



FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

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

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:           García P., Manuel E.

Pérez M., Eliecer A.

PROFESOR GUÍA:         Rodríguez, Denis

FECHA:                     Caracas, octubre de 2017



*A nuestros padres y hermanos por el  
apoyo incondicional brindado a lo  
largo de nuestra carrera*

*A nuestros compañeros por permitirnos  
formar parte de un equipo de trabajo  
único y excepcional*

*A los profesores de la Universidad  
Católica Andrés Bellos que dieron todo  
su esfuerzo en formarnos como  
profesionales integrales*

*A nuestro tutor Dennis Rodríguez por  
guiarnos durante la elaboración de  
nuestro Trabajo Especial de Grado*

*Especial reconocimiento al Ing.  
Alfonso Malaver quien en vida nos  
bridara el privilegio de ser sus  
tutorados, por las enseñanzas y  
experiencias adquiridas bajo su tutela*

*A Dios por darnos la oportunidad de  
coincidir con este grupo maravilloso de  
personas*



## RESUMEN

### ***“ANÁLISIS COMPARATIVO DE UN EDIFICIO APORTICADO DE CONCRETO ARMADO USANDO LAS NORMAS SÍSMICAS DE VENEZUELA Y COSTA RICA”***

La presente investigación muestra el análisis comparativo de una edificación aporticada de 12 niveles usando las normas sísmicas de Venezuela y Costa Rica, en términos de corte basal, momentos torsores, fuerzas laterales, desplazamientos, derivas y porcentaje de acero en miembros seleccionados.

En cuanto a las características del edificio en estudio: éste es de concreto armado destinado a ser usado como vivienda, diseñado bajo la norma sísmica venezolana COVENIN 1756-2001. El sistema estructural del mismo es de tipo aporticado conformado por 6 pórticos de vigas altas en dirección X y 5 pórticos de vigas altas en dirección Y. El edificio es de planta rectangular con dimensiones de 22,6m en X y 19,4m en Y, con una altura total de 37,95m incluyendo la sala de máquinas. Las losas asignadas son nervadas en una dirección con espesor de 25cm.

Para el análisis bajo la norma sísmica venezolana se decidió como ubicación el área metropolitana de Caracas siendo esta Zona Sísmica 5 fundada en un perfil de suelo S2, con una aceleración pico efectivo de 0,3 g. En cuanto al análisis aplicando el código sísmico costarricense CSCR-2010 se decidió como ubicación la ciudad capital San José siendo esta Zona Sísmica III fundada en un sitio de cimentación S2, resultando una aceleración pico efectiva de 0,33g.

Del Análisis comparativo se derivaron las siguientes conclusiones:

- Los espectros de diseño resultantes al aplicar las normas sísmicas de ambos países presentan 3 ramas: dos descendentes y un intervalo de aceleraciones

constantes. Destacando que las aceleraciones espectrales resultantes bajo los criterios de la norma COVENIN 1756-2001 son mayores.

- Los cortes basales resultantes al aplicar la norma venezolana son un 83,75% y 80,85% mayores que los obtenidos bajo los criterios del código sísmico costarricense. Además se manifiesta la ausencia de un coeficiente mínimo de corte basal en la norma CSCR-2010.
- Las fuerzas laterales resultantes bajo los criterios de la norma venezolana son en promedio 89,60% y 86,58% mayores que al aplicar el código costarricense para X y Y respectivamente, por las mismas razones expresadas anteriormente.
- La norma venezolana considera los efectos producidos por los momentos torsores a diferencia del CSCR-2010, que permite obviarlos producto a la regularidad en planta de la edificación en estudio, ignorando los modos torsionales.
- Los desplazamientos elásticos totales aplicando la norma venezolana difieren en al menos un 83,78% y 100,04% para las direcciones X y Y a los arrojados bajo los criterios del CSCR-2010.
- En ambos países el control de desplazamientos está ligado a los desplazamientos inelásticos. Las derivas inelásticas resultantes por el CSCR-2010 fueron mayores un 46,45% y 30,89% en promedio para las direcciones X y Y respectivamente.
- El porcentaje de acero obtenido tanto para vigas como columnas durante la aplicación de la FONDONORMA 1753-2006 resultó mayor en un 50.33% en promedio que el derivado bajo los criterios establecidos en el CSCR-2010 en todos los miembros seleccionados.

## ÍNDICE GENERAL

<b>RESUMEN .....</b>	<b>i</b>
<b>ÍNDICE GENERAL .....</b>	<b>iii</b>
<b>ÍNDICE DE FIGURAS .....</b>	<b>x</b>
<b>ÍNDICE DE TABLAS .....</b>	<b>xiii</b>
<b>CAPÍTULO I.....</b>	<b>1</b>
<b>HISTORIA SÍSMICA Y DESCRIPCION DE LA EDIFICACIÓN .....</b>	<b>1</b>
<b>1.1 INTRODUCCION .....</b>	<b>1</b>
<b>1.1.1 Historia Sísmica de Venezuela .....</b>	<b>1</b>
<b>1.1.2 Historia Sísmica de Costa Rica .....</b>	<b>4</b>
<b>1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA: .....</b>	<b>9</b>
<b>1.3.1 Objetivo General .....</b>	<b>11</b>
<b>1.3.2 Objetivos Específicos .....</b>	<b>11</b>
<b>1.4 JUSTIFICACIÓN DEL ESTUDIO.....</b>	<b>11</b>
<b>1.5 ALCANCE Y LIMITACIONES .....</b>	<b>12</b>
<b>1.6 ANTECEDENTES.....</b>	<b>12</b>
<b>1.6.1 Estudio Comparativo de un Edificio de Concreto Armado Utilizando las Normas Sísmicas de Ecuador y Venezuela .....</b>	<b>13</b>
<b>1.6.2 Análisis Comparativo de un Edificio Aporticado de Concreto Armado Usando las Normas Sísmicas de Venezuela y Chile .....</b>	<b>14</b>
<b>1.7 DESCRIPCIÓN DE LA EDIFICACIÓN .....</b>	<b>16</b>
<b>1.8 MODELACIÓN ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN .....</b>	<b>20</b>
<b>1.9 CALIDAD DE LOS MATERIALES .....</b>	<b>20</b>
<b>CAPÍTULO II .....</b>	<b>21</b>
<b>CÁLCULO DEL PESO DE LA EDIFICACION .....</b>	<b>21</b>

<b>2.1 ACCIONES PERMANENTES.....</b>	<b>21</b>
2.1.1 Peso Propio Columnas .....	22
2.1.1 Peso Propio Vigas.....	22
2.1.1 Peso Propio Tabiquería, Friso, Acabado e Impermeabilización .....	22
2.1.1 Peso Propio Máquinas Ascensores .....	23
<b>2.2 ACCIONES VARIABLES.....</b>	<b>24</b>
<b>2.3 PESO TOTAL DE LA EDIFICACIÓN.....</b>	<b>25</b>
<b>2.4 COMPARACIÓN DEL PESO DE LA EDIFICACIÓN ENTRE LA NORMA COVENIN 2002-88 Y EL CSCR-2010.....</b>	<b>28</b>
<b>CAPÍTULO III.....</b>	<b>29</b>
<b>CENTROS DE MASA, CENTROS DE CORTE Y CENTROS DE RIGIDEZ.....</b>	<b>29</b>
3.1 CENTRO DE MASA .....	29
3.2 CENTRO DE CORTE.....	29
3.3 CENTRO DE RIGIDEZ .....	30
<b>CAPÍTULO IV .....</b>	<b>33</b>
<b>ANÁLISIS SEGÚN LA NORMA SÍSMICA COVENIN 1756-2001 .....</b>	<b>33</b>
4.1 ALCANCE.....	33
4.2 ZONIFICACIÓN SÍSMICA.....	33
4.3 FORMA ESPECTRAL .....	35
4.4 CLASIFICACIÓN SEGÚN EL USO.....	36
4.5 FACTOR DE IMPORTANCIA .....	37
4.6 CLASIFICACIÓN SEGÚN EL NIVEL DE DISEÑO .....	38
4.7 CLASIFICACIÓN SEGÚN EL TIPO DE ESTRUCTURA .....	39
4.8 CLASIFICACIÓN SEGÚN REGULARIDAD DE LA ESTRUCTURA .....	40
4.9 FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA (R).....	40
4.10 ESPECTRO DE DISEÑO .....	41
4.10.1 Espectro de Diseño Elástico .....	41
4.10.2 Espectro de Diseño .....	42

<b>4.11 MÉTODO DE ANÁLISIS.....</b>	<b>49</b>
<b>4.11.1 Método de Superposición Modal con un Grado de Libertad por Nivel.....</b>	<b>51</b>
<b>4.11.1.1 Período Fundamental de Vibración .....</b>	<b>51</b>
<b>4.11.1.2 Modos de Vibración .....</b>	<b>51</b>
<b>4.11.1.3 Fuerzas Cortantes y Fuerzas Sísmicas Laterales.....</b>	<b>52</b>
<b>4.11.1.4 Control de Corte Basal .....</b>	<b>54</b>
<b>4.11.1.5 Desplazamientos Traslacionales .....</b>	<b>57</b>
<b>4.11.1.6 Efecto P-<math>\Delta</math>.....</b>	<b>58</b>
<b>4.11.2 Método de Torsión Estática Equivalente .....</b>	<b>60</b>
<b>4.11.2.1 Momentos Torsores.....</b>	<b>60</b>
<b>4.11.2.2 Desplazamientos Torsionales .....</b>	<b>64</b>
<b>4.11.2.3 Desplazamientos Elásticos Totales .....</b>	<b>65</b>
<b>4.12 CONTROL DE DERIVAS.....</b>	<b>70</b>
<b>CAPÍTULO V .....</b>	<b>75</b>
<b>ANÁLISIS SEGÚN EL CSCR-2010 .....</b>	<b>75</b>
<b>5.1 ALCANCE.....</b>	<b>75</b>
<b>5.2 ZONIFICACIÓN SÍSMICA DE COSTA RICA .....</b>	<b>75</b>
<b>5.3 SISTIOS DE CIMENTACIÓN.....</b>	<b>76</b>
<b>5.4 ACELERACIÓN PICO EFECTIVA DE DISEÑO .....</b>	<b>78</b>
<b>5.5 CLASIFICACION DE LA ESTRUCTURA SEGÚN SU IMPORTANCIA .....</b>	<b>78</b>
<b>5.6 CLASIFICACIÓN DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES .....</b>	<b>80</b>
<b>5.7 DUCTILIDAD GLOBAL ASIGNADA .....</b>	<b>82</b>
<b>5.8.1 Clasificación de Elementos, Compones y Uniones .....</b>	<b>82</b>
<b>5.8.2 Ductilidad Global Asignada .....</b>	<b>82</b>
<b>5.8 REQUISITOS DE LOS SISTEMAS SISMORRESISTENTES.....</b>	<b>84</b>
<b>5.8.1 Sobrerresistencia .....</b>	<b>84</b>

5.8.1 Factor Espectral Dinámico (FED) .....	85
5.9 COEFICIENTE SISMICO .....	87
5.11 MÉTODO DE ANÁLISIS.....	90
5.11.1 Método de análisis dinámico. ....	90
5.11.1.2 Modos de vibración.....	91
5.11.1.3 Fuerzas Cortantes y Fuerzas Sísmicas Laterales .....	92
5.11.1.4 Desplazamientos Traslacionales .....	95
5.11.1.5 Efecto P- $\Delta$ .....	96
5.11.2 Efecto Torsional .....	96
5.11.2.1 Desplazamientos Torsionales .....	96
5.11.2.2 Desplazamientos Elásticos Totales .....	96
5.12 CONTROL DE DERIVAS.....	98
CAPITULO VI.....	104
SOLICITACIONES Y DISEÑO DE MIEMBROS SELECCIONADOS .....	104
6.1 ALCANCE.....	104
6.2 MIEMBROS SELECCIONADOS .....	104
6.3 DISEÑO SEGÚN FONDONORMA 1753-2006 .....	105
6.3.1 Combinaciones de Carga.....	105
6.3.2 Porcentajes de Acero en Columnas .....	107
6.3.3 Porcentaje de Acero en Vigas .....	108
6.4 DISEÑO DE MIEMBROS SEGÚN EL CSCR-2010.....	108
6.4.1 Combinaciones de Cargas .....	109
6.4.2 Porcentaje de Acero en Columnas.....	110
6.4.3 Porcentaje de Acero en Vigas .....	111
CAPÍTULO VII .....	123

<b>ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS DEL ANÁLISIS SÍSMICO SEGÚN COVENIN 1756 Y CSCR-10 .....</b>	<b>123</b>
<b>7.1 ALCANCE.....</b>	<b>123</b>
<b>7.2 FUNDAMENTOS Y OBJETIVOS DE DESEMPEÑO .....</b>	<b>123</b>
<b>7.3 PARÁMETROS DE LA EDIFICACIÓN.....</b>	<b>124</b>
7.3.1 Clasificación según su uso .....	126
7.3.2 Zonificación Sísmica .....	127
7.3.3 Forma Espectral o Sitio de Cimentación .....	128
7.3.4 Coeficiente de aceleración horizontal o Aceleración pico efectiva .....	129
7.3.5 Factor de importancia de la edificación .....	129
7.3.6 Nivel de Diseño o Ductilidad del Sistema.....	129
<b>7.4 ESPECTRO ELÁSTICO .....</b>	<b>130</b>
<b>7.5 ESPECTRO DE DISEÑO .....</b>	<b>131</b>
<b>7.6 ACCIONES SÍSMICAS SOBRE LA ESTRUCTURA .....</b>	<b>132</b>
<b>7.7 FUERZAS LATERALES Y FUERZAS CORTANTES .....</b>	<b>132</b>
7.7.1 Corte Basal.....	132
7.7.2 Fuerzas Laterales .....	133
7.7.3 Fuerzas Cortantes .....	136
<b>7.8 MOMENTOS TORSORES.....</b>	<b>139</b>
<b>7.9 DESPLAZAMIENTOS .....</b>	<b>139</b>
<b>7.10 CONTROL DE DESPLAZAMIENTOS.....</b>	<b>142</b>
<b>7.11 PORCENTAJES DE ACERO .....</b>	<b>146</b>
7.11.1 Combinaciones de Cargas .....	146
7.11.2 Porcentaje de Acero en Columnas.....	147
7.11.3 Porcentaje de Acero en Vigas .....	149
7.11. 4 Colocación de Acero.....	151

<b>CAPITULO VIII.....</b>	<b>154</b>
<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</b>	<b>154</b>
<b>8.1 CONCLUSIONES .....</b>	<b>154</b>
<b>8.2 RECOMENDACIONES .....</b>	<b>156</b>
<b>REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>158</b>
<b>ANEXO A .....</b>	<b>162</b>
<b>PORTICOS EN DIRECCION “X” Y EN DIRECCION “Y” .....</b>	<b>162</b>
<b>ANEXO B .....</b>	<b>169</b>
<b>PESO DE LA EDIFICACION SEGUN CSCR-2010.....</b>	<b>169</b>
<b>ANEXO C .....</b>	<b>175</b>
<b>CÁLCULOS DE CENTRO DE MASA, CORTE Y RIGIDEZ.....</b>	<b>175</b>
<b>C.1. CENTRO DE MASA .....</b>	<b>175</b>
<b>C.2. CENTRO DE CORTE.....</b>	<b>177</b>
<b>C.3. RIGIDEZ Y CENTRO DE RIGIDEZ .....</b>	<b>178</b>
<b>ANEXO D .....</b>	<b>184</b>
<b>ACELERACIONES ESPECTRALES.....</b>	<b>184</b>
<b>ANEXO E .....</b>	<b>187</b>
<b>Efecto P-Δ según COVENIN 1756-01 .....</b>	<b>187</b>
<b>ANEXO F.....</b>	<b>190</b>
<b>CÁLCULO DE MOMENTOS TORSORES Y DESPLAZAMIENTOS TORSIONALES SEGÚN COVENIN 1756-01 .....</b>	<b>191</b>
<b>F.1. EXCENTRICIDAD ESTÁTICA .....</b>	<b>191</b>
<b>F.2. CONSTANTE DE TORSIÓN .....</b>	<b>193</b>
<b>F.3. RIGIDEZ TORSIONAL RESPECTO AL CENTRO DE CORTE.....</b>	<b>194</b>
<b>F.4. RADIO DE GIRO TORSIONAL .....</b>	<b>195</b>
<b>F.5. MOMENTO POLAR DE INERCIA REFERIDO AL CENTRO DE MASA .....</b>	<b>197</b>

<b>F.6. MOMENTO POLAR DE INERCIA REFERIDO AL CENTRO DE CORTE ..</b>	<b>198</b>
<b>F.7. RADIO DE GIRO INERCIAL .....</b>	<b>199</b>
<b>F.8. CÁLCULO DE LOS PARAMETROS <math>\Omega</math> y <math>\varepsilon</math>:.....</b>	<b>200</b>
<b>F.9. CÁLCULO DE LOS PARAMETROS <math>\tau</math> y <math>\tau'</math>:.....</b>	<b>201</b>
<b>ANEXO G.....</b>	<b>204</b>
<b>REGULARIDAD ESTRUCTURAL SEGÚN LA NORMA COVENIN 1756-2001...204</b>	
<b>ANEXO H.....</b>	<b>216</b>
<b>REGULARIDAD EN PLANTA SEGUN CSCR-10 .....</b>	<b>216</b>
<b>ANEXO I .....</b>	<b>219</b>
<b>FACTOR ESPECTRAL DINÁMICO .....</b>	<b>219</b>
<b>ANEXO J .....</b>	<b>221</b>
<b>COEFICIENTE SÍSMICO .....</b>	<b>221</b>

## ÍNDICE DE FIGURAS

<b>Figura 1.1</b> Envidado Planta Tipo .....	<b>17</b>
<b>Figura 1.2</b> Elevación Pórtico 1 y 5 .....	<b>18</b>
<b>Figura 1.3</b> Elevación Pórtico 4 .....	<b>19</b>
<b>Figura 4.1</b> Mapa de Zonificación Sísmica de Venezuela .....	<b>34</b>
<b>Figura 4.2.</b> Espectro de respuesta elástico (R=1) .....	<b>42</b>
<b>Figura 4.3.</b> Espectro de respuesta elástico (R=1), Espectro de respuesta elástico (R>1) ....	<b>44</b>
<b>Figura 4.4</b> Espectro de Diseño Elástico .....	<b>48</b>
<b>Figura 4.5</b> Espectro de Diseño.....	<b>48</b>
<b>Figura 4.6</b> Espectros de Diseño. ....	<b>49</b>
<b>Figura 4.7</b> Fuerzas Cortantes por nivel en las direcciones horizontales del sismo	
<b>Figura 4.8</b> Fuerzas Laterales por nivel en las direcciones horizontales del sismo .....	<b>56</b>
<b>Figura 4.9</b> Distribución de Torques en las Direcciones Horizontales del Sismo .....	<b>64</b>
<b>Figura 4.10</b> Desplazamientos en Dirección X .....	<b>68</b>
<b>Figura 4.11</b> Desplazamientos en Dirección Y .....	<b>69</b>
<b>Figura 4.12</b> Desplazamientos Totales en Ambas Direcciones.....	<b>69</b>
<b>Figura 4.13</b> Derivas Totales en ambas Direcciones.....	<b>73</b>
<b>Figura 4.14</b> Comparación de Deriva con Valor Límite de la norma COVENIN 1756-200173	
<b>Figura 5.1</b> Zonificación Sísmica.....	<b>76</b>
<b>Figura 5.2</b> Clasificación de las edificaciones según importancia .....	<b>79</b>
<b>Figura 5.3</b> Ductilidad Global Asignada .....	<b>83</b>

<b>Figura 5.4</b> Factor Espectral Dinámico (FED).....	<b>85</b>
<b>Figura 5.5</b> Factor Espectral Dinámico ( $\mu=1$ ).....	<b>86</b>
<b>Figura 5.7</b> Espectro de Diseño Elástico ( $\mu=1$ ).....	<b>88</b>
<b>Figura 5.10</b> Fuerzas Cortantes por nivel en las direcciones horizontales del sismo.....	<b>94</b>
<b>Figura 5.11</b> Fuerzas Laterales por nivel en las direcciones horizontales del sismo .....	<b>94</b>
<b>Figura 5.12</b> Desplazamiento Elástico Total en Dirección X .....	<b>97</b>
<b>Figura 5.13</b> Desplazamiento Elástico Total en Dirección Y .....	<b>97</b>
<b>Figura 5.14</b> Control de Deriva .....	<b>103</b>
<b>Figura 7.1</b> Espectros Elásticos.....	<b>130</b>
<b>Figura 7.2</b> Espectros de Diseño.....	<b>131</b>
<b>Figura 7.3</b> Fuerzas Laterales según Normas COVENIN 1756 y CSCR-10, en Dirección X	<b>135</b>
<b>Figura 7.4</b> Fuerzas Laterales según Normas COVENIN 1756 y CSCR-10, en Dirección Y	<b>136</b>
<b>Figura 7.5</b> Fuerzas Cortantes según Normas COVENIN 1756 y CSCR-10, en Dirección X	<b>139</b>
<b>Figura 7.6</b> Fuerzas Cortantes según Normas COVENIN 1756 y CSCR-10, en Dirección Y	<b>139</b>
<b>Figura 7.7</b> Desplazamientos Elásticos Totales según Normas COVENIN 1756 y CSCR-10, Dirección X.....	<b>142</b>
<b>Figura 7.8</b> Desplazamientos Elásticos Totales según Normas COVENIN 1756 y CSCR-10, Dirección Y .....	<b>142</b>
<b>Figura 7.9</b> Derivas Inelásticas según Normas COVENIN 1756 y CSCR-10, Dirección X	<b>145</b>
<b>Figura 7.10</b> Derivas Inelásticas según Normas COVENIN 1756 y CSCR-10, Dirección X	<b>146</b>
<b>Figura A.1</b> Elevación Pórtico 1 y 5. ....	<b>162</b>
<b>Figura A.2</b> Elevación Pórtico 2. ....	<b>163</b>
<b>Figura A.3</b> Elevación Pórtico 3. ....	<b>164</b>

<b>Figura A.4</b> Elevación Pórtico 4. ....	<b>165</b>
<b>Figura A.5</b> Elevación Pórtico A y F. ....	<b>166</b>
<b>Figura A.6</b> Elevación Pórtico B y E. ....	<b>167</b>
<b>Figura A.7</b> Elevación Pórtico C y D.....	<b>168</b>
<b>Figura H.1</b> Proyección en plano horizontal de Centros de Masa y Rigidez, en rectángulo de dimensiones del 10% de las máximas de la edificación .....	<b>218</b>

## ÍNDICE DE TABLAS

<b>Tabla 1.1. Propiedades a utilizar del Concreto .....</b>	<b>20</b>
<b>Tabla 1.2. Propiedades a utilizar del Acero.....</b>	<b>20</b>
<b>Tabla 2.1 Cargas Permanentes .....</b>	<b>21</b>
<b>Tabla 2.2 Cargas Permanentes Totales.....</b>	<b>23</b>
<b>Tabla 2.3 Cargas Variables.....</b>	<b>24</b>
<b>Tabla 2.4 Cargas Variable Total .....</b>	<b>25</b>
<b>Tabla 2.5 Peso Total de la Edificación .....</b>	<b>26</b>
<b>Tabla 2.6 Diferencia entre cálculo manual y automatizado.....</b>	<b>27</b>
<b>Tabla 3.1 Coordenadas de Centros de Masa, Corte y Rigidez. ....</b>	<b>32</b>
<b>Tabla 4.1 Valores del Coeficiente de Aceleración Horizontal (A<sub>0</sub>).....</b>	<b>34</b>
<b>Tabla 4.2 Forma espectral y factor de corrección <math>\phi</math> .....</b>	<b>35</b>
<b>Tabla 4.3 Factor de Importancia <math>\alpha</math>.....</b>	<b>37</b>
<b>Tabla 4.4 Niveles de Diseño.....</b>	<b>38</b>
<b>Tabla 4.5 Factor de Reducción de Respuesta R.....</b>	<b>41</b>
<b>Tabla 4.6 Valores de T*, <math>\beta</math>, p. ....</b>	<b>45</b>
<b>Tabla 4.7. Valores de T<sup>+</sup> .....</b>	<b>45</b>
<b>Tabla 4.8 Valores obtenidos para el Edificio en Estudio.....</b>	<b>46</b>
<b>Tabla 4.10 Porcentaje de Participación de Masas o Masas Participativas.....</b>	<b>52</b>
<b>Tabla 4.11 Fuerzas Cortantes y Fuerzas Laterales por Nivel.....</b>	<b>53</b>
<b>Tabla 4.12 Comparación Corte Basal.....</b>	<b>57</b>

<b>Tabla 4.13 Desplazamientos Traslacionales .....</b>	<b>58</b>
<b>Tabla 4.14 Coeficiente <math>\theta_i</math> .....</b>	<b>59</b>
<b>Tabla 4.15 Momentos Torsores en Dirección “X” .....</b>	<b>62</b>
<b>Tabla 4.16 Momentos Torsores en Dirección “Y” .....</b>	<b>63</b>
<b>Tabla 4.17 Desplazamiento Torsionales.....</b>	<b>65</b>
<b>Tabla 4.18 Desplazamiento Elásticos Totales.....</b>	<b>66</b>
<b>Tabla 4.19 Porcentaje del Desplazamiento Elásticos Totales .....</b>	<b>67</b>
<b>Tabla 4.21 Valores Límites de <math>\delta_{hi} - h_i - 1</math>.....</b>	<b>71</b>
<b>Tabla 4.22 Derivas Totales <math>\lambda_i</math>.....</b>	<b>72</b>
<b>Tabla 5.1 Sitios de Cimentación .....</b>	<b>77</b>
<b>Tabla 5.2 Aceleración Pico Efectiva.....</b>	<b>78</b>
<b>Tabla 5.3 Valores obtenidos para el Edificio en Estudio según CSCR-2010.....</b>	<b>87</b>
<b>Tabla 5.4 Porcentaje de Participación de Masas o Masas Participativas.....</b>	<b>92</b>
<b>Tabla 5.5 Fuerzas Cortantes y Fuerzas Laterales por Nivel.....</b>	<b>93</b>
<b>Tabla 5.6 Desplazamientos Traslacionales .....</b>	<b>95</b>
<b>Tabla 5.7 Límite superior de la razón de deriva inelástica.....</b>	<b>98</b>
<b>Tabla 5.8 Desplazamientos Inelásticos.....</b>	<b>100</b>
<b>Tabla 5.9 Derivas Elásticas e Inelásticas .....</b>	<b>100</b>
<b>Tabla 5.10 Control de Deriva.....</b>	<b>101</b>
<b>Tabla 6.1. Columnas seleccionadas .....</b>	<b>104</b>
<b>Tabla 6.2. Vigas Seleccionadas .....</b>	<b>105</b>
<b>Tabla 6.3 Solicitaciones Columnas según FONDONORMA 1753 .....</b>	<b>107</b>

<b>Tabla 6.4 Solicitaciones y Áreas de Acero en Vigas según FONDONORMA 1753....</b>	<b>108</b>
<b>Tabla 6.5. Porcentaje de Acero en Columnas según el CSCR-2010.....</b>	<b>111</b>
<b>Tabla 6.6. Porcentaje de Acero en Vigas Según el CSCR-2010.....</b>	<b>112</b>
<b>Tabla 7.1 Parámetros según Normas COVENIN 1756 y CSCR-10 .....</b>	<b>124</b>
<b>Tabla 7.2 Peligro Sísmico, según la zona sísmica (COVENIN 1756-01).....</b>	<b>128</b>
<b>Tabla 7.3 Comparación Corte Basal según Normas COVENIN 1756 y CSCR-10.....</b>	<b>133</b>
<b>Tabla 7.4 Fuerzas Laterales según Normas COVENIN 1756 y CSCR-10, en Dirección X .....</b>	<b>133</b>
<b>Tabla 7.5 Fuerzas Laterales según Normas COVENIN 1756 y CSCR-10, en Dirección Y .....</b>	<b>134</b>
<b>Tabla 7.6 Fuerzas Cortantes según Normas COVENIN 1756 y CSCR-10, en Dirección X .....</b>	<b>136</b>
<b>Tabla 7.7 Fuerzas Cortantes según Normas COVENIN 1756 y CSCR-10, en Dirección Y .....</b>	<b>137</b>
<b>Tabla 7.8 Desplazamientos Elásticos Totales según Normas COVENIN 1756 y CSCR-10, Dirección X .....</b>	<b>140</b>
<b>Tabla 7.9 Desplazamientos Elásticos Totales según Normas COVENIN 1756 y CSCR-10, Dirección Y .....</b>	<b>140</b>
<b>Tabla 7.10 Valor Límite de Deriva Inelástica .....</b>	<b>143</b>
<b>Tabla 7.11 Derivas Inelásticas según Normas COVENIN 1756 y CSCR-10, Dirección X .....</b>	<b>143</b>
<b>Tabla 7.12 Derivas Inelásticas según Normas COVENIN 1756 y CSCR-10, Dirección Y .....</b>	<b>144</b>

<b>Tabla 7.13 Combinaciones de Carga según Normas FONDONORMA 1753 y el CSCR-2010 .....</b>	<b>147</b>
<b>Tabla 7.14 Solicitaciones por Fuerza Axial en Columnas según Normas FONDONORMA 1753 y el CSCR-2010 .....</b>	<b>148</b>
<b>Tabla 7.15 Solicitaciones por Momento en Columnas según Normas FONDONORMA 1753 y el CSCR-2010 .....</b>	<b>148</b>
<b>Tabla 7.16 Porcentaje y Área de Acero en Columnas según Normas FONDONORMA 1753 y el CSCR-2010 .....</b>	<b>149</b>
<b>Tabla 7.17 Solicitaciones en Vigas según Normas FONDONORMA 1753 y el CSCR-2010 .....</b>	<b>149</b>
<b>Tabla 7.18 Área de Acero Requerida en Vigas según Normas FONDONORMA 1753 y el CSCR-2010 .....</b>	<b>150</b>
<b>Tabla 7.19 Colocación de Acero en Columnas .....</b>	<b>151</b>
<b>Tabla 7.20 Colocación de Acero en Vigas (1) .....</b>	<b>151</b>
<b>Tabla 7.21 Colocación de Acero en Vigas (2) .....</b>	<b>152</b>
<b>Tabla B.1 Cargas Permanentes .....</b>	<b>170</b>
<b>Tabla B.2 Cargas Permanente Total.....</b>	<b>171</b>
<b>Tabla B.3 Cargas Temporales .....</b>	<b>172</b>
<b>Tabla B.4 Carga Temporal Total .....</b>	<b>172</b>
<b>Tabla B.4 Carga Sísmica de la Edificación.....</b>	<b>173</b>
<b>Tabla C.1 Coordenadas X del Centro de Masa.....</b>	<b>176</b>
<b>Tabla C.2 Coordenadas Y del Centro de Masa.....</b>	<b>176</b>
<b>Tabla C.3 Coordenadas X del Centro de Corte. ....</b>	<b>177</b>
<b>Tabla C.4 Coordenadas Y del Centro de Corte. ....</b>	<b>178</b>

<b>Tabla C.5 Kv Pórticos Dirección X.</b> .....	<b>179</b>
<b>Tabla C.6 Kv Pórticos Dirección Y.</b> .....	<b>179</b>
<b>Tabla C.7 Kc Pórticos Dirección X.</b> .....	<b>180</b>
<b>Tabla C.8 Kc Pórticos Dirección Y</b> .....	<b>181</b>
<b>Tabla C.6 Rigidez en Dirección X.</b> .....	<b>181</b>
<b>Tabla C.7 Rigidez en Dirección Y</b> .....	<b>182</b>
<b>Tabla C.8 Coordenadas de los Pórticos en Dirección X</b> .....	<b>183</b>
<b>Tabla C.9 Coordenadas de los Pórticos en Dirección Y</b> .....	<b>183</b>
<b>Tabla C.10 Centros de Rigidez.</b> .....	<b>183</b>
<b>Tabla D.1 Aceleraciones Espectrales según Norma COVENIN 1756-2001</b> .....	<b>185</b>
<b>Tabla E.1 Datos necesarios para el cálculo del Coeficiente de Estabilidad</b> .....	<b>188</b>
<b>Tabla E.2 Coeficiente de Estabilidad <math>\theta_i</math> en Dirección X</b> .....	<b>188</b>
<b>Tabla E.3 Coeficiente de Estabilidad <math>\theta_i</math> en Dirección Y</b> .....	<b>189</b>
<b>Tabla F.1. Excentricidad estática.</b> .....	<b>191</b>
<b>Tabla F.2. Ubicación del Pórtico i y Distancia al centro de Rigidez en X.</b> .....	<b>192</b>
<b>Tabla F.3. Ubicación del Pórtico i y Distancia al centro de Rigidez en Y.</b> .....	<b>193</b>
<b>Tabla F.3. Constante de Torsión</b> .....	<b>194</b>
<b>Tabla F.5 Rigidez Torsional de cada entrepiso.</b> .....	<b>195</b>
<b>Tabla F.6 Radio de Giro Torsional.</b> .....	<b>196</b>
<b>Tabla F.7 Momento Polar de Inercia referido al centro de masa.</b> .....	<b>197</b>
<b>Tabla F.8 Momento Polar de Inercia referido al centro de Corte.</b> .....	<b>198</b>
<b>Tabla F.9 Radio de giro inercial.</b> .....	<b>199</b>
<b>Tabla F.10 Valores Representativos de <math>\Omega</math> y <math>\varepsilon</math></b> .....	<b>200</b>

<b>Tabla G.11. Parámetros <math>\tau</math> y <math>\tau'</math> en dirección X.....</b>	<b>201</b>
<b>Tabla F.12. Parámetros <math>\tau</math> y <math>\tau'</math> en dirección Y .....</b>	<b>202</b>
<b>Tabla F.13. Parámetros <math>\tau</math> y <math>\tau'</math> corregido en dirección Y .....</b>	<b>203</b>
<b>Tabla G.1 Entrepiso Blando .....</b>	<b>204</b>
<b>Tabla G.2 Entrepiso Débil.....</b>	<b>205</b>
<b>Tabla G.3 Distribución irregular de masas de uno de los pisos contiguos .....</b>	<b>206</b>
<b>Tabla G.4 Aumento de las masas con la elevación.....</b>	<b>207</b>
<b>Tabla G.5 Esbeltez excesiva .....</b>	<b>208</b>
<b>Tabla G.6 Reducción de Columnas en Pórticos con dirección X .....</b>	<b>210</b>
<b>Tabla G.7 Reducción de Columnas en Pórticos con dirección Y .....</b>	<b>210</b>
<b>Tabla G.8 Gran excentricidad .....</b>	<b>212</b>
<b>Tabla G.9 Riesgo Torsional Elevado, caso a .....</b>	<b>213</b>
<b>Tabla G.10 Riesgo Torsional Elevado, caso b .....</b>	<b>214</b>
<b>Tabla H.1 Relación Excentricidad-Dimensión .....</b>	<b>216</b>
<b>Figura I.1 Factor Espectral Dinámico .....</b>	<b>220</b>
<b>Tabla J.1 Factor Espectral Dinámico .....</b>	<b>221</b>

# CAPÍTULO I

## HISTORIA SÍSMICA Y DESCRIPCIÓN DE LA EDIFICACIÓN

### 1.1 INTRODUCCIÓN

Los sismos son movimientos bruscos del terreno, generados normalmente por disturbios tectónicos ocasionados por fuerzas que tienen su origen en el interior de la tierra, o volcánicos, los cuales son producidos por la extrusión de magma hacia la superficie. En estos eventos hay una liberación de energía acumulada que se transmite en forma de ondas elásticas, causando vibraciones y oscilaciones.

Las consecuencias de los sismos de magnitud significativa, conocidos como terremotos, pueden ser catastróficas, causando a lo largo de la historia una gran cantidad de pérdidas humanas y materiales, en todo el mundo. Es por ello la importancia de las normas sísmicas en cada país, ya que en base a los registros conocidos de terremotos anteriores, más los estudios realizados por los distintos Centros de Investigación, permiten guiar al profesional responsable en el área a diseñar y construir edificaciones capaces de garantizar la vida de los ocupantes, mantener su integridad estructural y proteger los bienes que se encuentran en estas.

En este Trabajo Especial de Grado, se seleccionó el Código Sísmico de Costa Rica a ser comparado con la Norma Sísmica Venezolana, ya que este ha recibido actualizaciones importantes en la última década, así como también debido a las similitudes en cuanto a las características sísmicas de estos dos países (ambos se encuentran en una frontera entre 2 Placas Tectónicas).

#### 1.1.1 Historia Sísmica de Venezuela

Como se dijo anteriormente en el territorio venezolano se encuentran un conjunto de fallas geológicas significativas, que delimitan la frontera entre la Placa Tectónica del Caribe y

la Placa de Suramérica. Entre las fallas sismogénicas más importantes están Boconó, San Sebastián y El Pilar, ya que en dicha zona se registra la mayor actividad sísmica del país (Cordillera de Los Andes, Cordillera Central y Cordillera Oriental).

En los dos últimos siglos, se han registrado en Venezuela distintos terremotos que han cobrado decenas de vidas venezolanas y daños estructurales importantes. Por ende dichos movimientos sísmicos han sido estudiados y analizados, en busca del mejoramiento de las normas a utilizar. Según la base de datos de los movimientos sísmicos de FUNVISIS actualizada en el 2017 alguno de estos eventos son:

- Terremoto de Venezuela de 1812: El 26 de Marzo de 1812, se dio el terremoto de mayor importancia en Venezuela por su relevancia histórica (Influencia en el fracaso de la Primera República, debido a la destrucción de ciudades controladas por el ejército republicano como La Guaira, Barquisimeto, El Tocuyo, San Felipe, Mérida, Valencia y Caracas) y por las terribles consecuencias que trajo a la población venezolana. Los 3 epicentros donde se generaron los movimientos sísmicos fueron: Caracas con coordenadas: 10.6 °N – 66.9°W, Barquisimeto con coordenadas: 10.2°N – 69.1°W y Mérida en las coordenadas: 8.5°N – 71.3°W. Es importante destacar que no se cuenta con registros oficiales, sin embargo se estima que generó la muerte de aproximadamente 20 mil personas (10 mil en Caracas, 3 mil en La Guaira, 800 en la Ciudad de Mérida, 4 mil en Barquisimeto y 3 mil en San Felipe). La magnitud estimada del mismo oscila entre 7.3 y 8 en la Escala de Richter.
- Terremoto de Caracas 1900: El 29 de Octubre de 1900 a las 4:42 am se produjo un evento sísmico en Venezuela, originado por las fallas San Sebastián y La Tortuga conocido como el Terremoto de San Narciso, en el cual se contabilizaron más de 20 muertos, alrededor de 50 heridos, 20 casas completamente destruidas y más de 100 comprometidas. Afectó el centro-norte del país (Caracas, Macuto, Naguayatá, Guatire,

Guarenas, Higuerote, entre otros), y su magnitud se estima que fue entre 7.6 y 8 en la Escala de Richter. (FUNVISIS, 2002. *El sismo de San Narciso*).

- Terremoto de Caracas 1967: El 29 de julio de 1967, se produjo un sismo en la Capital Venezolana alrededor de las 8 de la noche. Este se generó por el sistema de fallas de San Sebastián, su epicentro se encontró en la zona del Litoral Central con coordenadas  $67.41^{\circ}\text{W} - 11.00^{\circ}\text{N}$ . La magnitud del mismo fue de 6.5 en la Escala de Richter, duró aproximadamente 35 segundos y dejó un balance de más de 200 muertos, 2 mil heridos y pérdidas materiales valoradas en más de 400 millones de bolívares. Este afectó a las localidades de Puente Hierro, Catia, San Martín, La Candelaria, Alta Vista, Catedral, El Manicomio, San José, Santa Rosalía, El Paraíso, El Valle, Quinta Crespo, Los Palos Grandes y Altamira, todas pertenecientes al Área Metropolitana de Caracas y a las poblaciones de Naiguatá y Caraballeda, en el estado Vargas. Debido a las significativas consecuencias que trajo este evento a la sociedad venezolana, el Ejecutivo Nacional mediante el decreto N° 1053, impreso en Gaceta Oficial N° 29864 de fecha de 27 de Julio de 1972 creó la Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas (FUNVISIS).
  
- Terremoto de Cariaco 1997: El 09 de Julio de 1997, un sismo de Magnitud 6.8 en la Escala de Richter, de profundidad 9.4 km y con duración aproximada de 50 segundos, asociado a la falla destral del Pilar, afectó la zona Nor-Oriental de Venezuela. Las coordenadas del epicentro son  $10.545^{\circ}\text{N}$ ;  $63.515^{\circ}\text{O}$ , pocos kilómetros al norte de la población de Pantoño. La poblaciones más afectada por este evento sísmico fue Cariaco y Cumaná, debido a su cercanía con el epicentro (15 km y 70 km, respectivamente), donde murieron más de 70 personas (La mayoría producto del colapso de 2 edificaciones escolares y una bancaria en Cariaco, y una edificación de uso residencial-comercial en Cumaná), alrededor de 500 resultaron heridas, más de 2000 viviendas sufrieron considerables daños y por ende 7000 personas quedaron en condición de damnificados. (FUNVISIS, 2002. *Terremoto de Cariaco*).

- Terremoto de Morón (2009): Sismo de Magnitud 6.4 en la Escala de Richter, con una duración de 25 segundos aproximadamente. Su epicentro se generó a 28 km de Morón (Edo. Carabobo) con una profundidad de 15.9 km aproximadamente. Afortunadamente no se registraron muertes producidas por este movimiento, solo daños materiales, las más significativas en edificaciones ubicadas en la Zona de Tucacas y Chichiriviche (Edo. Falcón).

En cuanto a la evolución de la normativa sísmica venezolana se evidencia que esta se ha desarrollado, en respuesta a las desgracias y eventos sucedidos en el país. Como ejemplos se tiene que la Norma elaborada en el año 1947, fue sustituida en 1955 debido a los daños producidos por el sismo del Tocuyo. Posteriormente dicha norma de 1955 es actualizada por una normativa provisional en el año 1967, en vista del terremoto que sacudió la ciudad capital de dicho año (cabe destacar que dicho evento sísmico, también fue objeto de estudio para distintos investigadores a nivel mundial, debido a la cantidad de edificaciones en concreto armado que existían para la época). Para el año 1982, la norma previamente citada fue ampliada y mejorada por los Ingenieros e investigadores de la Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas (FUNVISIS), denominándola "Edificaciones Antisísmicas", COVENIN 1756, la cual fue modificada en el año 2001, dando como resultado la norma vigente venezolana "Edificaciones Sismorresistentes", COVENIN 1756.

### **1.1.2 Historia Sísmica de Costa Rica**

El territorio costarricense puede considerarse como sísmicamente activo por distintas razones, en primer lugar debido a que en la costa del Pacífico se encuentra una zona de subducción en la cual la Placa de Los Cocos se hunde debajo de la Placa del Caribe, dichos sismos son de mayor magnitud, sin embargo debido a que los epicentros se dan en lugares considerablemente lejanos a los centros poblados, las intensidades son inferiores. En segundo lugar debido a la existencia de más de 110 fallas sísmicas activas a lo largo del territorio, las

cuales generan sismos de magnitud moderada a baja, pero debido a su cercanía a las comunidades y a que sus focos son superficiales, las intensidades de estos son superiores y han generado los mayores daños en la historia. Por último, debe considerarse también la actividad volcánica del país, como causa de la ocurrencia de algunos eventos sísmicos.

Por las razones anteriormente expuestas, Costa Rica ha sido afectada continuamente por eventos sísmicos, los cuales han causado un gran número de pérdidas humanas y materiales. Algunos eventos sísmicos son:

- Terremoto de San Antolín 1841: el 02 de Septiembre de 1841 se dio el sismo de mayor importancia en Costa Rica del Siglo XIX, de magnitud 6.4 en la Escala de Richter, con epicentro en la ciudad de Cartago de coordenadas aproximadas: 10.00° N y 83.92° N, siendo la Falla Lara la fuente del temblor, con profundidad estimada de 10 km. La intensidad máxima en la Ciudad de Cartago oscila entre VII+ a VIII en la escala de Mercalli (Peraldo y Montero, 1999). Se contabilizaron 38 muertes, 2860 viviendas sufrieron daños significativos, dejando así a la Ciudad de Cartago casi destruida en su totalidad (Red Sismológica Nacional, 2015).
- Terremoto de Cartago 1910: Nuevamente la Ciudad de Cartago es sometida a un importante movimiento sísmico, ésta vez el 4 de mayo de 1910, aproximadamente a las 6:50 p.m. Se estima que la magnitud del mismo fue de 6.4 en la escala de Richter, con una intensidad máxima de VIII en Cartago y sus alrededores, debido a la cercanía del epicentro. La Ciudad de Cartago que hacia menos de un mes ya había sufrido daños por el terremoto del 13 de abril de 1910, quedo totalmente destruida , contabilizándose más de 700 muertes (Red Sismológica Nacional, 2015).
- Terremoto de Orotina 1924: El 4 de marzo de 1924 se dio un sismo de magnitud de 7.0 Ms en suelo costarricense. Según la localización epicentral (22 km del suroeste Orotina), las rupturas superficiales presentes y el área mesosísmica, se estima

que la fuente sismo génica fue la falla de Tárcoles, con la participación de la falla Bijagual. Las intensidades máximas registradas oscilan entre VII y IX alrededor del área epicentral, causando daños estimados en 30 millones de colones (Red Sismológica Nacional, 2015).

- Terremoto de Limón 1991: A las 3:57 p.m. del 22 de abril de 1991, un nuevo sismo sacude a Costa Rica, esta vez de magnitud 7.6 en la Escala de Richter con su epicentro en Limón-Pandora (70 km al sureste de Turrialba, 114 km al sureste de San José) a una profundidad de 10km. La intensidad máxima registrada oscila entre VIII y IX en las zonas del Valle La estrella y El Limón. Se registró un total de 127 muertos (48 en Costa Rica y 79 en Panamá), 1712 heridos (651 en Costa Rica y 1061 en Panamá), 4452 casas colapsadas y 7869 casas con daños, además de las pérdidas notables en carreteras, ferrocarriles, puentes, puertos y acueductos. Valorando las pérdidas materiales totales en 21991.9 millones de colones (4.21 % del PIB Costarricense para la época) (Red Sismológica Nacional, 2015).
- Terremoto de Cinchona 2009: Este evento sísmico ocurrió el 8 de enero de 2009, aproximadamente a la 1:21 p.m., siendo la falla Ángel - Varablanca la fuente del terremoto. De magnitud 6.2 en la Escala de Richter, profundidad de 4.6 km, con epicentro 1 km al Sur de Cinchona, Alajuela, e intensidad máxima registrada de IX en Cinchona e Isla Bonita. Las pérdidas contabilizadas fueron de 27 vidas humanas, y en cuanto al ámbito material se registró 90% de destrucción en casas, escuelas, iglesias, negocios e industrias en Cinchona (281 millones de colones costarricenses) (Red Sismológica Nacional, 2015).
- Terremoto de Samara 2012: La zona de subducción entre las placas de Caribe y la de Los Cocos, generó el 5 de septiembre de 2012 un terremoto de magnitud 7.6 en la Escala de Richter. De profundidad 15.4 km, con epicentro 24 km al sur-suroeste de

Sámara, frente a la Península de Nicoya. Afortunadamente no hubo pérdida de vidas humanas, sin embargo se registraron en la provincia de Puntarenas daños en algunas construcciones, que incluyen el hospital y la Municipalidad de Puntarenas, mientras que en los cantones de Grecia, Naranjo y Valverde Vega se presentaron daños importantes en viviendas y algunos edificios (Red Sismológica Nacional, 2015).

Debido a la constante actividad sísmica en el país costarricense, evidenciado con los eventos previamente citados, los ingenieros de este país, con ayuda de investigadores y expertos extranjeros han desarrollado y actualizado la normativa sísmica en este los últimos 43 años. Según la Comisión Permanente de Estudio y Revisión del Código Sísmico de Costa Rica, el diseño sismorresistente en Costa Rica se divide en 2 etapas, antes del año 1974 y después del mismo. Esta división se da debido a que en las décadas de los 60 y principio de los 70, la mayoría de los ingenieros del país utilizaban el llamado Libro Azul, de la Asociación de Ingenieros Estructurales de California, en el cual se realizaban simples análisis elásticos de las estructuras bajo fuerzas laterales proporcionales al peso de la estructura.

A mediados de la década de los 70, se plantea la posibilidad de contar con una norma sísmica específica para el país, en la cual se pueda diseñar y analizar estructuras bajo las condiciones y necesidades del mismo, acorde con el avance y desarrollo internacional en dicha materia. Dicho Código fue propuesto por la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad de Costa Rica junto al Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, debido también a la preocupación que generaron los eventos sísmicos de Managua en 1972 y el de Tilarán en 1973, de similar intensidad.

La publicación del primer Código Sísmico del país se dio en 1974 (CSCR-74), contando con varios aspectos vanguardistas en el área, como el diseño por capacidad, la consideración explícita de ductilidad, el análisis dinámico por superposición modal y el Control de desplazamientos inelásticos.

Para la década de los 80 Costa Rica tuvo diversos avances en materia sísmica, tales como, el equipamiento del OVSICORI (Observatorio Vulcanológico y Sismológico de Costa Rica) en la Universidad Nacional y de la Red Nacional de Acelerógrafos en el Instituto de Investigaciones en Ingeniería de la Universidad de Costa Rica, la elaboración del primer estudio de riesgo sísmico de Costa Rica, realizado por la Universidad de Stanford, así como también la recopilación de información de los terremotos de Golfito y San Isidro del General en 1983. Dichos avances permitieron la publicación de la segunda versión del Código Sísmico en 1986 (CSCR-86). Algunos aspectos relevantes de esta nueva versión fueron: la inclusión de mapas de isoaceleración pico del país de acuerdo a su sismicidad, la introducción de criterios de riesgo sísmico con base en un modelo probabilístico de isoaceleraciones pico y períodos de retorno, el desarrollo de normas generales para el uso de sistemas prefabricados, la revisión de las normas para viviendas de uno y dos pisos, y por último la inclusión de especificaciones de diseño para diferentes materiales estructurales (acero, concreto, mampostería, madera, etc.).

El Código Sísmico tuvo una nueva versión (la tercera), dieciséis años después, gracias a los conocimientos y experiencias adquiridas en dicho tiempo. Los eventos sísmicos que brindaron mayor información para esta actualización fueron los terremotos de Cóbano, Piedras Negras y Limón ocurridos en 1990 y 1991. Por otra parte los estudios de amenaza sísmica realizados en el país por el Centro de Investigación Sismológica de Noruega (NORSAR), que se basaron en un catálogo de temblores elaborado por el proyecto "Reducción de Desastres Naturales en Centroamérica", así como también las investigaciones realizadas por los programas de Estructuras y Geotecnia de la Universidad de Costa Rica, fueron de gran importancia para la redacción de esta tercera edición. Los aspectos más importantes de esta publicación fueron: la inclusión de la información sísmica nacional obtenida de los sismos de los 90 y la utilización de zonificación sísmica en lugar de curvas de isoaceleración, la incorporación de una clasificación estructural, que junto con la ductilidad de los elementos y componentes estructurales definen la ductilidad global de la estructura, la revisión y actualización de las especificaciones de diseño para cada uno de los materiales estructurales y

por último la incorporación de métodos alternos de análisis no lineal de estructuras como alternativa a los usuales métodos estático y dinámico, que son métodos elásticos y lineales. El último aspecto resaltado hace posible el diseño sismorresistente basado en el desempeño, que es la dirección adoptada por los códigos de diseño sismorresistente más avanzados del mundo.

Cinco años después de la publicación de la tercera edición del Código Sísmico, se realizó un documento con comentarios, que permitiera aclarar muchos de los temas tratados para que los usuarios de dicho código pudieran aplicarlo con un criterio más amplio y con mayor seguridad en el diseño estructural de las edificaciones. Dicho documento tuvo como nombre “Comentarios al Código Sísmico de Costa Rica 2002”.

Producto del documento citado anteriormente, el Código fue revisado ampliamente, derivando en la edición vigente, la cual fue publicada en el año 2010 (CSCR-2010). Esta nueva versión mantiene la misma estructura que la edición de 2002, sin embargo se actualizaron todos sus capítulos, siendo alguno de los cambios más importantes : la modificación del mapa de zonificación sísmica para tomar en cuenta la nueva información sobre la sismicidad, la modificación de las consideraciones y valores de los parámetros que determinan el cálculo del coeficiente sísmico, la actualización de los requisitos de diseño para cada uno de los materiales estructurales, principalmente para madera y acero, que fueron renovados totalmente, y por último la revisión de las condiciones requeridas para realizar el diseño simplificado de viviendas y modificación de detalles para estructuras de viviendas de mampostería y prefabricadas de concreto.

## **1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA:**

Los sismos representan una de las amenazas de origen natural causantes de un número significativo de muertes a nivel mundial, en este sentido una de las herramientas más importante para mitigar los efectos de los terremotos son las normas sísmicas que deben aplicarse para el cálculo y diseño de las estructuras. En ese contexto, cuando ocurre un terremoto, sobre los daños estructurales se evidencian las posibles soluciones y/o

recomendaciones futuras, las cuales aunadas a los trabajos de investigación en el área de la Ingeniería Sismorresistente que se realizan en Universidades y Centros de Investigación a nivel mundial contribuyen a que las normas sísmicas sean cada vez instrumentos más eficientes.

En cuanto a la ejecución de este Trabajo Especial de Grado se seleccionó una edificación aporticada diseñada y construida bajo la Norma COVENIN 1756-2001. El análisis estará basado en la comparación de resultados en términos de características estructurales que definen el comportamiento del edificio como: fuerzas cortantes, corte basal, momentos torsores, desplazamientos y derivas, así como porcentajes de aceros en miembros seleccionados de la estructura, comparados apoyándose en la norma COVENIN 1756-2001 y el CODIGO SISMICO DE COSTA RICA DEL 2010.

Como se explicó anteriormente en el aparte 1.1.2, en el año 2010 se realizaron cambios en el Código Sísmico debido a la necesidad de actualización ante los últimos movimientos vanguardista en cuanto al cálculo sismorresistente. Por tanto contiene aspectos más actualizados que seguramente deberán ser incorporados a la nueva norma sísmica de Venezuela, actualmente en proceso de actualización.

En ese sentido, la importancia de este estudio viene dado por el hecho de comparar la norma venezolana con el Código Sísmico de Costa Rica, el cual fue actualizado 9 años después. De esta manera los resultados arrojados por esta comparación, nos aportarán información útil sobre parámetros para el análisis sismorresistente de estructuras que deberán ser mejorados.

Considerando principios de diseño como: evitar pérdidas humanas, discontinuidad de servicios básicos, menor número de daños posibles, evitar el colapso de edificaciones, resistencia de sismos moderados a lo largo de la vida útil del edificio, entre otros; bajo efectos de posibles terremotos.

## **1.3 OBJETIVOS**

### **1.3.1 Objetivo General**

Desarrollar un análisis comparativo de una edificación aporticada de 12 niveles usando la norma sísmica venezolana y el código sísmico de Costa Rica, con base a las características estructurales que definen el comportamiento del edificio

### **1.3.2 Objetivos Específicos**

- Analizar el comportamiento de un edificio aporticado de 12 niveles usando la norma sísmica venezolana y el código sísmico de Costa Rica en términos de fuerzas laterales
- Analizar el comportamiento de un edificio aporticado de 12 niveles usando la norma sísmica venezolana y el código sísmico de Costa Rica en términos de cortes basales
- Analizar el comportamiento de un edificio aporticado de 12 niveles usando la norma sísmica venezolana y el código sísmico de Costa Rica en términos de momentos torsores
- Analizar el comportamiento de un edificio aporticado de 12 niveles usando la norma sísmica venezolana y el código sísmico de Costa Rica en términos de desplazamientos
- Analizar el comportamiento de un edificio aporticado de 12 niveles usando la norma sísmica venezolana y el código sísmico de Costa Rica en términos de porcentaje de acero en miembros seleccionados.

## **1.4 JUSTIFICACIÓN DEL ESTUDIO**

La alta sismicidad de Costa Rica ha generado múltiples avances y estudios en cuanto a la elaboración de su código sísmico en los últimos años y en general a lo largo de su historia.

Venezuela por el contrario no ha experimentado eventualidades sísmicas con tanta frecuencia en las últimas décadas, dejando la actualización de sus normas a un lado, aunque se evidenciaron pérdidas tanto humanas como materiales en la historia sísmica mundial.

En este Trabajo Especial de Grado se resalta la importancia de las normas sísmicas como defensa y protección a las posibles consecuencias de los sismos de magnitud significativa, conocidos como terremotos. Formando parte de la línea de investigación del Departamento de Estructuras de la Universidad Católica Andrés Bello, específicamente dirigido por el fallecido Ing. Alfonso Malaver.

El Código Sísmico de Costa Rica con su última actualización en el 2010 está basado en eventos sísmicos relativamente recientes en comparación a la norma COVENIN 1756-2001, la cual no presenta modificaciones desde hace más de 16 años, por lo tanto se procederá a una comparación entre ellas para verificar su funcionamiento y vigencia ante las acciones sísmicas.

### **1.5 ALCANCE Y LIMITACIONES**

Para la realización de este Trabajo Especial de Grado se tomarán en cuenta la norma venezolana COVENIN 1756-2001 y El código sísmico de Costa Rica del 2010. La edificación a estudiar se ubicará en zonas sísmicas que tengan factores de aceleración similar, e igualmente se ubicará en perfiles de suelos con las mismas características.

Dicho estudio se basará en el análisis de la edificación por el Método de Superposición Modal con un Grado de Libertad por Nivel y por el Método de la Torsión Estática Equivalente, en caso tal que la norma en estudio exija la evaluación de los modos torsionales. El resultado por estos métodos será la comparación en cuanto a corte basal, momentos Torsores, fuerzas laterales, desplazamientos y porcentaje de aceros en miembros seleccionados del mismo.

### **1.6 ANTECEDENTES**

### 1.6.1 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 Trabajo Especial de Grado mencionado anteriormente se basó en un análisis que consistirá en la comparación de fuerzas laterales, cortes basales, momentos torsores, desplazamientos y porcentaje de acero en miembros seleccionados, utilizando las normas sísmicas de Venezuela y Ecuador en un edificio aporricado de concreto armado de 12 niveles usando.

La edificación estudiada se basó en los siguientes criterios según la norma COVENIN 1756-2001:

- Uso: Viviendas
- Zona Sísmica : 5
- Perfil de Suelo de Fundación: S2
- Coeficiente de Aceleración Horizontal:  $A_0 = 0.3g$
- Ubicación: Caracas, Distrito Capital

Con la intención realizar un correcto análisis entre las dos normas la edificación estudiada se basó en los siguientes criterios según la norma ecuatoriana:

- Uso: Viviendas
- Zona Sísmica : III
- Perfil de Suelo de Fundación: D
- Coeficiente de Aceleración Horizontal:  $Z = 0.3g$

- Ubicación: Cantón Urdaneta, Provincia de los Ríos

La edificación en estudio resulto 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). Obteniendo las siguientes conclusiones:

- Los períodos fundamentales de vibración obtenidos usando la norma ecuatoriana resultaron mayores en un 26.85% y 28.57% para las direcciones X y Y respectivamente con respecto a los obtenidos para la norma venezolana.
- Los cortes basales obtenidos por medio de la norma ecuatoriana debieron ser incrementados en un 29% y 73% para las direcciones X y Y respectivamente
- Los desplazamientos totales resultaron mayores aplicando la norma ecuatoriana en un 77% y 108% para las direcciones X y Y.
- Ambos países cumplieron los requisitos en términos de derivas, resultando mayores al aplicar la norma ecuatoriana

### **1.6.2 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 Trabajo Especial de Grado mencionado anteriormente se basó en un análisis que consistirá en la comparación de fuerzas laterales, cortes basales, momentos torsores, desplazamientos y porcentaje de acero en miembros seleccionados, utilizando las normas

sísmicas de Venezuela y Chile en un edificio aporricado de concreto armado de 12 niveles usando.

La edificación estudiada se basó en los siguientes criterios según la norma COVENIN 1756-2001:

- Uso: Viviendas
- Zona Sísmica : 5
- Perfil de Suelo de Fundación: S2
- Coeficiente de Aceleración Horizontal:  $A_0 = 0.3g$
- Ubicación: Caracas, Distrito Capital

Con la intención realizar un correcto análisis entre las dos normas la edificación estudiada se basó en los siguientes criterios según la norma Chilena:

- Uso: Viviendas
- Zona Sísmica : 2
- Perfil de Suelo de Fundación: D
- Coeficiente de Aceleración Horizontal:  $A_0 = 0.3g$
- Ubicación: Región Metropolitana de Santiago de Chile

La edificación en estudio resulto de planta regular con dimensiones de 22.60 metros en dirección longitudinal y 19.40 metros en dirección transversal, con una altura de 37.95 metros, en el que se incluye una sala de máquinas. 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). Obteniendo las siguientes conclusiones:

Se obtuvieron las siguientes conclusiones producto a diferencia de sismicidad entre los dos países:

- i. Los Cortes Basales y las Fuerzas Laterales necesitaron una mayoración según los establecido en la norma chilena
- ii. Los Cortes Basales resultaron ser un 9.76% y 4.71%. mayores para la dirección X y Y respectivamente aplicando la norma chilena
- iii. Los desplazamientos elásticos resultaron un 4% mayores aplicando la norma chilena obtenidos aplicando la norma chilena, debido a que los períodos de vibración ocurren muy cerca del punto de intersección entre ambos espectros.
- iv. El porcentaje de acero requerido aplicando la norma chilena para los miembros seleccionados fue mayor al obtenido aplicando la norma venezolana en vigas y columnas.

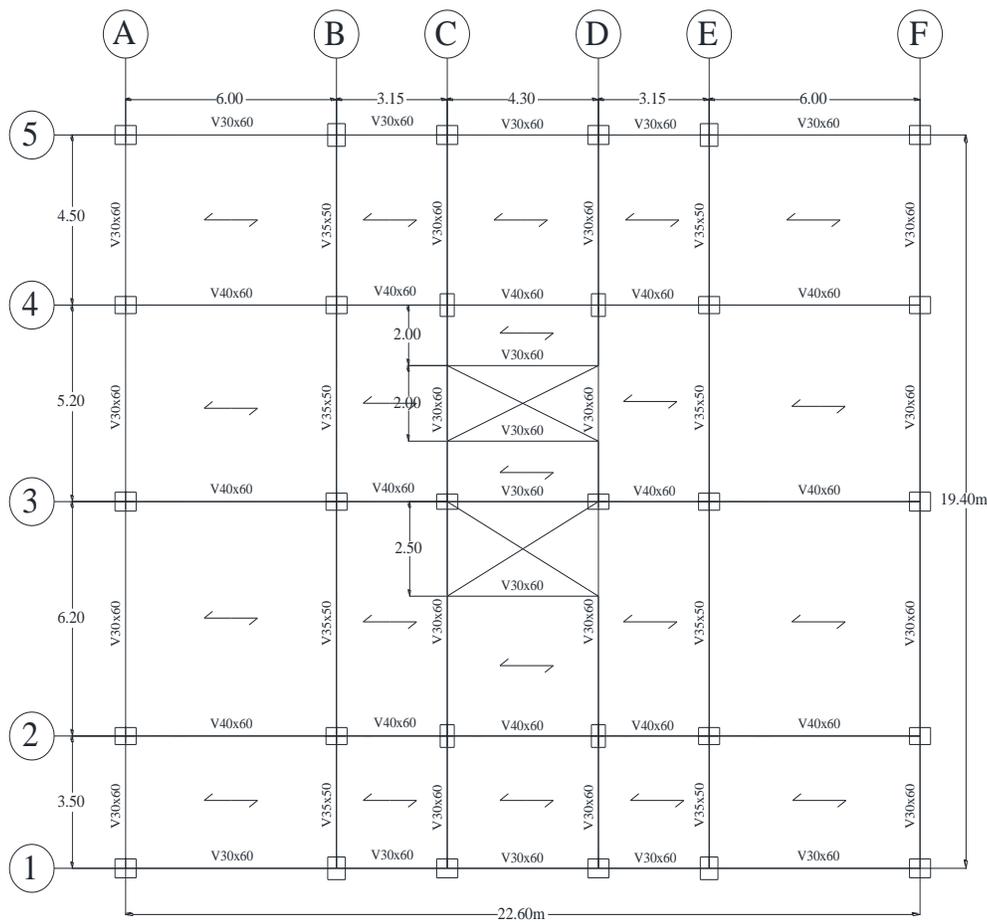
En el presente Trabajo Especial de Grado se sigue la línea de investigación establecida por el departamento de Estructuras de la Universidad Católica Andrés Bello, específicamente por el Prof. Alfonso Malaver. Comparando la norma COVENIN 1756-2001 con normas sísmicas de otros países de Latinoamérica y el Caribe con el fin de verificar el comportamiento de la edificación con normas más actualizadas.

## **1.7 DESCRIPCIÓN DE LA EDIFICACIÓN**

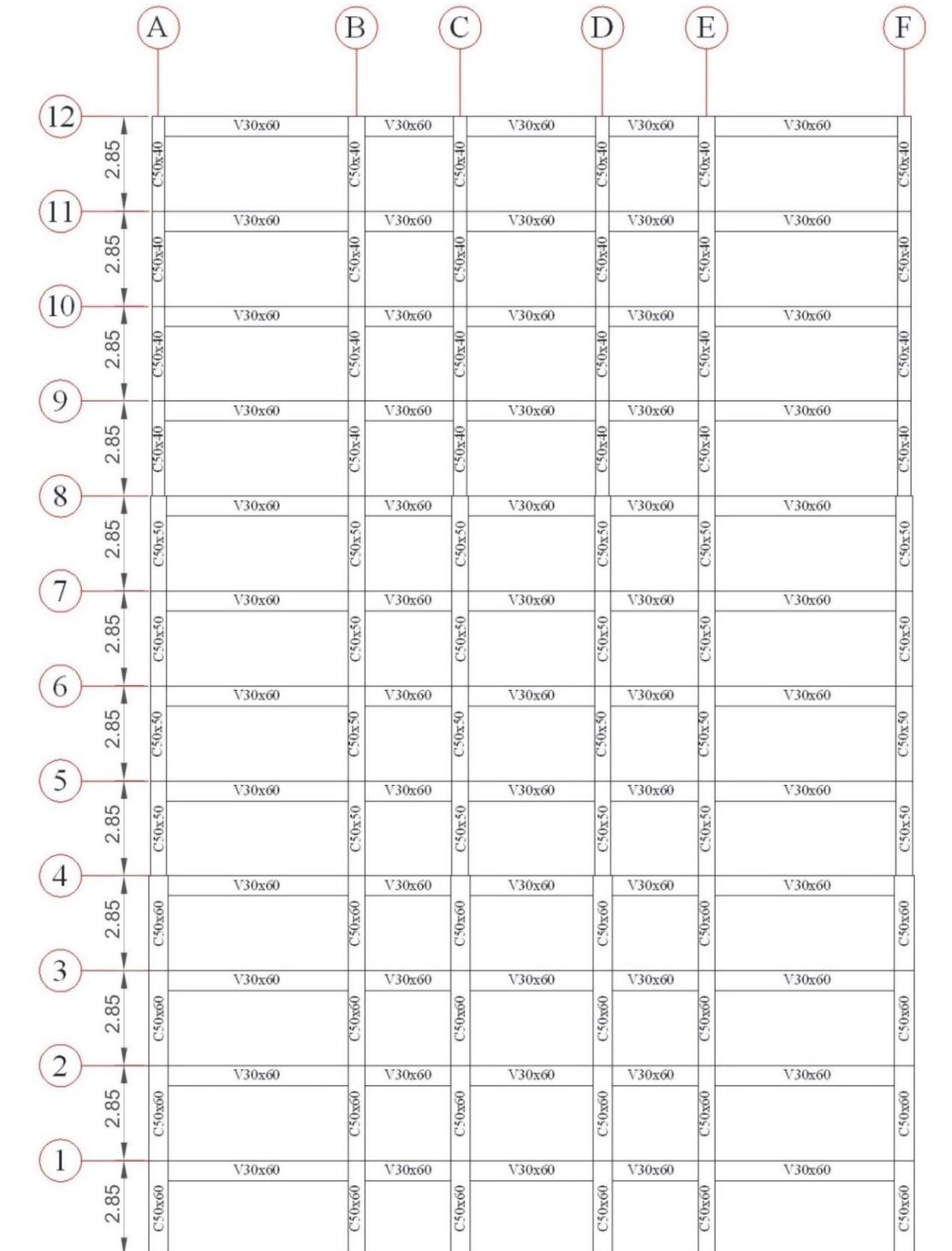
La edificación a evaluar se encuentra ubicada en la Ciudad de Caracas, destinado a uso habitacional privado multifamiliar. Su sistema es aporticado el cual cuenta con 12 niveles, siendo la altura de entrepiso 2.85 metros, más 2 niveles extras en la azotea donde se encuentra la sala de máquinas del ascensor, los cuales tienen como altura de entrepiso 1.65 metros para el nivel 13 y 2.20 metros para el nivel 14. La planta del edificio es regular de forma rectangular con dimensiones de 19,4 metros en dirección Y y 22.6 metros en dirección X para los primeros 12 niveles, mientras que para los últimos 2 es también de forma rectangular pero de dimensiones 4.30m en X y 5.20m en Y.

El diseño de la edificación fue bajo la Norma venezolana COVENIN 1756-2001, arrojando un sistema estructural conformado por 6 pórticos (A-F) de vigas altas en dirección longitudinal y 5 pórticos (1-5) de vigas altas en dirección transversal. El sistema estructural

tiene vigas con secciones de 30x60 (Perimetralmente), 35x60 y 40x60 (internamente), distribuidas de igual manera en todos los niveles. Mientras que las columnas tienen dimensiones que varían cada 4 niveles. En cuanto a Las losas, estas son de tipo nervada, de espesor 25 cm. Dicha distribución podrá ser apreciada en las *Figura 1.1, Figura 1.2 y Figura 1.3*, ver Anexo A.



*Figura 1.1 Envigado Planta Tipo*



*Figura 1.2 Elevación 1 y 5*

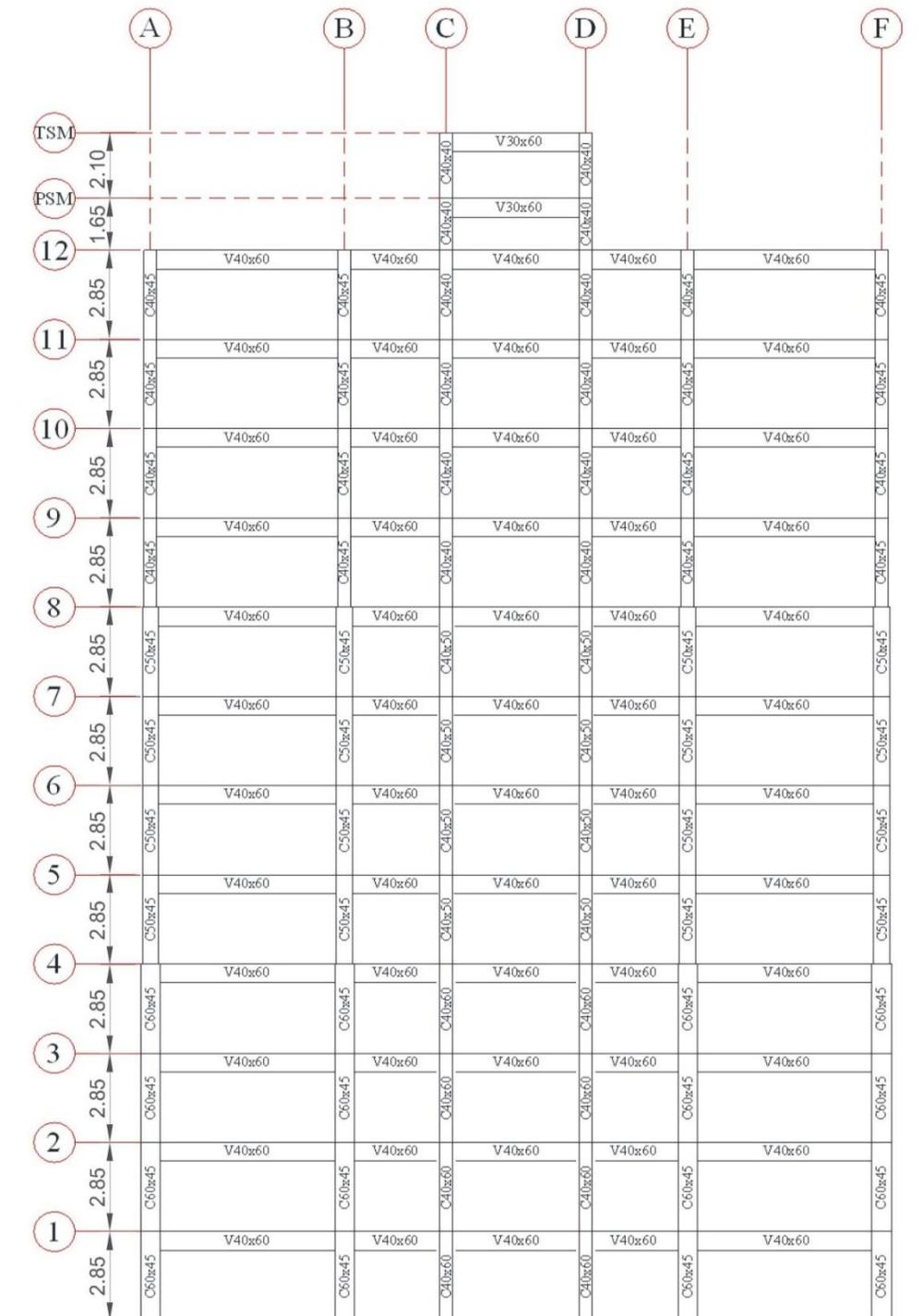


Figura 1.3 Elevación Pórtico 4

## 1.8 MODELACIÓN ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN

El programa de Cálculo Automatizado, desarrollado por la Compañía CSI (COMPUTER AND STRUCTURE, INC 2016), de nombre ETABS v16.2.0 fue el utilizado para modelar la edificación. 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.

## 1.9 CALIDAD DE LOS MATERIALES

Las propiedades de los materiales utilizados en el análisis del edificio, se presentan en la Tabla 1.1 y Tabla 1.2

*Tabla 1.1. Propiedades a utilizar del Concreto*

Módulo de Elasticidad (Kgf/cm <sup>2</sup> )	238.752
Resistencia (Kgf/cm <sup>2</sup> )	250
Peso Unitario (Kgf/m <sup>3</sup> )	2,500

*Tabla 1.2. Propiedades a utilizar del Acero*

Módulo de Elasticidad (Kgf/cm <sup>2</sup> )	2,100,000
Tensión a la Cedencia (Kgf/cm <sup>2</sup> )	4,200

## CAPÍTULO II

### CÁLCULO DEL PESO DE LA EDIFICACION

Para el cálculo de la cargas actuantes sobre la edificación, fueron utilizadas las Normas COVENIN 2002-88 “Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones”, para la obtención de los criterios y requisitos mínimos a considerar en la edificación, tanto las acciones permanentes como variables, así como también la Norma COVENIN 1756-01 “Edificaciones Sismorresistentes”, para determinar el porcentaje de participación de las cargas variables sobre el peso total de la estructura.

#### 2.1 ACCIONES PERMANENTES

Según el Capítulo 4 de la Norma COVENIN 2002-88, las acciones permanentes pueden definirse como aquellas que actúan continuamente sobre la edificación y cuya magnitud puede considerarse invariable en el tiempo, como las cargas debidas al peso propio de los componentes estructurales y no estructurales: pavimentos, rellenos, paredes, tabiques, frisos, instalaciones fijas, etc. Del mismo Capitulo citado anteriormente se extrajeron los valores a utilizar para el cálculo de las cargas permanentes, los cuales se ven expresados en la **Tabla 2.1.**

*Tabla 2.1 Cargas Permanentes*

Descripción	Peso (Kgf/m <sup>2</sup> )
Peso Propio Losa	315
Piso Acabado	100
Tabiquería	150
Friso	30
Impermeabilización	5

Para la selección de dicho valores se tomaron en cuenta diversos factores tales como: La losa diseñada para la edificación es nervada en una dirección, con una espesor de 25 cm (ver Sección 3.3.1, de la Tabla 4.3), el piso de acabado o pavimento seleccionado fue granito artificial con espesor de 5 cm (Sección 6, de la Tabla 4.3), para la impermeabilización se seleccionó manto asfáltico en una sola capa, reforzada interiormente y con acabado exterior, de 4 mm de espesor (Sección 5, de la Tabla 4.3). En cuanto a la tabiquería, la sección 4.4 de la Norma establece que en los casos donde la posición y el tipo de tabiques no están definidos, se debe tomar como valor mínimo  $150 \text{ Kg/m}^2$ .

### **2.1.1 Peso Propio Columnas**

Para la determinación del peso que ejercen las columnas sobre las losas de piso, se calculó el volumen de las mismas, tomando en cuenta la mitad inferior y superior del piso evaluado. Posteriormente dicho volumen es multiplicado por el peso unitario del concreto (ver Tabla 1.1)

### **2.1.1 Peso Propio Vigas**

Al igual que las columnas, como primer paso para determinar el peso propio de las vigas se obtuvo el volumen por piso de éstas y se multiplicó por el peso unitario del concreto (ver Tabla 1.1)

### **2.1.1 Peso Propio Tabiquería, Friso, Acabado e Impermeabilización**

El cálculo del peso de estos elementos, consistió en determinar el área de cada planta, para multiplicarlo dicho valor por los pesos especificados en la Tabla 2.1. Es importante destacar que en el área de la planta no fueron incluidos los huecos destinados a escaleras y ascensores.

### 2.1.1 Peso Propio Máquinas Ascensores

Al no contar con los datos específicos y técnicos del fabricante de esta maquinaria, se tomó como peso 1300 Kg/m<sup>2</sup>.

En la Tabla que se presenta a continuación se muestra la sumatoria de los pesos que ejercen los elementos y miembros estructurales sobre cada piso de la edificación, así como también la carga permanente total, producto de la sumatoria de todos los niveles.

*Tabla 2.2 Cargas Permanentes Totales*

Nivel	Área	Acabado	Tabiquería	Friso	Imperm	Sala de Maquinas	Columnas	Vigas	Losa	Total/ Nivel
	m <sup>2</sup>	Ton	Ton	Ton	Ton	Ton	Ton	Ton	Ton	Ton
14	22.36	2.24	-	0.67	0.11	-	1.68	7.83	7.04	19.57
13	13.76	1.38	-	0.41	-	17.89	3.00	11.43	4.33	38.44
12	419.09	41.91	-	12.57	2.10	-	21.13	107.38	132.01	317.10
11	419.09	41.91	62.86	12.57	-	-	39.62	107.38	132.01	396.35
10	419.09	41.91	62.86	12.57	-	-	39.62	107.38	132.01	396.35
9	419.09	41.91	62.86	12.57	-	-	39.62	107.38	132.01	396.35
8	419.09	41.91	62.86	12.57	-	-	44.57	106.20	132.01	400.12
7	419.09	41.91	62.86	12.57	-	-	49.52	106.20	132.01	405.07
6	419.09	41.91	62.86	12.57	-	-	49.52	106.20	132.01	405.07
5	419.09	41.91	62.86	12.57	-	-	49.52	106.20	132.01	405.07
4	419.09	41.91	62.86	12.57	-	-	54.47	105.01	132.01	408.84
3	419.09	41.91	62.86	12.57	-	-	59.42	105.01	132.01	413.79
2	419.09	41.91	62.86	12.57	-	-	59.42	105.01	132.01	413.79
1	419.09	41.91	62.86	12.57	-	-	59.42	105.01	132.01	413.79

Base	-	-	-		-	-	29.71	-		29.71
Total	5065.2	506.5	69.,5	152.0	2.21	17.9	600.2	1293.6	1595.5	<b>4859.5</b>

## 2.2 ACCIONES VARIABLES

Según la sección 3.4.2 de la Norma COVENIN 2002-88, las acciones variables son aquellas que actúan sobre la edificación con una magnitud variable en el tiempo y que se deben a su ocupación y uso habitual. Los valores de dichas acciones utilizados para la edificación fueron obtenidos de la sección 5.2.4.2 de la norma y de la Tabla 5.1 de la misma, considerando el uso de la edificación y los ambientes, los cuales se presentan en la Tabla 2.3.

*Tabla 2.3 Cargas Variables*

Descripción	Peso (Kgf/m <sup>2</sup> )
Techo inaccesible, salvo con fines de mantenimiento	100
Habitaciones y Pasillos internos	175

Para la determinación de la carga variable total ejercida en la edificación, se multiplicó el área de cada piso por el valor que le correspondía. Del nivel 1 al 11 se consideraron solo habitaciones y pasillos, mientras que los niveles 12 y 14 al ser losas de techo fueron multiplicados por su respectivo valor. Es importante destacar que en la Sección 5.4.1 de la norma se establece que al no contar con los datos técnicos del fabricante de los ascensores, se debe incrementar la carga que ejercen estos en un 100%, por ello el nivel 13 (piso de la sala de máquinas) tendrá un valor mayor en cuenta a acciones variables respecto al resto. Dichas cargas se muestran en la **Tabla 2.4**

*Tabla 2.4 Cargas Variable Total*

Nivel	Área	Cargas Variables (Entrepiso)	Cargas Variables (Techo)	Total/Nivel
	m2	Kgf/m2	Kgf/m2	Ton
14	22.36	-	100	2.24
13	13.76	350	-	4.82
12	419.09	-	100	41.91
11	419.09	175	-	73.34
10	419.09	175	-	73.34
9	419.09	175	-	73.34
8	419.09	175	-	73.34
7	419.09	175	-	73.34
6	419.09	175	-	73.34
5	419.09	175	-	73.34
4	419.09	175	-	73.34
3	419.09	175	-	73.34
2	419.09	175	-	73.34
1	419.09	175	-	73.34
BASE	-	-	-	-
			<b>TOTAL</b>	<b>855.71</b>

### 2.3 PESO TOTAL DE LA EDIFICACIÓN

El peso total de la edificación es calculado, sumándole a la carga permanente previamente calculada, el 25% de la carga variable. Ya que así lo dispone la sección 7.1 de la Norma COVENIN 1756-01, para edificaciones destinadas a ser usadas como viviendas. En la siguiente tabla se mostrará el valor de la carga total de la edificación.

*Tabla 2.5 Peso Total de la Edificación*

Nivel	Carga Permanente	Carga Variable	25 % de Carga Variable	Total/Nivel
	Ton	Ton	Ton	Ton
14	19.57	2.24	0.56	20.13
13	38.44	4.82	1.20	39.65
12	317.10	41.91	10.48	327.57
11	396.35	73.34	18.34	414.69
10	396.35	73.34	18.34	414.69
9	396.35	73.34	18.34	414.69
8	400.12	73.34	18.34	418.46
7	405.07	73.34	18.34	423.41
6	405.07	73.34	18.34	423.41
5	405.07	73.34	18.34	423.41
4	408.84	73.34	18.34	427.18
3	413.79	73.34	18.34	432.13
2	413.79	73.34	18.34	432.13
1	413.79	73.34	18.34	432.13
BASE	29.71	0.00	0.00	29.71
				<b>5,073.38</b>

El cálculo realizado manualmente, se comparó con los resultados arrojados por el programa de cálculo automatizado ETABS v16.2.0, ya que éste permite obtener el peso total de la edificación, incluyendo el 25% de las acciones variables. La diferencia entre ambos valores fue de solo 0.10%, por ende se tomaran como datos para los siguientes cálculos y

análisis sísmicos a realizar, los arrojados por el programa automatizado. Dicha comparación se muestra en la **Tabla 2.6**.

*Tabla 2.6 Diferencia entre cálculo manual y automatizado*

	Manual	Automatizado	Diferencia (%)
Nivel	Total/Nivel	Total/Nivel	
	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
BASE	29.71	29.71	0.00
	<b>5,073.38</b>	<b>5078.51</b>	<b>0.10</b>

## **2.4 COMPARACIÓN DEL PESO DE LA EDIFICACIÓN ENTRE LA NORMA COVENIN 2002-88 Y EL CSCR-2010**

En el **Anexo B** se refleja el cálculo del peso de la edificación basado en los criterios establecidos en el CSCR-2010 obteniendo un peso total de 5,011.82 Ton, resultando una diferencia mínima del 1.31% con respecto a la norma COVENIN 2002-88. Producto al valor establecido para la carga variable o temporal establecido en cada norma sísmica tanto para Techos, Habitaciones y Pasillos, así como también por la diferencia en el porcentaje de participación de las acciones variables.

## CAPÍTULO III

### CENTROS DE MASA, CENTROS DE CORTE Y CENTROS DE RIGIDEZ

#### 3.1 CENTRO DE MASA

El Centro de Masa de un cuerpo es el punto en el que suponemos que se concentra toda la masa del sistema para su estudio, donde la resultante de las fuerzas gravitacionales de todos los cuerpos se anulan. Se utilizaron las *Ecuaciones 3.1 y 3.2* para el cálculo de las coordenadas del centro de masa en dirección X y Y. Basándose en un origen de coordenadas ubicando en la intersección de eje A y el eje 1 del plano de planta *Figura 1.1*.

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

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

Dónde:

$Wj$  = Peso parcial de un elemento de área regular del nivel j

$Xj, Yj$  = Coordenadas del centro geométrico del área parcial del nivel j

$Wi$  = Peso parcial del nivel i

#### 3.2 CENTRO DE CORTE

El Centro de Corte es donde actúa la fuerza cortante en un nivel, suponiendo que las fuerzas horizontales de cada nivel actúan en el centro de masa correspondiente al mismo. A continuación se presentan las ecuaciones utilizadas para la determinación del centro de corte de cada nivel para las direcciones X e Y, *Ecuaciones 3.3 y 3.4*. Basándose en un origen de coordenadas ubicando en la intersección de eje A y el eje 1 del plano de planta *Figura 1.1*.

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

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

Dónde:

$Fx_j, Fy_j$  = Fuerzas laterales en el nivel j en direcciones X e Y.

$X_{CM}, Y_{CM}$  = Coordenadas del centro de masa

$Vx_i, Vy_i$  = Fuerzas cortantes en el entrepiso i en direcciones X e Y.

Las fuerzas horizontales o las acciones sísmicas se aplicaran en el centro de masa de cada nivel, resultando el Centro de Corte igual al Centro de Masa.

### 3.3 CENTRO DE RIGIDEZ

El Centro de Rigidez representa el centro geométrico de las rigideces de los elementos estructurales en un nivel, en este punto del entrepiso es posible presenciar un desplazamiento producto a la aplicación de una fuerza cortante sin que ocurra rotación en el nivel inferior.

El Centro de Rigidez se calculó mediante el Método de Wilbur (INPRES 1987), el cual evalúa las rigideces de entrepiso por medio de las siguientes ecuaciones:

Para el Nivel 1:

$$R_1 = \frac{24E}{H^2 \left[ \frac{2}{\sum K_c} + \frac{1}{\sum K_v + \frac{\sum K_c}{12}} \right]} \quad (Ec. 3.5)$$

Para niveles pertenecientes a [Nivel 2 – Nivel 12], obtenida del Manual de Aplicación de Normas Edificaciones Sismoresistente del Prof. José Grases:

$$R_2 = \frac{24E}{H^2 \left[ \frac{2}{\sum Kc} + \frac{2}{\sum Kv} \right]} \quad (Ec. 3.6)$$

Dónde:

$E$  = Módulo de elasticidad;  $H$  = Altura entrepiso

$\sum Kc$  = Sumatoria de  $I/H$  para todas las columnas del entrepiso

$\sum Kv$  = Sumatoria de  $I/L$  para todas las vigas del nivel

$I$  = Inercia ;  $L$  = Longitud de la viga.

Luego, para determinar las coordenadas del centro de rigidez, son necesarias las siguientes expresiones:

$$X_{CR} = \frac{\sum Kq_y * Xq}{Ky} \quad (Ec. 3.7)$$

$$Y_{CR} = \frac{\sum Kp_x * Yp}{Kx} \quad (Ec. 3.8)$$

Dónde:

$Kq_y$  = Es la rigidez de entrepiso en un pórtico Q orientado en la dirección Y.

$Kp_x$  = 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.

$Xq$  = 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.

En la **Tabla 3.1** se presentan las coordenadas de Centro de Masa, Centro de Corte y Centro de Rigidez de cada nivel. Estos valores coinciden con los que arroja el Programa de Cálculo Automatizado ETABS. Los cálculos utilizados para determinar cada centro se presentan en el **Anexo C**.

**Tabla 3.1** Coordenadas de Centros de Masa, Corte y Rigidez.

Nivel	Coordenadas					
	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 IV

### ANÁLISIS SEGÚN LA NORMA SÍSMICA COVENIN 1756-2001

#### 4.1 ALCANCE

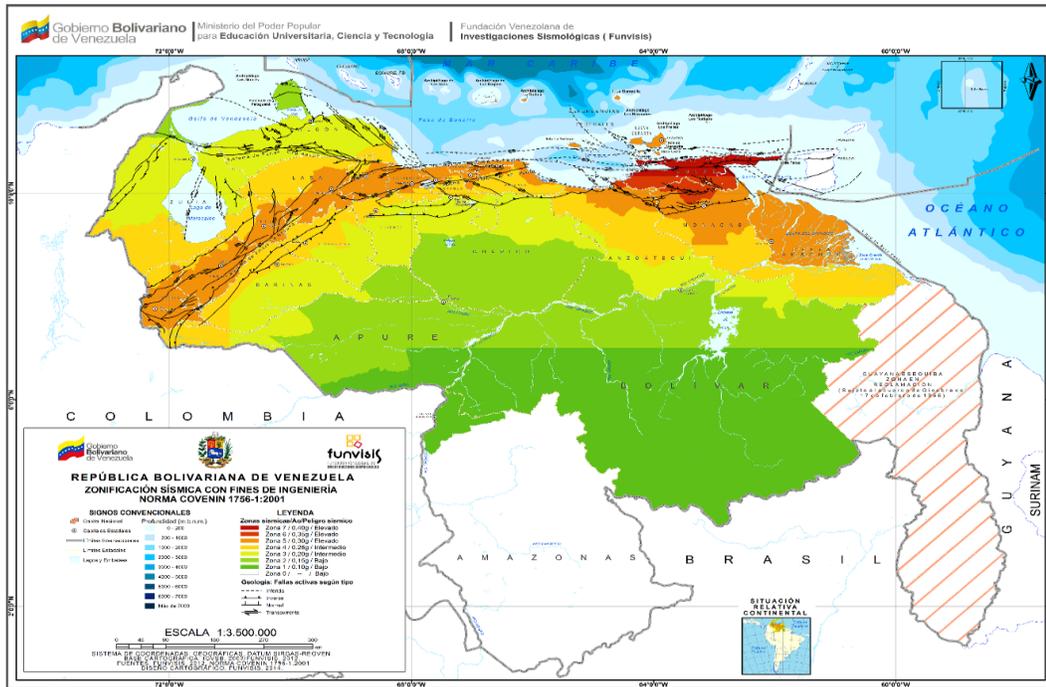
Las disposiciones de la Norma COVENIN 1756-2001 están orientadas al diseño de nuevas edificaciones de concreto armado, de acero o mixta, con el propósito de establecer criterios de análisis para zonas que presenten posibles eventos sísmicos.

La finalidad de preservar vidas y minimizar los daños esperados en las edificaciones, así como evitar la detención temporal del funcionamiento y operatividad en edificaciones de importancia destacada.

Se aplicará al análisis sismorresistente a 12 niveles de una edificación de concreto armado de 14 niveles por motivos académicos. Dicho análisis tomará la Norma mencionada anteriormente según sus efectos traslacionales y torsionales. El método por el cual se obtendrán dichos efectos dependerá de la regularidad de la estructura y de su altura.

#### 4.2 ZONIFICACIÓN SÍSMICA

La Norma COVENIN 1756-2001 establece 8 zonas sísmicas en el país (incluyendo la zona 0), como se refleja en la **Figura 4.1** y se presentan en la **Tabla 4.1** con sus aceleraciones correspondientes ( $A_0$ , Coeficiente de Aceleración Horizontal).



*Fuente:* Pagina web de la Federación Venezolana de Investigaciones Sismológicas (FUNVISIS)

**Figura 4.1** Mapa de Zonificación Sísmica de Venezuela

**Tabla 4.1** Valores del Coeficiente de Aceleración Horizontal ( $A_0$ )

Zonas Sísmicas	Peligro Sísmico	$A_0$ (g)
7	Elevado	0.40
6		0.35
5		0.30
4	Intermedio	0.25
3		0.20
2	Bajo	0.15
1		0.10
0		--

*Fuente:* Norma COVENIN 1756-01

Según la Norma COVENIN 1756-2001 en su tabla 4,2 define como Zona 5 la ubicada de la edificación en estudio (Caracas, Venezuela), correspondiéndole un Coeficiente de Aceleración Horizontal  $A_0=0,30g$ .

### 4.3 FORMA ESPECTRAL

Según el suelo de fundación la norma venezolana establece cuatro formas espectrales para modificar el coeficiente de aceleración horizontal ( $A_0$ ) según el del perfil geotécnico presente. En la **Tabla 4.2** se presentan las formas espectrales y factores de corrección correspondientes según las formas espectrales tipificadas, con la finalidad de identificar los parámetros actuantes según el terreno de fundación, velocidad de ondas de cortes, profundidades del estrato y zona sísmica en que se ubica la edificación.

**Tabla 4.2** Forma espectral y factor de corrección  $\phi$

Material	Vsp (m/s)	H (m)	Zonas Sísmicas 1 a 4		Zonas Sísmicas 5 a 7	
			Forma Espectral	$\phi$	Forma Espectral	$\phi$
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	$\leq 50$	S3	0.70	S3	0.95
		>50	S3 <sup>(a)</sup>	0.70	S3	0.75
Suelos blandos/sueltos	<170	$\leq 15$	S3	0.70	S2	0.90
		>15	S3 <sup>(a)</sup>	0.0	S3	0.80

Suelos blandos o suelos <sup>(b)</sup> intercalados con suelos más rígidos	-	H1	S3 <sup>(c)</sup>	0.65	S2	0.70
--	---	----	-------------------	------	----	------

Fuente: Norma COVENIN 1756-01

Dónde:

**V<sub>sp</sub>** = 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.

De acuerdo con la **Tabla 4.2** la edificación se encuentra fundada en suelo duro o denso ( $V_s = 250-400$  m/seg), por lo que le corresponde a una forma espectral Suelo **tipo S2**. Por encontrarse en zona sísmica 5, suponiendo un profundidad  $H$  que oscila entre 15m-20m, el factor de corrección será  $\phi = 0.90$ .

#### 4.4 CLASIFICACIÓN SEGÚN EL USO

Para los efectos del estudio la norma COVENIN 1756-2001 presenta una clasificación según su uso, nivel de diseño, tipo y regularidad estructural. Se presentará a continuación la clasificación establecida en la norma en su 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 m<sup>2</sup>, 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.

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

#### 4.5 FACTOR DE IMPORTANCIA

Según el uso de la edificación le corresponden un factor de importancia  $\alpha$ , en la Tabla 4.3 se establecen los coeficientes correspondientes para cada grupo establecido en el Capítulo 6, Sección 6.1.3 de la Norma COVENIN 1756-2001.

*Tabla 4.3 Factor de Importancia  $\alpha$*

Grupo	$\alpha$
A	1.30
B1	1.15
B2	1.00

*Fuente: Norma COVENIN 1756-2001*

El factor de importancia  $\alpha=1.00$  corresponde a un al Grupo B2 establecido para la edificación en estudio.

#### 4.6 CLASIFICACIÓN SEGÚN EL NIVEL DE DISEÑO

La norma COVENIN 1756-2001 establece 3 niveles de diseño dependientes principalmente de la zona sísmica en que se encuentra la edificación.

- **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.

En la **Tabla 4.4** se establece el nivel de diseño requerido dependiente de la zona sísmica y el grupo de la edificación. Resultando **Nivel de Diseño 3**, ya que el mismo pertenece al Grupo B2 y Zona sísmica es la 5.

**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 <sup>(*)</sup> ND2 ND3	ND2 <sup>(*)</sup> ND3	ND3 ND2 <sup>(**)</sup>

*Fuente: Norma COVENIN 1756-2001*

#### 4.7 CLASIFICACIÓN SEGÚN EL TIPO DE ESTRUCTURA

Según los componentes del sistema estructural destinados a resistir acciones sísmicas, la Norma COVENIN 1756-2001 establece los diferentes tipos de sistemas estructurales (descritos en la Sección 6.3.1), indicando que cada uno de los sistema deberá poseer diafragmas con la rigidez y resistencias necesarias para distribuir eficazmente las acciones sísmicas entre los diferentes miembros del sistema resistente a sismos excepto el Tipo IV. Destacando también que una estructura puede clasificar en tipos diferentes, en sus dos direcciones ortogonales de análisis.

Además en zonas sísmicas de la 3 a la 7 incluyendo las dos anteriores, no se permiten los sistemas de pisos sin vigas, ni pisos donde todas las vigas sean planas del mismo espesor de las losas.

- **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 debe ser capaz de resistir la totalidad de las fuerzas sísmicas. Los pórticos por si solos deberán estar en capacidad de resistir por lo menos el 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 consideran igualmente dentro de este Grupo las combinaciones de los Tipo I y III, cuyos pórticos no sean capaces de resistir por sí solos por lo menos el 25% de las fuerzas sísmicas totales,

respetando en su diseño, el Nivel de Diseño adoptado para toda la estructura. Se distinguen como Tipo IIIa 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.

El edificio en estudio clasifica como **Tipo I**, es decir, está basada en pórticos los cuales resisten las acciones sísmicas.

#### 4.8 CLASIFICACIÓN SEGÚN REGULARIDAD DE LA ESTRUCTURA

La Norma COVENIN 1756-2001 establece que se considerará regular la edificación que no esté incluida en ninguno de los apartados de la Sección 6.5.2.

Se considera como irregular la edificación que presente en una de sus direcciones principales: entrepiso blando, entrepiso débil, distribución irregular de las masas de uno de los pisos, aumento de las masas con la elevación, variación de la geometría del sistema estructural, esbeltez excesiva, discontinuidad en el plano del sistema resistente a cargas laterales, falta de conexión entre miembros verticales, efecto de columna corta, gran excentricidad, riesgo torsional elevado, sistema no ortogonal y/o diafragma flexible.

En el *Anexo G*, se presentan el análisis de la regularidad estructural, arrojando como conclusión que el edificio en estudio es una **Estructura Regular**.

#### 4.9 FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA (R)

La Norma CONEVIN 1756-2001 establece en el Capítulo 6, sección 6.4, Tabla 6.4 los valores máximos para el factor de reducción de respuesta, dependiendo del tipo de sistema

estructural, el material a usar durante la construcción, el nivel de diseño y la regularidad de la estructura como se presenta 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 4.6)				
	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*

Deberá justificarse mediante estudios experimentales o analíticos detallados el valor del factor de respuesta R especialmente en los casos de sistemas no tipificados, como lo son los prefabricados de concreto.

La edificación en estudio cumple con las características: Tipo I y ND3 por ende, el máximo valor de R que le corresponde es  $R=6$ .

#### 4.10 ESPECTRO DE DISEÑO

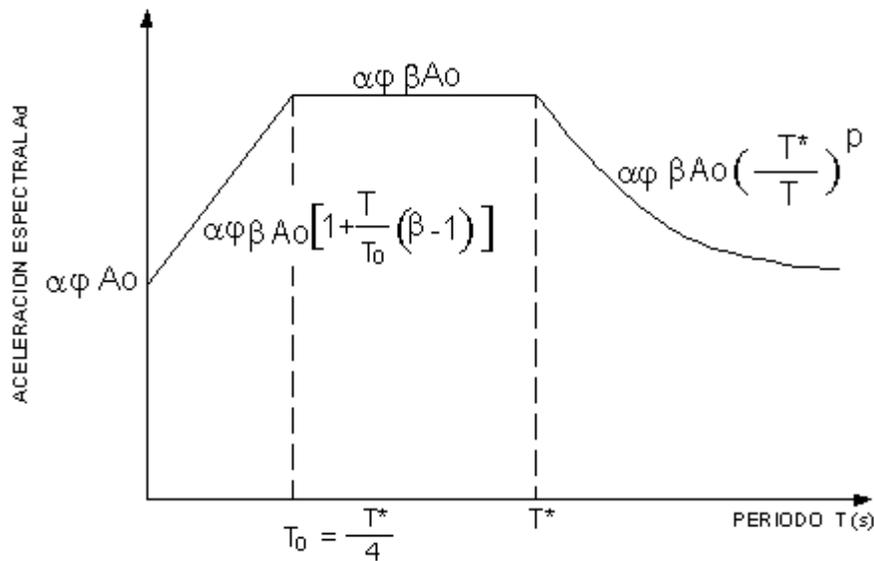
##### 4.10.1 Espectro de Diseño Elástico

La norma COVENIN 1756-2001 establece en su Capítulo 7 las ecuaciones correspondientes al espectro de respuesta elástico, asignándole valores de aceleración dependientes de la clasificación, importancia, uso, entre otros parámetros característicos de la estructura en estudio mencionados anteriormente; a lo largo del desarrollo de los períodos estructurales.

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

Para  $T_0 < T \leq T^*$   $A_d = \alpha \varphi A_o \beta$  (Ec. 4.2)

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



Fuente: Norma COVENIN 1756-2001

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

Las formas espectrales presentadas en la Tabla 4.2 y la Tabla 5.1 de la Norma COVENIN 1756-2001 son representativas de diferentes condiciones de suelo, y fueron seleccionadas originalmente con base en el análisis de espectros elásticos con 5% de amortiguamiento.

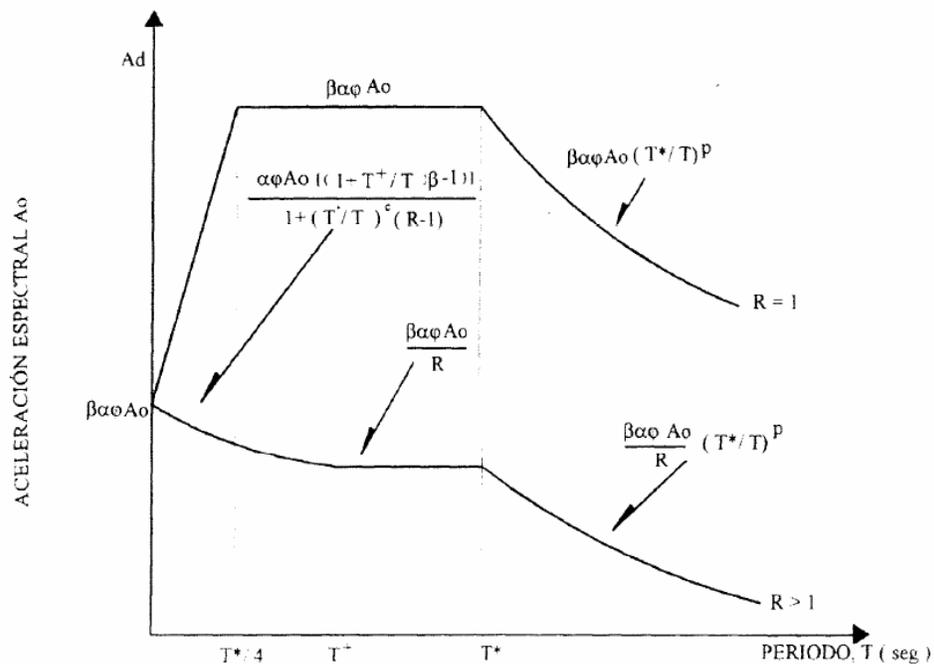
#### 4.10.2 Espectro de Diseño

La norma COVENIN 1756-2001 establece en su Capítulo 7, Sección 7.2 las ecuaciones correspondientes al espectro de diseño, asignándole valores de aceleración dependientes de la clasificación, importancia, uso, entre otros parámetros característicos de la estructura en estudio mencionados anteriormente; en función de su Período T.

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

$$\text{Para } T^+ < T \leq T^* \quad A_d = \frac{\alpha \varphi A_o \beta}{R} \quad (\text{Ec. 4.5})$$

$$\text{Para } T > T^* \quad A_d = \frac{\alpha \varphi A_o \beta}{R} \left( \frac{T^*}{T} \right)^p \quad (\text{Ec. 4.6})$$



Fuente: Norma COVENIN 1756-2001C

*Figura 4.3. Espectro de respuesta elástico ( $R=1$ ), Espectro de respuesta elástico ( $R>1$ )*

Dónde, para ambos casos (Espectro de Diseño Elástico y Espectro de Diseño):

**Ad** = Ordenada del espectro de diseño, expresada como una fracción de la aceleración de gravedad.

**$\alpha$**  = Factor de Importancia.

**Ao** = Coeficiente de aceleración horizontal.

**$\phi$**  = Factor de corrección del coeficiente de aceleración horizontal.

**$\beta$**  = Factor de magnificación promedio.

**To** =  $0.25T^*$ . Período a partir del cual los espectros normalizados tienen un valor constante.

**T\*** = Máximo período en el intervalo donde los espectros normalizados tienen un valor constante (seg).

**T+ $\geq$ To** Período característico de variación de respuesta dúctil (seg).

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

**R** = Factor de reducción de respuesta.

**p** = Exponente que define la rama descendente del espectro.

La norma COVENIN 1756-2001 establece en su Capítulo 7, los valores establecidos de T\*,  $\beta$  y p según la forma espectral de la edificación en estudio como se presenta en la **Tabla**

4.6. En la **Tabla 4.7** se define el valor de  $T^+$  dependiente del Factor de Reducción de Respuesta resultante.

**Tabla 4.6** Valores de  $T^*$ ,  $\beta$ ,  $p$ .

FORMA ESPECTRAL	$T^*$ (seg)	$\beta$	$p$
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  $T^+$

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

Fuente: Norma COVENIN 1756-2001

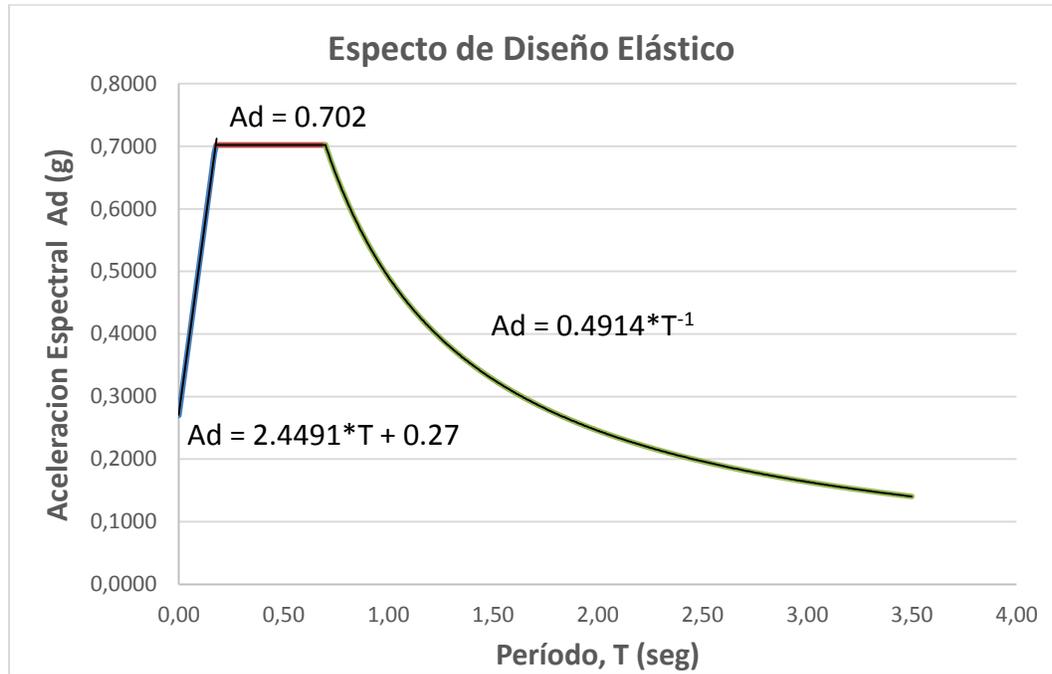
En la **Tabla 4.8** se presentan los valores resultantes dados por las características de la edificación en estudio, los cuales determinan y restringen el diseño de los espectros de respuesta elástico y el espectro de diseño, necesarios para realizar el análisis sismorresistente según la Norma COVENIN 1756-2001.

*Tabla 4.8 Valores obtenidos para el Edificio en Estudio*

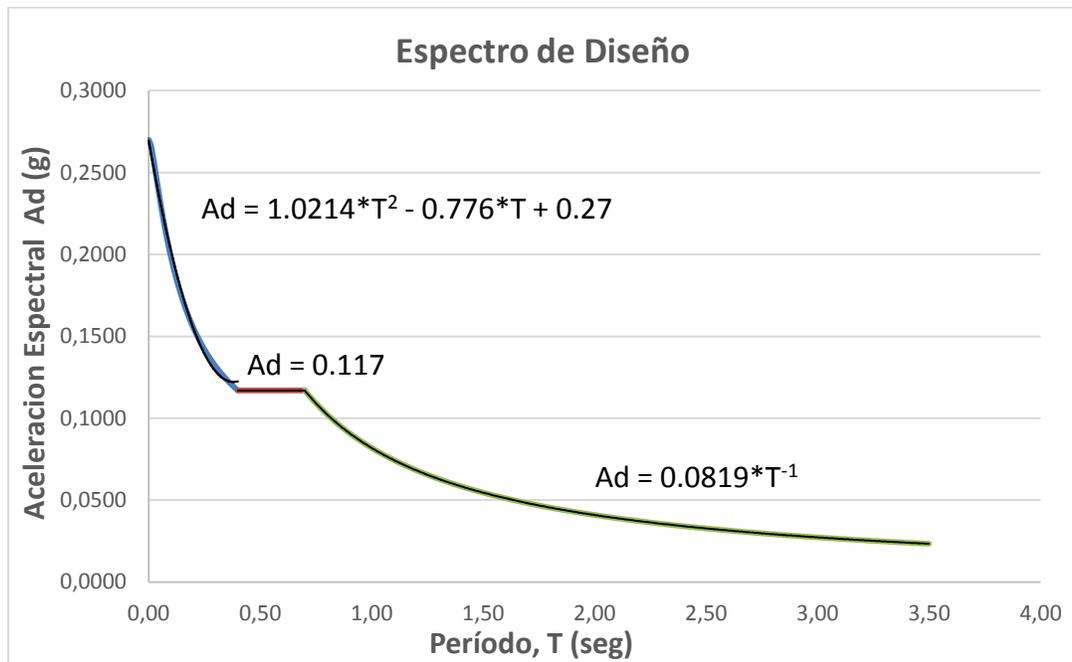
Parámetro	Descripción	Referencia de la Norma	Coefficiente
-	Zonificación Sísmica	Según ubicación del edificio en estudio (Caracas)	5
$A_0$ (g)	Coefficiente de aceleración horizontal.	Según mapa de Zonificación Sísmica	0.30
-	Forma Espectral	Según tipo de suelo de fundación	S2
$\phi$	Factor de Corrección del coeficiente de aceleración horizontal	Según tipo de suelo y Zona Sísmica	0.90
-	Clasificación según el uso	Según las características del sistema estructural	Grupo B2
$\alpha$	Factor de Importancia	Clasificación según el uso al que sea destinada la estructura	1.00
-	Nivel de Diseño requerido	Clasificación según grupo y Zona Sísmica	ND3
R	Factor de Reducción de Respuesta	Para Estructuras de Concreto Armado y según el tipo de sistema estructural	6

$T^*$ (seg)	Máximo período en el intervalo donde los espectros normalizados tienen un valor constante (seg)	Depende de la Forma Espectral	0.7
$T_0$ (seg)	Período a partir del cual los espectros normalizados tienen un valor constante	$0.25T^*$	0.175
$T_+$ (seg)	Período característico de variación de respuesta dúctil	Según el valor de R	0.4
$\beta$	Factor de magnificación promedio	Depende de la Forma Espectral	2.6
$p$	Exponente que define la rama descendente del espectro	Depende de la Forma Espectral	1.0
$c$	Parámetro que depende de la relación entre R y $\beta$	$\sqrt[4]{R/\beta}$	1.23

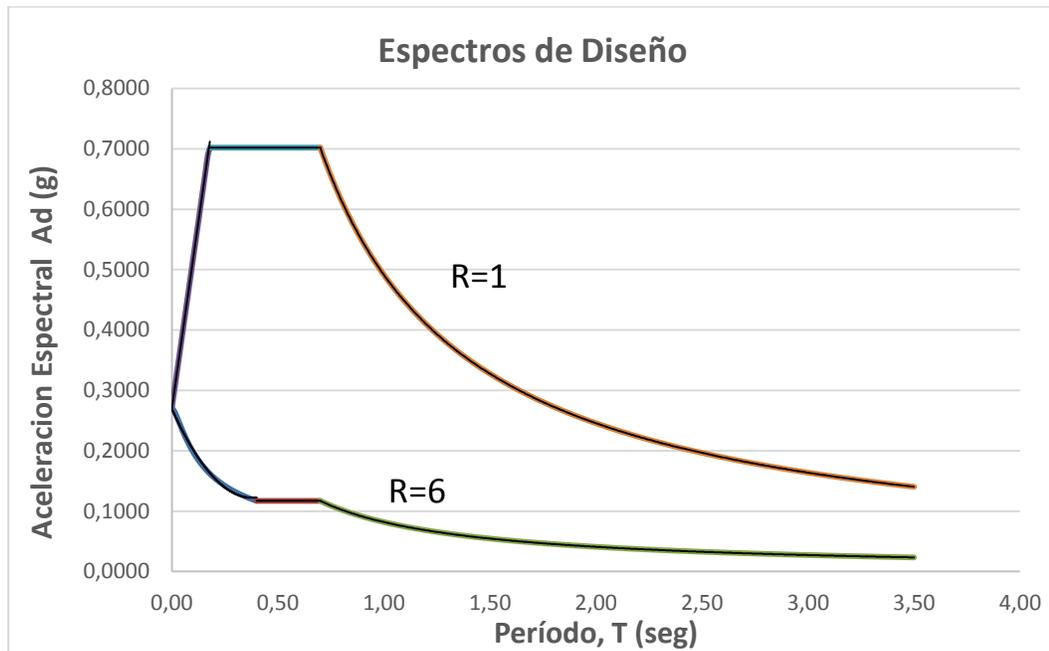
Con esta información se procede a elaborar los espectros resultantes que se presentan a continuación, **Figura 4.4** Espectro de Diseño Elástico, **Figura 4.5** Espectro de Diseño, **Figura 4.6** Espectros de Diseño, basado en los resultados que se demuestran en el **Anexo D**.



*Figura 4.4 Espectro de Diseño Elástico*



*Figura 4.5 Espectro de Diseño*



*Figura 4.6 Espectros de Diseño.*

#### 4.11 MÉTODO DE ANÁLISIS

En el Capítulo 9 de la norma en estudio se establecen los diferentes métodos de análisis a los cuales será sometida cada edificación, considerando los efectos traslacionales y torsionales. Los métodos descritos a continuación ordenados crecientemente por su refinamiento son los expuestos en la norma:

- **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.

El método de análisis seleccionado para el estudio del presente trabajo es el **Método Dinámico Plano**

En la **tabla 4.9** se presenta 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*

La edificación en estudio posee 37.95 metros de altura, según lo establecido en la **Tabla 4.9** al exceder los 30 metros de altura o 10 pisos, es necesario el **Análisis Dinámico Plano**. En donde los efectos traslacionales se determinan según el Método de Superposición Modal con un Grado de Libertad por nivel y para efectos de torsión se determina mediante el Método de la Torsión Estática Equivalente.

#### 4.11.1 Método de Superposición Modal con un Grado de Libertad por Nivel

La norma en estudio establece que la edificación a analizar debe ser modelada como un sistema de masas concentradas por nivel, considerando que cada una de ellas posee un grado de libertad correspondiente al desplazamiento lateral en la dirección considerada.

##### 4.11.1.1 Período Fundamental de Vibración

Según la norma COVENIN 1756-2001, para edificaciones TIPO I:

$$T_a = C_t h_n^{0.75} \quad (\text{Ec. 4.7})$$

Dónde:

$C_t = 0.07$  para edificaciones de concreto armado o mixtos de acero-concreto

$C_t = 0.08$  para edificios de acero

$h_n$  = Altura de la edificación medida desde el último nivel, hasta el primer nivel cuyos desplazamientos estén restringidos total o parcialmente.

Resultando:

$$T_a = 0.07 * 37.95^{0.75} = \mathbf{1.07 \text{ seg}}$$

##### 4.11.1.2 Modos de Vibración

En la sección 9.7.3.2 de la norma en estudio se establecen el número de modos de vibración a utilizar en el análisis, garantizando que la suma de las masas participativas de los modos en cada una de las direcciones horizontales del sismo sea mayor al noventa por ciento (90%) de la masa total del edificio.

En la **Tabla 4.10** se presentan los 12 modos de vibración del edificio con sus períodos y masas participativas, los cuales fueron obtenidos mediante el análisis dinámico realizado con

el programa de Cálculo Automatizado ETABS 16.2, siguiendo los criterios establecidos en la Norma COVENIN 1756-2001 en cuanto al método de análisis seleccionado en el aparte 4.11 de presente trabajo.

**Tabla 4.10** *Porcentaje de Participación de Masas o Masas Participativas*

Modo	Período (seg)	Porcentaje de Participación de Masas (%)	
		Dirección "X"	Dirección "Y"
1	1.424	0.00	78.31
2	1.239	75.52	78.31
3	1.160	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
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	95.58
11	0.178	95.28	95.58
12	0.162	95.33	95.58

En la **Tabla 4.10** se observa que a partir del Modo de Vibración 8 se cumple una excedencia del 90% de la participación de las masas para cada dirección horizontal del sismo.

#### 4.11.1.3 Fuerzas Cortantes y Fuerzas Sísmicas Laterales

El análisis sísmico mediante los espectros de diseño presentados en la **Figura 4.6**, logró la determinación de las Fuerzas Cortantes y Laterales según el amortiguamiento del concreto establecido anteriormente de 5%. A partir de las fuerzas cortantes se obtendrán las

fuerzas concentradas en cada nivel, aplicadas en los respectivos centros de masa calculados anteriormente. El corte basal y la fuerza cortante son producto de la combinación de los respectivos valores modales por medio de la combinación cuadrática completa (CQC) del valor de cada modo.

En la **Tabla 4.11** se presentarán los valores de las fuerzas cortantes y fuerzas laterales en las direcciones horizontales del sismo obtenidas mediante el uso del Programa de Cálculo Automatizado ETABS 16.2.

**Tabla 4.11** Fuerzas Cortantes y Fuerzas Laterales por Nivel

Nivel	Fuerzas Cortantes (Ton)		Fuerzas Laterales (Ton)	
	Dirección "X"	Dirección "Y"	Dirección "X"	Dirección "Y"
12	45.67	42.05	45.67	42.05
11	85.58	78.21	39.91	36.15
10	118.06	106.94	32.48	28.73
9	145.89	131.08	27.83	24.14
8	169.80	151.73	23.91	20.65
7	191.73	170.17	21.93	18.44
6	211.61	187.08	19.88	16.91
5	228.91	202.44	17.29	15.35
4	243.53	215.92	14.63	13.48
3	256.46	228.07	12.93	12.15
2	266.34	237.67	9.88	9.60
1	270.87	242.14	4.53	4.47
Corte Basal	270.87	242.14		

#### 4.11.1.4 Control de Corte Basal

La norma en estudio establece en su Sección 7.1 un coeficiente sísmico mínimo definido por la siguiente ecuación:

$$\frac{V_o}{W} \geq \frac{\alpha A_o}{R} \quad (Ec. 4.8)$$

Resultando:

$$\frac{V_o}{5078.51} \geq \frac{1 * 0.3}{6} \rightarrow \frac{V_o}{5078.51} \geq 0.05$$

La norma en estudio en su sección 9.4.6 exige también que el corte obtenido mediante el Análisis Dinámico en este caso el obtenido por el Programa de Cálculo Automatizado ETABS v16.2.0, deberá ser comparado con el Corte Basal Estático Equivalente ( $V_o^*$ ). El Corte Basal Estático Equivalente ( $V_o^*$ ) se calcula según lo establecido en la sección 9.3.1 de la norma COVENIN 1756-2001.

$$V_o^* = \mu A_{d(1.6T_a)} W(Total) \quad (Ec. 4.9)$$

Dónde:

Ad: Ordenada del espectro de diseño para el período T

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

$\mu$ : El mayor de los valores según las siguientes ecuaciones:

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

$$\mu = 0.80 + \frac{1}{20} \left[ \frac{T}{T^*} - 1 \right] \quad (Ec.4.9)$$

Dónde:

N: Número de niveles

T: Período fundamental

T\*: Período dado en la Tabla 7.1 de la norma COVENIN 1756-2001

$$T = 1.60T_a$$

$$T = 1.6 \times 1.07 = \mathbf{1.71seg}$$

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

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

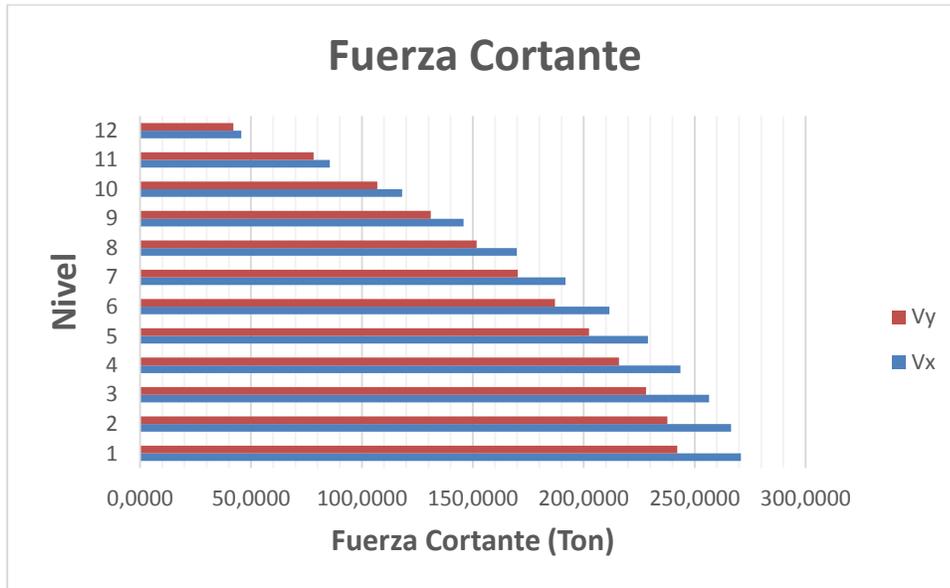
$$\mathbf{Ad = 0.0479g}$$

El valor de Ad es el resultado de la aceleración espectral producto a la elaboración del espectro de diseño mostrado en la **Figura 4.5** para un período de T=1.71 seg como se demuestra en **Anexo D**.

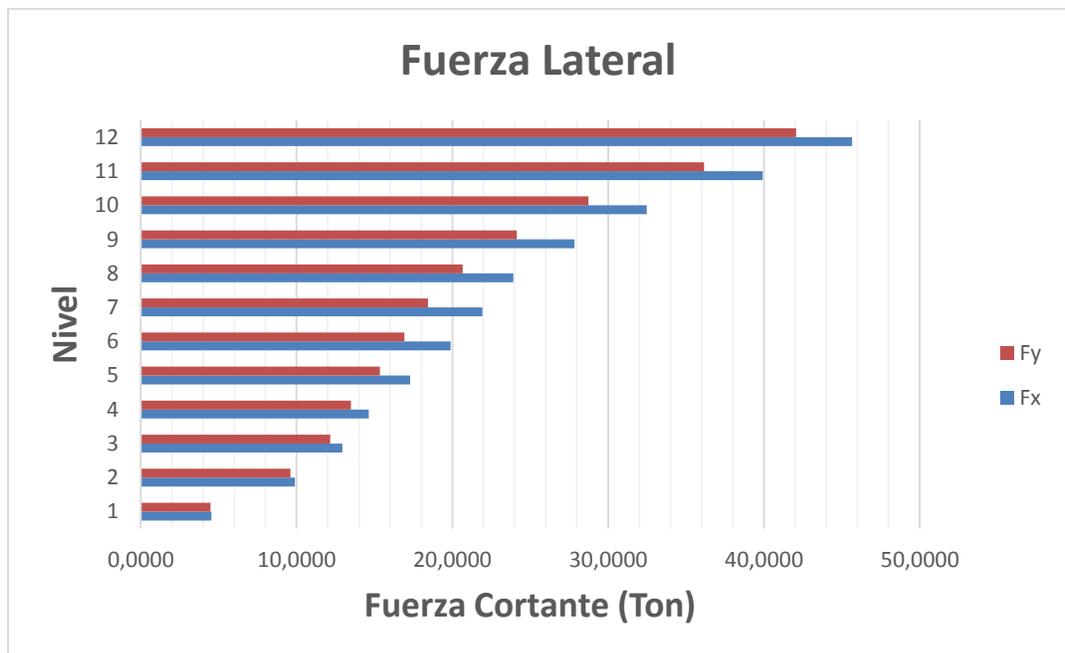
$$\mathbf{Vo^* = \mu Ad W = 0.872 * 0.0479 * 5078.51 = 212.12 Ton}$$

El valor resultante del Corte Basal Estático Equivalente (Vo\*) no excede el obtenido mediante el uso de Programa de Cálculo Automatizado ETABS v16.2.0, por lo tanto, no necesita mayorarse por ningún factor en ninguna de las direcciones horizontales del sismo.

A continuación en las **Figuras 4.7 y 4.8** se presentan las fuerzas cortantes y las fuerzas laterales por nivel.



*Figura 4.7 Fuerzas Cortantes por nivel en las direcciones horizontales del sismo*



*Figura 4.8 Fuerzas Laterales por nivel en las direcciones horizontales del sismo*

En la **Tabla 4.12** se presentan los valores obtenidos de corte basal por medio del Análisis Dinámico para cada dirección, del Método Estático Equivalente para  $T=1.6T_a$  y del Corte Basal Mínimo.

**Tabla 4.12 Comparación Corte Basal**

Método		Corte basal en dirección X (Ton)	Corte basal en dirección Y (Ton)
Superposición Modal	$V_o$	270,87	242,14
Corte Basal Estático Equivalente	$V_o^*$	212.12	212.12
Relacionado con el Coeficiente Sísmico Mínimo	-	0.053	<b>0.048</b>

Como se aprecia en la Tabla 4.12 en dirección Y, no se cumple el coeficiente sísmico mínimo establecido en la Norma COVENIN 1756-2001, por motivos de rigidez en esta dirección, es necesario aumentar las secciones de las columnas con la intención de apegarse a lo establecido en la normativa vigente.

#### 4.11.1.5 Desplazamientos Traslacionales

Se utilizó el programa de Cálculo Automatizado ETABS 16.2 por medio de la Combinación Cuadrática Completa (CQC) para combinar los distintos valores modales. Los desplazamientos elásticos traslacionales de la edificación en estudio se obtuvieron mediante la aplicación de las fuerzas sísmicas en el centro de masa por nivel, generando un desplazamiento en cada dirección horizontal del sismo. A continuación se presentan en la **Tabla 4.13** se presentan los desplazamientos traslaciones obtenidos.

**Tabla 4.13** Desplazamientos Traslacionales

Nivel	Desplazamientos Traslacionales (cm)	
	Dirección "X"	Dirección "Y"
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
0	0.000	0.000

#### 4.11.1.6 Efecto P-Δ

Efecto producido por las cargas axiales y los desplazamientos laterales sobre los momentos flectores en los miembros. El Efecto P-Δ será significativo, es decir, se tomará en cuenta en cualquier nivel donde el coeficiente de estabilidad  $\theta_i$  supere el valor de 0.08 establece la norma COVENIN 1756-2001 en su artículo 8.5. El valor de  $\theta_i$  se define en la **Ecuación 4.10**

$$\theta_i = \frac{\delta_{ei} \sum_{j=i}^N W_j}{V_i (h_i - h_{i-1})} \quad (\text{Ec. 4.10})$$

Dónde:

$\delta_{ei}$  = 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.

$\sum_{j=i}^N W_j$  = es la suma de los pesos sísmicos por encima del nivel i analizado

$V_i$  = Cortante de diseño en el nivel i.

$h_i$  = Altura del nivel i.

Además en el artículo 8.2 de la norma en estudio se establece que: La estructura deberá ser redimensionada cuando en algún nivel, el valor  $\theta_i$  exceda  $\theta_{\max}$  dado por la **Ecuación 4.11**.

$$\theta_{\max} = \frac{0.625}{R} \leq 0.25 \quad (\text{Ec. 4.11})$$

$$\theta_{\max} = \frac{0.625}{6} = \mathbf{0.104}$$

En la **Tabla 4.14** se presentan los valores obtenidos de  $\theta_i$  por medio de la **Ecuación 4.10 en** ambas direcciones horizontales del sismo.

**Tabla 4.14** Coeficiente  $\theta_i$

Nivel	Coeficiente $\theta_i$	
	Dirección "X"	Dirección "Y"
12	0.0028	0.0036
11	0.0056	0.0066

10	0.0087	0.0099
9	0.0119	0.0132
8	0.0122	0.0150
7	0.0147	0.0181
6	0.0173	0.0211
5	0.0197	0.0240
4	0.0192	0.0247
3	0.0210	0.0268
2	0.0217	0.0273
1	0.0150	0.0183

Se puede observar en la **Tabla 4.14** que todos los valores del Coeficiente  $\theta_i$  son menores a 0.08, además no exceden el valor establecido en la norma COVENIN 1756-2001 ( $\theta_{\text{máx}}$ ) por lo tanto no será necesario el redimensionamiento en ningún nivel, ni se tomará en cuenta el efecto P- $\Delta$ . Para verificación del origen de estos valores ver **Anexo F**.

#### 4.11.2 Método de Torsión Estática Equivalente

La aplicación del Método de Torsión Estática Equivalente es producto a la necesidad de tomar en cuenta las amplificaciones dinámicas de las excentricidades estáticas y los llamados efectos accidentales que incluyen incertidumbres en las posiciones de los centros de masa y de rigidez.

##### 4.11.2.1 Momentos Torsores

La norma en estudio establece en su sección 9.5 los efectos a ser considerados en el análisis sísmico por medio de la Torsión Estática Equivalente, aplicando momentos torsores conjunto a las fuerzas cortantes en los centros de rigidez. **Mt (+)** es el Momento obtenido

según la **Ecuación 4.12**, mientras que **M<sub>t</sub>** (-) según la **Ecuación 4.13**. En cada nivel y en cada dirección los momentos torsores se obtendrán por medio de las siguientes expresiones:

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

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

Donde:

**V<sub>i</sub>**: fuerza cortante de diseño en el nivel i para la dirección analizada, calculada en la sección 4.10.1.2. de la presente investigación.

**e<sub>i</sub>**: 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.

**B<sub>i</sub>**: 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 la excentricidad ( $\tau$  y  $\tau'$ ), para cada dirección, se calculan según se establece en la norma COVENIN 1756-2001 con las siguientes ecuaciones:

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

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

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

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

Dónde:

$\varepsilon$  = Valor representativo del cociente  $e/r$ , no mayor que 0.2

$\Omega$  = Valor representativo del cociente  $rt/r$ , no menor que 0.5

$e$  = 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

$rt$  = Valor representativo del radio de giro torsional del conjunto de las plantas de la edificación en la dirección considerada.

Los momentos torsores resultantes se presentan en las **Tablas 4.15 y 4.16** en las diferentes direcciones horizontales del sismo. El cálculo de los momentos torsores se presenta en el **Anexo G**.

**Tabla 4.15 Momentos Torsores en Dirección "X"**

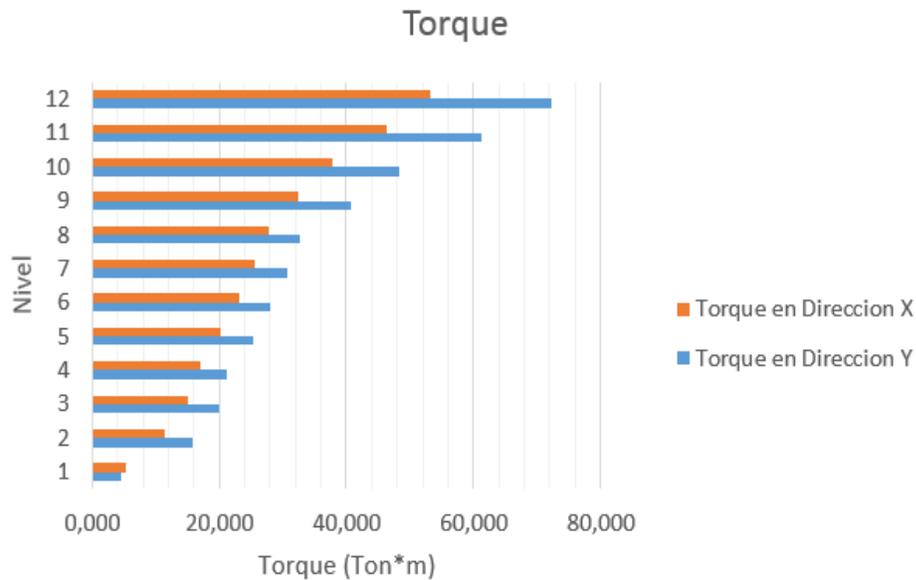
Dirección "X"								
Nivel	$\tau_i$	$\tau'i$	By (m)	ex (m)	Vx (Ton)	Mt + (Ton*m)	Mt - (Ton*m)	Torque (Ton*m)
12	2.786	0.496	19.4	0.00	45.67	53.15	-53.15	53.15
11	2.786	0.495	19.4	0.00	85.58	99.61	-99.61	46.46
10	2.786	0.495	19.4	0.00	118.06	137.42	-137.42	37.81
9	2.786	0.495	19.4	0.00	145.89	169.81	-169.81	32.39
8	3.431	0.103	19.4	0.00	169.80	197.65	-197.65	27.84
7	3.431	0.103	19.4	0.00	191.73	223.18	-223.18	25.53
6	3.431	0.103	19.4	0.00	211.61	246.32	-246.32	23.14
5	3.431	0.103	19.4	0.00	228.91	266.45	-266.45	20.13

4	3.861	-0.118	19.4	0.00	243.53	283.47	-283.47	17.03
3	3.861	-0.118	19.4	0.00	256.46	298.52	-298.52	15.05
2	3.861	-0.118	19.4	0.00	266.34	310.02	-310.02	11.50
1	3.647	-0.012	19.4	0.00	270.87	315.29	-315.29	5.27

**Tabla 4.16** Momentos Torsores en Dirección "Y"

Dirección "Y"								
Nivel	$\tau_i$	$\tau'_i$	Bx (m)	ey (m)	Vy (Ton)	Mt + (Ton*m)	Mt - (Ton*m)	Torque (Ton*m)
12	2.178	0.914	22.6	0.17	42.05	72.18	-50.66	72.18
11	2.180	0.914	22.6	0.16	78.21	133.37	-94.59	61.20
10	2.181	0.914	22.6	0.16	106.94	181.81	-129.58	48.44
9	2.182	0.914	22.6	0.16	131.08	222.44	-159.01	40.63
8	2.014	1.000	22.6	0.16	151.73	255.13	-181.23	32.69
7	2.015	1.000	22.6	0.16	170.17	285.81	-203.42	30.68
6	2.015	1.000	22.6	0.16	187.08	313.90	-223.80	28.09
5	2.015	1.000	22.6	0.16	202.44	339.37	-242.32	25.46
4	1.916	1.000	22.6	0.16	215.92	360.58	-257.40	21.22
3	1.916	1.000	22.6	0.16	228.07	380.65	-272.02	20.07
2	1.917	1.000	22.6	0.16	237.67	396.49	-283.56	15.84
1	2.019	1.000	22.6	0.15	242.14	401.16	-292.28	4.67

El desplazamiento torsional es producto de los Torques que afectan cada nivel. Este Momento torsor o Torque es la diferencia del  $Mt_i$  menos  $Mt_{i+1}$ , los cuales se presentan en la última columna de las **Tablas 4.15 y 4.16**. En la **Figura 4.9** se presentan los torques obtenidos.



**Figura 4.9** Distribución de Torques en las Direcciones Horizontales del Sismo

La diferencia entre los valores obtenidos en ambas direcciones se debe, a que en Dirección Y la excentricidad estática no es nula, además influye que el valor de  $B_y$  es menor al valor de  $B_x$ , resultando mayores torques en esta dirección como se evidencia en la **Figura 4.9**.

#### 4.11.2.2 Desplazamientos Torsionales

Por medio del Programa de Cálculo Automatizado ETABS 16.2 se determinaron los desplazamientos torsionales, aplicando los momentos torsores obtenidos en la sección anterior en los centros de rigidez de cada nivel de la edificación en estudio. En la **Tabla 4.17** se presentan los desplazamientos generados en cada dirección horizontal del sismo.

Estos desplazamientos se calcularon para los pórticos más alejados del centro de rigidez; esto es, en dirección X el pórtico 5 y en dirección Y el pórtico F, debido que es donde se evidencian los desplazamientos torsionales de mayor magnitud.

**Tabla 4.17** Desplazamiento Torsionales

Nivel	Desplazamiento (mm)	
	Pórtico	
	5	F
	Dirección X	Dirección Y
12	4.061	5.976
11	3.937	5.785
10	3.729	5.468
9	3.449	5.046
8	3.109	4.538
7	2.770	4.039
6	2.394	3.487
5	1.981	2.886
4	1.541	2.244
3	1.121	1.634
2	0.689	1.004
1	0.268	0.391
0	0.000	0.000

#### 4.11.2.3 Desplazamientos Elásticos Totales

La norma en estudio establece en su Capítulo 8, sección 8.4, que se superponen los efectos traslacionales y torsionales debidos a la acción de sismos, así como también a la torsión adicional. En la **Tabla 4.18** se presentan los valores de los Desplazamientos Elásticos Totales obtenidos por medio de la suma de los Desplazamientos Traslacionales (ver tabla 4.13) con los Desplazamientos Torsionales en los pórticos más alejados del centro de rigidez de la estructura (ver tabla 4.17).

Respetando a su vez lo establecido en la sección 8.6 de la norma COVENIN 1756-2001, donde destaca que las estructuras deberán diseñarse para la acción simultánea de las dos componentes sísmicas horizontales. En los miembros estructurales, cada solicitación generada por una componente sísmica horizontal, incluidos los efectos de la torsión accidental, se combinará con la misma solicitación debida a la componente sísmica ortogonal, de acuerdo con uno de los criterios de combinación siguientes:

- a) La raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las solicitaciones correspondientes a cada dirección del sismo.
- b) El valor absoluto de las solicitaciones debidas a sismo en una dirección más 0.30 del valor absoluto de las solicitaciones debidas a sismo en la dirección ortogonal, y viceversa.
- c) Opcionalmente, se puede utilizar el criterio CQC3, descrito en la literatura técnica, la cual incorpora la dirección más desfavorable del movimiento sísmico.

A continuación se muestra en la Tabla 4.18 los desplazamientos elásticos totales más desfavorables obtenidos en los pórticos más alejados del centro de rigidez en las direcciones X y Y.

**Tabla 4.18** Desplazamiento Elásticos Totales

Nivel	Desplazamiento (mm)					
	Dirección X			Dirección Y		
	Traslacional	Torsional	Total	Traslacional	Torsional	Total
12	35.809	4.061	39.87	39.073	5.976	45.049
11	34.692	3.937	38.629	37.749	5.785	43.534
10	32.839	3.729	36.568	35.777	5.468	41.245
9	30.3	3.449	33.749	33.181	5.046	38.227
8	27.161	3.109	30.27	30.041	4.538	34.579

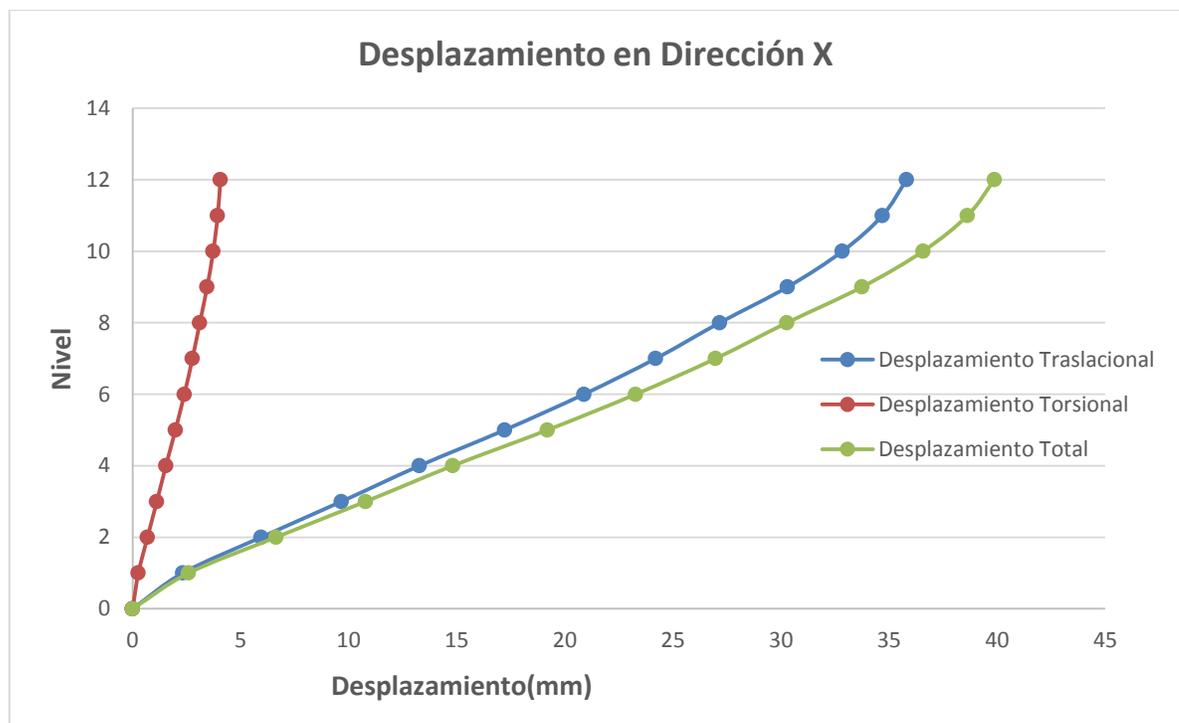
7	24.207	2.77	26.977	26.783	4.039	30.822
6	20.88	2.394	23.274	23.155	3.487	26.642
5	17.214	1.981	19.195	19.192	2.886	22.078
4	13.274	1.541	14.815	14.954	2.244	17.198
3	9.665	1.121	10.786	10.833	1.634	12.467
2	5.946	0.689	6.635	6.603	1.004	7.607
1	2.327	0.268	2.595	2.537	0.391	2.928
0	0	0	0	0	0	0

*Tabla 4.19 Porcentaje del Desplazamiento Elásticos Totales*

Nivel	Porcentaje del Desplazamiento Elástico Total (%)			
	Dirección X		Dirección Y	
	Traslacional	Torsional	Traslacional	Torsional
12	89.814	10.186	86.734	13.266
11	89.808	10.192	86.712	13.288
10	89.803	10.197	86.743	13.257
9	89.780	10.220	86.800	13.200
8	89.729	10.271	86.876	13.124
7	89.732	10.268	86.896	13.104
6	89.714	10.286	86.912	13.088
5	89.680	10.320	86.928	13.072
4	89.598	10.402	86.952	13.048
3	89.607	10.393	86.893	13.107
2	89.616	10.384	86.802	13.198
1	89.672	10.328	86.646	13.354

En la **Tabla 4.18** se puede apreciar como los desplazamientos resultantes en la dirección Y son mayores a los resultantes en la dirección X, esto se debe a la rigidez característica de los pórticos en dirección X, siendo estas mayores a las rigideces de los pórticos en dirección Y. Además en la **Tabla 4.19** se puede observar como al menos el 86% de los desplazamientos totales pertenecen al desplazamiento traslacional.

En las siguientes **Figuras 4.10, 4.11 y 4.12** se presentarán gráficamente los resultados anteriores.



**Figura 4.10** Desplazamientos en Dirección X

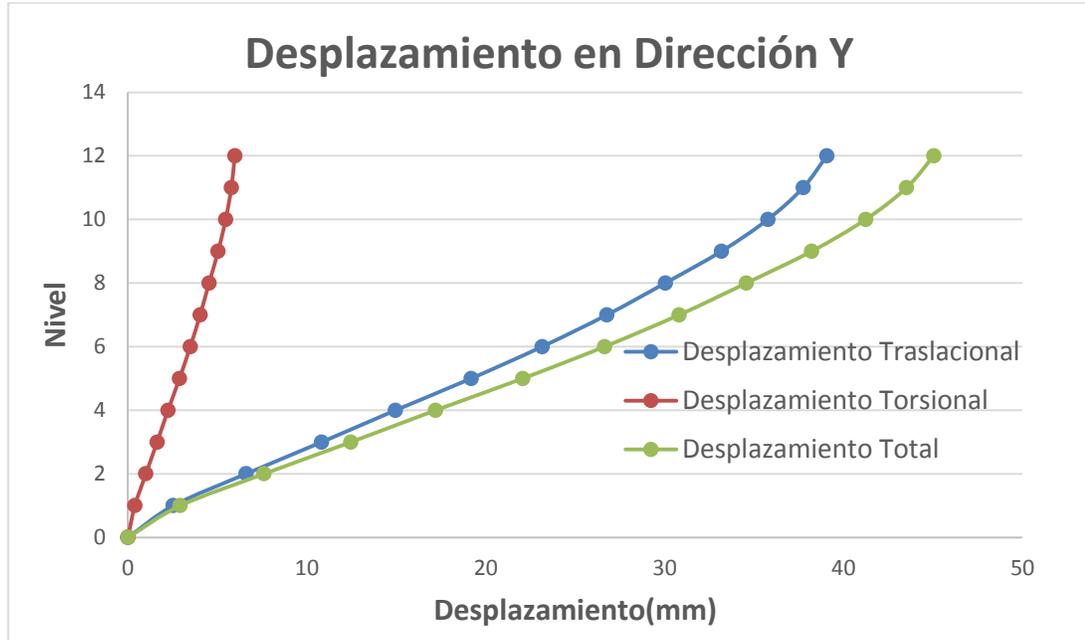


Figura 4.11 Desplazamientos en Dirección Y

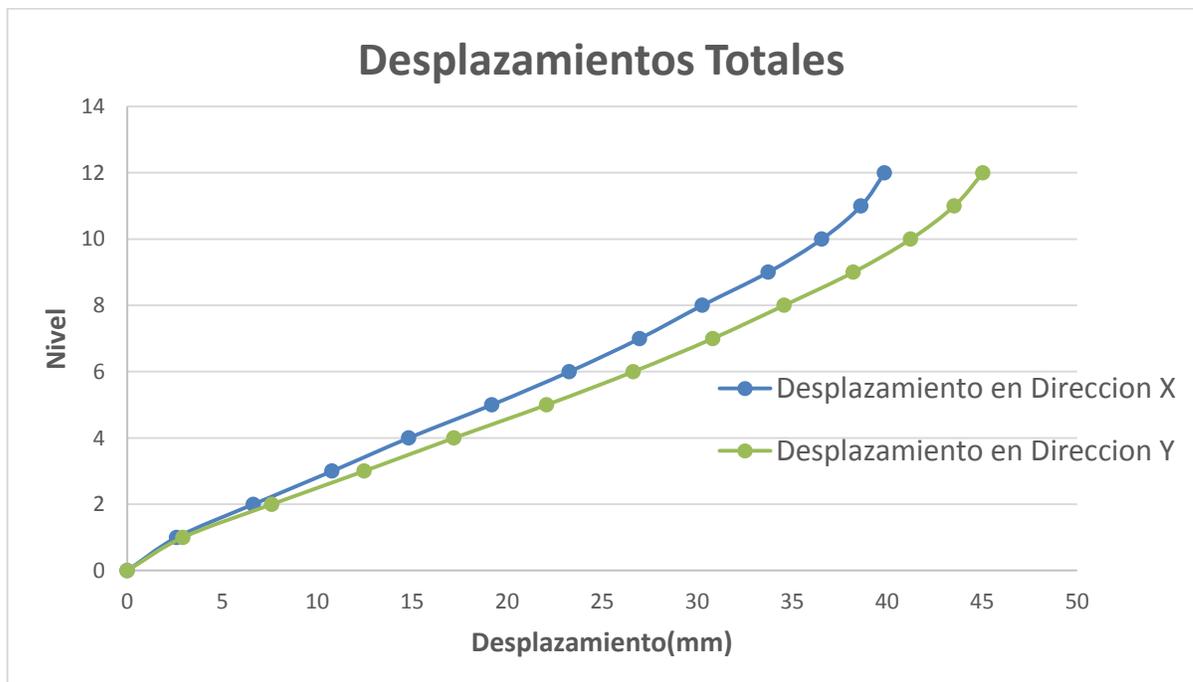


Figura 4.12 Desplazamientos Totales en Ambas Direcciones

#### 4.12 CONTROL DE DERIVAS

La norma en estudio establece en su Capítulo 10 los controles en los desplazamientos de la estructura. Diferenciando dos tipos de desplazamientos, elásticos e inelásticos. En la Sección 10.1 se indica la forma para obtener los desplazamientos inelásticos mediante la siguiente expresión:

$$\Delta_i = 0.8 R \Delta_{ei} \quad (\text{Ec. 4.18})$$

Dónde:

$\Delta_i$  = Desplazamiento Inelástico

$R$  = Factor de Reducción de Respuesta

$\Delta_{ei}$  = Desplazamiento lateral del nivel  $i$  calculado para las fuerzas de diseño, suponiendo que la estructura se comporta elásticamente, incluyendo los efectos traslacionales y torsionales.

En la **Tabla 4.20** se presentan los desplazamientos inelásticos obtenidos en los pórticos más alejados del centro de rigidez de la estructura por medio de la **Ecuación 4.18**.

**Tabla 4.20** Desplazamientos Inelásticos

Nivel	Dirección X		Dirección Y	
	Desplazamiento Elástico $\Delta_{ei}$ (cm)	Desplazamiento Inelástico $\Delta_i$ (cm)	Desplazamiento Elástico $\Delta_{ei}$ (cm)	Desplazamiento Inelástico $\Delta_i$ (cm)
12	3.987	19.138	4.505	21.624
11	3.863	18.542	4.353	20.896
10	3.657	17.553	4.125	19.798
9	3.375	16.200	3.823	18.349
8	3.027	14.530	3.458	16.598

7	2.698	12.949	3.082	14.795
6	2.327	11.172	2.664	12.788
5	1.920	9.214	2.208	10.597
4	1.482	7.111	1.720	8.255
3	1.079	5.177	1.247	5.984
2	0.664	3.185	0.761	3.651
1	0.260	1.246	0.293	1.405

**Tabla 4.21** Valores Límites de  $\frac{\delta_i}{h_i - h_{i-1}}$

Tipo y disposición de los elementos no estructurales	Edificaciones		
	Grupo A	Grupo B1	Grupo B2
Susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura	0.012	0.015	0.018
No susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura	0.016	0.020	0.024

*Fuente: Norma COVENIN 1756*

El valor límite resultante de la **Tabla 4.21** es 0.018, ya que, la edificación en estudio pertenece al Grupo B2 por su grado de importancia, destinada a uso vivienda multifamiliar los elementos estructurales son susceptibles a sufrir daños por deformaciones de la estructura. Los valores de Derivas Totales se presentan en la **Tabla 4.22**.

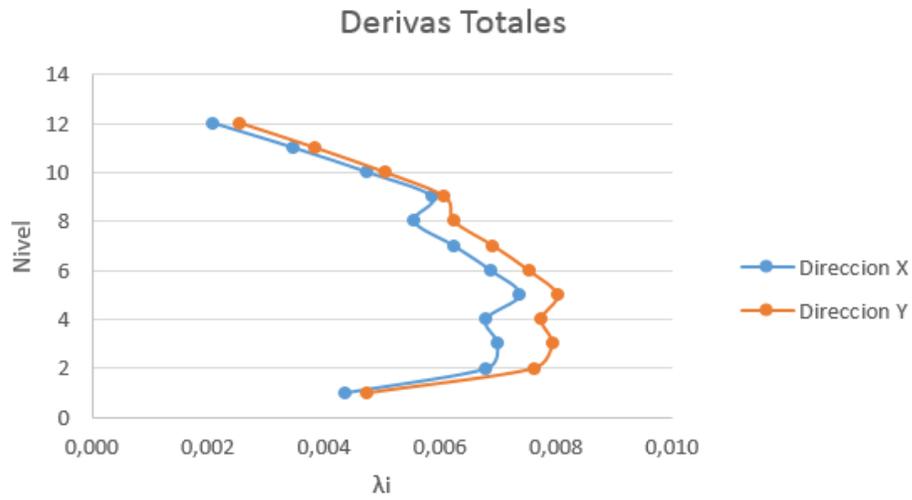
*Tabla 4.22 Derivas Totales  $\lambda_i$*

Nivel	Dirección X				Dirección Y			
	Desplazamiento Inelástico $\Delta_i$ (cm)	$\delta_i$ (cm)	$h_i-h(i-1)$ (cm)	$\lambda_i$	Desplazamiento Inelástico $\Delta_i$ (cm)	$\delta_i$ (cm)	$h_i-h(i-1)$ (cm)	$\lambda_i$
12	19.138	0.596	285	0.002	21.624	0.727	285	0.003
11	18.542	0.989	285	0.003	20.896	1.099	286	0.004
10	17.553	1.353	285	0.005	19.798	1.449	287	0.005
9	16.200	1.670	285	0.006	18.349	1.751	288	0.006
8	14.530	1.581	285	0.006	16.598	1.803	289	0.006
7	12.949	1.777	285	0.006	14.795	2.006	290	0.007
6	11.172	1.958	285	0.007	12.788	2.191	291	0.008
5	9.214	2.102	285	0.007	10.597	2.342	292	0.008
4	7.111	1.934	285	0.007	8.255	2.271	293	0.008
3	5.177	1.992	285	0.007	5.984	2.333	294	0.008
2	3.185	1.939	285	0.007	3.651	2.246	295	0.008
1	1.246	1.246	285	0.004	1.405	1.405	296	0.005

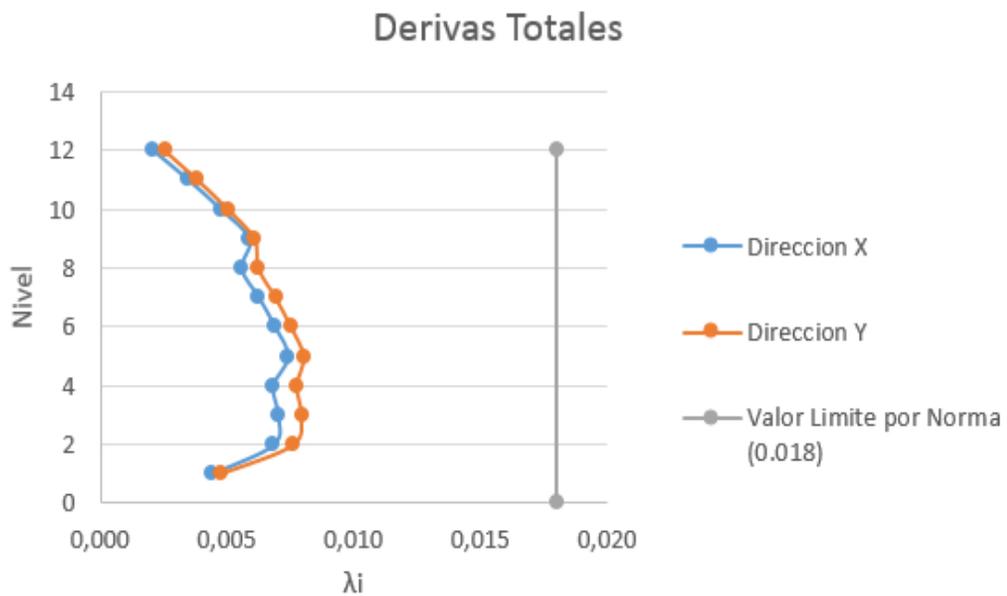
Las derivas  $\delta_i$  se calcularon como la diferencia de los desplazamientos laterales totales entre dos niveles consecutivos, expresado de la siguiente manera:

$$\delta_i = \Delta_i - \Delta_{i-1} \quad (Ec. 4.19)$$

En la Figura 4.11 se presenta las derivas totales obtenidas en los pórticos más alejados del centro de rigidez de la estructura y en la figura 4.12 se demuestra como el valor límite establecido en la norma (0.018) se respeta en todos los niveles en ambos sentidos del sismo.



**Figura 4.13** Derivas Totales en ambas Direcciones



**Figura 4.14** Comparación de Deriva con Valor Límite de la norma COVENIN 1756-2001



## CAPÍTULO V

### ANÁLISIS SEGÚN EL CSCR-2010

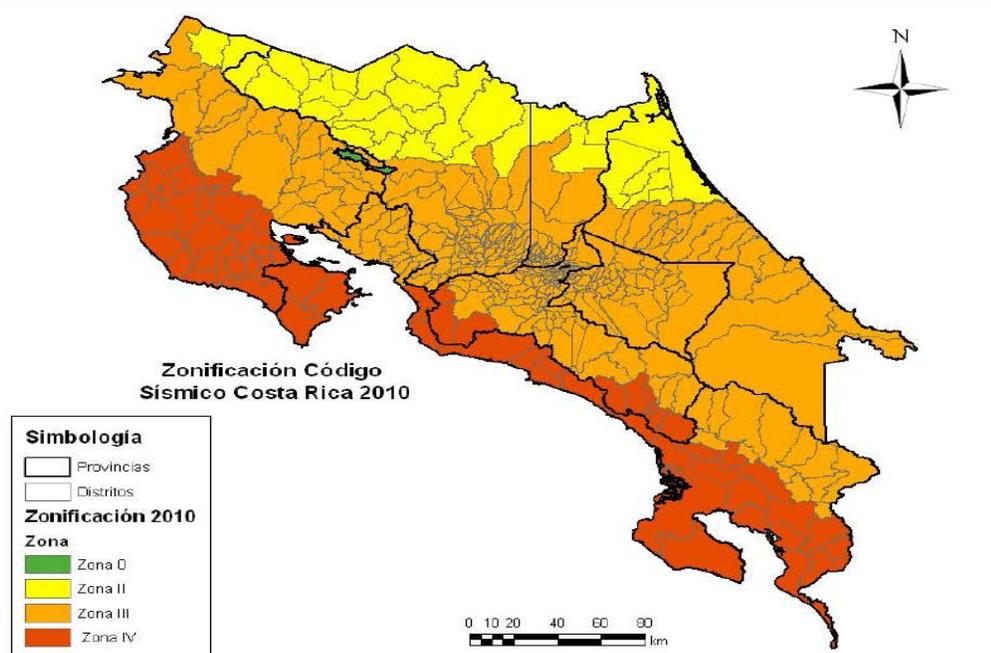
#### 5.1 ALCANCE

Los requisitos contenidos en este código se refieren específicamente a edificaciones tales como edificios para vivienda, comercio y oficinas de uno o varios pisos, espacios de uso público, entre otros. Las especificaciones contenidas no pueden ser aplicadas a otros tipos de estructuras, tales como puentes y silos cuya naturaleza y comportamiento sísmico es muy diferente al de las edificaciones.

Se realizará el análisis sísmico para un edificio de concreto armado tomando en cuenta los efectos traslacionales y torsionales considerados en el Código Sísmico de Costa Rica 2010, con la intención de evitar pérdidas humanas, materiales y asegurar continuidad de los servicios básicos.

#### 5.2 ZONIFICACIÓN SÍSMICA DE COSTA RICA

En el Capítulo 2 Sección 2,1 del Código Sísmico de Costa Rica-2010 se divide al país en tres zonas sísmicas de sismicidad ascendente denominadas zonas II, III y IV, las cuales se representan gráficamente en la *Figura 5.1*.



*Fuente: Código Sísmico de Costa Rica-2010*

**Figura 5.1 Zonificación Sísmica**

La edificación en estudio se encuentra ubicada en la provincia San José, cantón San José por lo tanto corresponde a la **Zona III** debido a la similitud de condiciones y características necesarias para realizar una comparación válida con la norma venezolana.

### 5.3 SITIOS DE CIMENTACIÓN

Según el Código Sísmico de Costa Rica-2010, el sitio de cimentación es el lugar de emplazamiento de una edificación para efectos de considerar las condiciones dinámicas del sitio en la demanda sísmica.

- **Sitio tipo S1:** Un perfil de roca o suelo rígido o denso con propiedades semejantes a la roca.

- **Sitio tipo S2:** Un perfil de suelo con condiciones predominantes de medianamente denso a denso o de medianamente rígido a rígido.
- **Sitio tipo S3:** Un perfil de suelo con 6 a 12 m de arcilla de consistencia de suave a medianamente rígida o con más de 6 m de suelos no cohesivos de poca o media densidad.
- **Sitio tipo S4:** Un perfil de suelo que contenga un estrato de más de 12 m de arcilla suave.

A continuación se presenta en la **Tabla 5.1** los tipos de sitio y sus parámetros geotécnicos.

**Tabla 5.1** Sitios de Cimentación

Tipos de Sitio	N	Vs (m/s)	Cu (Kg/cm <sup>2</sup> )
S1	>50	>760	>1.00
S2	35-50	350-760	0.75-1.00
S3	15-35	180-350	0.50-0.75
S4	<15	<180	<0.50

Donde:

*N*: número de golpes del ensayo de penetración estándar

*Cu*: resistencia al corte no drenada

*Vs*: velocidad de onda cortante.

Según la **Tabla 5.1** la velocidad de onda cortante característica de la forma espectral seleccionada por la ubicación de la edificación y establecida en la norma CONVENIN 1756-2001, el sitio de cimentación es de **Tipo S2**.

## 5.4 ACELERACIÓN PICO EFECTIVA DE DISEÑO

Los valores establecidos para la aceleración pico efectiva (aef) para un período de retorno de 475 años establecidos en el Código Sísmico de Costa Rica-2010 para diferentes zonas sísmicas y sitios de cimentación se muestran en la **Tabla 5.2**.

*Tabla 5.2 Aceleración Pico Efectiva*

Tipo de Sitio	Zona II	Zona III	Zona IV
S1	0.20	0.30	0.40
S2	0.24	<b>0.33</b>	0.40
S3	0.28	0.36	0.44
S4	0.34	0.36	0.36

Según la **Tabla 5.2** el valor de la aceleración pico efectiva relacionado al sitio de cimentación S2 y Zona III es **0,33g**.

## 5.5 CLASIFICACION DE LA ESTRUCTURA SEGÚN SU IMPORTANCIA

El Código Sísmico de Costa Rica-2010 establece en su Capítulo 4 que toda edificación debe ser clasificada según la importancia de su ocupación o función conforme a la tabla 4.1 de la misma norma en estudio, como se muestra en la **Figura 5.2**. Es importante destacar que a cada grupo le corresponde un factor de importancia, I, el cual define la sacudida sísmica para la cual se debe diseñar.

Grupo	Descripción	Ocupación o función de la edificación	Factor $I$	Factor $I_p$
A	Edificaciones e instalaciones esenciales	Hospitales e instalaciones que poseen áreas de cirugía o atención de emergencias. Estaciones de policía y bomberos. Garajes y refugios para vehículos o aviones utilizados para emergencias. Instalaciones y refugios en centros de preparación para emergencias. Terminales aeroportuarias y torres de control aéreo. Edificaciones y equipo en centros de telecomunicaciones y otras instalaciones requeridas para responder a una emergencia. Generadores de emergencia para instalaciones pertenecientes al grupo A. Tanques de almacenamiento de agua que sean esenciales. Estructuras que contienen bombas u otros materiales o equipo para suprimir el fuego.	1.25	1.50
B	Edificaciones e instalaciones riesgosas	Obras e instalaciones utilizadas para la producción, almacenamiento y trasiego de sustancias o químicos tóxicos o explosivos. Obras que contienen o soportan sustancias tóxicas o explosivas. Obras cuya falla pueda poner en peligro otras edificaciones de los grupos A y B.	1.25	1.50
C	Edificaciones de ocupación especial	Edificaciones para actividades educativas con una capacidad mayor que 300 estudiantes. Edificios para centros de salud con 50 o más pacientes residentes, pero no incluidas en el grupo A. Todas las edificaciones con una ocupación mayor que 5000 personas no incluidas en los grupos A o B. Edificaciones y equipo en estaciones de generación de energía y otras instalaciones públicas no incluidas en el grupo A y requeridas para mantener operación continua.	1.00	1.25
D	Edificaciones de ocupación normal	Todas las obras de habitación, oficinas, comercio o industria y cualquier otra edificación no especificada en los grupos A, B, C o E.	1.00	1.25
E	Edificaciones misceláneas	Construcción agrícola y edificios de baja ocupación. Galpones y naves de almacenamiento de materiales no tóxicos y de baja ocupación. Tapias y muros de colindancia (ver nota). Obras e instalaciones provisionales para la construcción.	0.75	1.00

*Figura 5.2 Clasificación de las edificaciones según importancia*

*Fuente: Código Sísmico de Costa Rica-2010*

Según la **Figura 5.2** la edificación en estudio se trata de un edificio de apartamentos por lo cual pertenece al **GRUPO D**.

En el Código Sísmico de Costa Rica-2010 se establece que: en edificaciones de ocupación normal, grupo D, y ante sismos fuertes se protege la vida de ocupantes y transeúntes, evitando el colapso parcial o total de la estructura y de aquellos componentes no estructurales capaces de causar daño. La edificación debe mantener su integridad estructural durante y después del sismo, y permitir una segura evacuación de sus ocupantes, aunque podría sufrir daños en su estructura o en sus componentes no estructurales.

## 5.6 CLASIFICACIÓN DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES

El Código Sísmico de Costa Rica-2010 se hace referencia a los siguientes tipos de sistemas estructurales, clasificados según sus propiedades geométricas, físicas y estructurales. En el Capítulo 4 Sección 4.2 de la normativa mencionada anteriormente se demuestran de la siguiente manera:

- **Tipo marco:** se incluyen dentro de este tipo aquellas edificaciones que resisten las fuerzas sísmicas por medio de sistemas sismorresistente constituidos por marcos de concreto reforzado, acero o madera, vinculados o no, por medio de un sistema horizontal o entrepiso de concreto reforzado, acero u otros, en cada nivel. No forman parte de este tipo los sistemas estructurales constituidos exclusivamente por columnas y losas planas, los cuales se prohíben expresamente como sistemas sismorresistente.
- **Tipo dual:** se incluyen dentro de este tipo aquellas edificaciones que resisten las fuerzas sísmicas por medio de sistemas sismorresistentes constituidos por:
  - a) Marcos de concreto reforzado, acero o madera,
  - b) Muros de concreto o de mampostería reforzada, marcos arriostrados de concreto reforzado, acero o madera.

- **Tipo muro:** se incluyen dentro de este tipo aquellas edificaciones que resisten las fuerzas sísmicas por medio de sistemas sismorresistentes constituidos por a) marcos arriostrados de concreto reforzado, acero o madera, b) muros de concreto, mampostería reforzada, acero o madera, o c) la combinación de sistemas sismorresistentes descritos en a) y b), comportándose de manera independiente o combinada, vinculados o no por medio de un sistema horizontal o entrepiso de concreto reforzado, acero u otros, en cada nivel.
- **Tipo voladizo:** se incluyen dentro de este tipo aquellas edificaciones que resisten las fuerzas sísmicas por medio de sistemas sismorresistentes formados exclusivamente por una o varias columnas o muros que actúan esencialmente como voladizos aislados, libres o articulados en su extremo superior y empotrados en la base, tales como cubiertas tipo péndulo invertido, tanques elevados, chimeneas, torres y naves industriales que presenten esta estructuración.
- **Tipo otros:** se incluyen dentro de este último tipo aquellas edificaciones cuyo sistema sismorresistente está compuesto por estructuraciones, elementos o materiales diferentes a los explícitamente descritos en los tipos estructurales marco, dual, muro y voladizo, salvo que se demuestre mediante pruebas experimentales y cálculos analíticos que son capaces de un desempeño similar al de alguno de estos tipos.

Siendo la edificación en estudio de Tipo Marco, ya que es una edificación que resiste las fuerzas sísmicas por medio de sistemas sismorresistente, constituido por marcos (pórticos), en este caso de concreto armado.

## 5.7 DUCTILIDAD GLOBAL ASIGNADA

### 5.8.1 Clasificación de Elementos, Componentes y Uniones

Debido a que la normativa en estudio restringe el valor de la ductilidad global asignada según la ductilidad local de los miembros, es necesario conocer la clasificación de los mismos:

- **Elementos, Componentes y Uniones Dúctiles:** gobernados por desplazamientos, todos aquellos capaces de resistir deformaciones inelásticas, de naturaleza cíclica y reversible, manteniendo al menos el 80% de su capacidad máxima cuando sus deformaciones excedan el doble de las deformaciones correspondientes al límite de cedencia.
- **Elementos, Componentes y Uniones de Ductilidad Local Óptima,** pertenecen a esta clasificación los elementos de concreto reforzado, de mampostería y de acero que demuestren ser capaces de resistir deformaciones cíclicas correspondientes a razones de deriva de 0.030 o más sin que su capacidad se reduzca a menos del 80% de su capacidad máxima.
- **Elementos, Componentes y Uniones de Ductilidad Local Moderada** son los elementos, componentes y uniones dúctiles de concreto, mampostería, acero y madera que cumplen con los requisitos mínimos de diseño.

A la edificación se le asignó a sus elementos, componentes y uniones una **Ductilidad Local Óptima**.

### 5.8.2 Ductilidad Global Asignada

La ductilidad global asignada ( $\mu$ ) se establece para cada uno de los sistemas estructurales en el Capítulo 4, Sección 4.4.3 del Código Sísmico de Costa Rica-2010, depende de la regularidad de la estructura, el sistema estructural característico de la edificación en estudio y la ductilidad local de los componentes y uniones. A continuación se presenta en la

**Figura 5.3** los valores característicos de la ductilidad global asignada según el tipo de estructura, regularidad de la estructura y la ductilidad de los componentes y uniones:

Sistema estructural tipo marco					
Tipo	Regular	Irregular moderado	Ductilidad local óptima	Ductilidad local moderada	Ductilidad global asignada
marco a	X		X		6.0
marco b	X			X	3.0
marco c		X	X		3.0
marco d		X		X	2.0
Sistema estructural tipo dual					
Tipo	Regular	Irregular moderado	Ductilidad local óptima	Ductilidad local moderada	Ductilidad global asignada
dual a	X		X		4.0
dual b	X			X	3.0
dual c		X	X		3.0
dual d		X		X	2.0
Sistema estructural tipo muro					
Tipo	Regular	Irregular moderado	Ductilidad local óptima	Ductilidad local moderada	Ductilidad global asignada
muro a	X		X		3.0
muro b	X			X	2.0
muro c		X	X		2.0
muro d		X		X	1.5
Sistema estructural tipo voladizo					
Tipo	Regular	Irregular	Ductilidad local óptima	Ductilidad local moderada	Ductilidad global asignada
voladizo a	X		X		1.5
voladizo b	X			X	1.0
voladizo c		X	X		1.0
voladizo d		X		X	1.0
Sistema estructural tipo otros					
Tipo	Regular	Irregular	Ductilidad local óptima	Ductilidad local moderada	Ductilidad global asignada
otros a	X		X		1.0
otros b	X			X	1.0
otros c		X	X		1.0
otros d		X		X	1.0

**Figura 5.3** Ductilidad Global Asignada

**Fuente:** Código Sísmico de Costa Rica-2010

En la *Figura 5.3* se puede apreciar según los parámetros mencionados anteriormente (sistema estructural tipo marco, estructura regular y ductilidad local óptima) que el valor correspondiente de la **Ductilidad Global Asignada es de 6**.

## 5.8 REQUISITOS DE LOS SISTEMAS SISMORRESISTENTES

En el Capítulo 3 del Código Sísmico de Costa Rica-2010 se reglamentan los procedimientos necesarios para la determinación de cargas, análisis de edificaciones y obras similares, criterios de aceptación y valores límites aceptables en los desplazamientos.

### 5.8.1 Sobrerresistencia

En la Sección 3.3 del Código Sísmico de Costa Rica-2010 se define la sobrerresistencia como resultado del diseño estructural, que considera factores como redundancia, sobrestimación de cargas y proceso constructivo, y de las dimensiones y propiedades mecánicas reales de los elementos, componentes y uniones estructurales. Debido a dichos factores todo sistema estructural posee una capacidad real sismorresistente que es mayor que la capacidad nominal sismorresistente, siendo la sobrerresistencia.

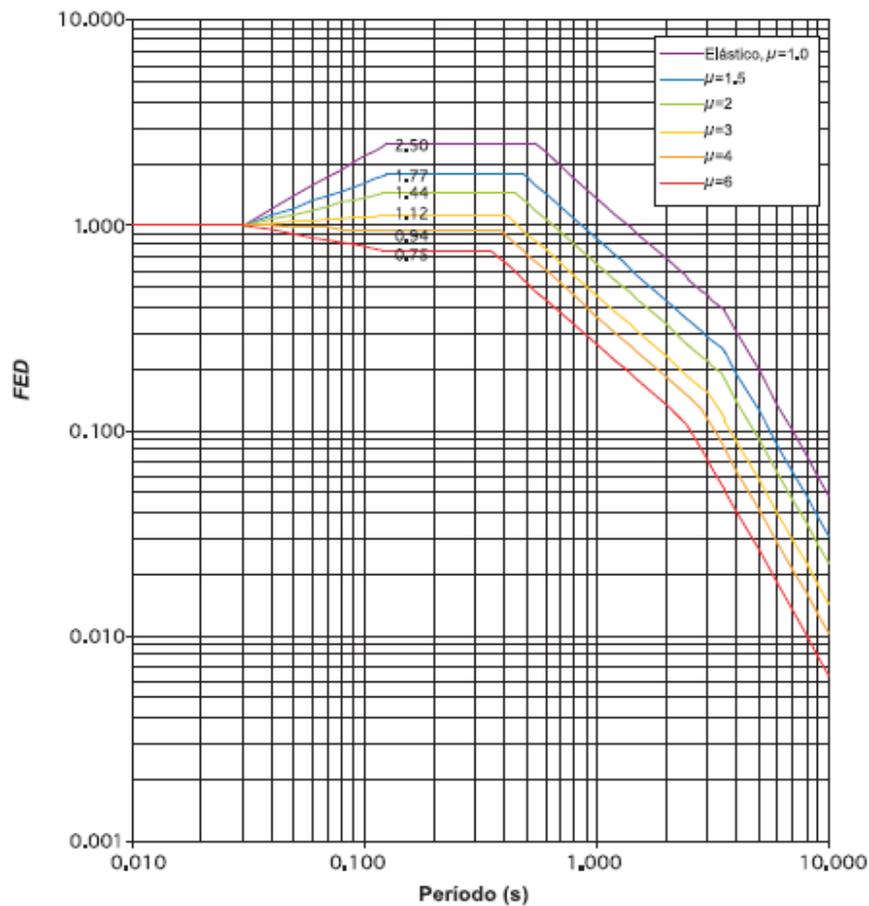
El Factor de sobrerresistencia (FR), cuando se utilizan los métodos de análisis estático o dinámico, es igual a 2.0 para estructuras tipo marco, dual y muro, e igual a 1.2 para estructuras tipo voladizo y otros. Cuando se utilizan los métodos alternos de análisis, el factor de sobrerresistencia no debe aparecer como denominador en el coeficiente sísmico C sino como lo que realmente es: un incremento de la capacidad nominal sismorresistente para estimar la capacidad real sismorresistente.

Como se establece en el Capítulo 5 del Código Sísmico de Costa Rica-2010 el valor de **FR** es de **2,0** en nuestro caso para estructuras tipo marco.

### 5.8.1 Factor Espectral Dinámico (FED)

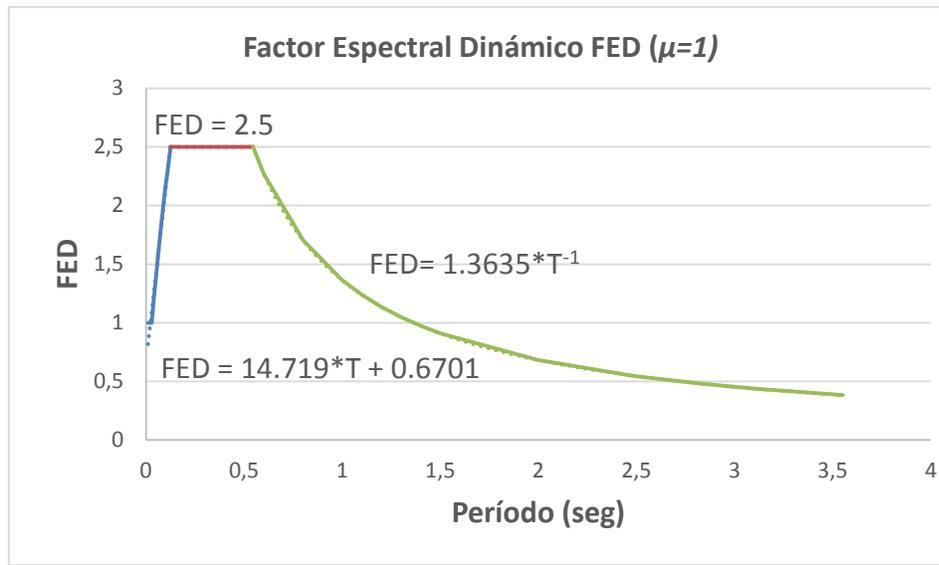
Como se establece en Capítulo 5 del Código Sísmico de Costa Rica el FED es: un factor que modifica la aceleración de un sistema de un grado de libertad con respecto a la aceleración pico efectiva de diseño. Depende de la zona sísmica, del sitio de cimentación, de la ductilidad global asignada al sistema estructural, de su período de vibración y de su amortiguamiento. Para un valor de amortiguamiento constante del 5%, zona sísmica III, sitio de cimentación S2 el FED resultante se presenta en la **Figura 5.4**.

**Figura 5.4** Factor Espectral Dinámico (FED)

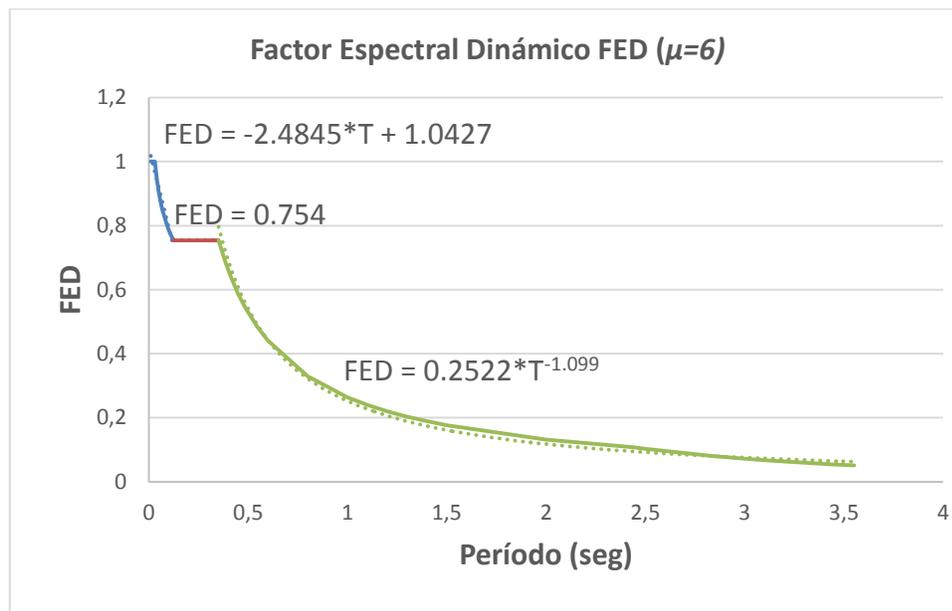


**Fuente:** Código Sísmico de Costa Rica-2010

Se procede a mostrar de manera más detallada las gráficas resultantes del factor espectral dinámico FED con respecto al período con los valores establecidos en el **Anexo J**, como se presenta en las **Figuras 5.4 y 5.5**.



**Figura 5.5** Factor Espectral Dinámico ( $\mu=1$ )



**Figura 5.6** Factor Espectral Dinámico ( $\mu=6$ )

## 5.9 COEFICIENTE SISMICO

El Capítulo 5 del Código Sísmico de Costa Rica se define que para cada uno de los componentes ortogonales de la sollicitación horizontal del sismo, el coeficiente sísmico,  $C$ , se obtiene de la siguiente fórmula:

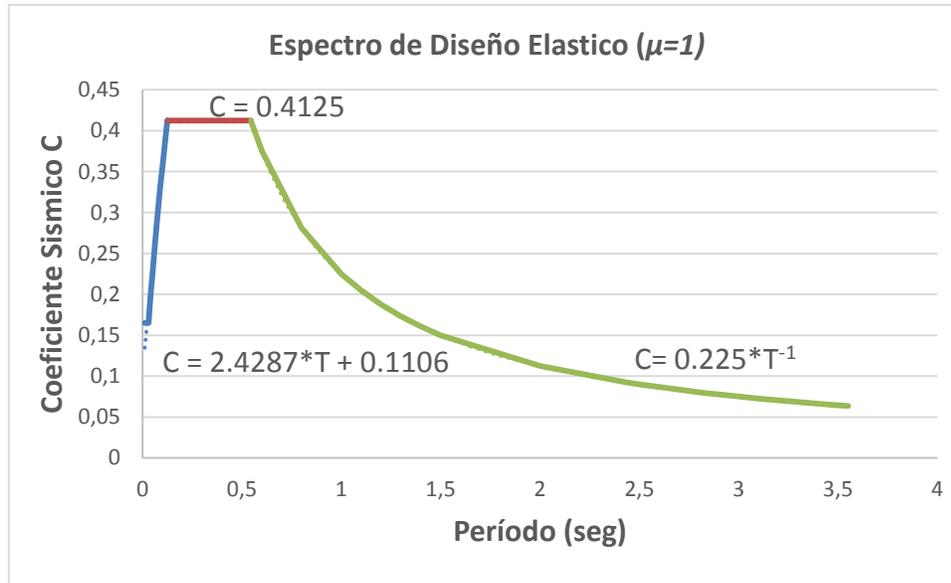
$$C = \frac{aef * l * FED}{SR} \quad (Ec. 5.1)$$

*Tabla 5.3 Valores obtenidos para el Edificio en Estudio según CSCR-2010*

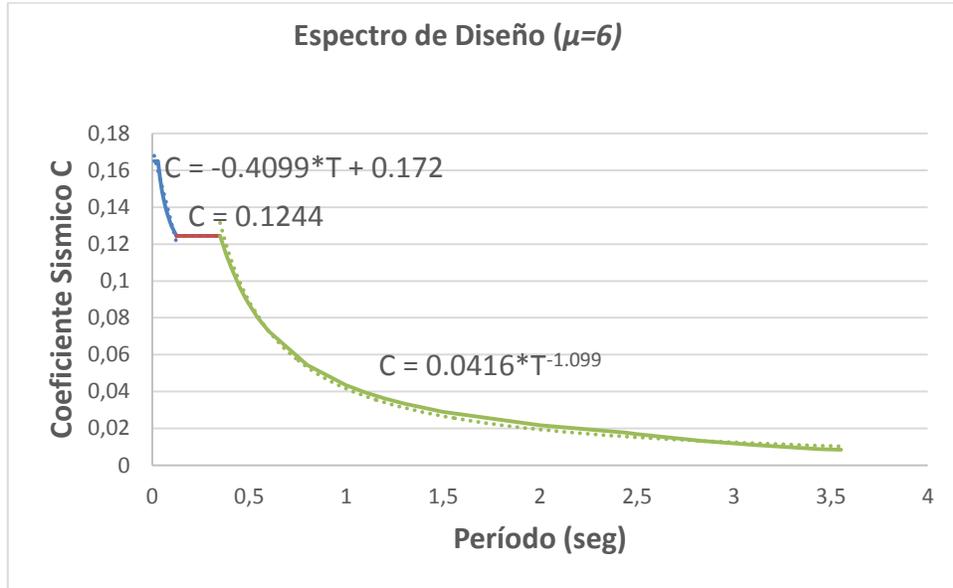
Parámetro	Descripción	Referencia de la Norma	Coeficiente
-	Zonificación Sísmica	Según ubicación del edificio en estudio (San José)	III
aef (g)	Aceleración Pico Efectivo de Diseño	Según mapa de Zonificación Sísmica y Sitio de Cimentación	0.33
-	Sitio de Cimentación	Según tipo de suelo de fundación	S2
-	Sistema Estructural	Según propiedades geométricas, físicas y estructurales	Tipo Marco
-	Clasificación según su Importancia	Clasificación según el uso al que sea destinada la estructura	Grupo D
$l$	Factor de Importancia	Para reducir nivel de vulnerabilidad	1.00

-	Ductilidad Local de los Miembros	Según capacidad de deformación de los miembros	Ductilidad Local Óptima
$\mu$	Ductilidad Global Asignada	Según regularidad de la estructura y ductilidad local óptima	6
FR	Sobrerresistencia	Según tipo de sistema estructural	2

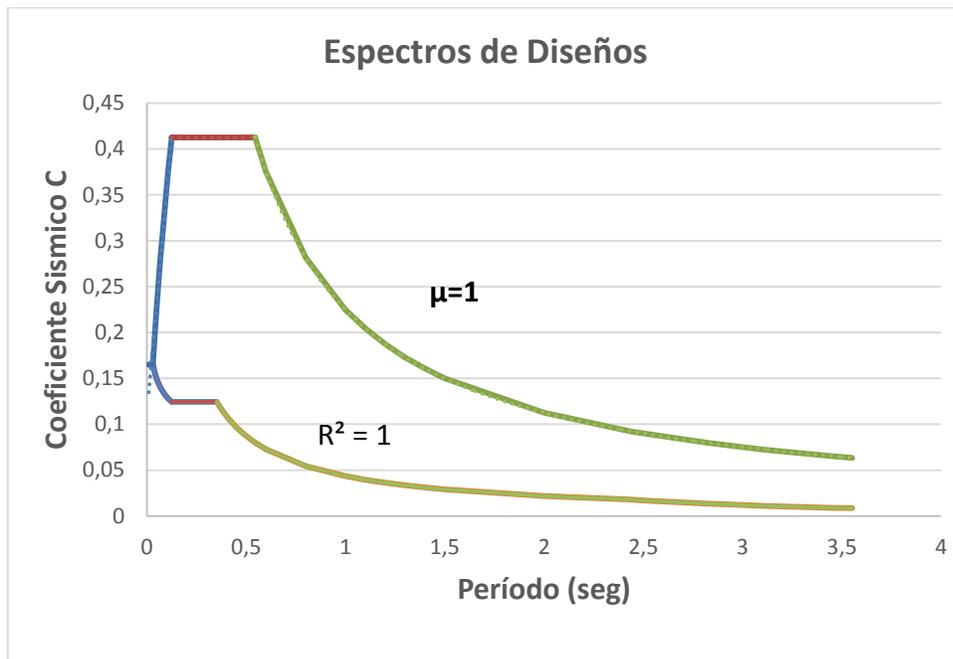
A continuación en la *Figura 5.4, 5.5 y 5.6* se presentan los espectros resultantes producto al cálculo de Coeficiente Sísmico C como se presenta en el **Anexo K** para cada período estructural de la edificación.



**Figura 5.7** Espectro de Diseño Elástico ( $\mu=1$ )



*Figura 5.8 Espectro de Diseño ( $\mu=6$ )*



*Figura 5.9 Espectros de Diseños*

## 5.11 MÉTODO DE ANÁLISIS

En Capítulo 7 del CSCR-10 "Métodos de análisis y desplazamientos límite", se presentan 2 métodos de análisis, identificados como el método estático y método dinámico, los cuales permiten estimar mediante análisis elásticos, las fuerzas internas y los desplazamientos laterales de estructuras que se deforman en el rango inelástico. A su vez se presentan también dos métodos alternos de análisis inelástico que permiten verificar o modificar el diseño de la edificación, dichos métodos son el de capacidad espectral y el no lineal dinámico de respuesta en el tiempo.

En el capítulo 15 del mismo Código Sísmico, en su sección 15.2 "Diagnóstico de vulnerabilidad sísmica de edificaciones existentes", establece en su apartado i, que solo deben ser evaluadas bajo los métodos de análisis inelásticos aquellas edificaciones clasificadas según su uso dentro del grupo A. Siendo la edificación en estudio del grupo D "Edificaciones de Ocupación Normal", puede ser diseñada y evaluada bajo los métodos de análisis elásticos.

Para la selección del método de análisis a utilizar, fue tomado en cuenta el Capítulo 7.4.2, el cual establece las limitaciones del método estático, específicamente el apartado c, el cual plantea que solo aquellas edificaciones con un número de pisos no superior a cinco, ni altura máxima sobre el nivel de calle o de acceso superior a veinte metros, pueden ser evaluadas bajo el método anteriormente citado. Siendo la edificación en estudio de 14 niveles, queda descartada la opción del método de análisis estático, resultando como método seleccionado el dinámico.

### 5.11.1 Método de análisis dinámico.

El CSCR-10 en su capítulo 7.5 denomina como método dinámico, al descrito en los textos de dinámica de estructuras como el método de superposición modal espectral. En este se supone un comportamiento elástico y lineal de la estructura y se calculan sus modos de oscilación y sus correspondientes períodos. Seguidamente, para aprovechar las propiedades de

ortogonalidad de los modos de oscilación con respecto a la masa y a la rigidez de la estructura, se desacoplan las ecuaciones de movimiento. Con las ecuaciones desacopladas, para cada modo de oscilación  $j$ , se calculan los desplazamientos máximos de la estructura durante el sismo y sus correspondientes deformaciones y fuerzas internas, utilizando el coeficiente sísmico  $C_j$ , asociado al período de oscilación  $T_j$ . Finalmente se combinan los valores máximos obtenidos para cada modo de oscilación para obtener una estimación probabilística (usando raíz cuadrada de la suma de los cuadrados, **ver apartado b de la sección 7.5.3 del CSCR-10**) de la respuesta máxima de cada parámetro de interés de la estructura. Es importante destacar, que al ser la edificación en estudio una estructura regular en planta, cada piso tendrá un grado de libertad en el análisis correspondiente a cada dirección horizontal, tal y como lo establece el apartado a de la sección 7.5.2 del CSCR-10 ignorando la respuesta torsional (ver aparte 5.11.2.1).

#### 5.11.1.2 Modos de vibración

En la sección 7.5.2 del código sísmico costarricense, específicamente en su apartado d, establece que en el análisis, el número mínimo de modos a considerar debe ser tal que la masa efectiva oscilante acumulada sea al menos 90% de la masa total para las sollicitaciones sísmicas en cada dirección ortogonal.

En la **Tabla 5.4 se** presentan los 12 modos de vibración del edificio con sus períodos y masas participativas, los cuales fueron obtenidos mediante el análisis dinámico realizado con el programa de Cálculo Automatizado ETABS 16.2.

*Tabla 5.4 Porcentaje de Participación de Masas o Masas Participativas*

		Porcentaje de Participación de Masas Acumuladas (%)	
Modos	Período (seg)	Dirección "X"	Dirección "Y"
1	1.42	0.00	78.30
2	1.23	75.51	78.30
3	1.15	77.86	78.30
4	0.48	77.86	89.63
5	0.43	88.97	89.63
6	0.40	89.19	89.63
7	0.28	89.19	93.68
8	0.25	93.42	93.68
9	0.23	93.51	93.68
10	0.19	93.51	95.58
11	0.18	95.27	95.58
12	0.16	<b>95.31</b>	<b>95.58</b>

En la *Tabla 5.4* se observa que a partir del Modo de Vibración 8 se cumple una excedencia del 90% de la participación de masas para cada dirección horizontal del sismo. Por ende es correcto evaluar la estructura con 12 modos de vibración.

### 5.11.1.3 Fuerzas Cortantes y Fuerzas Sísmicas Laterales

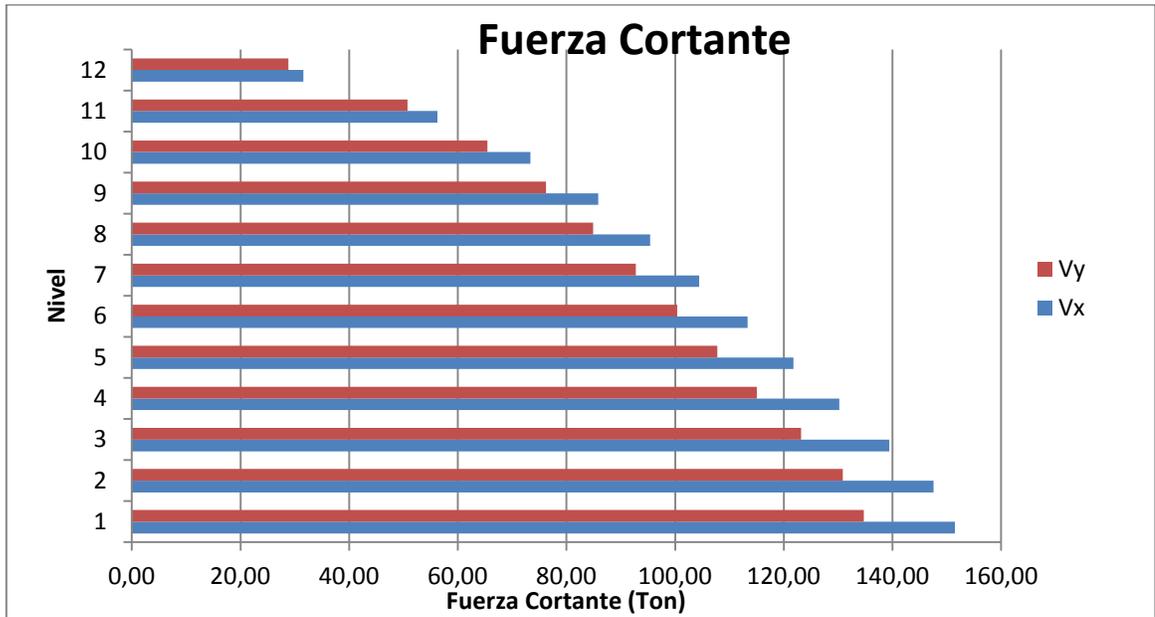
El análisis sísmico mediante los espectros de diseño presentados en la *Figura 5.5*, logró la determinación de las Fuerzas Cortantes y Laterales según el amortiguamiento del concreto (5% en este caso). A partir de las fuerzas cortantes se obtendrán las fuerzas concentradas en cada nivel, aplicadas en los respectivos centros de masa calculados anteriormente. El corte basal y la fuerza cortante son producto de la combinación de los

respetivos valores modales por medio de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados del valor de cada modo.

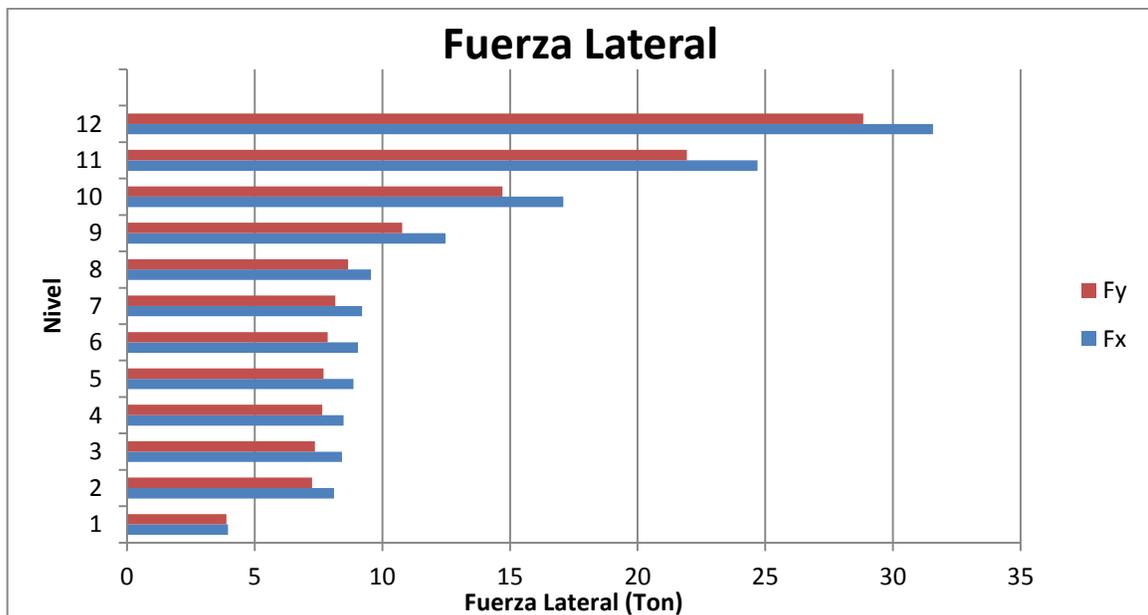
En la **Tabla 5.5** se presentarán los valores de las fuerzas cortantes y fuerzas laterales en las direcciones horizontales del sismo obtenidas mediante el uso del Programa de Cálculo Automatizado ETABS 16.2. Así como también se representarán gráficamente en las **Figuras 5.5 y 5.6**.

**Tabla 5.5 Fuerzas Cortantes y Fuerzas Laterales por Nivel**

Nivel	Fuerzas Cortantes (Ton)		Fuerzas Laterales (Ton)	
	Dirección "X"	Dirección "Y"	Dirección "X"	Dirección "Y"
12	31.8035	29.3986	31.8035	29.40
11	56.1769	51.4866	24.3734	22.09
10	72.6625	66.0077	16.4856	14.52
9	84.5921	76.579	11.9296	10.57
8	93.7258	85.144	9.1337	8.57
7	102.3482	92.8959	8.6224	7.75
6	110.826	100.3886	8.4778	7.49
5	119.0465	107.685	8.2205	7.30
4	127.232	114.8978	8.1855	7.21
3	136.0425	122.8514	8.8105	7.95
2	143.6996	130.2073	7.6571	7.36
1	147.4091	133.8936	3.7095	3.69
<b>Corte Basal</b>	<b>147.41</b>	<b>133.89</b>		



*Figura 5.10 Fuerzas Cortantes por nivel en las direcciones horizontales del sismo*



*Figura 5.11 Fuerzas Laterales por nivel en las direcciones horizontales del sismo*

#### 5.11.1.4 Desplazamientos Traslacionales

Se utilizó el programa de Cálculo Automatizado ETABS 16.2 por medio de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) para combinar los distintos valores modales, tal como lo establece el inciso b, de la sección 7.5.3 del CSCR-10. Los desplazamientos elásticos traslacionales de la edificación en estudio se obtuvieron mediante la aplicación de las fuerzas sísmicas en el centro de masa por nivel, generando un desplazamiento en cada dirección horizontal del sismo. A continuación se presentan en la **Tabla 5.6** se presentan los desplazamientos traslaciones obtenidos.

**Tabla 5.6** Desplazamientos Traslacionales

Nivel	Desplazamiento Traslacional (mm)	
	Dirección X	Dirección Y
12	20.715	20.63
11	20.039	19.892
10	18.937	18.812
9	17.469	17.425
8	15.698	15.784
7	14.041	14.104
6	12.18	12.244
5	10.122	10.211
4	7.884	8.021
3	5.79	5.862
2	3.589	3.604
1	1.412	1.394

### **5.11.1.5 Efecto P- $\Delta$**

Según la sección 7.2.1 referente a los aspectos generales del modelado de la estructura, específicamente en el inciso g, se establece que salvo que algún artículo de este código lo requiera, el modelo analítico puede obviar los efectos de segundo orden causados por las cargas gravitacionales en los desplazamientos laterales (efecto P-D). Ya que ningún artículo requirió de la consideración de dicho efecto, no fue tomado en cuenta.

### **5.11.2 Efecto Torsional**

Según el inciso a, de la sección 7.5.2 del CSCR-10 para edificaciones regulares en planta (ver Anexo H), como es el caso de esta (Ver Anexo I), es posible ignorar los modos torsionales. Por ende dichos efectos de torsión no serán tomados en cuenta a la hora del análisis del comportamiento de la edificación. Es importante destacar, que para modelar dicho caso, se consideró en el programa de Cálculo Automatizado ETABS 16.2 como 0 la excentricidad en los diafragmas (torsión accidental nula).

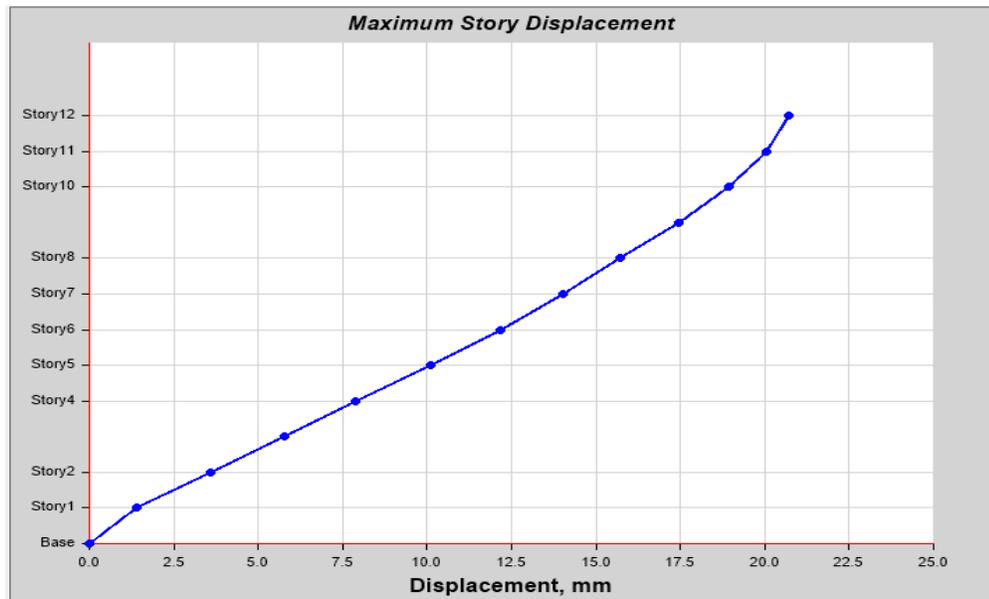
#### **5.11.2.1 Desplazamientos Torsionales**

Ya que los efectos torsionales fueron ignorados para el análisis de la edificación por lo expresado en la sección 5.11.2 del presente trabajo, no se considerarán desplazamientos torsionales en la misma.

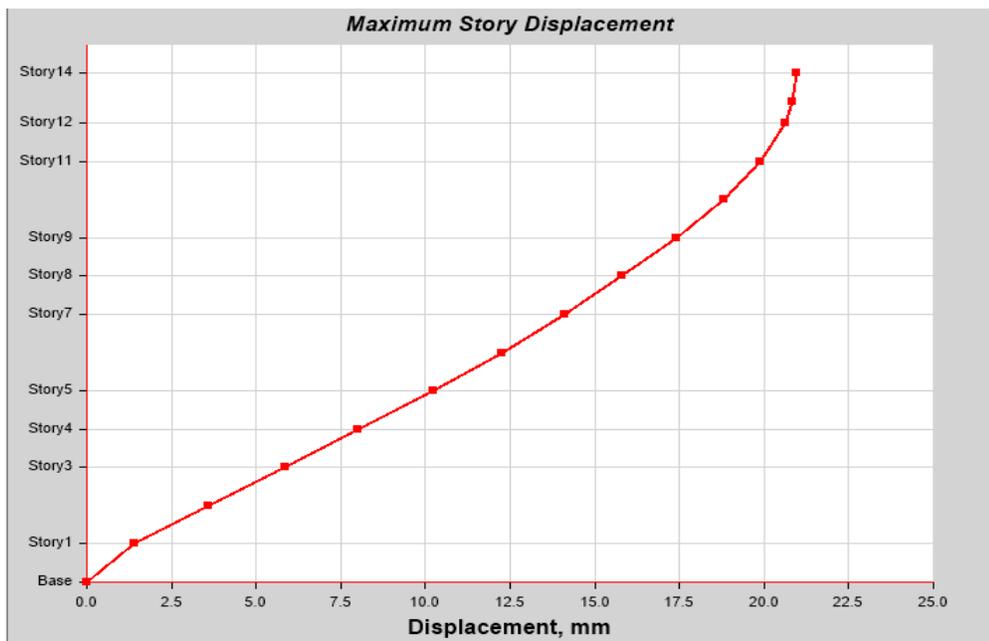
#### **5.11.2.2 Desplazamientos Elásticos Totales**

Considerando que no fueron tomados en cuenta los desplazamientos torsionales, los desplazamientos elásticos totales serán iguales a los desplazamientos traslacionales mostrados en la Tabla 5.6 del presente trabajo.

A continuación se mostrarán dichos desplazamientos elásticos totales en las Figuras 5.7 y 5.8, extraídos del programa de Cálculo Automatizado ETABS 16.2.



*Figura 5.12 Desplazamiento Elástico Total en Dirección X*



*Figura 5.13 Desplazamiento Elástico Total en Dirección Y*

## 5.12 CONTROL DE DERIVAS

El Código Sísmico Costarricense vigente, en su sección 7.8 "Consideraciones y límites de desplazamientos y deformaciones", define como deriva inelástica la razón del desplazamiento inelástico relativo de cualquier nivel con respecto al nivel adyacente inferior dividido por la altura entre estos niveles. A su vez establece que dicha razón no debe exceder los valores de la tabla 7.2 de la misma sección, con las consideraciones de los restantes incisos de este artículo. Siendo evaluados los puntos de mayor desplazamiento relativo de cada nivel. A continuación se presenta la **Tabla 5.7** (7.2 en el CSCR-10) con los valores máximos de deriva inelásticas según el sistema estructural y el tipo de edificación.

*Tabla 5.7 Límite superior de la razón de deriva inelástica*

<b>Sistema Estructural</b>	<b>Edificaciones A y C</b>	<b>Edificaciones B, D y E</b>
Tipo Marco	0.0125	<b>0.020</b>
Tipo Dual	0.0125	0.018
Tipo Muro	0.0100	0.010
Tipo Voladizo	0.0125	0.020
Tipo Otros	0.0065	0.010

Al ser la edificación en estudio de tipo Marco y perteneciente al grupo de edificaciones D, el valor máximo permitido para la deriva inelástica es de 0.020.

En cuanto al cálculo de dicha deriva, la sección 7.6 "Cálculo de desplazamientos y derivas" del código en estudio, establece que para el método dinámico, el cual fue utilizado para analizar la edificación en el presente trabajo, los desplazamientos horizontales en cada nivel y las derivas, o desplazamientos relativos entre niveles adyacentes, se deben estimar por medio de las siguientes expresiones que consideran las deformaciones en el rango inelástico, necesarias para absorber y disipar energía:

$$\delta_i = \alpha * \mu * SR * \delta_i^e \quad (\text{Ec } 5.2)$$

$$\Delta_i = \mu * SR * \Delta_i^e \quad (\text{Ec. } 5.3)$$

Donde:

$\delta_i$  = desplazamiento inelástico absoluto horizontal del nivel i.

$\Delta_i$  = *deriva* inelástica o desplazamiento inelástico relativo horizontal entre el nivel i y el nivel adyacente inferior.

$\alpha$  = factor de desplazamiento inelástico

$SR$  = factor de *sobrerresistencia*

$\delta_i^e$  = desplazamiento elástico absoluto del nivel i

$\Delta_i^e$  = *deriva* elástica entre el nivel i y el nivel adyacente inferior respectivamente

$\mu$  = Ductilidad Global Asignada

En la **Tabla 5.8**, presentada a continuación se muestran los desplazamientos inelásticos obtenidos por medio de la ecuación 5.2.

*Tabla 5.8 Desplazamientos Inelásticos*

Nivel	Desplazamiento Elástico Total (mm)		Desplazamiento Inelástico Total (mm)	
	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
12	20.715	20.63	174.006	173.292
11	20.039	19.892	168.3276	167.0928
10	18.937	18.812	159.0708	158.0208
9	17.469	17.425	146.7396	146.37
8	15.698	15.784	131.8632	132.5856
7	14.041	14.104	117.9444	118.4736
6	12.18	12.244	102.312	102.8496
5	10.122	10.211	85.0248	85.7724
4	7.884	8.021	66.2256	67.3764
3	5.79	5.862	48.636	49.2408
2	3.589	3.604	30.1476	30.2736
1	1.412	1.394	11.8608	11.7096

En la **Tabla 5.9**, se mostrarán los resultados de las derivas elásticas obtenidos a partir del programa de Cálculo Automatizado ETABS 16.2, así como también de las derivas inelásticas, calculadas a partir de la ecuación 5.3.

*Tabla 5.9 Derivas Elásticas e Inelásticas*

Nivel	Deriva Elástica		Deriva Inelástica	
	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
12	3.14E-04	3.27E-04	3.77E-03	3.92E-03
11	5.07E-04	4.88E-04	6.08E-03	5.86E-03

10	6.48E-04	6.07E-04	7.78E-03	7.28E-03
9	7.47E-04	6.90E-04	8.96E-03	8.28E-03
8	6.65E-04	6.77E-04	7.98E-03	8.12E-03
7	7.18E-04	7.23E-04	8.62E-03	8.68E-03
6	7.70E-04	7.66E-04	9.24E-03	9.19E-03
5	8.15E-04	8.03E-04	9.78E-03	9.64E-03
4	7.47E-04	7.73E-04	8.96E-03	9.28E-03
3	7.76E-04	7.97E-04	9.31E-03	9.56E-03
2	7.64E-04	7.76E-04	9.17E-03	9.31E-03
1	4.95E-04	4.89E-04	5.94E-03	5.87E-03

Tomando en cuenta el valor límite seleccionado para la edificación de la Tabla 5.7 del presente trabajo, se realizó la comparación entre las derivas inelásticas de cada nivel, para cada dirección con dicho valor límite. Dicha comparación se ve reflejada en la **Tabla 5.9**, así como también en la Figura 5.10.

**Tabla 5.10** Control de Deriva

Deriva Inelástica		$\Delta_i/H_i < 20E-03$	
Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
3.77E-03	3.92E-03	SI	SI
6.08E-03	5.86E-03	SI	SI

7.78E-03	7.28E-03	SI	SI
8.96E-03	8.28E-03	SI	SI
7.98E-03	8.12E-03	SI	SI
8.62E-03	8.68E-03	SI	SI
9.24E-03	9.19E-03	SI	SI
9.78E-03	9.64E-03	SI	SI
8.96E-03	9.28E-03	SI	SI
9.31E-03	9.56E-03	SI	SI
9.17E-03	9.31E-03	SI	SI
5.94E-03	5.87E-03	SI	SI

A continuación se demostrará el cumplimiento de los valores obtenidos anteriormente en la **Tabla 5.10** en la **Figura 5.10**.

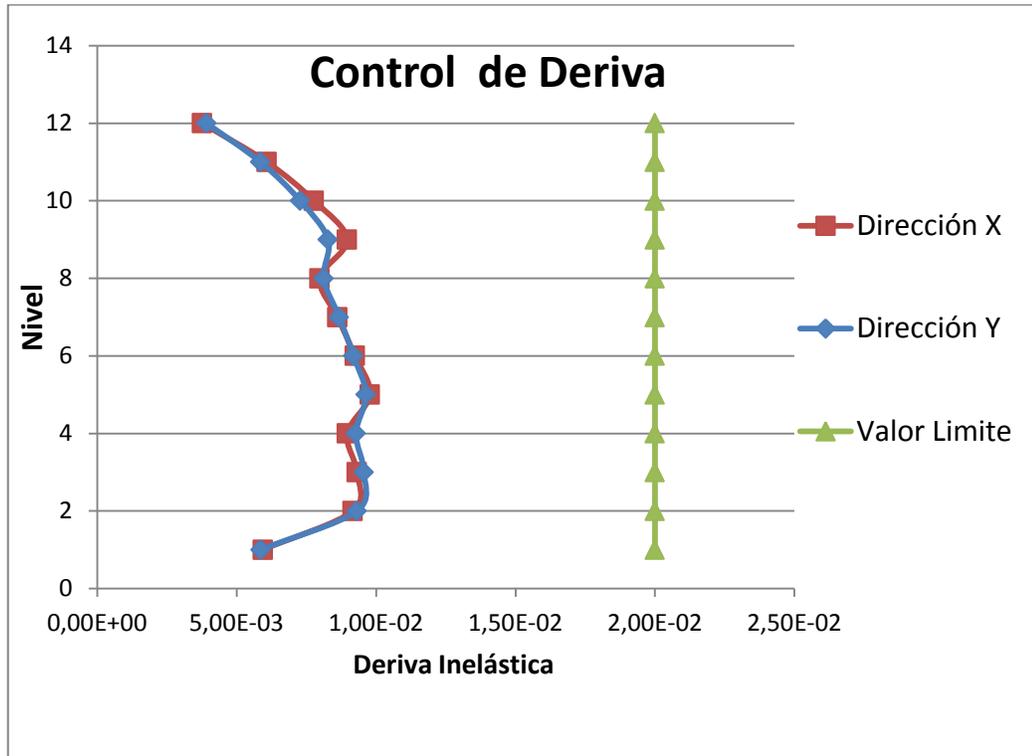


Figura 5.14 Control de Deriva

Al observar tanto la *Tabla 5.9* como la *Figura 5.10*, se puede determinar que la edificación cumple con el control de deriva.

## CAPITULO VI

### SOLICITACIONES Y DISEÑO DE MIEMBROS SELECCIONADOS

#### 6.1 ALCANCE

El diseño de los miembros seleccionados se realizó bajo criterios presentes en la FONDONORMA 1753-2006 y en el Código Sísmico de Costa Rica-2010 para Venezuela y Costa Rica respectivamente. Las solicitaciones presentes y el porcentaje de acero se determinó por medio del uso del Programa de Cálculo Automatizado ETABS 16,2.

#### 6.2 MIEMBROS SELECCIONADOS

La selección de estos miembros fue basada en las mayores solicitaciones obtenidas al aplicar las combinaciones de cargas especificadas en las normas mencionadas anteriormente, a su vez se consideraron factores geométricos de las diferentes vigas y columnas como se demuestra a continuación en las *Tablas 6.1 y 6.2*.

*Tabla 6.1. Columnas seleccionadas*

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

*Tabla 6.2. Vigas Seleccionadas*

<b>Nivel</b>	<b>Pórticos</b>	<b>Dimensión (cm)</b>	<b>Longitud (cm)</b>
1	A2-A3	30x60	620
3	A4-B4	40x60	600
3	C1-C2	30x60	350
5	E4-E5	35x50	450

### **6.3 DISEÑO SEGÚN FONDONORMA 1753-2006**

En la FONDONORMA 1753-2006 se establecen los requisitos para el proyecto y la ejecución de edificaciones de concreto estructural que se proyecten o construyan en el territorio nacional.

#### **6.3.1 Combinaciones de Carga**

En la sección 9.3 de la Fondonorma 1753-2006 “Solicitaciones para el Estado Límite de Agotamiento Resistente”, establece que las solicitaciones sobre la estructura, sus miembros y nodos se determinan basándose en la hipótesis que produzca el efecto más desfavorable (Envelope).

Al momento del diseño es importante la consideración de las combinaciones de cargas vinculadas al efecto más desfavorable, debido a que estos factores pueden afectar directamente el comportamiento de la estructura. Según se establece en la norma mencionada anteriormente las combinaciones consideradas se muestran a continuación:

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

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

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

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

Donde:

**CU** = Carga Última

**CP** = Carga Permanente

**CV** = Carga Variable

$\gamma$  = Factor de combinación debido a las acciones variables. Para edificaciones destinadas a vivienda se tomará igual a 0.5.

**S** = Sismo

La componente de la acción sísmica **S** está dividida de la siguiente manera:

$$S = S_{iH} + 0.3S_{jH} + (0.2 * \alpha * \varphi * \beta * A_o)CP \quad (Ec. 6.5)$$

Donde:

$\alpha, \varphi, \beta, A_o$  = Parámetros relacionados con el tipo de suelo, importancia y uso de la edificación (como se establece del **Capítulo IV**).

$S_H$  = La componente sísmica horizontal se divide en dirección X y dirección Y.

Sustituyendo la Ecuación 6.5 en las Ecuaciones 6.1, 6.2, 6.3 y 6.4 obtenemos:

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

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

$$CU = 1.34CP + 0.5CV \pm S_x \pm 0.3S_y \quad (Ec. 6.6)$$

$$CU = 1.34CP + 0.5CV \pm S_y \pm 0.3S_x \quad (Ec. 6.7)$$

$$CU = 0.76CP \pm S_x \pm 0.3S_y \quad (Ec. 6.8)$$

$$CU = 0.76CP \pm S_y \pm 0.3S_x \quad (Ec. 6.9)$$

### 6.3.2 Porcentajes de Acero en Columnas

En la **Tabla 6.3** se presentan las solicitaciones para cada columna seleccionada para la combinación de carga más desfavorable según FONDONORMA 1753 y el porcentaje de acero requerido obtenido mediante el uso del Programa de Cálculo Automatizado ETABS 16.2.

**Tabla 6.3** Solicitaciones Columnas según FONDONORMA 1753

N°	Combinación	Fuerza Axial (Ton)	Mx (Ton.m)	My (Ton.m)	ρ (%)	As (cm <sup>2</sup> )
B3	Envelope	383.94	13.286	19.565	2.36	63.72
B5	Envelope	242.70	21.690	18.651	1.00	30.00
C2	Envelope	272.47	-20.046	-10.763	1.44	34.56
C3	Envelope	300.80	-10.466	-18.736	1.63	39.12

En la Sección H-10.4.3 “Acero de Refuerzos en Miembros Comprimidos” de la FONDONORMA 1753 se define la cuantía de acero máxima y mínima en columnas siendo esta de 4% y 1% respectivamente.

### 6.3.3 Porcentaje de Acero en Vigas

En la **Tabla 6.4** se presentan las solicitaciones para cada viga seleccionada para la combinación de carga más desfavorable según FONDONORMA 1753 y el porcentaje de acero requerido obtenido mediante el uso del Programa de Cálculo Automatizado ETABS 16.2.

**Tabla 6.4** Solicitaciones y Áreas de Acero en Vigas según FONDONORMA 1753

N°	Combinación	M		$\rho$ (%)	As req (cm <sup>2</sup> )	As mín (cm <sup>2</sup> )
		(Ton.m)				
A2-A3	Envelope	M <sup>(+)</sup>	7.785	0.43	7.74	5.40
		M <sup>(-)</sup>	-16.600	0.50	9.00	
A4-B4	Envelope	M <sup>(+)</sup>	10.470	0.30	7.20	7.20
		M <sup>(-)</sup>	-24.695	0.54	12.96	
C1-C2	Envelope	M <sup>(+)</sup>	15.590	0.44	7.92	5.40
		M <sup>(-)</sup>	-20.810	0.60	10.50	
E4-E5	Envelope	M <sup>(+)</sup>	9.140	0.32	5.60	5.13
		M <sup>(-)</sup>	-20.810	0.64	11.20	

De acuerdo con la **Tabla 6.4** el acero solicitado para el diseño es el acero requerido debido a que excede al acero mínimo en todos los casos seleccionados.

### 6.4 DISEÑO DE MIEMBROS SEGÚN EL CSCR-2010

En el Código Sísmico de Costa Rica 2010, se establece en términos generales que los elementos de concreto reforzado deben cumplir con las especificaciones del Comité 318 del

American Concrete Institute, excepto aquellos elementos de concreto reforzado que sean parte de sistemas sismorresistentes establecidos en el Capítulo 8 del CSCR-2010 “Requisitos para el Concreto Estructural”.

#### 6.4.1 Combinaciones de Cargas

En el artículo 6.2 del CSCR-2010 “Participación de las diferentes acciones” se establece que la carga última resultante de cada elemento, componente o unión de la estructura debe tener la capacidad para resistir las siguientes combinaciones de cargas:

$$CU = 1.4 CP \quad [6.10]$$

$$CU = 1.2 CP + 1.6 fR CT + 1.6 CE \quad [6.11]$$

$$CU = 1.05 CP + f1 fR CT \pm CS + CE \quad [6.12]$$

$$CU = 0.95 CP \pm CS + CE \quad [6.13]$$

Donde:

$CU$  = carga última de diseño.

$CP$  = carga permanente.

$CT$  = carga temporal

$CS$  = carga sísmica.

$CE$  = carga por empuje, que en nuestro caso es nula debido a que el suelo de fundación no presenta empuje.

$f1 = 0.5$  para edificaciones de baja probabilidad de ocupación plena de carga temporal a la hora del sismo.

$f1 = 1.0$  para edificaciones con alta probabilidad de ocupación plena de carga temporal a la hora del sismo, como: bodegas, sitios de reunión pública, estacionamientos públicos, etc.

$f1 = 0.0$  para techos.

$fR = 1$  factor de reducción de carga temporal, según el artículo 6.3 del CSCR-2010.

Sustituyendo los parámetros anteriores en las **Ecuaciones 6.10, 6.11, 6.12 y 6.13**, unido con lo establecido en el artículo 7.3 del CSCR-2010 “Componentes Direccionales”, donde establece que se debe considerar el 100% del efecto en una dirección más el 30% en la dirección perpendicular obtenemos:

$$CU = 1.4 CP \quad [6.10]$$

$$CU = 1.2 CP + 1.6 CT \quad [6.11]$$

$$CU = 1.05 CP + 0.5 CT \pm CSx \pm 0.3CSy \quad [6.12]$$

$$CU = 0.95 CP \pm CSx \pm 0.3CSy \quad [6.13]$$

$$CU = 1.05 CP + 0.5 CT \pm CSy \pm 0.3CSx \quad [6.14]$$

$$CU = 0.95 CP \pm CSy \pm 0.3CSx \quad [6.15]$$

#### 6.4.2 Porcentaje de Acero en Columnas

En la **Tabla 6.5** se presentan las solicitaciones para cada columna seleccionada para la combinación de carga más desfavorable según el Código Sísmico de Costa Rica-2010 y el porcentaje de acero requerido obtenido mediante el uso del Programa de Cálculo Automatizado ETABS 16.2.

*Tabla 6.5. Porcentaje de Acero en Columnas según el CSCR-2010*

N°	Combinación	Fuerza Axial (Ton)	Mx (Ton.m)	My (Ton.m)	$\rho$ (%)	As (cm <sup>2</sup> )
B3	Envelope	367.18	6.681	10.363	1.64	44.28
B5	Envelope	202.31	10.935	9.025	1.00	30.00
C2	Envelope	266.59	-4.644	-1.673	1.00	24.00
C3	Envelope	296.07	-5.503	-10.424	1.00	24.00

En la Sección 9.6.3 del CSCR-2010 en su inciso “c” especifica el área de refuerzo máxima y mínima a colocar en columnas siendo esta de 3% y 0,5% respectivamente.

#### **6.4.3 Porcentaje de Acero en Vigas**

En la **Tabla 6.6** se presentan las solicitaciones para cada viga seleccionada para la combinación de carga más desfavorable según el CSCR-2010 y el porcentaje de acero requerido obtenido mediante el uso del Programa de Cálculo Automatizado ETABS 16.2.

*Tabla 6.6. Porcentaje de Acero en Vigas Según el CSCR-2010*

Pórtico	Momento		$\rho$	As
		Ton-m	%	cm <sup>2</sup>
A2-A3	M+	1.437	0.30	5.40
	M-	-9.858	0.47	8.46
A4-B4	M+	2.718	0.30	7.20
	M-	-15.481	0.54	12.96
C1-C2	M+	8.679	0.44	7.92
	M-	-12.429	0.60	10.50
E4-E5	M+	4.526	0.32	5.60
	M-	-10.892	0.64	11.20

## CAPITULO VI

### SOLICITACIONES Y DISEÑO DE MIEMBROS SELECCIONADOS

#### 6.1 ALCANCE

El diseño de los miembros seleccionados se realizó bajo criterios presentes en la FONDONORMA 1753-2006 y en el Código Sísmico de Costa Rica-2010 para Venezuela y Costa Rica respectivamente. Las solicitaciones presentes y el porcentaje de acero se determinó por medio del uso del Programa de Cálculo Automatizado ETABS 16,2.

#### 6.2 MIEMBROS SELECCIONADOS

La selección de estos miembros fue basada en las mayores solicitaciones obtenidas al aplicar las combinaciones de cargas especificadas en las normas mencionadas anteriormente, a su vez se consideraron factores geométricos de las diferentes vigas y columnas como se demuestra a continuación en las *Tablas 6.1 y 6.2*.

*Tabla 6.1. Columnas seleccionadas*

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

*Tabla 6.2. Vigas Seleccionadas*

<b>Nivel</b>	<b>Pórticos</b>	<b>Dimensión (cm)</b>	<b>Longitud (cm)</b>
1	A2-A3	30x60	620
3	A4-B4	40x60	600
3	C1-C2	30x60	350
5	E4-E5	35x50	450

### **6.3 DISEÑO SEGÚN FONDONORMA 1753-2006**

En la FONDONORMA 1753-2006 se establecen los requisitos para el proyecto y la ejecución de edificaciones de concreto estructural que se proyecten o construyan en el territorio nacional.

#### **6.3.1 Combinaciones de Carga**

En la sección 9.3 de la Fondonorma 1753-2006 “Solicitaciones para el Estado Límite de Agotamiento Resistente”, establece que las solicitaciones sobre la estructura, sus miembros y nodos se determinan basándose en la hipótesis que produzca el efecto más desfavorable (Envelope).

Al momento del diseño es importante la consideración de las combinaciones de cargas vinculadas al efecto más desfavorable, debido a que estos factores pueden afectar directamente el comportamiento de la estructura. Según se establece en la norma mencionada anteriormente las combinaciones consideradas se muestran a continuación:

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

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

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

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

Donde:

**CU** = Carga Última

**CP** = Carga Permanente

**CV** = Carga Variable

$\gamma$  = Factor de combinación debido a las acciones variables. Para edificaciones destinadas a vivienda se tomará igual a 0.5.

**S** = Sismo

La componente de la acción sísmica **S** está dividida de la siguiente manera:

$$S = S_{iH} + 0.3S_{jH} + (0.2 * \alpha * \varphi * \beta * A_o)CP \quad (Ec. 6.5)$$

Donde:

$\alpha, \varphi, \beta, A_o$  = Parámetros relacionados con el tipo de suelo, importancia y uso de la edificación (como se establece del **Capítulo IV**).

$S_H$  = La componente sísmica horizontal se divide en dirección X y dirección Y.

Sustituyendo la Ecuación 6.5 en las Ecuaciones 6.1, 6.2, 6.3 y 6.4 obtenemos:

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

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

$$CU = 1.34CP + 0.5CV \pm S_x \pm 0.3S_y \quad (Ec. 6.6)$$

$$CU = 1.34CP + 0.5CV \pm S_y \pm 0.3S_x \quad (Ec. 6.7)$$

$$CU = 0.76CP \pm S_x \pm 0.3S_y \quad (Ec. 6.8)$$

$$CU = 0.76CP \pm S_y \pm 0.3S_x \quad (Ec. 6.9)$$

### 6.3.2 Porcentajes de Acero en Columnas

En la **Tabla 6.3** se presentan las solicitaciones para cada columna seleccionada para la combinación de carga más desfavorable según FONDONORMA 1753 y el porcentaje de acero requerido obtenido mediante el uso del Programa de Cálculo Automatizado ETABS 16.2.

**Tabla 6.3** Solicitaciones Columnas según FONDONORMA 1753

N°	Combinación	Fuerza Axial (Ton)	Mx (Ton.m)	My (Ton.m)	ρ (%)	As (cm <sup>2</sup> )
B3	Envelope	383.94	13.286	19.565	2.36	63.72
B5	Envelope	242.70	21.690	18.651	1.00	30.00
C2	Envelope	272.47	-20.046	-10.763	1.44	34.56
C3	Envelope	300.80	-10.466	-18.736	1.63	39.12

En la Sección H-10.4.3 “Acero de Refuerzos en Miembros Comprimidos” de la FONDONORMA 1753 se define la cuantía de acero máxima y mínima en columnas siendo esta de 4% y 1% respectivamente.

### 6.3.3 Porcentaje de Acero en Vigas

En la **Tabla 6.4** se presentan las solicitaciones para cada viga seleccionada para la combinación de carga más desfavorable según FONDONORMA 1753 y el porcentaje de acero requerido obtenido mediante el uso del Programa de Cálculo Automatizado ETABS 16.2.

**Tabla 6.4** Solicitaciones y Áreas de Acero en Vigas según FONDONORMA 1753

N°	Combinación	M		$\rho$ (%)	As req (cm <sup>2</sup> )	As mín (cm <sup>2</sup> )
		(Ton.m)				
A2-A3	Envelope	M <sup>(+)</sup>	7.785	0.43	7.74	5.40
		M <sup>(-)</sup>	-16.600	0.50	9.00	
A4-B4	Envelope	M <sup>(+)</sup>	10.470	0.30	7.20	7.20
		M <sup>(-)</sup>	-24.695	0.54	12.96	
C1-C2	Envelope	M <sup>(+)</sup>	15.590	0.44	7.92	5.40
		M <sup>(-)</sup>	-20.810	0.60	10.50	
E4-E5	Envelope	M <sup>(+)</sup>	9.140	0.32	5.60	5.13
		M <sup>(-)</sup>	-20.810	0.64	11.20	

De acuerdo con la **Tabla 6.4** el acero solicitado para el diseño es el acero requerido debido a que excede al acero mínimo en todos los casos seleccionados.

### 6.4 DISEÑO DE MIEMBROS SEGÚN EL CSCR-2010

En el Código Sísmico de Costa Rica 2010, se establece en términos generales que los elementos de concreto reforzado deben cumplir con las especificaciones del Comité 318 del

American Concrete Institute, excepto aquellos elementos de concreto reforzado que sean parte de sistemas sismorresistentes establecidos en el Capítulo 8 del CSCR-2010 “Requisitos para el Concreto Estructural”.

#### 6.4.1 Combinaciones de Cargas

En el artículo 6.2 del CSCR-2010 “Participación de las diferentes acciones” se establece que la carga última resultante de cada elemento, componente o unión de la estructura debe tener la capacidad para resistir las siguientes combinaciones de cargas:

$$CU = 1.4 CP \quad [6.10]$$

$$CU = 1.2 CP + 1.6 fR CT + 1.6 CE \quad [6.11]$$

$$CU = 1.05 CP + f1 fR CT \pm CS + CE \quad [6.12]$$

$$CU = 0.95 CP \pm CS + CE \quad [6.13]$$

Donde:

$CU$  = carga última de diseño.

$CP$  = carga permanente.

$CT$  = carga temporal

$CS$  = carga sísmica.

$CE$  = carga por empuje, que en nuestro caso es nula debido a que el suelo de fundación no presenta empuje.

$f1 = 0.5$  para edificaciones de baja probabilidad de ocupación plena de carga temporal a la hora del sismo.

$f_1 = 1.0$  para edificaciones con alta probabilidad de ocupación plena de carga temporal a la hora del sismo, como: bodegas, sitios de reunión pública, estacionamientos públicos, etc.

$f_1 = 0.0$  para techos.

$f_R = 1$  factor de reducción de carga temporal, según el artículo 6.3 del CSCR-2010.

Sustituyendo los parámetros anteriores en las **Ecuaciones 6.10, 6.11, 6.12 y 6.13**, unido con lo establecido en el artículo 7.3 del CSCR-2010 “Componentes Direccionales”, donde establece que se debe considerar el 100% del efecto en una dirección más el 30% en la dirección perpendicular obtenemos:

$$CU = 1.4 CP \quad [6.10]$$

$$CU = 1.2 CP + 1.6 CT \quad [6.11]$$

$$CU = 1.05 CP + 0.5 CT \pm CS_x \pm 0.3CS_y \quad [6.12]$$

$$CU = 0.95 CP \pm CS_x \pm 0.3CS_y \quad [6.13]$$

$$CU = 1.05 CP + 0.5 CT \pm CS_y \pm 0.3CS_x \quad [6.14]$$

$$CU = 0.95 CP \pm CS_y \pm 0.3CS_x \quad [6.15]$$

#### 6.4.2 Porcentaje de Acero en Columnas

En la **Tabla 6.5** se presentan las solicitaciones para cada columna seleccionada para la combinación de carga más desfavorable según el Código Sísmico de Costa Rica-2010 y el porcentaje de acero requerido obtenido mediante el uso del Programa de Cálculo Automatizado ETABS 16.2.

*Tabla 6.5. Porcentaje de Acero en Columnas según el CSCR-2010*

N°	Combinación	Fuerza Axial (Ton)	Mx (Ton.m)	My (Ton.m)	$\rho$ (%)	As (cm <sup>2</sup> )
B3	Envelope	367.18	6.681	10.363	1.64	44.28
B5	Envelope	202.31	10.935	9.025	1.00	30.00
C2	Envelope	266.59	-4.644	-1.673	1.00	24.00
C3	Envelope	296.07	-5.503	-10.424	1.00	24.00

En la Sección 9.6.3 del CSCR-2010 en su inciso “c” especifica el área de refuerzo máxima y mínima a colocar en columnas siendo esta de 3% y 0,5% respectivamente.

#### **6.4.3 Porcentaje de Acero en Vigas**

En la **Tabla 6.6** se presentan las solicitaciones para cada viga seleccionada para la combinación de carga más desfavorable según el CSCR-2010 y el porcentaje de acero requerido obtenido mediante el uso del Programa de Cálculo Automatizado ETABS 16.2.

*Tabla 6.6. Porcentaje de Acero en Vigas Según el CSCR-2010*

<b>Pórtico</b>	<b>Momento</b>		<b><math>\rho</math></b>	<b>As</b>
		<b>Ton-m</b>	<b>%</b>	<b>cm<sup>2</sup></b>
<b>A2-A3</b>	M+	1.437	0.30	5.40
	M-	-9.858	0.47	8.46
<b>A4-B4</b>	M+	2.718	0.30	7.20
	M-	-15.481	0.54	12.96
<b>C1-C2</b>	M+	8.679	0.44	7.92
	M-	-12.429	0.60	10.50
<b>E4-E5</b>	M+	4.526	0.32	5.60
	M-	-10.892	0.64	11.20



## **CAPÍTULO VII**

### **ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS DEL ANÁLISIS SÍSMICO SEGÚN COVENIN 1756 Y CSCR-10**

#### **7.1 ALCANCE**

En el presente capítulo se realizará un análisis comparativo entre la Norma Venezolana COVENIN 1756-01 y el Código Sísmico Costarricense del año 2010, evaluando los resultados expresados en los Capítulos IV, V y VI, específicamente los desplazamientos, momentos torsores, fuerzas cortantes, corte basal y áreas de acero en los miembros más desfavorables del sistema sismorresistente.

#### **7.2 FUNDAMENTOS Y OBJETIVOS DE DESEMPEÑO**

Las dos normas en estudio establecen las condiciones que deben cumplir las edificaciones del grupo en estudio (B2 en Venezuela, D para Costa Rica) , ante la ocurrencia de sismos fuertes, que para ambas son aquellos cuyo período de retorno es de 475 años, lo cual corresponde a una probabilidad de excedencia de 10% para una vida útil de 50 años.

En cuanto a la norma sísmica venezolana, para la edificación en estudio debe existir una muy baja probabilidad de alcanzar el estado de agotamiento resistente y los daños estructurales, y los no-estructurales sean, en su mayoría, reparables ante dichos sismos.

En relación al Código Sísmico Costarricense, en su sección 4.1.2 "Objetivos de desempeño", establece que se debe proteger la vida de ocupantes y transeúntes, evitando el colapso parcial o total de la estructura y de aquellos componentes no estructurales capaces de causar daño. La edificación debe mantener su integridad estructural durante y después del sismo, y permitir una segura evacuación de sus ocupantes, aunque podría sufrir daños en su estructura o en sus componentes no estructurales.

Se puede apreciar que la condición establecida es muy similar para ambas normas, ya que permiten daños tanto estructurales como no-estructurales, siempre y cuando estos sean reparables y no comprometan la vida de los ocupantes.

Es importante resaltar que la manera de establecer las condiciones a cumplir por las edificaciones, varían para ambas normas, ya que en las venezolanas solo cambian dependiendo del tipo de sismo (sismos frecuentes, sismos moderados, sismos de diseño o sismos especialmente severos), tal y como se establece en la sección 3.5 de los comentarios de la Norma COVENIN 1756-01. Mientras que en el Código Sísmico de Costa Rica, dichas condiciones varían dependiendo del grupo de la edificación (A, B, C, D o E) y del tipo de sismo (moderado, fuerte o extremo).

### 7.3 PARÁMETROS DE LA EDIFICACIÓN

Los parámetros utilizados para el análisis de la edificación cambian dependiendo de la norma utilizada, por ende en la **Tabla 7.1** presentada a continuación se mostrarán dichos parámetros y sus respectivas variaciones.

*Tabla 7.1 Parámetros según Normas COVENIN 1756 y CSCR-10*

Descripción	COVENIN 1756-01			CSCR-10		
	Sección	Simbología	Parámetro	Sección	Simbología	Parámetro
Clasificación según el uso	6.1	---	B2	4.1	---	D
Zonificación Sísmica	4.1	---	5	2.1	---	III
Forma Espectral o Sitio de Cimentación	5.1	---	S2	2.2	---	S2

Coeficiente de aceleración horizontal o Aceleración pico efectiva	4.1	$A_0$	0.3	2.4	aef	0.33
Factor de importancia de la edificación	6.1	$\alpha$	1	5	I	1
Factor de Reducción Espectral o Ductilidad Global Asignada	6.4	R	6	4.4	$\mu$	6
Factor de Corrección del Coeficiente de aceleración horizontal	5.1	$\phi$	0.9		---	---
Factor de Corrección del Coeficiente de aceleración horizontal	5.1	$\phi$	0.9		---	---
Nivel de Diseño o Ductilidad del Sistema	6.2	ND	3	4.4	---	Ductilidad Local Óptima

Nivel de Diseño o Ductilidad del Sistema	6.2	ND	3	4.4	---	Ductilidad Local Óptima
--	-----	----	---	-----	-----	-------------------------------

Es importante mencionar que el edificio en estudio fue diseñado inicialmente según la Norma COVENIN 1756-01, teniendo definida la zona sísmica y la forma espectral. Por ende a la hora de la selección de dichos parámetros siendo analizada la edificación según el CSCR-10, se buscó que fuesen de características similares a los utilizados anteriormente bajo la norma venezolana.

Por otra parte, al observar la tabla se puede ver que mucho de los parámetros son llamados de distinta forma en las normas evaluadas. De igual manera es importante destacar que para la selección de dichos parámetros influyen diversos factores o variables dependiendo de la norma en estudio, a pesar de ser el mismo. Dichas variables serán aclaradas en las siguientes secciones del presente capítulo.

### 7.3.1 Clasificación según su uso

Para analizar y evaluar una edificación es necesario conocer o establecer su uso, indiferentemente de la norma que rija dicha evaluación. Sin embargo las clasificaciones varían dependiendo de la norma utilizada, para la COVENIN 1756-01 (Venezuela) se divide en A, B1, B2 y C), mientras que para el CSCR-10 (Costa Rica) se divide en Grupo A, B, C, D y E.

En ambas normas la Clasificación del Grupo A, corresponde a edificaciones de uso esencial que abarcan hospitales, estaciones de policía y bomberos, terminales aeroportuarias, hangares, torres de control, refugios y edificaciones de importancia (Necesarias para responder una emergencia), sin embargo en el CSCR-10 no están incluidos los centros educativos en esta categoría (a menos que sean considerado refugios) mientras que en Venezuela si, al igual que las instalaciones utilizadas para la producción, almacenamiento y

trasiego de sustancias o químicos tóxicos o explosivos, que en el caso del CSCR-10 pertenecen al Grupo B.

El grupo C del CSCR-10 contiene diversas similitudes con el Grupo B1 de la Norma COVENIN 1756-01 ya que forman parte de los centros de salud no incluidos en el A y las edificaciones densamente ocupadas (5000 personas para Costa Rica y 3000 para Venezuela). Solo existe la diferencia de que en el CSCR-10 forman parte de este grupo los centros educativos (siempre y cuando supere los 300 estudiantes), mientras que en Venezuela pertenecen al A.

En cuanto al Grupo B2 de la Norma venezolana, se puede decir que forman parte las mismas instalaciones o edificaciones que integran el Grupo D del CSCR-10. Lo mismo ocurre entre el Grupo C de la norma venezolana y el E del código costarricense, ya que lo integran edificaciones de baja ocupación, provisionales o de uso no habitacional.

### **7.3.2 Zonificación Sísmica**

Al igual que la clasificación según el uso de la edificación, es determinante conocer la zonificación sísmica a la hora de realizar el respectivo análisis. Para ello las dos normas sísmicas estudiadas en el presente trabajo dividen su territorio en diversas zonas, dependiendo del peligro sísmico de cada una. En el caso de Venezuela esta divide en su norma las zonas sísmicas en 7 a lo largo del territorio, mientras que en el caso de Costa Rica solo se divide en 3 (II, III y IV).

Es importante destacar que en la Norma COVENIN 1756-01 además de dividir territorialmente las zonas sísmicas, la clasifican según el peligro sísmico, tal y como se muestra en la siguiente Tabla 7.2.

**Tabla 7.2 Peligro Sísmico, según la zona sísmica (COVENIN 1756-01)**

Zonas Sísmicas	Peligro Sísmico
7	Elevado
6	
5	
4	Intermedio
3	
2	Bajo
1	
0	

Dicha clasificación no se da en el Código sísmico costarricense, ya que se limitan a dividir las zonas sísmicas según la provincia, los cantones y los distritos, sin especificar el peligro sísmico de cada uno.

### 7.3.3 Forma Espectral o Sitio de Cimentación

Este parámetro es seleccionado de una manera muy similar para ambas normas, ya que en las dos depende de las características del perfil geotécnico del sitio. En ambos casos es utilizado el valor de la velocidad de ondas cortantes en el perfil como referencia. Sin embargo en Venezuela es necesario conocer también la profundidad a la cual se consigue material cuya velocidad de las ondas de corte,  $V_s$ , es mayor que 500 m/s.

### 7.3.4 Coeficiente de aceleración horizontal o Aceleración pico efectiva

Para la determinación de la aceleración pico en ambas normas se debe utilizar como variable la zonificación sísmica, sin embargo en el caso del CSCR-10 además de conocer dicha zona se debe contar con el sitio de cimentación, tal y como se puede ver en la **Tabla 5.2** del presente trabajo.

### 7.3.5 Factor de importancia de la edificación

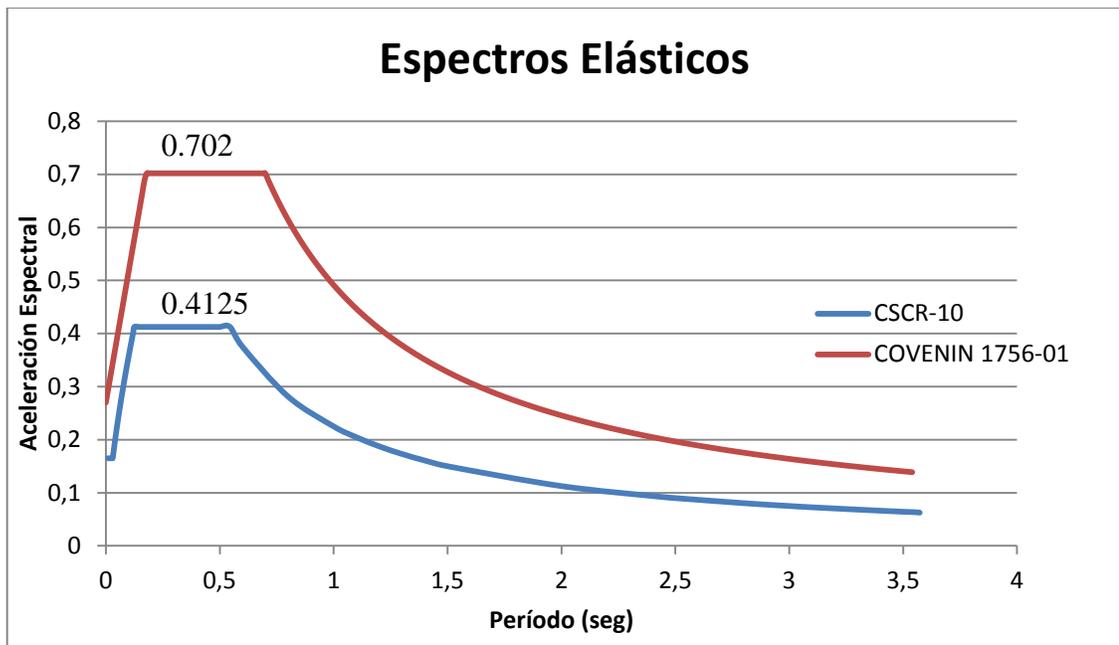
Para la determinación del factor de importancia en ambas normas (COVENIN 1756-01 y CSCR-10) solo se requiere el Grupo de la edificación. Tal y como se aprecia en la **Tabla 4.3** y la **Figura 5.2**.

### 7.3.6 Nivel de Diseño o Ductilidad del Sistema

El nivel de diseño o la ductilidad local, a pesar de ser llamados de manera distinta tienen gran relación entre sí. Ya que ambos tratan sobre la capacidad de resistencia a deformaciones y de su capacidad en general. En el caso de la Norma COVENIN 1756-01 la escogencia del nivel de diseño a utilizar depende del grupo al cual pertenece la edificación y la zona sísmica en la cual estará ubicada. A su vez toda edificación diseñada bajo este nivel, debe cumplir con los requerimientos adicionales establecidos en la Norma COVENIN-MINDUR para dicho nivel. En cuanto al CSCR-10, este no establece parámetros para asignar la ductilidad local (óptima o moderada), sin embargo establece las condiciones que se deben cumplir luego de asignarla, tal y como se establece la sección 5.8.1 del presente trabajo.

## 7.4 ESPECTRO ELÁSTICO

En la Figura 7.1 mostrada a continuación, se presentan los espectros elásticos (Espectro en el cual no es considerado el factor de reducción o la ductilidad global asignada) tanto para la Norma COVENIN 1756-0, como para el hecho bajo el Código Sísmico de Costa Rica 2010.

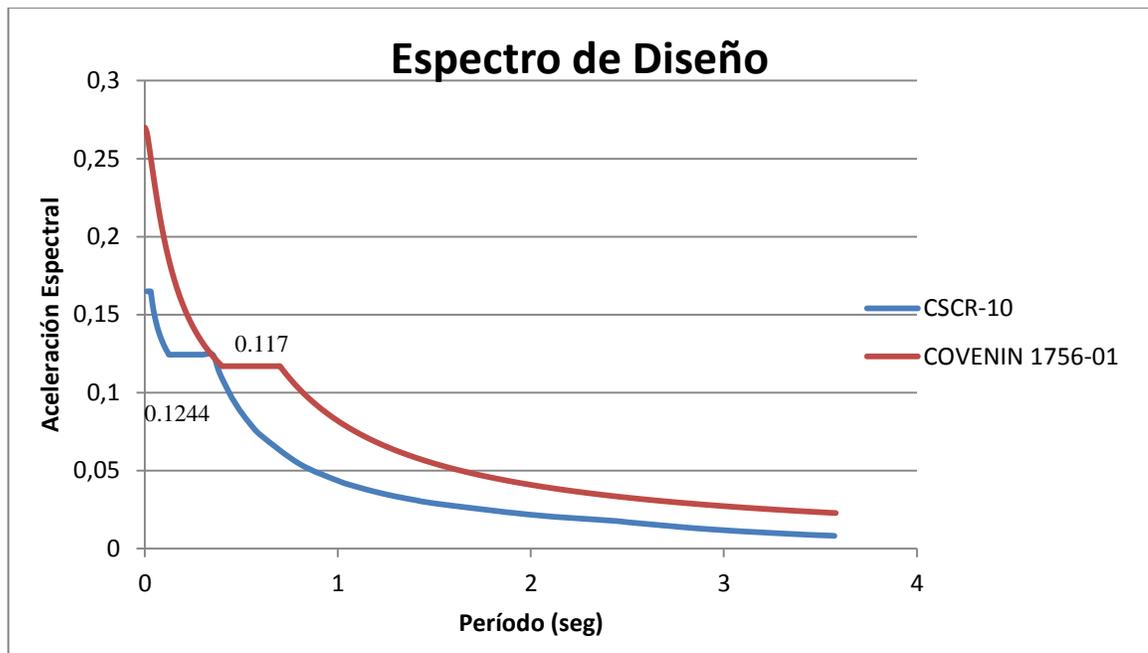


**Figura 7.1** Espectros Elásticos

Al observar la Figura 7.1 del presente trabajo, se puede observar que la aceleración espectral máxima del espectro elástico realizado bajo la Norma COVENIN 1756-01 es 70% mayor que la máxima arrojada por el Código Sísmico de Costa Rica, siendo la venezolana de 0.702g y la costarricense de 0.4125g. Es importante destacar que a pesar que la Norma venezolana establece un factor de corrección del coeficiente horizontal ( $\varphi=0.90$ ) la aceleración del espectro en período 0 segundos, es superior a la arrojada por el espectro costarricense en un 39%, siendo la costarricense 0.165g y la venezolana 0.27g. Sin importar los períodos de la edificación, se aprecia que las fuerzas laterales serán mayores aplicando la norma COVENIN 1756-01 ya que nunca se intersecta con el espectro elástico costarricense.

### 7.5 ESPECTRO DE DISEÑO

En la Figura 7.2 se presentan a continuación los espectros de diseños tanto de la Norma COVENIN 1756-01, como del CSCR-10. Es importante destacar que dichos espectros son aquellos en los cuales fue considerado el Factor de Reducción, o la Ductilidad Global Asignada.



**Figura 7.2 Espectros de Diseño**

Al analizar la figura 7.2 podemos observar que ambos espectros tienen formas similares, ya que están compuestos por 3 ramas, siendo la primera una descendente la cual comienza en  $T=0$  seg, posteriormente se aprecia una rama de aceleración espectral constante, para luego finalizar con otra rama descendente. Es importante destacar que a pesar de que ambos tengan una forma similar, los valores de los dos espectros varían considerablemente, en primer lugar se puede comparar dichos valores para  $T=0$  seg, siendo la aceleración espectral en el caso Venezolano de 0,27g y en el caso de Costa Rica 0,165 g (63,6% de diferencia), como segundo aspecto relevante a comentar, se aprecia que la rama de aceleración constante en Costa Rica (0,1244g) es superior a la de Venezuela (0,177g), sin embargo en los períodos

donde el espectro del CSRC-10 es constante los valores de aceleración del venezolano son considerablemente mayores. Como punto más importante se observa que para distintos valores de períodos las fuerzas laterales serán mayores aplicando la Norma COVENIN 1756-01, a excepción de  $T= 0.35$  seg en el cual los valores del espectro costarricense superan por muy poco al venezolano (0.6%).

## **7.6 ACCIONES SÍSMICAS SOBRE LA ESTRUCTURA**

Tanto la norma COVENIN 1756-01, como el CSCR-10 indican que la acción sísmica a considerar debe ser el 100% en la dirección en estudio, más el 30% en la dirección ortogonal. Por otra parte, es importante destacar también que ambas normas estipulan un valor a tomar en cuenta para la dirección vertical del sismo. Por su parte la norma costarricense, establece que se debe agregar a las combinaciones un 30% del efecto de la componente vertical del sismo, mientras que la norma Venezolana estipula un factor relacionado con la carga permanente (Ver Sección 6.3 del presente trabajo).

Lo anteriormente descrito es señalado en la Norma COVENIN 1756-01 en su sección 8.6 "Combinación de Efectos", mientras que para el CSCR-10 se encuentra estipulado en la sección 7.3 "Componentes direccionales".

## **7.7 FUERZAS LATERALES Y FUERZAS CORTANTES**

Las fuerzas cortantes ejercidas sobre la edificación en estudio fueron obtenidas mediante el Programa de Cálculo Automatizado ETABS, mientras que las laterales se calcularon restando las fuerzas cortantes de los pisos continuos entre sí. Es importante resaltar que para la determinación de dichas fuerzas fue aplicado el espectro de diseño de cada norma.

### **7.7.1 Corte Basal**

En la siguiente Tabla 7.3 se presentarán los valores de corte basal arrojados por el análisis realizado, así como también el valor de corte basal mínimo establecido por la norma.

**Tabla 7.3 Comparación Corte Basal según Normas COVENIN 1756 y CSCR-10**

NORMA	V min (Ton)	Vx (Ton)	Vy (Ton)
COVENIN 1756-01	212.12	270.87	242.14
CSCR-10	N/A	147.41	133.89

En la Tabla 7.3 se puede observar que los valores de Corte Basal aplicando la Norma venezolana son mayores al valor mínimo que estipula la misma, por ende no fue necesario mayorar ninguno de los valores. En cuanto al código sísmico costarricense, este no establece ninguna limitante en cuanto a un corte basal mínimo, por ende tampoco fue necesario mayorar los resultados arrojados aplicando dicha normativa.

### 7.7.2 Fuerzas Laterales

En la Tabla 7.4 y 7.5 se muestran las fuerzas laterales arrojadas por el Programa de Cálculo Automatizado ETABS, para cada norma, así como también la diferencia entre cada una de ellas.

**Tabla 7.4 Fuerzas Laterales según Normas COVENIN 1756 y CSCR-10, en Dirección X**

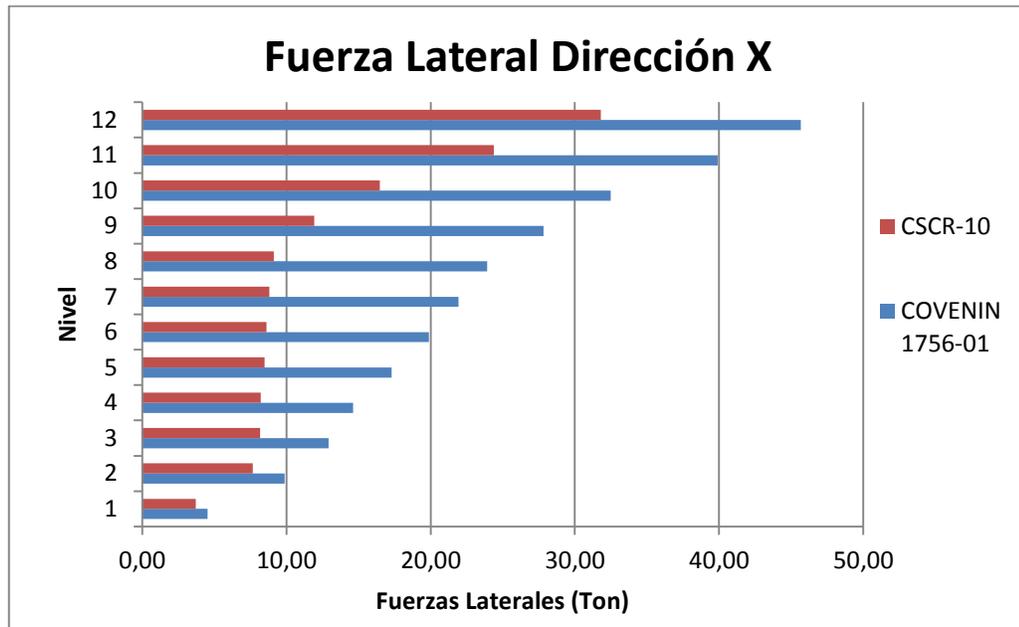
Nivel	Fuerzas Laterales		Diferencia (%)
	Dirección X		
	COVENIN 1756-01	CSCR-10	
12	45.67	31.80	43.60
11	39.91	24.37	63.74
10	32.48	16.49	97.02
9	27.83	11.93	133.29
8	23.91	9.13	<b>161.78</b>
7	21.93	8.62	154.34

6	19.88	8.47	134.49
5	17.29	8.22	110.33
4	14.63	8.19	78.73
3	12.93	8.81	46.76
2	9.88	7.66	29.03
1	4.53	3.71	22.12

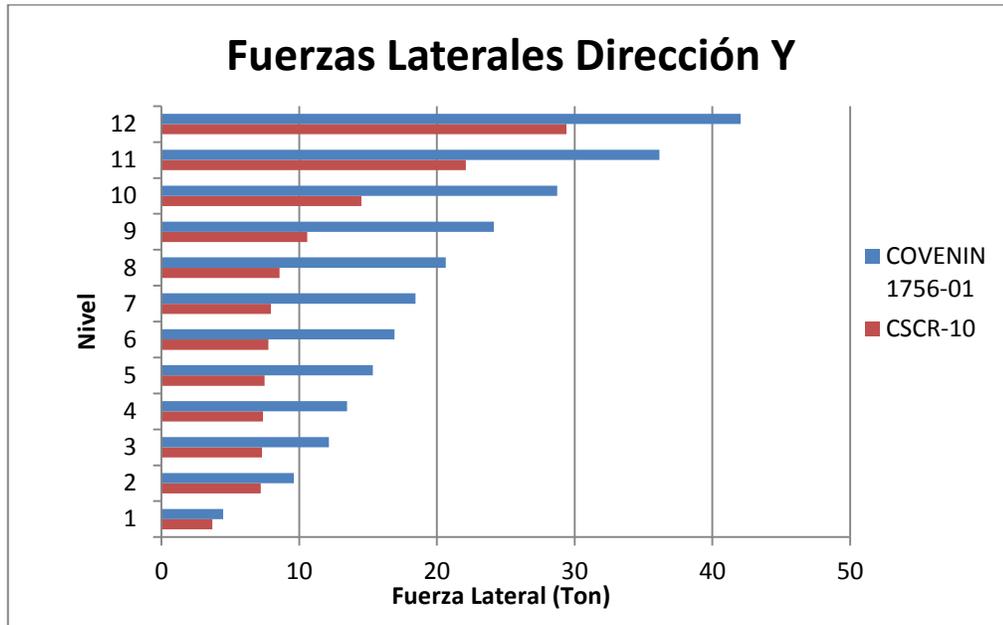
*Tabla 7.5 Fuerzas Laterales según Normas COVENIN 1756 y CSCR-10, en Dirección Y*

Nivel	Fuerzas Laterales		Diferencia (%)
	Dirección Y		
	COVENIN 1756-01	CSCR-10	
12	42.05	29.4	43.03
11	36.15	22.09	63.65
10	28.73	14.52	97.87
9	24.14	10.57	128.38
8	20.65	8.57	<b>140.96</b>
7	18.44	7.75	137.94
6	16.91	7.49	125.77
5	15.35	7.3	110.27
4	13.48	7.21	86.96
3	12.15	7.95	52.83
2	9.6	7.36	30.43
1	4.47	3.69	21.14

A continuación se mostrarán dichas fuerzas laterales de manera gráfica, en las **Figuras 7.3 y 7.4** para apreciar visualmente la diferencia entre ellas.



**Figura 7.3** Fuerzas Laterales según Normas COVENIN 1756 y CSCR-10, en Dirección X



**Figura 7.4** Fuerzas Laterales según Normas COVENIN 1756 y CSCR-10, en Dirección Y

Las Figuras 7.3 y 7.4 permiten apreciar que las fuerzas laterales obtenidas utilizando la Norma COVENIN 1756-01 son significativamente mayores que las arrojadas por el CSCR-10 (161.78% para el nivel 8 en dirección X, y 140.96% para el nivel 8 en dirección X), en ambas direcciones.

### 7.7.3 Fuerzas Cortantes

En la Tabla 7.6 y 7.7 se muestran las fuerzas cortantes arrojadas por el Programa de Cálculo Automatizado ETABS, para cada norma, así como también la diferencia entre cada una de ellas.

**Tabla 7.6** Fuerzas Cortantes según Normas COVENIN 1756 y CSCR-10, en Dirección X

Nivel	Fuerzas Cortantes	Diferencia
-------	-------------------	------------

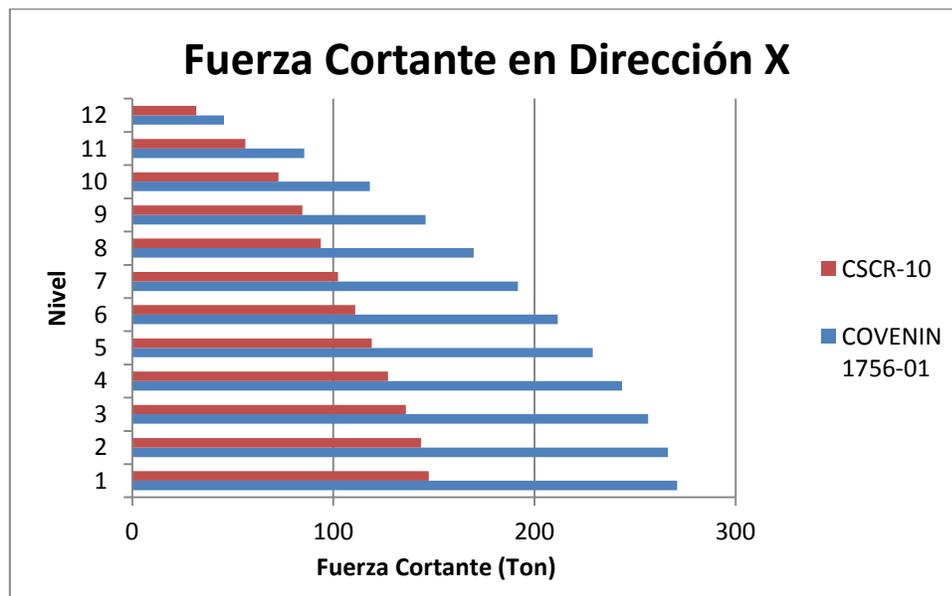
	Dirección X		(%)
	COVENIN 1756-01	CSCR-10	
12	45.67	31.80	43.60
11	85.58	56.18	52.34
10	118.06	72.66	62.48
9	145.89	84.59	72.46
8	169.80	93.73	81.17
7	191.73	102.35	87.33
6	211.61	110.83	90.94
5	228.91	119.05	92.29
4	243.53	127.23	91.41
3	256.46	136.04	88.51
2	266.34	143.70	85.34
1	270.87	147.41	83.75

*Tabla 7.7 Fuerzas Cortantes según Normas COVENIN 1756 y CSCR-10, en Dirección Y*

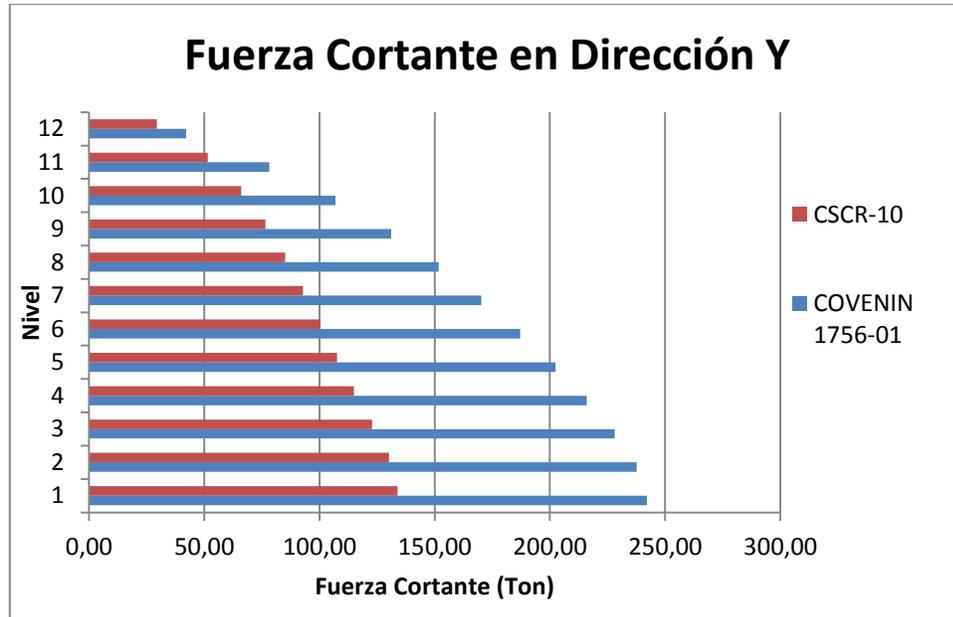
Nivel	Fuerzas Cortantes		Diferencia (%)
	Dirección Y		
	COVENIN 1756-01	CSCR-10	
12	42.05	29.40	43.03
11	78.21	51.49	51.90
10	106.94	66.01	62.01
9	131.08	76.58	71.17

8	151.73	85.14	78.20
7	170.17	92.90	83.18
6	187.08	100.39	86.36
5	202.44	107.69	87.99
4	215.92	114.90	87.92
3	228.07	122.85	85.65
2	237.67	130.21	82.53
1	242.14	133.89	80.85

A continuación se mostrarán dichas fuerzas laterales de manera gráfica, en las **Figuras 7.3 y 7.4** para apreciar visualmente la diferencia entre ellas.



**Figura 7.5** Fuerzas Cortantes según Normas COVENIN 1756 y CSCR-10, en Dirección X



**Figura 7.6** Fuerzas Cortantes según Normas COVENIN 1756 y CSCR-10, en Dirección Y

Las Figuras 7.5 y 7.6 permiten apreciar que las fuerzas cortantes, al igual que las laterales obtenidas utilizando la Norma COVENIN 1756-01 son significativamente mayores que las arrojadas por el CSCR-10 (92.29% para el nivel 5 en dirección X, y 87.99% para el nivel en dirección X) , en ambas direcciones.

### 7.8 MOMENTOS TORSORES

Como se expresó en la sección 5.11.2 del presente trabajo, el efecto de torsión no fue tomado en cuenta al utilizar el CSCR-10 para el análisis de la edificación, a diferencia de la Norma COVENIN 1756-01 la cual si tomó en consideración dicho efecto (Ver sección 4.11.2.1 y 4.11.2.2 del presente trabajo). En vista de ello no se realiza comparación del efecto torsional o de los momentos torsores entre estas dos normas.

### 7.9 DESPLAZAMIENTOS

Debido a lo explicado en la sección anterior, los desplazamientos considerados por el CSCR-10 son solo traslacionales, mientras que la normativa venezolana toma en cuenta como desplazamiento elástico total, los traslacionales más los rotacionales (causado por el efecto torsional). Por ende existirán diferencias entre los desplazamientos arrojados por ambas normas, los cuales pueden apreciarse en las siguiente **Tabla 7.8** y **7.9**, así como también gráficamente en las **Figuras 7.7** y **7.8**

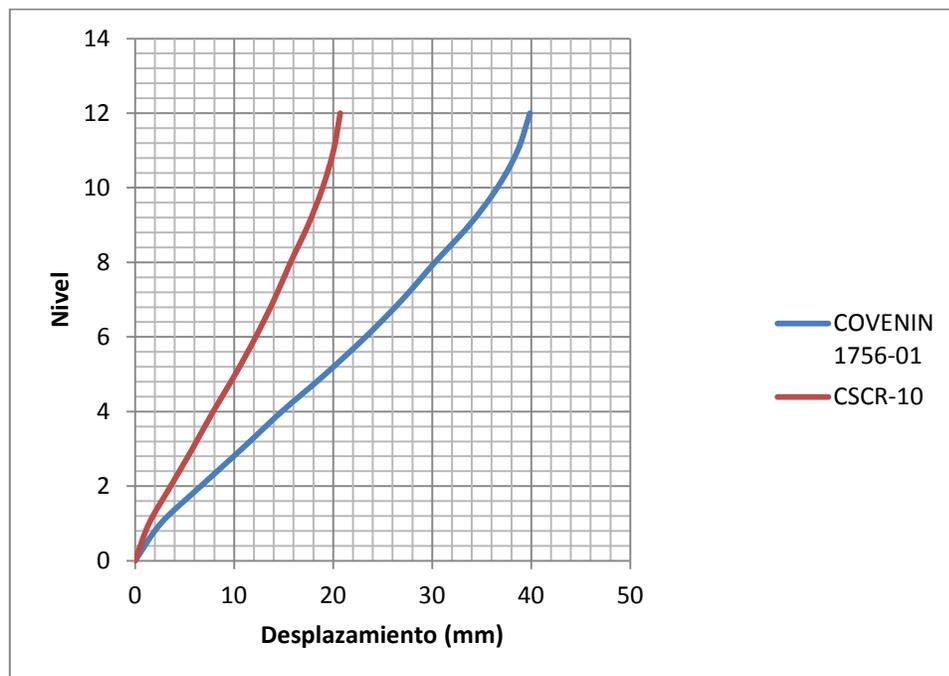
*Tabla 7.8 Desplazamientos Elásticos Totales según Normas COVENIN 1756 y CSCR-10, Dirección X*

Nivel	Desplazamiento (mm)		Diferencia (%)
	Dirección X		
	COVENIN 1756-01	CSCR-10	
12	39.87	20.72	92.47
11	38.629	20.04	92.77
10	36.568	18.94	93.10
9	33.749	17.47	<b>93.19</b>
8	30.27	15.70	92.83
7	26.977	14.04	92.13
6	23.274	12.18	91.08
5	19.195	10.12	89.64
4	14.815	7.88	87.91
3	10.786	5.79	86.29
2	6.635	3.59	84.87
1	2.595	1.41	83.78

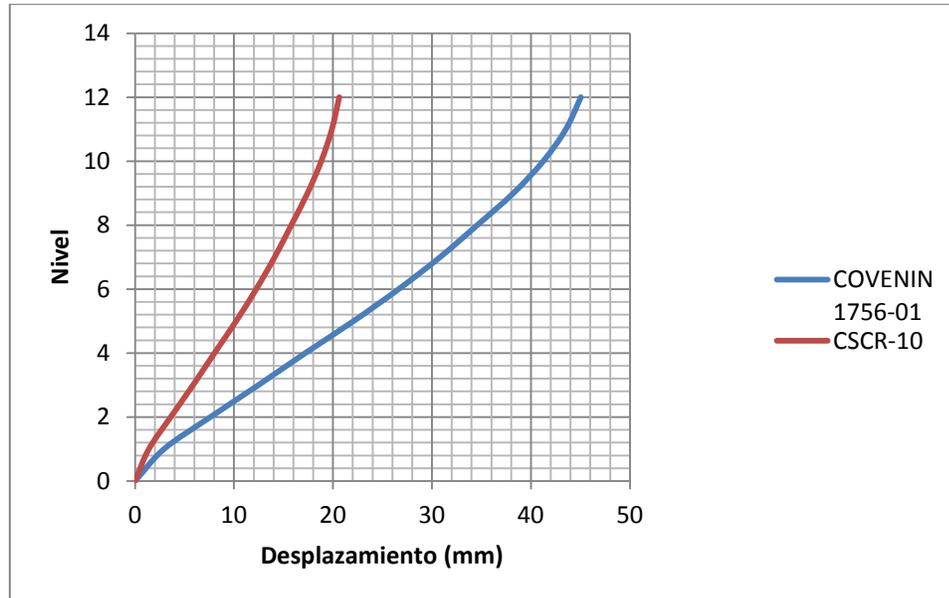
*Tabla 7.9 Desplazamientos Elásticos Totales según Normas COVENIN 1756 y CSCR-10, Dirección Y*

Nivel	Desplazamiento (mm)	Diferencia
-------	---------------------	------------

	Dirección Y		(%)
	COVENIN 1756-01	CSCR-10	
12	45.049	20.63	118.37
11	43.534	19.892	118.85
10	41.245	18.812	119.25
9	38.227	17.425	<b>119.38</b>
8	34.579	15.784	119.08
7	30.822	14.104	118.53
6	26.642	12.244	117.59
5	22.078	10.211	116.22
4	17.198	8.021	114.41
3	12.467	5.862	112.67
2	7.607	3.604	111.07
1	2.928	1.394	110.04



**Figura 7.7** Desplazamientos Elásticos Totales según Normas COVENIN 1756 y CSCR-10, Dirección X



**Figura 7.8** Desplazamientos Elásticos Totales según Normas COVENIN 1756 y CSCR-10, Dirección Y

En las figuras 7.7 y 7.8 se aprecia que los desplazamientos producidos por la Norma COVENIN 1756-01 son considerablemente mayores que los generados por el CSCR-10, encontrándose las diferencias máximas en el nivel 9 tanto para el eje X como para el Y, de 93.19% y 119.38% respectivamente.

### 7.10 CONTROL DE DESPLAZAMIENTOS

Tanto la Norma COVENIN 1756-01 como el CSCR-10 establecen controles de desplazamiento a partir de la deriva inelástica. En el caso de Venezuela inicialmente debe calcularse el desplazamiento total inelástico, a partir de la Ecuación 4.18 ( En el cual es necesario el Factor de Reducción de Respuesta y los desplazamientos elásticos calculados previamente), ya con dichos desplazamientos se procede a calcular la deriva inelástica, la cual vendría siendo la relación entre los desplazamientos inelásticos de pisos continuos, entre la diferencia de altura de dichos pisos. El caso de Costa Rica es similar, ya que a partir de la

Ecuación 5.3 podemos obtener el desplazamiento relativo inelástico (a partir de la Ductilidad Global Asignada, la sobrerresistencia y los desplazamientos relativos elásticos calculados previamente), dichos desplazamientos relativos son divididos entre la diferencia de altura entre los pisos continuos, para así obtener la deriva inelástica. Los valores límites de dichas derivas para cada norma, se presentan en la siguiente Tabla 7.10

**Tabla 7.10** Valor Límite de Deriva Inelástica

Norma	Deriva Inelástica Máxima
COVENIN 1756-01	0.018
CSCR-10	0.020

Es importante resaltar que en ambas normas para la selección de dicho valor es tomado en consideración el grupo al cual pertenece la edificación en estudio, sin embargo en el CSCR-10 también se considera el tipo de edificación, mientras que en la normativa venezolana se refiere solo al daño en elementos no estructurales. Como punto a resaltar está también la diferencia entre ambos valores mínimos, ya que puede considerarse como baja (11.1%)

A continuación se mostrarán los valores de las derivas inelásticas para ambas normas, para la dirección X y Y, en las **Tablas 7.11** y **7.12**, así como también las representaciones gráficas de las mismas en las **Figuras 7.9** y **7.10**.

**Tabla 7.11** Derivas Inelásticas según Normas COVENIN 1756 y CSCR-10, Dirección X

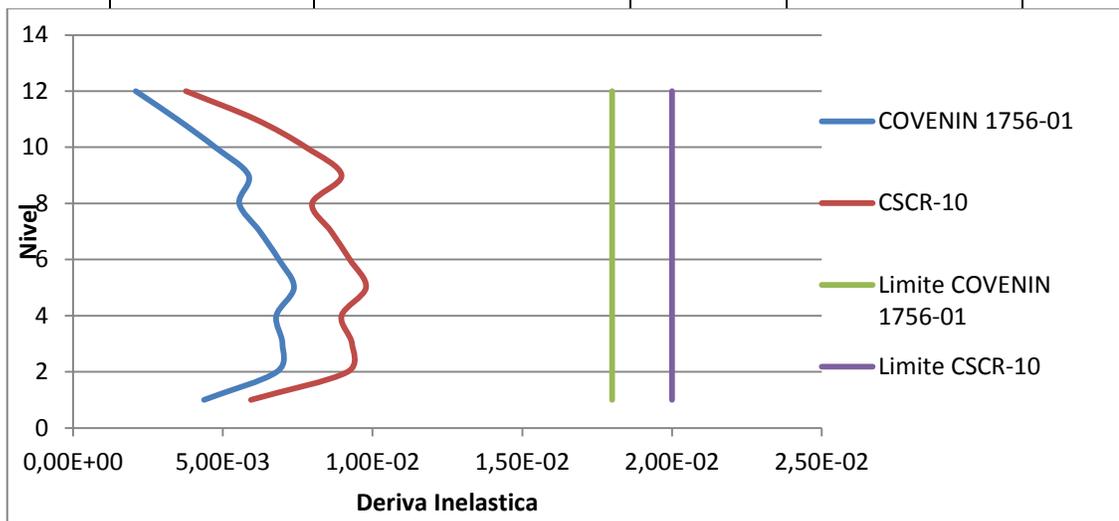
Nivel	Deriva Inelástica		Diferencia (%)
	Dirección X		
	COVENIN 1756-01	CSCR-10	
12	2.09E-03	3.77E-03	80.18

11	3.47E-03	6.08E-03	75.32
10	4.75E-03	7.78E-03	63.80
9	5.86E-03	8.96E-03	52.98
8	5.55E-03	7.98E-03	43.85
7	6.24E-03	8.62E-03	38.19
6	6.87E-03	9.24E-03	34.49
5	7.38E-03	9.78E-03	32.60
4	6.79E-03	8.96E-03	32.10
3	6.99E-03	9.31E-03	33.23
2	6.80E-03	9.17E-03	34.75
1	4.37E-03	5.94E-03	35.87

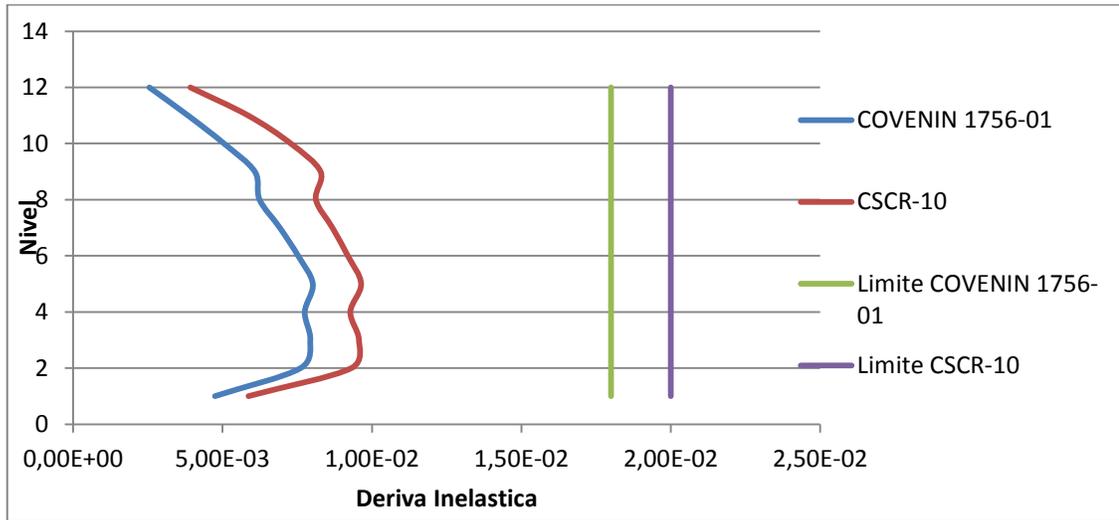
*Tabla 7.12 Derivas Inelásticas según Normas COVENIN 1756 y CSCR-10, Dirección Y*

Nivel	Deriva Inelástica		Diferencia (%)
	Dirección Y		
	COVENIN 1756-01	CSCR-10	
12	2.55E-03	3.92E-03	53.83
11	3.84E-03	5.86E-03	52.39
10	5.05E-03	7.28E-03	44.27
9	6.08E-03	8.28E-03	36.19
8	6.24E-03	8.12E-03	30.22
7	6.92E-03	8.68E-03	25.43
6	7.53E-03	9.19E-03	22.08

5	8.02E-03	9.64E-03	20.14
4	7.75E-03	9.28E-03	19.68
3	7.94E-03	9.56E-03	20.52
2	7.61E-03	9.31E-03	22.31
1	4.75E-03	5.87E-03	23.62



*Figura 7.9 Derivas Inelásticas según Normas COVENIN 1756 y CSCR-10, Dirección X*



*Figura 7.10 Derivas Inelásticas según Normas COVENIN 1756 y CSCR-10, Dirección X*

Al observar tanto la Figura 7.9 como la 7.10 se aprecia que las derivas inelásticas para la norma venezolana y para la costarricense son considerablemente inferiores a los valores máximos establecidos por las mismas. Otro punto importante a resaltar, es que a pesar de que los desplazamientos producidos por la norma venezolana son superiores a los generados por la costarricense, las derivas inelásticas de la edificación aplicando el CSCR-10 son superiores que al aplicar la COVENIN 1756-01.

## 7.11 PORCENTAJES DE ACERO

El diseño de los miembros seleccionados se realizó bajo la FONDONORMA 1753-2006 “Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural” y el Código Sísmico de Costa Rica-2010 según su Capítulo 8 “Requisitos para el Concreto Estructural” para Venezuela y Costa Rica respectivamente, ambos países hacen referencia al Código ACI 318, pero poseen normas y criterios establecidos para diseño y construcción del concreto armado.

### 7.11.1 Combinaciones de Cargas

Las combinaciones de carga establecidas en cada norma o código sísmico se convierten en el punto de inflexión del porcentaje de acero necesario para las solicitaciones resultantes en el diseño de concreto establecido en ambos países. A continuación se muestra en la **Tabla 7.13** una comparación de las combinaciones resultantes obtenidas en las Secciones 6.3.1 y 6.3.2 para Venezuela y costa rica del presente trabajo especial de grado.

**Tabla 7.13** *Combinaciones de Carga según Normas FONDONORMA 1753 y el CSCR-2010*

Combinación	FONDONORMA 1753	CSCR-2010
1	$CU = 1.4CP$	$CU = 1.4 CP$
2	$CU = 1.2CP + 1.6CV$	$CU = 1.2 CP + 1.6 CT$
3	$CU = 1.34CP + 0.5CV \pm S_x \pm 0.3S_y$	$CU = 1.05 CP + 0.5 CT \pm CS_x \pm 0.3CS_y$
4	$CU = 1.34CP + 0.5CV \pm S_y \pm 0.3S_x$	$CU = 1.05 CP + 0.5 CT \pm CS_y \pm 0.3CS_x$
5	$CU = 0.76CP \pm S_x \pm 0.3S_y$	$CU = 0.95 CP \pm CS_x \pm 0.3CS_y$
6	$CU = 0.76CP \pm S_y \pm 0.3S_x$	$CU = 0.95 CP \pm CS_y \pm 0.3CS_x$

En la **Tabla 7.13** se puede apreciar que existe una pequeña variación en las combinaciones de carga establecidas en ambos países, esta diferencia radica en el factor que modifica el valor de la carga permanente en el caso de las combinaciones 3, 4, 5 y 6. En ambos países se hace referencia a la participación del sismo en el 100% en una dirección más el 30% en la dirección perpendicular. Aunque hay que destacar que el factor que modifica la carga variable o temporal en ambos países causa gran discrepancia en los valores finales de las solicitaciones, ya que, es del 25% y el 15% para Venezuela y Costa Rica respectivamente.

### 7.11.2 Porcentaje de Acero en Columnas

Según las solicitaciones más desfavorables producto de las combinaciones de carga establecidas anteriormente se genera un área de acero requerida. A continuación se presentan una comparación en términos de Fuerzas Axiales y el Momentos para las columnas seleccionadas (ver Tabla 6.1) en las **Tablas 7.14 y 7.15**.

**Tabla 7.14** Solicitaciones por Fuerza Axial en Columnas según Normas FONDONORMA 1753 y el CSCR-2010

N°	Fuerza Axial (Ton)	
	FONDONORMA 1753	CSCR-2010
B3	383.94	367.18
B5	242.70	202.31
C2	272.47	266.59
C3	300.80	296.07

**Tabla 7.15** Solicitaciones por Momento en Columnas según Normas FONDONORMA 1753 y el CSCR-2010

N°	Mx (Ton.m)		My (Ton.m)	
	FONDONORMA 1753	CSCR-2010	FONDONORMA 1753	CSCR-2010
B3	13,29	6.68	19.57	10.36
B5	21,69	10.94	18.65	9.03
C2	-20,05	-4.64	-10.76	-1.67
C3	-10,47	-5.50	-18.74	-10.42

Como se demuestra en las **Tablas 7.14 y 7.15** las sollicitaciones generadas por la normativa venezolana son mayores en todas las columnas seleccionadas, debido al factor de participación de la carga variable o temporal, el valor de la aceleración espectral como se

evidenció en la comparación de los espectros de diseño (ver figuras 7.1 y 7.2) y la inclusión de los momentos torsores. A continuación se presenta en la **Tabla 7.16** los porcentajes de acero resultantes de las solicitaciones presentadas en las **Tablas 7.14 y 7.15**.

**Tabla 7.16** Porcentaje y Área de Acero en Columnas según Normas FONDONORMA 1753 y el CSCR-2010

N°	$\rho$ (%)		As req (cm <sup>2</sup> )	
	FONDONORMA 1753	CSCR- 2010	FONDONORMA 1753	CSCR- 2010
B3	2.36	1.64	63.72	44.28
B5	1.00	1	30.00	30.00
C2	1.44	1	34.56	24.00
C3	1.63	1	39,12	24.00

Como era de esperarse, el acero requerido por la norma venezolana es mucho mayor al requerido por la el código sísmico de Costa Rica, producto a las cargas últimas de las combinaciones de cargas, como se demuestra en la **Tabla 7.16**.

### 7.11.3 Porcentaje de Acero en Vigas

Según las solicitaciones más desfavorables producto de las combinaciones de carga establecidas en la **Sección 7.11.1** se genera un área de acero requerida para momento positivo y momento negativo en las vigas seleccionadas. A continuación se presentan una comparación en términos de Fuerzas Axiales y el Momentos para las estos miembros (ver Tabla 6.2) en las **Tablas 7.17 y 7.18**.

**Tabla 7.17** Solicitaciones en Vigas según Normas FONDONORMA 1753 y el CSCR-2010

Pórtico	Nivel	M <sup>(+)</sup> (Ton.m)	M <sup>(-)</sup> (Ton.m)
---------	-------	--------------------------	--------------------------

		FONDONORMA 1753	CSCR- 2010	FONDONORMA 1753	CSCR-2010
A2-A3	1	7.78	1.43	-16.60	-9.86
A4-B4	3	10.47	2.72	-24.70	-15.48
C1-C2	5	15.59	8.68	-20.81	-12.43
E4-E5	3	9.14	4.53	-18.87	-10.89

Como se demuestra en la **Tabla 7.17** las solicitaciones generadas por la normativa venezolana son mayores en todas las vigas seleccionadas, se presenta el mismo caso que en las columnas, en el cual influye el factor de participación de la carga variable o temporal, el valor de la aceleración espectral evidenciado en la comparación de los espectros de diseño (ver figuras 7.1 y 7.2) y la inclusión de los momentos torsores para el caso venezolano. Se puede observar que las diferencias en la mayoría de los casos exceden el 100% para los momentos positivos, los momentos negativos por lo tanto presentan diferencias alrededor del 35%

Estos momentos arrojan un área requerida de acero para cada caso que se presenta en la **Tabla 7.18**.

**Tabla 7.18** Área de Acero Requerida en Vigas según Normas FONDONORMA 1753 y el CSCR-2010

Pórtico	Nivel	Acero inferior (cm <sup>2</sup> )		Acero superior (cm <sup>2</sup> )	
		FONDONORMA 1753	CSCR-2010	FONDONORMA 1753	CSCR-2010
A2-A3	1	7.74	5.40	9.00	8.46
A4-B4	3	7.2	7.20	12.96	12.96
C1-C2	5	7.92	7.92	10.50	10.50

E4-E5	3	5.6	5.60	11.2	11.20
-------	---	-----	------	------	-------

#### 7.11. 4 Colocación de Acero

Se presenta a continuación en las *Tablas 7.19 y 7.20* una comparación entre los aceros a colocar producto a los aceros requeridos en todos los miembros seleccionados.

*Tabla 7.19 Colocación de Acero en Columnas*

Columna	As a Colocar (cm <sup>2</sup> )		Configuración	
	FONDONORMA 1753	CSCR- 2010	FONDONORMA 1753	CSCR-2010
B3	80.57	45.36	8 Ø 1 3/8"	4 Ø 1 3/8" + 4 Ø 1/2"
B5	31.67	25.34	4 Ø 1 " + 4 1/2"	4 Ø 1 " + 4Ø1/2"
C2	35.47	25.34	4 Ø 1 " + 4 Ø7/8"	4 Ø 1 " + 4Ø1/2"
C3	40,54	25.34	8 Ø 1 "	4 Ø 1 " + 4Ø1/2"

*Tabla 7.20 Colocación de Acero en Vigas (1)*

Acero inferior (cm <sup>2</sup> )			
Pórtico	Nivel	As a Colocar (cm <sup>2</sup> )	Configuración

		FONDONORMA 1753	CSCR-2010	FONDONORMA 1753	CSCR-2010
A2-A3	1	7.76	5.7	2 Ø 7/8"	2 Ø 3/4"
A4-B4	3	7.76	7.76	2 Ø 7/8"	2 Ø 7/8"
C1-C2	5	8.55	8.55	3 Ø 3/4"	3 Ø 3/4"
E4-E5	3	5.7	5.7	2 Ø 3/4"	2 Ø 3/4"

*Tabla 7.21 Colocación de Acero en Vigas (2)*

Acero superior (cm <sup>2</sup> )					
Pórtico	Nivel	As a Colocar (cm <sup>2</sup> )		Configuración	
		FONDONORMA 1753	CSCR-2010	FONDONORMA 1753	CSCR-2010
A2-A3	1	9.5	8.55	2 Ø 3/4"+ 3 Ø 1/2"	3 Ø 3/4"
A4-B4	3	13.7	13.7	2 Ø 1/2"+ 3Ø3/4"	2 Ø 7/8"+ 3Ø3/4"
C1-C2	5	11.08	11.08	2 Ø 1/2"+ 3Ø3/4"	2 Ø 1/2"+ 3Ø3/4"
E4-E5	3	11.56	11.56	2 Ø 7/8"+ 3Ø1/2"	2 Ø 7/8"+ 3Ø1/2"



## **CAPITULO VIII**

### **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

#### **8.1 CONCLUSIONES**

Para la edificación en estudio siguiendo los criterios mínimos establecidos tanto en la norma venezolana como en el código costarricense se evidencia la exigencia de la norma COVENIN 1756-2001 ante el CSCR-2010, producto principalmente a la flexibilidad establecida en la norma costarricense para obviar los efectos generados por los modos torsionales según la regularidad en planta del edificio estudiado. Además, como se demostró en el Capítulo 7 del presente trabajo, el espectro de diseño resultante bajo los criterios establecidos en la norma venezolana es más riguroso que el generado por el Código Sísmico de Costa Rica en su versión más actualizada del 2010 donde no existe un coeficiente de control de corte basal acarreado como consecuencia la presencia de mayores fuerzas cortantes, fuerzas laterales y desplazamientos en el diseño venezolano. Es importante destacar que es necesario la comparación de ambas normas sísmicas para edificaciones que presenten irregularidades en planta o mayor nivel de importancia, donde la norma costarricense exige por medio de otros métodos de análisis como el Método de Capacidad Espectral o el Método No Lineal Dinámico de Respuesta en el Tiempo la inclusión de los modos torsionales como requisito mínimo al igual que la norma venezolana. Por lo tanto, ésta investigación confirma y valida la vigencia de la norma venezolana COVENIN 1756-2001 “Edificaciones Sismorresistentes” para la construcción de edificaciones con características similares a la estudiada por medio del Método Dinámico Plano a pesar de no presentar actualizaciones en la última década.

Del Estudio Comparativo realizado en este Trabajo Especial de Grado, se derivan las siguientes conclusiones:

- Los espectros de diseños producto de la aplicación de la Norma COVENIN 1756-2001 Y el Código Sísmico de Costa Rica en su versión del 2010, ambos son de 3 ramas.

Comienzan con una rama descendente seguida por un intervalo de período donde se presentan aceleraciones constantes y culminando con una rama potencial descendente. Sin embargo se destaca que las aceleraciones producto del espectro de la norma venezolana son superiores para cualquier período.

- En términos de Cortes Basales, al aplicar la norma venezolana se obtuvieron valores de 270.87 Ton y 242.14 Ton para las direcciones X y Y respectivamente siendo estos mayores en un 83.75% y 80.85% a los obtenidos por medio del código costarricense que fueron de 147.41 Ton y 133.89 Ton para ambas direcciones. Dicha diferencia viene dada por dos motivos: en primer lugar debido a que como se expresó en el párrafo anterior las aceleraciones del espectro de diseño venezolano son superiores a las arrojadas por el espectro costarricense, en segundo lugar es importante destacar la ausencia de un coeficiente mínimo de corte basal en el código costarricense
- Las Fuerzas Laterales obtenidas bajo los criterios de la norma venezolana resultaron en promedio a lo largo de todos los niveles de la edificación en estudio 89.60% y 86.58% mayores que al aplicar el código costarricense, donde estas fueron menores al menos un 22.12% y 21.14%, alcanzando valores máximos como 161.78% y 140.96%, para las direcciones X y Y respectivamente. La diferencia mencionada es producto de las mismas razones expresadas en la conclusión anterior
- La norma costarricense permite obviar los modos torsionales producto a la regularidad en planta de la edificación en estudio, a diferencia de la norma venezolana donde se considera el efecto torsional o los momentos torsores
- Los desplazamientos elásticos totales aplicando la norma venezolana difieren en al menos un 83.78% y 100.04% para las direcciones X y Y a los arrojados bajo los criterios del CSCR-2010. Dicha diferencia se debe a que bajo el análisis costarricense fueron obviados los modos torsionales y por ende no existieron desplazamientos de

este tipo, siendo el desplazamiento elástico total igual al desplazamiento traslacional. Además las fuerzas laterales obtenidas por medios los criterios establecidos en la norma venezolana fueron mayores.

- En ambos países el control de desplazamientos está ligado a los desplazamientos inelásticos, según las características de la edificación en estudio la norma venezolana permite una deriva máxima de 0.018 mientras que en el código sísmico de Costa Rica en su última versión se restringe este valor a 0.020. Es importante destacar que a diferencia de los desplazamientos elásticos totales las derivas inelásticas resultantes por el CSCR-2010 fueron mayores un 46.45% y 30.89% en promedio para las direcciones X y Y respectivamente producto de las diferencias existentes durante el cálculo de los desplazamientos inelásticos. Otra posible causa de esta diferencia es que relación entre los desplazamiento de niveles continuos son menores bajo la aplicación del código sísmico costarricense.
- El porcentaje de acero obtenido tanto para vigas como columnas fue mayor al aplicar la Norma COVENIN 1756-2001 en todos los miembros seleccionados. La cuantía de acero mínima a colocar en columnas para el caso de la norma venezolana es de 1% siendo más estricta que el 0.5% establecido en el código sísmico costarricense.

## 8.2 RECOMENDACIONES

Del Estudio Comparativo realizado en este Trabajo Especial de Grado, se derivan las siguientes recomendaciones:

- Se recomienda realizar el mismo análisis comparativo para una edificación irregular en planta perteneciente al Grupo A, donde se consideren los efectos de los modos torsionales bajo los criterios de código costarricense, con la intención de comparar el Método Dinámico Espacial establecido en la Norma COVENIN con el Método de Capacidad Espectral o el Método No Lineal Dinámico de Respuesta en el Tiempo establecidos como métodos de análisis alternativo en el código sísmico costarricense.

- Se recomienda la inclusión del coeficiente mínimo de corte basal en la nueva versión Código Sísmico de Costa Rica.
- Se recomienda realizar el mismo análisis comparativo para un edificio de 12 niveles para sistemas estructurales mixto y de muro.
- Se recomienda modificar la rigidez de la estructura en el eje Y, en busca de cumplir con el coeficiente mínimo de corte basal, establecido en la Norma COVENIN 1756-01

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AUDEMARD, F (1999). *El sismo de Cariaco del 09 de julio de 1997, Edo. Sucre, Venezuela: Nucleación y progresión de la ruptura a partir de observaciones geológicas*. FUNVISIS. Caracas, Venezuela

COLEGIO FEDERADO DE INGENIEROS Y ARQUITECTOS DE COSTA RICA (2010). *"Código Sísmica de Costa Rica 2010"*. Editorial Tecnológica de Costa Rica. Cartago, Costa Rica.

COMISIÓN NACIONAL DE PREVENCIÓN DE RIESGOS Y ATENCIÓN DE EMERGENCIAS (2006) *"Costa Rica: La Actividad Sísmica"*. Recuperado de: [https://www.cne.go.cr/Atlas%20de%20Amenazas/atlas\\_de\\_amenazas/volcanes/VULCANISMO.pdf](https://www.cne.go.cr/Atlas%20de%20Amenazas/atlas_de_amenazas/volcanes/VULCANISMO.pdf)

COMISION PERMANENTE DE ESTUDIO Y REVISIÓN DEL CSCR (2017). *"Breve Historia del Código Sísmico"*. Recuperado de: <http://www.codigosismico.or.cr/historia.htm>

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

COVENIN 1756 (2001). *"Edificaciones Sismorresistentes"*. Norma COVENIN 1756-01, FONDONORMA, Caracas, Venezuela.

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

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

FUNVISIS (2002). *¿Venezuela es un país sísmico?*. Recuperado de:  
[http://www.funvisis.gob.ve/pais\\_sismico.php](http://www.funvisis.gob.ve/pais_sismico.php)

FUNVISIS (2002). *Terremoto de Cariaco*. Recuperado de:  
<http://www.funvisis.gob.ve/reportaje9.php>

FUNVISIS (2002). *El sismo de San Narciso*. Recuperado de:  
<http://www.funvisis.gob.ve/reportaje3.php>

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

FUNVISIS (2017). *Base de Datos, movimientos sísmicos*. Recuperado de:  
<http://www.estudiosydesastres.info.ve/index.php>

GRASES, J., LOPEZ, O. Y HERNANDEZ, J. (1984). *“Edificaciones Sismorresistentes – Manual de Aplicación de las Normas”*. FONDUR. Caracas, Venezuela.

HERNANDEZ, J. (2000) *Aplicación y actualización de la Norma “Edificaciones Antisísmicas”, COVENIN 1756-82*. FUNVISIS. Caracas, Venezuela.

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

MONTERO, W. CAMACHO, E. ESPINOSA, A Y BOSCHINI, I. (1995). *“Sismicidad y marco neotectónico de Costa Rica y Panamá”*. Universidad de Costa Rica. San José, Costa Rica

RODRIGUEZ, J. (2005). *“Breve historia de la sismología en Venezuela”*. FUNVISIS. Caracas, Venezuela

UNIVERSIDAD DE COSTA RICA (2011). *Marco Tectónico de Costa Rica*. Recuperado de:  
<http://www.lis.ucr.ac.cr/index.php?id=4>

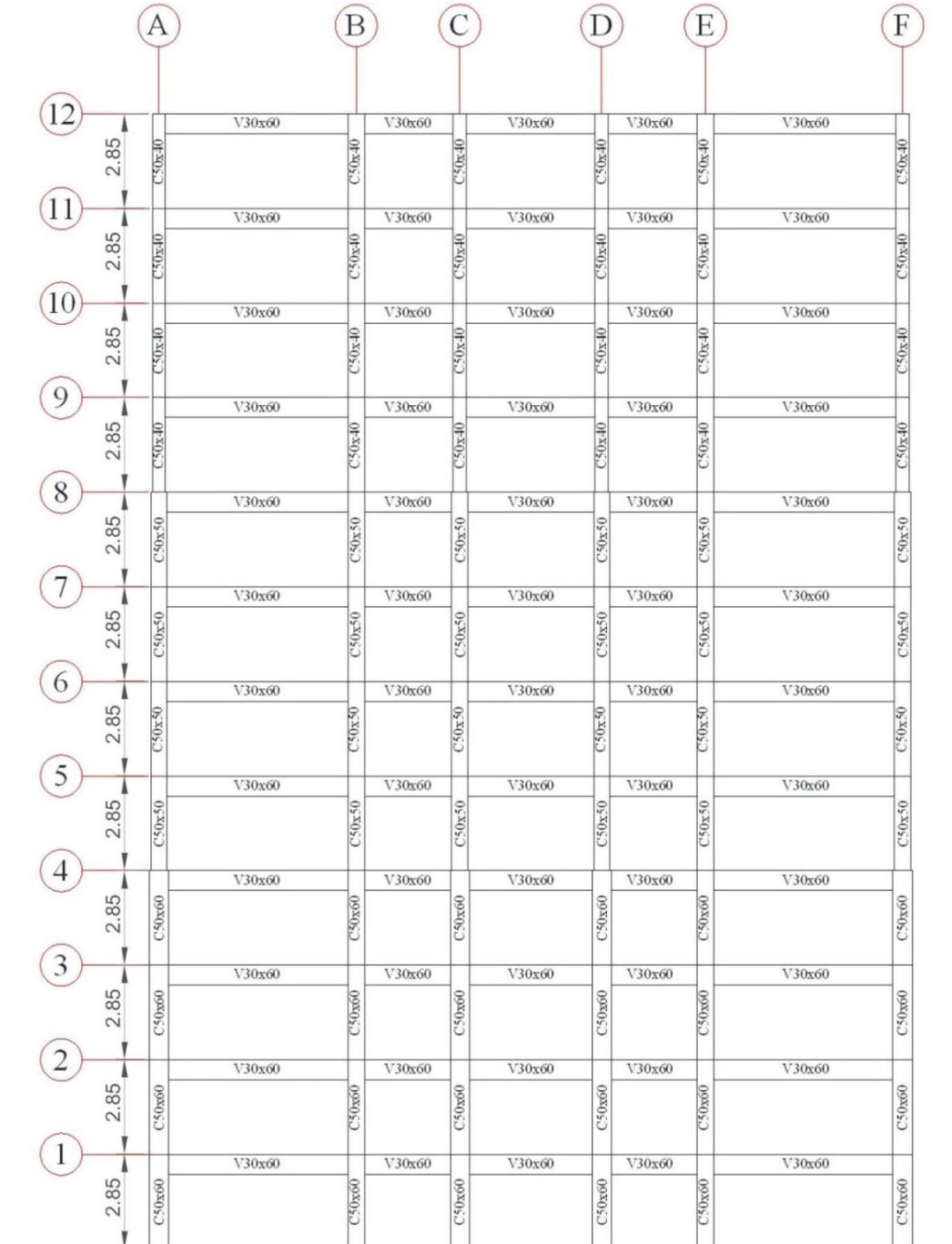
UNIVERSIDAD DE COSTA RICA (2017). *Reportes Sísmicos*. Recuperado de:  
<http://www.rsn.ucr.ac.cr/actividad-sismica/reportes-sismicos>

UNIVERSIDAD NACIONAL DE COSTA RICA (2011). *Sismicidad Histórica*. Recuperado de: <http://www.ovsicori.una.ac.cr/index.php/sismologia/sismicidad-historica>

VELASQUEZ, H. Y FONTEN, L. (2015). “*Estudio Comparativo de un edificio de concreto armado utilizando las normas sísmicas de Ecuador y Venezuela*”. Tesis Ingeniería Civil, Universidad Católica Andrés Bello, Escuela de Ingeniería Civil, Caracas, Venezuela.



## ANEXO A PORTICOS EN DIRECCION "X" Y EN DIRECCION "Y"



*Figura A.1 Elevación Pórtico 1 y 5.*

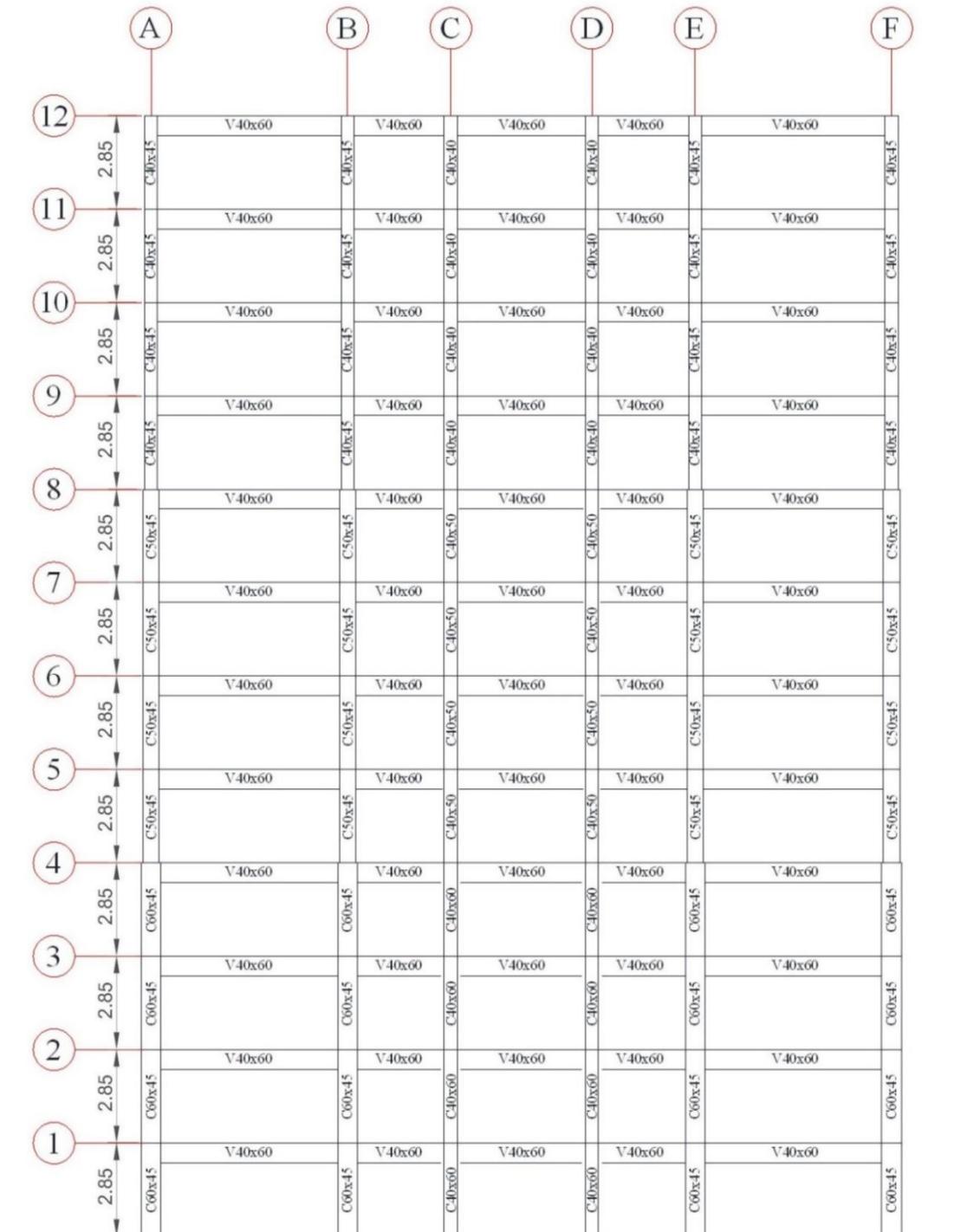


Figura A.2 Elevación Pórtico 2.

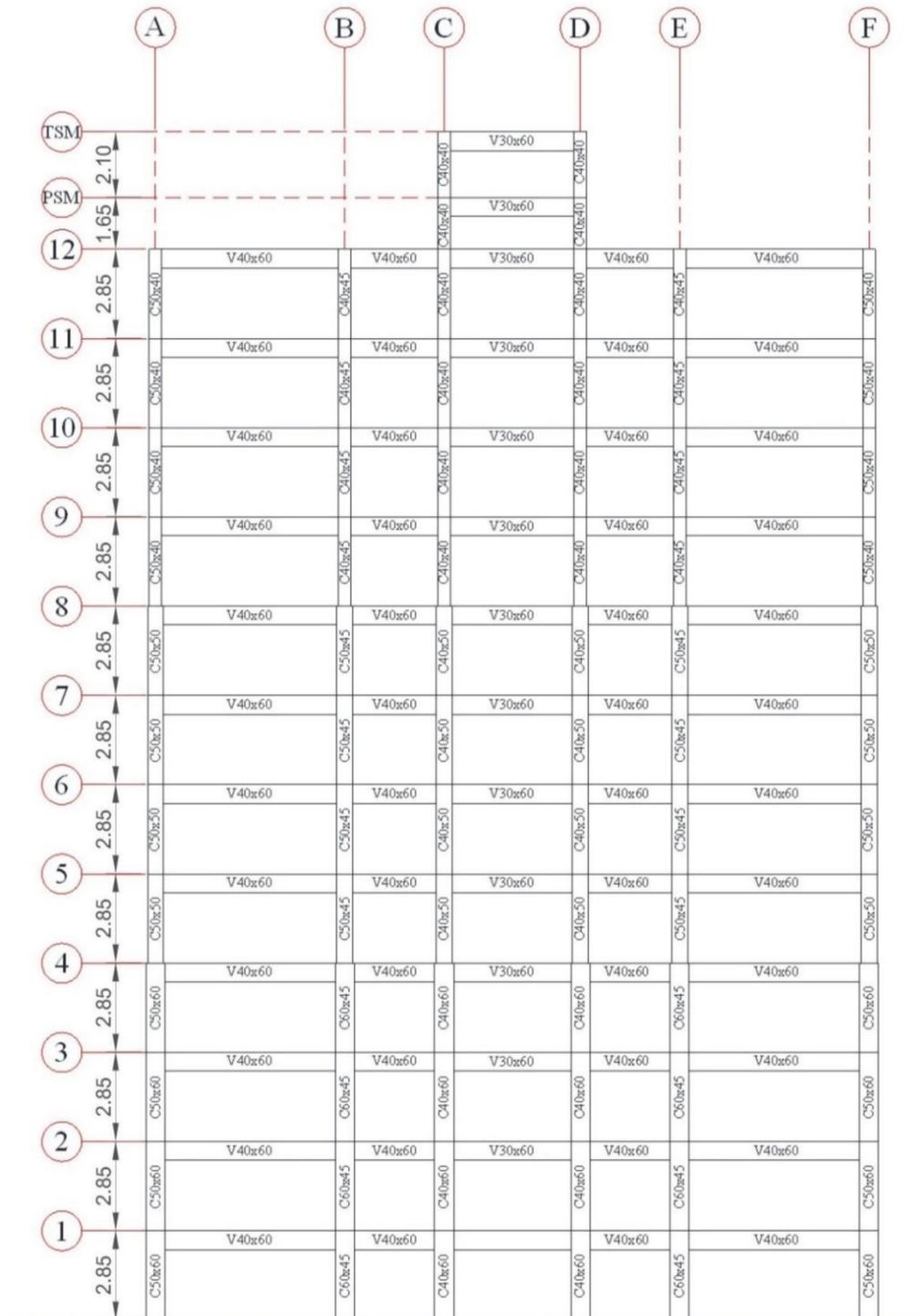


Figura A.3 Elevación Pórtico 3.

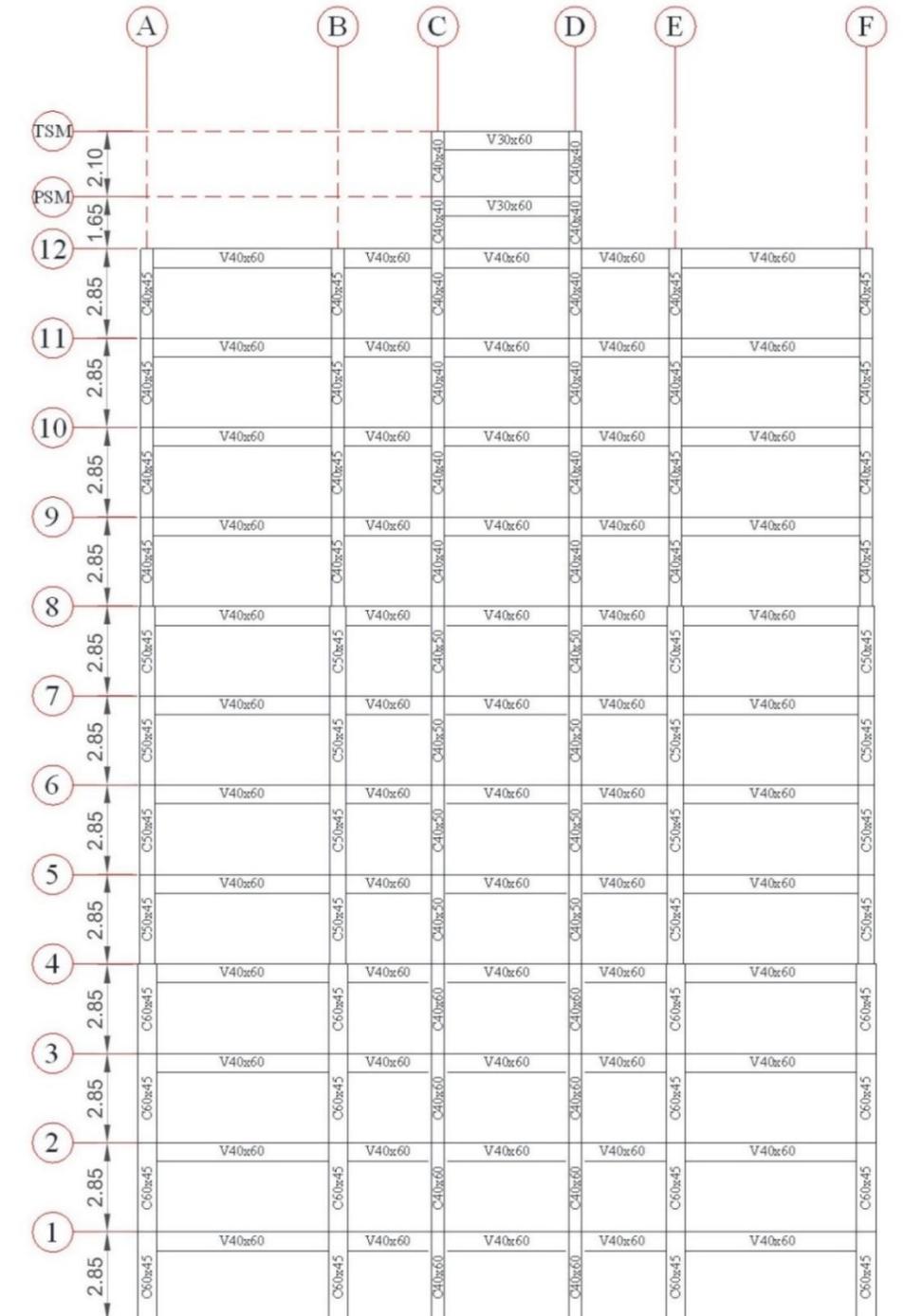
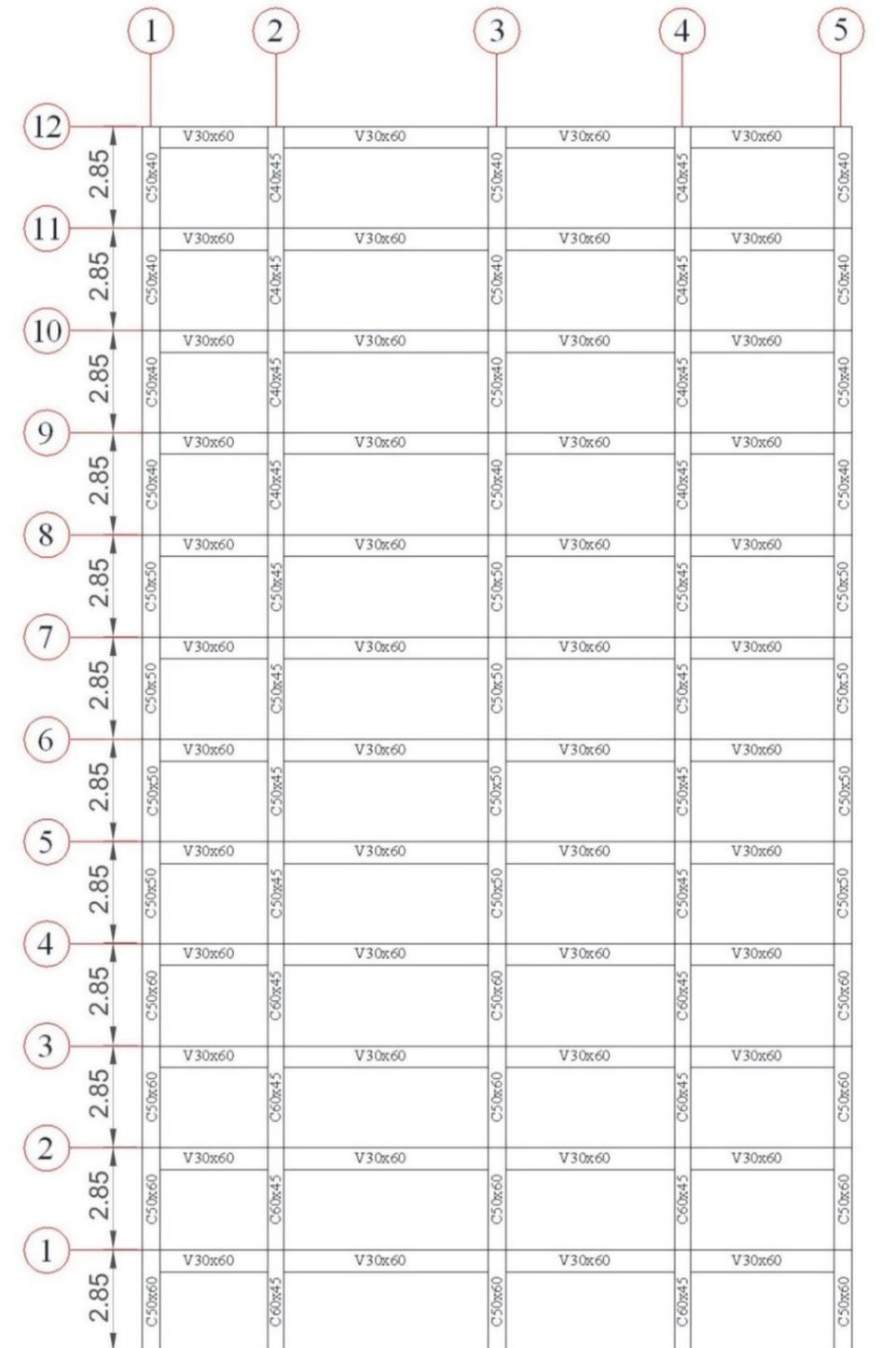
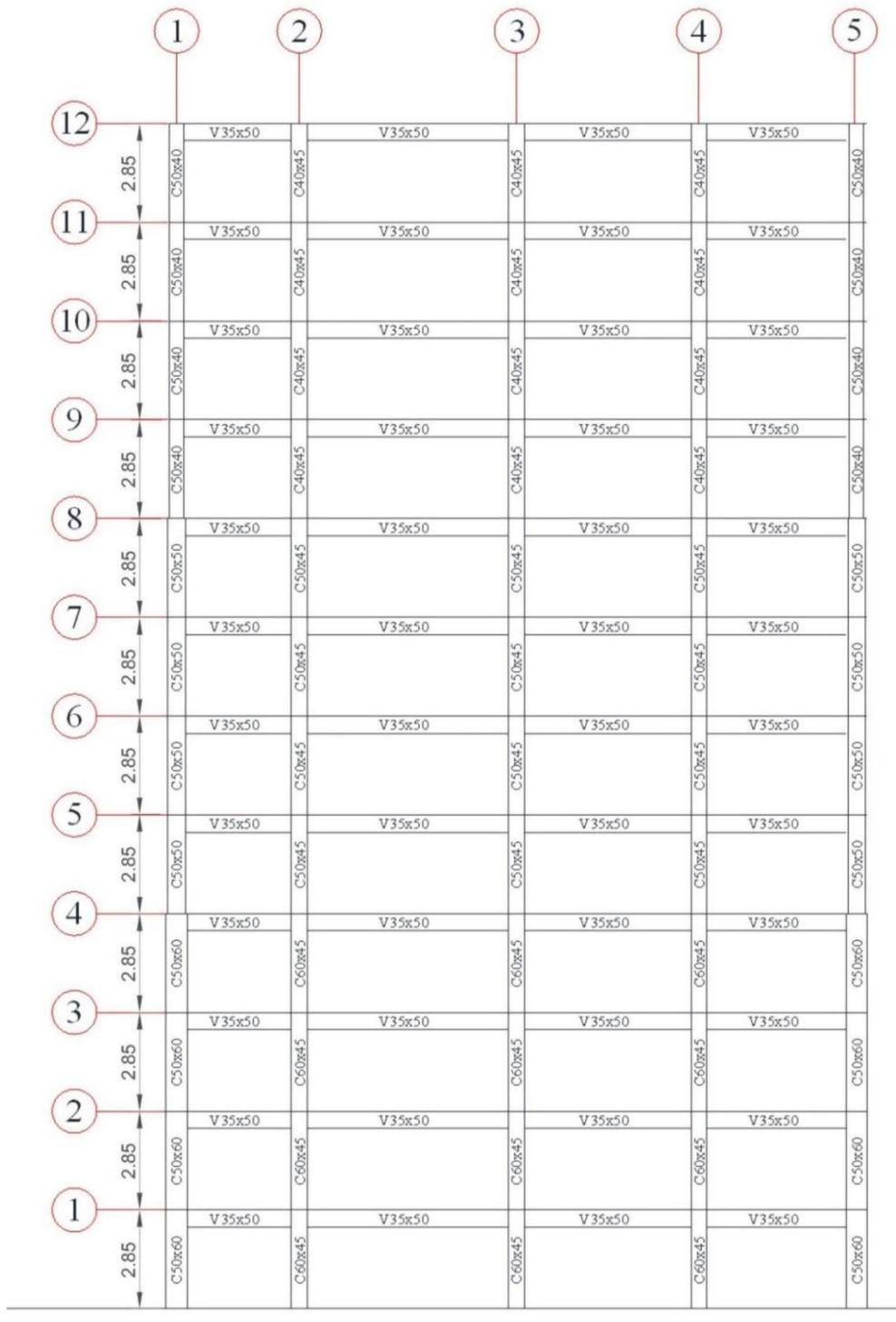


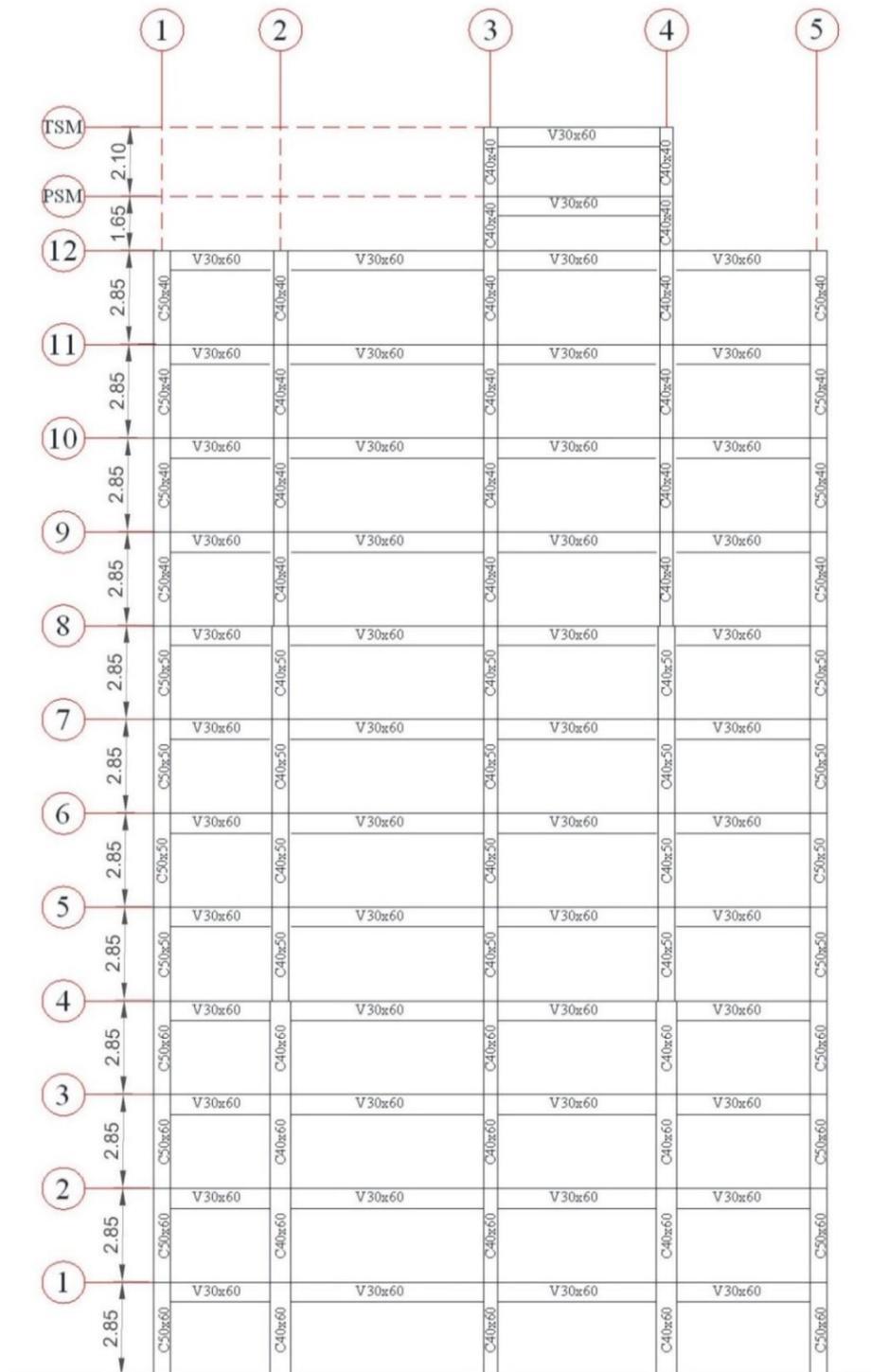
Figura A.4 Elevación Pórtico 4.



**Figura A.5** Elevación Pórtico A y F.



*Figura A.6 Elevación Pórtico B y E.*



**Figura A.7** Elevación Pórtico C y D

## ANEXO B

### PESO DE LA EDIFICACION SEGUN CSCR-2010

Para el cálculo del peso de la edificación según el Código Sísmico de Costa Rica se utilizó el capítulo 6 del mismo, denominado "Cargas y Factores de Participación", en el cual establece que elementos deben ser incluidos al momento de determinar las cargas permanentes, los valores mínimos a considerar para las cargas temporales, así como también el porcentaje a tomar en cuenta de la carga temporal para obtener la carga sísmica.

#### B.1 Carga Permanente

Según la sección 6.1.1 del CSCR-10, deben ser incluidas como cargas permanentes los siguientes elementos:

- a) Los pesos propios de elementos constructivos, sean estructurales o no estructurales, como vigas, columnas, muros, particiones livianas, techos, etc.
- b) Los pesos de sistemas y componentes arquitectónicos, eléctricos y mecánicos, unidos a la estructura de manera que resistan las fuerzas especificadas en el capítulo 14.
- c) El peso de productos líquidos y sólidos contenidos en depósitos, suponiendo el depósito lleno, a menos que un análisis probabilístico justifique otra cosa. Adicionalmente, en el caso de los líquidos, se puede considerar el efecto de la masa oscilante en el depósito.

Ya que el Código Sísmico de Costa Rica no establece valores mínimos referenciales para algunos elementos constructivos o aspectos arquitectónicos, fueron tomados los mismos valores de la Norma COVENIN 2002-88. Expresados en la siguiente **Tabla B.1**.

*Tabla B.1 Cargas Permanentes*

Descripción	Peso (Kgf/m <sup>2</sup> )
Peso Propio Losa	315
Piso Acabado	100
Tabiquería	150
Friso	30
Impermeabilización	5
Máquina de Ascensores	1300

Es importante destacar que en la sección 6.1.3 del código se establece que para el cálculo de la carga sísmica de cada nivel debe incluirse la mitad del peso de las columnas, paredes y elementos verticales de los pisos inmediatamente inferior y superior que estén vinculados a ese nivel y a los niveles inferior o superior. Es por ello que se realizará el mismo procedimiento que se aplicó para el cálculo del peso propio de las columnas en el Capítulo II del presente trabajo, **Ver Sección 2.1.1**

De igual manera se repetirá el procedimiento para la determinación del peso propio ejercido por las vigas, el friso, la tabiquería, la losa, la impermeabilización (Losa de Techo) y la sala de máquinas. **Ver Sección 2.1.2 y 2.1.3** del presente trabajo.

En la **Tabla B.2** presentada a continuación, se muestran las acciones permanentes ejercidas en cada piso, así como también la sumatoria total de dichas acciones.

*Tabla B.2 Cargas Permanente Total*

Nivel	Área	Acabado	Tabiquería	Friso	Imperm	Sala de Máquinas	Columnas	Vigas	Losa	Tot/ Nivel
	m2	Ton	Ton	Ton	Ton	Ton	Ton	Ton	Ton	Ton
14	22.36	2.24	-	0.67	0.11	-	1.68	7.83	7.04	19.57
13	13.76	1.38	-	0.41	-	17.89	3	11.43	4.33	38.44
12	419.09	41.91	-	12.57	2.10	-	21.13	107.38	132.01	317.10
11	419.09	41.91	62.86	12.57	-	-	39.62	107.38	132.01	396.35
10	419.09	41.91	62.86	12.57	-	-	39.62	107.38	132.01	396.35
9	419.09	41.91	62.86	12.57	-	-	39.62	107.38	132.01	396.35
8	419.09	41.91	62.86	12.57	-	-	44.57	106.20	132.01	400.12
7	419.09	41.91	62.86	12.57	-	-	49.52	106.20	132.01	405.07
6	419.09	41.91	62.86	12.57	-	-	49.52	106.20	132.01	405.07
5	419.09	41.91	62.86	12.57	-	-	49.52	106.20	132.01	405.07
4	419.09	41.91	62.86	12.57	-	-	54.47	105.01	132.01	408.84
3	419.09	41.91	62.86	12.57	-	-	59.42	105.01	132.01	413.79
2	419.09	41.91	62.86	12.57	-	-	59.42	105.01	132.01	413.79
1	419.09	41.91	62.86	12.57	-	-	59.42	105.01	132.01	413.79
BASE	-	-	-	-	-	-	29.71	-	-	29.71
TOTAL	5065.20	506.52	691.50	151.96	2.21	17.89	600.23	1293.62	1595.54	<b>4859.45</b>

## B.2 Carga Temporal

Los valores mínimos de estas cargas cambiaron, respecto a las utilizadas en el Capítulo II del presente trabajo, ya que el Código Sísmico de Costa Rica en la Tabla 6.1 de la sección 6.1.2, establece distintas acciones mínimas, las cuales se presentan en la siguiente **Tabla B.3**

**Tabla B.3 Cargas Temporales**

Descripción	Peso (Kg/m <sup>2</sup> )
Azoteas con pendiente inferior o igual al 5 por ciento.	200
Habitaciones	200

El procedimiento aplicado para el cálculo de estas cargas fue el mismo utilizado en el caso de la Norma COVENIN 1756-01 (Ver Sección 2.2 del presente trabajo). Dichas cargas temporales ejercidas por cada nivel, así como también la sumatoria total de las mismas se muestran en la siguiente **Tabla B.4**.

**Tabla B.4 Carga Temporal Total**

Nivel	Área	Carga Temporal (Entrepiso)	Carga Temporal (Techo)	Total/Nivel
	m <sup>2</sup>	Kg/m <sup>2</sup>	Kg/m <sup>2</sup>	Ton
14	22.36	-	200	4.47
13	13.76	400	-	5.50
12	419.09	-	200	83.82
11	419.09	200	-	83.82
10	419.09	200	-	83.82
9	419.09	200	-	83.82
8	419.09	200	-	83.82
7	419.09	200	-	83.82
6	419.09	200	-	83.82

5	419.09	200	-	83.82
4	419.09	200	-	83.82
3	419.09	200	-	83.82
2	419.09	200	-	83.82
1	419.09	200	-	83.82
BASE	-	-	-	-
			<b>TOTAL</b>	<b>1015.79</b>

### B.5 Carga Sísmica de la Edificación

Para la determinación de la carga sísmica (peso total de la edificación), debe sumársele a la carga permanente un porcentaje de la carga temporal. Según la sección 6.3 del código, dicho porcentaje establecido para edificios, será de 15%. En la siguiente *Tabla B.5* se mostrará el valor de la carga sísmica total.

*Tabla B.4 Carga Sísmica de la Edificación*

Nivel	Carga	Carga	15 % de Carga	Total/Nivel
	Permanente	Temporal	Temporal	
	Ton	Ton	Ton	Ton
14	9.57	4.47	0.67	20.24

13	8.44	5.50	0.83	39.27
12	17.10	83.82	12.57	329.67
11	96.35	83.82	12.57	408.93
10	96.35	83.82	12.57	408.93
9	96.35	83.82	12.57	408.93
8	00.12	83.82	12.57	412.69
7	05.07	83.82	12.57	417.65
6	05.07	83.82	12.57	417.65
5	05.07	83.82	12.57	417.65
4	08.84	83.82	12.57	421.42
3	13.79	83.82	12.57	426.37
2	13.79	83.82	12.57	426.37
1	13.79	83.82	12.57	426.37
BASE		0.00	0.00	29.71

	9.71			
				<b>5,011.82</b>

## ANEXO C

### CÁLCULOS DE CENTRO DE MASA, CORTE Y RIGIDEZ

#### C.1. CENTRO DE MASA

El cálculo del centro de masa se realizó mediante el uso de las *Ecuaciones 3.1 y 3.2* expresadas en el Capítulo 3, basándose en que el origen de sistema de coordenadas se

encuentra en la intersección de los pórticos A y 1 (ver Figura 1.1), como se demuestra en las *Tablas C.1 y C.2*

*Tabla C.1 Coordenadas X del Centro de Masa.*

Nivel	Peso Total (T)	Peso Total Acumulado (T)	Xcg (m)	Peso Acum*Xcg	$\Sigma$ Peso Acum*Xcg	Xcm (m)
12.00	327.98	327.98	11.30	3706.16	3706.16	11.30
11.00	415.09	743.07	11.30	4690.55	8396.71	11.30
10.00	415.09	1158.16	11.30	4690.55	13087.25	11.30
9.00	415.09	1573.26	11.30	4690.55	17777.80	11.30
8.00	418.86	1992.12	11.30	4733.14	22510.94	11.30
7.00	423.81	2415.93	11.30	4789.10	27300.03	11.30
6.00	423.81	2839.75	11.30	4789.10	32089.13	11.30
5.00	423.81	3263.56	11.30	4789.10	36878.22	11.30
4.00	427.58	3691.14	11.30	4831.69	41709.91	11.30
3.00	432.53	4123.68	11.30	4887.65	46597.56	11.30
2.00	432.53	4556.21	11.30	4887.65	51485.20	11.30
1.00	432.53	4988.75	11.30	4887.65	56372.85	11.30

*Tabla C.2 Coordenadas Y del Centro de Masa.*

Nivel	Peso Total (T)	Peso Total Acumulado (T)	Ycg (m)	Peso Acum*Xcg	$\Sigma$ Peso Acum*Xcg	Ycm (m)
12	327.98	327.98	9.67	3171.55693	3171.56	9.67
11	415.09	743.07	9.65	4005.642529	7177.20	9.66
10	415.09	1158.16	9.65	4005.642529	11182.84	9.66

9	415.09	1573.26	9.65	4005.642529	15188.48	9.65
8	418.86	1992.12	9.65	4042.016949	19230.50	9.65
7	423.81	2415.93	9.64	4085.564454	23316.07	9.65
6	423.81	2839.75	9.64	4085.564454	27401.63	9.65
5	423.81	3263.56	9.64	4085.564454	31487.19	9.65
4	427.58	3691.14	9.64	4121.90118	35609.10	9.65
3	432.53	4123.68	9.64	4169.637304	39778.73	9.65
2	432.53	4556.21	9.64	4169.637304	43948.37	9.65
1	432.53	4988.75	9.64	4169.637304	48118.01	9.65

## C.2. CENTRO DE CORTE

El cálculo del centro de corte se realizó mediante el uso de las *Ecuaciones 3.3 y 3.4* expresadas en el Capítulo 3, basándose en que el origen de sistema de coordenadas se encuentra en la intersección de los pórticos A y 1 (ver Figura 1.1), como se demuestra en las *Tablas C.3 y C.4*

*Tabla C.3 Coordenadas X del Centro de Corte.*

Nivel	Xcm (m)	Fy (Ton)	Fy*Xcm	$\sum Fy*Xcm$	Vy	Xcc (m)
12	11.30	45.67	516.02	516.02	45.67	11.30
11	11.30	39.91	451.03	967.05	85.58	11.30
10	11.30	32.48	367.02	1334.07	118.06	11.30
9	11.30	27.83	314.45	1648.53	145.89	11.30
8	11.30	23.91	270.24	1918.76	169.80	11.30

7	11.30	21.93	247.84	2166.60	191.73	11.30
6	11.30	19.88	224.62	2391.22	211.61	11.30
5	11.30	17.29	195.42	2586.64	228.91	11.30
4	11.30	14.63	165.29	2751.94	243.53	11.30
3	11.30	12.93	146.08	2898.01	256.46	11.30
2	11.30	9.88	111.68	3009.69	266.34	11.30
1	11.30	4.53	51.14	3060.83	270.87	11.30

*Tabla C.4 Coordenadas Y del Centro de Corte.*

Nivel	Ycm (m)	Fy (Ton)	Fy*Ycm	$\sum Fy*Xcm$	Vx	Ycc (m)
12	9.67	42.05	406.66	406.66	42.05	9.67
11	9.66	36.15	349.20	755.86	78.21	9.66
10	9.66	28.73	277.40	1033.26	106.94	9.66
9	9.65	24.14	233.06	1266.32	131.08	9.66
8	9.65	20.65	199.37	1465.69	151.73	9.66
7	9.65	18.44	177.95	1643.64	170.17	9.66
6	9.65	16.91	163.22	1806.85	187.08	9.66
5	9.65	15.35	148.12	1954.97	202.44	9.66
4	9.65	13.48	130.07	2085.04	215.92	9.66
3	9.65	12.15	117.24	2202.28	228.07	9.66
2	9.65	9.60	92.59	2294.87	237.67	9.66
1	9.65	4.47	43.10	2337.97	242.14	9.66

### C.3. RIGIDEZ Y CENTRO DE RIGIDEZ

Basándonos en las ecuaciones establecidas en la Sección 3.3 del presente Trabajo Especial de Grado se calculó tanto los centros de rigidez de cada nivel, así como también la rigidez de los pórticos en ambas direcciones horizontales del sismo. Estableciendo como origen de sistema de coordenadas se encuentra en la intersección de los pórticos A y 1 (ver Figura 1.1).

A continuación se presentan en las Tablas C.5, C.6, C.7 y C.8 los resultados de las sumatorias de  $K_v$  y  $K_c$  (Ver Capítulo 3) por nivel de cada pórtico.

*Tabla C.5  $K_v$  Pórticos Dirección X.*

<b>Nivel</b>	<b>Pórtico 1 (cm<sup>3</sup>)</b>	<b>Pórtico 2 (cm<sup>3</sup>)</b>	<b>Pórtico 3 (cm<sup>3</sup>)</b>	<b>Pórtico 4 (cm<sup>3</sup>)</b>	<b>Pórtico 5 (cm<sup>3</sup>)</b>
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
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 C.6  $K_v$  Pórticos Dirección Y.*

<b>Nivel</b>	<b>Pórtico A</b>	<b>Pórtico B</b>	<b>Pórtico C</b>	<b>Pórtico D</b>	<b>Pórtico E</b>	<b>Pórtico F</b>
--------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------

	(cm <sup>3</sup> )					
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 C.7 Kc Pórticos Dirección X.*

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
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 C.8 Kc Pórticos Dirección Y*

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

Por medio de las Ecuaciones 3.5 y 3.6 se presentan a continuación en las Tablas C.9. y C.10 las rigideces totales por pórtico en cada nivel

*Tabla C.6 Rigidez en Dirección X.*

Nivel	Rigideces Pórticos Dirección X (Kg/cm)					$\Sigma R_{xi}$ (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
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 C.7 Rigidez en Dirección Y*

Nivel	Rigideces Pórticos Dirección Y (Kg/cm)						$\sum R_{yi}$ (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

**Tabla C.8** *Coordenadas de los Pórticos en Dirección X*

<b>Pórticos</b>	<b>Y<sub>p</sub> (m)</b>
1	0.00
2	3.50
3	9.70
4	14.90
5	19.40

**Tabla C.9** *Coordenadas de los Pórticos en Dirección Y*

<b>Porticos</b>	<b>X<sub>p</sub> (m)</b>
A	0.00
B	6.00
C	9.15
D	13.45
E	16.60
F	22.60

Mediante el uso de las Ecuaciones 3.7 y 3.8 establecidas en el Capítulo 3 se procede al cálculo de las coordenadas X y Y de los centros de rigidez, como se demuestra en la **Tabla C.13**.

**Tabla C.10** *Centros de Rigidez.*

<b>Nivel</b>	<b>R<sub>xi</sub></b>	<b>R<sub>yi</sub></b>	<b>X<sub>cr</sub></b>	<b>Y<sub>cr</sub></b>
	<b>(ton/m)</b>	<b>(ton/m)</b>	<b>(m)</b>	<b>(m)</b>
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 D

### ACELERACIONES ESPECTRALES

Por medio de las *Ecuaciones 4.1, 4.2 y 4.3* se obtienen los valores de las aceleraciones espectrales para el caso del Espectro de Diseño Elástico y las *Ecuaciones 4.4, 4.5 y 4.6* se emplearon para el caso del Espectro de Diseño, como se presentan en la *Tabla D.1*.

*Tabla D.1 Aceleraciones Espectrales según Norma COVENIN 1756-2001*

Espectro de Diseño		Espectro de Diseño Elástico		Espectro de Diseño		Espectro de Diseño Elástico	
T(seg)	Ad (g)	T(seg)	Ad (g)	T(seg)	Ad (g)	T(seg)	Ad (g)
0.00	0.2700	0.00	0.2700	0.58	0.1170	0.58	0.7020
0.01	0.2667	0.01	0.2947	0.59	0.1170	0.59	0.7020
0.02	0.2593	0.02	0.3194	0.60	0.1170	0.60	0.7020
0.03	0.2509	0.03	0.3441	0.61	0.1170	0.61	0.7020
0.04	0.2423	0.04	0.3687	0.62	0.1170	0.62	0.7020
0.05	0.2339	0.05	0.3934	0.63	0.1170	0.63	0.7020
0.06	0.2258	0.06	0.4181	0.64	0.1170	0.64	0.7020
0.07	0.2183	0.07	0.4428	0.65	0.1170	0.65	0.7020
0.08	0.2112	0.08	0.4675	0.66	0.1170	0.66	0.7020
0.09	0.2045	0.09	0.4922	0.67	0.1170	0.67	0.7020
0.10	0.1984	0.10	0.5169	0.68	0.1170	0.68	0.7020
0.11	0.1926	0.11	0.5415	0.69	0.1170	0.69	0.7020
0.12	0.1873	0.12	0.5662	0.70	0.1170	0.70	0.7020
0.13	0.1823	0.13	0.5909	0.71	0.1154	0.71	0.6921
0.14	0.1776	0.14	0.6156	0.72	0.1138	0.72	0.6825
0.15	0.1733	0.15	0.6403	0.73	0.1122	0.73	0.6732
0.16	0.1693	0.16	0.6650	0.74	0.1107	0.74	0.6641
0.17	0.1655	0.17	0.6897	0.75	0.1092	0.75	0.6552
0.18	0.1619	0.18	0.7020	0.76	0.1078	0.76	0.6466
0.19	0.1585	0.19	0.7020	0.77	0.1064	0.77	0.6382
0.20	0.1554	0.20	0.7020	0.78	0.1050	0.78	0.6300
0.21	0.1524	0.21	0.7020	0.79	0.1037	0.79	0.6220

0.22	0.1496	0.22	0.7020	0.80	0.1024	0.80	0.6143
0.23	0.1469	0.23	0.7020	0.81	0.1011	0.81	0.6067
0.24	0.1444	0.24	0.7020	0.82	0.0999	0.82	0.5993
0.25	0.1420	0.25	0.7020	0.83	0.0987	0.83	0.5920
0.26	0.1398	0.26	0.7020	0.84	0.0975	0.84	0.5850
0.27	0.1376	0.27	0.7020	0.85	0.0964	0.85	0.5781
0.28	0.1356	0.28	0.7020	0.86	0.0952	0.86	0.5714
0.29	0.1336	0.29	0.7020	0.87	0.0941	0.87	0.5648
0.30	0.1318	0.30	0.7020	0.88	0.0931	0.88	0.5584
0.31	0.1300	0.31	0.7020	0.89	0.0920	0.89	0.5521
0.32	0.1283	0.32	0.7020	0.90	0.0910	0.90	0.5460
0.33	0.1267	0.33	0.7020	0.91	0.0900	0.91	0.5400
0.34	0.1251	0.34	0.7020	0.92	0.0890	0.92	0.5341
0.35	0.1236	0.35	0.7020	0.93	0.0881	0.93	0.5284
0.36	0.1222	0.36	0.7020	0.94	0.0871	0.94	0.5228
0.37	0.1208	0.37	0.7020	0.95	0.0862	0.95	0.5173
0.38	0.1195	0.38	0.7020	0.96	0.0853	0.96	0.5119
0.39	0.1182	0.39	0.7020	0.97	0.0844	0.97	0.5066
0.40	0.1170	0.40	0.7020	0.98	0.0836	0.98	0.5014
0.41	0.1170	0.41	0.7020	0.99	0.0827	0.99	0.4964
0.42	0.1170	0.42	0.7020	1.00	0.0819	1.00	0.4914
0.43	0.1170	0.43	0.7020	1.02	0.0803	1.02	0.4818
0.44	0.1170	0.44	0.7020	1.04	0.0788	1.04	0.4725
0.45	0.1170	0.45	0.7020	1.05	0.0780	1.05	0.4680
0.46	0.1170	0.46	0.7020	1.10	0.0745	1.10	0.4636
0.47	0.1170	0.47	0.7020	1.15	0.0712	1.15	0.4427
0.48	0.1170	0.48	0.7020	1.20	0.0683	1.20	0.4236

0.49	0.1170	0.49	0.7020	1.30	0.0630	1.30	0.3900
0.50	0.1170	0.50	0.7020	1.40	0.0585	1.40	0.3613
0.51	0.1170	0.51	0.7020	1.50	0.0546	1.50	0.3366
0.52	0.1170	0.52	0.7020	2.00	0.0410	2.00	0.2457
0.53	0.1170	0.53	0.7020	2.50	0.0328	2.50	0.1966
0.54	0.1170	0.54	0.7020	3.00	0.0273	3.00	0.1638
0.55	0.1170	0.55	0.7020	3.50	0.0234	3.50	0.1404
0.56	0.1170	0.56	0.7020				
0.57	0.1170	0.57	0.7020				

## ANEXO E

### Efecto P- $\Delta$ según COVENIN 1756-01

El cálculo del coeficiente de estabilidad  $\theta_i$  y su verificación según la norma COVENIN 1756-2001 se basó en la *Ecuación 4.10* del Capítulo 4 del presente Trabajo Especial de Grado, con los datos que se presentan en la *Tabla E.1*

*Tabla E.1 Datos necesarios para el cálculo del Coeficiente de Estabilidad*

Nivel	Altura(m)	Altura(cm)	Peso Total (T)	Desplazamiento en X (cm)	Desplazamiento en Y (cm)	Fuerza Cortante (Ton)
12	34.20	3420	327.98	3.5809	3.9073	45.6655
11	31.35	3135	415.09	3.4692	3.7749	85.5798
10	28.50	2850	415.09	3.2839	3.5777	118.0595
9	25.65	2565	415.09	3.0300	3.3181	145.8873
8	22.80	2280	418.86	2.7161	3.0041	169.8021
7	19.95	1995	423.81	2.4207	2.6783	191.7349
6	17.10	1710	423.81	2.0880	2.3155	211.6128
5	14.25	1425	423.81	1.7214	1.9192	228.9063
4	11.40	1140	427.58	1.3274	1.4954	243.5341
3	8.55	855	432.53	0.9665	1.0833	256.4615
2	5.70	570	432.53	0.5946	0.6603	266.3444
1	2.85	285	432.53	0.2327	0.2537	270.8703

Con los datos anteriores se procede al cálculo del Coeficiente de Estabilidad para ambas direcciones horizontales del sismo, con su correspondiente verificación con la norma, como se presenta en las *Tablas E.2 y E, 3*.

*Tabla E.2 Coeficiente de Estabilidad  $\theta_i$  en Dirección X*

Nivel	$\delta_{ei}$ (cm)	Peso Total Acumulado (Ton)	$\theta_i$	$\theta_i > 0.08$	Efecto P-Delta	Redimensionado $\theta_i > \theta_{Max}$
-------	--------------------	----------------------------	------------	-------------------	----------------	--

12	0.112	327.98	0.0028	NO	No se toma en cuenta	NO
11	0.185	743.07	0.0056	NO	No se toma en cuenta	NO
10	0.254	1158.16	0.0087	NO	No se toma en cuenta	NO
9	0.314	1573.26	0.0119	NO	No se toma en cuenta	NO
8	0.295	1992,12	0.0122	NO	No se toma en cuenta	NO
7	0.333	2415.93	0.0147	NO	No se toma en cuenta	NO
6	0.367	2839.75	0.0173	NO	No se toma en cuenta	NO
5	0.394	3263.56	0.0197	NO	No se toma en cuenta	NO
4	0.361	3691.14	0.0192	NO	No se toma en cuenta	NO
3	0.372	4123.68	0.0210	NO	No se toma en cuenta	NO
2	0.362	4556.21	0.0217	NO	No se toma en cuenta	NO
1	0.233	4988.,75	0.0150	NO	No se toma en cuenta	NO

*Tabla E.3 Coeficiente de Estabilidad  $\theta_i$  en Dirección Y*

Nivel	$\delta e_i$ (cm)	Peso Total Acumulado	$\theta_i$	$\theta_i > 0.08$	Efecto P-Delta	Redimensionado $\theta_i > \theta_{Max}$
-------	-------------------	----------------------	------------	-------------------	----------------	--

		(Ton)				
12	0.132	327,98	0,0036	NO	No se toma en cuenta	NO
11	0.197	743,07	0,0066	NO	No se toma en cuenta	NO
10	0.260	1.158,16	0,0099	NO	No se toma en cuenta	NO
9	0.314	1.573,26	0,0132	NO	No se toma en cuenta	NO
8	0.326	1.992,12	0,0150	NO	No se toma en cuenta	NO
7	0.363	2.415,93	0,0181	NO	No se toma en cuenta	NO
6	0.396	2.839,75	0,0211	NO	No se toma en cuenta	NO
5	00424	3.263,56	0,0240	NO	No se toma en cuenta	NO
4	0,412	3.691,14	0,0247	NO	No se toma en cuenta	NO
3	0.423	4.123,68	0,0268	NO	No se toma en cuenta	NO
2	0.407	4.556,21	0,0273	NO	No se toma en cuenta	NO
1	0.254	4.988,75	0,0183	NO	No se toma en cuenta	NO

**ANEXO F**

## CÁLCULO DE MOMENTOS TORSORES Y DESPLAZAMIENTOS TORSIONALES SEGÚN COVENIN 1756-01

El cálculo de los momentos torsores y los desplazamientos torsionales necesitan previamente del cálculo de una serie de incógnitas y parámetros como se demuestra a continuación:

### F.1. EXCENTRICIDAD ESTÁTICA

Este valor representa las excentricidades entre la línea de acción del cortante y el centro de rigidez de cada entrepiso, definido por las siguientes ecuaciones:

$$e_x = X_{cc} - X_{cr} \quad (\text{Ec. F.1}) \qquad e_y = Y_{cc} - Y_{cr} \quad (\text{Ec. F.2})$$

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.

*Tabla F.1. Excentricidad estática.*

Nivel	Dirección X			Dirección Y		
	X <sub>cc</sub> (m)	X <sub>cr</sub> (m)	e <sub>x</sub> (m)	Y <sub>cc</sub> (m)	Y <sub>cr</sub> (m)	e <sub>y</sub> (m)
12	11.3	11.3	0,00	9.67	9.5	0.17
11	11.3	11.3	0,00	9.66	9.5	0.16

10	11.3	11.3	0,00	9.66	9.5	0.16
9	11.3	11.3	0,00	9.66	9.5	0.16
8	11.3	11.3	0,00	9.66	9.5	0.16
7	11.3	11.3	0,00	9.66	9.5	0.16
6	11.3	11.3	0,00	9.66	9.5	0.16
5	11.3	11.3	0,00	9.66	9.5	0.16
4	11.3	11.3	0,00	9.66	9.49	0.16
3	11.3	11.3	0,00	9.66	9.49	0.16
2	11.3	11.3	0,00	9.66	9.49	0.16

A continuación se presenta en las **Tablas F.2 y F.3** la ubicación de cada pódico basado en el origen del sistema establecido a lo largo del Trabajo Especial de Grado (Intersección del Pódico A con el Pódico 1 ver Figura 1.1) y la distancia en ambas direcciones horizontales del sismo con respecto al centro de rigidez.

**Tabla F.2.** Ubicación del Pódico *i* y Distancia al centro de Rigidez en *X*.

Nivel	Xcr (m)	Pódico A		Pódico B		Pódico C		Pódico D		Pódico E		Pódico F	
		Xi (m)	Xti (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 F.3.** Ubicación del Pórtico *i* y Distancia al centro de Rigidez en *Y*.

Nivel	Ycr (m)	Pórtico 1		Pórtico 2		Pórtico 3		Pórtico 4		Pórtico 5	
		Yi (m)	Yti (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

## F.2. CONSTANTE DE TORSIÓN

La constante de torsión se presenta en la **Tabla F.4**, se determinó mediante la siguiente ecuación para cada nivel de la edificación en estudio:

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

Donde:

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

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

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

**Tabla F.3. Constante de Torsión**

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

### F.3. RIGIDEZ TORSIONAL RESPECTO AL CENTRO DE CORTE

El cálculo de la rigidez torsional de cada entrepiso  $R_{t_i}$ , se presentan en la **Tabla F.5** y se encuentra definido por la siguiente ecuación:

$$R_{t_i} = C_{T_i} + R_{x_i} \cdot e_{x_i}^2 + R_{y_i} \cdot e_{y_i}^2 \quad (\text{Ec. G.4})$$

Donde:

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

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

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

$e_x$  = Excentricidad estática en dirección X.

$e_y$  = Excentricidad estática en dirección Y.

**Tabla F.5** Rigidez Torsional de cada entrepiso.

Nivel	$C_{ti}$ (T*m)	$R_{xi}$ (T/m)	$e_y$ (m)	$R_{yi}$ (T/m)	$e_x$ (m)	$R_{ti}$ (T*m)
12	5808237.6	56194.051	0.17	50104.963	0.00	5809775.41
11	5808237.6	56194.051	0.16	50104.963	0.00	5809680.89
10	5808237.6	56194.051	0.16	50104.963	0.00	5809636.85
9	5808237.6	56194.051	0.16	50104.963	0.00	5809610.19
8	6891085.2	74718.344	0.16	56870.312	0.00	6893035.71
7	6891085.2	74718.344	0.16	56870.312	0.00	6893012.58
6	6891085.2	74718.344	0.16	56870.312	0.00	6892991.92
5	6891085.2	74718.344	0.16	56870.312	0.00	6892974.06
4	7764057.1	90001.094	0.16	62296.243	0.00	7766473.63
3	7764057.1	90001.094	0.16	62296.243	0.00	7766457.62
2	7764057.1	90001.094	0.16	62296.243	0.00	7766445.44
1	13043865	146367.35	0.15	107661.3	0.00	13047110.94

#### F.4. RADIO DE GIRO TORSIONAL

El cálculo de los radios de giro torsionales para cada una de las direcciones horizontales del sismo se presentan en la **tabla F.6**, definida por las siguientes ecuaciones:

$$rt_{xi} = \sqrt{\frac{Rt_i}{R_{xi}}} \quad (\text{Ec. F.5}) \qquad rt_{yi} = \sqrt{\frac{Rt_i}{R_{yi}}} \quad (\text{Ec. F.6})$$

Donde:

$Rt_i$  = Rigidez Torsional de cada nivel.

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

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

**Tabla F.6 Radio de Giro Torsional.**

<b>Nivel</b>	<b>R<sub>xi</sub> (T/m)</b>	<b>R<sub>yi</sub> (T/m)</b>	<b>R<sub>ti</sub> (T*m)</b>	<b>rt<sub>xi</sub> (m)</b>	<b>rt<sub>yi</sub> (m)</b>
<b>12</b>	56194.05	50104.96	5809775.41	10.17	10.77
<b>11</b>	56194.05	50104.96	5809680.89	10.17	10.77
<b>10</b>	56194.05	50104.96	5809636.85	10.17	10.77
<b>9</b>	56194.05	50104.96	5809610.19	10.17	10.77
<b>8</b>	74718.34	56870.31	6893035.71	9.60	11.01
<b>7</b>	74718.34	56870.31	6893012.58	9.60	11.01
<b>6</b>	74718.34	56870.31	6892991.92	9.60	11.01
<b>5</b>	74718.34	56870.31	6892974.06	9.60	11.01
<b>4</b>	90001.09	62296.24	7766473.63	9.29	11.17
<b>3</b>	90001.09	62296.24	7766457.62	9.29	11.17
<b>2</b>	90001.09	62296.24	7766445.44	9.29	11.17
<b>1</b>	146367.35	107661.30	13047110.94	9.44	11.01

### F.5. MOMENTO POLAR DE INERCIA REFERIDO AL CENTRO DE MASA

El momento polar de inercia referido al centro de masa presentado en la *Tabla G.7*, se define por siguiente ecuación:

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

Donde:

Mi= Masa del nivel i.

Bx<sub>i</sub>= Longitud en X del nivel i.

By<sub>i</sub>= Longitud en Y del nivel i.

*Tabla F.7 Momento Polar de Inercia referido al centro de masa.*

Nivel	Peso (T)	Masa (T·s <sup>2</sup> /m)	Bx (m)	By (m)	Jcm (T·m·s <sup>2</sup> )
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

### F.6. MOMENTO POLAR DE INERCIA REFERIDO AL CENTRO DE CORTE

El momento polar de inercia referido al centro de corte presentado en la *Tabla G.8*, se define por siguiente ecuación:

$$J_{cc_i} = J_{cm_i} + M_i * D^2 \quad (\text{Ec. F.8})$$

Donde:

$J_{cm_i}$  = Momento polar de inercia referido al centro de masa.

$M_i$  = Masa del nivel  $i$ .

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

$$I = \sqrt{(X_{cc} - X_{cm})^2 + (Y_{cc} - Y_{cm})^2} \quad (\text{Ec. F.9})$$

*Tabla F.8 Momento Polar de Inercia referido al centro de Corte.*

Nivel	Masa (T·s <sup>2</sup> /m)	J <sub>cm</sub> (T·m·s <sup>2</sup> )	X <sub>cc</sub> (m)	X <sub>cm</sub> (m)	Y <sub>cc</sub> (m)	Y <sub>cm</sub> (m)	I (m)	J <sub>cci</sub> (T·m·s <sup>2</sup> )
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	3128.07
10	42.31	3128.07	11.30	11.30	9.66	9.66	0.01	3128.07
9	42.31	3128.07	11.30	11.30	9.66	9.65	0.01	3128.07
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	3222.20
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

### F.7. RADIO DE GIRO INERCIAL

Los radios de giro inerciales presentado en la *Tabla F.9*, se define por siguiente ecuación:

$$r_i = \sqrt{\frac{J_{cci}}{M_i}} \quad \text{Ec. F.10)}$$

Donde:

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

$M_i$  = Masa del nivel  $i$ .

*Tabla F.9 Radio de giro inercial.*

<b>Nivel</b>	<b>Masa (T·s<sup>2</sup>/m)</b>	<b>Jcci (T·m·s<sup>2</sup>)</b>	<b>ri (m)</b>
<b>12</b>	33.43	2471.60	8.60
<b>11</b>	42.31	3128.07	8.60
<b>10</b>	42.31	3128.07	8.60
<b>9</b>	42.31	3128.07	8.60
<b>8</b>	42.70	3156.48	8.60
<b>7</b>	43.20	3193.80	8.60
<b>6</b>	43.20	3193.80	8.60
<b>5</b>	43.20	3193.80	8.60
<b>4</b>	43.59	3222.20	8.60
<b>3</b>	44.09	3259.52	8.60
<b>2</b>	44.09	3259.52	8.60
<b>1</b>	44.09	3259.52	8.60

### F.8. CÁLCULO DE LOS PARAMETROS $\Omega$ y $\varepsilon$ :

El cálculo de los valores representativos de  $\Omega$  y  $\varepsilon$ , se presentan en la **Tabla F.10**. Definidos en la Norma COVENIN 1756-2001, se determinan mediante la siguiente ecuación:

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

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

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

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

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.

**Tabla F.10** Valores Representativos de  $\Omega$  y  $\varepsilon$

Nivel	$r_i$ (m)	$rt_{xi}$ (m)	$rt_{yi}$ (m)	$\Omega_{xi}$	$\Omega_{yi}$	$e_{xi}$ (m)	$e_{yi}$ (m)	$\varepsilon_{xi}$	$\varepsilon_{yi}$
<b>12</b>	8.60	10.17	10.77	1.18	1.25	0.00	0.17	0.00	0.019
<b>11</b>	8.60	10.17	10.77	1.18	1.25	0.00	0.16	0.00	0.019
<b>10</b>	8.60	10.17	10.77	1.18	1.25	0.00	0.16	0.00	0.018
<b>9</b>	8.60	10.17	10.77	1.18	1.25	0.00	0.16	0.00	0.018
<b>8</b>	8.60	9.61	11.01	1.12	1.28	0.00	0.16	0.00	0.019
<b>7</b>	8.60	9.61	11.01	1.12	1.28	0.00	0.16	0.00	0.019

<b>6</b>	8.60	9.61	11.01	1.12	1.28	0.00	0.16	0.00	0.019
<b>5</b>	8.60	9.61	11.01	1.12	1.28	0.00	0.16	0.00	0.018
<b>4</b>	8.60	9.29	11.17	1.08	1.30	0.00	0.16	0.00	0.019
<b>3</b>	8.60	9.29	11.17	1.08	1.30	0.00	0.16	0.00	0.019
<b>2</b>	8.60	9.29	11.17	1.08	1.30	0.00	0.16	0.00	0.019
<b>1</b>	8.60	9.44	11.01	1.10	1.28	0.00	0.15	0.00	0.017

**F.9. CÁLCULO DE LOS PARAMETROS  $\tau$  y  $\tau'$ :**

El cálculo del parámetro  $\tau$  y  $\tau'$  se utilizaron la **Ecuaciones 4.14, 4.15, 4.16 y 4.17** del Capítulo 4, a continuación se presenta en la **tabla F.11 y tabla F.12.**

*Tabla G.11. Parámetros  $\tau$  y  $\tau'$  en dirección X*

<b>Nivel</b>	<b><math>\Omega_{xi}</math></b>	<b><math>\epsilon_{xi}</math></b>	<b><math>\tau_{xi}</math></b>	<b><math>\tau'_{xi}</math></b>
<b>12</b>	1.183	0.000	2.786	0.496
<b>11</b>	1.183	0.000	2.786	0.495
<b>10</b>	1.183	0.000	2.786	0.495
<b>9</b>	1.183	0.000	2.786	0.495
<b>8</b>	1.117	0.000	3.431	0.103
<b>7</b>	1.117	0.000	3.431	0.103
<b>6</b>	1.117	0.000	3.431	0.103
<b>5</b>	1.117	0.000	3.431	0.103
<b>4</b>	1.080	0.000	3.861	-0.118
<b>3</b>	1.080	0.000	3.861	-0.118
<b>2</b>	1.080	0.000	3.861	-0.118

<b>1</b>	1.098	0.000	3.647	-0.012
----------	-------	-------	-------	--------

*Tabla F.12. Parámetros  $\tau$  y  $\tau'$  en dirección Y*

<b>Nivel</b>	$\Omega_{yi}$	$\varepsilon_{yi}$	$\tau_{yi}$	$\tau'_{yi}$
<b>12</b>	1.252	0.019	2.178	0.914
<b>11</b>	1.252	0.019	2.180	0.914
<b>10</b>	1.252	0.018	2.181	0.914
<b>9</b>	1.252	0.018	2.182	0.914
<b>8</b>	1.280	0.019	2.014	1.083
<b>7</b>	1.280	0.019	2.015	1.083
<b>6</b>	1.280	0.019	2.015	1.083
<b>5</b>	1.280	0.018	2.015	1.083
<b>4</b>	1.299	0.019	1.916	1.192
<b>3</b>	1.299	0.019	1.916	1.192
<b>2</b>	1.299	0.019	1.917	1.192
<b>1</b>	1.280	0.017	2.019	1.082

En la norma COVENIN 1756-2001 se establece que el parámetro  $\tau'$  debe estar acotado entre 1 y -1, por lo tanto se deben corregir los valores en dirección Y, en la **tabla F.13** se presentan corregidos.

*Tabla F.13. Parámetros  $\tau$  y  $\tau'$  corregido en dirección Y*

Nivel	$\Omega_{yi}$	$\varepsilon_{yi}$	$\tau_{yi}$	$\tau'_{yi}$
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 G

### REGULARIDAD ESTRUCTURAL SEGÚN LA NORMA COVENIN 1756-2001

Según la sección 6.5.1 de la Norma COVENIN 1756-01, se considerará regular la edificación que no esté incluida en ninguno de los apartados de la sección 6.5.2. En el presente anexo se evaluará la edificación según los criterios establecidos en dichos apartados, para determinar si la misma es Regular o Irregular.

**1. Irregularidades Verticales:** En cuanto a este aspecto, se evaluarán 9 criterios, los cuales son: Entrepiso blando, entrepiso débil, distribución irregular de masas de uno de los pisos contiguos, aumento de las masas con la elevación, variaciones en la geometría del sistema estructural, esbeltez excesiva, discontinuidad en el plano del sistema resistente a cargas laterales, falta de conexión entre miembros verticales y por último el efecto de columna corta.

**1.1 Entrepiso Blando:** Según el apartado a.1 de la sección 6.5.2, la edificación presentará dicha irregularidad cuando 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 entrepisos superiores. A continuación se presentarán los cálculos correspondientes para determinar la regularidad o irregularidad de la edificación según este parámetro, en la **Tabla H.1**

*Tabla G.1 Entrepiso Blando*

Nivel	$\sum R_{yi}$ (T/m)	$0.7 \cdot R_{y(i+1)}$ (T/m)	$R_{yi} >$ $0.7 \cdot R_{y(i+1)}$	$\sum R_{xi}$ (T/m)	$0.7 \cdot R_{x(i+1)}$ (T/m)	$R_{xi} >$ $0.7 \cdot R_{x(i+1)}$
12	50104.96	-	-	56194.05	-	-
11	50104.96	35073.47	SI	56194.05	39335.84	SI
10	50104.96	35073.47	SI	56194.05	39335.84	SI

9	50104.96	35073.47	SI	56194.05	39335.84	SI
8	56870.31	35073.47	SI	74718.34	39335.84	SI
7	56870.31	39809.22	SI	74718.34	52302.84	SI
6	56870.31	39809.22	SI	74718.34	52302.84	SI
5	56870.31	39809.22	SI	74718.34	52302.84	SI
4	62296.24	39809.22	SI	90001.09	52302.84	SI
3	62296.24	43607.37	SI	90001.09	63000.77	SI
2	62296.24	43607.37	SI	90001.09	63000.77	SI
1	107661.30	43607.37	SI	146367.35	63000.77	SI

Luego de evaluar los resultados se puede observar que todas las rigideces laterales son 0.7 veces mayor que las del entrepiso superior. Por ende no se está en presencia de entrepiso blando.

**1.2 Entrepiso débil:** Según el apartado a.2 de la sección 6.5.2, la edificación presentará dicha irregularidad cuando 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. A continuación se presentarán los cálculos correspondientes para determinar la regularidad o irregularidad de la edificación según este parámetro, en la **Tabla G.2**

*Tabla G.2 Entrepiso Débil*

Nivel	Vxi (Ton)	0.7*Vx(i+1) (Ton)	Vxi > 0.7*Vx(i+1)	Vyi (Ton)	0.7*Vx(i+1) (Ton)	Vyi > 0.7*Vy(i+1)
12	45.67	-	-	42.05	-	-
11	85.58	31.97	SI	78.21	29.44	SI
10	118.06	59.91	SI	106.94	54.75	SI
9	145.89	82.64	SI	131.08	74.86	SI
8	169.80	102.12	SI	151.73	91.75	SI
7	191.73	118.86	SI	170.17	106.21	SI

6	211.61	134.21	SI	187.08	119.12	SI
5	228.91	148.13	SI	202.44	130.96	SI
4	243.53	160.23	SI	215.92	141.70	SI
3	256.46	170.47	SI	228.07	151.14	SI
2	266.34	179.52	SI	237.67	159.65	SI
1	270.87	186.44	SI	242.14	166.37	SI

Luego de evaluar los resultados se puede observar que todas las resistencias laterales son 0.7 veces mayor que las del entrepiso superior. Por ende no se está en presencia de entrepiso débil.

**1.3 Distribución irregular de masas de uno de los pisos contiguos:** Según el apartado a.2 de la sección 6.5.2, la edificación presentará dicha irregularidad cuando la masa de algún piso exceda 1.3 veces la masa de uno de los pisos contiguos. Exceptuando la comparación con el último nivel de techo de la edificación. En la **Tabla G.3** presentada a continuación se mostrarán los cálculos correspondientes para determinar la regularidad o irregularidad de la edificación según este parámetro.

*Tabla G.3 Distribución irregular de masas de uno de los pisos contiguos*

Nivel	Peso Total (T)	Mi (Ton*m/s <sup>2</sup> )	1.3*M(i-1) (Ton*m/s <sup>2</sup> )	Mi < 1.3*M(i-1)	1.3*M(i+1) (Ton*m/s <sup>2</sup> )	Mi < M(i+1)
12	327.98	33.43	55.01	SI	-	-
11	415.09	42.31	55.01	SI	43.46	SI
10	415.09	42.31	55.01	SI	55.01	SI
9	415.09	42.31	55.51	SI	55.01	SI
8	418.86	42.70	56.16	SI	55.01	SI
7	423.81	43.20	56.16	SI	55.51	SI
6	423.81	43.20	56.16	SI	56.16	SI
5	423.81	43.20	56.66	SI	56.16	SI
4	427.58	43.59	57.32	SI	56.16	SI

3	432.53	44.09	57.32	SI	56.66	SI
2	432.53	44.09	57.32	SI	57.32	SI
1	432.53	44.09	-	-	57.32	SI

Al evaluar los resultados, se evidencia que no hay distribución irregular de masa, ya que en todos los pisos, esta es menor que la de los continuos añadiéndole un 30% más.

**1.4 Aumento de las masas con la elevación:** Según el apartado a.4 de la sección 6.5.2, la edificación presentará dicha irregularidad cuando la distribución de masas de la edificación crece sistemáticamente con la altura. En la **Tabla H.4** presentada a continuación se mostrarán los cálculos correspondientes para determinar la regularidad o irregularidad de la edificación según este parámetro.

*Tabla G.4 Aumento de las masas con la elevación*

Nivel	Peso Total (T)	M <sub>i</sub> (Ton*m/s <sup>2</sup> )	M <sub>(i+1)</sub> - M <sub>i</sub>	M <sub>(i+1)</sub> - M <sub>i</sub> < 0
12	327.98	33.43	-	-
11	415.09	42.31	-8.88	SI
10	415.09	42.31	0.00	SI
9	415.09	42.31	0.00	SI
8	418.86	42.70	-0.38	SI
7	423.81	43.20	-0.50	SI
6	423.81	43.20	0.00	SI
5	423.81	43.20	0.00	SI
4	427.58	43.59	-0.38	SI
3	432.53	44.09	-0.50	SI
2	432.53	44.09	0.00	SI
1	432.53	44.09	0.00	SI

Evaluando los resultados, se puede observar que no hay aumento de la masa, a medida que se aumentan los niveles. Por ende no se considera irregular en cuanto a este parámetro

**1.5 Variaciones en la geometría del sistema estructural:** Según el apartado a.5 de la sección 6.5.2, la edificación presentará dicha irregularidad cuando la dimensión horizontal del sistema estructural en algún piso excede 1.30 la del piso adyacente. Excluyendo el caso del último nivel.

Para este apartado no se realizaron cálculos matemáticos, ya que las dimensiones tanto en el eje X como en el Y, de todos los niveles (12 evaluados) son exactamente iguales. Por ende ninguna dimensión del sistema excede en 30% la de su piso adyacente.

**1.6 Esbeltez excesiva:** Según el apartado a.6 de la sección 6.5.2, la edificación presentará dicha irregularidad cuando 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. En la **Tabla H.5** presentada a continuación se mostrarán los cálculos correspondientes para determinar la regularidad o irregularidad de la edificación según este parámetro.

*Tabla G.5 Esbeltez excesiva*

Altura Edificación (m)	37.95
Menor dimensión en planta (y) (m)	19.40
Altura/Dimensión planta	1.96
Altura/Dimensión planta < 4	SI

La edificación no presenta esbeltez excesiva, ya que la relación entre la altura de la misma y la menor dimensión en planta es menor a 4.

**1.7 Discontinuidad en el plano del sistema resistente a cargas laterales:** Según el apartado a.7 de la sección 6.5.2, la edificación presentará dicha irregularidad cuando:

- a) Columnas o muros que no continúan al llegar a un nivel inferior distinto al nivel de base.
- b) El ancho de la columna o muro en un entrepiso presenta una reducción que excede el veinte por ciento (20%) del ancho de la columna o muro en el entrepiso inmediatamente superior en la misma dirección horizontal.
- c) 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

En relación al caso a, en el **Anexo A**, se puede verificar que todas las columnas del sistema a porticado comienzan en el nivel base, y culminan en el último piso de la edificación, sin presentar algún tipo de discontinuidad

En cuanto al caso b, en el mismo Anexo citado anteriormente, se verifica que todas las reducciones presentes se dan en el piso 4 (donde la columna pasa de 60 cm a 50 cm) y en el piso 8 (donde la columna pasa de 50 cm a 40 cm). En la **Tabla G.6** presentada a continuación se mostrarán los cálculos correspondientes para determinar la regularidad o irregularidad de la edificación según este parámetro.

**Tabla G.6 Reducción de Columnas en Pórticos con dirección X**

PORTICO 1 al 5		
DIMENSIONES REDUCIDAS		
Nivel	B (cm)	REDUCCION (%)
01 -- 04	60	16.67
05 -- 08	50	20.00
09 -- 12	40	-

**Tabla G.7 Reducción de Columnas en Pórticos con dirección Y**

PORTICO A a F		
DIMENSIONES REDUCIDAS		
Nivel	B (cm)	REDUCCION (%)
01 -- 04	60	16.67
05 -- 08	50	20.00
09 -- 12	40	-

Luego de observar los resultados, se verifica que ninguna de las reducciones presentes excede el 20% estipulado en la Norma, por ende el **caso b** no aplica para la edificación evaluada.

Debido a que todas las columnas se encuentran alineadas en su centro de gravedad, no existe deslineamiento entre ellas, y es por ello que el **caso c** no aplica a la edificación en estudio.

Al evaluar los 3 casos anteriores, se comprueba que la edificación no presenta discontinuidad en el plano del sistema resistente a cargas laterales, y por ende puede considerarse regular en este aspecto.

**1.8 Falta de conexión entre miembros verticales:** Según el apartado a.8 de la sección 6.5.2, la edificación presentará dicha irregularidad cuando alguno de los miembros verticales, columnas o muros, no está conectado al diafragma de algún nivel. Es importante resaltar que el edificio en estudio fue diseñado de tal manera, que todas las columnas que conforman el sistema estructural del mismo, se conecten directamente a los diafragmas de cada piso tal y como se puede ver en el Anexo A. Es por ello que la edificación es considerada regular para este apartado.

**1.9 Efecto de Columna Corta:** Según el apartado a.9 de la sección 6.5.2, la edificación presentará dicha irregularidad cuando exista una marcada reducción en la longitud libre de columnas, por efecto de restricciones laterales tales como paredes, u otros elementos no estructurales. En cuanto a este parámetro, se puede considerar la edificación como regular debido a que no hay presencia de efecto columna corta en la misma.

**2. Irregularidades en Planta:** En cuanto a este aspecto, se evaluarán 4 criterios, los cuales son: Gran excentricidad, riesgo torsional elevado, sistema no ortogonal y por ultimo diafragma flexible.

**2.1 Gran excentricidad:** Según el apartado b.1 de la sección 6.5.2, la edificación presentará dicha irregularidad cuando en algún nivel la excentricidad entre la línea de acción del cortante en alguna dirección, y el centro de rigidez supera el veinte por ciento (20%) del radio de giro inercial de la planta. A continuación se presentarán los cálculos correspondientes para determinar la regularidad o irregularidad de la edificación según este parámetro, en la **Tabla G.8**

**Tabla G.8 Gran excentricidad**

Nivel	r (m)	0.2*r	ex (m)	0.2*r > ex	ey (m)	0.2*r > ey
12	8.6	1.72	0	SI	0.17	SI
11	8.6	1.72	0	SI	0.16	SI
10	8.6	1.72	0	SI	0.16	SI
9	8.6	1.72	0	SI	0.16	SI
8	8.6	1.72	0	SI	0.16	SI
7	8.6	1.72	0	SI	0.16	SI
6	8.6	1.72	0	SI	0.16	SI
5	8.6	1.72	0	SI	0.16	SI
4	8.6	1.72	0	SI	0.16	SI
3	8.6	1.72	0	SI	0.16	SI
2	8.6	1.72	0	SI	0.16	SI
1	8.6	1.72	0	SI	0.15	SI

Luego de evaluar los resultados se puede observar que ningún nivel de excentricidad entre el centro de corte y el de rigidez, en ambas direcciones, supera el 20% del radio de giro inercial. Por ende no se está en presencia de gran excentricidad.

**2.2 Riesgo Torsional Elevado:** Según el apartado b.2 de la sección 6.5.2, la edificación presentará dicha irregularidad cuando en algún un piso se presente cualquiera de las siguientes situaciones:

- a) El radio de giro torsional  $r_t$  en alguna dirección es inferior al cincuenta por ciento (50%) del radio de giro inercial  $r$ .
- b) La excentricidad entre la línea de acción del cortante y el centro de rigidez de la planta supera el treinta por ciento (30%) del valor del radio de giro torsional  $r_t$  en alguna dirección.

Para la evaluación del **caso a**, se presenta a continuación en la **Tabla H.9** los valores de los giros torsionales de cada nivel en ambas direcciones y el giro inercial constante de la edificación, para con ellos realizar la verificación respectiva de este caso.

**Tabla G.9 Riesgo Torsional Elevado, caso a**

Nivel	r (m)	0.5*r	Rtx (m)	Rtx > 0.5*r	Rty (m)	Rty > 0.5*r
12	8.6	4.3	10.17	SI	10.77	SI
11	8.6	4.3	10.17	SI	10.77	SI
10	8.6	4.3	10.17	SI	10.77	SI
9	8.6	4.3	10.17	SI	10.77	SI
8	8.6	4.3	9.6	SI	11.01	SI
7	8.6	4.3	9.6	SI	11.01	SI
6	8.6	4.3	9.6	SI	11.01	SI
5	8.6	4.3	9.6	SI	11.01	SI
4	8.6	4.3	9.29	SI	11.17	SI
3	8.6	4.3	9.29	SI	11.17	SI
2	8.6	4.3	9.29	SI	11.17	SI
1	8.6	4.3	9.44	SI	11.01	SI

Como se aprecia en la tabla anterior, la edificación puede considerarse regular en este caso ya que cumple la verificación en cada uno de los pisos.

Para la evaluación del **caso b**, se presenta a continuación en la **Tabla G.10** los valores de los giros torsionales de cada nivel en ambas direcciones, así como también las

excentricidades entre la línea de acción del cortante y del centro de rigidez de la planta. Y de esta manera realizar las comparaciones respectivas para este caso.

*Tabla G.10 Riesgo Torsional Elevado, caso b*

Nivel	$0.3 \cdot R_{tx}$	ex	$0.3 \cdot R_{tx} > ex$	$0.3 \cdot R_{ty}$	ey	$0.3 \cdot R_{ty} > ey$
12	3.05	0	SI	3.23	0.17	SI
11	3.05	0	SI	3.23	0.16	SI
10	3.05	0	SI	3.23	0.16	SI
9	3.05	0	SI	3.23	0.16	SI
8	2.88	0	SI	3.30	0.16	SI
7	2.88	0	SI	3.30	0.16	SI
6	2.88	0	SI	3.30	0.16	SI
5	2.88	0	SI	3.30	0.16	SI
4	2.79	0	SI	3.35	0.16	SI
3	2.79	0	SI	3.35	0.16	SI
2	2.79	0	SI	3.35	0.16	SI
1	2.83	0	SI	3.30	0.15	SI

Como se aprecia en la tabla anterior, la edificación puede considerarse regular en este caso ya que cumple la verificación para que sea considerada como tal, en cada uno de los pisos y direcciones.

**2.3 Sistema no ortogonal:** Según el apartado b.3 de la sección 6.5.2, la edificación presentará dicha irregularidad cuando una porción importante de los planos del sistema sismorresistente no sean paralelos a los ejes principales de dicho sistema.

En cuanto a este apartado la edificación puede considerarse regular debido a que todos los planos del sistema sismorresistente son paralelos a los ejes principales del mismo (Eje X y Eje Y)

**2.4 Diafragma flexible:** Según el apartado b.4 de la sección 6.5.2, la edificación presentará dicha irregularidad cuando:

- a) 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.
- b) 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.
- c) Cuando las plantas presentes un área total de aberturas internas que rebasen el 20% de área bruta de las plantas.
- d) Existan aberturas prominentes adyacentes a planos sismorresistentes importantes o, en general, cuando se carezca de conexiones adecuadas con ellos
- e) Cuando en alguna planta el cociente largo/ancho del menor rectángulo que inscriba a dicha planta sea mayor que 5.

Ya que la edificación evaluada en este trabajo especial de grado fue diseñada en cada uno de sus niveles con diafragmas rígidos, ninguno de los casos anteriormente expuestos aplican a esta. Por ende no se está en presencia de Diafragma Flexible

Luego de evaluar cada uno de los criterios presentes en la Norma COVENIN 1756-01 en su sección 6.5.2, y percatarse que ninguno de ellos aplica a la edificación en estudio, se puede considerar a la misma como una **Estructura Regular**

## ANEXO H

### REGULARIDAD EN PLANTA SEGUN CSCR-10

Según la sección 4.3.2 del Código Sísmico Costarricense vigente, se considera que un edificio es regular en planta cuando satisface cada uno de los siguientes requisitos:

- a) Para cada nivel  $i$  la excentricidad, o distancia entre los centros de masa y de rigidez, en cada una de las direcciones ortogonales  $x$ ,  $y$  no excede más del 5% la dimensión en planta en la respectiva dirección.
- b) La estructura ofrece resistencia en al menos dos ejes diferentes en cada dirección ortogonal.
- c) La proyección, en un plano horizontal, de los centros de masa de todos los niveles está circunscrita por un rectángulo de dimensiones iguales al 10% de las máximas dimensiones del edificio en cada dirección ortogonal. Igual restricción deben satisfacer los centros de rigidez calculados según 4.3.2 (a)

Para evaluar si la edificación es regular o no según el apartado ha, se presenta a continuación la Tabla I.1, en el cual se exponen los cálculos correspondientes.

**Tabla H.1 Relación Excentricidad-Dimensión**

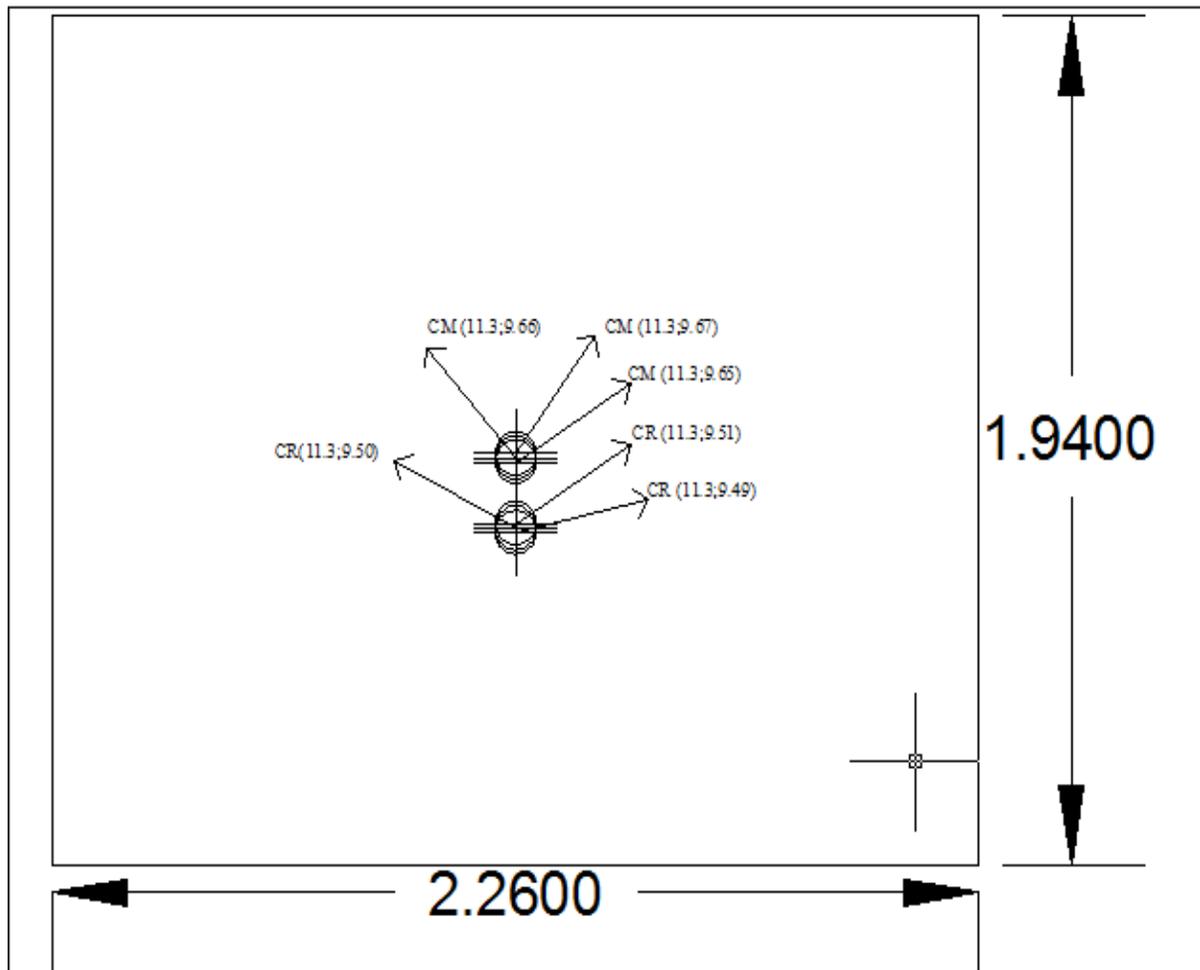
Nivel	ex (m)	Bx (m)	ex/Bx	(ex/Bx)<0.05	ey (m)	By (m)	(ey/By)	(ex/Bx)<0.05
12	0	22.6	0	SI	0.17	19.4	0.01	SI
11	0	22.6	0	SI	0.16	19.4	0.01	SI
10	0	22.6	0	SI	0.16	19.4	0.01	SI
9	0	22.6	0	SI	0.16	19.4	0.01	SI

8	0	22.6	0	SI	0.16	19.4	0.01	SI
7	0	22.6	0	SI	0.16	19.4	0.01	SI
6	0	22.6	0	SI	0.16	19.4	0.01	SI
5	0	22.6	0	SI	0.16	19.4	0.01	SI
4	0	22.6	0	SI	0.16	19.4	0.01	SI
3	0	22.6	0	SI	0.16	19.4	0.01	SI
2	0	22.6	0	SI	0.16	19.4	0.01	SI
1	0	22.6	0	SI	0.15	19.4	0.01	SI

Luego de observar que ninguna de las excentricidades, tanto en el eje X como en el eje Y, exceden más del 5% la dimensión en sus respectivos ejes, se puede determinar que la edificación cumple con este apartado para ser considerada regular en planta.

En cuanto al apartado b, el edificio en estudio fue diseñado para que resista las fuerzas que actúen sobre él, tanto en el eje X como en el eje Y. Por ende puede considerarse regular en planta según este apartado.

Para la evaluación de la regularidad en planta, según el apartado c, se dibujó un rectángulo con dimensiones iguales al 10% de las máximas del edificio, así como también se plasmaron tanto los centros de masa, como los centros de rigidez de la edificación (dichas coordenadas extraídas de la **Tabla 3.1** del presente trabajo). Las figuras anteriormente descritas fueron realizadas con ayuda del programa de dibujo asistido AutoCAD. El rectángulo mencionado, junto a los puntos que representan los centros de masa y rigidez se presentan a continuación en la **Figura H.1**



**Figura H.1** Proyección en plano horizontal de Centros de Masa y Rigidez, en rectángulo de dimensiones del 10% de las máximas de la edificación

Como se dimensiona iguales al 10% de las máximas dimensiones del edificio. Por ende se puede determinar la edificación como regular aprecia en la figura, todos los centros de masa y rigidez están circunscritos por un rectángulo de en planta para este apartado.

Al cumplir con los 3 apartados anteriormente descritos, el edificio evaluado puede considerarse regular en planta según el CSCR-10

## ANEXO I

### FACTOR ESPECTRAL DINÁMICO

En la **Figura I.1** se presentan los valores establecidos en los anexos del CSCR-2010 del factor espectral dinámico para sitio de cimentación tipo S2 y zona sísmica III

T (s)	Elástico $\mu = 1$	Inelástico $\mu = 1.5$	Inelástico $\mu = 2$	Inelástico $\mu = 3$	Inelástico $\mu = 4$	Inelástico $\mu = 6$
0.010	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.020	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.030	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.0303	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.040	1.197	1.118	1.075	1.022	0.989	0.946
0.050	1.382	1.223	1.138	1.040	0.980	0.905
0.060	1.555	1.316	1.194	1.055	0.973	0.873
0.070	1.718	1.400	1.242	1.068	0.967	0.846
0.080	1.873	1.477	1.286	1.079	0.962	0.824
0.090	2.022	1.549	1.326	1.089	0.957	0.805
0.100	2.164	1.616	1.362	1.099	0.953	0.788
0.110	2.302	1.679	1.396	1.107	0.950	0.773
0.120	2.435	1.739	1.428	1.114	0.946	0.760
0.125	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.150	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.200	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.250	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.300	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.351	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.383	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.690
0.409	2.500	1.768	1.443	1.118	0.885	0.647
0.450	2.500	1.768	1.443	1.014	0.803	0.587
0.450	2.500	1.768	1.444	1.015	0.804	0.587
0.485	2.500	1.768	1.339	0.941	0.745	0.545
0.500	2.500	1.716	1.300	0.914	0.724	0.529
0.545	2.500	1.573	1.192	0.838	0.663	0.485
0.600	2.273	1.430	1.083	0.761	0.603	0.441
0.800	1.705	1.073	0.812	0.571	0.452	0.330
1.000	1.364	0.858	0.650	0.457	0.362	0.264
1.100	1.240	0.780	0.591	0.415	0.329	0.240
1.200	1.136	0.715	0.542	0.381	0.302	0.220
1.300	1.049	0.660	0.500	0.351	0.278	0.203
1.400	0.974	0.613	0.464	0.326	0.258	0.189
1.500	0.909	0.572	0.433	0.305	0.241	0.176
2.000	0.682	0.429	0.325	0.228	0.181	0.132
2.438	0.559	0.352	0.267	0.187	0.148	0.108
2.500	0.545	0.343	0.260	0.183	0.145	0.103
2.828	0.482	0.303	0.230	0.162	0.128	0.081
3.000	0.455	0.286	0.217	0.152	0.114	0.072
3.105	0.439	0.276	0.209	0.147	0.106	0.067
3.441	0.396	0.249	0.189	0.120	0.086	0.054
3.552	0.384	0.242	0.177	0.112	0.081	0.051
3.573	0.379	0.240	0.175	0.111	0.080	0.050

T (s)	Elástico $\mu = 1$	Inelástico $\mu = 1.5$	Inelástico $\mu = 2$	Inelástico $\mu = 3$	Inelástico $\mu = 4$	Inelástico $\mu = 6$
4.000	0.303	0.192	0.140	0.089	0.064	0.040
5.000	0.194	0.123	0.089	0.057	0.041	0.026
6.000	0.135	0.085	0.062	0.039	0.028	0.018
7.000	0.099	0.063	0.046	0.029	0.021	0.013
8.000	0.076	0.048	0.035	0.022	0.016	0.010
9.000	0.060	0.038	0.028	0.018	0.013	0.008
10.000	0.048	0.031	0.022	0.014	0.010	0.006

*Figura I.1 Factor Espectral Dinámico*

## ANEXO J

### COEFICIENTE SÍSMICO

*Tabla J.1 Factor Espectral Dinámico*

Espectro de Diseño		Espectro de Diseño Elástico	
T(seg)	Ad (g)	T(seg)	Ad (g)
0.0100	0.165	0.0100	0.165
0.0200	0.165	0.0200	0.165
0.0300	0.165	0.0300	0.165
0.0303	0.165	0.0303	0.165
0.0400	0.156	0.0400	0.198
0.0500	0.149	0.0500	0.228
0.0600	0.144	0.0600	0.257
0.0700	0.140	0.0700	0.283
0.0800	0.136	0.0800	0.309
0.0900	0.133	0.0900	0.334
0.1000	0.130	0.1000	0.357
0.1100	0.128	0.1100	0.380
0.1200	0.125	0.1200	0.402
0.1250	0.124	0.1250	0.413
0.1500	0.124	0.1500	0.413
0.2000	0.124	0.2000	0.413
0.2500	0.124	0.2500	0.413
0.3000	0.124	0.3000	0.413
0.3510	0.124	0.3510	0.413
0.3830	0.114	0.3830	0.413
0.4090	0.107	0.4090	0.413
0.4500	0.097	0.4500	0.413
0.4500	0.097	0.4500	0.413
0.4850	0.090	0.4850	0.413
0.5000	0.087	0.5000	0.413

0.5450	0.080	0.5450	0.413
0.6000	0.073	0.6000	0.375
0.8000	0.054	0.8000	0.281
1.0000	0.044	1.0000	0.225
1.1000	0.040	1.1000	0.205
1.2000	0.036	1.2000	0.187
1.3000	0.033	1.3000	0.173
1.4000	0.031	1.4000	0.161
1.5000	0.029	1.5000	0.150
2.0000	0.022	2.0000	0.113
2.4380	0.018	2.4380	0.092
2.5000	0.017	2.5000	0.090
2.8280	0.013	2.8280	0.080
3.0000	0.012	3.0000	0.075
3.1050	0.011	3.1050	0.072
3.4410	0.009	3.4410	0.065
3.5520	0.008	3.5520	0.063
3.5730	0.008	3.5730	0.063
4.0000	0.007	4.0000	0.050
5.0000	0.004	5.0000	0.032
6.0000	0.003	6.0000	0.022
7.0000	0.002	7.0000	0.016
8.0000	0.002	8.0000	0.013
9.0000	0.001	9.0000	0.010
10.0000	0.001	10.0000	0.008