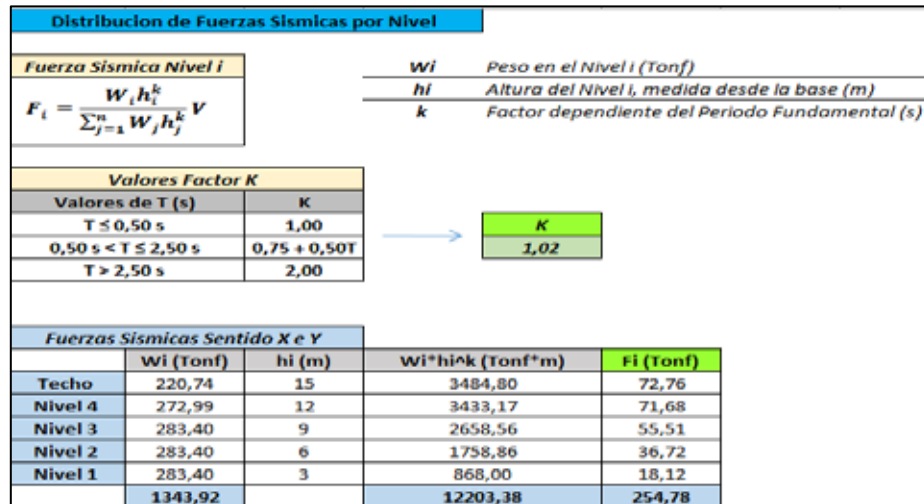
Proporcionar valor de W

Por lo tanto, la Fuerza Cortante Basal V será: Fuerza Cortante Basal V (Tonf)

254,78

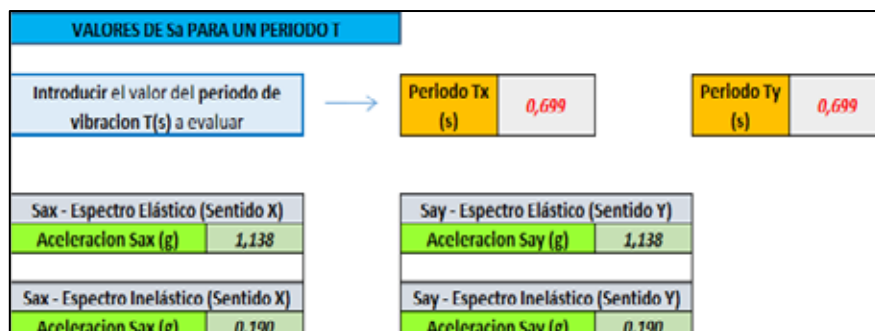
**Figura 47.** Cálculo del cortante basal V, hoja de cálculo Ecuador.  
Fuente: Arcay M. y Suárez V. (2018).

Posteriormente, se determinó el valor del factor K dependiente del periodo fundamental, y con esto se llevó a cabo la distribución de la fuerza cortante basal obtenida, por cada nivel de la edificación (Ver Figura 48).



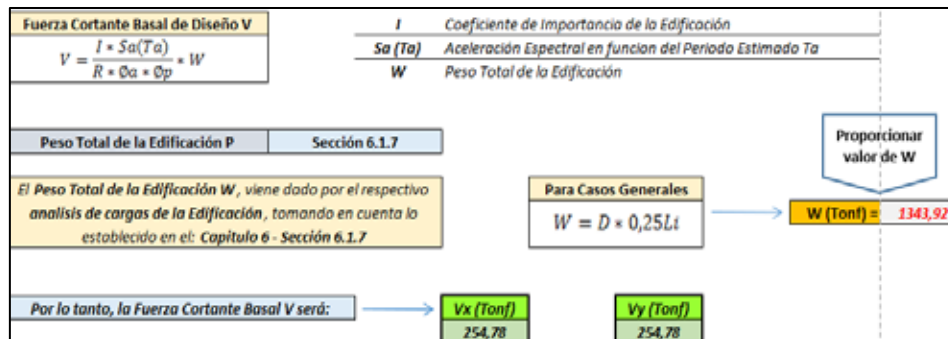
**Figura 48.** Distribución de fuerzas laterales por nivel, hoja de cálculo Ecuador.  
**Fuente:** Arcay M. y Suárez V. (2018).

Las fuerzas obtenidas en cada nivel se introdujeron al modelo de la estructura en el software ETABS V.16.2 para determinar los desplazamientos laterales y derivas por cada nivel. Con estos valores se realizó el cálculo del período según Rayleigh para cada dirección de análisis, los cuales posteriormente fueron comparados con el período  $T_a$ , y de esta forma poder cumplir con las limitaciones normativas (el período por el método de Rayleigh “T” no puede variar en más de 30% con respecto al período estimado “ $T_a$ ”). Posteriormente, con los períodos en cada dirección, se calculó el valor de la aceleración espectral “ $S_a$ ” (Ver **Figura 49**).



**Figura 49.** Obtención del periodo de Rayleigh y cálculo de la aceleración  $S_a$  en ambas direcciones, hoja de cálculo Ecuador.  
**Fuente:** Arcay M. y Suárez V. (2018).

Una vez obtenidos los valores de la aceleración espectral “S<sub>a</sub>”, se realizó la aplicación del método de análisis estático calculando el valor del cortante basal “V” para cada dirección analizada. (Ver Figura 50).



**Figura 50.** Cálculo del cortante basal V en ambas direcciones de análisis, hoja de cálculo Ecuador.

**Fuente:** Arcay M. y Suárez V. (2018).

Finalmente, se distribuyeron las fuerzas en cada nivel (Ver Figura 51), para luego ser introducidas en el modelo de la estructura en el software ETABS V.16.2, y obtener desplazamientos y derivas por nivel en cada dirección analizada.

Valores Factor K			
Valores de T (s)		K	
T ≤ 0,50 s		1,00	
0,50 s < T ≤ 2,50 s		0,75 + 0,50T	
T > 2,50 s		2,00	

Fuerzas Sísmicas por Nivel (Sentido X)				
	W <sub>i</sub> (Tonf)	h <sub>i</sub> (m)	W <sub>i</sub> *h <sub>i</sub> <sup>K</sup> (Tonf*m)	F <sub>i</sub> (Tonf)
Techo	220,74	15	4335,12	75,22
Nivel 4	272,99	12	4194,74	72,78
Nivel 3	283,40	9	3173,82	55,07
Nivel 2	283,40	6	2032,21	35,26
Nivel 1	283,40	3	948,39	16,46
	<b>1343,92</b>		<b>14684,27</b>	<b>254,78</b>

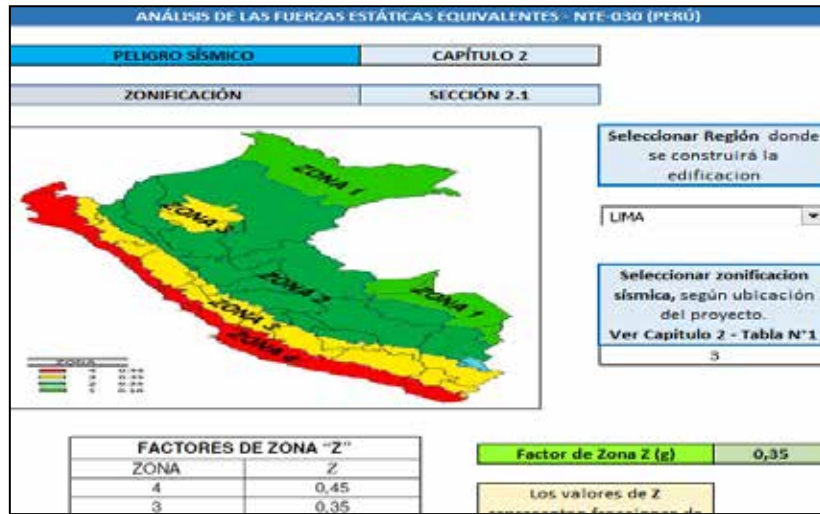
Fuerzas Sísmicas por Nivel (Sentido Y)				
	W <sub>i</sub> (Tonf)	h <sub>i</sub> (m)	W <sub>i</sub> *h <sub>i</sub> <sup>K</sup> (Tonf*m)	F <sub>i</sub> (Tonf)
Techo	220,74	15	4335,12	75,22
Nivel 4	272,99	12	4194,74	72,78
Nivel 3	283,40	9	3173,82	55,07
Nivel 2	283,40	6	2032,21	35,26
Nivel 1	283,40	3	948,39	16,46
	<b>1343,92</b>		<b>14684,27</b>	<b>254,78</b>

**Figura 51.** Distribución de fuerzas laterales por nivel en ambas direcciones, hoja de cálculo Ecuador.

**Fuente:** Arcay M. y Suárez V. (2018).

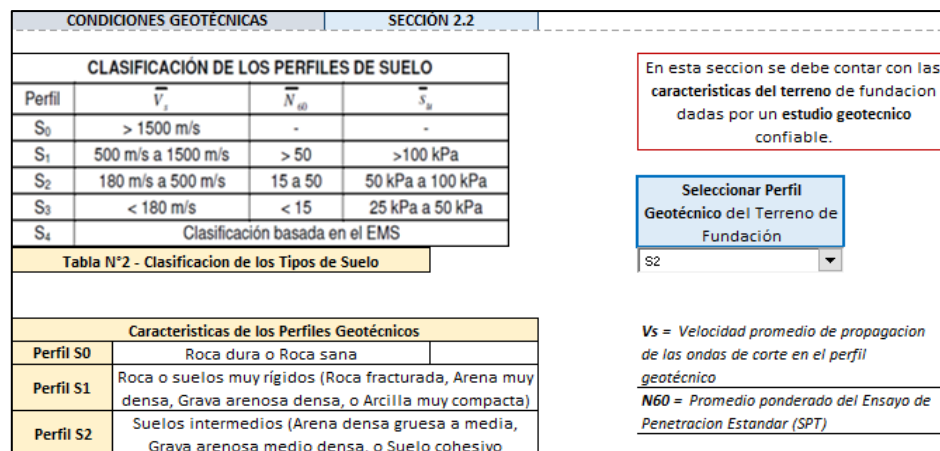
**4.4.4 Aplicación del Método de Análisis Estático o de Fuerzas Estáticas Equivalentes Norma “Diseño Sismorresistente” NTE-030 (2016).**

Se proporcionó la ubicación de la edificación (Lima) y la zonificación sísmica, con lo cual se obtuvo el valor del factor de zona “Z” (Ver Figura 52).



**Figura 52.** Obtención del factor de zona Z, hoja de cálculo Perú.  
Fuente: Arcay M. y Suárez V. (2018).

Posteriormente, se seleccionó el perfil geotécnico “S” de terreno de fundación de la edificación (Ver Figura 53).



**Figura 53.** Selección del perfil del suelo S, hoja de cálculo Perú.  
Fuente: Arcay M. y Suárez V. (2018).

De acuerdo a las condiciones del perfil geotécnico, se establecen valores para los períodos  $T_P$  y  $T_L$  (Ver Figura 54).

PARÁMETROS DE SITIO					SECCIÓN 2.3	
<b>FACTOR DE SUELO "S"</b>						
SUELO ZONA	$S_0$	$S_1$	$S_2$	$S_3$	Factor S, valor cuya función es la modificación de las acciones sísmicas debido a las características del perfil geotécnico donde se asienta la edificación.	
Z <sub>4</sub>	0,80	1,00	1,05	1,10	Factor de Suelo (S) = 1,15	
Z <sub>3</sub>	0,80	1,00	1,15	1,20		
Z <sub>2</sub>	0,80	1,00	1,20	1,40		
Z <sub>1</sub>	0,80	1,00	1,60	2,00		
<b>PERÍODOS "T<sub>P</sub>" Y "T<sub>L</sub>"</b>						
Perfil de suelo						
	$S_0$	$S_1$	$S_2$	$S_3$	TP = Período que define la plataforma del factor C. TL = Período que define el inicio de la zona con desplazamiento constante del factor C.	
T <sub>P</sub> (s)	0,3	0,4	0,6	1,0	TP (s) = 0,60	
T <sub>L</sub> (s)	3,0	2,5	2,0	1,6	TL (s) = 2,00	

**Figura 54.** Determinación del factor de suelo S y los periodos característicos  $T_P$  y  $T_L$ , hoja de cálculo Perú.

Fuente: Arcay M. y Suárez V. (2018).

Se seleccionó la categoría o grupo de uso de la edificación, y con esto se obtuvo el factor de uso "U" correspondiente (Ver Figura 55).

CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR "U"		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A Edificaciones Esenciales	A1: Establecimientos de salud del Sector Salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	Ver nota 1
	A2: Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo tales como: - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. - Puertos, aeropuertos, locales municipales, centrales de comunicaciones, Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua.  Todas aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre, tales como instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. Se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado.	1,5
B Edificaciones	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas.	1,3

**Nota 1:** Las nuevas edificaciones de categoría A1 tendrán aislamiento sísmico en la base cuando se encuentren en las zonas sísmicas 4 y 3. En las zonas sísmicas 1 y 2, la entidad responsable podrá decidir si usa o no aislamiento sísmico. Si no se utiliza aislamiento sísmico en las zonas sísmicas 1 y 2, el valor de U será como mínimo 1,5.

**Nota 2:** En estas edificaciones deberá proveerse resistencia y rigidez adecuadas para acciones laterales, a criterio del proyectista.

Seleccionar Categoría de la Edificación

Factor de Uso (U) = 1

**Figura 55.** Selección del grupo de la edificación y Factor de Uso "U", hoja de cálculo Perú.

Fuente: Arcay M., Suárez V. (2018).

A continuación, se realizó la selección del sistema estructural para conocer el valor del coeficiente de reducción "Ro" (Ver Figura 56).

SISTEMAS ESTRUCTURALES Y COEF. DE REDUCCIÓN SÍSMICA $R_0$		SECCIÓN 3.2
Seleccionar Material Constructivo: CONCRETO ARMADO		
<b>SISTEMAS ESTRUCTURALES</b>		
Sistema Estructural	Coficiente Básico de Reducción $R_0$ (*)	
<b>Acero:</b>		
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8	
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7	
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6	
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8	
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6	
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8	
<b>Concreto Armado:</b>		
Pórticos	8	
Dual	7	
De muros estructurales	6	
Muros de ductilidad limitada	4	
Albañilería Armada o Confinada.	3	
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7	
		Seleccionar Sistema Estructural <b>Ojo: Solo según material constructivo</b> Sistemas Estructurales De Acero Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF) Sistemas Estructurales De Concreto Armado Pórticos <b>Coficiente <math>R_0</math></b> 8

**Figura 56.** Selección del factor de reducción de respuesta sísmica  $R_0$ , hoja de cálculo Perú.  
**Fuente:** Arcay M. y Suárez V. (2018).

Teniendo el factor  $R_0$ , se definieron los factores de irregularidad  $I_p$  e  $I_a$ , los cuales resultaron iguales a 1,00 por no existir irregularidades estructurales. Con estos factores, se calculó el coeficiente de reducción de respuesta  $R$  (Ver **Figura 57**).

FACTORES DE IRREGULARIDAD ESTRUCTURAL ( $I_a$ e $I_p$ )	
¿La Edificación presenta Irregularidades Estructurales? NO	
<b>Irregularidades en Altura</b>	<b>Factor de Irregularidad <math>I_a</math></b>
Irregularidad de Rigidez - Piso Blando	0,75
Irregularidad de Resistencia - Piso Débil	
Irregularidad extrema de Rigidez	0,50
Irregularidad extrema de Resistencia	
Irregularidad de Masa o Peso	0,90
Irregularidad Geométrica Vertical	0,90
Discontinuidad en Sistemas Resistentes	0,80
Discontinuidad extrema en Sistemas Resistentes	0,60
<b>Irregularidades en Planta</b>	<b>Factor de Irregularidad <math>I_p</math></b>
Irregularidad Torsional	0,75
Irregularidad Torsional Extrema	0,60
Esquinas Entrantes	0,90
Discontinuidad del Diafragma	0,85
Sistemas No Paralelos	0,90
Por lo tanto el Coeficiente $R$ sera: <b>COEFICIENTE DE REDUCCIÓN <math>R</math></b> 8 <b>NO modificar</b>	

En caso de existencia de Irregularidades Estructurales, verificar Tabla anexa y escribir valores de " $I_a$ " y/o " $I_p$ " según sea el caso de la edificación

Nota 1: Si no existen irregularidades, los valores  $I_a$  e  $I_p$  se asumen igual a 1,00.

Nota 2: En caso de múltiples irregularidades colocar el MENOR VALOR de los casos de irregularidad

**Irregularidad en Altura ( $I_a$ ) 1,00**

**Irregularidad en Planta ( $I_p$ ) 1,00**

Escribir Factores de Irregularidad Aquí

**Figura 57.** Selección de factores de irregularidad  $I_p$  e  $I_a$  y cálculo del coeficiente  $R$ , hoja de cálculo Perú.  
**Fuente:** Arcay M., Suárez V. (2018).

Conociendo el valor de  $R$ , se proporcionaron las características de la edificación, y se seleccionó el coeficiente  $C_t$ , con lo cual se procedió a la obtención del periodo estimado  $T$  (Ver **Figuras 58 y 59**).

Número de Niveles "N"	5	En caso de que la <i>Altura de Entrepiso</i> no se constante, <i>PROPORCIONAR</i> valor de <i>Altura H</i>
Altura de Entrepiso (m)	3	
Altura Total "H" (m)	15	
Altura Total "H" (m)		0
Peso Total de la Edificación P		Sección 4.3
El <i>Peso Total de la Edificación P</i> , viene dado por el respectivo <i>análisis de cargas de la Edificación</i> , tomando en cuenta lo establecido en el: <i>Capítulo 4 - Sección 4.3</i>		Proporcionar valor de P <b>P (Tonf) = 1343,92</b>

**Figura 58.** Características de la edificación, hoja de cálculo Perú  
**Fuente:** Arcay M. y Suarez V. (2018)

PERIODO FUNDAMENTAL ESTIMADO DE LA EDIFICACIÓN T (s)	
Coeficiente Ct	
$C_r = 35$ Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente: a) Pórticos de concreto armado sin muros de corte. b) Pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos, sin arriostramiento. $C_r = 45$ Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean: a) Pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras. b) Pórticos de acero arriostrados. $C_r = 60$ Para edificios de albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales, de muros estructurales, y muros de ductilidad limitada.	De acuerdo al Tipo de Estructura Resistente a Sismos, ESCRIBIR el Coeficiente Ct <b>Coeficiente Ct = 35</b>
Formula que Define el Periodo Estimado T (s)	$T = H / C_t$ → Periodo Estimado T (s) <b>0,429</b>

**Figura 59.** Cálculo del período estimado T, hoja de cálculo Perú.  
**Fuente:** Arcay M. y Suárez V. (2018).

Con el valor del periodo T, se llevó a cabo el cálculo del coeficiente de amplificación sísmica C y la aceleración espectral “Sa” (Ver Figura 60).

VALORES DE Sa PARA UN PERIODO T		
Introducir el valor del periodo de vibración T (s) a evaluar	→	Periodo de Vibración T (s) <b>0,429</b>
C	2,500	
Verificación Cociente C/R		
Se debe verificar la siguiente condición	→	$\frac{C}{R} \geq 0,125$ <b>0,315</b> <b>Cumple</b>
Sa - Espectro Elástico		
Aceleración Espectral Sa (g)	1,006	NO modificar estas celdas
Sa - Espectro Inelástico		
Aceleración Espectral Sa (g)	0,126	

**Figura 60.** Cálculo coeficiente sísmico C y la aceleración Sa, hoja de cálculo Perú.  
**Fuente:** Arcay M. y Suárez V. (2018).

Con la obtención de la aceleración espectral  $S_a$ , y el peso de la edificación  $P$ , se determinó el valor de la fuerza cortante basal “V” (Ver Figura 61).

APLICACIÓN DEL MÉTODO DE ANÁLISIS ESTÁTICO	
<b>Fuerza Cortante Basal V</b> $V = \frac{ZUCS}{R} P$	$\frac{Z*U*C*S/R}{P}$ <p>Termino que representa la Aceleración Espectral <math>S_a</math>                      Peso Total de la Edificación</p>
Por lo tanto, la Fuerza Cortante Basal V será:	→ <b>Fuerza Cortante Basal V (Tonf)</b> 169,04

**Figura 61.** Cálculo del cortante basal V, hoja de cálculo Perú.  
**Fuente:** Arcay M. y Suárez V. (2018).

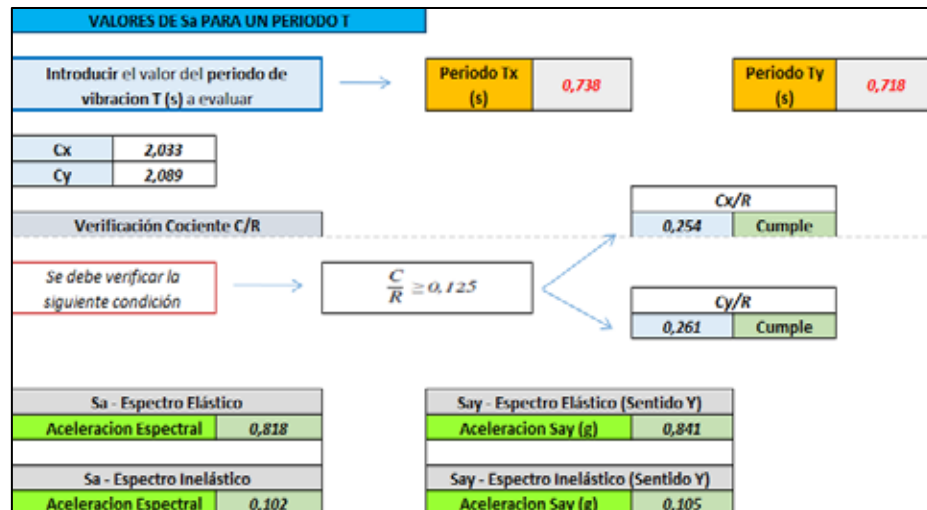
Una vez determinado el cortante basal “V”, se procedió a calcular el valor del factor K, y con este la distribución de fuerzas laterales por nivel (Ver Figura 62).

Distribución de Fuerzas Sísmicas por Nivel					
<b>Fuerzas Sísmica Nivel i</b> $F_i = \alpha_i \cdot V$	<b>Factor K</b> $T \leq 0,50 s \rightarrow K = 1,00$ $T > 0,50 s \rightarrow K = (0,75 + 0,50T) \leq 2,00$				<b>K</b> 1,00
<b>Factor <math>\alpha</math> Nivel i</b> $\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k}$	$P_i$ Peso en el Nivel i (Tonf) $h_i$ Altura Nivel i, medida desde la base (m)				
<b>Fuerzas Sísmicas por Nivel</b>					
	$P_i$ (Tonf)	$h_i$ (m)	$P_i \cdot (h_i)^k$ (Tonf*m)	$\alpha_i$	$F_i$ (Tonf)
Techo	220,74	15	3311,16	0,283	47,89
Nivel 4	272,99	12	3275,87	0,280	47,38
Nivel 3	283,40	9	2550,56	0,218	36,89
Nivel 2	283,40	6	1700,37	0,145	24,59
Nivel 1	283,40	3	850,19	0,073	12,30
	1343,92		11688,13125		169,04

**Figura 62.** Distribución de fuerzas laterales por nivel, hoja de cálculo Perú.  
**Fuente:** Arcay M. y Suárez V. (2018).

Posteriormente, dichas fuerzas se introdujeron en el modelo de la edificación del software ETABS V.16.2, para así obtener los desplazamientos laterales y derivas de la edificación.

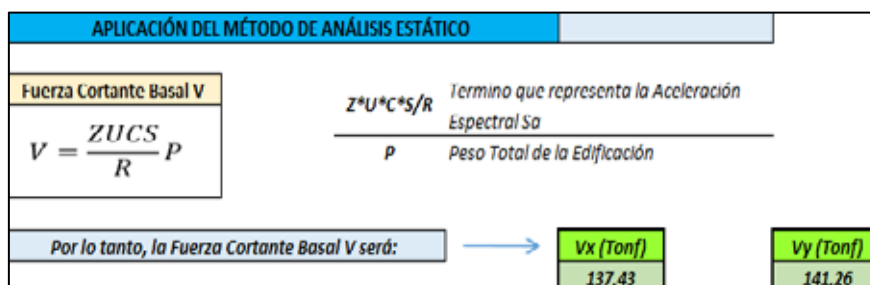
Con estos resultados, se llevó a cabo el cálculo del periodo fundamental según Rayleigh en las dos direcciones del análisis sísmico, y seguidamente, se determinaron los valores de aceleración espectral respectivos (**Ver Figura 63**).



**Figura 63.** Obtención del periodo según Rayleigh y cálculo de la aceleración Sa en ambas direcciones de análisis, hoja de cálculo Perú.

**Fuente:** Arcay M. y Suárez V. (2018).

Al determinar los valores de Sa, se calcularon los cortantes basales “Vx” y “Vy” (**Ver Figura 64**), los cuales posteriormente fueron distribuidos como fuerzas laterales en cada nivel de la edificación, para ambas direcciones de análisis (**Ver Figura 65**). Finalmente, estas fuerzas se introdujeron al modelo de la edificación, con lo cual se obtuvo los desplazamientos laterales y derivas correspondientes.



**Figura 64.** Cálculo del cortante basal V en ambas direcciones de análisis, hoja de cálculo Perú.

**Fuente:** Arcay M. y Suárez V. (2018).

Fuerzas Sísmicas por Nivel (Sentido X)					
	Pi (Tonf)	hi (m)	Pi*(hi)^k (Tonf*m)	αi	Fi (Tonf)
Techo	220,74	15	4570,19	0,298	40,89
Nivel 4	272,99	12	4403,00	0,287	39,40
Nivel 3	283,40	9	3312,76	0,216	29,64
Nivel 2	283,40	6	2104,47	0,137	18,83
Nivel 1	283,40	3	968,93	0,063	8,67
	1343,92		15359,34843		137,43
Fuerzas Sísmicas por Nivel (Sentido Y)					
	Pi (Tonf)	hi (m)	Pi*(hi)^k (Tonf*m)	αi	Fi (Tonf)
Techo	220,74	15	4570,19	0,298	42,03
Nivel 4	272,99	12	4403,00	0,287	40,49
Nivel 3	283,40	9	3312,76	0,216	30,47
Nivel 2	283,40	6	2104,47	0,137	19,35
Nivel 1	283,40	3	968,93	0,063	8,91
	1343,92		15359,34843		141,26

**Figura 65.** Distribución de fuerzas laterales por nivel en ambas direcciones de análisis, hoja de cálculo Perú.

Fuente: Arcay M. y Suárez V. (2018)

#### 4.4.5 Aplicación del Método Estático Equivalente -Norma “Edificaciones Sismorresistentes” COVENIN 1756:2001.

Se proporcionó la ubicación de la edificación (Sucre) y la zonificación sísmica, con lo cual se obtuvo el valor del coeficiente “Ao” (Ver Figura 66).

METODO ESTÁTICO EQUIVALENTE - NORMA COVENIN 1756-1:2001 (VENEZUELA)

ZONIFICACIÓN SÍSMICA · CAPÍTULO 4

ZONAS SÍSMICAS	PELIGRO SÍSMICO	A <sub>o</sub>
7	Elevado	0.40
6		0.35
5		0.30

Coeficiente Ao (g) 0,35

Los valores de Aceleración son expresados en fracción de la

**Figura 66.** Obtención del coeficiente Ao, hoja de cálculo Venezuela.

Fuente: Arcay M. y Suárez V. (2018).

Luego, se seleccionaron la forma espectral “S” y el factor de corrección de la aceleración “”, en función a las condiciones geotécnicas evaluadas (Ver Figura 67).

CARACTERIZACIÓN DEL TERRENO DE FUNDACIÓN			CAPÍTULO 5			
Material	V <sub>sp</sub> (m/s)	H (m)	Zonas Sísmicas 1 a 4		Zonas Sísmicas 5 a 7	
			Forma Espectral	ψ	Forma Espectral	ψ
Roca sana/fracturada	>500	-	S1	0.85	S1	1.00
Roca blanda o meteorizada y suelos muy duros o muy densos	>400	<30	S1	0.85	S1	1.00
		30-50	S2	0.80	S2	0.90
		>50	S3	0.70	S2	0.90
Suelos duros o densos	250-400	<15	S1	0.80	S1	1.00
		15-50	S2	0.80	S2	0.90
		>50	S3	0.75	S2	0.90
Suelos firmes/medio densos	170-250	≤50	S3	0.70	S2	0.95
		>50	S3 <sup>(a)</sup>	0.70	S3	0.75
	<170	≤15	S3	0.70	S2	0.90

En esta sección se debe contar con las características del terreno de fundación dadas por un estudio geotécnico confiable.

Seleccionar Forma Espectral y Factor de Corrección de Aceleraciones (ψ)

S2

0,90

Figura 67. Selección de forma espectral y factor ψ, hoja de cálculo Venezuela. Fuente: Arcay M. y Suárez V. (2018)

Posteriormente, en función al uso, se determinó el grupo de la edificación, con el cual se obtuvo el factor de importancia “”. Así mismo, también se determinó el nivel de diseño a aplicar en la edificación. (Ver Figura 68).

Seleccionar el Grupo de la Edificación según su uso

De acuerdo al Tipo de Edificación, se define el Factor de Importancia

GRUPO	α
A	1.30
B1	1.15
B2	1.00

Factor α 1,00

NO modificar esta celda

SEGÚN NIVEL DE DISEÑO SECCIÓN 6.2

GRUPO	ZONA SÍSMICA		
	1 y 2	3 y 4	5,6 y 7
A; B1	ND2 ND3	ND3	ND3

El Nivel de diseño se refiere al detallado que se requiere para los elementos estructurales, considerando la importancia de la edificación (Grupo) y la zonificación sísmica

Seleccionar Nivel de Diseño (ND) ND3

Figura 68. Selección del grupo de edificación y nivel de diseño ND, hoja de cálculo Venezuela.

Fuente: Arcay M. y Suárez V. (2018).

Luego, se definieron el sistema resistente a sismos y el material constructivo de la edificación (pórticos de concreto armado), con lo cual se determinó el factor de reducción de respuesta “R” (Ver Figura 69). Cabe destacar que en la edificación no existen irregularidades estructurales, por lo tanto, el factor R se mantiene invariable.

NIVEL DE DISEÑO		ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO				
		TIPO DE ESTRUCTURA (SECCIÓN 6.3.1)				
		I	II	III	IIIa	IV
ND3		6.0	5.0	4.5	5.0	2.0
ND2		4.0	3.5	3.0	3.5	1.5
ND1		2.0	1.75	1.5	2.0	1.25

NIVEL DE DISEÑO		ESTRUCTURAS DE ACERO				
		TIPO DE ESTRUCTURA (SECCIÓN 6.3.1)				
		I <sup>(3)</sup>	II	III	IIIa	IV
ND3		6.0 <sup>(3)</sup>	5.0	4.0	6.0 <sup>(3)</sup>	2.0
ND2		4.5	4.0	-	-	1.5
ND1		2.5	2.25	2.0	-	1.25

NIVEL	ESTRUCTURAS MIXTAS ACERO-CONCRETO

Factor de Reducción de Respuesta R

R = 6

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES

¿Presencia de Irregularidades en planta o elevación en la edificación?

NO

En caso Irregularidades, Proporcionar factor de minoración o mayoración λ (Ver Capítulo 6 - Sección 6.5.2)

Factor (λ) 1.00

R -

**Figura 69.** Selección factor de reducción de respuesta R, hoja de cálculo Venezuela.  
**Fuente:** Arcay M. y Suárez V. (2018).

Obtenido el factor R, se proporcionaron las características geométricas de la edificación, con las cuales se determinó el período estimado “T<sub>a</sub>” (Ver Figura 70).

CARACTERÍSTICAS DE LA EDIFICACIÓN	
Número de Niveles "N"	5
Altura de Entrepiso (m)	3
Altura Total "hn" (m)	15

En caso de que la Altura de Entrepiso no se constante, PROPORCIONAR valor de Altura hn

Altura Total "hn" (m) 0

PERIODO FUNDAMENTAL ESTIMADO Ta (s)	
Ct	0,07
hn	15

Valores de Ct	
Material Constructivo	Ct
Edificios de Concreto Armado o Mixtos Acero-Concreto	0,07
Edificios de Acero	0,08

Formulas de Ta

Estructuras Tipo I  
 $T_a = C_t h_n^{0.75}$

Estructuras Tipo II, III y IV  
 $T_a = 0.05 h_n^{0.75}$

Ta (s) 0,534

**Figura 70.** Cálculo del período aproximado Ta, hoja de cálculo Venezuela.  
**Fuente:** Arcay M. y Suárez V. (2018)

Así mismo, con el valor del periodo estimado Ta, se procedió a definir los parámetros característicos del espectro de diseño sísmico y de esta forma poder calcular el valor de la aceleración espectral “Ad” (Ver Figuras 71 y 72).

PARÁMETROS CARACTERÍSTICOS DEL ESPECTRO DE DISEÑO				CAPÍTULO 7			
FORMA ESPECTRAL	$T^*$ (seg)	$\beta$	$p$	$T^*$	0,70	Máximo periodo en el intervalo donde los espectros tienen un valor	NO modificar estas celdas
S1	0,4	2,4	1,0	$\beta$	2,60	Factor de magnificación promedio.	
S2	0,7	2,6	1,0	$p$	1,00	Exponente que define rama descendente del	
S3	1,0	2,8	1,0	$T_0$	0,18	Periodo a partir del cual los espectros tienen un valor constante (seg.)	$T_0 = 0,25 T^*$
S4	1,3	3,0	0,8	$T^*$	0,40	Periodo característico de variación de respuesta	
Valores de $T^*$				$c$	1,23	$c = \sqrt[4]{R/\beta}$	
Caso	$T^*$ (seg)						
$R < 5$	$0,1(R+1)$						
$R \geq 5$	0,4						
$T < T^*$							

**Figura 71.** Definición de parámetros característicos del espectro de diseño, hoja de cálculo Venezuela.

Fuente: Arcay M. y Suárez V. (2018).

VALORES DE $A_d$ PARA UN PERIODO $T$	
Introducir el valor del periodo de vibración $T$ (s) a evaluar	Periodo de Vibración $T$ (s) 0,534
Ad - Espectro Elástico	
Aceleración Espectral $A_d$ (g)	0,819
Ad - Espectro Inelástico	
Aceleración Espectral $A_d$ (g)	0,137

NO modificar estas celdas

**Figura 72.** Cálculo de la aceleración espectral  $A_d$ , hoja de cálculo Venezuela.

Fuente: Arcay M. y Suárez V. (2018).

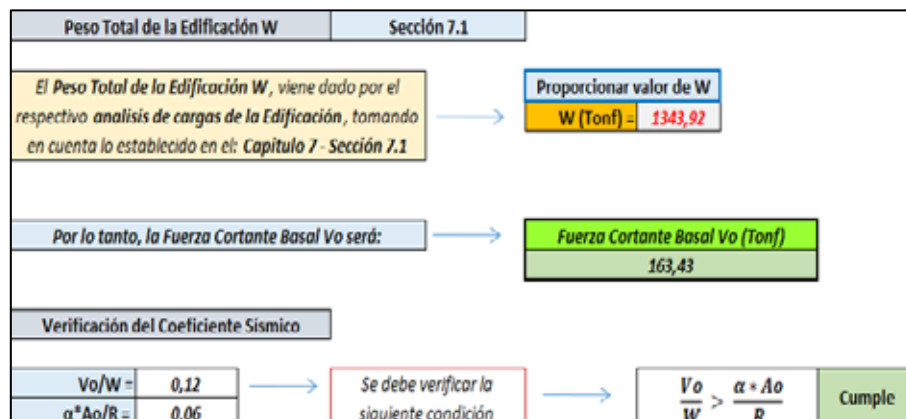
Seguido de esto, se calculó el valor del factor de modificación de cortantes “ $\mu$ ”, según lo establecido en la norma. (Ver Figura 73).

Fuerza Cortante Basal	Sección 9.3.1
$V_0 = \mu * A_d * W$	$\mu$ Factor de Modificación de Cortantes $W$ Peso Total de la Edificación por encima del Nivel Base
Factor de Modificación de Cortantes $\mu$	
$\mu = 1,4 \left( \frac{N+9}{2N+12} \right)$	Se escoge el mayor entre ambos valores de $\mu$
$\mu = 0,80 + \frac{1}{20} \left( \frac{T}{T^*} - 1 \right)$	
	$\mu = 0,891$

**Figura 73.** Cálculo del factor  $\mu$ , hoja de cálculo Venezuela.

Fuente: Arcay M. y Suárez V. (2018).

Posteriormente, se proporcionó el peso “W” de la edificación, el cual, junto a los demás parámetros sísmicos, permitió calcular la fuerza cortante basal “V”, con sus verificaciones correspondientes. Así mismo, luego de obtenido el corte basal “V”, se realizó el proceso de distribución de fuerzas laterales por nivel, con el respectivo cálculo de la fuerza de tope Ft (Ver Figuras 74 y 75).



**Figura 74.** Cálculo del cortante basal V, hoja de cálculo Venezuela.

Fuente: Arcay M. y Suárez V. (2018).

Distribución de Fuerzas Sísmicas por Nivel					
Fuerza Concentrada en el Tope "Ft" (Tonf)		4,21			
La fuerza Ft debe estar comprendida en este rango:		Ftmin (Tonf)	6,54		
		Ftmax (Tonf)	16,34		
No cumple, se utilizara Ftmin -->		Ftsum (Tonf)	6,54		
(Vo-Ft) [Tonf]	156,90				
Fuerzas Sísmicas Sentido X e Y					
	Wi (Tonf)	hi (m)	Wi*hi (Tonf*m)	Fi (Tonf)	Ft (Tonf)
Techo	220,74	15	3311,16	44,45	6,54
Nivel 4	272,99	12	3275,87	43,97	
Nivel 3	283,40	9	2550,56	34,24	
Nivel 2	283,40	6	1700,37	22,82	
Nivel 1	283,40	3	850,19	11,41	
	1343,92		11688,13125	163,43	

**Figura 75.** Distribución de fuerzas laterales por nivel, hoja de cálculo Venezuela.

Fuente: Arcay M. y Suárez V. (2018).

Finalmente, estas fuerzas fueron introducidas en el modelo computarizado de la edificación, para así obtener desplazamientos laterales y derivas, con los cuales se

procedió a calcular el período según Rayleigh en cada dirección de análisis, realizando sus verificaciones correspondientes ( $1,4T_a$ ), y así poder determinarlos valores de aceleración “Adx” y “Ady” (Ver Figura 76).

VALORES DE Ad PARA UN PERIODO T				
Introducir el valor del periodo de vibración T(s) a evaluar	Período Tx (s)	0,747	Período Ty (s)	0,747
Ad - Espectro Elástico		Ady - Espectro Elástico (Sentido Y)		
Aceleración Espectral Ad (g)	0,767	Aceleración Ady (g)	0,767	
Ad - Espectro Inelástico		Ady - Espectro Inelástico (Sentido Y)		
Aceleración Espectral Ad (g)	0,128	Aceleración Ady (g)	0,128	

**Figura 76.** Obtención periodo de Rayleigh y cálculo de la aceleración Ad en ambas direcciones de análisis, hoja de cálculo Venezuela.

Fuente: Arcay M. y Suárez V. (2018).

posteriormente se llevó a cabo el cálculo y verificación de la fuerza cortante basal en ambas direcciones de análisis (Ver Figura 77).

Factor de Modificación de Cortantes $\mu$			
$\mu = 1,4 \left( \frac{N+9}{2N+12} \right)$	Se escoge el mayor entre ambos valores de $\mu$	$\mu_x = 0,8909$	$\mu_y = 0,8909$
$\mu = 0,80 + \frac{1}{20} \left( \frac{T}{T^*} - 1 \right)$			
N	Número de Niveles de la Edificación		
T	Período Fundamental de la Edificación		
Peso Total de la Edificación W	Sección 7.1		
El Peso Total de la Edificación W, viene dado por el respectivo análisis de cargas de la Edificación, tomando en cuenta lo establecido en el: Capítulo 7 - Sección 7.1	Proporcionar valor de W		
	W (Tonf) = 1343,92		
Por lo tanto, la Fuerza Cortante Basal Vo será:	$V_{ox} \text{ (Tonf)}$	^	$V_{oy} \text{ (Tonf)}$
	153,15		153,15
Verificación del Coeficiente Sísmico			
$V_{ox}/W = 0,11$	Condición:	Cumple	^
$\alpha^* A_o/R = 0,06$	$V_{ox}/W > \alpha A_o/R$		$V_{oy}/W = 0,11$
			$\alpha^* A_o/R = 0,06$
			Condición:
			$V_{oy}/W > \alpha A_o/R$
			Cumple

**Figura 77.** Obtención fuerza cortante basal Ven ambas direcciones de análisis, hoja de cálculo Venezuela.

Fuente: Arcay M. y Suárez V. (2018).

Finalmente, se realizó el proceso de distribución de fuerzas laterales por nivel para cada dirección de análisis (**Ver Figura 78**), las cuales se introdujeron nuevamente en el modelo de la edificación, para así obtener los desplazamientos y derivas correspondientes por nivel.

Distribución de Fuerzas Sísmicas por Nivel									
Fuerza en el Tope "Ftx" (Tonf)		6,74		Fuerza en el Tope "Fty" (Tonf)		6,74			
La fuerza Ft debe estar comprendida en este rango:				Ftxmin (Tonf)		6,13			
				Ftxmax (Tonf)		15,31			
				Ftymin (Tonf)		6,13			
				Ftymax (Tonf)		15,31			
Cumple, se utilizara Ft		Ftxasum (Tonf)		6,74		Ftyasum (Tonf)		6,74	
(Vox-Ftx) [Tonf]		146,41		(Voy-Fty) [Tonf]		146,41			
Fuerzas Sísmicas por Nivel Sentido X									
	Wi (Tonf)	hi (m)	Wi*hi (Tonf*m)	Fi (Tonf)	Ft (Tonf)				
Techo	220,74	15	3311,16	41,48	6,74				
Nivel 4	272,99	12	3275,87	41,03					
Nivel 3	283,40	9	2550,56	31,95					
Nivel 2	283,40	6	1700,37	21,30					
Nivel 1	283,40	3	850,19	10,65					
	1343,92		11688,13125	153,15					
Fuerzas Sísmicas por Nivel Sentido Y									
	Wi (Tonf)	hi (m)	Wi*hi (Tonf*m)	Fi (Tonf)	Ft (Tonf)				
Techo	220,74	15	3311,16	41,48	6,74				
Nivel 4	272,99	12	3275,87	41,03					
Nivel 3	283,40	9	2550,56	31,95					
Nivel 2	283,40	6	1700,37	21,30					
Nivel 1	283,40	3	850,19	10,65					
	1343,92		11688,13125	153,15					

**Figura 78.** Distribución de fuerzas laterales por nivel en ambas direcciones, hoja de cálculo Venezuela.

**Fuente:** Arcay M. y Suárez V. (2018).

Los procedimientos para la aplicación de los análisis estáticos presentados anteriormente, corresponden a una edificación de 5 niveles, sin embargo, estos procedimientos siguen siendo los mismo para las edificaciones de 2, 3, 7 y 10 niveles.

En este sentido, de acuerdo a los diferentes casos estudio evaluados, se tienen los siguientes resultados:

**Tabla 53.** Períodos y aceleraciones espectrales por edificación

	0,268	0,1609	0,376	0,1400	0,376	0,1400
	0,200	0,1103 (*)	0,245	0,1103 (*)	0,256	0,1103 (*)
	0,236	0,1438	0,283	0,1438	0,283	0,1438
	0,236	0,1896	0,306	0,1896	0,306	0,1896
	0,171	0,1258	0,323	0,1258	0,336	0,1258
	0,364	0,1419	0,509	0,1365	0,509	0,1365
	0,300	0,1103 (*)	0,266	0,1103 (*)	0,279	0,1103 (*)
	0,340	0,1438	0,407	0,1438	0,407	0,1438
	0,340	0,1896	0,441	0,1896	0,441	0,1896
	0,257	0,1258	0,483	0,1258	0,503	0,1258
	0,534	0,1365	0,747	0,1279	0,747	0,1279
	0,500	0,1017 (*)	0,261	0,1103 (*)	0,257	0,1103 (*)
	0,538	0,1438	0,645	0,1435	0,645	0,1435
	0,538	0,1896	0,699	0,1896	0,699	0,1896
	0,429	0,1258	0,738	0,102	0,718	0,105
	0,687	0,1365	0,960	0,0995	0,961	0,0994
	0,700	0,0635 (*)	0,709	0,0623 (*)	0,669	0,0676 (*)
	0,728	0,1272	0,874	0,1060	0,874	0,1060
	0,728	0,1896	0,946	0,1830	0,946	0,1830
	0,600	0,1258	0,869	0,0868	0,816	0,0925
	0,897	0,1065	1,256	0,0761	1,254	0,0762
	1,000	0,0525 (*)	0,701	0,0634 (*)	0,622	0,0745 (*)
	1,003	0,0923	1,204	0,0769	1,204	0,0769
	1,003	0,1675	1,305	0,1130	1,253	0,1201
	0,857	0,0880	1,213	0,0622	1,065	0,0709

Fuente: Arcay M., Suárez V. (2018)

**Tabla 54.** Fuerzas Cortantes Basales por Edificación (Período estimado Ta).

	76,44	54,43	70,97	93,60	62,10
	101,57	84,53	110,22	145,36	96,44
	163,43	136,67	193,19	254,78	169,04
	238,15	128,58	257,53	383,92	254,72
	266,60	158,12	277,85	504,52	265,18

**Fuente:** Arcay M., Suárez V. (2018).

**Tabla 55.** Fuerzas Cortantes Basales por Edificación (Período de Rayleigh).

	66,54	54,43	70,97	93,60	62,10
	97,68	84,53	110,22	145,36	96,44
	153,15	148,17	192,79	254,78	137,43
	173,65	126,20	214,61	370,61	175,87
	192,40	191,02	231,54	340,19	187,39
	66,54	54,43	70,97	93,60	62,10
	97,68	84,53	110,22	145,36	96,44
	153,15	148,17	192,79	254,78	141,26
	173,47	136,88	214,61	370,61	187,29
	192,68	225,47	231,54	361,59	213,43

**Fuente:** Arcay M., Suárez V. (2018).

**Tabla 56.** Distribución de Fuerzas Laterales – Edif. 2 Niveles (Período Ta).

	28,04	18,44	27,12	35,76	23,73
	48,40	36,00	43,86	57,84	38,37

**Fuente:** Arcay M., Suárez V. (2018).

**Tabla 57.** Distribución de Fuerzas Laterales – Edif. 3 Niveles (Período Ta).

	17,97	17,44	20,31	26,79	17,77
	35,94	22,73	40,63	53,58	35,55
	47,66	44,37	49,28	64,99	43,12

**Fuente:** Arcay M., Suárez V. (2018).

**Tabla 58.** Distribución de Fuerzas Laterales – Edif. 5 Niveles (Período Ta).

	11,41	16,13	13,74	18,12	12,30
	22,82	18,31	27,84	36,72	24,59
	34,24	21,72	42,09	55,51	36,89
	43,97	27,27	54,35	71,68	47,38
	50,98	53,23	55,17	72,76	47,89

**Fuente:** Arcay M., Suárez V. (2018).

**Tabla 59.** Distribución de Fuerzas Laterales – Edif. 7 Niveles (Período Ta).

	8,99	10,77	8,53	12,72	9,29
	17,98	11,71	18,47	27,53	19,24
	26,96	12,96	29,01	43,25	29,45
	34,91	14,28	38,81	57,85	38,68
	42,65	16,55	48,63	72,50	47,79
	49,78	20,98	57,95	86,40	56,29
	56,89	41,32	56,13	83,67	53,98

**Fuente:** Arcay M., Suárez V. (2018).

**Tabla 60.** Distribución de Fuerzas Laterales– Edif. 10 Niveles (Período Ta).

	5,02	9,14	3,48	6,32	3,81
	10,05	9,67	8,29	15,05	8,62
	15,07	10,29	13,77	25,00	13,91
	19,48	10,72	19,13	34,74	18,92
	24,08	11,53	25,02	45,43	24,35
	28,90	12,75	31,43	57,08	30,18
	32,74	14,05	37,02	67,22	35,15
	37,42	16,67	43,75	79,45	41,14
	41,14	21,23	49,55	89,98	46,19
	52,69	42,07	46,40	84,26	42,92

Fuente: Arcay M., Suárez V. (2018).

**Tabla 61.** Distribución de Fuerzas Laterales – Edif. 2 Niveles (Período Rayleigh).

	24,41	18,44	27,12	35,76	23,73
	42,13	36,00	43,86	57,84	38,37
	24,41	18,44	27,12	35,76	23,73
	42,13	36,00	43,86	57,84	38,37

Fuente: Arcay M., Suárez V. (2018).

**Tabla 62.** Distribución de Fuerzas Laterales – Edif. 3 Niveles (Período Rayleigh).

	17,28	17,44	20,31	26,79	17,77
	34,57	22,73	40,63	53,58	35,55
	45,83	44,37	49,28	64,99	43,12

	17,28	17,44	20,31	26,79	17,77
	34,57	22,73	40,63	53,58	35,55
	45,83	44,37	49,28	64,99	43,12

Fuente: Arcay M., Suárez V. (2018).

**Tabla 63.** Distribución de Fuerzas Laterales –Edif. 5 Niveles (Período Rayleigh).

	10,65	17,49	12,86	16,46	8,67
	21,30	19,85	27,05	35,26	18,83
	31,95	23,55	41,79	55,07	29,64
	41,03	29,56	54,80	72,78	39,40
	48,22	57,71	56,30	75,22	40,89
	10,65	17,49	12,86	16,46	8,91
	21,30	19,85	27,05	35,26	19,35
	31,95	23,55	41,79	55,07	30,47
	41,03	29,56	54,80	72,78	40,49
	48,22	57,71	56,30	75,22	42,03

Fuente: Arcay M., Suárez V. (2018).

**Tabla 64.** Distribución de Fuerzas Laterales –Edif. 7 Niveles (Período Rayleigh).

	6,40	40,56	6,36	10,40	5,23
	12,80	20,60	14,49	24,27	11,90
	19,20	16,25	23,44	39,85	19,23
	24,86	14,02	32,02	55,01	26,25
	30,37	12,72	40,79	70,64	33,42
	35,45	11,50	49,26	85,87	40,34
	44,55	10,57	48,24	84,57	39,50

	6,39	11,47	6,36	10,40	5,80
	12,79	12,47	14,49	24,27	12,95
	19,18	13,79	23,44	39,85	20,71
	24,83	15,20	32,02	55,01	28,06
	30,34	17,62	40,79	70,64	35,51
	35,41	22,34	49,26	85,87	42,66
	44,52	43,99	48,24	84,57	41,60

Fuente: Arcay M., Suárez V. (2018).

**Tabla 65.** Distribución de Fuerzas Laterales–Edif.10 Niveles (Período Rayleigh).

	3,51	11,04	2,40	3,20	1,93
	7,02	11,68	6,12	8,47	4,93
	10,52	12,43	10,60	14,95	8,55
	13,60	12,95	15,15	21,69	12,24
	16,81	13,93	20,27	29,34	16,38
	20,18	15,40	25,94	37,89	20,98
	22,86	16,98	31,02	45,67	25,11
	26,12	20,14	37,16	55,08	30,10
	28,72	25,65	42,58	63,50	34,51
	43,06	50,82	40,30	60,41	32,67
	3,51	13,04	2,40	3,58	2,52
	7,03	13,78	6,12	9,29	6,14
	10,54	14,68	10,60	16,23	10,32
	13,62	15,28	15,15	23,37	14,47
	16,84	16,44	20,27	31,43	19,06
	20,21	18,18	25,94	40,39	24,08
	22,89	20,04	31,02	48,49	28,49
	26,17	23,77	37,16	58,28	33,81
	28,77	30,28	42,58	66,98	38,43
	43,09	59,99	40,30	63,55	36,11

Fuente: Arcay M., Suárez V. (2018).

**Tabla 66.** Distorsiones de entrepiso – Edif. 2 Niveles (Período Ta).

	0,00597	0,00092	0,00794	0,00510	0,00596
	0,00612	0,00091	0,00825	0,00530	0,00619
	0,00666	0,00102	0,00886	0,00570	0,00665
	0,00651	0,00097	0,00878	0,00564	0,00658

**Fuente:** Arcay M., Suárez V. (2018).

**Tabla 67.** Distorsiones de entrepiso – Edif. 3 Niveles (Período Ta).

	0,00654	0,00121	0,01000	0,00847	0,00749
	0,01051	0,00180	0,01644	0,01394	0,01233
	0,00859	0,00148	0,01357	0,01150	0,01018
	0,00744	0,00137	0,01137	0,00964	0,00853
	0,01169	0,00200	0,01829	0,01551	0,01372
	0,00922	0,00159	0,01455	0,01233	0,01091

**Fuente:** Arcay M., Suárez V. (2018).

**Tabla 68.** Distorsiones de entrepiso– Edif. 5 Niveles (Período Ta).

	0,00738	0,00149	0,01194	0,01012	0,00889
	0,01284	0,00228	0,02157	0,01829	0,01609
	0,01427	0,00239	0,02437	0,02066	0,01822
	0,01554	0,00260	0,02671	0,02264	0,01999
	0,01023	0,00176	0,01763	0,01495	0,01321

	0,00818	0,00165	0,01324	0,01122	0,00986
	0,01282	0,00228	0,02151	0,01824	0,01604
	0,01313	0,00220	0,02244	0,01902	0,01676
	0,01434	0,00240	0,02465	0,02090	0,01846
	0,00968	0,00166	0,01667	0,01414	0,01250

Fuente: Arcay M., Suárez V. (2018).

**Tabla 69.**Distorsiones de entropiso – Edif. 7 Niveles (Período Ta).

	0,00707	0,00096	0,01058	0,01013	0,00875
	0,01191	0,00144	0,01855	0,01778	0,01540
	0,01349	0,00150	0,02136	0,02047	0,01780
	0,01514	0,00162	0,02409	0,02309	0,02018
	0,01522	0,00161	0,02420	0,02319	0,02035
	0,01464	0,00158	0,02321	0,02224	0,01959
	0,00836	0,00092	0,01322	0,01266	0,01118
	0,00638	0,00103	0,00953	0,00913	0,00788
	0,01080	0,00156	0,01682	0,01612	0,01396
	0,01190	0,00149	0,01885	0,01807	0,01571
	0,01320	0,00159	0,02100	0,02012	0,01758
	0,01316	0,00152	0,02092	0,02005	0,01760
	0,01286	0,00156	0,02038	0,01953	0,01721
	0,00760	0,00102	0,01201	0,01152	0,01017

Fuente: Arcay M., Suárez V. (2018).

**Tabla 70.**Distorsiones de entrepiso – Edif. 10 Niveles (Período Ta).

	0,00606	0,00091	0,00851	0,00993	0,00677
	0,00883	0,00122	0,01315	0,01536	0,01049
	0,01131	0,00143	0,01747	0,02039	0,01397
	0,01388	0,00166	0,02172	0,02535	0,01744
	0,01483	0,00172	0,02325	0,02714	0,01873
	0,01625	0,00186	0,02540	0,02966	0,02054
	0,01722	0,00198	0,02675	0,03123	0,02171
	0,01647	0,00191	0,02542	0,02967	0,02069
	0,01480	0,00175	0,02269	0,02649	0,01851
	0,00781	0,00094	0,01193	0,01393	0,00974
	0,00541	0,00081	0,00757	0,00883	0,00602
	0,00780	0,00108	0,01161	0,01355	0,00926
	0,00984	0,00125	0,01520	0,01774	0,01216
	0,01199	0,00144	0,01877	0,02192	0,01507
	0,01241	0,00144	0,01947	0,02273	0,01568
	0,01258	0,00144	0,01967	0,02296	0,01590
	0,01238	0,00142	0,01925	0,02247	0,01562
	0,01159	0,00135	0,01789	0,02088	0,01456
	0,01079	0,00128	0,01653	0,01931	0,01349
	0,00617	0,00075	0,00941	0,01098	0,00769

Fuente: Arcay M. y Suárez V. (2018).

**Tabla 71.**Distorsiones de entrepiso – Edif. 2 Niveles (Período de Rayleigh).

	0,00520	0,00092	0,00794	0,00510	0,00596
	0,00532	0,00091	0,00825	0,00530	0,00619
	0,00580	0,00102	0,00886	0,00570	0,00665
	0,00567	0,00097	0,00878	0,00564	0,00658

Fuente: Arcay M. y Suárez V. (2018).

**Tabla 72.**Distorsiones de entrepiso– Edif. 3 Niveles (Período de Rayleigh).

	0,00629	0,00132	0,00100	0,00847	0,00749
	0,01010	0,00194	0,01644	0,01394	0,01233
	0,00827	0,00151	0,01357	0,01150	0,01018
	0,00715	0,00149	0,01137	0,00964	0,00853
	0,01125	0,00216	0,01829	0,01551	0,01372
	0,00887	0,00162	0,01455	0,01233	0,01091

**Fuente:** Arcay M. y Suárez V. (2018).

**Tabla 73.**Distorsiones de entrepiso– Edif. 5 Niveles (Período de Rayleigh).

	0,00696	0,00162	0,01215	0,01042	0,00754
	0,01206	0,00247	0,02185	0,01870	0,01352
	0,01338	0,00259	0,02456	0,02097	0,01513
	0,01457	0,00282	0,02680	0,02282	0,01644
	0,00959	0,00191	0,01763	0,01499	0,01078
	0,00772	0,00179	0,01348	0,01156	0,00860
	0,01205	0,00248	0,02180	0,01866	0,01387
	0,01232	0,00238	0,02261	0,01930	0,01432
	0,01344	0,00260	0,02473	0,02106	0,01560
	0,00907	0,00180	0,01667	0,01417	0,01048

**Fuente:** Arcay M. y Suárez V. (2018).

**Tabla 74.** Distorsiones de entrepiso - Edif. 7 Niveles (Período de Rayleigh).

	0,00542	0,00095	0,00906	0,01018	0,00635
	0,00892	0,00141	0,01582	0,01777	0,01111
	0,00998	0,00147	0,01813	0,02031	0,01273
	0,01113	0,00159	0,02035	0,02274	0,01429
	0,01114	0,00158	0,02034	0,02267	0,01429
	0,01069	0,00155	0,01943	0,02162	0,01365
	0,00610	0,00090	0,01103	0,01226	0,00775
	0,00490	0,00093	0,00816	0,00918	0,00604
	0,00810	0,00139	0,01435	0,01611	0,01064
	0,00881	0,00141	0,01601	0,01793	0,01189
	0,00969	0,00150	0,01774	0,01982	0,01320
	0,00963	0,00148	0,01758	0,01960	0,01311
	0,00939	0,00147	0,01707	0,01899	0,01274
	0,00555	0,00089	0,01003	0,01115	0,00750

Fuente: Arcay M. y Suárez V. (2018)

**Tabla 75.** Distorsiones de entrepiso- Edif. 10 Niveles (Período de Rayleigh).

	0,00476	0,00110	0,00735	0,00707	0,00511
	0,00673	0,00147	0,01133	0,01088	0,00787
	0,00844	0,00173	0,01498	0,01435	0,01040
	0,01022	0,00201	0,01854	0,01772	0,01288
	0,01084	0,00208	0,01975	0,01883	0,01372
	0,01183	0,00225	0,02149	0,02044	0,01492
	0,01249	0,00239	0,02253	0,02138	0,01564
	0,01192	0,00231	0,02132	0,02020	0,01479
	0,01069	0,00212	0,01898	0,01796	0,01317
	0,00564	0,00114	0,00996	0,00941	0,00691

	0,00426	0,00116	0,00654	0,00662	0,00504
	0,00596	0,00154	0,01000	0,01012	0,00772
	0,00735	0,00178	0,01303	0,01318	0,01010
	0,00885	0,00205	0,01603	0,01619	0,01246
	0,00909	0,00206	0,01655	0,01669	0,01290
	0,00917	0,00206	0,01665	0,01677	0,01301
	0,00900	0,00202	0,01621	0,01631	0,01271
	0,00840	0,00192	0,01500	0,01508	0,01180
	0,00781	0,00182	0,01383	0,01389	0,01090
	0,00446	0,00107	0,0785	0,00788	0,00620

Fuente: Arcay M. y Suárez V. (2018).

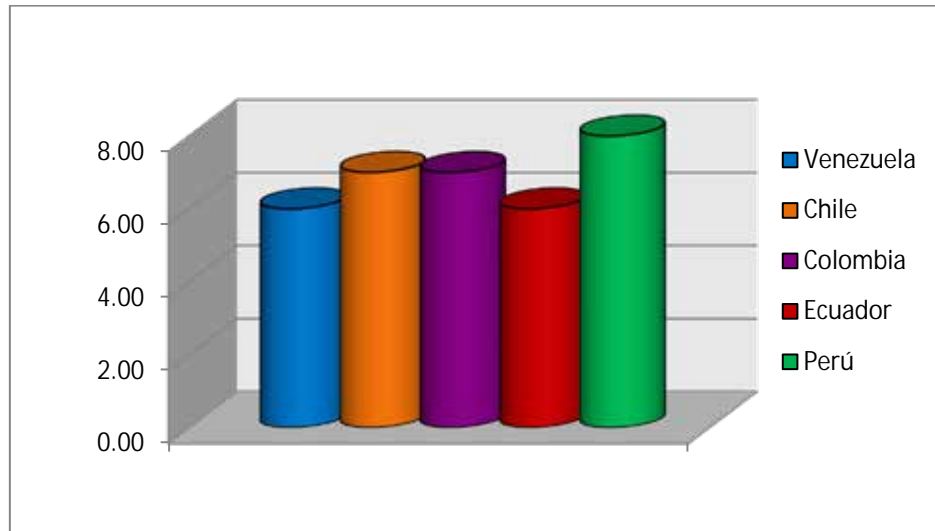
#### 4.5 Elaboración de cuadros y gráficos comparativos sobre el comportamiento sísmico de edificaciones de concreto armado.

##### 4.5.1 Comparación de Factores de Reducción de Respuesta R

Para la realización de los análisis sísmicos respectivos en cada caso estudio, se asignaron factores de reducción de respuesta a cada una de las edificaciones analizadas de acuerdo a lo establecido por cada normativa. En este sentido, se pudo visualizar que todas las normativas estudiadas contemplan dentro de un mismo factor R, aspectos como la ductilidad u otras propiedades de los materiales constructivos, el tipo de estructuración empleada o el efecto de sobrerresistencia estructural.

Ahora bien, de acuerdo a lo que se visualiza en la **Gráfica 10**, las normas de Venezuela y Ecuador presentan los menores valores de R (siendo estos iguales a 6.00), seguidas de Colombia y Chile con R=7.00, y finalmente Perú, con el mayor valor de R (8.00).

**Gráfica 10.** Factores de reducción de respuesta R por normativa.



**Fuente:** Arcay M. y Suárez V. (2018)

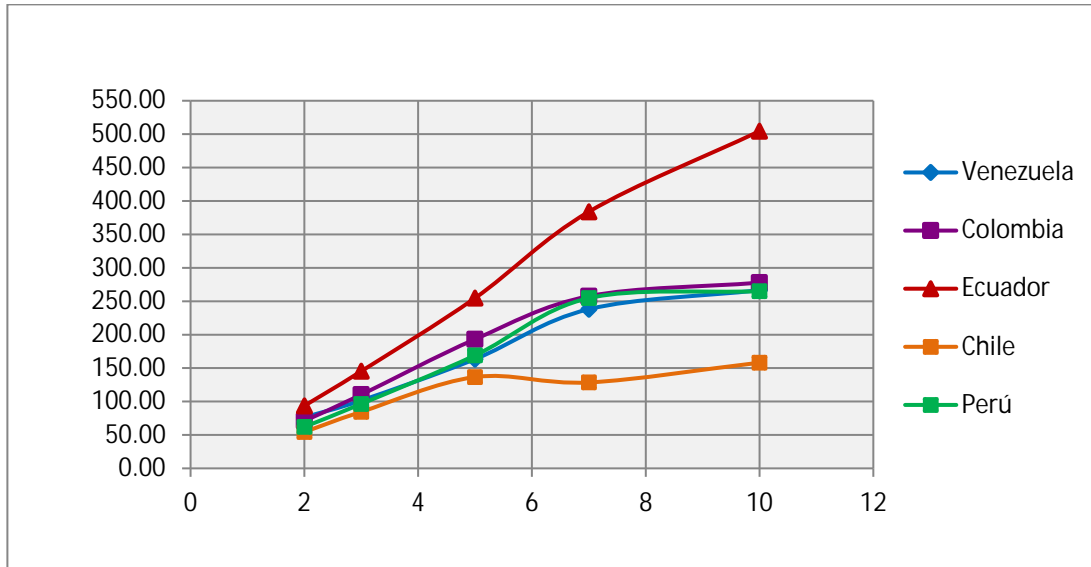
Esto es importante, ya que la función de este factor es generar una reducción de la acción sísmica de diseño normativa, lo cual permitirá que los elementos estructurales sean capaces de disipar energía inelásticamente, debido a que se diseñan para valores de demanda inferiores a los esperados, por lo tanto, para mayores valores de R, los elementos estructurales deben ser de menores dimensiones derivándose de esto diseños menos conservadores.

De esto se puede inferir que en cuanto a factores de reducción de respuesta, las normas de Venezuela y Ecuador, resultan ser las más conservadoras, ya que se proporciona un mayor rango de seguridad al diseñar para una demanda sísmica superior, sin embargo, de esto puede traducirse en un diseño más costoso.

#### **4.5.2 Caso Estudio 1 – Método de Análisis Estático (Periodo Estimado)**

En base a los resultados ilustrados en la **Tabla 54**, se desarrolló la **Gráfica 11**, en donde se puede observar la variación del cortante basal calculado para edificaciones de 2, 3, 5, 7 y 10 niveles, las cuales fueron evaluadas inicialmente asumiendo un periodo estimado  $T_a$ .

**Gráfica 11.** Cortantes basales por edificación (Periodo  $T_a$  – Dirección X e Y).



**Fuente:** Arcay M., Suárez V. (2018).

Ahora bien, según la **Gráfica 11**, para edificios bajos (de 2 y 3 niveles), se observa que las normas de Chile, Colombia, Perú y Venezuela presentan demandas similares, siendo el código colombiano el mayor de estas, y la norma chilena la menos exigente, por su parte, Ecuador genera la mayor fuerza cortante basal, empezando a evidenciarse una dispersión significativa respecto a las demás normativas, esto como consecuencia de su espectro de diseño, el cual maneja valores de respuesta superiores, amplificando en mayor proporción el valor del cortante basal.

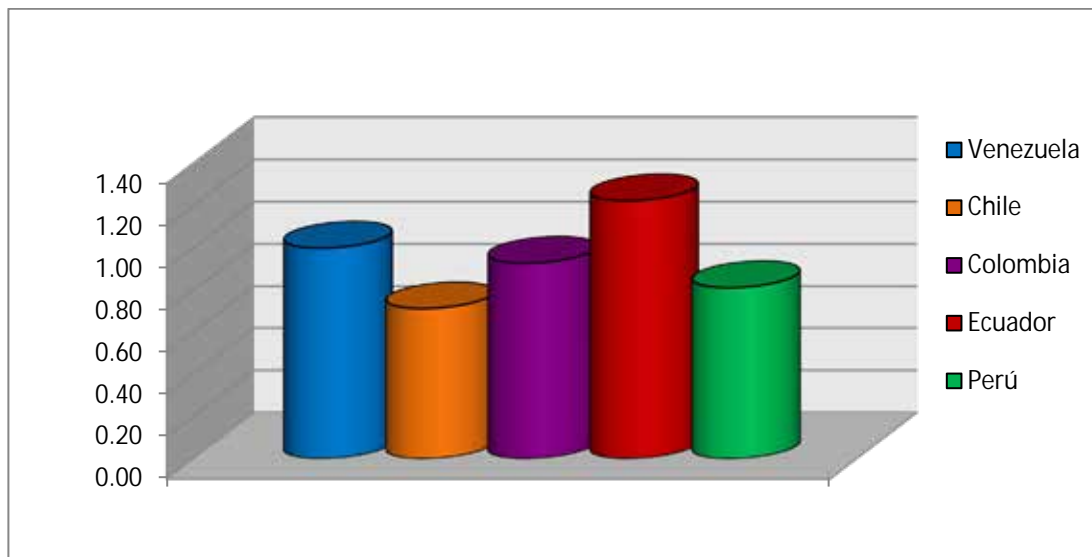
Para los edificios intermedios (de 5 y 7 niveles), se sigue manteniendo la poca diferencia entre las normas de Colombia, Perú y Venezuela, siendo esta última ligeramente inferior, mientras que en el caso de Chile, esta generó los menores valores de cortante (aproximadamente 110Tonf inferior a Venezuela para 7 niveles), todo esto causado por la reducción del coeficiente sísmico  $C$ , el cual para edificaciones de más de 5 niveles, presenta disminuciones considerables debido al aumento del periodo. Finalmente, en el caso de Ecuador, debido a la gran amplitud

del espectro sísmico manejado, esta sigue incrementando significativamente el valor del cortante basal, llegando a ser muy superior respecto a las demás normas.

Por último, se tienen los edificios altos (10 niveles o más), en donde la norma de Ecuador alcanza su máxima dispersión respecto a Venezuela (238Tonf), esto debido a que la respuesta espectral generada por la norma venezolana sufre disminuciones importantes con el aumento del periodo fundamental, a diferencia de la norma ecuatoriana, en la cual se mantiene el valor máximo de respuesta para edificaciones menores o iguales a 10 niveles. Por su parte, debido al aumento del peso de la edificación, la norma de Chile presentó un aumento del cortante basal respecto al del edificio de 7 niveles, sin embargo, este fue igualmente muy inferior al de Venezuela (aproximadamente 108 Tonf).

### Edificio de 2 Niveles

**Gráfica 12.** Relación de cortantes basales respecto a la norma de Venezuela, Edificio de 2 niveles (Dirección X e Y - Periodo Ta)

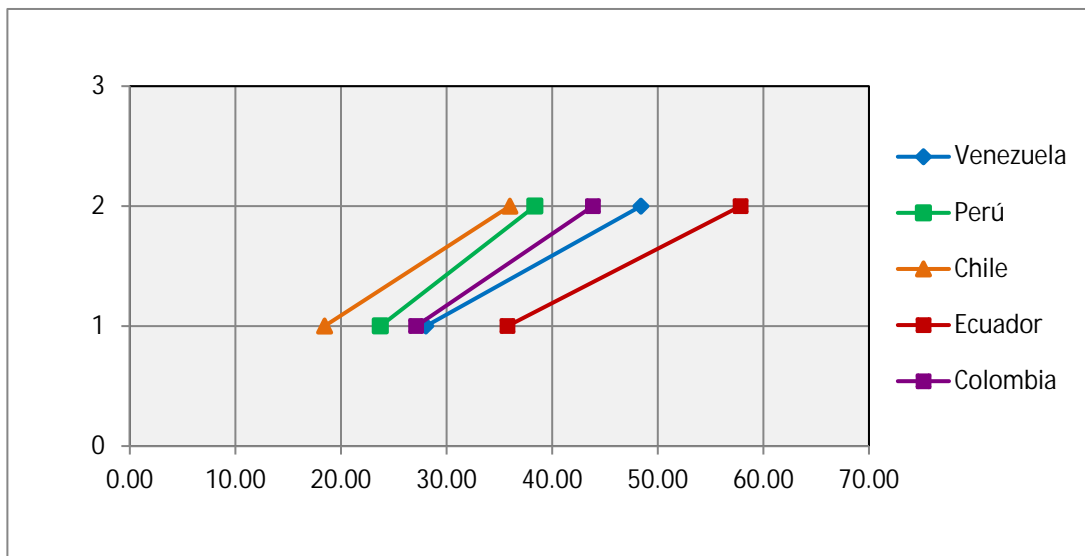


**Fuente:** Arcay M., Suárez V. (2018).

En la **Gráfica 12**, se presenta la relación de cortantes basales respecto a la norma de Venezuela, para un edificio de 2 niveles (siendo esta la unidad patrón). En este sentido, se puede apreciar que Ecuador genera el valor de cortante más elevado,

siendo este un 22% superior al obtenido por el método estático de Venezuela. A su vez, los demás cortantes basales son menores respecto al de Venezuela, el código de Chile es un 29% menor, seguido de la norma de Perú siendo un 19% inferior y finalmente la norma de Colombia, la cual es la que presenta menor nivel de dispersión (un 7% inferior al valor patrón).

**Gráfica 13.** Distribución de fuerzas laterales por nivel, Edificio de 2 niveles (Dirección X e Y - Periodo Ta).



**Fuente:** Arcay M., Suárez V. (2018).

En la **Gráfica 13**, se puede observar la distribución de fuerzas sísmicas laterales por nivel, la cual para todas las normativas analizadas presenta una distribución lineal creciente, siendo la fuerza sísmica en el techo mayor. Por otra parte, según la **Tabla 76**, Venezuela y Colombia, no presentan una diferencia importante en el nivel 1 (siendo Colombia 3% inferior). Sin embargo, en el Nivel de Techo, Venezuela empieza a tener una diferencia más marcada respecto al código de Colombia (9%), esto motivado a la inclusión (por parte de Venezuela) de una fuerza adicional en el tope. En el caso de las demás normativas, como es de esperarse, la norma de Ecuador presenta la mayor dispersión respecto a Venezuela (entre 19 a 28%), seguido de Chile (entre un 26 a 34%), Perú (entre 15 a 21%).

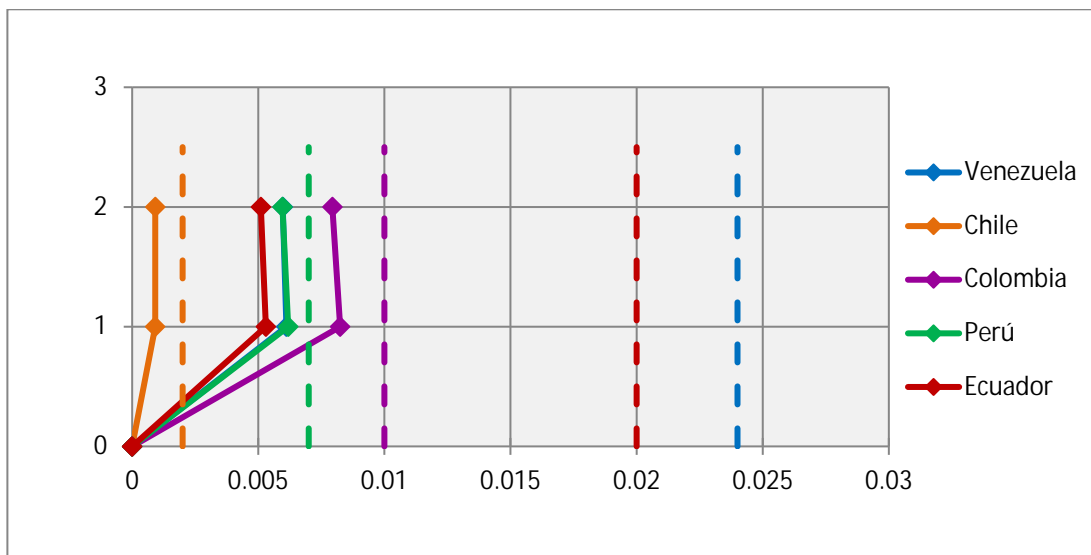
**Tabla 76.** Relación de fuerzas laterales por nivel respecto a Venezuela, Edificio 2 niveles (Dirección X e Y - Periodo Ta).

	1,00	0,66	0,97	1,28	0,85
	1,00	0,74	0,91	1,19	0,79

**Fuente:** Arcay M., Suárez V. (2018).

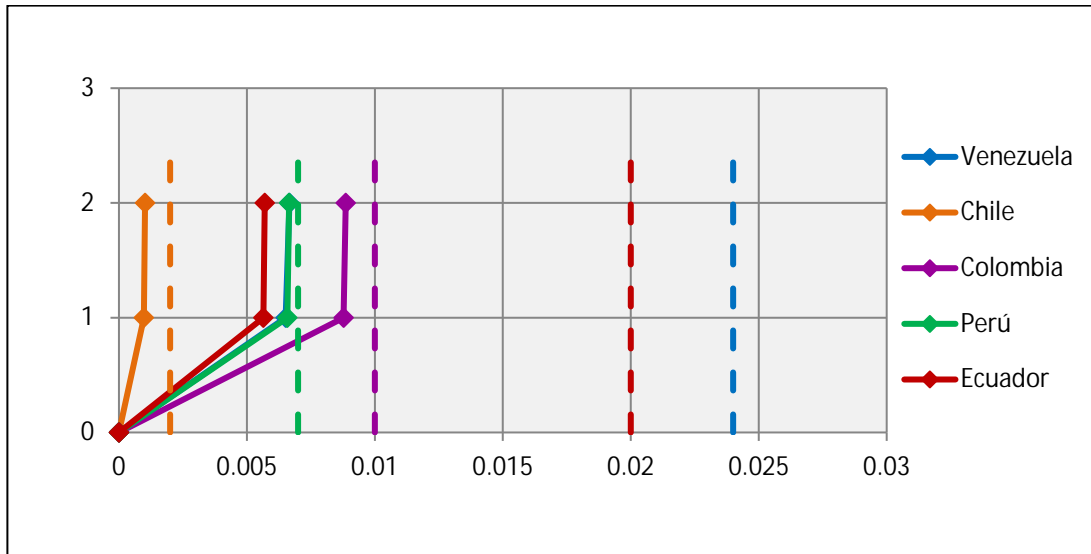
Por otra parte, en referencia al comportamiento de las edificaciones, en las **Gráficas 14 y 15**, se presentan las distorsiones de entrepiso obtenidas para la edificación de 2 niveles considerando un periodo Ta, en dirección X e Y respectivamente.

**Gráfica 14.** Distorsiones de entrepiso, Edif. 2 niveles (Dirección X – Periodo Ta).



**Fuente:** Arcay M. y Suárez V. (2018).

**Gráfica 15.** Distorsiones de entrepiso, Edif. 2 niveles (Dirección Y – Periodo Ta).



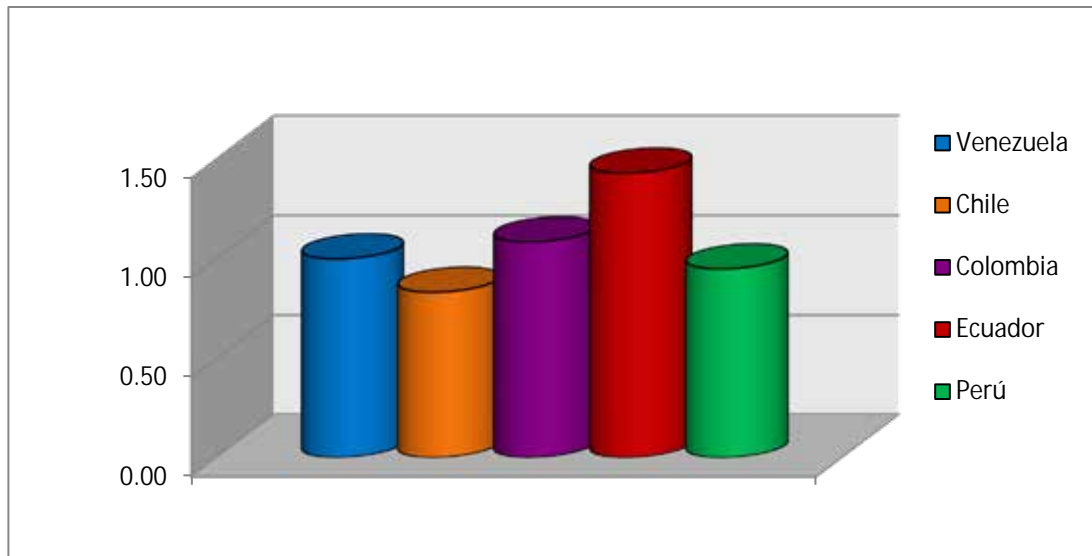
**Fuente:** Arcay M. y Suárez V. (2018).

En ambos casos se puede observar que Venezuela y Ecuador cumplen los límites de distorsión en todos los niveles, mientras que para las normas de Chile, Colombia y Perú, a pesar de cumplir con las limitaciones normativas, se evidencia que al manejar valores límite muy inferiores respecto al de la norma venezolana, las derivas alcanzadas se encuentran muy cercana a dichos límites, lo cual indica que ante cualquier aumento en la demanda sísmica, esto puede derivarse en un nuevo dimensionado de las edificaciones en cuestión.

#### **Edificio de 3 Niveles:**

En la **Gráfica 16**, se logra visualizar que para el edificio de 3 niveles, analizado asumiendo un periodo  $T_a$ , Ecuador es la norma que desarrolla el mayor cortante basal (43% superior a Venezuela), seguida de Colombia (9% superior), esto es curioso debido a que Venezuela presentaba valores de cortantes superiores a Colombia en la edificación de 2 niveles. Finalmente, se aprecia que la dispersión entre Chile y Venezuela, paso de 29% a 17% menor, mientras que Perú, obtuvo el cortante basal más cercano a Venezuela, solo un 5% menor, por lo que se observa un aumento del cortante peruano respecto al venezolano.

**Gráfica 16.** Relación de cortantes basales respecto a la norma de Venezuela, Edificio de 3 niveles (Dirección X e Y - Periodo Ta).

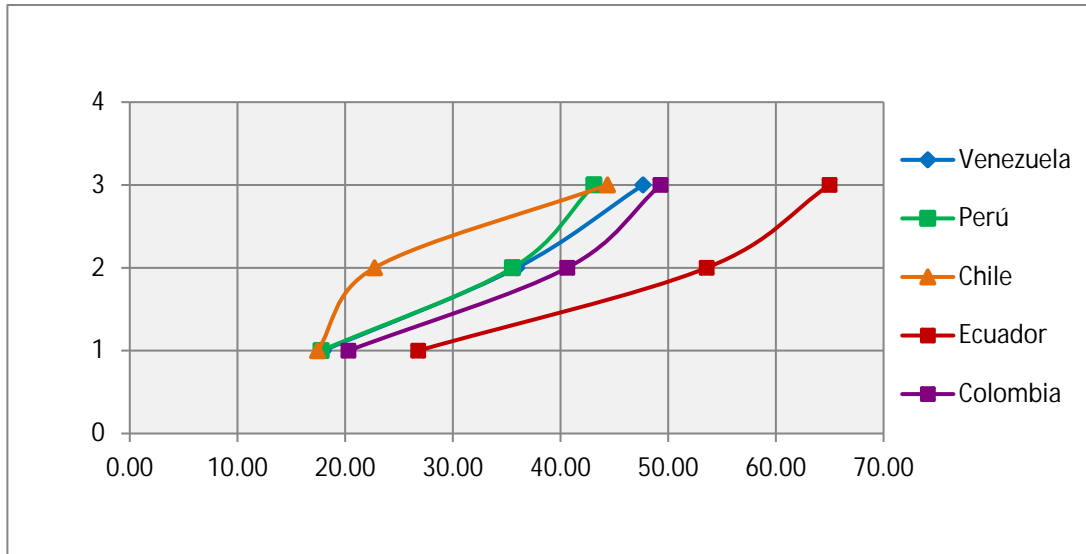


**Fuente:** Arcay M., Suárez V. (2018).

Estos resultados evidencian la influencia de la aceleración espectral en el cálculo del cortante basal, tal como se mencionó anteriormente, en donde Venezuela para las zonas de periodos cortos (entre 0s y 1,00s aproximadamente) sufre una disminución importante en los valores de respuesta, lo cual se deriva en una atenuación del valor del cortante basal. Esto no ocurre en el caso de Colombia, Ecuador y Perú, en las cuales se maneja un espectro de diseño cuya zona inicial es constante, desarrollando aceleraciones máximas en este caso, entre 0s y 0,70s (para Colombia y Perú) y 0,90s (para Ecuador).

Ahora bien, en la **Gráfica 17**, se pueden observar cambios en el comportamiento de la distribución de fuerzas por nivel, la cual deja de tener una variación lineal en todas las normativas, esto se debe a la disminución del peso de los niveles superiores, como consecuencia de la reducción que sufren los elementos estructurales a medida que se asciende en altura.

**Gráfica 17.** Distribución de fuerzas laterales por nivel, Edificio de 3 niveles (Dirección X e Y - Periodo Ta).



**Fuente:** Arcay M., Suárez V. (2018).

Por otra parte, en cuanto a los niveles de dispersión (**Ver Tabla 77**), Venezuela presentan una fuerza lateral equivalente a la de Perú (alrededor de 1% superior en los niveles 1 y 2), sin embargo, en el nivel de techo, se observa que la fuerza lateral de Venezuela empieza a superar a la de Perú en aproximadamente 10%, esto como consecuencia de la fuerza de tope Ft. Por su parte, las normas de Colombia y Ecuador se mantuvieron en promedio un 13% y 49% superiores para los niveles 1 y 2 respectivamente, y para el nivel de techo esta dispersión disminuyó a 3% y 36%.

Finalmente, es apreciable que la Norma de Chile presenta una dispersión del 3% en el nivel 1 y 37% en el nivel 2, respecto a Venezuela, pero al llegar al nivel de techo, se genera un aumento importante en la fuerza lateral aplicada por Chile, esto ocasiona una disminución en la dispersión, llegando a ser casi despreciable (1%).

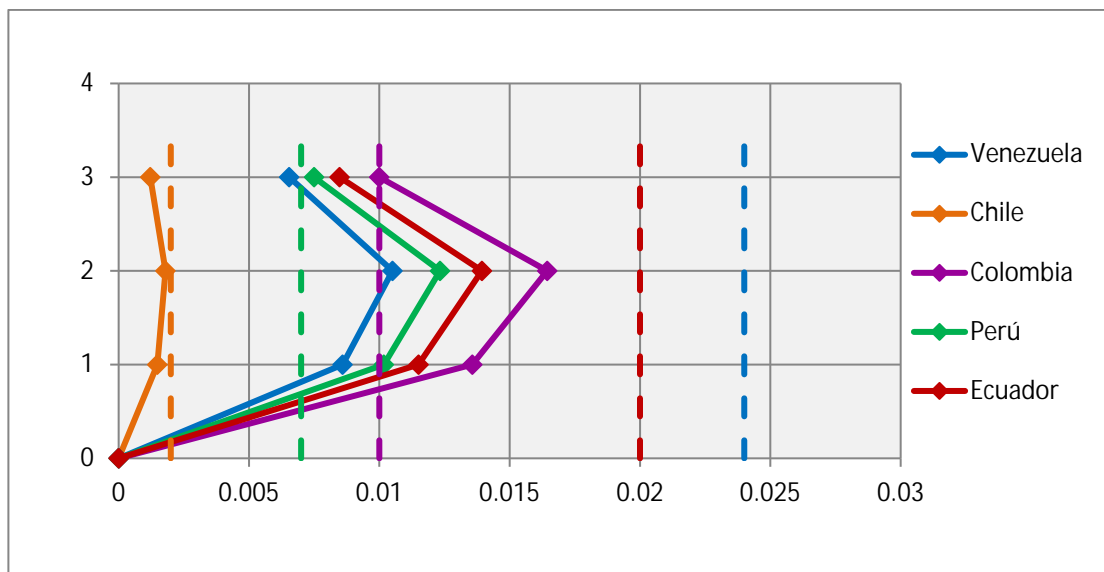
**Tabla 77.** Relación de fuerzas laterales por nivel respecto a Venezuela, Edificio 3 niveles (Dirección X e Y - Periodo Ta)

	1,00	0,97	1,13	1,49	0,99
	1,00	0,63	1,13	1,49	0,99
	1,00	0,93	1,03	1,36	0,90

**Fuente:** Arcay M., Suárez V. (2018).

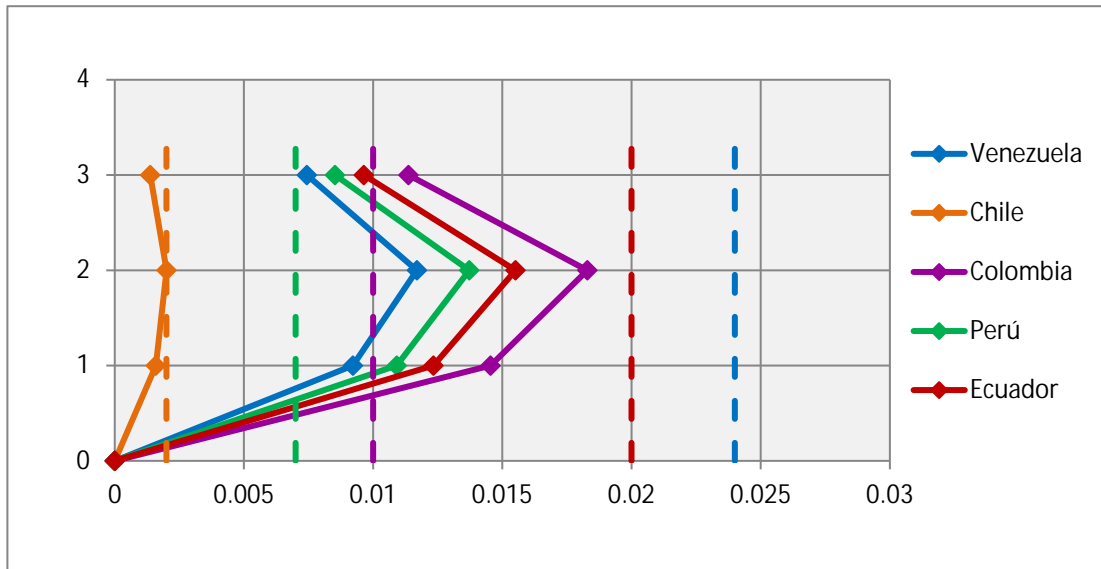
Ahora bien, en referencia a las distorsiones de entrepiso alcanzadas, se puede observar en las **Gráficas 18 y 19**, que las normas de Venezuela y Ecuador cumplen para ambas direcciones de análisis, los valores límites normativos, mientras que para las edificaciones analizadas bajo las normas de Chile, Colombia y Perú, las distorsiones de entrepiso desarrolladas se encuentran fuera de los límites establecidos, lo cual implica la necesidad de aumentar las dimensiones de los elementos estructurales, rigidizando la edificación.

**Gráfica 18.** Distorsiones de entrepiso, Edif. 3 niveles (Dirección X – Periodo Ta).



**Fuente:** Arcay M., Suárez V. (2018).

**Gráfica 19.** Distorsiones de entrepiso, Edif. de 3 niveles (Dirección Y – Periodo Ta).



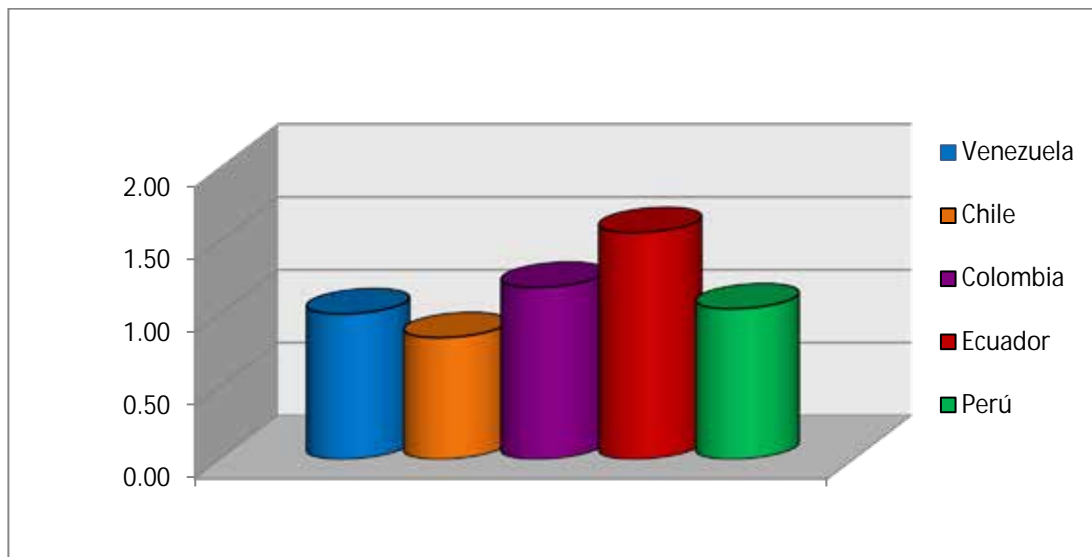
**Fuente:** Arcay M., Suárez V. (2018).

Esto es importante, ya que las normativas de Chile, Colombia y Perú manejan demandas sísmicas muy cercanas a la de Venezuela, lo cual deja en evidencia que la edificación diseñada por la norma venezolana, puede proporcionar resistencia suficiente para absorber la acción sísmica, pero no es capaz de desarrollar una respuesta estructural que satisfaga los límites de desempeño en dichos códigos.

**Edificio de 5 Niveles:**

En la **Gráfica 20**, se puede observar como varia la relación de cortantes para una edificación de 5 niveles, en este sentido, se tiene que Chile mantuvo su nivel de dispersión respecto a Venezuela (16% inferior), por otra parte, Perú presentó un aumento del cortante basal, siendo este un 3% superior. Finalmente se tienen Colombia y Ecuador, las cuales son 18% y 56% mayores respecto a Venezuela.

**Gráfica 20.** Relación de cortantes basales respecto a la norma de Venezuela, Edificio de 5 niveles (Dirección X e Y - Periodo Ta).

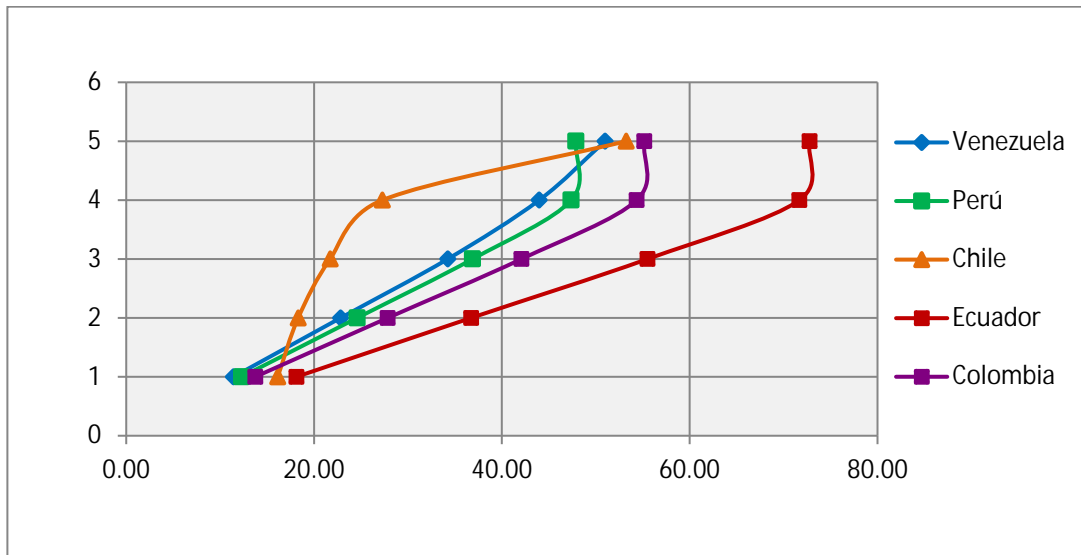


**Fuente:** Arcay M., Suárez V. (2018).

Es importante señalar que en el caso de Colombia, Ecuador y Perú, el aumento de la relación del cortante basal respecto a Venezuela se debe a que el periodo estimado obtenido en cada una de las normas, se mantiene en la zona de aceleraciones máximas constantes de los espectros de dichas normativas.

En lo referente a la distribución de fuerzas sísmicas laterales por nivel para el edificio de 5 niveles, Venezuela, Colombia, Ecuador y Perú mantienen una distribución casi lineal hasta el nivel 4. Sin embargo, a partir del nivel de techo, este comportamiento cambia, en el caso de Venezuela debido a la fuerza de tope  $F_t$ , pero en las demás normas, debido a la reducción de masa en dicho nivel. Por su parte, la norma de Chile, sigue manteniendo una distribución no lineal.

**Gráfica 21.** Distribución de fuerzas laterales por nivel, Edificio de 5 niveles (Dirección X e Y - Periodo Ta).



**Fuente:** Arcay M., Suárez V. (2018).

En este sentido, en cuanto a los niveles de dispersión respecto a Venezuela (**Ver Tabla 78**), en Chile, se observa que debido a la influencia del factor Ak, el nivel 1 y el techo, se obtuvo una fuerza lateral 41% y 4% superior respectivamente, esto es importante considerando que Venezuela incluye la fuerza Ft. Por último, en los niveles intermedios, se observa que el código chileno fue en promedio 68% inferior.

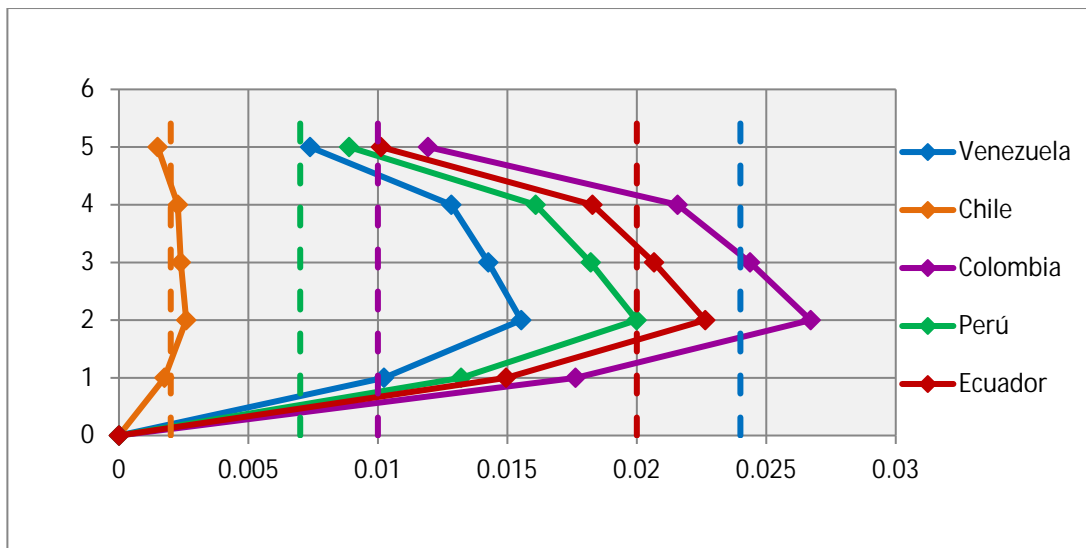
**Tabla 78.** Relación de fuerzas laterales por nivel respecto a Venezuela, Edificio 5 niveles (Dirección X e Y - Periodo Ta).

	1,00	1,41	1,20	1,59	1,08
	1,00	0,80	1,22	1,61	1,08
	1,00	0,63	1,23	1,62	1,08
	1,00	0,62	1,24	1,63	1,08
	1,00	1,04	1,08	1,43	0,94

**Fuente:** Arcay M., Suárez V. (2018).

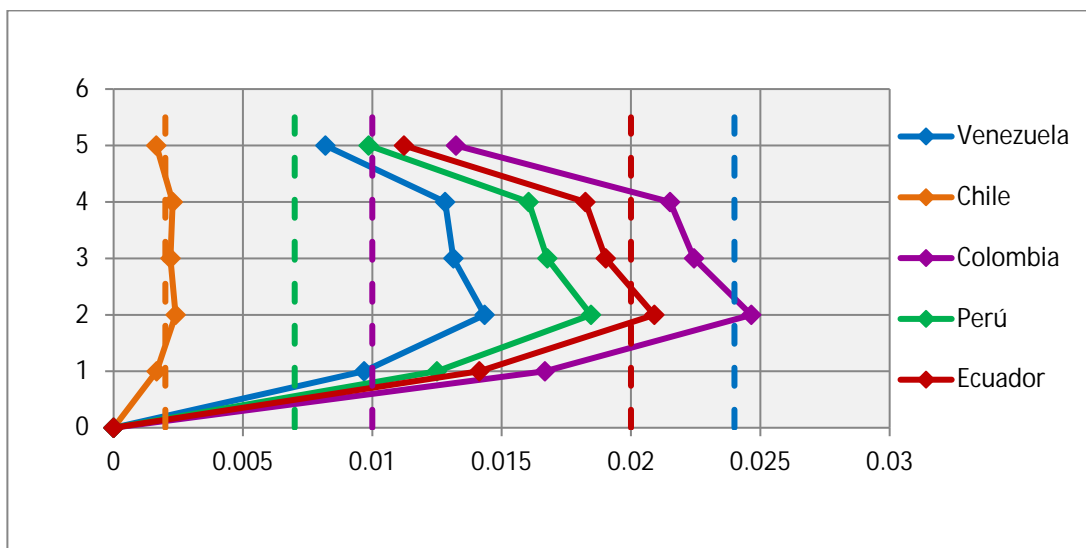
A su vez, se encuentran las normas de Colombia, Ecuador y Perú, las cuales fueron en promedio 22%, 61% y 8% superiores respectivamente, para los niveles del 1 al 4; mientras que para el techo estas fueron 8% y 43% superiores (en el caso de Colombia y Ecuador) y un 6% inferior para el caso de la norma peruana.

**Gráfica 22.** Distorsiones de entrepiso, Edif. 5 niveles (Dirección X – Periodo Ta).



Fuente: Arcay M., Suárez V. (2018).

**Gráfica 23.** Distorsiones de entrepiso, Edif. 5 niveles (Dirección Y – Periodo Ta).



Fuente: Arcay M., Suárez V. (2018).

De acuerdo a lo que presentan las **Gráficas 22 y 23**, las distorsiones de entrepiso obtenidas de la edificación de 5 niveles diseñada bajo los requerimientos de la norma venezolana, no cumple en ninguno de los niveles con los límites de distorsión establecidos por las demás normativas. En este sentido, en el caso de Ecuador, esto es motivado a la gran dispersión en la demanda sísmica respecto a Venezuela, siendo esta 56% superior. Así mismo ocurre con las normas de Colombia y Perú, las cuales además de manejar cortantes 18% y 3% superiores respectivamente, estas presentan límites de distorsión muy inferiores a los de Venezuela. Sin embargo, en el caso de la norma de Chile, se puede apreciar que a pesar de manejar una demanda sísmica inferior y por consiguiente menores valores de deriva, el resultado obtenido sobrepasa los valores máximos permitidos.

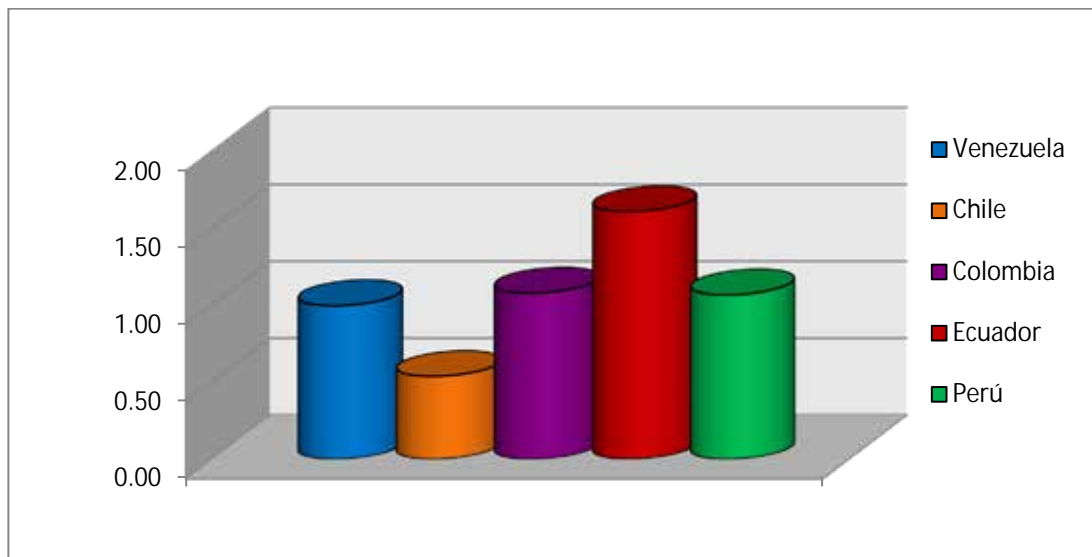
Con esto se evidencia que la norma venezolana a partir de 5 niveles, se torna mucho menos exigente en cuanto al nivel de desplazabilidad lateral permitido, lo que genera diseños menos conservadores, los cuales según las limitaciones de desempeño establecidas en los códigos evaluados, son incapaces de proporcionar un comportamiento estructural óptimo.

#### **Edificio de 7 Niveles:**

En la **Gráfica 24**, se tienen las relaciones de cortantes basales para la edificación de 7 niveles analizada con el periodo  $T_a$ . En esta se aprecia que la norma de Ecuador presenta el mayor cortante basal, siendo un 61% superior a Venezuela, seguida de las normas de Colombia y Perú, cuyo nivel de dispersión se ubicó en 8% y 7% respectivamente, y por último, el cortante basal en Chile fue un 46% menor.

De acuerdo a estos resultados, se puede señalar que la norma colombiana sufrió una disminución del 10% respecto a la dispersión conseguida para la edificación de 5 niveles, lo cual se debe, según lo que se observa en la **Tabla 53**, a la reducción que presenta la aceleración espectral como consecuencia del comportamiento de su espectro de diseño. Así mismo, también se aprecia que las normas de Ecuador y Perú, presentan valores de respuesta máximos, lo cual contribuye al aumento de su dispersión respecto a Venezuela.

**Gráfica 24.** Relación de cortantes basales respecto a la norma de Venezuela, Edificio de 7 niveles (Dirección X e Y - Periodo Ta).

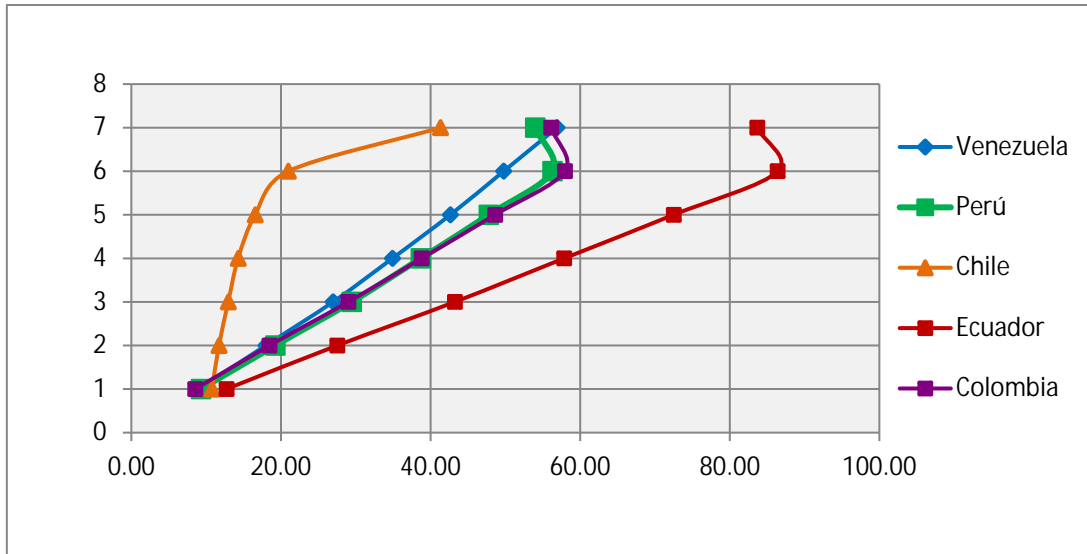


**Fuente:** Arcay M., Suárez V. (2018).

Finalmente, en el caso de Chile, se evidencia que para edificaciones superiores a 5 niveles, el coeficiente sísmico “C” empieza a tener un efecto atenuador sobre el cortante basal, derivándose de esto un aumento en su dispersión frente a Venezuela.

Por otra parte, en referencia a la distribución de fuerzas laterales por nivel, en la **Gráfica 25** se observa que todas las normativas analizadas siguen manteniendo el mismo comportamiento respecto al obtenido en la edificación de 5 niveles, sin embargo, es importante señalar que debido a la poca dispersión existente entre los cortantes de Colombia, Perú y Venezuela, estas generan fuerzas por nivel dentro del mismo orden de magnitud, siendo Colombia y Perú entre 3% y 16% superiores a Venezuela para los niveles 1 al 6, salvo en el nivel de techo, donde debido a la fuerza de tope (Ft), la norma venezolana fue 5% y 1% superior (**Ver Tabla 79**).

**Gráfica 25.** Distribución de fuerzas laterales por nivel, Edificio de 7 niveles (Dirección X e Y - Periodo Ta).



**Fuente:** Arcay M., Suárez V. (2018).

De igual manera, se aprecia que la norma de Chile presento la distribución de fuerzas laterales menos exigente entre las normativas evaluadas, lo cual es causado por la disminución del cortante basal, no obstante, debido a la amplificación generada por el factor  $A_k$ , la fuerza en el nivel 1 llego a ser 20% superior a Venezuela.

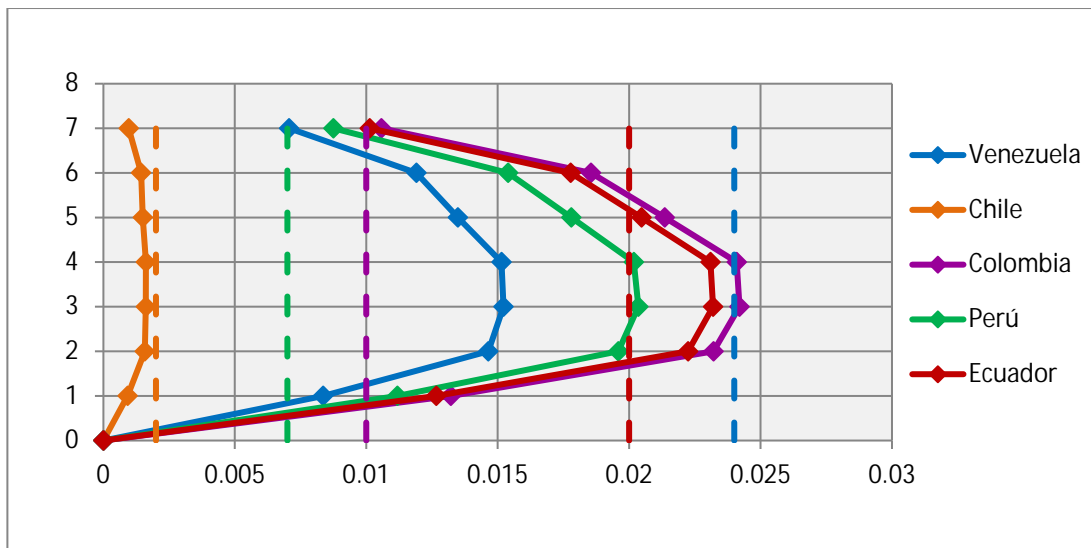
**Tabla 79.** Relación de fuerzas laterales por nivel respecto a Venezuela, Edificio de 7 niveles (Dirección X e Y - Periodo Ta).

	1,00	1,20	1,16	1,42	1,03
	1,00	0,65	1,03	1,53	1,07
	1,00	0,48	1,08	1,6	1,09
	1,00	0,41	1,11	1,66	1,11
	1,00	0,39	1,14	1,7	1,12
	1,00	0,42	1,16	1,74	1,13
	1,00	0,73	0,99	1,47	0,95

**Fuente:** Arcay M., Suárez V. (2018).

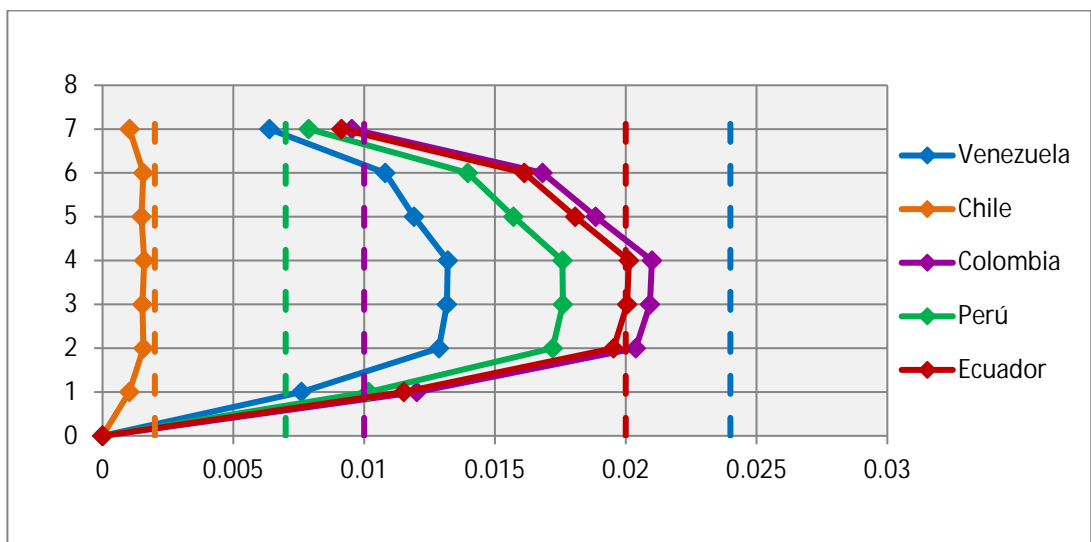
Por otra parte, en las **Gráficas 26 y 27**, se presentan las distorsiones de entrepiso correspondientes a la edificación de 7 niveles evaluada para un periodo  $T_a$  y diseñada según los requerimientos de Venezuela. En este sentido, se aprecia que para ambas direcciones, las mayores derivas fueron generadas por Colombia y Ecuador.

**Gráfica 26.** Distorsiones de entrepiso, Edif. 7 niveles (Dirección X – Periodo  $T_a$ ).



**Fuente:** Arcay M., Suárez V. (2018).

**Gráfica 27.** Distorsiones de entrepiso, Edif. 7 niveles (Dirección Y – Periodo  $T_a$ ).



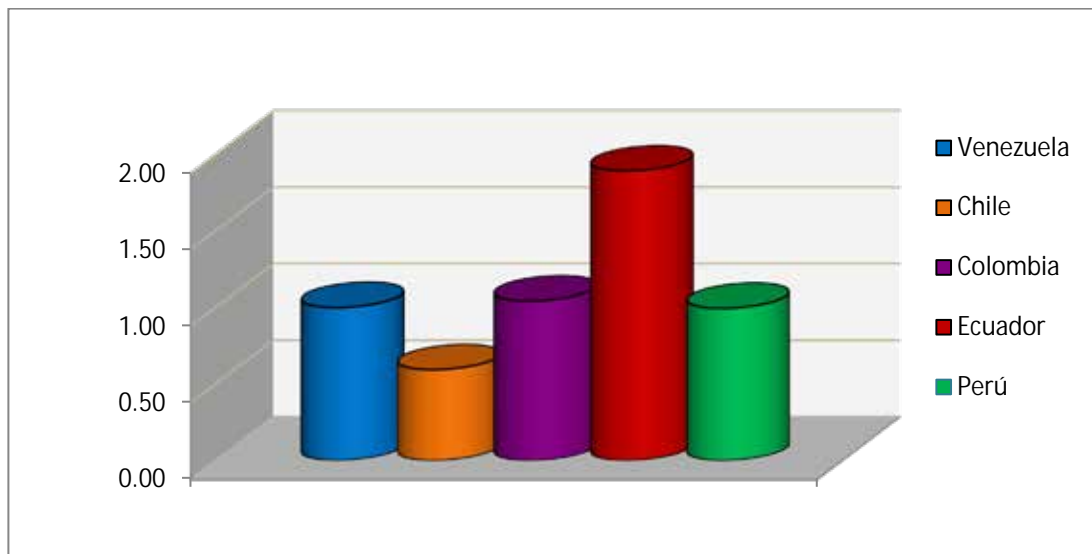
**Fuente:** Arcay M., Suárez V. (2018).

Por otra parte, se aprecia que la normativa de Chile es la única que cumple con sus límites de deriva, todo esto como consecuencia de la poca amplificación de su cortante basal respecto a la edificación de 5 niveles. Finalmente, para el caso de las normas de Colombia, Ecuador y Perú, se tiene que las distorsiones de entrepiso alcanzadas se encuentran fuera de los límites normativos, por ende, se debe realizar un nuevo dimensionado de los elementos estructurales, los cuales sean capaces de aportar la rigidez suficiente a la edificación.

### Edificio de 10 Niveles

Como se puede observar en la **Gráfica 28**, la relación de cortantes basales respecto a Venezuela para edificios de 10 niveles evaluados con el periodo  $T_a$  mantiene el mismo patrón que en la edificación de 7 niveles, siendo el caso de Ecuador el más relevante, en donde se evidencia una dispersión del 89% (un aumento de 27%), todo esto como consecuencia del espectro de diseño sísmico, en el cual a pesar de manejar una aceleración espectral inferior a la máxima (**Ver Tabla 53**), esta sigue siendo muy superior a las desarrolladas por las demás normativas.

**Gráfica 28.** Relación de cortantes basales respecto a la norma de Venezuela, Edificio de 10 niveles (Dirección X e Y - Periodo  $T_a$ ).



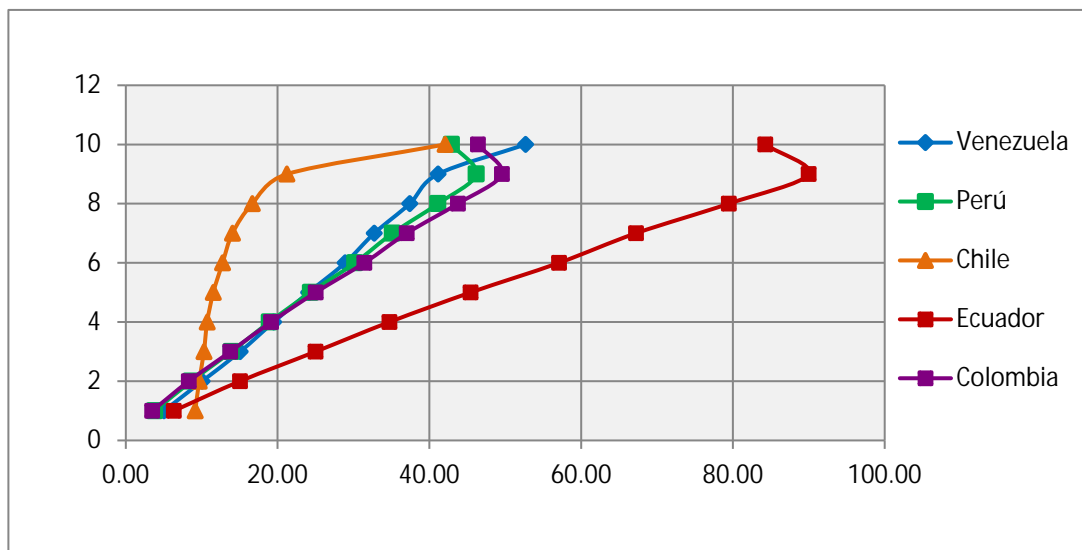
**Fuente:** Arcay M., Suárez V. (2018).

Por otra parte, se aprecia que la norma de Chile presento una disminución en la dispersión respecto a Venezuela, siendo esta un 41% menor, en el caso Colombia se obtuvo un cortante 4% superior, mientras que Perú se redujo un 8% respecto a la relación obtenida para la edificación de 7 niveles.

Ahora bien, de acuerdo a lo que se muestra en la **Gráfica 29**, las normas siguen manteniendo la misma distribución de fuerzas laterales que en la edificación de 7 niveles, apreciándose la similitud existente entre las normas de Colombia, Perú y Venezuela, mientras que para las normas de Ecuador y Chile, se presenta una gran dispersión respecto a Venezuela.

En este sentido, el caso más resaltante se tiene en la norma de Chile, ya que se logra visualizar que para edificaciones mayores a 5 niveles, el factor  $A_k$  tiene un gran efecto sobre el nivel 1 y el techo, resultando de esto una distribución de fuerzas por desproporcionada en los edificios de altura. Esto permite confirmar, las limitaciones normativas referentes a la distribución de fuerzas por nivel, la cual solo es recomendable para el método estático en edificaciones de 5 niveles o menos.

**Gráfica 29.** Distribución de fuerzas laterales por nivel, Edificio de 10 niveles (Dirección X e Y - Periodo  $T_a$ ).



**Fuente:** Arcay M., Suárez V. (2018).

En cuanto a la dispersión respecto a Venezuela, se tiene que para Chile, la fuerza del nivel 1 fue 82% superior, sin embargo, en los niveles superiores, estas fuerzas empiezan a ser entre 20% y 50% inferiores a Venezuela (**Ver Tabla 80**).

Así mismo, Colombia y Perú manejan fuerzas laterales desde un 30% a un 2% inferiores a Venezuela para los niveles del 1 al 4, mientras que a partir del nivel 5 al 9, son hasta 20% superiores. Sin embargo, en el caso del techo, estas son 19% y 12% inferiores. Por último, se logra visualizar que Ecuador desarrolló fuerzas superiores a Venezuela en todos los niveles, teniendo dispersiones desde 20% a más de 200%.

**Tabla 80.** Relación de fuerzas laterales por nivel respecto a Venezuela, Edificio de 10 niveles (Dirección X e Y - Periodo Ta).

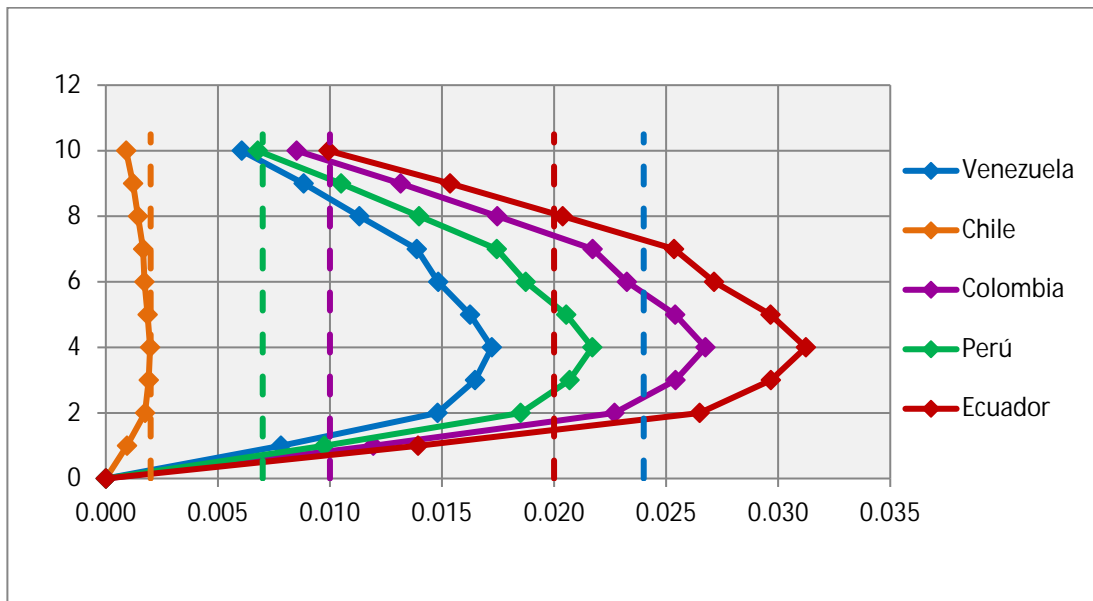
	1,00	1,82	0,69	1,26	0,76
	1,00	0,96	0,82	1,50	0,86
	1,00	0,68	0,91	1,66	0,92
	1,00	0,55	0,98	1,78	0,97
	1,00	0,48	1,04	1,89	1,01
	1,00	0,44	1,09	1,97	1,04
	1,00	0,43	1,13	2,05	1,07
	1,00	0,45	1,17	2,12	1,10
	1,00	0,52	1,20	2,19	1,12
	1,00	0,80	0,88	1,60	0,81

**Fuente:** Arcay M., Suárez V. (2018).

En las **Gráficas 30 y 31**, se presentan las distorsiones de entrepiso obtenidas según cada normativa para el edificio de 10 niveles, en este sentido, primeramente se observa que la norma de Chile es la única que cumple los límites de distorsión en dirección Y, mientras que en dirección X, la edificación obtuvo desplazamientos fuera de los valores máximos permitidos. Finalmente, en las normas de Colombia, Ecuador y Perú, se observa que la edificación diseñada por requerimientos venezolanos, no cumple con las limitaciones de comportamiento, esto es importante

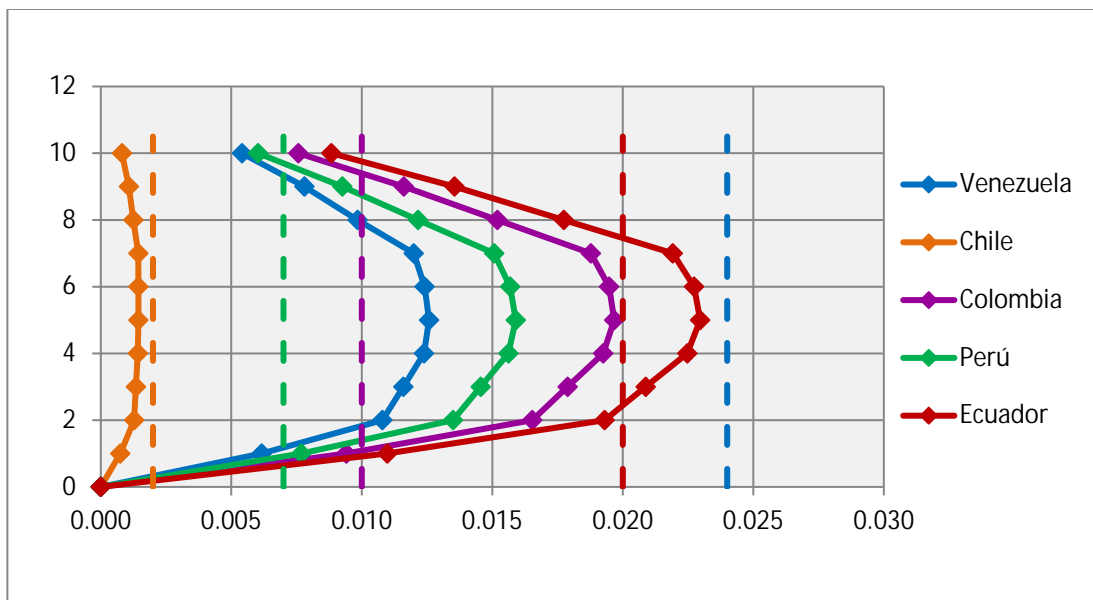
ya que las normas de Colombia y Perú manejan demandas similares a Venezuela, confirmando así que el código venezolano es mucho menos exigente.

**Grafica 30.** Distorsiones de Entrepiso, Edif. 10 niveles (Dirección X – Periodo  $T_a$ ).



Fuente: Arcay M., Suárez V. (2018).

**Grafica 31.** Derivas Inelásticas, edificio de 10 Niveles (Dirección Y – Periodo  $T_a$ ).

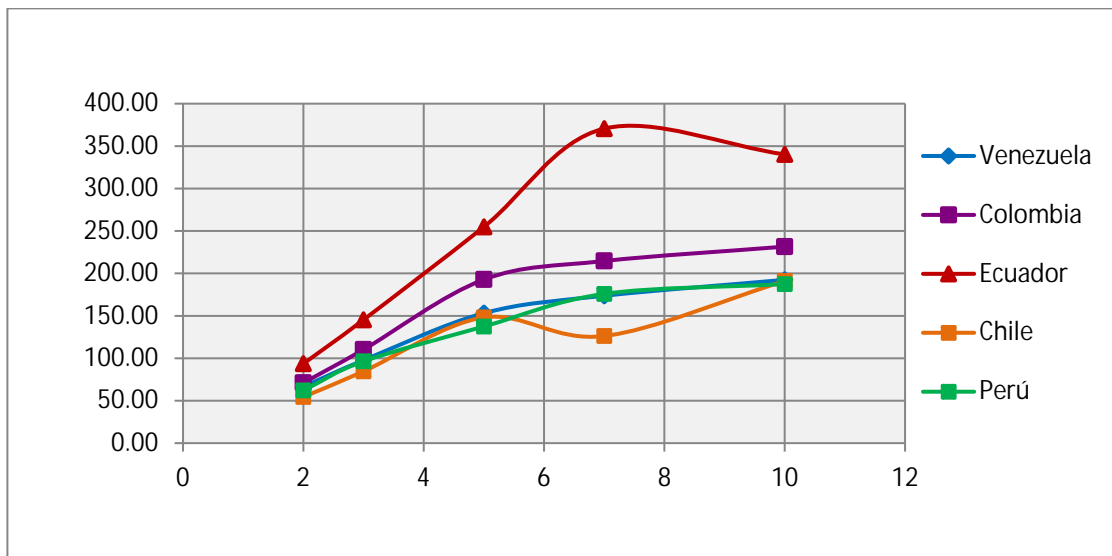


Fuente: Arcay M., Suárez V. (2018).

#### 4.5.3 Caso Estudio 2 – Método de Análisis Estático (Periodo Rayleigh)

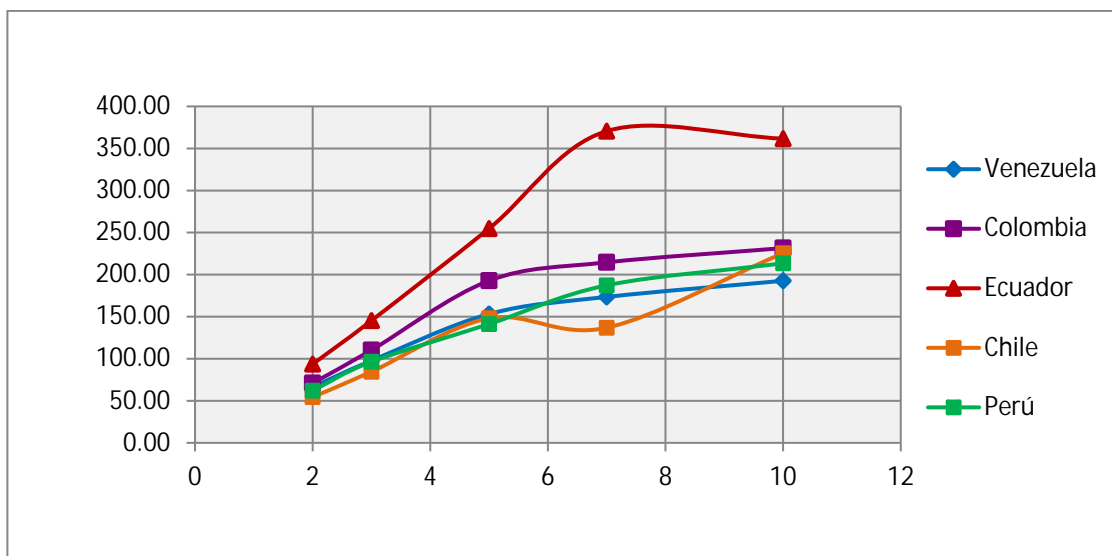
En función a los resultados ilustrados en la **Tabla 55**, se presentan las **Gráficas 32 y 33**, en donde se muestra el valor del cortante basal para el Periodo de Rayleigh para cada edificación en ambas direcciones de análisis.

**Gráfica 32.** Cortantes basales por edificación (Periodo Rayleigh – Dirección X).



**Fuente:** Arcay M., Suárez V. (2018).

**Gráfica 33.** Cortantes basales por edificación (Periodo Rayleigh – Dirección Y).



**Fuente:** Arcay M., Suárez V. (2018).

Se puede observar que para edificios bajos (de 2 y 3 niveles), la norma venezolana es la única que presenta una disminución del cortante respecto al obtenido para  $T_a$ , esto debido al comportamiento de su espectro de diseño, el cual conforme aumenta el periodo fundamental, va arrojando valores de respuesta inferiores.

Por otra parte, para edificios medios (de 5 y 7 niveles), se empiezan a apreciar disminuciones en los cortantes basales de las demás normativas respecto a los valores arrojados para el periodo  $T_a$ . En este sentido, para el edificio de 5 niveles, el caso más resaltante, se evidencia en la norma de Chile, en donde se obtuvo un periodo fundamental inferior a  $T_a$  (debido a la rigidez de la edificación), lo cual se derivó en un aumento del coeficiente sísmico  $C$ , y con esto, un incremento del cortante basal de aproximadamente 11,50 Tonf.

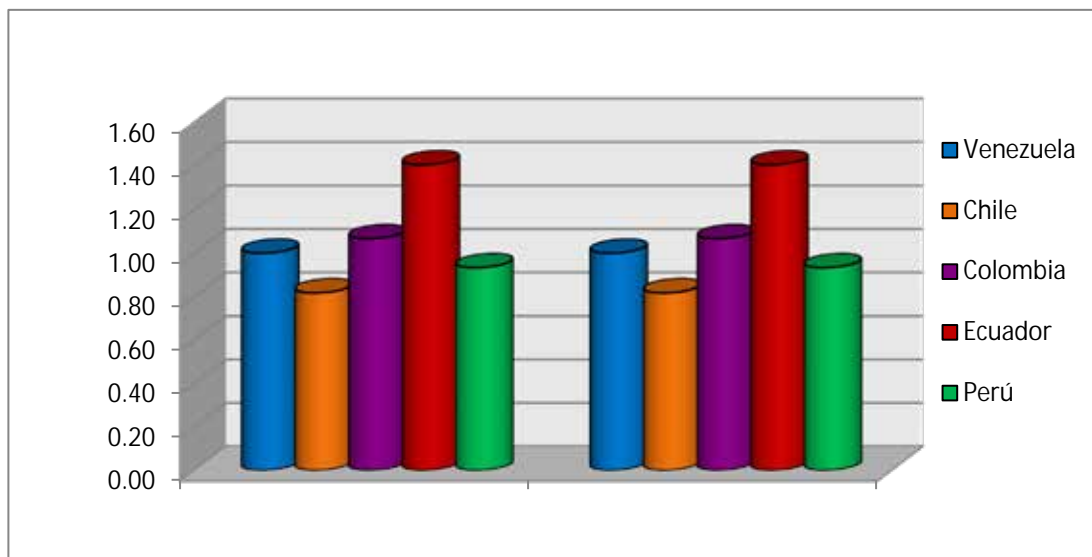
Así mismo, en la edificación de 7 niveles se generaron las mayores dispersiones respecto a Venezuela, en este sentido, para la norma de Ecuador, a pesar de disminuir su cortante basal respecto a  $T_a$ , esta fue en promedio 197Tonf superior a Venezuela. No obstante, el aspecto más notable se presenta nuevamente en Chile, donde el incremento del periodo fundamental, generó una disminución del cortante basal respecto al obtenido en la edificación de 5 niveles.

Por último, en el caso de los edificios altos (10 niveles o más), se observa que debido al aumento del periodo fundamental, Ecuador presentó una disminución del cortante respecto al obtenido para la edificación de 7 niveles. Por su parte, la norma de Chile disminuyó su periodo fundamental, lo cual generó un aumento importante del cortante basal, llegando este a ser superior al obtenido para  $T_a$ , así mismo, esta norma presentó un aumento respecto a Venezuela, llegando a ser 1.38Tonf inferior en dirección X, y 32.79Tonf superior en Y.

Es importante señalar que en el caso de las normas de Colombia y Perú, estas siguieron manteniendo un comportamiento muy similar al de la norma venezolana, obteniendo dispersiones poco significativas entre sí, siendo la norma colombiana en promedio 40Tonf superior en ambas direcciones de análisis para edificios medios y altos, mientras que Perú fue 9.6Tonf menor en X, y 17.2Tonf superior en Y.

## Edificio de 2 Niveles

**Gráfica 34.** Relación de cortantes basales respecto a la norma de Venezuela, Edificio de 2 niveles (Dirección X e Y - Periodo Rayleigh)



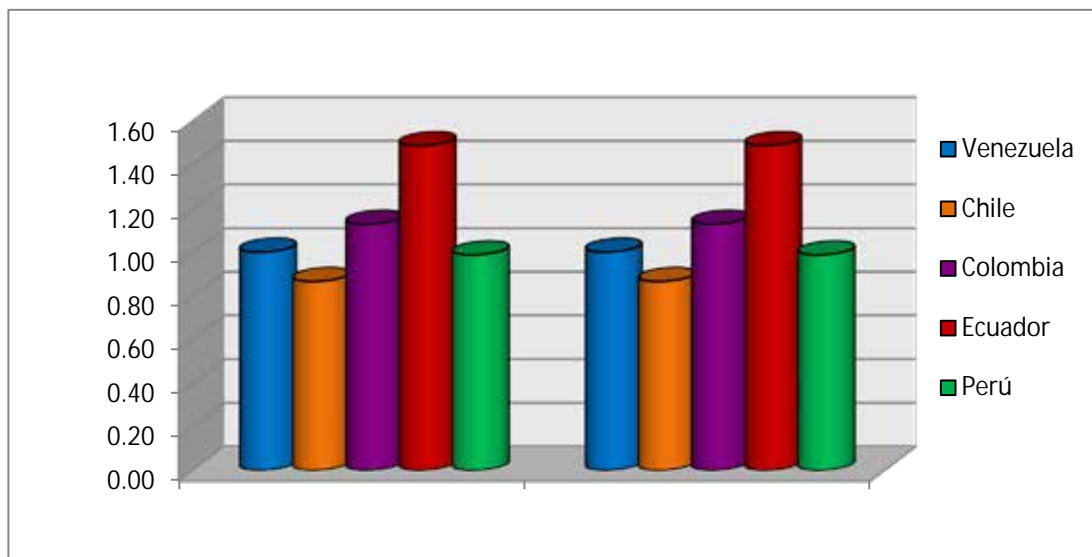
**Fuente:** Arcay M., Suárez V. (2018).

En la **Gráfica 34**, al igual que en el caso estudio 1, se establece la relación de cortantes basales respecto a Venezuela, siendo esta la unidad patrón 1,00; en este caso se analizan las edificaciones aplicando el periodo fundamental obtenido según Rayleigh, a excepción de Chile, en donde se aplicó la fórmula de periodo fundamental para péndulos simples. De acuerdo con esto, se puede observar que como consecuencia del aumento del periodo fundamental, Venezuela presentó una reducción de la aceleración espectral y por consiguiente del cortante basal.

En este sentido, se visualiza que Ecuador obtuvo un cortante basal 41% superior en ambas direcciones, seguido de Colombia con un cortante 7% mayor. En el caso de las normas de Chile y Perú, en ambas direcciones estas fueron 28% y 7% inferiores respecto a la demanda obtenida por Venezuela.

### Edificio de 3 Niveles:

**Gráfica 35.** Relación de cortantes basales respecto a la norma de Venezuela, Edificio de 3 niveles (Dirección X e Y - Periodo Rayleigh).



**Fuente:** Arcay M., Suárez V. (2018).

En la **Gráfica 35**, se presentan las relaciones de cortantes basales obtenidas para una edificación de 3 niveles analizada con el periodo de Rayleigh, en la cual es observable como Venezuela sigue disminuyendo respecto a las demás normativas, esto como consecuencia de las variaciones de comportamiento propias de su espectro de diseño, lo cual no ocurre con los cortantes de Ecuador, Colombia y Perú, en donde a pesar de aumentar el periodo, este sigue ubicándose dentro de la zona de aceleraciones constantes del espectro de diseño de cada normativa, manteniendo así el valor del cortante respecto al obtenido para el periodo estimado  $T_a$ . En este sentido, se observa que la norma de Ecuador y Colombia fueron 49% y 13% más exigentes que Venezuela, mientras que Perú fue 1% inferior.

Lo mismo ocurre con la norma de Chile, cuyo cortante basal se mantiene invariable a pesar del aumento del periodo fundamental, lo cual se debe a que el coeficiente sísmico  $C$  sigue siendo controlado por los límites normativos, por lo tanto, para este caso, el cortante basal chileno resultó ser 13% inferior.

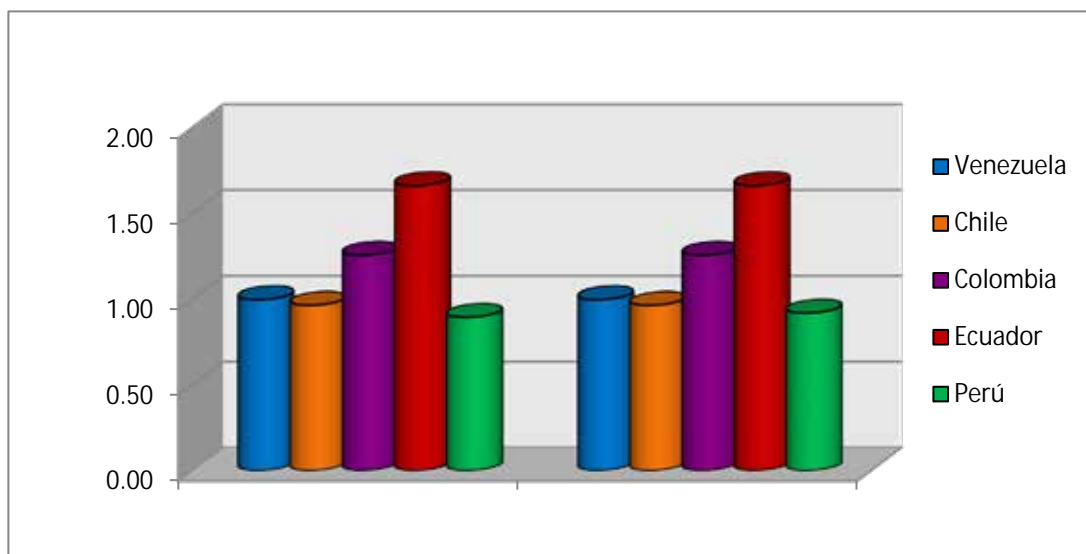
Ahora bien, en referencia a la distribución de fuerzas laterales por nivel, es importante mencionar que para las edificaciones de 2 y 3 Niveles, el comportamiento de la función que describe la distribución de fuerzas sísmicas laterales, no presenta variaciones importantes respecto a las obtenidas para el análisis sísmico realizado considerando el periodo estimado  $T_a$  (Ver Tablas 61 y 62).

Así mismo, se tiene el caso de los valores de distorsión de entrepiso obtenidas para estas edificaciones, las cuales no presentaron variaciones relevantes respecto al análisis realizado con el periodo  $T_a$  (Ver Tablas 71 y 72).

#### Edificio de 5 Niveles:

En la **Gráfica 36**, se observa para la edificación de 5 niveles evaluada con el periodo de Rayleigh, la variación en los cortantes basales respecto a Venezuela, en este sentido, la norma de Chile presenta un aumento considerable del cortante basal (respecto al obtenido para la edificación de 3 niveles) llegando a ser un 3% inferior a Venezuela en ambas direcciones de análisis.

**Gráfica 36.** Relación de cortantes basales respecto a la norma de Venezuela, Edificio de 5 niveles (Dirección X e Y - Periodo Rayleigh).

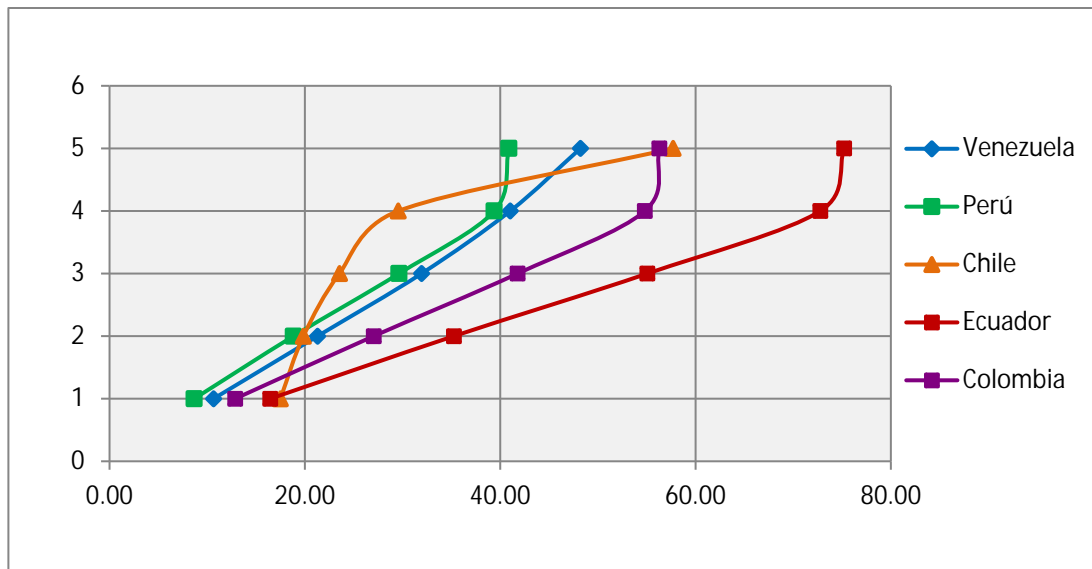


Fuente: Arcay M., Suárez V. (2018).

Además, se aprecia el incremento del cortante basal de Colombia y Ecuador, siendo estos un 26% y un 66% superiores respectivamente, y finalmente, se encuentra Perú, en donde se evidencia que el aumento del periodo fundamental respecto al estimado, genero una disminución de la aceleración espectral, y por consiguiente, del cortante basal respecto a Venezuela, siendo este 10% inferior en dirección X y 8% inferior en dirección Y.

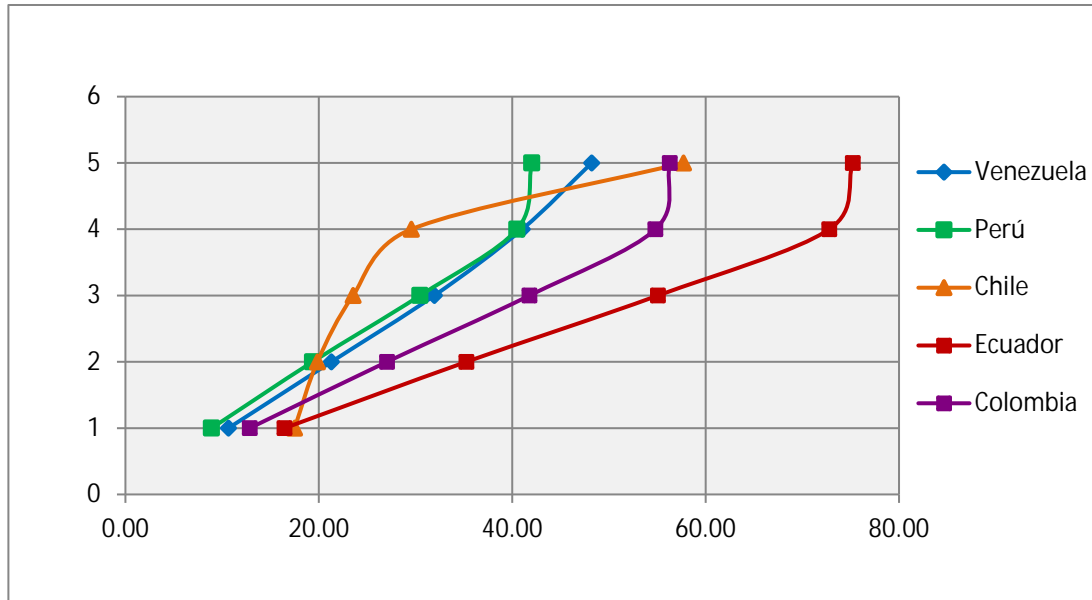
En referencia a la distribución de fuerzas laterales por nivel según cada normativa, en las **Gráficas 37 y 38** se puede visualizar que el comportamiento de las distribuciones de fuerzas sigue manteniéndose en comparación con el periodo  $T_a$ , Sin embargo, debido al incremento del cortante basal chileno, se observa que las fuerzas sísmicas laterales obtenidas se encuentran dentro del mismo rango de magnitud que las demás normativas.

**Gráfica 37.** Distribución de fuerzas sísmicas laterales por nivel, Edificio de 5 niveles (Dirección X - Periodo Rayleigh).



**Fuente:** Arcay M., Suárez V. (2018).

**Gráfica 38.** Distribución de fuerzas sísmicas laterales por nivel, Edificio de 5 niveles (Dirección Y - Periodo Rayleigh).



**Fuente:** Arcay M., Suárez V. (2018).

Por otra parte, de acuerdo a la **Tabla 81**, los aspectos más resaltantes se aprecian en la norma de Chile, en la cual para este caso, debido a la amplificación por el factor  $A_k$ , y aunado al aumento de la demanda sísmica, se tiene que las fuerzas sísmicas para el Nivel 1 llegan a ser las mayores entre las normas evaluadas (un 64% superior a Venezuela), mientras que para el nivel de Techo, esta fue un 20% superior.

**Tabla 81.** Relación de fuerzas laterales por nivel respecto a Venezuela, Edificio de 5 niveles (Dirección X e Y - Periodo Rayleigh).

	1,00	1,64	1,21	1,55	0,81
	1,00	0,93	1,27	1,66	0,88
	1,00	0,74	1,31	1,72	0,93
	1,00	0,72	1,34	1,77	0,96
	1,00	1,20	1,17	1,56	0,85

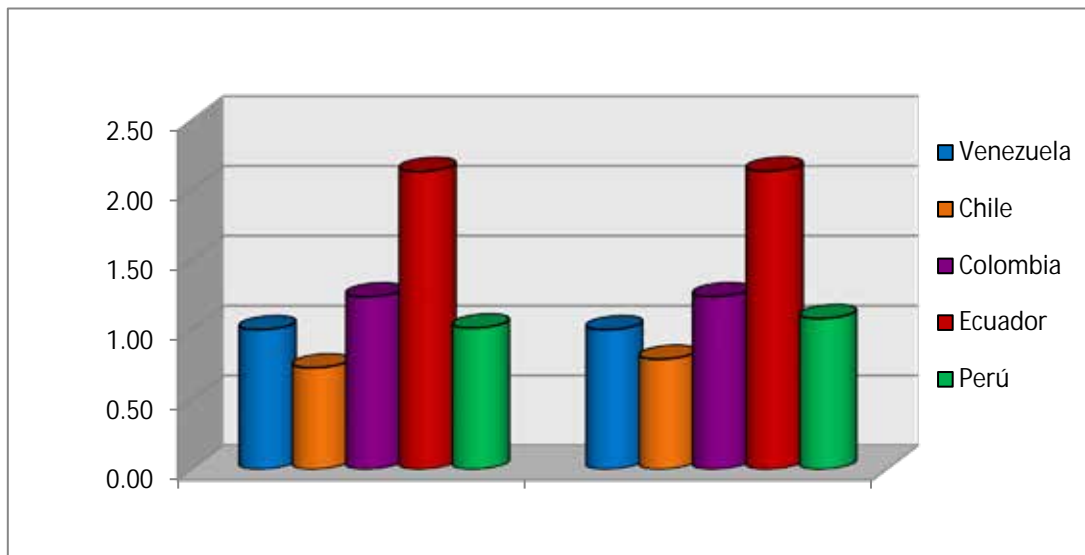
	1,00	1,64	1,21	1,55	0,84
	1,00	0,93	1,27	1,66	0,91
	1,00	0,74	1,31	1,72	0,95
	1,00	0,72	1,34	1,77	0,99
	1,00	1,20	1,17	1,56	0,87

**Fuente:** Arcay M., Suárez V. (2018).

En cuanto a las demás normativas, Colombia fue entre 17% a 34% superior, y Ecuador entre 55% a 77% superior en ambas direcciones, por su parte, la norma peruana fue en promedio para ambas direcciones entre 1% y 20% inferior, siendo esta después de la norma chilena, la menos exigente en cuanto a la distribución de fuerzas laterales por nivel.

#### **Edificio de 7 Niveles:**

**Gráfica 39.** Relación de cortantes basales respecto a la norma de Venezuela, Edificio de 7 niveles (Dirección X e Y - Periodo Rayleigh).

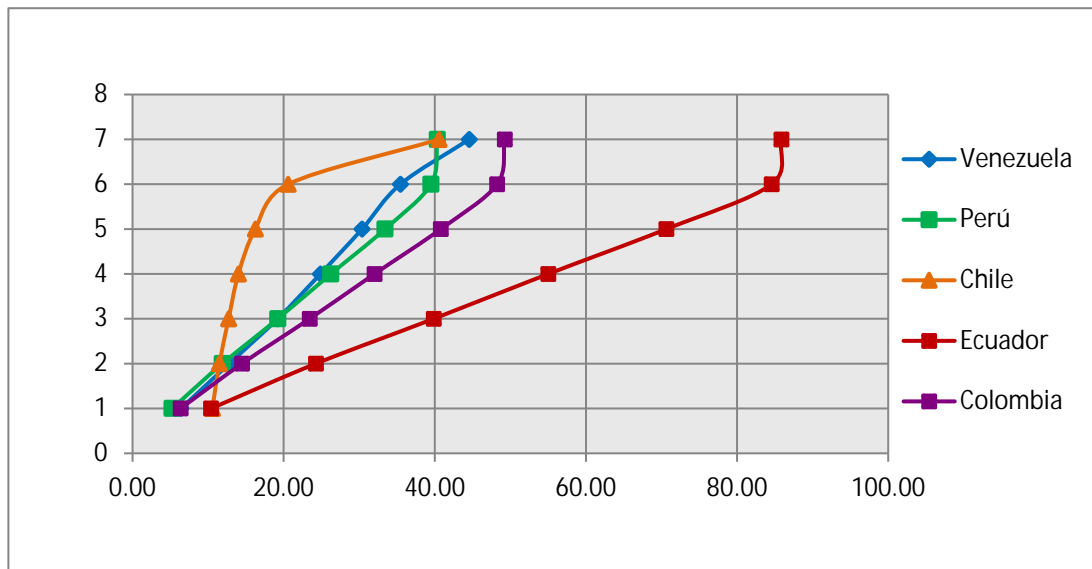


**Fuente:** Arcay M., Suárez V. (2018).

De acuerdo a la **Gráfica 39**, se puede apreciar que para el edificio de 7 niveles analizado utilizando el periodo de Rayleigh, Ecuador presenta una dispersión importante en el cortante basal respecto a Venezuela, llegando a ser en promedio 213% superior para ambas direcciones, esto se debe principalmente a la influencia del espectro de diseño de ambas normativas, en este sentido, Ecuador maneja una aceleración espectral muy cercana al valor máximo, mientras que en la norma de Venezuela, se presenta una respuesta mucho menos exigente debido a que el periodo calculado se ubica en la zona descendiente de aceleraciones (**Ver Tabla 53**).

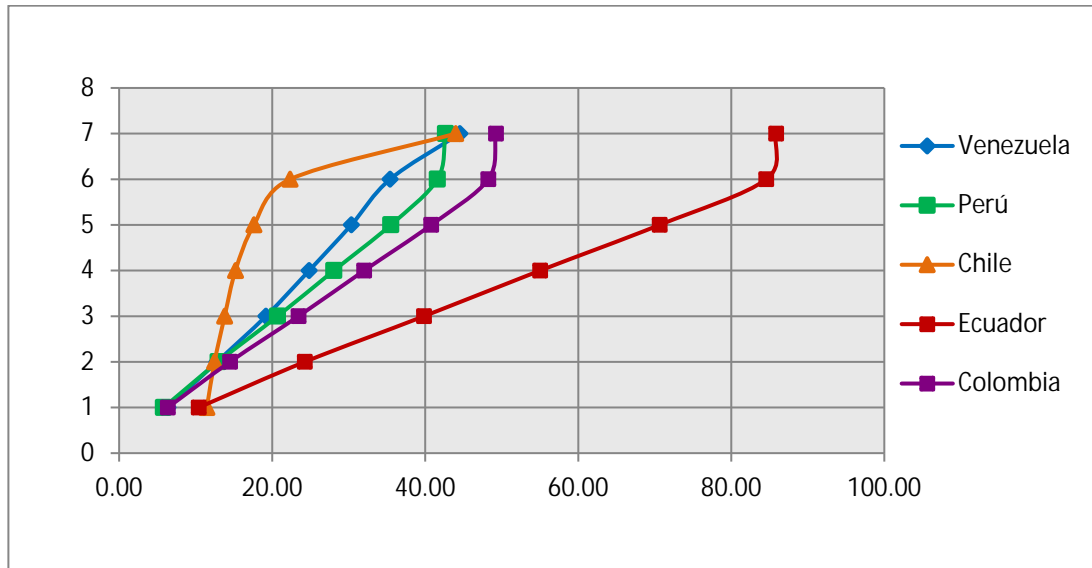
Lo mismo ocurre con Colombia, en donde se desarrolla un cortante basal 24% superior a Venezuela en ambas direcciones de análisis, mientras que para Perú, la demanda sísmica disminuyó, siendo esta 1% superior en X y 8% superior en Y. Finalmente se encuentra la norma de Chile, en donde la disminución del coeficiente C, generó cortantes entre 20% y 30% inferiores para ambas direcciones de análisis.

**Gráfica 40.** Distribución de fuerzas sísmicas laterales por nivel, Edificio de 7 niveles (Dirección X - Periodo Rayleigh).



Fuente: Arcay M., Suárez V. (2018)

**Gráfica 41.** Distribución de fuerzas sísmicas laterales por nivel, Edificio de 7 niveles (Dirección Y - Periodo Rayleigh).



**Fuente:** Arcay M., Suárez V. (2018).

Por otra parte, en las **Gráficas 40 y 41**, se muestra la distribución de fuerzas laterales por nivel para el edificio de 7 niveles según el periodo de Rayleigh, en este sentido, se puede apreciar que el comportamiento se mantiene respecto al obtenido para la edificación de 5 niveles. Como aspecto más resaltante se puede mencionar la convergencia en los valores de las fuerzas en el nivel de techo para el caso de las normas de Venezuela, Chile y Perú en dirección Y, mientras que en dirección X, la magnitud de la fuerza obtenida por la norma COVENIN 1756:2001, fue superior.

A su vez, en la **Tabla 82**, se presenta la relación de fuerzas laterales por nivel respecto a Venezuela para la edificación de 7 niveles, en este caso, la norma colombiana fue entre 1% inferior hasta 40% superior, mientras que Perú, fue entre 28% inferior hasta 20% superior en ambas direcciones. De igual forma ocurre con la norma de Ecuador, la cual aumento su nivel de dispersión respecto a Venezuela, manejando fuerzas en un rango de 60% a 142% superiores en ambas direcciones de análisis. Estos evidencian que la norma venezolana es la menos exigente después de Chile, en cuanto a fuerzas laterales por nivel.

**Tabla 82.** Relación de fuerzas laterales por nivel respecto a Venezuela, Edificio de 7 niveles (Dirección X e Y – Periodo Rayleigh).

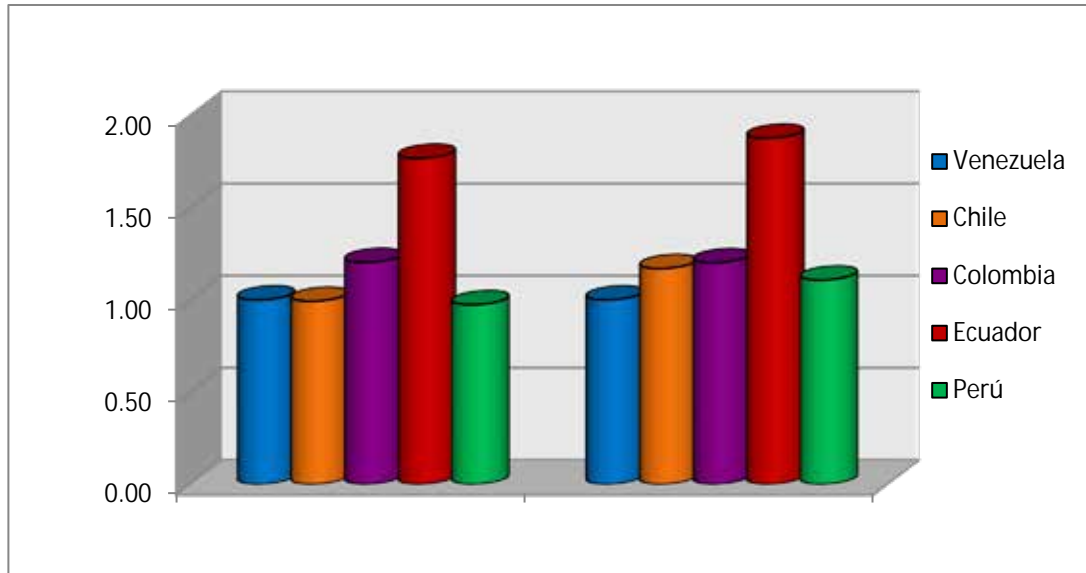
	1,00	1,65	0,99	1,62	0,82
	1,00	0,90	1,13	1,90	0,93
	1,00	0,66	1,22	2,08	1,00
	1,00	0,56	1,29	2,21	1,06
	1,00	0,53	1,34	2,33	1,10
	1,00	0,58	1,39	2,42	1,14
	1,00	0,91	1,08	1,90	0,89
	1,00	1,79	1,00	1,63	0,91
	1,00	0,98	1,13	1,90	1,01
	1,00	0,72	1,22	2,08	1,08
	1,00	0,61	1,29	2,22	1,13
	1,00	0,58	1,34	2,33	1,17
	1,00	0,63	1,39	2,42	1,20
	1,00	0,99	1,08	1,90	0,93

**Fuente:** Arcay M., Suárez V. (2018).

### **Edificio de 10 Niveles:**

En la **Gráfica 42**, se muestran las relaciones de cortantes basales respecto a Venezuela, para la edificación de 10 niveles evaluada con el periodo de Rayleigh., en este sentido, Ecuador generó el mayor cortante basal, siendo este un 77% superior a Venezuela en dirección X y 88% superior en dirección Y, así mismo, cabe destacar que esta norma sufrió una disminución promedio del 26% en el cortante basal obtenido respecto al del edificio de 7 niveles, esto como consecuencia del aumento del periodo fundamental, el cual se ubicó en la rama descendiente del espectro de diseño, resultando esto en una reducción de la aceleración espectral.

**Gráfica 42.** Relación de cortantes basales respecto a la norma de Venezuela, Edificio de 10 niveles (Dirección X e Y - Periodo Rayleigh).



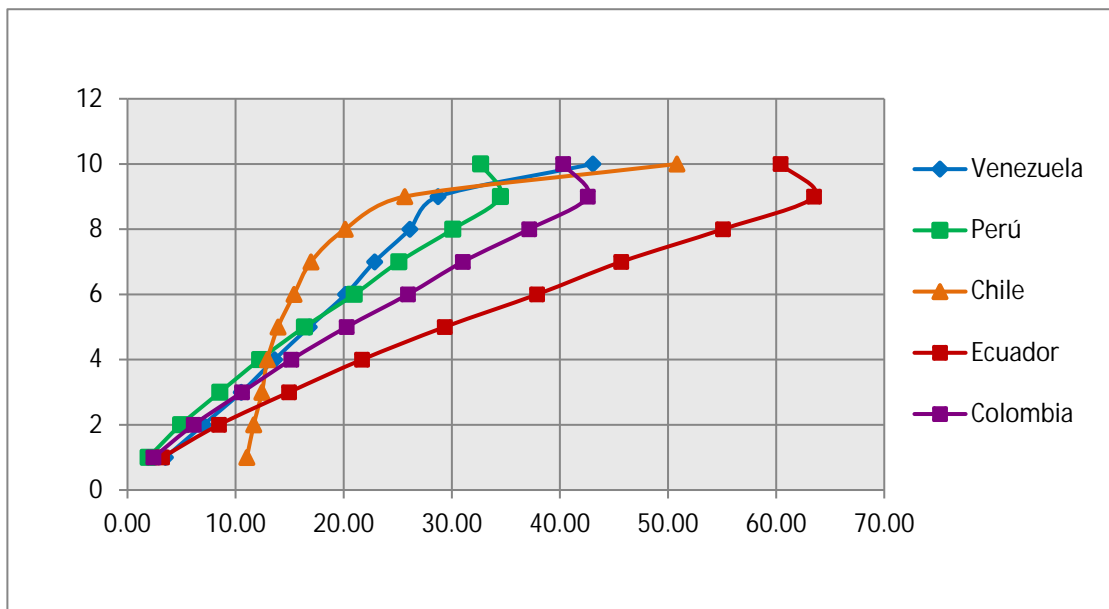
**Fuente:** Arcay M., Suárez V. (2018).

A su vez, Colombia mantuvo el mismo nivel de dispersión, en promedio un 20% superior a Venezuela. Por otra parte, en el caso de Perú, se tiene que el cortante en dirección X es 3% inferior, mientras que en dirección Y es un 11% superior. Por último, Chile presenta un cortante basal con una dispersión casi despreciable en dirección X (1% menor), mientras que en dirección Y, debido a la mayor rigidez de la estructura, se observa el incremento en el cortante basal, llegando a ser 17% mayor.

Es importante resaltar, que Chile se evaluó para una aceleración horizontal de suelo igual a 0,30g, a diferencia de las demás normas donde se evaluaron para 0,35g, esto evidencia que la demanda sísmica de Chile para edificaciones superiores a 5 niveles, aumenta considerablemente cuando se toma en consideración la rigidez en el cálculo del periodo fundamental, llegando a desarrollar cortantes basales equivalentes o superiores a Venezuela.

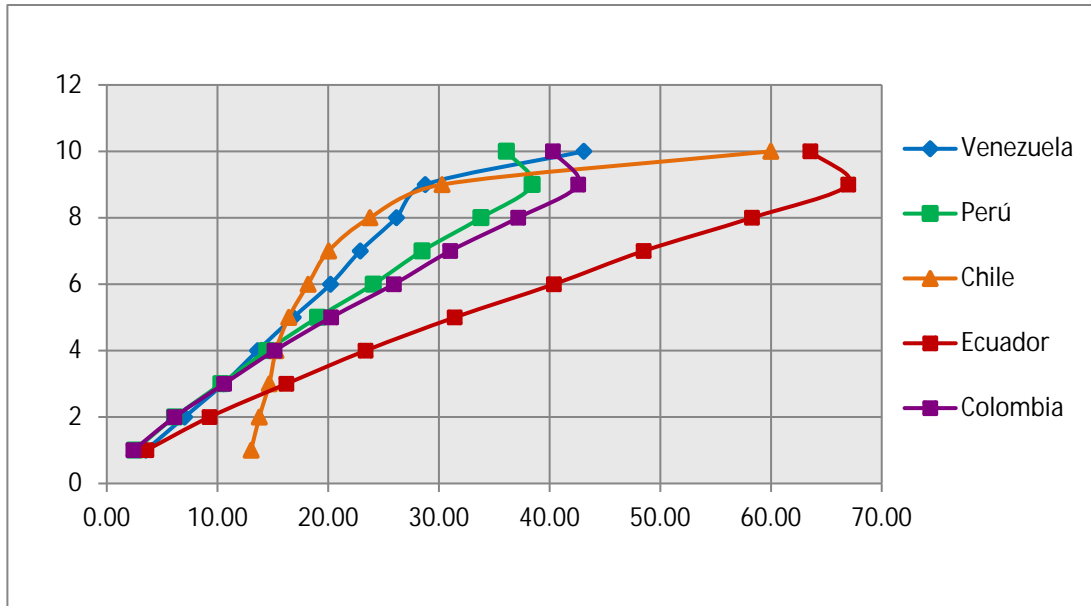
Por otra parte, en las **Gráficas 43 y 44** se encuentra la distribución de fuerzas laterales para la edificación de 10 niveles, evidenciándose cambios importantes en el caso de Chile, esto como consecuencia del aumento del cortante basal, lo cual aunado al factor de ponderación para el peso “Ak”, provocó una distribución de fuerzas laterales con magnitudes muy superiores a las demás normativas en los niveles cercanos a los extremos (Nivel 1 y Techo). Así mismo, en cuanto a las normas de Colombia, Ecuador, Perú y Venezuela, estas mantuvieron el mismo comportamiento respecto al de la edificación de 7 niveles.

**Gráfica 43.** Distribución de fuerzas sísmicas laterales por nivel, Edificio de 10 niveles (Dirección X - Periodo Rayleigh).



**Fuente:** Arcay M., Suárez V. (2018).

**Gráfica 44.** Distribución de fuerzas sísmicas laterales por nivel, Edificio de 10 niveles (Dirección Y - Periodo Rayleigh).



Fuente: Arcay M., Suárez V. (2018).

Este comportamiento puede apreciarse mejor, de acuerdo a la **Tabla 83**, en donde se presentan las relaciones entre las fuerzas laterales respecto a Venezuela, en este sentido, en el caso de la norma de Chile, esta presenta fuerzas notablemente superiores a Venezuela en los niveles inferiores, llegando a arrojar dispersiones de más de 300% en el nivel 1, así mismo se observa en el nivel de techo, siendo esta un 18% superior en dirección X, y 40% superior en Y. En los niveles intermedios, esta oscila entre 5% y 26% inferior.

Por su parte, Colombia, se obtuvieron fuerzas inferiores en un rango entre 30% hasta un 6%, para los niveles 1, 2, y el nivel de techo, mientras que a partir del nivel 3 hasta el nivel 9, estas fueron entre 1% hasta 48% mayores en ambas direcciones.

Así mismo, se encuentra la norma de Perú, la cual presenta en dirección X, fuerzas entre 45% y 3% inferiores para los niveles 1 al 5 y el techo, mientras que para los niveles 6 al 9, se obtuvieron fuerzas entre 4% a 20% mayores. Por su parte, para

dirección Y, en los niveles 1 al 3 y el techo, se generaron fuerzas entre 28% a 2% inferiores, no obstante, para los niveles 4 al 9 estas fueron entre 6% a 34% superiores.

Por último, se tiene Ecuador, donde se puede observar que únicamente para el nivel 1 en dirección X, se obtuvo una fuerza 9% inferior, sin embargo, para el resto de los niveles en ambas direcciones de análisis, se desarrollaron fuerzas en un rango entre 2% y 230% superiores.

**Tabla 83.** Relación de fuerzas laterales por nivel respecto a Venezuela, Edificio de 10 niveles (Dirección X e Y - Periodo Rayleigh).

	1,00	3,15	0,68	0,91	0,55
	1,00	1,66	0,87	1,21	0,70
	1,00	1,18	1,01	1,42	0,81
	1,00	0,95	1,11	1,60	0,90
	1,00	0,83	1,21	1,74	0,97
	1,00	0,76	1,29	1,88	1,04
	1,00	0,74	1,36	2,00	1,10
	1,00	0,77	1,42	2,11	1,15
	1,00	0,89	1,48	2,21	1,20
	1,00	1,18	0,94	1,40	0,76
	1,00	3,71	0,68	1,02	0,72
	1,00	1,96	0,87	1,32	0,87
	1,00	1,39	1,01	1,54	0,98
	1,00	1,12	1,11	1,72	1,06
	1,00	0,98	1,20	1,87	1,13
	1,00	0,90	1,28	2,00	1,19
	1,00	0,88	1,35	2,12	1,24
	1,00	0,91	1,42	2,23	1,29
	1,00	1,05	1,48	2,33	1,34
	1,00	1,39	0,94	1,47	0,84

**Fuente:** Arcay M., Suárez V. (2018).

Ahora bien, en lo referente a verificación de derivas y distorsiones de entrepiso, de acuerdo a los resultados que se muestran desde las **Tablas 66 a la 75**, se puede visualizar de manera general, que en las normativas de Colombia, Ecuador, Perú y Venezuela, el análisis por el periodo de Rayleigh arrojó distorsiones de entrepiso iguales o inferiores a las obtenidas con el periodo estimado  $T_a$ , en todos los casos estudio, todo como consecuencia de la considerable disminución de la demanda sísmica en las normativas evaluadas. Estos resultados son importantes ya que se evidencia que para el periodo de Rayleigh, debido a la consideración de la rigidez y los desplazamientos de la estructura, se pueden obtener resultados más cercanos a la realidad, y por ende, diseños menos conservadores y exigentes.

Sin embargo, es importante destacar que en la norma de Chile esta condición no se mantiene, ya que se observa para los edificios medios y altos (de 5 niveles a 10 niveles) una amplificación en el valor del cortante basal, derivándose esto, en un incremento de las distorsiones de entrepiso, las cuales llegaron a sobrepasar los límites normativos (a diferencia de lo obtenido para el periodo  $T_a$ , donde si se cumplían los objetivos de desempeño), por lo tanto, para desarrollar un comportamiento estructural adecuado según esta normativa, se requerirá de elementos estructurales con mayores dimensiones, capaces de proporcionar la rigidez necesaria para absorber la acción sísmica.

#### **4.5.4 Comparación entre distorsiones de entrepiso por edificación para Periodo Estimado $T_a$ y Periodo de Rayleigh**

En este sentido, de acuerdo a los resultados antes mencionados, se generaron las **Tablas 84 y 85**, en donde se ilustran los máximos valores de derivas inelásticas alcanzadas para cada caso estudio.

**Tabla 84.** Máximas distorsiones de entrepiso por edificación (Dirección X e Y - Periodo Ta).

	0,00612	0,00092	0,00825	0,00530	0,00619
	0,01051	0,00180	0,01644	0,01394	0,01233
	0,01554	0,00260	0,02671	0,02264	0,01999
	0,01522	0,00162	0,02420	0,02319	0,02035
	0,01722	0,00198	0,02675	0,03123	0,02171
	0,00666	0,00102	0,00886	0,00570	0,00665
	0,01169	0,00200	0,01829	0,01551	0,01372
	0,01434	0,00240	0,02465	0,02090	0,01846
	0,01320	0,00159	0,02100	0,02012	0,01760
	0,01258	0,00144	0,01967	0,02296	0,01590

**Fuente:** Arcay M., Suárez V. (2018).

**Tabla 85.** Máximas Distorsiones de Entrepiso por Edificación (Dirección X e Y – Periodo Rayleigh).

	0,00532	0,00092	0,00825	0,00530	0,00619
	0,01010	0,00180	0,01644	0,01394	0,01233
	0,01457	0,00282	0,02680	0,02282	0,01644
	0,01114	0,00159	0,02035	0,02274	0,01429
	0,01249	0,00239	0,02253	0,02138	0,01564
	0,00580	0,00102	0,00886	0,00570	0,00665
	0,01125	0,00200	0,01829	0,01551	0,01372
	0,01344	0,00260	0,02473	0,02106	0,01560
	0,00969	0,00150	0,01774	0,01982	0,01320
	0,00917	0,00206	0,01665	0,01677	0,01301

**Fuente:** Arcay M., Suárez V. (2018).

En estas tablas, se puede observar que en el caso de Venezuela, la edificación tipo analizada cumple con los límites normativos establecidos para ambos casos estudio (Ta y Rayleigh) en ambas direcciones de análisis.

Por su parte, se evidencia que en el Periodo de Rayleigh, Chile genera distorsiones superiores a los límites normativos, en edificaciones de 5 a 10 niveles (de un 3% a 41% por encima), mientras que para el caso de Ta, solo la edificación de 5 niveles debe redimensionarse.

En el caso de Colombia, se puede visualizar que a partir de las edificaciones de 3 niveles, se superan los valores de distorsión máximos permitidos en ambas direcciones, siendo en promedio para los periodos Ta y Rayleigh entre 64% y 268% superiores al límite normativo.

En el caso de Ecuador, se puede observar que para Ta debido a la mayor demanda sísmica, las derivas para las edificaciones de 5 a 10 niveles, sobrepasan los límites normativos (entre 15% a 55%), sin embargo, para el periodo de Rayleigh, a pesar de manejar una menor demanda sísmica, en dirección X, se siguen sobrepasando los límites en las edificaciones de 5, 7 y 10 niveles (en un rango entre 7% y 14%), mientras que para la dirección Y, solo las edificaciones de 5 niveles siguen por encima de los valores máximos permitidos (en un 5% aproximadamente).

Por último, se tiene el caso de Perú, la cual para los periodos Ta y Rayleigh, sobrepasa los límites de derivas normativos en las edificaciones de 3 niveles a 10 niveles (entre 70% a 300% por encima para Ta y entre 76% a 235% por encima para Rayleigh), por lo que se requiere un aumento en los elementos estructurales. Esto es importante ya que las normas de Venezuela y Perú presentan cortantes basales dentro del mismo orden de magnitud, siendo Venezuela superior en la mayoría de los casos.

## CONCLUSIONES

- Al comparar el contenido teórico normativo, se evidenciaron diferencias en cuanto a nomenclatura utilizada, parámetros y métodos de análisis sísmico, a pesar de esto, todos los códigos analizados se encuentran enfocados en cumplir objetivos de desempeño y filosofías de diseño sísmico muy similares entre sí.
- El entendimiento de la información manejada en la realización de los cuadros comparativos de este trabajo de grado, permitió mediante una serie de diagramas de flujo (presentados en la fase II), generalizar procedimientos ordenados y sencillos con los cuales será posible llevar a cabo la obtención de parámetros sísmicos, construcción de espectros de diseño de aceleraciones, la realización de un análisis sísmico estático, y verificaciones de comportamiento según las condiciones establecidas por cada normativa.
- En cuanto al comportamiento de los espectros sísmicos, se observó que la normativa de Chile maneja una curva espectral definida por una función continua sin zonas apreciables, a diferencia de las demás normas cuyos espectros sísmicos son derivaciones de los modelos desarrollados por Housner o Newmark. Por otra parte, en referencia a los espectros de diseño inelástico, la normativa de Venezuela es la única que presenta cambios relevantes en cuanto a su comportamiento espectral.
- Al estudiar la respuesta espectral desarrollada para las diferentes condiciones geotécnicas evaluadas, se observó que la norma venezolana, manejó demandas sísmicas más exigentes durante los primeros 0.20s, Sin embargo, a partir de este periodo la norma ecuatoriana arrojó los valores más exigentes en todos los casos, seguida del código de Colombia, el cual no generó una dispersión considerable respecto a Venezuela; y finalmente, las normas de Perú y Chile fueron las menos exigentes, dejando a la norma venezolana como la tercera más exigente en cuanto a la respuesta espectral.

- Así mismo, al evaluar la respuesta espectral sobre las edificaciones, se encontró que para todos los casos estudio, la norma de Ecuador, manejó valores de demanda máximos para edificaciones de 2 a 10 niveles, lo cual puede traducirse en diseños más conservadores. En el caso de las normas de Colombia, Perú y Venezuela, se tiene que para edificaciones de baja y media altura (2 a 6 niveles), estas presentaron las respuestas espectrales más exigentes, sin embargo, para edificaciones de 8 a 10 niveles, debido a los cambios de comportamiento en los espectros, se desarrollaron respuestas inferiores. Finalmente, en el caso de Chile, debido al comportamiento espectral los valores de respuesta mayores se obtuvieron edificios entre 4 y 6 niveles, mientras que para edificaciones bajas y altas, se obtuvo menor nivel de exigencia.

- Con respecto al cálculo de la aceleración espectral, las normativas manejan formulaciones que consideran parámetros sísmicos similares, sin embargo, las diferencias surgen con la inclusión de factores particulares, como por ejemplo, en el caso de la norma de Venezuela que toma en cuenta al factor de reducción de la

ifica la aceleración en función a la ubicación del edificio.

-En el cálculo del cortante basal, se apreció que a pesar de tener condiciones similares, las diferencias más importantes se evidencian en debido a parámetros como la aceleración espectral, la cual en el código chileno, es sustituida por un parámetro simplificado denominado coeficiente sísmico  $C$ . Así mismo, se encuentra el caso de Venezuela, la cual es la única que emplea el factor

- De acuerdo a los resultados de las fases IV y V, se pudo apreciar que en todas las edificaciones evaluadas, la demanda sísmica para el Periodo  $T_a$ , fue notablemente superior a la obtenida para el Periodo de Rayleigh, evidenciándose así que los análisis sísmicos realizados mediante periodos estimados, arrojan resultados más exigentes, lo que se traduce en diseños más conservadores y seguros, pero menos económicos desde el punto de vista constructivo.

- Con respecto a los cortantes basales, las normas ecuatoriana y colombiana fueron las más exigentes para todos los casos estudio, seguido de estas, se encuentran las normas de Venezuela y Perú, las cuales manejaron en ambos casos estudio, cortantes basales cuya dispersión en promedio se mantuvo entre 1% y 10%, evidenciando la similitud entre dichas normativas. Finalmente, en el caso del código chileno, este fue el menos exigente, lo cual principalmente se debe a que el análisis se realizó para una aceleración de terreno inferior, sin embargo, en el edificio de 10 niveles evaluado para el periodo de Rayleigh, esta llegó a ser más exigente que Venezuela y Perú.

- En cuanto a la distribución de fuerzas laterales por nivel, se observó que todas las normativas manejan formulaciones similares, y a su vez presentan un comportamiento predominantemente lineal, salvo el código chileno, cuya función presenta una tendencia diferente, sin embargo, existen particularidades normativas que modifican dicho comportamiento, generando así dispersiones importantes entre normativas. En este sentido en la norma de Chile se tiene el factor  $A_k$ , o en el caso de Venezuela, con la fuerza adicional en el tope de la edificación ( $F_t$ ).

- En referencia a las distorsiones de entrepiso, se observó que a pesar de manejar condiciones similares, las limitaciones de desempeño estructural generaron las mayores diferencias, en este sentido, se encuentra que las edificaciones diseñadas con los requerimientos venezolanos, en su mayoría resultaron incapaces para satisfacer las limitaciones establecidas por las normas de Chile, Colombia, Ecuador y Perú, evidenciando que en cuanto al desempeño estructural esperado, la norma venezolana es la menos exigente. Con esto es posible concluir que las edificaciones de dichos países, manejan diseños más conservadores, que proporcionan un mayor rango de seguridad, reduciendo así la vulnerabilidad estructural ante acciones sísmicas.

## **RECOMENDACIONES**

- Realizar un análisis comparativo entre las normas evaluadas, considerando la existencia de irregularidades estructurales en planta o elevación.
- Llevar a cabo el diseño sismorresistente de las edificaciones tomando en consideración todos los requerimientos de las normativas de cada país, de esta forma se puede realizar una comparación que permita establecer niveles de dispersión en base a la exigencia de cada código.
- Estudiar la dispersión que se genera respecto a la normativa venezolana al variar los mismo, analizar el comportamiento de las edificaciones para distintas condiciones geotécnicas.
- Extender la investigación para las distintas metodologías de análisis sísmico que permitan considerar los momentos torsores y también los comportamientos dinámicos de las estructuras, de esta forma se puede establecer un amplio rango de comparación que permita evidenciar fortalezas y debilidades en la norma de Venezuela y las demás normativas estudiadas.
- Efectuar una comparación del comportamiento de las edificaciones de concreto armado entre las normativas estudiadas considerando un único valor del factor de reducción de respuesta ( $R$ ), permitiendo reducir las fuerzas sísmicas en igual proporción.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Araque, Y. (2015). **“Guía para el cálculo de la fuerza horizontal equivalente y derivas según título A4-A6 NSR-10”**. Universidad Militar de Nueva Granada, Colombia.
- Arias, F. (2006). **“El Proyecto de Investigación: Introducción a la Metodología Científica**. (5ta ed.)”. Caracas, Venezuela: Episteme.
- Bazán, E. y Meli, R. (2002). **“Diseño Sísmico de Edificios”**. Editorial Limusa, México.
- Cámara, L. y Sánchez, M. (2012). **“Comparación de la norma venezolana COVENIN 1756:2001 “Edificaciones Sismorresistentes” con la norma chilena oficial NCh433.Of96 mod. 2009 “Diseño Sísmico de Edificios” y su propuesta de norma técnica de emergencia”**. Universidad Central de Venezuela.
- Fratelli, M. (1999). **“Estructuras Sismo-Resistentes”**, Universidad Central de Venezuela.
- FUNVISIS (2002). **“La Investigación Sismológica en Venezuela”**. Caracas : Impresos Lauper.
- García, M. y Moscoso, D. (2016). **“Análisis comparativo de la respuesta sísmica de distorsiones de entrepiso – derivas y fuerzas cortantes de una edificación de concreto armado con sistema dual, mediante los análisis sísmicos dinámicos, aplicado con la norma de diseño sísmico de edificaciones NCh 433 of1996 modificada en 2012”**. Universidad Andina de Cusco.

- Government of Gujarat, Gujarat State Disaster Management Authority. (2012) **“Earthquake Behaviour of buildings”**. [Documento en línea]. Disponible en: [http://www.iitk.ac.in/nicee/IITK-GSDMA/EBB\\_001\\_30May2013.pdf](http://www.iitk.ac.in/nicee/IITK-GSDMA/EBB_001_30May2013.pdf)
- Guzmán, M. (2015). **“Diseño sismorresistente de edificios de hormigón armado (cálculo de períodos de vibración y niveles de agrietamiento)”**. Pontificia Universidad Católica del Ecuador.
- Hernández R., Fernández C., Baptista P. (2014). **“Metodología de la Investigación (6ta ed.)”**. México DF, México: McGraw Hill Education.
- Lafuente, M. (2014). **“Las normas sísmicas de edificaciones en Venezuela y otros países de América Latina: Conocimiento e ingeniería para el desarrollo sostenible”**. Academia Nacional de la Ingeniería y el Hábitat.
- Lanza F., Puentes S. y Villalobos F. (2003). **“Estudio comparativo de la norma sismorresistente venezolana actual con códigos sísmicos de otros países”**. [Versión electrónica]. Revista Ingeniería UC. Vol. 10, N° 3,59-66. <http://redalyc.uaemex.mx/pdf/707/70710307.pdf>
- Norma Chilena Oficial de Diseño Sísmico de Edificios (2012). **“NCh 433. Of 1996 Modificación 2012”**. Santiago, Chile.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción (2014). **“Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente NEC-SE-DS 2015”**. Ecuador.
- Norma Técnica E.030 (2016). **“Diseño Sismorresistente”**. Lima, Perú.
- Norma COVENIN 1756 (2001). **“Edificaciones Sismorresistentes”**. Venezuela.
- Palomino, A. (2014). **“Manual de Análisis Estático y Dinámico según la NT E.030”**. Cajamarca, Perú.

- Ramírez, T. (1999). **“Como hacer un proyecto de investigación”**. Caracas. Editorial Panapo.
- Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (2010). **“NSR-10”**. Colombia.
- Rochel Awad, R. (2012). **“Análisis y Diseño Sísmico de Edificios. (2da ed.)”**. Fondo Editorial Universidad EAFIT, Colombia.
- Saavedra, C. (2012). **“Método Estático Norma Covenin 1756-2001 Equivalente”**.  
**Disponible en:** <https://saavedraonline.wordpress.com/2017/01/23/aplicacion-del-metodo-estaticoequivalente-norma-covenin-1756-2001/>.
- Sabino, C. (1996). **“El Proceso de investigación”**. Editorial. Panapo, Caracas.
- Sauter F. Franz, (1989) **“Fundamentos de ingeniería sísmica 1ra. Edición, Introducción a la Sismología”**. Editorial Tecnológica de Costa.