



FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

***ANÁLISIS COMPARATIVO DE UN EDIFICIO APORTICADO DE CONCRETO
ARMADO USANDO LAS NORMAS SÍSMICAS DE VENEZUELA Y PERÚ***

**Este Jurado; una vez realizado el examen del presente trabajo ha evaluado su contenido
con el resultado: _____**

JURADO EXAMINADOR:

Firma: _____

Firma: _____

Firma: _____

Nombre: _____

Nombre: _____

Nombre: _____

REALIZADO POR: Ramos T., Raúl E.
 Sandoval A., Ricardo A.

PROFESOR GUÍA: Rodríguez, Denis.

FECHA: Caracas, Octubre de 2017



FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

***ANÁLISIS COMPARATIVO DE UN EDIFICIO APORTICADO DE CONCRETO
ARMADO USANDO LAS NORMAS SÍSMICAS DE VENEZUELA Y PERÚ***

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

Presentado ante la

UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS BELLO

Como parte de los requisitos para optar al título de

INGENIERO CIVIL

REALIZADO POR: Ramos T., Raúl E.

Sandoval A., Ricardo A.

PROFESOR GUÍA: Rodríguez, Denis.

FECHA: Caracas, Octubre de 2017

Primeramente, a Dios, por darnos esta valiosa oportunidad de forjarnos como profesionales.

A nuestros padres, hermanos y familiares, por su apoyo incondicional durante todo este trayecto universitario.

A nuestros compañeros de estudio, por todas esas horas compartidas de debate y aprendizaje.

A todos nuestros profesores, por su dedicación y constancia para formar profesionales capacitados y de excelencia.

A nuestro tutor, el Ing. Denis Rodríguez, por su tutoría para este Trabajo Especial de Grado.

Un especial agradecimiento al Ing. Alfonso Malaver, por su tutoría hasta el último de sus días y por todas aquellas horas de aprendizaje dentro y fuera de las aulas.

RESUMEN

El objetivo de este Trabajo Especial de Grado es desarrollar un análisis comparativo de un edificio aporticado de 14 niveles usando la norma sísmica de Venezuela (COVENIN 1756-2001) y la norma sísmica de Perú (E.030), la realización de este estudio está basado en la comparación de las fuerzas laterales, fuerzas cortantes, momentos torsores, desplazamientos totales y derivas bajo el cumplimiento de las normas sísmicas mencionadas; además de verificar los porcentajes de acero de los miembros más solicitados para cada una de las combinaciones de carga establecidas en la norma FONDONORMA 1753-2006 y la NTE E.060.

La edificación sujeta a este análisis es de desarrollo privado habitacional multifamiliar, diseñado usando la norma sísmica venezolana. La edificación se encuentra ubicada en la zona sísmica 5 ($A_0=0.30g$), en la ciudad de Caracas, con un perfil geotécnico S2. Para la comparación es necesario que la edificación se encuentre en una zona sísmica similar a la cual fue diseñada, en el caso de Perú la edificación se ubicó en la zona sísmica 3 ($Z=0.35g$), en el Distrito de Ancón perteneciente a la Región de Lima, fundado en un perfil geotécnico S₂, con características similares al perfil geotécnico en el que se ubicó para el análisis de la norma venezolana. La planta de la edificación es de sección rectangular, con 6 pórticos en dirección X, y 5 pórticos en dirección Y; cuenta con 14 niveles, los últimos 2 destinados al uso de sala de máquinas con una sección más pequeña al resto de los 12 pisos, los cuales son de igual dimensión. La distribución de las vigas en un mismo nivel varía, perimetralmente e internamente y las secciones de las columnas presentan reducciones cada 4 niveles dependiendo de cada uno de los pórticos.

Del análisis realizado se concluye que, para la construcción de los espectros, la aceleración horizontal según la norma peruana fue un 14.5% mayor que la venezolana, sin embargo, las fuerzas cortantes obtenidas bajo el análisis dinámico de la norma venezolana son mayores. Además, los cortes basales resultantes del análisis dinámico bajo el cumplimiento de

Palabras claves: Terremoto, Análisis Dinámico, Norma Sísmica, Análisis Estático, Fuerzas Sísmicas.

la Norma COVENIN 1756-2001 fueron mayores a los mínimos estipulados por medio del análisis estático, mientras que para la NTE E.030 tuvieron que ser corregidos.

En el caso de los momentos torsores, los resultados obtenidos utilizando la norma COVENIN 1756-2001 fueron mayores a los obtenidos aplicando la norma NTE E.030. Para las derivas, en Venezuela se permite un mayor desplazamiento relativo, mientras que Perú es más estricto en este parámetro, en el caso de la COVENIN 1756-2001, los valores resultaron inferiores al establecido, mientras que para la NTE E.030, no cumplió en ciertos niveles de la edificación. Para el cálculo del porcentaje de acero en los miembros más solicitados se usó, en el caso de Venezuela, la FONDONORMA 1753-2006, y para Perú la NTE E.060, resultando mayores los porcentajes de acero obtenidos por la norma peruana, ambas normas siguen los criterios establecidos en el ACI 318-05.

Palabras claves: Terremoto, Análisis Dinámico, Norma Sísmica, Análisis Estático, Fuerzas Sísmicas.

ÍNDICE GENERAL

RESUMEN	VI
ÍNDICE GENERAL	I
ÍNDICE DE TABLAS	IX
ÍNDICE DE FIGURAS	XV
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO 1	10
EL PROBLEMA Y BREVE DESCRIPCIÓN DE LA EDIFICACIÓN.....	10
1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	10
1.2. OBJETIVO DE LA INVESTIGACIÓN	11
1.1.1. Objetivo General	11
1.1.2. Objetivos Específicos.....	11
1.3. JUSTIFICACIÓN.....	12
1.4. ALCANCE Y LIMITACIONES.....	12
1.5. ANTECEDENTES.....	13
1.5.1. Estudio Comparativo de un Edificio de Concreto Armado Utilizando las Normas Sísmicas de Ecuador y Venezuela.....	13
1.5.2. Análisis Comparativo de un Edificio Aporticado de Concreto Armado Usando las Normas Sísmicas de Venezuela y Chile.....	14
1.6. DESCRIPCIÓN DE LA EDIFICACIÓN.....	16
1.7. MODELACIÓN ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN.....	19
1.8. MATERIALES UTILIZADOS.....	19
CAPÍTULO 2	20
CÁLCULO DEL PESO DE LA EDIFICACIÓN	20

2.1. ACCIONES PERMANENTES.....	20
2.1.1. Vigas	20
2.1.2. Columnas	20
2.1.3. Losas, friso, piso acabado, tabiquería impermeabilización y máquinas de ascensores. 21	
2.2. ACCIONES VARIABLES	22
2.3. PESO TOTAL DE LA EDIFICACIÓN	23
2.4. ESTIMACIÓN DEL PESO DE LA EDIFICACIÓN SEGÚN LA NORMA E.020	25
2.4.1. Carga Muerta.....	25
2.4.2. Carga Viva	27
2.4.3. Peso total de la edificación.....	28
CAPÍTULO 3	30
CÁLCULO DE CENTROS DE MASA, CORTE Y RIGIDEZ.....	30
3.1. CENTRO DE MASA	30
3.2. CENTRO DE CORTE	31
3.3. RIGIDEZ Y CENTRO DE RIGIDEZ	31
CAPÍTULO 4	34
ANÁLISIS SÍSMICO SEGÚN LA NORMA COVENIN 1756-2001	34
4.1. ALCANCE	34
4.2. FUNDAMENTOS E HIPÓTESIS BÁSICA.....	35
4.3. ZONIFICACIÓN SÍSMICA	35
4.4. FORMAS ESPECTRALES TIPIFICADAS DE LOS TERRENOS DE FUNDACIÓN.....	37
4.5. CLASIFICACIÓN SEGÚN EL USO	38
4.6. FACTOR DE IMPORTANCIA.....	39

4.7.	CLASIFICACIÓN SEGÚN EL NIVEL DE DISEÑO	40
4.8.	CLASIFICACIÓN SEGÚN EL TIPO DE ESTRUCTURA.....	41
4.9.	CLASIFICACIÓN SEGÚN LA REGULARIDAD DE LA ESTRUCTURA	42
4.10.	FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA.....	42
4.11.	ESPECTRO DE RESPUESTA ELÁSTICO Y DE DISEÑO.....	43
4.11.1.	Espectro de Respuesta Elástico.....	43
4.11.2.	Espectro de Diseño.....	44
4.12.	MÉTODO DE ANÁLISIS	48
4.12.1.	Método de superposición modal con un grado de libertad por nivel	49
4.12.1.1.	Modos de vibración.....	49
4.12.1.2.	Fuerza Cortante y Fuerza Lateral de Diseño.....	50
4.12.1.3.	Control de Cortante Basal y Valores de Diseño	53
4.12.1.4.	Desplazamientos Traslacionales	57
4.12.2.	Torsión Estática Equivalente	58
4.12.2.1.	Desplazamientos Torsionales.....	61
4.12.3.	Desplazamientos Elásticos Totales	62
4.13.	EFFECTO DE P-Δ.....	66
4.14.	CONTROL DE DESPLAZAMIENTOS.....	68
CAPÍTULO 5		74
ANÁLISIS SÍSMICO SEGÚN LA NORMA TÉCNICA E.030		74
5.1.	ALCANCE.....	74
5.2.	FUNDAMENTOS E HIPÓTESIS BÁSICAS	74
5.3.	ZONIFICACIÓN SÍSMICA	75
5.4.	CONDICIONES GEOTÉCNICAS	77
5.5.	FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA.....	80
5.6.	CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES.....	81
5.7.	COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA SÍSMICA.....	83

5.8. REGULARIDAD ESTRUCTURAL	84
5.9. COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS R	85
5.10. ANÁLISIS ESTRUCTURAL	86
5.10.1. Consideraciones generales	86
5.10.2. Modelos para el análisis	87
5.10.3. Procedimientos de Análisis Sísmicos	87
5.10.4. Análisis Dinámico Modal Espectral.....	87
5.10.4.1. Modos de Vibración.....	87
5.10.4.2. Aceleración Espectral.....	88
5.10.4.3. Fuerza Cortante y Fuerza Lateral de Diseño.....	89
5.10.4.4. Control de Cortante Basal	91
5.10.4.5. Desplazamientos Traslacionales	96
5.10.4.6. Excentricidad Accidental (Efectos de Torsión)	97
5.10.4.7. Desplazamientos Torsionales.....	99
5.10.5. Desplazamientos Elásticos Totales	100
5.10.6. Derivas	103
CAPÍTULO 6	108
DISEÑO DE MIEMBROS SELECCIONADOS	108
6.1. ALCANCE.....	108
6.2. MIEMBROS SELECCIONADOS	108
6.3. DISEÑO DE MIEMBROS SEGÚN FONDONORMA 1753-2006.....	109
6.3.1. Combinaciones de Carga.....	109
6.3.2. Porcentaje de Acero en Columnas	110
6.3.3. Porcentaje de Acero en Vigas	110
6.4. DISEÑO DE MIEMBROS SEGÚN LA NORMA E.060.....	111
6.4.1. Combinaciones de Cargas	111
6.4.2. Porcentaje de Acero en Columnas	112

6.4.3. Porcentaje de Acero en Vigas	113
CAPÍTULO 7	114
ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS DEL ANÁLISIS	
SÍSMICO SEGÚN LA NORMA COVENIN 1756-2001 Y LA NORMA TÉCNICA E.030	
.....	114
7.1. ALCANCE.....	114
7.2. FUNDAMENTOS E HIPÓTESIS BÁSICAS DEL DISEÑO	
SISMORRESISTENTE.	114
7.3. COEFICIENTES DE DISEÑO DE LOS ESPECTROS SEGÚN LA NORMA	
COVENIN 1756-2001 Y NORMA TECNICA E.030.....	116
7.3.1. Zonificación Sísmica.....	116
7.3.2. Condiciones Geotécnicas	117
7.3.3. Clasificación Según El Uso.....	117
7.3.4. Factor de Reducción de Respuesta.....	118
7.3.5. Resumen de los Parámetros para la Construcción de los Espectros de	
Diseño.....	118
7.4. ESPECTRO DE RESPUESTA ELÁSTICO.....	120
7.5. ESPECTRO DE DISEÑO	121
7.6. MÉTODO DE ANÁLISIS	123
7.6.1. Modos de Vibración.....	124
7.6.2. Control de Corte Basal	124
7.6.3. Fuerzas Laterales y Fuerzas Cortantes.....	125
7.6.4. Momentos Torsores.....	130
7.6.5. Desplazamientos Elásticos Totales	133
7.6.6. Desplazamientos Inelásticos Totales	135
7.7. DERIVAS	137
7.8. PORCENTAJE DE ACERO EN MIEMBROS SELECCIONADOS	140

7.8.1. Combinaciones de Carga.....	140
7.8.2. Porcentaje de Acero en Columnas.	141
7.8.3. Porcentaje de Acero en Vigas	142
CAPÍTULO 8	144
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	144
8.1. CONCLUSIONES	144
8.2. RECOMENDACIONES	147
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	149
ANEXOS.....	152
ANEXO A.....	152
ANEXO B	160
CÁLCULOS DE CENTRO DE MASA, CORTE Y RIGIDEZ.....	160
B.1. CENTRO DE MASA.....	160
B.2. CENTRO DE CORTE	161
B.3. RIGIDEZ Y CENTRO DE RIGIDEZ	162
ANEXO C	168
PARÁMETROS PARA DETERMINAR LOS FACTORES T Y T' SEGÚN LA NORMA COVENIN 1756-2001	168
C.1. EXCENTRICIDAD ESTÁTICA	168
C.2. CONSTANTE DE TORSIÓN	169
C.3. RIGIDEZ TORSIONAL RESPECTO AL CENTRO DE CORTE	171
C.4. RADIO DE GIRO TORSIONAL.....	172
C.5. MOMENTO POLAR DE INERCIA REFERIDO AL CENTRO DE MASA	173
C.6. MOMENTO POLAR DE INERCIA REFERIDO AL CENTRO DE CORTE....	174

C.7. RADIO DE GIRO INERCIAL.....	175
C.8. CÁLCULO DE LOS PARAMETROS Ω Y E:	176
C.9. CÁLCULO DE LOS PARAMETROS T Y T':.....	178
ANEXO D	180
REGULARIDAD ESTRUCTURAL. NORMA COVENIN 1756-2001	180
D.1. IRREGULARIDADES VERTICALES	180
D.2. IRREGULARIDADES EN PLANTA	186
ANEXO E	192
REGULARIDAD EN PLANTA Y ALTURA. NORMA TÉCNICA E.030.....	192
E.1 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	192
E.2 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA.....	198
ANEXO F.....	202
CÁLCULO DEL PERÍODO FUNDAMENTAL. NORMA TÉCNICA E.030	202

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1 Materiales Utilizados.	19
Tabla 2.1 Pesos unitarios de cargas permanentes.	21
Tabla 2.2 Cargas permanentes	22
Tabla 2.3 Pesos unitarios de cargas variables.	23
Tabla 2.4 Cargas variables totales.	23
Tabla 2.5 Peso total de la edificación.	24
Tabla 2.6 Comparación de Pesos Calculados Manualmente con Respecto los Obtenidos por ETABS.	25
Tabla 2.7 Pesos Unitarios de Cargas Muertas.	26
Tabla 2.8 Cargas Muertas.	26
Tabla 2.9 Pesos unitarios de cargas variables.	27
Tabla 2.10 Cargas Vivas.	27
Tabla 2.11 Peso total de la Edificación Según la Norma Técnica E.030.	28
Tabla 2.12 Comparación de Pesos Totales según la Norma COVENIN 2002-88 y la Norma Técnica E.030.	29
Tabla 3.1 Centros de Masa, Corte y Rigidez.	33
Tabla 4.1 Valores de A_o	36
Tabla 4.2 Forma espectral y factor de corrección ϕ	37
Tabla 4.3 Factor de Importancia.	39
Tabla 4.4 Niveles de Diseño.	40
Tabla 4.5 Factor de Reducción de Respuesta R	43
Tabla 4.6 Valores de T^* , β , p	45
Tabla 4.7 Valores de $T^+^{(1)}$	45
Tabla 4.8 Parámetros para el Espectro según la Norma COVENIN 1756-2001.	46
Tabla 4.9 Selección del método de análisis para edificios de estructura regular.	49
Tabla 4.10 Modos de vibración.	50

Tabla 4.11 Fuerzas Cortantes y Fuerzas Laterales de Diseño en Dirección X.	51
Tabla 4.12 Fuerzas Cortantes y Fuerzas Laterales de Diseño en Dirección Y.	52
Tabla 4.13 Control de Cortante Basal.	56
Tabla 4.14 Desplazamientos Traslacionales.	57
Tabla 4.15 Momentos Torsores en Dirección X.	59
Tabla 4.16 Momentos Torsores en Dirección Y.	60
Tabla 4.17 Desplazamientos torsionales.	61
Tabla 4.18 Desplazamiento Elástico Totales.	62
Tabla 4.19 Porcentaje de Desplazamientos Traslacionales y Torsionales Respecto al Desplazamiento Total.	63
Tabla 4.20 Comparación de Desplazamientos.	65
Tabla 4.21 Coeficiente θ_i Dirección X.	67
Tabla 4.22 Coeficiente θ_i Dirección Y.	67
Tabla 4.23 Valores Límites de λ	69
Tabla 4.24 Desplazamientos Inelásticos Totales.	69
Tabla 4.25 Derivas Totales en Dirección X y Y.	70
Tabla 5.1 Factores de Zona “Z”.	76
Tabla 5.2 Clasificación de los Perfiles de Suelo.	79
Tabla 5.3 Factor de Suelo “S”.	79
Tabla 5.4 Períodos “TP” y “TL”.	80
Tabla 5.5 Factor de Importancia “U”.	82
Tabla 5.6 Coeficiente Básico de Reducción (R_0).	83
Tabla 5.7 Irregularidades Estructurales en Altura.	84
Tabla 5.8 Irregularidades Estructurales en Planta.	85
Tabla 5.9 Parámetros para el Espectro Inelástico de Pseudo-aceleración según la Norma Técnica E.030.	86
Tabla 5.10 Fuerzas Cortantes y Fuerza Lateral de Diseño en Dirección X.	89
Tabla 5.11 Fuerzas Cortantes y Fuerza Lateral de Diseño en Dirección Y.	90

Tabla 5.12 Comparación de Corte Basal.	94
Tabla 5.13 Fuerzas Cortantes y Fuerza Lateral de Diseño en Dirección X Corregidas.	94
Tabla 5.14 Fuerzas Cortantes y Fuerza Lateral de Diseño en Dirección Y Corregidas.	95
Tabla 5.15 Desplazamientos Traslacionales.	97
Tabla 5.16 Momentos Torsores en Dirección X.	98
Tabla 5.17 Momentos Torsores en Dirección Y.	98
Tabla 5.18 Desplazamientos Torsionales.	100
Tabla 5.19 Desplazamientos Elásticos Totales.	101
Tabla 5.20 Porcentaje de Desplazamientos Traslacionales y Torsionales Respecto al Desplazamiento Total.	101
Tabla 5. 21 Desplazamientos Inelásticos.	104
Tabla 5.22 Límites de distorsión del entrepiso.	104
Tabla 5.23 Derivas.	105
Tabla 6.1 Columnas seleccionadas.	108
Tabla 6.2 Vigas Seleccionadas.	108
Tabla 6.3 Porcentajes de Acero en Columnas Según FONDONORMA 1753-2006.	110
Tabla 6.4 Porcentaje de Acero en Vigas según FONDONORMA 1753-2006.	110
Tabla 6.5 Porcentaje de Acero en Columnas Según la Norma E.060.	112
Tabla 6.6 Porcentaje de Acero en Vigas Según la Norma E.060.	113
Tabla 7.1 Fundamentos e hipótesis básicas según COVENIN 1756-2001 Y NTE E.030. ...	114
Tabla 7.2 Zonificación Sísmica.	116
Tabla 7.3 Factor de Importancia o Uso.	117
Tabla 7.4 Parámetros Utilizados para la realización de los espectros de diseño según la Norma COVENIN 1756-2001 y la Norma Técnica E.030.	119
Tabla 7.5 Aceleraciones según el Período Fundamental.	123
Tabla 7.6 Control de Corte Basal.	125
Tabla 7.7 Corte Basal de Diseño.	125
Tabla 7.8 Fuerzas Laterales Según la Norma COVENIN 1756-2001 y NTE E.030.	126

Tabla 7.9 Fuerzas Cortantes Según la Norma COVENIN 1756-2001 y NTE E.030.	128
Tabla 7.10 Torque por nivel Según la Norma COVENIN 1756-2001 y NTE E.030.	130
Tabla 7.11 Desplazamientos Elásticos Totales en ambas direcciones de estudio según la Norma COVENIN 1756-2001 y NTE. E.030.....	133
Tabla 7.12 Desplazamientos Inelásticos Totales en ambas direcciones de estudio según la Norma COVENIN 1756-2001 y NTE. E.030.....	135
Tabla 7.13 Derivas Inelásticas Totales según Norma COVENIN 1756-2001 y NTE E.030 en cada una de las direcciones de análisis.	138
Tabla 7.14 Combinaciones de Carga según FONDONORMA 1753-2006 y NTE E.060.....	140
Tabla 7.15 Solicitaciones según FONDONORMA 1753-2006 y Norma E.060 para las columnas seleccionadas.	141
Tabla 7.16 Porcentaje de Acero en las Columnas seleccionadas según FONDONORMA 1753-2006 y NTE E.060.....	141
Tabla 7.17 Solicitaciones en Vigas según FONDONORMA 1756-2003 y NTE E.060.	142
Tabla 7.18 Porcentaje de Acero en las Vigas seleccionadas según FONDONORMA 1753-2006 y NTE E.060.	143
Tabla B.1 Coordenada X del Centro de Masa.	160
Tabla B.2 Coordenada Y del Centro de Masa.	160
Tabla B.3 Coordenada X del Centro de Corte.	161
Tabla B.4 Coordenada Y del Centro de Corte.	162
Tabla B.5 Kv Pórticos Dirección X (cm ³).	162
Tabla B.6 Kv Pórticos Dirección Y (cm ³).	163
Tabla B.7 Kc Pórticos Dirección X (cm ³).	163
Tabla B.8 Kc Dirección Y (cm ³).....	164
Tabla B.9 Rigidez en Dirección X.	164
Tabla B.10 Rigidez en Dirección Y.....	165
Tabla B.11 Coordenadas de los Pórticos en Dirección X.....	165
Tabla B.12 Coordenadas de los Pórticos en Dirección Y.....	166

Tabla B.13 Centros de Rigidez.	166
Tabla C.1 Excentricidad estática.	169
Tabla C.2 Distancia entre el centro de rigidez y cada pórtico en dirección X.	170
Tabla C.3 Distancia entre el centro de rigidez y cada pórtico en dirección Y.	170
Tabla C.4 Constante de Torsión de cada nivel.	171
Tabla C.5 Rigidez Torsional de cada entrepiso.	172
Tabla C.6 Radio de Giro Torsional.....	173
Tabla C.7 Momento Polar de Inercia referido al centro de masa.	174
Tabla C.8 Momento Polar de Inercia referido al centro de Corte.	175
Tabla C.9 Radio de giro inercial.....	176
Tabla C.10 Valores Representativos de Ω y ε	177
Tabla C.11 Parámetros τ y τ' en dirección X.	178
Tabla C.12 Parámetros τ y τ' en dirección Y.	178
Tabla C.13 Parámetros τ y τ' corregido en dirección Y.	179
Tabla D.1 Entrepiso Blando.....	180
Tabla D.2 Entrepiso Blando.....	181
Tabla D.3 Distribución irregular de masas de uno de los pisos contiguos.	182
Tabla D.4 Aumento de las masas con la elevación.....	183
Tabla D.5 Variaciones en la Geometría del Sistema Estructural en Dirección X.	183
Tabla D.6 Variaciones en la Geometría del Sistema Estructural en Dirección Y.	184
Tabla D.7 Esbeltez Excesiva.....	185
Tabla D.8 Reducción de Secciones en Pórticos en Dirección X.	185
Tabla D.9 Reducción de Secciones en Pórticos en Dirección Y.	186
Tabla D.10 Gran Excentricidad.	187
Tabla D.11 Riesgo Torsional Elevado Según Radio de Giro Inercial.	187
Tabla D.12 Riesgo Torsional Elevado según el Radio de Giro Torsional en Dirección Y. ..	188
Tabla E.1 Irregularidad de Rigidez – Piso Blando.	192
Tabla E.2 Irregularidad de Resistencia – Piso Débil.	193

Tabla E.3 Irregularidad Extrema de Rigidez.	194
Tabla E.4 Irregularidad Extrema de Resistencia.	195
Tabla E. 5 Irregularidad de Masa o Peso.	196
Tabla E.6 Verificación de la Geometría en Dirección X.....	197
Tabla E.7 Verificación de la Geometría en Dirección Y.....	197
Tabla E.8 Irregularidad Torsional.....	199
Tabla E.9 Irregularidad Torsional Extrema.	200
Tabla F.1 Cálculo del período Fundamental de Vibración en dirección X.	203
Tabla F.2 Cálculo del período Fundamental de Vibración en dirección Y.	204

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Envigado planta tipo.....	17
Figura 1.2 Elevación pórtico 3.....	18
Figura 4.1 Mapa de Zonificación Sísmica de Venezuela.	36
Figura 4.2 Espectro de respuesta elástico ($R=1$)	44
Figura 4.3 Espectros de Respuesta Elástica y de Diseño.....	47
Figura 4.4 Distribución de Fuerzas Laterales en Direcciones X y Y.	53
Figura 4.5 Distribución de Fuerzas Cortantes en Direcciones X y Y.....	53
Figura 4.6 Torque en Direcciones X y Y.....	61
Figura 4.7 Desplazamientos Elásticos en Dirección X.....	64
Figura 4.8 Desplazamientos Elásticos en Dirección Y.....	64
Figura 4.9 Desplazamientos Elásticos Totales.	65
Figura 4.10 Derivas en Dirección X.	71
Figura 4.11 Derivas en Dirección Y.	72
Figura 4.12 Derivas Totales en Ambas Direcciones.	72
Figura 5.1 Mapa de Zonificación de Perú	76
Figura 5.2 Espectro de Respuesta Elástico y Espectro Diseño.....	89
Figura 5.3 Distribución de Fuerzas Laterales en Direcciones X y Y.	91
Figura 5.4 Distribución de Fuerzas Cortantes en Direcciones X y Y.....	91
Figura 5.5 Distribución de Fuerzas Laterales en Direcciones X y Y corregidas.....	96
Figura 5.6 Distribución de Fuerzas Cortantes en Direcciones X y Y corregidas.	96
Figura 5.7 Torque en Direcciones X y Y.....	99
Figura 5.8 Desplazamientos Elásticos en Dirección X.....	102
Figura 5.9 Desplazamientos Elásticos en Dirección Y.....	102
Figura 5.10 Desplazamientos Elásticos en Dirección X y Dirección Y.	103
Figura 5.11 Derivas en Dirección X.	106

Figura 5.12 Derivas en Dirección Y.	106
Figura 5.13 Derivas Totales en Ambas Direcciones.	107
Figura 7.1 Espectros de Respuesta Elásticos, Norma COVENIN 1756-2001 y NTE E.030.	120
Figura 7.2 Espectros de Diseño, Norma COVENIN 1756-2001 y NTE E.030.....	122
Figura 7.3 Fuerzas Laterales en Dirección X Según Norma COVENIN 1756-2001 y NTE E.030.	127
Figura 7.4 Fuerzas Laterales en Dirección Y Según Norma COVENIN 1756-2001 y NTE E.030.	127
Figura 7.5 Fuerzas Cortantes en Dirección X Según Norma COVENIN 1756-2001 y NTE E.030.	129
Figura 7.6 Fuerzas Cortantes en Dirección Y Según Norma COVENIN 1756-2001 y NTE E.030.	129
Figura 7.7 Distribución de los Torques según la norma COVENIN 1756-2001 y la NTE E.030 en Dirección X.....	131
Figura 7.8 Distribución de los Torques según la norma COVENIN 1756-2001 y la NTE E.030 en Dirección Y.....	132
Figura 7.9 Desplazamientos Elásticos Totales en Dirección X según la Norma COVENIN 1756-2001 y NTE. E.030.	134
Figura 7.10 Desplazamientos Elásticos Totales en Dirección Y según la Norma COVENIN 1756-2001 y NTE. E.030.	134
Figura 7.11 Desplazamientos Inelásticos Totales en Dirección X según la Norma COVENIN 1756-2001 y NTE. E.030.	136
Figura 7.12 Desplazamientos Inelásticos Totales en Dirección Y según la Norma COVENIN 1756-2001 y NTE. E.030.	137
Figura 7.13 Derivas Inelásticas en Dirección X Según la Norma COVENIN 1756-2001 y NTE. E.030.	139
Figura 7.14 Derivas Inelásticas en Dirección Y Según la Norma COVENIN 1756-2001 y NTE. E.030.	139

Figura A.1 Elevación Pórtico 1 y 5.	152
Figura A.2 Elevación Pórtico 2.	153
Figura A.3 Elevación Pórtico 3.	154
Figura A.4 Elevación Pórtico 4.	155
Figura A.5 Elevación Pórtico A y F.	156
Figura A.6 Elevación Pórtico B y E.	157
Figura A.7 Elevación Pórtico C y D.	158

INTRODUCCIÓN

El movimiento relativo entre dos o más placas tectónicas o generados por fracturas de las mismas debido al empuje de otra produce un evento sísmico en donde se libera una gran cantidad de energía de la cual la mayor parte se libera en calor y el resto se libera en ondas las cuales viajan a través de las rocas y generan el movimiento en la superficie terrestre.

De esta forma los terremotos, eventos sísmicos de gran magnitud, son considerados catástrofes naturales que han perjudicado a la humanidad en todo el mundo, dejando innumerables muertes y pérdidas de dinero, ciudades enteras han sido destruidas con un solo terremoto. Perú y Venezuela son países que a lo largo del tiempo han sufrido sismos que ocasionaron daños importantes en diferentes localidades a lo largo de su historia.

Venezuela se encuentra ubicada en la separación de dos placas, la Placa del Caribe y la Placa de Sudamérica. Estas placas se han venido moviendo en un promedio de un centímetro anual, y en sus bordes se encuentran tres de las fallas geológicas más importantes del país, Boconó, San Sebastián y El Pilar. La más grande es la de Boconó, la cual comienza en Cúcuta, Colombia y termina en Golfo Triste. En el país puede ocurrir un sismo de gran magnitud, pero es imposible determinar si será hoy o dentro de 10 años. Aproximadamente un 70% de los habitantes de Caracas vive en construcciones altamente vulnerables en caso de terremotos. (Genatios, C. Lafuente, M. Cilento, A. Grases, J. 2017)

En Venezuela han ocurrido terremotos que además de cobrar cientos de vidas y daños materiales han podido ser motivo de estudio por parte de expertos para el desarrollo de la norma COVENIN 1756-2001 de Edificaciones Sismorresistentes.

Aunque el terremoto del 26 de marzo 1812 no fue registrado por la Red Mundial, ha sido el evento de mayor destrucción en la historia del País, destruyó Caracas, San Felipe,

Barquisimeto y Mérida, este ocurrió en la falla de San Sebastián pero su epicentro ha sido razón de polémica ya que no ha podido ser definido, profesionales en la materia proponen que tuvo foco cerca de Caracas, entre Los Roques y la costa de La Guaira el cual afectó a Caracas y sus alrededores, un segundo foco en la unión de la serranía de la Costa y la serranía Andina que destruyó San Felipe, Barquisimeto y El Tocuyo y un tercer foco que se ubicaría en la zona del Sur del Lago de Maracaibo o en la propia cordillera de Mérida, el cual destruyó Mérida. Recientemente se encontraron evidencias históricas que afirman que el evento de Mérida ocurrió por lo menos una hora más tarde que el de Caracas.

Además de dejar por lo menos 10,000 muertos, este terremoto redujo prácticamente a solo ruinas a Caracas, La Guaira, y Barquisimeto, entre otras poblaciones, más de 25 iglesias en todo el territorio nacional, cientos de casas y edificaciones de envergadura como conventos, monasterios y fortificaciones.

El viernes 29 de octubre 1900, con una magnitud de 7.0, la región norcentral de Venezuela es sacudida nuevamente por otro terremoto, esta vez afectando a Macuto, Caraballeda, Naiguatá, Carenero, Higuerote, Guatire, Guarenas y muchos otros pueblos. Este fue el primero y probablemente el más fuerte del siglo XX, siendo también el primer terremoto registrado por la Red Mundial. Su epicentro se registró en el Mar Caribe en las fallas de San Sebastián y La Tortuga dejando 21 víctimas y excesiva destrucción.

Durante la noche del 29 de Julio de 1967, en celebraciones del aniversario de Caracas y luego de un sismo con foco en Colombia pero que se sintió en San Cristóbal, Edo. Táchira y que dejó dos muertos, se hizo sentir el llamado “Terremoto de Caracas” de magnitud 6.5 en la escala de Richter y una profundidad al epicentro de 15.9Km, ubicado a 70Km de la costa en el Mar Caribe, frente al Litoral Central. El Observatorio Cagigal tuvo que recurrir a institutos extranjeros especializados en la materia para poder obtener esta información ya que los flejes de sus agujas y sus equipos de células fotoeléctricas sufrieron daños.

Aunque este terremoto tuvo una duración aproximada de 35 segundos dejó un balance de 2,000 heridos, 236 muertos y daños materiales de más de 10 millones de dólares, afectó mayormente las zonas de Altamira, Los Palos Grandes y El Litoral Central. A partir de este terremoto se aclaró como la variación de los daños puede estar directamente relacionada con las condiciones de los estratos de los subsuelos, se hicieron numerosas evaluaciones a partir de el con relación a los daños de los edificios de las zonas afectadas. Cabe destacar que a partir de este terremoto se creó FUNVISIS como respuesta del ejecutivo nacional a tal desastre.

El Terremoto de Cariaco, el 09 de julio de 1997 con una magnitud de 6.9 con ubicación epicentral a unos pocos kilómetros al Norte de Pantoño, Edo. Sucre, y a sólo 10 km de profundidad, causó la muerte de más de 70 personas, 500 heridos y cerca de 7.000 damnificados, afectó a más de 52 poblados dejando prácticamente en ruinas a más de 2,000 viviendas. Según FUNVISIS la energía liberada por el terremoto fue tan intensa que los sismógrafos se saturaron, ese día ocurrieron seis réplicas del sismo, de las cuales la última no fue percibida por ninguno de los habitantes, pero si fue registrada por los sismógrafos de la fundación.

La primera norma sísmica venezolana data del año de 1967 “Norma Provisional para Edificaciones Antisísmicas del año de 1967” (MOP 1967), esta norma contaba con la novedad de la incorporación del mapa de zonificación sísmica elaborado por Fiedler en 1959, a partir de los registros provenientes del Observatorio Cagigal. Las normas se han ido mejorando a medida de otros eventos sucedidos, y el conocimiento avanzado de profesionales en el conocimiento de temas sísmicos. La norma de 1,967 es sustituida a fines del año 1982 “Edificaciones Antisísmicas” (COVENIN 1756-82), la cual incluye criterios de diseño actualizados a raíz de las valiosas experiencias nacionales que se ponen de manifiesto mediante dichos criterios. En el año de 1999 entra en vigencia la nueva norma proveniente de la revisión y posterior actualización de la norma anterior COVENIN 1756-82, entra a ser sustituida por la norma titulada “Edificaciones Sismorresistentes” (COVENIN 1756-98), dicha norma estableció las zonas sísmicas en Venezuela mediante el mapa de zonificación sísmica,

en la cual el territorio se dividió en ocho zonas sísmicas, se distinguen las zona siete como el área de mayor amenaza sísmica y la zona cero como una zona asísmica. La norma es revisada en el año de 2001 con el objetivo de incorporar nuevas observaciones, es la norma en la que actualmente se basa el diseño sismorresistente “Edificaciones Sismorresistentes” (COVENIN 1756-2001). (FUNVISIS. 2002).

En contraste con Venezuela, Perú es un país con una alta actividad sísmica, a lo largo de su historia ha sufrido de terremotos de grandes magnitudes, los cuales han ocasionado miles de muertes y una gran cantidad de daños materiales en varias ciudades del País.

El 13 de agosto de 1868 ocurre en Perú el terremoto de mayor magnitud que ha sentido el País con una magnitud que se estima alrededor 9.0 en la escala de Richter, su epicentro se localizó frente a las costas de Tacna, afectó en gran parte a las ciudades del sur Perú como Arequipa, Moquegua, Tacna, Arica y Iquique. El devastador terremoto ocasionó un tsunami con olas que se registraron de unos 18 metros que terminó de arrasar con la ciudad de Arica, la magnitud del terremoto ocasionó crecidas del mar en lugares como California, las Islas de Hawái, Filipinas, Australia Nueva Zelanda y Japón. El lamentable hecho natural dejó más de 600 muertos en las costas de Perú y Chile.

El 9 de mayo de 1877 a las 21:16 horas ocurre el terremoto de Iquique con una magnitud que se estimó cerca de los 8.5 en la escala de Richter, su epicentro fue localizado en Iquique en las coordenadas 19°36'S 70°12'O, según relatos el terremoto no fue tan devastador como el de Arica pero si tuvo una mayor duración de aproximadamente unos dos minutos, posterior al terremoto nuevamente se verían afectadas las costas de Perú con un nuevo tsunami que afectó a Arica, Iquique, Antofagasta, Tocopilla y Gatico. En la ciudad de Antofagasta el terremoto derivó un gran incendio, múltiples edificaciones fueron arrasadas por el tsunami que ocasionó el terremoto, Arica quedó nuevamente destruida desplomándose la mayoría de los edificios y la línea férrea quedó totalmente en ruinas, 5 personas murieron.

Uno de los terremotos más importantes que han afectado a Perú es el ocurrido en Áncash el domingo 31 de mayo de 1970 el cual tuvo una magnitud de 7.8 en la escala de Richter, su epicentro fue localizado a 44 kilómetros al suroeste de la ciudad de Chimbote en el Océano Pacífico a una profundidad de 64 kilómetros con una duración de 45 segundos, el terremoto afectó a la región de Ancashina y varias provincias de los departamentos de Huánuco, el norte de Lima y La Libertad. La duración del sismo y su gran magnitud ocasionó un violento alud en el pico norte del nevado Huascarán, se estimó que el alud tenía unos 40 millones de metros cúbicos de hielo, lodo y piedras, avanzó cerca de 16 kilómetros a una velocidad promedio de 280 km/h. Se calculó que dejó unas 80,000 personas fallecidas y aproximadamente 20,000 desaparecidos, las labores de rescate se vieron afectadas por una densa nube de polvo la cual se elevaba unos 2,700 metros sobre la zona de la tragedia además que destruyó entre un 80% y 90% los edificios de Ancash, lo cual dejó a más de 3,000,000 de personas afectadas, como identificación del pueblo de Yungay solo quedaron 4 palmeras de la Plaza de Armas.

El 3 de octubre de 1974 se produjo el Terremoto de Lima cerca de las 09:30 de la mañana, azotó a Lima y toda la costa sur hasta la ciudad de Oisco. La magnitud del terremoto fue de 7.6 en la escala de Richter, el epicentro estuvo a 90 kilómetros al suroeste de la capital, afectó a las ciudades de Mala, Cañete, Chíncha y Pisco. Algunas construcciones de concreto armado sufrieron daños y las de adobe (masa de barro y paja en forma de ladrillo secada al sol) colapsaron, en la Molina se presentaron problemas de estabilidad o compactibilidad de suelos, dos edificaciones de concreto armado colapsaron y otras resultaron severamente afectadas. Este sismo tuvo dos características muy peculiares:

1. La duración del movimiento sísmico cercana a los 2 minutos.
2. El gran número de réplicas que hubo en los tres meses siguientes a la ocurrencia del terremoto, la más importante fue la ocurrida el 9 de noviembre con una magnitud de 7,2.

Se registraron más de 200 personas fallecidas y más de 20,000 damnificados, y pérdidas en daños materiales que ascendieron a 2,700 millones de soles. Este ha sido el último gran sismo que ha sufrido la capital de Perú los especialistas están preocupados por la poca liberación de energía acumulada aumenta la probabilidad de que en un futuro se pueda producir un terremoto devastador en la ciudad de Lima.

Al sur de Perú, el 12 de noviembre de 1996, ocurre otro violento terremoto de 6.4 en la escala de Richter afectando una superficie de 70,369.06 km² con más de 1,065 réplicas. Se contabilizó la pérdida de 17 vidas, 1,591 heridos, 94,047 damnificados, 5,346 viviendas destruidas, 448 centros educativos y 44 centros de salud (entre afectados y destruidos). El sismo ocurrió al sur de Nazca, destruyendo el 90% de las viviendas de dicha ciudad.

El 23 de Junio de 2001 pasada las 15:30 horas la región sur de Perú particularmente los departamentos de Moquegua, Tacna y Arequipa, fueron afectadas por un terremoto de magnitud 8.2 en la escala de Richter, el terremoto se produjo en los límites entre la placa de Nazca y Sur América, el epicentro fue localizado a 83 kilómetros mar adentro de la ciudad de Atico, al norte de Arequipa a una profundidad de 33 kilómetros, luego de 30 minutos de la ocurrencia del terremoto la localidad costera de Camaná fue afectada por un tsunami con olas que alcanzaron hasta 7 metros de altura, llegando a ingresar alrededor de 1 kilómetro por el valle, esto ocasionando el fallecimiento de 26 personas, estas se suman a las 74 que murieron por la consecuencia del terremoto, además de 26 personas reportadas desaparecidas. Aproximadamente 320 mil personas quedaron damnificadas en el sur, 175,500 viviendas quedaron destruidas completamente y 35.550 quedaron dañadas.

El último terremoto de gran magnitud que ha afectado a Perú ocurrió el 15 de agosto de 2007 con una magnitud de 7.9 en la escala de Richter, el epicentro ocurrió en la ciudad de Pisco (Ica). El terremoto dejó cientos de fallecidos, miles de heridos y cerca de 80,000 viviendas resultaron afectadas. La magnitud destructiva del terremoto también causó graves daños a la infraestructura de colegios y hospitales.

Las normas sísmicas peruanas se consideran relativamente jóvenes. En la primera mitad del siglo XX, la forma en la que se construía se planteaba de manera empírica o aplicando reglamentos y recomendaciones de países europeos y de Estados Unidos. Luego de seguir las recomendaciones de otros países, Perú presenta su primera norma sísmica nacional la cual data del año de 1970, entre sus características presentaba una regionalización sísmica con tres zonas y no estipulaba ningún factor de reducción de respuesta según el tipo de diseño estructural o nivel de diseño. La primera modificación de esta norma es realizada en el año de 1977, donde se incluye el factor de reducción de respuesta R .

Nuevamente en el año de 2003, luego de haber analizado el terremoto de Nazca, se modificó nuevamente la norma, ya que se observaron colegios nuevos severamente destruidos. Se multiplicaron los valores de R por 2.5, de modo que cuando se calculen las deformaciones laterales se obtengan valores mucho mayores. No es sino hasta llegar al año 2016 cuando se replanteó el mapa de zonificación sísmica en el cual se incluye una cuarta zona; esta es la norma de hoy en día. La elaboración de estas normas de diseño Sismorresistente combinan tres criterios para su elaboración: la sismicidad de la zona, el avance tecnológico disponible y la economía del país. Además de estos criterios se debe establecer un delicado equilibrio entre la seguridad y la economía, ya que no es económicamente viable elevar infinitamente los niveles de seguridad. (Torrealba, D. 2012)

Considerando los terremotos mencionados anteriormente y muchos otros, diferentes centros de investigación y universidades han podido desarrollar y perfeccionar las normas de diseño de edificaciones sismorresistentes que tenemos hoy en día para salvaguardar las edificaciones, y por ende las vidas, que futuros terremotos puedan poner en riesgo. En el caso de Perú está la Norma Técnica E.030 y en el caso de Venezuela la Norma COVENIN 1756-2001. En este Trabajo Especial de Grado se pretende que la norma peruana, actualizada en 2016, sirva como referencia para actualización de la norma venezolana, teniendo en cuenta además que, Perú comparado con Venezuela, presenta una mayor sismicidad.

CAPÍTULO 1

EL PROBLEMA Y BREVE DESCRIPCIÓN DE LA EDIFICACIÓN

1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Uno de los fenómenos naturales que más daños han ocasionado a nivel mundial han sido los Terremotos, los cuales han sido responsables de innumerables muertes y daños materiales a lo largo de la historia. La principal acción que se emplea para mitigar los daños ocasionados por los terremotos es la aplicación de las Normas Sísmicas. Cada vez que ocurre un terremoto deja lecciones importantes de los daños que presentaron las estructuras, lo cual con los trabajos de investigación que se realizan constantemente en Universidades y Centros de Investigación en el área de la Ingeniería Sismorresistente a nivel Mundial, permite que las normas sísmicas sean cada vez más eficientes en el diseño de estructuras para garantizar preservar la vida humana y los bienes materiales durante eventos sísmicos.

La filosofía del Diseño Sismorresistente consiste en evitar:

- Pérdidas de vidas humanas.
- Asegurar la continuidad de los servicios básicos.
- Minimizar los daños a los bienes materiales.

Se establece en relación a la filosofía del Diseño Sismorresistente los siguientes principios:

- Las estructuras no deben colapsar u ocasionar daños graves a las personas debido a la ocurrencia de terremotos severos que ocurran en el sitio durante su vida útil.
- Las estructuras deberían soportar sismos moderados que puedan ocurrir durante su vida de servicio sin daños graves que puedan afectar su funcionalidad.

(Norma Técnica E.030. 2016)

Para la realización de este Trabajo Especial de Grado se seleccionó un edificio aporticado de concreto armado diseñado usando la norma COVENIN 1756-2001. El análisis consistió en la comparación de los resultados de fuerzas cortantes, corte basal, momentos Torsores, desplazamientos y derivas, así como porcentajes de aceros en miembros seleccionados usando la norma COVENIN 1756-2001 y la NORMA TÉCNICA E.030.

1.2. OBJETIVO DE LA INVESTIGACIÓN

1.1.1. Objetivo General

- Desarrollar un análisis comparativo de un edificio aporticado de 12 niveles usando las normas sísmicas de Venezuela y Perú, definiendo su comportamiento a partir de las características estructurales del mismo.

1.1.2. Objetivos Específicos

- Analizar los resultados de fuerzas laterales en la edificación usando la norma COVENIN 1756-2001 y la Norma Técnica E.030.
- Analizar los resultados corte basal en la edificación usando la norma COVENIN 1756-2001 y la Norma Técnica E.030.
- Analizar los resultados de momentos Torsores en la edificación usando la norma COVENIN 1756-2001 y la Norma Técnica E.030
- Analizar los resultados de desplazamientos y derivas en la edificación usando la norma COVENIN 1756-2001 y la Norma Técnica E.030
- Analizar los resultados de porcentajes de acero en miembros seleccionados en la edificación usando la norma FONDONORMA 1753-2006 y la Norma Técnica E.060.

1.3. JUSTIFICACIÓN

Perú es un país que ha vivido importantes terremotos debido a su ubicación entre dos importantes placas como las de Nazca y Sudamérica, a lo largo de la historia la parte Sur del País ha sido golpeada en múltiples ocasiones por terremotos de grandes magnitudes lo cual ha dejado a miles de muertos e incontables daños materiales, incluso ciudades han quedado completamente devastadas por la ocurrencia de estos terremotos, en comparación a Venezuela que a lo largo de su historia ha sufrido pocos terremotos de grandes magnitudes, igualmente tales terremotos han dejado miles de personas fallecidas y de damnificados.

Considerando que Perú cuenta con una mayor historia sísmica que Venezuela, y que la norma sísmica de Perú (2016) es más reciente que la norma sísmica de Venezuela (2001), se podría inferir que contiene aspectos más relevantes que servirían de apoyo para el existente proceso de actualización de la Norma COVENIN 1756-2001. Este Trabajo Especial de Grado forma parte de la línea de investigación que desarrolla el Departamento de Estructuras de la Escuela de Ingeniería Civil de la UCAB dirigido por el Ing. Alfonso Malaver orientado a realizar análisis comparativos de la norma sísmica COVENIN 1756-2001 con normas sísmicas de otros países Latinoamericanos y del Caribe las cuales en su mayoría tienen mayor historia sísmica y/o son más actualizadas que la Venezolana, lo que permitiría realizar correcciones pertinentes que ayuden a mejorarla y de esta manera reducir las probabilidades de daños cada vez que ocurra un terremoto.

1.4. ALCANCE Y LIMITACIONES

- Para la realización de este Trabajo Especial de Grado se tomarán en cuenta la norma venezolana COVENIN 1756-2001 y la norma peruana NORMA TÉCNICA E.030. La edificación a estudiar se ubicará en zonas sísmicas que tengan factores de aceleración similares, e igualmente se ubicará en perfiles de suelos con las mismas características.

- El estudio consistirá en un análisis comparativo de la edificación por el Método de Superposición Modal que se referirá a corte basal, momentos torsores, fuerzas laterales, desplazamientos y porcentaje de aceros en miembros seleccionados.
- Para la NORMA TECNICA E.030 el Método de Superposición Modal será con tres grados de libertad.
- Para el análisis según la norma COVENIN 1756-2001, la línea de investigación del presente TRABAJO ESPECIAL DE GRADO plantea que el Método de Superposición Modal sea con Un Grado de Libertad y la aplicación de la Torsión Estática Equivalente. Para efectos comparativos entre ambas normas, la edificación también se analizará, según la norma venezolana, con Tres Grados de Libertad.

1.5. ANTECEDENTES

1.5.1. Estudio Comparativo de un Edificio de Concreto Armado Utilizando las Normas Sísmicas de Ecuador y Venezuela

Velásquez, H. y Fonten, L. (2015). **Estudio Comparativo de un Edificio de Concreto Armado Utilizando las Normas Sísmicas de Ecuador y Venezuela**. Trabajo Especial de Grado para Optar al Título de Ingeniero Civil. Universidad Católica Andrés Bello, Escuela de Ingeniería Civil, Caracas, Venezuela.

El objetivo de este Trabajo Especial de Grado fue realizar un análisis comparativo de un edificio aporticado de concreto armado de 12 niveles usando las normas sísmicas de Venezuela y Ecuador. El análisis consistió en la comparación de fuerzas laterales, cortes basales, momentos torsores, desplazamientos y porcentaje de acero en miembros seleccionados.

El edificio estudiado fue diseñado para uso de viviendas, aplicando la norma sísmica venezolana COVENIN 1756-2001. Para el análisis se ubicó en Caracas, en zona sísmica 5

($A_0=0.30g$) y fundado en un perfil de suelo S2, para el análisis con la norma ecuatoriana la edificación se ubicó en el Cantón de Urdaneta, Provincia de los Ríos en zona sísmica III ($Z=0.30g$) y fundado en un perfil del subsuelo D, el perfil de fundación de la edificación debe de ser similar para realizar el correcto análisis entre ambas normas. El edificio es de planta regular con dimensiones de 22.60 metros en dirección longitudinal y 19.40 metros en dirección transversal, con una altura de 34.20 metros. El sistema estructural está conformado por 6 pórticos de vigas altas en dirección longitudinal (X) y 5 pórticos de vigas altas en dirección transversal (Y) con simetría en este sentido, con losas nervadas de 25cm de espesor.

Del análisis comparativo de los resultados obtenidos entre ambas normas, se desprenden que, los periodos fundamentales de vibración obtenidos mediante el análisis dinámico, usando la norma ecuatoriana, resultaron mayores en un 26.85% para la dirección X y 28.57% para la dirección Y, con respecto a los obtenidos para la norma venezolana ya que la norma ecuatoriana considera secciones agrietadas y, por lo tanto, resultan edificios más flexibles. Este parámetro de agrietamiento influyó forma para los desplazamientos totales. también en los desplazamientos totales. Las derivas máximas obtenidas cumplieron los límites establecidos en ambas normas estudiadas.

1.5.2. Análisis Comparativo de un Edificio Aporticado de Concreto Armado Usando las Normas Sísmicas de Venezuela y Chile

Vergara C., Gabriel E. (2016) **Análisis Comparativo de un Edificio Aporticado de Concreto Armado Usando las Normas Sísmicas de Venezuela y Chile**. Trabajo Especial de Grado para optar al título de Ingeniero Civil. Universidad Católica Andrés Bello, Escuela de Ingeniería Civil. Caracas, Venezuela.

El objetivo de este Trabajo Especial de Grado fue realizar un análisis comparativo de un edificio aporticado de concreto armado de 12 niveles usando las normas sísmicas de Venezuela y Chile. El análisis consistió en la comparación de fuerzas laterales, cortes basales,

momentos torsores, desplazamientos y porcentaje de acero en miembros seleccionados. El edificio seleccionado para el análisis fue diseñado usando la norma COVENIN 1756-2001, el cual está destinado al uso de viviendas.

La edificación para el análisis se ubicó en Caracas, en zona sísmica 5 ($A_0=0.30g$) y fundado en un perfil de suelo S2, para el análisis con la norma chilena la edificación se ubicó en la Región Metropolitana de Santiago de Chile en zona sísmica 2 ($A_0=0.30g$) y fundado en un perfil de Suelo D, el perfil de fundación de la edificación debe de ser similar para realizar el correcto análisis entre ambas normas. El sistema estructural del edificio está conformado por 6 pórticos en dirección longitudinal (X) y 5 pórticos en dirección transversal (Y), con losas nervadas de 25cm de espesor con nervios paralelos al eje Y. La edificación en estudio es de planta regular con dimensiones de 22.60 metros y 19.40 metros en direcciones X y Y respectivamente, cuenta con 14 niveles los cuales constituyen una altura de 37.95 metros en los que se incluyen la sala de máquinas.

En vista de que Chile es un país altamente sísmico, en el cual con frecuencia ocurren terremotos de mediana y altas magnitudes, las exigencias en el diseño estructural son mucho más rigurosas, por tal motivo la norma chilena es mucho más estricta en los controles sismorresistente para las edificaciones.

Del análisis comparativo de los resultados obtenidos en este estudio, se concluye que, los cortes basales aplicando la norma venezolana fueron mayores al corte basal mínimo exigido por la misma, mientras que los cortes basales obtenidos aplicando la norma chilena fueron menores al mínimo exigido para ambas direcciones; por tanto, para la norma chilena los cortes se debieron incrementar en un 1.80% en dirección X y 31.20% en dirección Y, lo cual implicó a su vez, el incremento de las fuerzas laterales obtenidas bajo esta norma.

El control de los desplazamientos que presenta la norma venezolana están relacionados con los desplazamientos inelásticos, mientras que la norma chilena está referido a los

desplazamientos elásticos; por lo tanto, se realizó una equivalencia para comparar los desplazamientos relativos máximos. La diferencia que presentan los desplazamientos relativos con respecto al máximo exigido por la norma venezolana fue de 144% en dirección X y 127% en dirección Y, mientras que para la norma chilena la diferencia fue de 19% en dirección X y 1% en dirección Y. Estas diferencias nos indican que para la Norma COVENIN 1756-2001 el edificio en estudio es muy rígido y para la norma chilena el edificio cumple con los límites.

El presente Trabajo Especial de Grado sigue la línea de investigación desarrollada en el departamento de Estructuras de la escuela de Ingeniería Civil de la Universidad Católica Andrés Bello, la cual está dirigida a la realización de análisis comparativos de la norma COVENIN 1756-2001 con normas sísmicas de otros países de Latinoamérica, se comparan los valores de los parámetros utilizados en el diseño sismorresistente con el fin de determinar el comportamiento de edificaciones diseñadas con la norma COVENIN 1756-2001 con normas que se encuentran más actualizadas.

1.6. DESCRIPCIÓN DE LA EDIFICACIÓN

El edificio que será analizado fue diseñado bajo la Norma venezolana COVENIN 1756-2001 para la ciudad de Caracas, bajo la premisa de ser un desarrollo privado habitacional multifamiliar. Los primeros 12 pisos son de sección rectangular igual de 22.60m en el eje X y 19.40m en el eje Y y una altura de entresijos de 2.85m, los siguientes dos pisos extra en la azotea que funcionan como sala de máquinas, tienen sección rectangular de 4.30m en X y 5.20m en Y, la altura del entresijo 13 es de 1.65m y del 14 es de 2.10m y la losa de todos los pisos del edificio es nervada en el eje Y de 25cm de espesor.

La distribución de las vigas es igual en cada uno de los pisos del edificio, aunque, en un mismo piso varía dependiendo del pórtico; perimetralmente las vigas son de 30x60cm e internamente de 40x60cm y 35x50cm. En el caso de las columnas, la sección se reduce cada 4 pisos, si tiene una sección de 50x60cm en los primeros cuatro pisos, entre los pisos 4 y 8 la

17

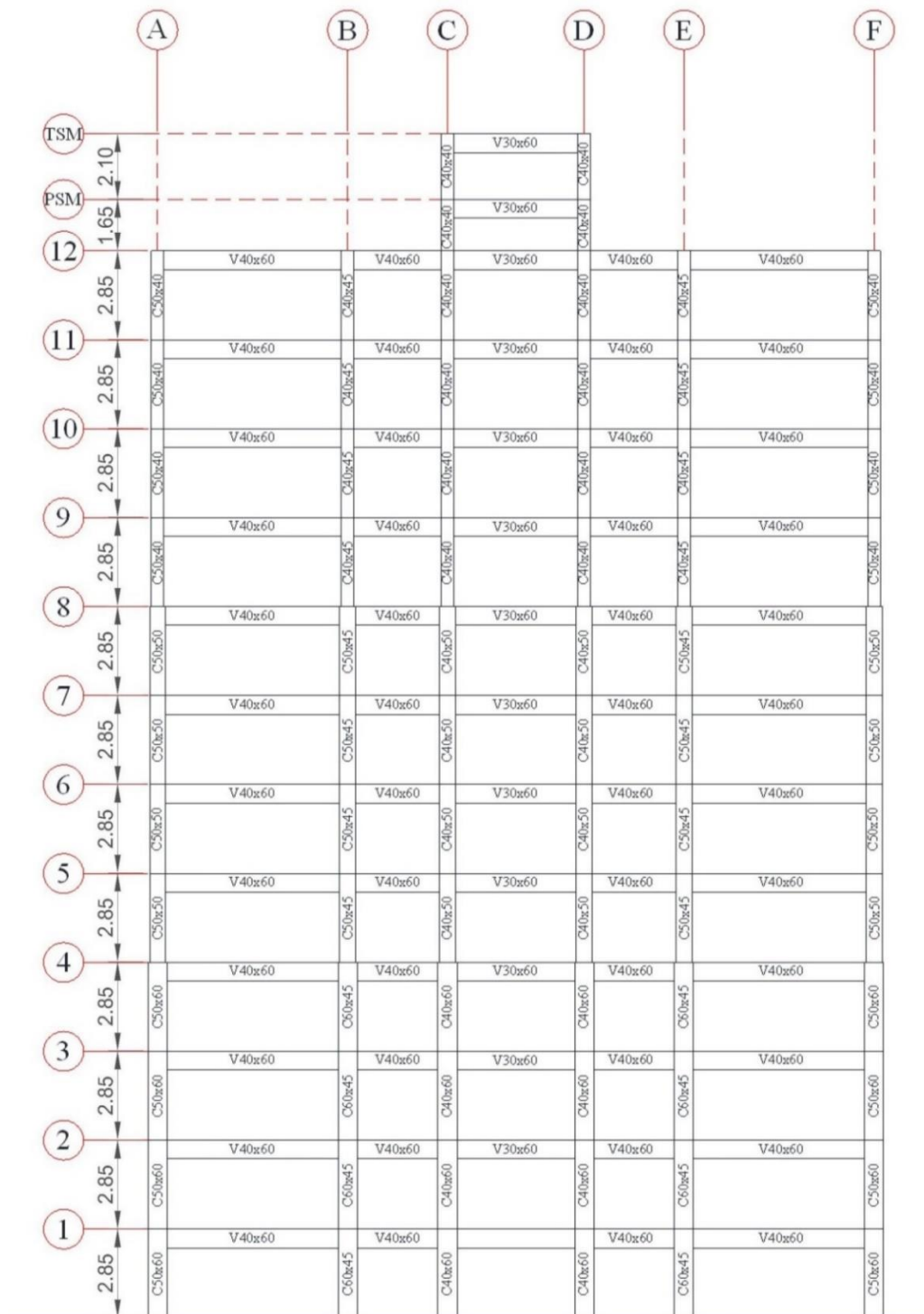


Figura 1.2 Elevación pórtico 3

1.7. MODELACIÓN ESTRUCTURAL DE LA EDIFICIACIÓN

La edificación se modeló usando el Programa de Cálculo Automatizado ETABS v16.2.0, desarrollado por la Compañía CSI (COMPUTER AND STRUCTURE, INC 2016). En el modelo se tomaron los diafragmas de piso rígidos, formados por juntas y miembros en donde se podrá utilizar el modelo con masas concentradas por cada nivel.

1.8. MATERIALES UTILIZADOS

En la **Tabla 1.1.** se presentan los materiales utilizados para la construcción del edificio que será analizado:

Tabla 1.1 *Materiales Utilizados.*

Material	Propiedad	Coefficiente
Concreto	Módulo de Elasticidad (Kg/cm^2)	238,752
	Resistencia (Kg/cm^2)	250
	Peso Específico (Kg/m^3)	2,500
Acero	Módulo de Elasticidad (Kg/cm^2)	2,100,000
	Resistencia (Kg/cm^2)	4,200

CAPÍTULO 2

CÁLCULO DEL PESO DE LA EDIFICACIÓN

Para el cálculo del peso de la edificación se consideró la Norma COVENIN 2002-88 “Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones” de Venezuela que indica los criterios y acciones mínimas de la edificación según corresponda.

2.1. ACCIONES PERMANENTES

Las cargas permanentes son las que actúan continuamente sobre la edificación y cuya magnitud puede considerarse invariable en el tiempo, como lo son: las cargas del peso propio de los componentes estructurales y no estructurales (pavimentos, paredes, tabiques, frisos, entre otros). Dichas cargas se calcularon bajo el cumplimiento del capítulo 4 (acciones permanentes) de la Norma COVENIN 2002-88 “Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones”, los pesos unitarios de los materiales de construcción utilizados se presentaron en la **Tabla 1.1.**

2.1.1. Vigas

El peso de cada viga se calculó utilizando las secciones de cada una por su longitud y peso unitario del concreto (**Tabla 1.1.**), en la **Tabla 2.2.** se presenta la sumatoria del peso de las vigas por nivel.

2.1.2. Columnas

El peso de cada columna propia de un nivel será la suma de la mitad de la columna que esté por encima del nivel en estudio más la mitad del peso de la columna que está debajo de él mismo, dicho peso se obtuvo al multiplicar el volumen por el peso unitario del concreto (**Tabla 1.1.**), en la **Tabla 2.2.** se presenta la sumatoria del peso de las columnas por nivel.

2.1.3. Losas, friso, piso acabado, tabiquería impermeabilización y máquinas de ascensores.

El peso de las losas, friso, piso acabado, impermeabilización y máquinas de ascensores se determinó multiplicando el área de cada nivel por el peso unitario correspondiente, considerando lo expuesto a continuación:

- Todas las losas tienen un espesor de 25cm
- La impermeabilización solo se consideró en los niveles 14 y 12 (losas de techo) de la edificación
- El área utilizada para las máquinas de ascensores corresponde a la del nivel 13
- El peso unitario típico de la tabiquería, la maquinaria de ascensores, friso de placa y acabado de pisos se obtuvo del capítulo 4 (acciones permanentes) de la Norma COVENIN 2002-88 “Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones”.

En la **Tabla 2.1** se presentan los pesos unitarios para las cargas mencionadas.

Tabla 2.1 Pesos unitarios de cargas permanentes.

Descripción	Peso (Kgf/m ²)
Peso Propio Losa Nervada	315
Tabiquería (e=10cm)	150
Piso Acabado	100
Friso por debajo de la placa	30
Impermeabilización ⁽¹⁾	5
Máquinas de ascensores	1300

Nota: (1) Manto asfáltico de 4mm de espesor

En la **Tabla 2.2.** se presenta la sumatoria de pesos por nivel para columnas, vigas, losas, tabiquería

Tabla 2.2 Cargas permanentes

Nivel	Área m ²	Columnas Ton	Viga Ton	Losa Ton	Tabiquería Ton	Acabado Ton	Friso Ton	Total Ton
14	22.36	1.68	7.83	7.04	0.00	⁽¹⁾ *2.35	0.67	19.57
13	13.76	3.00	11.43	4.33	0.00	⁽²⁾ *19.26	0.41	38.44
12	419.09	21.13	107.38	132.01	0.00	⁽³⁾ *44.00	12.57	317.10
11	419.09	39.62	107.38	132.01	62.86	41.91	12.57	396.35
10	419.09	39.62	107.38	132.01	62.86	41.91	12.57	396.35
9	419.09	39.62	107.38	132.01	62.86	41.91	12.57	396.35
8	419.09	44.57	106.20	132.01	62.86	41.91	12.57	400.12
7	419.09	49.52	106.20	132.01	62.86	41.91	12.57	405.07
6	419.09	49.52	106.20	132.01	62.86	41.91	12.57	405.07
5	419.09	49.52	106.20	132.01	62.86	41.91	12.57	405.07
4	419.09	54.47	105.01	132.01	62.86	41.91	12.57	408.84
3	419.09	59.42	105.01	132.01	62.86	41.91	12.57	413.79
2	419.09	59.42	105.01	132.01	62.86	41.91	12.57	413.79
1	419.09	59.42	105.01	132.01	62.86	41.91	12.57	413.79
PB	0	29.71	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	29.71
TOTAL		600.23	1293.62	1595.54	691.50	526.62	151.96	4859.45

Nota: (1) el número representa la sumatoria de acabado de piso e impermeabilización.

(2) el número representa la sumatoria de acabado de piso y maquinaria de ascensores.

(3) el número representa la sumatoria de acabado de piso e impermeabilización.

2.2. ACCIONES VARIABLES

Para el cálculo de las cargas variables de la edificación se garantizó el cumplimiento del capítulo 5 (acciones variables) de la Norma COVENIN 2002-88 “Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones”.

Se aplicaron dos cargas diferentes, un peso unitario para los entrepisos de vivienda y otro para el techo; ambos se presentan en la **Tabla 2.3**.

Tabla 2.3 Pesos unitarios de cargas variables.

Descripción	Peso unitario (kg/m ²)
Carga viva de losa	175
Carga viva de techo	100

En la **Tabla 2.4**, se presentan las cargas variables totales por nivel de la edificación motivo de estudio.

Tabla 2.4 Cargas variables totales.

Nivel	Área	Losa	Techo	Total
	m ²	Ton	Ton	Ton
14	22.36	0.00	2.24	2.24
13	13.76	4.82	0.00	4.82
12	419.09	0.00	41.91	41.91
11	419.09	73.34	0.00	73.34
10	419.09	73.34	0.00	73.34
9	419.09	73.34	0.00	73.34
8	419.09	73.34	0.00	73.34
7	419.09	73.34	0.00	73.34
6	419.09	73.34	0.00	73.34
5	419.09	73.34	0.00	73.34
4	419.09	73.34	0.00	73.34
3	419.09	73.34	0.00	73.34
2	419.09	73.34	0.00	73.34
1	419.09	73.34	0.00	73.34
PB	419.09	0.00	0.00	0.00
TOTAL		811.56	44.15	855.71

2.3. PESO TOTAL DE LA EDIFICACIÓN

Para el cálculo del peso total de la edificación (W_i) se debe cumplir con lo expuesto en la sección 7.1 de la Norma COVENIN 1756-2001; dicha sección especifica que, para el caso de viviendas como lo es la edificación en estudio, se debe sumar el 100% de la carga permanente (CP) con el 25% de la carga variable (CV). Según lo expresado anteriormente, la **Tabla 2.5**, presenta el peso total de la estructura.

$$W_i = CP + 0.25 \times CV \quad (Ec. 2.1)$$

Tabla 2.5 *Peso total de la edificación.*

Nivel	CP	CV	TOTAL
	Ton	Ton	Ton
14	19.57	2.24	20.13
13	38.44	4.82	39.65
12	317.10	41.91	327.57
11	396.35	73.34	414.69
10	396.35	73.34	414.69
9	396.35	73.34	414.69
8	400.12	73.34	418.46
7	405.07	73.34	423.41
6	405.07	73.34	423.41
5	405.07	73.34	423.41
4	408.84	73.34	427.18
3	413.79	73.34	432.13
2	413.79	73.34	432.13
1	413.79	73.34	432.13
PB	29.71	0.00	29.71
TOTAL	4859.45	855.71	5073.38

El Programa de Cálculo Automatizado ETABS v16.2.0 permite obtener, a partir del peso unitario de los materiales y las secciones tanto de vigas como de columnas, el peso total de la edificación objeto de estudio; se realizó una comparación con respecto a los valores obtenidos manualmente y se observa en la **Tabla 2.6.** que la diferencia es de apenas un 0.10%. Para la continuación del estudio se utilizarán los valores obtenidos a partir del programa de cálculo mencionado.

Tabla 2.6 Comparación de Pesos Calculados Manualmente con Respecto los Obtenidos por ETABS.

Nivel	CP+0.25CV	ETABS	Diferencia
	Ton	Ton	%
14	20.13	20.13	0.00
13	39.65	39.92	0.68
12	327.57	327.98	0.12
11	414.69	415.09	0.10
10	414.69	415.09	0.10
9	414.69	415.09	0.10
8	418.46	418.86	0.10
7	423.41	423.81	0.10
6	423.41	423.81	0.10
5	423.41	423.81	0.10
4	427.18	427.58	0.09
3	432.13	432.53	0.09
2	432.13	432.53	0.09
1	432.13	432.53	0.09
PB	29.71	29.71	0.00
TOTAL	5073.38	5078.51	0.10

2.4. ESTIMACIÓN DEL PESO DE LA EDIFICACIÓN SEGÚN LA NORMA E.020

A modo de comparación se calcularán los pesos según el cumplimiento de la Norma E.020 “Cargas” de Perú, la cual indica las cargas muertas y vivas que se deben considerar para el análisis de la edificación.

2.4.1. Carga Muerta

En el Capítulo 2 de la Norma E.020 se expresan las cargas muertas que se deben considerar en toda edificación. La **Tabla 2.7.** presenta los pesos unitarios de las cargas correspondientes.

Tabla 2.7 Pesos Unitarios de Cargas Muertas.

Descripción	Peso (Kgf/m ²)
Peso Propio Losa Nervada	315
Tabiquería	100
Piso Acabado	100
Friso por debajo de la placa	30
Impermeabilización ⁽¹⁾	5
Máquinas de ascensores	1300

Nota: (1) Manto asfáltico de 4mm de espesor

En la **Tabla 2.8.** se presenta la sumatoria de pesos por nivel para columnas, vigas, losas, tabiquería, acabado, friso y sala de máquinas.

Tabla 2.8 Cargas Muertas.

Nivel	Área	Columnas	Viga	Losa	Tabiquería	Acabado	Friso	Total
	m ²	Ton	Ton	Ton	Ton	Ton	Ton	Ton
14	22.36	1.68	7.83	7.04	0.00	2.35	0.67	19.57
13	13.76	3.00	11.43	4.33	0.00	19.26	0.41	38.44
12	419.09	21.13	107.38	132.01	0.00	44.00	12.57	317.10
11	419.09	39.62	107.38	132.01	41.91	41.91	12.57	375.40
10	419.09	39.62	107.38	132.01	41.91	41.91	12.57	375.40
9	419.09	39.62	107.38	132.01	41.91	41.91	12.57	375.40
8	419.09	44.57	106.20	132.01	41.91	41.91	12.57	379.17
7	419.09	49.52	106.20	132.01	41.91	41.91	12.57	384.12
6	419.09	49.52	106.20	132.01	41.91	41.91	12.57	384.12
5	419.09	49.52	106.20	132.01	41.91	41.91	12.57	384.12
4	419.0	54.47	105.01	132.01	41.91	41.91	12.57	387.89

	9							
3	419.09	59.42	105.01	132.01	41.91	41.91	12.57	392.84
2	419.09	59.42	105.01	132.01	41.91	41.91	12.57	392.84
1	419.09	59.42	105.01	132.01	41.91	41.91	12.57	392.84
PB	0	29.71	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	29.71
TOTAL		600.23	1293.62	1595.54	461.00	526.62	151.96	4628.95

2.4.2. Carga Viva

Para el cálculo de las cargas vivas de la edificación se garantizó el cumplimiento del capítulo 2 de la Norma E.020.

Se aplicaron dos cargas diferentes, un peso unitario para los entrepisos de vivienda y otro para el techo; ambos se presentan en la **Tabla 2.9**.

Tabla 2.9 Pesos unitarios de cargas variables.

Descripción	Peso unitario (kg/m ²)
carga viva de vivienda	200
carga viva de techo	100

La **Tabla 2.10**, presenta los valores totales correspondientes a la carga viva que se le aplicaría la edificación.

Tabla 2.10 Cargas Vivas.

Nivel	Vivienda	Techo	Total
	Ton	Ton	Ton
14	0.00	2.24	2.24
13	5.50	0.00	5.50
12	0.00	41.91	41.91

11	83.82	0.00	83.82
10	83.82	0.00	83.82
9	83.82	0.00	83.82
8	83.82	0.00	83.82
7	83.82	0.00	83.82
6	83.82	0.00	83.82
5	83.82	0.00	83.82
4	83.82	0.00	83.82
3	83.82	0.00	83.82
2	83.82	0.00	83.82
1	83.82	0.00	83.82
Total	927.50	44.15	971.65

2.4.3. Peso total de la edificación

Para el cálculo del peso total de la edificación (W_i) se debe cumplir con lo expuesto en la sección 4.3 de la Norma Técnica E.030; dicha sección específica que, para el caso de viviendas como lo es la edificación en estudio, se debe sumar el 100% de la carga permanente (CP) con el 25% de la carga viva (CV), considerando que se trata de una edificación categoría C (Véase sección 5.6). La **Tabla 2.11.** presenta el peso total de la estructura en cumplimiento con la Norma Técnica E.030.

$$W_i = CP + 0.25 \times CV \quad (Ec. 2.2)$$

Tabla 2.11 *Peso total de la Edificación Según la Norma Técnica E.030*

Nivel	CP	CV	Total
	Ton	Ton	Ton
14	19.57	2.24	20.13
13	38.44	5.50	39.82
12	317.10	41.91	327.57
11	375.40	83.82	396.35
10	375.40	83.82	396.35

9	375.40	83.82	396.35
8	379.17	83.82	400.12
7	384.12	83.82	405.07
6	384.12	83.82	405.07
5	384.12	83.82	405.07
4	387.89	83.82	408.84
3	392.84	83.82	413.79
2	392.84	83.82	413.79
1	392.84	83.82	413.79
PB	29.71	0.00	29.71
Total	4628.95	971.65	4871.86

Comparando el peso total de la edificación calculado según la Norma COVENIN 2002-88 “Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones” (Venezuela) y la Norma Técnica E.020 “Cargas” (Perú) se obtuvieron los siguientes resultados expresados en la **Tabla 2.12**.

Tabla 2.12 Comparación de Pesos Totales según la Norma COVENIN 2002-88 y la Norma Técnica E.030.

Norma	CP+0.25CV	Diferencia
E.020	4871.86	3.97%
COVENIN 2002-88	5073.02	

A pesar de la diferencia de pesos totales de 3.97% expresado en la **Tabla 2.11**, entre ambos países, se utilizarán los pesos obtenidos según la Norma COVENIN 2002-88 ya que el objetivo del presente Trabajo Especial de Grado es comparar las normas Sismorresistentes entre ambos países, mas no las normas utilizadas para el cálculo de cargas.

CAPÍTULO 3

CÁLCULO DE CENTROS DE MASA, CORTE Y RIGIDEZ

Para el cálculo de los centros de masa, corte y rigidez es necesario ubicar el origen de coordenadas del sistema de ejes ortogonales (X, Y) en algún punto de la planta típica de la edificación; en este caso se ubicó en la intersección entre los pórticos “A” y “1” (**Figura 1.1**)

3.1. CENTRO DE MASA

El centro de masa es el punto geométrico en el cual se puede considerar como concentrada toda la masa del sistema; para obtener dicho centro es necesario obtener la sumatoria de los momentos estáticos producidos por todas las cargas verticales que actúan en el entrepiso estudiado para dividir dicha suma entre la sumatoria del peso total del mismo:

$$X_{CMi} = \frac{\sum(Wj \cdot Xj)}{Wi} \quad (Ec. 3.1)$$

$$Y_{CMi} = \frac{\sum(Wj \cdot Yj)}{Wi} \quad (Ec. 3.2)$$

Donde:

Wi: peso total del nivel i

Wj: peso parcial de un área geométrica regular del nivel i

Xj, Yj: coordenadas del peso parcial con respecto al origen de coordenadas del sistema

3.2. CENTRO DE CORTE

El punto donde actúan todas las fuerzas cortantes de un nivel es considerado el centro de corte y para poder determinarlo es necesario conocer, además de todas las fuerzas laterales aplicadas por nivel, el centro de masas del mismo. A continuación, se presentan las formulas necesarias para determinarlo:

$$X_{Cci} = \frac{\sum(Fxj * X^j_{CM})}{V_{yi}} \quad (Ec. \quad 3.3)$$

$$Y_{Cci} = \frac{\sum(Fyj * Y^j_{CM})}{V_{xi}} \quad (Ec. \quad 3.4)$$

Donde:

Fxj, Fyj: fuerzas laterales en el nivel j en las direcciones X y Y respectivamente

X^j_{CM}, Y^j_{CM}: coordenadas del centro de masa del nivel j

Vxi, Vyi: fuerzas cortantes en el entrepiso i en las direcciones X y Y.

3.3. RIGIDEZ Y CENTRO DE RIGIDEZ

Se define como rigidez lateral o de entrepiso a la oposición de la estructura a ser deformada entre un nivel y otro por las cargas horizontales aplicadas en cada nivel; el centro de rigidez será el centro geométrico de las rigideces de los elementos estructurales en un nivel y el punto en el cual debe aplicarse la fuerza cortante para que un nivel no rote con respecto al nivel inferior.

Para el cálculo de la rigidez se utilizó el Método expuesto en el Manual de Aplicación de la Norma de Edificaciones Sismorresistentes:

- Primer entrepiso:

$$K_p = \frac{24E}{H^2 \left[\frac{2}{\sum K_c} + \frac{1}{\sum K_v + \frac{\sum K_c}{12}} \right]} \quad (\text{Ec. 3.5})$$

– Demás entrepisos:

$$K_p = \frac{24E}{H^2 \left[\frac{2}{\sum K_c} + \frac{1}{\sum K_{v_i}} + \frac{1}{\sum K_{v_s}} \right]} \quad (\text{Ec. 3.6})$$

Donde:

E: Módulo de Elasticidad

H: altura del entrepiso

$\sum K_c$: Sumatoria de los valores I/H para todas las columnas del entrepiso

$\sum K_v$: Sumatoria de los valores I/L para todas las vigas del entrepiso

$\sum K_{v_i}$: Sumatoria de los valores I/L para todas las vigas del nivel inferior al entrepiso estudiado

$\sum K_{v_s}$: Sumatoria de los valores I/L para todas las vigas del nivel superior al entrepiso estudiado

I: Momento de inercia con respecto al eje perpendicular al plano del pórtico

L: longitud de la viga

Con respecto al cálculo para obtener las coordenadas del centro de rigidez se utilizaron las siguientes expresiones:

$$X_{CR} = \frac{\sum K_{p_y} * X_p}{K_y} \quad (\text{Ec. 3.7})$$

$$Y_{CR} = \frac{\sum K_{p_x} * Y_p}{K_x} \quad (\text{Ec. 3.8})$$

Donde:

Kpy: Es la rigidez de entrepiso en un pórtico Q orientado en la dirección Y.

Kpx: Es la rigidez de entrepiso en un pórtico P orientado en la dirección X.

Kx: Es la rigidez del entrepiso en la Dirección X.

Ky: Es la rigidez del entrepiso en la Dirección Y.

Xp: Es la distancia en “X” del pórtico Q hasta el origen de coordenadas.

Yp: Es la distancia en “Y” del pórtico P hasta el origen de coordenadas.

La **Tabla 3.1.** presenta el resumen de las coordenadas para los centros de masa, corte y rigidez cuyos cálculos se presentan en el ANEXO B.

Tabla 3.1 Centros de Masa, Corte y Rigidez.

Nivel	CENTRO DE MASA		CENTRO DE CORTE		CENTRO DE RIGIDEZ	
	Xcm (m)	Ycm (m)	Xcc (m)	Ycc (m)	Xcr (m)	Ycr (m)
12	11.30	9.67	11.30	9.67	11.30	9.50
11	11.30	9.66	11.30	9.66	11.30	9.50
10	11.30	9.66	11.30	9.66	11.30	9.50
9	11.30	9.65	11.30	9.66	11.30	9.50
8	11.30	9.65	11.30	9.66	11.30	9.50
7	11.30	9.65	11.30	9.66	11.30	9.50
6	11.30	9.65	11.30	9.66	11.30	9.50
5	11.30	9.65	11.30	9.66	11.30	9.50
4	11.30	9.65	11.30	9.66	11.30	9.49
3	11.30	9.65	11.30	9.66	11.30	9.49
2	11.30	9.65	11.30	9.66	11.30	9.49
1	11.30	9.65	11.30	9.66	11.30	9.51

CAPÍTULO 4

ANÁLISIS SÍSMICO SEGÚN LA NORMA COVENIN 1756-2001

4.1. ALCANCE

La norma COVENIN 1756-2001 establece los criterios de análisis y diseño para edificaciones situadas en zonas con probabilidades de ocurrencia de movimientos sísmicos, las disposiciones de la norma tienen como objetivo proteger vidas, y aminorar los daños esperados en las edificaciones. Asimismo, mantener operativas las edificaciones esenciales, se le realizarán estudios especiales a este tipo de edificaciones para garantizar su funcionalidad luego de la ocurrencia de sismos extremos.

La norma COVENIN 1756-2001 está orientada al diseño de nuevas edificaciones de concreto armado, acero o mixtas de acero-concreto, de comportamiento tipificable, en las cuales se puedan utilizar simplificaciones fundamentadas en experiencias previas. La evaluación, adecuación o reparación de construcciones existentes, se ajustará a lo que establece el capítulo 12 de la norma.

La norma se aplicará al análisis sismorresistente de una edificación de concreto armado de 12 niveles. El análisis tomará en cuenta los efectos traslacionales y los efectos torsionales. Para la aplicación de la norma, la edificación deberá quedar clasificada de acuerdo a:

- El uso para el cual está destinada.
- El nivel de diseño.
- El tipo de estructura.
- La regularidad de la estructura.

4.2. FUNDAMENTOS E HIPÓTESIS BÁSICA

La norma COVENIN 1756-2001 tiene como filosofía que todas las edificaciones que se diseñen siguiendo sus lineamientos deban cumplir con lo siguiente:

- Bajo movimientos sísmicos menores o frecuentes pueden sufrir daños no estructurales despreciables, que no afecten su operación o funcionamiento.
- Bajo movimientos sísmicos moderados u ocasionales podrán sufrir daños moderados en sus componentes no-estructurales y daños muy limitados en los componentes estructurales.
- Bajo movimientos sísmicos establecidos en la Norma, utilizados para el análisis dinámico de las estructuras, debe existir una muy baja probabilidad de alcanzar el estado de agotamiento resistente y los daños estructurales y no-estructurales sean, en su mayoría, reparables.
- Bajo movimientos sísmicos especialmente severos, en exceso de los especificados en la Norma, se reduzca la probabilidad de derrumbe, aunque la reparación de la edificación pueda ser inviable económicamente.

4.3. ZONIFICACIÓN SÍSMICA

Considerando los parámetros propios de la Norma, para obtener el valor de la Aceleración horizontal (A_0) a utilizar en el edificio, fue necesario determinar la zona sísmica.

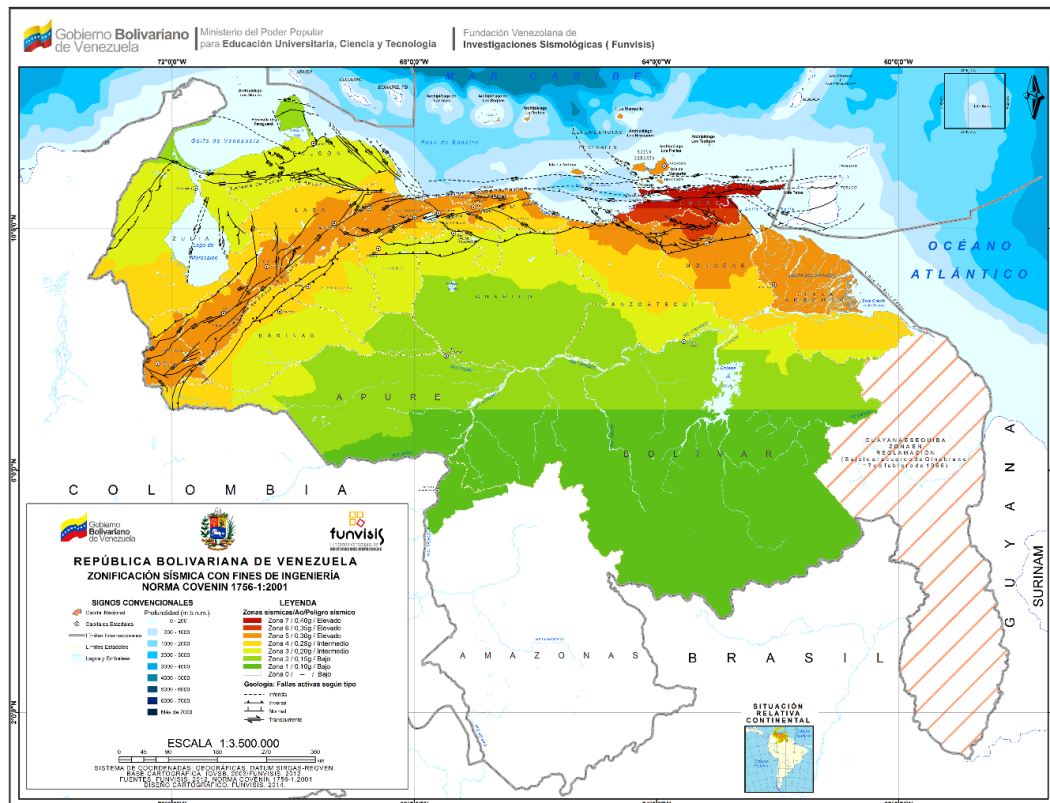
El edificio objeto de estudio se encuentra en la ciudad de Caracas, Dtto. Capital, según la **Figura 4.1** corresponde a una zona sísmica Nro. 5 (peligro sísmico elevado) (**Véase Tabla 4.1**), por lo cual se utilizó una aceleración horizontal $A_0=0.30g$.

Tabla 4.1 Valores de A_o .

Zonas Sísmicas	Peligro Sísmico	A_o (g)
7	Elevado	0.40
6		0.35
5		0.30
4	Intermedio	0.25
3		0.20
2		0.15
1	Bajo	0.10
0		--

Fuente: Norma COVENIN 1756-2001

En la **Figura 4.1** se presenta el Mapa de Zonificación Sísmica de Venezuela de la Norma COVENIN 1756-2001.



Fuente: Norma COVENIN 1756-2001

Figura 4.1 Mapa de Zonificación Sísmica de Venezuela.

4.4. FORMAS ESPECTRALES TIPIFICADAS DE LOS TERRENOS DE FUNDACIÓN

La norma venezolana considera cuatro formas espectrales tipificadas (S1 a S4) y un factor de corrección para el coeficiente de aceleración horizontal (ϕ), lo cuales dependen de las características del perfil geotécnico del terreno de fundación. La selección de la forma espectral dependerá del tipo de material de fundación, la velocidad promedio de las ondas de cortes en el perfil geotécnico, la zona sísmica y el espesor del estrato donde las ondas de corte sean mayores a 500m/s. La selección de la forma espectral y el factor ϕ se hizo de acuerdo a la **Tabla 4.2**, la cual es presentada en el Capítulo 5, sección 5.1, Tabla 5.1 de la Norma COVENIN 1756-2001.

Tabla 4.2 Forma espectral y factor de corrección ϕ .

Material	Vsp (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	S3	0.95
		>50	S3 ^(a)	0.70	S3	0.75
Suelos blandos/sueltos	<170	≤ 15	S3	0.70	S2	0.90
		>15	S3 ^(a)	0.0	S3	0.80
Suelos blandos o sueltos ^(b) intercalados con suelos más rígidos	-	H1	S3 ^(c)	0.65	S2	0.70

Fuente: Norma COVENIN 1756-2001

Nota: (a) Si $A_o \leq 0.15$ úsese S4

(b) El espesor de los estratos blandos o sueltos ($V_s < 170$ m/s) debe ser mayor que $0.1H$

(c) Si $H1 \geq 0.25H$ y $A_o \leq 0.20$ úsese S3

Dónde:

V_{sp} = Velocidad promedio de las ondas de corte en el perfil geotécnico.

H = Profundidad a la cual se consigue material cuya velocidad de las ondas de corte, V_s , es mayor que 500 m/s.

ϕ = Factor de corrección del coeficiente de aceleración horizontal.

H1 = Profundidad desde la superficie hasta el tope del estrato blando.

La edificación en estudio se encuentra sobre un suelo duro o denso ($V_{sp} = 250-400$ m/s), se consideró una profundidad del estrato entre 15 y 50m, por lo que le correspondía un **Suelo tipo S2**, y al encontrarse en la zona sísmica 5, le corresponde un factor de corrección **$\phi = 0.90$** .

4.5. CLASIFICACIÓN SEGÚN EL USO

Para los efectos de la aplicación de la norma COVENIN 1756-2001, las edificaciones serán clasificadas según su uso, nivel de diseño, tipo y regularidad estructural. Las clasificaciones según el uso se presentarán a continuación y la norma lo expresa en el Capítulo 6, sección 6.1.

- **GRUPO A:** Edificaciones que albergan instalaciones esenciales, de funcionamiento vital en condiciones de emergencia o cuya falla pueda dar lugar a cuantiosas pérdidas humanas o económicas, tales como, aunque no limitadas a: Hospitales, Edificios gubernamentales o municipales, museos, bibliotecas, estaciones de bomberos, cuarteles, estaciones de policía, edificaciones educacionales.

- **GRUPO B1:** Edificaciones de uso público o privado, densamente ocupadas, permanente o temporalmente, tales como: Edificios con capacidad de ocupación de más de 3000 personas o área techada de más de 20000 m², centros de salud no incluidos en el grupo A, edificaciones clasificadas en los grupos B2 o C que puedan poner en peligro las de este grupo.
- **GRUPO B2:** Edificaciones de uso público o privado, de baja ocupación, que no excedan los límites indicados en el Grupo B1, tales como: Viviendas, Edificios de apartamentos, de oficinas u hoteles, bancos, restaurantes, cines, teatros, almacenes y depósitos.
- **GRUPO C:** Construcciones no clasificables en los grupos anteriores, ni destinadas a la habitación o al uso público y cuyo derrumbe no pueda causar daños a edificaciones de los tres primeros grupos. En las edificaciones de grupo C se puede obviar la aplicación de esta norma siempre y cuando se adopten disposiciones constructivas que aseguren su estabilidad ante las acciones sísmicas previstas en el capítulo 4 de la Norma COVENIN 1756-2001.

La edificación en estudio se trata de un edificio de apartamentos por lo cual pertenece al **GRUPO B2**.

4.6. FACTOR DE IMPORTANCIA

Según la clasificación de uso, la norma establece un factor de importancia α , dicho factor se encuentra en el Capítulo 6, sección 6.1.3, Tabla 6.1 de la Norma. En la **Tabla 4.3**, se presentarán los valores del factor de importancia, de acuerdo al grupo en el que se encuentre la edificación.

Tabla 4.3 Factor de Importancia.

GRUPO	α
A	1.3
B1	1.15

B2	1
----	---

Fuente: Norma COVENIN 1756-2001

De acuerdo al grupo en el que se encuentra la edificación en estudio, **GRUPO B2**, le corresponde un factor de importancia $\alpha=1$.

4.7. CLASIFICACIÓN SEGÚN EL NIVEL DE DISEÑO

La norma especifica tres niveles de diseño para su aplicación, los cuales son:

- **NIVEL DE DISEÑO 1:** El diseño en zonas sísmicas no requiere la aplicación de requisitos adicionales a los establecidos para acciones gravitacionales.
- **NIVEL DE DISEÑO 2:** Requiere la aplicación de los requisitos adicionales para este Nivel de Diseño, establecidos en las Normas COVENIN-MINDUR.
- **NIVEL DE DISEÑO 3:** Requiere la aplicación de todos los requisitos adicionales para el diseño en zonas sísmicas establecidos en las Normas COVENIN-MINDUR.

El nivel de diseño requerido dependerá del grupo y a la zona sísmica a la cual pertenezca la edificación en estudio que se presentan en la **Tabla 4.4**.

Tabla 4.4 Niveles de Diseño.

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	ND2 (**)
	ND3		

Fuente: Norma COVENIN 1756-2001

(*) 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.

Mediante lo presentado en la **Tabla 4.4**, la edificación en estudio pertenece al Grupo B2 y se encuentra ubicada en la zona sísmica 5, además presenta una altura de 37.95 metros por lo tanto le corresponde un **Nivel de Diseño 3**.

4.8. CLASIFICACIÓN SEGÚN EL TIPO DE ESTRUCTURA

La norma establece diferentes tipos de sistemas estructurales en función a los componentes del sistema resistentes a terremotos, establece además que todos los tipos de estructuras a excepción del Tipo IV, deberán poseer diafragmas con la rigidez y resistencias necesarias para distribuir eficazmente las acciones sísmicas entre los diferentes miembros del sistema resistente a terremotos. En las zonas sísmicas de la 3 a la 7, ambas incluidas, no se permiten los sistemas de pisos sin vigas, ni pisos en donde todas las vigas sean planas del mismo espesor que las losas. Los diferentes tipos de sistemas estructurales que se presentan en el Capítulo 6, Sección 6.3.1. de la norma COVENIN 1756-2001 son los siguientes:

- **TIPO I:** Estructuras capaces de resistir la totalidad de las acciones sísmicas mediante sus vigas y columnas, tales como los sistemas estructurales constituidos por pórticos. Los ejes de columnas deben mantenerse continuos hasta su fundación.
- **TIPO II:** Estructuras constituidas por combinaciones de los Tipos I y III, teniendo ambos el mismo Nivel de Diseño. Su acción conjunta deber ser capaz de resistir la totalidad de las fuerzas sísmicas. Los pórticos por sí solos deberán estar en capacidad de resistir por lo menos el veinticinco por ciento (25%) de esas fuerzas.
- **TIPO III:** Estructuras capaces de resistir la totalidad de las acciones sísmicas mediante pórticos diagonalizados o muros estructurales de concreto armado o de sección mixta acero-concreto, que soportan la totalidad de las cargas permanentes y variables. Los últimos son los sistemas comúnmente llamados de muros. Se considerarán igualmente dentro de este Grupo las combinaciones de los Tipos I y

III, cuyos pórticos no sean capaces de resistir por sí solos por lo menos el veinticinco por ciento (25%) de las fuerzas sísmicas totales, respetando en su diseño, el Nivel de Diseño adoptado para toda la estructura. Se distinguen como Tipo III a los sistemas conformados por muros de concreto armado acoplados con dinteles o vigas dúctiles, así como los pórticos de acero con diagonales excéntricas acopladas con eslabones dúctiles.

- **TIPO IV:** Estructuras que no posean diafragmas con la rigidez y resistencia necesarias para distribuir eficazmente las fuerzas sísmicas entre los diversos miembros verticales. Estructuras sustentadas por una sola columna. Edificaciones con losas sin vigas.

Con respecto a lo descrito en esta sección se tiene que la edificación objeto de estudio es **Tipo I**.

4.9. CLASIFICACIÓN SEGÚN LA REGULARIDAD DE LA ESTRUCTURA

La norma clasifica las estructuras como regulares o irregulares. Considera las edificaciones como irregulares cuando en alguna de sus direcciones principales presente algunas de las siguientes características:

- Irregularidades verticales: entrepiso blando, entrepiso débil, aumento de las masas con la elevación, esbeltez excesiva.
- Irregularidades en planta: Gran excentricidad, riesgo torsional elevado, sistema no ortogonal, diagrama flexible.

El **ANEXO D** presenta los cálculos correspondientes a esta sección. Se determinó que la edificación objeto de estudio se trata de una **Estructura Regular**.

4.10. FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA

Los máximos valores para el factor de reducción de respuesta R , la norma los presenta en el Capítulo 6, sección 6.4, Tabla 6.4. El factor de reducción de respuesta R dependerá de lo

diferentes tipos de sistemas estructurales y niveles de diseño que se presentan en la **Tabla 4.5**, además el factor de reducción de respuesta depende de la regularidad de la estructura, si esta llegase a presentar alguna irregularidad el factor de reducción de respuesta se multiplicará por un factor que dependerá del tipo de irregularidad. Adicional a esto, si en alguna de las direcciones principales de análisis la estructura presente dos tipos de sistemas estructurales, se empleará en esa dirección el menor valor de R de los dados en la **Tabla 4.5**.

Tabla 4.5 Factor de Reducción de Respuesta R.

NIVEL DE DISEÑO	ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO				
	TIPO DE ESTRUCTURA (SECCIÓN 4.8)				
	I	II	III	IIIA	IV
ND3	6	5	4.5	5	2
ND2	4	3.5	3	3.5	1.5
ND1	2	1.75	1.5	2	1.25

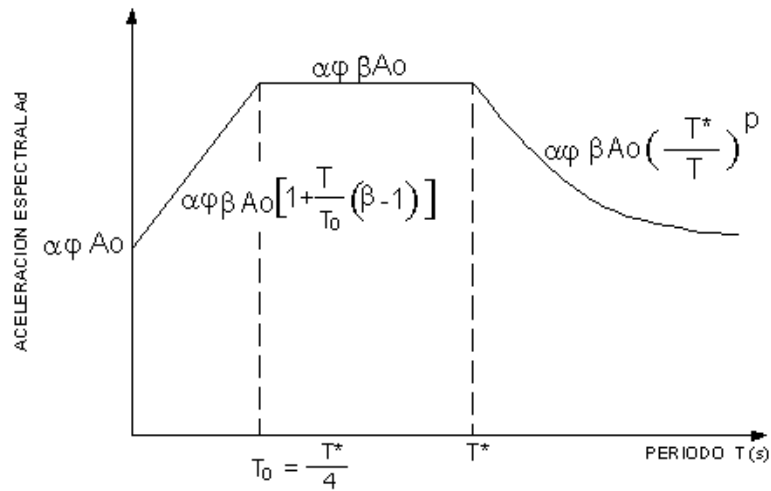
Fuente: Norma COVENIN 1756-2001

La edificación en estudio es del Tipo Estructural I y pertenece al Nivel de Diseño 3, por lo tanto, según la **Tabla 4.5**, el máximo valor de R que le corresponde es $R=6$.

4.11. ESPECTRO DE RESPUESTA ELÁSTICO Y DE DISEÑO

4.11.1. Espectro de Respuesta Elástico.

La norma COVENIN 1756-2001 presenta en el capítulo 7 las ecuaciones para el espectro de respuesta elástico, el cual se presenta en la **Figura 4.2**.



Fuente: Norma COVENIN 1756-2001

Figura 4.2 Espectro de respuesta elástico ($R=1$)

Para $T \leq T_0$

$$A_d = \alpha * \varphi * A_o * \left[1 + \frac{T}{T_0} * (\beta - 1) \right] \quad (\text{Ec. 4.1})$$

Para $T_0 < T \leq T^*$

$$A_d = \alpha * \varphi * A_o * \beta \quad (\text{Ec. 4.2})$$

Para $T > T^*$

$$A_d = \alpha * \varphi * A_o * \beta * \left(\frac{T^*}{T} \right)^p \quad (\text{Ec. 4.3})$$

4.11.2. Espectro de Diseño

La norma COVENIN 1756-2001 en el capítulo 7, presenta las ecuaciones para el cálculo de las ordenadas A_d , quedando definidas en función del período, de la forma siguiente:

Para $T \leq T^+$

$$A_d = \frac{\alpha * \varphi * A_o * \left[1 + \frac{T}{T^+} * (\beta - 1) \right]}{1 + \left(\frac{T}{T^+} \right)^c * (R - 1)} \quad (\text{Ec. 4.4})$$

Para $T^+ < T \leq T^*$

$$A_d = \frac{\alpha * \varphi * A_o * \beta}{R} \quad (\text{Ec. 4.5})$$

Para $T > T^*$

$$A_d = \frac{\alpha \cdot \phi \cdot A_0 \cdot \beta}{R} \left(\frac{T^*}{T} \right)^p \quad (Ec. 4.6)$$

En donde:

A_d: Ordenada del espectro de diseño, expresada como una fracción de la aceleración de gravedad.

α: Factor de importancia (**Tabla 4.3**).

A₀: Coeficiente de aceleración horizontal (**Tabla 4.1**).

φ: Factor de corrección del coeficiente de aceleración horizontal (**Tabla 4.2**).

β: Factor de magnificación promedio (**Tabla 4.6**).

T₀: 0.25T* Período a partir del cual los espectros normalizados tienen un valor constante (seg).

T*: Máximo período en el intervalo donde los espectros normalizados tienen un valor constante (**Tabla 4.6**).

T⁺ ≥ T₀ Período característico de variación de respuesta dúctil (seg) (**Tabla 4.7**).

c: $\sqrt[4]{R/\beta}$

R: Factor de reducción de respuesta (**Sección 4.10**).

p: Exponente que define la rama descendente del espectro.

Tabla 4.6 Valores de T^* , β , p .

FORMA ESPECTRAL	T* (seg)	β	p
S1	0.4	2.4	1
S2	0.7	2.6	1
S3	1	2.8	1
S4	1.3	3	0.8

Fuente: Norma COVENIN 1756-2001

Tabla 4.7 Valores de T^+ ⁽¹⁾.

Caso	T ⁺ (seg)
R < 5	0.1 (R-1)
R ≥ 5	0.4

Nota:⁽¹⁾ $T_0 \leq T^+$

Fuente: Norma COVENIN 1756-2001

La edificación en estudio tiene una forma espectral **S2**, considerando los parámetros de la **Tabla 4.6**, le corresponden los valores de:

$$T^* = 0.7 \text{ seg.}$$

$$\beta = 2.6.$$

$$p = 1.$$

En el mismo sentido, considerando la **Tabla 4.7**, para un factor de reducción de respuesta $R=6$, el valor de T^+ que le corresponde a la edificación en estudio fue de $T^+=0.4$.

En la **Tabla 4.8** se presentará un resumen los valores presentados en las secciones anteriores necesarios para la preparación del espectro de diseño del análisis Sismorresistente de la edificación en estudio según la norma COVENIN 1756-2001.

Tabla 4.8 Parámetros para el Espectro según la Norma COVENIN 1756-2001.

COVENIN 1756-2001	Descripción	Parámetro	Valor
Tabla 4.1	Zona sísmica	-	5
Figura 4.1	Aceleración horizontal	A_0 (g)	0.3
Tabla 5.1	Forma espectral	-	S2
	Factor de corrección	ϕ	0.9
Capítulo 6. Sección 6.1	Clasificación según el uso	GRUPO	B2
Tabla 6.1	Factor de importancia	α	1
Tabla 6.2	Nivel de diseño	ND	ND3
Capítulo 6. Sección 6.3.1	Sistema estructural	TIPO	TIPO I
Tabla 6.4	Factor de reducción	R	6
Tabla 7.1	Máximo período	T^* (seg)	0.7
	Factor de magnificación promedio	β	2.6
	Exponente que define rama de espectro	p	1

En la **Figura 4.3** se presentan los Espectros de Respuesta Elástica y Diseño correspondientes al edificio objeto de estudio.

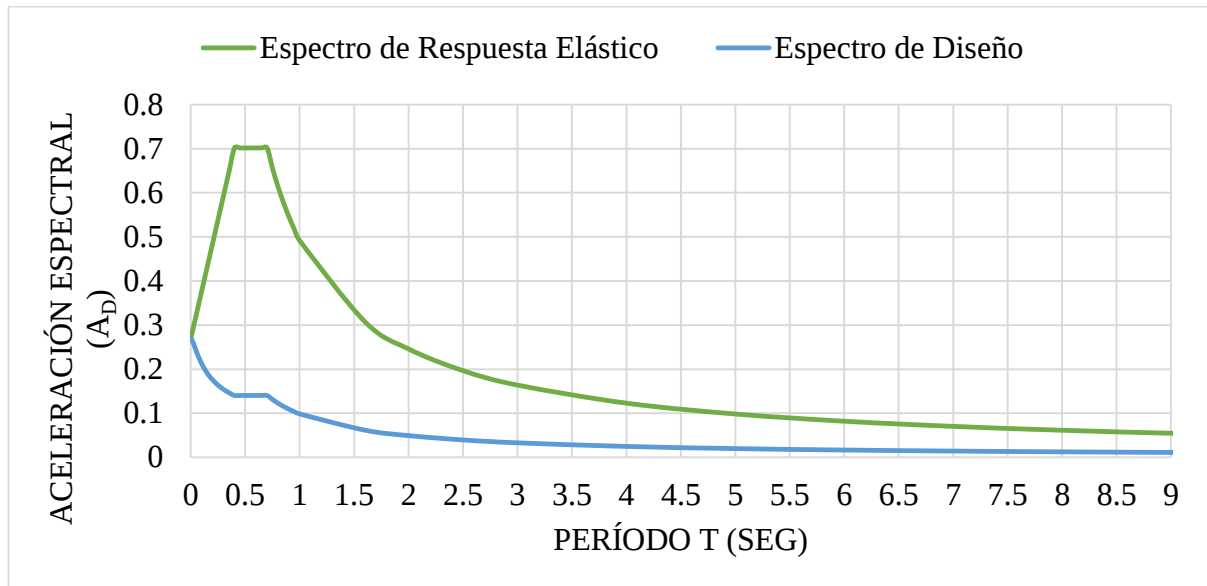


Figura 4.3 Espectros de Respuesta Elástica y de Diseño

Las ecuaciones presentadas a continuación definen cada una de las ramas de los espectros reflejados en la Figura anterior:

- Espectro Elástico

$$T < T_0 = 0.125s$$

$$A_d = 1.00 * 0.90 * 0.30 * \left[1.00 + \frac{T}{(0.25 * 0.70)} * (2.60 - 1.00) \right] \rightarrow$$

$$A_d = (0.27 + 2.468 * T)g$$

$$T_0 \leq T \leq T^* = 0.70s$$

$$A_d = 1.00 * 0.90 * 0.30 * 2.60 \rightarrow A_d = 0.702g$$

$$T > T^* = 0.70s$$

$$A_d = 1.00 * 0.90 * 0.30 * 2.60 * \left(\frac{0.70}{T} \right)^{1.00} \rightarrow A_d = \frac{0.491}{T} g$$

- Espectro de diseño

$$T < T^+ = 0.40s$$

$$A_d = \frac{1.00 * 0.90 * 0.30 * \left[1.00 + \frac{T}{0.40} * (2.60 - 1.00) \right]}{1.00 + \left(\frac{T}{0.40} \right)^{1.23} * (6.00 - 1.00)} \rightarrow$$

$$A_d = \frac{0.27 + 1.08 T}{1.00 + 15.433 * T^{1.23}} g$$

$$T^+ \leq T \leq T^* = 0.70s$$

$$A_d = \frac{1.00 * 0.90 * 0.30 * 2.60}{6} \rightarrow A_d = 0.117g$$

$$T > T^* = 0.70s$$

$$A_d = \frac{1.00 * 0.90 * 0.30 * 2.60}{6} \left(\frac{0.70}{T} \right)^{1.00} \rightarrow A_d = \frac{0.0819}{T} g$$

4.12. MÉTODO DE ANÁLISIS

La norma COVENIN 1756-2001 presenta, en el Capítulo 9, los diferentes métodos de análisis a los que cada edificación deberá ser analizada, tomando en cuenta los efectos traslacionales y torsionales. Los métodos que se describirán a continuación se encuentran organizados por orden creciente de refinamiento:

- **ANÁLISIS ESTÁTICO:** Los efectos traslacionales se determinan con el Método Estático Equivalente. Los efectos torsionales se determinan con el Método de la Torsión Estática Equivalente.
- **ANÁLISIS DINÁMICO PLANO:** Los efectos traslacionales se determinan según el Método de Superposición Modal con un Grado de Libertad por nivel. Los efectos torsionales se determinan con el Método de la Torsión Estática Equivalente.
- **ANÁLISIS DINÁMICO ESPACIAL:** Los efectos traslacionales y los efectos torsionales se determinan según el Método de Superposición Modal con Tres Grados de Libertad por nivel.
- **ANÁLISIS DINÁMICO ESPACIAL CON DIAFRAGMA FLEXIBLE:** Los efectos traslacionales y los efectos torsionales se determinan según lo indicado en el Artículo 9.7 en el cual se incluye la flexibilidad del diagrama.

- **OTROS MÉTODOS DE ANÁLISIS:** En el Artículo 9.8 se presenta un método alternativo a los métodos anteriormente descritos, recomendable para el caso de estructuras no tipificadas en esta Norma.

Para la selección del método de análisis se presentan en la **Tabla 4.9** los métodos de análisis que como mínimo deben ser empleados para el análisis de edificaciones regulares.

Tabla 4.9 Selección del método de análisis para edificios de estructura regular.

ALTURA DE LA EDIFICACIÓN	REQUERIMIENTO MÍNIMO
No excede 10 pisos ni 30m	ANÁLISIS ESTÁTICO
Excede 10 pisos o 30m	ANÁLISIS DINÁMICO PLANO

Fuente: Norma COVENIN 1756-2001

Para el edificio objeto de estudio, de 37.95 metros, considerando lo presentado en la **Tabla 4.9** al exceder los 30 metros, el requerimiento mínimo debe ser un **Análisis Dinámico Plano**; Para dicho análisis, explicado en este capítulo, los efectos traslacionales se determinan por el Método de Superposición Modal con un grado de Libertad por nivel, mientras que los efectos torsionales se determinan por el Método de la Torsión Estática Equivalente que se presentara más adelante.

4.12.1. Método de superposición modal con un grado de libertad por nivel

Para la aplicación de este método la norma establece que la edificación debe ser modelada como un sistema de masas concentradas en cada nivel, teniendo cada una de ellas un grado de libertad correspondiente al desplazamiento lateral en la dirección considerada.

4.12.1.1. Modos de vibración

La norma COVENIN 1756-2001 en el Capítulo 9, sección 9.7.3.2, indica que el número de modos de vibración a utilizar en el análisis es aquel que garantice que la suma de

las masas participativas de los modos en cada una de las direcciones horizontales del terremoto, excede el noventa por ciento (90%) de la masa total del edificio. En la **Tabla 4.10** se presentan los primeros 16 modos de vibración del edificio, con sus respectivos períodos y la masa participativa en cada una de las direcciones horizontales del sismo, cumpliendo con lo que establece la norma de exceder el 90% de la masa del edificio. Los valores que se presentan en la **Tabla 4.10** fueron obtenidos mediante un análisis dinámico con la ayuda del Programa de Cálculo Automatizado ETABS v16.2.0.

Tabla 4.10 Modos de vibración.

Modo	Período	Masa Participativa	
	(seg)	Dirección X	Dirección Y
1	1.424	0.00%	78.31%
2	1.239	75.53%	78.31%
3	1.16	77.87%	78.31%
4	0.481	77.87%	89.63%
5	0.433	88.98%	89.63%
6	0.399	89.20%	89.63%

Tabla 4.10 Modos de Vibración (cont.)

Modo	Período	Masa Participativa	
	(seg)	Dirección X	Dirección Y
7	0.277	89.20%	93.68%
8	0.254	93.43%	93.68%
9	0.234	93.52%	93.68%
10	0.192	93.52%	95.59%
11	0.178	95.29%	95.59%
12	0.162	95.33%	95.59%
13	0.147	95.33%	96.79%
14	0.138	96.52%	96.79%
15	0.124	96.58%	96.79%
16	0.124	96.58%	97.32%

4.12.1.2. Fuerza Cortante y Fuerza Lateral de Diseño

Para la obtención de las fuerzas cortantes y laterales de diseño se consideró el análisis sísmico mediante el espectro de diseño presentado en la **Figura 4.2.** según el amortiguamiento característico de estructuras de concreto armado, 5%. Dichas fuerzas se determinaron aplicando la combinación de los respectivos valores modales, es decir, tomando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de cada valor modal. A partir de las fuerzas cortantes se obtuvieron las fuerzas laterales en cada nivel y se aplicaron en los centros de masas respectivos y presentados en la **Tabla 3.1.**

Los valores de presentados en la **Tabla 4.11.** y **Tabla 4.12.** para fuerzas cortantes y laterales, en direcciones X y Y respectivamente, se obtuvieron mediante el Programa de Cálculo Automatizado ETABS v16.2.0.

Tabla 4.11 *Fuerzas Cortantes y Fuerzas Laterales de Diseño en Dirección X.*

Nivel	Fuerza Laterales (Ton)	Fuerza Cortante (Ton)
12	45.67	45.67
11	39.91	85.58
10	32.48	118.06
9	27.83	145.89
8	23.91	169.80
7	21.93	191.74
6	19.88	211.61
5	17.29	228.91
4	14.63	243.53
3	12.93	256.46
2	9.88	266.34
1	4.53	270.87

Corte Basal	Σ	270.87
--------------------	----------	--------

Tabla 4.12 Fuerzas Cortantes y Fuerzas Laterales de Diseño en Dirección Y.

Nivel	Fuerza Laterales (Ton)	Fuerza Cortante (Ton)
12	42.05	42.05
11	36.15	78.21
10	28.73	106.94
9	24.14	131.08
8	20.65	151.73
7	18.44	170.17
6	16.91	187.08
5	15.35	202.44
4	13.48	215.92
3	12.15	228.07
2	9.60	237.67
1	4.47	242.14
Corte Basal	Σ	242.14

En las **Figuras 4.4** y **4.5** se muestran las distribuciones de fuerzas laterales y cortantes respectivamente.

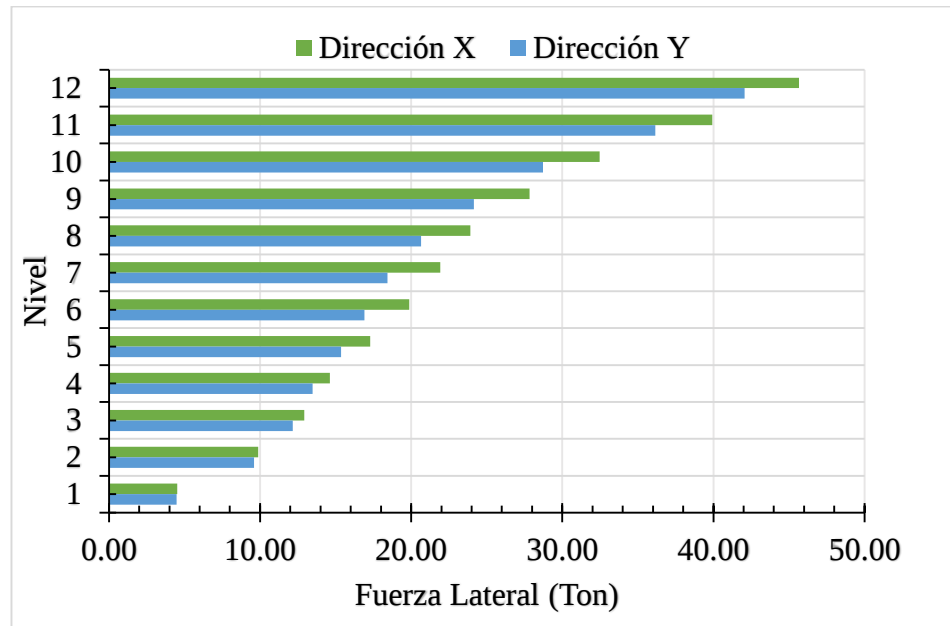


Figura 4.4 Distribución de Fuerzas Laterales en Direcciones X y Y.

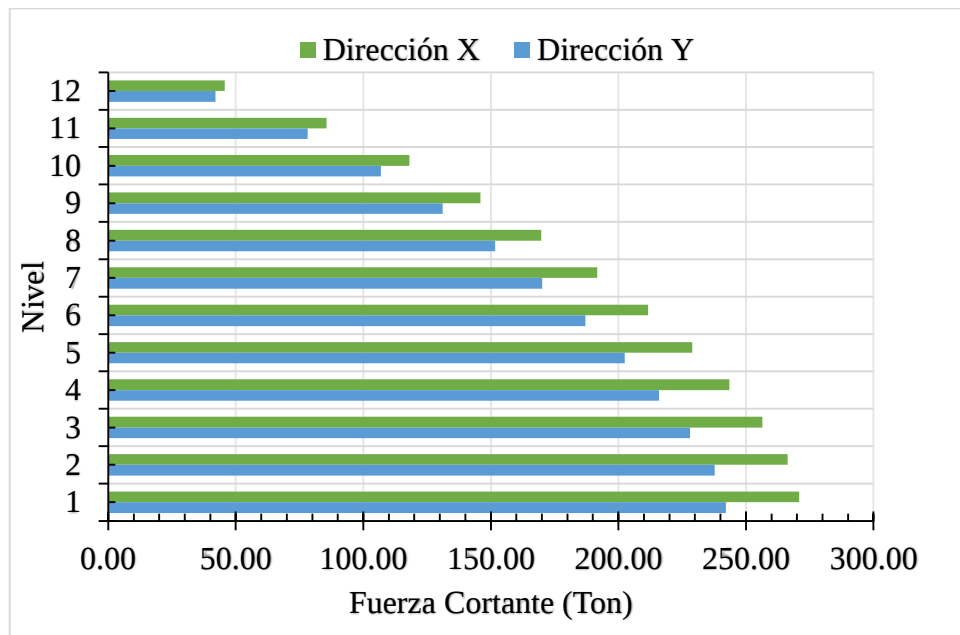


Figura 4.5 Distribución de Fuerzas Cortantes en Direcciones X y Y.

4.12.1.3. Control de Cortante Basal y Valores de Diseño

En cumplimiento con la sección 9.4.6 de la Norma el Corte Basal Dinámico (V_0), obtenido mediante el Programa de Cálculo Automatizado ETABS v16.2.0., debe ser comparado con el Corte Basal Estático Equivalente (V_0^*), calculado según la sección 9.3.1. de la Norma, pero considerando un Período $T=1.6T_a$.

Cuando V_0 sea menor que V_0^* los valores para el diseño deberán multiplicarse por V_0^*/V_0 . El cociente V_0/W de diseño no será menor que el mínimo coeficiente sísmico dado en el Artículo 7.1 de la norma en estudio.

$$\frac{V_0}{W} \geq \frac{\alpha A_0}{R}$$

Coeficiente Sísmico Mínimo:

$$\frac{\alpha A_0}{R} = \frac{1 * 0.30}{6} = 0.050$$

- Dirección X

$$V_{0x} = 270.87 \text{ Ton}$$

$$\frac{V_0}{W} = \frac{270.87}{5077.90} = 0.053$$

- Dirección Y

$$V_{0y} = 242.14 \text{ Ton}$$

$$\frac{V_0}{W} = \frac{242.14}{5077.90} = 0.048$$

Se observa que el coeficiente sísmico mínimo exigido en la norma COVENIN 1756-2001 no cumple para la edificación en estudio en una de las direcciones analizadas.

Según la sección 9.3.1. la fuerza cortante basal (V_0), se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$V_0 = \mu A_d W \quad (Ec. 4.7)$$

Donde:

Ad: Ordenada del espectro de diseño para el período T

W: Peso total de la edificación por encima del nivel base

μ: El mayor de los valores según las siguientes ecuaciones:

$$\mu = 1.4 \left[\frac{N+9}{2N+12} \right] \quad (Ec. 4.8)$$

4.8)

$$\mu = 0.80 + \frac{1}{20} \left[\frac{T}{T^*} - 1 \right]$$

(Ec.4.9)

Dónde:

N: Número de niveles

T: Período fundamental

T*: Valor máximo del período en el intervalo donde los espectros normalizados tienen un valor constante.

Considerando que el período fundamental (T), según la sección 9.3.2 de la Norma, puede tomarse igual al período estimado T_a se tienen las siguientes expresiones:

- Para edificaciones Tipo I:

$$T_a = C_t h_n^{0.75} \quad (Ec. 4.10)$$

4.10)

- Para edificaciones tipo II, III y IV:

$$T_a = 0.05 h_n^{0.75} \quad (Ec. 4.11)$$

4.11)

Como se expresa en la **Tabla 4.8**, la edificación corresponde a las de Tipo I, teniendo en cuenta que el valor de C_t se considera igual a $C_t=0.07$ por ser una estructura de concreto armado, se tiene que:

$$T_a = 0.07 (37.95)^{0.75} \rightarrow T_a = 1.07 \text{ seg}$$

Siguiendo con lo estipulado en la sección 9.4.6.:

$$T = 1.60T_a \rightarrow T = 1.6 \times 1.07 = 1.71 \text{ seg}$$

Valor de μ a considerar:

$$\mu = 1.4 \frac{12 + 9}{2 \times 12 + 12} \rightarrow \mu = 0.816$$

$$\mu = 0.80 + \frac{1}{20} \left(\frac{1.71}{0.70} - 1 \right) \rightarrow \mu = 0.872$$

Se debe utilizar el mayor entre los obtenidos anteriormente:

$$\mu = 0.872$$

El valor de A_d se obtuvo por medio del espectro de diseño presentado en la **Figura 4.3**, sabiendo que $T > T^*$ (Ec. 4.5):

$$A_d = \frac{0.0819}{1.71} g \rightarrow A_d = 0.0478 g$$

Obtenidos los valores necesarios, se procedió a calcular V_0^* :

$$V_0^* = 0.872 \times 0.0478 \times 5077.90 \rightarrow V_0^* = 211.85 \text{ Ton}$$

Tabla 4.13 Control de Cortante Basal.

Método	Parámetro	Corte Basal (Ton)	
		Dirección X	Dirección Y
Superposición Modal	V_0	270.87	242.14
Estático Equivalente ($T=1.6T_a$)	V_0^*	211.85	211.845
Relacionado con el Coeficiente	-	253.90	253.90

Sísmico Mínimo			
----------------	--	--	--

Considerando los resultados presentados en la **Tabla 4.13** para control de corte basal, fue posible afirmar que el corte basal dinámico es mayor al corte estático equivalente, cumpliendo con lo estipulado en la **sección 9.4.6** de la norma COVENIN 1756-2001. De modo contrario, la edificación estudiada, no cumple con el coeficiente sísmico mínimo estipulado en el Art. 7.1 de la norma, ya que el coeficiente V_o/W debía ser mayor o igual a 0.05.

Para continuar con el desarrollo de este TEG, no se tomará en cuenta lo dicho en el artículo 7.1, ya que se tendría que aumentar la rigidez de la edificación, lo que conllevaría a aumentar las secciones de los elementos estructurales para que el coeficiente V_o/W sea mayor al mínimo exigido por la norma, y esta consideración no está planteada en los objetivos propuestos en la investigación.

4.12.1.4. Desplazamientos Traslacionales

Mediante la aplicación de las fuerzas sísmicas al edificio objeto de estudio, utilizando el Programa de Cálculo Automatizado ETABS v16.2.0., fue posible obtener el desplazamiento, tanto en dirección X como en Y, de cada nivel. Para lograr combinar los distintos valores modales se aplicó la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los distintos valores modales.

Tabla 4.14 Desplazamientos Traslacionales.

Nivel	Dirección X (cm)	Dirección Y (cm)
12	3.581	3.907
11	3.469	3.775
10	3.284	3.578
9	3.030	3.318
8	2.716	3.004

7	2.421	2.678
6	2.088	2.316
5	1.721	1.919
4	1.327	1.495
3	0.967	1.083
2	0.595	0.660
1	0.233	0.254

4.12.2. Torsión Estática Equivalente

La torsión estática equivalente es otro de los efectos que deben ser incorporados al análisis sísmico. La sección 9.5 de la norma establece que, en conjunto con las fuerzas cortantes aplicadas en los centros de rigidez, se deben aplicar los momentos torsores en cada nivel de la edificación según las direcciones estudiadas.

Los momentos torsores aplicados se obtuvieron mediante las siguientes formulas:

$$M_{ti} = V_i(\tau e_i + 0.06 \cdot B_i) \quad (\text{Ec. 4.12})$$

$$M_{ti} = V_i(\tau' e_i + 0.06 \cdot B_i) \quad (\text{Ec. 4.13})$$

Donde:

Vi: fuerza cortante de diseño en el nivel i para la dirección analizada, calculada en la **sección 4.12.1.2.** de la presente investigación

ei: excentricidad estática en el nivel i, entre el centro de rigidez y la línea de acción del cortante en la dirección analizada, para las ecuaciones 4.12 y 4.13 se tomará siempre como positivo este valor.

Bi: ancho de la planta en la dirección normal a la dirección analizada.

τ : Factor de amplificación dinámica torsional para la dirección considerada.

τ' : Factor de control de diseño de la zona más rígida de la planta, para la dirección considerada.

Los factores de modificación de excentricidad, para cada dirección, se obtuvieron a partir de las siguientes expresiones:

$$\tau = 1 + (4 - 16\varepsilon)\Omega \quad \text{Para } 0.5 \leq \Omega \leq 1 \quad (\text{Ec. 4.14})$$

$$\tau = 1 + [4 - 16\varepsilon(2 - \Omega)](2 - \Omega)^4 \quad \text{Para } 1 \leq \Omega \leq 2 \quad (\text{Ec. 4.15})$$

$$\tau = 1 \quad \text{Para } 2 \leq \Omega \quad (\text{Ec. 4.16})$$

$$\tau' = 6(\Omega - 1)' - 0.6 \quad \text{Pero acotando } -1 \leq \tau' \leq 1 \quad (\text{Ec. 4.17})$$

Donde:

ε : Valor representativo del cociente e/r , no mayor que 0.20.

Ω : Valor representativo del cociente r_t/r , no menor que 0.50.

e : Valor representativo de las excentricidades entre el centro de rigidez y la línea de acción del cortante de las plantas de la edificación, en la dirección analizada.

r : Valor representativo del radio de giro inercial de las plantas de la edificación

r_t : Valor representativo del radio de giro torsional del conjunto de las plantas de la edificación, en la dirección considerada.

Tabla 4.15 Momentos Torsores en Dirección X.

Nivel	τ_{xi}	τ'_{xi}	e_{xi} (m)	B_y (m)	V_{xi} (Ton)	$M_t (+)$ (Ton·m)	$M_t (-)$ (Ton·m)	Torque ⁽¹⁾ (Ton·m)
12	2.786	0.496	0.000	19.400	45.665	53.155	-53.155	53.155
11	2.786	0.495	0.000	19.400	85.580	99.615	-99.615	46.460
10	2.786	0.495	0.000	19.400	118.060	137.421	-137.421	37.806
9	2.786	0.495	0.000	19.400	145.887	169.813	-169.813	32.392
8	3.431	0.103	0.000	19.400	169.802	197.650	-197.650	27.837
7	3.431	0.103	0.000	19.400	191.735	223.180	-223.180	25.530
6	3.431	0.103	0.000	19.400	211.613	246.317	-246.317	23.138
5	3.431	0.103	0.000	19.400	228.906	266.447	-266.447	20.130

4	3.861	-0.118	0.000	19.400	243.534	283.474	-283.474	17.027
3	3.861	-0.118	0.000	19.400	256.462	298.521	-298.521	15.047
2	3.861	-0.118	0.000	19.400	266.344	310.025	-310.025	11.504
1	3.647	-0.012	0.000	19.400	270.870	315.293	-315.293	5.268

Tabla 4.16 Momentos Torsores en Dirección Y.

Nivel	τ_{xi}	τ'_{xi}	ex_i (m)	By (m)	V_{xi} (Ton)	$Mt (+)$ (Ton·m)	$Mt (-)$ (Ton·m)	Torque ⁽¹⁾ (Ton·m)
12	2.178	0.914	0.165	22.6	42.054	72.175	-50.664	72.175
11	2.180	0.914	0.160	22.6	78.207	133.365	-94.593	61.190
10	2.181	0.914	0.158	22.6	106.936	181.789	-129.587	48.424
9	2.182	0.914	0.156	22.6	131.077	222.400	-159.027	40.611

Tabla 4.16 Momentos Torsores en Dirección Y. (cont).

Nivel	τ_{xi}	τ'_{xi}	ex_i (m)	By (m)	V_{xi} (Ton)	$Mt (+)$ (Ton·m)	$Mt (-)$ (Ton·m)	Torque ⁽¹⁾ (Ton·m)
8	2.014	1.000	0.161	22.6	151.730	255.084	-181.253	32.684
7	2.015	1.000	0.160	22.6	170.169	285.749	-203.449	30.666
6	2.015	1.000	0.160	22.6	187.083	313.831	-223.836	28.082
5	2.015	1.000	0.159	22.6	202.435	339.294	-242.352	25.463
4	1.916	1.000	0.164	22.6	215.918	360.525	-257.436	21.231
3	1.916	1.000	0.163	22.6	228.072	380.602	-272.042	20.078
2	1.917	1.000	0.163	22.6	237.671	396.454	-283.582	15.852
1	2.019	1.000	0.149	22.6	242.140	401.136	-292.294	4.682

Nota: ⁽¹⁾ El torque es la diferencia entre el momento del entrepiso y su entrepiso superior inmediato, para dicho cálculo primero se selecciona el mayor de los momentos torsores actuantes obtenidos mediante las ecuaciones Ec. 4.12 y 4.13 del entrepiso estudiado.

La **Figura 4.6.** refleja los valores obtenidos para el Torque en direcciones X y Y en cada nivel de la edificación.

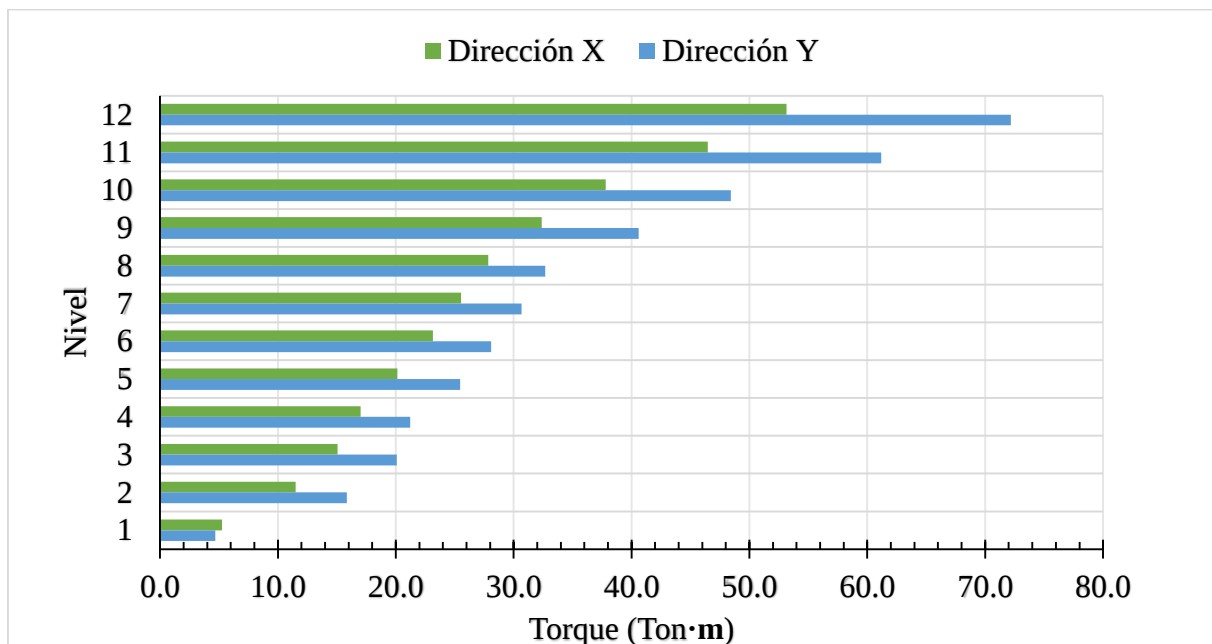


Figura 4.6 Torque en Direcciones X y Y.

Los cálculos realizados para obtener los parámetros necesarios para el cálculo de los momentos torsores se presentan en el ANEXOC.

4.12.2.1. Desplazamientos Torsionales

Mediante la aplicación de los momentos torsores al edificio objeto de estudio, utilizando el Programa de Cálculo Automatizado ETABS v16.2.0., fue posible obtener el desplazamiento torsional generado, tanto en dirección X como en Y, de cada nivel.

Para la obtención de dichos desplazamientos se verificó en donde ocurren los mayores desplazamientos, siendo estos los pórticos más alejados del centro de rigidez; por tanto, los pórticos estudiados fueron el Pórtico 5 y F (Véase ANEXO A). La **Tabla 4.17** presenta los desplazamientos torsionales obtenidos según cada dirección de estudio.

Tabla 4.17 Desplazamientos torsionales.

Nivel	Pórtico 5	Pórtico F
-------	-----------	-----------

	Desp. X (cm)	Desp. Y (cm)
12	0.406	0.598
11	0.394	0.578
10	0.373	0.547
9	0.345	0.505
8	0.311	0.454
7	0.277	0.404
6	0.239	0.349
5	0.198	0.289
4	0.154	0.224
3	0.112	0.163
2	0.069	0.100
1	0.027	0.039

4.12.3. Desplazamientos Elásticos Totales

En cumplimiento con las secciones 8.4 y 8.6, Capítulo 8, de la norma, la **Tabla 4.18** presentan los desplazamientos traslacionales y torsionales debido a la acción del sismo horizontal, en conjunto a los efectos de la torsión, combinados por medio del método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las solicitaciones correspondientes a cada dirección del sismo.

Tabla 4.18 Desplazamiento Elástico Totales.

Nivel	Dirección X			Dirección Y		
	Traslacional (cm)	Torsional (cm)	Total (cm)	Traslacional (cm)	Torsional (cm)	Total (cm)
12	3.581	0.406	3.987	3.907	0.598	4.505
11	3.469	0.394	3.863	3.775	0.578	4.353
10	3.284	0.373	3.657	3.578	0.547	4.124
9	3.030	0.345	3.375	3.318	0.505	3.823
8	2.716	0.311	3.027	3.004	0.454	3.458

7	2.421	0.277	2.698	2.678	0.404	3.082
6	2.088	0.239	2.327	2.316	0.349	2.664
5	1.721	0.198	1.920	1.919	0.289	2.208
4	1.327	0.154	1.482	1.495	0.224	1.720
3	0.967	0.112	1.079	1.083	0.163	1.247
2	0.595	0.069	0.664	0.660	0.100	0.761
1	0.233	0.027	0.260	0.254	0.039	0.293

Tabla 4.19 Porcentaje de Desplazamientos Traslacionales y Torsionales Respecto al Desplazamiento Total.

Nivel	Dirección X		Dirección Y	
	Traslacional (%)	Torsional (%)	Traslacional (%)	Torsional (%)
12	89.81	10.19	86.74	13.26
11	89.81	10.19	86.71	13.29
10	89.80	10.20	86.74	13.26
9	89.78	10.22	86.80	13.20

Tabla 4.19 Porcentaje de Desplazamientos Traslacionales y Torsionales Respecto al Desplazamiento Total (cont.)

Nivel	Dirección X		Dirección Y	
	Traslacional (%)	Torsional (%)	Traslacional (%)	Torsional (%)
8	89.73	10.27	86.88	13.12
7	89.73	10.27	86.90	13.10
6	89.71	10.29	86.91	13.09
5	89.68	10.32	86.93	13.07
4	89.60	10.40	86.95	13.05
3	89.61	10.39	86.89	13.11
2	89.62	10.38	86.80	13.20
1	89.67	10.33	86.65	13.35

Las Figuras 4.7, 4.8 y 4.9 demuestran los resultados expresado en las Tablas anteriores para desplazamientos elásticos totales.

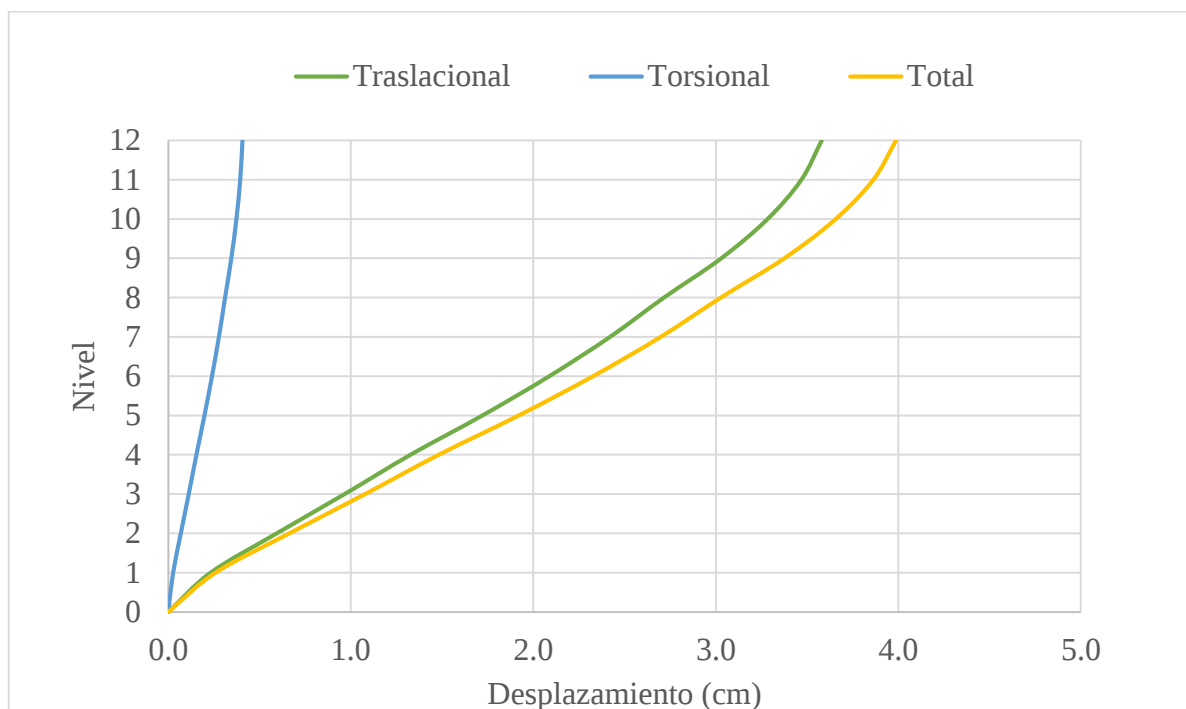


Figura 4.7 Desplazamientos Elásticos en Dirección X.

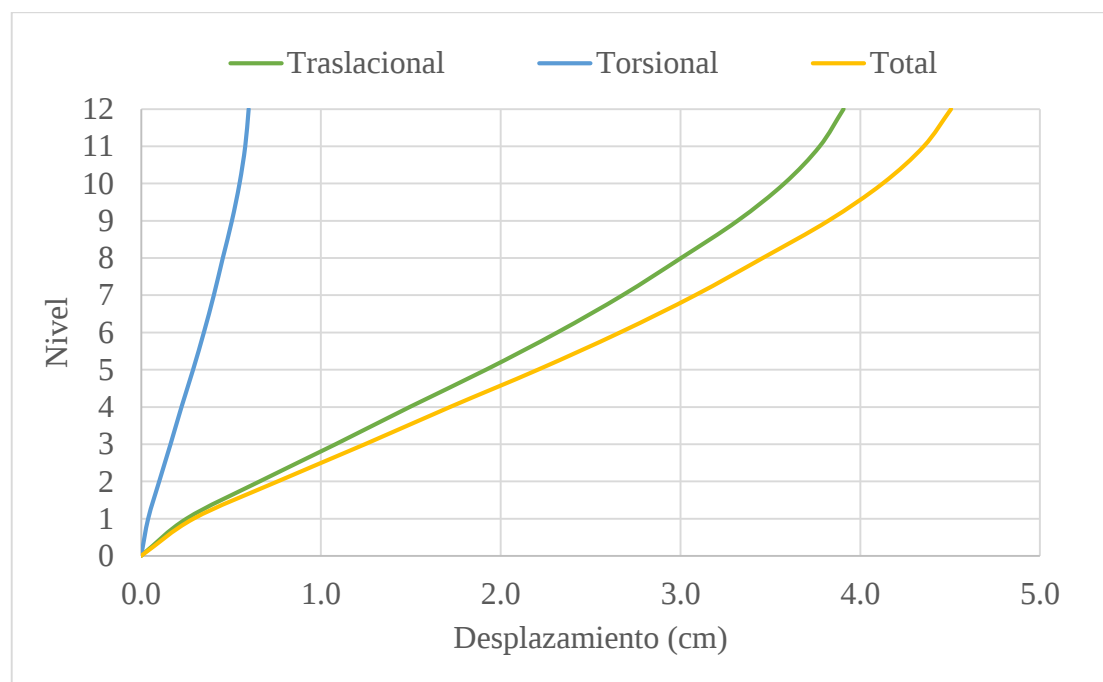


Figura 4.8 Desplazamientos Elásticos en Dirección Y.

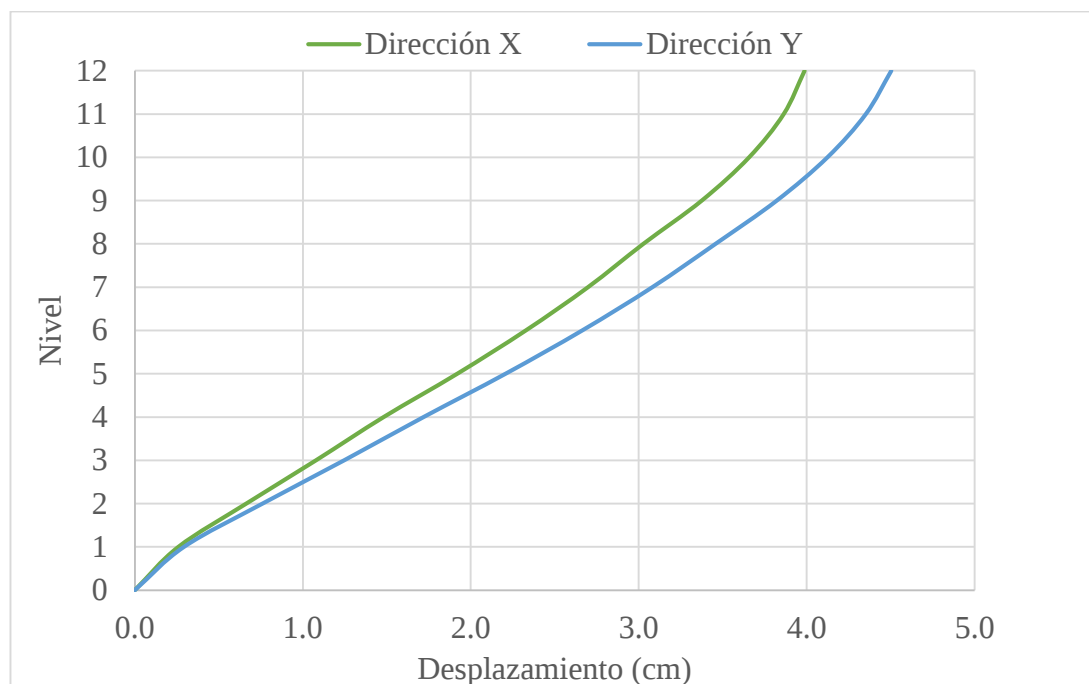


Figura 4.9 Desplazamientos Elásticos Totales.

De manera comparativa se realizó un análisis con tres grados de libertad por nivel, según lo estipulado en la norma COVENIN 1756-2001, en la Sección 9.6, se debe aplicar el sismo con una excentricidad de 6% de la dirección perpendicular a la dirección en estudio. En la **Tabla 4.20** se presenta la comparación de los resultados obtenidos para un grado de libertad por nivel y para tres grados de libertad por nivel.

Tabla 4.20 Comparación de Desplazamientos.

Nivel	Dirección X (cm)		Dirección Y (cm)	
	1GDL	3GDL	1GDL	3GDL
12	3.987	3.989	4.505	4.408
11	3.863	3.866	4.353	4.262
10	3.657	3.660	4.124	4.040
9	3.375	3.378	3.823	3.746
8	3.027	3.030	3.458	3.390
7	2.698	2.701	3.082	3.023
6	2.327	2.330	2.664	2.614
5	1.920	1.922	2.208	2.166

4	1.482	1.484	1.720	1.688
3	1.079	1.080	1.247	1.224
2	0.664	0.665	0.761	0.747
1	0.260	0.260	0.293	0.288

Se puede observar, en la **Tabla 4.20**, que la diferencia entre los desplazamientos elásticos totales obtenidos por un grado de libertad y por tres grados de libertad es muy poca; en dirección X, la diferencia no alcanza el 0.20%, mientras que para la dirección Y, la diferencia varía entre 1.60% y 2.14%, esta diferencia se puede considerar despreciable. Para los efectos comparativos entre ambas normas estudiadas, se tomaron los resultados obtenidos a partir del análisis por Tres Grados de Libertad.

4.13. EFECTO DE P-Δ

En cumplimiento de la sección 8.5 de la Norma objeto de análisis, en este capítulo se tomarán en cuenta los efectos de P-Δ cuando en cualquier nivel de la edificación el coeficiente de estabilidad θ_i expresado en la siguiente ecuación exceda de 0.08.

$$\theta_i = \frac{\delta_{ei} \sum_{j=i}^N W_j}{V_i (h_i - h_{i-1})} \quad (Ec. 4.18)$$

Donde:

δ_{ei} : Diferencia de los desplazamientos laterales elásticos entre dos niveles consecutivos, en sus correspondientes centros de masa.

W_j : Peso del nivel j de la edificación

V_i : Cortante de diseño en el nivel i

hi: Altura del nivel i

La estructura debe ser redimensionada si en algún nivel, el valor θ_i exceda el θ_{max} :

$$\theta_{max} = \frac{0.625}{R} \rightarrow \theta_{max} = \frac{0.625}{6} \rightarrow \theta_{max} = 0.104 \quad (Ec. 4.19)$$

Tabla 4.21 Coeficiente θ_i Dirección X.

Nivel	H	W	Desp.	δe_i	$\sum W_j$	Fuerza Cortante	θ_i
	(cm)	(Ton)	(cm)	(cm)	(Ton)	(Ton)	-
12	3420.00	327.98	3.58	0.11	327.98	45.67	0.003
11	3135.00	415.09	3.47	0.19	743.07	85.58	0.006
10	2850.00	415.09	3.28	0.25	1158.16	118.06	0.009
9	2565.00	415.09	3.03	0.31	1573.26	145.89	0.012
8	2280.00	418.86	2.72	0.30	1992.12	169.80	0.012
7	1995.00	423.81	2.42	0.33	2415.93	191.74	0.015
6	1710.00	423.81	2.09	0.37	2839.75	211.61	0.017
5	1425.00	423.81	1.72	0.39	3263.56	228.91	0.020

Tabla 4.21 Coeficiente θ_i Dirección X (cont.)

Nivel	H	W	Desp.	δe_i	$\sum W_j$	Fuerza Cortante	θ_i
	(cm)	(Ton)	(cm)	(cm)	(Ton)	(Ton)	-
4	1140.00	427.58	1.33	0.36	3691.14	243.53	0.019
3	855.00	432.53	0.97	0.37	4123.68	256.46	0.021
2	570.00	432.53	0.59	0.36	4556.21	266.34	0.022
1	285.00	432.53	0.23	0.23	4988.75	270.87	0.015

Tabla 4.22 Coeficiente θ_i Dirección Y.

Nivel	H	W	Desp.	δe_i	$\sum W_j$	Fuerza Cortante	θ_i
	(cm)	(Ton)	(cm)	(cm)	(Ton)	(Ton)	-
12	3420.00	327.98	3.91	0.13	327.98	42.05	0.004
11	3135.00	415.09	3.77	0.20	743.07	78.21	0.007

10	2850.00	415.09	3.58	0.26	1158.16	106.94	0.010
9	2565.00	415.09	3.32	0.31	1573.26	131.08	0.013
8	2280.00	418.86	3.00	0.33	1992.12	151.73	0.015
7	1995.00	423.81	2.68	0.36	2415.93	170.17	0.018
6	1710.00	423.81	2.32	0.40	2839.75	187.08	0.021
5	1425.00	423.81	1.92	0.42	3263.56	202.44	0.024
4	1140.00	427.58	1.50	0.41	3691.14	215.92	0.025
3	855.00	432.53	1.08	0.42	4123.68	228.07	0.027
2	570.00	432.53	0.66	0.41	4556.21	237.67	0.027
1	285.00	432.53	0.25	0.25	4988.75	242.14	0.018

Una vez comparados cada uno de los Coeficiente θ_i , para cada nivel en ambas direcciones, con el valor máximo de $\theta=0.08$, de acuerdo con lo expresado en la sección 8.5 de la norma, se tiene que cada uno de los θ_i cumple con los parámetros. Igualmente, cumple con el $\theta_{\max}$, por lo cual, la edificación no debió considerar el estudio de segundo orden P- Δ .

4.14. CONTROL DE DESPLAZAMIENTOS

En cumplimiento con el capítulo 10 la norma en estudio, se debe comprobar que el cociente que se presenta a continuación (Ec. 4.20) no exceda en ningún nivel los valores presentados en la **Tabla 4.23.:**

$$\lambda_i = \frac{\delta_i}{h_i - h_{i-1}} \quad (\text{Ec. 4.20})$$

Donde:

($h_i - h_{i-1}$): Separación entre niveles consecutivos.

Tabla 4.23 Valores Límites de λ .

TIPO Y DISPOSICIÓN DE LOS ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES	EDIFICIACIONES (GRUPO)		
	A	B1	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: Norma COVENIN 1756-2001

Se denomina deriva δ_i , a la diferencia de los desplazamientos laterales totales entre dos niveles consecutivos:

$$\delta_i = \Delta_i - \Delta_{i-1} \quad (\text{Ec. 4.21})$$

$$\Delta_i = 0.80 \cdot R \cdot \Delta_{ei} \quad (\text{Ec. 4.22})$$

Donde:

Δ_i : desplazamiento lateral inelástico total del nivel.

R: Factor de reducción presentado en la sección 4.8. del presente capítulo.

Δ_{ei} : Desplazamiento lateral elástico del nivel i calculado para las fuerzas de diseño, suponiendo que la estructura se comporta elásticamente, incluyendo: efectos traslacionales, torsionales en planta y P- Δ , presentados en la **Tabla 4.21** y **Tabla 4.22**.

La **Tabla 4.24**. presenta los resultados obtenidos para los desplazamientos totales inelásticos por nivel según la ecuación Ec. 4.22.

Tabla 4.24 Desplazamientos Inelásticos Totales.

Nivel	Dirección X		Dirección Y	
	Δ_{ei} (cm)	Δ_i (cm)	Δ_{ei} (cm)	Δ_i (cm)
12	3.989	19.149	4.408	21.160
11	3.866	18.555	4.262	20.456
10	3.660	17.567	4.040	19.390

9	3.378	16.214	3.746	17.980
8	3.030	14.544	3.390	16.273
7	2.701	12.962	3.023	14.509
6	2.330	11.184	2.614	12.545
5	1.922	9.226	2.166	10.399
4	1.484	7.122	1.688	8.102
3	1.080	5.186	1.224	5.874
2	0.665	3.191	0.747	3.585
1	0.260	1.248	0.288	1.380

Los resultados de deriva obtenidos a partir de la ecuación Ec. 4.20 se presentan a continuación en la **Tabla 4.25**.

Tabla 4.25 Derivas Totales en Dirección X y Y.

Nivel	Dirección X				Dirección Y			
	$\Delta_i(\text{cm})$	$\delta_i(\text{cm})$	$h_i-h_{(i-1)}(\text{cm})$	λ_i	$\Delta_i(\text{cm})$	$\delta_i(\text{cm})$	$h_i-h_{(i-1)}(\text{cm})$	λ_i
12	19.149	0.593	285	0.0021	21.160	0.704	285	0.0025
11	18.555	0.988	285	0.0035	20.456	1.066	285	0.0037
10	17.567	1.353	285	0.0047	19.390	1.410	285	0.0049
9	16.214	1.670	285	0.0059	17.980	1.707	285	0.0060
8	14.544	1.581	285	0.0055	16.273	1.764	285	0.0062
7	12.962	1.778	285	0.0062	14.509	1.964	285	0.0069
6	11.184	1.958	285	0.0069	12.545	2.147	285	0.0075
5	9.226	2.104	285	0.0074	10.399	2.296	285	0.0081

Tabla 4.25 Derivas Totales en Dirección X y Y. (cont.)

Nivel	Dirección X				Dirección Y			
	$\Delta_i(\text{cm})$	$\delta_i(\text{cm})$	$h_i-h_{(i-1)}(\text{cm})$	λ_i	$\Delta_i(\text{cm})$	$\delta_i(\text{cm})$	$h_i-h_{(i-1)}(\text{cm})$	λ_i
4	7.122	1.936	285	0.0078	8.102	2.229	285	0.0078
3	5.186	1.995	285	0.0080	5.874	2.289	285	0.0080
2	3.191	1.943	285	0.0077	3.585	2.205	285	0.0077
1	1.248	1.248	285	0.0048	1.380	1.380	285	0.0048

En la **Tabla 4.25** se verificó que, tanto para la dirección X como para la dirección Y, las derivas obtenidas para la edificación estudiada son menores a 0.018, el valor máximo establecido en la norma COVENIN 1756-2001.

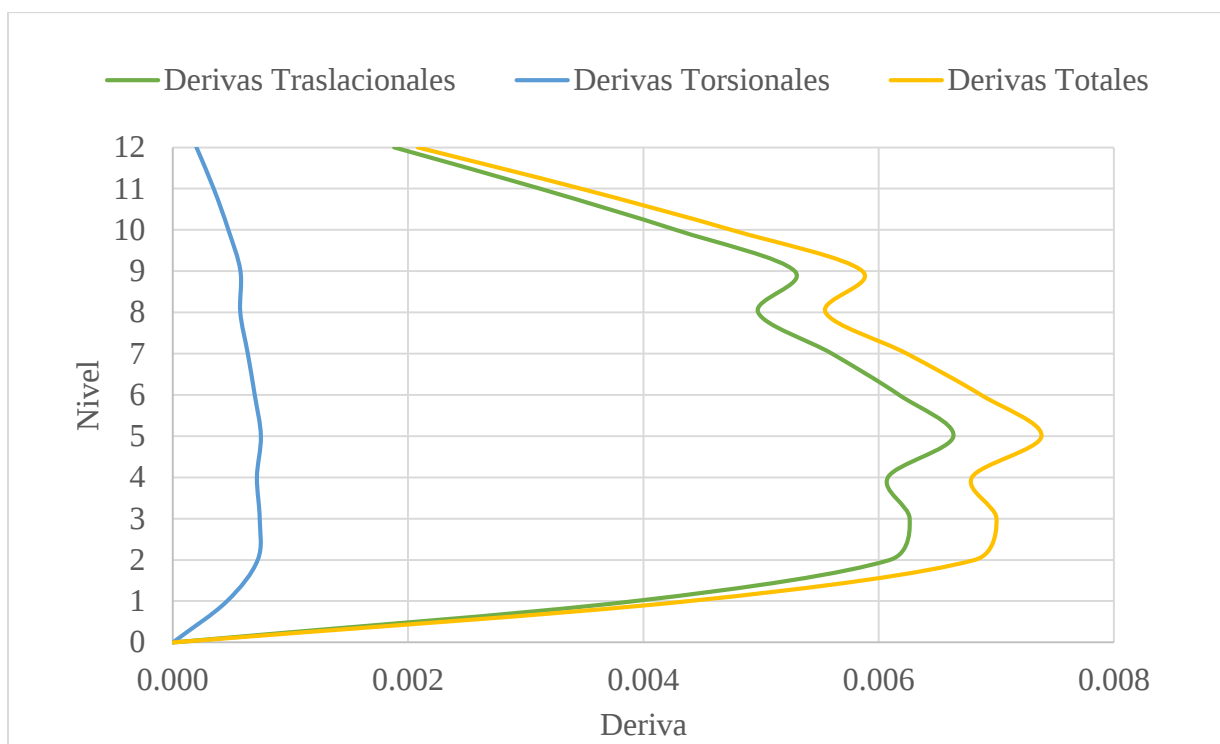


Figura 4.10 Derivas en Dirección X.

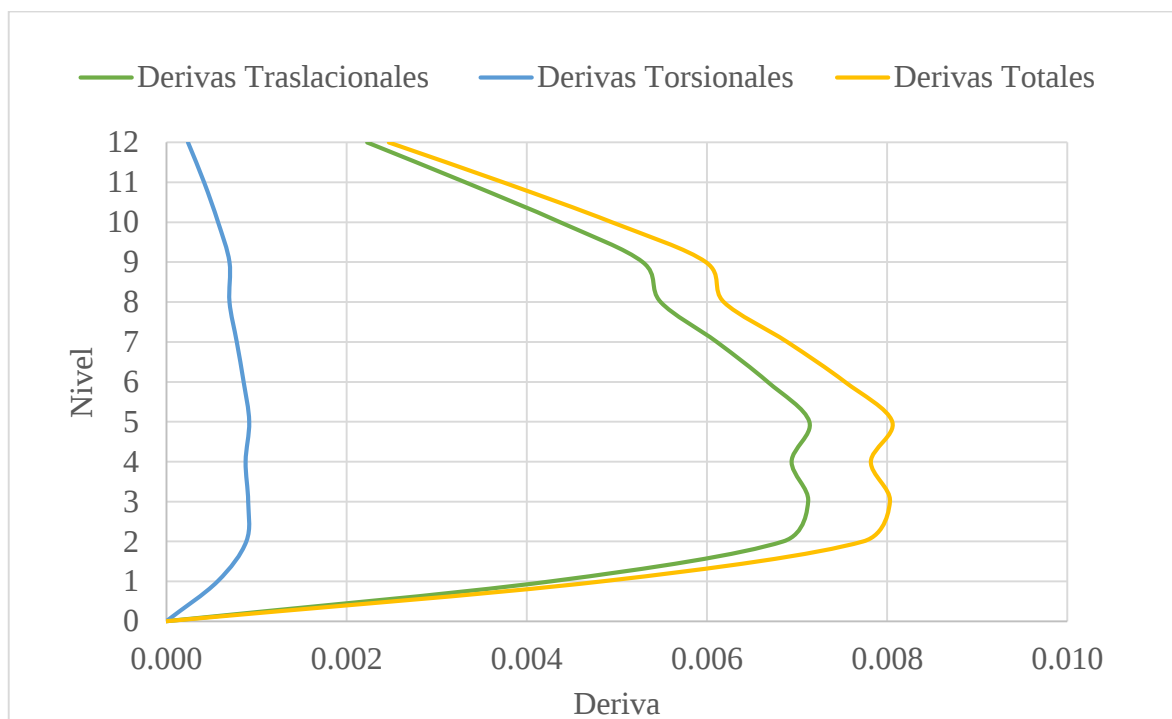


Figura 4.11 Derivas en Dirección Y.

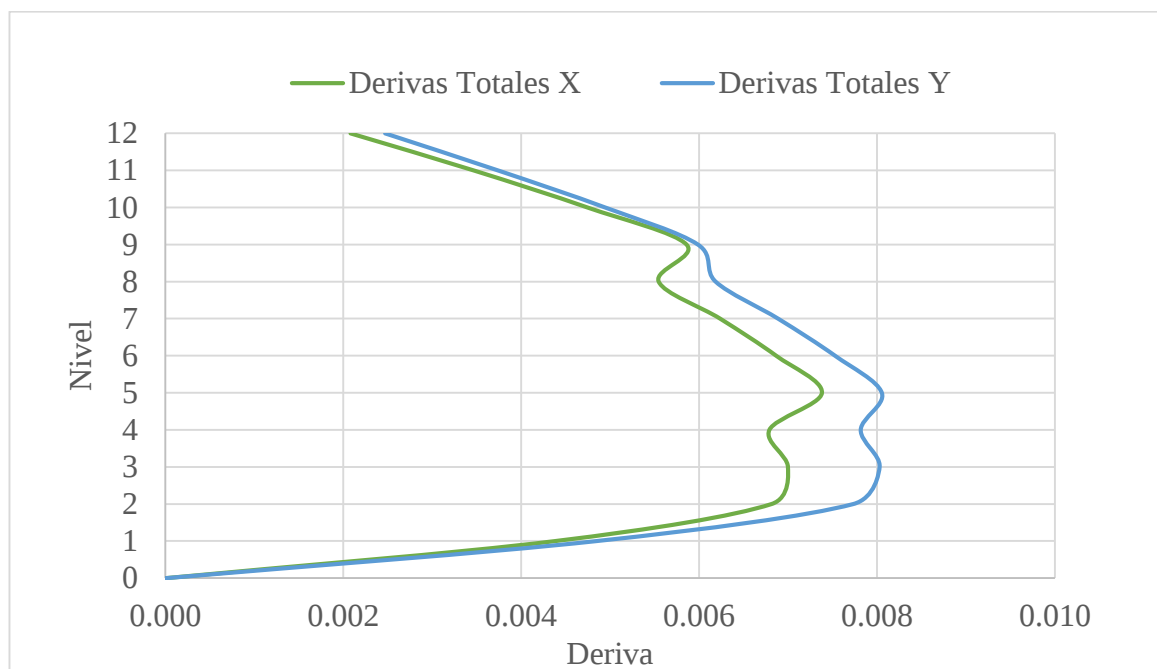


Figura 4.12 Derivas Totales en Ambas Direcciones.

CAPÍTULO 5

ANÁLISIS SÍSMICO SEGÚN LA NORMA TÉCNICA E.030

5.1. ALCANCE

La Norma Técnica E.030 modificada en el año 2016, establece las condiciones mínimas para que las edificaciones diseñadas bajo su cumplimiento tengan un comportamiento sísmico acorde a la Filosofía y el Diseño Sismorresistente, el cual consiste en:

- a. Evitar pérdida de vidas humanas.
- b. Asegurar la continuidad de los servicios básicos.
- c. Minimizar los daños a la propiedad.

El diseño debe de ser aplicado a todas las edificaciones nuevas, al reforzamiento de las existentes y a la reparación de las que resultaran dañadas por la acción de los sismos. En el presente capítulo se realizará el análisis sísmico de un edificio de concreto armado al que, mediante los métodos de análisis exigidos por la norma en estudio, se le evaluarán los efectos traslacionales y torsionales.

5.2. FUNDAMENTOS E HIPÓTESIS BÁSICAS

La norma reconoce que dar protección completa frente a todos los sismos no es ni técnica ni económicamente factible para la mayoría de las estructuras. De acuerdo con tal filosofía, la norma establece los siguientes principios:

- a. La estructura no debería colapsar ni causar daños graves a las personas, aunque podría presentar daños importantes, debido a movimientos sísmicos calificados como severos para el lugar del proyecto.
- b. La estructura debería soportar movimientos del suelo calificados como moderados para el lugar del proyecto, pudiendo experimentar daños reparables dentro de límites aceptables.

- c. Para las edificaciones esenciales tales como, establecimientos de salud (públicos y privados), aeropuertos, estaciones de bomberos, cuarteles, y todas aquellas edificaciones que puedan servir de refugio luego de un desastre, se tendrán consideraciones especiales orientadas a lograr que permanezcan en condiciones operativas luego de un sismo severo.

La norma no define cuales son las intensidades a las que se asocian los movimientos sísmicos (severo, moderados) presentados en los puntos anteriores.

5.3. ZONIFICACIÓN SÍSMICA

El territorio nacional peruano se encuentra dividido en cuatro zonas como lo establece la norma Técnica E.030. La zonificación propuesta se encuentra basada en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de estos con la distancia epicentral. En la **Figura 5.1** se muestra las zonas en las que se encuentra dividido el territorio peruano.



Fuente: Norma Técnica E.030

Figura 5.1 Mapa de Zonificación de Perú

Cada zona tiene asociado un factor de zona “Z” el cual representa una fracción de la aceleración de gravedad, este factor se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años. La **Tabla 5.1** presenta los valores de los factores de zona para cada una de las zonas sísmicas que establece la norma.

Tabla 5.1 Factores de Zona “Z”.

ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.1

Fuente: Norma Técnica E.030

La edificación se posicionó en la **zona 3**, como se muestra en la **Tabla 5.1**, le corresponde un factor de zona **Z=0.35**.

5.4. CONDICIONES GEOTÉCNICAS

La norma en la sección 2.3.1 presenta cinco clasificaciones de perfiles de suelo. A continuación, se presentan cada uno de los perfiles y los requerimientos para que un tipo de suelo pueda ser clasificado en alguno de los perfiles establecidos en la norma.

- a. Perfil Tipo S_0 : Roca Dura. A este tipo corresponden las rocas sanas con velocidad de propagación de ondas de corte V_s mayor que 1500 m/s. Las mediciones deberán corresponder con al sitio de proyecto o a perfiles de la misma roca en la misma formación con igual o mayor intemperismo o fracturas. Cuando se conoce que la roca dura es continua hasta una profundidad de 30m, las mediciones de la velocidad de las ondas de corte superficiales pueden usadas para estimar un valor de V_s .
- b. Perfil Tipo S_1 : Roca o Suelos Muy Rígidos. A este tipo corresponden las rocas con diferentes grados de fracturación, de macizos homogéneos y los suelos muy rígidos con velocidades de propagación de ondas de corte V_s , entre 500 m/s y 1500 m/s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:
 - Roca Fracturada, con una resistencia a la compresión no confinada q_u mayor o igual que 500 kPa (5kg/cm²).
 - Arena muy densa grava arenosa densa, con N_{60} mayor que 50.
 - Arcilla muy compacta (de espesor menor que 20 m), con una resistencia al corte en condición no drenada S_u mayor que 100 kPa (1 kg/cm²) y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad.
- c. Perfil Tipo S_2 : Suelos Intermedios. A este tipo corresponden los suelos medianamente rígidos, con velocidades de propagación de onda de corte V_s , entre 180 m/s y 500 m/s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:

- Arena Densa, gruesa a media, o grava arenosa medianamente densa, con valores de SPT N_{60} , entre 15 y 50.
- Suelo cohesivo compacto, con una resistencia al corte en condiciones no drenada S_u , entre 50 kPa (0.5 kg/cm²) y 100 kPa (1 kg/cm²) y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad.
- d. Perfil Tipo S_3 : Suelos Blandos. Corresponden a este tipo los suelos flexibles con velocidades de propagación de onda de corte V_s , menor o igual a 180 m/s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:
 - Arena media a fina o grava arenosa con valores de SPT N_{60} , menor que 15.
 - Suelo cohesivo blando, con una resistencia al corte en condición no drenada S_u , entre 25 kPa (0.25 kg/cm²) y 50 kPa (0.50 kg/cm²) y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad.
 - Cualquier perfil que no correspondan al tipo S_4 y que tenga más de 3 m de suelo con las siguientes características: índice de plasticidad P , mayor que 20, contenido de humedad ω mayor que 40%, resistencia al corte en condición no drenada S_u menor 25 kPa.
- e. Perfil Tipo S_4 : Condiciones Excepcionales. A este tipo corresponden los suelos excepcionalmente flexibles y los sitios donde las condiciones geológicas y/o topográficas son particularmente desfavorables, en los cuales se requiere efectuar un estudio específico para el sitio. Sólo será necesario considerar un perfil tipo S_4 cuando el estudio de mecánica de suelos (EMS) así lo determine.

En la **Tabla 5.2** se presenta el resumen de los valores típicos para los distintos perfiles de suelo.

Tabla 5.2 Clasificación de los Perfiles de Suelo.

Perfil	V_s	N_{60}	S_u
S_0	> 1500 m/s	-	-
S_1	500 m/s a 1500 m/s	> 50	> 100 kPa
S_2	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
S_3	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa
S_4	Clasificación basada en el EMS		

Fuente: Norma Técnica E.030

Para la realización del análisis comparativo entre las dos normas es necesario que el suelo de fundación tenga características similares con respecto a la norma COVENIN 1756-2001, se eligió el suelo de fundación S_2 en dicha norma (**Véase sección 4.4**), en el caso de la Norma Técnica E.030 el perfil de suelo que cumple con las características similares es el S_2 , ambos suelos presentan velocidades de ondas de corte similares.

La sección 4.2 de la Norma Técnica E.030 contempla ciertos parámetros de sitio, los cuales deben considerar el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales. En la **Tabla 5.3** se presentan los parámetros de sitios que dependen del perfil de suelo del sitio en estudio. Igualmente, en la **Tabla 5.4** se presentan los períodos asociados a el perfil de suelo de la zona.

Tabla 5.3 Factor de Suelo “S”.

SUELO ZONA	S_0	S_1	S_2	S_3
Z_4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z_3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z_2	0.80	1.00	1.20	1.40
Z_1	0.80	1.00	1.60	2.00

Fuente: Norma Técnica E.030

Tabla 5.4 Períodos “TP” y “TL”.

	Perfil de Suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T_P (s)	0.30	0.40	0.60	1.00
T_L (s)	3.00	2.50	2.00	1.60

Fuente: Norma Técnica E.030

La edificación en estudio al pertenecer al perfil de suelo S₂ y a la zona sísmica Z₃, le corresponde un factor de suelo S=1.15. De igual forma, de la **Tabla 5.4** se extraen los períodos correspondientes al perfil de suelo del lugar de estudio en donde se encuentra la edificación, siendo estos T_P=0.60 y T_L=2.00.

5.5. FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA

De acuerdo con las características del sitio en donde se encuentre la edificación, la Norma Técnica E.030 en su sección 2.5, Capítulo 2, define el factor de amplificación sísmica (C), el cual se interpreta como el factor de amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración en el suelo. El factor de amplificación sísmica se encuentra definido por las siguientes ecuaciones:

$$T < T_P$$

$$C = 2.50 \quad (Ec.$$

5.1)

$$T_P < T < T_L$$

$$C = 2.50 * \left(\frac{T_P}{T} \right) \quad (Ec.$$

5.2)

$$T > T_L$$

$$C = 2.50 * \left(\frac{T_P * T_L}{T^2} \right) \quad (Ec.$$

5.3)

5.6. CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES

La Norma Técnica E.030, en la sección 3.1 del capítulo 3, presenta las clasificaciones que se le dan a las estructuras de acuerdo a su categoría, las cuales son presentadas a continuación:

A “Edificaciones Esenciales”:

Este grupo se separa en dos:

- **A1:** Establecimientos de Salud del sector Salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.
- **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 la fuerza armada y policía.
 - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamientos de agua.

Todas aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre, tales como instituciones educativas, institutos superiores y tecnológicos y universidades.

Se incluyen edificaciones cuyo colapso pueden 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.

B “Edificaciones Importantes”:

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. También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.

C “Edificaciones Comunes”:

Edificaciones comunes tales como:

- Viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.

D “Edificaciones Temporales”:

Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.

En la **Tabla 5.5** se presentan los valores del factor de uso o importancia (U).

Tabla 5.5 Factor de Importancia “U”.

Categoría		Factor U
A	A1	Véase nota 1
	A2	1.50
B		1.30
C		1.00
D		Véase nota 2

Fuente: Norma Técnica E.030

Nota: 1) Las nuevas edificaciones de categoría A1 tendrán aislamiento sísmico en la base cuando se encuentren en las zonas sísmicas 3 y 4. En la zona sísmica 1 y 2, la entidad responsable podrá decidir si usa o no aislamiento sísmico. Si no se utiliza aislamiento sísmico en la zona sísmica 1 y 2, el valor de U será como mínimo 1.5.

2) En estas edificaciones deberá proveerse resistencia y rigidez adecuada para acciones laterales, a criterio del proyectista.

La edificación que se está estudiando se trata de un edificio de viviendas, de acuerdo a lo presentado en la **Tabla 5.5**, se trata de una estructura que entra en la **Categoría “C”**, por tanto, le corresponde un factor de importancia $U = 1.00$.

5.7. COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA SÍSMICA

El coeficiente de Reducción de respuesta sísmica (R_o), es un factor que depende del tipo de sistema estructural que presente la edificación en estudio, cuando en una dirección de análisis la edificación presente más de un sistema estructural el valor de R_o será el menor valor. La **Tabla 5.6** presenta los valores de R_o .

Tabla 5.6 Coeficiente Básico de Reducción (R_o).

Sistema Estructural	Coeficiente Básico de Reducción R_o (*)
Acero:	
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
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros Estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada	3
Madera (Por refuerzos admisibles)	7

Fuente: Norma Técnica E.030

Nota: () 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.*

La edificación en estudio se dé concreto armado constituido en sus dos direcciones de análisis en pórticos, por tanto, le corresponde, según la **Tabla 5.6**, un valor de $R_o=8$.

5.8. REGULARIDAD ESTRUCTURAL

Las estructuras deben de ser clasificadas como regulares o irregulares para establecer el procedimiento de análisis y determinar el coeficiente R de reducción de fuerzas sísmicas.

La Norma Técnica E.030, en su sección 3.5, Capítulo 3, clasifica a las estructuras regulares como aquellas que, en su configuración resistente a cargas laterales, no presentan las irregularidades presentadas en las **Tablas 5.7 y 5.8**. Mientras que las estructuras irregulares son aquellas que presentan una o más irregularidades presentadas en las **Tablas 5.7 y 5.8**.

La **Tabla 5.7** muestra las irregularidades estructurales en altura, así como el correspondiente factor de irregularidad I_a correspondiente a cada una de las irregularidades, mientras que la **Tabla 5.8** presenta las irregularidades estructurales en planta, así como el correspondiente factor de irregularidad I_p . Si al aplicar las **Tablas 5.7 y 5.8** resultaran valores diferentes de I_a y I_p para las dos direcciones de análisis, se deberá tomar para cada factor el menor valor entre los obtenidos para las dos direcciones.

Tabla 5.7 Irregularidades Estructurales en Altura.

Irregularidad Estructural en Altura	Factor de Irregularidad I_a
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 los Sistemas Estructurales	0.80
Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes	0.60

Fuente: Norma Técnica E.030

Tabla 5.8 Irregularidades Estructurales en Planta.

Irregularidad Estructural 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: Norma Técnica E.030

El **ANEXO E** presenta los chequeos correspondientes para determinar si la estructura es Regular o no. Los resultados arrojados determinaron que la edificación objeto de estudio es **Regular**, por ende, los factores I_a y I_p son igual a 1.

5.9. COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS R

El coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas se determina como el producto del coeficiente R_0 , determinado a partir de la **Tabla 5.6**. Los factores I_a y I_p , obtenidos según lo expresado en la sección anterior serán igual a 1.

$$R = R_0 * I_a * I_p \quad (Ec. 5.4)$$

$$R = 8 * 1 * 1 \rightarrow R = 8$$

En la **Tabla 5.9.** se presentará un resumen los valores descritos en las secciones anteriores necesarios para la preparación del Espectro Inelástico de Pseudo-aceleración del análisis Sismorresistente de la edificación en estudio según la norma Técnica E.030.

Tabla 5.9 *Parámetros para el Espectro Inelástico de Pseudo-aceleración según la Norma Técnica E.030.*

NORMA TÉCNICA E.030	DESCRIPCIÓN	PARÁMETRO	VALOR
Figura N° 1	Zonificación sísmica	ZONA	3
Tabla N° 1	Fracción de la aceleración de gravedad	Z	0.35
Sección 5.4	Perfil geotécnico	S#	S2
Tabla N° 3	Factor del suelo	S	1.15
Tabla N°4	Períodos del perfil del suelo	T _p	0.6
		T _L	2
Tabla N°5	Factor U	U	1
Tabla N°7	Coeficiente básico de reducción	R ₀	8
Tabla N°8	Factor de irregularidad en altura	I _a	1
Tabla N°9	Factor de irregularidad en planta	I _p	1

5.10. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

5.10.1. Consideraciones generales

Según el Capítulo 4 de la Norma Técnica E.030 para estructuras regulares, el análisis podrá hacerse considerando que el total de la fuerza sísmica actúa independiente en dos direcciones ortogonales predominantes. Para estructuras irregulares deberá suponerse que la acción sísmica ocurre en la dirección que resulte más desfavorable para el diseño.

Las solicitaciones sísmicas verticales se considerarán en el diseño de los elementos verticales, en elementos horizontales de gran luz, en elementos post y pre tensados y en los voladizos o salientes de un edificio. Se considera que la fuerza sísmica vertical actúa en los

elementos simultáneamente con la fuerza sísmica horizontal y en el sentido más desfavorables para el análisis.

5.10.2. Modelos para el análisis

En cumplimiento con la sección 4.2 de la norma, se utilizará un modelo con masas concentradas y tres grados de libertad por diafragma asociado a dos componentes ortogonales de traslación horizontal y uno de rotación ya que para el edificio objeto de estudio se planteó un sistema de pisos que funcionan como diafragmas rígidos.

Para este caso, las deformaciones de los elementos deberán compatibilizarse mediante la condición de diafragma rígido y la distribución en la planta de las fuerzas horizontales deberán hacerse en función de a las rigideces de los elementos resistentes.

5.10.3. Procedimientos de Análisis Sísmicos

La norma establece que se deberá utilizar alguno de los siguientes procedimientos:

- Análisis estático o de fuerzas estáticas equivalentes
- Análisis dinámico modal espectral

El procedimiento escogido para el análisis sísmico será el Análisis Dinámico Modal Espectral ya que la norma establece que es aplicable para cualquier estructura. En sentido contrario, el Análisis Estático establece que el edificio debe estar ubicado en Zona sísmica 1 y debe ser menor a 30m de altura y el edificio objeto de estudio de este Trabajo Especial de Grado se encuentra en Zona3 y tiene 37.95m de altura.

5.10.4. Análisis Dinámico Modal Espectral

5.10.4.1. Modos de Vibración

Los modos de vibración para cada dirección se considerarán cuando la suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa total. La **Tabla 4.10** del Capítulo anterior refleja los porcentajes de masas participativas en cada dirección obtenidos a partir del análisis dinámico con la ayuda del Programa de Cálculo Automatizado ETABS v16.2.0.

5.10.4.2. Aceleración Espectral

Para la obtención de la Aceleración Espectral es necesario conocer el valor del parámetro C . Sustituyendo en las Ecuaciones Ec. 5.1, 5.2 y 5.3 los valores de T_P y T_L correspondientes al perfil de suelo en estudio, se expresa que:

$$T < T_P = 0.60s$$

$$C = 2.50$$

$$T_P < T < T_L = 2.00s$$

$$C = 2.50 * \left(\frac{0.60}{T} \right) \rightarrow C = \frac{1.50}{T}$$

$$T > T_L = 2.00s$$

$$C = 2.50 * \left(\frac{0.60 * 2.00}{T^2} \right) \rightarrow C = \frac{3}{T}$$

En cumplimiento con lo dicho anteriormente, considerando la siguiente ecuación para el valor de la aceleración espectral, es posible obtener el Espectro de Diseño presentado a continuación:

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g \quad (\text{Ec. 5.5})$$

5.5)

El significado y valor de cada uno de los términos de la ecuación anterior se presentan en la **Tabla 5.9**.

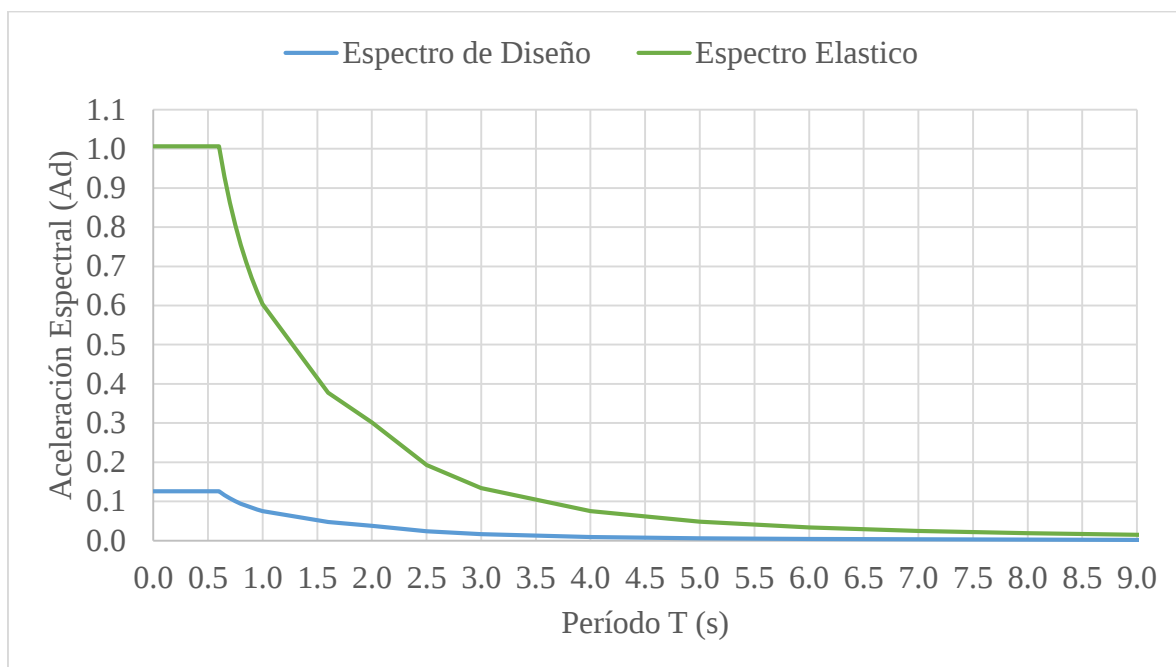


Figura 5.2 Espectro de Respuesta Elástico y Espectro Diseño.

5.10.4.3. Fuerza Cortante y Fuerza Lateral de Diseño

Considerando el Espectro de Diseño planteado en la **Figura 5.2.** de la sección anterior del presente capítulo y con la ayuda del Programa de Cálculo Automatizado ETABS v16.2.0, se obtuvieron las Fuerzas Cortantes y Laterales de Diseño. Estas fuerzas se determinaron usando la combinación cuadrática completa (CQC) de los valores calculados para cada modo. A partir de las fuerzas cortantes se obtuvieron las fuerzas laterales en cada nivel y se aplicaron en los centros de masas respectivos y presentados en la **Tabla 3.1.**

La **Tabla 5.10.** y **Tabla 5.11.** presenta los valores de las Fuerzas Cortantes y Laterales en dirección X y Y respectivamente obtenidos para el edificio objeto de estudio:

Tabla 5.10 Fuerzas Cortantes y Fuerza Lateral de Diseño en Dirección X.

Nivel	Fuerza	Fuerza
-------	--------	--------

	Laterales (Ton)	Cortante (Ton)
12	44.42	44.42
11	39.85	84.27
10	32.32	116.59
9	26.54	143.13
8	22.13	165.26
7	20.26	185.52
6	18.59	204.11
5	16.75	220.86
4	14.81	235.67
3	13.19	248.85
2	9.84	258.70
1	4.40	263.10
Corte Basal	Σ	263.10

Tabla 5.11 Fuerzas Cortantes y Fuerza Lateral de Diseño en Dirección Y.

Nivel	Fuerza Laterales (Ton)	Fuerza Cortante (Ton)
12	41.05	41.05
11	36.01	77.06
10	28.39	105.45
9	22.71	128.15
8	18.66	146.81
7	16.57	163.39
6	15.42	178.80
5	14.54	193.34
4	13.54	206.88
3	12.53	219.42
2	9.74	229.15
1	4.43	233.58
Corte Basal	Σ	233.58

En las **Figuras 5.3** y **5.4** se muestran las distribuciones de fuerzas laterales y cortantes respectivamente.

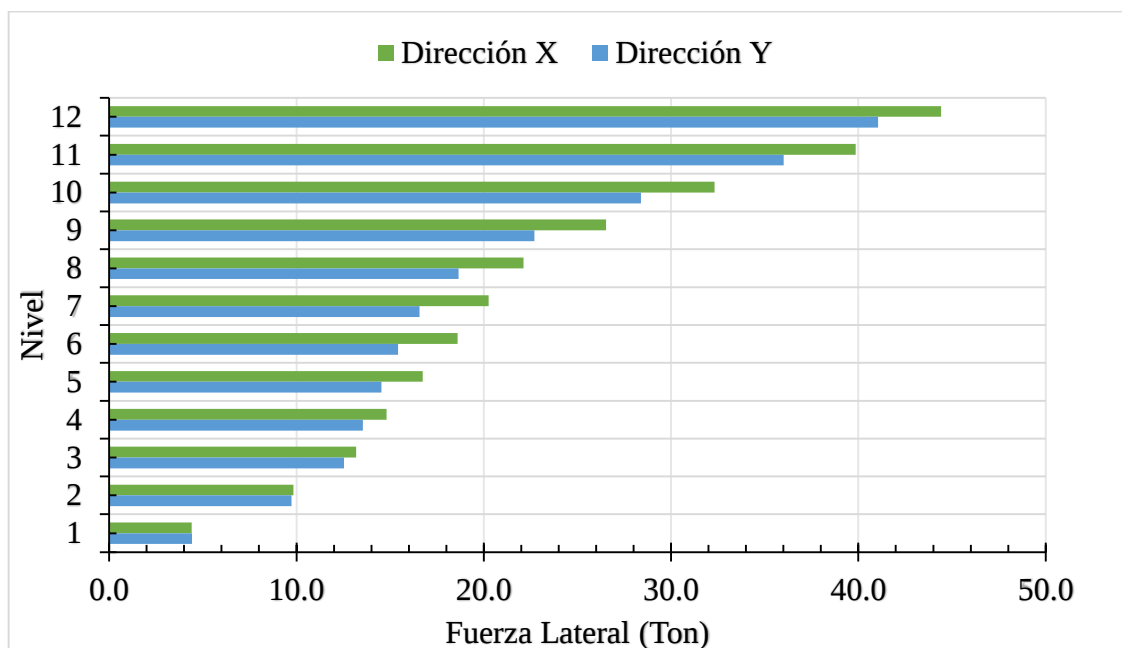


Figura 5.3 Distribución de Fuerzas Laterales en Direcciones X y Y.

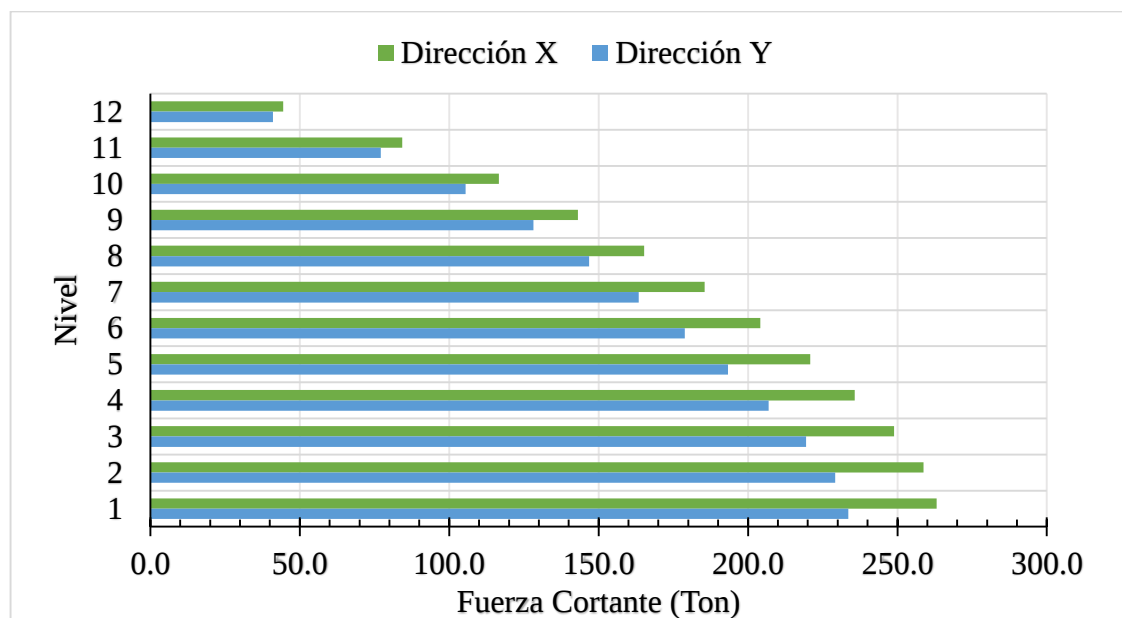


Figura 5.4 Distribución de Fuerzas Cortantes en Direcciones X y Y.

5.10.4.4. Control de Cortante Basal

La Norma Técnica E.030, en la sección 4.6.4, establece que la fuerza cortante en la base no podrá ser menor que el 80% del valor calculado a partir de la siguiente ecuación, considerando el período fundamental que también se presenta a continuación:

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P \quad (\text{Ec. 5.6})$$

Siendo P el peso total de la edificación en estudio.

La ecuación planteada para el período fundamental por la norma en su sección 4.5.4 es:

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n P_i \cdot d_i^2}{g \cdot \sum_{i=1}^n f_i \cdot d_i}} \quad (\text{Ec. 5.7})$$

Donde:

f_i: Fuerza lateral en el nivel *i*

d_i: Desplazamiento lateral del centro de masa del nivel *i* en traslación pura debido a las fuerzas *f_i*.

P_i: Peso del nivel *i*.

El período fundamental T se debe multiplicar por 0.85 cuando el análisis no considere la rigidez de los elementos no estructurales.

Considerando la Ecuación 5.7 se obtienen los valores para los períodos fundamentales según cada dirección de análisis:

$$T_x = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{5.48 \cdot 10^{-3}}{9.81 \cdot (14.81 \cdot 10^{-2})}} \cdot 0.85 \rightarrow T_x = 1.037 \text{ seg}$$

$$T_y = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{9.55 \cdot 10^{-3}}{9.81 \cdot (19.34 \cdot 10^{-2})}} \cdot 0.85 \rightarrow T_y = 1.198 \text{ seg}$$

En el **ANEXO F** se presentan los cálculos necesarios para obtener los valores correspondientes a las sumatorias, según cada dirección, de la ecuación planteada anteriormente.

A partir del período fundamental obtenido para cada dirección, se presentan a continuación los cortes basales estáticos correspondientes empleando las ecuaciones Ec. 5.6 y 5.2 del presente capítulo:

$$T_P < T < T_L$$

$$C_x = 2.50 * \left(\frac{0.60}{1.037} \right) \rightarrow C_x = 1.45$$

$$C_y = 2.50 * \left(\frac{0.60}{1.198} \right) \rightarrow C_y = 1.25$$

$$\frac{C_x}{R} \geq 0.125 \rightarrow \frac{1.45}{8} = 0.181 \rightarrow 0.181 \geq 0.125 \quad \checkmark$$

$$\frac{C_y}{R} \geq 0.125 \rightarrow \frac{1.25}{8} = 0.156 \rightarrow 0.156 \geq 0.125 \quad \checkmark$$

$$V_x = \frac{0.35 \cdot 1 \cdot 1.45 \cdot 1.15}{8} \cdot 5078.51 \rightarrow V_x = 369.59 \text{ ton}$$

$$V_y = \frac{0.35 \cdot 1 \cdot 1.25 \cdot 1.15}{8} \cdot 5078.51 \rightarrow V_y = 319.86 \text{ ton}$$

El corte basal mínimo exigido por la norma será entonces:

$$V_{x \min} = 0.80 \cdot 369.59 \rightarrow V_{x \min} = 295.68 \text{ ton}$$

$$V_{ymin} = 0.80 \cdot 319.86 \rightarrow V_{xmin} = 255.89 \text{ ton}$$

La **Tabla 5.12** presenta los valores de corte basal mínimos, estáticos y dinámicos en cumplimiento con la Norma Técnica E.030.

Tabla 5.12 Comparación de Corte Basal.

Corte Basal	Dirección X (ton)	Dirección Y (ton)
Dinámico	263.10	233.58
Estático	369.59	319.86
Mínimo	295.68	255.89

Comparando los valores de Corte Basal Dinámico y Estático reflejados en la **Tabla 5.12**, se aprecia que el Dinámico es menor que el Mínimo por lo cual se debe proceder a obtener un coeficiente para poder cumplir con el Corte Basal Mínimo que exige la norma en la sección 4.6.4.

$$Coef_{Corte\ Basal} = \frac{Corte\ Basal\ Mínimo}{Corte\ Basal\ Dinámico} \quad (Ec. 5.8)$$

$$Coef_{Corte\ Basal\ X} = \frac{295.68}{263.10} \rightarrow Coef_{Corte\ Basal\ X} = 1.124$$

$$Coef_{Corte\ Basal\ Y} = \frac{255.89}{233.58} \rightarrow Coef_{Corte\ Basal\ Y} = 1.096$$

En las **Tablas 5.13** y **5.14** se presentan los cortes basales corregidos para cada dirección estudiada.

Tabla 5.13 Fuerzas Cortantes y Fuerza Lateral de Diseño en Dirección X Corregidas.

Nivel	Fuerza Laterales	Fuerza Cortante
-------	---------------------	--------------------

	(Ton)	(Ton)
12	49.93	49.93
11	44.79	94.72
10	36.33	131.05
9	29.83	160.88
8	24.87	185.75
7	22.77	208.52
6	20.90	229.42
5	18.82	248.24
4	16.64	264.89
3	14.82	279.71
2	11.06	290.78
1	4.94	295.72
Corte Basal	Σ	295.72

Tabla 5.14 Fuerzas Cortantes y Fuerza Lateral de Diseño en Dirección Y Corregidas.

Nivel	Fuerza Laterales (Ton)	Fuerza Cortante (Ton)
12	44.99	44.99
11	39.46	84.46
10	31.11	115.57
9	24.89	140.46
8	20.45	160.91
7	18.17	179.07
6	16.90	195.97
5	15.94	211.91
4	14.84	226.74
3	13.74	240.48
2	10.67	251.15
1	4.85	256.00
Corte Basal	Σ	256.00

En las **Figuras 5.5** y **5.6** se muestran las distribuciones de fuerzas laterales y cortantes respectivamente corregidas.

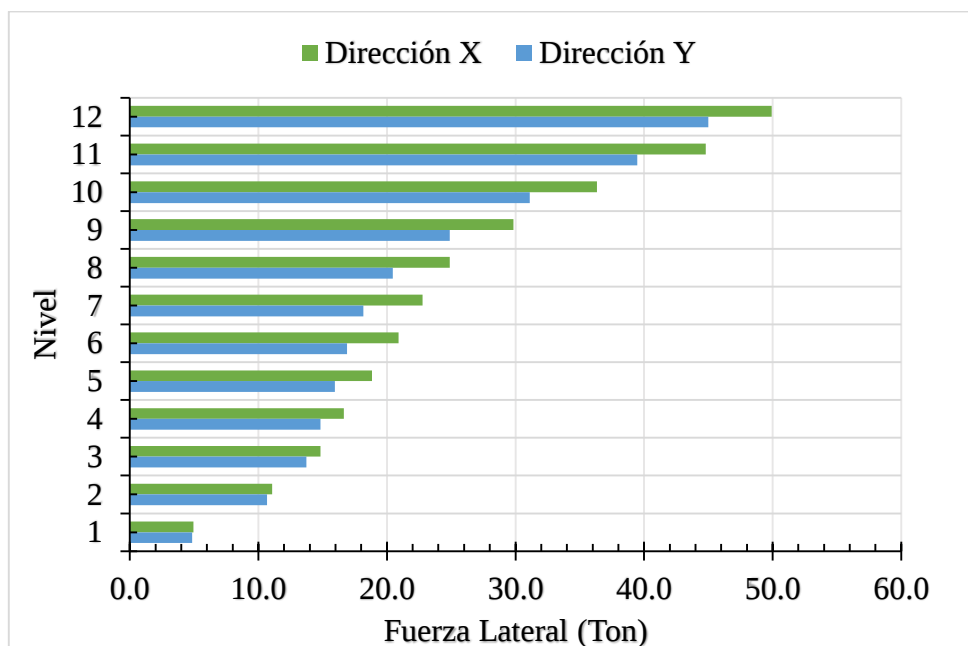


Figura 5.5 Distribución de Fuerzas Laterales en Direcciones X y Y corregidas.

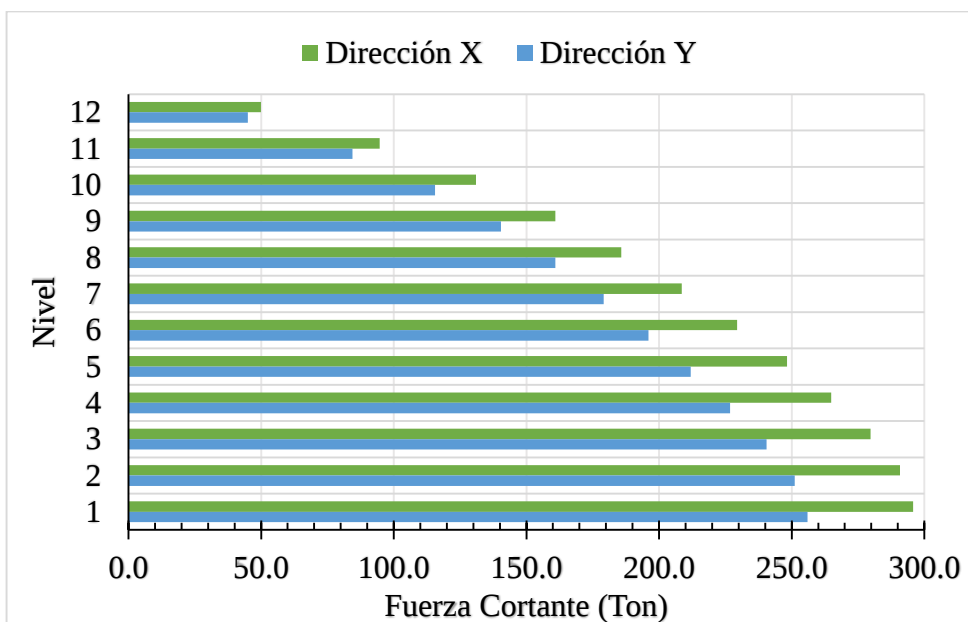


Figura 5.6 Distribución de Fuerzas Cortantes en Direcciones X y Y corregidas.

5.10.4.5. Desplazamientos Traslacionales

Para obtener los desplazamientos, tanto en dirección X como en Y de cada nivel, se utilizó el Programa de Cálculo Automatizado ETABS v16.2.0., para lo cual se aplicaron las fuerzas laterales sísmicas en el centro de rigidez correspondiente a cada nivel estudiado.

Tabla 5.15 Desplazamientos Traslacionales.

Nivel	Dirección X	Dirección Y
	(cm)	(cm)
12	3.465	3.739
11	3.356	3.611
10	3.176	3.421
9	2.930	3.172
8	2.627	2.872
7	2.342	2.563
6	2.022	2.218
5	1.669	1.841
4	1.289	1.437
3	0.939	1.043
2	0.578	0.636
1	0.226	0.245

5.10.4.6. Excentricidad Accidental (Efectos de Torsión)

La norma establece que, para la excentricidad accidental, se debe considerar 0.05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular al análisis en conjunto con la fuerza cortante, para cada nivel según la dirección de estudio.

$$M_{ti} = e_i \cdot V_i \quad (\text{Ec. 5.9})$$

Donde:

Vi: fuerza cortante de diseño en el nivel i para la dirección analizada, calculada en la **sección 5.10.4.4.** de la presente investigación

ei: 0.05 veces la dimensión del nivel en la dirección perpendicular a la dirección de análisis.

El torque aplicado en cada nivel según dirección de estudio se determina mediante la siguiente ecuación:

$$T_i = M_{ti} - M_{ti+1} \quad (\text{Ec. 5.10})$$

Tabla 5.16 Momentos Torsores en Dirección X.

Nivel	e (m)	V (Ton)	M (Ton·m)	Torque (Ton·m)
12	0.97	49.93	48.43	48.43
11	0.97	94.72	91.88	43.45
10	0.97	131.05	127.12	35.24
9	0.97	160.88	156.05	28.93
8	0.97	185.75	180.17	24.13
7	0.97	208.52	202.26	22.09
6	0.97	229.42	222.54	20.27
5	0.97	248.24	240.80	18.26
4	0.97	264.89	256.94	16.14
3	0.97	279.71	271.32	14.38
2	0.97	290.78	282.05	10.73
1	0.97	295.72	286.85	4.80

Tabla 5.17 Momentos Torsores en Dirección Y.

Nivel	e (m)	V (Ton)	M (Ton·m)	Torque (Ton·m)
12	1.13	44.99	50.84	50.84
11	1.13	84.46	95.44	44.59
10	1.13	115.57	130.59	35.15
9	1.13	140.46	158.72	28.13
8	1.13	160.91	181.82	23.11
7	1.13	179.07	202.35	20.53
6	1.13	195.97	221.45	19.09
5	1.13	211.91	239.45	18.01

Tabla 5.17 Momentos Torsores en Dirección Y (cont.)

Nivel	e (m)	V (Ton)	M (Ton·m)	Torque (Ton·m)
4	1.13	226.74	256.22	16.77
3	1.13	240.48	271.74	15.52
2	1.13	251.15	283.80	12.06
1	1.13	256.00	289.28	5.48

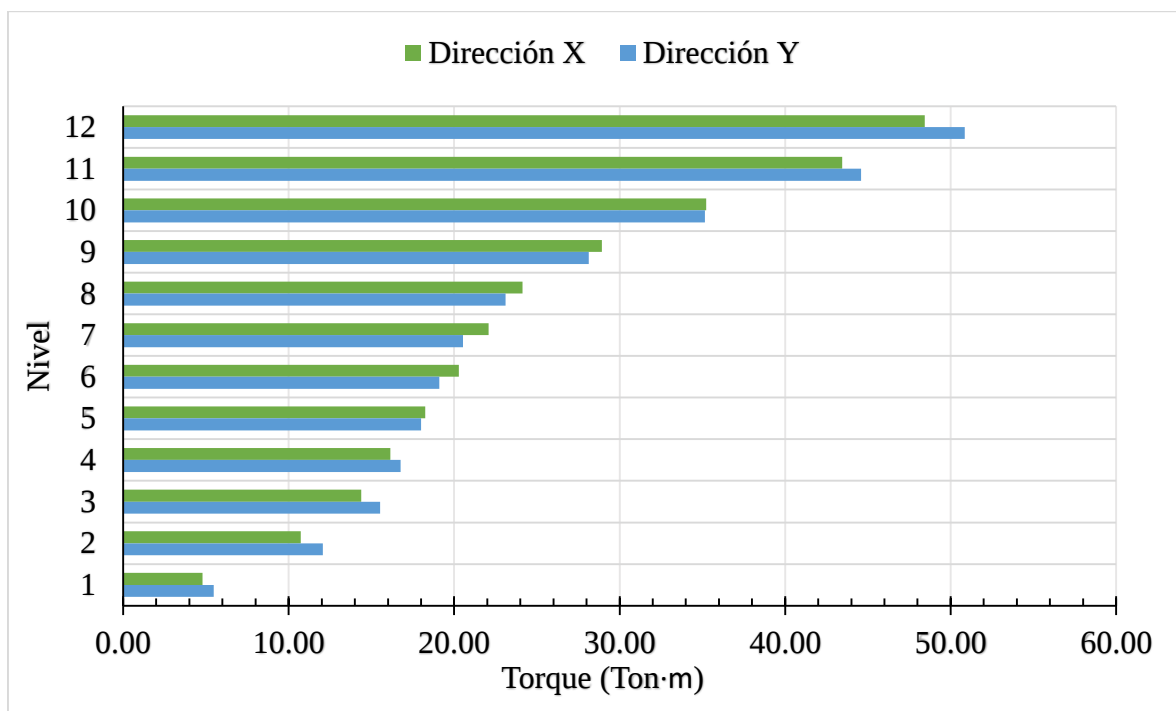


Figura 5.7 Torque en Direcciones X y Y

La **Figura 5.7.** refleja los valores obtenidos para el Torque en direcciones X y Y en cada nivel de la edificación.

5.10.4.7. Desplazamientos Torsionales

Para la obtención de los desplazamientos torsionales se aplicó una excentricidad accidental de 5% perpendicular a cada una de las direcciones analizadas, debido a que la Norma Técnica E.030 exige que se trabaje con tres grados de libertad por nivel, para

combinar los valores modales de los modos de vibración se usó la combinación cuadrática completa (CQC) los desplazamientos se obtuvieron utilizando el Programa de Cálculo Automatizado ETABS v16.2.0.

Para la obtención de dichos desplazamientos se seleccionaron los pórticos más alejados al centro de rigidez en cada dirección; por tanto, los pórticos estudiados fueron el Pórtico 5 y F (Ver ANEXO A). La **Tabla 5.18** presenta los desplazamientos torsionales obtenidos según cada dirección de estudio.

Tabla 5.18 Desplazamientos Torsionales.

Nivel	Desp X	Desp Y
	(cm)	(cm)
12	0.370	0.425
11	0.358	0.412
10	0.339	0.389
9	0.313	0.359
8	0.282	0.323
7	0.251	0.287
6	0.217	0.248
5	0.180	0.206
4	0.140	0.160
3	0.102	0.117
2	0.063	0.072
1	0.024	0.028

5.10.5. Desplazamientos Elásticos Totales

La **Tabla 5.19.** presentan los desplazamientos traslacionales y torsionales debido a la acción sísmica horizontal, en conjunto a los efectos de la torsión, combinados por medio del método de la combinación cuadrática completa de las solicitaciones correspondientes a cada dirección del sismo.

Tabla 5.19 Desplazamientos Elásticos Totales.

Nivel	Dirección X			Dirección Y		
	Traslación (cm)	Torsión (cm)	Total (cm)	Traslación (cm)	Torsión (cm)	Total (cm)
12	3.465	0.370	3.834	3.739	0.425	4.164
11	3.356	0.358	3.714	3.611	0.412	4.023
10	3.176	0.339	3.515	3.421	0.389	3.810
9	2.930	0.313	3.243	3.172	0.359	3.531
8	2.627	0.282	2.909	2.872	0.323	3.195
7	2.342	0.251	2.594	2.563	0.287	2.850
6	2.022	0.217	2.239	2.218	0.248	2.466
5	1.669	0.180	1.849	1.841	0.206	2.047
4	1.289	0.140	1.429	1.437	0.160	1.597
3	0.939	0.102	1.041	1.043	0.117	1.160
2	0.578	0.063	0.641	0.636	0.072	0.708
1	0.226	0.024	0.251	0.245	0.028	0.273

Tabla 5.20 Porcentaje de Desplazamientos Traslacionales y Torsionales Respecto al Desplazamiento Total.

Nivel	Dirección X		Dirección Y	
	Traslacional %	Torsional %	Traslacional %	Torsional %
12	90.36	9.64	89.78	10.22
11	90.35	9.65	89.76	10.24
10	90.35	9.65	89.78	10.22
9	90.34	9.66	89.83	10.17
8	90.30	9.70	89.90	10.10
7	90.31	9.69	89.92	10.08
6	90.31	9.69	89.94	10.06
5	90.28	9.72	89.95	10.05
4	90.20	9.80	89.96	10.04
3	90.21	9.79	89.91	10.09
2	90.23	9.77	89.83	10.17
1	90.26	9.74	89.70	10.30

La **Figura 5.8.**, **Figura 5.9.** y la **Figura 5.10.** muestran los resultados expresados en las Tablas anteriores para desplazamientos elásticos totales.

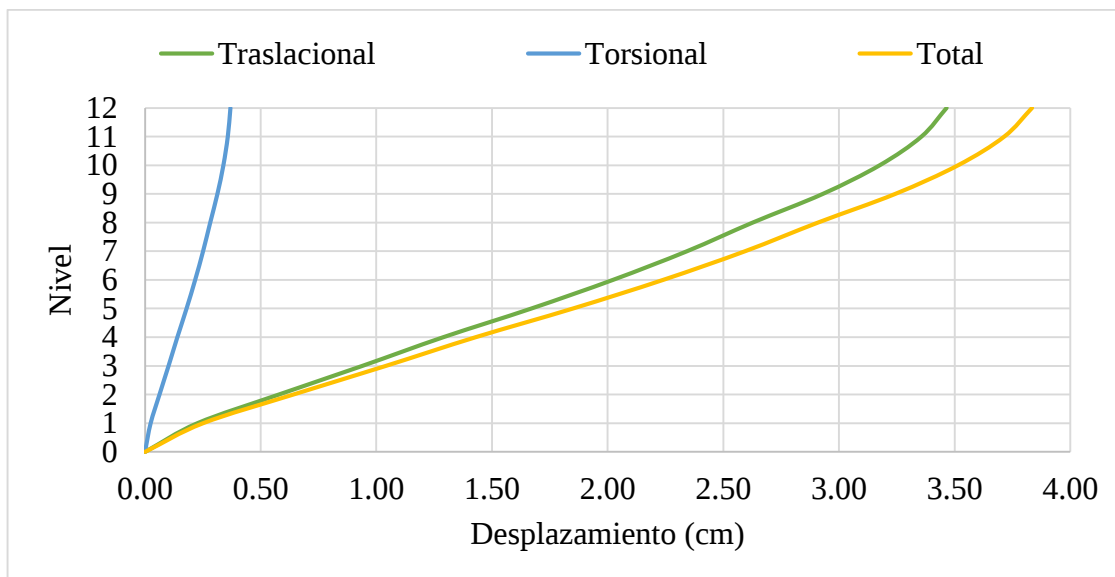


Figura 5.8 Desplazamientos Elásticos en Dirección X.

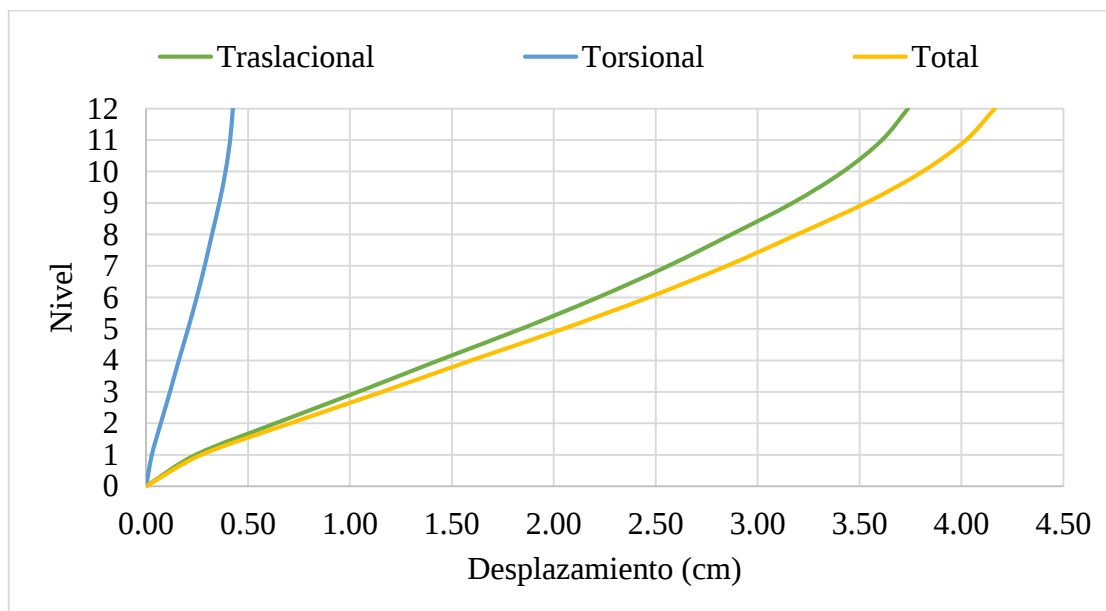


Figura 5.9 Desplazamientos Elásticos en Dirección Y.

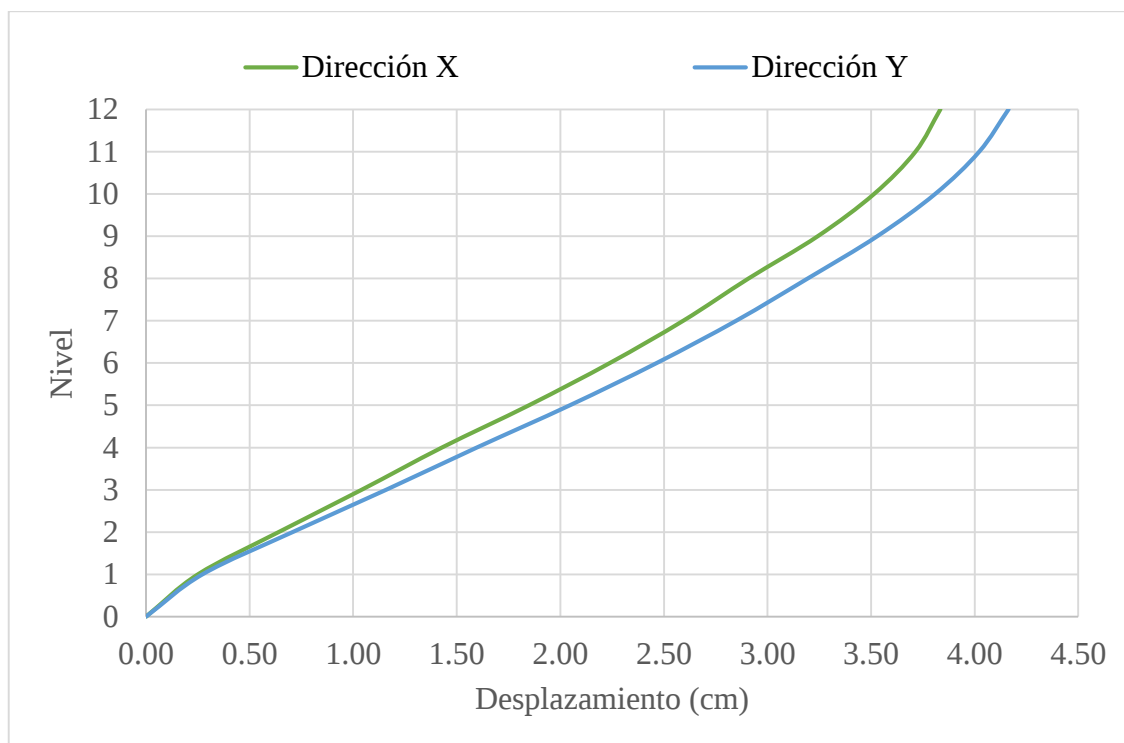


Figura 5.10 Desplazamientos Elásticos en Dirección X y Dirección Y.

5.10.6. Derivas

Los Desplazamientos laterales o inelásticos, en cumplimiento con la sección 5.1, capítulo 5, de la norma analizada, se calcularán multiplicando por $0.75R$ los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las sollicitaciones sísmicas reducidas. Cabe destacar que para los desplazamientos laterales no se consideraran los valores mínimos de C/R , ni la corrección realizada al cortante basal, mencionados en la sección 5.10.4.4. del presente Trabajo Especial de Grado. La **Tabla 5.21**. presenta los resultados obtenidos para el cálculo de desplazamientos inelásticos.

Tabla 5. 21 Desplazamientos Inelásticos.

Nivel	Dirección X		Dirección Y	
	$\Delta_{ei}(\text{cm})$	$\Delta_i(\text{cm})$	$\Delta_{ei}(\text{cm})$	$\Delta_i(\text{cm})$
12	3.834	23.006	4.164	24.984
11	3.714	22.286	4.023	24.137
10	3.515	21.089	3.810	22.862
9	3.243	19.458	3.531	21.185
8	2.909	17.453	3.195	19.171
7	2.594	15.562	2.850	17.098
6	2.239	13.436	2.466	14.797
5	1.849	11.094	2.047	12.281
4	1.429	8.572	1.597	9.584
3	1.041	6.246	1.160	6.957
2	0.641	3.843	0.708	4.249
1	0.251	1.504	0.273	1.636

Para obtener las derivas por nivel, la sección 5.1, capítulo 5, expresa que no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso (Distorsión) que se indica en la **Tabla 5.22**.

Tabla 5.22 Límites de distorsión del entrepiso.

Material Predominante	Δ_i/h_{ei}
Concreto Armado	0.0070
Acero	0.0010
Albañilería	0.0050
Madera	0.0010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0.0050

Fuente: Norma Técnica E.030

La **Tabla 5.23**, presentan los resultados obtenidos para la deriva por nivel de la edificación objeto de estudio.

Tabla 5.23 Derivas.

Nivel	Dirección X				Dirección Y			
	Δ_i (cm)	δ_i (cm)	$h_i-h_{(i-1)}$ (cm)	Δ_i/h_{ei}	Δ_i (cm)	δ_i (cm)	$h_i-h_{(i-1)}$ (cm)	Δ_i/h_{ei}
12	23.006	0.720	285	0.0025	24.984	0.847	285	0.0035
11	22.286	1.197	285	0.0042	24.137	1.275	285	0.0045
10	21.089	1.631	285	0.0057	22.862	1.676	285	0.0059
9	19.458	2.005	285	0.0070	21.185	2.015	285	0.0071
8	17.453	1.891	285	0.0066	19.171	2.072	285	0.0073
7	15.562	2.125	285	0.0075	17.098	2.302	285	0.0081
6	13.436	2.342	285	0.0082	14.797	2.515	285	0.0088
5	11.094	2.522	285	0.0088	12.281	2.697	285	0.0095
4	8.572	2.326	285	0.0082	9.584	2.627	285	0.0092
3	6.246	2.403	285	0.0084	6.957	2.708	285	0.0095
2	3.843	2.339	285	0.0082	4.249	2.613	285	0.0092
1	1.504	1.504	285	0.0053	1.636	1.636	285	0.0057

A partir de la **Tabla 5.23**, se puede concluir que la estructura no cumple con lo expresado en la sección 5.1., capítulo 5, de la Norma Técnica E.030 ya que el parámetro Δ_i/h_{ei} para ciertos entresijos es mayor a 0.0070, expresado en **Tabla 5.22**., para una edificación con concreto armado como material predominante.

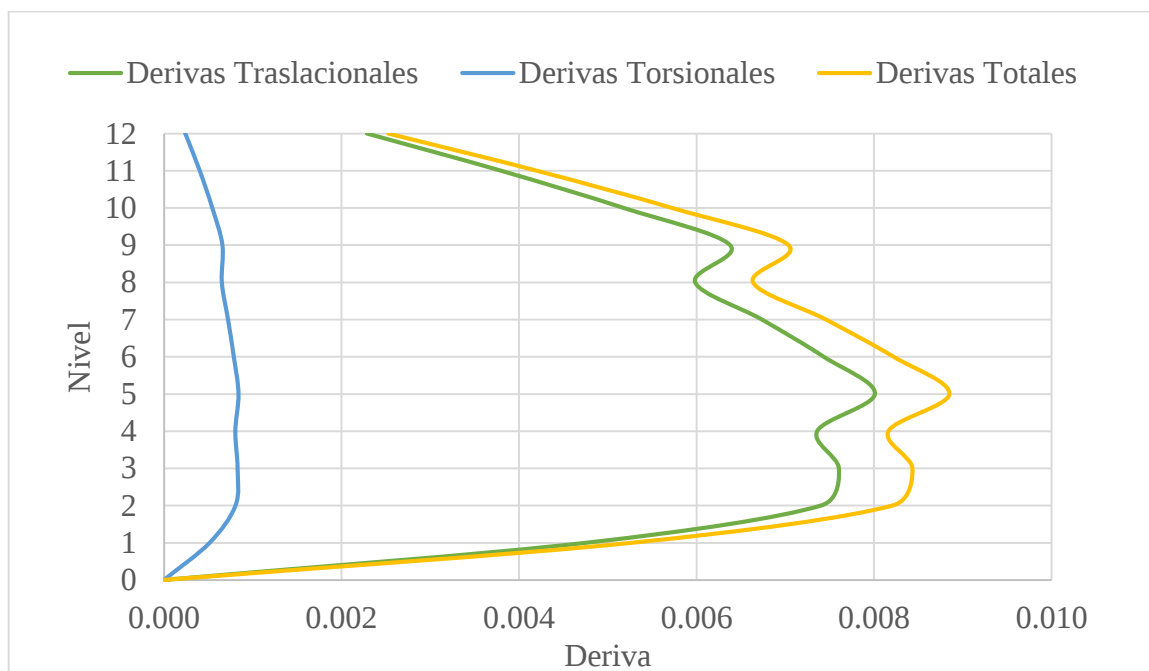


Figura 5.11 Derivas en Dirección X.

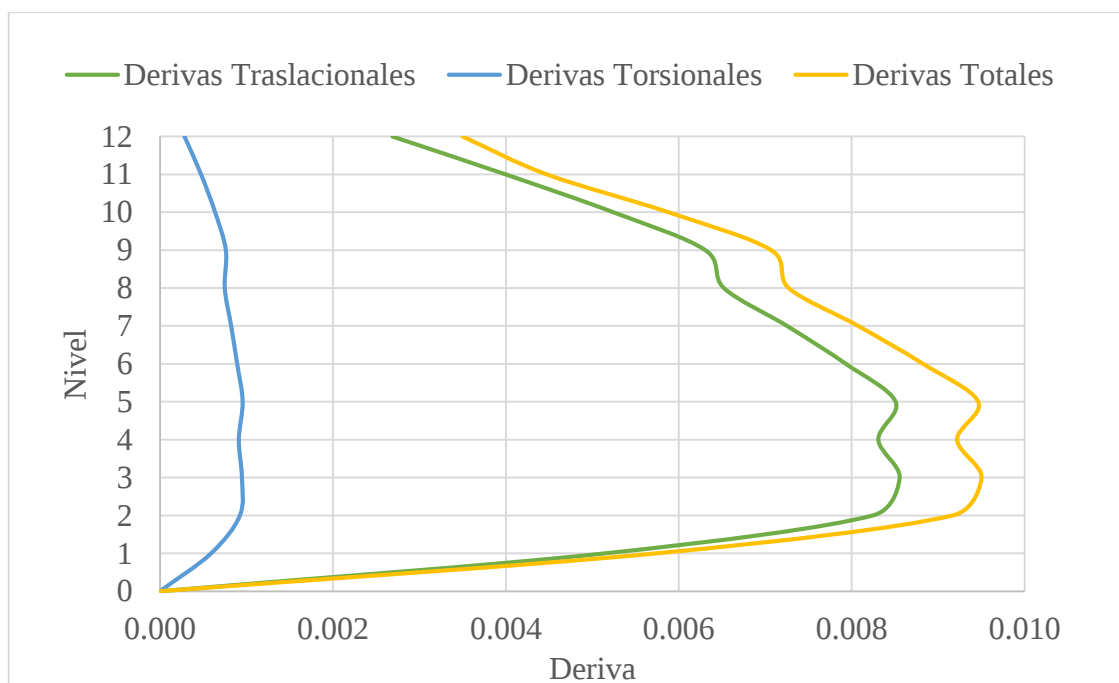


Figura 5.12 Derivas en Dirección Y.

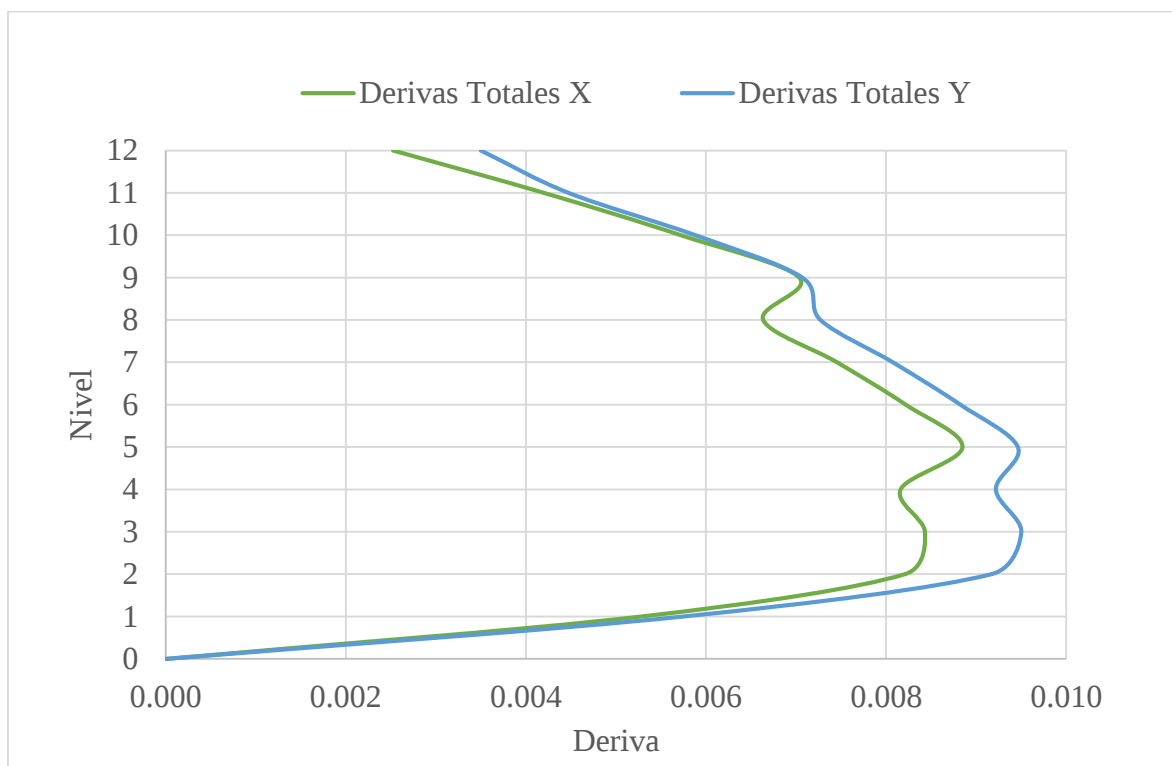


Figura 5.13 Derivas Totales en Ambas Direcciones.

CAPÍTULO 6

DISEÑO DE MIEMBROS SELECCIONADOS

6.1. ALCANCE

En el presente capítulo se utilizarán la FONDONORMA 1753-2006 “Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural” y la Norma E.060 “Concreto Armado” para el diseño de los miembros seleccionados que se presentarán a continuación para Venezuela y Perú respectivamente. Tanto la norma venezolana FONDONORMA 1753-2006 como la norma peruana E.060 hacen referencia a los criterios del ACI 318, sin embargo, cada uno hace ajustes de diseño propios a sus realidades.

6.2. MIEMBROS SELECCIONADOS

Considerando las mayores solicitaciones obtenidas al aplicar las combinaciones de cargas planteadas en ambas normas y las diferentes secciones tanto de vigas como de columnas, la **Tabla 6.1.** y **6.2.** presenta los miembros seleccionados para ser diseñados:

Tabla 6.1 Columnas seleccionadas.

Columna ⁽¹⁾	Dimensión (cm)	Altura (cm)
B3	60x45	285
B5	50x60	285
C2	60x40	285
C3	40x60	285

Nota ⁽¹⁾ Las columnas seleccionadas se encuentran todas en PB (Véase ANEXO A)

Tabla 6.2 Vigas Seleccionadas.

Nivel	Pórticos ⁽¹⁾	Dimensión	Longitud
-------	-------------------------	-----------	----------

		(cm)	(cm)
1	A2-A3	30x60	620
3	A4-B4	40x60	600
3	C1-C2	30x60	350
5	E4-E5	35x50	450

Nota ⁽¹⁾ Véase ANEXO A

6.3. DISEÑO DE MIEMBROS SEGÚN FONDONORMA 1753-2006.

FONDONORMA 1753-2006 establece los requisitos para el proyecto y la ejecución de edificaciones de concreto estructural que se proyecten o construyan en el territorio nacional venezolano. Aplica a todos los aspectos relativos al proyecto, construcción, inspección, supervisión, mantenimiento, evaluación, adecuación o reparación.

6.3.1. Combinaciones de Carga

Las solicitaciones de carga sobre la estructura, sus miembros y nodos para el Estado Límite de Agotamiento Resistente, se escogerán en base a premisa de ser aquellas que produzcan el efecto más desfavorable sobre la edificación. En cumplimiento con lo descrito y con la Sección 9.3, capítulo 9, de la norma, se considerarán las combinaciones de carga en las cuales estén presentes las solicitaciones sísmicas:

$$CU = 1.4CP \quad (\text{Ec. 6.1.})$$

$$CU = 1.2CP + 1.6CV \quad (\text{Ec. 6.2.})$$

$$CU = 1.2CP + \gamma CV \pm S \quad (\text{Ec. 6.3.})$$

$$CU = 0.9CP \pm S \quad (\text{Ec. 6.4.})$$

Dónde:

CU: Carga Ultima

CP: Carga Permanente

CV: Carga Variable

γ : Factor de combinación debido a las acciones variables. Para edificaciones destinadas a vivienda se tomará igual a 0.5.

S: Sismo

Para el caso de la dirección vertical se tomará en consideración para el análisis el 70% del sismo en dirección horizontal.

6.3.2. Porcentaje de Acero en Columnas

Al aplicar a la estructura las combinaciones de cargas descritas, a través del Programa de Cálculo Automatizado ETABS v16.2.0 y considerando la combinación más desfavorable para cada uno de los miembros seleccionados, se presenta la **Tabla 6.3.** con los resultados para los porcentajes de acero obtenidos:

Tabla 6.3 Porcentajes de Acero en Columnas Según FONDONORMA 1753-2006.

Columna	Fuerza Axial	Mx	My	ρ	As
	Ton	Ton-m	Ton-m	%	cm ²
B3	367.177	14.29	21.55	2.08	56.16
B5	235.107	23.27	19.80	1.00	30.00
C2	249.029	-21.69	-10.62	1.18	28.32
C3	296.074	11.04	-18.73	1.57	37.68

6.3.3. Porcentaje de Acero en Vigas

La **Tabla 6.4.** presenta los porcentajes de acero mínimos y requeridos en vigas al aplicar la combinación de carga más desfavorable:

Tabla 6.4 Porcentaje de Acero en Vigas según FONDONORMA 1753-2006.

Pórtico	Momento	ρ	As	As _{min}
	Ton-m	%	cm ²	cm ²

A2-A3	M+	7.22	0.30	5.40	5.40
	M-	16.04	0.46	8.28	
A4-B4	M+	9.84	0.30	7.20	7.20
	M-	24.02	0.52	12.48	
C1-C2	M+	15.42	0.44	7.92	5.40
	M-	20.28	0.59	10.62	
E4-E5	M+	9.13	0.32	5.60	5.13
	M-	16.82	0.62	10.85	

El acero mínimo requerido en las vigas se calculó aplicando la siguiente ecuación:

$$A_{s_{min}} = \frac{14 \cdot b_w \cdot d}{f_y} \quad (\text{Ec. 6.5.})$$

Como se aprecia en la **Tabla 6.4.**, para ambos momentos, tanto positivos como negativos, es necesaria la colocación del acero requerido y no el mínimo.

6.4. DISEÑO DE MIEMBROS SEGÚN LA NORMA E.060

La Norma E.060 fija los requisitos y exigencias mínimas para el análisis, el diseño, los materiales, la construcción, el control de calidad y la supervisión de estructuras de concreto armado, preesforzado y simple.

6.4.1. Combinaciones de Cargas

La Norma E.060 en su sección 9.2., capítulo 9, expresa las diferentes combinaciones de carga establecidas según resistencia de diseño requerida. Al igual que en la aplicación de FONDONORMA 1756-2006, se aplicarán las combinaciones que contemplen cargas muertas, vivas y de sismo:

$$CU = 1.4CM + 1.7CV \quad (\text{Ec. 6.6.})$$

$$CU = 1.25(CM + CV) \pm CS \quad (\text{Ec. 6.7.})$$

$$CU = 0.90CM \pm CS \quad (\text{Ec. 6.8.})$$

Donde:

CM: carga muerta

CV: carga viva

CS: sismo

El sismo a su vez se divide en dirección horizontal y vertical. La Norma Técnica E.030 establece en su sección 4.6.2, capítulo 4, que la dirección vertical se debe considerar como 2/3 la dirección horizontal. En consideración con los descrito anteriormente, las combinaciones de cargas aplicadas a la edificación serán:

$$CU = 1.4CM + 1.7CV$$

$$CU = 1.25(CM + CV) \pm CS_H \pm \frac{2}{3}CS_V$$

$$CU = 0.90CM \pm CS_H \pm \frac{2}{3}CS_V$$

6.4.2. Porcentaje de Acero en Columnas

Al aplicar la combinación más desfavorable para cada una de las columnas seleccionadas a través de Programa de Cálculo Automatizado ETABS v16.2.0, se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 6.5 Porcentaje de Acero en Columnas Según la Norma E.060.

Columna	Fuerza Axial	Mx	My	ρ	As
---------	--------------	----	----	--------	----

	Ton	Ton-m	Ton-m	%	cm ²
B3	420.592	13.797	21.191	2.80	75.60
B5	256.766	22.443	29.051	1.00	30.00
C2	285.470	-21.080	-10.240	1.50	36.00
C3	339.706	10.690	-18.178	2.23	53.52

6.4.3. Porcentaje de Acero en Vigas

La **Tabla 6.6.** presenta los porcentajes de acero mínimos y requeridos en vigas al aplicar la combinación de carga más desfavorable:

Tabla 6.6 Porcentaje de Acero en Vigas Según la Norma E.060.

Pórtico	Momento		ρ	As	As _{min}
	Ton-m		%	cm ²	cm ²
A2-A3	M+	6.64	0.30	5.40	4.27
	M-	16.30	0.47	8.46	
A4-B4	M+	9.27	0.30	7.20	5.69
	M-	24.91	0.54	12.96	
C1-C2	M+	15.09	0.43	7.74	4.27
	M-	20.43	0.59	10.62	
E4-E5	M+	8.64	0.31	5.43	4.06
	M-	17.33	0.64	11.20	

El acero mínimo requerido en las vigas se calculó aplicando la siguiente ecuación:

$$As_{min} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b_w \cdot d \quad (\text{Ec. 6.9.})$$

La **Tabla 6.6.** refleja que, para ambos momentos, tanto positivos como negativos, es necesaria la colocación del acero requerido y no el mínimo en cada uno de los miembros seleccionados

CAPÍTULO 7

ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS DEL ANÁLISIS SÍSMICO SEGÚN LA NORMA COVENIN 1756-2001 Y LA NORMA TÉCNICA E.030

7.1. ALCANCE

En el presente Capítulo se muestra el análisis comparativo entre la norma sísmica de Venezuela “Edificaciones Sismorresistentes” (COVENIN 1756-2001) y la norma sísmica de Perú (Norma Técnica E.030) “Diseño Sismorresistente”, el procedimiento de comparación se basa en los coeficientes necesarios para la construcción del espectro, fuerzas cortantes, momentos torsores, desplazamientos y derivas según el cumplimiento de los criterios que establece cada una de las normas sísmicas ya mencionadas, y los porcentajes de acero en miembros seleccionados aplicando la norma FONDONORMA 1753-2006 en el caso de Venezuela y la NTE E.060 en el caso de Perú.

7.2. FUNDAMENTOS E HIPÓTESIS BÁSICAS DEL DISEÑO SISMORRESISTENTE.

Ambas normas establecen fundamentos e hipótesis básicas del diseño sismorresistente, orientadas a estructuras que cumplan condiciones en el momento en que se produzca un movimiento sísmico. En la **Tabla 7.1** se presentan las condiciones que establecen cada una de las normas ante la ocurrencia de estos movimientos sísmicos.

Tabla 7.1 Fundamentos e hipótesis básicas según COVENIN 1756-2001 Y NTE E.030.

Tipo de Sismo	COVENIN 1756-2001	NTE E.030
Movimientos Sísmicos menores o severos	Las estructuras pueden sufrir daños no estructurales, que no afecten su operación o mantenimiento.	--

Tabla 7.1 Fundamentos e Hipótesis Básicos Según COVENIN 1756-2001 y NTE E.030 (cont.)

Movimientos Sísmicos Moderados	Las estructuras podrán sufrir daños moderados en sus componentes no-estructurales y daños muy limitados en los componentes estructurales.	La estructura debería soportar movimientos del suelo calificados como moderados para el lugar del proyecto.
Movimiento Sísmico de Diseño	Debería haber una baja probabilidad de alcanzar el estado de agotamiento resistente y los daños estructurales y no estructurales sean, es su mayoría, reparables.	--
Movimientos Sísmicos especialmente severos.	Se debe reducir la probabilidad de derrumbe, aunque la reparación de la edificación pueda ser inviable económicamente.	La estructura no debería colapsar ni causar daños graves a las personas, aunque podría presentar daños importantes. Las edificaciones esenciales definidas en la sección 5.6 , se tendrán consideraciones especiales orientadas a lograr que permanezcan en condiciones operativas luego de un sismo severo.

En la **Tabla 7.1** se observa que la norma de Venezuela (COVENIN 1756-2001) presenta cuatro tipos de movimientos sísmicos mientras que la norma de Perú (NTE E.30) solo presenta dos tipos de movimientos sísmicos, ninguna de las normas establece un intervalo o como clasifican los movimientos sísmicos de acuerdo a su magnitud. En cuanto a la comparación que presentan ambas normas para movimientos sísmicos moderados, para la norma COVENIN 1756-2001 las estructuras pueden sufrir daños moderados en sus componentes no-estructurales y daños muy limitados en los componentes estructurales,

mientras que la norma técnica E.030 no permite que sufran daños, sino que sean capaces de soportar movimientos sísmicos moderados. Mientras que para movimientos especialmente sísmicos especialmente severos ambas normas establecen que la estructura no debería colapsar, aunque la reparación puede resultar inviable por los daños importantes sufridos. Igualmente, es este último caso, ambas normas establecen que las edificaciones esenciales deben quedar operativas luego de la ocurrencia de sismos extremos.

7.3. COEFICIENTES DE DISEÑO DE LOS ESPECTROS SEGÚN LA NORMA COVENIN 1756-2001 Y NORMA TECNICA E.030

La edificación objeto de estudio fue diseñada bajo el cumplimiento de la norma COVENIN 1756-2001, en este sentido se seleccionaron parámetros similares en la Norma Técnica E.030 para el correcto análisis comparativo.

7.3.1. Zonificación Sísmica

La zonificación sísmica es una distribución espacial en la que se consideran los movimientos sísmicos y la atenuación de estos con la distancia epicentral. Cada una de estas zonas tiene una aceleración horizontal del terreno propia, se presentan en la **Tabla 7.2**.

Tabla 7.2 Zonificación Sísmica.

Zonas Sísmicas	COVENIN 1756-2001	NTE E.030
	$A_0^{(1)}$	$Z^{(1)}$
7	0.40	--
6	0.35	--
5	0.30	--
4	0.25	0.45
3	0.20	0.35
2	0.15	0.25
1	0.10	0.10
0	--	--

Nota (1) Los parámetros A_0 y Z representan una fracción de la aceleración de gravedad.

En la **Tabla 7.2.** se puede observar la diferencia entre la zonificación de ambos países, la norma COVENIN 1756-2001 divide el territorio nacional en ocho zonas sísmicas mientras que la NTE E.030 lo divide en cuatro. Considerando que la edificación fue diseñada en la zona sísmica cinco de la norma venezolana y en vista de que la norma peruana no contempla una zona sísmica con igual aceleración horizontal, para la NTE E.030 se seleccionó la zona tres, la cual tiene una aceleración de 0.35g, esta diferencia representa un porcentaje de 14.3% superior al considerado según la Norma COVENIN 1756-2001.

7.3.2. Condiciones Geotécnicas

Las condiciones geotécnicas se clasifican según las velocidades promedio de las ondas de corte y el tipo de material predominante en el suelo, la Norma COVENIN 1756-2001 presenta cuatro perfiles geotécnicos (S1-S4), mientras que la NTE E.030 presenta cinco (S₀-S₄). La edificación objeto de estudio se proyectó en un perfil de suelo S2, con un promedio de velocidad de ondas de corte entre 250-400 m/s, para el análisis según la Norma COVENIN 1756-2001.

Para el análisis según la NTE E.030 se consideró un perfil geotécnico con velocidades de ondas de corte similares a las seleccionadas la norma venezolana; el perfil geotécnico según la norma peruana es un perfil S₂, con velocidades promedio de ondas de corte entre 180-500 m/s.

7.3.3. Clasificación Según El Uso

Ambas normas requieren que la edificación sea clasificada o categorizada según el uso al que este destinada, esta clasificación considera la importancia de la edificación lo cual permite obtener un factor de importancia o uso que será aplicado en el espectro de diseño. La **Tabla 7.3.** presenta los factores de importancia o uso según la categoría.

Tabla 7.3 Factor de Importancia o Uso.

Categoría	COVENIN 1756-2001	NTE E.030
-----------	-------------------	-----------

	α		U	
A	1.30		A1	Véase sección 5.6
			A2	1.50
B	B1	1.15	1.30	
	B2	1.00		
C	Véase sección 4.3		1.00	
D	--		Véase sección 5.6	

En cumplimiento con la norma COVENIN 1756-2001, para edificaciones de apartamentos de vivienda se trata del Grupo B2 (Véase **sección 4.3**), le corresponde un factor α igual a 1.00, mientras que para la NTE E.030 se considera en el Grupo C (Véase **sección 5.6**), con un factor U igual a 1.00. Ambas normas, por ser una edificación destinada al uso vivienda estipulan un mismo valor para el factor de uso.

7.3.4. Factor de Reducción de Respuesta.

El factor de reducción de respuesta divide las ordenadas del espectro de respuesta elástica para obtener el espectro de diseño, ambas normas lo seleccionan según el sistema estructural de la edificación y en caso de que esta no sea regular, se debe aplicar un factor de minoración según el tipo de irregularidad que presente; las consideraciones para determinar la regularidad de la edificación se presentan en cada una de las normas.

Al tratarse de una edificación compuesta por pórticos en sus direcciones de análisis, la Norma COVENIN 1756-2001 establece un factor de reducción de respuesta R igual a 6, mientras que la NTE E.030 le asigna un valor de R igual a 8. El ANEXO D y el ANEXO E demuestran la regularidad estructural de la edificación en cumplimiento con la Norma COVENIN 1756-2001 y la NTE E.030, respectivamente; debido a que la edificación no posee irregularidades los factores de reducción de respuesta no serán minorados.

7.3.5. Resumen de los Parámetros para la Construcción de los Espectros de Diseño

En la **Tabla 7.4.** se presenta los parámetros de diseño para la edificación, los valores que se presentaran en la tabla mencionada, son los necesarios para la construcción del espectro de diseño que establece cada una de las normas del análisis.

Tabla 7.4 *Parámetros Utilizados para la realización de los espectros de diseño según la Norma COVENIN 1756-2001 y la Norma Técnica E.030.*

Descripción	COVENIN 1756-2001			NTE E.030		
	Sección	Parámetro	Coeficiente	Sección	Parámetro	Coeficiente
Zonificación Sísmica	4.1	--	5	2.1	--	3
Aceleración máxima horizontal del terreno, expresada como una fracción de la gravedad	4.1	Ao	0.30	2.1	Z	0.35
Condiciones Geotécnicas	5.1	--	S2	2.3	--	S2
Factor de corrección de aceleración Horizontal	5.1	ϕ	0.90	N/A	N/A	N/A
Factor de Amplificación del Suelo	N/A	N/A	N/A	2.4	S	1.2
Períodos	N/A	N/A	N/A	2.4	Tp TL	0.60 2.00
Clasificación Según el uso	6.1	Grupo B2	--	3.1	Categoría C	--
Factor de Uso o Importancia	6.1	α	1	3.1	U	1
Factor de Reducción de Respuesta, Coeficiente de Reducción de fuerzas sísmicas.	6.4	R	6	3.8	R	8
Factor de	7.2	β	2.6	N/A	N/A	N/A

magnificación promedio						
---------------------------	--	--	--	--	--	--

7.4. ESPECTRO DE RESPUESTA ELÁSTICO

En la **Figura 7.1.** se presentan los espectros de respuesta elásticos según la Norma COVENIN 1756-2001 y la NTE E.030.

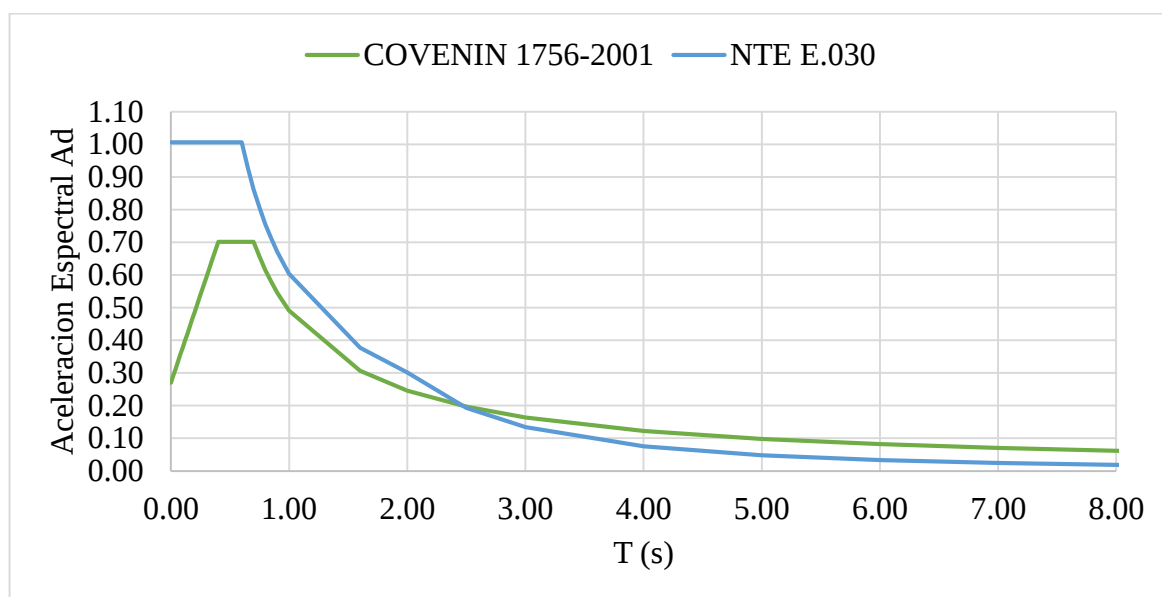


Figura 7.1 Espectros de Respuesta Elásticos, Norma COVENIN 1756-2001 y NTE E.030.

De la **Figura 7.1.** se pueden destacar los siguientes aspectos:

- Para $T=0.00$, la aceleración en espectro venezolano es de $A_d=0.270g$ mientras que para el espectro peruano la aceleración es $A_d=1.010g$. Esta diferencia inicial se debe a que la Norma venezolana exige un factor de corrección (ϕ) que atenúa las aceleraciones del terreno, mientras que la norma peruana presenta un factor (S) que amplifica dichas aceleraciones.

- Inicialmente, el espectro venezolano presenta una rama ascendente entre los intervalos $0.00s \leq T \leq 0.40s$ hasta llegar a una aceleración de $0.702g$ la cual se mantiene constante hasta el período $T^+ = 0.70s$, mientras que el espectro peruano inicia con una planicie de aceleración constante igual a $1.010g$ que se mantiene hasta el período $T_P = 0.60s$.
- Luego de la planicie, en el espectro peruano comienza una rama descendente cuando $T > T_P$ en la cual el parámetro C deja de amplificar y empieza a atenuar las aceleraciones a medida que el período aumenta; con respecto al espectro venezolano, se observa la rama descendente cuando $T > T^*$.
- En el espectro peruano, cuando $T > T_L$ siendo T_L igual a $2.00s$, la rama descendente cambia la expresión que la define. Al entrar en esta otra rama descendente, ambos espectros se cortan cuando T es igual a $2.46s$ con una aceleración de $0.20g$. En esta rama las aceleraciones del espectro peruano se atenúan más que las del espectro venezolano, por lo cual, luego del punto de corte, las aceleraciones del espectro peruano son menores a las del venezolano.

7.5. ESPECTRO DE DISEÑO

Los espectros de diseño se construyeron a partir de los espectros elásticos aplicando el factor de reducción de respuesta correspondiente a cada una de las normas, mencionados en las **Tabla 7.4.** en la **Figura 7.2.** se presentan los espectros de diseño para la Norma COVENIN 1756-2001 y la NTE E.030.

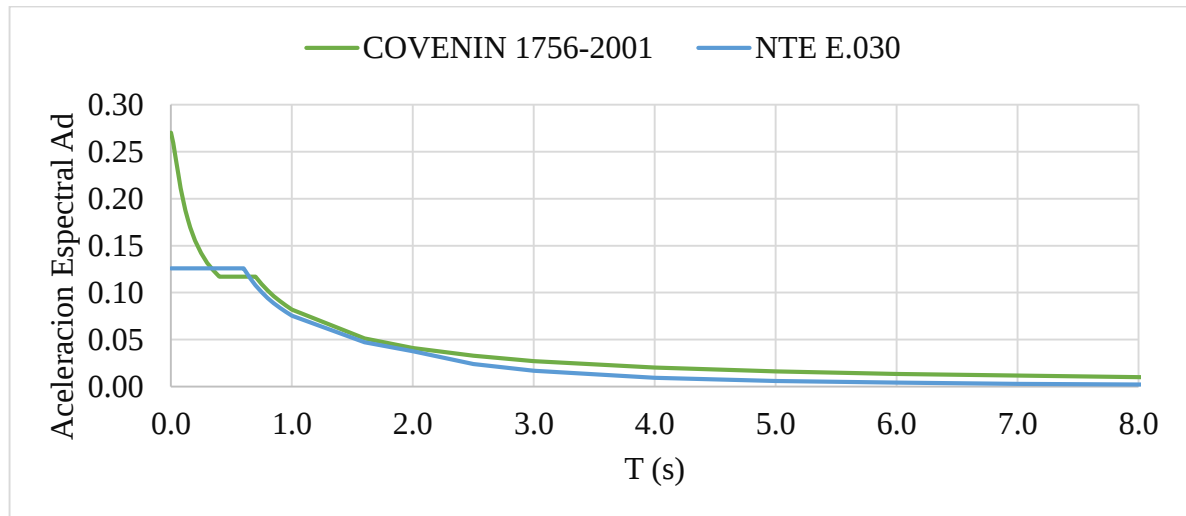


Figura 7.2 Espectros de Diseño, Norma COVENIN 1756-2001 y NTE E.030.

A partir de la Figura 7.2. se puede resaltar los siguientes aspectos:

- Las aceleraciones del espectro de diseño peruano son el cociente de las aceleraciones del espectro elástico entre el factor de reducción de respuesta.
- Cuando $T=0$ s el espectro peruano presenta una aceleración igual a $A_d=0.126g$ mientras que el espectro venezolano tiene una aceleración inicial de $A_d=0.270g$, para este segundo espectro no se aprecia variación con respecto al espectro de respuesta elástico (Véase **sección 7.4.**), ya que, cuando el período es igual $T=0$, la expresión que define la primera rama del espectro depende únicamente de α , ϕ y A_0 , por lo que el factor de reducción de respuesta no modificará el valor de la aceleración inicial.
- Para el espectro de diseño venezolano, cuando $T \leq T^+$, se presenta la primera rama descendente iniciando en una aceleración $A_d=0.270g$ hasta $A_d=0.117g$. Mientras que el espectro peruano presenta su planicie cuando $T \leq T_p$, manteniendo en este intervalo una aceleración $A_d=0.126g$.
- En el período $T=0.336s$ ocurre el primer punto de intersección entre ambos espectros, la aceleración para este punto es igual a $A_d=0.126g$ y se ubica en la primera

rama de ambos espectros. A partir de este punto el espectro venezolano continua su descendencia, presentando menores aceleraciones que el espectro peruano.

– La segunda rama del espectro de diseño venezolano, es una planicie que está entre los intervalos $T^* \leq T \leq T^+$, con una aceleración constante de $A_d = 0.117g$; mientras que el espectro de diseño peruano comienza a descender, este primer descenso se encuentra limitado entre el intervalo $T_L \leq T \leq T_P$ en el cual la aceleración va desde $A_d = 0.126g$ hasta $A_d = 0.038g$.

– El segundo punto de corte entre los espectros de diseño se encuentra en la segunda rama de ambos, ocurre cuando el período es igual a $T = 0.645s$ con una aceleración igual a $A_d = 0.117g$. A partir de este punto las aceleraciones del espectro venezolano son mayores a las del espectro de diseño peruano.

– La segunda rama descendente del espectro de diseño venezolano se encuentra cuando $T > T^*$, mientras que la del espectro peruano está a partir de $T > T_L$.

La **Tabla 7.5.** presenta los valores obtenidos de las aceleraciones en cada dirección de estudio de la edificación, correspondientes a los períodos fundamentales respectivamente.

Tabla 7.5 Aceleraciones según el Período Fundamental.

Dirección	Período Fundamental T (s)	COVENIN 1756-2001	NTE E.030
		A_d (g)	A_d (g)
X	1.239	0.066	0.061
Y	1.424	0.058	0.053

De la **Tabla 7.5.** se puede resaltar que la edificación en estudio presenta aceleraciones mayores al aplicar el espectro de la norma venezolana en sus períodos fundamentales para ambas direcciones análisis en comparación al espectro de la norma peruana. Para la dirección X la diferencia es de 7.58%, mientras que para la dirección Y la diferencia es de 8.62%.

7.6. MÉTODO DE ANÁLISIS

Para el cumplimiento de los objetivos planteados inicialmente en este Trabajo Especial de Grado se eligió el método de análisis considerando la regularidad de la estructura y la altura de la misma. Para edificios con alturas mayores a 30m, la norma COVENIN 1756-2001 establece que se debe emplear como mínimo un análisis dinámico plano, en el cual los efectos traslacionales se determinaron según el Método de Superposición Modal con un Grado de Libertad por Nivel y los efectos torsionales se determinaron por el Método de la Torsión Estática Equivalente. Con respecto a la Norma Técnica E.030, se utilizó el Análisis Dinámico Modal Espectral, dicho análisis incluye los efectos traslacionales y torsionales y se plantea con Tres Grados de Libertad por nivel.

Considerando que, para análisis bajo el cumplimiento de la norma venezolana, la diferencia entre los desplazamientos obtenidos por un Grado de Libertad y Tres Grados de Libertad resultó despreciable, para la comparación de los desplazamientos entre ambas normas se utilizarán los resultados obtenidos según el planteamiento de Tres Grado de Libertad por nivel.

7.6.1. Modos de Vibración

Ambas normas estipulan que el número de modos de vibración a utilizar sean aquellos en el que se garantice que la sumatoria de las masas, en cada una de las direcciones de análisis, excede el 90% de la masa total de la edificación del edificio. En cumplimiento con lo expresado anteriormente, se seleccionaron 16 modos de vibración, cuyas sumatoria de las masas participativas es 96.58% en dirección X y 97.32% en dirección Y.

7.6.2. Control de Corte Basal

Tanto la Norma COVENIN 1756-2001 como la NTE E.030, establecen que los cortes basales obtenidos mediante el análisis dinámico deben ser comparados con los obtenidos mediante el análisis estático. La norma venezolana exige que el corte basal dinámico sea mayor o igual al estático, mientras que la norma peruana exige que el corte basal dinámico sea

mayor o igual al 80% del corte basal estático. La **Tabla 7.6.** refleja los cortes basales mínimos según cada norma y los obtenidos a partir del análisis dinámico con la ayuda del Programa de Cálculo Automatizado ETABS v.16.2.0 en cada dirección de estudio.

Tabla 7.6 Control de Corte Basal.

	COVENIN 1756-2001		NTE E.030	
	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
V_{min}	211.84	211.84	295.68	255.89
V_{dinámico}	270.87	242.14	263.10	233.58

Se puede observar, en la **Tabla 7.6.**, que el corte basal dinámico para ambas direcciones, aplicando la norma COVENIN 1756-2001, es mayor al corte basal mínimo obtenido mediante el análisis estático, cumpliendo con las exigencias que estipula la norma. Aplicando la Norma Técnica E.030, considerando que los cortes basales dinámicos son menores a los cortes basales mínimos obtenidos mediante el análisis estático, se debe proceder a mayorar los cortes basales dinámicos con un factor que será el cociente entre el corte basal mínimo y el corte basal estático, para la dirección X el factor de corrección es igual a 1.124, mientras que para la dirección Y será igual a 1.096.

Tabla 7.7 Corte Basal de Diseño.

NORMA	Corte Basal (Ton)		Diferencia (%)	
	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
COVENIN 1756-2001	270.87	242.14	8.40	5.42
NTE E.030	295.72	256.00		

En la **Tabla 7.7.** se refleja la diferencia de corte basal entre ambas normas, siendo mayores para la Norma Técnica E.030 en un 8.40% para la dirección X y 5.42% para la dirección Y.

7.6.3. Fuerzas Laterales y Fuerzas Cortantes

Las fuerzas cortantes fueron obtenidas a partir del Programa de Cálculo Automatizado ETABS v.16.2.0 aplicando cada uno de los espectros de las normas estudiadas. La **Tabla 7.8.** presenta la distribución de las fuerzas laterales.

Tabla 7.8 Fuerzas Laterales Según la Norma COVENIN 1756-2001 y NTE E.030.

Nivel	COVENIN 1756-2001		NTE E.030	
	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
12	45.67	42.05	49.93	44.99
11	39.91	36.15	44.79	39.46
10	32.48	28.73	36.33	31.11
9	27.83	24.14	29.83	24.89
8	23.91	20.65	24.87	20.45
7	21.93	18.44	22.77	18.17
6	19.88	16.91	20.90	16.90
5	17.29	15.35	18.82	15.94
4	14.63	13.48	16.64	14.84
3	12.93	12.15	14.82	13.74
2	9.88	9.60	11.06	10.67
1	4.53	4.47	4.94	4.85

En la **Figura 7.3.** y **Figura 7.4.** se presentan las distribuciones de las fuerzas laterales para cada una de las direcciones de estudio.

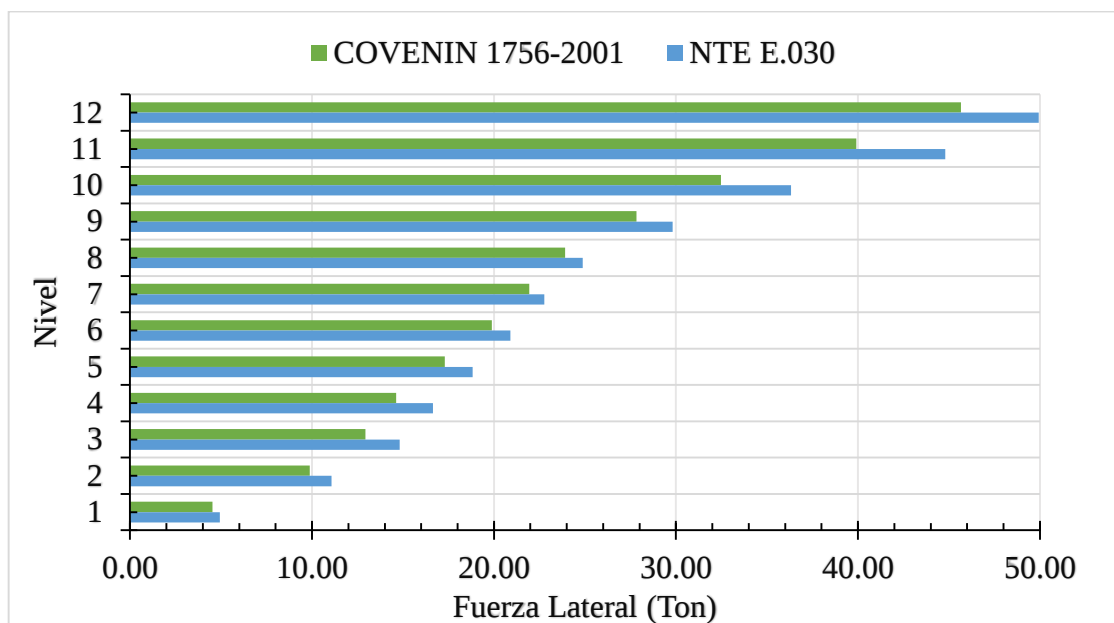


Figura 7.3 Fuerzas Laterales en Dirección X Según Norma COVENIN 1756-2001 y NTE E.030.

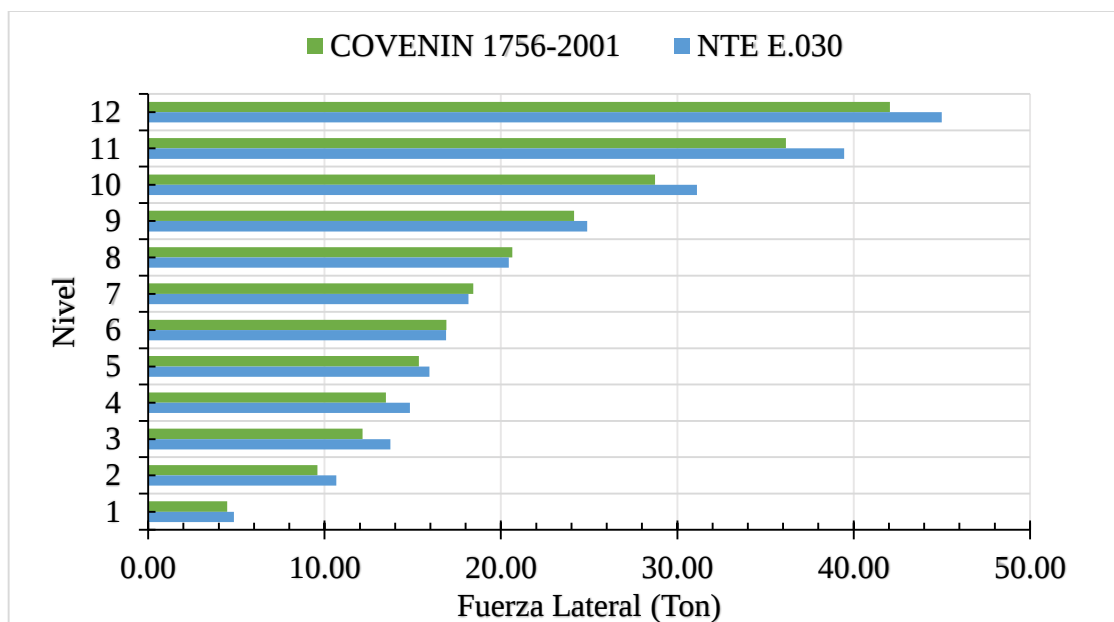


Figura 7.4 Fuerzas Laterales en Dirección Y Según Norma COVENIN 1756-2001 y NTE E.030.

Los valores de las fuerzas laterales obtenidos para la Norma Técnica E.030, en la dirección X son mayores a los obtenidos en la norma COVENIN 1756-2001, mientras que

para la dirección Y entre el nivel 6 y 8, ambos inclusive, los valores de las fuerzas laterales para la norma venezolanas son mayores a los obtenidos por la norma peruana. La mayor diferencia entre las fuerzas laterales se presenta en el nivel 3 con un 12.79% en dirección X y un 11.53% en dirección Y.

Con respecto a las fuerzas cortantes, los resultados para ambas normas se presentan en la **Tabla 7.9**.

Tabla 7.9 Fuerzas Cortantes Según la Norma COVENIN 1756-2001 y NTE E.030.

Nivel	COVENIN 1756-2001		NTE E.030	
	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
12	45.67	42.05	49.93	44.99
11	85.58	78.21	94.72	84.46
10	118.06	106.94	131.05	115.57
9	145.89	131.08	160.88	140.46
8	169.80	151.73	185.75	160.91
7	191.74	170.17	208.52	179.07
6	211.61	187.08	229.42	195.97
5	228.91	202.44	248.24	211.91
4	243.53	215.92	264.89	226.74
3	256.46	228.07	279.71	240.48
2	266.34	237.67	290.78	251.15
1	270.87	242.14	295.72	256.00

En la **Figura 7.5.** y **Figura 7.6.** se presentan las distribuciones de las fuerzas cortantes para cada una de las direcciones de estudio.

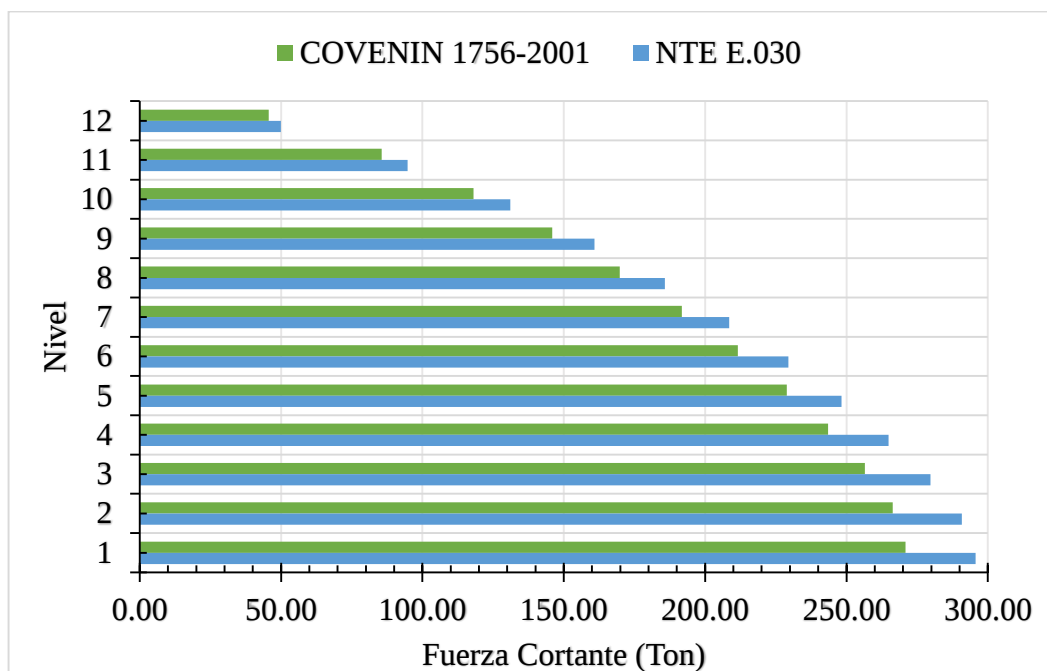


Figura 7.5 Fuerzas Cortantes en Dirección X Según Norma COVENIN 1756-2001 y NTE E.030.

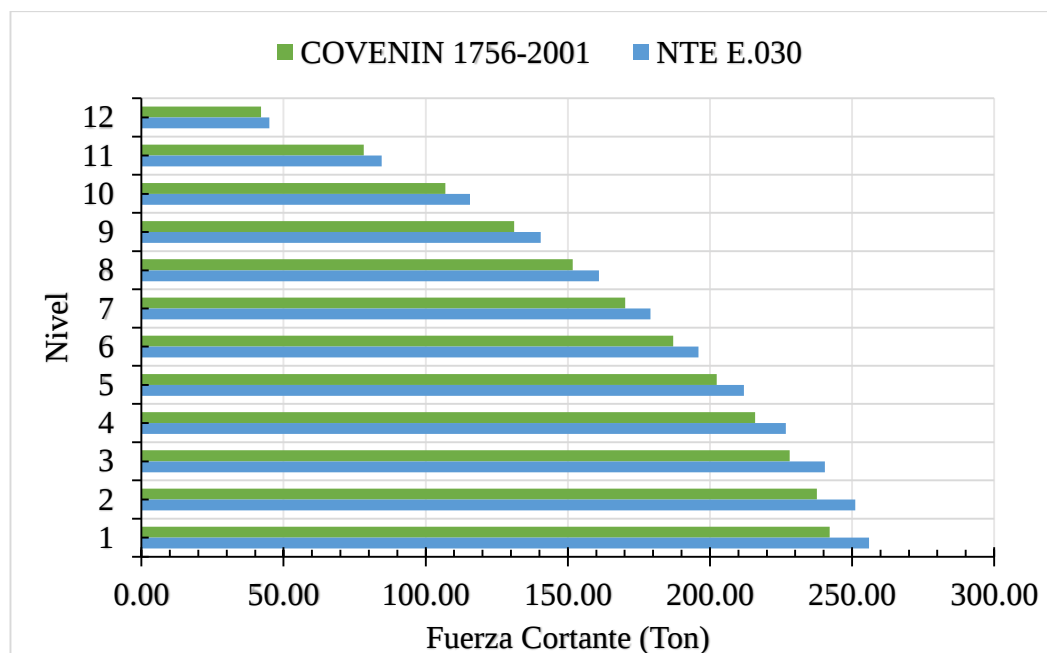


Figura 7.6 Fuerzas Cortantes en Dirección Y Según Norma COVENIN 1756-2001 y NTE E.030.

En la **Figura 7.5.** y **Figura 7.6.** se observa que las fuerzas cortantes obtenidas en la Norma Técnica E.030 son mayores a las obtenidas por la Norma COVENIN 1756-2001, la mayor diferencia entre los cortes basales obtenidos mediante la aplicación de ambas normas ocurre en el nivel 10, con una diferencia de 9.91% y 7.47% en las direcciones X y Y respectivamente; en la base, como se vio anteriormente, las diferencias que se presenta entre ambas normas es de 8.40% en la dirección X y 5.42% en la dirección Y. En general, para ambas direcciones de análisis, la variación entre las fuerzas cortantes obtenidas es poca.

7.6.4. Momentos Torsores

Los Momentos torsores obtenidos de acuerdo a los parámetros establecidos en la Norma COVENIN 1756-2001 y NTE E.030, en cada dirección de estudio, se presentan en la **Tabla 7.10.**

Tabla 7.10 Torque por nivel Según la Norma COVENIN 1756-2001 y NTE E.030.

Nivel	COVENIN 1756-2001		NTE E.030	
	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
12	53.15	72.17	48.43	50.84
11	46.46	61.19	43.45	44.59
10	37.81	48.42	35.24	35.15
9	32.39	40.61	28.93	28.13
8	27.84	32.68	24.13	23.11
7	25.53	30.67	22.09	20.53
6	23.14	28.08	20.27	19.09
5	20.13	25.46	18.26	18.01
4	17.03	21.23	16.14	16.77
3	15.05	20.08	14.38	15.52
2	11.50	15.85	10.73	12.06
1	5.27	4.68	4.80	5.48

En la **Figura 7.7** y la **Figura 7.8**, se presentan la distribución de los torques aplicados por nivel en cada una de las direcciones de estudio, de acuerdo a lo presentado en la Tabla anterior.

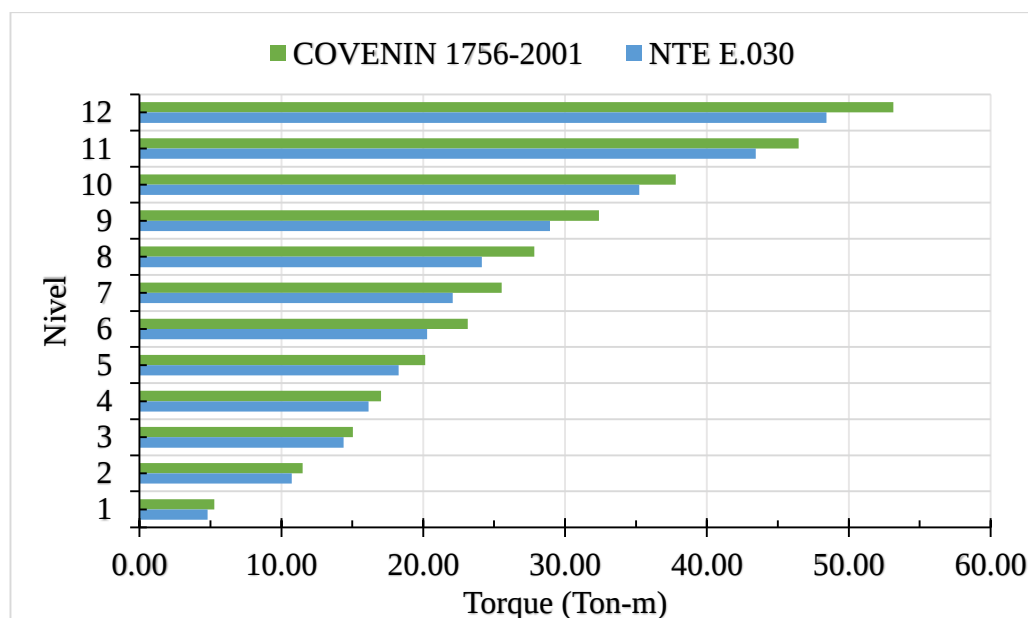


Figura 7.7 Distribución de los Torques según la norma COVENIN 1756-2001 y la NTE E.030 en Dirección X.

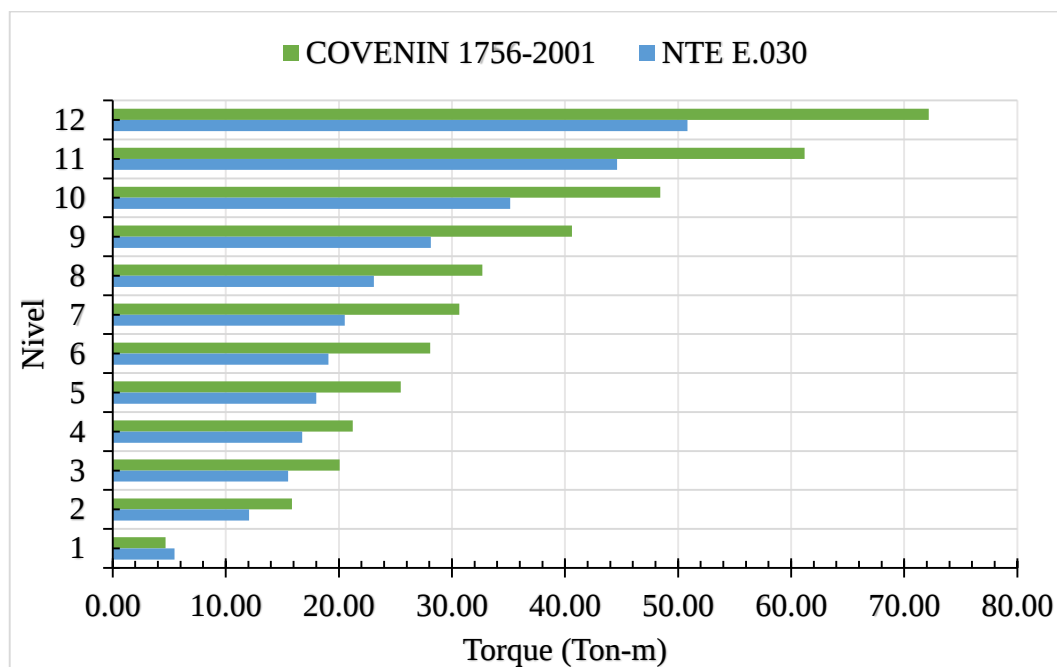


Figura 7.8 Distribución de los Torques según la norma COVENIN 1756-2001 y la NTE E.030 en Dirección Y.

En la **Figura 7.7.** y **Figura 7.8.** se aprecia que los torques por nivel, en ambas direcciones, son mayores aplicando los criterios que establece la Norma COVENIN 1756-2001 con respecto a los obtenidos aplicando la norma NTE. E.030. Cabe destacar que, como se vio en la sección anterior, las fuerzas cortantes son mayores en el análisis realizado bajo la NTE E.030. Cuando se evalúan los efectos de la torsión en esta norma peruana, solo se considera una excentricidad accidental del 5% de la dimensión perpendicular a la dirección de análisis. En cambio, el análisis de la torsión estática equivalente que considera la Norma COVENIN 1756-2001 emplea una excentricidad accidental del 6% de la dimensión perpendicular a la dirección de análisis además aplica un factor de amplificación dinámica torsional (τ), lo cual explica la diferencia presentada en los torques obtenidos según ambas normas. La mayor diferencia entre los momentos torsores, considerando los resultados obtenidos en ambas normas, se dio en el nivel 7, en la dirección X la diferencia es de 13.47% y en dirección Y de 33.06%.

Como se explicó en la **sección 4.12.2**, la edificación en estudio es simétrica en dirección X, por tanto, la excentricidad estática es igual a cero, esto explica porque los momentos torsores obtenidos en la dirección Y sean mayores, ya que en esta dirección si existe una excentricidad accidental debido a su asimetría.

7.6.5. Desplazamientos Elásticos Totales

Tanto la Norma COVENIN 1756-2001, como la NTE E.030, consideran la superposición de los efectos traslacionales y torsionales. En la **Tabla 7.11**. se presentan los desplazamientos elásticos totales, en cada dirección de estudio, según lo establecido en ambas normas analizadas.

Tabla 7.11 Desplazamientos Elásticos Totales en ambas direcciones de estudio según la Norma COVENIN 1756-2001 y NTE. E.030.

Nivel	COVENIN 1756-2001		NTE E.030	
	Dirección X (cm)	Dirección Y (cm)	Dirección X (cm)	Dirección Y (cm)
12	3.989	4.408	3.834	4.164
11	3.866	4.262	3.714	4.023
10	3.660	4.040	3.515	3.810
9	3.378	3.746	3.243	3.531
8	3.030	3.390	2.909	3.195
7	2.701	3.023	2.594	2.850
6	2.330	2.614	2.239	2.466
5	1.922	2.166	1.849	2.047
4	1.484	1.688	1.429	1.597
3	1.080	1.224	1.041	1.160
2	0.665	0.747	0.641	0.708
1	0.260	0.288	0.251	0.273

La **Figura 7.9.** y **Figura 7.10.** se presentan los desplazamientos elásticos totales de cada una de las direcciones de estudio.

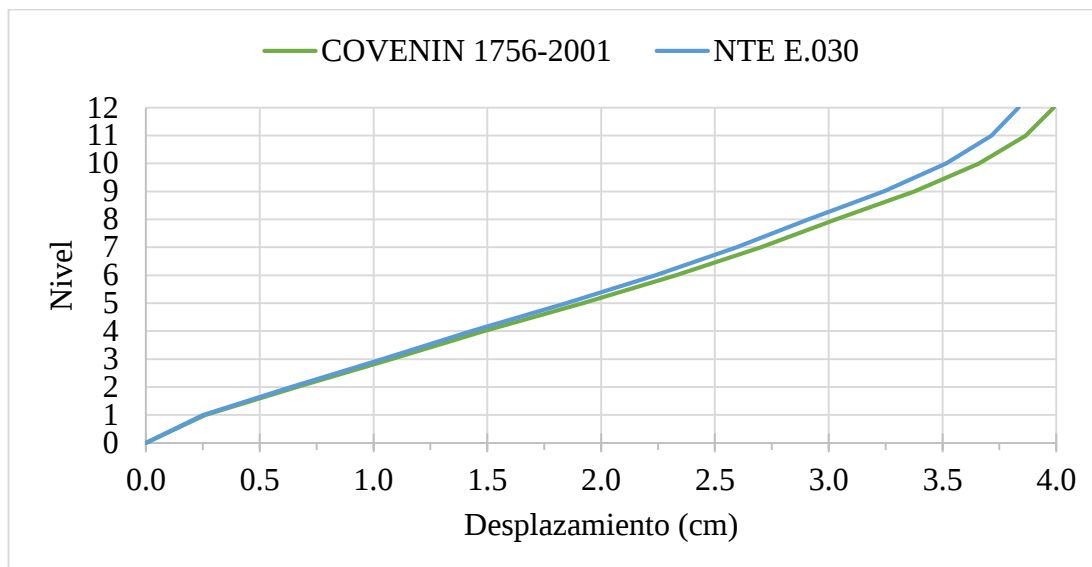


Figura 7.9 Desplazamientos Elásticos Totales en Dirección X según la Norma COVENIN 1756-2001 y NTE. E.030.

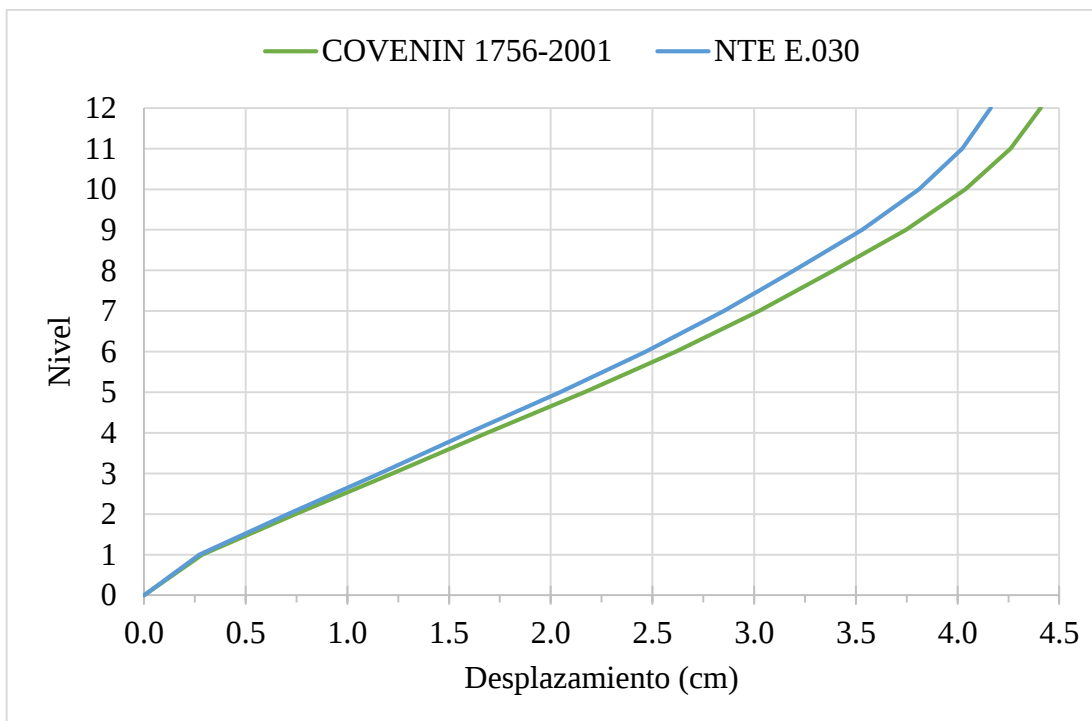


Figura 7.10 Desplazamientos Elásticos Totales en Dirección Y según la Norma COVENIN 1756-2001 y NTE. E.030.

En la **Figura 7.9.** y la **Figura 7.10.** se puede observar que los desplazamientos elásticos totales obtenidos según los criterios que establece la COVENIN 1756-2001 son mayores a los obtenidos según la norma NTE E.030. En el nivel 12, en la dirección X, la diferencia es de 3.89%, mientras que para la dirección Y la diferencia es de 5.54%. La NTE E.030, para los desplazamientos traslacionales, no considera el factor de corrección aplicado al cortante en la base según su sección 5.1. Por tanto, los desplazamientos comparados anteriormente no fueron obtenidos cuando se le aplicó el factor de corrección al corte basal.

7.6.6. Desplazamientos Inelásticos Totales

En el caso de la norma COVENIN 1756-2001, los desplazamientos inelásticos se calculan multiplicando los desplazamientos elásticos por 0.80R, mientras que, la NTE E.030 los calcula multiplicando los desplazamientos elásticos por 0.75R. En la **Tabla 7.12.** se presentan los resultados de los desplazamientos inelásticos totales obtenidos en cada una de las direcciones de análisis, aplicando los criterios que establecen cada una de las normas estudiadas.

Tabla 7.12 Desplazamientos Inelásticos Totales en ambas direcciones de estudio según la Norma COVENIN 1756-2001 y NTE. E.030.

Nivel	COVENIN 1756-2001		NTE E.030	
	Dirección X (cm)	Dirección Y (cm)	Dirección X (cm)	Dirección Y (cm)
12	19.149	21.160	23.006	24.984
11	18.555	20.456	22.286	24.137
10	17.567	19.390	21.089	22.862
9	16.214	17.980	19.458	21.185
8	14.544	16.273	17.453	19.171
7	12.962	14.509	15.562	17.098
6	11.184	12.545	13.436	14.797
5	9.226	10.399	11.094	12.281
4	7.122	8.102	8.572	9.584
3	5.186	5.874	6.246	6.957

2	3.191	3.585	3.843	4.249
1	1.248	1.380	1.504	1.636

Los desplazamientos inelásticos totales, en cada dirección de estudio, se presentan en la **Figura 7.11.** y la **Figura 7.12.**

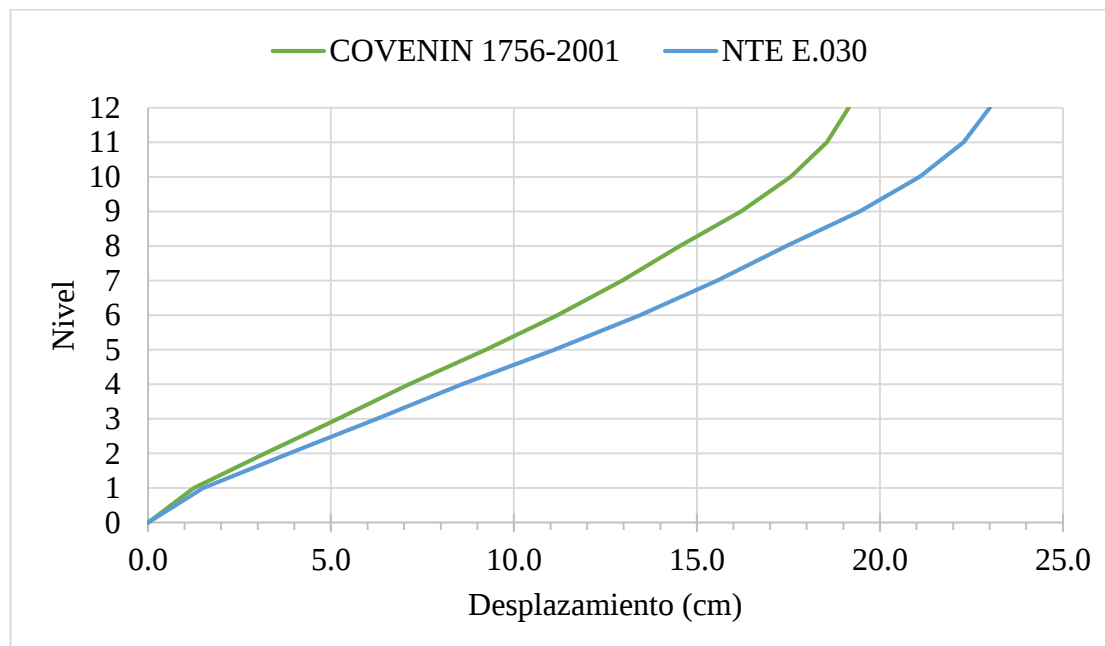


Figura 7.11 Desplazamientos Inelásticos Totales en Dirección X según la Norma COVENIN 1756-2001 y NTE. E.030.

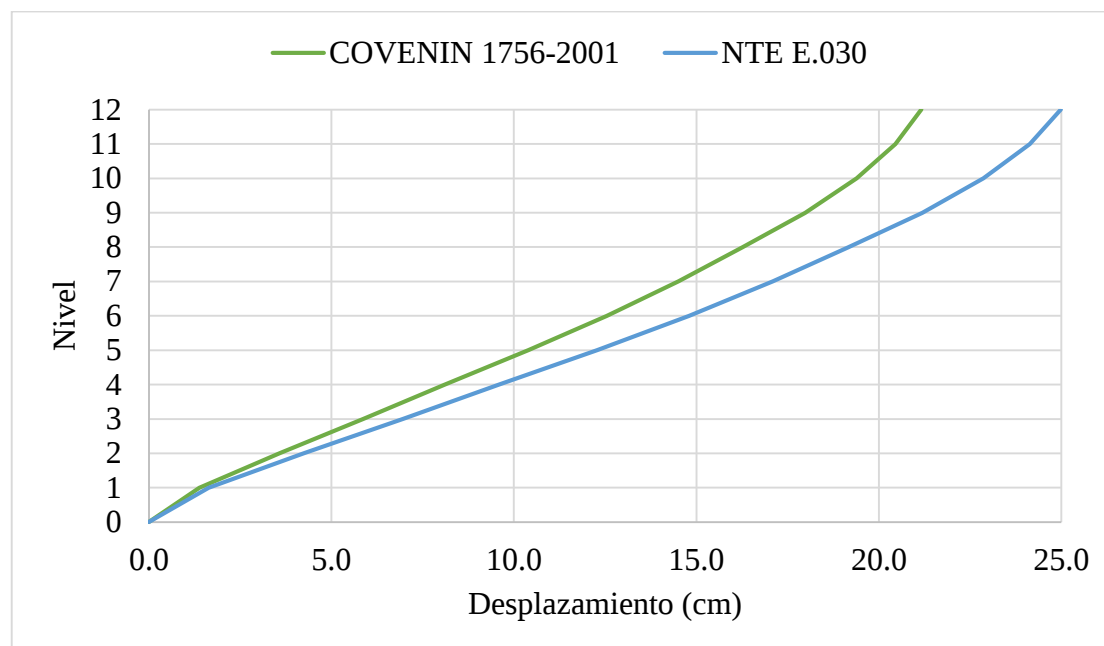


Figura 7.12 Desplazamientos Inelásticos Totales en Dirección Y según la Norma COVENIN 1756-2001 y NTE. E.030.

La norma venezolana multiplica los desplazamientos elásticos por $0.80R$ para obtener los desplazamientos inelásticos, pero su factor de reducción de respuesta es igual a 6, mientras que la norma peruana los multiplica por $0.75R$, pero su factor de reducción de respuesta es igual a 8, esto explica que, aunque el coeficiente que multiplica el parámetro R sea mayor en la norma venezolana, los desplazamientos inelásticos son mayores debido al factor de reducción de respuesta que plantea la norma peruana. En el nivel 12, la diferencia para la dirección X, comparando ambas normas, es de 16.77%, mientras que para la dirección Y, es de 15.31%.

7.7. DERIVAS

En la **Tabla 7.13.** se presenta los resultados de las derivas inelásticas obtenidas aplicando los criterios de cada una de las normas estudiadas, ambas definen a la deriva como el desplazamiento relativo entre dos niveles y la altura de entrepiso, aunque en la norma

peruana la llamen como distorsión. En la **sección 4.12.** y la **sección 5.10.6.** se presentaron los límites que establecen cada norma en cuanto a este parámetro.

Tabla 7.13 Derivas Inelásticas Totales según Norma COVENIN 1756-2001 y NTE E.030 en cada una de las direcciones de análisis.

Nivel	COVENIN 1756-2001		NTE E.030	
	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
12	0.0021	0.0025	0.0025	0.0035
11	0.0035	0.0037	0.0042	0.0045
10	0.0047	0.0049	0.0057	0.0059
9	0.0059	0.0060	0.0070	0.0071
8	0.0055	0.0062	0.0066	0.0073
7	0.0062	0.0069	0.0075	0.0081
6	0.0069	0.0075	0.0082	0.0088
5	0.0074	0.0081	0.0088	0.0095
4	0.0068	0.0078	0.0082	0.0092
3	0.0070	0.0080	0.0084	0.0095
2	0.0068	0.0077	0.0082	0.0092
1	0.0044	0.0048	0.0053	0.0057

La **Figura 7.13.** y **Figura 7.14.** grafican las derivas obtenidas bajo los parámetros establecidos en cada una de las normas comparadas, según cada dirección de estudio.

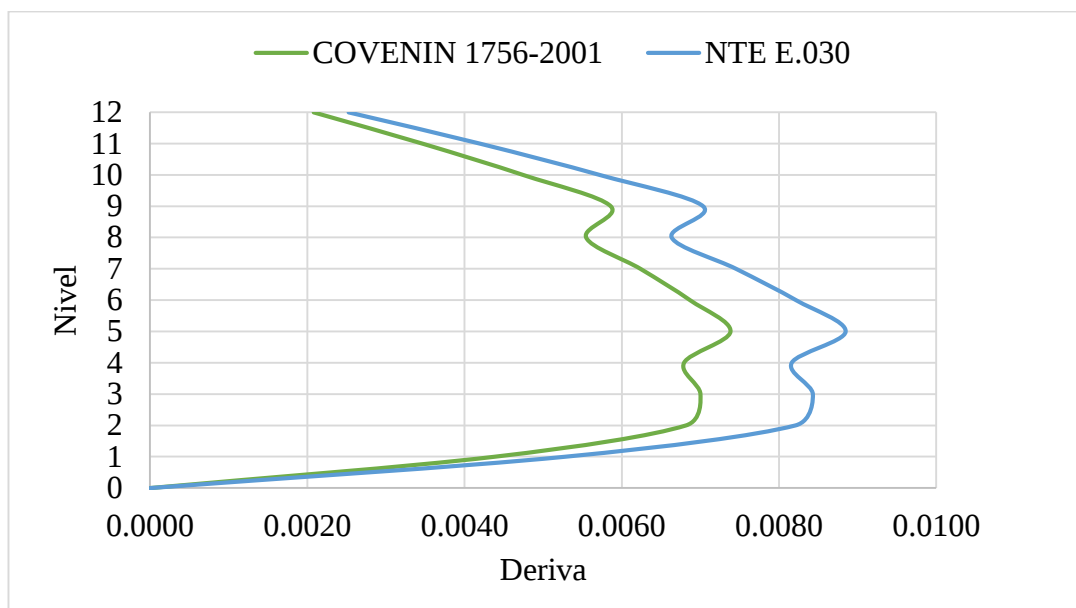


Figura 7.13 Derivas Inelásticas en Dirección X Según la Norma COVENIN 1756-2001 y NTE. E.030.

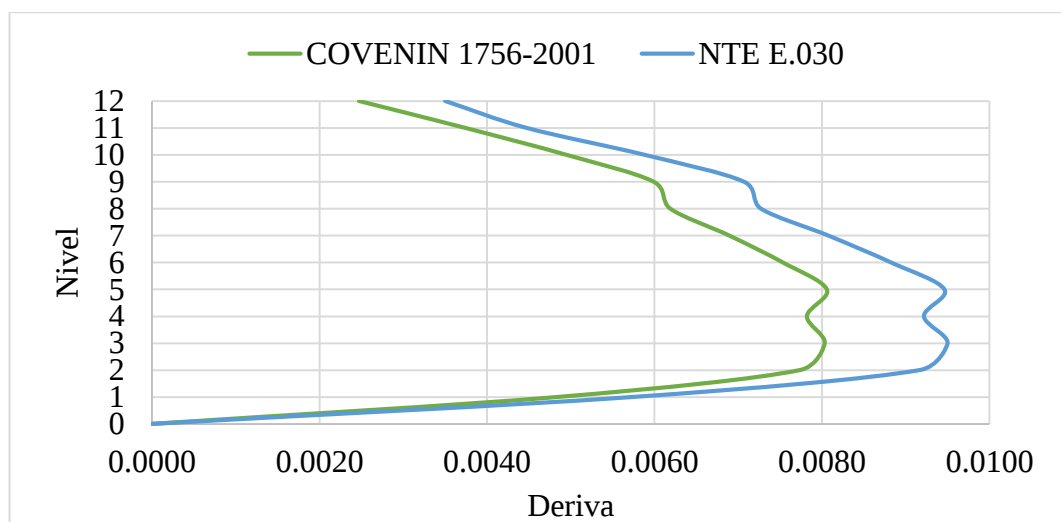


Figura 7.14 Derivas Inelásticas en Dirección Y Según la Norma COVENIN 1756-2001 y NTE. E.030.

En la **Figura 7.13.** y la **Figura 7.14.** se puede observar que las derivas obtenidas bajo el análisis de la norma peruana son mayores en ambas direcciones. La mayor diferencia de deriva, comparando ambas normas, se presentó en el nivel 12, en dirección X es de 17.60% y

en dirección Y es de 29.41%. Es importante destacar que bajo los parámetros establecidos en la NTE. E.030, la deriva del edificio objeto de estudio, entre los niveles 2 y 9, excede los valores máximos permitidos de deriva.

7.8. PORCENTAJE DE ACERO EN MIEMBROS SELECCIONADOS

Para el cálculo de los porcentajes de acero en los miembros seleccionados, cuyas solicitaciones son las más desfavorables, fue necesaria la aplicación de la FONDONORMA 1753-2006 “Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural” y la Norma E.060 “Concreto Armado”.

7.8.1. Combinaciones de Carga

Las combinaciones de carga expuestas en cada una de las normas son las que determinan el acero que requiere cada miembro, en la **Tabla 7.14.** se exponen dichas combinaciones.

Tabla 7.14 Combinaciones de Carga según FONDONORMA 1753-2006 y NTE E.060.

Combinación	FONDONORMA 1753-2006	NTE E.060
1	$CU = 1.4CP$	$CU = 1.4CM + 1.7CV$
2	$CU = 1.2CP + 1.6CV$	$CU = 1.25(CM + CV) \pm CS$
3	$CU = 1.2CP + \gamma CV \pm S$	$CU = 0.90CM \pm CS$
4	$CU = 0.9CP \pm S$	--

La FONDONORMA 1756-2006 emplea 4 combinaciones de carga, mientras que la Norma E.060 emplea 3. Con respecto a las acciones permanentes, la norma venezolana aplica una combinación exclusiva para estas acciones y la norma peruana no; en el caso de las acciones sísmicas, ninguna de las normas mayora estas acciones. La cuarta combinación de la norma venezolana, con respecto a la tercera de la norma peruana, guardan estrecha similitud, la diferencia que se presenta se debe a que la FONDONORMA emplea un 70% del sismo horizontal para el sismo vertical, mientras que la Norma E.060 considera el sismo vertical como 2/3 del sismo horizontal.

7.8.2. Porcentaje de Acero en Columnas.

El área de acero que se le debe colocar a cada columna dependerá de la mayor sollicitación resultante de las combinaciones mostradas anteriormente. En la **Tabla 7.15.** se muestra las sollicitaciones de cada una de las columnas seleccionadas para la comparación.

Tabla 7.15 Sollicitaciones según FONDONORMA 1753-2006 y Norma E.060 para las columnas seleccionadas.

Columna	FONDONORMA 1753-2006			NTE E.060		
	Fuerza axial	Mx	My	Fuerza axial	Mx	My
	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton	Ton-m	Ton-m
B3	367.18	14.29	21.55	420.59	13.80	21.19
B5	235.11	23.27	19.80	256.77	22.44	19.05
C2	249.03	-21.69	-10.62	285.47	-21.08	-10.24
C3	296.07	11.04	-18.73	339.71	10.69	-18.18

En la **Tabla 7.15.** se observa que las sollicitaciones según la Norma E.060 son mayores a las que presenta FONDONORMA 1753-2006, la mayor diferencia existente en el caso de la fuerza axial se da en la columna C3 representando un 12.84% mayor según la norma peruana, en el caso de los momentos alrededor del eje X y el eje Y, las sollicitaciones por momentos por la norma venezolana son mayores a los valores que arroja la norma peruana, en la columna B5 la diferencia es de 3.54% y 3.80% en los ejes X y Y respectivamente.

En la **Tabla 7.16.** se presentan los porcentajes de aceros que requieren cada una de las columnas según las normas estudiadas.

Tabla 7.16 Porcentaje de Acero en las Columnas seleccionadas según FONDONORMA 1753-2006 y NTE E.060.

Columna	FONDONORMA 1753-2006		NTE E.60	
	ρ (%)	As (cm ²)	ρ (%)	As (cm ²)
B3	2.08	56.16	2.80	75.60
B5	1.00	30.00	1.00	30.00
C2	1.18	28.32	1.50	36.00

C3	1.57	37.68	2.23	53.52
----	------	-------	------	-------

En la Tabla anterior podemos observar que al ser mayor las solicitudes requeridas por la norma peruana, el porcentaje de acero que requieren serán mayores a el porcentaje de acero necesario para cubrir las solicitudes de la norma venezolana, la mayor diferencia de este porcentaje de acero se da en la C3, la diferencia entre Norma E.060 y FONDONORMA 1753-2006 es de 29.60%.

7.8.3. Porcentaje de Acero en Vigas

En el caso de las vigas, las solicitudes necesarias para el porcentaje de acero que ella requiera será el mayor momento positivo y mayor momento negativo en el tramo, con los mayores momentos se seleccionó el área de acero que requirió la viga para resistir las solicitudes. En la **Tabla 7.17.** se presentan las solicitudes sobre cada una de las vigas seleccionadas para la realización del análisis comparativo.

Tabla 7.17 Solicitaciones en Vigas según FONDONORMA 1756-2003 y NTE E.060.

Nivel	Pórticos	FONDONORMA 1753-2006		NTE E.60	
		M (+) (Ton-m)	M (-) (Ton-m)	M (+) (Ton-m)	M (-) (Ton-m)
1	A2-A3	7.22	16.04	6.64	16.30
3	A4-B4	9.84	24.02	9.27	24.91
3	C1-C2	15.42	20.28	15.09	20.43
5	E4-E5	9.13	16.82	8.64	17.33

En el caso de las solicitudes para el diseño de las vigas, en la Tabla anterior podemos notar que en este caso las solicitudes según FONDONORMA 1753-2006 son mayores en el caso de los momentos positivos, a las solicitudes de la Norma E.060, para momento negativo en las vigas sucede lo contrario, en la **Tabla 7.18.** se presentan los porcentajes y las áreas de acero que requiere cada una de las vigas.

Tabla 7.18 Porcentaje de Acero en las Vigas seleccionadas según FONDONORMA 1753-2006 y NTE E.060.

Nivel	Pórticos	FONDONORMA 1753-2006				NTE E.60			
		M (+)		M (-)		M (+)		M (-)	
		ρ (%)	As (cm ²)	ρ (%)	As (cm ²)	ρ (%)	As (cm ²)	ρ (%)	As (cm ²)
1	A2-A3	0.30	5.40	0.46	8.28	0.30	5.40	0.47	8.46
3	A4-B4	0.30	7.20	0.52	12.48	0.30	7.20	0.54	12.96
3	C1-C2	0.44	7.92	0.59	10.62	0.43	7.74	0.59	10.62
5	E4-E5	0.32	5.60	0.62	10.85	0.31	5.43	0.64	11.20

En la Tabla anterior se puede observar que las áreas de acero requeridas para el diseño de cada una de las vigas seleccionadas prácticamente no varían en la aplicación de ambas normas las variaciones en el caso tanto de momento positivo como momento negativo no supera el 4%.

CAPÍTULO 8

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

8.1. CONCLUSIONES

Una vez obtenido el análisis comparativo entre la Norma COVENIN 1756-2001 y la Norma Técnica E.030, en forma general se puede concluir que, aunque la norma peruana se encuentra mucho más actualizada que la norma venezolana, los resultados obtenidos en la realización de este trabajo especial de grado demuestran que los parámetros que definen el comportamiento estructural de las edificaciones no presentan variaciones significativas. Aunque los resultados obtenidos son mayores aplicando la norma sísmica de Perú, cuando se aplica la norma de Venezuela estos parámetros no presentan variaciones importantes, igualmente se puede destacar que Perú es mucho más riguroso en cuanto a los desplazamientos máximos permisibles de las edificaciones. Además, es posible concluir los siguientes aspectos:

- Para la obtención de los Espectros, se presentó una diferencia en la Aceleración horizontal de 14.3% entre ambas normas ya que, la zona que en la que fue planteado el edificio en Venezuela exigía una aceleración de 0.30g y la NTE E.030 no contempla ninguna zona con esta misma aceleración, fue necesario seleccionar la Zona 3, con 0.35g.
- Los Espectros Elásticos bajo el cumplimiento de ambas normas presentan tres ramas, pero, el espectro elástico según la norma venezolana tiene una rama inicial ascendente mientras que el obtenido por medio de la norma peruana comienza con una planicie de Aceleración horizontal constante. El espectro venezolano llega a su planicie en su segunda rama; para la sección descendente el espectro de la norma peruana plantea dos ramas mientras y tiene una descendencia mucho más brusca que el de la venezolana, el cual presenta una sola rama.

- Con respecto a los Espectros de Diseño, en el caso de Perú, mantiene la misma forma que el elástico, pero sus aceleraciones disminuyen considerablemente debido al factor de reducción de respuesta. Observando el caso venezolano, ahora su primera rama es descendente, pero luego sus dos ramas siguientes conservan las mismas características, una planicie y una rama descendente.
- Para edificaciones con períodos menores a $T=0.336s$ y mayores a $T=0.645s$, las fuerzas cortantes obtenidas del análisis dinámico según la norma COVENIN 1756-2001 serán mayores que las obtenidas según NTE E.030, mientras que para edificaciones adentro del intervalo, se obtiene el efecto contrario.
- Tanto la norma COVENIN 1756-2001 como la NTE E.030, establecen que el corte basal dinámico debe ser comparado con un corte basal mínimo obtenido a partir de un análisis estático; en el caso de la norma venezolana los cortes basales dinámicos, en ambas direcciones, superaron los cortes basales mínimos. Sin embargo, no cumple con el coeficiente sísmico mínimo que en ella se establece; a fines de este TRABAJO ESPECIAL DE GRADO no se tomó en cuenta este resultado, ya que si se consideran se deberían aumentar las secciones de los miembros estructurales. Los cortes basales dinámicos obtenidos bajo la norma peruana fueron menores que los mínimos establecidos en ella, por lo cual se tuvieron que incrementar en dirección X un 12.4% y en Y un 9.6%. Los cortes basales de diseño obtenidos bajo el cumplimiento de la NTE E.030 fueron 8.40% mayores en dirección X y un 5.42% mayores en dirección Y con respecto a la Norma COVENIN 1756-2001.
- En el caso de la edificación objeto de estudio, para los períodos dinámicos fundamentales obtenidos, $T_x=1.239s$ y $T_y=1.424s$, se deberían tener mayores fuerzas cortantes según el espectro de diseño venezolano (Véase **Tabla 7.6**), pero considerando el punto anterior, las fuerzas cortantes dinámicas se igualaron a las estáticas derivadas del cumplimiento de la NTE E.030, por lo cual los resultados finales dieron mayores aplicando la norma peruana.

- En relación a los momentos torsores, los resultados derivados del análisis según la Norma COVENIN 1756-2001 fueron mayores a los derivados de la NTE E.030. A pesar de los resultados analizados en los puntos anteriores con respecto a fuerzas cortantes, la razón por la cual los momentos torsores son mayores según la norma venezolana es que la excentricidad considerada es de un 6% en dirección perpendicular a la dirección analizada mientras que la norma peruana estipula un 5%. Además, la norma venezolana implica un factor de amplificación dinámico torsional que la peruana no considera. La mayor diferencia entre ambas normas en dirección X es de 13.47% y en dirección Y es de 33.06%.
- En el caso de los desplazamientos elásticos totales, los resultados derivados de la norma COVENIN 1756-2001 fueron superiores a los obtenidos bajo la NTE E.030. Esto se debe a que la norma peruana en su sección 5.1, establece que a los desplazamientos traslacionales no se les aplicará el factor de corrección si el corte basal dinámico es menor al corte basal mínimo. La diferencia presentada entre los desplazamientos elásticos totales en el nivel 12 es de 3.89% en dirección X, y un 5.54% para la dirección Y.
- Los desplazamientos inelásticos resultaron mayores para la NTE E.030, esta diferencia se debe a que la norma establece que los desplazamientos elásticos se multiplican por $0.75R$, siendo R igual a 8, los desplazamientos se multiplicaron por 6 y en el caso de COVENIN 1756-2001, los desplazamientos elásticos se multiplican por $0.80R$, pero siendo R igual a 6, los desplazamientos elásticos se multiplicaron por 4.8; esta diferencia representa un 20%, lo cual hace que, como se mencionó inicialmente, los desplazamientos inelásticos sean mayores para la norma peruana. En el nivel 12 se presenta una diferencia en la dirección X de 16.77%, mientras que para la dirección Y la diferencia es de 15.31%.
- La deriva máxima permitida que presenta la norma COVENIN 1756-2001 es mayor a la permitida en la NTE E.030, siendo esta segunda mucho más rigurosa en el control de los desplazamientos laterales de la edificación; en este caso el valor límite

establecido es de 0.007, mientras que para la norma venezolana se establece un valor límite de 0.018, una diferencia entre sus valores de 61%. Los resultados obtenidos de la norma COVENIN 1756-2001 para las derivas inelásticas cumplen con lo que en ella se establece, mientras que para la NTE E.030 entre los niveles 2 y 9, ambos inclusive, los resultados exceden el valor límite que se establece, por lo tanto, mediante este criterio la edificación en estudio no cumple con los requisitos que establece la NTE E.030.

- Los porcentajes de acero obtenidos para las columnas seleccionadas fueron mayores aplicando la Norma E.060, en comparación a los obtenidos para la FONDONORMA 1753-2006, la máxima variación en los porcentajes de acero se presentó en la columna C3 con una de 29.60%, mientras que, para las vigas, los porcentajes de acero resultaron muy similares aplicando ambas normas, en este caso las diferencias obtenidas varían muy poco, tanto para momento positivo como para momento negativo las diferencias no superan el 4%. Ambas normas siguen los criterios establecidos en el ACI 318-05 (*Building Code Requirements for Structural Concrete*), sin embargo, realizan adaptaciones para ajustarse a sus realidades.

8.2. RECOMENDACIONES

Una vez culminado el análisis comparativo entre la Norma COVENIN 1756-2001 y la Norma Técnica E.030, se recomienda:

- Revisar el chequeo por corte basal estipulado en la Norma COVENIN 1756-2001 para el análisis dinámico, debido a que este especifica que el periodo debe ser multiplicado por 1.6 para obtener la aceleración que es incluida en el corte basal mínimo que debe pasar el chequeo.
- Considerando que la Norma COVENIN 1756-2001 tiene establecidos sus valores límites para deriva más permisibles que los establecidos en la Norma Técnica E.030, se recomienda revisar dicho parámetro en la norma venezolana.

- Considerando que la norma venezolana no ha sido objeto de actualización en más de 15 años, se recomienda seguir con la línea de investigación de este TRABAJO ESPECIAL DE GRADO para lograr una nueva norma más exacta.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BARREIRO, M. MALAVER, A. (1998) *El terremoto de Cariaco del 9 de Julio de 1997*. Publicaciones UCAB-OPS. Caracas, Venezuela.

BLANCO, A. *Evolución de las Normas Sísmicas en El Perú*. Recuperado de:
http://www.abbings.com/descargas/sismos_evolucion_normas.pdf

CILENTO, A. GENATIOS, C. GRASES, J. LAFUENTE, M. (2017). *El Terremoto de Caracas de 1967: 50 Años Después*. Academia Nacional de Ingeniería y el Hábitat –CITECI. Caracas, Venezuela.

COMPUTER AND STRUCTURE, INC (2016). ETABS v16.2.0 *Integrated Analysis, Design and Drafting of Building Systems*. Computer and Structure, Inc, Berkeley, USA.

COVENIN 1753:2006 (2006) *Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural*. FONDONORMA. Caracas, Venezuela.

COVENIN 1756:2001-1 (2001) *Edificaciones Sismorresistentes. Parte 1: Requisitos*. FONDONORMA. Ministerio de Infraestructura Dirección General de Equipamiento Urbano. Caracas, Venezuela

COVENIN 2002 (1988). *Criterio y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones*. Norma COVENIN 2002-88. MINDUR. Caracas, Venezuela.

FUNVISIS (2002). *La Investigación Sismológica en Venezuela*. Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas. Caracas, Venezuela.

GRASES, J. LÓPEZ, O. HERNÁNDEZ, J. (1984) *Edificaciones Sismorresistentes, Manual de Aplicación de las Normas*. FONDUR. Caracas, Venezuela.

- MACARIO R., RAFAEL E., MOLINA M., CARLOS I. (2002) *Análisis comparativo de una edificación aporticada según las normas COVENIN 1756-1982 y COVENIN 1756-2001. Trabajo Especial de Grado para optar al título de Ingeniero Civil*. Universidad Católica Andrés Bello, Escuela de Ingeniería Civil. Caracas, Venezuela.
- NORMA E.020 (2009) *Cargas*. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. Lima, Perú.
- NORMA TÉCNICA E.030 (2016) *Diseño Sismorresistente*. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. Lima, Perú.
- NORMA E.060 (2009) *Concreto Armado*. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. Lima, Perú.
- VELASQUEZ, H. Y FONTEN, L. (2015) *Estudio Comparativo de un edificio de concreto armado utilizando las normas sísmicas de Ecuador y Venezuela. Trabajo Especial de Grado para optar al título de Ingeniero Civil*. Universidad Católica Andrés Bello, Escuela de Ingeniería Civil. Caracas, Venezuela.
- VERGARA, C., GABRIEL, E. (2016) *Análisis Comparativo De Un Edificio Aporticado de Concreto Armado Usando las Normas Sísmicas de Venezuela y Chile. Trabajo Especial de Grado para Optar al Título de Ingeniero Civil*. Universidad Católica Andrés Bello, Escuela de Ingeniería Civil. Caracas, Venezuela.
- TORREALBA, D. (2012) *Evolución de las Normas Sísmicas Peruanas y el Diseño Sismorresistente*. Recuperado de:
<http://www3.vivienda.gob.pe/dnc/archivos/difusion/eventos/2012/TOTAL/8.%20Evoluci%C3%B3n%20de%20las%20Normas%20S%C3%ADsmicas%20Peruanas%20y%20el%20Dise%C3%B1o%20Sismo%20Resistente.pdf>

ANEXOS

ANEXO A

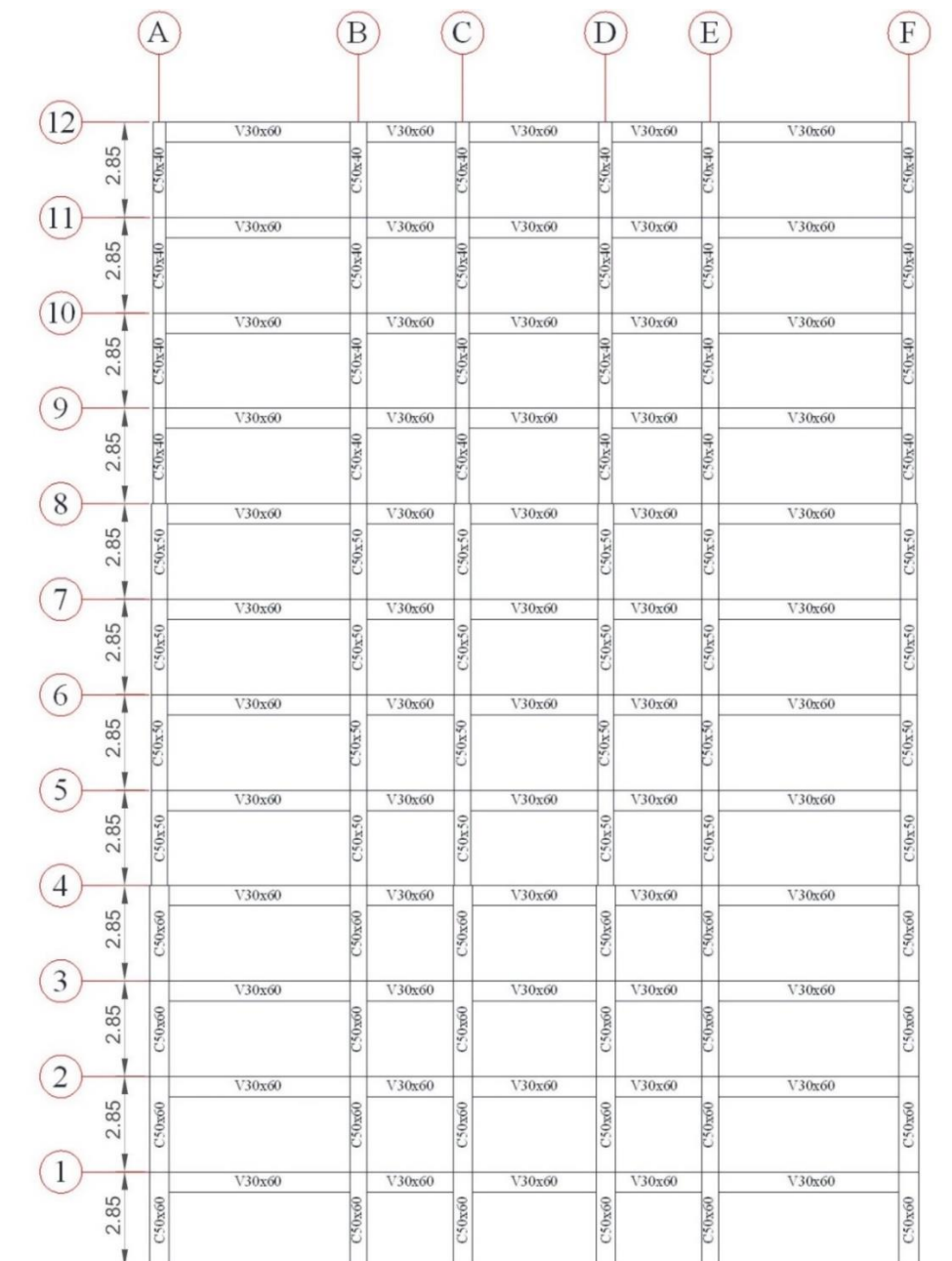


Figura A.1 Elevación Pórtico 1 y 5.

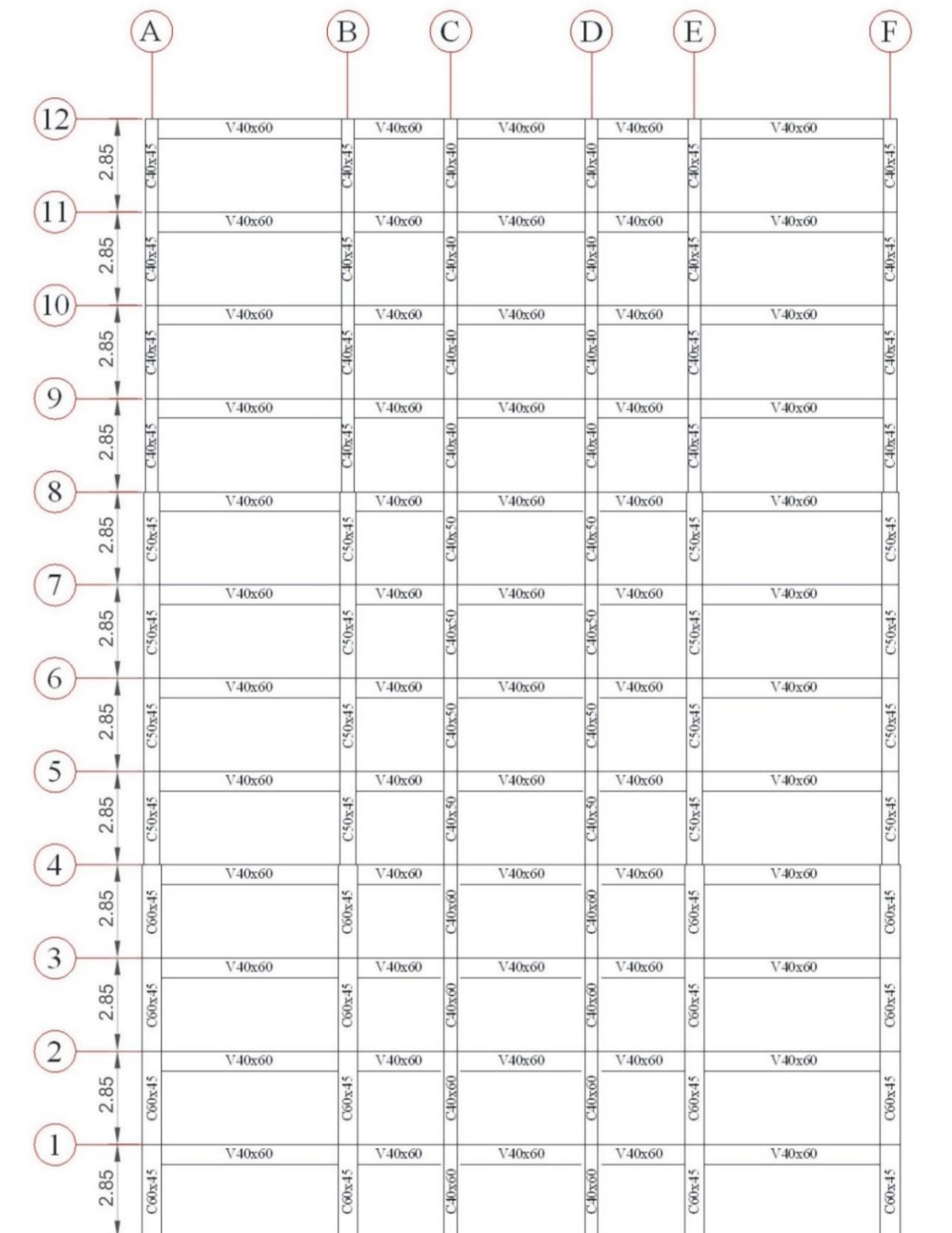


Figura A.2 Elevación Pórtico 2.

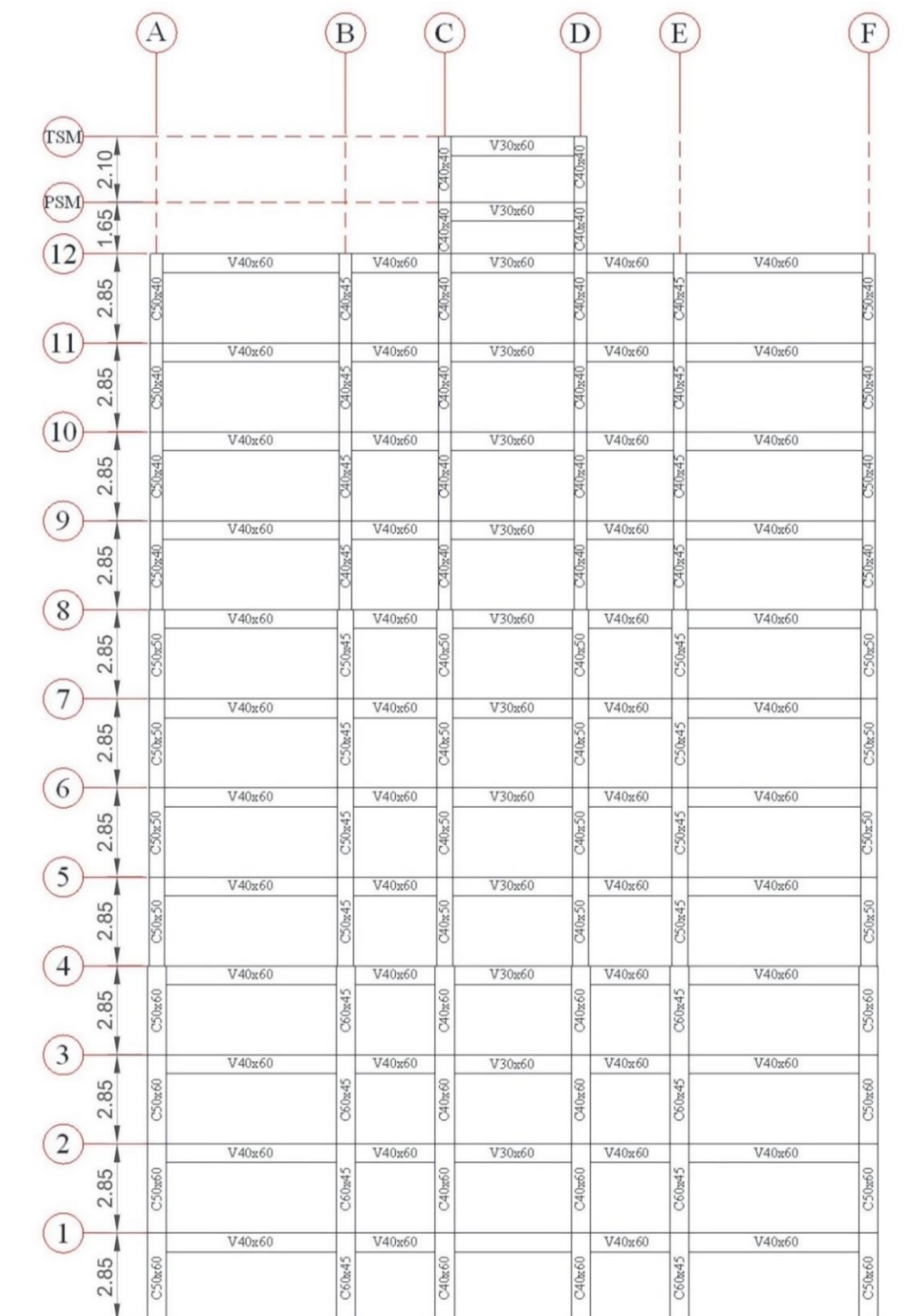


Figura A.3Elevación Pórtico 3.

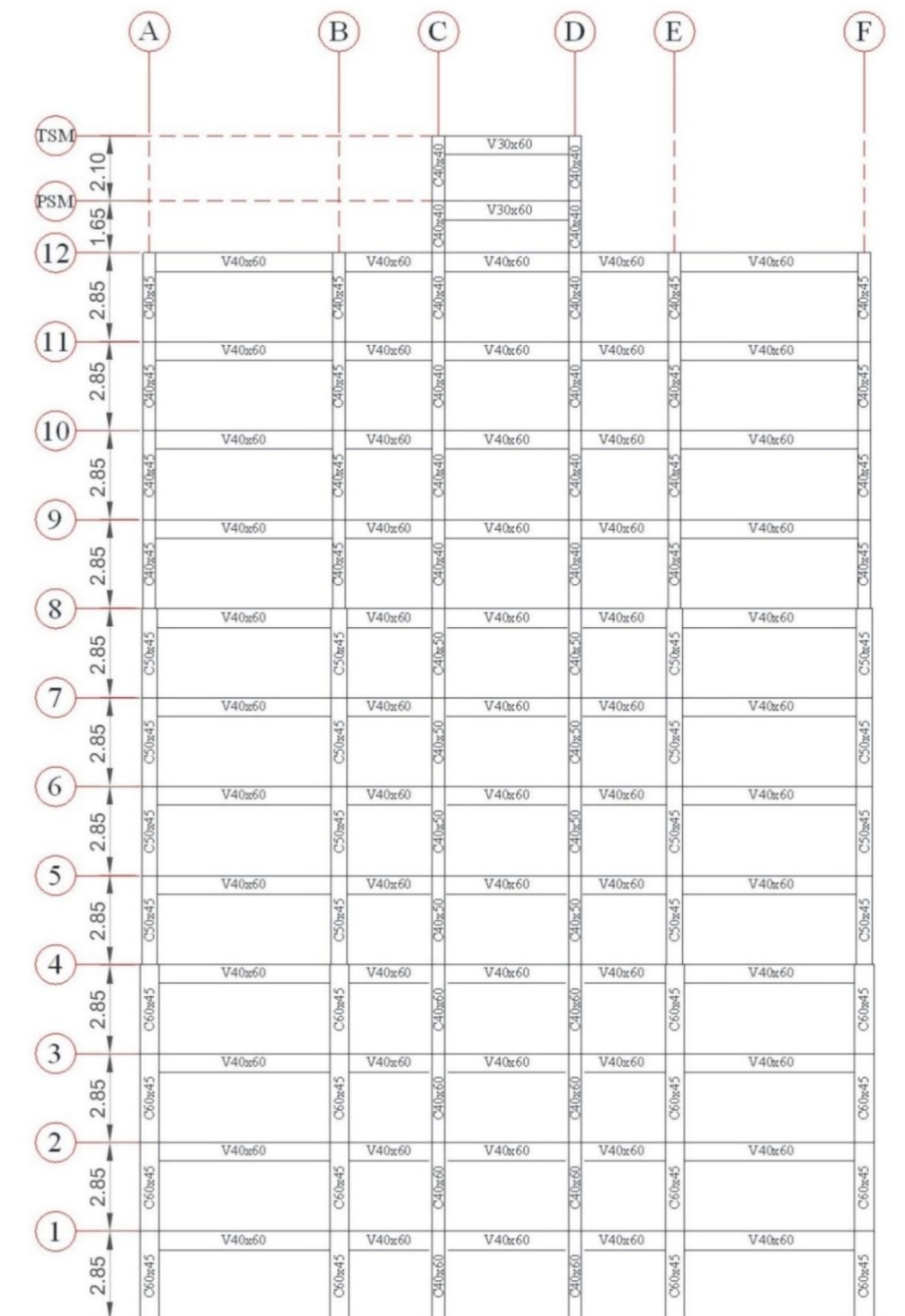
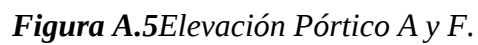


Figura A.4 Elevation Pórtico 4.



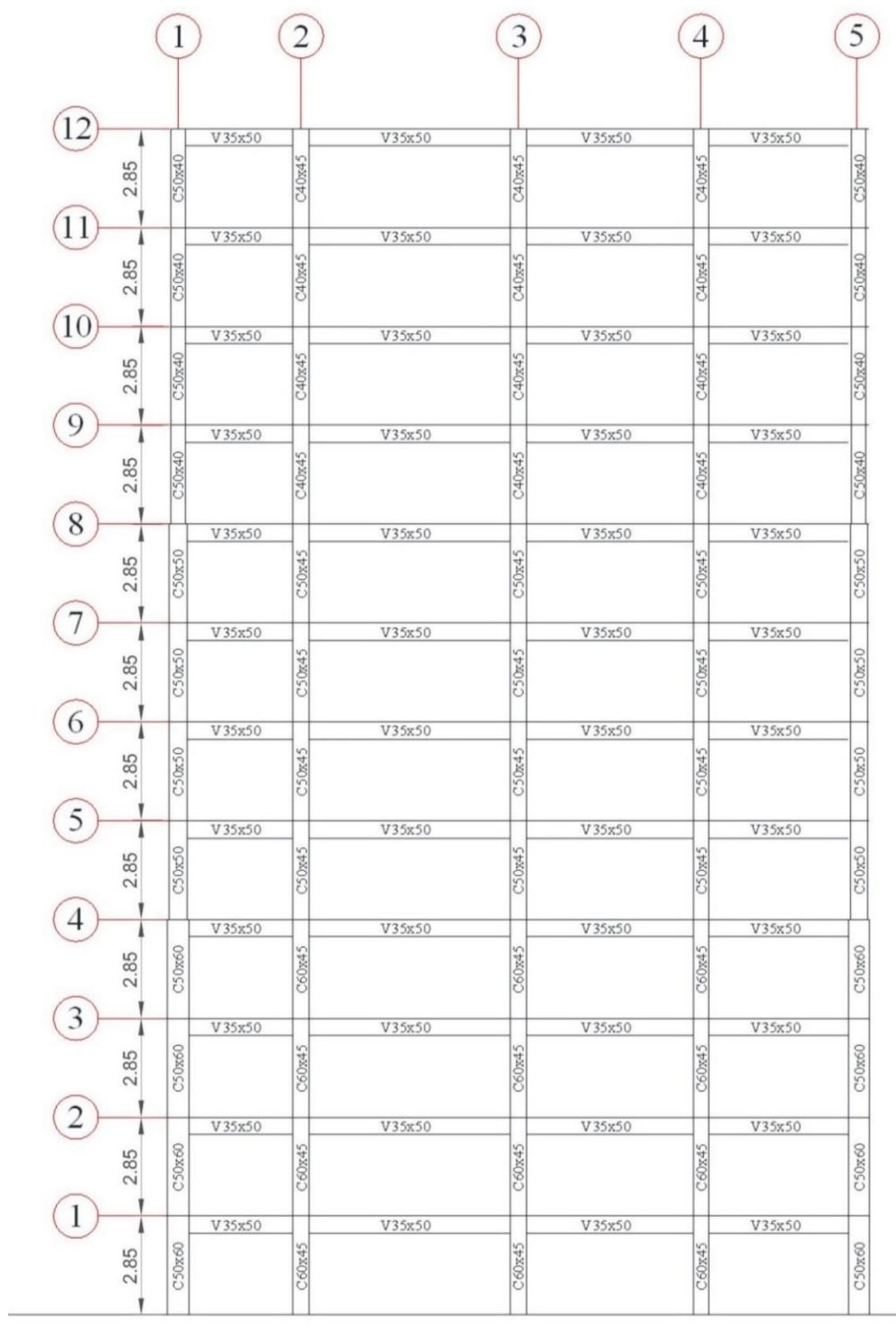


Figura A.6 Elevación Pórtico B y E.

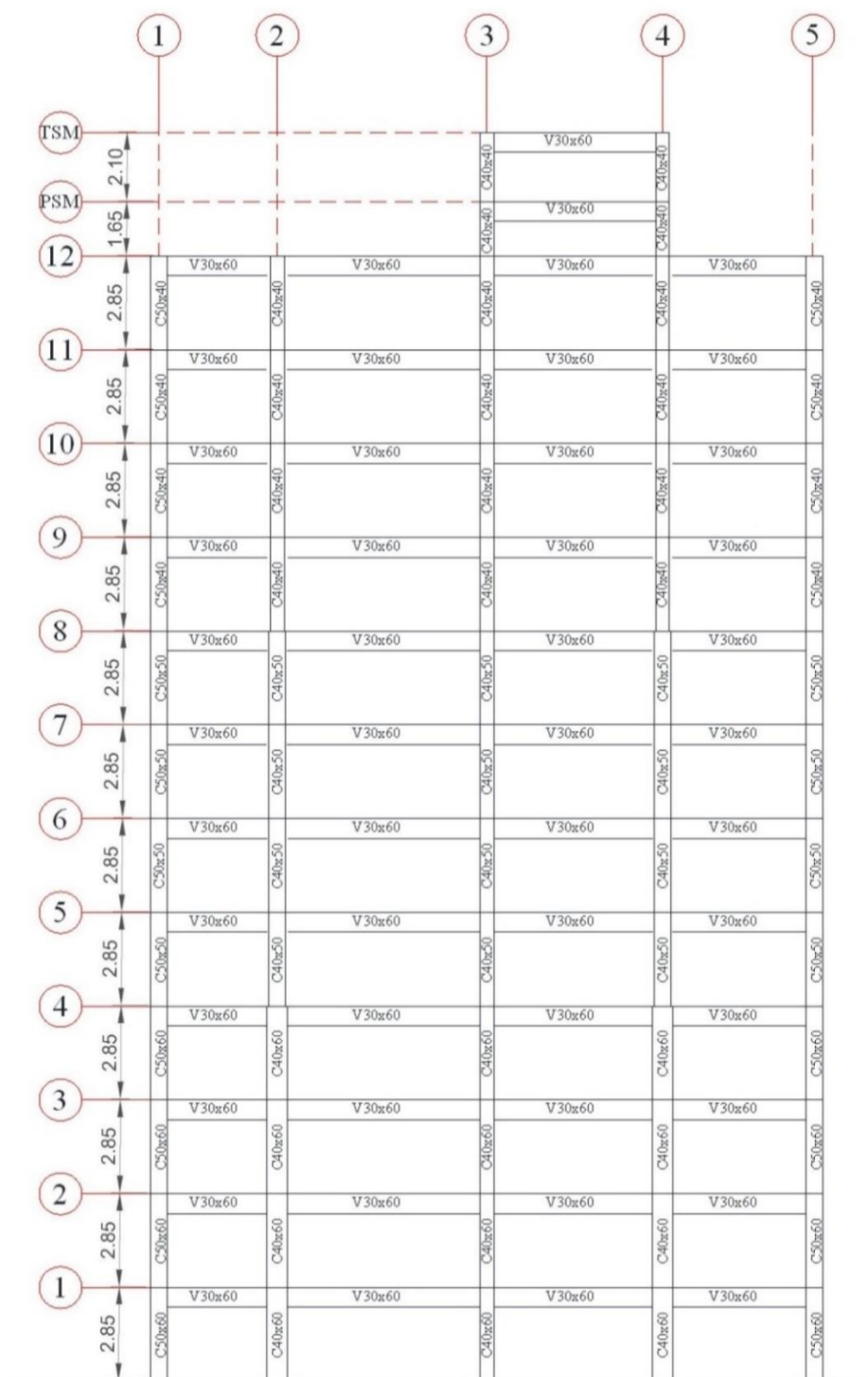


Figura A.7 Elevación Pórtico C y D

ANEXO B

CÁLCULOS DE CENTRO DE MASA, CORTE Y RIGIDEZ

B.1. CENTRO DE MASA

El centro de masa se determinó utilizando las ecuaciones Ec. 3.1. y 3.2. presentadas en la sección 3.1., Capítulo 3, considerando que el origen de coordenadas del sistema se ubicó en la intersección del Pórtico A y el Pórtico 1 de la edificación (Véase ANEXO A). Los resultados para este cálculo se presentan en las Tablas **B.1.** y **B.2.**

Tabla B.1 Coordenada X del Centro de Masa.

Nivel	Mi (Ton)	$\sum Mi$ (Ton)	Xcg	Mi*Xcg	$\sum Mi*Xcg$	Xcm
12	327.98	327.98	11.30	3706.16	3706.16	11.30
11	415.09	743.07	11.30	4690.55	8396.71	11.30
10	415.09	1158.16	11.30	4690.55	13087.25	11.30
9	415.09	1573.26	11.30	4690.55	17777.80	11.30
8	418.86	1992.12	11.30	4733.14	22510.94	11.30
7	423.81	2415.93	11.30	4789.10	27300.03	11.30
6	423.81	2839.75	11.30	4789.10	32089.13	11.30
5	423.81	3263.56	11.30	4789.10	36878.22	11.30
4	427.58	3691.14	11.30	4831.69	41709.91	11.30
3	432.53	4123.68	11.30	4887.65	46597.56	11.30
2	432.53	4556.21	11.30	4887.65	51485.20	11.30
1	432.53	4988.75	11.30	4887.65	56372.85	11.30

Tabla B.2 Coordenada Y del Centro de Masa.

Nivel	Mi (Ton)	$\sum Mi$ (Ton)	Ycg	Mi*Ycg	$\sum Mi*Ycg$	Ycm
12	327.98	327.98	9.67	3171.56	3171.56	9.67
11	415.09	743.07	9.65	4005.64	7177.20	9.66
10	415.09	1158.16	9.65	4005.64	11182.84	9.66
9	415.09	1573.26	9.65	4005.64	15188.48	9.65
8	418.86	1992.12	9.65	4042.02	19230.50	9.65

Tabla B.2 Coordenada Y del Centro de Masa. (cont.)

Nivel	Mi (Ton)	$\sum Mi$ (Ton)	Ycg	Mi*Xcg	$\sum Mi*Xcg$	Ycm
7	423.81	2415.93	9.64	4085.56	23316.07	9.65
6	423.81	2839.75	9.64	4085.56	27401.63	9.65
5	423.81	3263.56	9.64	4085.56	31487.19	9.65
4	427.58	3691.14	9.64	4121.90	35609.10	9.65
3	432.53	4123.68	9.64	4169.64	39778.73	9.65
2	432.53	4556.21	9.64	4169.64	43948.37	9.65
1	432.53	4988.75	9.64	4169.64	48118.01	9.65

B.2. CENTRO DE CORTE

A partir de las ecuaciones Ec. 3.3 y 3.4. descritas en la sección 3.2., Capítulo 3, del presente Trabajo Especial de Grado se determinaron las coordenadas del centro de corte. La **Tabla B.3. y B.4.** presenta los cálculos descritos.

Tabla B.3 Coordenada X del Centro de Corte.

Nivel	Fyj	Xcm	$\sum Fyj*Xcm$	Vyi	Xcc
12	42.05	11.30	475.21	42.05	11.30
11	36.15	11.30	883.74	78.21	11.30
10	28.73	11.30	1208.38	106.94	11.30
9	24.14	11.30	1481.17	131.08	11.30
8	20.65	11.30	1714.55	151.73	11.30
7	18.44	11.30	1922.90	170.17	11.30
6	16.91	11.30	2114.04	187.08	11.30
5	15.35	11.30	2287.52	202.44	11.30
4	13.48	11.30	2439.87	215.92	11.30
3	12.15	11.30	2577.21	228.07	11.30
2	9.60	11.30	2685.68	237.67	11.30
1	4.47	11.30	2736.18	242.14	11.30

Tabla B.4 Coordinada Y del Centro de Corte.

Nivel	Fxj	Ycm	$\sum Fxj \cdot Ycm$	Vxi	Ycc
12	45.67	9.67	441.58	45.67	9.67
11	39.91	9.66	827.11	85.58	9.66
10	32.48	9.66	1140.72	118.06	9.66
9	27.83	9.65	1409.38	145.89	9.66
8	23.91	9.65	1640.23	169.80	9.66
7	21.93	9.65	1851.91	191.74	9.66
6	19.88	9.65	2043.72	211.61	9.66
5	17.29	9.65	2210.57	228.91	9.66
4	14.63	9.65	2351.68	243.53	9.66
3	12.93	9.65	2476.39	256.46	9.66
2	9.88	9.65	2571.71	266.34	9.66
1	4.53	9.65	2615.37	270.87	9.66

B.3. RIGIDEZ Y CENTRO DE RIGIDEZ

Considerando los métodos y formulas descritas en el capítulo 3 del Presente Trabajo Especial de Grado se realizaron los cálculos necesarios para obtener la rigidez y el centro de rigidez el edificio objeto de estudio.

Para el cálculo de las rigideces fue necesario calcular las sumatorias de K_v y K_c (Ver Capítulo 3) por nivel de cada pórtico, dichos resultados se presentan a continuación en las **Tablas B.5., B.6, B.7. y B.8.**

Tabla B.5 K_v Pórticos Dirección X (cm^3).

Nivel	Pórtico 1	Pórtico 2	Pórtico 3	Pórtico 4	Pórtico 5
12	6484.39	8645.85	8227.24	8645.85	6484.39
11	6484.39	8645.85	8227.24	8645.85	6484.39
10	6484.39	8645.85	8227.24	8645.85	6484.39
9	6484.39	8645.85	8227.24	8645.85	6484.39
8	6484.39	8645.85	8227.24	8645.85	6484.39

Tabla B.5 Kv Pórticos Dirección X (cm^3). (cont.)

Nivel	Pórtico 1	Pórtico 2	Pórtico 3	Pórtico 4	Pórtico 5
7	6484.39	8645.85	8227.24	8645.85	6484.39
6	6484.39	8645.85	8227.24	8645.85	6484.39
5	6484.39	8645.85	8227.24	8645.85	6484.39
4	6484.39	8645.85	8227.24	8645.85	6484.39
3	6484.39	8645.85	8227.24	8645.85	6484.39
2	6484.39	8645.85	8227.24	8645.85	6484.39
1	6484.39	8645.85	8227.24	8645.85	6484.39

Tabla B.6 Kv Pórticos Dirección Y (cm^3).

Nivel	Pórtico A	Pórtico B	Pórtico C	Pórtico D	Pórtico E	Pórtico F
12	4652.29	3141.01	4652.29	4652.29	3141.01	4652.29
11	4652.29	3141.01	4652.29	4652.29	3141.01	4652.29
10	4652.29	3141.01	4652.29	4652.29	3141.01	4652.29
9	4652.29	3141.01	4652.29	4652.29	3141.01	4652.29
8	4652.29	3141.01	4652.29	4652.29	3141.01	4652.29
7	4652.29	3141.01	4652.29	4652.29	3141.01	4652.29
6	4652.29	3141.01	4652.29	4652.29	3141.01	4652.29
5	4652.29	3141.01	4652.29	4652.29	3141.01	4652.29
4	4652.29	3141.01	4652.29	4652.29	3141.01	4652.29
3	4652.29	3141.01	4652.29	4652.29	3141.01	4652.29
2	4652.29	3141.01	4652.29	4652.29	3141.01	4652.29
1	4652.29	3141.01	4652.29	4652.29	3141.01	4652.29

Tabla B.7 Kc Pórticos Dirección X (cm^3).

Nivel	Pórtico 1	Pórtico 2	Pórtico 3	Pórtico 4	Pórtico 5
12	6666.67	4865.50	5052.63	4865.50	6666.67
11	6666.67	4865.50	5052.63	4865.50	6666.67
10	6666.67	4865.50	5052.63	4865.50	6666.67
9	6666.67	4865.50	5052.63	4865.50	6666.67
8	10964.91	8450.29	9868.42	8450.29	10964.91
7	10964.91	8450.29	9868.42	8450.29	10964.91
6	10964.91	8450.29	9868.42	8450.29	10964.91
5	10964.91	8450.29	9868.42	8450.29	10964.91

Tabla B.7 Kc Pórticos Dirección X (cm^3). (cont.)

Nivel	Pórtico 1	Pórtico 2	Pórtico 3	Pórtico 4	Pórtico 5
4	17017.54	13614.04	17052.63	13614.04	17017.54
3	17017.54	13614.04	17052.63	13614.04	17017.54
2	17017.54	13614.04	17052.63	13614.04	17017.54
1	17017.54	13614.04	17052.63	13614.04	17017.54

Tabla B.8 Kc Dirección Y (cm^3).

Nivel	Pórtico A	Pórtico B	Pórtico C	Pórtico D	Pórtico E	Pórtico F
12	6517.54	5068.71	5169.59	5169.59	5068.71	6517.54
11	6517.54	5068.71	5169.59	5169.59	5068.71	6517.54
10	6517.54	5068.71	5169.59	5169.59	5068.71	6517.54
9	6517.54	5068.71	5169.59	5169.59	5068.71	6517.54
8	8146.93	7651.68	7514.62	7514.62	7651.68	8146.93
7	8146.93	7651.68	7514.62	7514.62	7651.68	8146.93
6	8146.93	7651.68	7514.62	7514.62	7651.68	8146.93
5	8146.93	7651.68	7514.62	7514.62	7651.68	8146.93
4	9776.32	11111.84	10561.40	10561.40	11111.84	9776.32
3	9776.32	11111.84	10561.40	10561.40	11111.84	9776.32
2	9776.32	11111.84	10561.40	10561.40	11111.84	9776.32
1	9776.32	11111.84	10561.40	10561.40	11111.84	9776.32

Las **Tablas B.9.** y **B.10.** Presentan las rigideces totales por pórtico en cada nivel

Tabla B.9 Rigidez en Dirección X.

Nivel	Rigideces Pórticos Dirección X (Kg/cm)					ΣR_{xi} (kg/cm)
	1	2	3	4	5	
12	115945.94	109818.29	110412.04	109818.29	115945.94	561940.51
11	115945.94	109818.29	110412.04	109818.29	115945.94	561940.51
10	115945.94	109818.29	110412.04	109818.29	115945.94	561940.51
9	115945.94	109818.29	110412.04	109818.29	115945.94	561940.51
8	143725.72	150736.95	158258.10	150736.95	143725.72	747183.44
7	143725.72	150736.95	158258.10	150736.95	143725.72	747183.44
6	143725.72	150736.95	158258.10	150736.95	143725.72	747183.44
5	143725.72	150736.95	158258.10	150736.95	143725.72	747183.44

Tabla B.9 Rigidez en Dirección X. (cont.)

Nivel	Rigideces Pórticos Dirección X (Kg/cm)					ΣR_{xi} (kg/cm)
	1	2	3	4	5	
4	165615.38	186513.40	195753.38	186513.40	165615.38	900010.94
3	165615.38	186513.40	195753.38	186513.40	165615.38	900010.94
2	165615.38	186513.40	195753.38	186513.40	165615.38	900010.94
1	289040.05	283140.68	319312.08	283140.68	289040.05	1463673.54

Tabla B.10 Rigidez en Dirección Y.

Nivel	Rigideces Pórticos Dirección Y (Kg/cm)						ΣR_{yi} (kg/cm)
	A	B	C	D	E	F	
12	95750.78	68403.31	86370.73	86370.73	68403.31	95750.78	501049.63
11	95750.78	68403.31	86370.73	86370.73	68403.31	95750.78	501049.63
10	95750.78	68403.31	86370.73	86370.73	68403.31	95750.78	501049.63
9	95750.78	68403.31	86370.73	86370.73	68403.31	95750.78	501049.63
8	104451.70	78547.98	101351.87	101351.87	78547.98	104451.70	568703.12
7	104451.70	78547.98	101351.87	101351.87	78547.98	104451.70	568703.12
6	104451.70	78547.98	101351.87	101351.87	78547.98	104451.70	568703.12
5	104451.70	78547.98	101351.87	101351.87	78547.98	104451.70	568703.12
4	111187.48	86375.83	113917.91	113917.91	86375.83	111187.48	622962.43
3	111187.48	86375.83	113917.91	113917.91	86375.83	111187.48	622962.43
2	111187.48	86375.83	113917.91	113917.91	86375.83	111187.48	622962.43
1	182056.12	165650.09	190600.28	190600.28	165650.09	182056.12	1076612.96

En la **Tabla B.11.** y **B.12.** se presentan las distancias de cada pórtico al origen; es necesario recordar que el Origen de coordenadas del sistema se ubicó en la intersección entre los pórticos 1 y A.

Tabla B.11 Coordenadas de los Pórticos en Dirección X.

Pórticos	Yp (m)
1	0.00
2	3.50
3	9.70
4	14.90
5	19.40

Tabla B.12 Coordenadas de los Pórticos en Dirección Y.

Porticos	Xp (m)
A	0.00
B	6.00
C	9.15
D	13.45
E	16.60
F	22.60

La **Tabla B.13**. Presenta los resultados obtenidos para las coordenadas de los centros de rigidez al aplicar las ecuaciones Ec. 3.7. y 3.8. del capítulo 3.

Tabla B.13 Centros de Rigidez.

Nivel	Rxi	Ryi	Xcr	Ycr
	(ton/m)	(ton/m)	(m)	(m)
12	56194.05	50104.96	11.30	9.50
11	56194.05	50104.96	11.30	9.50
10	56194.05	50104.96	11.30	9.50
9	56194.05	50104.96	11.30	9.50
8	74718.34	56870.31	11.30	9.50
7	74718.34	56870.31	11.30	9.50
6	74718.34	56870.31	11.30	9.50
5	74718.34	56870.31	11.30	9.50
4	90001.09	62296.24	11.30	9.49
3	90001.09	62296.24	11.30	9.49
2	90001.09	62296.24	11.30	9.49
1	146367.35	107661.30	11.30	9.51

ANEXO C

PARÁMETROS PARA DETERMINAR LOS FACTORES T Y T' SEGÚN LA NORMA COVENIN 1756-2001

Para el obtener los factores τ y τ' es necesario determinar previamente otros parámetros como la excentricidad estática, constante de torsión, rigidez torsional, momentos polares de inercia, radio de giro torsional e inercial, entre otros. En el presente anexo se presentan los cálculos necesarios para calcular los parámetros mencionados.

C.1. EXCENTRICIDAD ESTÁTICA

Es un valor representativo de las excentricidades entre la línea de acción del cortante y el centro de rigidez de cada entrepiso. Las expresiones que definen dichas excentricidades son las siguientes:

$$e_x = X_{cc} - X_{cr} \quad (\text{Ec. C.1})$$

$$e_y = Y_{cc} - Y_{cr} \quad (\text{Ec. C.2})$$

Donde:

e_x = Excentricidad estática en dirección X.

e_y = Excentricidad estática en dirección Y.

X_{cc} y Y_{cc} = Coordenadas del centro de corte.

X_{cr} y Y_{cr} = Coordenadas del centro de rigidez.

Los valores de las excentricidades estáticas en las direcciones de estudio X y Y se muestran en la **Tabla C.1**.

Tabla C.1 Excentricidad estática.

Nivel	Dirección X (m)			Dirección Y (m)		
	Xcc	Xcr	ex	Ycc	Ycr	ey
12	11.30	11.30	0.00	9.67	9.50	0.17
11	11.30	11.30	0.00	9.66	9.50	0.16
10	11.30	11.30	0.00	9.66	9.50	0.16
9	11.30	11.30	0.00	9.66	9.50	0.16
8	11.30	11.30	0.00	9.66	9.50	0.16
7	11.30	11.30	0.00	9.66	9.50	0.16
6	11.30	11.30	0.00	9.66	9.50	0.16
5	11.30	11.30	0.00	9.66	9.50	0.16
4	11.30	11.30	0.00	9.66	9.49	0.16
3	11.30	11.30	0.00	9.66	9.49	0.16
2	11.30	11.30	0.00	9.66	9.49	0.16
1	11.30	11.30	0.00	9.66	9.51	0.15

C.2. CONSTANTE DE TORSIÓN

La constante de torsión de cada entrepiso se determina mediante la siguiente expresión:

$$CT_i = \sum R_{pxi} \cdot Y_{ti}^2 + \sum R_{pyi} \cdot X_{ti}^2 \quad (\text{Ec. C.3})$$

C.3)

Donde:

R_{pxi} = Sumatoria de Rigidez de los pórticos en dirección X.

R_{pyi} = Sumatoria de Rigidez de los pórticos en dirección Y.

Y_{ti} e X_{ti} = Distancia de cada pórtico al centro de Rigidez.

Las distancias entre el centro de rigidez de cada entrepiso y cada uno de los pórticos se presenta en las **Tablas C.2** y **Tabla C.3**.

Tabla C.2 Distancia entre el centro de rigidez y cada pórtico en dirección X.

Nivel	X _{cr} (m)	Pórtico A		Pórtico B		Pórtico C		Pórtico D		Pórtico E		Pórtico F	
		X _i (m)	X _{ti} (m)	X _i (m)	X _{ti} (m)	X _i (m)	X _{ti} (m)	X _i (m)	X _{ti} (m)	X _i (m)	X _{ti} (m)	X _i (m)	X _{ti} (m)
12	11.30	0.00	11.30	6.00	5.30	9.15	2.15	13.45	-2.15	16.60	-5.30	22.60	-11.30
11	11.30	0.00	11.30	6.00	5.30	9.15	2.15	13.45	-2.15	16.60	-5.30	22.60	-11.30
10	11.30	0.00	11.30	6.00	5.30	9.15	2.15	13.45	-2.15	16.60	-5.30	22.60	-11.30
9	11.30	0.00	11.30	6.00	5.30	9.15	2.15	13.45	-2.15	16.60	-5.30	22.60	-11.30
8	11.30	0.00	11.30	6.00	5.30	9.15	2.15	13.45	-2.15	16.60	-5.30	22.60	-11.30
7	11.30	0.00	11.30	6.00	5.30	9.15	2.15	13.45	-2.15	16.60	-5.30	22.60	-11.30
6	11.30	0.00	11.30	6.00	5.30	9.15	2.15	13.45	-2.15	16.60	-5.30	22.60	-11.30
5	11.30	0.00	11.30	6.00	5.30	9.15	2.15	13.45	-2.15	16.60	-5.30	22.60	-11.30
4	11.30	0.00	11.30	6.00	5.30	9.15	2.15	13.45	-2.15	16.60	-5.30	22.60	-11.30
3	11.30	0.00	11.30	6.00	5.30	9.15	2.15	13.45	-2.15	16.60	-5.30	22.60	-11.30
2	11.30	0.00	11.30	6.00	5.30	9.15	2.15	13.45	-2.15	16.60	-5.30	22.60	-11.30
1	11.30	0.00	11.30	6.00	5.30	9.15	2.15	13.45	-2.15	16.60	-5.30	22.60	-11.30

Tabla C.3 Distancia entre el centro de rigidez y cada pórtico en dirección Y.

Nivel	Y _{cr} (m)	Pórtico 1		Pórtico 2		Pórtico 3		Pórtico 4		Pórtico 5	
		Y _i (m)	Y _{ti} (m)	Y _i (m)	Y _{ti} (m)	Y _i (m)	Y _{ti} (m)	Y _i (m)	Y _{ti} (m)	Y _i (m)	Y _{ti} (m)
12	9.50	0.00	9.50	3.50	6.00	9.70	-0.20	14.90	-5.40	19.40	-9.90
11	9.50	0.00	9.50	3.50	6.00	9.70	-0.20	14.90	-5.40	19.40	-9.90
10	9.50	0.00	9.50	3.50	6.00	9.70	-0.20	14.90	-5.40	19.40	-9.90
9	9.50	0.00	9.50	3.50	6.00	9.70	-0.20	14.90	-5.40	19.40	-9.90
8	9.50	0.00	9.50	3.50	6.00	9.70	-0.20	14.90	-5.40	19.40	-9.90
7	9.50	0.00	9.50	3.50	6.00	9.70	-0.20	14.90	-5.40	19.40	-9.90
6	9.50	0.00	9.50	3.50	6.00	9.70	-0.20	14.90	-5.40	19.40	-9.90
5	9.50	0.00	9.50	3.50	6.00	9.70	-0.20	14.90	-5.40	19.40	-9.90
4	9.49	0.00	9.49	3.50	5.99	9.70	-0.21	14.90	-5.41	19.40	-9.91
3	9.49	0.00	9.49	3.50	5.99	9.70	-0.21	14.90	-5.41	19.40	-9.91
2	9.49	0.00	9.49	3.50	5.99	9.70	-0.21	14.90	-5.41	19.40	-9.91
1	9.51	0.00	9.51	3.50	6.01	9.70	-0.19	14.90	-5.39	19.40	-9.89

En la **Tabla C.2** y la **Tabla C.3** X_i e Y_i representa la distancia a la que se encuentra cada pórtico del origen que se definió en la intersección del pórtico A con el pórtico 1.

Los resultados obtenidos para la constante de torsión en cada nivel se presentan en la **Tabla C.4**.

Tabla C.4 Constante de Torsión de cada nivel.

Nivel	Cti (T·m)
12	5808237.61
11	5808237.61
10	5808237.61
9	5808237.61
8	6891085.18
7	6891085.18
6	6891085.18
5	6891085.18
4	7764057.05
3	7764057.05
2	7764057.05
1	13043864.84

C.3. RIGIDEZ TORSIONAL RESPECTO AL CENTRO DE CORTE

Una vez obtenida la contante de torsión de cada entrepiso, se procederá al cálculo de la rigidez torsional de cada entrepiso R_{ti} , dicho parámetro se encuentra definido por la siguiente expresión:

$$R_{ti} = C_{Ti} + R_{xi} \cdot e_{xi}^2 + R_{yi} \cdot e_{yi}^2 \quad (\text{Ec.}$$

C.4)

Donde:

C_{ti} = Constante de Torsión de cada entrepiso.

R_{xi} = Sumatoria de rigidez lateral en dirección X.

R_{yi} = Sumatoria de rigidez lateral en dirección Y.

e_x = Excentricidad estática en dirección X.

e_y = Excentricidad estática en dirección Y.

Los resultados obtenidos para la rigidez torsional de cada entrepiso se presentan en la **Tabla C.5**.

Tabla C.5 Rigidez Torsional de cada entrepiso.

Nivel	Cti (T*m)	Rxi (T/m)	eyi (m)	Ryi (T/m)	exi (m)	Rti (T*m)
12	5808237.61	56194.05	0.17	50104.96	0.00	5809775.41
11	5808237.61	56194.05	0.16	50104.96	0.00	5809680.06
10	5808237.61	56194.05	0.16	50104.96	0.00	5809635.21
9	5808237.61	56194.05	0.16	50104.96	0.00	5809607.93
8	6891085.18	74718.34	0.16	56870.31	0.00	6893032.18
7	6891085.18	74718.34	0.16	56870.31	0.00	6893008.18
6	6891085.18	74718.34	0.16	56870.31	0.00	6892987.16
5	6891085.18	74718.34	0.16	56870.31	0.00	6892969.74
4	7764057.05	90001.09	0.16	62296.24	0.00	7766469.30
3	7764057.05	90001.09	0.16	62296.24	0.00	7766454.38
2	7764057.05	90001.09	0.16	62296.24	0.00	7766443.32
1	13043864.84	146367.35	0.15	107661.30	0.00	13047108.64

C.4. RADIO DE GIRO TORSIONAL

El radio de giro torsional está definido por las siguientes expresiones:

$$rt_{xi} = \sqrt{\frac{Rt_i}{Rx_i}} \quad (\text{Ec.}$$

C.5)

$$rt_{yi} = \sqrt{\frac{Rt_i}{Ry_i}} \quad (\text{Ec. C.6})$$

C.6)

Donde:

Rt_i = Rigidez Torsional de cada nivel.

Rx_i = Sumatoria de rigidez lateral en dirección X.

Ry_i = Sumatoria de rigidez lateral en dirección Y.

Los resultados obtenidos de los radios de giro torsionales para cada una de las direcciones se muestran en la **Tabla C.6**.

Tabla C.6 Radio de Giro Torsional.

Nivel	Rxi (T/m)	Ryi (T/m)	Rti (T*m)	rtxi (m)	rtyi (m)
12	56194.05	50104.96	5809775.41	10.17	10.77
11	56194.05	50104.96	5809680.06	10.17	10.77
10	56194.05	50104.96	5809635.21	10.17	10.77
9	56194.05	50104.96	5809607.93	10.17	10.77
8	74718.34	56870.31	6893032.18	9.60	11.01
7	74718.34	56870.31	6893008.18	9.60	11.01
6	74718.34	56870.31	6892987.16	9.60	11.01
5	74718.34	56870.31	6892969.74	9.60	11.01
4	90001.09	62296.24	7766469.30	9.29	11.17
3	90001.09	62296.24	7766454.38	9.29	11.17
2	90001.09	62296.24	7766443.32	9.29	11.17
1	146367.35	107661.30	13047108.64	9.44	11.01

C.5. MOMENTO POLAR DE INERCIA REFERIDO AL CENTRO DE MASA

Los momentos polares de inercia están referidos al centro de masa de una losa rectangular con distribución de masas uniformes, de lados B_x y B_y . El momento polar de inercia referido al centro de masa se define mediante la siguiente expresión:

$$Jcm_i = \frac{Mi \cdot (Bx_i^2 + By_i^2)}{12} \quad (\text{Ec. C.7})$$

C.7)

Donde:

Mi= Masa del nivel i.

Bx_i= Longitud en X del nivel i.

By_i= Longitud en Y del nivel i.

En la **Tabla C.7** se muestran los momentos polares de inercia referidos al centro de masa de cada nivel.

Tabla C.7 Momento Polar de Inercia referido al centro de masa.

Nivel	Peso (Ton)	Masa (T·s ² /m)	Bx (m)	By (m)	Jcm (T·m·s ²)
12	327.98	33.43	22.60	19.40	2471.60
11	415.09	42.31	22.60	19.40	3128.07
10	415.09	42.31	22.60	19.40	3128.07
9	415.09	42.31	22.60	19.40	3128.07
8	418.86	42.70	22.60	19.40	3156.48
7	423.81	43.20	22.60	19.40	3193.80
6	423.81	43.20	22.60	19.40	3193.80
5	423.81	43.20	22.60	19.40	3193.80
4	427.58	43.59	22.60	19.40	3222.20
3	432.53	44.09	22.60	19.40	3259.52
2	432.53	44.09	22.60	19.40	3259.52
1	432.53	44.09	22.60	19.40	3259.52

C.6. MOMENTO POLAR DE INERCIA REFERIDO AL CENTRO DE CORTE

El momento polar de inercia referido al centro de corte está definido mediante la siguiente expresión:

$$Jcc_i = Jcm_i + M_i * I^2 \quad (\text{Ec. C.8})$$

C.8)

Donde:

Jcm_i = Momento polar de inercia referido al centro de masa.

M_i = Masa del nivel i.

I = Distancia entre el centro de masa y el centro de corte, definido por la siguiente expresión:

$$I = \sqrt{(Xcc - Xcm)^2 + (Ycc - Ycm)^2} \quad (\text{Ec. C.9})$$

C.9)

En la **Tabla C.8** se muestran los resultados obtenidos para el momento polar de inercia referido al centro de corte.

Tabla C.8 Momento Polar de Inercia referido al centro de Corte.

Nivel	Masa (T·s ² /m)	Jccm (T·m·s ²)	Xcc (m)	Xcm (m)	Ycc (m)	Ycm (m)	I (m)	Jcci (T·m·s ²)
12	33.43	2471.60	11.30	11.30	9.67	9.67	0.00	2471.60
11	42.31	3128.07	11.30	11.30	9.66	9.66	0.01	3128.08
10	42.31	3128.07	11.30	11.30	9.66	9.66	0.01	3128.08
9	42.31	3128.07	11.30	11.30	9.66	9.65	0.01	3128.08
8	42.70	3156.48	11.30	11.30	9.66	9.65	0.01	3156.48
7	43.20	3193.80	11.30	11.30	9.66	9.65	0.01	3193.80
6	43.20	3193.80	11.30	11.30	9.66	9.65	0.01	3193.80
5	43.20	3193.80	11.30	11.30	9.66	9.65	0.01	3193.80
4	43.59	3222.20	11.30	11.30	9.66	9.65	0.01	3222.21
3	44.09	3259.52	11.30	11.30	9.66	9.65	0.01	3259.52
2	44.09	3259.52	11.30	11.30	9.66	9.65	0.01	3259.52
1	44.09	3259.52	11.30	11.30	9.66	9.65	0.01	3259.52

C.7. RADIO DE GIRO INERCIAL

La expresión que define los radios de giro inerciales es la siguiente:

$$r_i = \sqrt{\frac{J_{cc_i}}{M_i}} \quad (\text{Ec. C.10})$$

C.10)

Donde:

J_{cc_i} = Momento polar de inercia referido al centro de corte en el nivel i .

M_i = Masa del nivel i .

En la **Tabla C.9** se muestran los radios de giro inerciales obtenidos para cada uno de los niveles.

Tabla C.9 Radio de giro inercial.

Nivel	Masa (T·s ² /m)	J _{cc_i} (T·m·s ²)	r _i (m)
12	33.43	2471.60	8.60
11	42.31	3128.08	8.60
10	42.31	3128.08	8.60
9	42.31	3128.08	8.60
8	42.70	3156.48	8.60
7	43.20	3193.80	8.60
6	43.20	3193.80	8.60
5	43.20	3193.80	8.60
4	43.59	3222.21	8.60
3	44.09	3259.52	8.60
2	44.09	3259.52	8.60
1	44.09	3259.52	8.60

C.8. CÁLCULO DE LOS PARAMETROS Ω Y ϵ :

Los valores representativos de Ω y ϵ , definidos en la Norma COVENIN 1756-2001, se determinan mediante la siguiente expresión:

$$\Omega_{xi} = \frac{rt_{xi}}{r_i} \geq 0.5 \quad (\text{Ec. C.11})$$

$$\Omega_{yi} = \frac{rt_{yi}}{r_i} \geq 0.5 \quad (\text{Ec. C.12})$$

$$\varepsilon_{xi} = \frac{e_{xi}}{r_i} \leq 0.2 \quad (\text{Ec. C.13})$$

$$\varepsilon_{yi} = \frac{e_{yi}}{r_i} \leq 0.2 \quad (\text{Ec. C.14})$$

Donde:

rt_{xi} = Radio de giro Torsional en dirección X del nivel i.

rt_{yi} = Radio de giro Torsional en dirección Y del nivel i.

e_x = Excentricidad estática en dirección X.

e_y = Excentricidad estática en dirección Y.

En la **Tabla C.10** se muestran los valores representativos de Ω y ε para cada nivel.

Tabla C.10 Valores Representativos de Ω y ε .

Nivel	r_i (m)	rt_{xi} (m)	rt_{yi} (m)	Ω_{xi}	Ω_{yi}	e_{xi} (m)	e_{yi} (m)	ε_{xi}	ε_{yi}
12	8.598	10.168	10.768	1.183	1.252	0.000	0.165	0.000	0.019
11	8.598	10.168	10.768	1.183	1.252	0.000	0.160	0.000	0.019
10	8.598	10.168	10.768	1.183	1.252	0.000	0.158	0.000	0.018
9	8.598	10.168	10.768	1.183	1.252	0.000	0.156	0.000	0.018
8	8.598	9.605	11.009	1.117	1.280	0.000	0.161	0.000	0.019
7	8.598	9.605	11.009	1.117	1.280	0.000	0.160	0.000	0.019
6	8.598	9.605	11.009	1.117	1.280	0.000	0.160	0.000	0.019
5	8.598	9.605	11.009	1.117	1.280	0.000	0.159	0.000	0.018

4	8.598	9.289	11.166	1.080	1.299	0.000	0.164	0.000	0.019
3	8.598	9.289	11.166	1.080	1.299	0.000	0.163	0.000	0.019
2	8.598	9.289	11.166	1.080	1.299	0.000	0.163	0.000	0.019
1	8.598	9.441	11.008	1.098	1.280	0.000	0.149	0.000	0.017

C.9. CÁLCULO DE LOS PARAMETROS T Y T' :

El cálculo del parámetro τ depende del valor de Ω , en este caso el parámetro Ω se encuentra entre 1 y 2, por tanto, se usará la Ecuación Ec.4.23 (véase Capítulo 4), para el cálculo de τ' se usará la Ecuación Ec.4.25 del (véase Capítulo 4). En la **Tabla C.11** y **Tabla C.12** se muestran los resultados obtenidos de los parámetros para cada una de las direcciones y de los niveles.

Tabla C.11 Parámetros τ y τ' en dirección X .

Nivel	Ω_{xi}	ϵ_{xi}	τ_{xi}	τ'_{xi}
12	1.183	0.000	2.786	0.496
11	1.183	0.000	2.786	0.495
10	1.183	0.000	2.786	0.495

Tabla C.11 Parámetros τ y τ' en Dirección X . (cont.)

Nivel	Ω_{xi}	ϵ_{xi}	τ_{xi}	τ'_{xi}
9	1.183	0.000	2.786	0.495
8	1.117	0.000	3.431	0.103
7	1.117	0.000	3.431	0.103
6	1.117	0.000	3.431	0.103
5	1.117	0.000	3.431	0.103
4	1.080	0.000	3.861	-0.118
3	1.080	0.000	3.861	-0.118
2	1.080	0.000	3.861	-0.118
1	1.098	0.000	3.647	-0.012

Tabla C.12 Parámetros τ y τ' en dirección Y .

Nivel	Ω_{yi}	ϵ_{yi}	τ_{yi}	τ'_{yi}
-------	---------------	-----------------	-------------	--------------

12	1.252	0.019	2.178	0.914
11	1.252	0.019	2.180	0.914
10	1.252	0.018	2.181	0.914
9	1.252	0.018	2.182	0.914
8	1.280	0.019	2.014	1.083
7	1.280	0.019	2.015	1.083
6	1.280	0.019	2.015	1.083
5	1.280	0.018	2.015	1.083
4	1.299	0.019	1.916	1.192
3	1.299	0.019	1.916	1.192
2	1.299	0.019	1.917	1.192
1	1.280	0.017	2.019	1.082

La norma exige que el parámetro τ' debe estar acotado entre 1 y -1, los valores en dirección Y sobrepasan el límite que establece la norma por tanto deben de ser corregidos, en la **Tabla C.13** se presentan el parámetro corregido.

Tabla C.13 Parámetros τ y τ' corregido en dirección Y.

Nivel	Ω_{yi}	ε_{yi}	τ_{yi}	τ'_{yi}
12	1.252	0.019	2.178	0.914
11	1.252	0.019	2.180	0.914
10	1.252	0.018	2.181	0.914
9	1.252	0.018	2.182	0.914
8	1.280	0.019	2.014	1.000
7	1.280	0.019	2.015	1.000
6	1.280	0.019	2.015	1.000
5	1.280	0.018	2.015	1.000
4	1.299	0.019	1.916	1.000
3	1.299	0.019	1.916	1.000
2	1.299	0.019	1.917	1.000
1	1.280	0.017	2.019	1.000

ANEXO D

REGULARIDAD ESTRUCTURAL. NORMA COVENIN 1756-2001

D.1. IRREGULARIDADES VERTICALES

- a) **Entrepiso Blando:** La rigidez lateral de algún entrepiso, es menor que 0.70 veces la del entrepiso superior, o 0.80 veces el promedio de las rigideces de los tres entresijos superiores. En el cálculo de las rigideces se incluirá la contribución de la tabiquería; en el caso de que su contribución sea mayor para el piso inferior que para los superiores, esta se podrá omitir. La verificación del cumplimiento de los expresado anteriormente se presenta en la **Tabla D.1.**

Tabla D.1 Entrepiso Blando.

Nivel	Kxi	0.70·Kxi(i+1)	Irregular	Kyi	0.70·Kyi(i+1)	Irregular
12	56194.05	--	--	50104.96	--	--
11	56194.05	39335.84	NO	50104.96	35073.47	NO
10	56194.05	39335.84	NO	50104.96	35073.47	NO
9	56194.05	39335.84	NO	50104.96	35073.47	NO
8	74718.34	39335.84	NO	56870.31	35073.47	NO
7	74718.34	52302.84	NO	56870.31	39809.22	NO
6	74718.34	52302.84	NO	56870.31	39809.22	NO
5	74718.34	52302.84	NO	56870.31	39809.22	NO
4	90001.09	52302.84	NO	62296.24	39809.22	NO
3	90001.09	63000.77	NO	62296.24	43607.37	NO
2	90001.09	63000.77	NO	62296.24	43607.37	NO
1	146367.35	63000.77	NO	107661.30	43607.37	NO

Observando la **Tabla D.1.** se considera que la edificación no presenta algún entrepiso blando ya que la rigidez lateral de cada uno de ellos es mayor que el 70% de su entrepiso superior respectivamente.

- b) **Entrepiso Débil:** La resistencia lateral de algún entrepiso, es menor que 0.70 veces la correspondiente resistencia del entrepiso superior, o 0.80 veces el promedio de las resistencias de los tres entrepisos superiores. En la evaluación de la resistencia de los entrepisos se incluirá la contribución de la tabiquería; en el caso de que su contribución sea mayor para el piso inferior que para los superiores, esta se podrá omitir.

La resistencia lateral de los entrepisos se determinó a partir de las fuerzas cortantes obtenidas en cada una de las direcciones de estudio, las cuales se presentaron en la **Tabla 4.11** y **Tabla 4.12** (Véase **Capítulo 4**).

Tabla D.2 Entrepiso Blando.

Nivel	Vxi	0.70·Vxi(i+1)	Irregular	Vyi	0.70·Vyi(i+1)	Irregular
12	45.67	--	--	42.05	--	--
11	85.58	31.97	NO	78.21	29.44	NO
10	118.06	59.91	NO	106.94	54.75	NO
9	145.89	82.64	NO	131.08	74.86	NO
8	169.80	102.12	NO	151.73	91.75	NO
7	191.74	118.86	NO	170.17	106.21	NO
6	211.61	134.21	NO	187.08	119.12	NO
5	228.91	148.13	NO	202.44	130.96	NO
4	243.53	160.23	NO	215.92	141.70	NO
3	256.46	170.47	NO	228.07	151.14	NO
2	266.34	179.52	NO	237.67	159.65	NO
1	270.87	186.44	NO	242.14	166.37	NO

La **Tabla D.2.** demuestra que la resistencia lateral de cada uno de los entrepisos de la edificación es mayor a 0.70 veces la correspondiente resistencia de su entrepiso superior.

- c) **Distribución irregular de masas de uno de los pisos contiguos:** Cuando la masa de algún piso exceda 1.3 veces la masa de uno de los pisos contiguos. Se exceptúa la comparación con el último nivel de techo de la edificación. Para esta verificación la masa de los apéndices se añadirá al peso del nivel que los soporte.

Tabla D.3 Distribución irregular de masas de uno de los pisos contiguos.

Nivel	Mi (T·s ² /m)	1.3·M(i+1)	Irregular	1.3·M(i-1)	Irregular
12	33.43	43.46	NO	55.01	NO
11	42.31	55.01	NO	55.01	NO
10	42.31	55.01	NO	55.01	NO
9	42.31	55.01	NO	55.51	NO
8	42.70	55.51	NO	56.16	NO
7	43.20	56.16	NO	56.16	NO
6	43.20	56.16	NO	56.16	NO
5	43.20	43.46	NO	56.66	NO
4	43.59	56.16	NO	57.32	NO
3	44.09	56.66	NO	57.32	NO
2	44.09	57.32	NO	57.32	NO
1	44.09	57.32	NO	--	--

Las masas presentadas en la Tabla anterior se obtuvieron a partir del Programa de Cálculo Automatizado ETABS v16.2.0. Dicha Tabla, presenta a su vez, el resultado correspondiente a la distribución irregular de masas, se comprobó que ninguno de los pisos presenta masas superiores a 1.3 veces la masa de alguno de sus pisos contiguos.

- d) **Aumento de las masas con la elevación:** la distribución de masas de la edificación crece sistemáticamente con la altura. Para esta verificación la masa de los apéndices se añadirá al peso del nivel que los soporte.

Tabla D.4 Aumento de las masas con la elevación.

Nivel	Mi (T·s ² /m)	Mi-M(i-1) (T·s ² /m)	Aumenta
12	33.43	-8.88	NO
11	42.31	0.00	NO
10	42.31	0.00	NO
9	42.31	-0.38	NO
8	42.70	-0.50	NO
7	43.20	0.00	NO
6	43.20	0.00	NO
5	43.20	-0.38	NO
4	43.59	-0.50	NO
3	44.09	0.00	NO
2	44.09	0.00	NO
1	44.09	--	--

La **Tabla D.4**. Verifica que las masas de la edificación objeto de estudio no crecen sistemáticamente con la altura.

- e) **Variaciones en la geometría del sistema estructural:** La dimensión horizontal del sistema estructural en algún piso excede 1.30 la del piso adyacente. Se excluye el caso del último nivel.

Tabla D.5 Variaciones en la Geometría del Sistema Estructural en Dirección X.

Nivel	Bxi	1.30*Bxi	1.30*Bx(i+1)-Bxi	Irregular	1.30*Bx(i-1)-Bxi	Irregular
12	22.6	29.38	--	--	6.78	NO
11	22.6	29.38	6.78	NO	6.78	NO
10	22.6	29.38	6.78	NO	6.78	NO
9	22.6	29.38	6.78	NO	6.78	NO
8	22.6	29.38	6.78	NO	6.78	NO
7	22.6	29.38	6.78	NO	6.78	NO
6	22.6	29.38	6.78	NO	6.78	NO
5	22.6	29.38	6.78	NO	6.78	NO

Tabla D.5 Variaciones en la Geometría del Sistema Estructural en Dirección X. (cont.)

Nivel	Bxi	1.30*Bxi	1.30*Bx(i+1)-Bxi	Irregular	1.30*Bx(i-1)-Bxi	Irregular
4	22.6	29.38	6.78	NO	6.78	NO
3	22.6	29.38	6.78	NO	6.78	NO
2	22.6	29.38	6.78	NO	6.78	NO
1	22.6	29.38	6.78	NO	--	--

Tabla D.6 Variaciones en la Geometría del Sistema Estructural en Dirección Y.

Nivel	Bxi	1.30*Bxi	1.30*Bx(i+1)-Bxi	Irregular	1.30*Bx(i-1)-Bxi	Irregular
12	19.4	25.22	--	--	5.82	NO
11	19.4	25.22	5.82	NO	5.82	NO
10	19.4	25.22	5.82	NO	5.82	NO
9	19.4	25.22	5.82	NO	5.82	NO
8	19.4	25.22	5.82	NO	5.82	NO
7	19.4	25.22	5.82	NO	5.82	NO
6	19.4	25.22	5.82	NO	5.82	NO
5	19.4	25.22	5.82	NO	5.82	NO
4	19.4	25.22	5.82	NO	5.82	NO
3	19.4	25.22	5.82	NO	5.82	NO
2	19.4	25.22	5.82	NO	5.82	NO
1	19.4	25.22	5.82	NO	--	--

Considerando las dimensiones de la edificación presentadas en el ANEXO A y expuestas en la **Tablas D.5y D.6.** es posible verificar que la dimensión horizontal del sistema estructural en ninguno de los pisos excede 1.30 la de su piso adyacente

- f) **Esbeltez excesiva:** El cociente entre la altura de la edificación y la menor dimensión en planta de la estructura a nivel de base exceda a 4. Igualmente, cuando esta situación se presente en alguna porción significativa de la estructura.

La **Tabla D.7.** presenta los parámetros necesarios para determinar si la edificación posee una esbeltez excesiva.

Tabla D.7 Esbeltez Excesiva.

Descripción	Dimensión (m)
H	37.95
Bx	22.60
By	19.40
H/By	1.96

Los resultados arrojados al calcular el cociente de la altura entre la menor dimensión (By) verifican que la edificación no posee esbeltez excesiva ya que $1.96 < 4.00$.

- g) **Discontinuidad en el plano del sistema resistente a cargas laterales:** de acuerdo con alguno de los siguientes casos:
- i. Columnas o muros que no continúan al llegar a un nivel inferior distinto al nivel base. De acuerdo a lo presentado en el **ANEXO A**, todas las columnas que conforman la edificación parten del nivel base y llegan al nivel 12 sin ninguna discontinuidad.
 - ii. El ancho de la columna o muro en un entrepiso presenta una reducción que excede el 20% del ancho de la columna o muro en el entrepiso inmediatamente superior en la misma dirección horizontal. Las **Tablas D.8.** y **D.9.** se presentan las variaciones de sección de columnas entre niveles para pórticos en direcciones X y Y respectivamente.

Tabla D.8 Reducción de Secciones en Pórticos en Dirección X.

Niveles	Dim x (cm)	Dim y (cm)	Reducción (%)
1-4	60	50	-
5-9	50	50	16.67
9-12	40	50	20.00

Tabla D.9 Reducción de Secciones en Pórticos en Dirección Y.

Niveles	Dim x (cm)	Dim y (cm)	Reducción (%)
1-4	50	60	-
5-9	50	50	16.67
9-12	50	40	20.00

Los porcentajes de reducción presentados en las dos Tablas anteriores verifican que no se presenta discontinuidad en los planos resistentes a cargas laterales.

iii. El desalineamiento horizontal del eje de un miembro vertical, muro o columna, entre dos pisos consecutivos supera $1/3$ de la dimensión horizontal del miembro inferior en la dirección del desalineamiento. La edificación objeto de estudio presenta ejes alineados en todos los miembros verticales desde la base hasta el último piso (Ver ANEXO A).

- h) **Falta de conexión entre miembros verticales:** Alguno de los miembros verticales, columnas o muros, no está conectado al diafragma de algún nivel. En el caso de la edificación analizada todos los miembros se encuentran conectados a los diafragmas de cada piso (Ver ANEXO A).
- i) **Efecto de columna corta:** Marcada reducción en la longitud libre de las columnas, por efecto de restricciones laterales tales como paredes, u otros elementos no estructurales. Todas las columnas de la edificación, entre la base y el piso 12, tienen una altura de 2.85m; se afirma la ausencia del efecto de columna corta.

D.2. IRREGULARIDADES EN PLANTA

- a) **Gran Excentricidad:** En algún nivel la excentricidad entre la línea de acción del cortante en alguna dirección, y el centro de rigidez supera el 20% del radio de giro

inercial de la planta. La **Tabla D.10.** presenta las excentricidades y radio inercial por planta necesarios para la comparación.

Tabla D.10 Gran Excentricidad.

Nivel	ri (m)	20% ri (m)	exi (m)	eyi (m)	Irregular
12	8.60	1.72	0.00	0.17	NO
11	8.60	1.72	0.00	0.16	NO
10	8.60	1.72	0.00	0.16	NO
9	8.60	1.72	0.00	0.16	NO
8	8.60	1.72	0.00	0.16	NO
7	8.60	1.72	0.00	0.16	NO
6	8.60	1.72	0.00	0.16	NO
5	8.60	1.72	0.00	0.16	NO
4	8.60	1.72	0.00	0.16	NO
3	8.60	1.72	0.00	0.16	NO
2	8.60	1.72	0.00	0.16	NO
1	8.60	1.72	0.00	0.15	NO

En la Tabla anterior se verifica que la edificación objeto de estudio no presenta gran excentricidad en ninguno de sus niveles ya que su excentricidad nunca supera el 20% del radio de giro inercial en planta.

b) **Riesgo Torsional Elevado:** si en algún piso se presenta cualquiera de las siguientes situaciones:

i. El radio de giro torsional r_t en alguna dirección es inferior al 50% del radio de giro inercial r . En la **Tabla D.11.** se observan los valores necesarios para uno de los chequeos por riesgo torsional elevado.

Tabla D.11 Riesgo Torsional Elevado Según Radio de Giro Inercial.

Nivel	ri (m)	50% ri(m)	rtxi (m)	Irregular	rtyi (m)	Irregular
12	8.60	4.30	10.17	NO	10.77	NO
11	8.60	4.30	10.17	NO	10.77	NO
10	8.60	4.30	10.17	NO	10.77	NO
9	8.60	4.30	10.17	NO	10.77	NO
8	8.60	4.30	9.60	NO	11.01	NO

Tabla D.11 Riesgo Torsional Elevado Según Radio de Giro Inercial. (cont.)

Nivel	ri (m)	50% ri(m)	rtxi (m)	Irregular	rtyi (m)	Irregular
7	8.60	4.30	9.60	NO	11.01	NO
6	8.60	4.30	9.60	NO	11.01	NO
5	8.60	4.30	9.60	NO	11.01	NO
4	8.60	4.30	9.29	NO	11.17	NO
3	8.60	4.30	9.29	NO	11.17	NO
2	8.60	4.30	9.29	NO	11.17	NO
1	8.60	4.30	9.44	NO	11.01	NO

- ii. La excentricidad entre la línea de acción del cortante y el centro de rigidez de la planta supera el 30% del valor del radio de giro torsional r_t en alguna dirección. La **Tabla D.12.** presenta los parámetros necesarios para comprobar la premisa descrita con respecto a la excentricidad en dirección Y entre la línea de acción del cortante y el centro de rigidez únicamente ya que, como se ha presentado anteriormente, la excentricidad en dirección X es cero.

Tabla D.12 Riesgo Torsional Elevado según el Radio de Giro Torsional en Dirección Y.

Nivel	eyi (m)	rtyi (m)	30% rtyi(m)	Irregular
12	0.17	10.77	3.23	NO
11	0.16	10.77	3.23	NO
10	0.16	10.77	3.23	NO
9	0.16	10.77	3.23	NO
8	0.16	11.01	3.30	NO
7	0.16	11.01	3.30	NO
6	0.16	11.01	3.30	NO
5	0.16	11.01	3.30	NO
4	0.16	11.17	3.35	NO
3	0.16	11.17	3.35	NO
2	0.16	11.17	3.35	NO
1	0.15	11.01	3.30	NO

Según lo expresado en la **Tabla D.11. y D.12** la edificación no presenta irregularidad ya que el radio de giro torsional es mayor al 50% al radio de giro inercial en cada uno de sus pisos y a su vez la excentricidad en alguna dirección entre la línea de acción del cortante y el centro de rigidez es inferior al 30% el giro torsional respectivamente.

- c) **Sistema no ortogonal:** cuando una porción importante de los planos del sistema sismorresistente no sean paralelos a los ejes principales de dicho sistema. Considerando esta premisa se verifica que la edificación es regular ya que todos los planos del sistema sismorresistente son paralelos a los ejes principales del sistema, es decir, a las direcciones X e Y.

d) Diafragma flexible:

- i. Cuando la rigidez en su plano sea menor a la de una losa equivalente de concreto armado de 4cm de espesor y la relación largo/ancho no sea mayor que 4.5.
- ii. Cuando un número significativo de plantas tenga entrantes cuya menor longitud exceda el 40% de la dimensión del menor rectángulo que inscribe a la planta, medida paralelamente a la dirección del entrante; o cuando el área de dichos entrantes supere el 30% del área del citado rectángulo circunscrito.
- iii. Cuando las plantas presenten un área total de aberturas internas que rebasen el 20% de área bruta de las plantas.
- iv. Cuando existan aberturas prominentes adyacentes a planos sismorresistentes importantes o, en general, cuando se carezca de conexiones adecuadas con ellos.
- v. Cuando en alguna planta el cociente largo/ancho del menor rectángulo que inscriba a dicha planta sea mayor que 5.

La edificación se planteó con un diafragma rígido en cada uno de los entresijos, por tal motivo ninguna de las condiciones descritas en la premisa de diafragma flexible aplican en este análisis.

Una vez considerados cada uno de los parámetros descritos en el presente anexo y extraídos del Capítulo 6, Sección 6.5. de la Norma COVENIN 1756-2001, se verifica que la edificación objeto de estudio es una Estructura Regular.

ANEXO E

REGULARIDAD EN PLANTA Y ALTURA. NORMA TÉCNICA E.030

La Norma Técnica E.030 establece en su Capítulo 3, Sección 3.5 que las estructuras deberán ser clasificadas como regular o irregular para cumplir con los siguientes fines:

- Cumplir con las restricciones que presenta la Tabla N° 10.
- Establecer los procedimientos de análisis.
- Determinar el coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas R.

La norma clasifica a las estructuras regulares como aquellas que no presentan ninguna de las irregularidades descritas en la **SECCIÓN 5.8, CAPÍTULO 5**, y a las estructuras irregulares como aquellas que presentan una o más de las irregularidades presentadas en la **Tabla 5.7 y Tabla 5.8**.

E.1 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA

- a) **Irregularidad de Rigidez – Piso Blando:** Existe irregularidad de rigidez, cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1.4 veces el correspondiente valor en el entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1.25 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes. La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso. En la **Tabla E.1** se demuestra si la estructura presenta este tipo de irregularidad.

Tabla E.1 Irregularidad de Rigidez – Piso Blando.

Nivel	Dirección X			Dirección Y		
	Δi	$1.4*\Delta(i+1)$	Irregular	Δi	$1.4*\Delta(i+1)$	Irregular
12	0.003	--	--	0.003	--	--
11	0.004	0.004	NO	0.004	0.005	NO
10	0.006	0.006	NO	0.006	0.006	NO

Tabla E.1 Irregularidad de Rigidez – Piso Blando (cont.)

Nivel	Dirección X			Dirección Y		
	Δi	$1.4*\Delta(i+1)$	Irregular	Δi	$1.4*\Delta(i+1)$	Irregular
9	0.007	0.008	NO	0.007	0.008	NO
8	0.007	0.010	NO	0.007	0.010	NO
7	0.007	0.009	NO	0.008	0.010	NO
6	0.008	0.010	NO	0.009	0.011	NO
5	0.009	0.012	NO	0.009	0.012	NO
4	0.008	0.012	NO	0.009	0.013	NO
3	0.008	0.011	NO	0.010	0.013	NO
2	0.008	0.012	NO	0.009	0.013	NO
1	0.005	0.011	NO	0.006	0.013	NO

En la **Tabla E.1** se demuestra que la edificación no presenta en alguno de los entrepisos irregularidad de piso blando, ya que la deriva del entrepiso superior es mayor que 1.4 veces la deriva del entrepiso estudiado.

- b) **Irregularidad de Resistencia – Piso Débil:** Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior. En la **Tabla E.2** se demuestra si la estructura presenta este tipo de irregularidad. Los cortante por nivel se obtuvieron con la ayuda del programa de cálculo automatizado ETABS, mediante un análisis dinámico.

Tabla E.2 Irregularidad de Resistencia – Piso Débil.

Nivel	Dirección X			Dirección Y		
	V_i	$0.8*V_i(i+1)$	Irregular	V_i	$0.8*V_i(i+1)$	Irregular
12	49.93	--	--	44.99	--	--
11	94.72	39.95	NO	84.46	36.00	NO
10	131.05	75.78	NO	115.57	67.57	NO
9	160.88	104.84	NO	140.46	92.45	NO
8	185.75	128.70	NO	160.91	112.37	NO

Tabla E.3 Irregularidad de Resistencia – Piso Débil (cont.)

7	208.52	148.60	NO	179.07	128.73	NO
6	229.42	166.82	NO	195.97	143.26	NO
5	248.24	183.54	NO	211.91	156.78	NO
4	264.89	198.60	NO	226.74	169.52	NO
3	279.71	211.91	NO	240.48	181.39	NO
2	290.78	223.77	NO	251.15	192.38	NO
1	295.72	232.62	NO	256.00	200.92	NO

En la **Tabla E.2** se verifica que la resistencia frente a las fuerzas cortantes de los entrepisos es superior al 80% el entrepiso superior, por tanto, la edificación no presenta este tipo de irregularidad.

- c) **Irregularidad Extrema de Rigidez:** Se considera que existe irregularidad extrema en la rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1.6 veces el correspondiente valor del entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1.4 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes. La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso. En la **Tabla E.3** se demuestra si la estructura presenta este tipo de irregularidad.

Tabla E.4 Irregularidad Extrema de Rigidez.

Nivel	Dirección X			Dirección Y		
	Δi	$1.6 * \Delta(i+1)$	Irregular	Δi	$1.6 * \Delta(i+1)$	Irregular
12	0.003	--	--	0.003	--	--
11	0.004	0.004	NO	0.004	0.006	NO
10	0.006	0.007	NO	0.006	0.007	NO
9	0.007	0.009	NO	0.007	0.009	NO
8	0.007	0.011	NO	0.007	0.011	NO
7	0.007	0.011	NO	0.008	0.012	NO
6	0.008	0.012	NO	0.009	0.013	NO
5	0.009	0.013	NO	0.009	0.014	NO
4	0.008	0.014	NO	0.009	0.015	NO

Tabla E.5 Irregularidad Extrema de Rigidez. (cont.)

3	0.008	0.013	NO	0.010	0.015	NO
2	0.008	0.013	NO	0.009	0.015	NO
1	0.005	0.013	NO	0.006	0.015	NO

En la **Tabla E.3** se demuestra que la edificación no presenta en alguno de los entresijos irregularidad de extrema rigidez, ya que la deriva del entresijo superior es mayor que 1.6 veces la deriva del entresijo estudiado.

- d) **Irregularidad Extrema de Resistencia:** Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entresijo frente a fuerzas cortantes es inferior a 65% de la resistencia del entresijo inmediato superior. En la **Tabla E.4** se demuestra si la estructura presenta este tipo de irregularidad.

Tabla E.6 Irregularidad Extrema de Resistencia.

Nivel	Dirección X			Dirección Y		
	Vi	0.65*Vi(i+1)	Irregular	Vi	0.65*Vi(i+1)	Irregular
12	49.93	--	--	44.99	--	--
11	94.72	32.46	NO	84.46	29.25	NO
10	131.05	61.57	NO	115.57	54.90	NO
9	160.88	85.18	NO	140.46	75.12	NO
8	185.75	104.57	NO	160.91	91.30	NO
7	208.52	120.74	NO	179.07	104.59	NO
6	229.42	135.54	NO	195.97	116.40	NO
5	248.24	149.12	NO	211.91	127.38	NO
4	264.89	161.36	NO	226.74	137.74	NO
3	279.71	172.18	NO	240.48	147.38	NO
2	290.78	181.81	NO	251.15	156.31	NO
1	295.72	189.00	NO	256.00	163.25	NO

En la **Tabla E.4** se demuestra que la resistencia de los entrepisos es superior al 65% de la resistencia del entrepiso inmediato superior, por lo cual la edificación en estudio no presenta extrema resistencia en ninguna de las direcciones de análisis.

- e) **Irregularidad de Masa o Peso:** Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según la sección 4.3, Capítulo 4, de la Norma Técnica E.030, es mayor que 1.5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica ni en azoteas ni en sótanos. En la **Tabla E.5** se hace la verificación de la regularidad de la estructura.

Tabla E. 7 Irregularidad de Masa o Peso.

Nivel	Mi	1.5*M(i+1)	Irregular	1.5*M(i-1)	Irregular
12	327.98	--	--	622.64	NO
11	415.09	491.97	NO	622.64	NO
10	415.09	622.64	NO	622.64	NO
9	415.09	622.64	NO	628.29	NO
8	418.86	622.64	NO	635.72	NO
7	423.81	628.29	NO	635.72	NO
6	423.81	635.72	NO	635.72	NO
5	423.81	635.72	NO	641.37	NO
4	427.58	635.72	NO	648.80	NO
3	432.53	641.37	NO	648.80	NO
2	432.53	648.80	NO	648.80	NO
1	432.53	648.80	NO	--	--

En la **Tabla E.5** se comprueba que no existe irregularidad de masa en ningún entrepiso de la edificación en estudio, ya que en ningún entrepiso la masa es 1.5 veces superior a algún piso adyacente.

- f) **Irregularidad Geométrica Vertical:** La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura

resistente a cargas laterales es mayor que 1.3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica ni en azoteas ni en sótanos.

Tabla E.8 Verificación de la Geometría en Dirección X.

Nivel	Bxi	1.30*Bxi	1.30*Bx(i+1)-Bxi	Irregular	1.30*Bx(i-1)-Bxi	Irregular
12	22.6	29.38	--	--	6.78	NO
11	22.6	29.38	6.78	NO	6.78	NO
10	22.6	29.38	6.78	NO	6.78	NO
9	22.6	29.38	6.78	NO	6.78	NO
8	22.6	29.38	6.78	NO	6.78	NO
7	22.6	29.38	6.78	NO	6.78	NO
6	22.6	29.38	6.78	NO	6.78	NO
5	22.6	29.38	6.78	NO	6.78	NO
4	22.6	29.38	6.78	NO	6.78	NO
3	22.6	29.38	6.78	NO	6.78	NO
2	22.6	29.38	6.78	NO	6.78	NO
1	22.6	29.38	6.78	NO	--	--

Tabla E.9 Verificación de la Geometría en Dirección Y.

Nivel	Byi	1.30*Byi	1.30*By(i+1)-Byi	Irregular	1.30*By(i-1)-Byi	Irregular
12	19.4	25.22	--	--	5.82	NO
11	19.4	25.22	5.82	NO	5.82	NO
10	19.4	25.22	5.82	NO	5.82	NO
9	19.4	25.22	5.82	NO	5.82	NO
8	19.4	25.22	5.82	NO	5.82	NO
7	19.4	25.22	5.82	NO	5.82	NO
6	19.4	25.22	5.82	NO	5.82	NO
5	19.4	25.22	5.82	NO	5.82	NO
4	19.4	25.22	5.82	NO	5.82	NO
3	19.4	25.22	5.82	NO	5.82	NO

2	19.4	25.22	5.82	NO	5.82	NO
1	19.4	25.22	5.82	NO	--	--

En la **Tabla E.6** y **Tabla E.7** se demuestra que en ninguna de las direcciones de análisis la dimensión en planta de un entrepiso supera 1.3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente, por tanto, la edificación no presenta irregularidad geométrica vertical.

- g) **Discontinuidad en los Sistemas Estructurales:** Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resiste más de un 10% de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25% de la correspondiente dimensión del elemento.

La edificación objeto de estudio no presenta este tipo de irregularidad ya que los elementos resistentes a fuerzas cortantes se encuentran alineados verticalmente.

- h) **Discontinuidad extrema de los Sistemas Estructurales:** Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior, supere el 25% de la fuerza cortante total.

La edificación no presenta elementos discontinuos que resistan fuerzas cortantes, por ende, se considera regular.

E.2 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA

- a) **Irregularidad Torsional:** Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental ($\Delta_{\max}$), es mayor que 1.2 veces el desplazamiento relativo del centro de masas de un mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{CM}).

Este criterio solo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y solo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que el 50% del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N°11 de la Norma Técnica E.030.

Tabla E.10 Irregularidad Torsional.

Nivel	Dirección X				Dirección Y			
	Δ_{max}	Δ_{CM}	$1.2 * \Delta_{CM}$	Irregular	Δ_{max}	Δ_{CM}	$1.2 * \Delta_{CM}$	Irregular
12	0.109	0.107	0.128	NO	0.128	0.133	0.160	NO
11	0.180	0.177	0.212	NO	0.190	0.198	0.238	NO
10	0.246	0.242	0.290	NO	0.249	0.260	0.312	NO
9	0.303	0.298	0.358	NO	0.300	0.312	0.375	NO
8	0.284	0.279	0.335	NO	0.310	0.323	0.388	NO
7	0.320	0.314	0.377	NO	0.345	0.359	0.431	NO
6	0.353	0.346	0.416	NO	0.377	0.393	0.471	NO
5	0.381	0.373	0.448	NO	0.404	0.422	0.506	NO
4	0.350	0.342	0.410	NO	0.395	0.412	0.494	NO
3	0.361	0.353	0.424	NO	0.406	0.424	0.509	NO
2	0.352	0.344	0.413	NO	0.392	0.408	0.490	NO
1	0.226	0.221	0.266	NO	0.245	0.255	0.306	NO

En la **Tabla E.8** se verifica que el desplazamiento relativo máximo de un entrepiso no supera 1.2 veces el desplazamiento relativo del centro de masa del mismo nivel, por lo que la edificación en estudio no presenta irregularidad torsional.

- b) Irregularidad Torsional Extrema:** Existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental (Δ_{CM}), es mayor que 1.5 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{CM}).

Este criterio solo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y solo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que el 50% del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N°11 de la Norma Técnica E.030.

Tabla E.11 Irregularidad Torsional Extrema.

Nivel	Dirección X				Dirección Y			
	Δ_{max}	Δ_{CM}	$1.5* \Delta_{CM}$	Irregular	Δ_{max}	Δ_{CM}	$1.5* \Delta_{CM}$	Irregular
12	0.109	0.107	0.160	NO	0.128	0.133	0.200	NO
11	0.180	0.177	0.265	NO	0.190	0.198	0.297	NO
10	0.246	0.242	0.363	NO	0.249	0.260	0.390	NO
9	0.303	0.298	0.448	NO	0.300	0.312	0.469	NO
8	0.284	0.279	0.418	NO	0.310	0.323	0.485	NO
7	0.320	0.314	0.471	NO	0.345	0.359	0.539	NO
6	0.353	0.346	0.520	NO	0.377	0.393	0.589	NO
5	0.381	0.373	0.560	NO	0.404	0.422	0.632	NO
4	0.350	0.342	0.513	NO	0.395	0.412	0.617	NO
3	0.361	0.353	0.530	NO	0.406	0.424	0.636	NO
2	0.352	0.344	0.516	NO	0.392	0.408	0.613	NO
1	0.226	0.221	0.332	NO	0.245	0.255	0.383	NO

En la **Tabla E.9** se verifica que el desplazamiento relativo máximo de un entrepiso no supera 1.5 veces el desplazamiento relativo del centro de masa del mismo nivel, por lo que la edificación en estudio no presenta irregularidad torsional extrema.

- c) **Esquinas Entrantes:** La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas dimensiones son mayores que 20% de la correspondiente dimensión total en planta.

La edificación en estudio no presenta esquinas entrantes en su configuración geométrica en planta, por tanto, la edificación no presenta este tipo de irregularidad.

- d) **Discontinuidad del Diafragma:** La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes de rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50% del área bruta del diafragma.

También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25% del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.

La estructura en análisis presenta dos aberturas las cuales representan un 4.41% del total del área de planta, por lo cual los diafragmas de los entrepisos no presentan discontinuidades abruptas, pro lo estudiado la edificación en estudio no presenta este tipo de irregularidad en su conFiguración en planta.

- e) Sistemas no Paralelos:** Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10% de la fuerza cortante del piso.

La edificación en estudio es aporticada, en sus dos direcciones de análisis presenta elementos estructurales ortogonales entre sí que resisten las fuerzas cortantes, por tanto, la edificación presenta sistemas estructurales paralelos y no presenta el tipo de irregularidad descrito anteriormente.

ANEXO F

CÁLCULO DEL PERÍODO FUNDAMENTAL. NORMA TÉCNICA E.030

El período fundamental de vibración para cada una de las direcciones de análisis, la Norma Técnica E.030, da dos maneras de como calcularlo, en el Capítulo 4, sección 4.5.4. Primeramente, el período fundamental de vibración podrá estimarse mediante la siguiente expresión:

$$T = \frac{h_n}{C_T} \quad (\text{Ec. F.1})$$

Donde:

h_n = Altura de la edificación.

C_T = 35 para edificaciones cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean pórticos de concreto armado sin muros de corte.

$$T_x = T_y = \frac{37.95}{35} \rightarrow T_x = 1.08 \text{ seg}$$

Considerando la ecuación Ec. F.1. para ambas direcciones de análisis, el período fundamental de vibración es igual, sin embargo, la norma ofrece otra alternativa para el cálculo del período que es más precisa a la anteriormente mencionada; dicha expresión se define de la siguiente manera:

$$T = \left(2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n P_i \cdot d_i^2}{g \sum_{i=1}^n f_i \cdot d_i}} \right) \quad (\text{Ec. F.2})$$

F.2)

Donde:

f_i = Fuerza aplicada en el piso i.

d_i = Desplazamiento lateral del centro de masa del nivel i en traslación pura debido a la fuerza f_i .

P_i = Peso del nivel i.

Además, la norma en el Capítulo 4, Sección 4.5.4, establece que cuando en el análisis no considere la rigidez de los elementos no estructurales, el período fundamental calculado en la ecuación Ec. F.2 deberá multiplicarse por 0.85, quedando la expresión de la siguiente manera:

$$T = 0.85 \cdot \left(2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n P_i \cdot d_i^2}{g \sum_{i=1}^n f_i \cdot d_i}} \right) \quad (\text{Ec. F.3})$$

En la **Tabla F.1** se presenta el cálculo correspondiente al período fundamental en dirección X.

Tabla F.1 Cálculo del período Fundamental de Vibración en dirección X.

Nivel	Peso (Ton)	fi (Ton)	Di (m)	Pi*Di² (T·m²)	fi*Di (T·m)
14	20.13	1.00	0.0019	6.96E-05	1.86E-03
13	39.92	1.00	0.0018	1.23E-04	1.76E-03
12	327.98	1.00	0.0016	8.33E-04	1.59E-03
11	415.09	1.00	0.0015	9.62E-04	1.52E-03
10	415.09	1.00	0.0014	8.45E-04	1.43E-03
9	415.09	1.00	0.0013	7.15E-04	1.31E-03
8	418.86	1.00	0.0012	5.80E-04	1.18E-03
7	423.81	1.00	0.0011	4.71E-04	1.05E-03
6	423.81	1.00	0.0009	3.56E-04	9.16E-04
5	423.81	1.00	0.0008	2.47E-04	7.63E-04
4	427.58	1.00	0.0006	1.52E-04	5.97E-04
3	432.53	1.00	0.0004	8.41E-05	4.41E-04
2	432.53	1.00	0.0003	3.32E-05	2.77E-04
1	432.53	1.00	0.0001	5.33E-06	1.11E-04
				0.005476	0.014805

$$T_x = 0.85 \cdot \left(2\pi \sqrt{\frac{0.005476}{9.81 \cdot 0.014805}} \right) \rightarrow T_x = 1.037 \text{ seg}$$

Tabla F.2 Cálculo del período Fundamental de Vibración en dirección Y.

Nivel	Peso (Ton)	fi (Ton)	Di (m)	Pi*Di ² (T·m ²)	fi*Di (T·m)
14	20.13	1.00	0.0023	1.08E-04	2.31E-03
13	39.92	1.00	0.0022	1.92E-04	2.19E-03
12	327.98	1.00	0.0021	1.44E-03	2.09E-03
11	415.09	1.00	0.0020	1.66E-03	2.00E-03
10	415.09	1.00	0.0019	1.46E-03	1.88E-03
9	415.09	1.00	0.0017	1.25E-03	1.74E-03
8	418.86	1.00	0.0016	1.04E-03	1.57E-03
7	423.81	1.00	0.0014	8.38E-04	1.41E-03
6	423.81	1.00	0.0012	6.34E-04	1.22E-03
5	423.81	1.00	0.0010	4.44E-04	1.02E-03
4	427.58	1.00	0.0008	2.78E-04	8.06E-04
3	432.53	1.00	0.0006	1.52E-04	5.92E-04
2	432.53	1.00	0.0004	5.83E-05	3.67E-04
1	432.53	1.00	0.0001	8.97E-06	1.44E-04
				0.0095491	0.019338

$$T_y = 0.85 \cdot \left(2\pi \sqrt{\frac{0.009549}{9.81 \cdot 0.019338}} \right) \rightarrow T_y = 1.198 \text{ seg}$$

Las **Tablas F.1.** y **F.2.** reflejan que para cada una de las direcciones de análisis el período fundamental de vibración es diferente; esto se corrobora con el hecho de que la estructura no es simétrica en sus dos direcciones ortogonales X y Y, por tanto, los períodos en cada uno de los sentidos no son iguales. Para la obtención de los cortes basales estáticos para la comparación con los cortes basales dinámicos se usarán los períodos fundamentales obtenidos por la ecuación Ec. F.3.