



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

“Trabajo de grado previo a la obtención del Título de Ingeniero Civil”

MODALIDAD: PROYECTO DE INVESTIGACIÓN

TÍTULO DEL PROYECTO:

“ESTUDIO DEL AMORTIGUADOR DE LÍQUIDO SINCRONIZADO (TLD)”

AUTORES:

MAJI CHAUCA GERMÁN PATRICIO
SEFLA CASTRO ERNESTO PATRICIO

DIRECTOR:

ING. OSCAR CEVALLOS

RIOBAMBA- ECUADOR

2010

Los miembros del Tribunal de Graduación del proyecto de investigación de título: “ESTUDIO DEL AMORTIGUADOR DE LIQUIDO SINCRONIZADO (TLD)”, presentado por: Maji Chauca Germán Patricio y Sefla Castro Ernesto Patricio y dirigida por: Ing. Oscar Cevallos.

Una vez escuchada la defensa oral y revisado el informe final del proyecto de investigación con fines de graduación escrito en la cual se ha constatado el cumplimiento de las observaciones realizadas, remite la presente para uso y custodia en la biblioteca de la Facultad de Ingeniería de la UNACH.

Para constancia de lo expuesto firman:

Ing. Diego Barahona R.
Presidente del Tribunal

Firma

Ing. Oscar Cevallos V.
Director del Proyecto

Firma

Ing. Alberto Jaramillo
Miembro del Tribunal

Firma

AUTORÍA DE LA INVESTIGACIÓN

La responsabilidad del contenido de este Proyecto de Graduación, nos corresponde exclusivamente a: Maji Chauca Germán Patricio, Sefla Castro Ernesto Patricio e Ing. Oscar Cevallos y el patrimonio intelectual de la misma a la Universidad Nacional de Chimborazo.

AGRADECIMIENTO

Agradecemos sobre todo a Dios, por darnos la vida y habernos permitido culminar una etapa en nuestro largo caminar, al Ing. Oscar Cevallos por su desinteresada y valiosa colaboración en el presente trabajo, al Ing. Diego Barahona, al Ing. Tito Castillo y a todos los que conforman la Facultad de Ingeniería, por habernos transmitido conocimientos, valores éticos y morales fundamentales para nuestro desarrollo como profesionales.

DEDICATORIA

Este trabajo está dedicado a mis padres Gonzalo y María Francisca, quienes me apoyaron durante toda mi vida estudiantil, a mis hermanos, hermanas, sobrinos y amigos, que siempre estuvieron a mi lado. Que Dios los bendiga a todos y muchas gracias por su apoyo incondicional.

Germán Patricio Maji Chauca

Porque los logros importantes en la vida no es cuestión de suerte, la suerte es de los improvisados, el éxito es el resultado obligatorio de la constancia, la dedicación y el esfuerzo, quiero dedicar este trabajo y esta investigación a mis padres Luis Sefla y María Castro y hermanos por todo su apoyo y mi esposa Lilian y mis hijos Alejandro, Ariel y Arelis por ser mi inspiración.

Ernesto Patricio Sefla Castro

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE GENERAL.....	<i>i</i>
ÍNDICE DE FIGURAS.....	<i>v</i>
ÍNDICE DE TABLAS.....	<i>viii</i>
GLOSARIO Y ABREVIATURAS.....	<i>xii</i>
1. RESUMEN.....	<i>xv</i>
SUMMARY.....	<i>xvi</i>
2. INTRODUCCIÓN.....	<i>1</i>
3. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA.....	<i>3</i>
<i>A. Conceptos Fundamentales.....</i>	<i>3</i>
<i>1. La Sismicidad.....</i>	<i>3</i>
<i>2. Concepción de la Sísmica.....</i>	<i>3</i>
<i>3. Origen de los Sismos.....</i>	<i>4</i>
<i>4. Efectos Volcánicos.....</i>	<i>4</i>
<i>5. Fuerzas Tectónicas.....</i>	<i>5</i>
<i>6. Placas Tectónicas.....</i>	<i>5</i>
<i>7. Microplacas.....</i>	<i>6</i>
<i>8. Cinturón Circunpacífico.....</i>	<i>7</i>
<i>B. Desplazamiento de Energía.....</i>	<i>7</i>
<i>1. Teoría del Rebote Elástico.....</i>	<i>8</i>
<i>2. Epicentro e Hipocentro.....</i>	<i>8</i>
<i>3. Energía liberada.....</i>	<i>10</i>
<i>C. Incidencia de Efectos Sísmicos en la Construcción.....</i>	<i>10</i>
<i>D. Cargas y Fuerzas de Diseño.....</i>	<i>12</i>
<i>1. Cargas Muertas.....</i>	<i>12</i>
<i>2. Cargas Vivas.....</i>	<i>13</i>

3. Cargas de Viento.....	14
4. Fuerzas Sísmicas.....	15
E. Sismo-Resistencia de la Construcción.....	31
F. Sistemas de Control de Respuesta Sísmica en Edificaciones.....	33
1. Modelo Matemático.....	33
2. Técnicas de Control de respuesta sísmica en el Balance de Energía.....	36
3. Clasificación de las Técnicas de control de respuesta sísmica.....	37
4. Influencia de los Dispositivos de Control Pasivo en una estructura	48
5. Compendio sobre los sistemas de control sísmico.....	50
6. Control de la respuesta sísmica con dispositivos de disipación pasiva de energía.....	51
G. Método de Superposición Modal.....	52
1. Descripción general del Método de Superposición Modal.....	52
2. Análisis Sísmico en dos Dimensiones.....	54
H. Diseño Sísmico de estanques.....	64
1. Estado del arte del diseño sísmico de estanques.....	64
2. Normas de diseño sísmico de estanques.....	65
3. Presiones dinámicas en estanques de almacenamiento según G. W. Housner.....	67
4. Diseño sísmico según Norma Estadounidense API 650 ad2003.....	69
4. METODOLOGÍA.....	75
A. Tipo de estudio.....	75
1. Tipo de estudio.....	75
2. Nivel de la investigación.....	75
B. Población y muestra.....	75
1. Población	75
2. Muestra	75
C. Procedimientos.....	77
D. Procesamiento y análisis	78

1. <i>Análisis Dinámico de la Estructura por el Método de Superposición Modal en dos dimensiones</i>	78
2. <i>Análisis Dinámico del TLD por el Método de Superposición Modal en dos dimensiones</i>	87
3. <i>Análisis Dinámico de la Estructura por el Método de Superposición Modal en tres dimensiones</i>	96
4. <i>Comparación de resultados del Análisis Dinámico de la estructura incluido el efecto del TLD mediante el Método de Superposición Modal vs. Modelación Etabs v9.0</i>	105
5. <i>Procedimiento Descriptivo del Capítulo V</i>	115
5. RESULTADOS.....	117
A. <i>Análisis de la Muestra</i>	118
1. <i>Modelo 1</i>	118
2. <i>Modelo 2</i>	120
3. <i>Modelo 3</i>	122
4. <i>Modelo 4</i>	125
5. <i>Modelo 5</i>	128
6. <i>Modelo 6</i>	131
7. <i>Modelo 7</i>	134
8. <i>Modelo 8</i>	137
9. <i>Modelo 9</i>	140
10. <i>Modelo 10</i>	144
11. <i>Modelo 11</i>	148
12. <i>Modelo 12</i>	151
13. <i>Modelo 13</i>	154
14. <i>Modelo 14</i>	157
15. <i>Modelo 15</i>	160
16. <i>Modelo 16</i>	163
17. <i>Modelo 17</i>	167

18. Modelo 18.....	171
19. Modelo 19.....	175
20. Modelo 20.....	179
6. DISCUSIÓN.....	183
A. Método de Superposición Modal.....	184
1. Análisis Convencional de la Estructura.....	185
2. Análisis de la Estructura-TLD.....	185
3. Modelación en el Programa Etabs.....	186
7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	187
A. Conclusiones.....	187
B. Recomendaciones.....	189
8. PROPUESTA.....	190
A. Diseño del Amortiguador de Liquido Sincronizado (TLD).....	190
1. Introducción.....	190
2. Objetivos.....	191
3. Fundamentación Científico-Técnica.....	192
4. Descripción de la propuesta.....	239
5. Diseño organizacional.....	250
6. Monitoreo y evaluación de la propuesta.....	251
9. BIBLIOGRAFÍA.....	252

ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1. Emision de Ceniza y Gases durante la erupción.....</i>	<i>4</i>
<i>Figura 2. Ecuador, Zonas sísmicas para propositos de Diseño.....</i>	<i>19</i>
<i>Figura 3. Sistema de un Grado de libertad.....</i>	<i>33</i>
<i>Figura 4. Ciclo de Histéresis en un sistema estructural, Energía Elástica e Inelástica.....</i>	<i>35</i>
<i>Figura 5. Técnica de Aislamiento Sísmico en la base.....</i>	<i>39</i>
<i>Figura 6. Aislador de Caucho natural.....</i>	<i>40</i>
<i>Figura 7. Aislador de Fricción.....</i>	<i>41</i>
<i>Figura 8. Amortiguadores Metálicos.....</i>	<i>41</i>
<i>Figura 9. Técnica de Masa adicional.....</i>	<i>43</i>
<i>Figura 10. Técnica de Control Pasivo con disipadores de energía.....</i>	<i>43</i>
<i>Figura 11. Disipador tipo ADAS.....</i>	<i>44</i>
<i>Figura 12. Disipadores Histeréticos Metálicos.....</i>	<i>44</i>
<i>Figura 13. Disipador tipo riostra metálica con restriccion al pandeo</i>	<i>45</i>
<i>Figura 14. Disipadores Viscoelásticos.....</i>	<i>46</i>
<i>Figura 15. Disipadores Viscosos.....</i>	<i>46</i>
<i>Figura 16. Técnica de Control Activo.....</i>	<i>47</i>
<i>Figura 17. Modelo Analítico de Edificio de Hormigon Armado con riostras metálicas.....</i>	<i>48</i>
<i>Figura 18. Respuesta de la distribución de energía en el Modelo Analitico sin riostrias.....</i>	<i>49</i>
<i>Figura 19. Respuesta de la distribución de energía en el Modelo Analitico con riostrias.....</i>	<i>49</i>
<i>Figura 20. Modelo de Cálculo para análisis en 2 Dimensiones.....</i>	<i>54</i>
<i>Figura 21. Grados de Libertad del portico plano.....</i>	<i>55</i>
<i>Figura 22. Grados de Libertad elemento viga.....</i>	<i>55</i>
<i>Figura 23. Grados de Libertad elemento columna.....</i>	<i>56</i>

<i>Figura 24. Espectro Elastico de Diseño</i>	59
<i>Figura 25. Modelo Mecánico equivalente</i>	68
<i>Figura 26. Modelo Mecánico simplificado</i>	69
<i>Figura 27. Masas efectivas</i>	70
<i>Figura 28. Altura de acción de las fuerzas Impulsiva-Convectiva</i>	71
<i>Figura 29. Modelación Líquido-Estanque de G. Housner 1963</i>	72
<i>Figura 30. Configuración de la Estructura</i>	78
<i>Figura 31. Grados de Libertad del Pórtico Plano</i>	79
<i>Figura 32. Configuración de la Estructura para el Análisis en Etabs v9.0</i>	105
<i>Figura 33. Cargas Distribuidas en el pórtico de la estructura en Análisis por el Método de Area Cooperante</i>	106
<i>Figura 34. Designacion de nuevo modelo</i>	106
<i>Figura 35. Dimensiones de los elementos de la estructura</i>	107
<i>Figura 36. Características de los materiales</i>	107
<i>Figura 37. Secciones de las columnas</i>	108
<i>Figura 38. Inercias agrietadas de columnas</i>	108
<i>Figura 39. Características de columnas</i>	109
<i>Figura 40. Inercias agrietadas de vigas</i>	109
<i>Figura 41. Características de vigas</i>	110
<i>Figura 42. Tipos de carga</i>	110
<i>Figura 43. Combinación de cargas</i>	111
<i>Figura 44. Asignacion de secciones a los elementos</i>	111
<i>Figura 45. Asignación de carga muerta</i>	112
<i>Figura 46. Asignación de carga viva</i>	112
<i>Figura 47. Asignación de cargas laterales</i>	113
<i>Figura 48. Opciones de Análisis</i>	113
<i>Figura 49. Deformada de la Estructura</i>	114
<i>Figura 50. Resultados de desplazamientos de la estructura</i>	114
<i>Figura 51. Configuración en planta y elevación del Modelo 1</i>	119
<i>Figura 52. Configuración en planta y elevación del Modelo 2</i>	121

<i>Figura 53. Configuración en planta y elevación del Modelo 3</i>	123
<i>Figura 54. Configuración en planta y elevación del Modelo 4</i>	126
<i>Figura 55. Configuración en planta y elevación del Modelo 5</i>	129
<i>Figura 56. Configuración en planta y elevación del Modelo 6</i>	132
<i>Figura 57. Configuración en planta y elevación del Modelo 7</i>	135
<i>Figura 58. Configuración en planta y elevación del Modelo 8</i>	138
<i>Figura 59. Configuración en planta y elevación del Modelo 9</i>	141
<i>Figura 60. Configuración en planta y elevación del Modelo 10</i>	145
<i>Figura 61. Configuración en planta y elevación del Modelo 11</i>	149
<i>Figura 62. Configuración en planta y elevación del Modelo 12</i>	152
<i>Figura 63. Configuración en planta y elevación del Modelo 13</i>	155
<i>Figura 64. Configuración en planta y elevación del Modelo 14</i>	158
<i>Figura 65. Configuración en planta y elevación del Modelo 15</i>	161
<i>Figura 66. Configuración en planta y elevación del Modelo 16</i>	164
<i>Figura 67. Configuración en planta y elevación del Modelo 17</i>	168
<i>Figura 68. Configuración en planta y elevación del Modelo 18</i>	172
<i>Figura 69. Configuración en planta y elevación del Modelo 19</i>	176
<i>Figura 70. Configuración en planta y elevación del Modelo 20</i>	180
<i>Figura 71. Periodo del TLD</i>	196
<i>Figura 72. Configuración en planta y elevación de la estructura en análisis</i>	240
<i>Figura 73. Frecuencia Natural de Vibración vs. Altura del Agua</i>	242
<i>Figura 74. Diseño y Ubicación de los tanques que conforman el TLD</i>	246
<i>Figura 75. Organigrama funcional de la propuesta</i>	250

ÍNDICE DE TABLAS

<i>Tabla 1. Pesos de materiales</i>	13
<i>Tabla 2. Cargas uniformes</i>	14
<i>Tabla 3. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada</i>	19
<i>Tabla 4. Poblaciones ecuatorianas y valor del factor Z</i>	20
<i>Tabla 5. Coeficiente de Suelo S y coeficiente Cm</i>	24
<i>Tabla 6. Tipo de Uso, Destino e Importancia de la Estructura</i>	24
<i>Tabla 7. Coeficiente de configuración en planta</i>	25
<i>Tabla 8. Coeficiente de configuración en elevación</i>	26
<i>Tabla 9. Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R</i>	27
<i>Tabla 10. Valores de Δ_M máximos, expresados como fracción de la altura de piso</i>	31
<i>Tabla 11. Clasificación de las Técnicas de Control de Respuesta Sísmica</i>	38
<i>Tabla 12. Inercias Agrietadas</i>	54
<i>Tabla 13. Comparación de Resultados MSM vs ETABS</i>	115-186
<i>Tabla 14. Datos del Modelo 1</i>	118
<i>Tabla 15. Datos del Modelo 2</i>	120
<i>Tabla 16. Datos del Modelo 3</i>	122
<i>Tabla 17. Comparación de Desplazamientos del Modelo 3</i>	124
<i>Tabla 18. Comparación de Derivas del Modelo 3</i>	124
<i>Tabla 19. Datos del Modelo 4</i>	125
<i>Tabla 20. Comparación de Desplazamientos del Modelo 4</i>	127
<i>Tabla 21. Comparación de Derivas del Modelo 4</i>	127
<i>Tabla 22. Datos del Modelo 5</i>	128
<i>Tabla 23. Comparación de Desplazamientos del Modelo 5</i>	130
<i>Tabla 24. Comparación de Derivas del Modelo 5</i>	130
<i>Tabla 25. Datos del Modelo 6</i>	131
<i>Tabla 26. Comparación de Desplazamientos del Modelo 6</i>	133
<i>Tabla 27. Comparación de Derivas del Modelo 6</i>	133
<i>Tabla 28. Datos del Modelo 7</i>	134
<i>Tabla 29. Comparación de Desplazamientos del Modelo 7</i>	136
<i>Tabla 30. Comparación de Derivas del Modelo 7</i>	136

<i>Tabla 31. Datos del Modelo 8.....</i>	<i>137</i>
<i>Tabla 32. Comparación de Desplazamientos del Modelo 8.....</i>	<i>139</i>
<i>Tabla 33. Comparación de Derivas del Modelo 8.....</i>	<i>139</i>
<i>Tabla 34. Datos del Modelo 9.....</i>	<i>140</i>
<i>Tabla 35. Comparación de Desplazamientos del Modelo 9.....</i>	<i>142</i>
<i>Tabla 36. Comparación de Derivas del Modelo 9.....</i>	<i>143</i>
<i>Tabla 37. Datos del Modelo 10.....</i>	<i>144</i>
<i>Tabla 38. Comparación de Desplazamientos del Modelo 10.....</i>	<i>146</i>
<i>Tabla 39. Comparación de Derivas del Modelo 10.....</i>	<i>147</i>
<i>Tabla 40. Datos del Modelo 11.....</i>	<i>148</i>
<i>Tabla 41. Comparación de Desplazamientos del Modelo 11.....</i>	<i>150</i>
<i>Tabla 42. Comparación de Derivas del Modelo 11.....</i>	<i>150</i>
<i>Tabla 43. Datos del Modelo 12.....</i>	<i>151</i>
<i>Tabla 44. Comparación de Desplazamientos del Modelo 12.....</i>	<i>153</i>
<i>Tabla 45. Comparación de Derivas del Modelo 12.....</i>	<i>153</i>
<i>Tabla 46. Datos del Modelo 13.....</i>	<i>154</i>
<i>Tabla 47. Comparación de Desplazamientos del Modelo 13.....</i>	<i>156</i>
<i>Tabla 48. Comparación de Derivas del Modelo 13.....</i>	<i>156</i>
<i>Tabla 49. Datos del Modelo 14.....</i>	<i>157</i>
<i>Tabla 50. Comparación de Desplazamientos del Modelo 14.....</i>	<i>159</i>
<i>Tabla 51. Comparación de Derivas del Modelo 14.....</i>	<i>159</i>
<i>Tabla 52. Datos del Modelo 15.....</i>	<i>160</i>
<i>Tabla 53. Comparación de Desplazamientos del Modelo 15.....</i>	<i>162</i>
<i>Tabla 54. Comparación de Derivas del Modelo 15.....</i>	<i>162</i>
<i>Tabla 55. Datos del Modelo 16.....</i>	<i>163</i>
<i>Tabla 56. Comparación de Desplazamientos del Modelo 16.....</i>	<i>165</i>
<i>Tabla 57. Comparación de Derivas del Modelo 16.....</i>	<i>166</i>
<i>Tabla 58. Datos del Modelo 17.....</i>	<i>167</i>
<i>Tabla 59. Comparación de Desplazamientos del Modelo 17.....</i>	<i>169</i>
<i>Tabla 60. Comparación de Derivas del Modelo 17.....</i>	<i>170</i>
<i>Tabla 61. Datos del Modelo 18.....</i>	<i>171</i>
<i>Tabla 62. Comparación de Desplazamientos del Modelo 18.....</i>	<i>173</i>
<i>Tabla 63. Comparación de Derivas del Modelo 18.....</i>	<i>174</i>

<i>Tabla 64. Datos del Modelo 19</i>	175
<i>Tabla 65. Comparación de Desplazamientos del Modelo 19</i>	177
<i>Tabla 66. Comparación de Derivas del Modelo 19</i>	178
<i>Tabla 67. Datos del Modelo 20</i>	179
<i>Tabla 68. Comparación de Desplazamientos del Modelo 20</i>	181
<i>Tabla 69. Comparación de Derivas del Modelo 20</i>	182
<i>Tabla 70. Edificaciones con la Técnica del TLD</i>	194
<i>Tabla 71. Datos de la muestra 1</i>	197
<i>Tabla 72. Datos de la muestra 2</i>	199
<i>Tabla 73. Datos de la muestra 3</i>	201
<i>Tabla 74. Datos de la muestra 4</i>	203
<i>Tabla 75. Datos de la muestra 5</i>	205
<i>Tabla 76. Datos de la muestra 6</i>	207
<i>Tabla 77. Datos de la muestra 7</i>	209
<i>Tabla 78. Datos de la muestra 8</i>	211
<i>Tabla 79. Datos de la muestra 9</i>	213
<i>Tabla 80. Datos de la muestra 10</i>	215
<i>Tabla 81. Datos de la muestra 11</i>	217
<i>Tabla 82. Datos de la muestra 12</i>	219
<i>Tabla 83. Datos de la muestra 13</i>	221
<i>Tabla 84. Datos de la muestra 14</i>	223
<i>Tabla 85. Datos de la muestra 15</i>	225
<i>Tabla 86. Datos de la muestra 16</i>	227
<i>Tabla 87. Datos de la muestra 17</i>	229
<i>Tabla 88. Datos de la muestra 18</i>	231
<i>Tabla 89. Datos de la muestra 19</i>	233
<i>Tabla 90. Datos de la muestra 20</i>	235
<i>Tabla 91. Cuadro comparativo Aceleración vs. Factor del TLD</i>	237
<i>Tabla 92. Cuadro comparativo entre las Fuerzas del Sistema Acoplado TLD vs. Sistema Desacoplado TLD</i>	238
<i>Tabla 93. Costo referencial del TLD para la estructura analizada</i>	246
<i>Tabla 94. Desplazamientos laterales y derivas en X (sin TLD)</i>	247
<i>Tabla 95. Desplazamientos laterales y derivas en X (con TLD)</i>	247

<i>Tabla 96. Desplazamientos laterales y derivas en Y (sin TLD).....</i>	<i>248</i>
<i>Tabla 97. Desplazamientos laterales y derivas en Y (con TLD).....</i>	<i>248</i>

GLOSARIO Y ABREVIATURAS

AMORTIGUAMIENTO.- El amortiguamiento se comporta como una fuerza proporcional a la velocidad, como lo son las fuerzas de rozamiento con fluidos (aire, agua).

BALANCE DE ENERGIA.- Segunda ley de Newton, ecuación dinámica de equilibrio.

COLAPSO.- Deformación o destrucción bruscas de un cuerpo por la acción de una fuerza

CORTANTE BASAL .- Fuerza total de diseño por cargas laterales, aplicada en la base de la estructura, resultado de la acción del sismo de diseño con o sin reducción.

DEFORMACIÓN.- Efecto causado por una fuerza al actuar sobre un cuerpo elástico.

DERIVA DE PISO.- Desplazamiento lateral relativo de un piso con respecto al piso consecutivo, medido en dos puntos ubicados en la misma línea vertical de la estructura.

DUCTILIDAD.- La relación entre la fuerza máxima elástica y la fuerza máxima inelástica o de fluencia.

ESTRUCTURA DE EDIFICACIÓN.- Conjunto de elementos ensamblados para resistir carga vertical y sísmicas. Estructuras que deben permanecer operativas después de una eventualidad sísmica.

FRECUENCIA.- Número de vibraciones por unidad de tiempo.

FRICCIÓN.- Rozamiento entre superficies de dos cuerpos en contacto.

HISTÉRESIS.- Se manifiesta por el retraso del efecto sobre la causa que lo produce.

HORMIGÓN.- Masa compactada de gran dureza y resistente a la compresión, formado por un conglomerado de piedra, arena agua y cemento.

MECANISMO.- Estructura interna de quien depende el funcionamiento de toda o parte de la estructura general.

METODOLOGÍA.- Se refiere a los métodos de investigación en una ciencia.

PERÍODO.- Tiempo que algo tarda en volver al estado o posición que tenía al principio. Espacio de tiempo que incluye toda la duración de algo

PLACAS TECTÓNICAS.- Según la teoría de la tectónica de placas, la corteza terrestre está compuesta al menos por una docena de placas rígidas que se mueven independientemente.

RIGIDEZ.- Cualidad de ser rígido.

SINCRONIZACIÓN.- Hacer que coincidan en el tiempo dos o más movimientos o fenómenos.

SISMO.- Terremoto o sacudida de la tierra producida por causas internas de la Tierra.

SISMO DE DISEÑO.- Terremoto que tiene que tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años.

TLD.- Tuned Liquid Damper (Amortiguador de Líquido Sincronizado)

VIBRACIÓN.- Cada movimiento vibratorio, o doble oscilación de las moléculas o del cuerpo vibrante.

CPE.- Código de Practica Ecuatoriano

API.- American Petroleum Institute

ASPD .- Análisis Sísmico por Desempeño

DEM .- Dinámica de Estructuras Con Matlab

DSE .- Diseño Sísmico de Estanques

MSM .- Método de Superposición Modal

M.- Matriz de masas

C.- Matriz de amortiguamiento

K.- Matriz de rigidez

I_g.- Inercia gruesa de viga

I_v.- Inercia agrietada de viga

I_c.- Inercia agrietada de columna

f'_c.- Resistencia a la compresión del concreto

f_y.- Resistencia a la fluencia del acero

CM.- Carga muerta

CV.- Carga viva

CS.- Carga sísmica

K_c .- Matriz de rigidez de columna
 K_v .- Matriz de rigidez de viga
 V_c .- Vectores de colocación
 K_L .- Matriz de rigidez de lateral
 λ .- Valores propios
 \emptyset .- Vectores propios
 ω .- Frecuencia de vibración
 T .- Periodo de vibración
 Ad .- Aceleración espectral
 γ .- Factor de participación modal
 q .- Desplazamiento máximo modal
 F .- Fuerzas máxima modal
 Wp .- Peso modal
 V_o .- Cortante basal mínimo
 M_i .- Masa impulsiva
 M_c .- Masa convectiva
 F_c .- Factor de corrección
 g .- Aceleración de la gravedad
 f_A .- Frecuencia del amortiguador
 f_E .- Frecuencia de la estructura
 h_W .- altura del líquido
 h_C .- altura de la capa
 F_i .- Fuerza impulsiva
 F_c .- Fuerza convectiva

I. RESUMEN

La ciudad de Riobamba, según el mapa de zonificación sísmica se halla en la zona 4 considerada como la de mayor riesgo sísmico, por lo que es estrictamente obligatorio que los Ingenieros Civiles diseñen sus estructuras para soportar cargas laterales inducidas por sismos, de tal sentido la presente investigación tiene por objeto aportar al diseño sismo-resistente con una herramienta innovadora como es la presentación del Amortiguador de Líquido Sincronizado (TLD). El uso del Amortiguador de Líquido Sincronizado en nuestro medio aún no ha sido difundido ni aplicado en edificaciones, a pesar de las grandes ventajas que éste método nos brinda, tales como: reducir la demanda sísmica de la propia estructura controlando su deformación y por lo tanto su daño; al minimizar los desplazamientos laterales ocasionados por un sismo, se puede reducir las secciones de los elementos estructurales sin que esto reste seguridad en el diseño, logrando una reducción de costos; este sistema de reducción de efectos sísmicos es de fácil aplicación a estructuras existentes que no han sido diseñadas para soportar sismos severos, mediante la colocación de estos dispositivos en la losa de cubierta; no necesita de ningún dispositivo de activación durante un sismo, por lo que no es necesario de personal técnico especializado para su mantenimiento. La técnica del TLD consiste en adicionar tanques de agua en la losa de cubierta, diseñados de tal manera que vibre con la misma frecuencia natural de vibración de la estructura. “Si la frecuencia del Absolvedor adherido a la estructura coincide con la frecuencia de excitación, entonces la masa del sistema principal permanece quieta, y el absolvedor genera en todo instante sobre la estructura fuerzas iguales y contrarias a la excitación”. El oleaje del agua dentro del tanque produce una serie de frecuencias de vibración que reduce la respuesta de la estructura ante la excitación, y de esta manera basándonos en esta teoría presentamos a continuación el Amortiguador de Líquido Sincronizado.

SUMMARY

The city of Riobamba, according to the map of seismic area is in the area 4 considered as that of more seismic risk, for what is strictly obligatory that the Civil Engineers design their structures to support lateral loads induced by earthquakes, of such a sense the present investigation has for object to contribute to the earthquake-resistant design with an innovative tool as it is the presentation of the Shock of I Liquidate Synchronized (TLD). The use of the Shock of I Liquidate Synchronized in our it has not half still been diffused neither applied in constructions, in spite of the big advantages that this method offers us, such as: to reduce the seismic demand of the own structure controlling their deformation and therefore their damage; when minimizing the lateral displacements caused by an earthquake, it can decrease the sections of the structural elements without this subtracts security in the design, achieving a reduction of costs; this system of reduction of seismic effects is from easy application to existent structures that have not been designed to support severe earthquakes, by means of the placement of these devices in the cover flagstone; he/she doesn't need of any activation device during an earthquake, for what is not necessary of specialized technical personnel for their maintenance. The technique of the TLD consists on adding tanks of water in the cover flagstone, designed in such a way that vibrates with the same natural frequency of vibration of the structure. "If the frequency of the absorb stuck to the structure coincides with the excitement frequency, then the mass of the main system remains still, and the absorb generates in all instant on the structure same forces and contrary to the excitement". The surf of the water inside the tank a series of vibration frequencies that reduces the answer of the structure before the excitement, takes place and this way basing us on this theory presents the Shock next of I Liquidate Synchronized.

II. INTRODUCCIÓN

El terremoto de 1797 es el de mayor intensidad entre los ocurridos en nuestro territorio, afirmación que se funda en los efectos que tuvo. Incluso fue uno de los más grandes del continente, si nos atenemos a lo que testifican varios manuscritos en los que se lo catalogo como... *el temblor más formidable que se haya experimentado desde el descubrimiento de América hasta aquel día...*¹

Según el estudio sísmico, los parámetros epicentrales obtenidos en base a intensidades son los siguientes:

Fecha:	1797 – 02 – 04
Hora (TL):	07h. 45m.
Latitud Sur:	1.43 Sur
Longitud Oeste:	78.55 Oeste
Magnitud:	8.3 Gutenberg – Richter
INT. MSK:	11

La mayoría de la población ecuatoriana se localiza en zona de convergencia de placas tectónicas, expuesta a una amenaza sísmica entre intermedia y alta. Es sabido que el daño parcial o colapso de las construcciones durante y después de un sismo es la mayor causa de víctimas, disturbios sociales y pérdidas económicas.

De aquí que es indispensable diseñar y construir las edificaciones para que resistan eventos sísmicos grandes sin colapsar y eventos sísmicos recurrentes sin daños en la estructura y daños mínimos o nulos en los elementos no estructurales.

¹ Instituto Geofísico/ Departamento de Geofísica. Escuela Politécnica Nacional, Quito.

El Gobierno controla la calidad de las edificaciones por medio del Código Ecuatoriano de la Construcción, cuyo cumplimiento asegura que las estructuras tendrán una respuesta adecuada ante la demanda sísmica esperada.

Las técnicas convencionales estipuladas por la reglamentación actual para mitigar y controlar la respuesta de una edificación ante un evento sísmico se basan en la combinación de resistencia, rigidez y capacidad de disipación de energía en el rango inelástico de la estructura, tomando como condición su ductilidad. En estructuras de hormigón armado y otros materiales convencionales, estos métodos exigen una cuidadosa disposición del refuerzo, de la configuración estructural, de los tipos de conexiones y otros, que aumentan su costo frente a una estructura no sismo-resistente, presentando, además, el inconveniente de que la estructura, por su mismo trabajo inelástico, sufre daños permanentes, muchas veces sin posibilidad de reparación.

En otros países, las técnicas convencionales de disipación de energía se han complementado con sistemas adicionales a los componentes estructurales de la edificación, los cuales modifican las características dinámicas de la estructura, controlando o disipando parte de la energía impuesta por el sismo. El uso de estas técnicas de control de respuesta sísmica tiene como objetivo reducir la demanda sísmica de la propia estructura controlando su deformación y, por lo tanto, su daño.

Debido a las grandes ventajas que presenta esta metodología frente a la convencional y a la necesidad inminente de difundir el conocimiento en el medio ecuatoriano, se considera de gran importancia realizar una investigación para determinar la eficiencia del Amortiguador de Líquido Sincronizado (TLD) aplicado a estructuras de nuestra ciudad.

III. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA

A. CONCEPTOS FUNDAMENTALES

1. LA SISMISIDAD

Ciencia que estudia los terremotos. Implica la observación de las vibraciones naturales del terreno y de las señales sísmicas generadas de forma artificial, con muchas ramificaciones teóricas y prácticas. Como rama de la geofísica, la sismología ha aportado contribuciones esenciales a la comprensión de la tectónica de placas, la estructura del interior de la Tierra, la predicción de terremotos y es una técnica valiosa en la búsqueda de minerales.

2. CONCEPCIÓN DE LA SISMICA

Temblores producidos en la corteza terrestre como consecuencia de la liberación repentina de energía en el interior de la Tierra. Esta energía se transmite a la superficie en forma de ondas sísmicas que se propagan en todas las direcciones. El punto en que se origina el terremoto se llama foco o hipocentro; este punto se puede situar a un máximo de unos 700 Km. hacia el interior terrestre. El epicentro es el punto de la superficie terrestre más próximo al foco del terremoto.

Las vibraciones pueden oscilar desde las que apenas son apreciables hasta las que alcanzan carácter catastrófico. En el proceso se generan 4 tipos de ondas de choque. Dos se clasifican como ondas internas viajan por el interior de la Tierra y las otras dos son ondas superficiales. Las ondas se diferencian además por las formas de movimiento que imprimen a la roca. Las ondas internas se subdividen

en primarias y secundarias: las ondas primarias o de compresión (ondas P) hacen oscilar a las partículas desde atrás hacia adelante en la misma dirección en la que se propagan, mientras que las ondas secundarias o de cizalla (ondas S) producen vibraciones perpendiculares a su propagación. Las ondas P siempre viajan a velocidades mayores que las de las ondas S; así, cuando se produce un sismo, son las primeras que llegan y que se registran en las estaciones de investigación geofísica distribuidas por el mundo.

3. *ORIGEN DE LOS SISMOS*

En la actualidad se reconocen dos clases generales de terremotos: tectónicos, volcánicos. Los sismos de la primera de ellas son, con diferencia, los más devastadores además de que plantean dificultades especiales a los científicos que intentan predecirlos.

4. *EFFECTOS VOLCÁNICOS*

Los de origen volcánico rara vez son muy grandes o destructivos. Su interés principal radica en que suelen anunciar erupciones volcánicas. Estos sismos se originan cuando el magma asciende relleno las cámaras inferiores de un volcán. Mientras que las laderas y la cima se dilatan y se inclinan, la ruptura de las rocas en tensión puede detectarse gracias a una multitud de pequeños temblores.



Figura 1. Emisión de ceniza y gases durante la erupción

Fuente: Microsoft Encarta 2008. Microsoft Corporation.

5. FUERZAS TECTÓNICAS

Para entender el origen de los sismos, es necesario hablar sobre: deriva continental, la composición de la tierra, placas tectónicas y las microplacas. Por otra parte, se indica los países cuya sismicidad está asociada al Cinturón Circunpacífico o Cinturón de Fuego del Pacífico.

6. PLACAS TECTÓNICAS

Debido a las corrientes de convección, los continentes continúan en movimiento. En el siglo XIX ya se pensó que Groenlandia se movía, hipótesis que ha sido confirmada en el siglo XX con estudios que demuestran que se separa de Europa.

Las corrientes de convección se producen en la parte superior del manto líquido, en una capa denominada Astenósfera. En forma figurativa se puede decir que la corteza terrestre "flota sobre la Astenósfera.

El movimiento de la corteza no se da en forma uniforme, en el sentido de que todo se mueve en la misma dirección y con la misma magnitud, no se presenta así. Existen regiones en las cuales el movimiento es muy lento del orden de una centésima de milímetro al año y otras en las cuales este movimiento es muy rápido con movimientos de más de 10 cm al año. De igual forma, existen zonas en las que segmentos de la corteza chocan entre si y otras en que no existe este choque.

Estos movimientos llamados tectónicos son los responsables de la aparición de las montañas, de los volcanes, de los sismos, de la formación de plegamientos y fallas geológicas en la tierra.

Investigaciones desarrolladas entre los años 1950 y 1960, encontraron que en el lecho de los mares, existen largas y espectaculares cadenas montañosas con una

forma muy similar a la columna dorsal de los reptiles, de ahí su nombre de *dorsal marino*. Por lo tanto, en la tierra existen dos tipos de montañas, las que se hallan en los continentes y las que se encuentran en los mares con características diferentes.

Al chocar dos placas, una de las dos cede y se va para abajo con dirección al manto; la región de la zona de choque se denomina zonas de subducción. Por otra parte, en la zona donde no existe el choque, que es en los dorsales marinos aparece, una nueva superficie terrestre. De esta forma se mantiene el equilibrio en el mundo, por las zonas de subducción desaparece la superficie creada y por los dorsales marinos aparece nuevas superficies.

Las principales placas tectónicas, son las placas de: Nazca, Sudamérica, Cocos, Norteamericana, Caribe, Africana, Euroasiática, Antártica, Pacífico, Filipinas, Arábica, Australiana y de la India. Estas placas a su vez contienen microplacas.

7. MICROPLACAS

En 1999, se registraron en el mundo grandes sismos, uno de ellos fue el terremoto de Turquía, del 17 de Agosto, este evento está asociado al movimiento de las placas tectónicas Africana y Arábica que se mueven hacia el norte a una velocidad que varía entre 5 y 25 mm al año, y chocan con la placa Euroasiática que se mueve en sentido contrario, generándose una zona de subducción. La colisión de estas tres placas ha generado tres microplacas, de acuerdo a los estudios realizados por McKenzie en 1972. Estas son: la microplaca Egeo, la Microplaca Anatolia y la Microplaca del Mar Negro.

El sismo de Turquía del 17 de Agosto de 1999, estuvo asociada a la microplaca de Anatolia y concretamente a la falla transcurrete de Anatolia, que tiene una tasa de 24 ± 4 mm/año, tasa muy similar a la famosa falla de San Andrés en California, cuya tasa es 20 ± 4 mm/año.

8. *CINTURÓN CIRCUNPACÍFICO*

En América del Sur, se tiene fundamentalmente el enfrentamiento de la Placa de Nazca o Placa Oceánica con la Placa de Sudamérica o Placa Continental. Este enfrentamiento produce el fenómeno de subducción, por el cual la placa de Nazca por ser más rígida y fuerte se introduce por debajo de la Placa Sudamericana y continua moviéndose hacia el manto. Como se indicó este choque genera los sismos. Sin embargo se debe manifestar que como consecuencia del movimiento continuo de las placas tectónicas se tienen las erupciones volcánicas y los sismos.

El fenómeno de subducción ha generado una fosa frente a las costas, la misma que alcanza grandes profundidades. En lo que concierne al Ecuador, se identifica esta fosa como Perú - Chile - Trench y se indica con triángulos negros la dirección de la subducción. Por otra parte, esta fosa continúa por Centro América, México, Estados Unidos (California), Canadá, Alaska (Aleutian Trench), Península de Kamtchatka, Japón, Filipinas y Nueva Zelandia. Esta fosa bordea el Océano Pacífico a manera de un cinturón de ahí su nombre de Cinturón Circimpacífico y es una zona de alta sismicidad. Por otra parte, en esta zona existe una intensa actividad volcánica de ahí que también es conocida como Cinturón de Fuego del Pacífico.

B. DESPLAZAMIENTO DE ENERGIA

El ser humano tiende a olvidar muy rápidamente las desgracias que dejan los sismos. Esto en parte es bueno, ya que lo negativo debe ser olvidado, pero también es malo que olvide rápidamente porqué colapsaron las edificaciones. Es malo, que luego de unos pocos meses o años piense que es una utopía la ocurrencia de los sismos en zonas de alta actividad sísmica.

1. TEORÍA DEL REBOTE ELÁSTICO

El movimiento de las placas tectónicas, cuando estas chocan entre sí, ocasionan deformaciones en las rocas de la tierra, acumulándose en este proceso energía, cuando la deformación es insostenible se produce la rotura de las rocas y con ello los sismos, con una liberación de gran parte de la energía, en forma de ondas, las mismas que mueven a la tierra en todas las direcciones.

Se puede realizar una analogía con lo que sucede al comprimir un resorte y luego soltarlo; el resorte saltará bruscamente. En los sismos se tiene que las rocas van acumulando energía hasta un momento determinado en que ya no pueden acumular más energía y la liberan en un porcentaje muy considerable, cuando las rocas no pueden soportar una mayor deformación.

2. EPICENTRO E HIPOCENTRO

El lugar dentro de la tierra donde se produce la liberación de energía o sismo, se denomina hipocentro, foco o fuente. Por otra parte, el punto sobre la superficie de la tierra que está sobre el hipocentro se denomina epicentro y es la zona donde se siente con mayor intensidad el sismo. La distancia que existe entre el epicentro y el hipocentro se denomina profundidad focal.

La ubicación del hipocentro y del epicentro son detectados por los sismólogos mediante instrumentos especiales denominados sismógrafos y al registro de estos se llama sismo gramas.

Cuando el sismo es de pequeña intensidad y produce vibración de las ventanas, o se observa que las lámparas oscilan y muchas personas lo sienten ligeramente, se denomina a esto temblor. En cambio cuando es muy fuerte y se producen fisuras en los edificios, pudiendo llegar a destruirse si están mal diseñados; además hay deslizamientos y grietas en el suelo, cuando ello sucede al sismo se llama terremoto.

Un terremoto normalmente viene precedido por una gran cantidad de sismos a los que se denominan premonitores., los mismos que tienen una duración muy variable. En algunos terremotos los premonitores se han registrado por varios meses e incluso años de anticipación y en otros la actividad de los premonitores ha sido muy baja.

Después de un terremoto o sismo muy fuerte, se producen una serie de sismos a los que se denominan réplicas, en este tiempo la rotura de las rocas que liberaron energía vuelven paulatinamente a buscar una posición de equilibrio con la generación de sismos que en los primeros días son numerosos y de gran intensidad. Con el pasar del tiempo las réplicas van disminuyendo en número e intensidad.

El sismo del 2 de octubre de 1995, cuyo epicentro se halla ubicado al sur este de la cordillera de Curucú y que destruyó el puente sobre el río Upano o río de la cascada sagrada y que afectó a un buen número de construcciones de la ciudad de Macas, tuvo una profundidad focal de 16 Km. En este evento, prácticamente no se registraron sismos premonitores y la actividad sísmica después del terremoto duró hasta el 31 de diciembre de 1995. La red sísmica permanente del Instituto Geofísico de la Politécnica Nacional, registró 2100 réplicas; en el mes de octubre estas fueron muy numerosas y 7 de ellas fueron muy fuertes, en noviembre las réplicas decayeron considerablemente con relación al mes precedente y en diciembre sucedió algo similar.

Luego de un sismo fuerte, los sismólogos, llevan a la zona epicentral sus sismógrafos e instalan una red sísmica móvil, para estudiar aspectos relacionados con el mecanismo de rotura del sismo. Evidentemente que el número de sismos registrados en la red móvil es mayor que el número de eventos registrados por la red permanente, por encontrarse más cerca de la fuente sísmica.

3. ENERGÍA LIBERADA

Existen relaciones entre la Magnitud Mag y la energía del terremoto Ene , la misma que es de la siguiente forma:

$$\log Ene = a + b Mag$$

donde a y b dependen de la manera en que se calcula Mag . Para magnitud Mag , se tiene:

$$\log Ene = 11.8a + 1.5b Mag$$

Es importante destacar que un sismo de magnitud 5.5, por ejemplo, libera una energía del orden de magnitud de la explosión atómica de Hiroshima, es decir alrededor de 10^{20} ergios. En efecto, al reemplazar $M_s = 5.5$ en la ecuación se obtiene que la energía es 1.122×10^{20} ergios. Si la magnitud del sismo es de 6.5, es decir un grado más, la energía sísmica es 3.548×10^7 ergios; en consecuencia, la energía se incrementa en 31.6 veces. La variación es de tipo exponencial.

C. INCIDENCIA DE EFECTOS SISMICOS EN LA CONSTRUCCION

En la historia nacional se han presentado sismos importantes en Ecuador, siendo unos de especial atención para la ingeniería y el Gobierno, debido a los daños y destrozos causados a centros urbanos. Varios de esos sismos que han afectado en forma severa su zona epicentral son por ejemplo los que se detallan a continuación en una cronología sísmica:

SIGLOS XVI-XVIII

1541 Terremoto en la Tierra de los Quitus, en las cercanías del Antisana.

1557 Sismos en los alrededores del Tungurahua, y probablemente erupción del volcán.

1587 Gran terremoto en Quito.

1640 Hundimiento del pueblo Cacha, en las cercanías de Riobamba.

- 1645** Sismos en el centro de la sierra. Quito y Riobamba son las ciudades más afectadas.
- 1662** Terremoto en Quito.
- 1678** Terremoto en Quito.
- 1687** Terremoto en Ambato, Pelileo y Latacunga.
- 1698** Terremoto de Riobamba, Ambato y Latacunga. Derrumbamiento del Carihuairazo e inundación de Ambato.
- 1703** Terremoto en Latacunga.
- 1736** Terremoto en la actual provincia de Cotopaxi.
- 1749** Terremoto en Loja.
- 1755** Gran sismo en Quito.
- 1757** Terremoto en Latacunga.
- 1766** Temblor fuerte en la provincia de Imbabura.
- 1797** Cataclismo sísmico en el centro de la sierra. Riobamba es destruida.

SIGLO XIX

- 1840** Fuerte sismo en el Tungurahua. Las ciudades más afectadas son Patate y Pelileo.
- 1856** Terremoto en Cuenca que afecta también Riobamba, Alausí y Guaranda.
- 1859** Terremoto en la ciudad de Quito.
- 1868** Terremoto en la provincia de Imbabura: son destruidas las ciudades de Otavalo, Atuntaqui e Ibarra. Mueren 20.000 personas.

SIGLO XX

- 1913** Sismos al sur de la Provincia del Azuay.
- 1923** Terremoto en Tulcán
- 1938** Sismo en el valle de los Chillos.
- 1942** Sismo en la costa del Guayas y Manabí. Las ciudades afectadas son Guayaquil y Portoviejo.
- 1944** Sismo en la provincia de Cotopaxi. Las poblaciones más afectadas son Pastocalle, Toacaso, Saquisilí y Lasso.

1949 Fuerte terremoto en las provincias de Cotopaxi, Chimborazo, Tungurahua, Napo y Pastaza. Se destruye la ciudad de Ambato y Pelileo.

1958 Maremoto frente a las costas de Esmeraldas.

1970 Sismo en la frontera sur. Ciudades de norte del Perú y de la provincia de Loja sufren importantes estragos.

1987 Sismos de fuerte intensidad a las provincias de pichincha, Imbabura, Carchi y Napo. Se destruye el oleoducto.

1996 Terremoto en la provincia de Cotopaxi. El cantón Pujilí es el más afectado.

D. CARGAS Y FUERZAS DE DISEÑO

Los tipos de cargas que se consideran en el diseño de los edificios son: a) Cargas muertas, las cuales incluyen el peso de la estructura y el de los pisos, muros, cubiertas de techo, instalaciones mecánicas y eléctricas y muros divisorios; b) Cargas vivas sobre los pisos, las cuales incluyen todas las cargas temporales; c) Cargas de nieve, viento y sismo; y d) Cargas diversas, tales como cargas de grúas viajeras, efectos de los posibles movimientos de la cimentación, de las variaciones de temperaturas y otros cambios dimensionales en los distintos elementos de la estructura.

1. CARGAS MUERTAS

Con objeto de calcular las cargas muertas en un edificio, debe hacerse un croquis preliminar del mismo, mostrando las características estructurales y arquitectónicas. Al diseñar los miembros individuales de un edificio, la carga muerta tributaria sobre cada miembro puede estar compuesta por distintos conceptos, los cuales deben considerarse cuidadosamente.

En la mayoría de los manuales de ingeniería se encuentran los pesos unitarios de los diferentes materiales de construcción; por ejemplo, en el Manual AISC. Se enlistan algunos valores en la tabla 1.

Se han ideado diferentes formas empíricas para estimar el peso de los edificios, pero rara vez son satisfactorias, porque no pueden tomar en consideración todos los factores que afectan a las cargas; por tanto, es conveniente estimar el peso y el tamaño de los diferentes elementos y calcular su peso. Otra guía para estimación se obtiene haciendo comparaciones con estructuras similares.

Tabla 1. Pesos de materiales
Kilogramos por metro cúbico

Mampostería		Agua, Nieve	
Mármol, Granito	2240 - 2640	Agua	1000
Mampostería de tabique	1600 - 2400	Nieve fresca	80
Concreto normal	2400	Nieve compacta	160 o más
Concreto ligero	1440 - 1920	Nieve humedecida	640 - 800
Metales		Diversos	
Acero	7840	Arena	1600 – 1920
Aluminio	2640	Vidrio	2560
Latón	8480	Asfalto	1280 – 1600
		Mortero	1600
Maderas			
Sequoia	416		
Abeto Douglas	512		
Pino	560 – 640		
Roble	864		

Fuente: Pesos de materiales (Bresler, Lin y Scalzi)

2. CARGAS VIVAS

La mayoría de los códigos de construcción especifica que los pisos y sus estructuras, deben diseñarse para las cargas vivas que se espera llegarán a soportar durante su vida útil, y los mismos códigos indican por lo general las cargas vivas mínimas que deben usarse para ciertos tipos de edificios.

Tabla 2. Cargas Uniformes

USO O OCUPACIÓN		Carga Uniforme kg/m ²
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	
Armerías		750
Áreas de reuniones	Áreas de asientos fijos	250
	Áreas de asientos móviles y otras áreas	500
Auditorios y galerías	Escenarios y plataformas	600
Cornisas, marquesinas y balcones de residencias		300
Facilidades de salida pública		500
Garajes	Almacenaje general y/o reparación	500
	Almacenaje particular	250
Hospitales	Salas y cuartos	200
Bibliotecas	Salas de lectura	300
	Cuartos de anaqueles	600
Fábricas	Livianas	400
	Pesadas	600
Oficinas		250
Plantas de imprenta	Cuartos de prensa	750
	Cuartos de composición y linotipos	500
Residencias		200
Salas de descanso Plataformas de revisión Grandes tribunas y graderíos		500
Escuelas	Aulas	200
Veredas y calzadas	Acceso público	1200
Bodegas	Livianas	600
	Pesadas	1200
Almacenes	Minoristas	400
	Mayoristas	500

Fuente: Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC-77)

3. CARGAS DE VIENTO

La presión del viento sobre una superficie depende de la velocidad del viento, de la pendiente de la superficie, de la forma de ésta, de la protección contra el viento proporcionada por otras estructuras y de la densidad del aire, la cual disminuye con la altitud y la temperatura. Si el resto de los factores permanece constante, la presión debida al viento es proporcional al cuadrado de su velocidad y a la densidad del aire.

4. FUERZAS SISMICAS

Existen dos objetivos básicos en el diseño sísmico: uno es el de proteger al público de la pérdida de vidas y heridas serias, y evitar que los edificios se derrumben o sufran daños peligrosos bajo un sismo de intensidad máxima; el otro es el de asegurar a los edificios contra cualquier daño, excepto los muy leves, bajo sismos de intensidad moderada a intensidad alta. Las cargas de sismo se especifican de modo tal que se logren estos dos objetivos dentro de límites razonables y sin costo excesivo.

En nuestro país, existe el Código Ecuatoriano de la Construcción y en su parte 1, Capítulo 12 dice: “Requisitos Generales de Diseño: Peligro Sísmico, Espectros de Diseño y Requisitos Mínimos de Cálculos para Diseño Sismo-resistente.”, ahí se indican las diferentes normas, tipos de suelo y los factores que afectan el cálculo de la fuerza sísmica. A continuación detallaremos el procedimiento de cálculo y los diferentes factores que se utilizan para obtener la fuerza sísmica de acuerdo con lo estipulado en el Código Ecuatoriano de la Construcción.

a. Procedimiento de Cálculo de Fuerzas Estáticas

1) Cortante Basal de Diseño

El cortante basal de diseño V , que será aplicado a una estructura en una dirección dada, se determina mediante las expresiones:

$$V = \frac{ZIC}{R\phi_P\phi_E} W \quad \text{CPE INEN 5:2001 6.2.1 (4)}$$

$$C = \frac{1.25S^S}{T} \quad \text{CPE INEN 5:2001 6.2.1 (5)}$$

En donde:

- Z = Factor en función de la zona sísmica adoptada. Tabla 3. (Figura 2.)
- C = No debe exceder del valor de C_m establecido en la tabla 5., no debe ser menor a 0.5 y puede utilizarse para cualquier estructura.
- I = Tipo de uso, factor de importancia de la estructura. Tabla 6.
- S = Su valor y el de su exponente se obtiene de la tabla 5.
- R = Factor de reducción de respuesta estructural, tabla 9.
- Φ_P, Φ_E = Factores de configuración estructural en planta y en elevación tabla 7 y tabla 8 respectivamente.
- T = Periodo fundamental y se calcula de dos maneras.

- *Coficiente de Configuración Estructural en Planta Φ_P*

El coeficiente Φ_P se estimará a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad de las plantas en la estructura. Se utilizará la expresión:

$$\Phi_P = \Phi_{PA} \times \Phi_{PB} \quad \text{CPE INEN 5:2001 6.2.2.1 (6)}$$

En donde:

Φ_{PA} = El mínimo valor Φ_{Pi} de cada piso i de la estructura, obtenido de la tabla 7, para cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 1, 2 y/o 3 (Φ_{Pi} en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para las tres irregularidades);

Φ_{PB} = Se establece de manera análoga, para cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 4 y/o 5 en la estructura.

Cuando una estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidades descritas en la tabla 7, en ninguno de sus pisos, Φ_P tomará el valor de 1.

- *Coefficiente de Configuración Estructural en elevación Φ_E*

El coeficiente Φ_E se estimará a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad en elevación de la estructura, descritas en la tabla 8. Se utilizará la expresión:

$$\Phi_E = \Phi_{EA} \times \Phi_{EB} \times \Phi_{EC} \quad \text{CPE INEN 5:2001 6.2.3.1 (7)}$$

En donde:

Φ_{EA} = El mínimo valor Φ_{Ei} de cada piso i de la estructura, obtenido de la tabla 8, para cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 1 y/o 5 (Φ_{Ei} en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para las dos irregularidades);

Φ_{EB} = Se establece de manera análoga, para cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 2 y/o 3 en la estructura,

Φ_{EC} = Se establece para cuando se encuentre presente la irregularidad tipo 4 en la estructura.

Cuando una estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidades descritos en la tabla 8, en ninguno de sus niveles, Φ_E tomará el valor de 1.

- *Periodo Fundamental de Vibración*

Para calcular este período, existen dos métodos:

Método 1: Para estructuras de edificación, el valor de T puede determinarse de manera aproximada mediante la expresión:

$$T = C_i (h_n)^{3/4} \quad \text{CPE INEN 5:2001 6.2.4.1 (8)}$$

En donde:

h_n = Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura.

$C_t = 0.09$ para pórticos de acero

$C_t = 0.08$ para pórticos espaciales de hormigón armado

$C_t = 0.06$ para pórticos espaciales de hormigón armado con muros estructurales o con diagonales y para otras estructuras.

Método 2: El período fundamental T puede ser calculado utilizando las propiedades estructurales y las características de deformación de los elementos resistentes, en un análisis apropiado y adecuadamente sustentado. Este requisito puede ser cumplido mediante la utilización de la siguiente expresión:

$$T = 2\pi \sqrt{\left(\sum_{i=1}^n w_i \delta_i^2 \right) \left(\sum_{i=1}^n f_i \delta_i \right)} \quad \text{CPE INEN 5:2001 6.2.4.2 (9)}$$

En donde:

f_i = Representa cualquier distribución aproximada de las fuerzas laterales, de acuerdo con los principios descritos más adelante, o cualquiera otra distribución racional.

δ_i = Deflexión elástica del piso i, calculada utilizando las fuerzas laterales f_i .

El valor de T así calculado no debe ser mayor en un 30% al valor de T calculado con el Método 1.

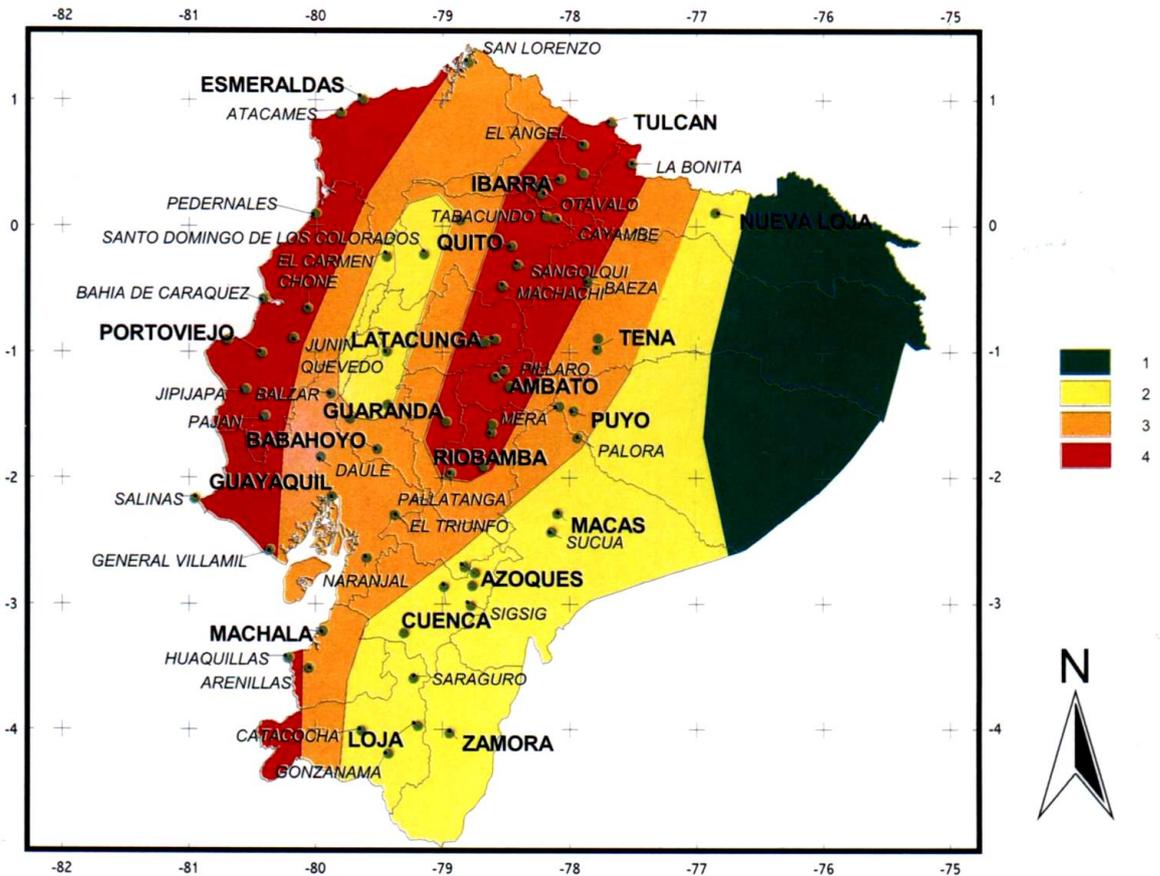


Figura 2. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño
Fuente: Código de Práctica Ecuatoriano (CPE INEN 5:2001)

Tabla 3. Valores del factor Z en función de la Zona sísmica adoptada

Zona sísmica	I	II	III	IV
Valor factor Z	0,15	0,25	0,30	0,40

Fuente: Código de Práctica Ecuatoriano (CPE INEN 5:2001)

Para mayor exactitud al escoger el valor de Z, se incluye en la Tabla 4 un listado de algunas poblaciones con el valor correspondiente. Si se ha de diseñar una estructura en una zona que no consta en la lista, debe escogerse el valor de la población más cercana.

Tabla 4. Poblaciones Ecuatorianas y Valor del Factor Z

CIUDAD	PROVINCIA	CANTON	PARROQUIA	ZONA
CHORDELEG	AZUAY	CHORDELEG	CHORDELEG	2
CUENCA	AZUAY	CUENCA	CUENCA	2
EL GIRON	AZUAY	GIRON	GIRON	2
EL PAN	AZUAY	EL PAN	EL PAN	2
GUACHAPALA	AZUAY	GUACHAPALA	GUACHAPALA	2
GUALACEO	AZUAY	GUALACEO	GUALACEO	2
NOBON	AZUAY	NABON	NABON	2
OÑA	AZUAY	OÑA	OÑA	2
PAUTE	AZUAY	PAUTE	PAUTE	2
PUCARA	AZUAY	PUCARA	PUCARA	2
SAN FERNANDO	AZUAY	SAN FERNANDO	SAN FERNANDO	2
SANTA ISABEL	AZUAY	SANTA ISABEL	SANTA ISABEL (CHAGUARURCO)	2
SEVILLA DE ORO	AZUAY	SEVILLA DE ORO	SEVILLA DE ORO	2
SIGSIG	AZUAY	SIGSIG	SIGSIG	2
CALUMA	BOLIVAR	CALUMA	CALUMA	3
ECHANDIA	BOLIVAR	ECHANDIA	ECHANDIA	3
LAS NAVES	BOLIVAR	LAS NAVES	LAS NAVES	3
CHILANES	BOLIVAR	CHILANES	CHILANES	4
GUARANDA	BOLIVAR	GUARANDA	GUARANDA	4
SAN JOSE DE CHIMBO	BOLIVAR	CHIMBO	SAN JOSE DE CHIMBO	4
SAN MIGUEL	BOLIVAR	SAN MIGUEL	SAN MIGUEL	4
AZOQUES	CAÑAR	AZOQUES	AZOQUES	2
BIBLIAN	CAÑAR	BIBLIAN	NAZON (PAMPA DE DOMINGUEZ)	2
DELEG	CAÑAR	DELEG	DELEG	2
CAÑAR	CAÑAR	CAÑAR	CAÑAR	3
EL TAMBO	CAÑAR	EL TAMBO	EL TAMBO	3
LA TRONCAL	CAÑAR	LA TRONCAL	LA TRONCAL	3
BOLIVAR	CARCHI			4
EL ANGEL	CARCHI	ESPEJO	EL ANGEL	4
HUACA	CARCHI	SAN PEDRO DE HUACA	HUACA	4
MIRA	CARCHI			4
SAN GABRIEL	CARCHI			4
TULCAN	CARCHI	TULCAN	TULCAN	4
ALAUSI	CHIMBORAZO	ALAUSI	ALAUSI	3
CHUNCHI	CHIMBORAZO	CHUNCHI	CHUNCHI	3
CUMANDA	CHIMBORAZO	CUMANDA	CUMANDA	3
CHAMBO	CHIMBORAZO	CHAMBO	CHAMBO	4
GUAMOTE	CHIMBORAZO	GUAMOTE	GUAMOTE	4
GUANO	CHIMBORAZO	GUANO	GUANO	4
LA UNION	CHIMBORAZO	COLTA	CAJABAMBA	4
PALLATANGA	CHIMBORAZO	PALLATANGA	PALLATANGA	4
PENIPE	CHIMBORAZO	PENIPE	PENIPE	4
RIOBAMBA	CHIMBORAZO	RIOBAMBA	RIOBAMBA	4
EL CORAZON	COTOPAXI	PANGUA	EL CORAZON	3

LA MANA	COTOPAXI	LA MANA	LA_MANA	3
SIGCHOS	COTOPAXI	SIGCHOS	SIGCHOS	3
LATACUNGA	COTOPAXI	LATACUNGA	LATACUNGA	4
PUJILI	COTOPAXI	PUJILÍ	PUJILI	4
SAN MIGUEL	COTOPAXI	SALCEDO	SAN MIGUEL	4
SAQUISILI	COTOPAXI	SAQUISILI	SAQUISILI	4
CHILLA	EL ORO	CHILLA	CHILLA	2
PACCHA	EL ORO	ATAHUALPA	PACCHA	2
PIDAS	EL ORO	PIÑAS	PIÑAS	2
PORTOVELO	EL ORO	PORTOVELO	PORTOVELO	2
ZARUMA	EL ORO	ZARUMA	SALVIAS	2
ARENILLAS	EL ORO	ARENILLAS	ARENILLAS	3
BALSAS	EL ORO	BALSAS	BALSAS	3
EL GUABO	EL ORO	EL GUABO	EL GUABO	3
LA VICTORIA	EL ORO	LAS LAJAS	LA VICTORIA	3
MACHALA	EL ORO	MACHALA	MACHALA	3
MARCABELI	EL ORO	MARCABELI	MARCABELI	3
PASAJE	EL ORO	PASAJE	PASAJE	3
SANTA ROSA	EL ORO	SANTA ROSA	SANTA ROSA	3
HUAQUILLAS	EL ORO	HUAQUILLAS	HUAQUILLAS	4
LA UNION	ESMERALDAS	QUININDE	LA UNION	3
ROSA ZARATE (QUININDE)	ESMERALDAS	QUININDE	ROSA ZARATE (QUININDE)	3
SAN LORENZO	ESMERALDAS	SAN LORENZO	SAN LORENZO	3
ATACAMES	ESMERALDAS	ATACAMES	ATACAMES	4
ESMERALDAS	ESMERALDAS	ESMERALDAS	ESMERALDAS	4
MUISNE	ESMERALDAS	MUISNE	MUISNE	4
VALDEZ (LIMONES)	ESMERALDAS	ELOY ALFARO	VALDEZ (LIMONES)	4
ALFREDO BAQUERIZO	GUAYAS	ALF. BAQUE. MORENO (JUAN)	ALF. BAQUE. MORENO(JUAN)	3
BALAO	GUAYAS	BALAO	BALAO	3
BALZAR	GUAYAS	BALZAR	BALZAR	3
COLIMIES	GUAYAS	COLIMES	COLIMES	3
CRNL MARCELINO (NN)	GUAYAS	CRNL MARCELINO MARIDUEÑA	CRNL MARCELINO MARIDUEÑA	3
DAULE	GUAYAS	DAULE	DAULE	3
EL SALITRE	GUAYAS	URBINA JADO	EL SALITRE (LAS RAMAS)	3
EL TRIUNFO	GUAYAS	EL TRIUNFO	EL TRIUNFO	3
ELOY ALFARO	GUAYAS	DURAN	ELOY ALFARO(DURAN)	3
GRAL ANTONIO ELIZALDE	GUAYAS	GENERAL ANTONIO ELIZALDE	GENERAL ANTONIO ELIZALDE	3
GENERAL VILLAMIL	GUAYAS	PLAYAS	GENERAL VILLAMIL (PLAYAS)	3
GUAYAQUIL	GUAYAS	GUAYAQUIL	CHONGON	3
LOMAS DE SARGENTILLO	GUAYAS	LOMAS DE SARGENTILLO	LOMAS DE SARGENTILLO	3
MILAGRO	GUAYAS	MILAGRO	MILAGRO	3
NARANJAL	GUAYAS	NARANJAL	NARANJAL	3
NARANJITO	GUAYAS	NARANJITO	NARANJITO	3
NARCISA DE JESUS (BOBOL)	GUAYAS	NOBOL	NARCISA DE JESUS	3
PALESTINA	GUAYAS	PALESTINA	PALESTINA	3
PEDRO CARBO	GUAYAS	PEDRO CARBO	SALINAS	3
SAN BORONDON	GUAYAS	SAMBORONDON	SAMBORONDON	3
SANTA LUCIA	GUAYAS	SANTA LUCIA	SANTA LUCIA	3
SIMON BOLIVAR	GUAYAS	SIMON BOLIVAR	SIMON BOLIVAR	3
VELASCO IBARRA	GUAYAS	EL EMPALME	VELASCO IBARRA(EL	3

			EMPALME)	
YAGUACHI NUEVO	GUAYAS	YAGUACHI	YAGUACHI NUEVO	3
LA LIBERTAD	GUAYAS	LA LIBERTAD	LA LIBERTAD	4
SALINAS	GUAYAS	SALINAS	SALINAS	4
SANTA ELENA	GUAYAS	SANTA ELENA	SANTA ELENA	4
ATUNTAQUI	IMBABURA	ANTONIO ANTE	ATUNTAQUI	4
COTACACHI	IMBABURA	COTACACHI	COTACACHI	4
IBARRA	IMBABURA	IBARRA	IBARRA	4
OTAVALO	IMBABURA	OTAVALO	OTAVALO	4
PIMAMPIRO	IMBABURA	PIMAMPIRO	PIMAMPIRO	4
URCUQUI	IMBABURA	URCUQUI	URCUQUI	4
AMALUZA	LOJA	ESPINDOLA	AMALUZA	2
CARIAMANGA	LOJA	CALVAS	CARIAMANGA	2
CATACOCCHA	LOJA	PALTAS	CATACOCCHA	2
CATAMAYO	LOJA	CATAMAYO	CATAMAYO (LA TOMA)	2
GONZANAMA	LOJA	GONZANAMA	GONZANAMA	2
GUAGUARPAMBA	LOJA	CHAGUARPAMBA	CHAGUARPAMBA	2
LOJA	LOJA	LOJA	LOJA	2
QUILANGA	LOJA	QUILANGA	QUILANGA	2
SARAGURO	LOJA	SARAGURO	SAN ANTONIO DE CUMBE	2
SOZORANGA	LOJA	SOZORANGA	SOZORANGA	2
ALAMOR	LOJA	PUYANGO	ALAMOR	3
CELICA	LOJA	CELICA	CELICA	3
MACARA	LOJA	MACARA	MACARA	3
PINDAL	LOJA	PINDAL	PINDAL	3
ZAPOTILLO	LOJA	ZAPOTILLO	ZAPOTILLO	4
BABA	LOS RIOS	BABA	BABA	3
BABAHOYO	LOS RIOS	BABAHOYO	PIMOCCHA	3
CATARAMA	LOS RIOS	URDANETA	CATARAMA	3
MONTALVO	LOS RIOS	MONTALVO	MONTALVO	3
PALENQUE	LOS RIOS	PALENQUE	PALENQUE	3
PUEBLO VIEJO	LOS RIOS	PUEBLOVIEJO	PUEBLOVIEJO	3
QUEVEDO	LOS RIOS	QUEVEDO	QUEVEDO	3
SAN JACINTO DE BUENA FE	LOS RIOS	BUENA FE	SAN JACINTO DE BUENA FE	3
VALENCIA	LOS RIOS	VALENCIA	VALENCIA	3
VENTANAS	LOS RIOS	VENTANAS	VENTANAS	3
VINCES	LOS RIOS	VINCES	VINCES	3
EL CARMEN	MANABI	EL CARMEN	EL CARMEN	3
OLMEDO	MANABI	OLMEDO	OLMEDO	3
PICHINCHA	MANABI	PICHINCHA	PICHINCHA	3
BAHIA DE CARAQUEZ	MANABI	SUCRE	BAHIA DE CARAQUEZ	4
CALCETA	MANABI	BOLIVAR	CALCETA	4
CHONE	MANABI	CHONE	CHONE	4
FLAVIO ALFARO	MANABI	FLAVIO ALFARO	FLAVIO ALFARO	4
JIPUAPA	MANABI	JIPUAPA	JIPUAPA	4
JUNIN	MANABI	JUNIN	JUNIN	4
MANTA	MANABI	MANTA	MANTA	4
MONTECRISTI	MANABI	MONTECRISTI	MONTECRISTI	4
PAJAN	MANABI	PAJAN	PAJAN	4
PEDERNALES	MANABI	PEDERNALES	PEDERNALES	4
PORTOVIEJO	MANABI	PORTOVIEJO	PORTOVIEJO	4
PUERTO LOPEZ	MANABI	PUERTO LOPEZ	PUERTO LOPEZ	4

ROCAFUERTE	MANABI	ROCAFUERTE	ROCAFUERTE	4
SANTA ANA	MANABI	SANTA ANA	SANTA ANA	4
SUCRE	MANABI	24 DE MAYO	SUCRE	4
TOSAGUA	MANABI	TOSAGUA	TOSAGUA	4
GRAL LEONIDAS P. GUTIERREZ	MORONA SANTIAGO	LIMON INDANZA	GRAL LEONIDAS P. GUTIERREZ	2
GUALAQUIZA	MORONA SANTIAGO	GUALAQUIZA	GUALAQUIZA	2
MACAS	MORONA SANTIAGO	MORONA	GENERAL PROAÑO	2
PABLO SEXTO	MORONA SANTIAGO	HUAMBOYA	HUAMBOYA	2
SAN JUAN BOSCO	MORONA SANTIAGO	SAN JUAN BOSCO	SAN JUAN BOSCO	2
SANTIAGO DE MENDEZ	MORONA SANTIAGO	SANTIAGO	SANTIAGO DE MENDEZ	2
SUCUA	MORONA SANTIAGO	SUCUA	SANTA MARIANITA DE JESUS	2
PALORA	MORONA SANTIAGO	PALORA	PALORA (METZERA)	3
ARCHIDONA	NAPO	ARCHIDONA	ARCHIDONA	3
NUEVO ROCAFUERTE	NAPO	AGUARICO	NUEVO ROCAFUERTE	3
TENA	NAPO	TENA	TENA	3
BAEZA	NAPO	QUIJOS	BAEZA	4
EL CHACO	NAPO	EL CHACO	EL CHACO	4
LA JOYA DE LOS SACHAS	ORELLANA	LA JOYA DE LOS SACHAS	LA JOYA DE LOS SACHAS	2
LORETO	ORELLANA	LORETO	AVILA (CAB. EN HUIRUNO)	2
FRANCISCO ORELLANA (COCA)	ORELLANA	ORELLANA	FRANCISCO DE ORELLANA (COCA)	2
MERA	PASTAZA	MERA	MERA	3
PUYO	PASTAZA	PASTAZA	VERACRUZ (INDILLAMA)	3
SANTA CLARA	PASTAZA			3
PEDRO VICENTE MALDONADO	PICHINCHA	PEDRO VICENTE MALDONADO	PEDRO VICENTE MALDONADO	3
PUERTO QUITO	PICHINCHA	PUERTO QUITO	PUERTO QUITO	3
SAN MIGUEL DE LOS BANCOS	PICHINCHA	SAN MIGUEL DE LOS BANCOS	SAN MIGUEL DE LOS BANCOS	3
STO DOMINGO DE COLORADOS	PICHINCHA	SANTO DOMINGO	ZARACAY	3
CAYAMBE	PICHINCHA	CAYAMBE	CAYAMBE	4
MACHACHI	PICHINCHA	MEJLA	MACHACHI	4
QUITO	PICHINCHA	QUITO	QUITO	4
SANGOLQUI	PICHINCHA	RUMIÑAHUI	RUMIPAMBA	4
TABACUNDO	PICHINCHA	PEDRO MONCAYO	TABACUNDO	4
EL CARMEN DEL PUTUMAYO	SUCUMBIOS	PUTUMAYO	EL CARMEN DEL PUTUMAYO	1
SHUSHUFINDI	SUCUMBIOS	SHUSHUFINDI	SHUSHUFINDI	1
NUEVA LOJA	SUCUMBIOS	LAGO AGRIO	NUEVA LOJA	2
EL DORADO DE CASCALES	SUCUMBIOS	CASCALES	EL DORADO DE CASCALES	3
LUMBAQUI	SUCUMBIOS	PIZARRO	LUMBAQUI	3
LA BONITA	SUCUMBIOS	SUCUMBIOS	LA BONITA	4
AMBATO	TUNGURAHUA	AMBATO	AMBATO	4
BADOS	TUNGURAHUA	BADOS	BADOS	4
CEVALLOS	TUNGURAHUA	CEVALLOS	CEVALLOS	4
MOCHA	TUNGURAHUA	MOCHA	MOCHA	4
PATATE	TUNGURAHUA	PATATE	PATATE	4
PELILEO	TUNGURAHUA	PELILEO	PELILEO	4
PILLARO	TUNGURAHUA	PILLARO	PILLARO	4
QUERO	TUNGURAHUA	QUERO	QUERO	4
TISALEO	TUNGURAHUA	TISALEO	TISALEO	4
28 DE MAYO	ZAMORA CHINCHIPE	YACUAMBI	28 DE MAYO (SN JOSE DE YACUAM)	2

EL PANGUI	ZAMORA CHINCHIPE	EL PANGUI	EL PANGUI	2
GUAYZIMI	ZAMORA CHINCHIPE	NANGARITZA	GUAYZIMI	2
YANTAZA	ZAMORA CHINCHIPE	YANTAZA	YANTAZA	2
ZAMORA	ZAMORA CHINCHIPE	ZAMORA	ZAMORA	2
ZUMBA	ZAMORA CHINCHIPE	CHINCHIPE	ZUMBA	2
ZUMBI	ZAMORA CHINCHIPE	CENTINELA DEL CONDOR	ZUMBI	2
EL PIEDRERO	Zona No Delimitada			3
LAS GOLONDRINAS	Zona No Delimitada			3
MANGA DE CURA	Zona No Delimitada			3

Fuente: Código Ecuatoriano de la Construcción (C.E.C. 2000)

Tabla 5. Coeficiente de suelo S y Coeficiente Cm

Perfil tipo	Descripción	S	Cm
S1	Roca o suelo firme	1,0	2,5
S2	Suelos intermedios	1,2	3,0
S3	Suelos blandos y estrato profundo	1,5	2,8
S4	Condiciones especiales de suelo	2,0*	2,5

Fuente: Código de Práctica Ecuatoriano (CPE INEN 5:2001)

Tabla 6. Tipo de Uso, Destino e Importancia de la Estructura

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Factor I
Edificaciones esenciales y/o peligrosas	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio . Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1,5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1,3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1,0

Fuente: Código de Práctica Ecuatoriano (CPE INEN 5:2001)

Tabla 7. Coeficientes de Configuración en Planta

Tipo	Descripción de las irregularidades en planta	Φ_{pi}
1	<p><i>Irregularidad torsional</i> Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	0,9
2	<p><i>Entrantes excesivos en las esquinas</i> La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	0,9
3	<p><i>Discontinuidad en el sistema de piso</i> La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del piso del sistema de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	0,9
4	<p><i>Desplazamiento del plano de acción de elementos verticales</i> Una estructura se considera irregular cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente.</p>	0,8
5	<p><i>Ejes estructurales no paralelos</i> La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	0,9
6	<p><i>Sistema de piso flexible</i> Cuando la relación de aspecto en planta de la edificación es mayor que 4:1 o cuando el sistema de piso no sea rígido en su propio plano se deberá revisar la condición de piso flexible en el modelo estructural</p>	-

Fuente: Código de Práctica Ecuatoriano (CPE INEN 5:2001)

Tabla 8. Coeficientes de Configuración en Elevación

Tipo	Descripción de las irregularidades en elevación	Pórticos espaciales y pórticos con vigas banda ΦE_i	Sistemas duales o con diagonales ΦE_i
1	<i>Piso blando (irregularidad en rigidez)</i> La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.	0,9	1,0
2	<i>Irregularidad en la distribución de las masas</i> La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.	0,9	1,0
3	<i>Irregularidad geométrica</i> La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.	0,9	1,0
4	<i>Desalineamiento de ejes verticales</i> La estructura se considera irregular cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento. Se exceptúa la aplicabilidad de este requisito cuando los elementos desplazados solo sostienen la cubierta de la edificación sin otras cargas adicionales de tanques o equipos.	0,8	0,9
5	<i>Piso débil-Discontinuidad en la resistencia</i> La estructura se considera irregular cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada).	0,8	1,0
6	<i>Columnas cortas</i> Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.	-	-

Fuente: Código de Práctica Ecuatoriano (CPE INEN 5:2001)

Tabla 9. Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R

Sistema estructural	R
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas o de acero laminado en caliente, con muros estructurales de hormigón armado (sistemas duales).	12
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas o de acero laminado en caliente.	10
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas banda y muros estructurales de hormigón armado (sistemas duales).	10
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y diagonales rigidizadoras.*	10
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas banda y diagonales rigidizadoras. *.	9
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas banda.	8
Estructuras de acero con elementos armados de placas o con elementos de acero conformados en frío Estructuras de aluminio.	7
Estructuras de madera	7
Estructura de mampostería reforzada o confinada	5
Estructuras con muros portantes de tierra reforzada o confinada	3

Fuente: Código de Práctica Ecuatoriano (CPE INEN 5:2001)

b. Distribución Vertical de Fuerzas Laterales

En ausencia de un procedimiento más riguroso, basado en los principios de la dinámica, las fuerzas laterales totales de cálculo deben ser distribuidas en la altura de la estructura, utilizando las siguientes expresiones:

$$V = F_t + \sum_i^n f_i \quad \text{CPE INEN 5:2001 6.3.1 (10)}$$

$$F_t = 0.07 TV \quad \text{CPE INEN 5:2001 6.3.1 (11)}$$

En donde:

F_t = La fuerza concentrada que se aplicará en la parte más alta de la estructura, constituyéndose una fuerza adicional a la fuerza en el último piso.

N = Número de pisos de la estructura

T = El período utilizado para el cálculo del cortante basal total V .

Sin embargo, F_t no necesita exceder el valor de $0,25 V$, y puede considerarse nulo cuando T es menor o igual a $0,7$ s. La parte restante del cortante basal debe ser distribuido sobre la altura de la estructura, incluyendo el nivel n , de acuerdo con la expresión:

$$F_x = \frac{(V-F_t)W_x h_x}{\sum_{i=1}^n F_i W_i h_i} \quad \text{CPE INEN 5:2001 6.3.1.1 (12)}$$

F_x = La fuerza en el nivel x de la estructura que debe aplicarse sobre toda el área del edificio en ese nivel, de acuerdo a su distribución de masa en cada nivel.

W_i = Es el peso asignado a cada nivel de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W .

Las acciones y deformaciones en cada elemento estructural deben calcularse como resultado del efecto de las fuerzas F_x y F_t , aplicadas en los niveles apropiados de la estructura sobre su base.

c. Distribución Horizontal del Cortante

El cortante de piso V_x , en cualquier piso x , es la suma de las fuerzas F_t y F_x sobre ese piso. V_x debe distribuirse entre los diferentes elementos del sistema resistente a cargas laterales en proporción a sus rigideces, considerando la rigidez del piso.

La masa de cada nivel debe considerarse como concentrada en el centro de masas del piso, pero desplazada una distancia igual al 5 por ciento de la máxima dimensión del edificio en ese piso, perpendicular a la dirección de aplicación de

las fuerzas laterales bajo consideración, para tomar en cuenta los posibles efectos de torsión accidental. El efecto de este desplazamiento debe incluirse en la distribución del cortante de piso y en los momentos torsionales.

En el caso de que la estructura presente un sistema de pisos flexibles, la distribución del cortante de piso hacia los elementos del sistema resistente se realizará tomando en cuenta aquella condición.

d. Volcamiento

Toda estructura debe ser diseñada para resistir los efectos de volcamiento causados por las fuerzas sísmicas especificadas. En cualquier nivel, los momentos de volcamiento a ser resistidos deben determinarse utilizando las fuerzas sísmicas (F_t y F_x), las cuales actúan en los niveles sobre el piso considerado. En cualquier nivel, los cambios incrementales de los momentos de volcamiento de diseño deben ser distribuidos hacia los diferentes elementos resistentes. Los efectos de volcamiento en cada elemento deben transmitirse hacia la cimentación.

e. Efectos p- Δ

Corresponden a los efectos adicionales, en las dos direcciones principales de la estructura, causados por efectos de segundo orden que producen un incremento en las fuerzas internas, momentos y derivas de la estructura, y que deben considerarse en la evaluación de la estabilidad estructural global. Los efectos P- Δ no necesitan ser considerados cuando el índice de estabilidad Q_i , es menor a 0,10.

El índice de estabilidad, para el piso i y en la dirección bajo estudio, puede calcularse por medio de la ecuación:

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i} \quad \text{CPE INEN 5:2001 6.7.2 (14)}$$

En donde:

Q_i = Índice de estabilidad del piso i , es la relación entre el momento de segundo orden y el momento de primer orden.

P_i = Es la suma de la carga vertical total sin mayorar, incluyendo el peso muerto y la sobrecarga por carga viva, del piso i y de todos los pisos localizados sobre el piso i .

Δ_i = Es la deriva del piso i calculada en el centro de masas del piso.

V_i = El cortante sísmico del piso.

H_i = La altura del piso considerado.

El índice de estabilidad de cualquier piso, Q_i , no debe exceder el valor de 0,30. Cuando Q_i es mayor que 0,30, la estructura es potencialmente inestable y debe rigidizarse, a menos que se demuestre, mediante procedimientos más estrictos, que la estructura permanece estable y que cumple con todos los requisitos de diseño sismo-resistente establecidos en las normativas de diseño en hormigón armado, estructuras metálicas, madera o mampostería, acordes con la filosofía de diseño del código establecido.

f. Límites de la Deriva de Piso

Para la revisión de las derivas de piso se utilizará el valor de la respuesta máxima inelástica en desplazamientos Δ_M de la estructura, causada por el sismo de diseño. Las derivas obtenidas como consecuencia de la aplicación de las fuerzas laterales de diseño estáticas (Δ_E), para cada dirección de aplicación de las fuerzas laterales, se calcularán, para cada piso, realizando un análisis elástico estático de la estructura. El cálculo de las derivas de piso debe incluir las deflexiones debidas a efectos traslacionales y torsionales, y los efectos $P-\Delta$. Adicionalmente, en el caso de pórticos con estructura metálica, debe considerarse la contribución de las deformaciones de las zonas de conexiones a la deriva total de piso.

Límites de la deriva

El valor de Δ_M debe calcularse mediante:

$$\Delta_M = R \Delta_E \quad \text{CPE INEN 5:2001 6.8.2.1 (16)}$$

no pudiendo Δ_M superar los valores establecidos en la Tabla 10.

Tabla 10. Valores de Δ_M máximos, expresados como fracción de la altura de piso

Estructuras de:	Δ_M máxima
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0,020
De mampostería	0,010

Fuente: Código de Práctica Ecuatoriano (CPE INEN 5:2001)

Las fuerzas laterales utilizadas para el cálculo de las derivas de piso deben obtenerse a partir del coeficiente C de la expresión del cortante basal, calculado sin tomar en cuenta el límite inferior del valor de C , ni las limitantes del Método 2 de determinación del valor de T .

E. SISMO – RESISTENCIA DE LA CONSTRUCCIÓN

Un principio básico del diseño sismo-resistente tradicional es el proporcionar suficiente resistencia y ductilidad a las estructuras para resistir la acción de terremotos severos que pueden ocurrir durante la vida de las mismas. El diseñador confía en el hecho de que un edificio correctamente calculado y diseñado no colapsará ante un terremoto severo, aceptando la ocurrencia de un cierto nivel de daño, tanto estructural como no-estructural. La imposibilidad de diseñar una estructura para que se comporte elásticamente en el caso de la ocurrencia del mayor evento sísmico probable tiene que ver directamente con razones de carácter económico. Para cumplir con este principio, los ingenieros estructurales utilizan métodos de cálculo en el rango elástico y aplican recomendaciones y métodos de diseño recomendados por códigos. Para automatizar este proceso se utilizan paquetes de software tales como el SAP2000, ETABS, etc.

Sin embargo, este proceso rutinario de cálculo y diseño sísmico de estructuras tiene muchas inconsistencias conceptuales, las cuales son ampliamente reconocidas desde la década pasada. Las principales tienen que ver con dos hechos fundamentales. El primero: si se acepta la ocurrencia de daños ante la ocurrencia de un terremoto severo, no es aplicable ninguna herramienta elástica, puesto que el fenómeno del daño tiene que ver directamente con un comportamiento inelástico. El segundo hecho es la excesiva simplificación del fenómeno sísmico que los actuales códigos utilizan, esto es, el emplear fuerzas laterales estáticas equivalentes o fuerzas dinámicas provenientes de un análisis modal espectral, unidireccionales e independientes del tiempo, utilizando espectros de diseño obtenidos para estructuras de un solo grado de libertad y aplicándolas a modelos de varios grados de libertad. El efecto sísmico es en realidad dinámico, multidireccional (6 componentes espaciales), dependiente del tiempo y el comportamiento de muchas estructuras se aleja bastante del comportamiento de una estructura de un grado de libertad. Es necesario agregar el hecho de que la fuente de mayor incertidumbre en un cálculo y diseño sísmico es la definición misma de la acción sísmica.

Por todo ello, el diseño sismo-resistente tradicional de estructuras ha fallado en varias ocasiones, produciéndose colapsos, daños severos e ingentes pérdidas de vidas y económicas. Afortunadamente, la ingeniería sismo-resistente ha logrado considerables avances en la presente década, y dentro de ellos están la nueva filosofía de diseño aplicando conceptos energéticos y el apareamiento de los sistemas pasivos de disipación de energía.

F. SISTEMAS DE CONTROL DE RESPUESTA SÍSMICA EN EDIFICACIONES

1. MODELO MATEMÁTICO

Con el fin de estudiar la respuesta de la estructura ante la imposición de cargas se utiliza un modelo matemático basado en la mecánica newtoniana. Toda estructura responde dinámicamente ante la acción de cargas o deformaciones, generando fuerzas inerciales iguales a su masa por la aceleración (segunda ley de Newton, ecuación dinámica de equilibrio). Para cargas o deformaciones aplicadas de una manera lenta, que es el caso de cargas muertas y vivas no dinámicas, las fuerzas inerciales pueden despreciarse, lo que hace posible un análisis estático de la estructura. Esta simplificación no es válida cuando la estructura se somete a cargas dinámicas o deformaciones rápidas como las causadas por viento, sismo, y vivas, dinámicas o con impacto, casos en los cuales las fuerzas inerciales no son despreciables y se hace necesario un análisis dinámico.²

Considerando un sistema estructural idealizado en un modelo de un grado de libertad como el mostrado en la figura 3, se realiza el análisis dinámico para obtener la respuesta del sistema.³

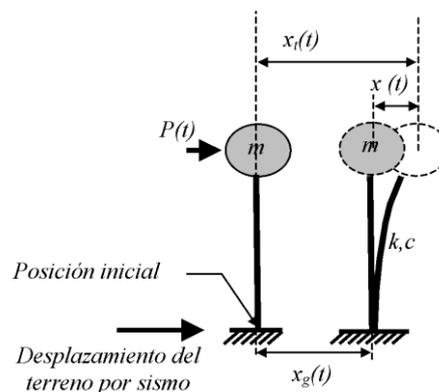


Figura 3. Sistemas de un Grado de Libertad

Fuente: Sistemas de Control de Respuesta Sísmica en edificaciones Ings. J. Oviedo, M. Duque

²Wilson, Edward L., California, USA. 2000.

³ Housner, G. W. (1956).

El modelo consta de una masa concentrada m soportada por un elemento de rigidez k , con un coeficiente de amortiguamiento viscoso c propio del sistema. El sistema se somete a una carga sísmica caracterizada por un desplazamiento del suelo $x_g(t)$ y una carga $P(t)$ que puede ser o no dependiente del tiempo. La respuesta del sistema consiste en determinar el desplazamiento de la masa en cualquier instante con respecto a su posición inicial general, $x_i(t)$. Este parámetro se calcula en función del desplazamiento del terreno y del desplazamiento de la masa con respecto a su base:

$$X_i(t) = x_g(t) + x(t) \quad \text{Revista EIA 2006 2(1)}$$

Para estas condiciones, la ecuación de equilibrio dinámico se escribe como:

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = -m\ddot{x}_g + p \quad \text{Revista EIA 2006 2(2)}$$

Donde:

$m\ddot{x}$ representa la fuerza inercial de la masa de la edificación.

$c\dot{x}$ es el amortiguamiento inherente del sistema.

kx es la fuerza elástica del sistema.

Housner propone utilizar el concepto de energía como herramienta para determinar el comportamiento y la respuesta de una estructura ante cargas dinámicas. Debido a que la ecuación de equilibrio dinámico está planteada en términos de fuerzas, éstas se multiplican por el desplazamiento dx , expresado como $\dot{x} dt$, que es una función de la velocidad, para encontrar el trabajo realizado. Al integrar la ecuación resultante respecto al tiempo de aplicación de la carga (sismo, viento u otras) se obtiene la ecuación de balance de energía desarrollado en el sistema estructural:

$$E_K + E_D + E_S = E_I \quad \text{Revista EIA 2006 2(3)}$$

Donde:

$$E_K = \int m \dot{x} dx = \frac{m \dot{x}^2}{2} \text{ es la energía cinética de la masa } m \quad \text{Revista EIA 2006 2(4)}$$

$$E_D = \int c \dot{x} dx = \int c \dot{x}^2 dt \text{ es la energía disipada por el amortiguamiento inherente de la estructura} \quad \text{Revista EIA 2006 2(5)}$$

$$E_S = \int k x dx = \frac{k x^2}{2} \text{ es la energía de deformación elástica del sistema} \quad \text{Revista EIA 2006 2(6)}$$

E_I es la energía impuesta por las cargas dinámicas

$$E_I = E_{I_s} + E_{I_w} \quad \text{Revista EIA 2006 2(7)}$$

y

$$E_{I_s} = - \int m \ddot{x}_g dx \text{ es la energía impuesta por el sismo} \quad \text{Revista EIA 2006 2(8)}$$

$$E_{I_w} = - \int P_{(t)} dx \text{ es la energía impuesta por el viento} \quad \text{Revista EIA 2006 2(9)}$$

En el caso de que el sistema alcance a responder en el rango inelástico de los materiales, en el término E_S se debe incluir y distinguir la participación de la estructura dentro del rango elástico y el inelástico. Esto se logra introduciendo la función $f_s(x)$ que incluye la respuesta elástica y la inelástica hysterética en el cálculo de la energía total proporcionada por la estructura, y quedan como:

$$E_s = \int f_s(x) dx = E_{S_s} + E_{S_p} \quad \text{Revista EIA 2006 2(10)}$$

Donde E_{S_p} es la energía disipada por efectos hysteréticos de deformación plástica y daño de los elementos estructurales, y el término E_{S_s} es la energía de deformación elástica no disipada (figura 4).

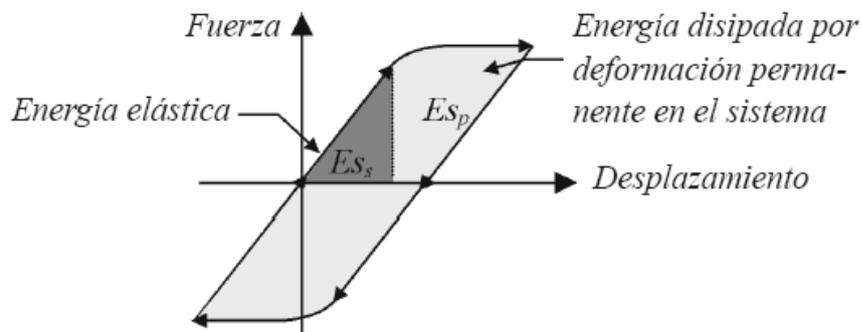


Figura 4. Ciclo de Histéresis en un Sistema Estructural, Energía Elástica e Inelástica

Fuente: Sistemas de Control de Respuesta Sísmica en edificaciones Ings. J. Oviedo, M. Duque

Cuando se utilizan dispositivos especiales disipadores o amortiguadores de energía (dependientes de la velocidad, la deformación o la aceleración), se debe introducir un término en la ecuación $E_K + E_D + E_S = E_I$ que permita distinguir la participación de estos dispositivos en el balance de energía. Este término se identifica como E_p y se calcula por medio del operador de integro-diferenciación representativo de la disipación de energía proporcionada por dispositivos adicionales.

$$E_p = \int \Gamma \bar{x} dx \quad \text{Revista EIA 2006 2(11)}$$

La contribución de la energía obtenida por los disipadores o amortiguadores se suma al lado izquierdo de la ecuación de balance de energía, para quedar:

$$E_k + E_D + E_{Ss} + E_{Sp} + E_p = E_I \quad \text{Revista EIA 2006 2(12)}$$

2. *TÉCNICAS DE CONTROL DE RESPUESTA SÍSMICA EN EL BALANCE DE ENERGÍA*

Las técnicas de control de respuesta sísmica, tanto las convencionales como las novedosas, tienen como objetivo aumentar la participación de los términos E_{Sp} , energía disipada por histéresis propia de la estructura, y E_p , energía disipada por dispositivos adicionales. Debido al balance de energía, en la medida en que se aumente el término E_p , la disipación de energía por histéresis de la estructura disminuye y la participación de los componentes estructurales es menor, el nivel de daño en la estructura se reduce y se concentra en los dispositivos adicionales, que son elementos totalmente identificados y fáciles de reemplazar.

Otra forma de disminuir la disipación de energía por histéresis de la estructura, término E_{Sp} , consiste en modificar la energía de entrada al sistema, término E_I , al lado derecho de la ecuación. Algunos sistemas de control de

respuesta sísmica trabajan en este aspecto y se conocen con el término de aislamiento basal.

3. *CLASIFICACIÓN DE LAS TÉCNICAS DE CONTROL DE RESPUESTA SÍSMICA*

Las técnicas de control de respuesta sísmica se pueden clasificar según la forma como el sistema maneja la energía impuesta por el sismo, su absorción y disipación⁴. Se conocen como sistemas de disipación de energía aquellos que aportan al término E_p en el balance de energía y se conocen como sistemas aisladores los que se enfocan a disminuir la energía de entrada al sistema estructural, término E_I .

Los japoneses y estadounidenses utilizan dos nomenclaturas diferentes de clasificación de acuerdo con el mecanismo de funcionamiento. Los japoneses los clasifican en cuatro categorías: sistemas aislados en la base, sistemas de absorción de energía, sistemas de efecto de masa y sistemas de control activo.

Los estadounidenses plantean tres categorías: sistemas aislados, sistemas de disipación pasiva de energía y sistema de control activo⁵. La diferencia entre las clasificaciones radica en que los estadounidenses incluyen los sistemas de efecto de masa dentro de los sistemas de control pasivo o activo de energía.

Ante estas diferencias, en la ISO 3010 International Standard “Basis for design of structures – Seismic action on structures” se plantea una clasificación que pretende ser internacional, que consiste en tres sistemas de control de respuesta sísmica: control pasivo, control activo e híbrido y control semiactivo como se ve en la Tabla No 11.

⁴ Kitamura, Haruyuki; Teramoto, Takayuki and Kobori, Tohru. Advanced technology in response Control of high-rise buildings.

⁵ Dargush, G. F. and Soong, T. T. Recent structural applications of passive energy dissipation in North America

Tabla 11. Clasificación de las Técnicas de Control de Respuesta Sísmica⁶

Sistema de Control	Tipo	Tipo	Dispositivo	
Control Pasivo	Aislamiento sísmico	Mecanismos deslizantes o de rodillos	Apoyo de rodillos	
			Apoyo de placa deslizante, tipo péndulo, basculante	
			Capa deslizante	
			Otros	
	Elemento flexible	Elastómero de multicapas	Dispositivo flexible	
			Otros	
	Disipación de energía	De tipo histerético	Acero	
			Plomo	
			Otros	
		De tipo friccionante		
		De tipo fluido	Hidráulico	
			Viscoso	
	Otros			
	De tipo viscoelástico			
Efecto de masa adicional	De masa y resorte			
	De tipo pendular			
	Vibración de Líquido			
	Otros			
Otro				
Control Semiactivo	Control de amortiguamiento	Sistema de amortiguamiento variable	De tipo hidráulico	
			Otro	
	Control de rigidez	Sistemas de rigidez variable	Riostra	
			Otro	
Otro				
Control Activo e Híbrido	Efecto de masa	Amortiguamiento activo de masa		
		Amortiguamiento híbrido de masa		
	Control de fuerza	Tendón activo		
		Otro		
	Otro			

Fuente: Sistemas de Control de Respuesta Sísmica en edificaciones Ings. J. Oviedo, M. Duque

a. Sistemas de Aislamiento Sísmico

En el sistema de aislamiento sísmico en la base se instalan dispositivos, generalmente en el nivel más bajo del edificio, con el fin de que absorban, de forma parcial, la energía impuesta por el sismo antes de que sea

⁶ Higashino, Masahiko and Okamoto, Shin. (eds). Response control and seismic isolation of buildings

transmitida a la superestructura (figura 5). Entre los dispositivos empleados en la técnica de aislamiento sísmico en la base se cuenta con los aisladores flexibles y los aisladores de fricción deslizantes o basculantes, combinados con amortiguadores.

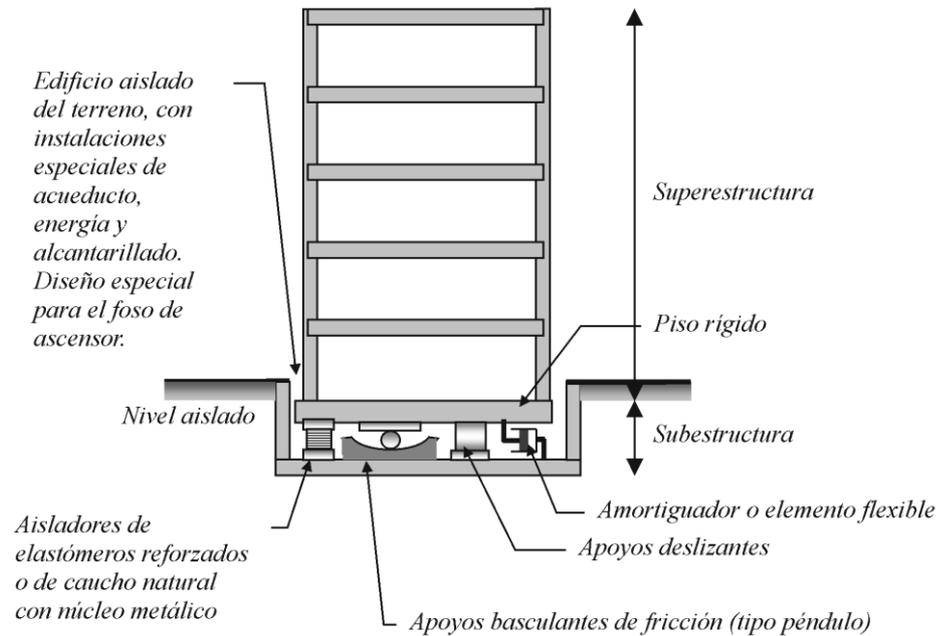


Figura 5. Técnica de Aislamiento Sísmico en la Base

Fuente: Sistemas de Control de Respuesta Sísmica en edificaciones Ings. J. Oviedo, M. Duque

El trabajo de esta combinación de los aisladores como elementos flexibles que trabajan en el rango elástico y los amortiguadores como elementos rígidos con comportamiento elasto-plástico hace que la energía sísmica se atenúe, de forma parcial, antes de ser transmitida a la superestructura, término E_I a la derecha de la ecuación $E_k + E_D + E_{Ss} + E_{Sp} + E_p = E_I$, haciendo que la energía total para balancear por amortiguamiento propio del sistema, energía elástica y energía cinética sea menor.

En el caso de los aisladores flexibles, la reducción de energía ocurre por el aumento del período de vibración de la estructura, alejándolo del período de vibración natural del suelo. Por otro lado, los aisladores de fricción reducen la energía por medio del deslizamiento entre el edificio y la cimentación. Para edificios con períodos largos de vibración el uso de aisladores no es muy

recomendado, ya que su presencia no implicaría un cambio drástico en las fuerzas de entrada a la superestructura.

Los amortiguadores adicionales se utilizan para disminuir la sensibilidad del sistema a las frecuencias de vibración del suelo y la vulnerabilidad a pulsos largos que ocurren en registros cercanos al epicentro del sismo. La rigidez inicial proporcionada por los amortiguadores controla las vibraciones menores y da confort a los usuarios.

Los aisladores flexibles y los apoyos por fricción funcionan también como sistema de transmisión de cargas verticales a la fundación, por lo tanto, se debe controlar su rigidez y resistencia vertical para evitar el colapso del edificio.

Los aisladores de elastómeros y los de caucho natural (figura 6) están compuestos por una serie de láminas de elastómeros o de caucho adheridas entre sí, intercaladas o no con láminas metálicas, con el fin de proveer capacidad para soportar cargas verticales y confinar el núcleo que, por lo general, es de plomo. Las principales características que debe cumplir este tipo de aisladores son la alta rigidez vertical, la flexibilidad horizontal, la rigidez torsional, la durabilidad, la resistencia a cambios de temperatura y la resistencia a fuerzas cortantes, propiedades que deben ser comprobadas en laboratorio antes de ser utilizados en un edificio.



Figura 6. Aislador de Caucho Natural

Fuente: Sistemas de Control de Respuesta Sísmica en edificaciones Ings. J. Oviedo, M. Duque

En cuanto a los aisladores de fricción se cuenta con los apoyos deslizantes y los apoyos basculantes tipo péndulo de fricción (figura 7). En los apoyos deslizantes las columnas descansan sobre elementos de deslizamiento de teflón o acero inoxidable y se genera amortiguamiento por fricción. Los apoyos basculantes consisten en una base cóncava sobre la que se colocan un patín esférico articulado y una platina de cubierta. La base cóncava tiene la función de restaurar la posición original del sistema, mientras que las superficies deslizantes, esferas, disipan energía por fricción. El movimiento que se produce en el dispositivo durante la acción de un sismo es similar al movimiento de un péndulo.



Figura 7. Aislador de fricción

Fuente: Sistemas de Control de Respuesta Sísmica en edificaciones Ings. J. Oviedo, M. Duque

Los tipos de amortiguadores más utilizados como complemento a los sistemas de aislamiento son los amortiguadores metálicos (figura 8).



Figura 8. Amortiguadores metálicos

Fuente: Sistemas de Control de Respuesta Sísmica en edificaciones Ings. J. Oviedo, M. Duque

b. Sistemas de Efecto de Masa

La técnica de efecto de masa consiste en adicionar una masa al edificio para que vibre con la misma frecuencia natural de vibración de la estructura.

“Si la frecuencia del absorbedor adherido a la estructura coincide con la frecuencia de excitación, entonces la masa del sistema principal permanece quieta, y el absorbedor genera en todo instante sobre la estructura fuerzas iguales y contrarias a la excitación”⁷.

En los disipadores de masa sincronizada, la masa se adhiere a la estructura por medio de resortes y amortiguadores que inducen fuerzas contrarias a la excitación, reduciendo los movimientos y desplazamientos impuestos por el sismo (figura 9). En el Japón se han dotado varias edificaciones con esta técnica; la torre Landmark de Yokohama (75 pisos) posee en su último piso un amortiguador de masa sincronizada (*tuned mass damper*), para controlar las vibraciones debidas al viento y al sismo, evitar problemas estructurales y otorgar comodidad a los usuarios de la edificación.

Dentro de estos amortiguadores de masa sincronizada también se pueden considerar los de líquido sincronizado (*tuned liquid damper*). Estos son amortiguadores que aprovechan la frecuencia de vibración del oleaje de un líquido contenido en tanques u otros depósitos que se sitúan, generalmente, en el último piso de la estructura. El oleaje dentro del tanque produce una serie de frecuencias de vibración que reduce la respuesta de la estructura ante la excitación. Una variante de este tipo de amortiguadores es el amortiguador de columna de líquido sincronizado (*tuned liquid column damper*), que imparte amortiguamiento adicional al disipar energía mediante el paso del agua por unos orificios acompañado de una pérdida de cabeza, para mejorar el desempeño estructural de la edificación.

⁷ Frahm, 1909

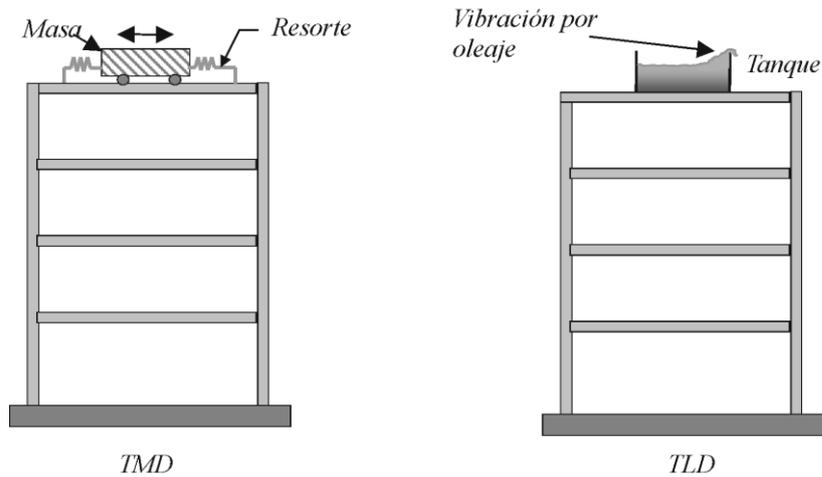


Figura 9. Técnica de masa adicional

Fuente: Sistemas de Control de Respuesta Sísmica en edificaciones Ings. J. Oviedo, M. Duque

c. Sistemas de Control Pasivo con Disipación de Energía

Los sistemas de control pasivo con disipación de energía se clasifican en cuatro categorías: histeréticos, de fluidos, viscoelásticos y de fricción (figura 10). Por lo general, se instalan en riostras diagonales dentro de los pórticos de la estructura o como complemento al sistema de aislamiento sísmico en la base, entre la fundación y la plataforma de aislamiento, como se mostró en la figura 5.

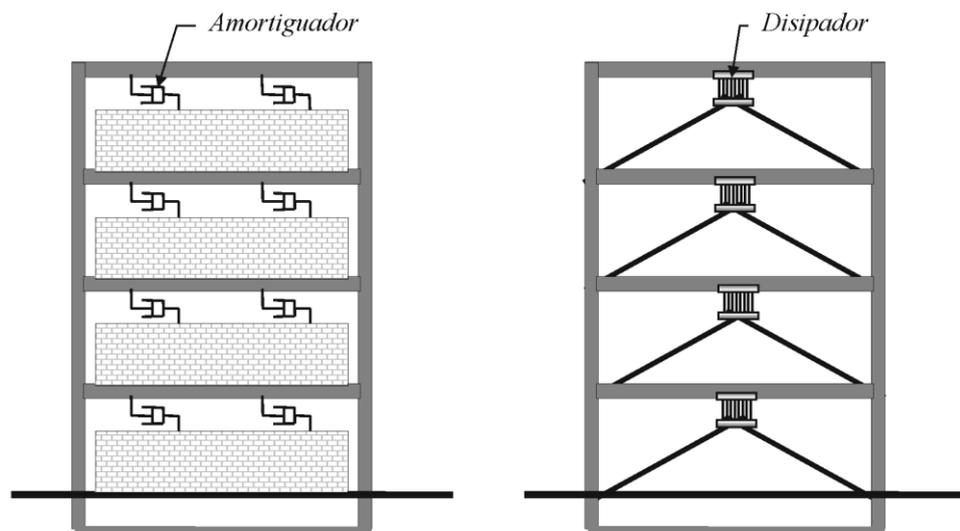


Figura 10. Técnica de Control Pasivo con Disipadores de Energía

Fuente: Sistemas de Control de Respuesta Sísmica en edificaciones Ings. J. Oviedo, M. Duque

Entre los principales dispositivos para el control pasivo se resaltan por su economía y funcionalidad los disipadores metálicos, histeréticos, basados en deformación plástica; especialmente los de acero que, debido a su homogeneidad, se convierten en un tipo de disipador de fácil caracterización mecánica. Algunos de los disipadores metálicos de acero usados en el mundo son las placas a flexión, los amortiguadores torsionales de barras, los anillos amortiguadores de fluencia y las riostras metálicas.

La figura 11 muestra un disipador de placas a flexión tipo ADAS, formado por un conjunto de placas en forma de I dispuestas a flexión fuera de su plano donde concentran la energía por deformación plástica de la zona delgada.

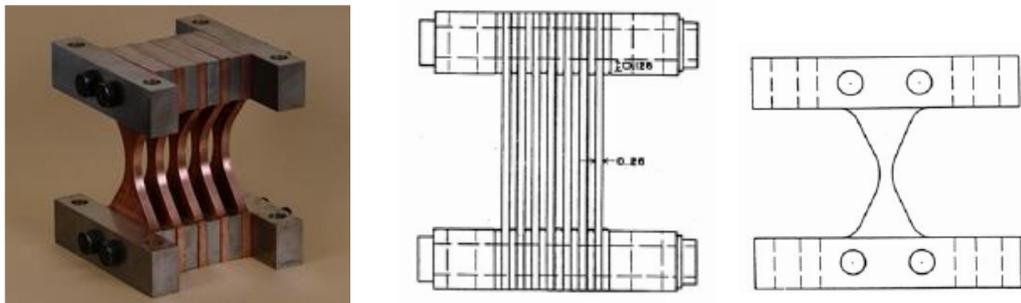
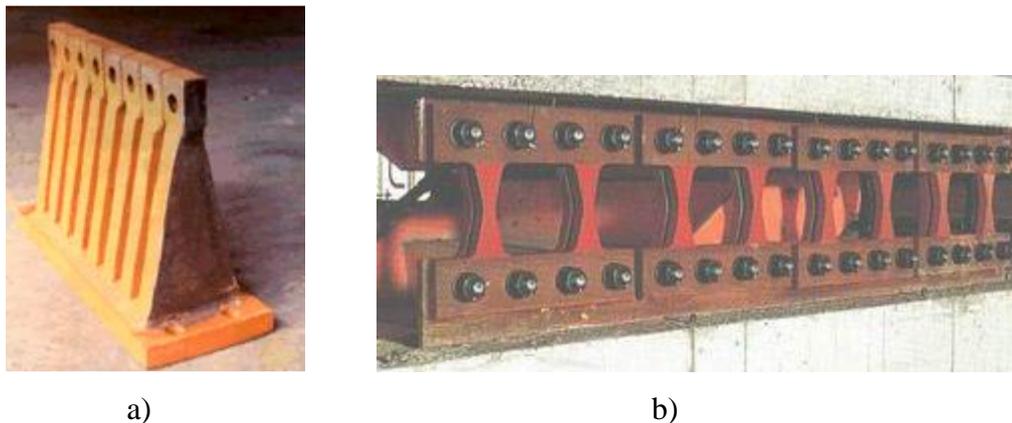


Figura 11. Disipador tipo ADAS.

Fuente: Sistemas de Control de Respuesta Sísmica en edificaciones Ings. J. Oviedo, M. Duque

En la figura 12 se muestran el disipador tipo TADAS y el disipador tipo panel, constituido por placas alineadas que trabajan en su plano.



a)

b)

Figura 12. Disipadores Histeréticos Metálicos.

a) Tipo TADAS. b) Tipo panel

Fuente: Sistemas de Control de Respuesta Sísmica en edificaciones Ings. J. Oviedo, M. Duque

Otra clase de disipador histerético la forman las riostras metálicas (figura 13), están constituidas por un elemento rigidizador que contiene un dispositivo disipador compuesto por un núcleo de acero, restringido lateralmente al pandeo por medio de un material de confinamiento, y un tubo metálico externo.

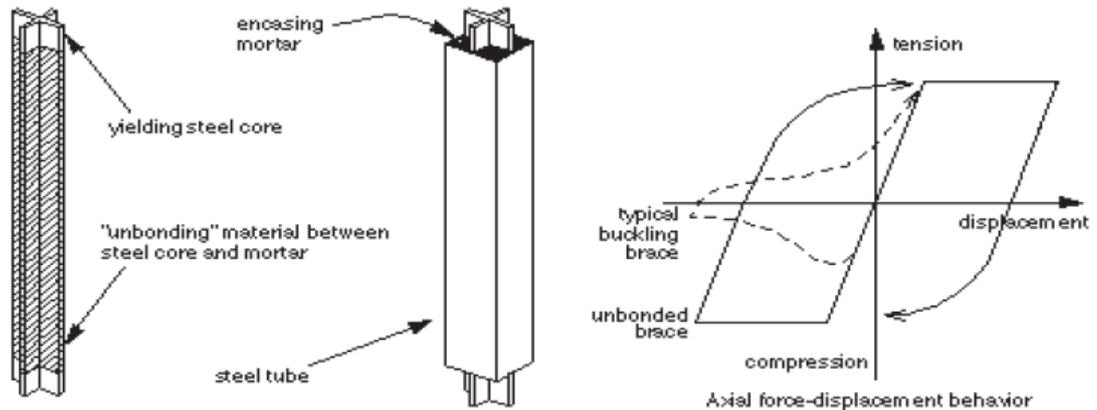


Figura 13. Disipador Tipo Riostra Metálica con Restricción al Pandeo

Fuente: Sistemas de Control de Respuesta Sísmica en edificaciones Ings. J. Oviedo, M. Duque

El núcleo de acero soporta las fuerzas transmitidas por la riostra, dándose la disipación de energía por fluencia, al verse sometido ya sea a efectos de flexión, cortante o deformación axial, dependiendo de la forma geométrica de la riostra y de su instalación en los pórticos. Un modo de falla puede ser más eficiente que otro, de allí la correcta elección del dispositivo usado de acuerdo con el planteamiento estructural y arquitectónico de la edificación.

Para el adecuado funcionamiento de la riostra como disipador de energía se requiere que no haya adherencia entre el núcleo de acero y el material de confinamiento; de esta manera, sólo el núcleo toma y soporta las fuerzas. Como material de confinamiento se utiliza un mortero de cemento Pórtland.

Los disipadores viscoelásticos no sólo se han utilizado contra los sismos, sino también para el control de vibraciones inducidas por viento. Los materiales viscoelásticos son generalmente polímeros que, al ser deformados por cortante, ofrecen capacidad de disipación de energía. La figura 14 muestra el esquema

típico de estos dispositivos en los que la disipación tiene lugar cuando existe desplazamiento relativo entre las placas de acero externas y el material viscoelástico interno. En el diseño se deben tomar las previsiones necesarias contra los cambios fuertes de temperatura, deformaciones excesivas y frecuencia de vibración, ya que pueden modificar el comportamiento del dispositivo.

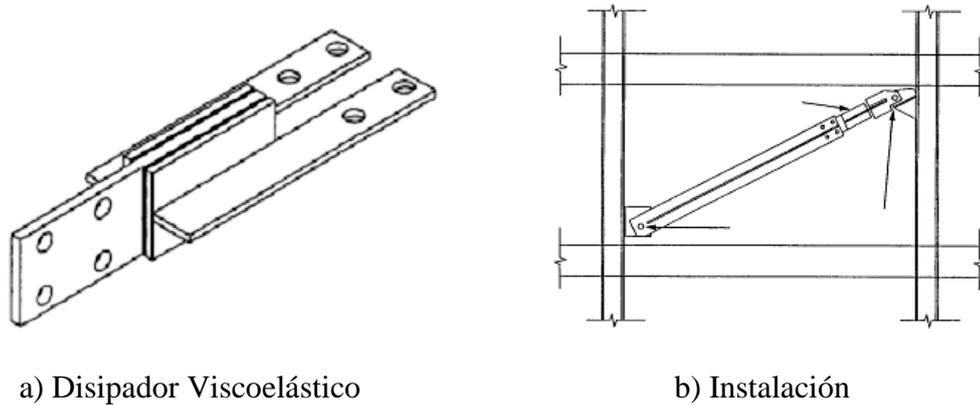


Figura 14. Disipadores Viscoelásticos

Fuente: Sistemas de Control de Respuesta Sísmica en edificaciones Ings. J. Oviedo, M. Duque

Los disipadores de fluidos viscosos se basan en la respuesta elástica de un líquido viscoso. Uno de los amortiguadores viscosos de mayor uso es el dispositivo compuesto por un pistón inmerso en un fluido viscoelástico. Al generarse un desplazamiento interno del pistón, el fluido es forzado a pasar por un grupo de pequeños orificios, lo que da como resultado disipación de energía. Este dispositivo es muy eficiente, puesto que cubre un amplio rango de frecuencias, así que sirve para un mayor rango de sismos. La figura 15 muestra el esquema general de un disipador tipo viscoso.

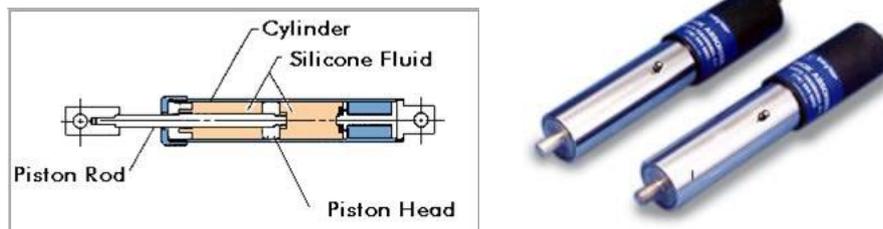


Figura 15. Disipadores Viscosos

Fuente: Sistemas de Control de Respuesta Sísmica en edificaciones Ings. J. Oviedo, M. Duque

Los disipadores de fricción trabajan por la fricción generada entre dos miembros mientras uno desliza contra el otro, disipando la energía sísmica por calor. El diseñador debe conocer el nivel de fuerza exacto en que se rompe la estática y comienza el deslizamiento entre las dos placas, tanto para sismos pequeños como para grandes.

d. Sistema de Control Activo e Híbrido

En los sistemas de control activo (figura 16), se utilizan dispositivos que responden según las solicitaciones impuestas por el sismo, activándose por medio de una fuente externa de energía. Entre los dispositivos utilizados en esta técnica se cuenta con sistemas de efecto de masa y sistemas de control pasivo de disipación de energía.

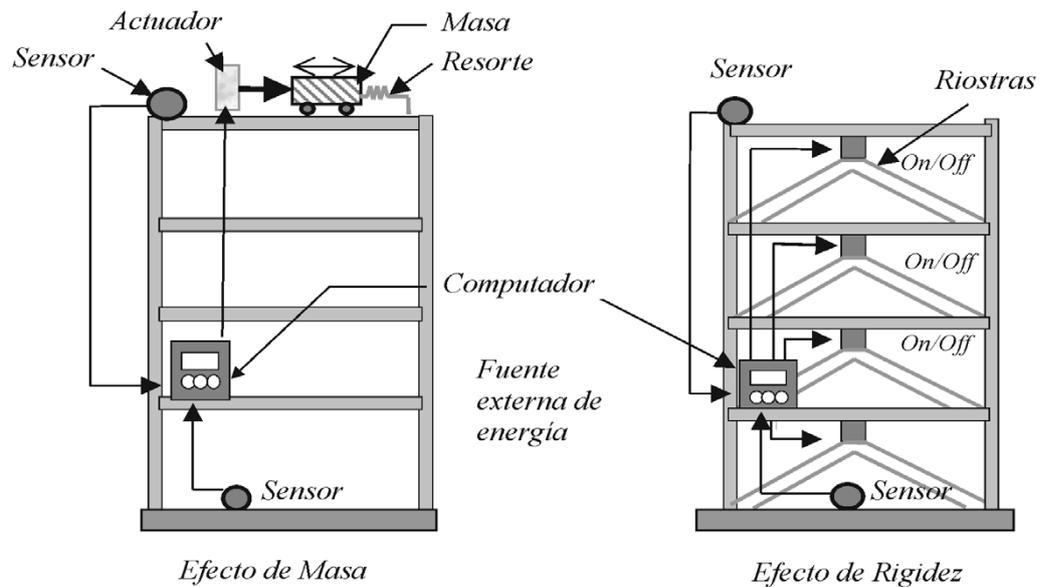


Figura 16. Técnica de Control Activo

Fuente: Sistemas de Control de Respuesta Sísmica en edificaciones Ings. J. Oviedo, M. Duque

4. INFLUENCIA DE LOS DISPOSITIVOS DE CONTROL PASIVO EN UNA ESTRUCTURA

Oviedo y Kitamura (2005) muestran la influencia del uso de las riostras metálicas como disipadores en un modelo analítico inelástico correspondiente a una edificación de pórticos de hormigón armado, diseñada y construida en Colombia (figura 17).

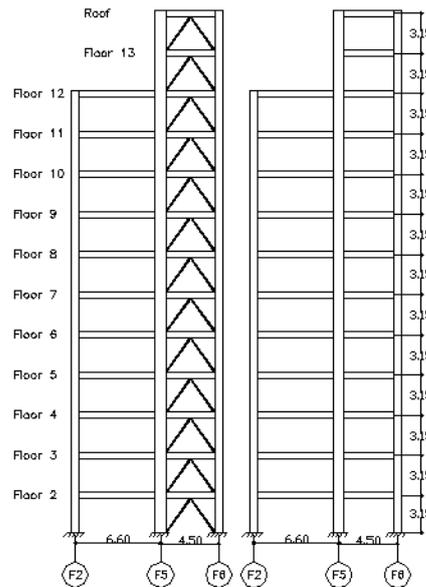


Figura 17. Modelo Analítico de Edificio de Hormigón Armado con Riostras Metálicas

Fuente: Sistemas de Control de Respuesta Sísmica en edificaciones Ings. J. Oviedo, M. Duque

Para este estudio se consideraron las riostras como parte integral de la estructura, por lo tanto su participación en la ecuación $E_K + E_D + E_S = E_I$ de energía está dada dentro del término E_S , el cual a su vez contiene los términos E_{SS} , energía elástica del sistema, y E_{SP} , energía disipada por efectos histeréticos de deformación plástica y daño de los elementos estructurales y, en este caso, de las riostras como parte de la estructura.

En las figuras 18 y 19 se gráfica la energía total del sistema como una suma de energías en función del tiempo de respuesta del edificio.

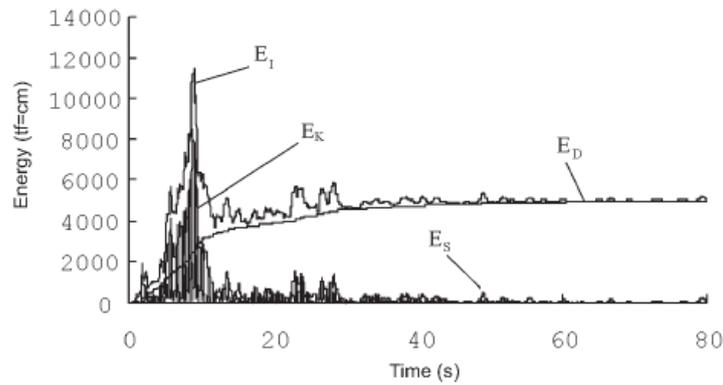


Figura 18. Respuesta de la Distribución de Energía en el Modelo Analítico sin Riostras

Fuente: Sistemas de Control de Respuesta Sísmica en edificaciones Ings. J. Oviedo, M. Duque

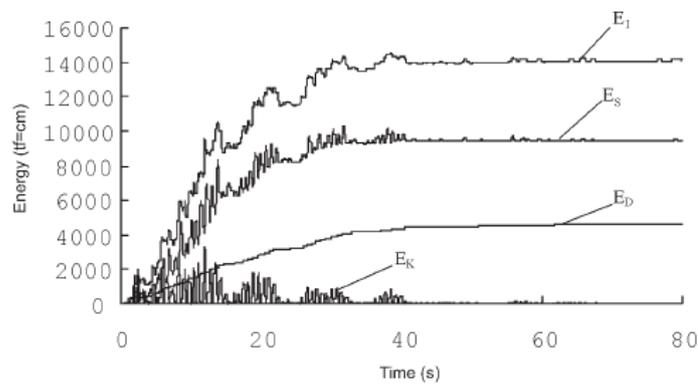


Figura 19. Respuesta de la Distribución de Energía en el Modelo Analítico con Riostras

Fuente: Sistemas de Control de Respuesta Sísmica en edificaciones Ings. J. Oviedo, M. Duque

Comparando las figuras 18 y 19 se aprecia la contribución de las riostras en la disipación de energía. En el modelo con riostras, el término E_S muestra una mayor participación dentro de la respuesta global de la estructura. En ambos modelos se analiza el mismo edificio, por lo tanto, la diferencia en el término E_S se debe a la acción de las riostras que dan protección a los elementos de la estructura. Se observa que, aunque en el edificio con riostras la energía de entrada es mayor, la energía cinética decrece con mayor rapidez que en el edificio sin riostras, la energía de amortiguamiento inherente y la energía elástica y plástica de la estructura se conservan y la diferencia de energía es asumida por la disipación en las riostras.

En este modelo son evidentes las ventajas del uso de los dispositivos disipadores de energía en edificaciones. Algunas de ellas son: reducción de la demanda sísmica en la estructura principal, concentración del daño en puntos y elementos identificados y fáciles de sustituir después de un evento sísmico significativo y, en algunos casos, aumento de la rigidez de la edificación, lo que trae consigo la protección a los elementos no estructurales como muros y acabados.

5. *COMPENDIO SOBRE LOS SISTEMAS DE CONTROL SÍSMICO*

La comprensión del concepto físico de conservación de energía es básica para el planteamiento de innovaciones en cualquier sistema estructural. Los tres tipos de elementos que forman los sistemas vibratorios son: elementos de inercia, que almacenan y liberan energía cinética y están asociados con la aceleración del sistema; elementos de rigidez, que almacenan y liberan energía potencial y están asociados con la deformación o desplazamientos; y elementos de disipación, que representan la pérdida de energía en el sistema y están asociados con la velocidad y desplazamiento. La energía de respuesta de estos elementos iguala la energía externa provocada por una excitación del sistema por fuerzas y momentos externos, o por alteraciones externas provenientes de desplazamientos iniciales prescritos o de velocidades iniciales.

Los sistemas de control de respuesta sísmica trabajan la disipación de energía por medio de amortiguamiento viscoso, fricción seca, fricción interna en los materiales, calor, sonido, amortiguamiento material o sólido o histerético, o amortiguamiento de fluido, y disminución de la energía de excitación con aisladores.

Una de las recomendaciones para un buen diseño estructural consiste en minimizar la energía mecánica en la estructura, que se compone de la energía cinética y la energía potencial o de deformación. Para una estructura completamente rígida, la energía cinética es máxima y la energía potencial o deformación es cero. Por otro lado, para un sistema ideal, completamente aislado

en la base, se tendrá cero de energía cinética y cero de energía potencial o de deformación. Si la energía de deformación es cero, la estructura no tendría forma de fallar⁸. Con este razonamiento simple, se confirma la validez del uso de los sistemas de control de respuesta sísmica en el diseño de edificaciones.

Algunas de las ventajas estructurales del uso de estos dispositivos son: reducción de fuerzas cortantes, aceleraciones y derivas en cada nivel, y reducción de daños en elementos estructurales y no estructurales. Además de estas ventajas mecánicas se cuenta con los beneficios arquitectónicos: espacios más grandes y limpios, implementación y uso de nuevos materiales para elementos no estructurales, confort y seguridad a los usuarios.

6. *CONTROL DE LA RESPUESTA SISMICA CON DISPOSITIVOS DE DISIPACIÓN PASIVA DE ENERGÍA*

Para la mayoría de las estructuras resulta muy costoso diseñarlas para que tengan un comportamiento completamente elástico durante sismos intensos. Los sismos de gran magnitud ocurren con muy poca frecuencia, por lo que la probabilidad de que ocurran durante la vida útil de la estructura es, por lo general, relativamente baja. Si uno optimiza el costo total de la estructura durante su vida útil, esto es, el costo inicial de su construcción más los costos asociados a la reparación de daños debidos a los sismos que se presente durante la vida útil, por lo general es más económico permitir que la estructura tenga cierto nivel de daño durante sismos muy intensos que puedan o no ocurrir durante la vida útil de la estructura que diseñar una estructura que no tenga absolutamente ningún daño aún en sismos de gran intensidad. Es por ello que la filosofía de diseño sismo-resistente que actualmente se usa en prácticamente todas las regiones sísmicas del mundo permite que las estructuras experimenten un comportamiento inelástico durante sismos intensos.

⁸ Wilson, 2000

Los objetivos generales de reglamentos de diseño sismo-resistente son:

- Que la estructura no tenga ningún tipo de daño (ya sea estructural o no estructural) durante sismo de baja intensidad.
- Que la estructura no tenga daños estructurales durante sismos moderados, aunque se pueden experimentar daños en elementos no estructurales.
- Que la estructura no sufra un derrumbe aún en sismos de gran intensidad.

Como resultado de esta filosofía de diseño, es posible diseñar las estructuras para fuerzas sísmicas menores que las necesarias para mantenerlas completamente elásticas durante sismos intensos. En la mayor parte de los reglamentos de diseño, la reducción de fuerzas sísmicas de diseño se lleva a cabo por medio del uso factores de reducción que dependiendo del reglamento, reciben diferentes nombres (factor de comportamiento sísmico, factores modificadores de la respuesta, etc.). En una estructura convencional, o sea aquella que no tiene dispositivos de disipación de energía, el comportamiento inelástico ocurre en los elementos estructurales, por lo que diseñar con fuerzas reducidas implica que se acepten daños estructurales durante sismos intensos. Si bien estos objetivos implican tres estados límites de diseño, la mayor parte de los reglamentos actuales únicamente revisan el último estado límite, esto es, el tratar de evitar el colapso de la estructura durante sismos de gran intensidad.

G. MÉTODO DE SUPERPOSICIÓN MODAL

1. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL MÉTODO DE SUPERPOSICIÓN MODAL

Desde el punto de vista matemático el movimiento de un vibrador complejo se puede representar por superposición de los movimientos de los vibradores que representan los distintos modos naturales de vibración. Una ventaja

importante del método es que generalmente un número relativamente pequeño de modos (normalmente los primeros) tiene influencia significativa en la respuesta de la estructura y esto permite simplificar el análisis.

En forma general se puede indicar que el método se basa en el desacoplamiento de las ecuaciones diferenciales que gobiernan los problemas dinámicos al considerar que la matriz de amortiguamiento es una combinación lineal de las matrices de rigidez y de masas.⁹

Este sistema de ecuaciones está definido por:

$$M\ddot{q} + C\dot{q} + Kq = Q \quad \text{ASPD Aguiar R. 12.1 (12.1)}$$

En donde M es la matriz diagonal de masas; C es la matriz diagonal de amortiguamiento; K es la matriz de rigidez; Q es el vector de coordenadas generalizadas; \ddot{q} , \dot{q} , q son los vectores de aceleración, velocidades y desplazamientos.

El método utiliza la matriz modal de transformación de coordenadas para realizar el desacoplamiento del sistema, cada columna de la matriz está conformada por los modos de vibración y está definida por:

$$\Phi = [\phi^{(1)} \phi^{(2)} \phi^{(3)} \dots \phi^{(n)}] \quad \text{ASPD Aguiar R. 12.1}$$

Además debido a la ortogonalidad de los modos se tiene que:

$$\phi^{(i)t} M \phi^{(j)} = 0 \quad i \neq j \quad \text{ASPD Aguiar R. 12.1}$$

$$\phi^{(i)t} K \phi^{(j)} = 0 \quad i \neq j \quad \text{ASPD Aguiar R. 12.1}$$

⁹ Roberto Aguiar Ph.D. Análisis Sísmico por Desempeño

2. ANÁLISIS SÍSMICO EN 2 DIMENSIONES

a. Matriz de Rigidez Lateral

Se consideran inercias agrietadas de los elementos al encontrar la Matriz de Rigidez K_E^{10} . Sea I_g la inercia gruesa de una viga y sean I_v e I_c las inercias agrietadas de viga y columna respectivamente.

Tabla 12. Inercias Agrietadas

ELEMENTO	VALOR
Columna	$I_c = 0.8 I_g$
Viga	$I_v = 0.5 I_g$

Fuente: Análisis Sísmico por Desempeño Dr. R. Aguiar

Al trabajar con inercias agrietadas, se realiza el análisis sísmico considerando a las estructuras sin nudo rígido, lo que anticipa un probable daño en el nudo.

1) Modelo matemático utilizado para análisis en 2 dimensiones

Todos los elementos se consideran axialmente rígidos $A \infty$.

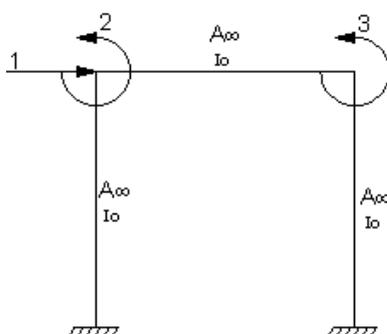


Figura 20. Modelo de cálculo para análisis en 2 dimensiones

Fuente: Manual Software "ANASIS V1.3" Ing. O. Cevallos

¹⁰ CPE INEN 5:2001 Disposición para el Análisis Sísmico de Edificaciones

Este modelo sirve únicamente para el análisis de la componente horizontal y se considera un corrimiento por piso y giros en cada nudo.

En el siguiente ejemplo se puede apreciar cómo se definen los grados de libertad en pórticos planos según este modelo.

EJEMPLO: Indique los grados de libertad del siguiente pórtico, utilizando el modelo que considera todos los miembros axialmente rígidos.

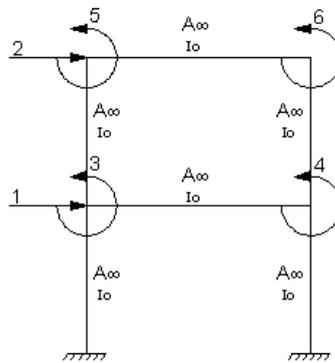


Figura 21. Grados de Libertad del Pórtico Plano

Fuente: Manual Software “ANASIS V1.3” Ing. O. Cevallos

Las matrices de rigidez de los elementos para el ensamblaje directo o método directo de cálculo de la matriz de rigidez (K_E) son:

- Elemento Viga:

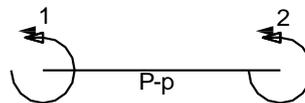


Figura 22. Grados de Libertad Elemento Viga

Fuente: Manual Software “ANASIS V1.3” Ing. O. Cevallos

$$\bar{K}_V = \begin{bmatrix} k & a \\ a & k' \end{bmatrix}$$

DEM Aguiar R. 4.6.2 (4.15)

Donde:

$$k = k' = \frac{4EI_0}{L} \quad a = \frac{2EI_0}{L}$$

- Elemento Columnna:

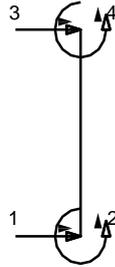


Figura 23. Grados de Libertad Elemento Columnna

Fuente: Manual Software “ANASIS V1.3” Ing. O. Cevallos

$$\bar{K}_V = \begin{bmatrix} t & b & -t & b' \\ b & k & -b & a \\ -t & -b & t & -b' \\ b & a & -b' & k' \end{bmatrix} \quad \text{ASPD Aguiar R. 2.10.1 (2.12)}$$

Donde:

$$k = k' = \frac{4EI_0}{L} \quad a = \frac{2EI_0}{L}$$

$$t = \frac{12EI_0}{L^3} \quad b = b' = \frac{6EI_0}{L^3}$$

L = Longitud del miembro

E = Modulo de Elasticidad del Hormigón

I₀ = Inercia Agrietada del Elemento

2) Procedimiento de Cálculo de la Matriz de Rigidez Lateral del Pórtico (KL)

- Con el modelo de cálculo se determinan los grados de libertad, se enumeran en primer lugar los corrimientos, y luego los giros en nudos de izquierda a derecha y de abajo hacia arriba.
- Determinar la matriz de miembros para vigas y columnas.
- Obtener los vectores de colocación de acuerdo a los grados de libertad del nudo inicial y nudo final de cada miembro.
- Efectuar el ensamblaje directo de la matriz de rigidez por medio de las matrices de rigidez de cada miembro en coordenadas globales.
- Aplicar la condensación estática de la matriz de rigidez y obtener la matriz condensada K_L en coordenadas de “a”.

$$\bar{K} = \begin{bmatrix} \bar{K}_{aa} & \bar{K}_{ab} \\ \bar{K}_{ba} & \bar{K}_{bb} \end{bmatrix}$$

$$\bar{K}_L = K_{aa} - K_{ab}K_{bb}^{-1}K_{ba} \quad \text{ASPD Aguiar R. 2.10.4 (2.20.3)}$$

b. Matriz de Masas

Para el caso plano, las masas se concentran a nivel de piso, y se propone en algunos códigos de construcción que en la obtención de la matriz de masas se considere la carga muerta más un porcentaje de la carga viva que varía según la ocupación del edificio, precisamente para viviendas y oficinas este porcentaje es del 25%. Como se había mencionado la matriz de masas es diagonal y está compuesta por las masas de cada piso. Es de orden $n \times n$ siendo n el número de pisos.

La matriz de masas M para pórticos planos es de la siguiente forma:

$$\bar{M} = \begin{bmatrix} m_1 & & & & & \\ & m_2 & & & & \\ & & m_3 & & & \\ & & & \dots & & \\ & & & & m_i & \\ & & & & & \dots \\ & & & & & & m_n \end{bmatrix} \quad \text{ASPD Aguiar R. 12.10.2 (12.49)}$$

c. Procedimiento de Cálculo de las Propiedades Dinámicas del Pórtico Plano

- Una vez determinadas las Matrices de Rigidez y Masas se resuelve el problema de Vectores y Valores Propios definidos de la siguiente manera:

$$[\bar{K} - \lambda_i \bar{M}] \phi_i = 0 \quad \text{ASPD Aguiar R. 7.10 (7.18)}$$

En donde λ corresponde a los Valores Propios y ϕ son los Vectores Propios que en este caso son los Modos de Vibración. Asociado a cada Modo tenemos un Valor Propio. Se calculan los Modos normalizados de cualquier forma tales que la ecuación diferencial desacoplada queda en función de M_i^* que es un escalar que vale:

$$\phi^{(i)T} M \phi^{(i)} = M_i^* \quad \text{ASPD Aguiar R. 12.1.3 (12.10)}$$

- Se encuentran las frecuencias Naturales de Vibración (W_n). el subíndice i identifica el modo de vibración:

$$W_{n_i} = \sqrt{\lambda_i} \quad \text{ASPD Aguiar R. 7.10.2 (7.21)}$$

- Una vez determinadas las Frecuencias de Vibración se calcula los Periodos de Vibración T :

$$T_i = \frac{2\pi}{W_{n_i}} \quad \text{ASPD Aguiar R. 7.10.2 (7.22)}$$

- Se utiliza el espectro inelástico de diseño y con cada Periodo de Vibración T_i se encuentran las aceleraciones espectrales de diseño A_{d_i} .

El espectro elástico de diseño estipulado en el CPE INEN 5:2001 es de la siguiente forma:

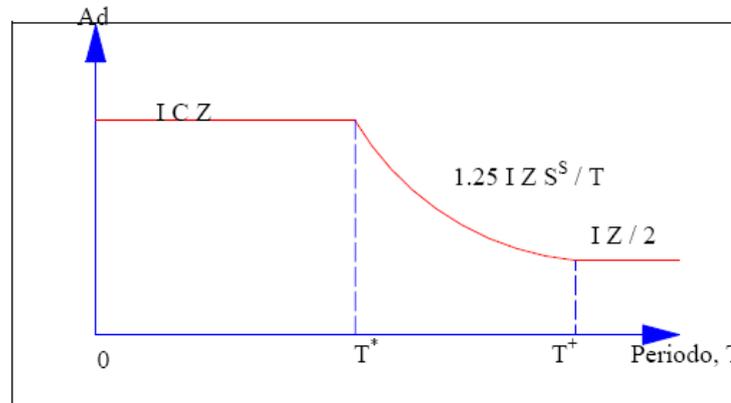


Figura 24. Espectro Elástico de Diseño

Fuente: Código de Práctica Ecuatoriano (CPE INEN 5:2001)

d. Respuestas Máximas Modales

En primer se obtienen los factores de participación modal mediante la siguiente ecuación:

$$\gamma_i = \frac{\phi^{(i)t} M J}{M_i^*} \quad \text{ASPD Aguiar R. 12.1.4 (12.3.1)}$$

Donde: J = Vector Unitario para el Análisis Sísmico Plano.

Se calculan los **Desplazamientos Máximos Modales** (q_i) que son los valores máximos de desplazamientos para cada uno de los modos:

$$q_i = \gamma_i \left(\frac{T_i}{2\pi} \right)^2 A d_i \phi_i \quad \text{ASPD Aguiar R. 12.3.1 (12.17)}$$

Las **Fuerzas Máximas Modales** (F_i) se obtienen de la siguiente forma:

$$F_i = \gamma_i A d_i M \phi_i \quad \text{ASPD Aguiar R. 12.3.2 (12.19)}$$

Utilizando las Fuerzas Máximas Modales se calculan los Cortantes de cada Modo y con estos se encuentran los Pesos Modales (Wp_i).

$$Wp_i = \frac{|Vo_i|}{C_i} \rightarrow C_i = \frac{Ad_i}{g} \quad \text{ASPD Aguiar R. 12.3.3 (12.21)}$$

Donde:

C_i = Coeficiente Sísmico en el Modo i

$|Vo_i|$ = Cortante Modal i en valor absoluto

Ad_i = Aceleración espectral (m/s^2)

g = Gravedad de la tierra

El CPE INEN 5:2001 determina el número mínimo de Modos que deben considerarse para la respuesta sísmica en función de los Pesos Modales:

$$\sum \text{Pesos Modales} \geq 90 \% \text{ Peso de la Estructura}$$

e. Criterios de Combinación Modal

Existen numerosos criterios de Combinación Modal. Se utilizó el “Criterio del Máximo Valor Probable”, este es uno de los más utilizados propuesto por Newmark y Rosenblueth (1971) y en el cual se encuentra la respuesta (r) que para el presente caso es el Cortante para cada Piso.

$$r = \sqrt{\sum_{i=1}^N (ri)^2} \quad \text{ASPD Aguiar R. 12.4.1 (12.24)}$$

Donde:

N = Es el número de Modos que se consideran para la respuesta sísmica en función de los Pesos Modales.

i = Es el subíndice correspondiente al Modo de Vibración i .

f. Control del Cortante Basal Mínimo

El cortante basal hallado mediante la Combinación Modal (V_o) se compara con el cortante Basal Mínimo que recomienda el CPE INEN 5:2001 ($V_{o_{min}}$).

$$V_{o_{min}} = \frac{Z I C}{R \phi_p \phi_e} W \quad \text{ASPD Aguiar R. 12.5 (12.36)}$$

Donde Z es el coeficiente de zona sísmica; I es el coeficiente de importancia de la edificación; C es el coeficiente de amplificación de la respuesta dinámica por efecto del Suelo; R es el factor de reducción de las fuerzas sísmicas para obtener el espectro inelástico $\phi_p \phi_e$ son los coeficientes de penalización por irregularidad en planta como en elevación y que reduce el comportamiento no lineal de la edificación.

W es el peso reactivo de la estructura, el cual se evalúa tomando en cuenta únicamente Carga Muerta.

Si V_o es menor a $V_{o_{min}}$ se calcula un factor de corrección $F_c = \frac{V_{o_{min}}}{V_o}$ por el cual se multiplican las Fuerzas Sísmicas obtenidas.

g. Control de la Deriva de Piso

Una vez que se han determinado las fuerzas horizontales que actúan en cada uno de los pisos, se procede al cálculo de la Deriva de Piso de la siguiente manera:

Se obtienen los **Desplazamientos Laterales Elásticos** (q); de acuerdo al CPE INEN 5:2001 se encuentra la Matriz de Rigidez Lateral considerando inercias gruesas en los elementos, y se resuelve el siguiente sistema de ecuaciones lineales.

$$Q = K \cdot q \quad \text{ASPD Aguiar R. 12.5 (12.40)}$$

Donde:

Q = Vector de Cargas formado por las Fuerzas Laterales de cada Piso

K = Matriz de Rigidez Lateral considerando inercias gruesas

q = Vector de Desplazamientos Laterales Elásticos

Se calculan los **Desplazamientos Inelásticos** (q_I) de acuerdo al CPE INEN 5:2001 al multiplicar los desplazamientos elásticos (q) por el factor de reducción de las fuerzas sísmicas R y por los coeficientes de irregularidad en planta y en elevación (ϕ_p ϕ_e).

$$q_I = q R \phi_p \phi_e \quad \text{ASPD Aguiar R. 12.5 (12.41)}$$

Con los Desplazamientos Inelásticos se encuentran los **Desplazamientos Relativos** (q_{relativo}), cada uno de estos representa el Desplazamiento de Piso menos el Desplazamiento de Piso inmediato inferior.

$$q_{\text{relativo}} = q_{I(i)} - q_{I(i-1)}$$

Para el cálculo de la **Deriva de Piso** (δ_i) se debe dividir el Desplazamiento Relativo del piso i para la altura de ese entrepiso. La deriva máxima recomendada por el CPE INEN 5:2001 para el sismo en análisis es el 2%, si esto no ocurre y la estructura presenta problemas de Distorsión de Piso, es necesario rigidizar mas la edificación incrementando las secciones de elementos y realizar nuevamente el Análisis Sísmico.

h. Control del Efecto P-Δ

Es un efecto de tipo lineal y el CPE INEN 5:2001 recomienda utilizar el Índice de Estabilidad de Piso (Q_i) para su evaluación.

$$Q_i = \frac{P_i \delta_i}{V_i} \quad \text{ASPD Aguiar R. 12.5 (12.42)}$$

Donde:

P_i = Carga Vertical que gravita desde el Piso i hasta el tope de la edificación

δ_i = Deriva de Piso en el Piso i

V_i = Cortante que actúa en el Piso i

Según este código de construcción si $Q_i < 0.10$ la edificación no presenta problemas de efecto P- Δ , por otro lado si el valor de $Q_i > 0.30$ entonces existe problemas con efectos de segundo orden y lo recomendable es reforzar la estructura.

Si $0.10 < Q_i < 0.30$ en cualquiera de los pisos, se encuentra un factor de corrección por efecto P- Δ el cual es:

$$f_{P-\Delta} = \frac{1}{1-Q_i} \quad \text{ASPD Aguiar R. 12.5 (12.43)}$$

El factor se lo debe multiplicar por todas las Fuerzas Laterales y obtener la Fuerzas Sísmicas Totales corregidas para el análisis en dos dimensiones.

H. DISEÑO SISMICO DE ESTANQUES

1. ESTADO DEL ARTE DEL DISEÑO SÍSMICO DE ESTANQUES

En 1935 se estableció por primera vez una norma para el diseño de estanques de acero en el Journal AWWA EEUU, pero no incluía disposiciones para sismos. Housner (1963) realizó análisis dinámicos del movimiento oscilatorio de estanques para la industria de energía nuclear.

Uno de los procedimientos de diseño sísmico más comunes para los estanques está basado en el modelo mecánico propuesto por G.W. Housner (1963) para estanques de paredes rígidas, en donde simplifica su estudio determinando que basta con considerar una sola masa móvil (convectiva), y una sola masa fija (impulsiva), planteando ecuaciones para evaluar tales masas, sus respectivas alturas desde la base hasta la superficie del líquido, y la rigidez del resorte equivalente que actúa junto a la masa convectiva.

A partir de varios estudios y de lo observado en diferentes eventos sísmicos, varios países han concentrado su atención en conocer de mejor manera el comportamiento dinámico de este tipo de estructuras (EE.UU., Nueva Zelanda, Chile, etc.), muchos de ellos han formado comisiones de expertos que han estudiado el fenómeno, generando diversos documentos, recomendaciones y normas que regulan el diseño y construcción de este tipo de estructuras.

En un gran número de las normas extranjeras que se encuentran vigentes se nombra la experiencia chilena durante el terremoto de 1960, el cual originó una gran cantidad de fallas en estanques de almacenamiento de agua potable.

2. *NORMAS DE DISEÑO SISMICO DE ESTANQUES*

a. Norma Estadounidense API 650 ad 2003

Este estándar o norma se refiere al material, el diseño, la fabricación, el levantamiento, y los requisitos necesarios que deben cumplir antes de colocarse en funcionamiento los estanques de almacenamiento de acero soldados, ya sean, verticales, cilíndricos, sobre tierra o cerrados; su funcionamiento se limita a presiones internas que se aproximan a la presión atmosférica, pero se permite una presión interna más alta cuando se cumplen los requisitos adicionales señalados en esta norma. Este estándar se aplica solamente a los estanques de fondo plano apoyados uniformemente, a los estanques que no son refrigerados y los que cumplen condiciones de servicio a una temperatura no mayor a 90° C.

API 650 fue diseñado por la necesidad de proveer a la industria petrolera de estanques de la seguridad adecuada y de un costo económico prudente para ser usados en el almacenamiento de combustibles, petróleo y sus derivados, y de otros productos líquidos manejados y almacenados comúnmente por otras industrias, como productos químicos (fertilizantes, pesticidas, solventes y ácido sulfúrico), aceites de animales y los aceites (usados en cosméticos y los jabones), los aceites vegetales (usados en productos alimenticios), la melaza y los alcoholes. En este estándar no se presentan dimensiones que limiten el tamaño del estanque de almacenamiento, esto permite una libre elección del diseñador, lo que permite ajustar el tamaño del estanque a las necesidades requeridas.

La norma posee 17 apéndices, que se designan por letra, en los cuales se entregan diferentes recomendaciones que debe considerar el diseñador a la hora de definir la estructura final. El apéndice E del estándar 650 del API se ocupa del diseño sísmico de los estanques de almacenamiento.

b. Norma Chilena NCh 2369 Of.2003

El objetivo final de una norma es juntar en un solo documento las metodologías y procedimientos, de modo que todos los usuarios de los productos de las normas dispongan de una garantía que ellos pueden ser usados en forma confiable.

Esta norma se basa en la experiencia predominantemente chilena que se ha obtenido del comportamiento de las estructuras y equipos industriales durante los sismos destructivos de 1960 en la zona de Concepción y Talcahuano, y de 1985 en la zona central del país. Una de las características principales de NCh 2369 es la mayor seguridad sísmica que implican sus disposiciones, esto se debe a dos razones principales: la primera es la magnitud de las pérdidas económicas que pueden eventualmente producirse en una industria debido a la interrupción o suspensión del proceso productivo; la segunda es el menor costo relativo de la estructura sismo-resistente de una obra industrial en comparación con el costo de los equipos que alberga. Es interesante hacer notar que por ahora no se encuentran en el mundo normas sísmicas como ésta, de tipo general, que se refieran específicamente a las instalaciones industriales.

La Norma NCh 2369 Of. 2003 señala que los estanques deben ser analizados, como mínimo para las acciones sísmicas en dos direcciones horizontales perpendiculares. No obstante, los elementos se pueden diseñar para el sismo actuando según cada una de las direcciones del análisis considerado, además el modelo de análisis debe considerar tanto la respuesta horizontal impulsiva como la respuesta horizontal convectiva asociada a la superficie libre.

3. PRESIONES DINÁMICAS EN ESTANQUES DE ALMACENAMIENTO SEGÚN G. W. HOUSNER

Las presiones dinámicas de un líquido desarrolladas durante un terremoto son importantes en el diseño de estructuras tales como presas, estanques y compuertas flotantes. La primera solución para este problema fue dada por Westergaard (1933), quien determinó las presiones en una presa rectangular cuando fue sometida a una aceleración horizontal. Jacobsen (1949) solucionó el problema para un estanque de forma cilíndrica. Werner y Sundquist (1949) extendieron los trabajos de Jacobsen incluyendo estudios de recipientes rectangulares, semicirculares y triangulares. Graham y Rodríguez (1952) desarrollaron un análisis muy completo de las presiones impulsivas y convectivas en un estanque rectangular. Hoskins y de Jacobsen (1934) midieron la presión impulsiva del fluido y Jacobsen y Ayre (1951) en un estudio posterior obtuvieron unos resultados similares.

Zangar (1953) determinó las presiones sobre las represas de agua por medio de un sistema electrónico.

Considerando como base todos los estudios anteriormente nombrados el profesor G. W. Housner en 1954 desarrolla una metodología capaz de solucionar una gran variedad de problemas aplicando soluciones y ecuaciones que simplifican el análisis de los diferentes formas de estanques, además crea en este mismo año una modelación que representa la interacción líquido-estanque y para ello define que una parte del agua se mueve al unísono con el estanque, a esta masa se llama masa impulsiva. La masa restante de agua llamada masa convectiva se divide en una serie de porciones que se mueven en forma separada al estanque.

La modelación definida es la siguiente:

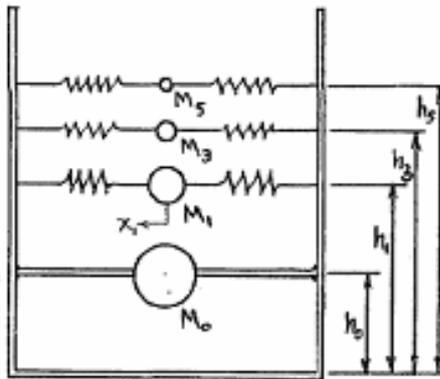


Figura 25. Modelo Mecánico equivalente

Fuente: Earthquake Pressures on Fluid Containers, Housner 1954

Para la modelación se realizan las siguientes consideraciones: las paredes del estanque son infinitamente rígidas, la superficie del líquido se puede describir como una membrana que solo permite pequeñas deformaciones, y por último no se considera que el estanque se pueda levantar de su fundación.

G. W. Housner llega a esta modelación por medio del estudio realizado para estanques cilíndricos verticales. En este estudio determina las presiones ejercidas en el estanque por el líquido, el cual es movido por un sismo. Una vez determinada las presiones de las componentes convectivas e impulsivas se obtienen tanto las masas asociadas a cada componente como las alturas representativas donde son aplicadas.

Todo el estudio presentado anteriormente fue mejorado en 1963, año en que Housner propuso una simplificación del comportamiento dinámico de los líquidos en los estanques. En la nueva propuesta del investigador se presenta una modelación mecánica equivalente simplificada en donde sólo se debe considerar una masa que represente al oleaje llamada masa convectiva y una masa fija o masa impulsiva. Al igual que en su estudio de 1954 se entregan ecuaciones para obtener dichas masas, las alturas desde la base del estanque y la rigidez equivalente del resorte utilizado para adherir la masa convectiva a la pared del estanque.

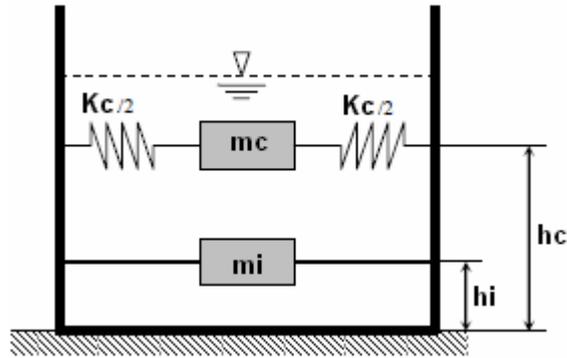


Figura 26. Modelo Mecánico Simplificado

Fuente: Revista Bit

La componente impulsiva corresponde al movimiento del líquido que se mueve en forma solidaria al estanque, y la componente convectiva corresponde al primer modo de vibrar de la masa de líquido de la parte superior que se mueve en desfase al movimiento del estanque.

Estos estudios realizados por el profesor Housner son la base utilizada hoy en día en una gran mayoría de las normas y recomendaciones de diseño sísmico de estanques de acero alrededor del mundo, sin excluir a las normas de Estados Unidos, Nueva Zelanda y Chile.

4. *DISEÑO SÍSMICO SEGÚN NORMA ESTADOUNIDENSE API 650 ad2003*

El apéndice E del código API se ocupa del diseño sísmico de los estanques de almacenamiento. En esta sección se consideran dos tipos de respuestas, cuando se producen movimientos sísmicos en el terreno en que se encuentra emplazado el estanque, lo cual corresponde a la metodología del análisis sísmico del modelo mecánico simplificado realizado por G. W. Housner, en donde se puede determinar las masas y alturas de las vibraciones convectiva e impulsiva.

A continuación se describen los procedimientos necesarios para el diseño sísmico:

a. Masas Efectivas

Las masas efectivas W_1 y W_2 serán determinadas multiplicando la masa total W_T por las razones de W_1/W_T y W_2/W_T respectivamente, obtenido de la figura 29 que depende de la razón de D/H .

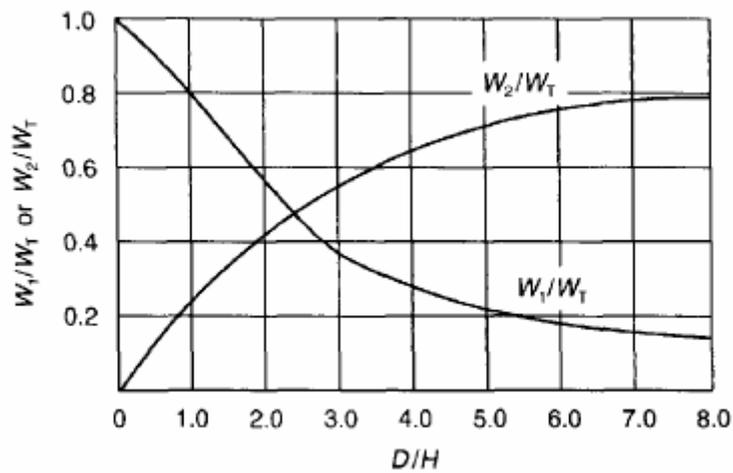


Figura 27. Masas Efectivas

Fuente: API 650 ad03, Apéndice E

Sin embargo para obtener los resultados finales resulta más práctico contar con una ecuación que describa la curva del gráfico anterior; estas curvas son descritas en el código ACI350.3-01, “Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures”, en donde se encuentran las ecuaciones asociadas a ellas, por lo tanto se limitará a evaluar las siguientes ecuaciones para obtener las masas efectivas:

$$\frac{W_1}{W_T} = \frac{\tanh[0.866(D/H)]}{0.866(D/H)} \quad \text{DSE Hernández S. 3.3.1 (3.1)}$$

$$\frac{W_2}{W_T} = 0.230(D/H)\tanh[3.86(H/D)] \quad \text{DSE Hernández S. 3.3.1 (3.2)}$$

b. Alturas Efectivas

Las alturas efectivas X_1 y X_2 corresponden a las alturas de las masas impulsivas y convectivas respectivamente. Los centroides de dichas masas se deben determinar multiplicando la altura del líquido H por las razones de X_1/H y X_2/H respectivamente, obtenidas desde la figura 30 que depende de la relación D/H .

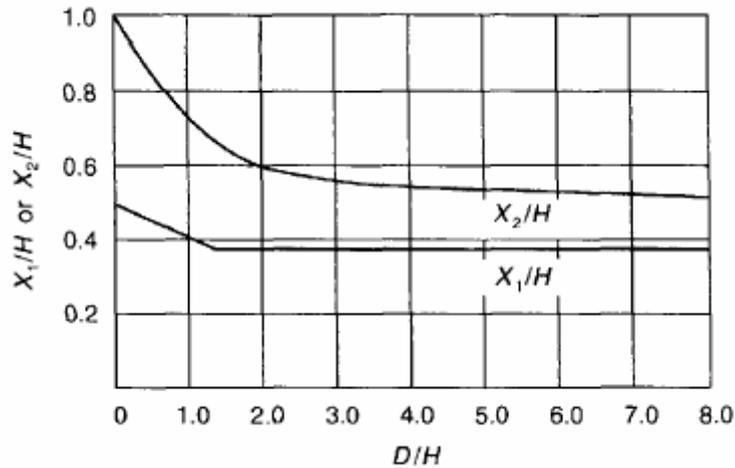


Figura 28. Altura de Acción de las Fuerzas Impulsiva-Convectiva

Fuente: API 650 ad03, Apéndice E

Al igual que el caso anterior el código ACI350.3-01, entrega unas ecuaciones para calcular las alturas excluyendo la presión en la base (EPB) que describen estas mismas curvas. Las ecuaciones a evaluar son las siguientes:

La altura impulsiva está dada por:

$$\frac{D}{H} < 1.333 \quad \rightarrow \quad \frac{X_1}{H} = 0.50 - 0.09375 \left(\frac{D}{H} \right) \quad \text{DSE Hernández S. 3.3.2 (3.3)}$$

$$\frac{D}{H} \geq 1.333 \quad \rightarrow \quad \frac{X_1}{H} = 0.375 \quad \text{DSE Hernández S. 3.3.2 (3.4)}$$

La altura convectiva se define como:

$$\frac{x_2}{H} = 1 - \frac{\cosh\left[3.68\left(\frac{H}{D}\right)\right] - 1}{3.68\left(\frac{H}{D}\right)\sinh\left[3.68\left(\frac{H}{D}\right)\right]} \quad \text{DSE Hernández S. 3.3.2 (3.5)}$$

c. Definición del Modelo Computacional

Dado que en el análisis sísmico se obtienen una masa impulsiva y una masa convectiva, es posible aplicar el modelo mecánico equivalente simplificado propuesto por Housner en 1963. En este modelo, las masas se unen a la pared del estanque mediante resortes de rigideces equivalentes. El modelo propuesto por el profesor Housner se ilustra a continuación.

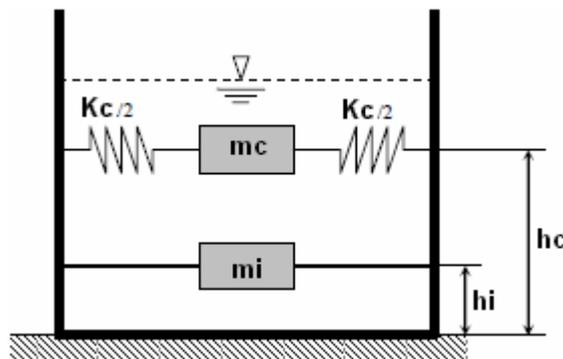


Figura 29. Modelación Líquido-Estanque de G. Housner 1963

Fuente: Revista Bit

Al considerar esta modelación y lo recopilado en las normas, se procede a realizar una comparación entre las rigideces calculadas considerando un modelo dinámico de un grado de libertad por separado para las componentes impulsiva y convectiva, con las rigideces obtenidas del análisis representado por la ecuación de movimiento con dos grados de libertad, lo cual es posible debido a que existe una gran diferencia entre ambas frecuencias, por lo tanto el movimiento de las masas impulsiva y convectiva ocurre con períodos muy lejanos y de manera desacoplada, lo que básicamente significa que no existe interacción de fuerzas durante la oscilación de cada masa.

Considerando lo anterior, las rigideces necesarias para el modelo se obtuvieron mediante la siguiente fórmula:

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad \text{DSE Hernández S. 3.5.1 (3.31)}$$

Para la frecuencia convectiva la ecuación quedaría:

$$\omega_c = \sqrt{\frac{k_c}{m_c}} \quad \text{DSE Hernández S. 3.5.1 (3.32.1)}$$

Y para la frecuencia impulsiva la ecuación quedaría:

$$\omega_i = \sqrt{\frac{k_i}{m_i}} \quad \text{DSE Hernández S. 3.5.1 (3.32.2)}$$

Luego la rigidez asociada la masa convectiva sería:

$$k_c = \omega^2 m_c \quad \text{DSE Hernández S. 3.5.1 (3.33.1)}$$

Y la rigidez asociada la masa impulsiva sería:

$$k_i = \omega^2 m_i \quad \text{DSE Hernández S. 3.5.1 (3.33.2)}$$

Dadas las consideraciones particulares de este tipo de análisis dinámico, el comportamiento del líquido dentro del estanque se puede representar por medio de la ecuación de movimiento con dos grados de libertad, donde las rigideces asociadas a este modelo son las mismas de los 2 modelos de un grado de libertad. Así, la formulación matemática correspondiente sería:

$$\begin{bmatrix} m_i & 0 \\ 0 & m_c \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x}_1 \\ \ddot{x}_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_i + k_c & -k_c \\ -k_c & k_c \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_1 \\ x_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad \text{DSE Hernández S. 3.5.1 (3.36)}$$

La cual corresponde a la formulación matricial diferencial de la ecuación del movimiento de un oscilador de dos grados de libertad con amortiguamiento nulo, esto último, si bien no es del todo cierto, pues toda estructura está asociada a un

grado de amortiguamiento, sí es una aproximación válida para cortos períodos de oscilación o bien cuando esta es forzada, como es el caso de los sismos. En estas condiciones, la vibración de una estructura con grado de amortiguamiento bajo, queda caracterizada por sus frecuencias naturales, las cuales corresponden matemáticamente a las soluciones del problema de vectores y valores propios, esto es:

$$\det|[K] - \lambda[M]|\phi = 0 \quad \text{DSE Hernández S. 3.5.1 (3.37)}$$

En donde λ corresponde a los Valores Propios y ϕ son los Vectores Propios.

IV. METODOLOGÍA

A. TIPO DE ESTUDIO

1. *TIPO DE ESTUDIO*: Descriptivo, Explicativo, Evaluativo.

Descriptivo.- porque se debe definir los procedimientos a seguir para demostrar el funcionamiento del amortiguador.

Explicativo.- porque se debe explicar los cálculos realizados de las estructuras analizadas con y sin el amortiguador.

Evaluativo.- porque se debe evaluar o calcular los resultados obtenidos de las estructuras analizadas.

2. *NIVEL DE LA INVESTIGACIÓN*: Cuasiexperimental

Cuasiexperimental.- porque es una evaluación de resultados mediante un análisis numérico y no en una estructura real.

B. POBLACIÓN Y MUESTRA

1. *POBLACIÓN*

La población para la presente investigación es indefinida, ya que en la ciudad de Riobamba no está definido el número de edificaciones que no han sido diseñadas mediante un análisis sismo-resistente.

2. *MUESTRA*

Para determinar este valor se utilizará la fórmula para calcular la muestra en población desconocida (infinita):

$$n = \frac{Z^2 P Q}{E^2}^{11}$$

¹¹ Monografias.com. Estadística Descriptiva

Donde:

n : es el valor a obtener y representa el tamaño de la muestra.

E : constituye el error de estimación o error de muestreo.

P & Q : se refieren al comportamiento del evento a medir. Constituyen la porción o porcentaje de personas que responde a una u otra alternativa.

Z : es un valor teórico que representa el nivel de confianza.

$$E = 0.10$$

$$P = 0.50$$

$$Q = 0.50$$

$$Z = 1.00$$

Con un rango de error del 10% determinamos una muestra de:

$$n = 20 \text{ edificaciones}$$

C. PROCEDIMIENTOS

- Se realiza la recopilación bibliográfica que existe sobre los temas que abarca la presente investigación, estos son:
 - Origen de los sismos.
 - Incidencia de los efectos sísmicos en la construcción.
 - Análisis sísmico estático equivalente.
 - Especificaciones de diseño del CPE INEN 5:2001
 - Sistemas de control de respuesta sísmica en edificaciones.
 - Análisis dinámico de estructuras por el método de superposición modal.
 - Diseño sísmico de estanques.

- Planteamientos de modelos matemáticos equivalentes al comportamiento de la estructura, de los contenedores de agua y de la interacción Estructura-TLD en función de la teoría de Análisis Dinámico de Estructuras.

- Comprobación de los modelos propuestos en programas computacionales, tales como:
 - SAP 2000
 - ETABS
 - ANASIS

- Definición de especificaciones de diseño del sistema del Amortiguador de Líquido Sincronizado (TLD).

D. PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS

Se emplean métodos matemáticos y analíticos mediante la teoría de análisis dinámico, para determinar los efectos que genera a la estructura la colocación de los tanques que conforman el Amortiguador de Líquido Sincronizado (TLD).

Por la alta complejidad en los cálculos de la respuesta dinámica de una estructura en tres dimensiones se realizan los cálculos en un modelo simplificado de un pórtico en dos dimensiones y de dos niveles.

Análisis Dinámico de la Estructura por El Método de Superposición Modal

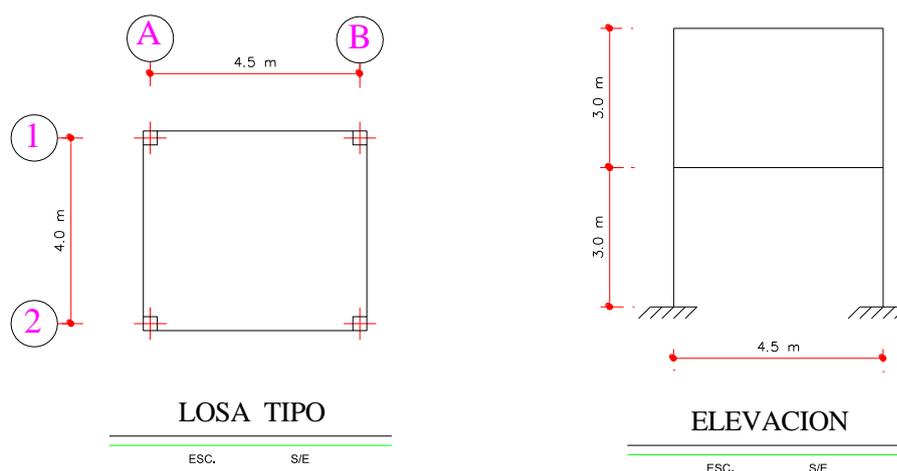


Figura 30. Configuración de la Estructura

Elaborado por: Maji - Sefla

1. ANALISIS DINAMICO DE LA ESTRUCTURA POR EL MÉTODO DE SUPERPOSICIÓN MODAL EN DOS DIMENSIONES

a. Datos de la Estructura

Columna: 30cm x 30cm

Viga: 25cm x 30cm

$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Ubicación: Riobamba

Ocupación: Vivienda

CM=0.71 T/m²

CV=0.20 T/m²

b. Matriz de Rigidez Lateral

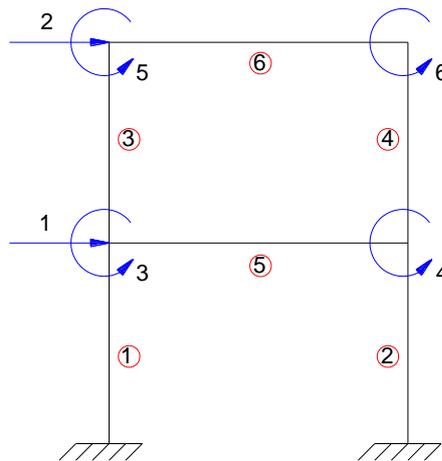


Figura 31. Grados de Libertad del Pórtico Plano

Elaborado por: Maji - Sefla

1) Matriz de Rigidez de la Columna

$$\bar{K}_c = \begin{bmatrix} 521.690 & -782.534 & -521.690 & -782.534 \\ -782.534 & 1565.069 & 782.534 & 782.534 \\ -521.690 & 782.534 & 521.690 & 782.534 \\ -782.534 & 782.534 & 782.534 & 1565.069 \end{bmatrix}$$

2) Matriz de Rigidez de la Viga

$$\bar{K}_v = \begin{bmatrix} 543.427 & 271.713 \\ 271.713 & 543.427 \end{bmatrix}$$

3) Vectores de Colocación

$$Vc_1 = [0 \ 0 \ 1 \ 3]$$

$$Vc_2 = [0 \ 0 \ 1 \ 4]$$

$$Vc_3 = [1 \ 3 \ 2 \ 5]$$

$$Vc_4 = [1 \ 4 \ 2 \ 6]$$

$$Vc_5 = [3 \ 4]$$

$$Vc_6 = [5 \ 6]$$

4) Matriz de Rigidez de la estructura por Ensamblaje Directo

$$\bar{K} = \begin{bmatrix} 2086.76 & -1043.38 & 0 & 0 & -782.534 & -782.534 \\ -1043.38 & 1043.38 & 782.534 & 782.534 & 782.534 & 782.534 \\ 0 & 782.534 & 3673.565 & 271.713 & 782.534 & 0 \\ 0 & 782.534 & 271.713 & 3673.565 & 0 & 782.534 \\ -782.534 & 782.534 & 782.534 & 0 & 2108.496 & 271.713 \\ -782.534 & 782.534 & 0 & 782.534 & 271.713 & 2108.496 \end{bmatrix}$$

$$\bar{K}_L = \bar{K}_{AA} - \bar{K}_{AB} \cdot \bar{K}_{BB}^{-1} \cdot \bar{K}_{BA}$$

$$\bar{K}_L = \begin{bmatrix} 1536.323 & -602.121 \\ -602.121 & 379.217 \end{bmatrix}$$

c. Matriz de Masas

$$W = [1.42 + 0.25(0.40)] * 4.5 = \frac{6.84}{9.81} = 0.697 T$$

$$\bar{M} = \begin{bmatrix} 0.697 & 0 \\ 0 & 0.697 \end{bmatrix}$$

d. Valores y Vectores Propios

$$\text{Det}[\overline{K}_L - \lambda \overline{M}] \phi = 0$$

$$\begin{bmatrix} 1536.323 & -602.121 \\ -602.121 & 379.217 \end{bmatrix} - \lambda \begin{bmatrix} 0.697 & 0 \\ 0 & 0.697 \end{bmatrix} = 0$$

$$\begin{bmatrix} 1536.323 - 0.697\lambda & -602.121 \\ -602.121 & 379.217 - 0.697\lambda \end{bmatrix} = 0$$

$$(1536.323 - 0.697\lambda)(379.217 - 0.697\lambda) - (602.121)^2 = 0$$

$$582599.799 - 1070.817\lambda - 264.314\lambda + 0.486\lambda^2 - 362549.699 = 0$$

$$0.486\lambda^2 - 1335.131\lambda + 220050.100 = 0$$

$$\lambda_1 = 176.104$$

$$\lambda_2 = 2571.079$$

$$\lambda_1 = \mathbf{176.104}$$

$$\begin{bmatrix} 1536.323 & -602.121 \\ -602.121 & 379.217 \end{bmatrix} - 176.104 \begin{bmatrix} 0.697 & 0 \\ 0 & 0.697 \end{bmatrix} = 0$$

$$\begin{bmatrix} 1413.578 & -602.121 \\ -602.121 & 256.472 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a \\ b \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$1413.578 a - 602.121 b = 0$$

$$-602.121 a + 256.472 b = 0$$

Si $a = 1 \gg b = 2.348$

$$\bar{\phi}^{(1)} = \begin{bmatrix} 1 \\ 2.348 \end{bmatrix}$$

$\lambda_2 = 2571.079$

Si $a = 1 \gg b = -0.425$

$$\bar{\phi}^{(2)} = \begin{bmatrix} 1 \\ -0.425 \end{bmatrix}$$

e. Modos de Vibración Normalizados

$$\alpha = \sqrt{\frac{1}{X^{(i)t} M X^{(i)}}}$$

$\alpha_1 = 0.486$

$\alpha_2 = 1.141$

$$\bar{\phi}^{(1)} = \begin{bmatrix} 0.486 \\ 1.141 \end{bmatrix}$$

$$\bar{\phi}^{(2)} = \begin{bmatrix} 1.141 \\ -0.485 \end{bmatrix}$$

f. Frecuencias y Periodos de Vibración

$$\omega_1 = \sqrt{\lambda_1}$$

$$\omega_1 = 13.270 \text{ Hz}$$

$$T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1}$$

$$T_1 = 0.473 \text{ s}$$

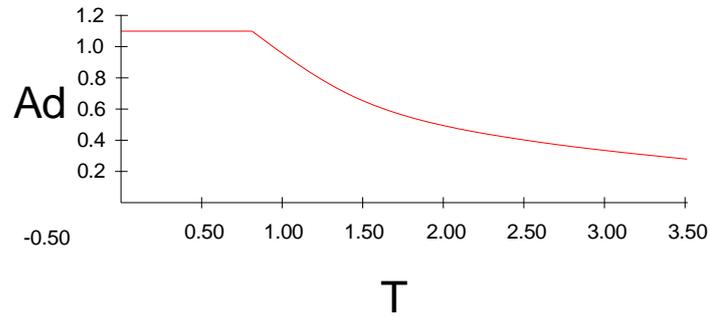
$$\omega_2 = \sqrt{\lambda_2}$$

$$\omega_2 = 50.706 \text{ Hz}$$

$$T_2 = \frac{2\pi}{\omega_2}$$

$$T_2 = 0.124 \text{ s}$$

g. Aceleración Espectral (Espectro de Diseño Elástico CEC-2000)



$$Ad_{(1)} = 1.098 \text{ m/s}^2$$

$$Ad_{(2)} = 1.098 \text{ m/s}^2$$

h. Factores de Participación Modal

$$\gamma_i = \frac{\phi^{(i)t} \cdot M \cdot Jx}{\phi^{(i)t} \cdot M \cdot \phi^{(i)}} 1$$

$$\gamma_1 = 1.134$$

$$\gamma_2 = 0.457$$

i. Desplazamientos Máximos Modales

$$q_{(i)} = \gamma_{(i)} \cdot Ad_{(i)} \left(\frac{T_{(i)}}{2\pi} \right)^2 \phi_{(i)}$$

$$q_{(1)} = \begin{bmatrix} 0.00343 \\ 0.00805 \end{bmatrix}$$

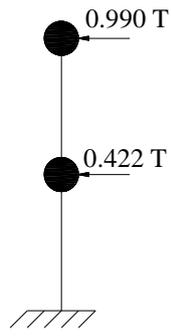
$$q_{(2)} = \begin{bmatrix} 0.000223 \\ 0.0000948 \end{bmatrix}$$

j. Fuerzas Máximas Modales

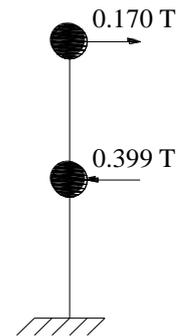
$$F_{(i)} = \gamma_{(i)} \cdot Ad_{(i)} \cdot M \cdot \phi_{(i)}$$

$$F_{(1)} = \begin{bmatrix} 0.422 \\ 0.990 \end{bmatrix}$$

$$F_{(2)} = \begin{bmatrix} 0.399 \\ -0.170 \end{bmatrix}$$

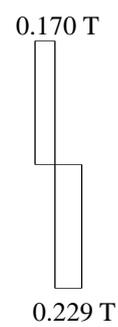
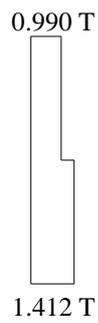


1er Modo



2do Modo

k. Cortante de Piso



l. Pesos Modales

$$Wp_{(i)} = \frac{Vo_{(i)} \cdot g}{Ad_o}$$

$$Wp_{(1)} = 12.615 \text{ T}$$

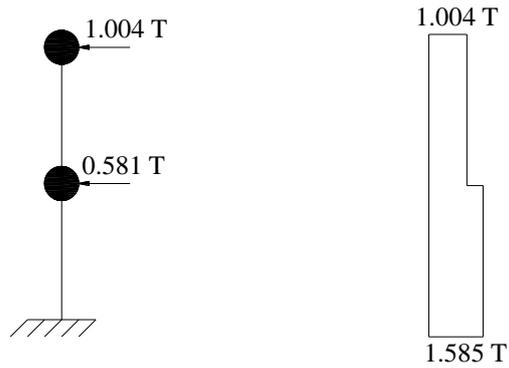
$$Wp_{(2)} = 2.046 \text{ T}$$

$$\sum Wp = 14.661 \text{ T}$$

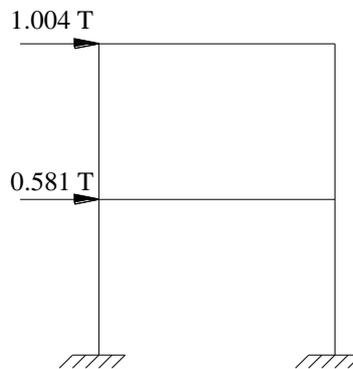
$$90\% \sum Wp = 13.195 \text{ T}$$

m. Criterios de Combinación Modal

$$\sqrt{\sum_i^n (V_{o(i)})^2}$$



n. Fuerzas Estáticas Equivalentes por Sismo



o. Control de Cortante Basal Mínimo

$$V_o = \frac{0.40 \times 1.0 \times 2.8}{10 \times 1.0 \times 1.0} \cdot 12.78$$

$$V_o = 1.431 \text{ T}$$

$$1.431 < 1.585 \quad \text{OK.}$$

El Cortante Basal hallado mediante la Combinación Modal es mayor que el Cortante Basal mínimo que recomienda el CPE INEN 5:2001 por lo que no hay que multiplicar estas fuerzas por el factor de corrección.

p. Control de Deriva de Piso

$$\bar{Q} = \bar{K}_L \cdot q$$

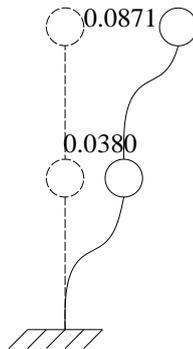
$$\begin{bmatrix} 0.581 \\ 1.004 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1536.323 & -602.121 \\ -602.121 & 379.217 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} q_1 \\ q_2 \end{bmatrix}$$

$$q_1 = 0.00380$$

$$q_2 = 0.00871$$

$$q_1 = 0.0380 \text{ m}$$

$$q_2 = 0.0871 \text{ m}$$



Piso	Desplazamiento (m)	Deriva (%)
1	0.0380	1.27
2	0.0491	1.64

2. ANALISIS DINAMICO DEL TLD POR EL MÉTODO DE SUPERPOSICIÓN MODAL EN DOS DIMENSIONES

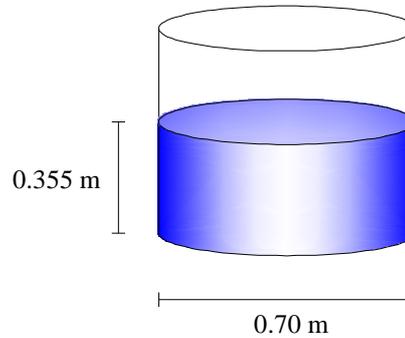
a. Datos del TLD

$$\omega = 13.27 \text{ Hz}$$

$$M_T = 0.1368 \text{ T}$$

$$D = 0.70 \text{ m}$$

$$H = 0.355 \text{ m}$$



Para efectos de demostración se considera que el agua oscilará con la frecuencia $\omega = 13.27 \text{ Hz}$. por lo que el diámetro D y la altura del agua H , son parámetros definidos exclusivamente con el volumen de agua y no con la frecuencia natural de vibración de la estructura.

b. Cálculo de las Masas Impulsivas y Convectivas

1) Masa Impulsiva

$$M_i = M \frac{\tanh \left[\sqrt{3} \frac{R}{h_w} \right]}{\sqrt{3} \frac{R}{h_w}}$$

$$M_i = (0.1368) \frac{\tanh \left[\sqrt{3} \frac{0.35}{0.355} \right]}{\sqrt{3} \frac{0.35}{0.355}}$$

$$M_i = 0.075 \text{ T}$$

2) Masa Convectiva

$$M_c = \frac{1}{4} \sqrt{\frac{27}{8}} M \frac{R}{h_w} \tanh \left[\sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h_w}{R} \right]$$

$$M_c = \frac{1}{4} \sqrt{\frac{27}{8}} (0.1368) \frac{0.35}{0.355} \tanh \left[\sqrt{\frac{27}{8}} \frac{0.355}{0.35} \right]$$

$$M_c = 0.060 T$$

$$C_{TLD} = M_i + M_c = 0.14 T$$

c. **Rigideces Equivalentes**

$$K = \omega^2 M$$

1) Rigidez Asociada a la Masa Impulsiva

$$K_i = \omega^2 M_i$$

$$K_i = (13.27)^2 (0.075)$$

$$K_i = 13.209$$

2) Rigidez Asociada a la Masa Convectiva

$$K_c = \omega^2 M_c$$

$$K_c = (13.27)^2 (0.0596)$$

$$K_i = 10.500$$

d. Matrices para el Análisis Dinámico

1) Matriz de Masas

$$\bar{M}_{TLD} = \begin{bmatrix} 0.075 & 0 \\ 0 & 0.060 \end{bmatrix}$$

$$\bar{K}_{TLD} = \begin{bmatrix} 23.709 & -10.500 \\ -10.500 & 10.500 \end{bmatrix}$$

e. Valores y Vectores Propios

$$Det[\bar{K} - \lambda\bar{M}]\phi = 0$$

$$\begin{bmatrix} 23.709 & -10.500 \\ -10.500 & 10.500 \end{bmatrix} - \lambda \begin{bmatrix} 0.075 & 0 \\ 0 & 0.060 \end{bmatrix} = 0$$

$$\begin{bmatrix} 23.709 - 0.075\lambda & -10.500 \\ -10.500 & 10.500 - 0.060\lambda \end{bmatrix} = 0$$

$$(23.709 - 0.075\lambda)(10.500 - 0.060\lambda) - (10.500)^2 = 0$$

$$248.944 - 1.422\lambda - 0.787\lambda + 0.0045\lambda^2 - 110.25 = 0$$

$$0.0045\lambda^2 - 2.209\lambda + 138.694 = 0$$

$$\lambda_1 = 73.916$$

$$\lambda_2 = 416.973$$

$$\lambda_1 = 73.916$$

$$\begin{bmatrix} 23.709 & -10.500 \\ -10.500 & 10.500 \end{bmatrix} - 73.916 \begin{bmatrix} 0.075 & 0 \\ 0 & 0.060 \end{bmatrix} = 0$$

$$\begin{bmatrix} 18.165 & -10.500 \\ -10.500 & 6.065 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a \\ b \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$18.165 a - 10.500 b = 0$$

$$-10.500 a + 6.065 b = 0$$

$$\text{Si } a = 1 \gg b = 1.730$$

$$\bar{\varphi}^{(1)} = \begin{bmatrix} 1 \\ 1.730 \end{bmatrix}$$

$$\lambda_2 = 416.973$$

$$\begin{bmatrix} 23.709 & -10.500 \\ -10.500 & 10.500 \end{bmatrix} - 416.973 \begin{bmatrix} 0.075 & 0 \\ 0 & 0.060 \end{bmatrix} = 0$$

$$\begin{bmatrix} -7.564 & -10.500 \\ -10.500 & -14.518 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a \\ b \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$-7.564 a - 10.500 b = 0$$

$$-10.500 a - 14.518 b = 0$$

$$\text{Si } a = 1 \gg b = -0.720$$

$$\bar{\varphi}^{(2)} = \begin{bmatrix} 1 \\ -0.720 \end{bmatrix}$$

f. Modos de Vibración Normalizados

$$\alpha = \sqrt{\frac{1}{X^{(i)t} \cdot M \cdot X^{(i)}}}$$

$$\alpha_1 = 1.980$$

$$\alpha_2 = 3.071$$

$$\bar{\phi}^{(1)} = \begin{bmatrix} 1.980 \\ 3.425 \end{bmatrix}$$

$$\bar{\phi}^{(2)} = \begin{bmatrix} 3.071 \\ -2.211 \end{bmatrix}$$

g. Factores de Participación Modal (ACOPLAMIENTO DE LOS DOS SISTEMAS: ESTRUCTURA - TLD)

$$\gamma_i = \frac{\phi^{(i)t} \cdot M \cdot J_x}{\phi^{(i)t} \cdot M \cdot \phi^{(i)}} \cdot 1$$

$$\bar{\phi}^{(1)} = \begin{bmatrix} 0.486 \\ 1.141 \\ -1.980 \\ -3.425 \end{bmatrix}$$

$$\bar{M} = \begin{bmatrix} 0.697 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.697 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.075 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.060 \end{bmatrix}$$

$$J_x = \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \end{bmatrix}$$

$$\gamma_1 = 0.780$$

$$\gamma_2 = 0.360$$

h. Desplazamientos Maximos Modales

$$q_{(i)} = \gamma_{(i)} \cdot Ad_{(i)} \left(\frac{T_{(i)}}{2\pi} \right)^2 \phi_{(i)}$$

$$q_{(1)} = \begin{bmatrix} 0.0024 \\ 0.0055 \\ -0.0096 \\ -0.0166 \end{bmatrix}$$

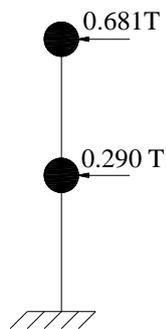
$$q_{(2)} = \begin{bmatrix} 0.000176 \\ -0.000075 \\ -0.000473 \\ 0.000340 \end{bmatrix}$$

i. Fuerzas Maximas Modales

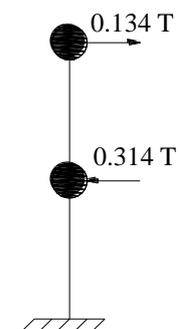
$$F_{(i)} = \gamma_{(i)} \cdot Ad_{(i)} \cdot M \cdot \phi_{(i)}$$

$$F_{(1)} = \begin{bmatrix} 0.290 \\ 0.681 \\ -0.127 \\ -0.176 \end{bmatrix}$$

$$F_{(2)} = \begin{bmatrix} 0.314 \\ -0.134 \\ -0.091 \\ 0.052 \end{bmatrix}$$

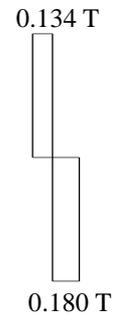
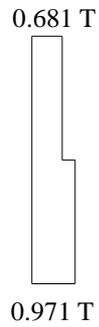


1er Modo



2do Modo

j. Cortante de Piso



k. Pesos Modales

$$Wp_{(i)} = \frac{V_{o(i)} \cdot g}{Ad_o}$$

$$Wp_{(1)} = 8.675 T$$

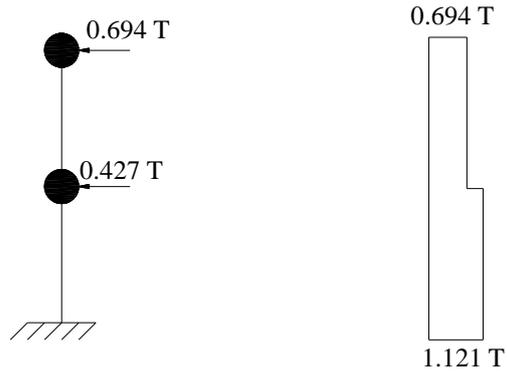
$$Wp_{(2)} = 1.608 T$$

$$\sum Wp = 10.283 T$$

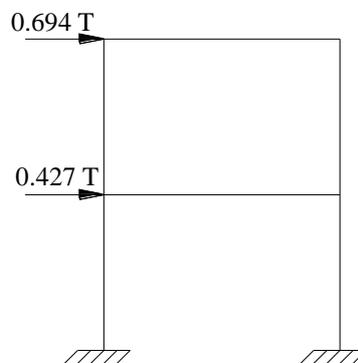
$$90\% \sum Wp = 9.255 T$$

l. Criterios de Combinación Modal

$$\sqrt{\sum_i^n (V_{o(i)})^2}$$



m. Fuerzas Estáticas Equivalentes por Sismo

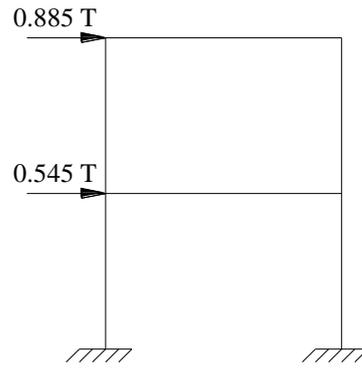


n. Control de Cortante Basal Mínimo

$$V_o = \frac{0.40 \times 1.0 \times 2.8}{10 \times 1.0 \times 1.0} \cdot 12.78$$

$$V_o = 1.431 T$$

$$F_c = \frac{1.431}{1.121} = 1.276$$



o. Control de Deriva de Piso

$$\bar{Q} = \bar{K}_L \cdot q$$

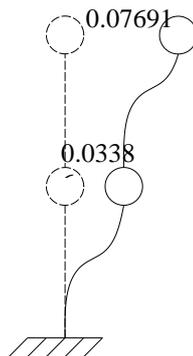
$$\begin{bmatrix} 0.545 \\ 0.885 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1536.323 & -602.121 \\ -602.121 & 379.217 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} q_1 \\ q_2 \end{bmatrix}$$

$$q_1 = 0.003386$$

$$q_2 = 0.007691$$

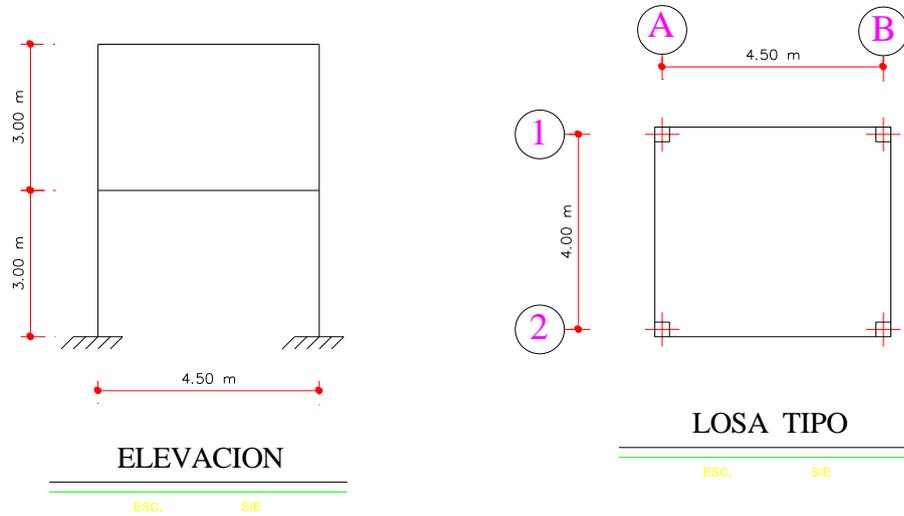
$$q_1 = 0.03386 \text{ m}$$

$$q_2 = 0.07691 \text{ m}$$



Piso	Desplazamiento (m)	Deriva (%)
1	0.03386	1.13
2	0.04305	1.43

3. ANALISIS DINAMICO DE LA ESTRUCTURA POR EL MÉTODO DE SUPERPOSICIÓN MODAL EN TRES DIMENCIONES



a. Datos de la Estructura

Columna 30x30

Viga 25x30

$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Ubicación: Riobamba

Ocupación: Vivienda

CM=0.71 T/m²

CV=0.20 T/m²

b. Centro de Masas

Piso 1 = Piso 2 = $0.71 + 0.25 (0.20) = 0.76 \text{ T/m}^2$

Piso 1 = Piso 2

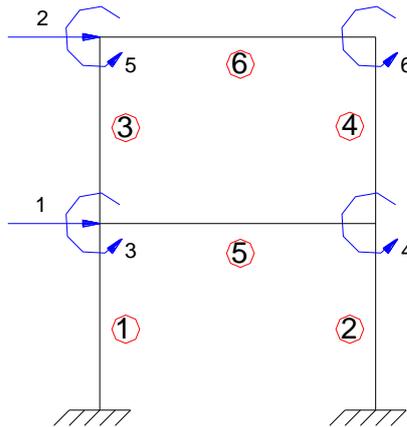
Área = $4 \times 4.5 = 18 \text{ m}^2$

Peso = $18 \times 0.76 = 13.68 \text{ T}$

$$Masa = \frac{Peso}{g} = \frac{13.68}{9.81} = 1.394 T$$

$$J_{cm} = \frac{m}{12}(a^2 + b^2) = \frac{1.394}{12}(4^2 + 4.5^2) = 4.211 T.m^2$$

c. Vectores de Colocación



Columnas

$$V_{c_1} = [0 \quad 0 \quad 1 \quad 3]$$

$$V_{c_2} = [0 \quad 0 \quad 1 \quad 4]$$

$$V_{c_3} = [1 \quad 3 \quad 2 \quad 5]$$

$$V_{c_4} = [1 \quad 4 \quad 2 \quad 6]$$

Vigas

$$V_{c_5} = [3 \quad 4]$$

$$V_{c_6} = [5 \quad 6]$$

d. Matriz de Rigidez Lateral de la Estructura

$$\bar{K}_L = \bar{K}_{AA} - \bar{K}_{AB} \cdot \bar{K}_{BB}^{-1} \cdot \bar{K}_{BA}$$

Pórtico 1 y 2

$$\bar{K}_L = \begin{bmatrix} 1536.323 & -602.121 \\ -602.121 & 379.217 \end{bmatrix}$$

Pórtico A y B

$$\bar{K}_L = \begin{bmatrix} 1561.30 & -619.50 \\ -619.50 & 398.90 \end{bmatrix}$$

e. Centro de Rigidez

$$Piso 1 = Piso 2 = \begin{cases} CR = 2.25 ; 2.00 \\ CM = 2.25 ; 2.00 \end{cases} \quad e = 0 > 5 \% \quad \text{OK}$$

f. Matriz de Compatibilidad de las Deformaciones

$$A = \begin{bmatrix} \cos \alpha & & & \sin \alpha & & R_1 & & \\ & \cos \alpha & & \sin \alpha & & R_2 & & \\ & & \dots & & & & & \\ & & & \cos \alpha & & \sin \alpha & \dots & R_n \end{bmatrix}$$

Donde:

α = ángulo que forma la orientación positiva del Pórtico con el eje X.

R_1 = distancia desde el Centro de Masas al Pórtico en el Piso 1.

R_2 = distancia desde el Centro de Masas al Pórtico en el Piso 2.

R_3 = distancia desde el Centro de Masas al Pórtico en el Piso n.

$$\bar{A}^{(1)} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & -2 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & -2 \end{bmatrix}$$

$$\bar{A}^{(2)} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 2 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 2 \end{bmatrix}$$

$$\bar{A}^{(A)} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 1 & 0 & -2.25 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & -2.25 \end{bmatrix}$$

$$\bar{A}^{(B)} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 1 & 0 & 2.25 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 2.25 \end{bmatrix}$$

g. Matriz de Rigidez Espacial

$$K_E = \sum_{i=1}^{NP} A^{(i)t} K_L^{(i)} A^{(i)}$$

$$\bar{K}_E = \begin{bmatrix} 3072.65 & -1204.24 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -1204.24 & 758.43 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 3123.60 & -1239.00 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -1239.00 & 797.80 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 28098.75 & -11089.40 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -11089.40 & 7072.60 \end{bmatrix}$$

h. Matriz de Masas

$$\bar{K}_E = \begin{bmatrix} 1.394 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1.394 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1.394 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1.394 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 4.211 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 4.211 \end{bmatrix}$$

i. Problema de Valores y Vectores Propios

$$\text{Det}[\bar{K}_E - \lambda \bar{M}] \phi = 0$$

Valores Propios

$$\lambda_1 = 176.10$$

$$\lambda_2 = 176.104$$

$$\lambda_3 = 176.104$$

$$\lambda_4 = 176.104$$

$$\lambda_5 = 176.104$$

$$\lambda_6 = 176.104$$

Vectores Propios

$$\bar{\phi}^{(1)} = \begin{bmatrix} -0.3319 \\ -0.7792 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad \bar{\phi}^{(2)} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ -0.3365 \\ -0.7773 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad \bar{\phi}^{(3)} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ -0.1925 \\ -0.4477 \end{bmatrix}$$

$$\bar{\phi}^{(4)} = \begin{bmatrix} -0.7792 \\ 0.3319 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad \bar{\phi}^{(5)} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ -0.7773 \\ 0.3365 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad \bar{\phi}^{(6)} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ -0.04477 \\ 0.1925 \end{bmatrix}$$

j. Frecuencias y Periodos de Vibración

$$\omega_1 = \sqrt{\lambda_i}$$

$$T_1 = \frac{2\pi}{\omega_i}$$

$$\omega_1 = 13.27 \text{ Hz}$$

$$T_1 = 0.47 \text{ s}$$

$$\omega_2 = 13.69 \text{ Hz}$$

$$T_2 = 0.46 \text{ s}$$

$$\omega_3 = 23.40 \text{ Hz}$$

$$T_3 = 0.27 \text{ s}$$

$$\omega_4 = 50.72 \text{ Hz}$$

$$T_4 = 0.12 \text{ s}$$

$$\omega_5 = 51.23 \text{ Hz}$$

$$T_5 = 0.12 \text{ s}$$

$$\omega_6 = 88.35 \text{ Hz}$$

$$T_6 = 0.07 \text{ s}$$

k. Aceleración Espectral (Espectro de Diseño Elástico CEC 2000)

$$Ad_{(1)} = 1.098 \text{ m/s}^2$$

$$Ad_{(2)} = 1.098 \text{ m/s}^2$$

$$Ad_{(3)} = 1.098 \text{ m/s}^2$$

$$Ad_{(4)} = 1.098 \text{ m/s}^2$$

$$Ad_{(5)} = 1.098 \text{ m/s}^2$$

$$Ad_{(6)} = 1.098 \text{ m/s}^2$$

l. Factores de Participación Modal

$$\gamma_i = \frac{\phi^{(i)t} \cdot M \cdot J}{\phi^{(i)t} \cdot M \cdot \phi^{(i)}} \rightarrow 1$$

Sentido X

$$\gamma_1 = -1.549$$

$$\gamma_2 = 0$$

$$\gamma_3 = 0$$

$$\gamma_4 = -0.624$$

$$\gamma_5 = 0$$

$$\gamma_6 = 0$$

Sentido Y

$$\gamma_1 = 0$$

$$\gamma_2 = -1.553$$

$$\gamma_3 = 0$$

$$\gamma_4 = 0$$

$$\gamma_5 = -0.614$$

$$\gamma_6 = 0$$

m. Desplazamientos Maximos Modales

$$q_{(i)} = \gamma_{(i)} \cdot Ad_{(i)} \left(\frac{T_{(i)}}{2\pi} \right)^2 \phi_{(i)}$$

Sentido X

$$\bar{\phi}^{(1)} = \begin{bmatrix} 0.0032 \\ 0.0074 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$\bar{\phi}^{(2)} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$\bar{\phi}^{(3)} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$\bar{\phi}^{(4)} = \begin{bmatrix} 0.0001974 \\ -0.0000829 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$\bar{\phi}^{(5)} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$\bar{\phi}^{(6)} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

Sentido Y

$$\bar{\phi}^{(1)} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$\bar{\phi}^{(2)} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0.0031 \\ 0.0071 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$\bar{\phi}^{(3)} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$\bar{\phi}^{(4)} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$\bar{\phi}^{(5)} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0.0001911 \\ -0.0000827 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$\bar{\phi}^{(6)} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

n. Fuerzas Máximas Modales

$$F_{(i)} = \gamma_{(i)} \cdot Ad_{(i)} \cdot M \cdot \phi_{(i)}$$

Sentido X

$$F_{(1)} = \begin{bmatrix} 0.7869 \\ 1.8474 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$F_{(2)} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$F_{(3)} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$F_{(4)} = \begin{bmatrix} 0.7442 \\ -0.317 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$F_{(5)} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$F_{(6)} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

Sentido Y

$$F_{(1)} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$F_{(2)} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0.799 \\ 1.8477 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$F_{(3)} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$F_{(4)} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$F_{(5)} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0.7305 \\ -0.3162 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$F_{(6)} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

o. Pesos Modales

$$Wp_{(i)} = \frac{Vo_{(i)} \cdot g}{Ad_o}$$

Sentido X

$$Wp_{(1)} = 23.536 T$$

$$Wp_{(2)} = 0$$

Sentido Y

$$Wp_{(1)} = 0$$

$$Wp_{(2)} = 23.647 T$$

$$Wp_{(3)} = 0$$

$$Wp_{(4)} = 3.817 T$$

$$Wp_{(5)} = 0$$

$$Wp_{(6)} = 0$$

$$Wp_{(3)} = 0$$

$$Wp_{(4)} = 0$$

$$Wp_{(5)} = 3.701 T$$

$$Wp_{(6)} = 0$$

$$\Sigma Wp = 27.353 T$$

$$90\% \Sigma Wp = 24.62 T$$

$$\Sigma Wp = 27.353 T$$

$$90\% \Sigma Wp = 24.61 T$$

p. Criterios de Combinación Modal

$$\sqrt{\sum_i^n (V_{o(i)})^2}$$

$$Fp_{(1)} = 1.083 T$$

$$Fp_{(2)} = 1.874 T$$

q. Control de Cortante Basal Mínimo

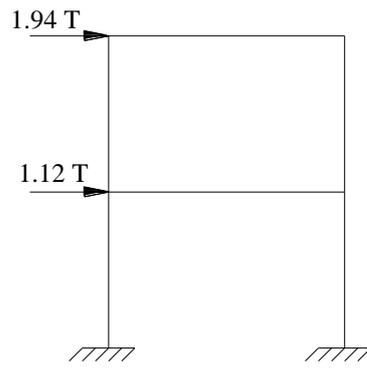
$$V_o = \frac{Z I C}{R \phi_p \phi_e} \cdot W$$

$$V_o = \frac{0.40 \times 1.0 \times 2.8}{10 \times 1.0 \times 1.0} \cdot 27.353 = 3.063 T$$

$$V_{calc} < V_o$$

$$2.957 < 3.063$$

$$F_c = \frac{3.063}{2.957} = 1.036$$



r. Control de Deriva de Piso

$$\bar{Q} = \bar{K}_E \cdot q$$

$$\bar{q} = \begin{bmatrix} 0.003497 \\ 0.008023 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$\bar{q}_I = \begin{bmatrix} 0.03497 \\ 0.08023 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

Piso	\bar{q}_I (cm)	Deriva (cm)	Deriva de Piso (%)
1	3.497	3.497	1.166
2	8.023	4.526	1.509

4. *COMPARACIÓN DE RESULTADOS DEL ANÁLISIS DINÁMICO DE LA ESTRUCTURA INCLUIDO EL EFECTO DEL TLD MEDIANTE EL MÉTODO DE SUPERPOSICIÓN MODAL VS. MODELACIÓN ETABS V9.0.*

a. Datos de la Estructura en Análisis

Columna: 30cm x 30cm

Viga: 25cm x 30cm

$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Ubicación: Riobamba

Ocupación: Vivienda

$CM = 0.71 \text{ T/m}^2$

$CV = 0.20 \text{ T/m}^2$

$CS_1 = 0.58 \text{ T}$

$CS_2 = 1.00 \text{ T}$ (Cargas de sismo de los cálculos realizados en el literal IV-D-1-n)

$CTLD = 0.14 \text{ T}$ (Cargas del TLD de los cálculos realizados en el literal IV-D-2-b-2)

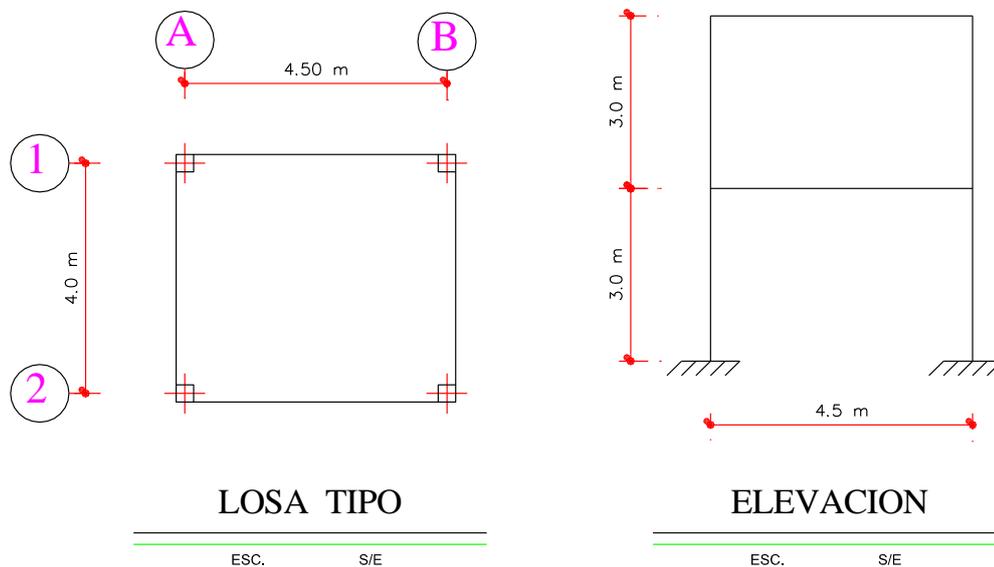


Figura 32. Configuración de la Estructura para el Análisis en Etabs v9.0

Elaborado por: Maji - Sefla

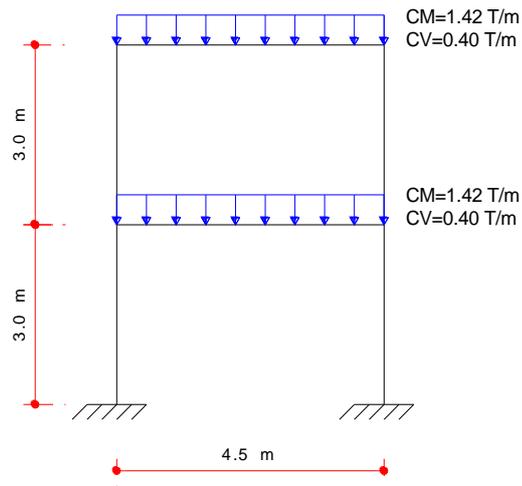


Figura 33. Cargas Distribuidas en el Pórtico de la Estructura en Análisis por el Método de Área Cooperante

Elaborado por: Maji - Sefla

b. Modelación ETABS v9.0

1) Abrir nuevo modelo en el menú File

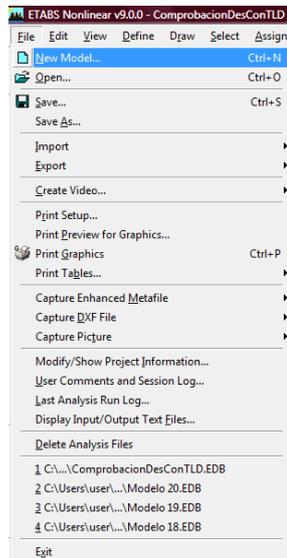


Figura 34. Designación de nuevo modelo

Fuente: ETABS v9.0

2) Definir la configuración geométrica en planta y elevación

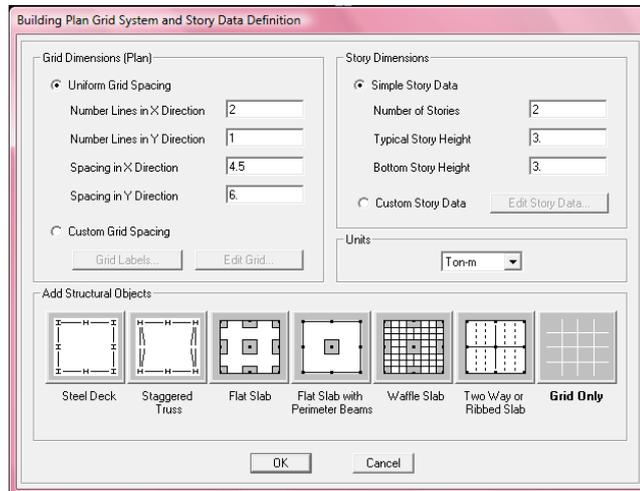


Figura 35. Dimensiones de los elementos de la estructura

Fuente: ETABS v9.0

3) Configurar las características físicas de los materiales a utilizar

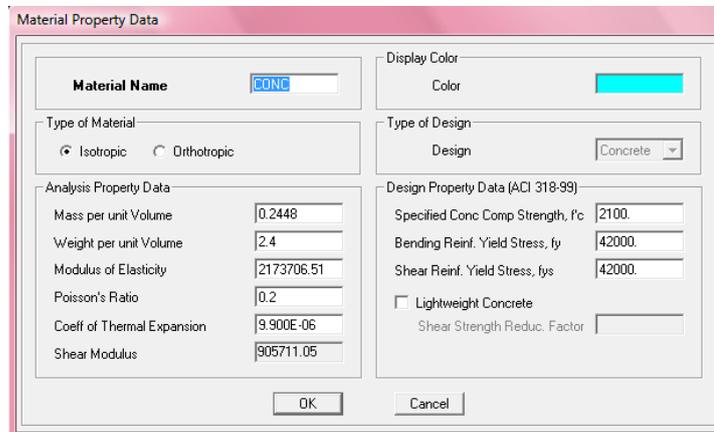


Figura 36. Características de los materiales

Fuente: ETABS v9.0

- 4) Crear las secciones de Columna y Viga en el menú *Define* – *Frame Sections*

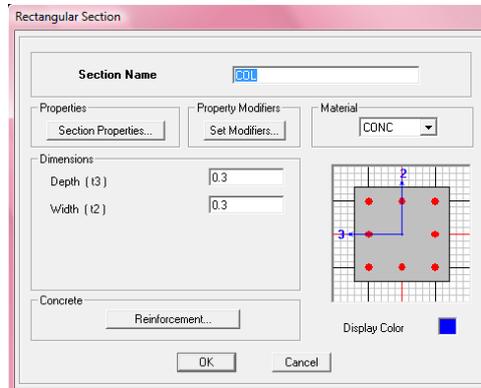


Figura 37. Secciones de las columnas

Fuente: ETABS v9.0

- 5) Inercias agrietadas de columnas

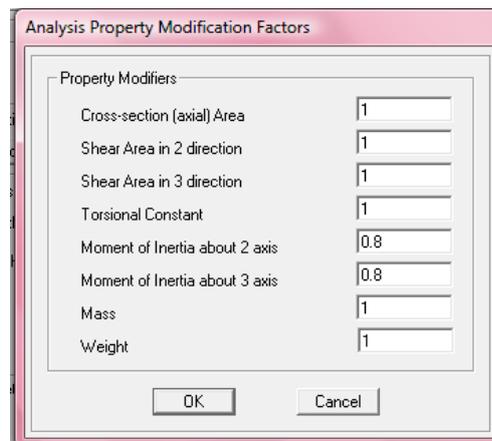


Figura 38. Inercias agrietadas de columnas

Fuente: ETABS v9.0

Para obtener los desplazamientos elásticos trabajar con inercias agrietadas, para ello en la pestaña *Set Modifiers* en el recuadro de *Moment of Inertia about 2, 3 axis* colocamos el valor de 0.8 para columnas.

6) Características de columnas

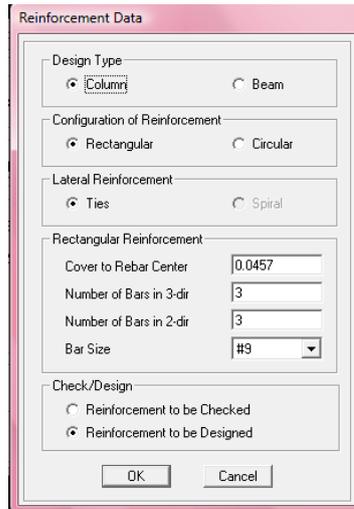


Figura 39. Características de columnas

Fuente: ETABS v9.0

En la pestaña *Reinforcement* dar la característica de columna en *Design Type*.

7) Inercias agrietadas de vigas

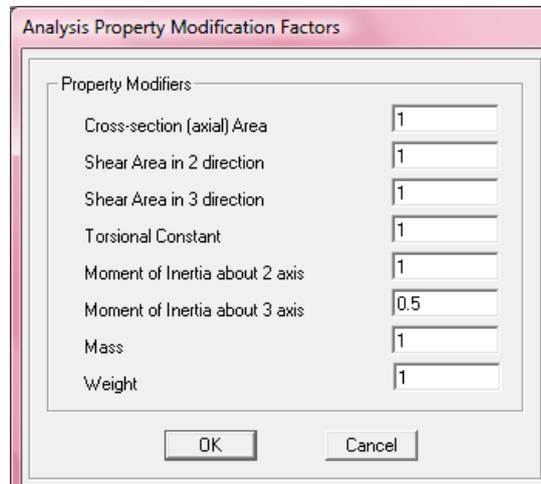


Figura 40. Inercias agrietadas de vigas

Fuente: ETABS v9.0

Ingresar en la pestaña *Set Modifiers* para el elemento viga; en el recuadro de *Moment of Inertia about 3 axis* colocar el valor de 0.5 para vigas.

8) Características de vigas

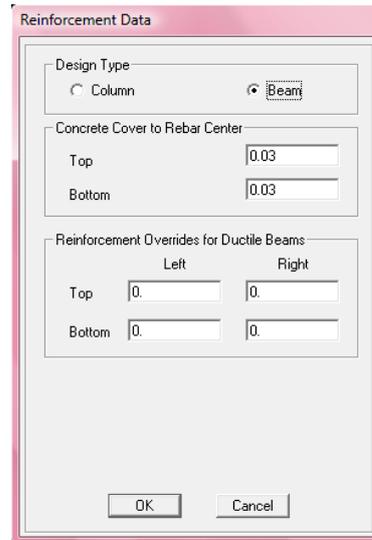


Figura 41. Características de vigas

Fuente: ETABS v9.0

En la pestaña *Reinforcement* dar la característica de viga - *Beam* en *Design Type*.

9) Tipos de Carga

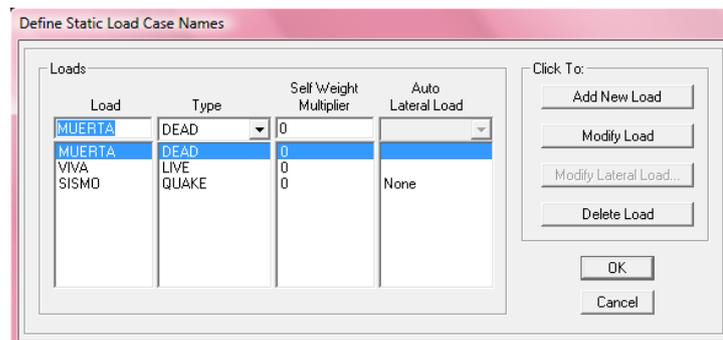


Figura 42. Tipos de Carga

Fuente: ETABS v9.0

En el menú *Define – Static Load Cases* crear tres tipos de cargas: Carga Muerta, Carga Viva y Carga de Sismo, en la carga muerta dar un valor de cero en la pestaña *Self Weight Multiplier* para no considerar el peso propio de los elementos.

10) Combinación de Cargas

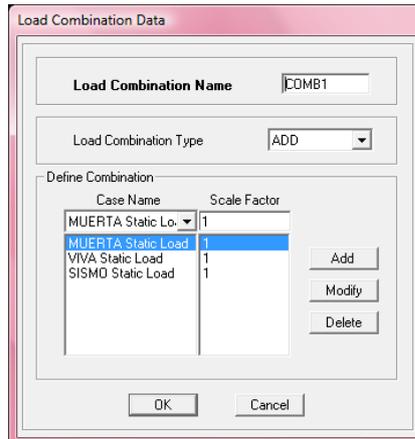


Figura 43. Combinación de cargas

Fuente: ETABS v9.0

En *Define – Load Combination* crear una combinación de cargas con la Carga Muerta, Carga Viva y Carga de Sismo con los factores en *Scale Factor* de 1.

11) Asignar las secciones de los elementos columnas y vigas

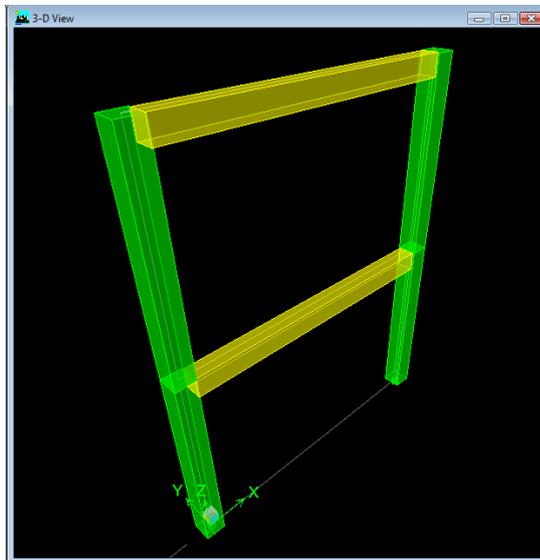


Figura 44. Asignación de secciones a los elementos

Fuente: ETABS v9.0

12) Asignar la Carga Muerta a los elementos Viga

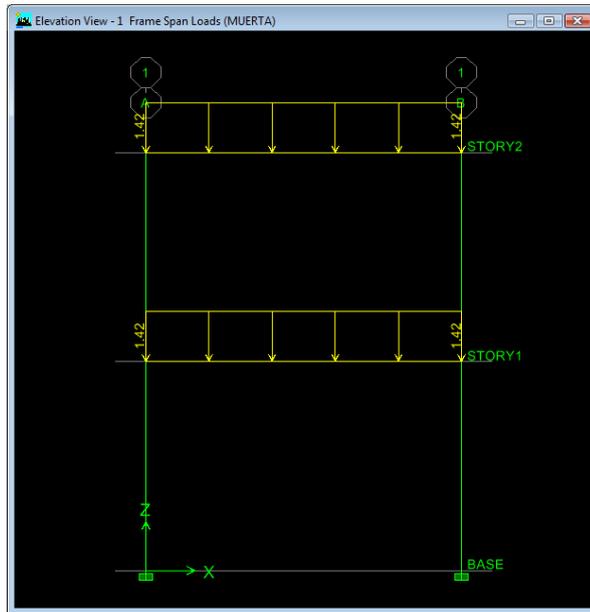


Figura 45. Asignación de Carga Muerta

Fuente: ETABS v9.0

13) Asignar la Carga Viva en los elementos Viga

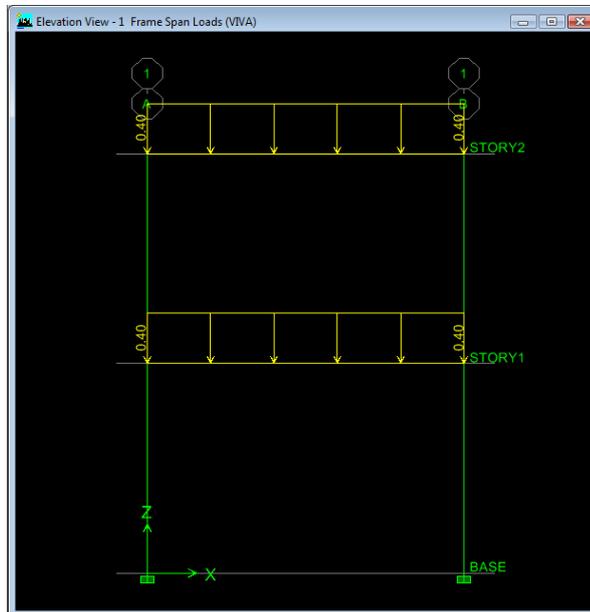


Figura 46. Asignación de Carga Viva

Fuente: ETABS v9.0

14) Asignar de Cargas Laterales

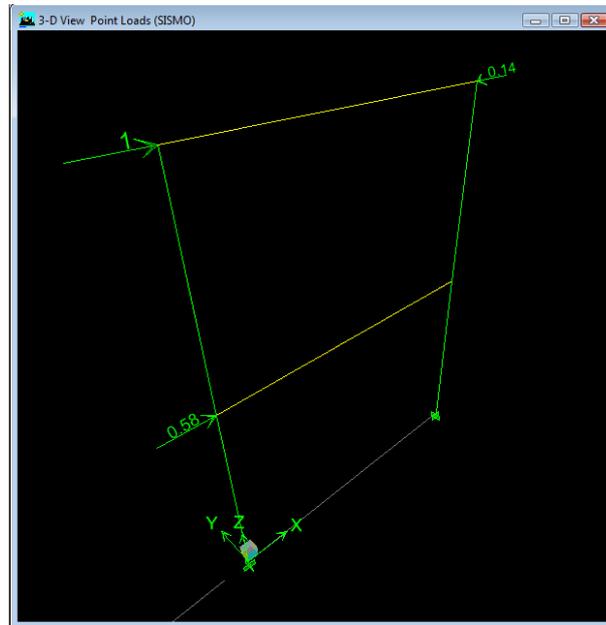


Figura 47. Asignación de Cargas Laterales

Fuente: ETABS v9.0

Colocar las cargas laterales inducidas por el sismo y la carga generada como la resultante entre la fuerza impulsiva y convectiva del TLD.

15) Opciones de análisis

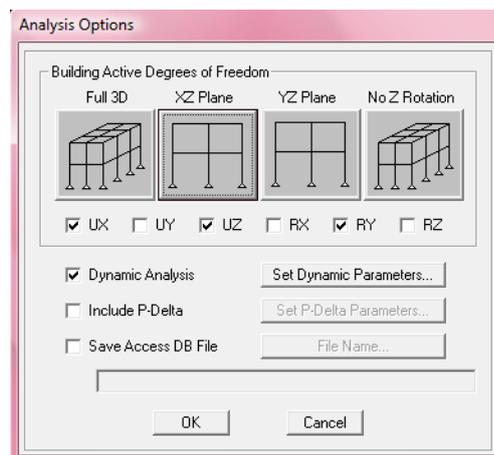


Figura 48. Opciones de análisis

Fuente: ETABS v9.0

En el menú *Analyze – Set Analysis Options* seleccionar análisis en *2D XZ Plane*.

16) Deformada de la estructura

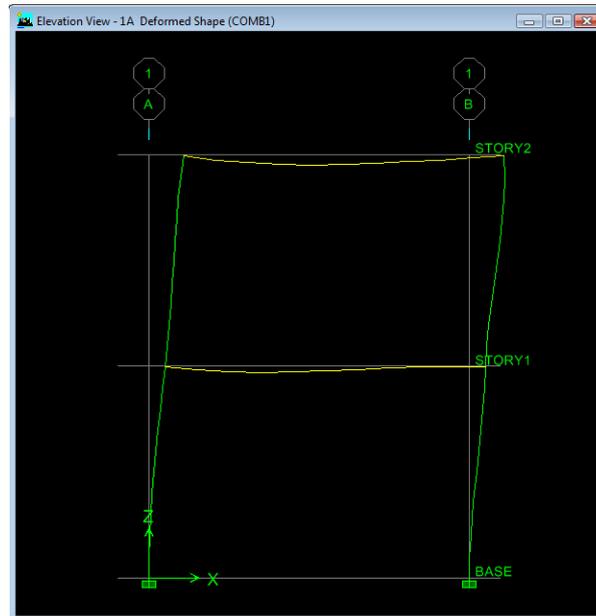


Figura 49. Deformada de la estructura

Fuente: ETABS v9.0

Ejecutar el programa, en el menú *Show Deformed Shape* en la pestaña *Load* seleccionar la *Combinacion1* y se desplegara la deformada para esa combinación.

17) Resultados

STORY	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y
STORY2	0.007759	0.000000	0.001444	0.000000
STORY1	0.003427	0.000000	0.001142	0.000000

Figura 50. Resultados de desplazamientos de la estructura

Fuente: ETABS v9.0

Dar clic derecho sobre un nudo de la estructura y se despliega la ventana *Point Displacements* Dar clic sobre *Lateral Drifts* y se obtienen los resultados de desplazamientos y derivas de piso.

c. Comparación de Resultados

Tabla 13. Comparación de Resultados MSM vs ETABS

PISO	Método de Superposición Modal		Modelación Etabs V9.0	
	Desplazamiento (m)	Deriva %	Desplazamiento (m)	Deriva %
1	0.03386	1.13	0.03427	1.14
2	0.07691	1.43	0.07759	1.44

Elaborado por: Maji – Sefla

5. PROCEDIMIENTO DESCRIPTIVO DE MODELACIÓN CON TLD

Para explicar el procedimiento de cálculo que se siguen en el Capítulo V vamos a tomar como referencia el **Modelo 3**.

- Se establece la configuración y el número de pisos de la estructura de acuerdo a los requerimientos del usuario, en este caso la edificación es de 7 pisos, de igual manera se establece la resistencia de los materiales a utilizarse, tanto del concreto ($f'c$) como del acero (f_y).
- Se realiza la estimación de cargas, tanto de la Carga Muerta como de la Carga Viva; para el cálculo de la Carga Muerta se debe tomar en cuenta los pesos de la losa, mampostería, enlucidos y masillado, acabados e instalaciones; y para la Carga Viva se adopta el valor recomendado en el Código Ecuatoriano de la construcción (CEC-77) dependiendo al tipo de uso de la edificación, en este caso para Vivienda es de 0.20 T/m².
- Con los valores obtenidos de la Carga Muerta y Carga Viva se procede al pre-dimensionamiento de los elementos estructurales tanto de vigas y columnas.

- Teniendo en cuenta todos los factores establecidos por el CPE INEN 5:2001 en lo que se refiere a DISPOSICIONES ESPECIFICAS DE DISEÑO se calcula el Cortante Basal y la Fuerza Horizontal ejercida en cada Piso.
- Una vez obtenidos todos los datos, ingresamos en el programa computarizado ETABS v9.0 mediante el procedimiento descrito anteriormente (D - 3).
- Verificamos que la estructura cumpla con todos los requerimientos de seguridad como son: control de derivas, control de aplastamiento, control de nudo rígido.
- Una vez que se haya cumplido con todos los requerimientos de seguridad, se procede a calcular el 1% del peso total de la estructura que será el Peso del TLD, con la masa del líquido definida calculamos las fuerzas impulsivas y convectivas generadas por la excitación del líquido, obteniendo una resultante de estas fuerzas que la aplicamos en el centro de masas de la losa de cubierta, en sentido contrario a las fuerzas generadas por el sismo.
- Ejecutado el programa verificamos la eficiencia del TLD al comparar los resultados de desplazamientos y derivas de piso tanto en la estructura convencional que presenta valores mayores a los de la estructura acoplada el sistema del Amortiguador de Líquido Sincronizado, en estos dos parámetros.

V. RESULTADOS

Una vez establecidos los parámetros de diseño se procede a la modelación de la estructura en el programa computacional Etabs v9.0, de donde se obtiene la frecuencia natural del primer modo de vibración y con este poder calcular el número de cilindros que van a conformar el Amortiguador de Líquido Sincronizado (TLD).

Cabe destacar que existe un parámetro para el diseño de los tanques que van a conformar el TLD, ya que la frecuencia natural de la edificación debe estar en un rango de 0 a 2 Hz., el cual depende tanto de la configuración en planta como en elevación de la estructura. El rango de frecuencia de diseño del TLD lo define el comportamiento hidrodinámico del agua en un contenedor, siendo el diámetro del mismo inversamente proporcional a la frecuencia, es decir para obtener frecuencias altas de oleaje de líquido, el diámetro del contenedor deberá ser muy pequeño, lo que constructivamente imposibilita generar las fuerzas impulsiva y convectiva.

Mediante la colocación del TLD en las estructura se puede apreciar la reducción de los desplazamientos cuando existe una excitación lateral provocados por sismos, el cual es el objetivo principal de este amortiguador.

Los Modelos para el Análisis de la Muestra de la presente investigación se generaron cumpliendo todos los parámetros y requisitos mínimos de diseño establecidos en los Códigos de Construcción vigentes en la República del Ecuador.

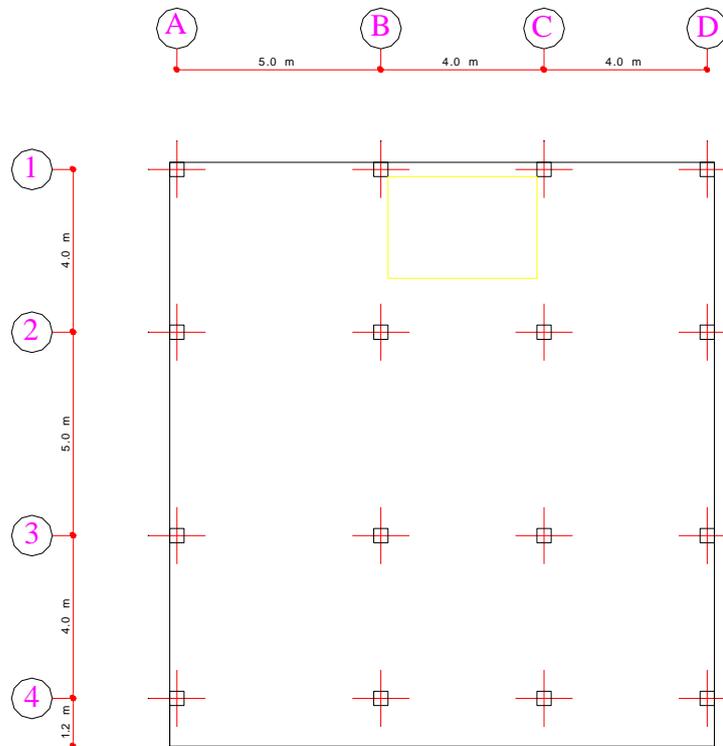
A. ANALISIS DE LA MUESTRA

1. MODELO 1

Tabla 14. Datos del Modelo 1

DESCRIPCION	VALOR	UNIDAD
N. Pisos	3	U
Sección Columna	35 X 35	cm x cm
Sección Viga	25 X 35	cm x cm
f'c	210	kg/cm ²
fy	4200	kg/cm ²
Carga Muerta	0.71	T/m ²
Carga Viva	0.20	T/m ²
Altura de entrepiso	2.60	m
Altura del edificio	8.00	m
Frecuencia Natural de Vibración	3.29	Hz
Cargas Sísmicas		
Piso 1	9.08	T
Piso 2	17.50	T
Piso 3	25.93	T

Elaborado por: Maji – Sefla



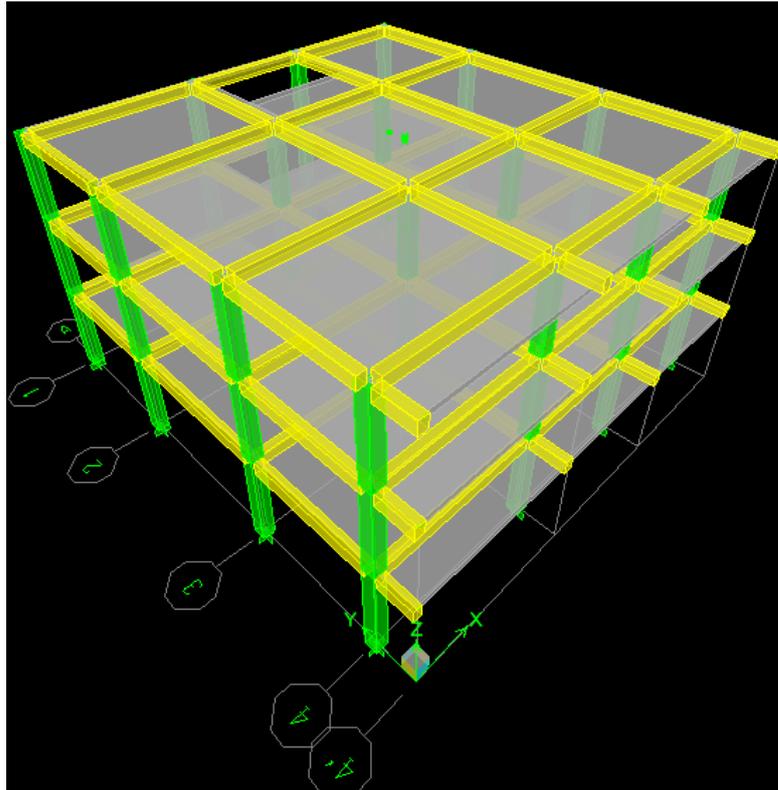


Figura 51. Configuración en planta y elevación del Modelo 1

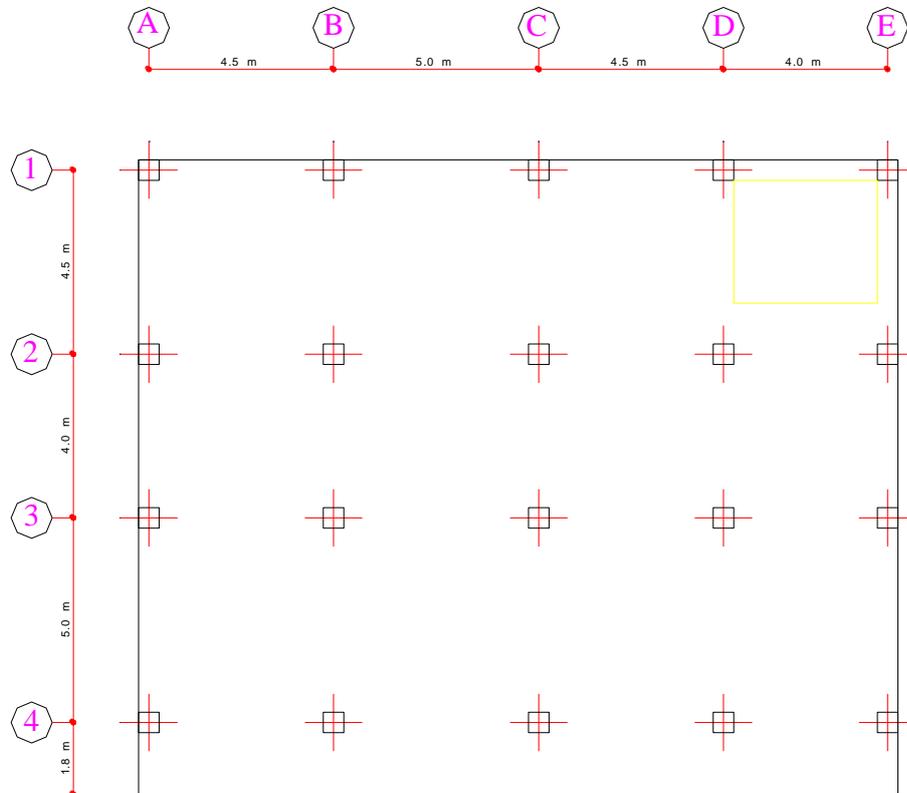
Elaborado por: Maji – Sefla

2. MODELO 2

Tabla 15. Datos del Modelo 2

DESCRIPCION	VALOR	UNIDAD
N. Pisos	5	U
Sección Columna	50 X 50	cm x cm
Sección Viga	30 X 45	cm x cm
f'c	210	kg/cm ²
fy	4200	kg/cm ²
Carga Muerta	0.71	T/m ²
Carga Viva	0.20	T/m ²
Altura de entrepiso	2.60	m
Altura del edificio	13.20	m
Frecuencia Natural de Vibración	2.49	Hz
Cargas Sísmicas		
Piso 1	10.10	T
Piso 2	19.48	T
Piso 3	28.85	T
Piso 4	38.23	T
Piso 5	47.61	T

Elaborado por: Maji – Sefla



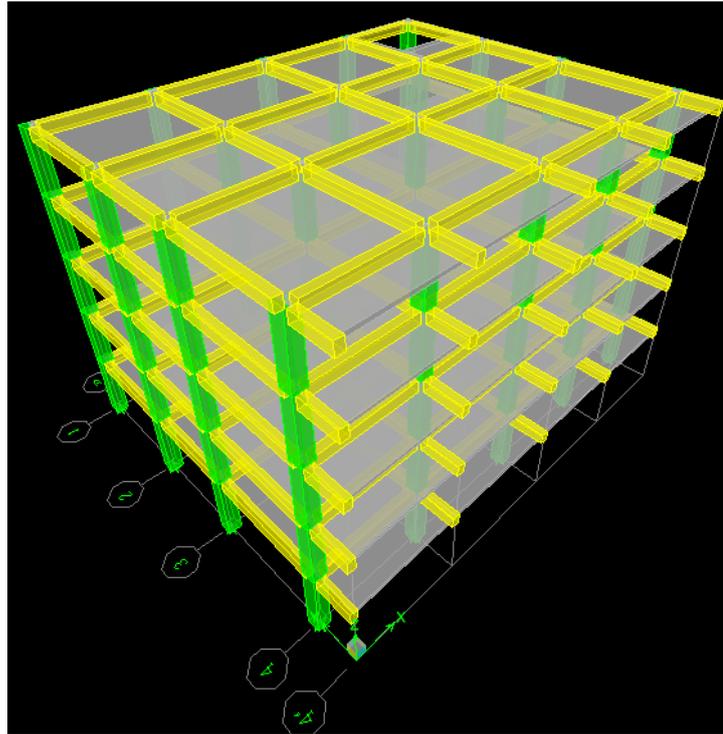


Figura 52. Configuración en planta y elevación del Modelo 2

Elaborado por: Maji – Sefla

Para el dimensionamiento de los tanques contenedores del líquido que van a conformar el TLD nos basamos en la gráfica denominada *Fundamental Natural Frequency of Sloshing Motion of Water Inside a Circular Cylindrical Vessel*¹², la cual depende de la Altura del Agua vs. La Frecuencia Natural de Vibración; donde la Altura del Agua puede llegar hasta una altura de 50cm, y la Frecuencia Natural de Vibración puede llegar hasta 2 Hz; con estas dos variables podemos encontrar el diámetro de cilindro que puede ser de 25, 50, o 75cm.

Tanto en el Modelo 1 como en el Modelo 2, por las alturas de estas estructuras, las Frecuencias Natural de Vibración son mayores 2 Hz, entonces, no tenemos valores dentro del rango para seleccionar tanto el diámetro de los cilindros como la altura del agua que éstos contendrán.

¹² Tokyo Polytechnic University. The 21st Century Center of Excellence Program Yukio Tamura

3. MODELO 3

Tabla 16. Datos del Modelo 3

DESCRIPCION	VALOR	UNIDAD
N. Pisos	7	U
Sección Columna	80 X 80	cm x cm
Sección Viga	35 X 55	cm x cm
f'c	210	kg/cm ²
fy	4200	kg/cm ²
Carga Muerta	0.71	T/m ²
Carga Viva	0.20	T/m ²
Carga del TLD	24.69	T
Altura de entrepiso	2.60	m
Altura del edificio	18.40	m
Frecuencia Natural de Vibración	1.81	Hz
Cargas Sísmicas		
Piso 1	10.44	T
Piso 2	20.13	T
Piso 3	29.82	T
Piso 4	39.51	T
Piso 5	49.20	T
Piso 6	58.89	T
Piso 7	68.58	T

Elaborado por: Maji – Sefla

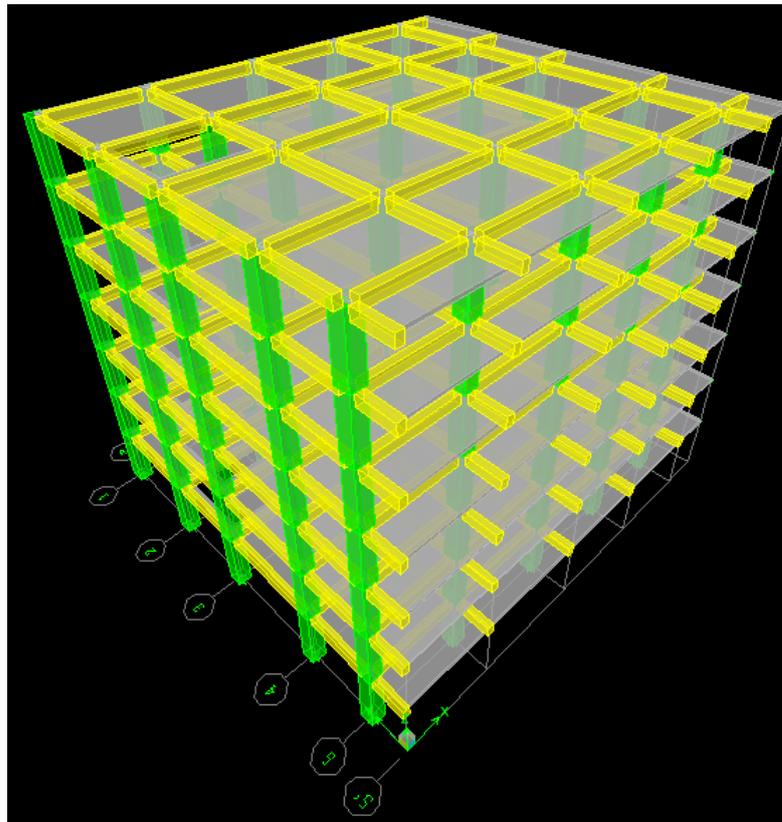
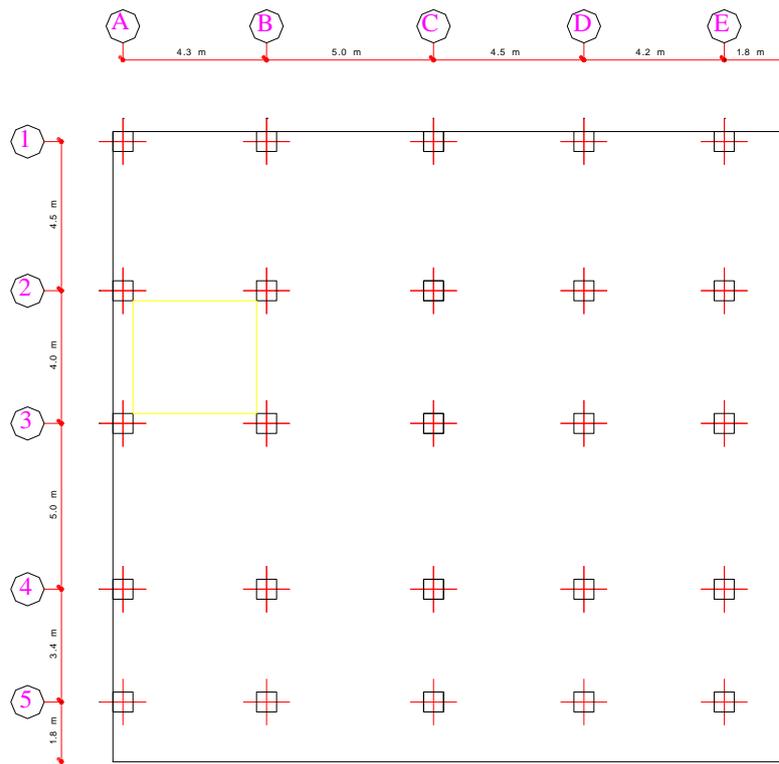


Figura 53. Configuración en planta y elevación del Modelo 3

Elaborado por: Maji – Sefla

Tabla 17. Comparación de Desplazamientos del Modelo 3

N. PISO	DESPLAZAMIENTOS SIN TLD		DESPLAZAMIENTOS CON TLD	
	EJE X (m)	EJE Y (m)	EJE X (m)	EJE Y (m)
PISO 7	0.0288	0.0250	0.0263	0.0228
PISO 6	0.0259	0.0225	0.0237	0.0206
PISO 5	0.0222	0.0193	0.0205	0.0178
PISO 4	0.0177	0.0154	0.0164	0.0142
PISO 3	0.0125	0.0109	0.0116	0.0101
PISO 2	0.0072	0.0063	0.0067	0.0059
PISO 1	0.0025	0.0022	0.0024	0.0021

Elaborado por: Maji – Sefla

Tabla 18. Comparación de Derivas del Modelo 3

N. PISO	DERIVAS SIN TLD		DERIVAS CON TLD	
	EJE X (%)	EJE Y (%)	EJE X (%)	EJE Y (%)
PISO 7	1.10	0.90	1.00	0.80
PISO 6	1.40	1.20	1.30	1.10
PISO 5	1.70	2.50	1.60	1.30
PISO 4	1.90	1.70	1.80	1.60
PISO 3	2.00	1.80	1.90	1.60
PISO 2	1.80	1.60	1.70	1.40
PISO 1	0.90	0.80	0.80	0.70

Elaborado por: Maji – Sefla

4. MODELO 4

Tabla 19. Datos del Modelo 4

DESCRIPCION	VALOR	UNIDAD
N. Pisos	9	U
Sección Columna	90 X 90	cm x cm
Sección Viga	40 X 60	cm x cm
f'c	210	kg/cm ²
fy	4200	kg/cm ²
Carga Muerta	0.71	T/m ²
Carga Viva	0.25	T/m ²
Carga del TLD	31.90	T
Altura de entrepiso	2.60	m
Altura del edificio	23.60	m
Frecuencia Natural de Vibración	1.37	Hz
Cargas Sísmicas		
Piso 1	8.06	T
Piso 2	15.55	T
Piso 3	23.03	T
Piso 4	30.52	T
Piso 5	38.01	T
Piso 6	45.49	T
Piso 7	52.98	T
Piso 8	60.47	T
Piso 9	67.95	T

Elaborado por: Maji – Sefla

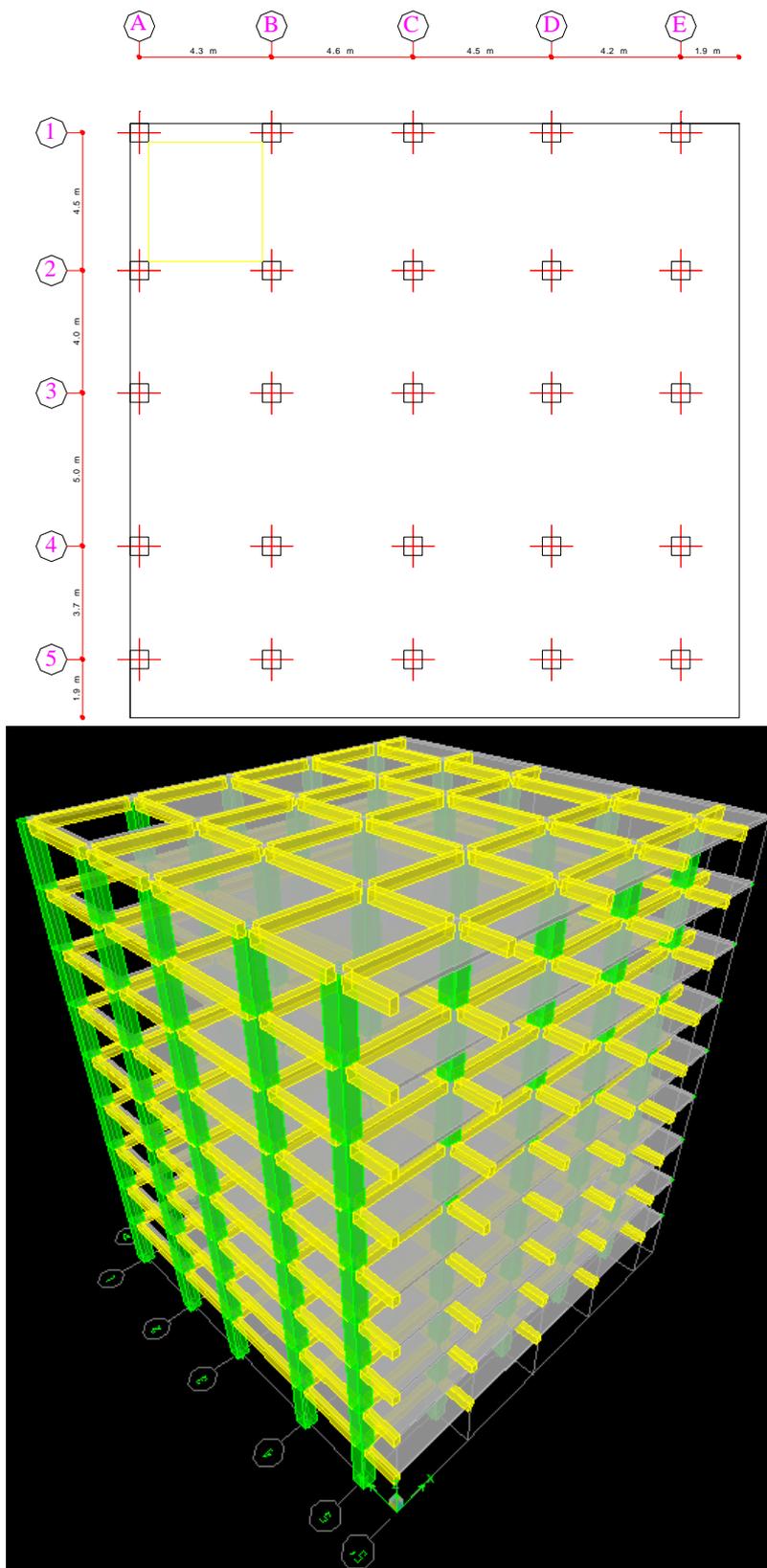


Figura 54. Configuración en planta y elevación del Modelo 4
Elaborado por: Maji – Sefla

Tabla 20. Comparación de Desplazamientos del Modelo 4

N. PISO	DESPLAZAMIENTOS SIN TLD		DESPLAZAMIENTOS CON TLD	
	EJE X (m)	EJE Y (m)	EJE X (m)	EJE Y (m)
PISO 9	0.0361	0.0284	0.0328	0.0258
PISO 8	0.0337	0.0265	0.0307	0.0241
PISO 7	0.0307	0.0240	0.0281	0.0220
PISO 6	0.0269	0.0210	0.0248	0.0193
PISO 5	0.0224	0.0174	0.0207	0.0161
PISO 4	0.0174	0.0135	0.0161	0.0125
PISO 3	0.0121	0.0093	0.0112	0.0087
PISO 2	0.0069	0.0053	0.0064	0.0049
PISO 1	0.0024	0.0019	0.0023	0.0017

Elaborado por: Maji – Sefla

Tabla 21. Comparación de Derivas del Modelo 4

N. PISO	DERIVAS SIN TLD		DERIVAS CON TLD	
	EJE X (%)	EJE Y (%)	EJE X (%)	EJE Y (%)
PISO 9	0.93	0.76	0.78	0.64
PISO 8	1.18	0.95	1.01	0.82
PISO 7	1.46	1.16	1.30	1.03
PISO 6	1.73	1.36	1.56	1.23
PISO 5	1.93	1.52	1.77	1.39
PISO 4	2.01	1.60	1.89	1.47
PISO 3	2.00	1.56	1.86	1.44
PISO 2	1.71	1.32	1.60	1.23
PISO 1	0.00	0.00	0.00	0.00

Elaborado por: Maji – Sefla

5. *MODELO 5*

Tabla 22. Datos del Modelo 5

DESCRIPCION	VALOR	UNIDAD
N. Pisos	10	U
Sección Columna	90 X 90	cm x cm
Sección Viga	40 X 60	cm x cm
f'c	210	kg/cm ²
fy	4200	kg/cm ²
Carga Muerta	0.71	T/m ²
Carga Viva	0.25	T/m ²
Carga del TLD	41.93	T
Altura de entrepiso	2.60	m
Altura del edificio	26.20	m
Frecuencia Natural de Vibración	1.29	Hz
Cargas Sísmicas		
Piso 1	8.03	T
Piso 2	15.48	T
Piso 3	22.94	T
Piso 4	30.39	T
Piso 5	37.85	T
Piso 6	45.30	T
Piso 7	52.76	T
Piso 8	60.21	T
Piso 9	67.67	T
Piso 10	75.12	T

Elaborado por: Maji – Sefla

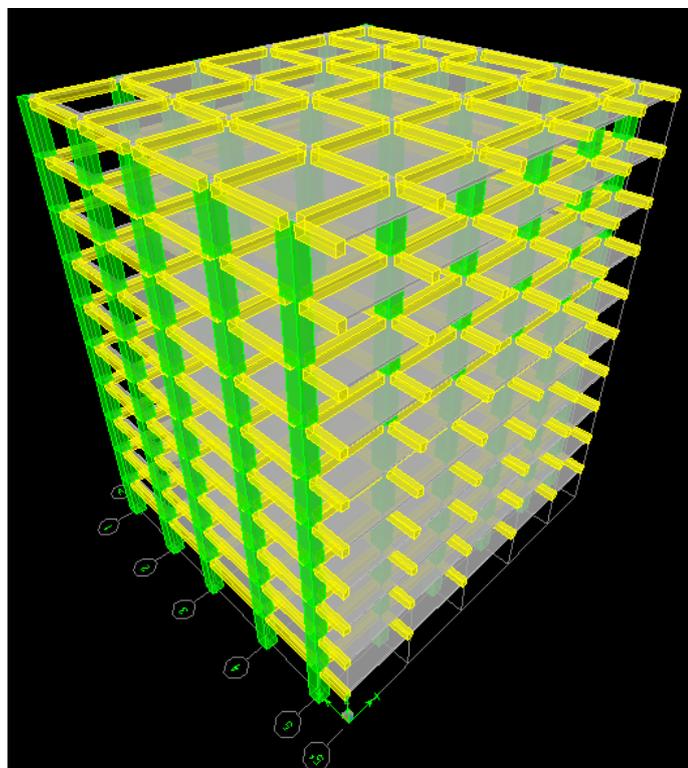
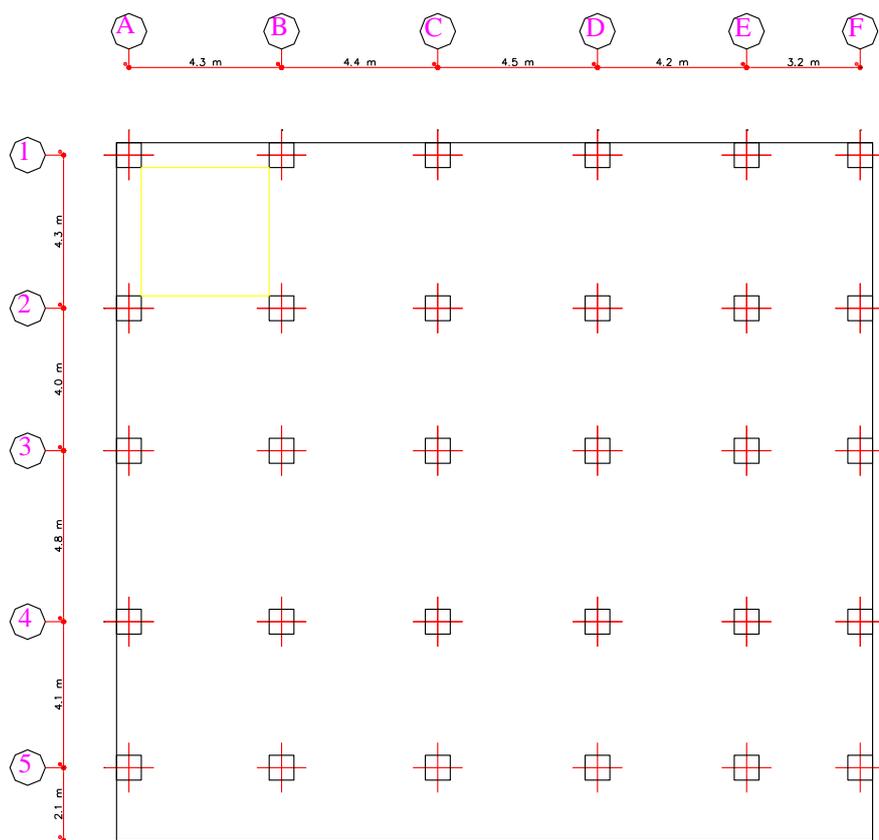


Figura 55. Configuración en planta y elevación del Modelo 5

Elaborado por: Maji – Sefla

Tabla 23. Comparación de Desplazamientos del Modelo 5

N. PISO	DESPLAZAMIENTOS SIN TLD		DESPLAZAMIENTOS CON TLD	
	EJE X (m)	EJE Y (m)	EJE X (m)	EJE Y (m)
PISO 10	0.0371	0.0371	0.0333	0.0334
PISO 9	0.0352	0.0350	0.0317	0.0317
PISO 8	0.0327	0.0323	0.0296	0.0294
PISO 7	0.0295	0.0290	0.0269	0.0265
PISO 6	0.0257	0.0251	0.0235	0.0231
PISO 5	0.0213	0.0207	0.0195	0.0191
PISO 4	0.0164	0.0159	0.0151	0.0147
PISO 3	0.0114	0.0110	0.0105	0.0102
PISO 2	0.0065	0.0062	0.0060	0.0057
PISO 1	0.0023	0.0022	0.0021	0.0020

Elaborado por: Maji – Sefla

Tabla 24. Comparación de Derivas del Modelo 5

N. PISO	DERIVAS SIN TLD		DERIVAS CON TLD	
	EJE X (%)	EJE Y (%)	EJE X (%)	EJE Y (%)
PISO 10	0.64	0.82	0.59	0.67
PISO 9	0.97	1.03	0.80	0.87
PISO 8	1.23	1.27	1.06	1.11
PISO 7	1.48	1.50	1.31	1.34
PISO 6	1.70	1.70	1.52	1.54
PISO 5	1.86	1.84	1.67	1.68
PISO 4	1.94	1.90	1.77	1.75
PISO 3	1.89	1.84	1.74	1.70
PISO 2	1.61	1.55	1.49	1.43
PISO 1	0.00	0.00	0.00	0.00

Elaborado por: Maji – Sefla

6. *MODELO 6*

Tabla 25. Datos del Modelo 6

DESCRIPCION	VALOR	UNIDAD
N. Pisos	12	U
Sección Columna	110 X 90	cm x cm
Sección Viga	45 X 60	cm x cm
f'c	210	kg/cm ²
fy	4200	kg/cm ²
Carga Muerta	0.71	T/m ²
Carga Viva	0.25	T/m ²
Carga del TLD	45.97	T
Altura de entrepiso	2.60	m
Altura del edificio	31.40	m
Frecuencia Natural de Vibración	1.01	Hz
Cargas Sísmicas		
Piso 1	5.43	T
Piso 2	10.47	T
Piso 3	15.51	T
Piso 4	20.55	T
Piso 5	25.60	T
Piso 6	30.64	T
Piso 7	35.68	T
Piso 8	40.72	T
Piso 9	45.76	T
Piso 10	50.81	T
Piso 11	55.85	T
Piso 12	60.89	T

Elaborado por: Maji – Sefla

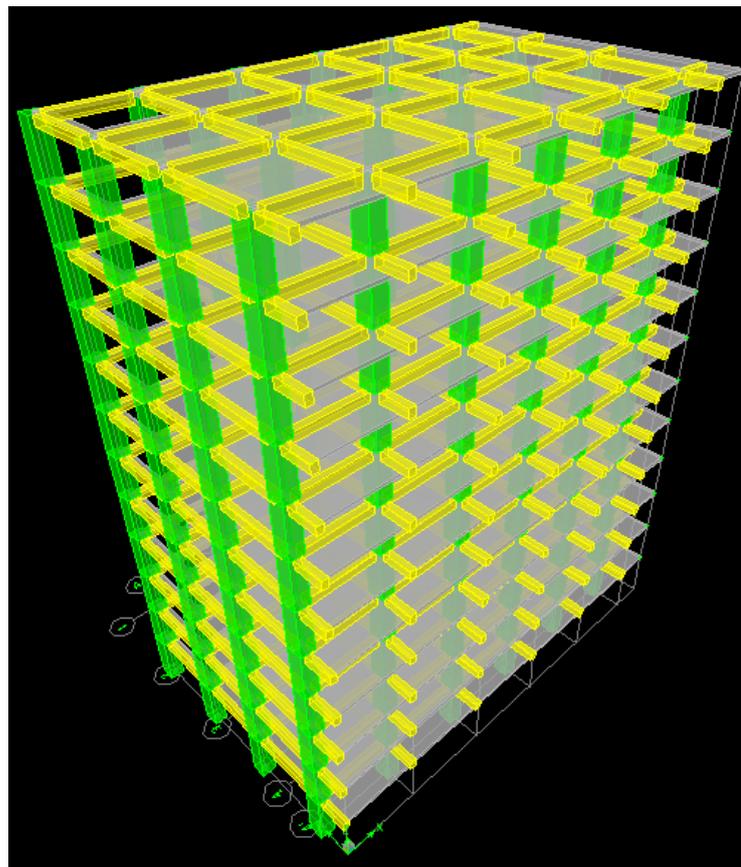
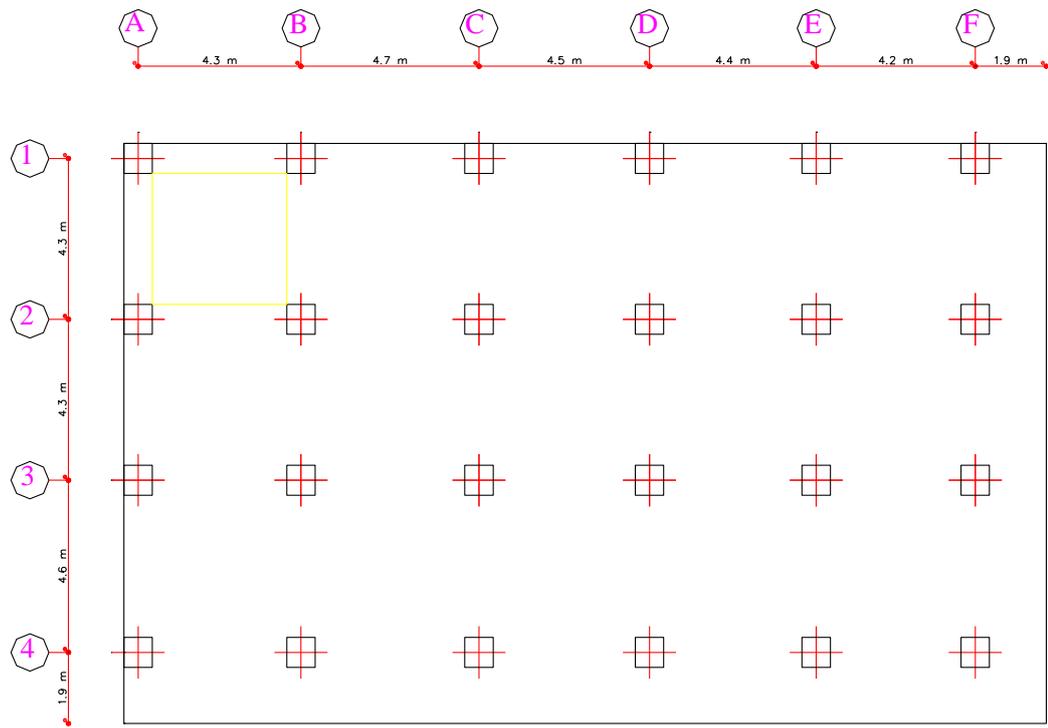


Figura 56. Configuración en planta y elevación del Modelo 6

Elaborado por: Maji – Sefla

Tabla 26. Comparación de Desplazamientos del Modelo 6

N. PISO	DESPLAZAMIENTOS SIN TLD		DESPLAZAMIENTOS CON TLD	
	EJE X (m)	EJE Y (m)	EJE X (m)	EJE Y (m)
PISO 12	0.0467	0.0475	0.0412	0.0421
PISO 11	0.0446	0.0452	0.0396	0.0403
PISO 10	0.0421	0.0425	0.0376	0.0381
PISO 9	0.0390	0.0393	0.0350	0.0354
PISO 8	0.0354	0.0355	0.0319	0.0321
PISO 7	0.0311	0.0312	0.0282	0.0283
PISO 6	0.0265	0.0265	0.0240	0.0241
PISO 5	0.0214	0.0214	0.0195	0.0195
PISO 4	0.0161	0.0162	0.0147	0.0148
PISO 3	0.0109	0.0109	0.0100	0.0100
PISO 2	0.0060	0.0060	0.0055	0.0056
PISO 1	0.0020	0.0021	0.0019	0.0019

Elaborado por: Maji – Sefla

Tabla 27. Comparación de Derivas del Modelo 6

N. PISO	DERIVAS SIN TLD		DERIVAS CON TLD	
	EJE X (%)	EJE Y (%)	EJE X (%)	EJE Y (%)
PISO 12	0.80	0.86	0.62	0.69
PISO 11	0.98	1.04	0.79	0.85
PISO 10	1.20	1.25	1.00	1.05
PISO 9	1.42	1.46	1.21	1.26
PISO 8	1.62	1.65	1.42	1.46
PISO 7	1.81	1.82	1.60	1.62
PISO 6	1.94	1.95	1.74	1.75
PISO 5	2.01	2.01	1.83	1.83
PISO 4	2.01	2.01	1.84	1.83
PISO 3	1.88	1.88	1.71	1.72
PISO 2	1.52	1.53	1.40	1.40
PISO 1	0.00	0.00	0.00	0.00

Elaborado por: Maji – Sefla

7. MODELO 7

Tabla 28. Datos del Modelo 7

DESCRIPCION	VALOR	UNIDAD
N. Pisos	14	U
Sección Columna	120 X 100	cm x cm
Sección Viga	45 X 60	cm x cm
f'c	210	kg/cm ²
fy	4200	kg/cm ²
Carga Muerta	0.71	T/m ²
Carga Viva	0.25	T/m ²
Carga del TLD	66.72	T
Altura de entrepiso	2.60	m
Altura del edificio	36.60	m
Frecuencia Natural de Vibración	0.84	Hz
Cargas Sísmicas		
Piso 1	5.23	T
Piso 2	10.08	T
Piso 3	14.93	T
Piso 4	19.78	T
Piso 5	24.64	T
Piso 6	29.49	T
Piso 7	34.34	T
Piso 8	39.20	T
Piso 9	44.05	T
Piso 10	48.90	T
Piso 11	53.76	T
Piso 12	58.61	T
Piso 13	63.46	T
Piso 14	68.32	T

Elaborado por: Maji – Sefla

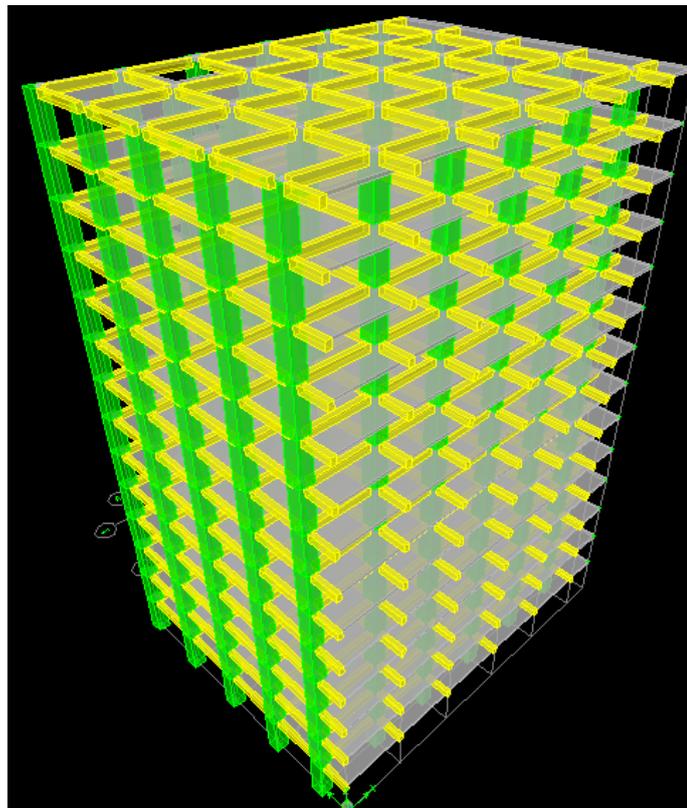
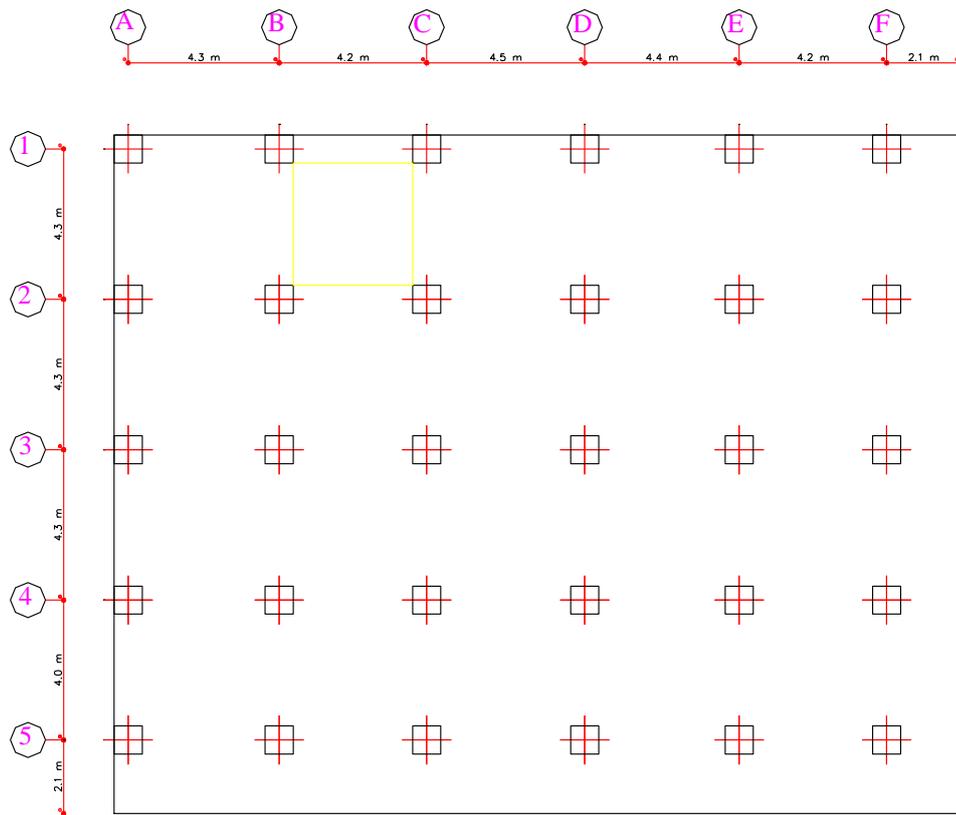


Figura 57. Configuración en planta y elevación del Modelo 7

Elaborado por: Maji – Sefla

Tabla 29. Comparación de Desplazamientos del Modelo 7

N. PISO	DESPLAZAMIENTOS SIN TLD		DESPLAZAMIENTOS CON TLD	
	EJE X (m)	EJE Y (m)	EJE X (m)	EJE Y (m)
PISO 14	0.0523	0.0492	0.0454	0.0428
PISO 13	0.0503	0.0473	0.0439	0.0414
PISO 12	0.0480	0.0450	0.0421	0.0397
PISO 11	0.0452	0.0424	0.0399	0.0375
PISO 10	0.0420	0.0393	0.0372	0.0350
PISO 9	0.0382	0.0358	0.0340	0.0320
PISO 8	0.0341	0.0319	0.0305	0.0286
PISO 7	0.0295	0.0277	0.0265	0.0249
PISO 6	0.0247	0.0232	0.0222	0.0209
PISO 5	0.0197	0.0185	0.0177	0.0167
PISO 4	0.0146	0.0138	0.0132	0.0125
PISO 3	0.0097	0.0092	0.0088	0.0084
PISO 2	0.0052	0.0050	0.0047	0.0046
PISO 1	0.0017	0.0017	0.0016	0.0015

Elaborado por: Maji – Sefla

Tabla 30. Comparación de Derivas del Modelo 7

N. PISO	DERIVAS SIN TLD		DERIVAS CON TLD	
	EJE X (%)	EJE Y (%)	EJE X (%)	EJE Y (%)
PISO 14	0.77	0.73	0.58	0.55
PISO 13	0.91	0.86	0.70	0.67
PISO 12	1.08	1.02	0.86	0.82
PISO 11	1.26	1.19	1.04	0.99
PISO 10	1.44	1.35	1.22	1.15
PISO 9	1.60	1.50	1.38	1.30
PISO 8	1.75	1.62	1.53	1.43
PISO 7	1.86	1.73	1.64	1.53
PISO 6	1.93	1.79	1.72	1.60
PISO 5	1.95	1.81	1.75	1.63
PISO 4	1.89	1.77	1.70	1.60
PISO 3	1.71	1.61	1.54	1.46
PISO 2	1.34	1.28	1.21	1.16
PISO 1	0.00	0.00	0.00	0.00

Elaborado por: Maji – Sefla

8. MODELO 8

Tabla 31. Datos del Modelo 8

DESCRIPCION	VALOR	UNIDAD
N. Pisos	15	U
Sección Columna	120 X 100	cm x cm
Sección Viga	50 X 65	cm x cm
f'c	210	kg/cm ²
fy	4200	kg/cm ²
Carga Muerta	0.71	T/m ²
Carga Viva	0.25	T/m ²
Carga del TLD	86.58	T
Altura de entrepiso	2.60	m
Altura del edificio	39.20	m
Frecuencia Natural de Vibración	0.84	Hz
Cargas Sísmicas		
Piso 1	5.64	T
Piso 2	10.88	T
Piso 3	16.11	T
Piso 4	21.35	T
Piso 5	26.59	T
Piso 6	31.83	T
Piso 7	37.07	T
Piso 8	42.30	T
Piso 9	47.54	T
Piso 10	52.78	T
Piso 11	58.02	T
Piso 12	63.25	T
Piso 13	68.49	T
Piso 14	73.73	T
Piso 15	78.98	T

Elaborado por: Maji – Sefla

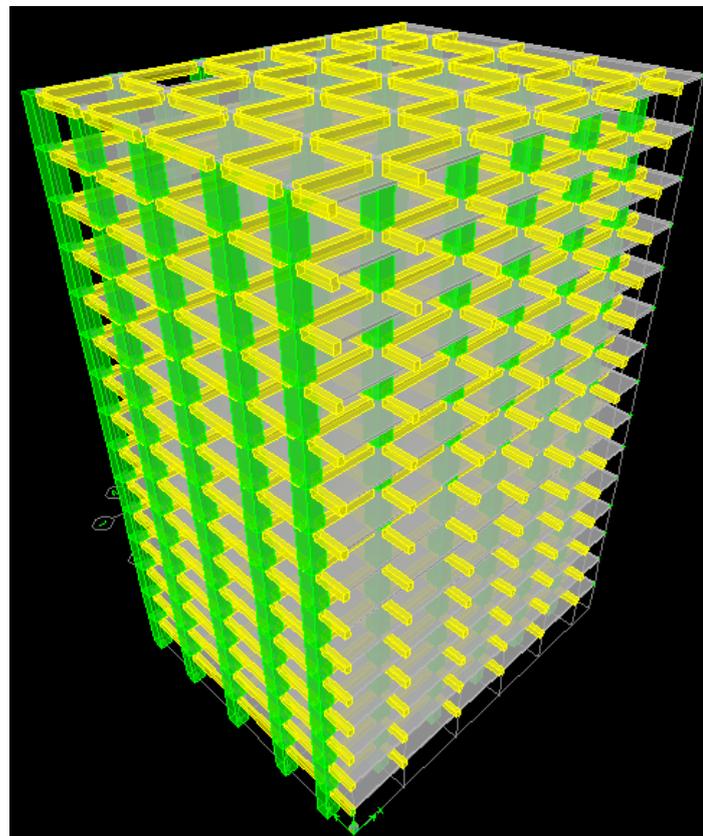
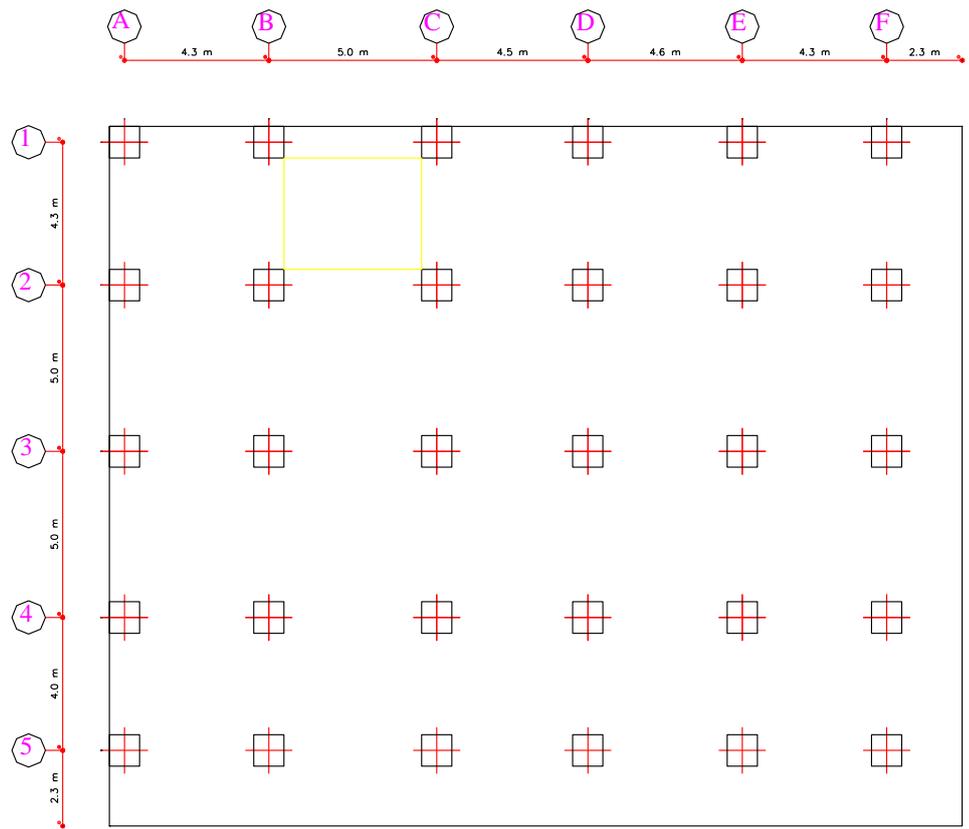


Figura 58. Configuración en planta y elevación del Modelo 8

Elaborado por: Maji – Sefla

Tabla 32. Comparación de Desplazamientos del Modelo 8

N. PISO	DESPLAZAMIENTOS SIN TLD		DESPLAZAMIENTOS CON TLD	
	EJE X (m)	EJE Y (m)	EJE X (m)	EJE Y (m)
PISO 15	0.0570	0.0554	0.0491	0.0480
PISO 14	0.0551	0.0535	0.0477	0.0465
PISO 13	0.0528	0.0512	0.0460	0.0448
PISO 12	0.0501	0.0485	0.0439	0.0426
PISO 11	0.0470	0.0453	0.0414	0.0401
PISO 10	0.0434	0.0418	0.0384	0.0371
PISO 9	0.0395	0.0379	0.0351	0.0337
PISO 8	0.0351	0.0336	0.0313	0.0301
PISO 7	0.0304	0.0291	0.0272	0.0261
PISO 6	0.0254	0.0244	0.0228	0.0219
PISO 5	0.0203	0.0195	0.0183	0.0175
PISO 4	0.0152	0.0146	0.0136	0.0131
PISO 3	0.0101	0.0098	0.0091	0.0088
PISO 2	0.0055	0.0054	0.0050	0.0049
PISO 1	0.0019	0.00187	0.0017	0.0017

Elaborado por: Maji – Sefla

Tabla 33. Comparación de Derivas del Modelo 8

N. PISO	DERIVAS SIN TLD		DERIVAS CON TLD	
	EJE X (%)	EJE Y (%)	EJE X (%)	EJE Y (%)
PISO 15	0.73	0.75	0.53	0.56
PISO 14	0.86	0.88	0.65	0.67
PISO 13	1.03	1.04	0.81	0.83
PISO 12	1.21	1.20	0.98	0.99
PISO 11	1.38	1.36	1.15	1.14
PISO 10	1.54	1.50	1.31	1.29
PISO 9	1.69	1.63	1.46	1.42
PISO 8	1.81	1.74	1.58	1.53
PISO 7	1.91	1.82	1.68	1.61
PISO 6	1.97	1.88	1.75	1.67
PISO 5	1.99	1.89	1.77	1.69
PISO 4	1.93	1.84	1.73	1.65
PISO 3	1.76	1.69	1.59	1.52
PISO 2	1.41	1.34	1.27	1.23
PISO 1	0.00	0.000	0.000	0.00

Elaborado por: Maji – Sefla

9. *MODELO 9*

Tabla 34. Datos del Modelo 9

DESCRIPCION	VALOR	UNIDAD
N. Pisos	18	U
Sección Columna	1000 X 100	cm x cm
Sección Viga	50 X 70	cm x cm
f'c	210	kg/cm ²
fy	4200	kg/cm ²
Carga Muerta	0.71	T/m ²
Carga Viva	0.25	T/m ²
Carga del TLD	98.73	T
Altura de entrepiso	2.60	m
Altura del edificio	47.00	m
Frecuencia Natural de Vibración	0.61	Hz
Cargas Sísmicas		
Piso 1	3.94	T
Piso 2	7.61	T
Piso 3	11.27	T
Piso 4	14.93	T
Piso 5	18.60	T
Piso 6	22.26	T
Piso 7	25.92	T
Piso 8	29.59	T
Piso 9	33.25	T
Piso 10	36.91	T
Piso 11	40.58	T
Piso 12	44.24	T
Piso 13	47.90	T
Piso 14	51.57	T
Piso 15	55.23	T
Piso 16	58.90	T
Piso 17	62.56	T
Piso 18	66.22	T

Elaborado por: Maji – Sefla

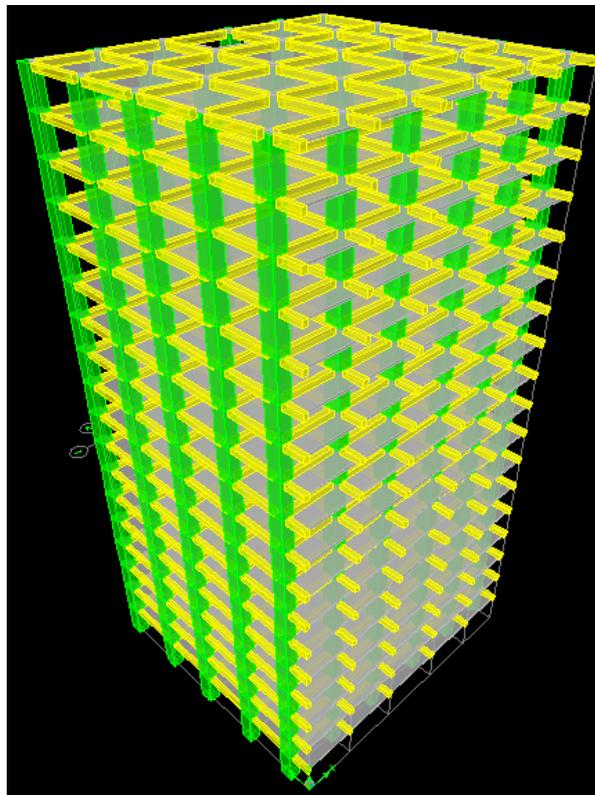
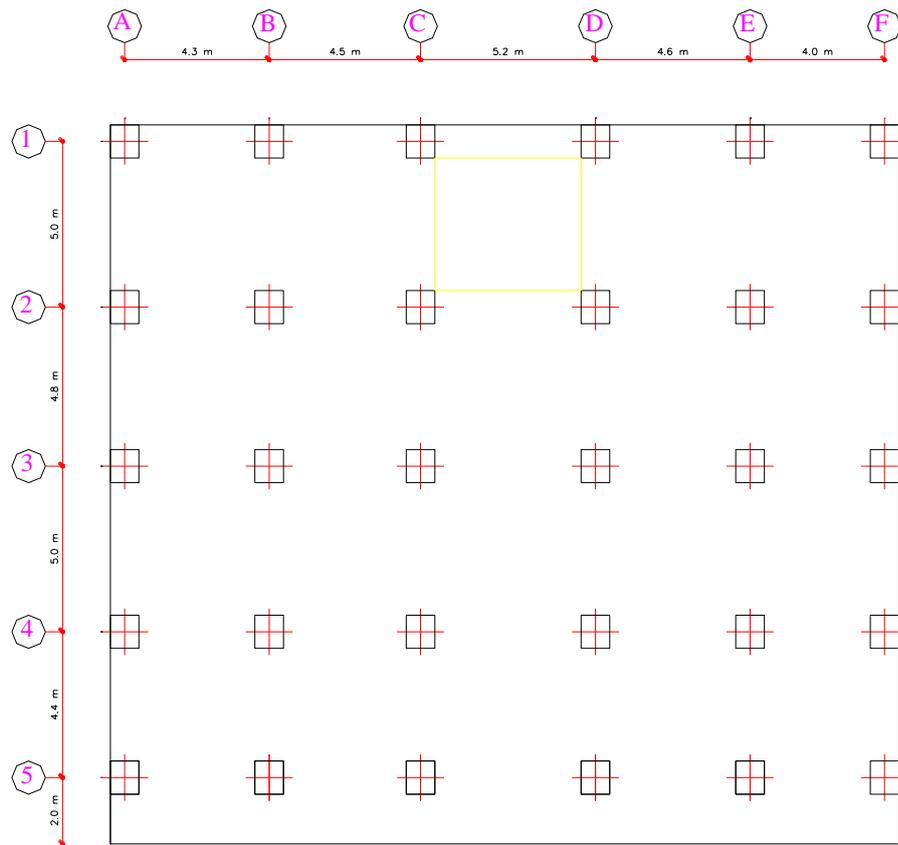


Figura 59. Configuración en planta y elevación del Modelo 9
Elaborado por: Maji – Sefla

Tabla 35. Comparación de Desplazamientos del Modelo 9

N. PISO	DESPLAZAMIENTOS SIN TLD		DESPLAZAMIENTOS CON TLD	
	EJE X (m)	EJE Y (m)	EJE X (m)	EJE Y (m)
PISO 18	0.0644	0.0673	0.0538	0.0568
PISO 17	0.0630	0.0656	0.0530	0.0557
PISO 16	0.0613	0.0635	0.0520	0.0542
PISO 15	0.0592	0.0611	0.0504	0.0525
PISO 14	0.0567	0.0583	0.0486	0.0503
PISO 13	0.0538	0.0552	0.0463	0.0478
PISO 12	0.0505	0.0517	0.0437	0.0450
PISO 11	0.0469	0.0478	0.0408	0.0418
PISO 10	0.0430	0.0437	0.0375	0.0383
PISO 9	0.0388	0.0394	0.0340	0.0346
PISO 8	0.0344	0.0348	0.0302	0.0307
PISO 7	0.0298	0.0301	0.0262	0.0266
PISO 6	0.0251	0.0252	0.0221	0.0223
PISO 5	0.0202	0.0202	0.0178	0.0179
PISO 4	0.0153	0.0152	0.0135	0.0135
PISO 3	0.0104	0.0103	0.0093	0.0092
PISO 2	0.006	0.0058	0.0052	0.0052
PISO 1	0.0021	0.0020	0.0019	0.0018

Elaborado por: Maji – Sefla

Tabla 36. Comparación de Derivas del Modelo 9

N. PISO	DERIVAS SIN TLD		DERIVAS CON TLD	
	EJE X (%)	EJE Y (%)	EJE X (%)	EJE Y (%)
PISO 18	0.53	0.66	0.31	0.44
PISO 17	0.66	0.78	0.42	0.54
PISO 16	0.81	0.93	0.56	0.68
PISO 15	0.96	1.07	0.71	0.82
PISO 14	1.11	1.22	0.86	0.97
PISO 13	1.26	1.35	1.00	1.10
PISO 12	1.39	1.47	1.13	1.22
PISO 11	1.50	1.58	1.25	1.34
PISO 10	1.61	1.68	1.36	1.43
PISO 9	1.70	1.76	1.45	1.52
PISO 8	1.77	1.83	1.53	1.59
PISO 7	1.83	1.88	1.59	1.65
PISO 6	1.87	1.91	1.64	1.68
PISO 5	1.89	1.92	1.66	1.69
PISO 4	1.86	1.87	1.64	1.66
PISO 3	1.74	1.75	1.54	1.55
PISO 2	1.46	1.44	1.30	1.28
PISO 1	0.00	0.00	0.00	0.00

Elaborado por: Maji – Sefla

10. MODELO 10

Tabla 37. Datos del Modelo 10

DESCRIPCION	VALOR	UNIDAD
N. Pisos	20	U
Sección Columna	110 X 110	cm x cm
Sección Viga	50 X 70	cm x cm
f'c	210	kg/cm ²
fy	4200	kg/cm ²
Carga Muerta	0.71	T/m ²
Carga Viva	0.25	T/m ²
Carga del TLD	124.97	T
Altura de entrepiso	2.60	m
Altura del edificio	52.20	m
Frecuencia Natural de Vibración	0.58	Hz
Cargas Sísmicas		
Piso 1	3.76	T
Piso 2	7.25	T
Piso 3	10.74	T
Piso 4	14.24	T
Piso 5	17.73	T
Piso 6	21.22	T
Piso 7	24.72	T
Piso 8	28.21	T
Piso 9	31.70	T
Piso 10	35.20	T
Piso 11	38.69	T
Piso 12	42.18	T
Piso 13	45.68	T
Piso 14	49.17	T
Piso 15	52.66	T
Piso 16	56.15	T
Piso 17	59.65	T
Piso 18	63.14	T
Piso 19	66.63	T
Piso 20	70.13	T

Elaborado por: Maji – Sefla

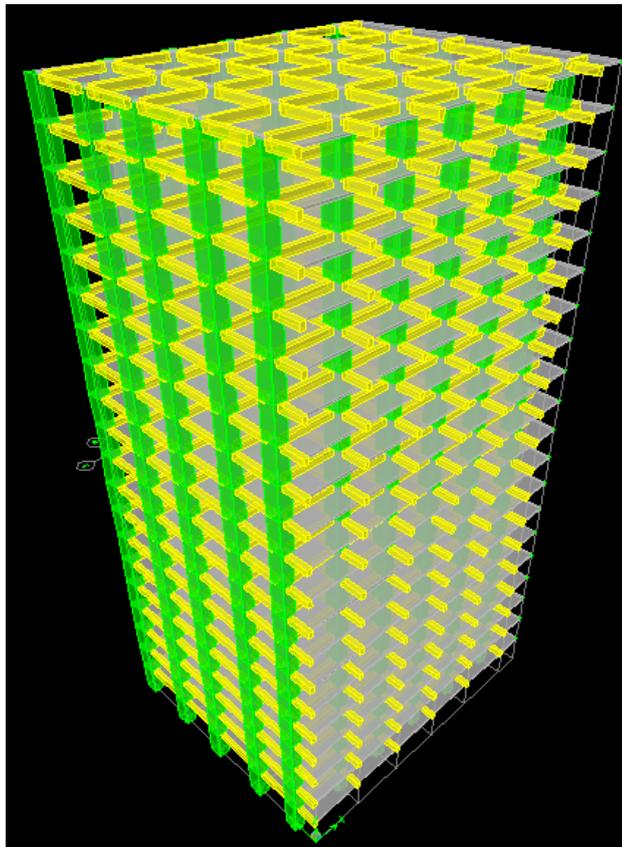
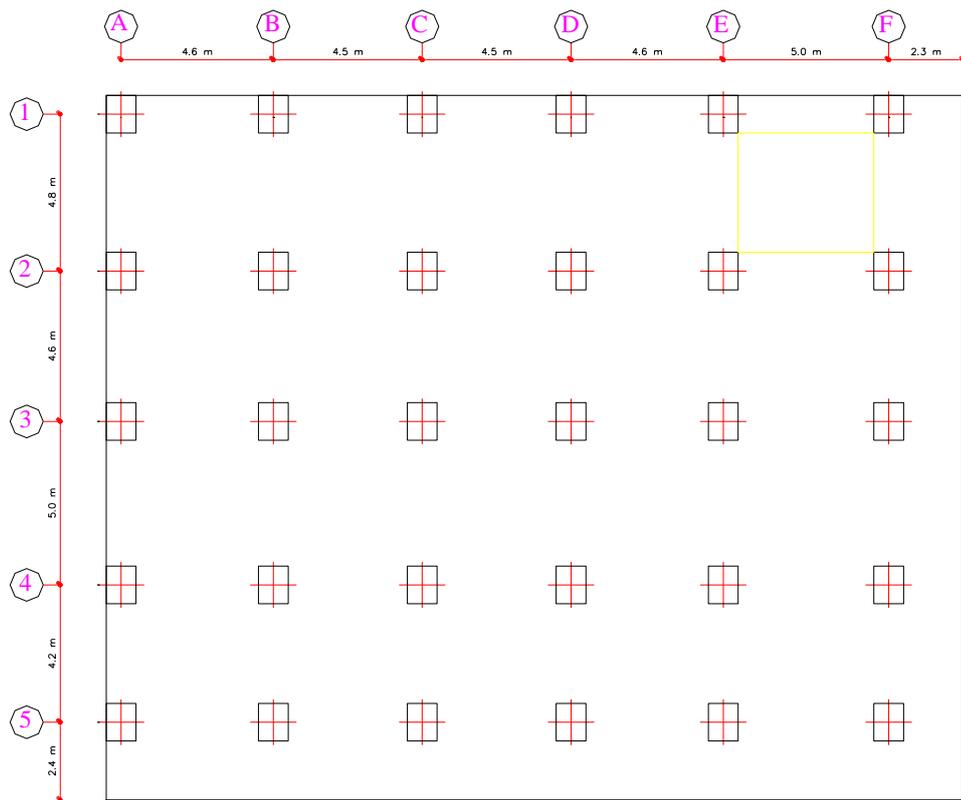


Figura 60. Configuración en planta y elevación del Modelo 10
 Elaborado por: Maji – Sefla

Tabla 38. Comparación de Desplazamientos del Modelo 10

N. PISO	DESPLAZAMIENTOS SIN TLD		DESPLAZAMIENTOS CON TLD	
	EJE X (m)	EJE Y (m)	EJE X (m)	EJE Y (m)
PISO 20	0.0714	0.0773	0.0594	0.0645
PISO 19	0.0698	0.0753	0.0584	0.0631
PISO 18	0.0680	0.0730	0.0572	0.0616
PISO 17	0.0658	0.0705	0.0557	0.0597
PISO 16	0.0633	0.0676	0.0539	0.0575
PISO 15	0.0605	0.0643	0.0517	0.0550
PISO 14	0.0573	0.0608	0.0492	0.0522
PISO 13	0.0539	0.0569	0.0464	0.0491
PISO 12	0.0501	0.0528	0.0434	0.0457
PISO 11	0.0462	0.0485	0.0400	0.0421
PISO 10	0.0420	0.0440	0.0365	0.0382
PISO 9	0.0376	0.0392	0.0328	0.0342
PISO 8	0.0331	0.0344	0.0289	0.0300
PISO 7	0.0284	0.0294	0.0249	0.0257
PISO 6	0.0236	0.0243	0.0207	0.0214
PISO 5	0.0188	0.0193	0.0165	0.0170
PISO 4	0.0141	0.0143	0.0124	0.0126
PISO 3	0.0094	0.0096	0.0083	0.0084
PISO 2	0.0052	0.0053	0.0046	0.0046
PISO 1	0.0018	0.0018	0.0016	0.0016

Elaborado por: Maji – Sefla

Tabla 39. Comparación de Derivas del Modelo 10

N. PISO	DERIVAS SIN TLD		DERIVAS CON TLD	
	EJE X (%)	EJE Y (%)	EJE X (%)	EJE Y (%)
PISO 20	0.61	0.77	0.39	0.52
PISO 19	0.71	0.87	0.47	0.60
PISO 18	0.83	1.00	0.58	0.71
PISO 17	0.96	1.12	0.71	0.84
PISO 16	1.09	1.24	0.83	0.96
PISO 15	1.21	1.36	0.95	1.08
PISO 14	1.33	1.47	1.07	1.20
PISO 13	1.43	1.58	1.18	1.30
PISO 12	1.53	1.67	1.27	1.39
PISO 11	1.61	1.75	1.36	1.48
PISO 10	1.69	1.82	1.44	1.55
PISO 9	1.75	1.87	1.50	1.61
PISO 8	1.80	1.91	1.56	1.65
PISO 7	1.84	1.94	1.59	1.68
PISO 6	1.85	1.94	1.61	1.69
PISO 5	1.84	1.91	1.61	1.67
PISO 4	1.77	1.83	1.56	1.61
PISO 3	1.62	1.66	1.43	1.46
PISO 2	1.31	1.33	1.16	1.17
PISO 1	0.65	0.65	0.57	0.57

Elaborado por: Maji – Sefla

11. MODELO 11

Tabla 40. Datos del Modelo 11

DESCRIPCION	VALOR	UNIDAD
N. Pisos	11	U
Sección Columna	100 X 100	cm x cm
Sección Viga	40 X 55	cm x cm
f'c	210	kg/cm ²
fy	4200	kg/cm ²
Carga Muerta	0.71	T/m ²
Carga Viva	0.25	T/m ²
Carga del TLD	30.34	T
Altura de entrepiso	2.40	m
Altura del edificio	27.00	m
Frecuencia Natural de Vibración	1.27	Hz
Cargas Sísmicas		
Piso 1	5.20	T
Piso 2	9.18	T
Piso 3	13.15	T
Piso 4	17.13	T
Piso 5	21.11	T
Piso 6	25.08	T
Piso 7	29.06	T
Piso 8	33.04	T
Piso 9	37.01	T
Piso 10	40.99	T
Piso 11	44.96	T

Elaborado por: Maji – Sefla

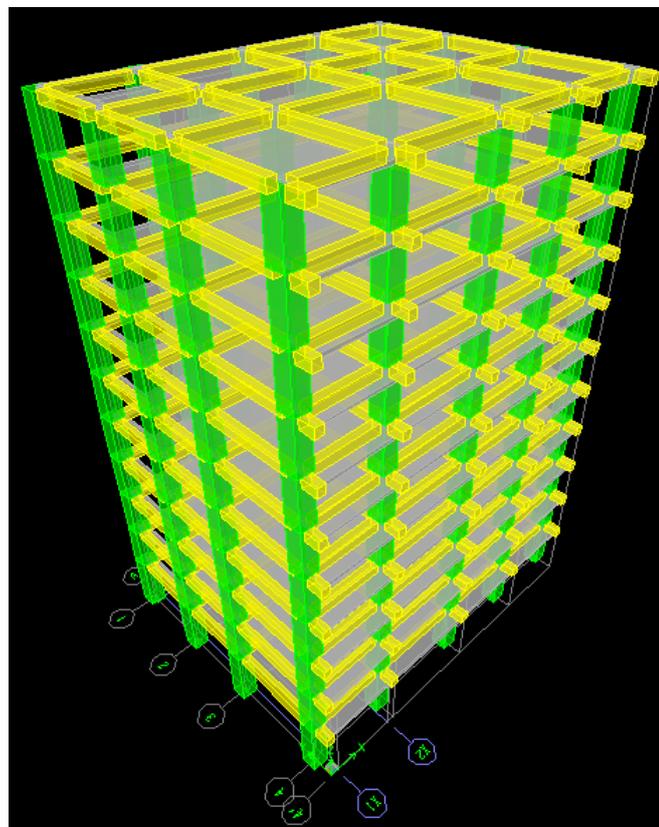
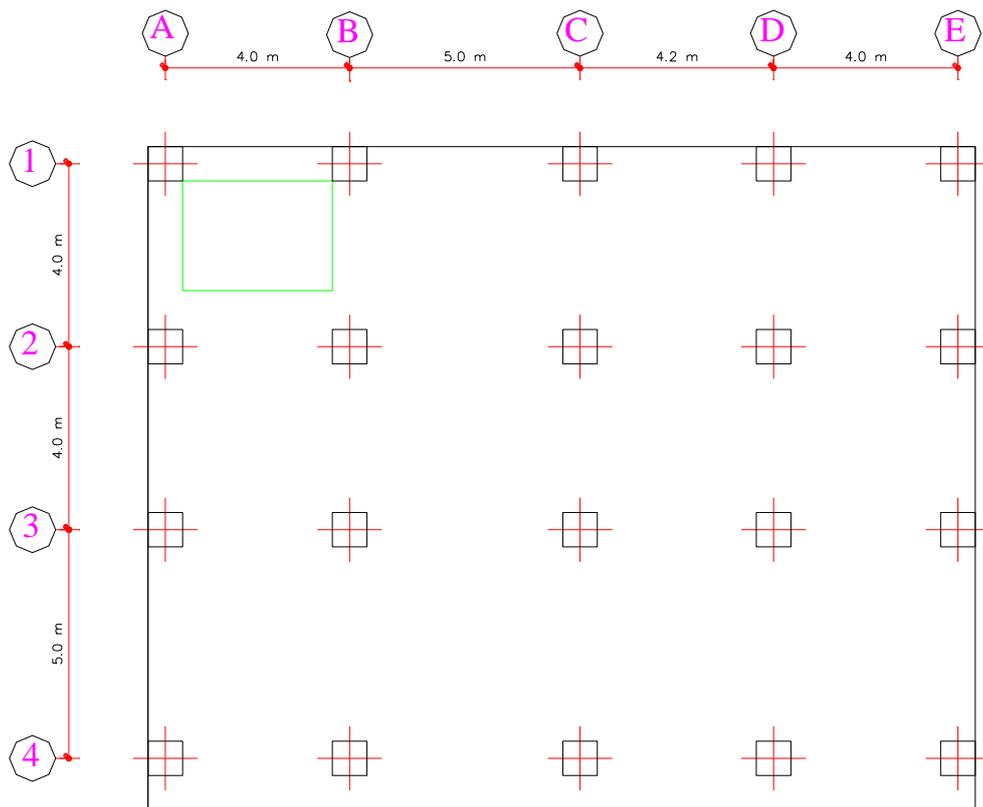


Figura 61. Configuración en planta y elevación del Modelo 11

Elaborado por: Maji – Sefla

Tabla 41. Comparación de Desplazamientos del Modelo 11

N. PISO	DESPLAZAMIENTOS SIN TLD		DESPLAZAMIENTOS CON TLD	
	EJE X (m)	EJE Y (m)	EJE X (m)	EJE Y (m)
PISO 11	0.0413	0.0397	0.0365	0.0352
PISO 10	0.0391	0.0374	0.0347	0.0333
PISO 9	0.0365	0.0347	0.0326	0.0311
PISO 8	0.0333	0.0316	0.0299	0.0284
PISO 7	0.0295	0.0279	0.0267	0.0252
PISO 6	0.0253	0.0238	0.0229	0.0216
PISO 5	0.0206	0.0193	0.0188	0.0176
PISO 4	0.0157	0.0147	0.0144	0.0134
PISO 3	0.0108	0.0100	0.0099	0.0092
PISO 2	0.0062	0.0057	0.0057	0.0052
PISO 1	0.0024	0.0022	0.0022	0.0020

Elaborado por: Maji – Sefla

Tabla 42. Comparación de Derivas del Modelo 11

N. PISO	DERIVAS SIN TLD		DERIVAS CON TLD	
	EJE X (%)	EJE Y (%)	EJE X (%)	EJE Y (%)
PISO 11	0.92	0.97	0.72	0.79
PISO 10	1.10	1.13	0.89	0.94
PISO 9	1.33	1.33	1.12	1.13
PISO 8	1.56	1.53	1.35	1.33
PISO 7	1.77	1.71	1.56	1.51
PISO 6	1.94	1.86	1.73	1.66
PISO 5	2.01	1.94	1.84	1.75
PISO 4	2.02	1.94	1.86	1.76
PISO 3	1.93	1.80	1.76	1.64
PISO 2	1.59	1.47	1.46	1.35
PISO 1	0.00	0.00	0.00	0.00

Elaborado por: Maji – Sefla

12. MODELO 12

Tabla 43. Datos del Modelo 12

DESCRIPCION	VALOR	UNIDAD
N. Pisos	12	U
Sección Columna	85 X 70	cm x cm
Sección Viga	40 X 60	cm x cm
f'c	210	kg/cm ²
fy	4200	kg/cm ²
Carga Muerta	0.71	T/m ²
Carga Viva	0.25	T/m ²
Carga del TLD	23.10	T
Altura de entrepiso	2.40	m
Altura del edificio	28.80	m
Frecuencia Natural de Vibración	1.17	Hz
Cargas Sísmicas		
Piso 1	2.58	T
Piso 2	5.15	T
Piso 3	7.73	T
Piso 4	10.30	T
Piso 5	12.88	T
Piso 6	15.45	T
Piso 7	18.03	T
Piso 8	20.60	T
Piso 9	23.18	T
Piso 10	25.76	T
Piso 11	28.33	T
Piso 12	30.91	T

Elaborado por: Maji – Sefla

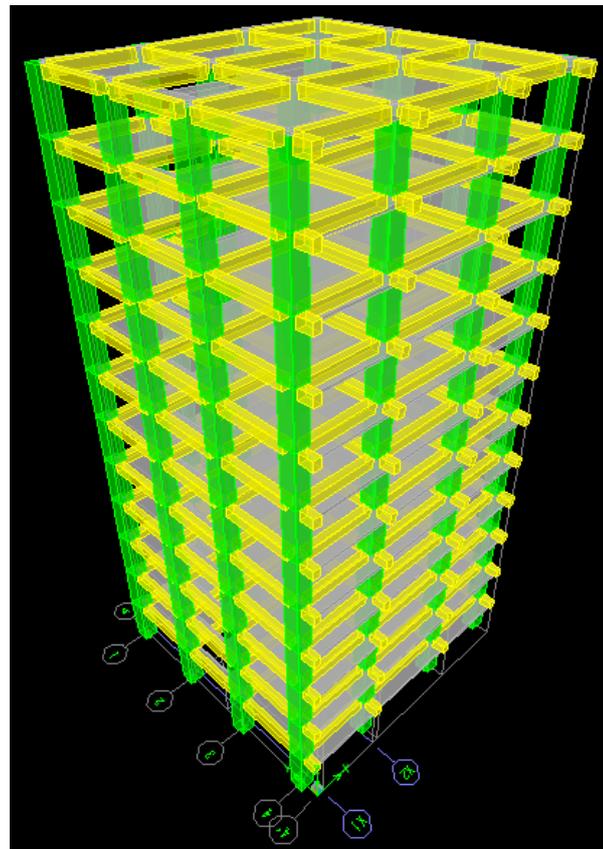
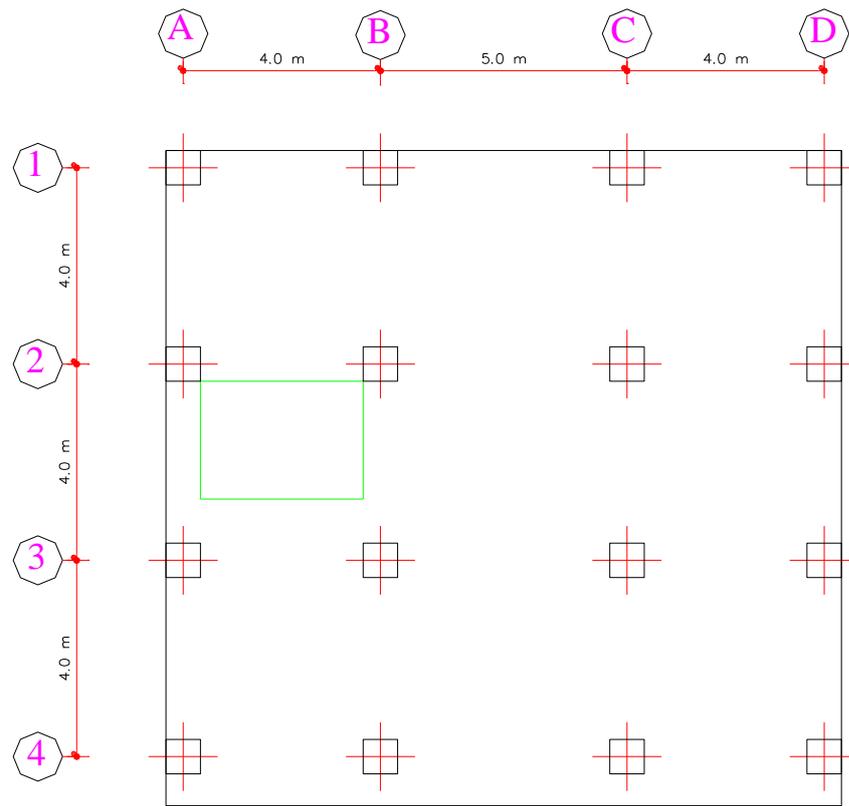


Figura 62. Configuración en planta y elevación del Modelo 12

Elaborado por: Maji – Sefla

Tabla 44. Comparación de Desplazamientos del Modelo 12

N. PISO	DESPLAZAMIENTOS SIN TLD		DESPLAZAMIENTOS CON TLD	
	EJE X (m)	EJE Y (m)	EJE X (m)	EJE Y (m)
PISO 12	0.0426	0.0392	0.0375	0.0346
PISO 11	0.0409	0.0377	0.0362	0.0335
PISO 10	0.0387	0.0358	0.0345	0.0320
PISO 9	0.0360	0.0333	0.0322	0.0300
PISO 8	0.0327	0.0303	0.0294	0.0274
PISO 7	0.0289	0.0269	0.0261	0.0244
PISO 6	0.0247	0.0231	0.0224	0.0210
PISO 5	0.0201	0.0189	0.0183	0.0173
PISO 4	0.0153	0.0145	0.0140	0.0133
PISO 3	0.0104	0.0100	0.0095	0.0092
PISO 2	0.0058	0.0057	0.0053	0.0052
PISO 1	0.0019	0.0020	0.0018	0.0018

Elaborado por: Maji – Sefla

Tabla 45. Comparación de Derivas del Modelo 12

N. PISO	DERIVAS SIN TLD		DERIVAS CON TLD	
	EJE X (%)	EJE Y (%)	EJE X (%)	EJE Y (%)
PISO 12	0.70	0.63	0.52	0.47
PISO 11	0.90	0.82	0.71	0.65
PISO 10	1.14	1.04	0.94	0.86
PISO 9	1.37	1.25	1.17	1.07
PISO 8	1.58	1.43	1.38	1.25
PISO 7	1.76	1.60	1.56	1.42
PISO 6	1.90	1.73	1.71	1.55
PISO 5	2.00	1.82	1.81	1.65
PISO 4	2.02	1.86	1.84	1.70
PISO 3	1.93	1.81	1.76	1.66
PISO 2	1.61	1.57	1.47	1.44
PISO 1	0.00	0.00	0.00	0.00

Elaborado por: Maji – Sefla

13. MODELO 13

Tabla 46. Datos del Modelo 13

DESCRIPCION	VALOR	UNIDAD
N. Pisos	13	U
Sección Columna	95 X 90	cm x cm
Sección Viga	40 X 60	cm x cm
f'c	210	kg/cm ²
fy	4200	kg/cm ²
Carga Muerta	0.71	T/m ²
Carga Viva	0.20	T/m ²
Carga del TLD	47.22	T
Altura de entrepiso	2.40	m
Altura del edificio	31.80	m
Frecuencia Natural de Vibración	1.08	Hz
Cargas Sísmicas		
Piso 1	5.23	T
Piso 2	9.23	T
Piso 3	13.23	T
Piso 4	17.23	T
Piso 5	21.23	T
Piso 6	25.23	T
Piso 7	29.23	T
Piso 8	33.23	T
Piso 9	37.23	T
Piso 10	41.24	T
Piso 11	45.24	T
Piso 12	49.24	T
Piso 13	53.24	T

Elaborado por: Maji – Sefla

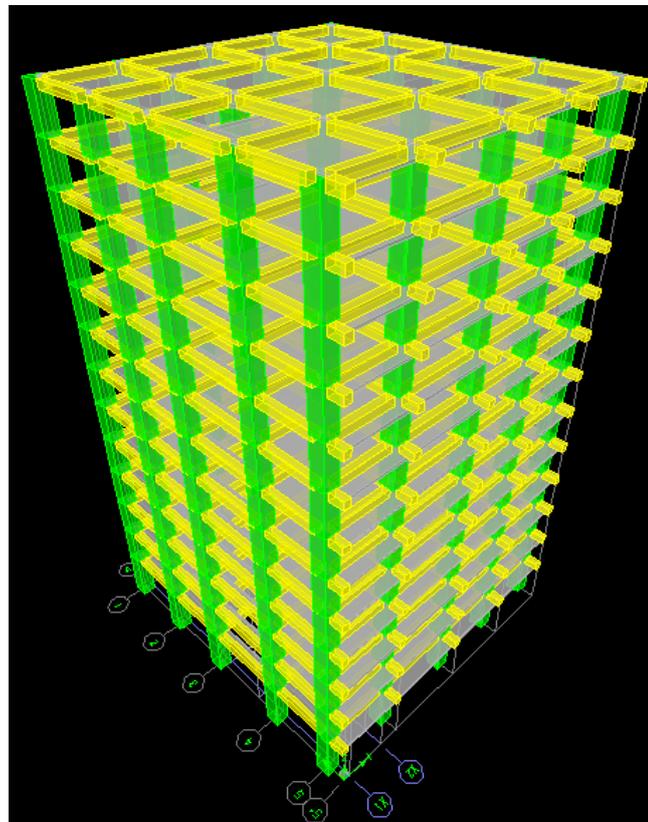
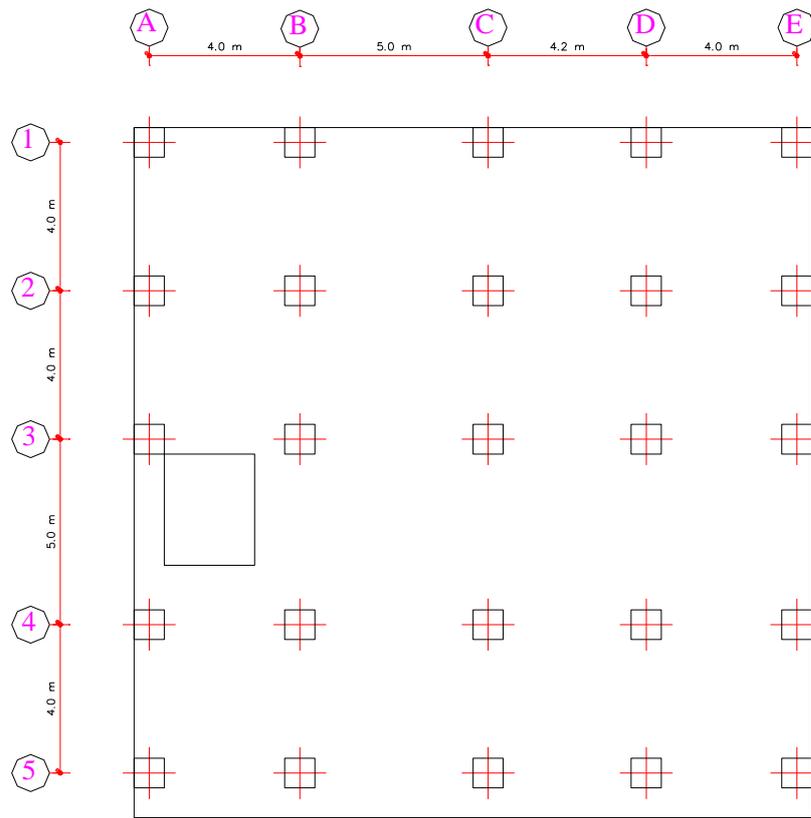


Figura 63. Configuración en planta y elevación del Modelo 13

Elaborado por: Maji – Sefla

Tabla 47. Comparación de Desplazamientos del Modelo 13

N. PISO	DESPLAZAMIENTOS SIN TLD		DESPLAZAMIENTOS CON TLD	
	EJE X (m)	EJE Y (m)	EJE X (m)	EJE Y (m)
PISO 13	0.0472	0.0447	0.0410	0.0390
PISO 12	0.0456	0.0431	0.0399	0.0378
PISO 11	0.0435	0.0411	0.0383	0.0363
PISO 10	0.0409	0.0386	0.0362	0.0343
PISO 9	0.0378	0.0357	0.0336	0.0318
PISO 8	0.0342	0.0323	0.0306	0.0289
PISO 7	0.0301	0.0284	0.0271	0.0256
PISO 6	0.0257	0.0243	0.0232	0.0219
PISO 5	0.0210	0.0198	0.0190	0.0179
PISO 4	0.0161	0.0152	0.0146	0.0138
PISO 3	0.0112	0.0106	0.0102	0.0096
PISO 2	0.0065	0.0062	0.0059	0.0057
PISO 1	0.0026	0.0025	0.0023	0.0022

Elaborado por: Maji – Sefla

Tabla 48. Comparación de Derivas del Modelo 13

N. PISO	DERIVAS SIN TLD		DERIVAS CON TLD	
	EJE X (%)	EJE Y (%)	EJE X (%)	EJE Y (%)
PISO 13	0.69	0.68	0.50	0.50
PISO 12	0.87	0.84	0.65	0.65
PISO 11	1.08	1.03	0.86	0.83
PISO 10	1.29	1.23	1.07	1.03
PISO 9	1.50	1.42	1.28	1.22
PISO 8	1.69	1.59	1.46	1.39
PISO 7	1.84	1.74	1.62	1.53
PISO 6	1.97	1.85	1.75	1.65
PISO 5	2.01	1.92	1.83	1.72
PISO 4	2.01	1.92	1.84	1.74
PISO 3	1.94	1.83	1.76	1.66
PISO 2	1.65	1.56	1.50	1.42
PISO 1	0.00	0.00	0.00	0.00

Elaborado por: Maji – Sefla

14. MODELO 14

Tabla 49. Datos del Modelo 14

DESCRIPCION	VALOR	UNIDAD
N. Pisos	14	U
Sección Columna	100 X 90	cm x cm
Sección Viga	40 X 60	cm x cm
f'c	210	kg/cm ²
Fy	4200	kg/cm ²
Carga Muerta	0.71	T/m ²
Carga Viva	0.20	T/m ²
Carga del TLD	50.85	T
Altura de entrepiso	2.40	m
Altura del edificio	34.20	m
Frecuencia Natural de Vibración	0.99	Hz
Cargas Sísmicas		
Piso 1	4.64	T
Piso 2	8.18	T
Piso 3	11.73	T
Piso 4	15.28	T
Piso 5	18.82	T
Piso 6	22.37	T
Piso 7	25.91	T
Piso 8	29.46	T
Piso 9	33.01	T
Piso 10	36.55	T
Piso 11	40.10	T
Piso 12	43.65	T
Piso 13	47.19	T
Piso 14	50.74	T

Elaborado por: Maji – Sefla

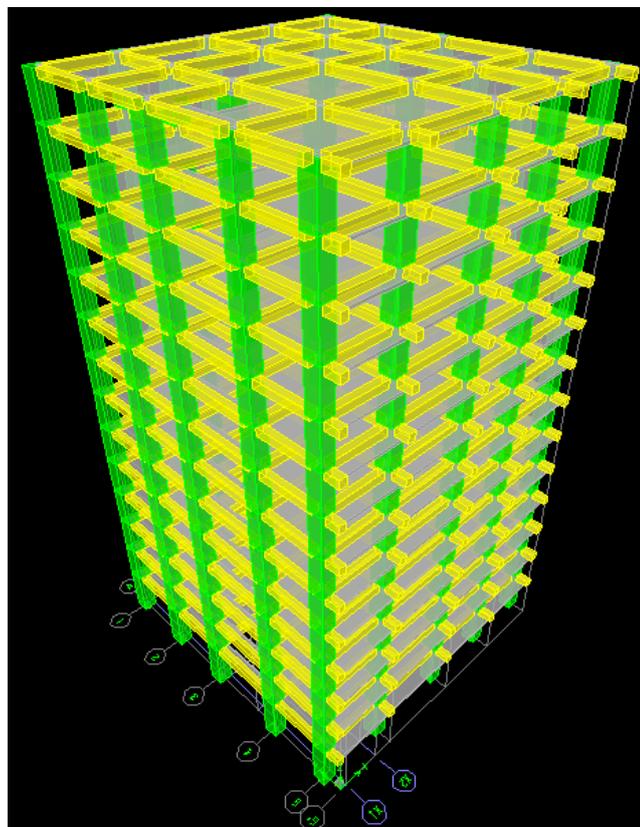
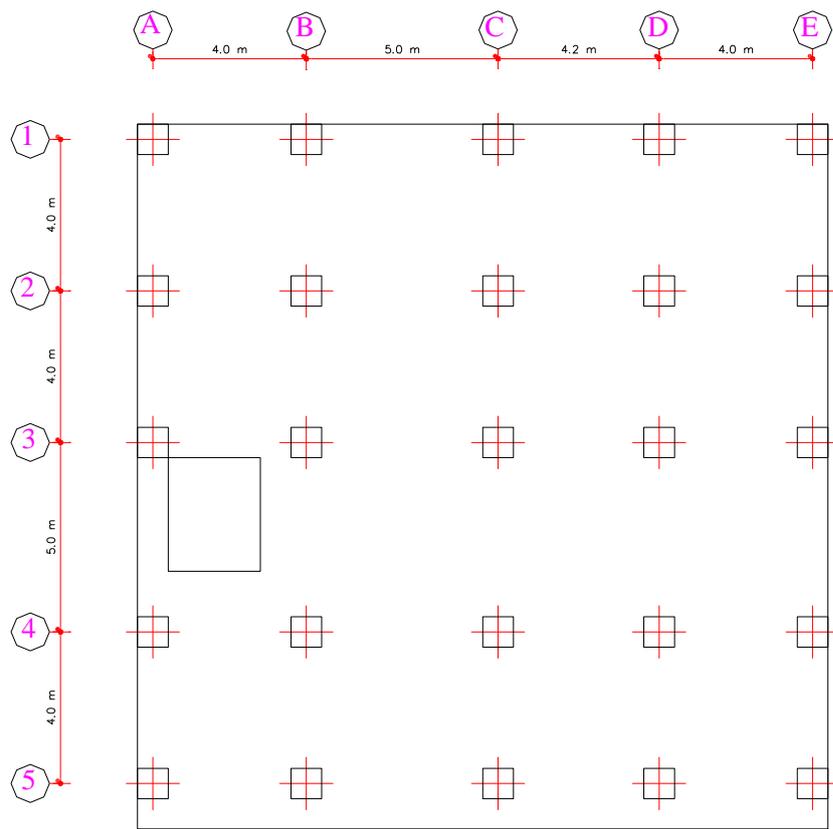


Figura 64. Configuración en planta y elevación del Modelo 14

Elaborado por: Maji – Sefla

Tabla 50. Comparación de Desplazamientos del Modelo 14

N. PISO	DESPLAZAMIENTOS SIN TLD		DESPLAZAMIENTOS CON TLD	
	EJE X (m)	EJE Y (m)	EJE X (m)	EJE Y (m)
PISO 14	0.0509	0.0492	0.0438	0.0426
PISO 13	0.0493	0.0476	0.0427	0.0414
PISO 12	0.0472	0.0456	0.0412	0.0400
PISO 11	0.0447	0.0432	0.0392	0.0380
PISO 10	0.0417	0.0403	0.0368	0.0357
PISO 9	0.0383	0.0370	0.0339	0.0329
PISO 8	0.0344	0.0332	0.0306	0.0297
PISO 7	0.0301	0.0291	0.0269	0.0261
PISO 6	0.0255	0.0247	0.0228	0.0222
PISO 5	0.0207	0.0201	0.0186	0.0181
PISO 4	0.0157	0.0154	0.0142	0.0139
PISO 3	0.0109	0.0107	0.0098	0.0096
PISO 2	0.0063	0.0062	0.0057	0.0056
PISO 1	0.0025	0.0025	0.0022	0.0022

Elaborado por: Maji – Sefla

Tabla 51. Comparación de Derivas del Modelo 14

N. PISO	DERIVAS SIN TLD		DERIVAS CON TLD	
	EJE X (%)	EJE Y (%)	EJE X (%)	EJE Y (%)
PISO 14	0.69	0.68	0.48	0.49
PISO 13	0.85	0.83	0.62	0.62
PISO 12	1.04	1.02	0.81	0.80
PISO 11	1.25	1.21	1.01	0.99
PISO 10	1.44	1.39	1.20	1.17
PISO 9	1.62	1.56	1.39	1.34
PISO 8	1.78	1.71	1.55	1.49
PISO 7	1.91	1.83	1.69	1.61
PISO 6	2.00	1.92	1.79	1.71
PISO 5	2.01	1.97	1.83	1.77
PISO 4	2.01	1.96	1.82	1.76
PISO 3	1.90	1.85	1.72	1.67
PISO 2	1.59	1.57	1.44	1.42
PISO 1	0.00	0.00	0.00	0.00

Elaborado por: Maji – Sefla

15. MODELO 15

Tabla 52. Datos del Modelo 15

DESCRIPCION	VALOR	UNIDAD
N. Pisos	15	U
Sección Columna	130 X 110	cm x cm
Sección Viga	45 X 70	cm x cm
f'c	210	kg/cm ²
Fy	4200	kg/cm ²
Carga Muerta	0.785	T/m ²
Carga Viva	0.25	T/m ²
Carga del TLD	80.19	T
Altura de entrepiso	3.00	m
Altura del edificio	45.00	m
Frecuencia Natural de Vibración	0.79	Hz
Cargas Sísmicas		
Piso 1	4.42	T
Piso 2	8.58	T
Piso 3	12.75	T
Piso 4	16.91	T
Piso 5	21.07	T
Piso 6	25.23	T
Piso 7	29.39	T
Piso 8	33.56	T
Piso 9	37.72	T
Piso 10	41.88	T
Piso 11	46.04	T
Piso 12	50.20	T
Piso 13	54.37	T
Piso 14	58.53	T
Piso 15	62.69	T

Elaborado por: Maji – Sefla

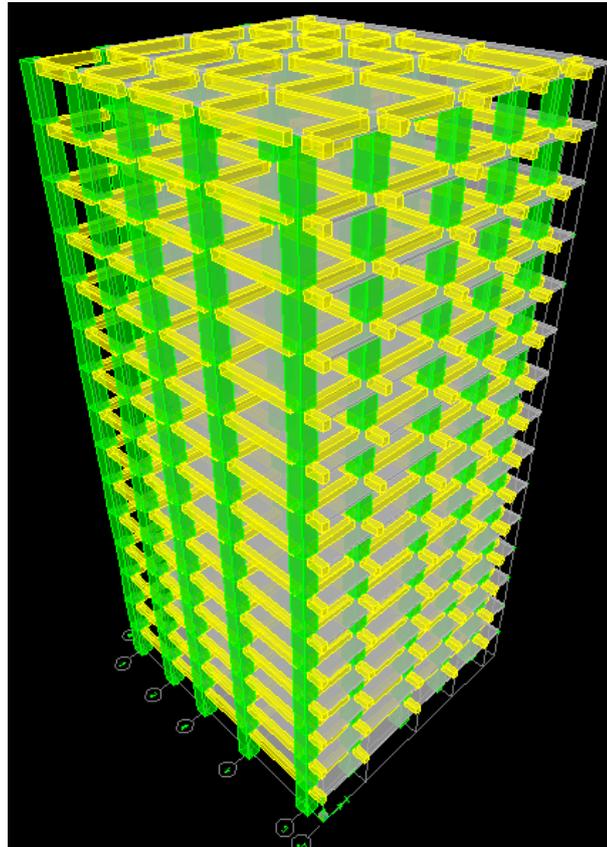
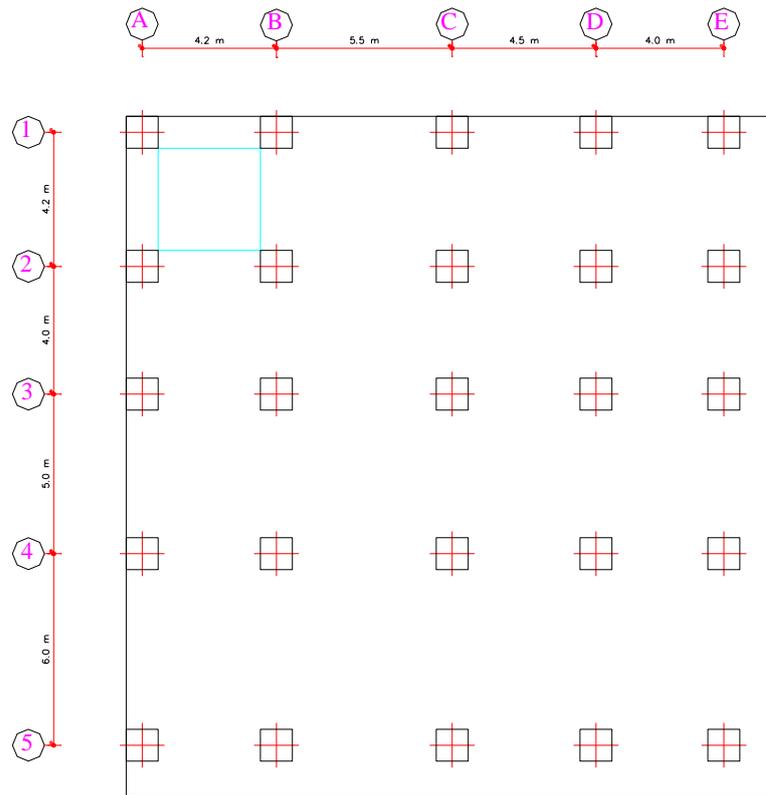


Figura 65. Configuración en planta y elevación del Modelo 15

Elaborado por: Maji – Sefla

Tabla 53. Comparación de Desplazamientos del Modelo 15

N. PISO	DESPLAZAMIENTOS SIN TLD		DESPLAZAMIENTOS CON TLD	
	EJE X (m)	EJE Y (m)	EJE X (m)	EJE Y (m)
PISO 15	0.0680	0.0624	0.0567	0.0525
PISO 14	0.0656	0.0602	0.0551	0.0510
PISO 13	0.0628	0.0576	0.0532	0.0491
PISO 12	0.0595	0.0546	0.0507	0.0468
PISO 11	0.0556	0.0510	0.0477	0.0440
PISO 10	0.0513	0.0470	0.0442	0.0408
PISO 9	0.0464	0.0425	0.0402	0.0370
PISO 8	0.0411	0.0377	0.0358	0.0329
PISO 7	0.0354	0.0326	0.0309	0.0286
PISO 6	0.0294	0.0272	0.0258	0.0239
PISO 5	0.0233	0.0216	0.0205	0.0191
PISO 4	0.0172	0.0160	0.0152	0.0142
PISO 3	0.0113	0.0106	0.0100	0.0094
PISO 2	0.0060	0.0057	0.0053	0.0050
PISO 1	0.0019	0.0018	0.0017	0.0016

Elaborado por: Maji – Sefla

Tabla 54. Comparación de Derivas del Modelo 15

N. PISO	DERIVAS SIN TLD		DERIVAS CON TLD	
	EJE X (%)	EJE Y (%)	EJE X (%)	EJE Y (%)
PISO 15	0.82	0.73	0.56	0.51
PISO 14	0.95	0.86	0.67	0.62
PISO 13	1.12	1.02	0.83	0.77
PISO 12	1.29	1.18	1.01	0.93
PISO 11	1.47	1.34	1.18	1.09
PISO 10	1.63	1.49	1.34	1.24
PISO 9	1.77	1.62	1.48	1.37
PISO 8	1.89	1.72	1.61	1.48
PISO 7	1.98	1.81	1.71	1.56
PISO 6	2.01	1.86	1.77	1.62
PISO 5	2.01	1.86	1.78	1.63
PISO 4	1.96	1.81	1.72	1.59
PISO 3	1.77	1.64	1.56	1.45
PISO 2	1.37	1.29	1.21	1.14
PISO 1	0.00	0.00	0.00	0.00

Elaborado por: Maji – Sefla

16. MODELO 16

Tabla 55. Datos del Modelo 16

DESCRIPCION	VALOR	UNIDAD
N. Pisos	16	U
Sección Columna	110 X 100	cm x cm
Sección Viga	50 X 70	cm x cm
f'c	210	kg/cm ²
fy	4200	kg/cm ²
Carga Muerta	0.71	T/m ²
Carga Viva	0.25	T/m ²
Carga del TLD	77.16	T
Altura de entrepiso	3.00	m
Altura del edificio	48.00	m
Frecuencia Natural de Vibración	0.56	Hz
Cargas Sísmicas		
Piso 1	3.58	T
Piso 2	6.95	T
Piso 3	10.32	T
Piso 4	13.69	T
Piso 5	17.05	T
Piso 6	20.42	T
Piso 7	23.79	T
Piso 8	27.16	T
Piso 9	30.53	T
Piso 10	33.90	T
Piso 11	37.27	T
Piso 12	40.64	T
Piso 13	44.01	T
Piso 14	47.37	T
Piso 15	50.74	T
Piso 16	54.11	T

Elaborado por: Maji – Sefla

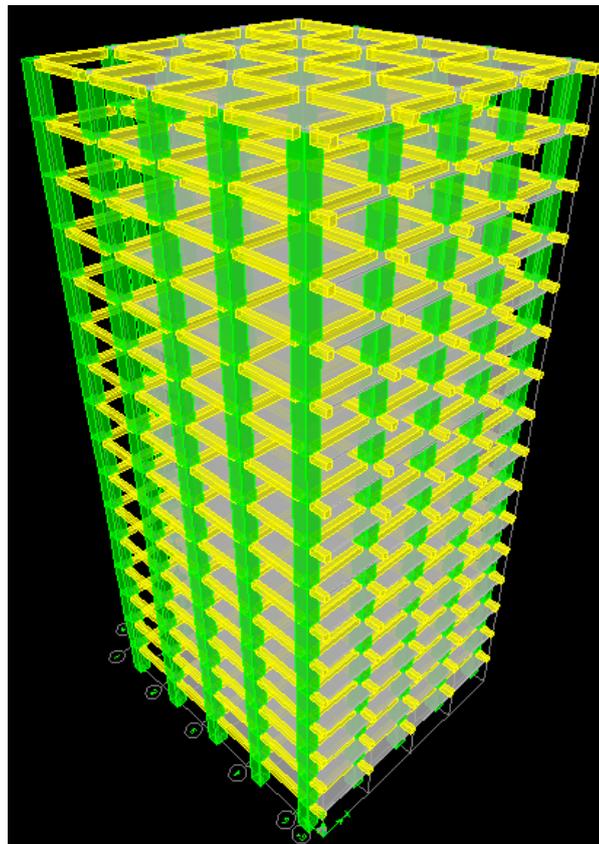
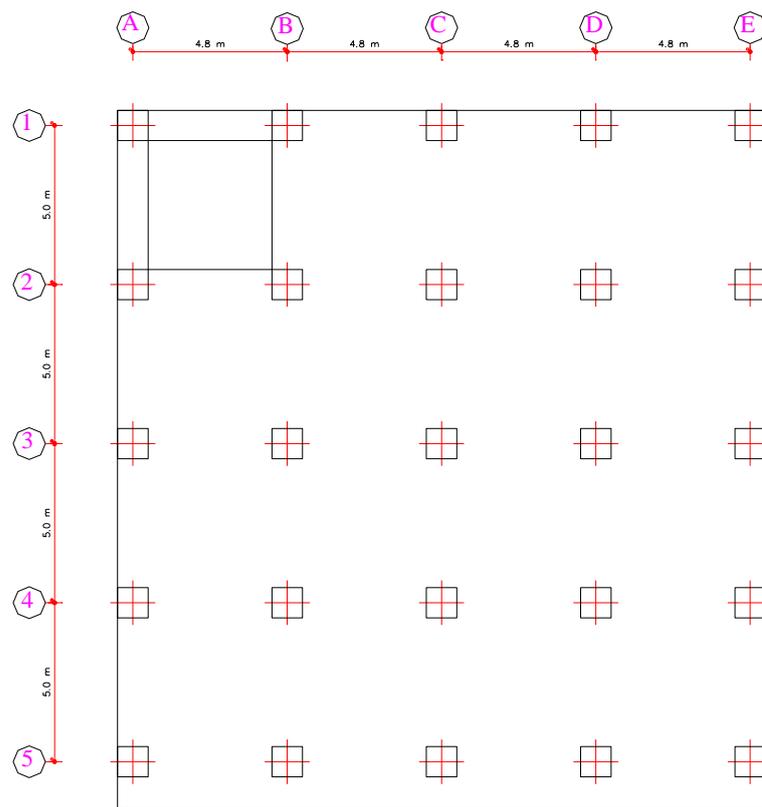


Figura 66. Configuración en planta y elevación del Modelo 16

Elaborado por: Maji – Sefla

Tabla 56. Comparación de Desplazamientos del Modelo 16

N. PISO	DESPLAZAMIENTOS SIN TLD		DESPLAZAMIENTOS CON TLD	
	EJE X (m)	EJE Y (m)	EJE X (m)	EJE Y (m)
PISO 16	0.0675	0.0662	0.0557	0.0550
PISO 15	0.0658	0.0644	0.0547	0.0538
PISO 14	0.0637	0.0621	0.0534	0.0523
PISO 13	0.0610	0.0594	0.0515	0.0504
PISO 12	0.0579	0.0563	0.0492	0.0481
PISO 11	0.0541	0.0526	0.0463	0.0452
PISO 10	0.0500	0.0485	0.0429	0.0418
PISO 9	0.0453	0.0440	0.0391	0.0381
PISO 8	0.0403	0.0391	0.0349	0.0340
PISO 7	0.0349	0.0339	0.0304	0.0296
PISO 6	0.0293	0.0284	0.0256	0.0249
PISO 5	0.0235	0.0228	0.0206	0.0200
PISO 4	0.0176	0.0171	0.0154	0.0151
PISO 3	0.0118	0.0115	0.0104	0.0101
PISO 2	0.0065	0.0063	0.0057	0.0056
PISO 1	0.0021	0.0021	0.0019	0.0018

Elaborado por: Maji – Sefla

Tabla 57. Comparación de Derivas del Modelo 16

N. PISO	DERIVAS SIN TLD		DERIVAS CON TLD	
	EJE X (%)	EJE Y (%)	EJE X (%)	EJE Y (%)
PISO 16	0.57	0.61	0.32	0.38
PISO 15	0.71	0.75	0.45	0.50
PISO 14	0.88	0.91	0.61	0.65
PISO 13	1.06	1.08	0.79	0.81
PISO 12	1.24	1.24	0.96	0.97
PISO 11	1.40	1.38	1.12	1.12
PISO 10	1.54	1.52	1.27	1.25
PISO 9	1.67	1.63	1.40	1.37
PISO 8	1.78	1.73	1.51	1.47
PISO 7	1.87	1.81	1.60	1.56
PISO 6	1.94	1.87	1.67	1.62
PISO 5	1.96	1.90	1.70	1.65
PISO 4	1.93	1.87	1.68	1.63
PISO 3	1.79	1.74	1.57	1.53
PISO 2	1.45	1.42	1.28	1.25
PISO 1	0.00	0.00	0.00	0.00

Elaborado por: Maji – Sefla

17. MODELO 17

Tabla 58. Datos del Modelo 17

DESCRIPCION	VALOR	UNIDAD
N. Pisos	17	U
Sección Columna	110 X 100	cm x cm
Sección Viga	40 X 65	cm x cm
f'c	210	kg/cm ²
fy	4200	kg/cm ²
Carga Muerta	0.71	T/m ²
Carga Viva	0.20	T/m ²
Carga del TLD	70.96	T
Altura de entrepiso	2.40	m
Altura del edificio	41.40	m
Frecuencia Natural de Vibración	0.74	Hz
Cargas Sísmicas		
Piso 1	3.88	T
Piso 2	6.84	T
Piso 3	9.80	T
Piso 4	12.77	T
Piso 5	15.73	T
Piso 6	18.69	T
Piso 7	21.66	T
Piso 8	24.62	T
Piso 9	27.59	T
Piso 10	30.55	T
Piso 11	33.51	T
Piso 12	36.48	T
Piso 13	39.44	T
Piso 14	42.40	T
Piso 15	45.37	T
Piso 16	48.33	T
Piso 17	51.30	T

Elaborado por: Maji – Sefla

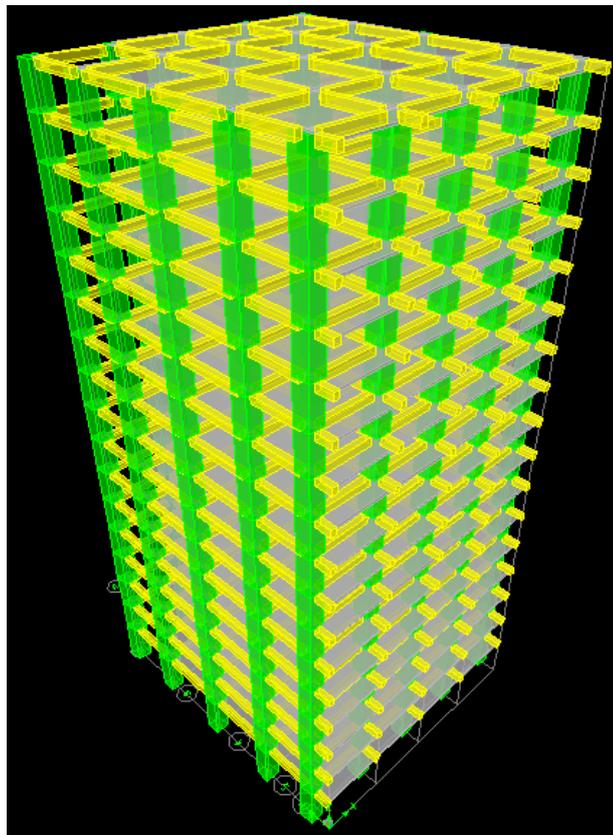
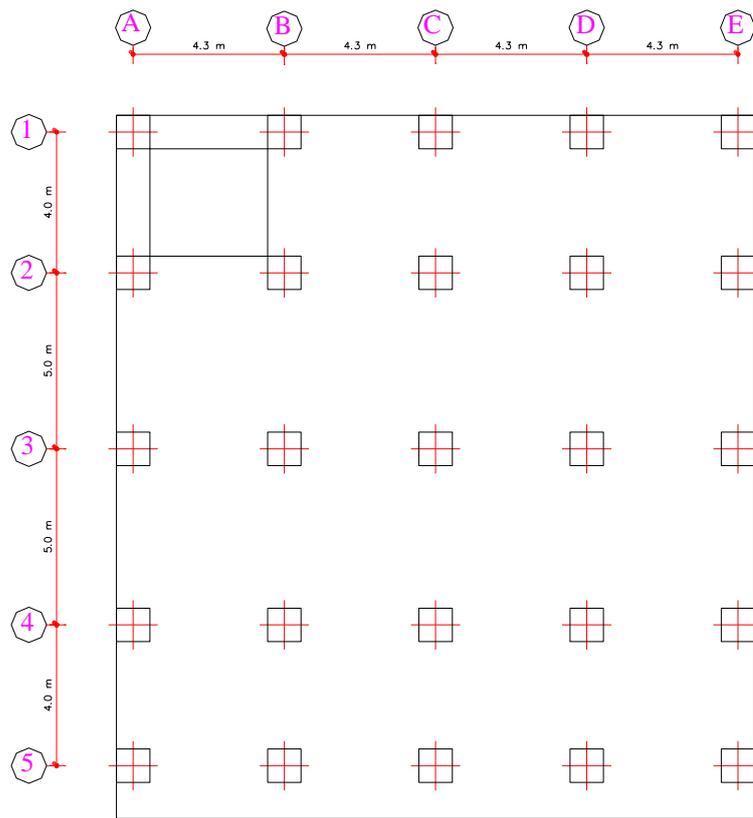


Figura 67. Configuración en planta y elevación del Modelo 17

Elaborado por: Maji – Sefla

Tabla 59. Comparación de Desplazamientos del Modelo 17

N. PISO	DESPLAZAMIENTOS SIN TLD		DESPLAZAMIENTOS CON TLD	
	EJE X (m)	EJE Y (m)	EJE X (m)	EJE Y (m)
PISO 17	0.0602	0.0611	0.0505	0.0515
PISO 16	0.0587	0.0594	0.0496	0.0504
PISO 15	0.0569	0.0574	0.0484	0.0490
PISO 14	0.0547	0.0550	0.0468	0.0473
PISO 13	0.0521	0.0523	0.0449	0.0452
PISO 12	0.0492	0.0492	0.0426	0.0427
PISO 11	0.0458	0.0457	0.0399	0.0399
PISO 10	0.0421	0.0420	0.0368	0.0367
PISO 9	0.0381	0.0379	0.0334	0.0333
PISO 8	0.0338	0.0335	0.0297	0.0295
PISO 7	0.0292	0.0290	0.0258	0.0256
PISO 6	0.0245	0.0243	0.0217	0.0215
PISO 5	0.0197	0.0195	0.0174	0.0173
PISO 4	0.0149	0.0147	0.0132	0.0131
PISO 3	0.0102	0.0100	0.0090	0.0089
PISO 2	0.0058	0.0058	0.0052	0.0051
PISO 1	0.0023	0.0022	0.0020	0.0020

Elaborado por: Maji – Sefla

Tabla 60. Comparación de Derivas del Modelo 17

N. PISO	DERIVAS SIN TLD		DERIVAS CON TLD	
	EJE X (%)	EJE Y (%)	EJE X (%)	EJE Y (%)
PISO 17	0.62	0.73	0.39	0.50
PISO 16	0.74	0.85	0.49	0.60
PISO 15	0.90	0.99	0.64	0.73
PISO 14	1.07	1.15	0.80	0.89
PISO 13	1.23	1.30	0.97	1.04
PISO 12	1.39	1.45	1.13	1.18
PISO 11	1.54	1.58	1.28	1.32
PISO 10	1.68	1.70	1.41	1.44
PISO 9	1.79	1.81	1.53	1.55
PISO 8	1.89	1.90	1.63	1.64
PISO 7	1.97	1.96	1.71	1.71
PISO 6	2.01	2.00	1.76	1.75
PISO 5	2.01	2.00	1.78	1.76
PISO 4	1.96	1.93	1.73	1.71
PISO 3	1.80	1.78	1.60	1.58
PISO 2	1.49	1.47	1.32	1.31
PISO 1	0.00	0.00	0.00	0.00

Elaborado por: Maji – Sefla

18. MODELO 18

Tabla 61. Datos del Modelo 18

DESCRIPCION	VALOR	UNIDAD
N. Pisos	18	U
Sección Columna	140 X 120	cm x cm
Sección Viga	55 X 75	cm x cm
f'c	210	kg/cm ²
Fy	4200	kg/cm ²
Carga Muerta	0.785	T/m ²
Carga Viva	0.20	T/m ²
Carga del TLD	145.90	T
Altura de entrepiso	3.00	m
Altura del edificio	54.00	m
Frecuencia Natural de Vibración	0.58	Hz
Cargas Sísmicas		
Piso 1	4.93	T
Piso 2	9.58	T
Piso 3	14.22	T
Piso 4	18.86	T
Piso 5	23.50	T
Piso 6	28.15	T
Piso 7	32.79	T
Piso 8	37.43	T
Piso 9	42.07	T
Piso 10	46.72	T
Piso 11	51.36	T
Piso 12	56.00	T
Piso 13	60.65	T
Piso 14	65.29	T
Piso 15	69.93	T
Piso 16	74.57	T
Piso 17	79.22	T
Piso 18	83.86	T

Elaborado por: Maji – Sefla

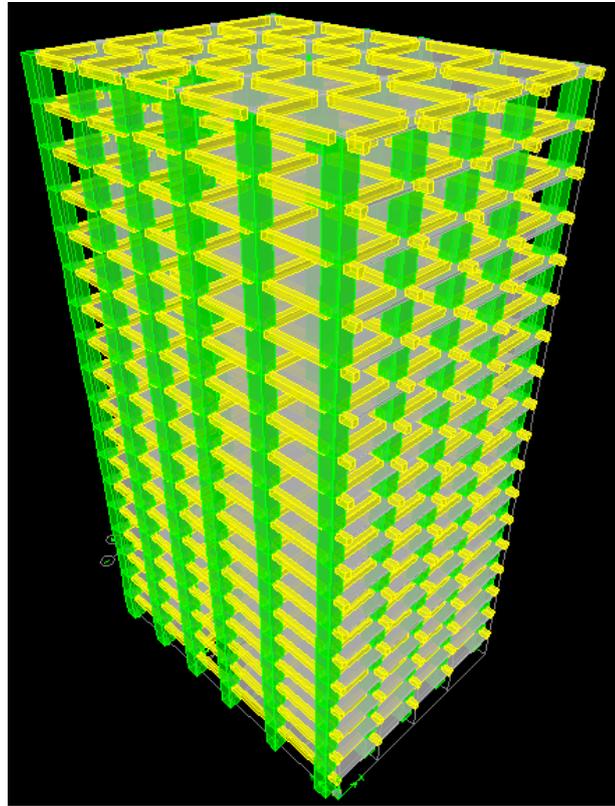
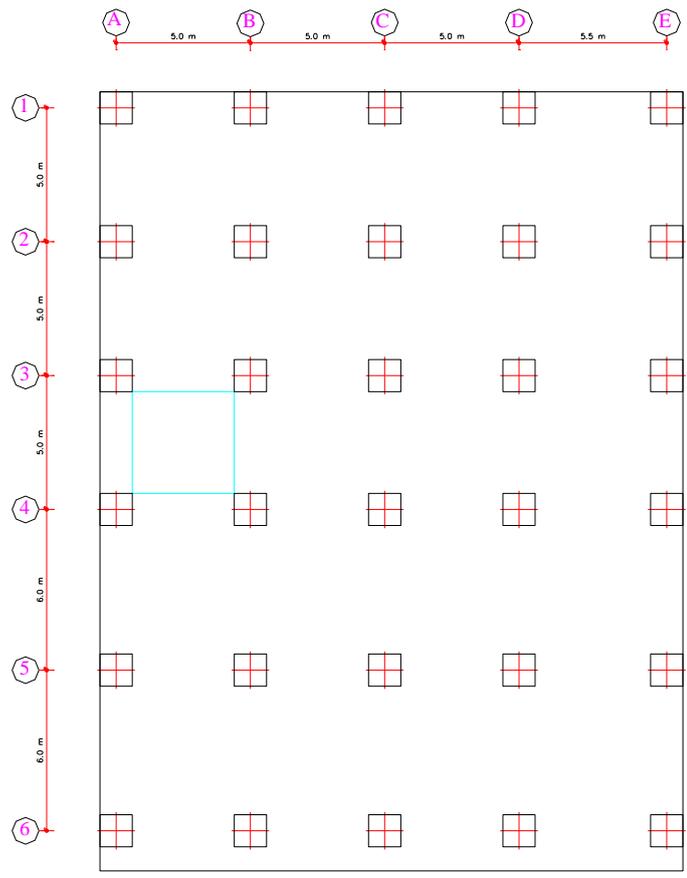


Figura 68. Configuración en planta y elevación del Modelo 18

Elaborado por: Maji – Sefla

Tabla 62. Comparación de Desplazamientos del Modelo 18

N. PISO	DESPLAZAMIENTOS SIN TLD		DESPLAZAMIENTOS CON TLD	
	EJE X (m)	EJE Y (m)	EJE X (m)	EJE Y (m)
PISO 18	0.0793	0.0743	0.0641	0.0603
PISO 17	0.0774	0.0725	0.0630	0.0594
PISO 16	0.0750	0.0705	0.0616	0.0581
PISO 15	0.0723	0.0680	0.0598	0.0565
PISO 14	0.0690	0.0651	0.0575	0.0544
PISO 13	0.0654	0.0617	0.0548	0.0519
PISO 12	0.0612	0.0578	0.0516	0.0489
PISO 11	0.0566	0.0536	0.0480	0.0456
PISO 10	0.0516	0.0490	0.0439	0.0418
PISO 9	0.0463	0.0440	0.0395	0.0377
PISO 8	0.0406	0.0388	0.0348	0.0333
PISO 7	0.0348	0.0333	0.0299	0.0287
PISO 6	0.0287	0.0276	0.0247	0.0239
PISO 5	0.0226	0.0219	0.0195	0.0190
PISO 4	0.0166	0.0162	0.0143	0.0140
PISO 3	0.0108	0.0107	0.0094	0.0093
PISO 2	0.0057	0.0057	0.0050	0.0050
PISO 1	0.0018	0.0018	0.0016	0.0016

Elaborado por: Maji – Sefla

Tabla 63. Comparación de Derivas del Modelo 18

N. PISO	DERIVAS SIN TLD		DERIVAS CON TLD	
	EJE X (%)	EJE Y (%)	EJE X (%)	EJE Y (%)
PISO 18	0.66	0.58	0.38	0.33
PISO 17	0.77	0.70	0.47	0.42
PISO 16	0.92	0.84	0.60	0.55
PISO 15	1.07	0.99	0.76	0.70
PISO 14	1.23	1.14	0.91	0.85
PISO 13	1.39	1.28	1.07	0.99
PISO 12	1.53	1.42	1.21	1.13
PISO 11	1.66	1.54	1.35	1.25
PISO 10	1.78	1.65	1.46	1.36
PISO 9	1.88	1.75	1.57	1.46
PISO 8	1.96	1.83	1.65	1.54
PISO 7	2.01	1.88	1.71	1.60
PISO 6	2.02	1.91	1.74	1.64
PISO 5	2.00	1.90	1.73	1.64
PISO 4	1.91	1.83	1.65	1.59
PISO 3	1.70	1.66	1.47	1.44
PISO 2	1.31	1.30	1.14	1.13
PISO 1	0.00	0.00	0.00	0.00

Elaborado por: Maji – Sefla

19. MODELO 19

Tabla 64. Datos del Modelo 19

DESCRIPCION	VALOR	UNIDAD
N. Pisos	19	U
Sección Columna	125 X 135	cm x cm
Sección Viga	50 X 65	cm x cm
f'c	210	kg/cm ²
fy	4200	kg/cm ²
Carga Muerta	0.71	T/m ²
Carga Viva	0.25	T/m ²
Carga del TLD	118.39	T
Altura de entrepiso	2.40	m
Altura del edificio	46.20	m
Frecuencia Natural de Vibración	0.62	Hz
Cargas Sísmicas		
Piso 1	4.81	T
Piso 2	8.49	T
Piso 3	12.17	T
Piso 4	15.85	T
Piso 5	19.53	T
Piso 6	23.21	T
Piso 7	26.89	T
Piso 8	30.57	T
Piso 9	34.25	T
Piso 10	37.94	T
Piso 11	41.62	T
Piso 12	45.30	T
Piso 13	48.98	T
Piso 14	52.66	T
Piso 15	56.34	T
Piso 16	60.02	T
Piso 17	63.70	T
Piso 18	67.38	T
Piso 19	71.06	T

Elaborado por: Maji – Sefla

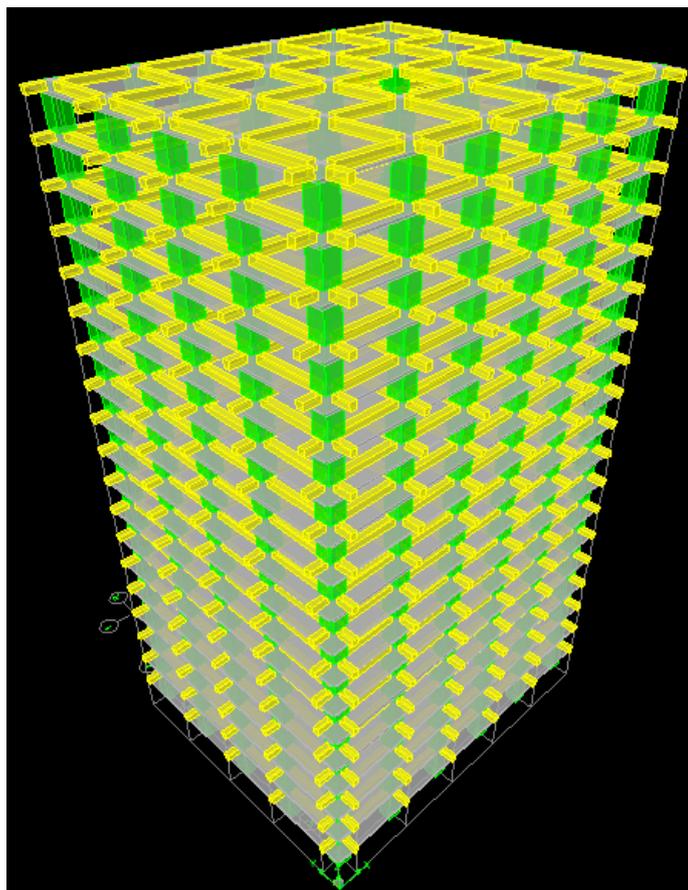
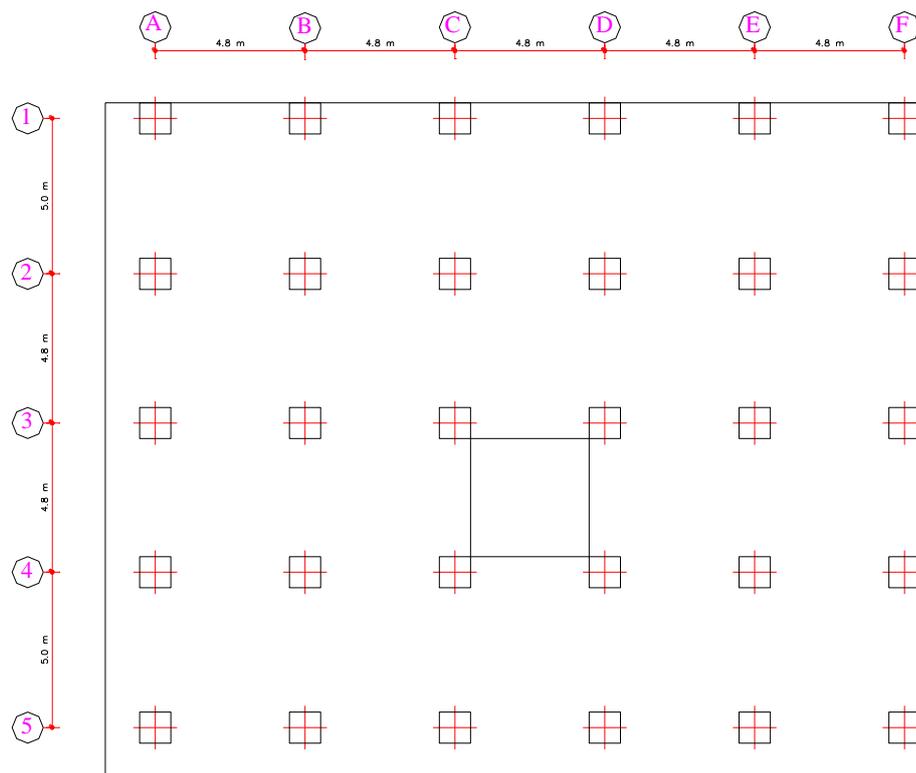


Figura 69. Configuración en planta y elevación del Modelo 19

Elaborado por: Maji – Sefla

Tabla 65. Comparación de Desplazamientos del Modelo 19

N. PISO	DESPLAZAMIENTOS SIN TLD		DESPLAZAMIENTOS CON TLD	
	EJE X (m)	EJE Y (m)	EJE X (m)	EJE Y (m)
PISO 19	0.0660	0.0681	0.0547	0.0564
PISO 18	0.0645	0.0664	0.0537	0.0553
PISO 17	0.0627	0.0644	0.0526	0.0540
PISO 16	0.0606	0.0621	0.0511	0.0524
PISO 15	0.0582	0.0595	0.0494	0.0505
PISO 14	0.0554	0.0566	0.0473	0.0482
PISO 13	0.0523	0.0533	0.0448	0.0457
PISO 12	0.0488	0.0497	0.0420	0.0427
PISO 11	0.0450	0.0457	0.0389	0.0395
PISO 10	0.0410	0.0415	0.0356	0.0360
PISO 9	0.0367	0.0371	0.0319	0.0322
PISO 8	0.0322	0.0324	0.0281	0.0283
PISO 7	0.0275	0.0276	0.0241	0.0242
PISO 6	0.0228	0.0228	0.0200	0.0199
PISO 5	0.0180	0.0179	0.0158	0.0157
PISO 4	0.0133	0.0132	0.0117	0.0116
PISO 3	0.0089	0.0088	0.0079	0.0077
PISO 2	0.0050	0.0049	0.0044	0.0043
PISO 1	0.0019	0.0018	0.0016	0.0016

Elaborado por: Maji – Sefla

Tabla 66. Comparación de Derivas del Modelo 19

N. PISO	DERIVAS SIN TLD		DERIVAS CON TLD	
	EJE X (%)	EJE Y (%)	EJE X (%)	EJE Y (%)
PISO 19	0.67	0.75	0.41	0.48
PISO 18	0.76	0.84	0.49	0.56
PISO 17	0.88	0.96	0.61	0.67
PISO 16	1.02	1.09	0.74	0.80
PISO 15	1.16	1.23	0.88	0.94
PISO 14	1.30	1.37	1.02	1.08
PISO 13	1.44	1.51	1.16	1.22
PISO 12	1.57	1.64	1.29	1.34
PISO 11	1.69	1.75	1.41	1.46
PISO 10	1.79	1.85	1.51	1.57
PISO 9	1.88	1.94	1.60	1.65
PISO 8	1.94	1.99	1.67	1.72
PISO 7	1.98	2.01	1.71	1.75
PISO 6	1.99	2.01	1.73	1.76
PISO 5	1.95	1.97	1.70	1.72
PISO 4	1.84	1.85	1.61	1.62
PISO 3	1.64	1.63	1.44	1.43
PISO 2	1.30	1.27	1.14	1.12
PISO 1	0.00	0.00	0.00	0.00

Elaborado por: Maji – Sefla

20. *MODELO 20*

Tabla 67. Datos del Modelo 20

DESCRIPCION	VALOR	UNIDAD
N. Pisos	20	U
Sección Columna	165 X 140	cm x cm
Sección Viga	50 X 75	cm x cm
f'c	210	kg/cm ²
fy	4200	kg/cm ²
Carga Muerta	0.785	T/m ²
Carga Viva	0.20	T/m ²
Carga del TLD	207.47	T
Altura de entrepiso	2.90	m
Altura del edificio	58.30	m
Frecuencia Natural de Vibración	0.53	Hz
Cargas Sísmicas		
Piso 1	5.84	T
Piso 2	10.86	T
Piso 3	15.89	T
Piso 4	20.91	T
Piso 5	25.94	T
Piso 6	30.97	T
Piso 7	35.99	T
Piso 8	41.02	T
Piso 9	46.04	T
Piso 10	51.07	T
Piso 11	56.10	T
Piso 12	61.12	T
Piso 13	66.15	T
Piso 14	71.17	T
Piso 15	76.20	T
Piso 16	81.23	T
Piso 17	86.25	T
Piso 18	91.28	T
Piso 19	96.30	T
Piso 20	101.33	T

Elaborado por: Maji – Sefla

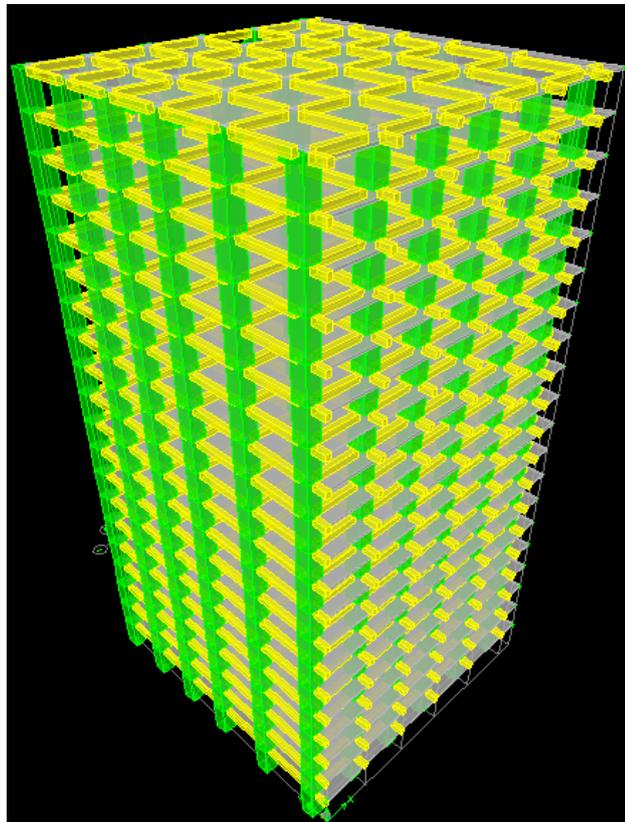
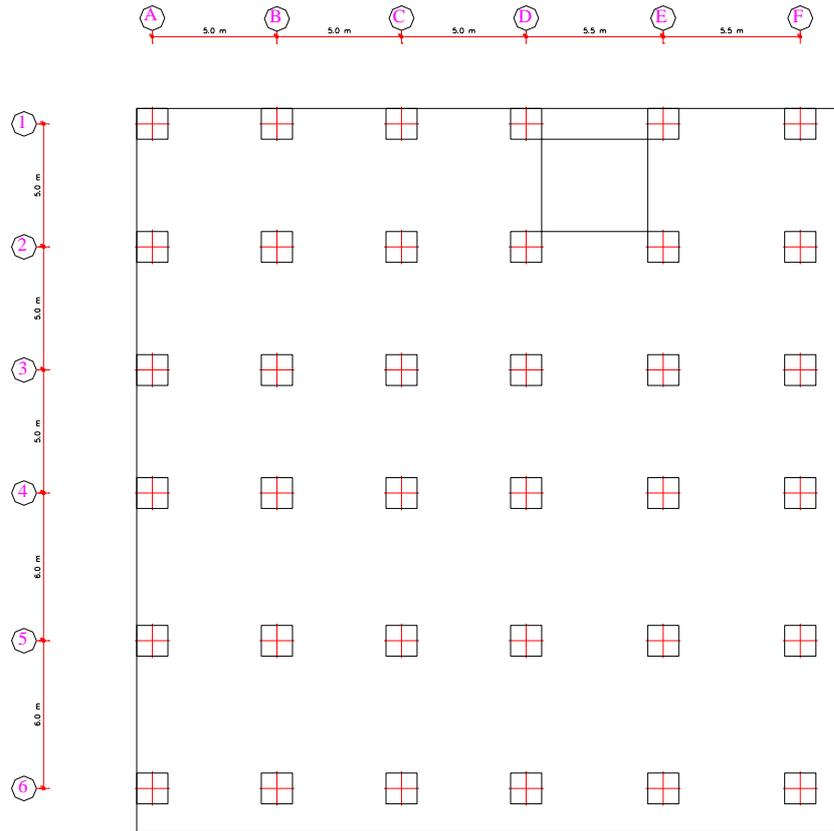


Figura 70. Configuración en planta y elevación del Modelo 20

Elaborado por: Maji – Sefla

Tabla 68. Comparación de Desplazamientos del Modelo 20

N. PISO	DESPLAZAMIENTOS SIN TLD		DESPLAZAMIENTOS CON TLD	
	EJE X (m)	EJE Y (m)	EJE X (m)	EJE Y (m)
PISO 20	0.0849	0.0821	0.0676	0.0657
PISO 19	0.0828	0.0801	0.0665	0.0645
PISO 18	0.0805	0.0779	0.0651	0.0632
PISO 17	0.0779	0.0754	0.0634	0.0616
PISO 16	0.0748	0.0725	0.0614	0.0596
PISO 15	0.0714	0.0692	0.0589	0.0573
PISO 14	0.0676	0.0655	0.0561	0.0545
PISO 13	0.0634	0.0615	0.0529	0.0514
PISO 12	0.0588	0.0571	0.0493	0.0480
PISO 11	0.0539	0.0524	0.0454	0.0442
PISO 10	0.0487	0.0474	0.0412	0.0402
PISO 9	0.0433	0.0422	0.0367	0.0358
PISO 8	0.0376	0.0367	0.0320	0.0313
PISO 7	0.0318	0.0312	0.0271	0.0266
PISO 6	0.0260	0.0255	0.0222	0.0219
PISO 5	0.0202	0.0199	0.0173	0.0171
PISO 4	0.0147	0.0145	0.0126	0.0125
PISO 3	0.0095	0.0095	0.0082	0.0081
PISO 2	0.0050	0.0050	0.0043	0.0043
PISO 1	0.0017	0.0017	0.0014	0.0014

Elaborado por: Maji – Sefla

Tabla 69. Comparación de Derivas del Modelo 20

N. PISO	DERIVAS SIN TLD		DERIVAS CON TLD	
	EJE X (%)	EJE Y (%)	EJE X (%)	EJE Y (%)
PISO 20	0.73	0.69	0.42	0.40
PISO 19	0.81	0.78	0.49	0.47
PISO 18	0.92	0.89	0.59	0.58
PISO 17	1.05	1.01	0.71	0.70
PISO 16	1.18	1.15	0.84	0.82
PISO 15	1.32	1.28	0.98	0.95
PISO 14	1.45	1.40	1.11	1.08
PISO 13	1.58	1.52	1.23	1.20
PISO 12	1.69	1.62	1.35	1.30
PISO 11	1.79	1.72	1.46	1.40
PISO 10	1.88	1.80	1.55	1.49
PISO 9	1.95	1.87	1.62	1.56
PISO 8	1.99	1.92	1.67	1.61
PISO 7	2.01	1.94	1.70	1.64
PISO 6	1.99	1.93	1.69	1.64
PISO 5	1.92	1.87	1.64	1.60
PISO 4	1.78	1.75	1.52	1.50
PISO 3	1.54	1.52	1.32	1.31
PISO 2	1.16	1.16	1.00	1.00
PISO 1	0.00	0.00	0.00	0.00

Elaborado por: Maji – Sefla

VI. DISCUSIÓN

Para la Modelación del Amortiguador de Líquido Sincronizado (TLD) en un programa computarizado se seleccionó el Software ETABS v9.0, por la característica que posee este programa que es utilizado específicamente para el Análisis Estructural de Edificaciones; en base al Análisis Dinámico obtenido previamente por el Método de Superposición Modal en el cual se obtuvieron los Desplazamientos Elásticos del Modelo en interacción Estructura-TLD, se logro demostrar que el efecto que induce el Amortiguador de Líquido Sincronizado sobre la estructura es la reducción de los desplazamientos laterales por la acción de las fuerzas impulsivas y convectivas resultantes de la excitación de los contenedores, fuerzas que son opuestas a las provocadas por el sismo.

Realizada esta comprobación y basados en la Ecuación del Balance de Energía:

$$E_K + E_D + E_S = E_I$$

donde los términos al lado izquierdo de la ecuación corresponden a la energía disipada por la estructura y a la derecha del igual la energía provocada por el sismo; si al modificar este balance en los términos de la izquierda de la ecuación al adicionar el Amortiguador de Líquido Sincronizado, estamos dándole mayor capacidad a la estructura para resistir esfuerzos de deformación como las que generan los sismos, es decir la ecuación quedaría:

$$(E_K + E_D + E_S) + E_{TLD} > E_I$$

Ahora, si conservamos el balance de energía, podemos reducir la energía que disipa por si la estructura sin quitarle resistencia y garantizando un adecuado comportamiento estructural de esta manera el balance se mantendría de la siguiente manera;

$$(E_{K<} + E_{D<} + E_{S<}) + E_{TLD} = E_I$$

Es decir, podemos reducir la sección de los elementos estructurales hasta llegar a igualar la energía disipada y la inducida por el sismo en el balance de energía sin quitarle seguridad a la estructura.

A. METODO DE SUPERPOSICION MODAL

Para la demostración matemática en un análisis dinámico del comportamiento del Amortiguador de Líquido Sincronizado sobre la estructura se tomo como referencia el Método de Superposición Modal ya que como en su concepción misma define al método desde el punto de vista matemático que el movimiento de un vibrador complejo se puede representar por superposición de los movimientos de los vibradores que representan los distintos modos naturales de vibración, es por esto que en el análisis se puede acoplar los sistemas tanto el de la estructura como el del amortiguador con el fin de hallar la respuesta dinámica de la edificación en la interacción Estructura-TLD.

Una ventaja importante del método es que generalmente un número relativamente pequeño de modos (normalmente los primeros) tiene influencia significativa en la respuesta de la estructura y esto permite simplificar el análisis.

En forma general se puede indicar que el método se basa en el desacoplamiento de las ecuaciones diferenciales que gobiernan los problemas dinámicos al considerar que la matriz de amortiguamiento es una combinación lineal de las matrices de rigidez y de masas.

Por lo antes mencionado se realizo un análisis en dos etapas:

1. ANALISIS CONVENCIONAL DE LA ESTRUCTURA

Se realizó el análisis dinámico de la estructura por el Método de Superposición Modal considerando las especificaciones que recomienda el Código de Práctica Ecuatoriano CPE INEN 5:2001 en el Capítulo 12 Requisitos Generales de Diseño: Peligro Sísmico, Espectros de Diseño y Requisitos Mínimos de Cálculos para Diseño Sismo-resistente y se obtuvieron los desplazamientos que son provocados por la excitación en la base de la estructura inducida por el sismo de diseño.

Estos resultados de los desplazamientos son parámetros iniciales para una comparación entre un sistema estructural convencional y una estructura que contenga el amortiguador.

A continuación se presenta los resultados obtenidos del cálculo de la estructura por el Método de Superposición Modal, tanto de desplazamientos como de derivas de cada piso:

Piso	Desplazamiento (m)	Deriva (%)
1	0.0380	1.27
2	0.0491	1.64

2. ANALISIS DE LA ESTRUCTURA-TLD

El análisis dinámico del TLD de igual manera se realizó por el Método de Superposición Modal considerando un modelo matemático equivalente de péndulo invertido con dos masas concentradas, la masa impulsiva y la masa convectiva; modelo que nos permite acoplar los dos sistemas tanto el de la estructura como el del TLD y obtener la respuesta dinámica de la estructura en cuanto a los desplazamientos laterales.

De igual manera que en el caso anterior se presentan los resultados obtenidos del cálculo de la estructura incluido el efecto del TLD mediante el Método de Superposición Modal:

Piso	Desplazamiento (m)	Deriva (%)
1	0.03386	1.13
2	0.04305	1.43

Una vez obtenido los valores de los desplazamientos y las derivas de piso en las dos etapas anteriormente descritas se comprobó la reducción de estos dos resultados en un **10 %** aproximadamente, en el sistema en el cual está incluido el efecto del TLD.

3. MODELACION EN EL PROGRAMA ETABS

Considerando la complejidad de los cálculos para un análisis dinámico de una estructura incluidos los efectos del TLD se utilizó el programa computacional Etabs v9.0 en la que modelada la misma estructura que se analizó por el Método de Superposición Modal se obtuvieron similares resultados de desplazamientos, por lo que es válida la modelación propuesta en la presente investigación.

A continuación se presenta el cuadro comparativo de resultados, obtenidos del cálculo de la estructura incluido el efecto del TLD, realizados mediante el Método de Superposición Modal y la Modelación en el Programa Computacional Etabs v9.0.

Tabla 13. Comparación de Resultados MSM vs ETABS

PISO	Método de Superposición Modal		Modelación Etabs V9.0	
	Desplazamiento (m)	Deriva %	Desplazamiento (m)	Deriva %
1	0.03386	1.13	0.03427	1.14
2	0.07691	1.43	0.07759	1.44

Elaborado por: Maji – Sefla

VII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

A. CONCLUSIONES

- Debido a que el ETABS o SAP 2000 principales programas para el análisis de estructuras en nuestro medio no brindan la opción de ingresar las características del comportamiento del TLD específicamente, para simplificar y facilitar la modelación se puede considerar el efecto del TLD como una fuerza lateral resultante del sistema.

- Aunque la implantación de estas técnicas puede implicar un costo inicial mayor, el beneficio y la economía se cumplen en el momento de un sismo. La estructura complementada con un sistema de control de respuesta sísmica no sufrirá los daños que sufre una estructura convencional, en la que el costo de la rehabilitación es excesivamente alto o, en el peor de los casos, su demolición es inevitable.

- Para el diseño del Amortiguador de Líquido Sincronizado se utilizó contenedores de sección circular por la ventaja de que este modelo presenta, siendo la dirección del sismo desconocida, el contenedor genera fuerzas iguales en todos los sentidos.

- Al acoplar el efecto del Amortiguador de Líquido Sincronizado en las estructuras analizadas se puede observar claramente la reducción de los desplazamientos y derivas de piso en un porcentaje del 10% - 20%, en comparación a las estructuras que no cuentan con el TLD.

- Se estableció un procedimiento detallado para la correcta modelación de una estructura incluida el efecto del TLD en el programa computacional ETABS, de igual manera se definió las Especificaciones Técnicas para el diseño del Amortiguador de Líquido Sincronizado aplicado a edificaciones.

Luego de modelar los efectos que genera el TLD sobre la estructura en sistemas acoplados matricialmente Estructura-TLD en una primera etapa, se analizó su comportamiento en un sistema desacoplado en una segunda etapa, es decir analizando por separado la estructura y el TLD; y se evidenciaron los siguientes aspectos:

- En un análisis desacoplado las fuerzas que genera el TLD sobre la estructura son menores a las que presenta el sistema acoplado, por lo que acogemos esa metodología por ser más conservadora al estimar el valor de las cargas laterales inducidas por el TLD, dando un rango de mayor seguridad en la modelación.(Tabla 92)

- Al evaluar las fuerzas generadas por el TLD en el Sistema desacoplado, se aprecia una variación en referencia a las fuerzas impulsivas y convectivas, variación que presenta una tendencia al valor de la aceleración del último piso de la estructura, por lo que se propone que para una modelación simplificada del TLD en el programa computarizado ETABS o SAP2000, se obtenga una resultante de las fuerzas impulsivas y convectivas que conforman el sistema de amortiguamiento y se multiplique por el valor de la aceleración en el último piso de la estructura y el resultado de ese producto ingresar como carga lateral opuesta a la del sismo concentrada en el centro de masas.(Tabla 91)

B. RECOMENDACIONES

- Una de las principales características de este sistema es que se puede aplicar a estructuras existentes, por lo que se debe controlar que en el análisis dinámico posean una frecuencia natural de vibración dentro del rango establecido y que en el análisis estático puedan soportar la carga gravitacional adicional correspondiente a la masa de líquido que conforma el TLD.

- La carga gravitacional adicional que provoca el sistema del Amortiguador de Líquido Sincronizado se distribuirá en la losa de cubierta, por lo que para la estimación de carga muerta en este nivel hay que considerar este peso adicional para el diseño de los elementos estructurales.

- Como nuestro país se encuentra dentro de una zona de alta peligrosidad sísmica, se debería invertir en investigación acerca de estos dispositivos de control de respuesta sísmica, para prevenir daños materiales y pérdidas humanas; en caso de que se dé un sismo de gran magnitud.

- Difundir las ventajas que poseen las estructuras con este tipo de disipadores de energía, en comparación con las estructuras convencionales, para incentivar a los constructores a realizar sus proyectos con este método constructivo, siendo más económicas, seguras y versátiles.

- Incluir en el plan analítico de la carrera de Ingeniería Civil la teoría de Análisis Dinámico de Estructuras para fomentar e incentivar la investigación de nuevas propuestas de control de respuesta sísmica. Y como paso previo, la Escuela de Ingeniería Civil debería incentivar para la capacitación a los docentes del área de estructuras en el desarrollo y diseño de amortiguadores y disipadores de energía para edificaciones, y posteriormente toda esta teoría se pueda transmitir a los estudiantes de la Escuela en cursos o seminarios.

VIII. PROPUESTA

A. DISEÑO DEL AMORTIGUADOR DE LÍQUIDO SINCRONIZADO (TLD)

1. INTRODUCCIÓN

Para la mayoría de las estructuras resulta muy costoso diseñarlas para que tengan un comportamiento completamente elástico durante sismos intensos. Los sismos de gran magnitud ocurren con muy poca frecuencia, por lo que la probabilidad de que ocurran durante la vida útil de la estructura es, por lo general, relativamente baja. Si uno optimiza el costo total de la estructura durante su vida útil, esto es, el costo inicial de su construcción más los costos asociados a la reparación de daños debidos a los sismos que se presente durante la vida útil, por lo general es más económico permitir que la estructura tenga cierto nivel de daño durante sismos muy intensos que puedan o no ocurrir durante la vida útil de la estructura que diseñar una estructura que no tenga absolutamente ningún daño aún en sismos de gran intensidad. Es por ello que la filosofía de diseño sismo-resistente que actualmente se usa en prácticamente todas las regiones sísmicas del mundo permite que las estructuras experimenten un comportamiento inelástico durante sismos intensos.

Los objetivos generales de reglamentos de diseño sismo-resistente son:

- Que la estructura no tenga ningún tipo de daño (ya sea estructural o no estructural) durante un sismo de baja intensidad.
- Que la estructura no tenga daños estructurales durante sismos moderados, aunque se pueden experimentar daños en elementos no estructurales.

- Que la estructura no sufra un derrumbe aún en sismos de gran intensidad.

Como resultado de esta filosofía de diseño, es posible diseñar las estructuras para fuerzas sísmicas menores que las necesarias para mantenerlas completamente elásticas durante sismos intensos. En la mayor parte de los reglamentos de diseño, la reducción de fuerzas sísmicas de diseño se lleva a cabo por medio del uso factores de reducción que dependiendo del reglamento, reciben diferentes nombres (factor de comportamiento sísmico, factores modificadores de la respuesta, etc.).

En una estructura convencional, o sea aquella que no tiene dispositivos de disipación de energía, el comportamiento inelástico ocurre en los elementos estructurales, por lo que diseñar con fuerzas reducidas implica que se acepten daños estructurales durante sismos intensos. Si bien estos objetivos implican tres estados límites de diseño, la mayor parte de los reglamentos actuales únicamente revisan el último estado límite, esto es, el tratar de evitar el colapso de la estructura durante sismos de gran intensidad.

2. *OBJETIVOS*

a. Objetivo General

Definir las Especificaciones Técnicas para el diseño del Amortiguador de Líquido Sincronizado (TLD) aplicado a Edificaciones en el Ecuador.

b. Objetivos Específicos

- Definir el proceso matemático para establecer los parámetros de diseño que conforman el sistema de amortiguamiento inducido por el TLD.

- Establecer el procedimiento para una correcta modelación de la estructura incluida el efecto del TLD en el programa ETABS.

3. *FUNDAMENTACIÓN CIENTÍFICO –TÉCNICA*

La mayoría de la población ecuatoriana se localiza en zona de convergencia de placas tectónicas, expuesta a una amenaza sísmica entre intermedia y alta. La amenaza sísmica no constituye un riesgo si no es acompañada por edificaciones vulnerables. Es sabido que el daño parcial o colapso de las construcciones durante y después de un sismo es la mayor causa de víctimas, disturbios sociales y pérdidas económicas.

De aquí que es indispensable diseñar y construir las edificaciones para que resistan eventos sísmicos grandes sin colapsar y eventos sísmicos recurrentes sin daños en la estructura y daños mínimos o nulos en los elementos no estructurales.

El Gobierno controla la calidad de las edificaciones por medio del Código Ecuatoriano de la Construcción, cuyo cumplimiento asegura que las estructuras tendrán una respuesta adecuada ante la demanda sísmica esperada.

Las técnicas convencionales estipuladas por la reglamentación actual para mitigar y controlar la respuesta de una edificación ante un evento sísmico se basan en la combinación de resistencia, rigidez y capacidad de disipación de energía en el rango inelástico de la estructura, tomando como condición su ductilidad. En estructuras de hormigón armado y otros materiales convencionales, estos métodos exigen una cuidadosa disposición del refuerzo, de la configuración estructural, de los tipos de conexiones y otros, que aumentan su costo frente a una estructura no sismo-resistente, presentando, además, el inconveniente de que la estructura, por su mismo trabajo inelástico, sufre daños permanentes, muchas veces sin posibilidad de reparación.

En otros países, las técnicas convencionales de disipación de energía se han complementado con sistemas adicionales a los componentes estructurales de la edificación, los cuales modifican las características dinámicas de la estructura, controlando o disipando parte de la energía impuesta por el sismo. El uso de estas técnicas de control de respuesta sísmica tiene como objetivo reducir la demanda sísmica de la propia estructura controlando su deformación y, por lo tanto, su daño.

La técnica del TLD (*Tuned Liquid Damper*) que en español significa Amortiguador de Líquido Sincronizado o Sintonizado consiste en adicionar pequeños tanques de agua en la losa de cubierta, diseñados de tal manera que vibre con la misma frecuencia natural de vibración de la estructura.

“Si la frecuencia del Absorbedor adherido a la estructura coincide con la frecuencia de excitación, entonces la masa del sistema principal permanece quieta, y el Absorbedor genera en todo instante sobre la estructura fuerzas iguales y contrarias a la excitación”.

El oleaje del agua dentro del tanque produce una serie de frecuencias de vibración que reduce la respuesta de la estructura ante la excitación.

La Técnica que ofrece el TLD, se ha desarrollado desde la década de los 80 principalmente en el continente Asiático, donde son los pioneros en el diseño sismo resistente debido a que al igual que el Ecuador se hallan en una zona de alto riesgo sísmico, con la ventaja de poseer una economía solvente que les lleva a desarrollar una tecnología de vanguardia.

Entre las principales estructuras en las que se ha aplicado el TLD, se hallan las siguientes:

Tabla 70. Edificaciones con la Técnica del TLD

TUNED LIQUID DAMPERS - TLD				
Nagasaki Airport Tower (42 m)	Nagasaki, Japan	25 tuned liquid damper (circular sloshing type)	1987	1.07 Hz 1 t (approx.) (temporary installation)
Yokohama Marine Tower (105 m)	Yokohama, Japan	39 tuned liquid damper (circular sloshing type)	1987	0.55 Hz 1.6t
Gold Tower (136 m)	Udatsu, Japan	16 tuned liquid dampers (rectangular unidirectional type)	1988	0.42 Hz 9.6t
Shin-Yokohama Prince Hotel (149m)	Yokohama, Japan	30 tuned liquid dampers (circular sloshing type)	1991	0.31 Hz 83.5t
Mount Wellington Broadcasting Tower (lattice tower, 104 m)	Hobart, Australia	80 tuned liquid dampers (circular sloshing type)	1992	0.7 Hz 0.6t
TYG Building (159 m)	Atsugi, Japan	720 tuned liquid dampers (double donut type)	1992	0.53 Hz 18.2 t
Narita Airport Tower (87 m)	Narita, Japan	tuned liquid dampers (circular sloshing type)	1993	1.3 Hz 16.5 t + floating particles
Haneda Airport Tower (178 m)	Tokyo, Japan	tuned liquid dampers (circular sloshing type)	1993	0.77 Hz 21t

Fuente: Sistemas de Control de Respuesta Sísmica en edificaciones Ings. J. Oviedo, M. Duque

a. Definición de los parámetros del TLD

1) Parámetros Iniciales

Como lo define la teoría de Amortiguadores de Masa Adicional, el Amortiguador de Líquido Sincronizado se diseña según ciertas consideraciones que posibiliten el mejor funcionamiento del mismo. Por lo tanto para diseñar un TLD a colocar en un sistema principal deberán definirse los valores de la masa y la frecuencia asociados al amortiguador.

Con respecto a la masa que se asignara al TLD la misma está relacionada con la masa total de la estructura principal donde se colocará. Dicha relación se define como:

$$\mu_m = \frac{m_A}{m_E}$$

Donde:

m_A = es la masa del amortiguador
 m_E = es la masa del sistema principal.

Este valor de μ_m toma en general valores menores al 1%. Es importante destacar que, a medida que μ_m aumenta, la eficiencia del TLD también aumente, por lo que es deseable utilizar un coeficiente μ_m lo más alto posible.

Sin embargo, consideraciones de orden práctico en lo que hace a la materialización concreta del dispositivo, limitan este valor, adoptándose en la mayoría de los casos un 1% de la masa total de la estructura.

El valor de la frecuencia del TLD f_D se determina como:

$$f_A = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{3.67g}{D_D} \tanh\left(\frac{3.67h_w}{D_D}\right)}^{13}$$

¹³ Tokyo Polytechnic University. The 21st Century Center of Excellence Program Yuquio Tamura

Donde:

g = es la aceleración de la gravedad

h_w = es la altura del agua

D_D = es el diámetro del tanque.

Este valor de la frecuencia se relaciona con la frecuencia del sistema principal f_E por medio de la siguiente relación:

$$\alpha = \frac{f_A}{f_E}$$

El valor óptimo de α se encuentra alrededor de 1, es decir una sintonía perfecta.

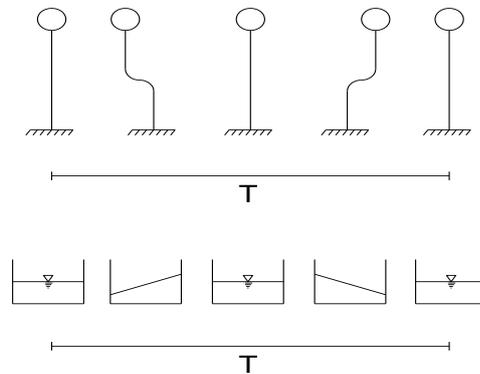


Figura 71. Periodo del TLD

Elaborado por: Maji – Sefla

Donde:

T = Periodo

Es decir, al igualar la frecuencia natural de vibración de la edificación con la frecuencia del líquido contenido en el TLD, se logra que el periodo del oleaje del líquido sea el mismo que el de la estructura con la característica adicional de que al ser un líquido el desplazamiento del centro de gravedad de este sea contrario al desplazamiento de la estructura, generando fuerzas laterales que son transmitidas directamente al centro de masas de la edificación, garantizando un comportamiento adecuado en el sistema durante la excitación lateral inducida por el sismo.

2) Modelación del TLD con la aceleración en el último piso

MUESTRA 1

Tabla 71. Datos de la Muestra 1

No. Pisos	1.00	U
No. Vanos X	1.00	U
No. Vanos Y	1.00	U
Ancho Vano X	4.00	m
Ancho Vano Y	4.00	m
Altura de Piso	3.00	m
Columnas	30x30	cm
Vigas	25x30	cm
Carga Muerta	0.71	T/m ²
Carga Viva	0.20	T/m ²

Elaborado por: Maji – Sefla

FUERZAS MAXIMAS MODALES - TLD

$$M = \begin{vmatrix} 0.0613 & 0 \\ 0 & 0.0577 \end{vmatrix}$$

$$K = \begin{vmatrix} 105.50 & -51.13 \\ -51.13 & 51.13 \end{vmatrix}$$

$$\emptyset 1 = \begin{vmatrix} 2.143 \\ 3.529 \end{vmatrix}$$

$$\gamma 1 = 0.335$$

$$\text{Fuerza Máxima Modal UP} = 1.362 \text{ T}$$

$$\text{Aceleración TLD} = 1.098 \text{ m/s}^2$$

$$F_{TLD} = \begin{vmatrix} -0.048 \\ -0.075 \end{vmatrix}$$

ACOPLAMIENTO ESTRUCTURA - TLD

$$\Phi_{1-1} = \begin{vmatrix} 0.898 \\ -2.143 \\ -3.529 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{vmatrix}$$

$$M = \begin{vmatrix} 1.241 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.061 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.058 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1.241 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.061 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.058 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 3.309 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{vmatrix}$$

$$\gamma_1 = 0.779$$

$$Ad = 1.098 \text{ m/s}^2$$

$$F_1 = \begin{vmatrix} 0.954 \\ -0.112 \\ -0.174 \end{vmatrix}$$

MUESTRA 2

Tabla 72. Datos de la Muestra 2

No. Pisos	2.00	U
No. Vanos X	1.00	U
No. Vanos Y	1.00	U
Ancho Vano X	5.00	m
Ancho Vano Y	5.00	m
Altura de Piso	3.00	m
Columnas	30x30	cm
Vigas	25x30	cm
Carga Muerta	0.71	T/m ²
Carga Viva	0.20	T/m ²

Elaborado por: Maji – Sefla

FUERZAS MAXIMAS MODALES – TLD

$$M = \begin{vmatrix} 0.1995 & 0 \\ 0 & 0.1733 \end{vmatrix}$$

$$K = \begin{vmatrix} 44.62 & -20.75 \\ -20.75 & 20.75 \end{vmatrix}$$

$$\emptyset 1 = \begin{vmatrix} 1.204 \\ 2.026 \end{vmatrix}$$

$$\gamma 1 = 0.591$$

$$\text{Fuerza Máxima Modal UP} = 2.569 \text{ T}$$

$$\text{Aceleración TLD} = 1.098 \text{ m/s}^2$$

$$F_{TLD} = \begin{vmatrix} -0.188 \\ -0.275 \end{vmatrix}$$

ACOPLAMIENTO ESTRUCTURA - TLD

$$\Phi_{1-1} = \begin{vmatrix} 0.278 \\ 0.662 \\ -1.204 \\ -2.026 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{vmatrix}$$

$$M = \begin{vmatrix} 1.939 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1.939 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.173 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1.939 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1.939 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.173 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 8.078 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 8.078 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{vmatrix}$$

$$\gamma_1 = 1.231$$

$$Ad = 1.098 \text{ m/s}^2$$

$$F_1 = \begin{vmatrix} 0.729 \\ 1.735 \\ -0.325 \\ -0.475 \end{vmatrix}$$

MUESTRA 3

Tabla 73. Datos de la Muestra 3

No. Pisos	3.00	U
No. Vanos X	2.00	U
No. Vanos Y	2.00	U
Ancho Vano X	4.00	m
Ancho Vano Y	4.00	m
Altura de Piso	3.00	m
Columnas	30x30	cm
Vigas	25x30	cm
Carga Muerta	0.71	T/m ²
Carga Viva	0.20	T/m ²

Elaborado por: Maji – Sefla

FUERZAS MAXIMAS MODALES – TLD

$$M = \begin{vmatrix} 0.7354 & 0 \\ 0 & 0.6938 \end{vmatrix}$$

$$K = \begin{vmatrix} 82.98 & -40.28 \\ -40.28 & 40.28 \end{vmatrix}$$

$$\emptyset 1 = \begin{vmatrix} 0.619 \\ 1.018 \end{vmatrix}$$

$$\gamma 1 = 1.162$$

$$\text{Fuerza Máxima Modal UP} = 6.830 \text{ T}$$

$$\text{Aceleración TLD} = 1.376 \text{ m/s}^2$$

$$F_{TLD} = \begin{vmatrix} -0.728 \\ -1.129 \end{vmatrix}$$

ACOPLAMIENTO ESTRUCTURA - TLD

$$\Phi_{1-1} = \begin{vmatrix} 0.103 \\ 0.252 \\ 0.357 \\ -0.619 \\ -1.018 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{vmatrix}$$

$$M = \begin{vmatrix} 4.963 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 4.963 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 4.963 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.735 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.694 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 4.963 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 4.963 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 4.963 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.735 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.694 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 52.94 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 52.94 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 52.94 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{vmatrix}$$

$$\gamma_1 = 2.372$$

$$Ad = 1.098 \text{ m/s}^2$$

$$F_1 = \begin{vmatrix} 1.331 \\ 3.258 \\ 4.615 \\ -1.185 \\ -1.840 \end{vmatrix}$$

MUESTRA 4

Tabla 74. Datos de la Muestra 4

No. Pisos	2.00	U
No. Vanos X	2.00	U
No. Vanos Y	2.00	U
Ancho Vano X	4.50	m
Ancho Vano Y	4.50	m
Altura de Piso	3.00	m
Columnas	30x30	cm
Vigas	25x30	cm
Carga Muerta	0.71	T/m ²
Carga Viva	0.20	T/m ²

Elaborado por: Maji – Sefla

FUERZAS MAXIMAS MODALES – TLD

$$M = \begin{vmatrix} 0.6312 & 0 \\ 0 & 0.5741 \end{vmatrix}$$

$$K = \begin{vmatrix} 120.77 & -57.52 \\ -57.52 & 57.52 \end{vmatrix}$$

$$\emptyset 1 = \begin{vmatrix} 0.672 \\ 1.116 \end{vmatrix}$$

$$\gamma 1 = 1.065$$

$$\text{Fuerza Máxima Modal UP} = 8.318 \text{ T}$$

$$\text{Aceleración TLD} = 1.324 \text{ m/s}^2$$

$$F_{TLD} = \begin{vmatrix} -0.598 \\ -0.903 \end{vmatrix}$$

ACOPLAMIENTO ESTRUCTURA - TLD

$$\Phi_{1-1} = \begin{vmatrix} 0.161 \\ 0.365 \\ -0.672 \\ -1.116 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{vmatrix}$$

$$M = \begin{vmatrix} 6.282 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 6.282 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.631 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.574 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 6.282 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 6.282 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.631 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.574 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 84.8 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 80.8 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{vmatrix}$$

$$\gamma_1 = 2.240$$

$$Ad = 1.098 \text{ m/s}^2$$

$$F_1 = \begin{vmatrix} 2.487 \\ 5.639 \\ -1.043 \\ -1.575 \end{vmatrix}$$

MUESTRA 5

Tabla 75. Datos de la Muestra 5

No. Pisos	1.00	U
No. Vanos X	2.00	U
No. Vanos Y	2.00	U
Ancho Vano X	3.50	m
Ancho Vano Y	3.50	m
Altura de Piso	3.00	m
Columnas	30x30	cm
Vigas	25x30	cm
Carga Muerta	0.71	T/m ²
Carga Viva	0.20	T/m ²

Elaborado por: Maji – Sefla

FUERZAS MAXIMAS MODALES – TLD

$$M = \begin{vmatrix} 0.191 & 0 \\ 0 & 0.1717 \end{vmatrix}$$

$$K = \begin{vmatrix} 263.80 & -124.89 \\ -124.89 & 124.89 \end{vmatrix}$$

$$\emptyset 1 = \begin{vmatrix} 1.223 \\ 2.039 \end{vmatrix}$$

$$\gamma 1 = 0.5837$$

$$\text{Fuerza Máxima Modal UP} = 4.171 \text{ T}$$

$$\text{Aceleración TLD} = 1.098 \text{ m/s}^2$$

$$F_{TLD} = \begin{vmatrix} -0.150 \\ -0.224 \end{vmatrix}$$

ACOPLAMIENTO ESTRUCTURA - TLD

$$\emptyset_{1-1} = \begin{vmatrix} 0.513 \\ -1.223 \\ -2.039 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{vmatrix}$$

$$M = \begin{vmatrix} 3.8 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.191 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.1717 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 3.8 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.191 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.1717 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 31.033 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{vmatrix}$$

$$\gamma_1 = 1.366$$

$$Ad = 1.098 \text{ m/s}^2$$

$$F_1 = \begin{vmatrix} 2.923 \\ -0.350 \\ -0.525 \end{vmatrix}$$

MUESTRA 6

Tabla 76. Datos de la Muestra 6

No. Pisos	2.00	U
No. Vanos X	2.00	U
No. Vanos Y	2.00	U
Ancho Vano X	5.00	m
Ancho Vano Y	5.00	m
Altura de Piso	3.00	m
Columnas	35x35	cm
Vigas	30x35	cm
Carga Muerta	0.71	T/m ²
Carga Viva	0.20	T/m ²

Elaborado por: Maji – Sefla

FUERZAS MAXIMAS MODALES – TLD

$$M = \begin{vmatrix} 0.791 & 0 \\ 0 & 0.699 \end{vmatrix}$$

$$K = \begin{vmatrix} 215.73 & -101.21 \\ -101.21 & 101.21 \end{vmatrix}$$

$$\emptyset 1 = \begin{vmatrix} 0.603 \\ 1.010 \end{vmatrix}$$

$$\gamma 1 = 1.183$$

$$\text{Fuerza Máxima Modal UP} = 10.271 \text{ T}$$

$$\text{Aceleración TLD} = 1.324 \text{ m/s}^2$$

$$F_{TLD} = \begin{vmatrix} -0.747 \\ -1.106 \end{vmatrix}$$

ACOPLAMIENTO ESTRUCTURA - TLD

$$\Phi_{1-1} = \begin{vmatrix} 0.14344 \\ 0.3292 \\ -0.603 \\ -1.010 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{vmatrix}$$

$$M = \begin{vmatrix} 7.7551 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 7.7551 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.791 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.699 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 7.7551 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 7.7551 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.791 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.791 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 129.25 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 129.25 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{vmatrix}$$

$$\gamma_1 = 2.482$$

$$Ad = 1.098 \text{ m/s}^2$$

$$F_1 = \begin{vmatrix} 3.032 \\ 6.959 \\ -1.300 \\ -1.924 \end{vmatrix}$$

MUESTRA 7

Tabla 77. Datos de la Muestra 7

No. Pisos	3.00	U
No. Vanos X	1.00	U
No. Vanos Y	1.00	U
Ancho Vano X	4.00	m
Ancho Vano Y	4.00	m
Altura de Piso	3.00	m
Columnas	30x30	cm
Vigas	25x30	cm
Carga Muerta	0.71	T/m ²
Carga Viva	0.20	T/m ²

Elaborado por: Maji – Sefla

FUERZAS MAXIMAS MODALES – TLD

$$M = \begin{vmatrix} 0.1826 & 0 \\ 0 & 0.17 \end{vmatrix}$$

$$K = \begin{vmatrix} 31.28 & -15.08 \\ -15.08 & 15.08 \end{vmatrix}$$

$$\emptyset 1 = \begin{vmatrix} 1.244 \\ 2.054 \end{vmatrix}$$

$$\gamma 1 = 0.5763$$

$$\text{Fuerza Máxima Modal UP} = 1.722 \text{ T}$$

$$\text{Aceleración TLD} = 1.388 \text{ m/s}^2$$

$$F_{TLD} = \begin{vmatrix} -0.182 \\ -0.279 \end{vmatrix}$$

ACOPLAMIENTO ESTRUCTURA - TLD

$$\emptyset_{1-1} = \begin{vmatrix} 0.19727 \\ 0.49879 \\ 0.71987 \\ -1.244 \\ -2.054 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{vmatrix}$$

$$M = \begin{vmatrix} 1.241 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1.241 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1.241 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.183 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.17 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1.241 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1.241 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1.241 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.183 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.17 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 3.309 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 3.309 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 3.309 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 3.309 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 3.309 \end{vmatrix}$$

$$\gamma_1 = 1.181$$

$$Ad = 1.098 \text{ m/s}^2$$

$$F_1 = \begin{vmatrix} \mathbf{0.3173} \\ \mathbf{0.80228} \\ \mathbf{1.15787} \\ \mathbf{-0.2945} \\ \mathbf{-0.4526} \end{vmatrix}$$

MUESTRA 8

Tabla 78. Datos de la Muestra 8

No. Pisos	2.00	U
No. Vanos X	2.00	U
No. Vanos Y	2.00	U
Ancho Vano X	4.50	m
Ancho Vano Y	4.50	m
Altura de Piso	3.00	m
Columnas	30x30	cm
Vigas	25x30	cm
Carga Muerta	0.71	T/m ²
Carga Viva	0.20	T/m ²

Elaborado por: Maji – Sefla

FUERZAS MAXIMAS MODALES – TLD

$$M = \begin{vmatrix} 0.6312 & 0 \\ 0 & 0.5741 \end{vmatrix}$$

$$K = \begin{vmatrix} 120.77 & -57.52 \\ -57.52 & 57.52 \end{vmatrix}$$

$$\emptyset 1 = \begin{vmatrix} 0.672 \\ 1.116 \end{vmatrix}$$

$$\gamma 1 = 1.065$$

$$\text{Fuerza Máxima Modal UP} = 8.320 \text{ T}$$

$$\text{Aceleración TLD} = 1.324 \text{ m/s}^2$$

$$F_{TLD} = \begin{vmatrix} -0.598 \\ -0.904 \end{vmatrix}$$

ACOPLAMIENTO ESTRUCTURA - TLD

$$\Phi_{1-1} = \begin{vmatrix} 0.161 \\ 0.365 \\ -0.672 \\ -1.116 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{vmatrix}$$

$$M = \begin{vmatrix} 6.282 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 6.282 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.631 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.574 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 6.282 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 6.282 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.631 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.574 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 84.8 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 84.8 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{vmatrix}$$

$$\gamma_1 = 2.240$$

$$Ad = 1.098 \text{ m/s}^2$$

$$F_1 = \begin{vmatrix} 2.487 \\ 5.639 \\ -1.043 \\ -1.575 \end{vmatrix}$$

MUESTRA 9

Tabla 79. Datos de la Muestra 9

No. Pisos	2.00	U
No. Vanos X	2.00	U
No. Vanos Y	1.00	U
Ancho Vano X	5.50	m
Ancho Vano Y	5.50	m
Altura de Piso	3.00	m
Columnas	35x35	cm
Vigas	30x25	cm
Carga Muerta	0.71	T/m ²
Carga Viva	0.20	T/m ²

Elaborado por: Maji – Sefla

FUERZAS MAXIMAS MODALES – TLD

$$M = \begin{vmatrix} 0.9603 & 0 \\ 0 & 0.8444 \end{vmatrix}$$

$$K = \begin{vmatrix} 205.62 & -96.21 \\ -96.21 & 96.21 \end{vmatrix}$$

$$\emptyset 1 = \begin{vmatrix} 0.547 \\ 0.918 \end{vmatrix}$$

$$\gamma 1 = 1.300$$

$$\text{Fuerza Máxima Modal UP} = 12.430 \text{ T}$$

$$\text{Aceleración TLD} = 1.325 \text{ m/s}^2$$

$$F_{TLD} = \begin{vmatrix} -0.905 \\ -1.336 \end{vmatrix}$$

ACOPLAMIENTO ESTRUCTURA - TLD

$$\Phi_{1-1} = \begin{vmatrix} 0.129 \\ 0.300 \\ -0.547 \\ -0.918 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{vmatrix}$$

$$M = \begin{vmatrix} 9.38 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 9.38 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.96 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.844 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 9.38 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 9.38 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.96 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.844 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 189.24 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 189.24 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{vmatrix}$$

$$\gamma_1 = 2.724$$

$$Ad = 1.098 \text{ m/s}^2$$

$$F_1 = \begin{vmatrix} 3.619 \\ 8.417 \\ -1.571 \\ -2.317 \end{vmatrix}$$

MUESTRA 10

Tabla 80. Datos de la Muestra 10

No. Pisos	3.00	U
No. Vanos X	2.00	U
No. Vanos Y	2.00	U
Ancho Vano X	4.00	m
Ancho Vano Y	4.00	m
Altura de Piso	3.00	m
Columnas	35x35	cm
Vigas	30x25	cm
Carga Muerta	0.71	T/m ²
Carga Viva	0.20	T/m ²

Elaborado por: Maji – Sefla

FUERZAS MAXIMAS MODALES – TLD

$$M = \begin{vmatrix} 0.7354 & 0 \\ 0 & 0.6938 \end{vmatrix}$$

$$K = \begin{vmatrix} 243.02 & -117.97 \\ -117.97 & 117.97 \end{vmatrix}$$

$$\emptyset 1 = \begin{vmatrix} 0.619 \\ 1.018 \end{vmatrix}$$

$$\gamma 1 = 1.162$$

$$\text{Fuerza Máxima Modal UP} = 6.880 \text{ T}$$

$$\text{Aceleración TLD} = 1.386 \text{ m/s}^2$$

$$F_{TLD} = \begin{vmatrix} -0.733 \\ -1.137 \end{vmatrix}$$

ACOPLAMIENTO ESTRUCTURA – TLD

$$\emptyset_{1-1} = \begin{vmatrix} 0.100 \\ 0.250 \\ 0.359 \\ -0.619 \\ -1.018 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{vmatrix}$$

$$M = \begin{vmatrix} 4.963 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 4.963 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 4.963 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.735 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.694 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 4.963 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 4.963 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 4.963 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.735 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.694 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 52.94 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 52.94 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 52.94 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{vmatrix}$$

$$\gamma_1 = 2.357$$

$$Ad = 1.098 \text{ m/s}^2$$

$$F_1 = \begin{vmatrix} 1.285 \\ 3.211 \\ 4.612 \\ -1.178 \\ -1.829 \end{vmatrix}$$

MUESTRA 11

Tabla 81. Datos de la Muestra 11

No. Pisos	3.00	U
No. Vanos X	3.00	U
No. Vanos Y	3.00	U
Ancho Vano X	4.00	m
Ancho Vano Y	4.00	m
Altura de Piso	2.70	m
Columnas	35X35	cm
Vigas	30X35	cm
Carga Muerta	0.71	T/m2
Carga Viva	0.20	T/m2

Elaborado por: Maji – Sefla

FUERZAS MAXIMAS MODALES - TLD

$$M = \begin{vmatrix} 1.8335 & 0 \\ 0 & 1.3993 \end{vmatrix}$$

$$K = \begin{vmatrix} 368.63 & -167.35 \\ -167.35 & 167.35 \end{vmatrix}$$

$$\emptyset 1 = \begin{vmatrix} 0.417 \\ 0.698 \end{vmatrix}$$

$$\gamma 1 = 1.7413$$

$$\begin{aligned} \text{Fuerza Máxima Modal UP} &= 15.443 \quad \text{T} \\ \text{Aceleración TLD} &= 1.3829 \quad \text{m/s}^2 \end{aligned}$$

$$F_{TLD} = \begin{vmatrix} -1.84 \\ -2.35 \end{vmatrix}$$

ACOPLAMIENTO ESTRUCTURA - TLD

$$\emptyset 1-1 = \begin{vmatrix} 0.069 \\ 0.168 \\ 0.238 \\ -0.417 \\ -0.698 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{vmatrix}$$

$$M = \begin{vmatrix} 11.167 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 11.167 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 11.167 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1.6634 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1.5485 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 11.167 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 11.167 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 11.167 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1.6634 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1.5485 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 268.02 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 268.02 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 268.02 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 268.02 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 268.02 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{vmatrix}$$

$$\gamma_1 = 3.529$$

$$Ad_{(i)} = 1.098$$

$$F_1 = \begin{vmatrix} 2.981 \\ 7.269 \\ 10.298 \\ -2.688 \\ -4.188 \end{vmatrix}$$

MUESTRA 12

Tabla 82. Datos de la Muestra 12

No. Pisos	2.00	U
No. Vanos X	2.00	U
No. Vanos Y	2.00	U
Ancho Vano X	5.00	m
Ancho Vano Y	5.00	m
Altura de Piso	2.80	m
Columnas	30x30	cm
Vigas	25x30	cm
Carga Muerta	0.71	T/m ²
Carga Viva	0.20	T/m ²

Elaborado por: Maji – Sefla

FUERZAS MAXIMAS MODALES - TLD

$$M = \begin{vmatrix} 0.9127 & 0 \\ 0 & 0.5954 \end{vmatrix}$$

$$K = \begin{vmatrix} 259.20 & -102.32 \\ -102.32 & 102.32 \end{vmatrix}$$

$$\emptyset 1 = \begin{vmatrix} 0.585 \\ 1.074 \end{vmatrix}$$

$$\gamma 1 = 1.1734$$

$$\begin{aligned} \text{Fuerza Máxima Modal UP} &= 10.272 \quad \text{T} \\ \text{Aceleraci3n TLD} &= 1.3603 \quad \text{m/s}^2 \end{aligned}$$

$$F_{TLD} = \begin{vmatrix} -0.852 \\ -1.021 \end{vmatrix}$$

ACOPLAMIENTO ESTRUCTURA - TLD

$$\emptyset 1-1 = \begin{vmatrix} 0.1423 \\ 0.330 \\ -0.585 \\ -1.074 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{vmatrix}$$

$$M = \begin{vmatrix} 7.551 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 7.551 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.9127 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.5954 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 7.551 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 7.551 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.9127 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.5954 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 129.25 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 129.25 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{vmatrix}$$

$$\gamma 1 = 2.391$$

$$Ad_{(i)} = 1.098$$

$$F_1 = \begin{vmatrix} 2.821 \\ 6.535 \\ -1.402 \\ -1.679 \end{vmatrix}$$

MUESTRA 13

Tabla 83. Datos de la Muestra 13

No. Pisos	1.00	U
No. Vanos X	2.00	U
No. Vanos Y	2.00	U
Ancho Vano X	4.50	m
Ancho Vano Y	4.50	m
Altura de Piso	3.00	m
Columnas	30x30	cm
Vigas	25x30	cm
Carga Muerta	0.71	T/m ²
Carga Viva	0.20	T/m ²

Elaborado por: Maji – Sefla

FUERZAS MAXIMAS MODALES - TLD

$$M = \begin{vmatrix} 0.3118 & 0 \\ 0 & 0.2919 \end{vmatrix}$$

$$K = \begin{vmatrix} 249.09 & -119.01 \\ -119.01 & 119.01 \end{vmatrix}$$

$$\emptyset 1 = \begin{vmatrix} 0.944 \\ 1.573 \end{vmatrix}$$

$$\gamma 1 = 0.7535$$

$$\begin{aligned} \text{Fuerza Máxima Modal UP} &= 6.894 \text{ T} \\ \text{Aceleración TLD} &= 1.097 \text{ m/s}^2 \end{aligned}$$

$$F_{TLD} = \begin{vmatrix} -0.24 \\ -0.38 \end{vmatrix}$$

ACOPLAMIENTO ESTRUCTURA - TLD

$$\emptyset 1-1 = \begin{vmatrix} 0.389 \\ -0.944 \\ -1.573 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{vmatrix}$$

$$M = \begin{vmatrix} 6.282 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.312 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.292 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 6.282 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.312 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.292 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 84.8 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{vmatrix}$$

$$\gamma 1 = 1.690$$

$$Ad(i) = 1.098$$

$$F_1 = \begin{vmatrix} 4.535 \\ -0.546 \\ -0.852 \end{vmatrix}$$

MUESTRA 14

Tabla 84. Datos de la Muestra 14

No. Pisos	3.00	U
No. Vanos X	1.00	U
No. Vanos Y	1.00	U
Ancho Vano X	6.00	m
Ancho Vano Y	6.00	m
Altura de Piso	3.00	m
Columnas	40x40	cm
Vigas	30x40	cm
Carga Muerta	0.71	T/m ²
Carga Viva	0.20	T/m ²

Elaborado por: Maji – Sefla

FUERZAS MAXIMAS MODALES - TLD

$$M = \begin{vmatrix} 0.4709 & 0 \\ 0 & 0.4662 \end{vmatrix}$$

$$K = \begin{vmatrix} 73.13 & -36.38 \\ -36.38 & 36.38 \end{vmatrix}$$

$$\emptyset 1 = \begin{vmatrix} 0.767 \\ 1.245 \end{vmatrix}$$

$$\gamma_1 = 0.942$$

$$\text{Fuerza Máxima Modal UP} = 4.56 \quad \text{T}$$

$$\text{Aceleración TLD} = 1.4 \quad \text{m/s}^2$$

$$F_{TLD} = \begin{vmatrix} -0.475 \\ -0.764 \end{vmatrix}$$

ACOPLAMIENTO ESTRUCTURA - TLD

$$\emptyset 1-1 = \begin{vmatrix} 0.112 \\ 0.300 \\ 0.4522 \\ -0.767 \\ -1.245 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{vmatrix}$$

$$M = \begin{vmatrix} 3.2602 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 3.2602 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 3.2602 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.4709 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.4662 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 3.2602 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 3.2602 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 3.2602 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.4709 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.4662 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 19.561 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 19.561 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 19.561 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{vmatrix}$$

$$\gamma 1 = 2.805$$

$$Ad_{(i)} = 1.098$$

$$F_1 = \begin{vmatrix} 0.750 \\ 2.009 \\ 3.033 \\ -0.743 \\ -1.194 \end{vmatrix}$$

MUESTRA 15

Tabla 85. Datos de la Muestra 15

No. Pisos	1.00	U
No. Vanos X	3.00	U
No. Vanos Y	3.00	U
Ancho Vano X	4.00	m
Ancho Vano Y	4.00	m
Altura de Piso	2.70	m
Columnas	30x30	cm
Vigas	25x30	cm
Carga Muerta	0.71	T/m ²
Carga Viva	0.20	T/m ²

Elaborado por: Maji – Sefla

FUERZAS MAXIMAS MODALES - TLD

$$M = \begin{vmatrix} 0.3118 & 0 \\ 0 & 0.2919 \end{vmatrix}$$

$$K = \begin{vmatrix} 249.09 & -119.01 \\ -119.01 & 119.01 \end{vmatrix}$$

$$\emptyset 1 = \begin{vmatrix} 0.944 \\ 1.573 \end{vmatrix}$$

$$\gamma 1 = 0.7535$$

$$\begin{aligned} \text{Fuerza Máxima Modal UP} &= 12.257 \quad \text{T} \\ \text{Aceleración TLD} &= 1.0976 \quad \text{m/s}^2 \end{aligned}$$

$$F_{TLD} = \begin{vmatrix} -0.24 \\ -0.38 \end{vmatrix}$$

ACOPLAMIENTO ESTRUCTURA - TLD

$$\emptyset 1-1 = \begin{vmatrix} 0.299 \\ -0.944 \\ -1.573 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{vmatrix}$$

$$M = \begin{vmatrix} 11.167 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.3118 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.2919 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 11.167 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.3118 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.2919 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 268.02 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{vmatrix}$$

$$\gamma 1 = 2.585$$

$$Ad(i) = 1.098$$

$$F_1 = \begin{vmatrix} 9.479 \\ -0.836 \\ -1.303 \end{vmatrix}$$

MUESTRA 16

Tabla 86. Datos de la Muestra 16

No. Pisos	2.00	U
No. Vanos X	2.00	U
No. Vanos Y	2.00	U
Ancho Vano X	5.00	m
Ancho Vano Y	5.00	m
Altura de Piso	3.20	m
Columnas	35x35	cm
Vigas	30x35	cm
Carga Muerta	0.71	T/m ²
Carga Viva	0.20	T/m ²

Elaborado por: Maji – Sefla

FUERZAS MAXIMAS MODALES - TLD

$$M = \begin{vmatrix} 0.7913 & 0 \\ 0 & 0.6993 \end{vmatrix}$$

$$K = \begin{vmatrix} 183.63 & -86.15 \\ -86.15 & 86.15 \end{vmatrix}$$

$$\emptyset 1 = \begin{vmatrix} 0.603 \\ 1.010 \end{vmatrix}$$

$$\gamma 1 = 1.1834$$

$$\begin{aligned} \text{Fuerza Máxima Modal UP} &= 10.269 \quad \text{T} \\ \text{Aceleración TLD} &= 1.36 \quad \text{m/s}^2 \end{aligned}$$

$$F_{TLD} = \begin{vmatrix} -0.768 \\ -1.137 \end{vmatrix}$$

ACOPLAMIENTO ESTRUCTURA - TLD

$$\emptyset_{1-1} = \begin{vmatrix} 0.1445 \\ 0.329 \\ -0.603 \\ -1.010 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{vmatrix}$$

$$M = \begin{vmatrix} 7.551 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 7.551 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.7913 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.6993 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 7.551 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 7.551 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.7913 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.6993 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 129.25 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 129.25 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{vmatrix}$$

$$\gamma_1 = 2.390$$

$$Ad_{(i)} = 1.098$$

$$F_1 = \begin{vmatrix} 2.863 \\ 6.512 \\ -1.252 \\ -1.853 \end{vmatrix}$$

MUESTRA 17

Tabla 87. Datos de la Muestra 17

No. Pisos	2.00	U
No. Vanos X	3.00	U
No. Vanos Y	3.00	U
Ancho Vano X	4.00	m
Ancho Vano Y	4.00	m
Altura de Piso	3.00	m
Columnas	30x30	cm
Vigas	25x30	cm
Carga Muerta	0.71	T/m ²
Carga Viva	0.20	T/m ²

Elaborado por: Maji – Sefla

FUERZAS MAXIMAS MODALES - TLD

$$M = \begin{vmatrix} 1.1445 & 0 \\ 0 & 1.002 \end{vmatrix}$$

$$K = \begin{vmatrix} 242.30 & -113.10 \\ -113.10 & 113.10 \end{vmatrix}$$

$$\emptyset 1 = \begin{vmatrix} 0.502 \\ 0.843 \end{vmatrix}$$

$$\gamma 1 = 1.4192$$

$$\begin{aligned} \text{Fuerza Máxima Modal UP} &= 14.775 \quad \text{T} \\ \text{Aceleración TLD} &= 1.3231 \quad \text{m/s}^2 \end{aligned}$$

$$F_{TLD} = \begin{vmatrix} -1.079 \\ -1.586 \end{vmatrix}$$

ACOPLAMIENTO ESTRUCTURA - TLD

$$\emptyset 1-1 = \begin{vmatrix} 0.124 \\ 0.272 \\ -0.502 \\ -0.843 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{vmatrix}$$

$$M = \begin{vmatrix} 11.167 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 11.167 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1.1445 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1.002 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 11.167 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 11.167 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1.1445 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1.002 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 268.02 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 268.02 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{vmatrix}$$

$$\gamma 1 = 3.006$$

$$Ad_{(i)} = 1.098$$

$$F_1 = \begin{vmatrix} 4.571 \\ 10.037 \\ -1.896 \\ -2.788 \end{vmatrix}$$

MUESTRA 18

Tabla 88. Datos de la Muestra 18

No. Pisos	3.00	U
No. Vanos X	2.00	U
No. Vanos Y	2.00	U
Ancho Vano X	3.00	m
Ancho Vano Y	3.00	m
Altura de Piso	2.80	m
Columnas	30x30	cm
Vigas	25x30	cm
Carga Muerta	0.71	T/m ²
Carga Viva	0.20	T/m ²

Elaborado por: Maji – Sefla

FUERZAS MAXIMAS MODALES - TLD

$$M = \begin{vmatrix} 0.4287 & 0 \\ 0 & 0.3764 \end{vmatrix}$$

$$K = \begin{vmatrix} 115.41 & -53.96 \\ -53.96 & 53.96 \end{vmatrix}$$

$$\emptyset 1 = \begin{vmatrix} 0.820 \\ 1.376 \end{vmatrix}$$

$$\gamma_1 = 0.87$$

$$\text{Fuerza Máxima Modal UP} = 3.85 \text{ T}$$

$$\text{Aceleración TLD} = 1.38 \text{ m/s}^2$$

$$F_{TLD} = \begin{vmatrix} -0.421 \\ -0.620 \end{vmatrix}$$

ACOPLAMIENTO ESTRUCTURA - TLD

$$\emptyset 1-1 = \begin{vmatrix} 0.142 \\ 0.339 \\ 0.4725 \\ -0.820 \\ -1.376 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{vmatrix}$$

$$M = \begin{vmatrix} 2.792 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 2.792 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 2.792 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.429 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.376 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2.792 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2.792 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2.792 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.429 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.376 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 16.75 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 16.75 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 16.75 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 16.75 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 16.75 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{vmatrix}$$

$$\gamma 1 = 1.792$$

$$Ad_{(i)} = 1.098$$

$$F_1 = \begin{vmatrix} 0.778 \\ 1.862 \\ 2.596 \\ -0.691 \\ -1.019 \end{vmatrix}$$

MUESTRA 19

Tabla 89. Datos de la Muestra 19

No. Pisos	1.00	U
No. Vanos X	1.00	U
No. Vanos Y	1.00	U
Ancho Vano X	6.00	m
Ancho Vano Y	6.00	m
Altura de Piso	3.00	m
Columnas	35X35	cm
Vigas	30X35	cm
Carga Muerta	0.71	T/m ²
Carga Viva	0.20	T/m ²

Elaborado por: Maji – Sefla

FUERZAS MAXIMAS MODALES - TLD

$$M = \begin{vmatrix} 0.1431 & 0 \\ 0 & 0.1253 \end{vmatrix}$$

$$K = \begin{vmatrix} 172.80 & -80.66 \\ -80.66 & 80.66 \end{vmatrix}$$

$$\emptyset 1 = \begin{vmatrix} 1.419 \\ 2.384 \end{vmatrix}$$

$$\gamma 1 = 0.5018$$

Fuerza Máxima Modal UP= 3.064 T
Aceleración TLD = 1.097 m/s²

$$F_{TLD} = \begin{vmatrix} -0.11 \\ -0.16 \end{vmatrix}$$

ACOPLAMIENTO ESTRUCTURA - TLD

$$\emptyset 1-1 = \begin{vmatrix} 0.5985 \\ -1.419 \\ -2.384 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{vmatrix}$$

$$M = \begin{vmatrix} 2.792 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.143 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.125 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2.792 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.143 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.125 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 16.75 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{vmatrix}$$

$$\gamma 1 = 1.169$$

$$Ad(i) = 1.098$$

$$F_1 = \begin{vmatrix} 2.145 \\ -0.261 \\ -0.383 \end{vmatrix}$$

MUESTRA 20

Tabla 90. Datos de la Muestra 20

No. Pisos	2.00	U
No. Vanos X	1.00	U
No. Vanos Y	1.00	U
Ancho Vano X	5.00	m
Ancho Vano Y	5.00	m
Altura de Piso	3.20	m
Columnas	35x35	cm
Vigas	30x35	cm
Carga Muerta	0.71	T/m ²
Carga Viva	0.20	T/m ²

Elaborado por: Maji – Sefla

FUERZAS MAXIMAS MODALES - TLD

$$M = \begin{vmatrix} 0.1995 & 0 \\ 0 & 0.1733 \end{vmatrix}$$

$$K = \begin{vmatrix} 71.58 & -33.28 \\ -33.28 & 33.28 \end{vmatrix}$$

$$\emptyset 1 = \begin{vmatrix} 1.203 \\ 2.026 \end{vmatrix}$$

$$\gamma 1 = 0.591$$

$$\text{Fuerza Máxima Modal UP} = 2.568 \quad \text{T}$$

$$\text{Aceleración TLD} = 1.324 \quad \text{m/s}^2$$

$$F_{\text{TLD}} = \begin{vmatrix} -0.19 \\ -0.27 \end{vmatrix}$$

ACOPLAMIENTO ESTRUCTURA - TLD

$$\emptyset 1-1 = \begin{vmatrix} 0.281 \\ 0.661 \\ -1.203 \\ -2.026 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{vmatrix}$$

$$M = \begin{vmatrix} 1.939 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1.939 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.173 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1.939 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1.939 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.173 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 8.078 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 8.078 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{vmatrix}$$

$$\gamma 1 = 1.235$$

$$Ad_{(i)} = 1.098$$

$$F_1 = \begin{vmatrix} 0.739 \\ 1.739 \\ -0.326 \\ -0.476 \end{vmatrix}$$

Tabla 91. Cuadro comparativo Aceleración vs. Factor del TLD

Muestra	Masas		MR1	Acel. U.P.	Fuerzas Desacopladas		FR2	FACTOR
	Imp.	Conv.			Imp.	Conv.		
1	0.063	0.058	0.121	1.098	0.048	0.075	0.123	1.018
2	0.200	0.173	0.373	1.098	0.188	0.275	0.463	1.242
3	0.735	0.694	1.429	1.376	0.728	1.129	1.857	1.299
4	0.631	0.574	1.205	1.324	0.598	0.903	1.501	1.245
5	0.191	0.172	0.363	1.098	0.150	0.224	0.374	1.031
6	0.791	0.699	1.490	1.324	0.747	1.106	1.853	1.244
7	0.183	0.170	0.353	1.388	0.182	0.279	0.461	1.307
8	0.631	0.574	1.205	1.324	0.598	0.904	1.502	1.246
9	0.960	0.844	1.805	1.325	0.905	1.336	2.241	1.242
10	0.735	0.694	1.429	1.386	0.733	1.137	1.870	1.308
11	1.834	1.399	3.233	1.383	1.840	2.350	4.190	1.296
12	0.913	0.595	1.508	1.360	0.852	1.021	1.873	1.242
13	0.312	0.292	0.604	1.097	0.240	0.380	0.620	1.027
14	0.471	0.466	0.937	1.398	0.475	0.764	1.239	1.322
15	0.312	0.292	0.604	1.098	0.240	0.380	0.620	1.027
16	0.791	0.699	1.491	1.360	0.768	1.137	1.905	1.278
17	1.145	1.002	2.147	1.323	1.079	1.586	2.665	1.242
18	0.429	0.376	0.805	1.380	0.421	0.620	1.041	1.293
19	0.143	0.125	0.268	1.097	0.110	0.160	0.270	1.006
20	0.200	0.173	0.373	1.324	0.190	0.270	0.460	1.234

Elaborado por: Maji – Sefla

MR1 : Masa resultante 1 = Masa Impulsiva + Masa Convectiva

FR2 : Fuerza resultante 2 = Fuerza Impulsiva + Fuerza Convectiva (Sistema Desacoplado)

Acel U.P. : Aceleración en el ultimo piso de la estructura

FACTOR : FR2 / MR1

Tabla 92. Cuadro comparativo entre las Fuerzas del Sistema Acoplado TLD vs. Sistema Desacoplado TLD

Muestra	Fuerzas Desacopladas		FR2	Fuerzas Acopladas		FR3
	Imp.	Conv.		Imp.	Conv.	
1	0.048	0.075	0.123	0.112	0.174	0.286
2	0.188	0.275	0.463	0.325	0.475	0.800
3	0.728	1.129	1.857	1.185	1.840	3.025
4	0.598	0.903	1.501	1.043	1.575	2.618
5	0.150	0.224	0.374	0.350	0.525	0.875
6	0.747	1.106	1.853	1.300	1.924	3.224
7	0.182	0.279	0.461	0.295	0.453	0.747
8	0.598	0.904	1.502	1.043	1.575	2.618
9	0.905	1.336	2.241	1.571	2.317	3.888
10	0.733	1.137	1.870	1.178	1.829	3.007
11	1.840	2.350	4.190	2.688	4.188	6.876
12	0.852	1.021	1.873	1.402	1.679	3.081
13	0.240	0.380	0.620	0.546	0.852	1.398
14	0.475	0.764	1.239	0.743	1.194	1.937
15	0.240	0.380	0.620	0.836	1.303	2.139
16	0.768	1.137	1.905	1.252	1.853	3.105
17	1.079	1.586	2.665	1.896	2.788	4.684
18	0.421	0.620	1.041	0.691	1.019	1.710
19	0.110	0.160	0.270	0.261	0.383	0.644
20	0.190	0.270	0.460	0.326	0.476	0.802

Elaborado por: Maji – Sefla

FR2 : Fuerza resultante 2 = Fuerza Impulsiva + Fuerza Convectiva (Sistema Desacoplado)

FR3 : Fuerza resultante 3 = Fuerza Impulsiva + Fuerza Convectiva (Sistema Acoplado)

4. DESCRIPCIÓN DE LA PROPUESTA

a. Diseño del Amortiguador de Líquido Sincronizado (TLD)

Para el diseño del TLD se realizarán los cálculos en una estructura de Hormigón Armado ubicado en la ciudad de Riobamba que tiene las siguientes características:

1) Datos Iniciales

Altura total del Edificio = 26.80 m

Nro. De pisos = 10

Altura de piso = 2.40 m

Espesor de Losa = 0.20 m

Masa total del Edificio = 1459.76 T.

Masa $m_{1\%}$ = 14.59 T.

Acel. U.P = 1.73 m/s² (Aceleración en el último piso de la estructura)

Frecuencia Natural de Vibración de la Estructura = 1.33 Hz (los datos de frecuencia se obtuvieron a través de la modelación en el ETABS).

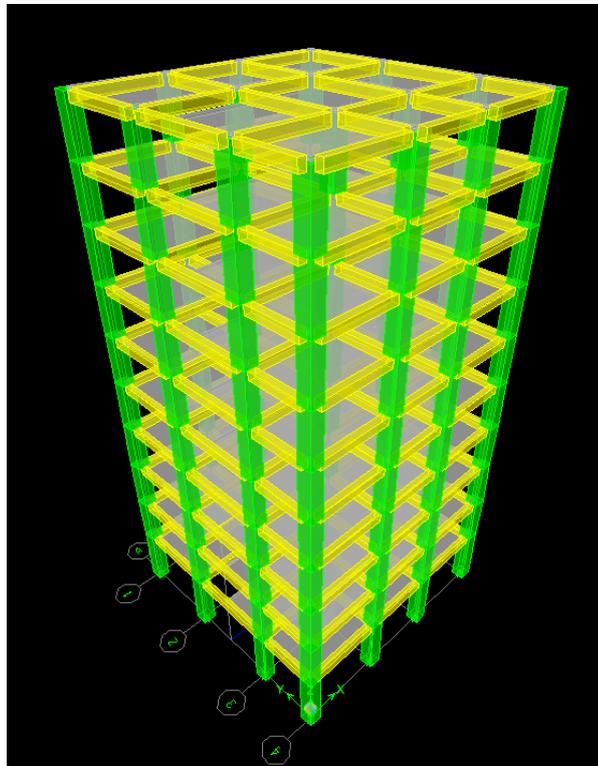
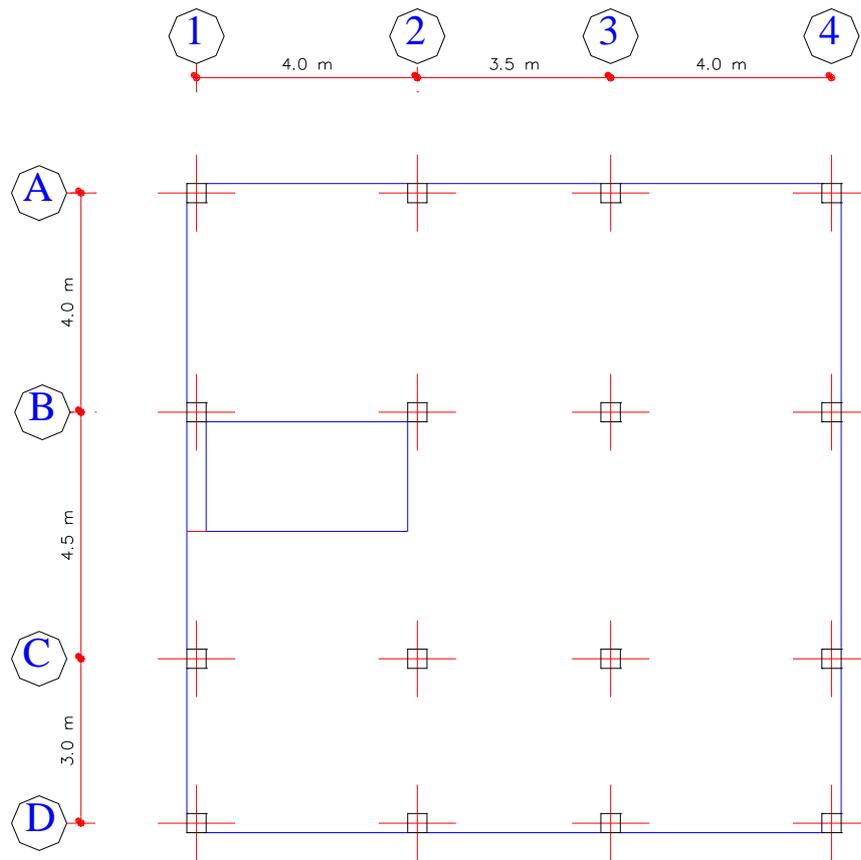


Figura 72. Configuración en planta y elevación de la estructura en análisis

Elaborado por: Maji – Sefla

2) Relación de Frecuencias

Según la filosofía de diseño, el valor óptimo de α se encuentra alrededor de 1, es decir una sintonía perfecta.

$$\alpha = \frac{f_A}{f_E}$$

donde:

f_A = frecuencia del TLD

f_E = frecuencia natural de vibración de la edificación.

Entonces:

$$1 = \frac{f_A}{f_E}$$

$$f_A = f_E$$
$$f_A = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{3.67g}{D_D} \tanh\left(\frac{3.67h_w}{D_D}\right)}$$

Donde:

f_A = frecuencia del TLD

g = aceleración de la gravedad

h_w = altura del liquido

$$1.33 = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{3.67 \times 9.81}{0.50} \tanh\left(\frac{3.67h_w}{0.50}\right)}$$

$$h_w = 0.28 \text{ m}$$

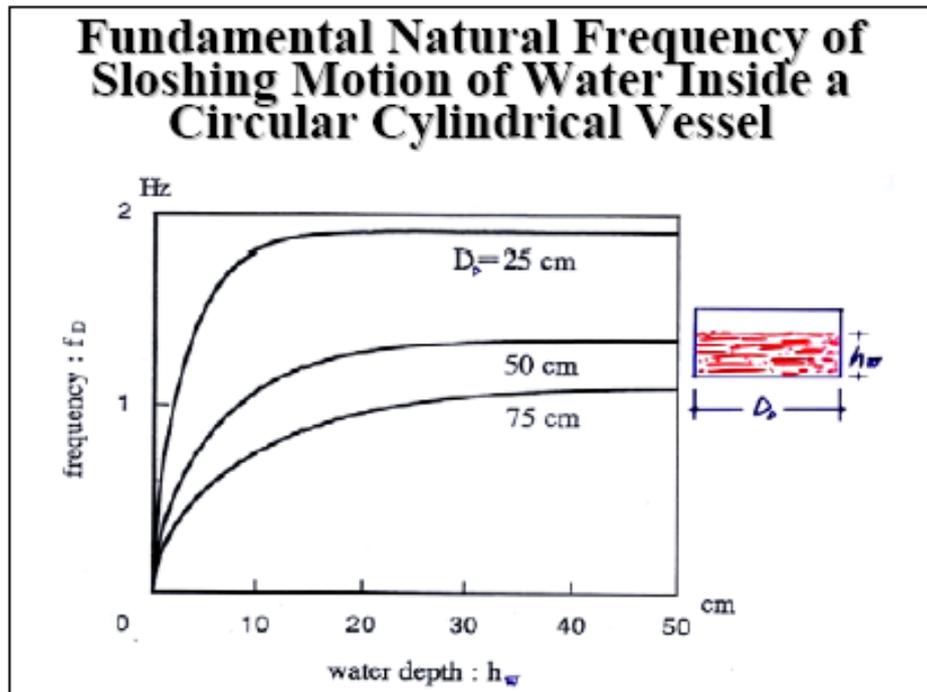


Figura 73. Frecuencia Natural de Vibración vs. Altura del Agua

Fuente: Tokyo Polytechnic University. The 21st Century Center of Excellence Program
Yukio Tamura

3) Cálculo de la Altura de la Capa

$$h_c = 1.50xh_w$$

$$h_c = 1.50x0.28m$$

$$h_c = 0.42 m$$

4) Cálculo del No. de Cilindros

$$V = \frac{\pi}{4} D_D^2 \cdot h_w$$

$$V = \frac{\pi}{4} (0.50)^2 x 0.28$$

$$V = 0.055 m^3/capa$$

$$W = 0.055 T/capa$$

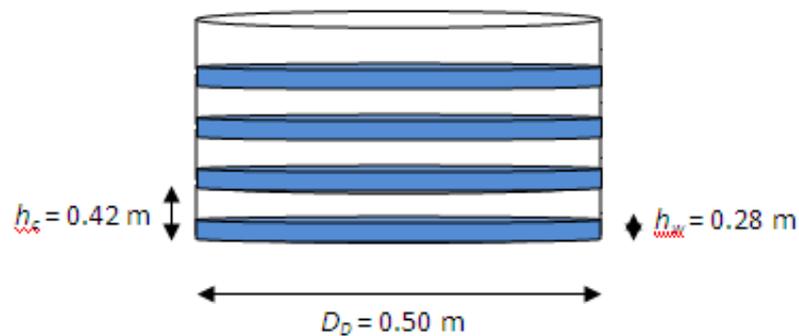
$$N_{capas} = \frac{m_{1\%}}{W}$$

$$N_{capas} = \frac{14.60}{0.055}$$

$$N_{capas} = 265$$

$$N_{cilindros} = \frac{265}{4}$$

$$N_{cilindros} = 66$$



5) Cálculo de las Fuerzas Impulsivas y Convectivas por cada Capa

Estos cálculos son realizados según las normas:

- American Standard 2003 API 650 ad.
- ACI350.3-01 “Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures”

Masa Impulsiva:

$$M_i = M \frac{\tanh \left[\sqrt{3} \frac{R}{h_w} \right]}{\sqrt{3} \frac{R}{h_w}}$$

$$M = \rho \cdot \pi \cdot R^2 \cdot h_w$$

$$M = 1000 \frac{kg}{m^3} \cdot \pi \cdot (0.25)^2 \cdot (0.28)$$

$$M = 54.98 \text{ kg}$$

$$M_i = (54.98) \frac{\tanh \left[\sqrt{3} \frac{0.25}{0.28} \right]}{\sqrt{3} \frac{0.25}{0.28}}$$

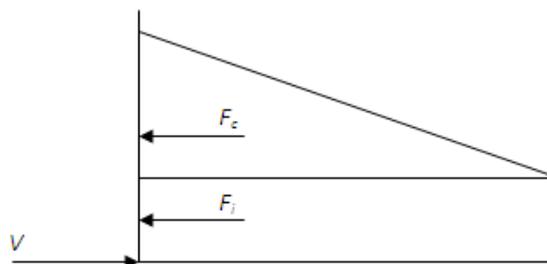
$$M_i = 32.47 \text{ kg}$$

Masa Convectiva:

$$M_c = \frac{1}{4} \sqrt{\frac{27}{8}} M \frac{R}{h_w} \tanh \left[\sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h_w}{R} \right]$$

$$M_c = \frac{1}{4} \sqrt{\frac{27}{8}} (54.98) \frac{0.25}{0.28} \tanh \left[\sqrt{\frac{27}{8}} \frac{0.28}{0.25} \right]$$

$$M_c = 21.82 \text{ kg}$$



$$F = (M_c + M_i) \times \text{aceleración}$$

$$M = 21.82 + 32.47$$

$$M = 54.29 \text{ kg/capa}$$

6) Fuerza Lateral inducida por el Amortiguador

$$M_T = M \times \text{Nro. capas}$$

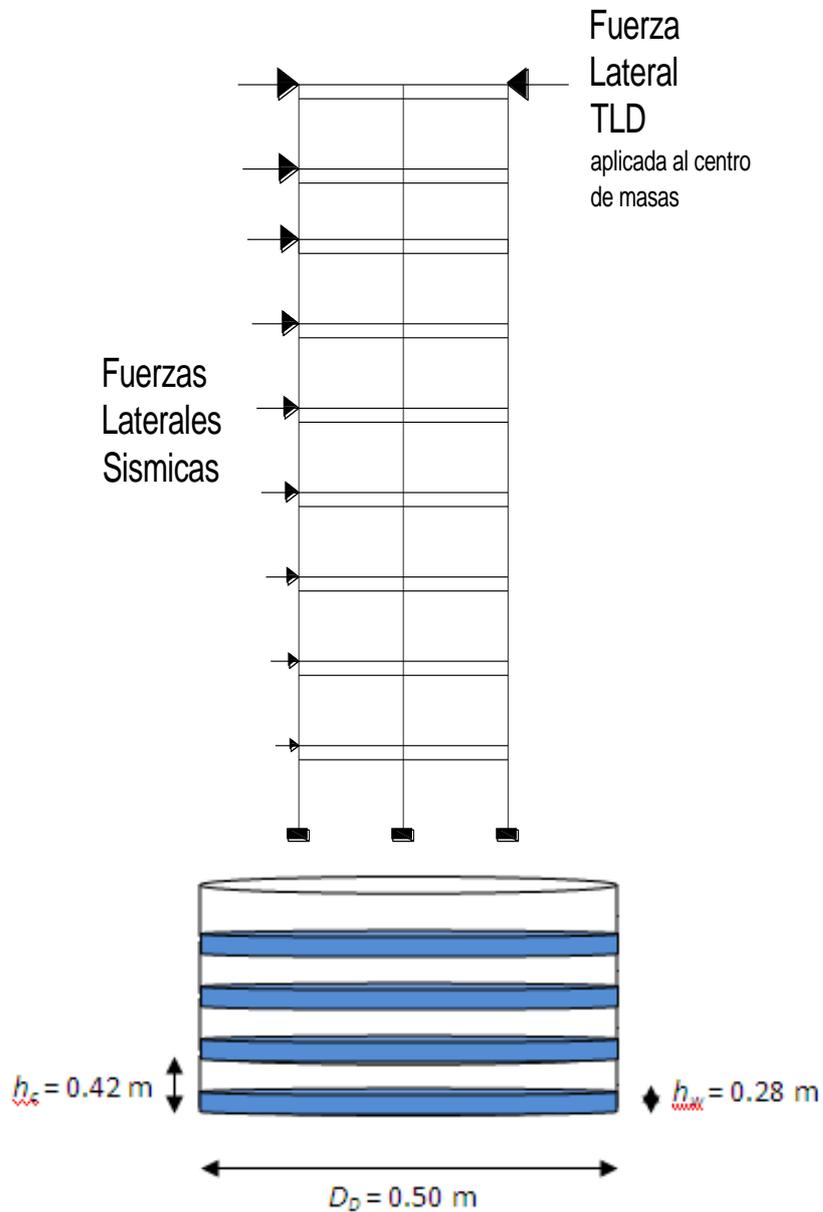
$$M_T = 54.29 \text{ kg} \times 265$$

$$M_T = 14386.85 \text{ kg} = 14.39 \text{ T}$$

$$F_{TLD} = 14.39 \times \text{Acel U.P.}$$

$$F_{TLD} = 14.39 \times 1.73$$

$$F_{TLD} = 24.89 \text{ T}$$



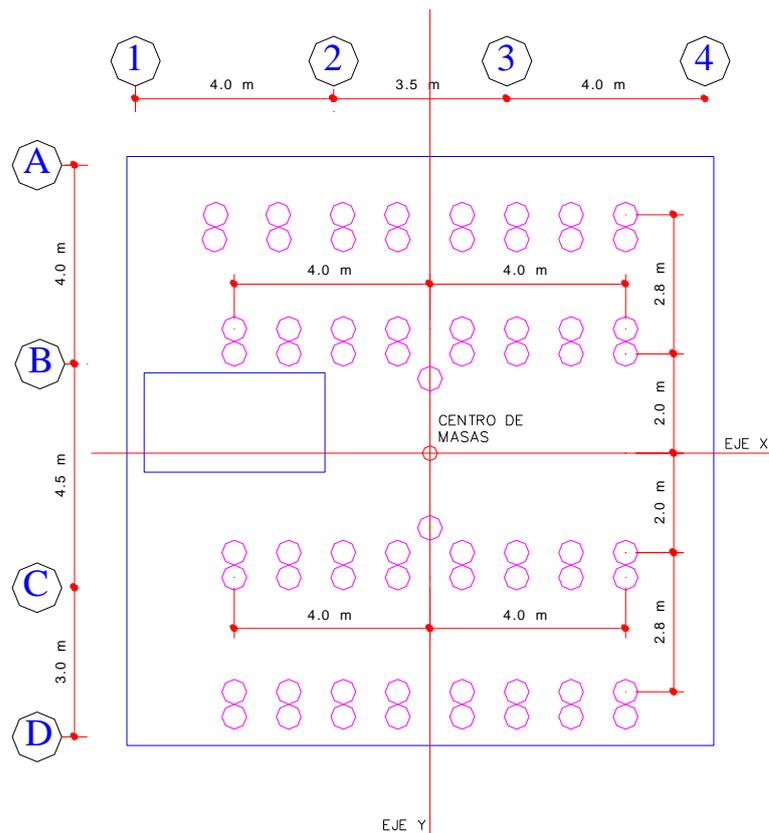


Figura 74. Diseño y Ubicación de los tanques que conforman el TLD

Realizado por: Maji – Sefla

Tabla 93. Costo referencial del TLD para la Estructura analizada

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO U	COSTO T
Tanque de polietileno 4 capas	U	66	117.78	7773.48
Accesorios de anclaje	GLB	66	15.5	1023
			TOTAL =	8,796.48

Elaborado por: Maji – Sefla

Estos costos fueron proyectados en función de los costos referenciales de tanques de polietileno (Plastigama)

Con los datos obtenidos se realizó la modelación de la Estructura en el Programa Computacional ETABS y se obtuvieron los siguientes resultados:

b. Comparación de Resultados

Tabla 94. Desplazamientos laterales y derivas en X (sin TLD)

DISPLACEMENTS AND DRIFTS AT POINT OBJECT

PISO	DESPLAZAMIENTO (m)	DERIVA (%)
PISO 10	0,034468	0,063
PISO 9	0,032940	0,087
PISO 8	0,030832	1,146
PISO 7	0,028082	1,397
PISO 6	0,024728	1,616
PISO 5	0,020850	1,790
PISO 4	0,016555	1,904
PISO 3	0,011985	1,925
PISO 2	0,007365	1,769
PISO 1	0,003118	1,039

Realizado por: Maji - Sefla

Tabla 95. Desplazamientos laterales y derivas en X (con TLD)

DISPLACEMENTS AND DRIFTS AT POINT OBJECT

PISO	DESPLAZAMIENTO (m)	DERIVA (%)
PISO 10	0,030902	0,497
PISO 9	0,029710	0,721
PISO 8	0,027978	0,983
PISO 7	0,025619	1,233
PISO 6	0,022660	1,452
PISO 5	0,019176	1,628
PISO 4	0,015270	1,746
PISO 3	0,011080	1,775
PISO 2	0,006820	1,637
PISO 1	0,002891	0,064

Realizado por: Maji - Sefla

Tabla 96. Desplazamientos laterales y derivas en Y (sin TLD)

DISPLACEMENTS AND DRIFTS AT POINT OBJECT

PISO	DESPLAZAMIENTO (m)	DERIVA (%)
PISO 10	0,032301	0,694
PISO 9	0,030655	0,900
PISO 8	0,028506	1,125
PISO 7	0,025806	1,338
PISO 6	0,022594	1,520
PISO 5	0,018947	1,659
PISO 4	0,014964	1,744
PISO 3	0,010778	1,745
PISO 2	0,006592	1,588
PISO 1	0,002780	0,927

Realizado por: Maji - Sefla

Tabla 97. Desplazamientos laterales y derivas en Y (con TLD)

DISPLACEMENTS AND DRIFTS AT POINT OBJECT

PISO	DESPLAZAMIENTO (m)	DERIVA (%)
PISO 10	0,028978	0,559
PISO 9	0,027657	0,750
PISO 8	0,025867	0,971
PISO 7	0,023537	1,183
PISO 6	0,020697	1,366
PISO 5	0,017418	1,509
PISO 4	0,013796	1,598
PISO 3	0,009960	1,608
PISO 2	0,006102	1,469
PISO 1	0,002577	0,859

Realizado por: Maji - Sefla

Especificaciones Técnicas para el Diseño del TLD

Para el comportamiento adecuado del Amortiguador de Líquido Sincronizado en la etapa de la materialización del sistema se deben controlar los siguientes aspectos:

- Los tanques que conforman el TLD deben estar fijamente empotrados mediante la utilización de pernos a la losa de cubierta para que se transmitan directamente las fuerzas impulsivas y convectivas generadas por el oleaje del líquido.
- Se debe controlar permanentemente el nivel del líquido dentro de cada contenedor, nivel específico al calculado en el diseño.
- Los contenedores deben estar herméticamente sellados, evitando filtraciones y evaporizaciones del agua contenida.
- La ubicación de cada uno de los tanques serán específicos a los detallados en los planos de diseños, de tal manera que la resultante del sistema que conforma el TLD coincida con el centro de masas de la losa en donde se coloque el dispositivo.
- Los contenedores que conforman el Amortiguador de Líquido Sincronizado deben ser de sección circular, con un diámetro que varía de acuerdo a la frecuencia natural de vibración de la estructura.
- El material de los cilindros que conforman el TLD se recomienda que sean de polietileno completamente herméticos, por su peso liviano, de esta manera no incrementar la carga que van a soportar los elementos estructurales de la edificación.

5. DISEÑO ORGANIZACIONAL

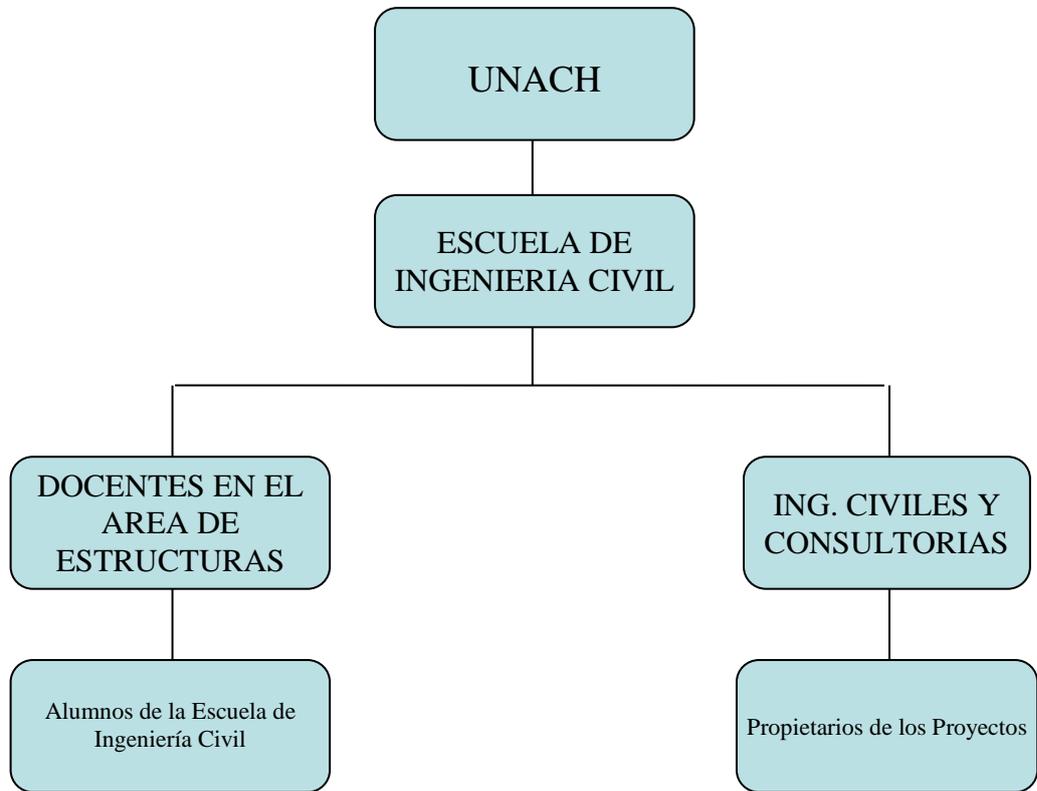


Figura 75. Organigrama funcional de la propuesta.

Elaborado por: Maji - Sefla

6. MONITOREO Y EVALUACIÓN DE LA PROPUESTA

6.1. MONITOREO

En esta fase nos centraremos en la capacitación que reciban los alumnos de la Escuela de Ingeniería Civil en el diseño del Amortiguador de Líquido Sincronizado, para que en conjunto docentes y alumnos se logre solventar cualquier incógnita que tengan en el procedimiento de diseño del amortiguador.

Es importante darle un seguimiento adecuado del cómo se aplique el método propuesto, en vista de que al ser una teoría desconocida en el país no están establecidos los parámetros de diseño en el Código Ecuatoriano de la Construcción, código que gobierna el diseño de edificaciones sismo-resistentes.

6.2. EVALUACIÓN

El proceso de evaluación estará orientado a la recolección y análisis de información sobre los resultados posteriores y basados en la presente propuesta, que se obtengan de diseños de edificaciones en nuestro país con la incorporación del TLD, para establecer normas que sean incluidas en los Códigos de la Construcción vigentes.

Los resultados nos permitirán determinar la configuración geométrica de los contenedores del agua en lo referente al diámetro y altura de cada capa para el diseño de una edificación cimentada en el Ecuador, y de esta manera establecer diámetros y alturas de contenedores comerciales específicos para nuestro medio, que facilitaran la incorporación del amortiguador a las edificaciones .

IX. BIBLIOGRAFÍA

1. ABE, M., KIMURA, S. and FUJINO, Y. (1996), “Semi-active Tuned Column Damper with Variable Orifice Openings”, *Third International Conference on Motion and Vibration Controls*, Chiba, 7-11.
2. AGUIAR, Roberto. (2003). Análisis Sísmico por Desempeño. Editorial. Escuela Politécnica del Ejército. Quito. Ecuador.
3. AGUIAR, Roberto. (2006). Dinámica de Estructuras con Matlab. Quito. Ecuador.
4. CEVALLOS, Oscar. (2008), Manual del Software “ANASIS V1.3”. Riobamba. Ecuador.
5. CÓDIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCIÓN (2002). Peligro Sísmico, Espectros de Diseño y requisitos mínimos de Cálculo para Diseño Sismo-Resistente. CPE INEN 5:2001.
6. COMPARACIÓN DEL DISEÑO SÍSMICO DE ESTANQUES DE ACERO SEGÚN NORMAS NORTEAMERICANA, S. Hernández, Chile-Concepción, 2007.
7. MITIGATION OF WIND-INDEUCED BUILDING VIBRATIONS, Tokyo Polytechnic University, Yukio Tamura, 1998.
8. REED, D., YEH, H., YU, J. and GARDARSSON, S. (1998), “Tuned Liquid Dampers Under Large Amplitude Excitation”, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* 74-76, 923-930.

9. SISTEMAS DE CONTROL DE RESPUESTA SISMICA EN EDIFICACIONES, J. Oviedo, M. Duque, Colombia-Medellín, 2006.