

FACULTAD DE INGENIERÍA

Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil

Tesis

Análisis comparativo de la capacidad de restricción de irregularidades estructurales, entre placas de concreto y disipadores de energía SLB, en una edificación esencial (A2) sismorresistente de baja altura

José Paul Carhuamaca Guerrero

Para optar el Título Profesional de
Ingeniero Civil

Huancayo, 2020

Repositorio Institucional Continental
Tesis digital



Esta obra está bajo una Licencia "Creative Commons Atribución 4.0 Internacional" .

AGRADECIMIENTOS

Deseo expresar mi más sincero agradecimiento al asesor de la presente tesis Ing. Omar A. Hidalgo Quispe, por su confianza en mi persona y los grandes aportes al presente trabajo.

A mis profesores de pregrado de la Universidad Continental, especialmente a la Ing. Natividad Sánchez Arévalo, quien con su profesionalismo y amor por su trabajo ha inspirado en mí el gusto por la Ingeniería Estructural.

A mis colegas de trabajo de la Oficina de Infraestructura Física de la Universidad Nacional Agraria La Molina, quienes me transmitieron sus saberes y experiencias a través de la interacción laboral diaria, especialmente al Ing. Armando Medina Palacios y Arq. Cesar F. Hurtado Cervantes, conocerlos e interactuar con ellos ha enriquecido el contenido de la presente tesis.

Finalmente, deseo expresar mi agradecimiento a mis padres Víctor e Irene, quienes, con su apoyo constante e incondicional, ayudaron a hacer posible el presente trabajo.

DEDICATORIA

A mis padres Víctor e Irene, quienes a través de su apoyo y palabras de aliento hicieron posible la realización del presente trabajo.

A mis hijas, Ariana y Emma, esperando que esta tesis sirva como un ejemplo de objetivo logrado, en base a trabajo y dedicación hacia aquello que nos apasiona.

A Dios por permitirme el milagro de la vida.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

Agradecimientos.....	ii
Dedicatoria	iii
Índice de contenidos	iv
Índice de tablas.....	vi
Índice de figuras	ix
Resumen	xiv
Abstract	xvi
Introducción	xviii
CAPÍTULO I	20
PLANTEAMIENTO DEL ESTUDIO	20
1.1. Planteamiento y formulación del problema	20
1.1.1. Formulación del problema	20
1.1.2. Planteamiento del problema.....	23
1.2. Objetivos	23
1.3. Justificación e importancia.....	23
1.4. Hipótesis y descripción de variables	24
1.5. Definición de las variables.....	25
CAPÍTULO II	27
MARCO TEÓRICO	27
2.1. Antecedentes del problema	27
2.2. Bases teóricas.....	37
2.2.1. Diseño sismorresistente convencional	37
2.2.2. Amortiguamiento inherente.....	39
2.2.3. Movimiento amortiguado de las edificaciones	42
2.2.4. Muros estructurales de concreto armado.....	43
2.2.5. Tipos de análisis sísmico	60
2.2.6. Tipos de análisis-procedimiento de diseño disipadores de energía	86
2.3. Definición de términos básicos	87
CAPÍTULO III	91
METODOLOGÍA	91
3.1. Método, y alcance de la investigación	91

3.2. Diseño de la investigación.....	91
3.3. Población y muestra	93
3.3.1. Descripción del proyecto de edificación	93
3.3.2. Descripción de la edificación en estudio	97
3.3.3. Propuestas estructurales en estudio	98
3.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos.....	106
3.4.1. Procedimiento para determinación de acciones sísmicas.....	106
3.4.2. Proceso de análisis y diseño con disipadores de energía SLB	107
CAPÍTULO IV	112
TRATAMIENTO Y ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN	112
4.1. Análisis sísmico, propuesta 1 - pórticos C° A°	112
4.2. Análisis sísmico propuesta 2 – muros C° A°	131
4.3. Análisis sísmico, propuesta 3, dispositivos SLB	150
CAPÍTULO V	193
RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	193
5.1. Resultados del tratamiento y análisis de la información	193
5.2. Discusión de resultados	226
5.2.1. Restricciones a la irregularidad	227
5.2.2. Determinación de desplazamientos laterales y distorsión admisible	227
5.2.3. Análisis comparativo.....	227
Conclusiones	229
Recomendaciones	231
Referencias.....	232
Anexos	235

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Amortiguamiento según normativa	40
Tabla 2. Frecuencia natural de vibración ξ viscoso equivalente	42
Tabla 3. Tipos de análisis sísmico según norma peruana E-030	60
Tabla 4. Ubicación de las estaciones	72
Tabla 5. Registro sísmico considerado para el análisis	73
Tabla 6. Sectorización del proyecto	93
Tabla 7. Módulo III, usos	97
Tabla 8. Módulo III, alturas y cotas	97
Tabla 9. Diseño SLB, 2018	109
Tabla 10. Categoría de la edificación e irregularidad	115
Tabla 11. Niveles del edificio	118
Tabla 12. Materiales utilizados	118
Tabla 13. Ratios de participación modal de masas	120
Tabla 14. Periodos y frecuencias	120
Tabla 15. Coeficiente para límite Superior en periodo Calculado	121
Tabla 16. Valores de parámetros C_t y x de periodo aproximado	122
Tabla 17. Excentricidad de la propuesta uno, pórticos	123
Tabla 18. Fuerzas por nivel	125
Tabla 19. Deriva por nivel y dirección de análisis	125
Tabla 20. Desplazamiento relativo máximo respecto al promedio	128
Tabla 21. Desplazamientos máximos y promedio por niveles	129
Tabla 22. Categoría de la edificación e irregularidad	134
Tabla 23. Niveles del edificio	137
Tabla 24. Materiales utilizados	137
Tabla 25. Ratios de participación modal de masas	139
Tabla 26. Periodos y frecuencias	139
Tabla 27. Coeficiente para límite superior en periodo calculado	140
Tabla 28. Valores de parámetros C_t y x de periodo aproximado	141
Tabla 29. Excentricidad de la propuesta dos, pórticos y muros	142
Tabla 30. Fuerzas por nivel	143
Tabla 31. Deriva por nivel y dirección de análisis	144

Tabla 32. Desplazamiento relativo máximo respecto al promedio	147
Tabla 33. Historial de máximas / Desviaciones promedio	148
Tabla 34. Categoría de la edificación e irregularidad	152
Tabla 35. Niveles del edificio.....	155
Tabla 36. Materiales utilizados	155
Tabla 37. Ratios de participación modal de masas	160
Tabla 38. Periodos y frecuencias	161
Tabla 39. Coeficiente para limite superior en periodo calculado	162
Tabla 40. Valores de parámetros Ct y x de periodo aproximado.....	162
Tabla 41. Excentricidad propuesta 3	164
Tabla 42. Fuerzas por nivel	165
Tabla 43. Deriva según nivel y dirección de análisis	166
Tabla 44. Ratio de desplazamiento máximo relativo	166
Tabla 45. Dispositivos SLB, 2018.....	168
Tabla 46. Análisis modal iterativo.....	169
Tabla 47. Vista de dispositivos seleccionados en la fase 2.....	171
Tabla 48. Datos de los registros de aceleraciones sísmicas considerados....	172
Tabla 49. Estaciones acelerográficas cercanas	172
Tabla 50. Fuerzas cortantes “V2” en disipadores SLB	176
Tabla 51. Fuerzas cortantes promedio “V2” en disipadores SLB	177
Tabla 52. Dispositivos SLB seleccionados	177
Tabla 53. Esfuerzo cortante “V2” en dispositivos seleccionados.....	178
Tabla 54. Cortante actuante V2 promedio, en los dispositivos SLB, fase 4 ...	179
Tabla 55. Fuerzas cortantes V2, en los dispositivos SLB, F=4	179
Tabla 56. Ratios de masa de participación modal.....	180
Tabla 57. Periodos y frecuencias	181
Tabla 58. Coeficiente para limite superior en periodo calculado	182
Tabla 59. Valores de parámetros Ct y x de periodo aproximado.....	182
Tabla 60. Excentricidad accidental.....	184
Tabla 61. Fuerzas por niveles	186
Tabla 62. Promedio de fuerzas por niveles	186
Tabla 63. Derivas máximas por Nivel (Fase 4).....	187
Tabla 64. Promedio de derivas máximas (Fase 4)	187
Tabla 65. Ratio de desplazamientos máximo relativo (Fase 4).....	188

Tabla 66. Ratio promedio desplazamiento máximo relativo	190
Tabla 67. Ratios promedio de máximo desplazamiento relativo	191
Tabla 68. Verificación del factor “R” en la propuesta 2.....	193
Tabla 69. Categoría y regularidad de las edificaciones	194
Tabla 70. Irregularidades estructurales en altura	194
Tabla 71. Art. 20 RNE E-030, Tabla 9 Irregularidad estructural en plana	195
Tabla 72. Propuesta 1, ratios de desplazamiento máximo relativo	196
Tabla 73. Propuesta 2, ratios de desplazamiento máximo relativo	197
Tabla 74. Propuesta 3, ratios de desplazamiento máximo relativo	197
Tabla 75. Propuesta 1-ratio masa modal participativa	199
Tabla 76. Propuesta 2-ratio masa modal participativa	200
Tabla 77. Propuesta 3-ratio masa modal participativa	201
Tabla 78. Propuesta 1 - cuadro de distorsiones	203
Tabla 79. Propuesta 2- cuadro de distorsiones	204
Tabla 80. Propuesta 3 – cuadro de distorsiones	205
Tabla 81. Reacciones en la base, análisis tiempo historia $\xi=2\%$	208
Tabla 82. Reacciones relativas en la base, respecto a Propuesta 01	209
Tabla 83. Propuesta 1, reacciones en base, análisis tiempo historia $\xi=2\%$...	211
Tabla 84. Propuesta 2, reacciones en base, análisis tiempo historia $\xi=2\%$...	212
Tabla 85. Propuesta 3, reacciones en base, análisis tiempo historia $\xi=2\%$...	213
Tabla 86. Fuerzas cortantes V2 en los disipadores.....	217
Tabla 87. Desplazamiento promedio en los disipadores	218
Tabla 88. Fuerzas axiales en las diagonales de los disipadores.....	218
Tabla 89. Excentricidad en diafragma rígido según propuesta estructural	225

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Efecto de amortiguamiento y del periodo fundamental de vibración .	22
Figura 2. Efecto amortiguamiento de los disipadores SLB, según periodo del edificio	22
Figura 3. Hotel Ceibo Dorado caso de reforzamiento estructural.....	27
Figura 4. Instalación del disipador sobre diagonales metálicas tipo Chevron ..	28
Figura 5. Gráfica de desplazamiento del edificio con y sin disipadores SLB....	28
Figura 6. Derivas según norma ecuatoriana.....	28
Figura 7. Distribución de las fuerzas cortantes en altura.....	29
Figura 8. Distribución de esfuerzos cortantes en altura, sin considerar el esfuerzo cortante transferido a disipadores.....	29
Figura 9. Área de acero requerido con y sin disipadores	29
Figura 10. Vista del proyecto Paradox, México 2014 y los SLB.....	30
Figura 11. Bloque 4, Centro de Investigación y Posgrado ESPE.....	31
Figura 12. Módulo prefabricado de Concreto armado y con disipadores sísmicos.....	32
Figura 13. Vista en planta módulo prefabricado	34
Figura 14. Armado de vigas y conexión con disipador	34
Figura 15. Modelo numérico 3D ETABS	36
Figura 16. Vibración armónica amortiguada de un oscilador simple	39
Figura 17. Edificio planta y elevación	41
Figura 18. Secciones comunes de muros estructurales.....	44
Figura 19. Deformación de un muro en voladizo bajo fuerza lateral	45
Figura 20. Contribución relativa de las deformaciones a cortante y flexión.....	45
Figura 21. Efecto del pandeo en configuraciones típicas de muros	46
Figura 22. Deformaciones que produce el pandeo fuera del plano	47
Figura 23. Modos de falla en muros en voladizo	48
Figura 24. Disipación de energía en las curvas fuerza-deformación.....	49
Figura 25. Sistemas de control estructural	49
Figura 26. Disipador por flexión.....	51
Figura 27. Sistema ADAS y respuesta histerética de los primeros ciclos de carga	51

Figura 28. Sistema TADA, Tsai 1993	52
Figura 29. (a) Disipador Honey Comb; (b) Curva Histerética	53
Figura 30. Disipador por cortante	53
Figura 31. Disipador por cortante, curva histerética	54
Figura 32. Conector tipo peine e instalación de disipador de corte SLB	54
Figura 33. Disipador por ficción. Pall y Marsh, 1982 y su respuesta histerética	55
Figura 34. Amortiguador de fricción de perno ranurado. Rao y White, 1996....	55
Figura 35. Disipador Shapia. Kar et al., 1998.....	56
Figura 36. Disipador viscoelástico (izquierda) y su respuesta histerética (derecha)	57
Figura 37. Esquema del sistema extendido de amortiguación, disipador Taylor	60
Figura 38. Tipos de análisis sísmico	61
Figura 39. Fuerzas laterales equivalentes.....	62
Figura 40. Vista análisis respuesta modal espectral	63
Figura 41. Análisis push over ordinario.	64
Figura 42. Rótulas plásticas y curva momento curvatura.....	65
Figura 43. Curvas fuerza desplazamiento y momento curvatura.	65
Figura 44. Análisis dinámico incremental	69
Figura 45. Primer caso de análisis	70
Figura 46. Segundo caso de análisis	71
Figura 47. Ubicación de las estaciones acelerográficas de interés	72
Figura 48. Microzonificación del área del proyecto	73
Figura 49. Registro del sismo del 17 de octubre de 1966	75
Figura 50. Ejemplo de registro sísmico	75
Figura 51. Configuración de unidades en Seismomatch	76
Figura 52. Procedimiento para importar acelerogramas	77
Figura 53. Vista en SeismoMatch del entorno de importación	77
Figura 54. Mensaje de confirmación	78
Figura 55. Vista en SeismoMatch de acelerograma importado	79
Figura 56. Vista en SeismoMatch de importación de espectro objetivo	79
Figura 57. Vista en SeismoMatch del Target Spectrum	80
Figura 58. Vista en SeismoMatch entre acelerograma inicial y el escalado.....	81
Figura 59. Vista en SeismoMatch de las tablas de serie de datos	81

Figura 60. Vista comparativa entre espectro original y escalado	82
Figura 61. Procedimiento de exportación de acelerogramas escalados	83
Figura 62. Vista del archivo *.txt del acelerograma escalado exportado	84
Figura 63. Esquema de los procedimientos de diseño, según ASCE 7-16	86
Figura 64. Flujograma del desarrollo de la tesis.....	92
Figura 65. Vista en planta del proyecto, propuesta arquitectónica.....	94
Figura 66. Vistas de los ambientes propuestos en el proyecto	95
Figura 67. Vista en planta, sectorización del área del proyecto	96
Figura 68. Módulo III, vista de la propuesta arquitectónica	97
Figura 69. Propuesta 1, Modulo III, sistema aporticado (columnas y vigas)	98
Figura 70. Propuesta 1, Modulo III, vista en 3D	98
Figura 71. Propuesta 1, evaluación funcional.....	99
Figura 72. Modulo III, Propuesta 2, muros de concreto armado.....	100
Figura 73. Propuesta 2, Modulo III, vista 3D	101
Figura 74. Propuesta 2, Modulo III, evaluación funcional.....	102
Figura 75. Modulo III, Propuesta 3, disipadores de energía SLB	103
Figura 76. Propuesta 3, Modulo III, vista 3D	104
Figura 77. Propuesta 3, Modulo III, evaluación funcional.....	105
Figura 78. Altura del disipador SLB.....	108
Figura 79. Sección transversal dispositivo (frame) SLB 30x4	108
Figura 80. Leyenda de tabla de Diseño SLB.....	110
Figura 81. Modelo analítico de la propuesta estructural 1	116
Figura 82. Vista 1 en 3D, propuesta uno, pórticos	117
Figura 83. Vista 2 en 3D, propuesta uno, pórticos	117
Figura 84. Vista centro de masas y centro de rigideces de la propuesta uno	124
Figura 85. Modelo analítico de la propuesta estructural 2.....	135
Figura 86. Vista 1 en 3D, propuesta 2, muros en X, pórticos en Y.....	136
Figura 87. Vista 2 en 3D, propuesta 2, muros en X, pórticos en Y.....	136
Figura 88. Vista centro de masas y centro de rigideces de la propuesta dos	143
Figura 89. Modelo analítico de la propuesta estructural 3.....	153
Figura 90. Vista 3D, Propuesta 03	154
Figura 91. Vista 3D 2, Propuesta 03	154
Figura 92. Diagonales de acero con disipador SLB	157
Figura 93. Modelo con disipadores SLB, vista 3D.....	158

Figura 94. Definición del disipador PL30x4, como elemento frame.....	158
Figura 95. Desconexión a fuerzas axiales.....	159
Figura 96. Casos sísmicos	159
Figura 97. Vista del diafragma rígido, nivel 1	160
Figura 98. Vista centro de masas y centro de rigideces de la propuesta tres	165
Figura 99. Vista de esfuerzos cortantes V2 en el eje 1, propuesta 3	170
Figura 100. Vista de esfuerzos cortantes V2 en el eje 6, propuesta 3	170
Figura 101. Asignación de los parámetros a los dispositivos SLB	171
Figura 102. Vista de las estaciones acelerográficas cercanas al área del proyecto	172
Figura 103. Estación Parque de la Reserva 17 oct. 1966	172
Figura 104. Estación Parque de la Reserva 31 mayo 1970	173
Figura 105. Estación Parque de la Reserva 3 oct. 1974	173
Figura 106. Estación FIA-USMP (LIM010) 14 ene. 2018	173
Figura 107. Estación FIA-USMP (LIM010) 22 feb. 2019	174
Figura 108. Estación USILM (LIM037) 26 mayo 2019.....	174
Figura 109. Estación DHN 15 ago. 2007.....	174
Figura 110. Ejemplo de escalamiento de los espectros de aceleraciones	175
Figura 111. Definición del caso de carga	175
Figura 112. Asignación de los parámetros no lineales a dispositivos SLB.....	178
Figura 113. Vista centro de masas y centro de rigideces de la propuesta tres	185
Figura 114. Resumen-ratios de masa de participación modal.....	203
Figura 115. Propuesta 1 - curvas de distorsiones	204
Figura 116. Propuesta 2 - curvas de distorsiones	205
Figura 117. Propuesta 3 - curvas de distorsiones	206
Figura 118. Análisis modal $\xi=5\%$ - curvas de distorsiones, eje X	206
Figura 119. Análisis tiempo historia no lineal $\xi=2\%$ -curvas de distorsiones, eje X.....	207
Figura 120. Análisis modal $\xi=5\%$ - curvas de distorsiones, eje Y	207
Figura 121. Análisis tiempo historia no lineal $\xi=2\%$ -curvas de distorsiones, eje Y	208
Figura 122. Reacciones en la base, análisis tiempo historia $\xi=2\%$	209
Figura 123. Reacciones relativas en la base, respecto a propuesta 1	209

Figura 124. Propuesta 1, reacciones en base, análisis tiempo historia $\xi=2\%$	214
Figura 125. Propuesta 2, reacciones en base, análisis tiempo historia $\xi=2\%$	214
Figura 126. Propuesta 3, reacciones en base, análisis tiempo historia $\xi=2\%$	215
Figura 127. Resultado fuerzas en dirección X (FX), en la base del edificio ...	215
Figura 128. Resultado fuerzas en dirección Z (FZ), en la base del edificio	216
Figura 129. Reacciones en la base del edificio	216
Figura 130. Resultado momentos en dirección Y (MY), en la base del edificio	217
Figura 131. P01-PC-Eje1, fuerzas axiales, A. THNL, sismo 3 oct. 1974.....	219
Figura 132. P03-SLB-Eje1, fuerzas axiales, A.THNL, sismo 3 oct. 1974	220
Figura 133. P01-PC-Eje1, fuerzas cortantes V2, A.THNL, sismo 3 oct. 1974	221
Figura 134. P03-SLB-Eje1, fuerzas cortantes V2, A.THNL, sismo 3 oct. 1974	221
Figura 135. P01-PC-Eje1, momentos M33, A.THNL, sismo 3 oct. 1974	222
Figura 136. P03-SLB-Eje1, momentos M33, A.THNL, sismo 3 oct. 1974	222
Figura 137. P01-PC-Eje 1, diseño en C°A°, A.THNL, sismo 3 oct. 1974	223
Figura 138. P03-SLB-Eje 1, diseño en C°A°, A.THNL, sismo 3 oct. 1974.....	223
Figura 139. Detalle de anclaje, dissipador SLB a viga de concreto	224
Figura 140. Diagrama de fuerzas actuantes, anclaje a viga.....	224
Figura 141. Anclaje de las diagonales a las columnas.....	225
Figura 142. Comparación de las excentricidades e la propuesta 1 al 3	226

RESUMEN

Los muros de concreto armado son elementos estructurales frecuentemente usados en edificios para proveer resistencia lateral y rigidez contra viento y acciones sísmicas, que a su vez incrementan el esfuerzo cortante actuante en la edificación. Muchas veces su uso no es posible, debido a que los muros bloquean accesos, reducen la iluminación y ventilación y limitan la funcionalidad de una edificación.

Una estructura, cuanto más dúctil, presenta aceleraciones absolutas inferiores (consecuentemente menores esfuerzos), por lo que requerirá menores secciones de vigas y columnas.

Según el estado actual del conocimiento existe un modelo de disipador histerético-elastoplástico fabricado en Perú (*shear Link Bozzo*), susceptible de ser empleado como un conector entre un sistema flexible aporticado (que resiste fundamentalmente cargas gravitatorias) y un sistema rígido (que soporta la mayor parte de las cargas horizontales) de muros de concreto, albañilería o diagonales metálicas, que permite aprovechar su capacidad resistente evitando su deterioro, siendo este conector un sistema predeterminado que localiza la demanda de ductilidad. Brindando al sistema estructural mayores beneficios como: a) Se hace posible cuantificar el requerimiento de ductilidad del sistema estructural b) El control de calidad para elementos que proveen ductilidad al sistema se focaliza en los disipadores c) El induce al daño localizado, permitiendo predecir las zonas que se dañarán y se reduce los costos de reparación costos de reparación en comparación con los sistemas tradicionales (pórticos, muros).

La presente investigación se lleva a cabo en un proyecto de edificio de baja altura (dos niveles) categoría A2, ubicada en zona IV, la cual presenta una distribución asimétrica de masas, con potencial ocurrencia de irregularidad torsional. La normativa peruana, en este tipo de edificaciones, no admite irregularidades.

Se verificó que las propuestas estructurales cumplen con las restricciones a la regularidad y rigidez establecidas en la norma peruana E030-2018, los resultados obtenidos de los análisis permiten validar las propuestas tradicionales basadas en muros y pórticos de concreto armado, así como el uso de los dispositivos *Shear Link Bozzo* (SLB), montados sobre diagonales de acero configurados en forma de “V” invertida, en reemplazo de muros de concreto armado. Esta última propuesta permite optimizar el aprovechamiento de los espacios y es concordante al confort que se pretende con la edificación.

La propuesta basada en disipadores SLB muestra ventajas comparativas con las propuestas tradicionales, entre ellas:

- ✓ Mejora el control de desplazamientos laterales y distorsiones. Las distorsiones se encuentran por debajo del límite normativo, tanto para un análisis modal espectral con un amortiguamiento inherente de cinco por ciento ($\xi=5\%$), como para un análisis Tiempo Historia No lineal con $\xi=2\%$.
- ✓ Reduce las fuerzas cortantes actuantes en los elementos de concreto armado de la edificación (columnas y vigas). Las fuerzas cortantes son absorbidas y disipadas en forma de calor por los dispositivos.
- ✓ Mejor control de la irregularidad torsional. Los ratios de desplazamiento máximo relativo son mucho menores a los mostrados por las propuestas tradicionales.
- ✓ Incrementa el requerimiento de las zapatas, en comparación con el sistema aporticado, pero se reduce en comparación con la propuesta de muros de concreto armado.

Se espera que los resultados de la presente investigación puedan servir como una experiencia de éxito en el uso de disipadores SLB y en el diseño de edificios sismorresistentes que optimicen el aprovechamiento de espacios. Asimismo, sirva para promover y difundir el diseño de edificaciones sismo indiferentes, con la aplicación de disipadores de energía sencillos, confiables y económicos.

Palabras clave: disipador SLB, edificación esencial, sismorresistente, validez estructural

ABSTRACT

Reinforced concrete walls are structural elements frequently used in buildings to provide lateral resistance and stiffness against wind and seismic actions. However, many times its use is not possible, because the walls block access, lighting and ventilation, limiting the functionality of a building.

According to the current state of knowledge, there is a hysteretic-Elastoplastic heatsink model manufactured in Peru (shear Link Bozzo), which is likely to be used as a connector between a flexible system provided (which resists gravitational loads fundamentally) and a rigid system (which supports the most of the horizontal loads) of concrete, masonry or metal diagonal walls, which allows to take advantage of its resistant capacity avoiding its deterioration, this connector being a predetermined system that locates the ductility demand. This implies clear advantages: a) It is possible to quantify the ductility requirement of the structural system b) The quality control for elements that provide ductility to the system focuses on the dissipators c) It induces localized damage, allowing predicting the areas that will be damaged and reducing costs repair repair costs compared to traditional systems (porches, walls).

The present investigation is carried out in a low-rise building project (2 levels) category A2, located in zone IV, which presents an asymmetric mass distribution, with potential occurrence of torsional irregularity. Peruvian regulations, in this type of buildings, do not admit irregularities.

It was verified that the structural proposals comply with the restrictions to the regularity and rigidity established in the Peruvian norm E030-2018, the results obtained from the analyzes allow us to validate the traditional proposals based on reinforced concrete walls and porches, as well as the use of Shear Link Bozzo (SLB) devices, mounted on steel diagonals configured in an inverted “V” shape, replacing reinforced concrete walls. This last proposal allows to optimize the use of the spaces and is consistent with the comfort that is intended with the building.

The SLB heatsink-based proposal shows comparative advantages with traditional proposals, including:

- ✓ Improves the control of lateral displacements and distortions. The distortions are below the regulatory limit, both for a spectral modal analysis with an inherent damping of five percent ($\xi = 5\%$), and for a Nonlinear History Time analysis with $\xi = 2\%$.
- ✓ Reduces the shear forces acting on the reinforced concrete elements of the building (columns and beams). The shear forces are absorbed and dissipated in the form of heat by the devices.
- ✓ Better control of torsional irregularity. The relative maximum displacement ratios are much lower than those shown by traditional proposals.
- ✓ Increases the requirement of the shoes, compared to the system provided, but smaller compared to the proposal of concrete walls.

It is expected that the results of the present investigation can serve as a successful experience in the use of SLB heatsinks, in the design of seismic-resistant buildings that optimize the use of spaces. Also, serve to promote and disseminate the design of indifferent earthquake buildings, with the application of simple, reliable and economical energy sinks.

Keywords: heatsink SLB, essential building, earthquake resistant, structural validity

INTRODUCCIÓN

Los principios de la filosofía de diseño sismorresistente, establecida en la norma E-030, Art.3 del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), sobre los que se cimienta el diseño sismorresistente son:

Preservar la vida de los habitantes de la edificación.

Se debe asegurar la funcionalidad de los servicios básicos.

Reducir al mínimo los daños.

La Normativa peruana reconoce expresamente la imposibilidad, para la mayoría de edificaciones, de brindar una protección total frente a la gran variedad de sismos. Sin embargo, para edificaciones esenciales, definidas en el Art. 15 Tabla 5, sus diseños estarán orientados a lograr que luego de un sismo severo, estas permanezcan operativas. Es decir, las edificaciones del tipo A (A1 ó A2), deberán permanecer operativas luego de un sismo severo.

Acorde a la norma peruana de diseño sismorresistente, E-030 2018, para el diseño de edificaciones esenciales A2, no se admiten irregularidades ni irregularidades (Tabla 8 del Art. 20). Así también se restringe la tipología estructural a: **Estructuras de Acero (SCBF y EBF) y Estructuras de concreto (Dual, Muros y Albañilería Armada o Confinada)** según Tabla 6 del Art.16.

Siendo las estructuras de concreto armado el sistema preferido de construcción, los muros de concreto armado son elementos frecuentemente usados para proveer resistencia lateral, rigidez contra viento y acciones sísmicas. Sin embargo, muchas veces su uso no es posible, debido a que los muros bloquean accesos, reducen la iluminación y ventilación, reduciendo la funcionalidad de una edificación.

La tendencia actual del diseño sísmico está orientada hacia sistemas sismorresistentes que reduzcan el peso de la edificación, localicen la demanda de ductilidad y el daño y amplíen las opciones de funcionalidad del edificio. Estos

sistemas están basados en elementos de arriostre equipados con sistemas de disipación de energía.

El presente trabajo consiste evaluar el comportamiento sísmico de una edificación esencial de categoría A2, localizado en una zona de alto riesgo sísmico (Zona 4), en condiciones de suelo Blando (S3), para la cual se realizan tres propuestas de sistema estructural, siendo la propuesta uno un sistema apoticado de concreto armado, la propuesta dos será una sistema mixto basado el Muros de concreto y aporticado, finalmente la propuesta tres será una sistema de la nueva tendencia , es decir un sistema aporticado equipado con disipadores de energía por fluencia de metales *Shear Link Bozzo* (SLB) montados sobre diagonales metálicas.

Las tres propuestas fueron analizadas siguiendo el procedimiento sugerido para la determinación de las acciones sísmicas, según anexo I de la norma peruana E-030 2018. Los resultados obtenidos nos permitieron validar los sistemas estructurales y comparar sus desempeños.

CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO DEL ESTUDIO

1.1. Planteamiento y formulación del problema

1.1.1. Formulación del problema

Los muros de concreto armado son elementos estructurales frecuentemente usados en edificios para proveer resistencia lateral y rigidez contra viento y acciones sísmicas. Sin embargo, muchas veces su uso no es posible, debido a que los muros bloquean accesos, iluminación y ventilación, limitando la funcionalidad de una edificación.

Se sabe de la existencia de dispositivos de fabricación nacional, económicos, de relativos precios bajos, que permiten dotar de amortiguamiento, incrementar la ductilidad y resistencia de las edificaciones, estos son los disipadores de energía *Shear Link Bozzo* (SLB), estos dispositivos permiten prescindir de las placas de concreto si son instalados adosados a barras de pandeo restringido (diagonales metálicas), permitiendo generar aberturas para iluminación/ventilación y controlando irregularidades estructurales. (2) Sin embargo, el uso de estos dispositivos está ampliamente difundido para edificaciones de mediana a gran altura, teniendo muy pocos casos de aplicación en edificaciones de menos de 5 niveles.

El Perú, país con un gran número de construcciones de interés social (viviendas familiares y plurifamiliares) en condiciones precarias, sin protección sísmica, está buscando soluciones para responder a estas necesidades.

El presente trabajo de investigación pretende evaluar, validar o no el comportamiento sísmico, de una edificación esencial (A2) de baja altura (dos niveles) con una distribución irregular de masas, diseñada con disipadores SLB, asimismo, permitirá compararlo con el desempeño de otras dos propuestas basados en sistemas de pórticos de concreto y muros de corte. Adicionalmente la presente investigación constituye un antecedente de aplicación en edificaciones de baja altura, la cual servirá de respaldo para continuar las investigaciones en viviendas de interés social.

Las investigaciones desarrolladas por el PhD. Luis Bozzo Rotondo, desde la Universidad de Berkeley – California, y ensayos en un módulo prefabricado de concreto armado equipado con y sin disipadores sísmicos, realizados en la mesa vibratoria del laboratorio de estructuras antisísmicas de la Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP), en marzo de 2018, permiten presumir que estos dispositivos pueden reemplazar, a las placas de concreto como elemento de restricción de irregularidades estructurales tales como: irregularidad torsional, irregularidad de rigidez, irregularidad de resistencia.

Los disipadores de energía son la mejor opción en edificaciones de edificios de mediana a gran altura (con periodos de vibración pequeño), siendo incierta su eficacia en edificios de baja altura. (6)

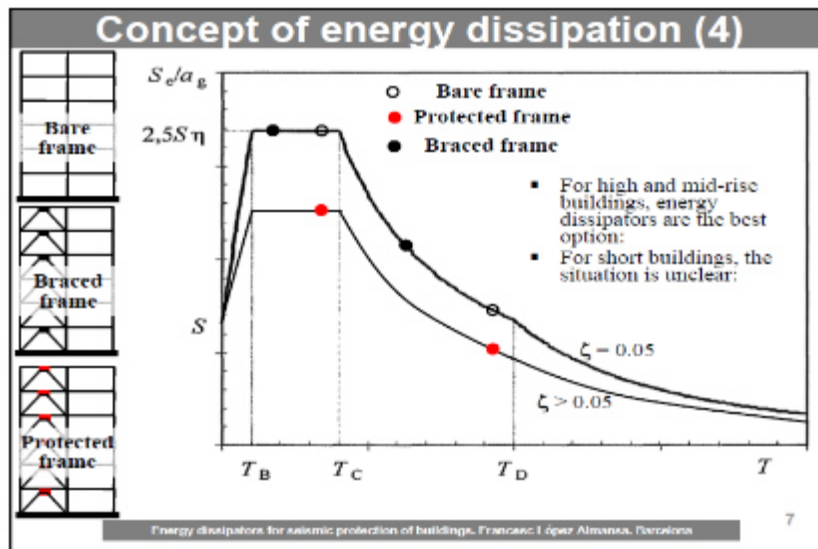


Figura 1. Efecto de amortiguamiento y del periodo fundamental de vibración Tomada de Almanza 2016

Para el disipador en estudio, en edificaciones de periodo corto, se mejora en un 25% la respuesta sísmica aumentando el amortiguamiento de 5% a 10%; para el caso de edificaciones con periodo largo, la reducción es inferior al 10% de la respuesta sísmica. (2)

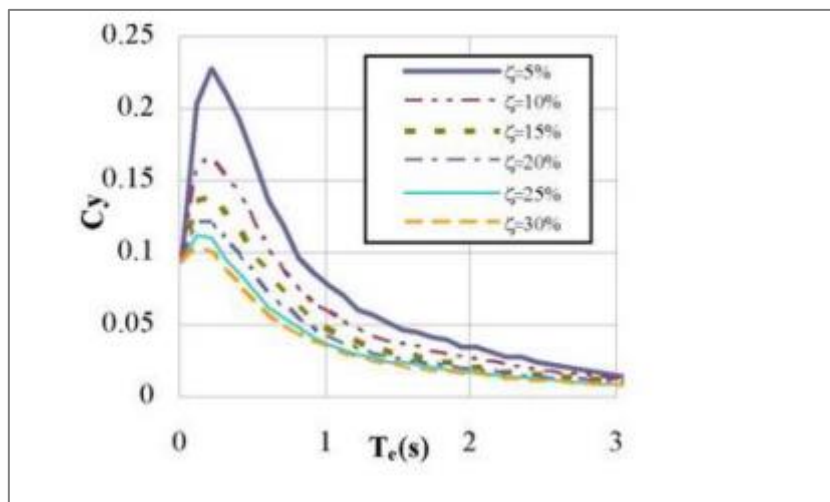


Figura 2. Efecto amortiguamiento de los disipadores SLB, según periodo del edificio Tomada de Estructuras y Proyectos S. L., Luis Bozzo (2)

En la presente investigación se pretende determinar si el grado de incremento del amortiguamiento/rigidez/ductilidad que ofrecerá el disipador de energía SLB, podrá mejorar la respuesta sísmica de la edificación, a un nivel, que pueda controlar las irregularidades normativas, establecidas en las Tablas 8 y 9 del Art. 20 de la Norma E-030.

1.1.2. Planteamiento del problema

¿Será la propuesta con disipadores de energía, *Shear Link Bozzo* (SLB), para una edificación esencial (A2) de baja altura, una propuesta estructural válida que cumplan con las restricciones a la regularidad y rigidez establecidas en la norma peruana E030-2018?

¿Brindan los disipadores de energía, *Shear Link Bozzo* (SLB), la rigidez lateral acorde a la normativa nacional, en una edificación esencial (A2) sismorresistente de baja altura?

¿Brindan los disipadores de energía, *Shear Link Bozzo* (SLB), adecuadas restricciones de irregularidades estructurales, en una edificación esencial (A2) sismorresistente de baja altura?

1.2. Objetivos

Validar la propuesta estructural, para la edificación en estudio, con disipadores SLB en reemplazo de muros de concreto, verificando que cumplan con las restricciones a la regularidad y rigidez establecidas en la norma peruana E030-2018.

Determinar los desplazamientos laterales y/o distorsiones máximas de la propuesta con disipadores SLB y compararla con los obtenidos con las propuestas tradicionales de pórticos y muros de concreto armado.

Determinar la capacidad de restringir las irregularidades de la propuesta con disipadores SLB y compararla con los resultados obtenidos con las propuestas tradicionales de pórticos y muros de concreto armado.

1.3. Justificación e importancia

Cuando se realiza un diseño estructural para edificaciones esenciales, en la mayoría de casos se recurren al uso de placas para lograr controlar las derivas y/o irregularidades estructurales establecidas en el Art. 21, Tabla 10 del RNE, Norma E030 2018, si solo se depende de los muros de concreto para lograr la regularidad estructural de la edificación esencial, muchas veces se tendrá que

sacrificar aberturas que son requeridas para iluminación/ventilación, accesos reduciendo y/o limitando su área útil y funcionalidad.

Según investigaciones previas, (3) “En una edificación equipada con disipadores de energía se reducirán sus desplazamientos laterales, de esta forma reducirá los daños en las estructuras principales mejorando su funcionabilidad después de un movimiento sísmico”. (p. 7), por lo que los disipadores de energía vendrían a ser otra alternativa para la restricción de irregularidades. Asimismo, se sabe que el disipador SLB se fabrica en Perú con un costo aproximado del 10% de un disipador tradicional de fluido viscoso.

Por lo señalado en los párrafos anteriores, en la presente investigación se pretende realizar un análisis comparativo del comportamiento ante sismos para una edificación de baja altura (2 pisos), esencial de categoría A2, en donde se espera, que el uso de disipadores pueda servir para restringir las irregularidades estructurales, sin sacrificar la funcionalidad y optimizando el uso de los espacios.

1.4. Hipótesis y descripción de variables

La propuesta estructural con disipadores de energía SLB, para una edificación esencial (A2) de baja altura, es válida, cumplen con las restricciones a la regularidad y rigidez establecidas en la norma peruana E030-2018.

Los desplazamientos laterales y distorsiones máximas de la propuesta con disipadores SLB son menores a los máximos tolerables, según norma E-030 2018 y menores comparada con los resultados obtenidos con la propuesta de muros de concreto armado.

La capacidad de restringir las irregularidades de la propuesta con disipadores SLB es suficiente y adecuada que permite obtener una propuesta estructural válida, verificada según procedimiento sugerido en el Anexo 1, norma E030-2018, y mejor comparada con la capacidad de los muros de concreto.

1.5. Definición de las variables

1.5.1. Variables independientes

- Configuración estructural.
Referido Disposición Geométrica de los elementos estructurales de la edificación, así como la distribución de pesos.
- Parámetros de diseño de los elementos estructurales de la edificación.
Características físicas y geométricas de los materiales, que describen su comportamiento bajo condiciones de cargas estáticas/dinámicas.
- Parámetros de diseño del dissipador SLB
Los parámetros considerados, para fines de modelamiento, simulación y evaluación del desempeño sísmico de la edificación, son: rigidez inicial, rigidez post plastificación, fuerza de plastificación y energía disipada.

1.5.2. Variables dependientes

- Periodo fundamental de vibración
Es el tiempo que dura una oscilación del edificio en la cual desplaza la mayor cantidad de masa.
- Desplazamientos laterales relativos
Es el Máximo desplazamiento inelástico de un entrepiso, sometido a fuerzas laterales, que pueden ser originadas por sismo o viento.
- Distorsión admisible
Es el máximo desplazamiento relativo de un entrepiso, el máximo admisible está establecido por la normativa correspondiente.
- Regularidad estructural
Condiciones geométricas, de localización de los elementos resistentes, de desplazamientos relativos y/o de distribución de masas establecidas por la normativa correspondiente.

- Fuerzas sísmicas actuantes

Fuerza lateral originada por movimientos sísmicos, se puede obtener mediante espectros de aceleraciones, registros sísmicos escalados, entre otros.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes del problema

Para el caso específico del disipador que se quiere evaluar se tienen referencias de publicaciones previas, las cuales no permiten conocer de su funcionamiento y las aplicaciones para las que fueron empeladas. Tales son los casos publicados por el Doctor Luis Bozzo, dentro de los cuales podemos encontrar los siguientes casos:

1. El Hotel Ceibo Dorado, ubicado en Ecuador, sufrió daños serios durante el terremoto del abril del 2016. Para su reparación y reforzamiento, que duró 7 meses, se utilizó treinta unidades de dispositivos SLB, los cuales ayudaron a mejorar el comportamiento sísmico de la nueva estructura, se redujo su desplazamiento frente a acciones sísmica en 50%. Referente al costo de los 30 dispositivos, señala que es equivalente a 2 dispositivos *Taylor*.



**Figura 3. Hotel Ceibo Dorado caso de reforzamiento estructural
Tomada de Estructuras y Proyectos S. L., Luis Bozzo**



Figura 4. Instalación del disipador sobre diagonales metálicas tipo Chevron
Tomada de Estructuras y Proyectos S. L., Luis Bozzo

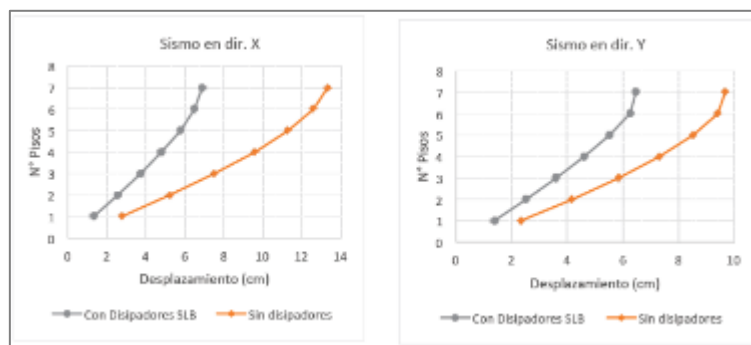


Figura 5. Gráfica de desplazamiento del edificio con y sin disipadores SLB
Tomada de Estructuras y Proyectos S. L., Luis Bozzo

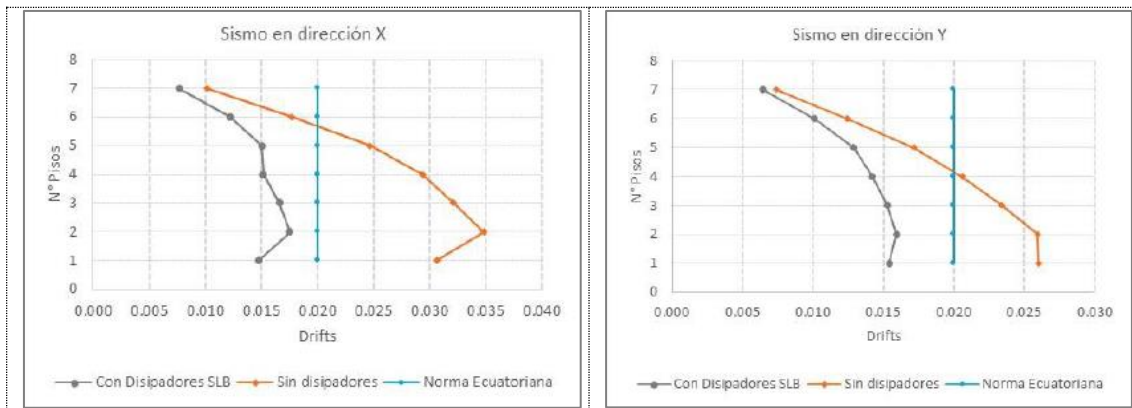


Figura 6. Derivas según norma ecuatoriana
Tomada de Estructuras y Proyectos S. L., Luis Bozzo

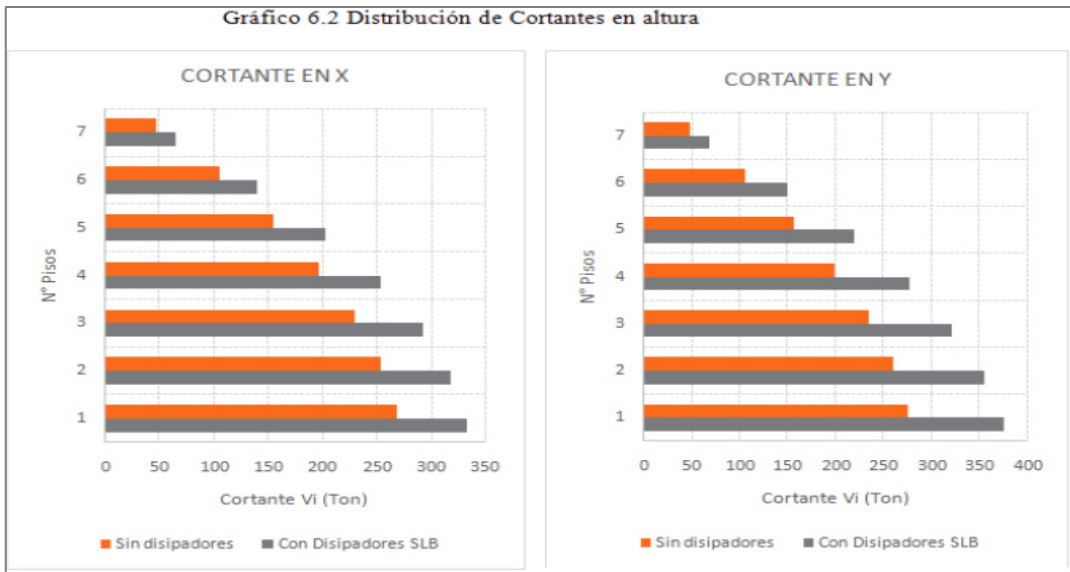


Figura 7. Distribución de las fuerzas cortantes en altura Tomada de Estructuras y Proyectos S. L., Luis Bozzo

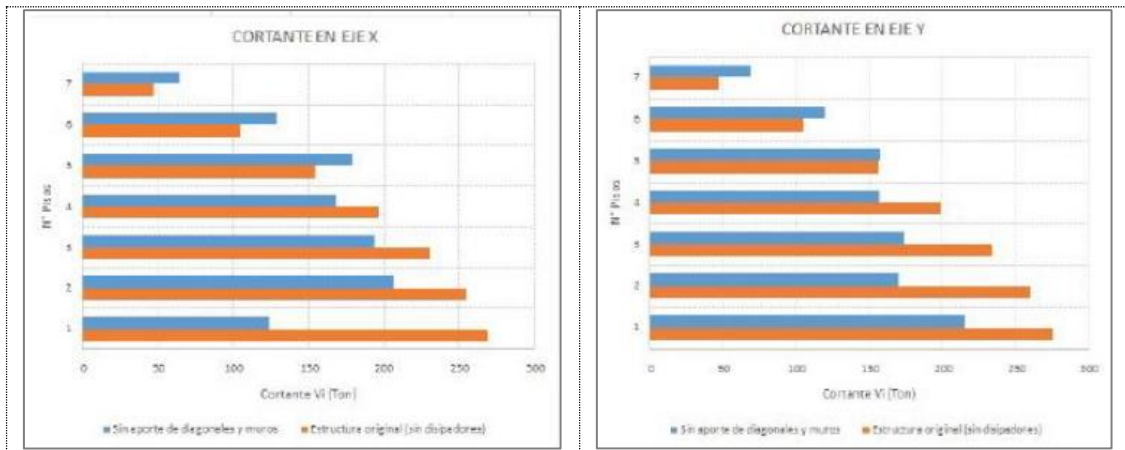


Figura 8. Distribución de esfuerzos cortantes en altura, sin considerar el esfuerzo cortante transferido a disipadores Tomada de Estructuras y Proyectos S. L., Luis Bozzo

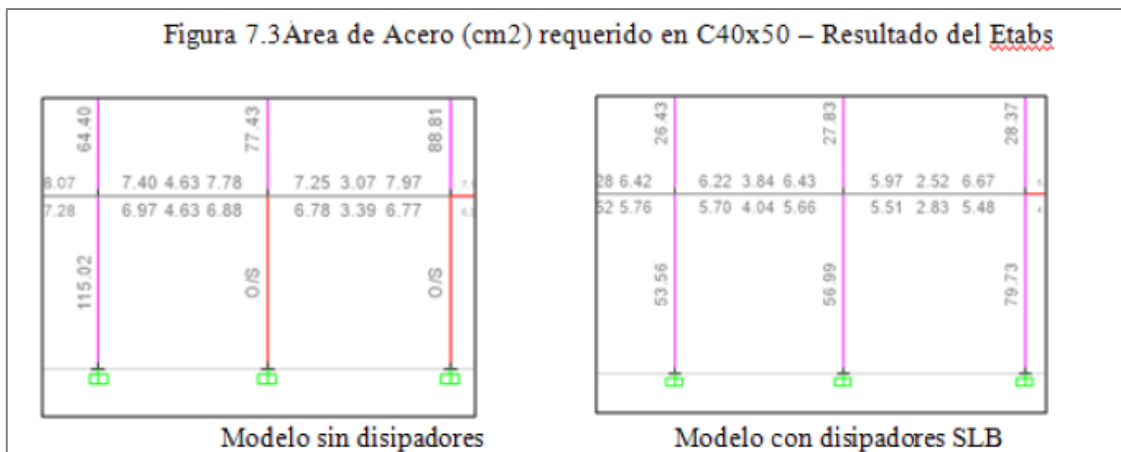
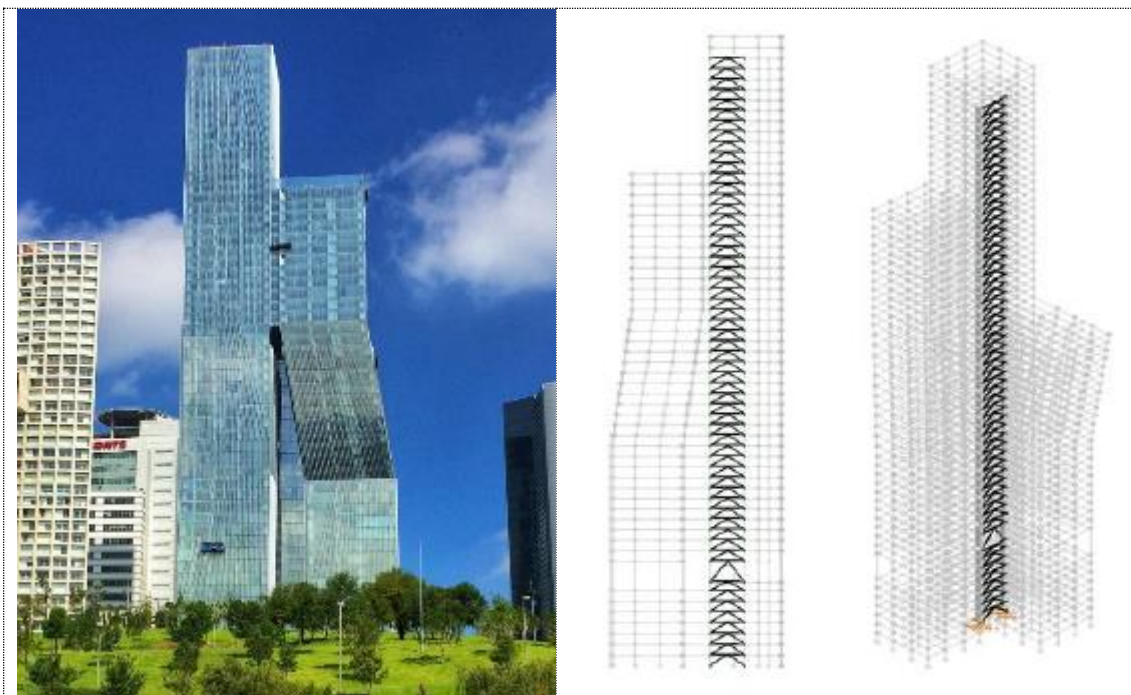


Figura 9. Área de acero requerido con y sin disipadores Tomada de Estructuras y Proyectos S. L., Luis Bozzo

2. Como siguiente caso de Aplicación de los disipadores SLB se muestra La Torre Paradox, ubicada en la ciudad de santa Fé, México, cuya complejidad estructural es calificada de complejidad Extrema por el autor de la publicación la cual tiene como características: 62 niveles, constituida por 3 torres inclinadas y conectadas a distintos niveles. El uso de los disipadores SLB instalados sobre diagonales metálicas, permitió: a) reducir el espesor de los muros de concreto de 40 a 30cm b) reducir el peso de la edificación en 1400 ton aprox.



*Figura 10. Vista del proyecto Paradox, México 2014 y los SLB
Tomada de Estructuras y Proyectos S. L., Luis Bozzo*

3. Otro caso de aplicación en Ecuador, durante la construcción de ocho bloques estructurales para un edificio para centro de investigación y posgrado de la *Universidad De Las Fuerzas Armadas ESPE*, en el Valle de los Chillos. Se realizó un análisis sísmico, mediante el método Modal Espectral utilizando dispositivos SLB en el bloque 4. El diseño estuvo a cargo de los ingenieros Roberto Aguiar, Luiz Bozzo, Henry Coyago y Cristina Andino, quienes realizaron el análisis sísmico, empleando el método espectral, con dos espectros: el de diseño **DBE** y el máximo considerado **MCE**.



*Figura 11. Bloque 4, Centro de Investigación y Posgrado ESPE
Tomada de Revista Ciencia, vol. 18, p. 132, 2016*

Del análisis realizado concluyeron:

Que el análisis se realizó en una estructura muy irregular en planta y elevación (Bloque 4).

Con el uso de los disipadores SLB se logró incrementar el amortiguamiento inherente, logrando que las derivas de piso no sobrepasen un 0.25% para el sismo de diseño como para el Máximo considerado.

En octubre del 2018, Guillermo Bozzo Fernández presentó ante la Universidad Politécnica de Cataluña, como trabajo de fin de grado, una tesis donde mostraba los resultados de la simulación sobre mesa vibrante de un módulo, que pretendía representar una vivienda de bajo coste, que contaba con dispositivos de disipación sísmica SLB. Con el cual se pretendía lograr como objetivos: 1. Desarrollar un modelo numérico de la estructura a ensayar en laboratorio. 2. Calibrar los parámetros modales entre el modelo numérico y el físico. 3. Comparar el comportamiento sísmico de los modelos físicos y numéricos frente a diferentes señales e intensidades sísmicas, y 4. Proponer parámetros para la simulación de viviendas de bajo coste con el tipo de disipador estudiado. Para lo cual se eligió un módulo prefabricado con la finalidad de ser representativo de las construcciones prefabricadas con disipadores de energía que se podrían construir en Perú. Los elementos estructurales que conformaron el módulo a ensayar fueron: zapatas, columnas, vigas, muros, prelosas, vigas y diagonales de acero prefabricados en su totalidad.

El ensayo se realizó en una mesa vibratoria de 15 toneladas y altura de 6 m (capacidad y altura máxima del laboratorio).



*Figura 12. Módulo prefabricado de Concreto armado y con disipadores sísmicos
Tomada de Trabajo de Grado UPC Barcelona TECH, Bozzo, 2018*

El módulo para ensayar, conformado de elementos prefabricados de concreto armado, se mencionan a continuación:

1. Cuatro zapatas prefabricadas de $0.75 \times 0.75 \times 0.60$ m
2. Cuatro columnas de $0.22 \times 0.22 \times 5.30$ m
3. Dos vigas de Concreto de $0.22 \times 0.40 \times 2.73$ m
4. Dos muros delgados de Concreto de 10 cm de espesor (muros desacoplados)

5. Prelosas prefabricadas de Concreto de 15 cm de espesor (no se usaron puntales)
6. Dos vigas de acero para el apoyo de los muros desacoplados de Concreto.
7. Refuerzo transversal en la dirección del ensayo: dos vigas tubulares de acero y cuatro diagonales tubulares de acero. Las vigas y diagonales tubulares metálicas se unen a las columnas por medio de conexiones articuladas. Es decir, no existe transmisión de momentos flectores en sus extremos.

Concreto

- Peso específico del Concreto armado: 24 kN/m³
- Zapatas, columnas, vigas y prelosas de techo: $f_c=28$ MPa
- Muros delgados de Concreto. Llamados también muros desacoplados: $f_c=35$ MPa
- Aditivo reductor de agua de alto rango y superplastificante sin retardo

Acero de refuerzo ASTM A615-GRADO 60

1. Peso específico del acero: 78.5 kg/m³
2. Límite elástico del acero: $f_y = 420$ MPa

Acero estructural ASTM A 36

3. Peso específico del acero: 78.5 kg/m³
4. Límite elástico del acero: $f_y = 255$ MPa

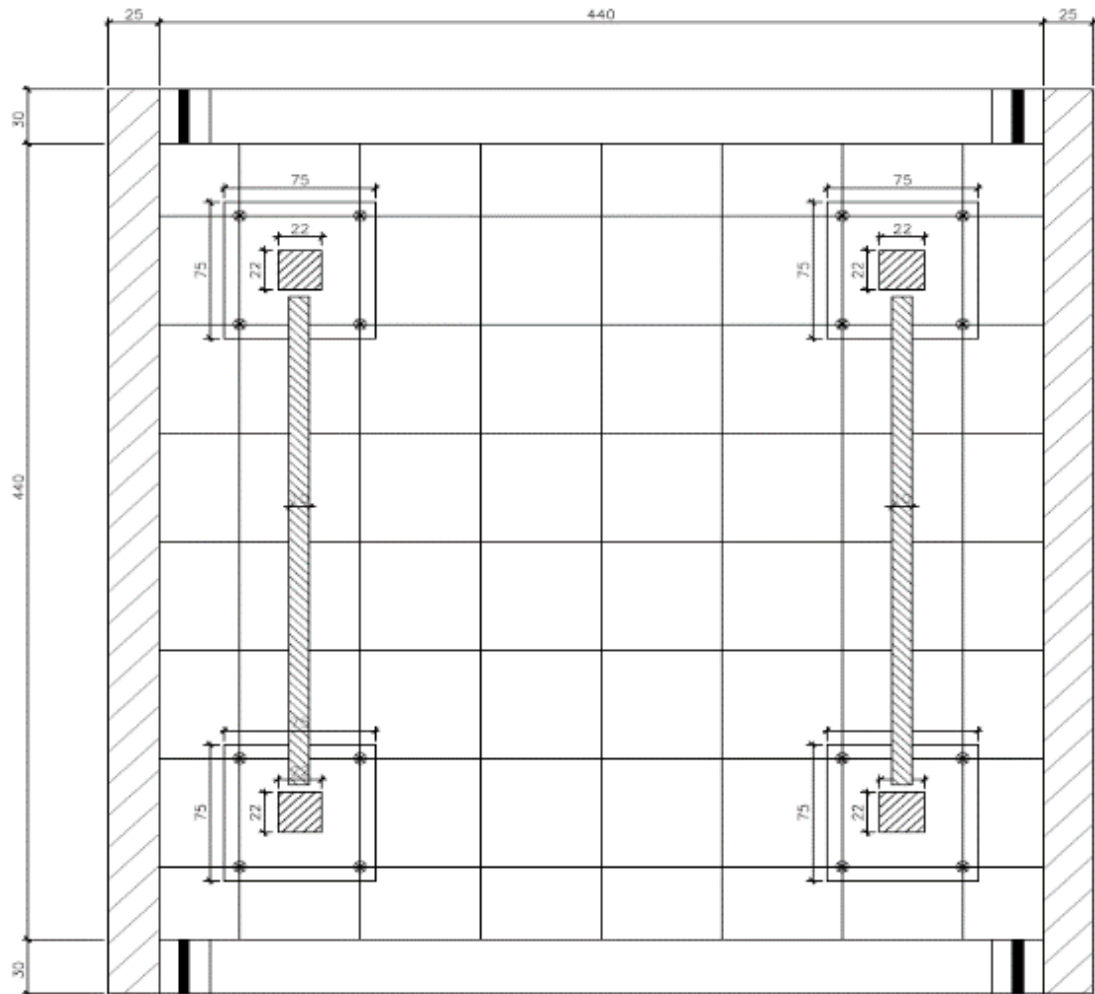


Figura 13. Vista en planta módulo prefabricado
Tomada de Trabajo de Grado UPC Barcelona TECH, Bozzo, 2018

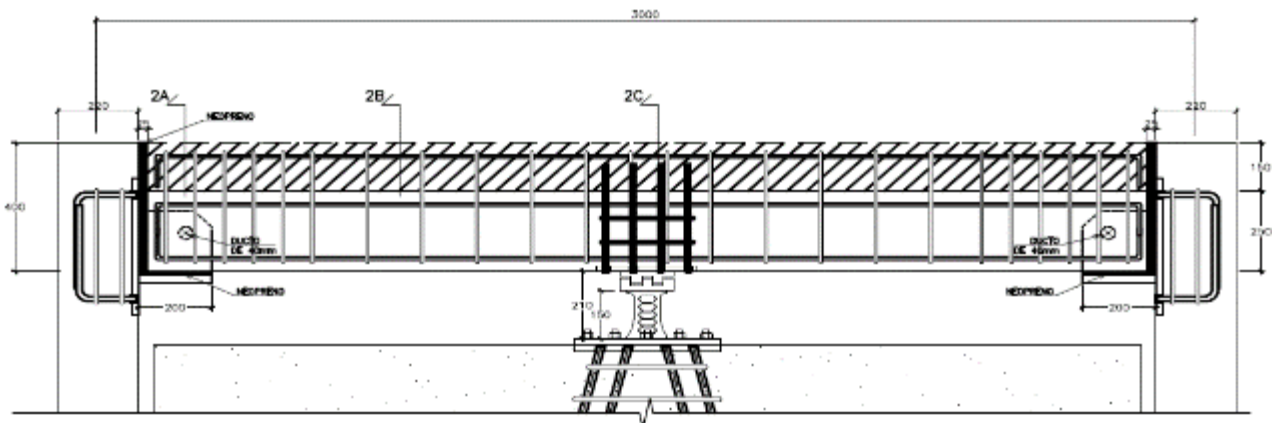


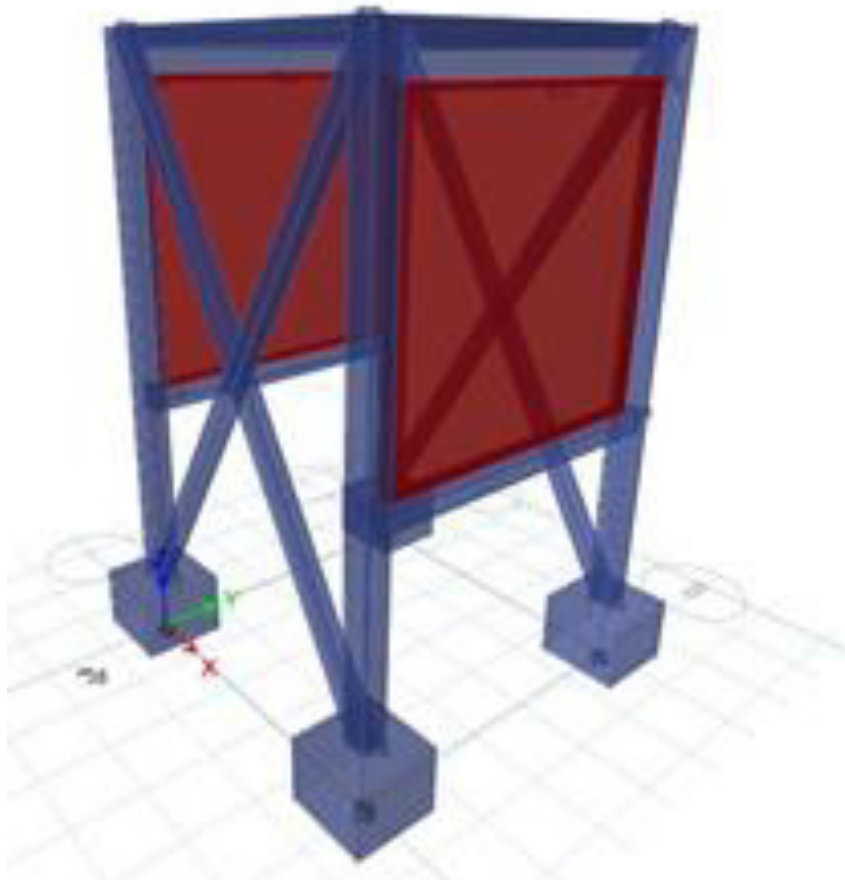
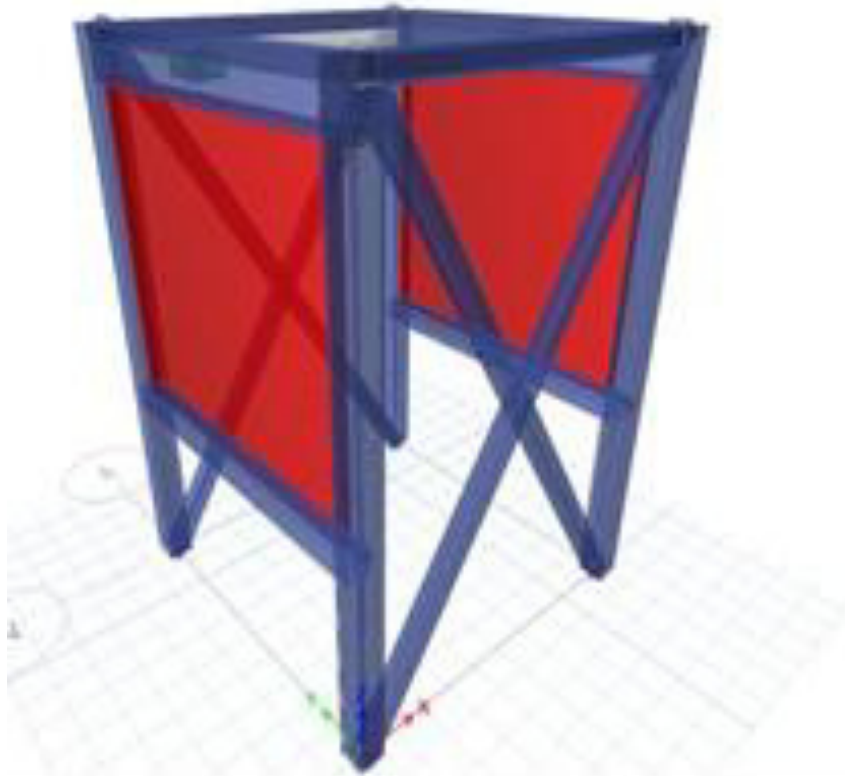
Figura 14. Armado de vigas y conexión con dissipador
Tomada de Trabajo de Grado UPC Barcelona TECH, Bozzo, 2018

Los ensayos consistieron en aplicar sismos escalados a diferentes aceleraciones descritas en cada fase. En las tres primeras fases se aplicó el sismo del 74 y para las tres últimas fases el sismo del 70. Los sismos considerados son los registrados en Lima. Cabe mencionar que para ambos terremotos se han considerado las direcciones EW.

- Fase 1: ensayo con registro sísmico Lima 74, componente EW escalado a aceleración de 0.181 g del módulo con disipadores.
- Fase 2: ensayo con registro sísmico Lima 74, componente EW escalado a aceleración de 0.653 g del módulo con disipadores.
- Fase 3: ensayo con registro sísmico Lima 74, componente EW escalado a aceleración 0.927 g del módulo con disipadores. Luego se aplicó el sismo del 70, registrado en Lima.
- Fase 4: ensayo con registro sísmico mayo 70, componente EW escalado a aceleración 0.44 g del módulo con disipadores.
- Fase 5: ensayo con registro sísmico mayo 70, componente EW escalado a aceleración 0.88 g del módulo con disipadores.
- Fase 6: ensayo con registro sísmico mayo 70, componente EW escalado a aceleración 1.367 g del módulo con disipadores.

Para realizar los ensayos se consideraron tres modelos con las siguientes características:

- Modelo 1: estructura sin zapatas empotrada en la base de las cuatro columnas.
- Modelo 2: estructura con cambio de sección en la columna con las mismas dimensiones que la zapata del ensayo.
- Modelo 3: igual que el modelo dos, pero reduciendo la altura de la “zapata” de 60 cm a 30 cm.



*Figura 15. Modelo numérico 3D ETABS
Tomada de Trabajo de Grado UPC Barcelona TECH, Bozzo, 2018*

Luego de realizar los ensayos, se indican como conclusiones, lo siguiente:

- No se requiere considerar la cimentación para el modelado.
- No se forman rótulas plásticas en ninguna parte de la estructura. Afirmando que la disipación de energía se produjo principalmente gracias al SLB.
- Se recomienda el uso de dos modelos para la predicción adecuada del comportamiento de estructuras con SLB, uno de aceleraciones y otro de desplazamientos.
- Confirman que el modelo de Wen con exponente 2, se ajusta al comportamiento histerético del disipador SLB.
- Se observa que las aceleraciones han quedado bien definidas con los parámetros iniciales del modelo, con un error medio en los valores máximos de las aceleraciones de 17%.
- Referente a los desplazamientos, la estructura en el ensayo fue mucho más flexible que el que predijo el modelo numérico (35% más desplazamiento).

Concluyéndose, que es muy posible que la tolerancia real que hubo en la conexión del disipador aumentará por aplastamientos locales en la conexión almenada entre fases y si fuera mayor a los 0.5 mm supuestos para el cálculo de K1. Por lo que, se recomienda, en la fase de modelización, se verifiquen las exigencias de diseño considerando una variación de +/- 10% de la rigidez y resistencia del dispositivo sísmico. Así mismo, se debe considerar la rigidez de la estructura de forma realista, es decir, se recomienda utilizar las rigideces elásticas fisuradas.

2.2. Bases teóricas

2.2.1. Diseño sismorresistente convencional y Alternativo

En la filosofía de diseño tradicional, se admite cierto nivel de daño en la estructura, la cual deberá tener la capacidad de absorber y disipar las fuerzas laterales cíclicas a la cual se verá sometida durante un evento sísmico. Mediante el diseño se busca que las disipaciones de energía y la ductilidad del edificio ocurra en regiones específicas llamadas rótulas plásticas dúctiles espacialmente detalladas en las vigas y en las columnas, las mismas que también soportan las cargas de gravitatorias. Las rótulas plásticas son regiones donde se concentra de daño, el cual es, normalmente, irreparable. Este tipo de diseño es aceptable

por temas netamente económicos, el cual a pesar de los daños que pueda sufrir debe garantizar que no ocurrirá un colapso de la estructura y preservará la vida de sus habitantes.

Para el caso de edificaciones esenciales tipo A, no es aplicable la filosofía de diseño tradicional, debido a que deberá permanecer funcionales después de un sismo, siendo este el caso de: hospitales y centros médicos, universidades. Siendo el diseño tradicional inadecuado para estos fines, sin embargo, para proveer la resistencia suficiente para que la edificación evite incursionar en el rango inelástico o su incursión sea mínima, muchas veces se hace uso de los muros de concreto armado, lo cual elevará el costo. En otros casos se utilizan sistemas especiales de aislación, amortiguación y/o disipación de energía, mediante los cuales se garantiza su serviciabilidad.

El diseño sismorresistente haciendo uso de dispositivos de aislación, disipación o amortiguación constituyen Procedimientos alternativos de diseño estructural. El procedimiento de análisis y sus efectos en el sistema estructural instalado comienza considerando la distribución de la energía ante un evento sísmico a disipar en la estructura. La energía de fuentes sísmicas se transformará en energía cinética y potencial (deformaciones), las cuales serán disipadas en forma de calor y deformaciones plásticas. De no existir amortiguamiento, las vibraciones serían permanentes. Durante el movimiento oscilatorio de las edificaciones siempre existe algún nivel de amortiguamiento inherente que reduce en el tiempo la amplitud de las vibraciones hasta que cesa el movimiento. El objetivo de los dispositivos de disipación es mejorar el desempeño de la edificación absorbiendo en mayor porcentaje la energía de entrada, reduciendo la energía pudo absorber la estructura misma en un diseño tradicional.

2.2.2. Amortiguamiento inherente

El amortiguamiento es el proceso para reducir, de manera constante en el tiempo, la amplitud de las oscilaciones de vibración libre de una estructura. El amortiguamiento es originado por la disipación de energía del sistema, la cual es producida por la conversión de la energía cinética en energías en forma de calor y potenciales (desplazamiento).

La energía cinética se convierte en otras formas de energía mencionadas líneas arriba, por los desplazamientos elásticos e inelásticos que ocasionan microfisuras, fisuras y rótulas plásticas que se ocasionan en la estructura como resultado de las acciones sísmicas.

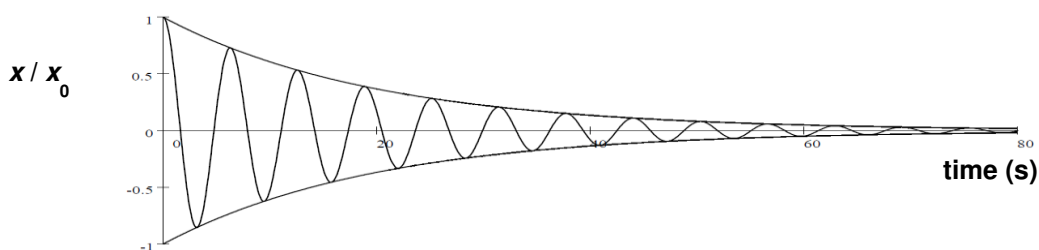


Figura 16. Vibración armónica amortiguada de un oscilador simple
Tomada de Apuntes de clases, Almansa, 2016

Los daños ocasionados en la estructura pueden ser visible o imperceptibles a simple vista siendo estos según el proceso de daño estructural que lo origina microscópicos o macroscópicos.

Las estructuras tendrán mayor o menor capacidad de disipar energía de acuerdo de las propiedades de amortiguación de sus elementos constructivos o sus elementos de apoyo

En una vibración de la estructura la energía disipada se da por diversos mecanismos, dándose en algunos casos simultáneamente, entre ellos tenemos:

- Fricción en las conexiones de acero
- Formación de grietas y los movimientos de Apertura y cierre.
- Esfuerzos en los elementos no estructurales. Tabiquería móvil, fija, equipamiento, mobiliario, entre otros.
- Fricción entre elementos estructurales y no estructurales Columnas-tabiquería, Vigas-tabiquería, Columnas-Puertas, entre otros.

Con los softwares existentes resulta imposible representar mediante un modelo matemático cada uno de los mecanismos de disipación de energía, prefiriéndose estructuras dúctiles simplificadas que concentran las deformaciones plásticas que disipan la energía en lugares predefinidos.

En la gran mayoría de normativas internacionales incluida la norma peruana se consideran un factor de amortiguamiento inherente de 5%. Este valor representa el valor promedio de los resultados hallados mediante ensayos experimentales. El valor de amortiguamiento inherente del 5% es también utilizado para la obtención de espectros de respuesta, que permiten obtener el valor más aproximado de la solución característica de la vibración en la base de un modo simplificado y más fácil de utilizar.

Tabla 1. Amortiguamiento según normativa

Normas internacionales		
FEMA 273	NEHRP <i>guidelines for the seismic rehabilitation of buildings</i>	5%
FEMA 303	NEHRP <i>recommended provisions for regulations for new buildings and other structures</i>	5%
1998	Código europeo	5%
NCH 433	Norma chilena	5%
NEC-11	Norma ecuatoriana	5%
E.030-16	Norma peruana	5%

Tomada de Influencia del amortiguamiento en el comportamiento estructural, Colqui, 2016

El valor de amortiguamiento inherente de $\xi=0.005$ nos permite diseñar estructuras en la se espera que se produzcan agrietamiento y deformaciones plásticas en la estructura. Para obtener estructuras con daños menores frente a acciones sísmicas se debe considerar un $\xi = 0.02$ o menor, pero para amortiguamientos menores las fuerzas sísmicas actuantes en la estructura serán mayores, debido a que las ordenadas espectrales serán más altas, por lo que su impacto económico será proporcional al reforzamiento requerido. Para el caso de un diseño estructural con un $\xi = 0.09$ los elementos estructurales resultantes serán de dimensiones mucho menores pero el daño esperado en la estructura será mucho mayor que los casos anteriores.

El Instituto de Ingeniería Civil de Eslovenia, el año 1997, desarrolló un trabajo de investigación cuya publicación titula: “*Verification of seismic resistance of*

confined masonry buildings, Miha Tomazevic y Iztok Klemenc”, En este trabajo construyeron dos modelos típicos de edificios de albañilería confinada, a una escala de 1:5, acorde con los requisitos del Eurocódigo 8, los edificios fueron ensayados sobre una mesa vibratoria, uno en la dirección longitudinal (M1) y otro en la dirección transversal (M2). El método utilizado fue de la mitad del ancho de banda; el cual consiste en calcular la capacidad de amortiguación mediante el análisis a la frecuencia de la señal de vibración, derivada de la relación entre el ancho de banda y frecuencia central de una resonancia; se logró determinar el nivel de amortiguación en los dos casos analizados.

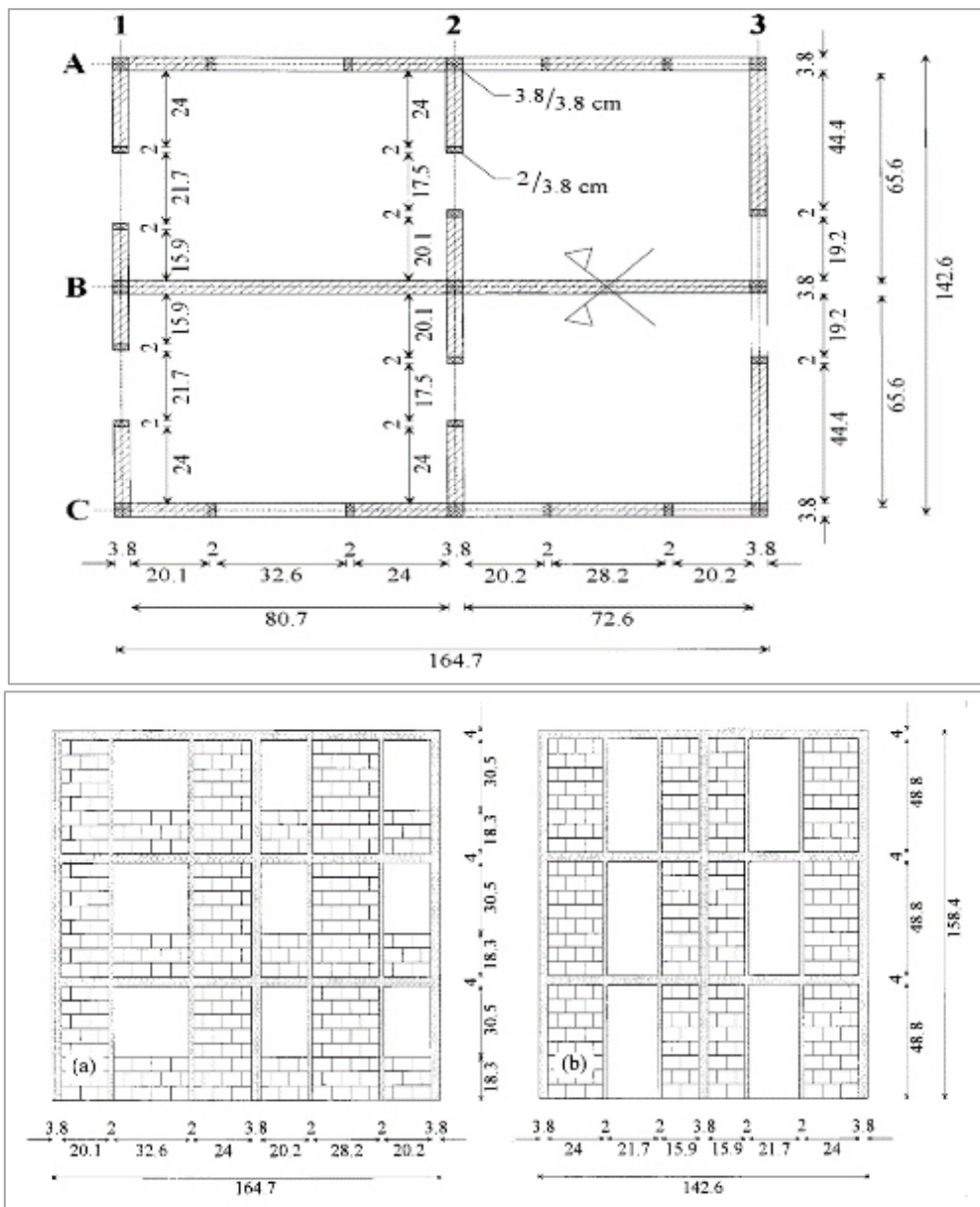


Figura 17. Edificio planta y elevación

Tabla 2. Frecuencia natural de vibración ξ viscoso equivalente

Test run	Model M1			Model M2			
	(1)	(2)	(3)	(1)	(2)	(3)	
f (Hz)	Virgin model	22.0	21.9	—	21.4	21.9	—
	R50	21.4	20.3	15.6	15.9	15.8	15.2
	R75	17.4	17.2	14.3	13.5	12.9	10.9
	R100	15.6	14.1	11.9	8.5	8.2	8.8
	R150	7.1	6.3	7.0	4.5	4.1	3.3
ξ (%)	Virgin model	4.8	6.7	—	3.7	4.0	—
	R50	5.3	9.9	9.9	5.9	9.0	6.1
	R75	7.2	13.7	10.8	8.0	11.2	5.5
	R100	9.8	21.8	7.7	10.1	14.3	5.4
	R150	19.1	25.2	9.5	15.1	17.4	15.3

Frequency: (1) impact hammer response—after the test
 (2) Fourier spectrum of impact hammer response—after the test
 (3) Fourier spectrum of seismic response—during the test
 Damping: (1) logarithmic decrement, impact hammer response—after the test
 (2) half-power band-width, impact hammer response—after the test
 (3) hysteretic damping, seismic response—during the test

Tomada de Instituto de Ingeniería Civil de Eslovenia, 1997

Los resultados encontrados para la potencia de amortiguamiento son los mostrados en la Tabla 2.

Como se observa en la tabla mostrada líneas arriba, se puede observar los modelos en etapa elástica tienen un amortiguamiento frecuencias de vibración altas con amortiguamientos bajos de 3.7 a 6.7%, mientras que en etapa inelástica tienen frecuencias bajas con amortiguamientos mucho mayores que llegan a un promedio de 17%.

2.2.3. Movimiento amortiguado de las edificaciones

Ecuación de movimiento: $M \ddot{x} + C \dot{x} + K x = -M r \ddot{x}_g$

- **M**, **C** y **K** son matrices de masa, amortiguamiento y rigidez, respectivamente; estas matrices son cuadradas, simétricas y definidas positivamente (valores propios positivos).
- Vectores de respuesta **x**, \dot{x} y \ddot{x} contiene desplazamientos, velocidades y aceleraciones de DOF, respectivamente.

- \mathbf{r} es el vector de influencia
- Esta ecuación es **lineal**
- La fuerza que ingresa es proporcional a la masa: **se prefieren edificios ligeros**
- Esta formulación supone que el efecto de entrada se transmite instantáneamente a lo largo de la altura del edificio; de hecho, se transmite a través de ondas de corte.

Amortiguamiento

- $\zeta = \frac{c}{c_{cr}} = \frac{c}{2 m \omega_0}$: **Factor de amortiguamiento (ratio)**

Matriz de amortiguamiento del modelo de Rayleigh (Modelo clásico)

$\mathbf{C} = \alpha \mathbf{M} + \beta \mathbf{K}$; α y β son coeficientes por determinar

Solo dos factores de amortiguamiento modal (*i*-th, *j*-th *modes*) pueden ser determinados.

$$\zeta_i = \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha}{\omega_i} + \beta \omega_i \right) \qquad \alpha = \zeta \frac{2 \omega_i \omega_j}{\omega_i + \omega_j}$$

$$\zeta_j = \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha}{\omega_j} + \beta \omega_j \right) \qquad \beta = \zeta \frac{2}{\omega_i + \omega_j}$$

2.2.4. Muros estructurales de concreto armado

Los muros de concreto armado son elementos estructurales frecuentemente usados en edificios para proveer resistencia lateral y rigidez contra viento y acciones sísmicas. No es viable diseñar muros estructurales tales que permanezcan elásticos durante un fuerte sismo, por lo tanto, es de esperar deformaciones inelásticas.

a) Formas y secciones típicas

Es frecuente que los muros de concreto, utilizados en el sistema estructural sismorresistente de las edificaciones, presenten diferentes formas de sección transversal, siendo típico el uso de secciones rectangulares con y sin elementos de borde. El uso de elementos de borde provee al muro la capacidad de deformación y mejoran el anclaje con las vigas transversales, para el caso de la sección rectangular provee mayor rigidez, estabilidad ante el pandeo lateral e incrementan la efectividad del confinamiento del concreto comprimido en regiones donde se espera la formación de rótulas plásticas.



*Figura 18. Secciones comunes de muros estructurales
Tomada de Paulay et al.,1992*

La respuesta estructural que proveen los muros de concreto armado dependen también del nivel de acoplamiento de las vigas, a mayor acoplamiento los muros responden como un muro en voladizo, cuanto menor es el acoplamiento los muros responde por separado como muros en voladizo. Así también la presencia de vigas de acoplamiento es muy favorable para la disipación de energía. El sistema estructural basado en muros de concreto inicia el fallo con la plastificación de las vigas de acople seguido por los muros.

b) Comportamiento estructural

El comportamiento estructural de muros de concreto armado está estrechamente relacionado a la relación de aspecto (relación altura-longitud h/W) y parámetros como la cantidad de refuerzo y la secuencia de aplicación de cargas. Los muros con relación de aspecto menor que 1.0 presentarán un comportamiento dominado por cortante, mientras que para relaciones mayores que 2.0 el comportamiento será dominado por flexión. (14) Por otra parte, es preferible que el comportamiento estructural de muros sea gobernado por flexión, dado que este tipo de falla es considerado dúctil, produciéndose primero

la fluencia del acero, antes de que ocurra el aplastamiento del concreto y evitar en lo posible que el cortante controle el comportamiento. Este último es considerado un tipo de falla frágil.

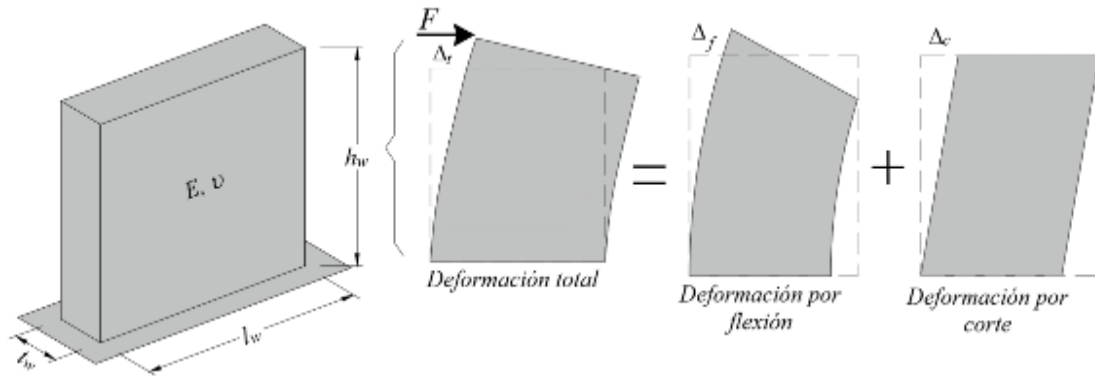


Figura 19. Deformación de un muro en voladizo bajo fuerza lateral
Tomada de Roca Loayza, UNI, 2015

En la Figura 19, se representa la variación de la contribución relativa a la deformación tangencial (cortante) y de flexión para cualquier valor de la relación de aspecto (h_w/l_w) para un muro en voladizo. Cabe destacar que para una relación de aspecto igual a 1, ambas deformaciones a flexión y tangencial contribuyen a la deformación total en proporciones aproximadamente similares, por el contrario, cuando los valores de la relación de aspecto son superiores a 2, la deformación a flexión gobierna el comportamiento del muro.

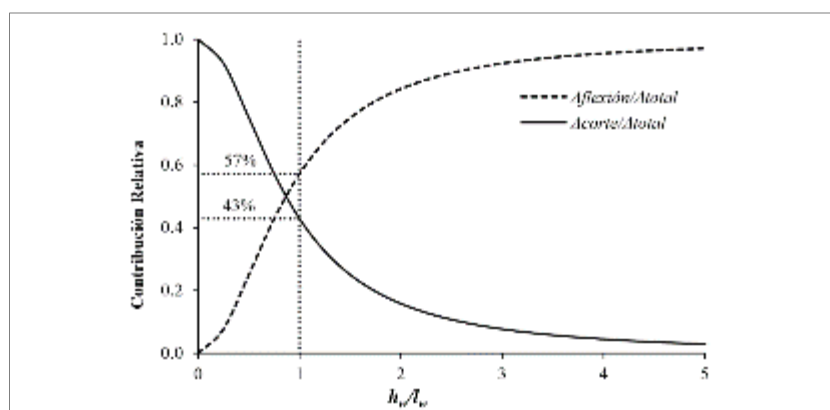


Figura 20. Contribución relativa de las deformaciones a cortante y flexión
Tomada de Roca Loayza, UNI, 2015

c) Pandeo de muros

Los criterios de diseño para sistemas estructurales sismorresistentes, basados en muros de concreto, los encontramos en los códigos de diseño, Pero no se mencionan criterios específicos para prevenir la inestabilidad lateral, ocasionado por el pandeo fuera de su plano, que se presenta principalmente en las zonas plásticas de muros delgados (Figura 21a). Para prevenir este tipo de inestabilidad, es frecuente el uso elementos de borde en el muro (Figura 21b), los cuales contribuyen a mejorar la estabilidad lateral de los muros ante acciones sísmicas severas.

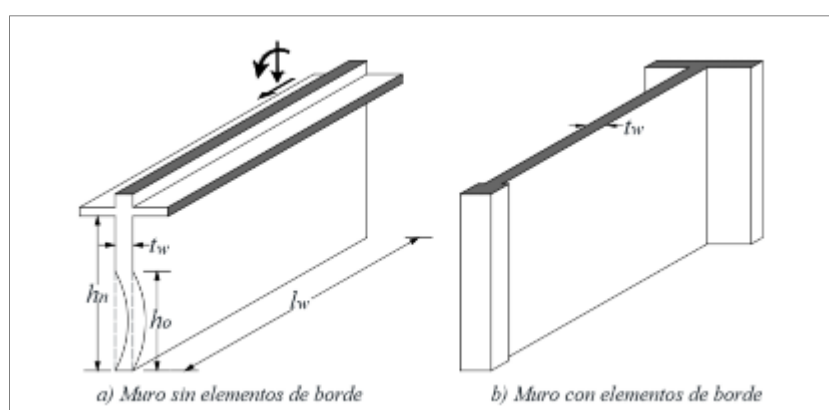
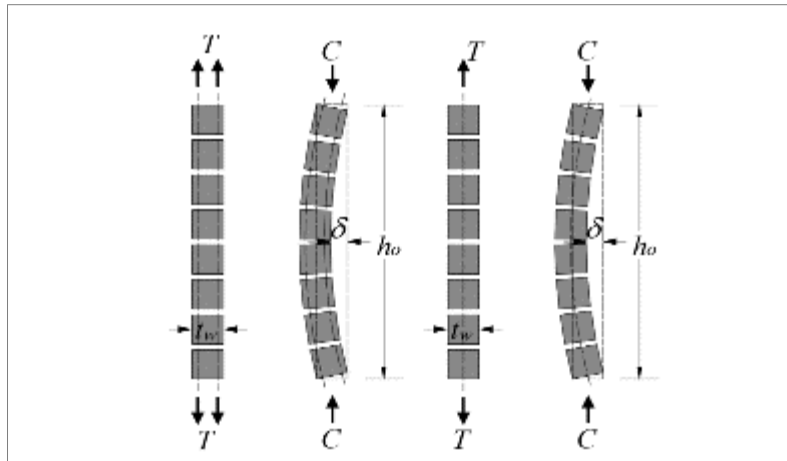


Figura 21. Efecto del pandeo en configuraciones típicas de muros
Tomada de Roca Loayza, UNI, 2015

También se deben tomar en cuenta otros dos tipos de inestabilidad que pueden ocurrir: (i) efectos P-Delta y (ii) Abolladura local de muros.

“Normalmente, en el primer tipo los efectos globales de segundo orden suelen ser pequeños, debido a que la relación entre la carga vertical real y sus valores críticos no son tan elevados” (15); mientras que, la abolladura local de muros, puede ser de cuidado en estructuras con poca densidad de estos, carentes de borde y muy esbelteces. En la Figura 22, se muestra las opciones de refuerzo en muros (una o dos capas) y su influencia en el pandeo fuera del plano, esto ante grandes solicitaciones de ductilidad requeridos frente a la acción sísmica que experimentan.



*Figura 22. Deformaciones que produce el pandeo fuera del plano
Tomada de Roca Loayza, UNI, 2015*

d) Modos de falla

Los modos de falla identificados para los muros han sido identificados mediante inspecciones luego de la ocurrencia de sismos y de investigaciones experimentales. Muchos investigadores (16) han atribuido al comportamiento estructural está relacionado con la cantidad de refuerzo y las propiedades mecánicas de los materiales constitutivos y características geométricas de los muros, estos parámetros influyen en el modo de falla determinado.

Los muros de concreto son diseñados para que la disipación de energía se produzca con un comportamiento de muro en voladizo, siendo la fluencia del acero a flexión, en zonas de formación de rótulas plásticas (normalmente en la base del muro), la principal fuente de disipación de energía cuando el muro actúa frente a las fuerzas laterales provenientes de las acciones sísmicas (Figura 23a). Los modos de falla que se deben evitar son: Por la tracción o compresión lateral causada por el cortante (Figura 23b), inestabilidad de secciones de muros delgados o del refuerzo de compresión principal, deslizamiento a lo largo de juntas de construcción causado por fuerzas cortantes (Figura 23c) y falla por adherencia o corte en empalmes o en los anclajes. Cabe resaltar que el tipo de falla queda determinado por el comportamiento estructural del muro.

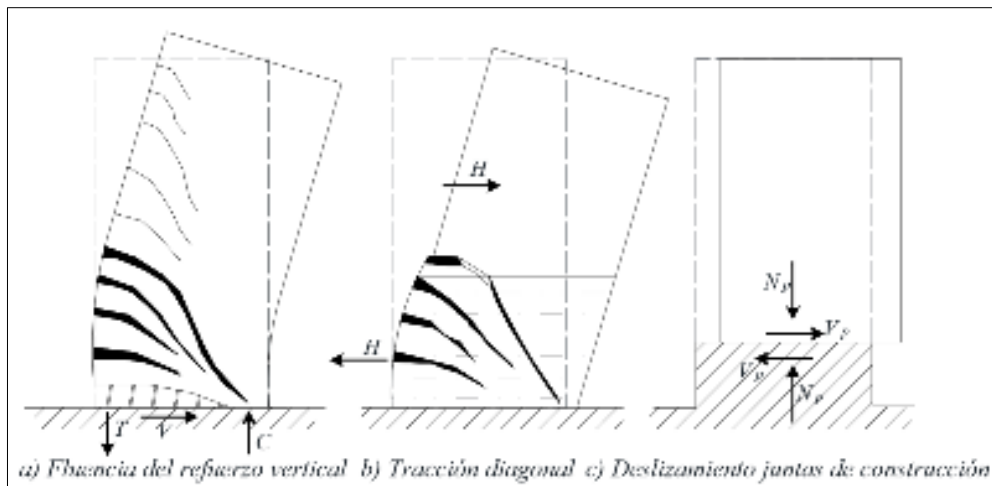


Figura 23. Modos de falla en muros en voladizo
 Tomada de Roca Loayza, UNI, 2015

Disipadores de energía para la protección sísmica de edificios

Dentro del diseño alternativo mediante innovaciones tecnológicas para el mejoramiento del desempeño ante las respuestas sísmicas y el control de daño, los sistemas de disipación de energía son una excelente alternativa. Para el diseño de sistemas estructurales con dispositivos mecánicos de disipación de energía, estos son instalados en pórticos, distribuidos estratégicamente en toda la estructura, pudiendo disiparse la energía por diferentes mecanismos los cuales son: Por Fluencia de metales, fricción por deslizamiento, mediante pistones, o platos con fluidos viscosos o mediante polímeros viscoelásticos.

Algunos sistemas de disipación, no solo incrementan la capacidad de disipación de energía, adicionalmente proveen resistencia y rigidez, dentro de este tipo de sistemas podemos mencionar: dispositivos por Fluencia de metales, por fricción y los viscoelásticos. Los dispositivos basados en fluidos viscosos no incrementan la resistencia ni la rigidez de la estructura para frecuencias medias o bajas, sin embargo para sí lo hacen para frecuencias muy altas. Como ejemplo se muestra la Figura 24, donde se muestran curvas fuerza-deformación para el caso de una estructura de un nivel con y sin sistemas de disipación de energía. Las gráficas mostradas muestran curvas que incursionan en el rango inelástico, tal como se puede esperar para estructuras sometidas a acciones sísmicas.

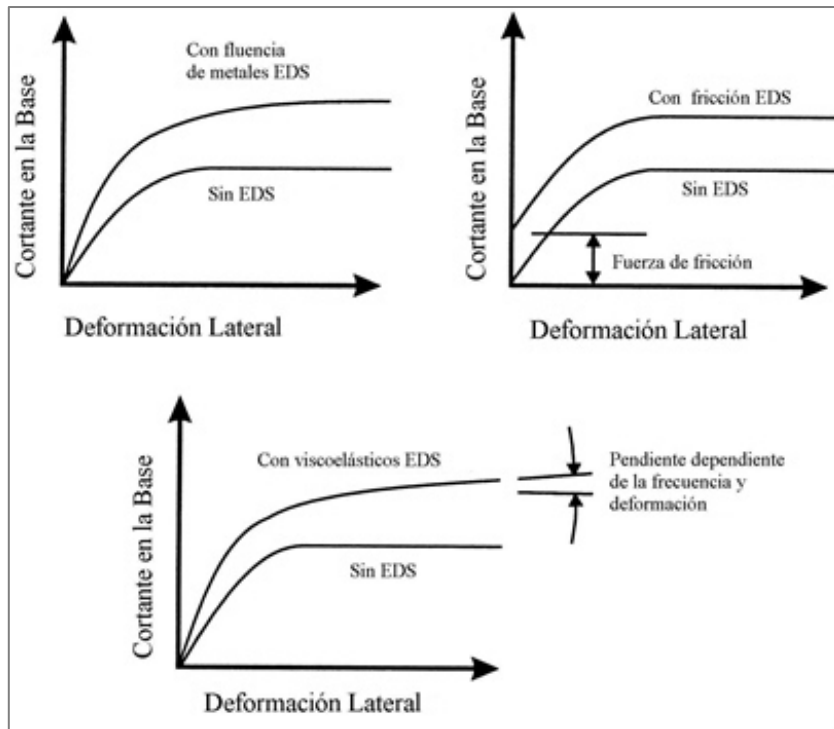


Figura 24. Disipación de energía en las curvas fuerza-deformación. Tomada de Edificaciones con disipadores de energía, Villareal y Oviedo, 2009

Al usar dispositivos disipadores de energía en general, el resultado se traducirá en una reducción de las distorsiones y, una reducción del daño (debido a la disipación de energía) y un incremento en la fuerza lateral total en la estructura (debido al incremento de la resistencia y/o rigidez).

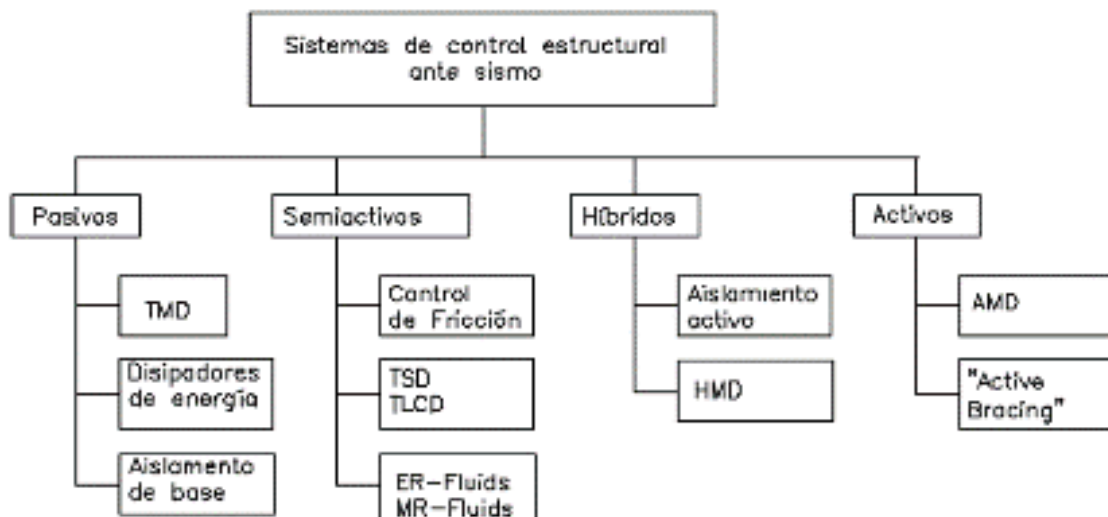


Figura 25. Sistemas de control estructural Tomada de Desarrollo de un nuevo disipador de energía para diseño sismorresistente, Cahis, 2000

e) Disipadores histeréticos

◆ Disipadores por plastificación de metales

La plastificación de metales en disipadores se puede producir a partir de esfuerzos estructurales o bien a partir del proceso de extrusión. Cualquier esfuerzo, sea de torsión, flexión, cortante o axial puede conducir a procesos de plastificación en metales. El acero ha sido sin duda el metal más empleado en disipadores. Entre sus virtudes están las posibilidades constructivas que ofrece, su bajo costo y su elevada ductilidad.

Existen resultados experimentales que indican que el acero ensayado bajo condiciones cuasiestáticas puede llegar a manifestar valores del límite de fluencia y de tensión máxima de rotura inferiores en un 17% y 3% respectivamente a los obtenidos con velocidades de deformación del 10%/s. Pese a estos resultados se han venido realizando estos ensayos. Probablemente, dada la alta variabilidad de la acción sísmica, y observado el buen comportamiento de los modelos adoptados basándose en la caracterización estática, la observación de una caracterización dinámica aumenta la complejidad del problema de forma desproporcionada.

Se concluye que, para reducir la respuesta estructural, es preferible disipar energía a partir de rangos bajos de fuerza y desplazamiento. Es por eso que se han ensayado disipadores con aceros de bajo límite elástico y con gran capacidad de alargamiento en relación a los aceros de construcción convencionales y de determinadas aleaciones de aluminio. Estos disipadores se han basado en la plastificación por esfuerzo cortante, dando como resultados dispositivos de elevada rigidez, esfuerzos de plastificación de valores reducidos y gran uniformidad en la distribución de la deformación plástica.

Disipadores por flexión

Se han desarrollado numerosos dispositivos que plastifican debido a flexión. Se ha estudiado el comportamiento de dos placas en forma de U que disipan energía por flexión pura al enrollarse por efecto del desplazamiento relativo entre sus extremos (Figura 26). Su comportamiento histerético se demostró muy estable.

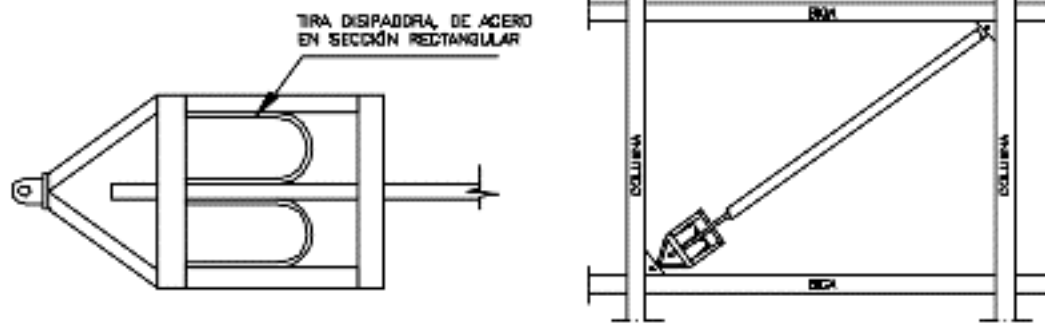


Figura 26. Disipador por flexión
Tomada de Desarrollo de un nuevo disipador de energía para diseño sismorresistente, Cahís, 2000

Uno de los disipadores más conocidos y estudiados es el conocido sistema con el nombre de ADAS (*Added Camping And Stiffness*), el cual es un dispositivo formado por un conjunto de chapas en paralelo, de espesor constante y sección variable en forma de X (Figura 27). Este sistema frontalmente es similar a dos trapecios unidos por la base menor. El número frontal de chapas en paralelo resulta variable, permitiendo ajustar el disipador a las necesidades de la estructura a la cual se incorpora. Cada placa del dispositivo se encuentra impedida de giro en ambos extremos, de forma que un desplazamiento relativo entre estos en dirección perpendicular al plano de la placa produce una distribución de momentos flectores lineales, simétricos y con doble curvatura.

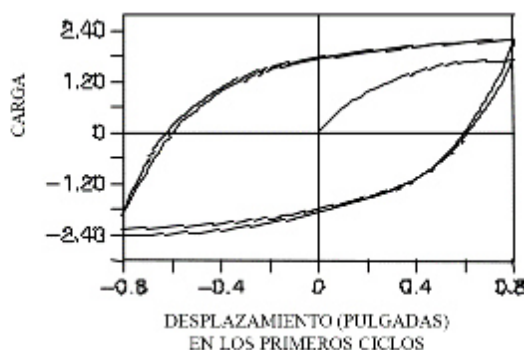
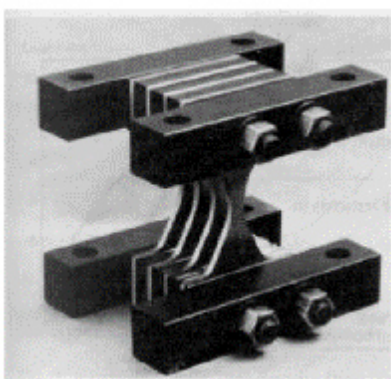
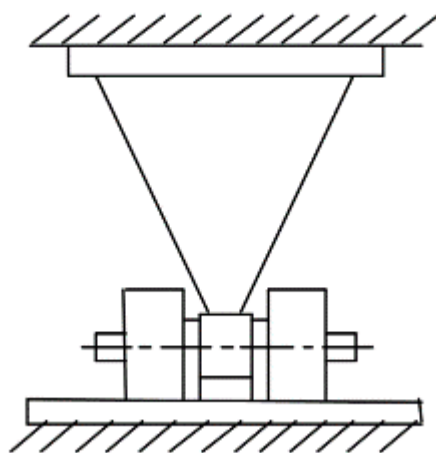


Figura 27. Sistema ADAS y respuesta histerética de los primeros ciclos de carga
Tomada de Desarrollo de un nuevo disipador de energía para diseño sismorresistente, Cahís, 2000

El ancho del disipador se proporciona linealmente con la distribución de momentos flectores, lo cual deriva en una generalización de la plastificación en un corto intervalo de desplazamiento. La plastificación se produce de forma

uniforme y estable, optimizando el proceso de disipación de energía. En la Figura 27, se mostró la respuesta histerética en los primeros ciclos, manifestándose una notable flexibilidad en comportamiento elástico.

El dispositivo indicado en la Figura 28 es conocido como el sistema TADAS. Al igual que el ADAS, está formado por un conjunto de placas trapezoidales de acero paralelas y de espesor constante. El hecho de que las placas se encuentren con un extremo empotrado y el otro articulado, condiciona la forma trapezoidal, que posibilita también una distribución global de la plastificación. La base menor de la placa se conecta al nivel de viga a una estructura aporticada, mientras que la otra se articula con una unión de bulón a dos contravientos dirigidos a la base de los pilares del pórtico. Con un desplazamiento relativo entre extremos de la placa perpendicular a su plano, se consigue la plastificación por flexión por curvatura simple. Al incorporar este sistema en un pórtico de acero a escala natural se ha observado que las reducciones en la respuesta son similares a las obtenidas con el ADAS.



*Figura 28. Sistema TADA, Tsai 1993
Tomada de Desarrollo de un nuevo disipador de energía para diseño sismorresistente,
Cahís, 2000*

También se ha investigado el comportamiento de un disipador construido en una placa de acero mecanizada con la geometría indicada en la Figura 29a. Debido a los espacios vacíos que deja entre disipadores se le conoce genéricamente como disipador de tipo panal, y se comercializa con el nombre de *honeycomb* (Figura 29a). Su geometría tiene como objeto una plastificación lo más uniforme posible en la zona disipativa. Su comportamiento histerético

(Figura 29b) es muy estable y de forma casi rectangular, con una respuesta más próxima a la rígida-plástica que es el caso del ADAS, la cual es más flexible.

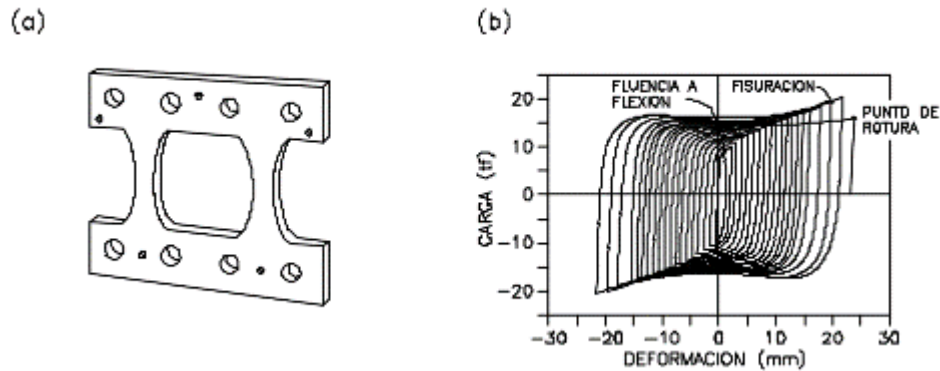


Figura 29. (a) Disipador Honey Comb; (b) Curva Histerética
 Tomada de Desarrollo de un nuevo disipador de energía para diseño sismorresistente, Cahis, 2000

Dispositivos a cortante

Los disipadores a cortante son placas de acero rígidas (Figura 30). Su estructura, con rigidizadores distanciados, obliga a espesores relativamente importantes para evitar el problema de la abolladura. Los aceros de alta ductilidad y bajo límite elástico (80 MPa, 46%-60% de alargamiento) se muestran de gran interés para permitir espesores mayores a iguales esfuerzos cortantes, con una inferior necesidad de rigidización.

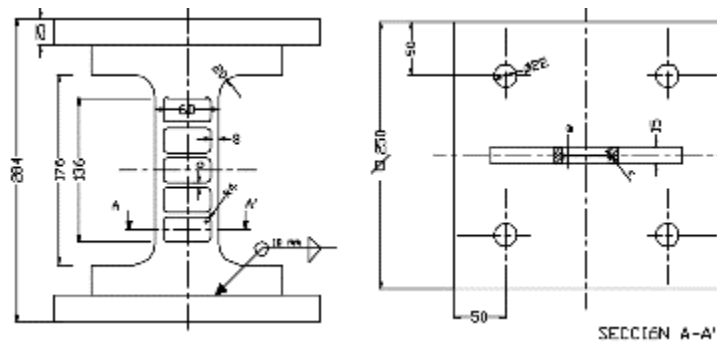


Figura 30. Disipador por cortante
 Tomada de Desarrollo de un nuevo disipador de energía para diseño sismorresistente, Cahis, 2000

Su cuerpo disipativo está construido a partir de un solo bloque de acero de construcción mecanizado por fresado, lo que permite incluir rigidizadores de pequeñas dimensiones y sin necesidad de soldadura en la zona de plastificación. Los primeros resultados obtenidos señalaban una elevada rigidez bajo

comportamiento elástico, un desplazamiento de inicio de plastificación pequeño (0,5 mm) y disipación de energía a partir de ciclos histeréticos estables.

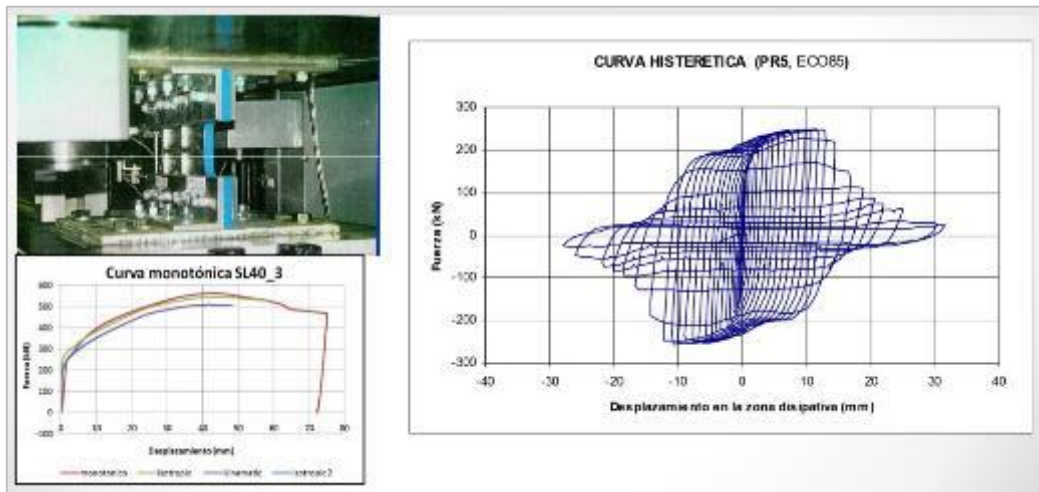


Figura 31. Disipador por cortante, curva histerética
Tomada de Estructuras y Proyectos S. L., Bozzo, 2017



Figura 32. Conector tipo peine e instalación de disipador de corte SLB
Tomada de Estructuras y Proyectos S. L., Bozzo, 2017

f) Disipadores por fricción

Los sistemas de fricción disipan energía, basándose en el rozamiento existente entre dos superficies en contacto bajo presión y en el deslizamiento entre ellas. La fuerza de fricción en cada conexión es igual al producto de la fuerza normal por el coeficiente de rozamiento.

Existen diversos dispositivos basados en la disipación por fricción. El sistema mostrado en la Figura 33, permite ser emplazado en la intersección de un arriostramiento en X. Sus curvas histeréticas son prácticamente rectangulares con lo cual la energía disipada por ciclo es máxima para un determinado valor de la fuerza de deslizamiento. El mecanismo desliza ante una carga predeterminada, regulable a partir de la presión ejercida por pernos a través de una llave dinamométrica. Existe un método simplificado de diseño sísmico para

estructuras que incorporan este sistema disipativo. A partir de un estudio paramétrico se determina la distribución en altura de la fuerza umbral óptimo de deslizamiento y se establece un espectro de diseño para su determinación práctica. En 1986 se planteó un dispositivo de fricción para ser empleado como conector entre una estructura aperticada y un muro de mampostería armada (Figura 34) y se estableció un método de determinación de la fuerza umbral que proporciona la respuesta estructural óptima.

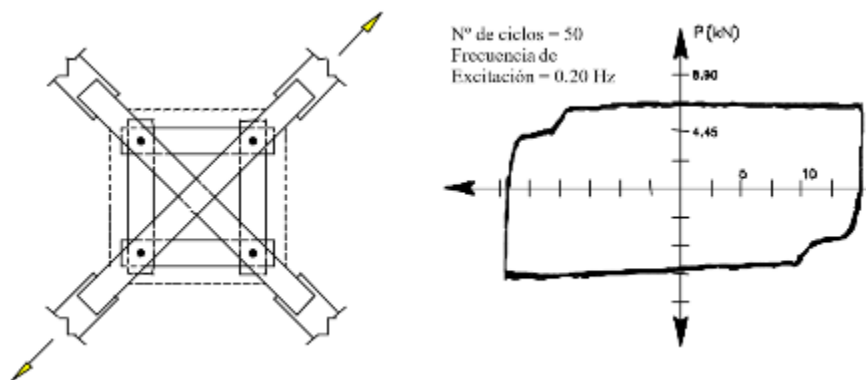


Figura 33. Disipador por fricción. Pall y Marsh, 1982 y su respuesta histerética Tomada de Desarrollo de un nuevo disipador de energía para diseño sismorresistente, Cahís, 2000

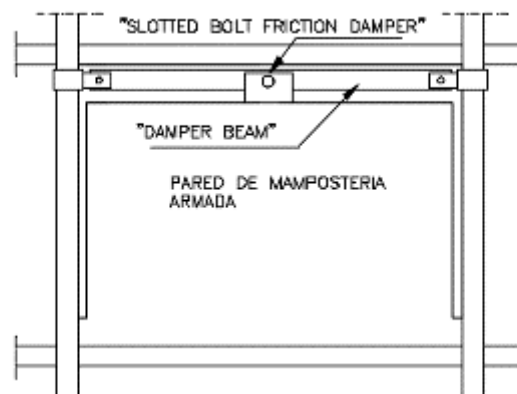


Figura 34. Amortiguador de fricción de perno ranurado. Rao y White, 1996 Tomada de Desarrollo de un nuevo disipador de energía para diseño sismorresistente, Cahís, 2000

El mayor inconveniente que presentan estos dispositivos disipadores es que el coeficiente de fricción, durante el desplazamiento, depende de la velocidad, de la presión normal y de las condiciones de las superficies en contacto. Consecuentemente, resulta difícil garantizar un coeficiente de fricción independiente del tiempo y de las condiciones de los disipadores. Sin embargo, se ha observado que la variación del coeficiente de fricción durante el

desplazamiento no afecta significativamente a la respuesta estructural si la estructura permanece en rango lineal, mientras que esta influencia puede ser significativa si esta entra en rango no lineal.

En 1998 se diseñó un disipador de fricción de concepción distinta a los dos anteriormente descritos. Mientras que los primeros generan las fuerzas de fricción a través de uniones atornilladas, este disipador las obtiene a partir del deslizamiento entre una serie de anillos interiores y exteriores (Figura 35). El deslizamiento va acompañado de un aumento progresivo de la presión entre las superficies de contacto de los anillos, debido a la interferencia que se produce entre estos durante su desplazamiento. Resultados de los ensayos efectuados mostraron que el comportamiento histerético (Figura 35) resulta estable, repetible y predecible. Su acción sobre la estructura es autocentradora y su respuesta fuerza – desplazamiento resulta prácticamente independiente del contenido frecuencial de la excitación sísmica. Sus características mecánicas y geométricas permiten la incorporación de disipadores en una diagonal rigidizadora o en un arriostramiento en X.

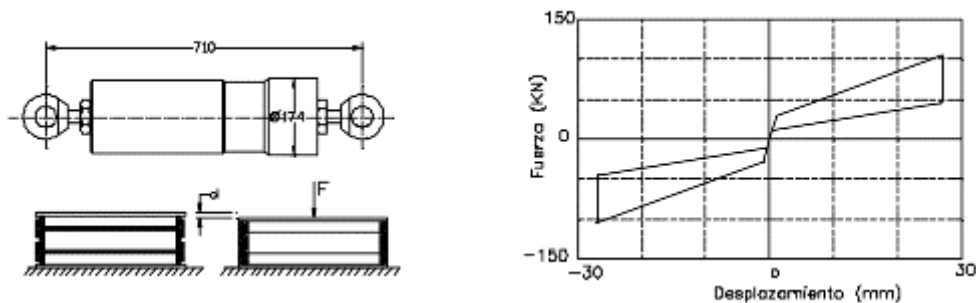
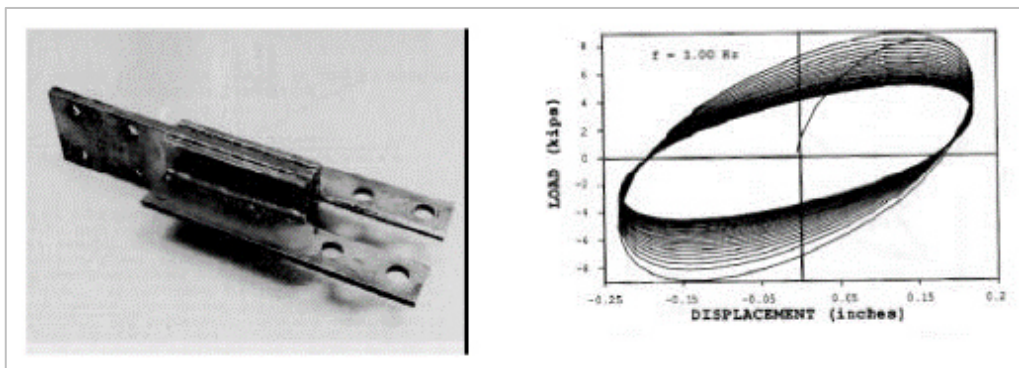


Figura 35. Disipador Shapia. Kar et al., 1998
Tomada de Desarrollo de un nuevo disipador de energía para diseño sismorresistente, Cahís, 2000

g) Disipadores con comportamiento viscoelástico

Disipadores viscoelásticos

Los disipadores viscoelásticos han sido empleados con éxito, durante los últimos treinta años, para reducir la respuesta de edificios altos ante la acción del viento. De forma más reciente se ha estudiado su utilización con fines sismorresistentes. Los disipadores viscoelásticos sólidos están formados con chapas metálicas unidas con capas finas de material viscoelástico y presentan unos ciclos histeréticos característicos elípticos (Figura 36).



*Figura 36. Disipador viscoelástico (izquierda) y su respuesta histerética (derecha)
Tomada de Desarrollo de un nuevo disipador de energía para diseño sismorresistente,
Cahís, 2000*

Su acción disipativa se basa en el aumento del amortiguamiento estructural.

Presentan algunas ventajas con relación a los disipadores histeréticos, tales como:

- No precisan de una fuerza umbral para disipar energía.
- No cambian significativamente los periodos de vibración, con lo cual resulta posible linealizar el comportamiento estructural y realizar una modelación más sencilla.

Como inconvenientes de su uso y aplicación tenemos:

- La poca variación del periodo fundamental no evita el comportamiento resonante.
- Los materiales viscoelásticos, en general, son sensibles a los cambios de temperatura, frecuencia y deformación, resultando necesario minimizar la

influencia de estas variables en sus rangos de servicio en estructuras sismorresistentes para que su comportamiento resulte predecible.

- Para conseguir un aumento del amortiguamiento estructural a valores que reduzcan significativamente la respuesta estructural ante un sismo severo es necesaria una gran cantidad de dispositivos.

En un estudio experimental llevado a cabo en el año 1990, se analizaron disipadores viscoelásticos en una estructura de 9 plantas, en escala 1/4, solicitada en una mesa vibradora por señales procedentes de diversos sismos. Entre sus conclusiones destacan:

- Que las características dinámicas del edificio no varían de forma significativa: la frecuencia fundamental pasaba de 2,04 Hz a 2,76 Hz, para un aumento de la fracción de amortiguamiento del 0,74% al 8,07% con disipadores.
- El incremento en temperatura del dispositivo debido a la acción sísmica apenas afectaba a las propiedades dinámicas del sistema.
- Que la teoría viscoelástica lineal se puede aplicar para describir el comportamiento de los disipadores.

Disipadores de fluido viscoso

Los disipadores de fluido viscoso tienen la propiedad de reducir simultáneamente los esfuerzos y las deflexiones de la estructura. Esto es debido a que los disipadores de fluido varían su fuerza solamente con la velocidad, la cual provee una respuesta que es inherentemente fuera de fase con los esfuerzos debido a la flexibilidad de la estructura. Otros disipadores pueden normalmente ser clasificados como histeréticos, donde una fuerza de amortiguamiento es generada bajo una deflexión o los viscoelásticos que son disipadores con un complejo resorte combinado con un amortiguamiento.

Inclusive en estos disipadores no fluidos tienen elementos de fluencia, fricción, rótulas plásticas. Ninguno de estos dispositivos tiene una respuesta fuera de fase debido a esfuerzos estructurales de flexión. Esto es simplemente porque estos dispositivos son dependientes de otros parámetros aparte de la velocidad. Los disipadores no fluidos disminuyen las deflexiones en la estructura, pero al mismo

tiempo incrementan los esfuerzos en las columnas. Los esfuerzos en las columnas tienen su valor máximo, cuando el edificio llega a su deformación máxima. Si se adiciona un disipador de fluido viscoso, la fuerza de amortiguamiento se reduce a cero en este punto de máxima deformación. Esto es debido a que la velocidad del disipador es cero en este punto.

Los disipadores de fluido viscoso son esencialmente mecanismos llenos de fluido, el cual debe ser capaz de mantenerse en servicio durante grandes períodos de tiempo sin mantenimiento. Los requerimientos de los materiales deben ser resistentes a la corrosión, resistencia al despostillamiento, libre de esfuerzos de ruptura y alta resistencia al impacto. Esto es especialmente cierto para el cilindro del disipador, el cual debe resistir esfuerzos triaxiales.

En la industria americana existen varios estándares de materiales de diversas organizaciones independientes. Algunas de estas organizaciones se muestran a continuación:

- Sociedad de Ingenieros Automovilísticos (AMS)
- Sociedad Americana de Ingenieros Mecánicos (ASME)
- Departamento de Defensa de los Estados Unidos, MIL – *Handbook 5*, Materiales y elementos metálicos para estructuras de vehículos aeroespaciales.
- NASA, Centro de vuelo espacial *Goddard*. Guía de selección de materiales.

Un disipador de fluido viscoso es un dispositivo que disipa energía aplicando una fuerza resistiva a un desplazamiento finito. La fuerza de salida del disipador es resistiva y actúa en la dirección opuesta al movimiento de entrada. Debido a que el disipador se comporta de acuerdo con las leyes de la mecánica de fluidos, el valor de la fuerza resistiva varía con respecto a la velocidad traslacional del disipador en cualquier punto en el tiempo.

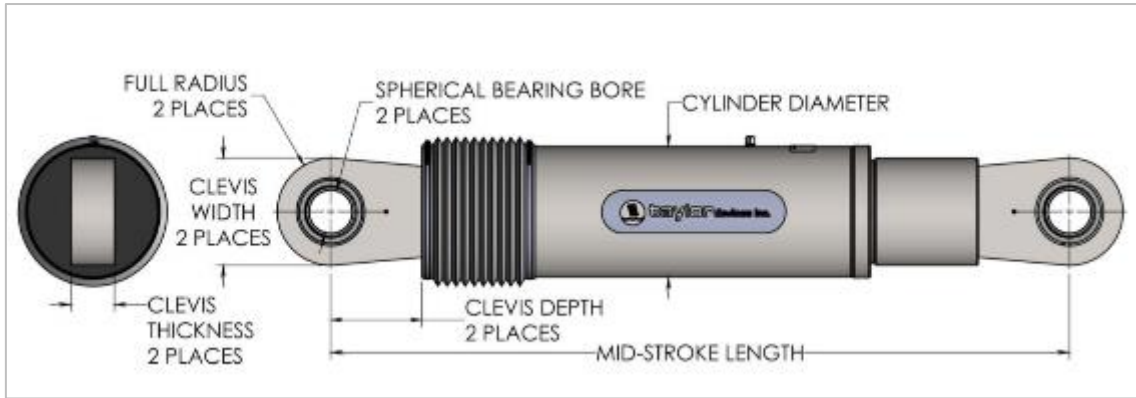


Figura 37. Esquema del sistema extendido de amortiguación, disipador Taylor tomado de <https://www.taylordevices.com/>

2.2.5. Tipos de análisis sísmico

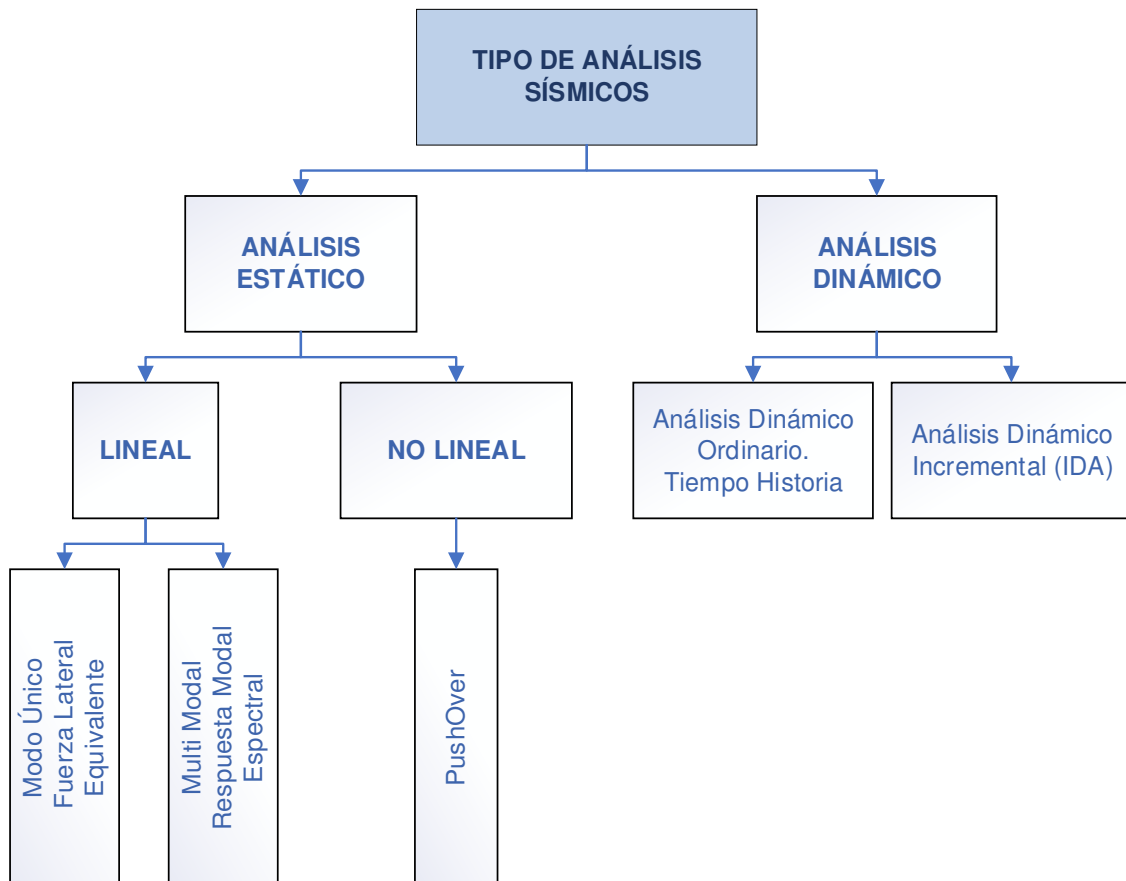
Tabla 3. Tipos de análisis sísmico según norma peruana E-030

Zona	Regularidad (según Art. 19)	Sistema estructural	Altura (m)	Tipo de análisis
1	Sí/No	Muros portantes	<15	Fuerza lateral Eq
2	Sí	Aporticado	<30	Fuerza lateral Eq
3	Sí/No	Muros portantes	>15	Espectro modal de R
4	Sí/No	Aporticado	>30	Espectro modal de R
5	Sí/No	Sistemas de aislamiento y disipación sísmica	---	Según ASCE/SEI7 vigente

Tomada de Norma E-030 Reglamento Nacional de Edificaciones

Los tipos de análisis sísmicos disponibles en la actualidad son:

- Análisis lineal estático modo único, fuerza lateral equivalente (ASCE7-16 Art. 18.7.2)
- Análisis lineal estático Multimodal, espectro de respuesta (18.7.1)
- Análisis no lineal estático (*push over*)
- Análisis dinámico no lineal
- Análisis no lineal dinámico (tiempo de historia)
- Análisis dinámico incremental (IDA)



*Figura 38. Tipos de análisis sísmico
Tomada de Universidad Politécnica de Catalunya, Apuntes Posgrado 2017*

- **Análisis lineal estático modo único, fuerza lateral equivalente (ASCE7-16 Art. 18.7.2)**

Obtenido de espectros de respuesta de aceleración absoluto. El efecto dinámico provisto por el movimiento horizontal del terreno, en cada dirección, es representado por una fuerza lateral equivalente “Fk” determinada, actuando en el centro de masas de cada nivel de la edificación, la cual genera desplazamientos iguales al máximo dinámico.

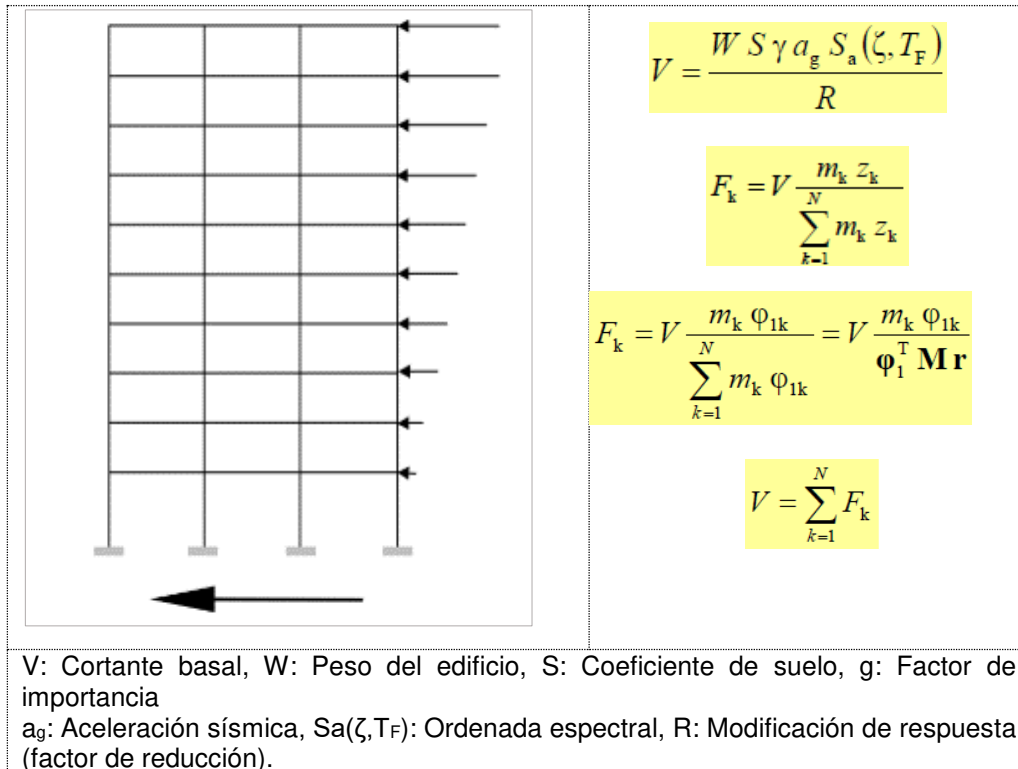


Figura 39. Fuerzas laterales equivalentes
 Tomada de Apuntes Posgrado Earthquake-resistant Design. Almansa, 2017

- Análisis lineal estático multimodal, espectro de respuesta (18.7.1)**

Para determinar las fuerzas actuantes en una edificación, se realiza una superposición de las fuerzas actuantes de cada modo de vibración considerado en cada nivel de la edificación. Esta superposición modal puede realizarse mediante una combinación cuadrática (SRSS) o una combinación cuadrática completa (CQC) según sea el caso.

$m_1^* + \dots + m_r^* \geq 0.9 m_T$	$V_i = \frac{W_i^* S \gamma a_g S_a(\zeta_i, T_i)}{R}$	$m_i^* = \frac{(\phi_i^T \mathbf{M} \mathbf{r})^2}{\phi_i^T \mathbf{M} \phi_i}$
$W_i^* = m_i^* g$		

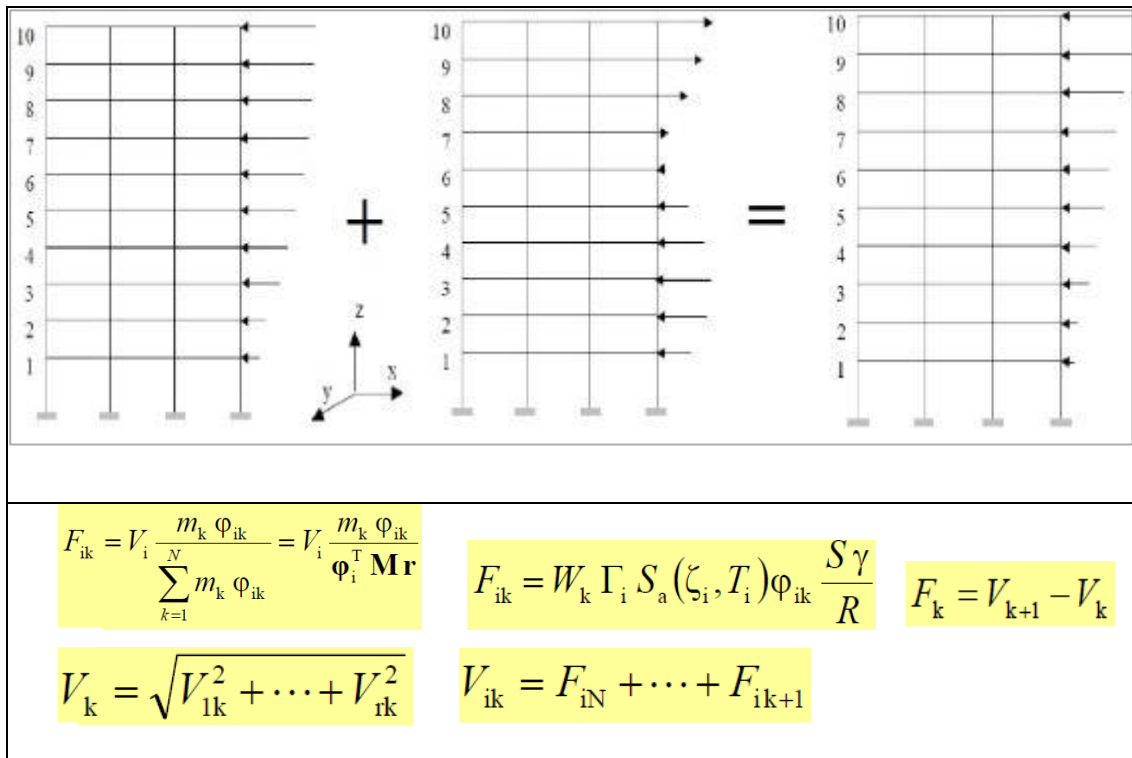


Figura 40. Vista análisis respuesta modal espectral
Tomada de Earthquake-resistant Design. Apuntes Posgrado, Almansa, 2017

- ✓ r: número de modos que serán incluidos en el análisis (la suma de los pesos modales equivalentes supera el 90% del peso total)
- ✓ W_i^* : peso modal equivalente del i-th modo
- ✓ $S_a(\zeta_i, T_i)$: ordenada espectral para i-th modo
- ✓ Combinación cuadrática (SRSS)
- ✓ SRSS puede ser usado únicamente si los periodos modales están bien diferenciados ($T_i / T_j \leq 0.90$).
- ✓ Si los periodos modales no están bien diferenciados (ratio > 0.90), la posibilidad de tener simultaneidad es máxima, y SSRS podría ser poco conservador.
- ✓ CQC (combinación cuadrática completa) resultados del criterio de incorporar "términos cruzados" en la combinación.
- ✓ $\Pi_{ij} = \Pi_{ji}$
- ✓ If $T_i = T_j$, $\Pi_{ij} = 1$ (por lo tanto, $\Pi_{ii} = 1$)
- ✓ Since $\Pi_{ij} \geq 0$, V_{jk}, V_{ik} debe ser positivo también
- ✓ Este criterio es solo necesario en edificios irregulares.

$$V_k = \sqrt{\sum_{i,j=1}^r \Pi_{ij} V_{ik} V_{jk}}$$

$$\Pi_{ij} = \frac{8\zeta^2 \left(1 + \frac{T_i}{T_j}\right) \left(\frac{T_i}{T_j}\right)^{\frac{3}{2}}}{\left(1 - \left(\frac{T_i}{T_j}\right)^2\right)^2 + 4\zeta^2 \frac{T_i}{T_j} \left(1 + \frac{T_i}{T_j}\right)^2}$$

- **Análisis no lineal estático (*push over*)**

El análisis *push over* de una construcción (edificio o puente) consiste en investigar su comportamiento bajo carga gravitatoria constante y fuerzas laterales incrementales.

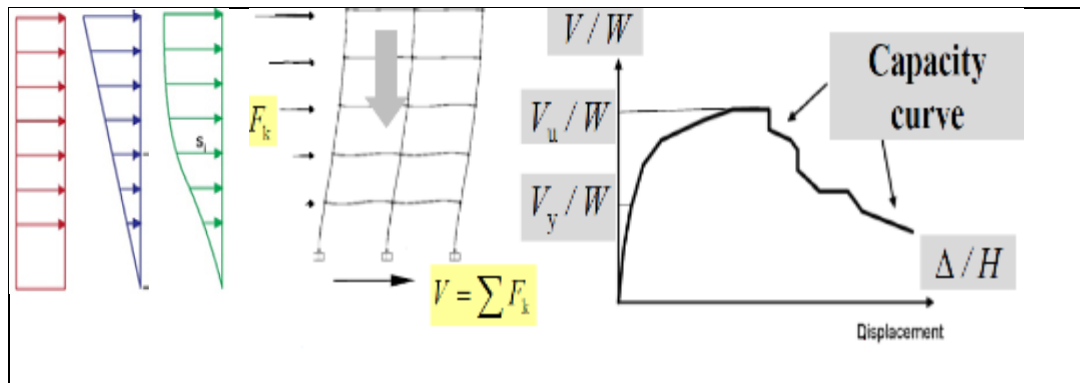


Figura 41. Análisis push over ordinario.
 Tomada de *Earthquake-resistant Design. Apuntes Posgrado, Almansa, 2017*

Las fuerzas verticales corresponden a excitaciones sísmicas ($G + \Psi_E Q$).

Las fuerzas horizontales se incrementan manteniendo la misma fuerza vertical.

Patrones comunes de carga: uniforme, triangular o modal (1st forma modal)

Subíndices y cuenta la fluencia y última respectivamente.

El daño y el desplazamiento están claramente correlacionadas, pero no la fuerza y el daño.

El comportamiento no lineal de los elementos estructurales está representado por rótulas plásticas, usualmente ubicados en sus extremos.

Rótulas plásticas de V, N, T, M, y "N + M"

El comportamiento no lineal de las rótulas plásticas está comúnmente descrita por la curva momento curvatura (o rotación) leyes fuerza-desplazamiento.

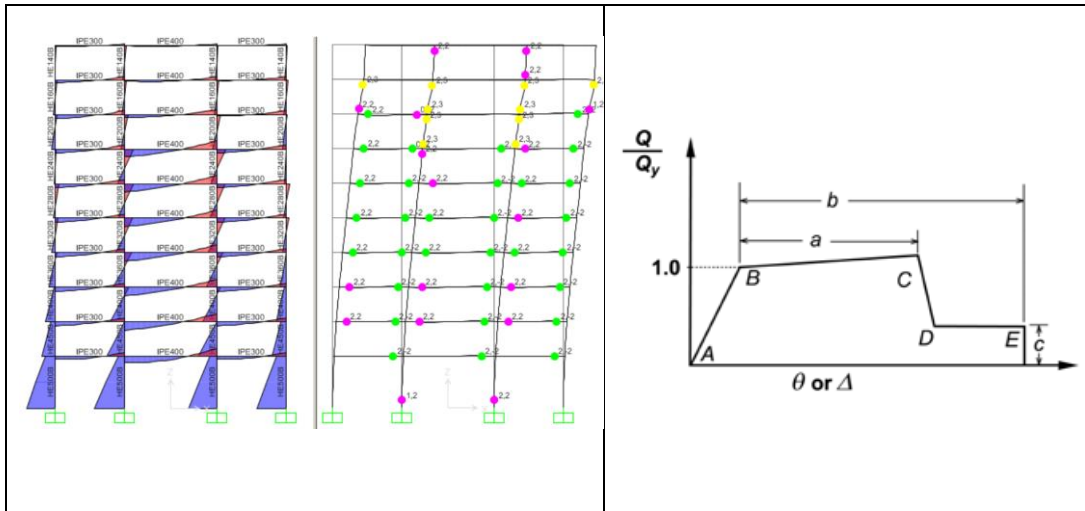


Figura 42. Rótulas plásticas y curva momento curvatura
 Tomada de *Earthquake-resistant Design. Apuntes Posgrado, Almansa, 2017*

Códigos de diseño (FEMA 356) proponen curvas momento-curvatura (o fuerza-desplazamiento) leyes para las situaciones más comunes.

Estas leyes se han obtenido a partir de análisis teóricos (para la rama inicial) y resultados experimentales (para las ramas plásticas)

Estas leyes se han implementado en la mayoría de los códigos de los softwares.

Para elementos inusuales o nuevos, para los que no se dispone de leyes se requieren análisis teóricos y experimentales.

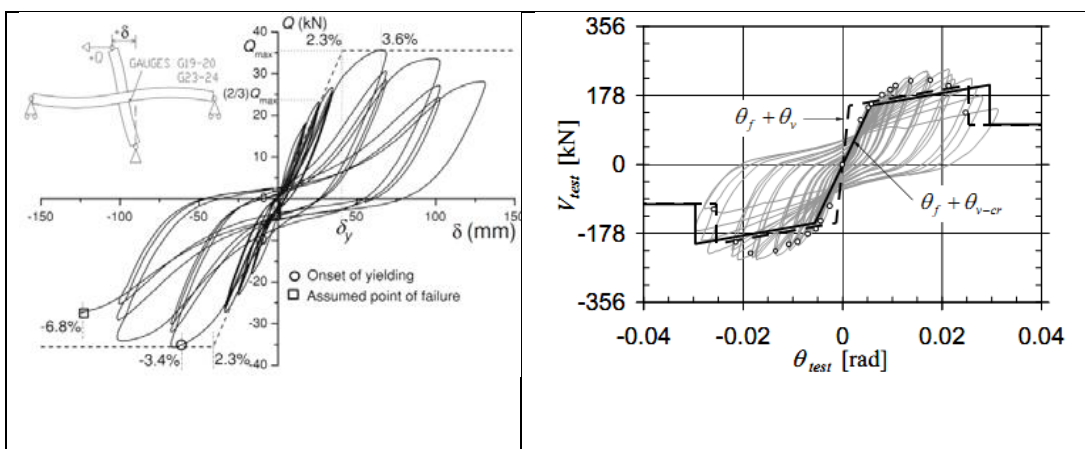


Figura 43. Curvas fuerza desplazamiento y momento curvatura.
 Tomada de *Earthquake-resistant Design. Apuntes Posgrado, Almansa, 2017*

- **Análisis dinámico no lineal**

Análisis no lineal dinámico (tiempo-historia)

El diseño sísmico basado en análisis dinámico tiempo-historia consiste en representar las entradas sísmicas esperadas por acelerogramas. Dado que el comportamiento real de las estructuras bajo entradas severas (es decir, correspondientes a grandes períodos de retorno) es altamente no lineal, el análisis dinámico también debe ser no lineal. Aparentemente, esta formulación es más precisa que usar espectros. Sin embargo, hay dos problemas principales:

1. Hay una gran variedad de entradas esperadas (amplitud, contenido de frecuencia, pulsos, duración, etc.)
2. El análisis dinámico no lineal puede ser extremadamente costoso, en términos de esfuerzo computacional

Los códigos de diseño definen el número y las características de los acelerogramas que se utilizarán. Dado que las excitaciones sísmicas reales son tridimensionales (o incluso 6-D, si tenemos en cuenta los componentes rotacionales del movimiento del suelo), el análisis dinámico debería considerar, al menos, la excitación conjunta de ambos componentes horizontales del movimiento del suelo de entrada. Para este propósito, ambos acelerogramas deben estar exactamente sincronizados. No se puede usar el mismo acelerograma simultáneamente en ambas direcciones horizontales (EC-8)

Acelerogramas

Los acelerogramas pueden ser grabados (históricos), simulados (a partir del mecanismo sismogénico conocido) o artificiales (escalados a espectros de diseño).

Según Eurocódigo 8 (EC-08) Part.1, acápite 3.2.3.1.3. Requisitos para los acelerogramas artificiales: (i) fase estacionaria de al menos 10 s, (ii) mínimo 3 acelerogramas, (iii) la media de las ordenadas espectrales de período cero $[S_a(0)]$ no debe ser menor que la aceleración del terreno amplificado por el factor de suelo ($a_g \cdot S$), y (iv) entre $0.2 T_1$ y $2 T_1$, ningún valor debe ser inferior al 90% del espectro de respuesta elástica de diseño.

Según el Código Americano ASCE 7-16 Acápito 16.1.3. es Similar a (iv) del EC-8 pero con 1.5 T1 en lugar de 2 T1.

Hoy en día, el análisis dinámico no lineal aún no se emplea ampliamente, a pesar de las poderosas herramientas computacionales que están comúnmente disponibles.

Un buen análisis basado en el espectro es mejor que un análisis dinámico deficiente. El análisis dinámico solo está justificado: (i) en investigación, (ii) para estructuras muy complejas o importantes, (iii) cuando lo requieren los códigos de diseño, y (iv) cuando los resultados de análisis simplificados no son aceptables.

Secuencia de normalización de un registro sísmico grabado

Se emplearon las recomendaciones de la Norma ASCE 7-16 en su capítulo 18 (requerimientos de diseño sísmico para estructuras con sistemas de disipación), para la determinación del sismo de diseño, el mismo que se empleó para el cálculo de las propiedades de los disipadores. Asimismo, se siguieron los lineamientos de la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente y las recomendaciones de los fabricantes, los cuales emplean esta misma norma (ASCE 7-16) pero ajustando algunos criterios en concordancia a la realidad del país.

Recomendaciones

Los registros sísmicos que se empleen deben reflejar la realidad del proyecto, es decir, deben de haber sido tomados en suelos con características similares al suelo donde se plantará la cimentación.

Se deben de emplear al menos 3 registros sísmicos en sus dos componentes horizontales.

La Norma Peruana señala que estos registros deben ser escalados a un espectro de diseño, este espectro de pseudoaceleraciones debe ser calculado fijando el valor del coeficiente de reducción sísmica $R=1$.

Aspectos computacionales

Ecuación de movimiento lineal y no lineal:

$$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{x}} + \mathbf{C} \dot{\mathbf{x}} + \mathbf{K} \mathbf{x} = -\mathbf{M} \mathbf{r} \ddot{x}_g; \quad \mathbf{M} \ddot{\mathbf{x}} + \mathbf{C} \dot{\mathbf{x}} + \mathbf{Q}(\mathbf{x}) = -\mathbf{M} \mathbf{r} \ddot{x}_g$$

La solución de estas ecuaciones (de la lineal y no lineal) se conoce como "análisis de la historia del tiempo".

Se pueden usar los mismos modelos que para el análisis *push over*.

La respuesta debe obtenerse, en tiempo discreto, mediante un procedimiento paso a paso; comúnmente, paso de tiempo (período de discretización o período de muestreo: Δt) es constante a lo largo de toda la duración del análisis

Si el comportamiento estructural es lineal ($Q(\mathbf{x}) = \mathbf{K} \mathbf{x}$), la respuesta para el siguiente instante se obtiene directamente asumiendo un criterio de interpolación en el intervalo; cada criterio lleva a un algoritmo de cálculo diferente.

Si el comportamiento estructural es no lineal ($Q(\mathbf{x}) = \mathbf{K}_t \mathbf{x}$, donde está la matriz de rigidez de tangente \mathbf{K}_t), la rigidez al principio y al final del intervalo es diferente y, por lo tanto, la respuesta para el siguiente instante no puede obtenerse directamente (incluso suponiendo un criterio de interpolación en el intervalo) y el cálculo debe ser iterativo.

Para el análisis lineal y no lineal, el algoritmo más empleado es Newmark.

La selección del paso de tiempo es un tema crucial; los criterios habituales para el análisis lineal no se aplican para el análisis no lineal; se requieren pasos de tiempo significativamente más cortos

Cuanto más rápida sea la excitación (alta frecuencia) y más rígida la estructura (período corto), más corto será el tiempo requerido.

La única regla válida para la selección del paso de tiempo es comenzar con una discreta discretización de tiempo ($Dt = 0.01$ s) y luego refinarla (bajando Dt) hasta obtener "convergencia de tiempo"; valores por debajo de 0.001 s son extremadamente frecuentes.

- **Análisis dinámico incremental (IDA)**

IDA, puede ser definida como un tipo de análisis *push over* dinámico. Los acelerogramas de ingreso son escalados con factores crecientes. Hay dos tipos de análisis IDA: para ingresos simples o para varios ingresos. Los resultados de los análisis IDA se representan como curvas IDA que son similares a las curvas de capacidad, el eje vertical se refiere a cualquier parámetro que caracterice la severidad, amplitud de la excitación y en el eje horizontal contienen el desplazamiento horizontal de la planta superior (o magnitud similar). En cada análisis dinámico, las estructuras inician sin daño (de cero).

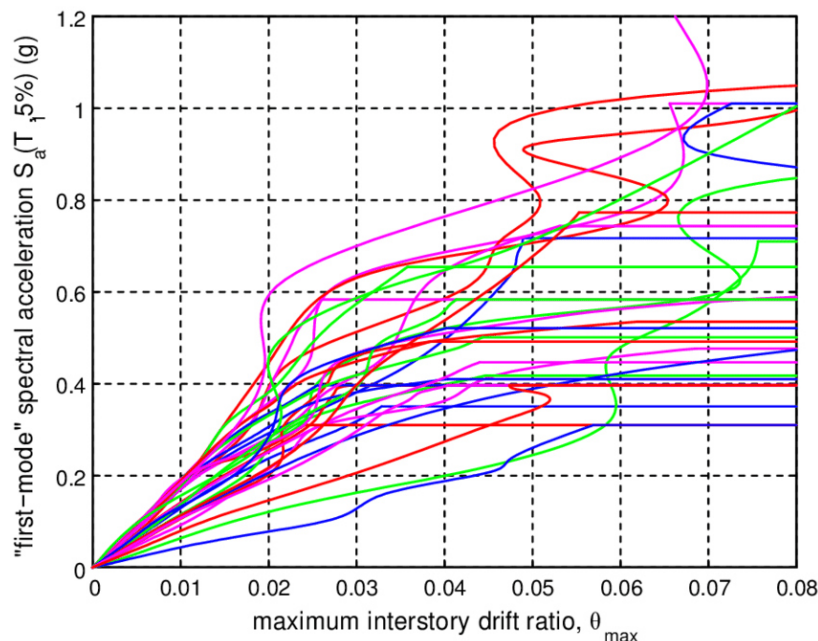


Figura 44. Análisis dinámico incremental
Tomada de Earthquake-resistant Design. Apuntes Posgrado, Almansa, 2017

Procedimiento de análisis dinámico no lineal

Los pasos que se han de seguir para determinar el sismo de diseño son los siguientes:

1. Realizar el análisis modal espectral de la edificación y calcular las derivas de entrepiso considerando el coeficiente de reducción sísmica $R=1$, esta reducción del valor de R se realiza para que el edificio entre en el rango inelástico ante un sismo severo. Es importante tener en cuenta que, para la obtención de distorsiones, los desplazamientos laterales calculados en el análisis ya no se multiplican por $0.75 \cdot R$ sino simplemente por 1.
2. Escalar los acelerogramas en sus dos componentes al espectro de diseño (paso 1). Para poder obtener una mayor exactitud se recomienda emplear un software especializado para tal tarea, en esta investigación se realizó el escalamiento con el programa *SeismoMatch*.
3. Realizar el análisis tiempo-historia con los acelerogramas escalados. Es importante tener en cuenta que los registros sísmicos han sido tomados en dos componentes (E-W y N-S) de manera que el método correcto para analizar la estructura se muestra en las Figuras 45 y 46.

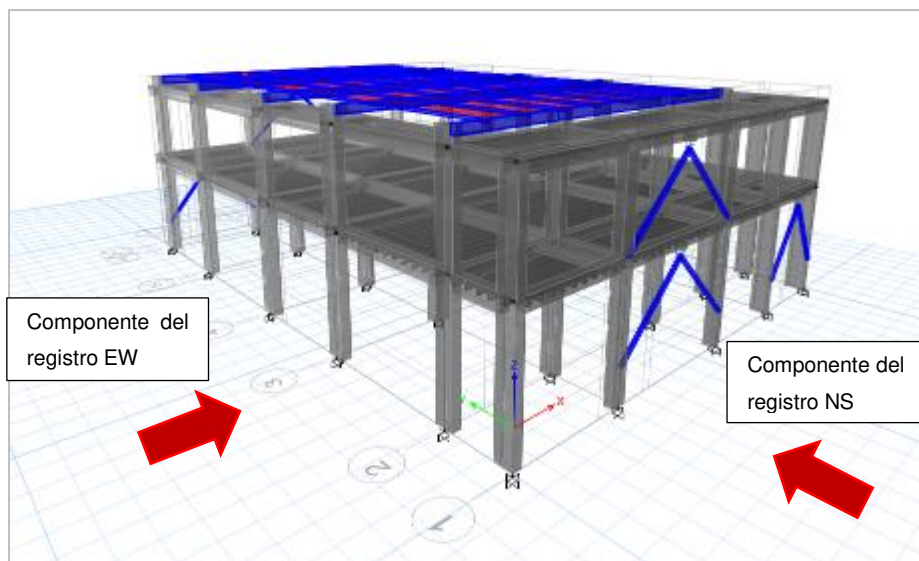


Figura 45. Primer caso de análisis

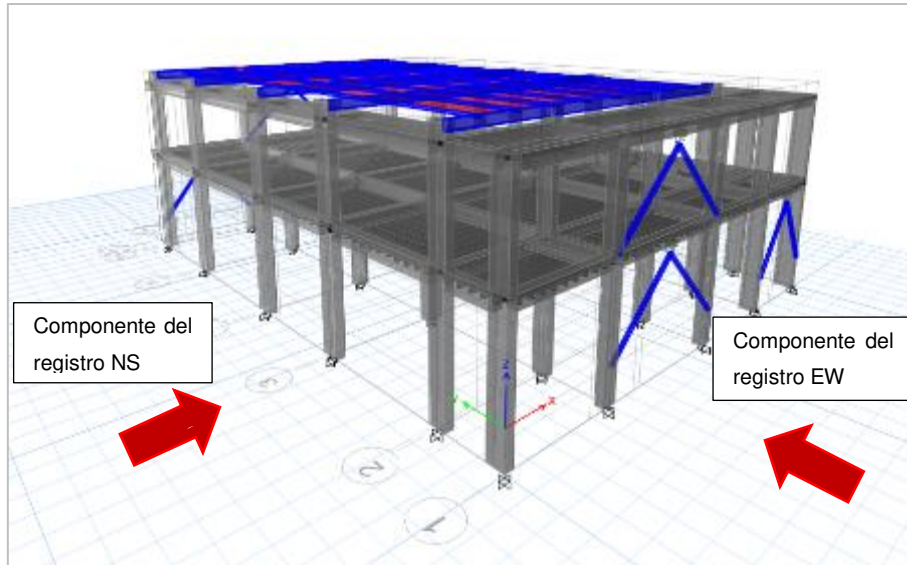


Figura 46. Segundo caso de análisis

Por cada registro sísmico que se emplee en el análisis tiempo-historia, deberán analizarse dos casos por separado, el caso 1, cuando la componente E-W del registro sísmico actúa sobre la dirección X-X de la estructura mientras que sobre la dirección Y-Y lo hace la componente N-S y; el caso 2, donde la componente N-S del registro sísmico actúa sobre la dirección X-X mientras que sobre la dirección Y-Y lo hace la componente E-W.

Finalmente, para determinar el sismo de diseño, se realiza una comparación entre las distorsiones de entrepiso obtenidas del análisis dinámico espectral (paso 1) y del análisis tiempo-historia (paso 3). El sismo de diseño será aquel que se ajuste más a las distorsiones obtenidas del análisis dinámico espectral (comportamiento esperado). A continuación, se muestra el procedimiento expuesto donde se determinó el sismo de diseño que, posteriormente, se empleó para el diseño del sistema de disipación.

Escalamiento de acelerogramas al espectro de diseño

A continuación, se mostrará de dónde se descargaron los registros sísmicos y cómo estos fueron escalados al espectro objetivo ($R=1$) empleando el software *SeismoMatch*. Los registros sísmicos o acelerogramas deben de haber sido tomados en suelos que reflejen la realidad sobre la cual se proyecta el edificio, estos registros sísmicos deberán ser provistos por el Instituto Geofísico del Perú o podrán obtenerse del Redacis (Red Acelerográfica del Cismid).

1. Para descargar los registros sísmicos se utiliza el buscador de Google y se escribe Redacis, se ingresa a la primera opción (Red acelerográfica del Cismid – Laboratorio)
2. Una vez dentro del sitio web se pide mostrar los registros sísmicos que disponen. En este caso debido a que la edificación se ubica en la ciudad de Lima sobre un suelo arenoso, los registros sísmicos deben de haber sido tomados en suelos tipo S3 (blandos – arena limosa).
3. Una vez ejecutado el paso 2 se puede ver la lista completa de las estaciones acelerográficas del Perú, en cada una se encuentran los registros sísmicos que se hayan tomado en ellas. Y se seleccionan las estaciones de nuestro interés.

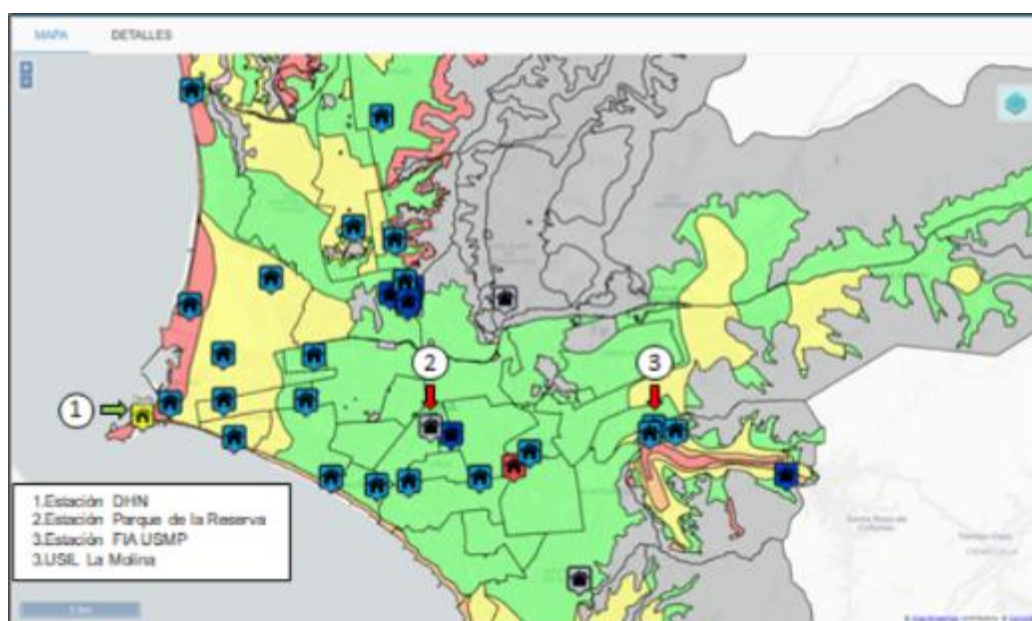


Figura 47. Ubicación de las estaciones acelerográficas de interés

Tabla 4. Ubicación de las estaciones

Estación	Distrito	Evento	Suelo
Parque de la Reserva	Lima	17-oct-66	Grava gruesa (S1)
Parque de la Reserva	Lima	31-may-70	Grava gruesa (S1)
Parque de la Reserva	Lima	3-oct-74	Grava gruesa (S1)
FIA USMP	La Molina	14-ene-18	Regular (S2)
FIA USMP	La Molina	22-feb-19	Regular (S2)
USIL La Molina	La Molina	26-may-19	Regular (S2)
DHN	Lima-Callao	15-ago-7	Blando (S3)

Tabla 5. Registro sísmico considerado para el análisis

Estación	Evento	Dirección	PGA (g)	Duración
				(s)
Parque de la Reserva	17-oct-66	E-W	1.157	3.5
		N-S	0.907	
Parque de la Reserva	31-may-70	E-W	0.982	3.6
		N-S	0.882	
Parque de la Reserva	3-oct-74	E-W	0.822	3.6
		N-S	1.443	
FIA USMP	14-ene-18	E-W	2.543	3.35
		N-S	3.489	
FIA USMP	22-feb-19	E-W	9.762	3.25
		N-S	15.14	
USIL La Molina	26-may-19	E-W	1.285	7
		N-S	1.142	
DHN	15-ago-7	E-W	0.909	9
		N-S	0.873	

4. Finalmente, se pueden observar los sismos registrados, a continuación, se han seleccionado los más representativos.

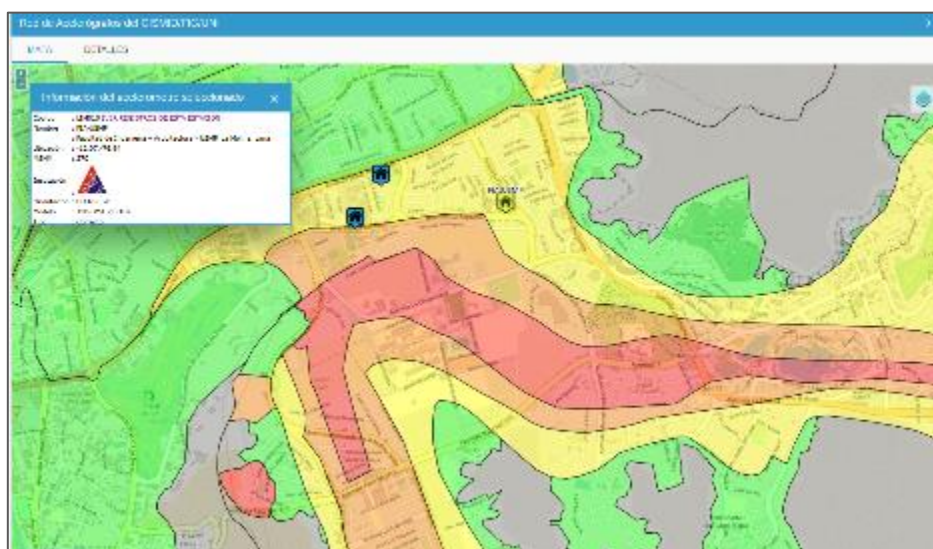


Figura 48. Microzonificación del área del proyecto

Nota: los sismos de 1966 ,1970 y 1974 son los que usualmente se toman cuando se tiene que realizar un análisis tiempo-historia en edificaciones ubicadas en Lima.

5. Como ejemplo, a continuación, se muestra el registro del sismo del 17 de octubre de 1966.

Notas

- 1) Solo se muestran las aceleraciones de los 0.04 primeros segundos.
- 2) se ha de prestar atención a los datos resaltados.

```

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA FACULTAD
DE INGENIERÍA CIVIL
CENTRO PERUANO-JAPONÉS DE INVESTIGACIONES SÍSMICAS Y
MITIGACIÓN DE DESASTRES
AV. TÚPAC AMARU N° 1150 - Lima 25 - PERÚ
Teléfonos (51 - 1) 482-0777, 482-0804, 482-0790 FAX 481-0170
email: director@cismid.uni.edu.pe
Apartado Postal 31-250 Lima 31
http://www.cismid.uni.edu.pe

ARCHIVO ESTANDAR DE ACELERACIÓN:
NOMBRE DEL ARCHIVO : PRQ-6610171641

REF. CATALOGO ACELEROGRAMAS :

DATOS DE LA ESTACIÓN :
NOMBRE DE LA ESTACIÓN : PARQUE DE LA RESERVA

CLAVE DE LA ESTACIÓN : PRQ

LOCALIZACIÓN DE LA ESTACIÓN : Parque de la Reserva
: Lima

COORDENADAS DE LA ESTACIÓN : 12.06°LAT. S
: 77.05°LONG. W

ALTITUD (msnm) :

TIPO DE SUELO : Grava gruesa

INSTITUCIÓN RESPONSABLE :
DATOS DEL ACELEROGRAFO :
MODELO DEL ACELEROGRAFO :
NÚMERO DE SERIE DEL ACELEROGRAFO :
NÚMERO DE CANALES : 3

ORIENTACIÓN, Canal1/Canal2/Canal3 : E-W N-S U-D

FREC. DE MUESTREO, Canal1/Canal2/Canal3 (muestra: 50) 50 50
MAX. AMPLITUD DE SENSORES, Canal1/Canal2/Canal3 :

PERIODO DEL INSTRUMENTO, Canal1/Canal2/Canal3 (s: 0.064 0.064 0.06
AMORTIGUAMIENTO DE SENSORES, Canal1/Canal2/Canal: 0.55 0.59 0.53
INTERVALO DE MUESTREO, Canal1/Canal2/Canal3 (s) 0.02 0.02 0.02

UMBRAL DE DISPARO, Canal1/Canal2/Canal3 (Gal) :
MEMORIA DE PRE-EVENTO (s) :
TIEMPO DE POST-EVENTO (s) :

DATOS DEL SISMO:

FECHA DEL SISMO : 17 de Octubre de 1966
HORA EPICENTRO (LOCAL) : 16:41
COORDENADAS DEL EPICENTRO : 10.70°LAT. S
: 78.70°LONG. W
: 24 237 239
PROF. FOCAL /DIST. EPIC. /DIST. HIPOC. (Km) : Mb MS MW
MAGNITUD : 6.3** 7.5** 7.75S
: 6.4* 8* 8.1*

FUENTE DE LOS DATOS EPICENTRALES : USCGS(**) Silgado(S)
IGP(*)

```

DATOS DE ESTE REGISTRO:

HORA DE LA PRIMERA MUESTRA (GMT-5)

DURACIÓN DEL REGISTRO (s), Canal1/Canal2/Canal3 65.6 65.6 65.

NUM. TOTAL DE MUESTRAS, Canal1/Canal2/Canal3 3283 3282 328

ACEL. MAX. (GAL), Canal1/Canal2/Canal3 : -180.6 -269.3 94.2

UNIDADES DE LOS DATOS : Gal

(cm/s/s) DATOS DE ACELERACION:

DT	E-W	N-S	U-D
0	-11.409	-14.254	4.153
0.02	-2.687	-7.775	-5.003
0.04	-3.08	-6.297	-4.567

Figura 49. Registro del sismo del 17 de octubre de 1966

6. Antes de proceder al escalamiento de los registros sísmicos se ha de copiar los valores de las direcciones E-W y N-S en un bloc de notas (cada una por separado)

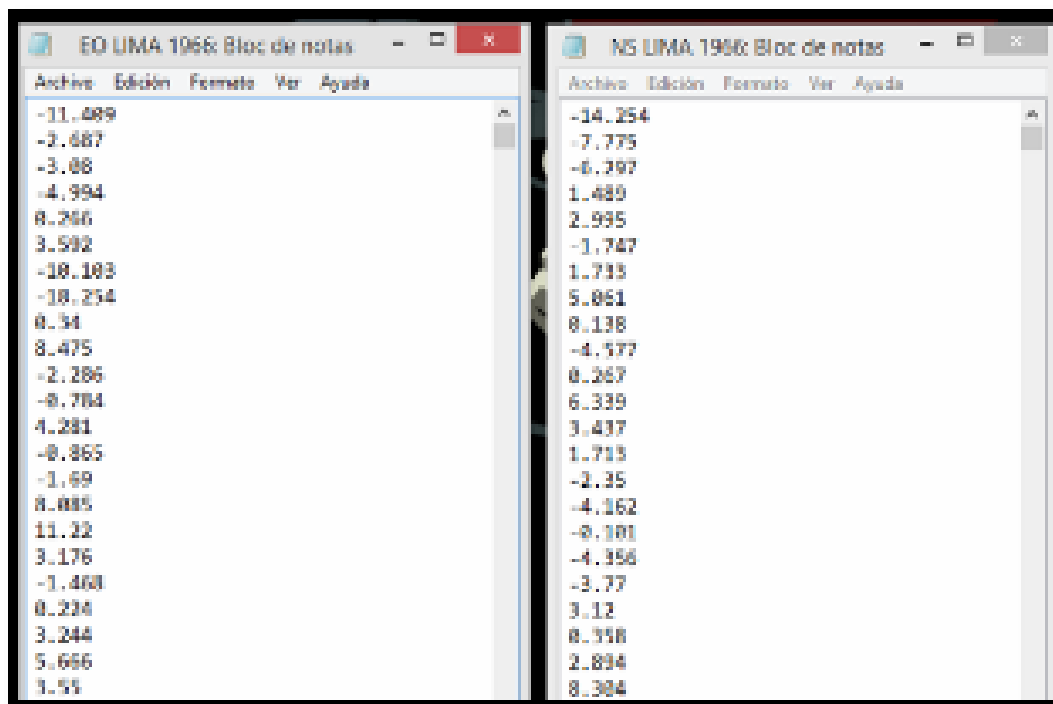


Figura 50. Ejemplo de registro sísmico

7. Como ejemplo se mostrará el escalamiento del componente EO del sismo de Lima del 66, para ello, se emplea un software especializado (*SeismoMatch*), procedimiento para escalar el componente NS del mismo sismo.

Observaciones importantes

- Antes de iniciar con el escalamiento es recomendable tener en una sola carpeta los archivos tipo texto EO Lima 1966, NS Lima 1966 y el archivo Plataforma espectral R=1 (que fue creado anteriormente).
- La licencia de uso utilizada es una licencia académica, obtenida mediante un correo universitario, luego de llenar los datos y enviarlos; en un plazo de 1 o 2 días se recibe el nombre de usuario y una contraseña.

8. Se ingresa al software *SeismoMatch* y se definen las unidades, estas siempre serán las unidades del registro sísmico, en este caso las unidades son Gal (cm/s^2).

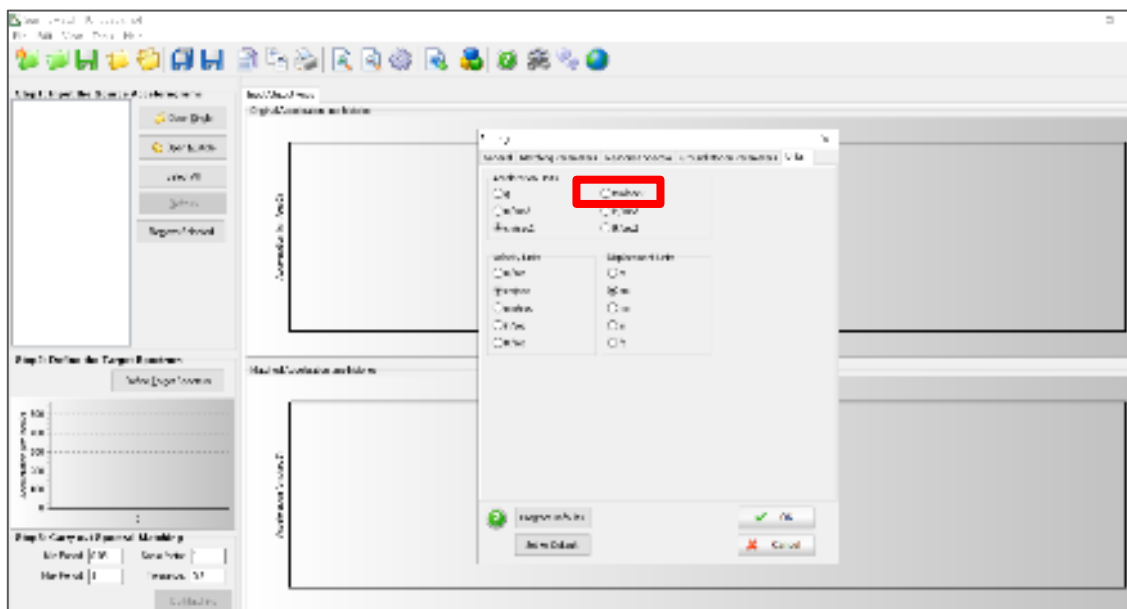


Figura 51. Configuración de unidades en Seismomatch

9. Con las unidades definidas se procede a importar el componente EO del registro, para ello, se direcciona a Step 1: *Input the Source Accelerograms* → *Open Single* y se busca la ubicación del archivo EO Lima 1966 (que es un archivo tipo texto *.txt)

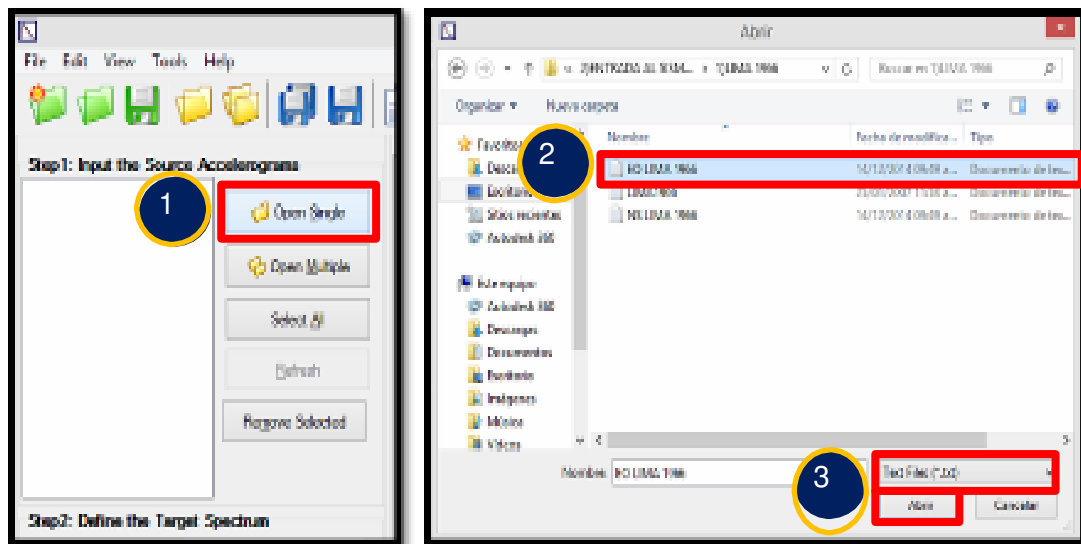


Figura 52. Procedimiento para importar acelerogramas

10. Una vez concluido el paso 9 se abrirá la ventana *Input File Parameters*, el programa solicitará la siguiente información; en qué línea comienzan las aceleraciones, en qué línea acaban, cuál es el intervalo de muestreo, cuál es el factor escala, los datos ingresados son solo aceleraciones por cada línea o tiempo vs aceleraciones, en qué columna se encuentran las aceleraciones.

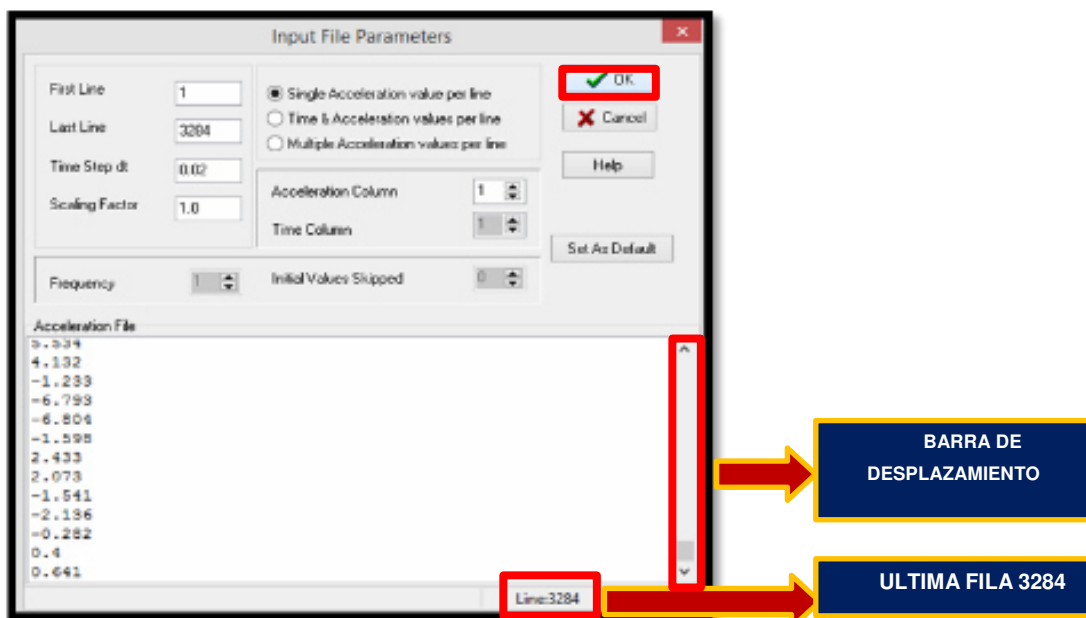


Figura 53. Vista en SeismoMatch del entorno de importación

- ✓ En el caso del archivo **EO Lima 1966**, las aceleraciones comienzan desde la primera fila.

- ✓ Las aceleraciones terminan en la fila 3284 (para ver este dato se emplea la barra de desplazamiento y se dirige a la última fila existente)
 - ✓ El intervalo de muestreo es un dato del registro sísmico, **intervalo de muestreo**, Canal1/Canal2/Canal3 (s): 0.02 0.02 0.02, donde, Canal1 es el componente EO, Canal2 es el componente NS y Canal3 son las aceleraciones sobre la vertical (los datos del Canal3 no se emplean).
 - ✓ El factor escala es 1, ya que las unidades del programa son las mismas que las unidades del registro sísmico.
 - ✓ Los valores son solo aceleraciones.
 - ✓ Las aceleraciones se encuentran en la primera columna.
11. Al llenar los datos y seleccionar la opción **OK** aparecerá un mensaje de confirmación, algunas veces los registros sísmicos tienen entre los valores de las aceleraciones algunos errores como, por ejemplo, alguna coma repetida, un espacio en blanco, una letra entre los valores, etc.; en estos casos no aparecerá la ventana de confirmación; el programa señalará que no ha podido leer bien los datos y no dejará avanzar hasta solucionar el problema.

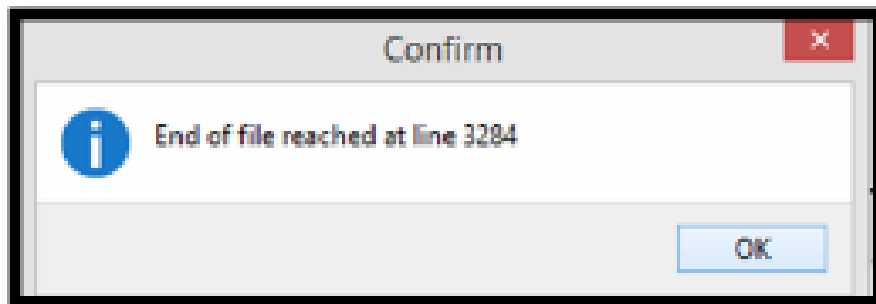


Figura 54. Mensaje de confirmación

12. Una vez obtenido el componente correctamente importado, se procede a definir el espectro objetivo o de diseño, para ello se debe dirigir a *Step2: Define the Target Spectrum*→*Define Target Spectrum*.

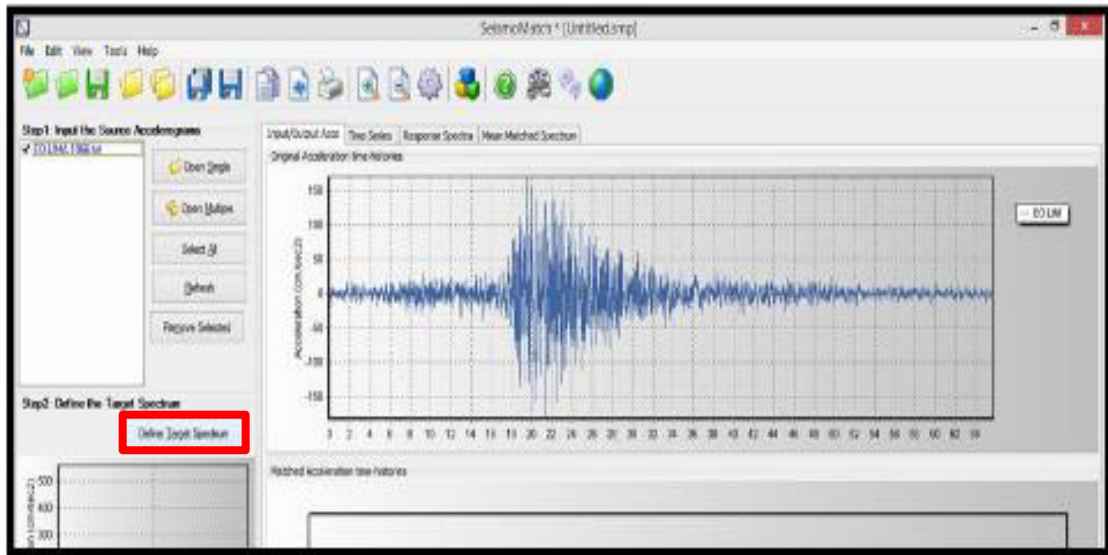


Figura 55. Vista en SeismoMatch de acelerograma importado

13. Se abrirá la ventana *Set Target Spectrum*, se le señala al programa que se desea importar el espectro de un archivo, para ello se ha de marcar la casilla *Load Spectrum from file* y dar un click en *Open*.

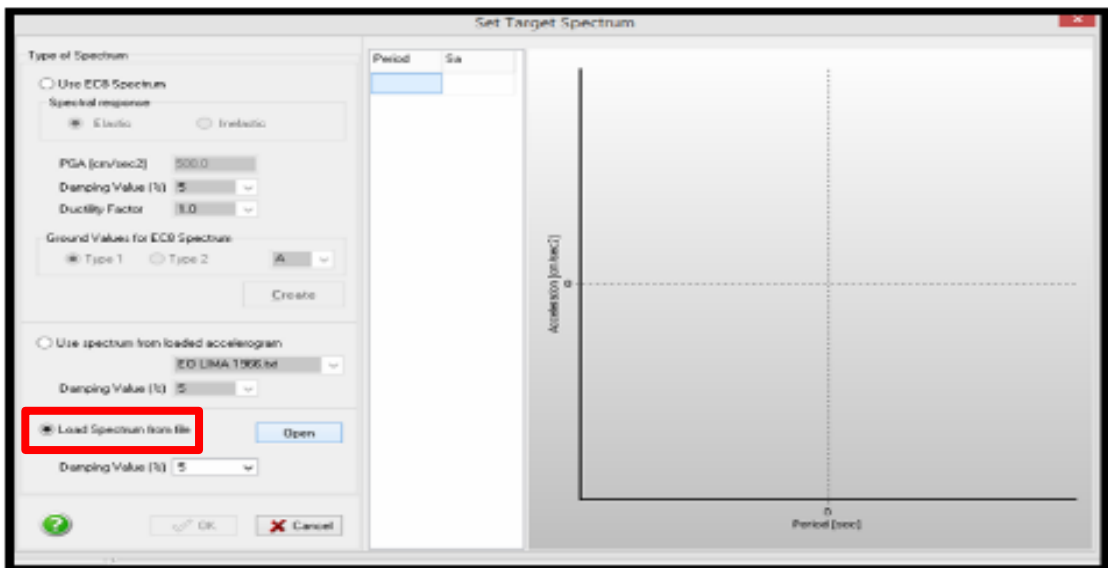


Figura 56. Vista en SeismoMatch de importación de espectro objetivo

14. Ahora, se busca la ubicación del archivo **espectro objetivo de diseño R=1** y se ha de cargar. Una vez cargado el archivo se abrirá la ventana *Input File Parameters*, *SeismoMatch* solicitará la siguiente información:

- ✓ En qué fila comienzan las aceleraciones: será en la primera.

- ✓ En qué fila acaban las aceleraciones: en la 41 (emplear barra de desplazamiento).
- ✓ *Scaling Factor*: será 981 (al momento de crear el espectro no se consideró la gravedad, es en este paso donde se debe proceder con ello, debido a que las unidades del programa son cm/s^2 , la gravedad será igual a 981 cm/s^2).
- ✓ En qué columna se encuentra el periodo: será en la primera.
- ✓ En qué columna se encuentran las aceleraciones: será en la segunda.

15. El programa mostrará el espectro de aceleraciones en base a los datos que se acaban de ingresar, para proseguir se hace *click* en *OK*.

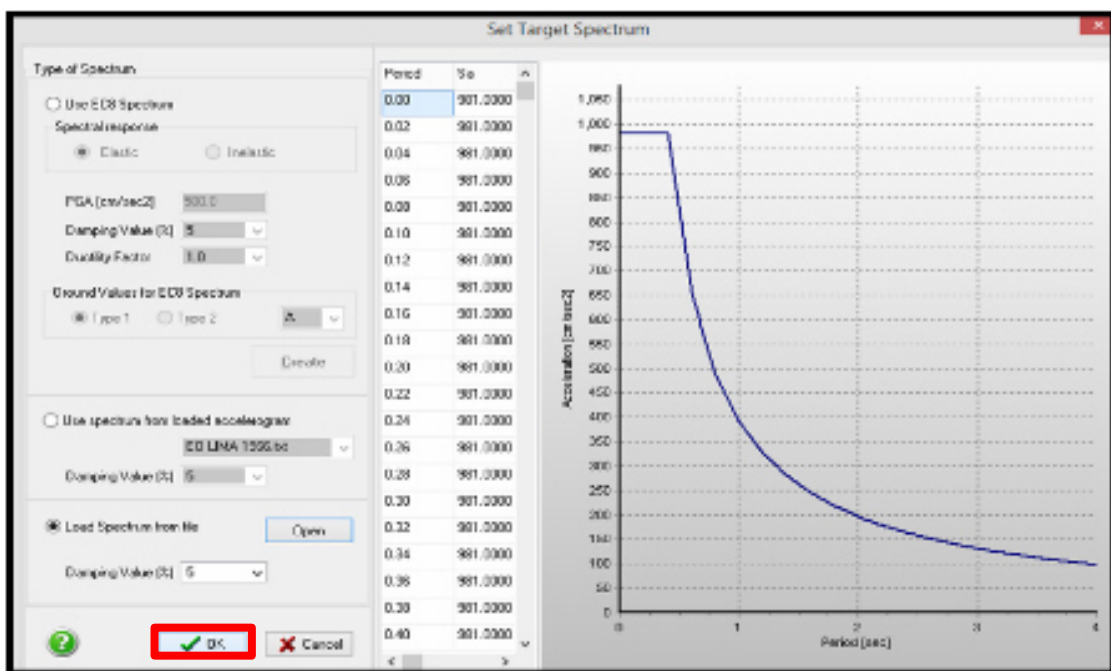


Figura 57. Vista en SeismoMatch del Target Spectrum

16. Para iniciar el escalamiento del componente EO, el programa pide realizar una configuración final, por lo que ha de dirigirse nuevamente a *Step2: Define the Target Spectrum*, se solicita indicar cuál será el mínimo y el máximo periodo que considerará al momento de escalar el componente, si se ha de emplear factor escala y la tolerancia de ajuste.

Los valores de Mín. periodo y Máx. periodo se pueden tomar como 0.05 y 4, respectivamente, para todos los casos, el factor escala será igual a 1, ya que el espectro que se ha cargado (espectro objetivo $R=1$) ya se encuentra en las unidades del programa y la tolerancia es el grado de ajuste que se desea lograr,

es decir, a menor tolerancia, los valores del componente EO se ajustarán más al espectro de diseño. Ingresados todos los datos se hace *click* en *Do Matching* para iniciar con el escalamiento de los valores.

17. En la pestaña *Input/Output* se puede observar que la máxima aceleración en el componente EO original es de -180.592 cm/s^2 mientras que en el componente EO escalado, este valor es igual a 398.40434 cm/s^2 .

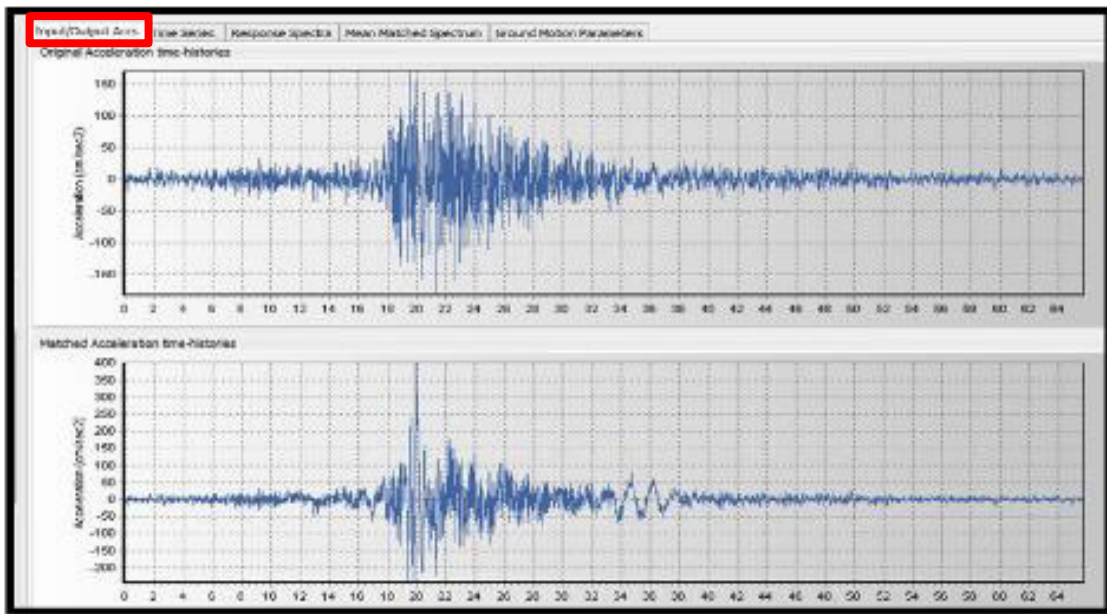


Figura 58. Vista en SeismoMatch entre acelerograma inicial y el escalado

18. Para ver estos datos en tablas se ha de ir a la pestaña *Time Series* → *Table*

Time Series from Original Accelerogram				Time Series from Matched Accelerogram			
Time (s)	Acc (cm/sec ²)	Vel (m/sec)	Disp (m)	Time (s)	Acc (cm/sec ²)	Vel (m/sec)	Disp (m)
0.0000	-11.40900	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
0.02000	-2.88790	-0.14096	-0.00170	0.02000	-11.40900	-0.11409	-0.00076
0.04000	-3.39000	-0.19653	-0.00509	0.04000	-2.68700	-0.25505	-0.00474
0.06000	-4.99400	-0.27927	-0.00990	0.06000	-3.09000	-0.31272	-0.01041
0.08000	0.26600	-0.32665	-0.01663	0.08000	-4.99400	-0.38346	-0.01741
0.10000	3.99200	-0.28827	-0.02229	0.10000	0.26600	-0.44074	-0.02592
0.12000	-18.10300	-0.35318	-0.03025	0.12000	3.99200	-0.40316	-0.03446
0.14000	-18.25400	-0.63675	-0.03788	0.14000	-18.10300	-0.46727	-0.04270
0.16000	0.34000	-0.81289	-0.05302	0.16000	-18.25400	-0.79084	-0.05461
0.18000	0.47300	-0.72774	-0.06673	0.18000	0.34000	-0.92998	-0.07204
0.20000	-2.28600	-0.60585	-0.08231	0.20000	0.47300	-0.84383	-0.08903
0.22000	-0.70400	-0.69055	-0.09198	0.22000	-2.28600	-0.77994	-0.10588
0.24000	4.28100	0.66158	0.10973	0.24000	-0.70400	-0.81064	-0.12384
0.26000	0.86300	0.62742	0.12248	0.26000	4.28100	-0.77967	-0.13767
0.28000	-1.89000	0.65257	0.13523	0.28000	0.86300	-0.74151	-0.15287

Figura 59. Vista en SeismoMatch de las tablas de serie de datos

19. En la pestaña *Response Spectra* se puede ver el registro original en formato aceleración vs periodo, así mismo, se puede ver el registro ya escalado y también la comparación entre el registro original y el escalado tal como se muestra en la imagen.

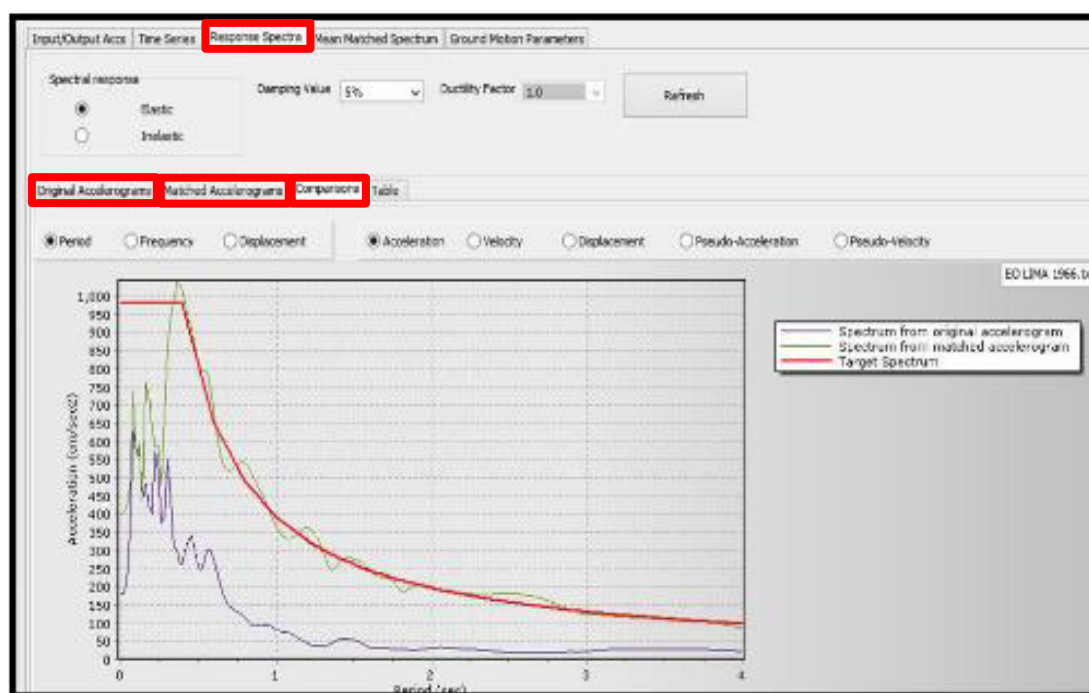


Figura 60. Vista comparativa entre espectro original y escalado

20. Para exportar el registro escalado se ha de dirigir a la pestaña *Mean Matched Spectrum*, en ella se selecciona en *Matched Accelerograms* la casilla EO Lima 1966.txt y finalmente *Save Record THs*.

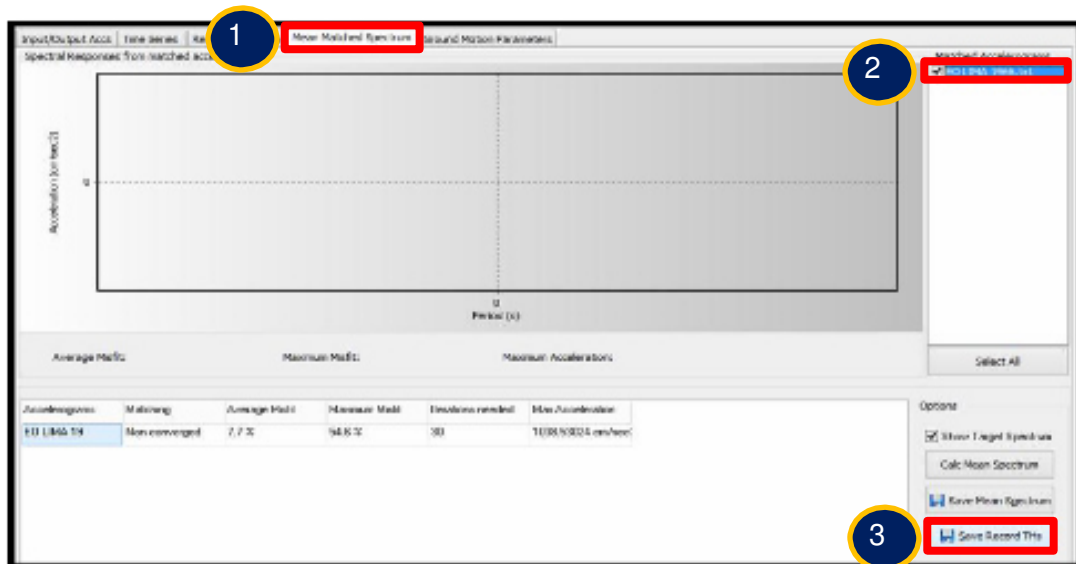


Figura 61. Procedimiento de exportación de acelerogramas escalados

21. Finalmente, se señala que se desea guardar los datos del acelerograma ya escalado y se selecciona la ubicación donde se quiere guardar el archivo.
22. Para guardar lo avanzado en el programa con respecto al escalamiento del componente EO ir a *File*→*Save Project*. Antes de iniciar el escalamiento de la componente NS cerrar el archivo actual y abrir otro (*File*→*New Project*).
23. El archivo que se exportó en el paso 26 es el siguiente:

Time(sec)	Acc(cm/sec2)
0.00000	0.00000
0.02000	-11.40900
0.04000	-2.68700
0.06000	-3.08000
0.08000	-4.99400
0.10000	0.26600
0.12000	3.59200
0.14000	-10.10300
0.16000	-18.25400
0.18000	0.34000
0.20000	8.47500

Figura 62. Vista del archivo *.txt del acelerograma escalado exportado

Nota

- ✓ Es muy importante notar que los valores inician a partir de la fila 6.
- ✓ Como recomendación de los autores, para no confundir los archivos tipo texto de las componentes originales con las de las componentes ya escaladas, cambiar el nombre de las segundas; por ejemplo, para este caso M-EO LIMA 66
- ✓ Como se mencionó, anteriormente, queda a cargo del interesado escalar la componente NS del sismo de Lima del 66, así como ambas componentes de los sismos de Chimbote del 70 y Lima del 74.

Aspectos computacionales

Ecuación de movimiento lineal y no lineal:

$$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{x}} + \mathbf{C} \dot{\mathbf{x}} + \mathbf{K} \mathbf{x} = -\mathbf{M} \mathbf{r} \ddot{x}_g; \quad \mathbf{M} \ddot{\mathbf{x}} + \mathbf{C} \dot{\mathbf{x}} + \mathbf{Q}(\mathbf{x}) = -\mathbf{M} \mathbf{r} \ddot{x}_g$$

La solución de estas ecuaciones (de la lineal y no lineal) se conoce como "análisis de la historia del tiempo".

Se pueden usar los mismos modelos que para el análisis *push over*

La respuesta debe obtenerse, en tiempo discreto, mediante un procedimiento paso a paso; comúnmente, paso de tiempo (período de discretización o período de muestreo: Δt) es constante a lo largo de toda la duración del análisis.

Si el comportamiento estructural es lineal ($Q(x) = Kx$), la respuesta para el siguiente instante se obtiene directamente asumiendo un criterio de interpolación en el intervalo; cada criterio lleva a un algoritmo de cálculo diferente.

Si el comportamiento estructural es no lineal ($Q(x) = K_t x$, donde está la matriz de rigidez de tangente K_t), la rigidez al principio y al final del intervalo es diferente y, por lo tanto, la respuesta para el siguiente instante no puede obtenerse directamente (incluso suponiendo un criterio de interpolación en el intervalo) y el cálculo debe ser iterativo.

Para el análisis lineal y no lineal, el algoritmo más empleado es *Newmark*.

La selección del paso de tiempo es un tema crucial; los criterios habituales para el análisis lineal no se aplican para el análisis no lineal; se requieren pasos de tiempo significativamente más cortos.

Cuanto más rápida sea la excitación (alta frecuencia) y más rígida la estructura (período corto), más corto será el tiempo requerido.

La única regla válida para la selección del paso de tiempo es comenzar con una discreta discretización de tiempo ($\Delta t = 0.01$ s) y luego refinarla (bajando Δt) hasta obtener "convergencia de tiempo"; valores por debajo de 0.001 s son extremadamente frecuentes.

IDA (Incremental Dynamic Analysis)

Se puede definir como un tipo de análisis dinámico de impulso; las ordenadas de entrada se escalan con factores de crecimiento.

Las curvas IDA son similares a las curvas de capacidad; el eje vertical se refiere a cualquier parámetro que caracterice la severidad de entrada y el eje horizontal contiene el desplazamiento del piso superior (o magnitudes similares) dos tipos de análisis IDA: para una sola entrada o para varias entradas. En cada análisis dinámico, la estructura comienza "desde cero" (sin daños).

2.2.6. Tipos de análisis y procedimiento de diseño para disipadores de energía

Según la Norma E-030 Art. 23: "Se permite la utilización de sistemas de aislamiento sísmico o sistemas de disipación de energía de la edificación, siempre y cuando se cumplan las disposiciones del capítulo II de esta norma y, en la medida que sean aplicables, los requisitos del documento siguiente: "Minimum Design Load for Building and other Structures" ASCE/SEI7, Vigente, Structural Engineering Institute of the American Society of Civil Engineers, reston Virginia, USA".

ASCE 7-16. Chapter 18, este código no provee criterio alguno, para la selección de los parámetros de diseño de los dispositivos de disipación (en dispositivos histeréticos, principalmente rigidez inicial y fuerza de plastificación); las recomendaciones proporcionadas son útiles solo para verificar que la solución seleccionada garantiza un desempeño satisfactorio.

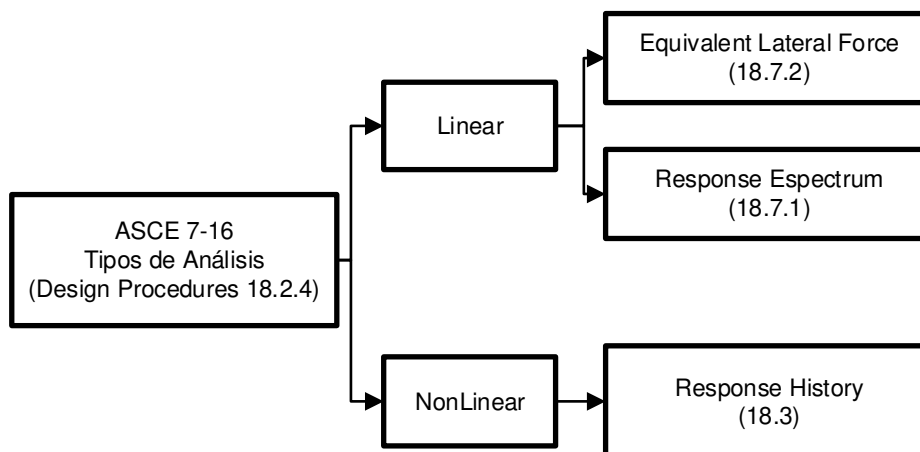


Figura 63. Esquema de los procedimientos de diseño, según ASCE 7-16

En la Figura 63 se muestran los procedimientos de análisis y diseño de las edificaciones con disipadores de energía, se muestran desde el más simple (arriba) al más complejo (abajo).

Cuanto más simple el procedimiento más condiciones requiere.

a) Equivalent Lateral Force (ASCE7-16 Art. 18.7.2)

Método de diseño donde se representa las acciones sísmicas mediante fuerzas laterales equivalente, que se localiza en el centro de masas de la edificación.

b) Response Spectrum (18.7.1)

Donde el procedimiento de diseño es sometido a un espectro de respuesta, actuando sobre una estructura en la que se analiza las fuerzas sísmicas actuantes en sus múltiples modos de deformación.

c) Análisis dinámico no lineal tiempo historia (18.3)

Consiste en someter una estructura a la acción sísmica mediante un registro acelerográfico escalado. El procedimiento de análisis, se establece en la sección 18.3 de la Norma ASCE/SEI7 16, por lo que se deben satisfacer los requerimientos de esta sección y las siguientes subsecciones.

2.3. Definición de términos básicos

Edificación esencial A2: Edificaciones que servirán de refugio luego de un desastre, las edificaciones esenciales que serán utilizadas para el manejo de emergencias y actividades gubernamentales.

Rigidez lateral: el grado de rigidez lateral se medirá según las deformaciones laterales calculadas de la estructura o de sus componentes. El máximo desplazamiento relativo de entrepiso, calculado según el artículo 31, no debe exceder la fracción de la altura de entrepiso (distorsión) que se indica en la Tabla 11 en el Art. 32 de la norma peruana E-030 2018.

Resistencia: las estructuras y los elementos estructurales deberán diseñarse para obtener en todas sus secciones de resistencias de diseño (FRn), por lo

menos iguales a la resistencia requerida (R_u), calculadas para las cargas y fuerzas amplificadas en las combinaciones que se estipulan en esta norma.

Ductilidad: Propiedad que permite a las estructuras deformaciones plásticas alejadas del límite elástico, sin reducir significativamente su resistencia o rigidez.

Estructuras regulares: son las que, en su configuración resistente a cargas laterales, no presenta las irregularidades indicadas en las Tablas 8 y 9 indicadas en el Art. 20 de la Norma Peruana E-0030 2018. En estos casos los valores de I_a e I_p serán igual a 1.0.

Estructuras irregulares: son las que presentan una o más irregularidades indicadas en las Tablas 8 y 9 indicadas en el Art. 20 de la Norma Peruana E-030 2018.

Sistema de pórticos: Configuración estructural donde de la fuerza cortante actuante sobre columnas de los pórticos es por lo menos un 80%. Para el caso que existan muros estructurales, se diseñan para resistir el porcentaje de acción sísmica a la cual estará sometida, la cual será proporcional a la rigidez que aporta al sistema.

Sistema de muros estructurales: sistema en el que la resistencia sísmica está dada predominantemente por muros estructurales sobre los cuales actúa por lo menos el 70% de la fuerza cortante en la base.

Registros de aceleración: según el ASCE7-16 para el análisis se usan como mínimo siete conjuntos de registros de aceleraciones del terreno, cada uno de los cuales incluye dos componentes en direcciones ortogonales.

Zona sísmica del proyecto (Z): se determina la zona sísmica donde se encuentra el proyecto en base al mapa de zonificación sísmica (Art. 10, Figura 1 de la Norma E-030 2018). La zonificación propuesta en la norma se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales

de los movimientos sísmicos y la atenuación de estos con la distancia epicentral, así como información neotectónica.

Perfil de suelo de cimentación del proyecto: se determina el tipo de perfil de suelo según el numeral 12.1 de la norma E-030, donde se definen 5 perfiles de suelo.

Parámetros de sitio del proyecto (S, TP, TL): el factor de amplificación del suelo (S), se obtiene de la Tabla 3 en el Art.13 de la norma E-030 2018 y depende de la zona sísmica (Z) y el tipo de perfil de suelo. Los periodos T_p y T_L se obtienen de la Tabla 4 en el Art.13 de la norma E-030 2018 y solo dependen del tipo de perfil de suelo.

Categoría de la edificación y factor “U”: cada estructura está clasificada de acuerdo con las categorías indicadas en la Tabla 5 en el Art.15 de la norma E-030 2018.

Excentricidad accidental (efectos de torsión): la incertidumbre en la localización de los centros de masa en cada nivel se considera mediante una excentricidad accidental, además de la excentricidad propia de la estructura, se considerará excentricidades de 0.05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis (se analizan en las direcciones X e Y).

Desplazamientos laterales: como resultado de la acción sísmica reducida, multiplicado por un factor de amplificación acorde a la regularidad de la estructura.

Distorsión admisible: según Tabla 11 Art.32 Norma E-030 2018 Reglamento Nacional de Edificaciones.

Redundancia: según Art. 34 Norma E030-2018, cuando sobre un solo elemento de la estructura, muro o pórtico, actúa una fuerza de 30% o más del total de la

fuerza cortante horizontal en cualquier entrepiso, dicho elemento se diseña para el 125% de dicha fuerza.

Sistema sismorresistente: conformado por la estructura principal (columnas y vigas).

Dispositivo amortiguador: disipador de energía.

Sistema de amortiguación: disipadores de energía + elementos de conexión (abrazadera, placas de refuerzo, etc.).

Dispositivo de amortiguación dependiente del desplazamiento: histerético (basado en plastificación de metales) o disipador de energía de fricción. También aleaciones con memoria de forma.

Dispositivo de amortiguación dependiente de la velocidad: disipador de energía viscosa o viscoelástica.

Modelo estructural: propuesto a criterio del diseñador, se representa correctamente la distribución espacial de las masas en la estructura, en base a criterios para la elaboración de modelos matemáticos de la estructura, siguiendo el procedimiento normativo (RNE E-030) para determinar el peso sísmico de la edificación y procedimientos de análisis.

Sistema estructural: propuesta por el diseñador, su denominación será de acuerdo con las definiciones que aparecen en el artículo 16. En la Tabla 6 Art.17 se definen los sistemas estructurales permitidos de acuerdo con la categoría de la edificación y a la zona sísmica donde se encuentra.

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA

3.1. Método, y alcance de la investigación

El método universal es el dialectico y el general es deductivo-analítico, ya que desde la teoría y experiencias existentes se deducen las posibles alternativas de solución y se analiza su eficacia mediante el modelamiento numérico en condiciones ideales.

El tipo de Investigación es aplicada, porque se orienta a la utilización de los conocimientos que interesa conocer para aplicar.

El nivel de la investigación será tecnológico. Es decir, sobre la base del conocimiento y tecnologías disponibles, se pretende probar la utilidad de determinadas técnicas, métodos y/o instrumentos.

El alcance de la investigación abarca únicamente el análisis estructural sin llegar al diseño de los elementos estructurales. Asimismo, cabe aclarar que los modelos estructurales creados son modelos simplificados donde no se incluye el efecto de los muros de albañilería ni cualquier otro elemento no estructural.

3.2. Diseño de la investigación

El diseño de la presente investigación es el mostrado en el diagrama de flujo líneas abajo.

El procedimiento de diseño y validación de las propuestas estructurales 1, 2 y 3, es el procedimiento sugerido para la determinación de las acciones sísmicas en el Anexo I de la norma E-030-2018.

Para el desarrollo del procedimiento se utilizó el análisis modal espectral y el análisis tiempo historia, sobre modelos estructurales virtuales, con el uso de software comercial basado en elemento finitos.

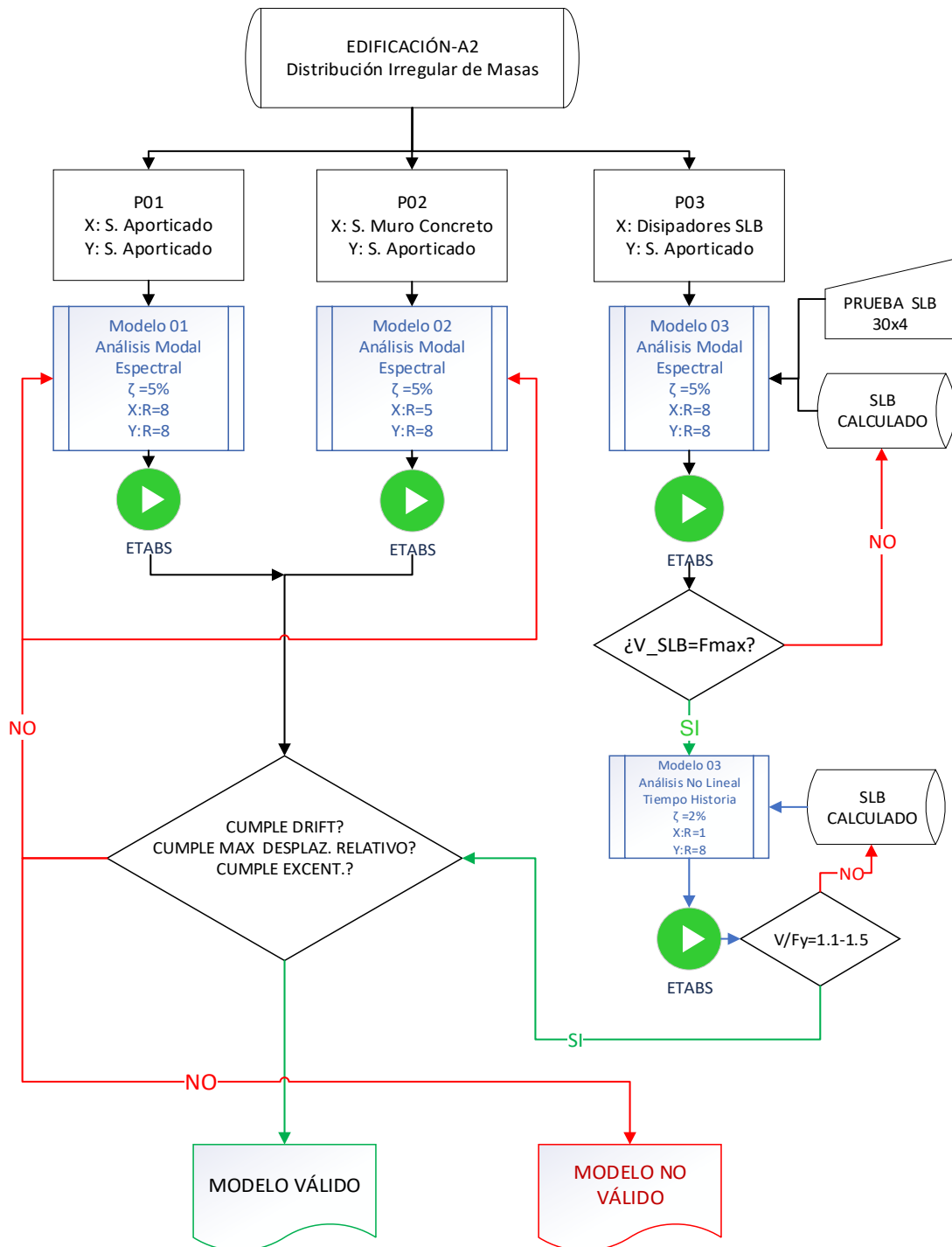


Figura 64. Flujograma del desarrollo de la tesis

3.3. Población y muestra

Para la presente investigación se realizó una selección por conveniencia: proyecto de edificio disponible encontrado durante el ejercicio de la carrera profesional, que posee características muy particulares:

- Ubicada dentro de un campus universitario
- Edificación esencial categoría A2 (Según RNE Norma E030-2018)
- Ubicación en una zona sísmica de alta intensidad sobre un suelo de baja calidad.
- Edificio de baja altura (2 plantas),
- Distribución asimétrica, en planta, de las masas.
- Sistema constructivo mixto (concreto armado y acero)

Siendo el objeto de estudio un edificio único para el cual se realizaron tres propuestas de solución estructural. Por lo tanto, la población y la muestra son únicas.

3.3.1. Descripción del proyecto de edificación

El proyecto de edificio materia del presente estudio, lo constituye una parte del proyecto integral que se llevó a cabo en un área de terreno de 967.404 m². El cual, con fines de una adecuada estructuración, se dividió en módulos independientes de la siguiente manera:

Tabla 6. Sectorización del proyecto

Sector	Áreas		Sistema constructivo		Área (M ²)	
	1° nivel	2° nivel	1° nivel	2° nivel	1° nivel	2° nivel
Módulo I	Oficinas	Oficinas	Concreto armado	Concreto armado		
Módulo II	Depósito	Depósito	Concreto armado	Concreto armado		
Módulo III	Cocina Comedor (168 personas)	SUM (250 personas)	Concreto armado y estructura metálica	Concreto armado y estructura Metálica	414.48	414.48
Módulo escaleras	Acceso	Acceso	Estructura metálica	Estructura metálica		

Tal como se muestra en la Tabla 6, el proyecto está compuesto de tres módulos y uno adicional de escaleras, estas son estructuras independientes entre sí, siendo el módulo III el objeto de la presente investigación.

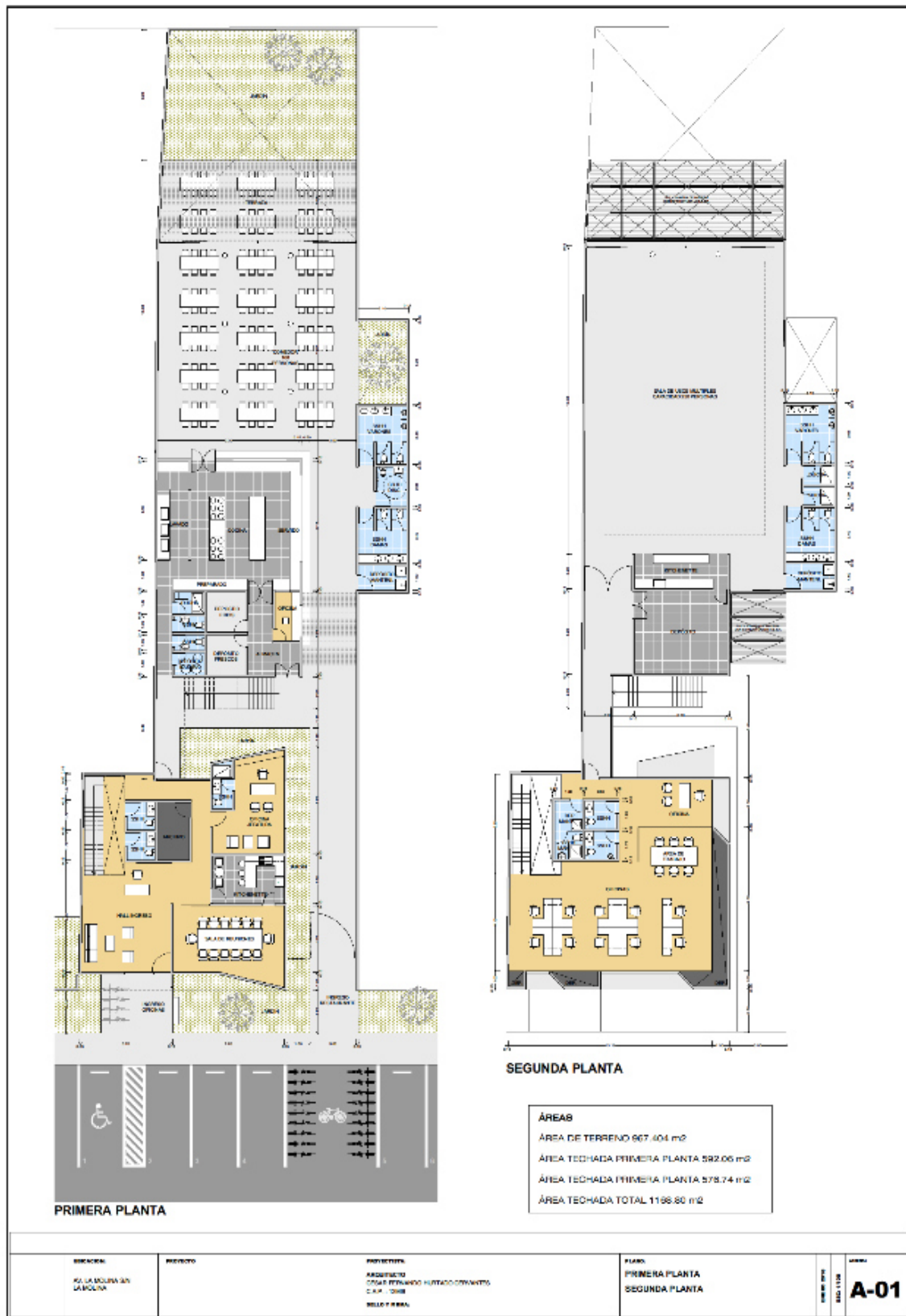


Figura 65. Vista en planta del proyecto, propuesta arquitectónica



FACHADA PRINCIPAL - EDIFICIO OFICINAS SUTUNA



FACHADA PRINCIPAL - INGRESO OFICINAS



FACHADA PRINCIPAL - INGRESO RESTAURANTE



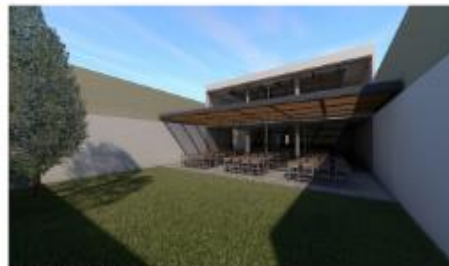
PATIO CENTRAL - EDIFICIO OFICINAS SUTUNA



PATIO CENTRAL - INGRESO RESTAURANTE
INGRESO SALA DE USOS MÚLTIPLES (SEGUNDO NIVEL)



TERRAZA COMEDOR RESTAURANTE (SOL Y SOMBRA)



JARDÍN COMEDOR RESTAURANTE

UBICACIÓN	PROYECTO	PROYECTISTA	PLANO	ESCALA
AV. LA VIGILIA EN LA BOLSA		ARQUITECTO OSCAR FERRAZO HURTADO ORDOÑEZ C.A.P. 12038 SOL Y SOMBRA	VISTAS DEL PROYECTO	1:500
				A-02

Figura 66. Vistas de los ambientes propuestos en el proyecto

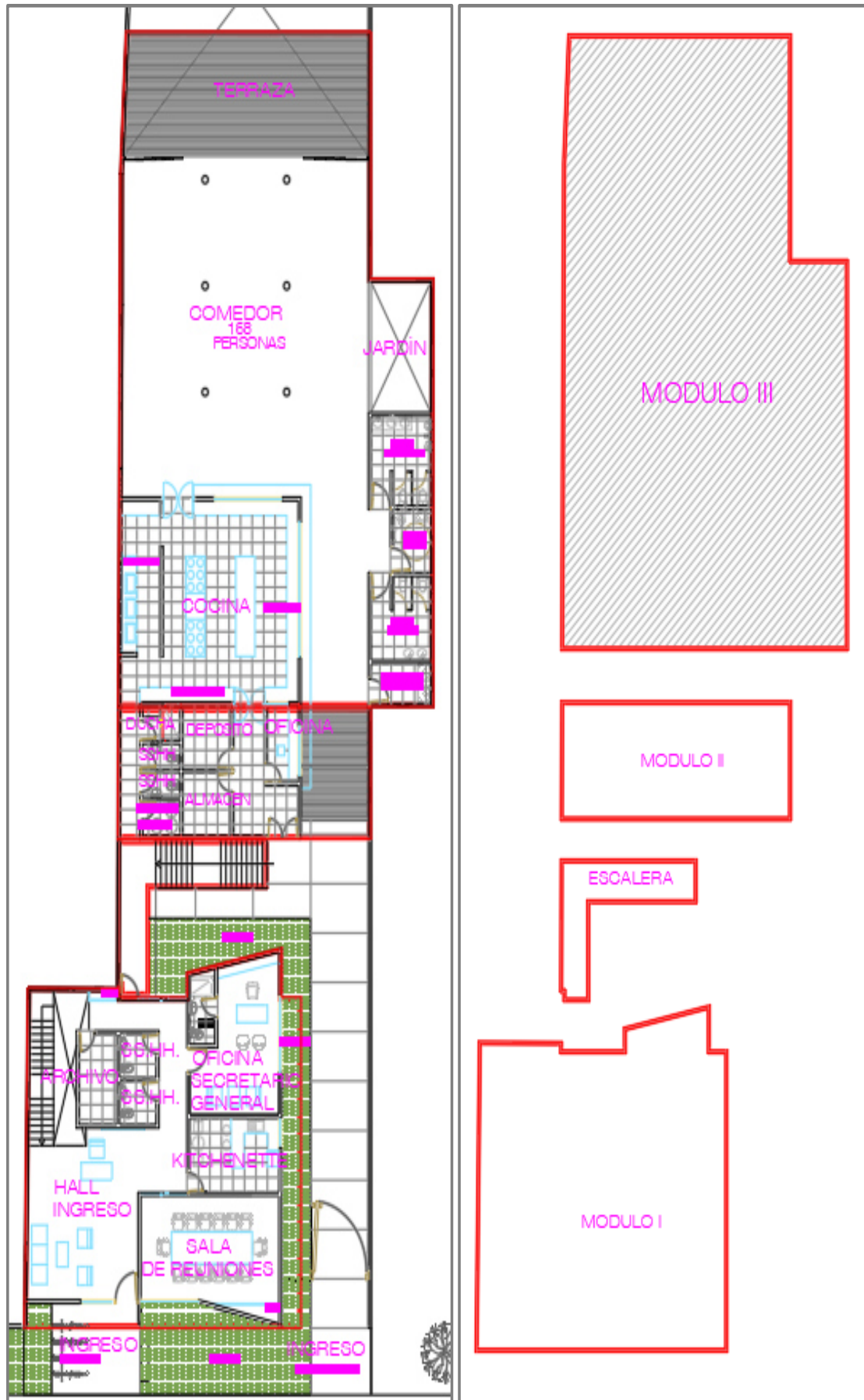


Figura 67. Vista en planta, sectorización del área del proyecto

El módulo III, materia de la presente investigación, se muestra en el lado derecho de la Figura 68.

3.3.2. Descripción de la edificación en estudio

La edificación materia de la presente investigación es el Módulo III, según la Figura 69, desde un punto de vista funcional tendrá los siguientes usos:

Tabla 7. Módulo III, usos

Nivel	Uso	Área
Primer nivel	Cocina-Comedor	414.48m ²
Segundo nivel	Sala de usos múltiples	414.48m ²



Figura 68. Módulo III, vista de la propuesta arquitectónica

Los niveles y alturas consideradas, con fines de cálculo, análisis y validación estructural de las posibles alternativas de solución estructural para un edificio sismorresistente son:

Tabla 8. Módulo III, alturas y cotas

Grupo	Nombre del grupo	Planta	Nombre planta	Altura	Cota
4	NCob+6.75	Cobertura	NCob+6.75	0.45	6.75
3	N2+6.30	Azotea	N2+6.30	3.15	6.30
2	N1+3.15	2	N1+3.15	3.15	3.15
1	NPT+0.00	1	NPT+0.00	1.20	0
0	Cimentación N-1.20	-	Cimentación N-1.20	-	-1.20

3.3.3. Propuestas estructurales en estudio

a) Propuesta estructural 1

Propuesta basada en un sistema estructural aporricado, el enfoque para esta propuesta es el tradicional, no se ha optimizado el uso de los espacios.

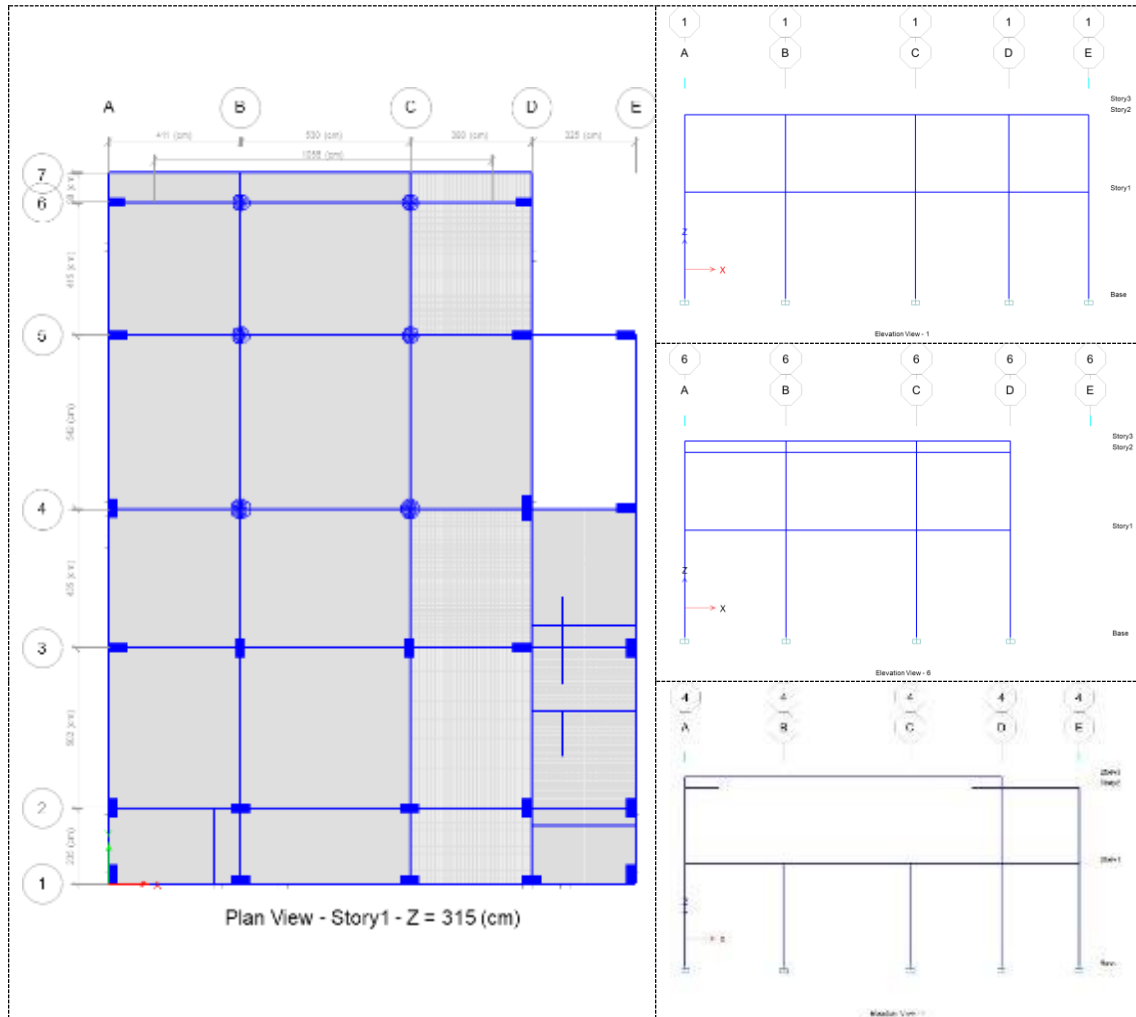


Figura 69. Propuesta 1, Modulo III, sistema aporricado (columnas y vigas)



Figura 70. Propuesta 1, Modulo III, vista en 3D

En esta propuesta existen columnas que se encuentran alrededor de las áreas de comedor y se proyectan al segundo nivel, hasta el área de usos múltiples, sobresalen dentro de los ambientes, lo que reduce el área útil y la funcionalidad del ambiente.

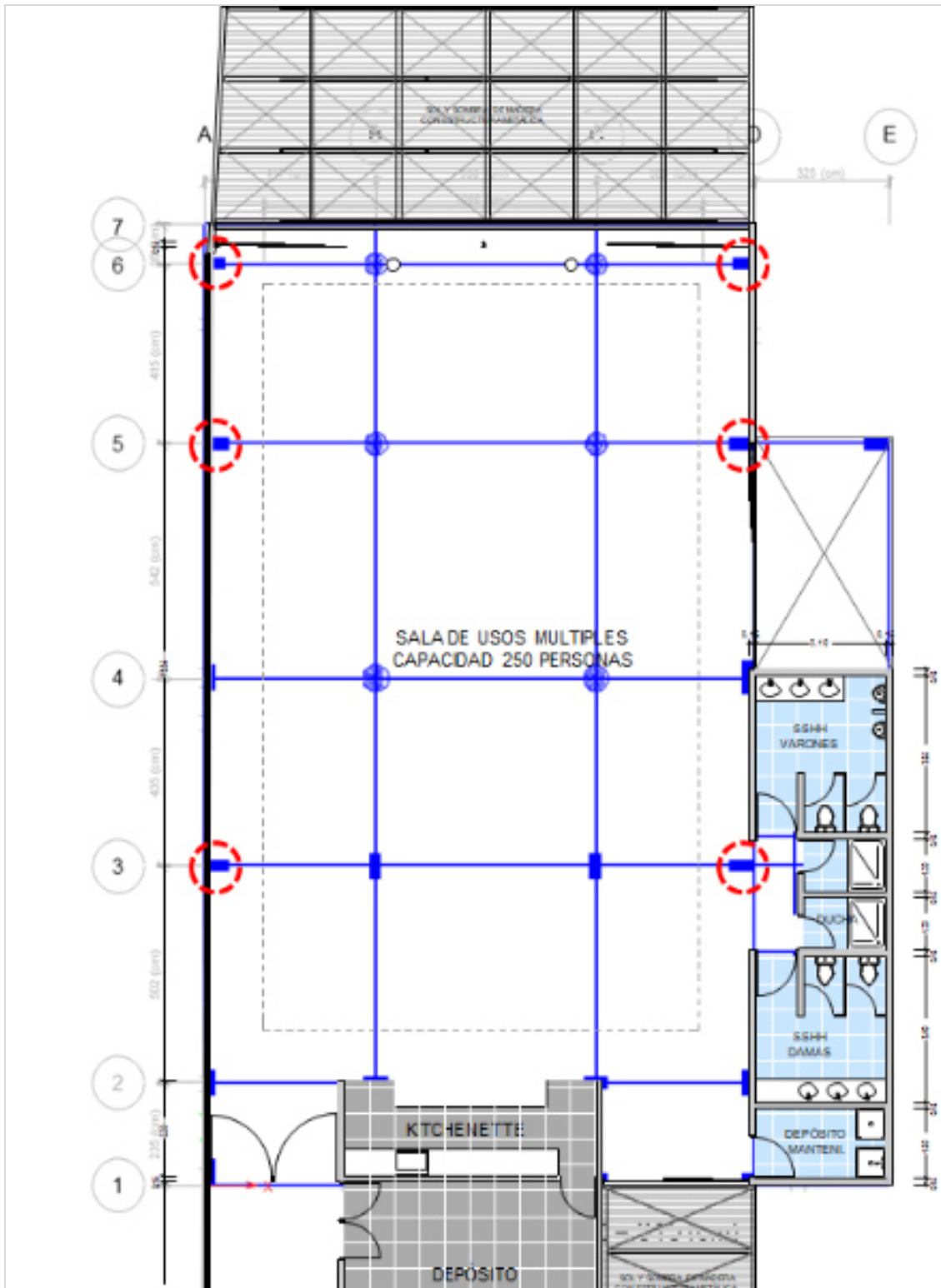


Figura 71. Propuesta 1, evaluación funcional

Esta propuesta constituye una propuesta inicial y básica, las cuales proveen una adecuada rigidez lateral de la edificación, así como garantizar un comportamiento regular en planta frente a acciones sísmicas. A partir de esta propuesta se plantearán otras alternativas que permitan lograr una edificación sismorresistente y un aprovechamiento óptimo de los espacios.

b) Propuesta estructural 2

Propuesta basada en un sistema estructural mixto, basado en el sistema de muros estructurales en el sentido del eje "X" y en el sistema aporticado en el sentido del eje "Y".

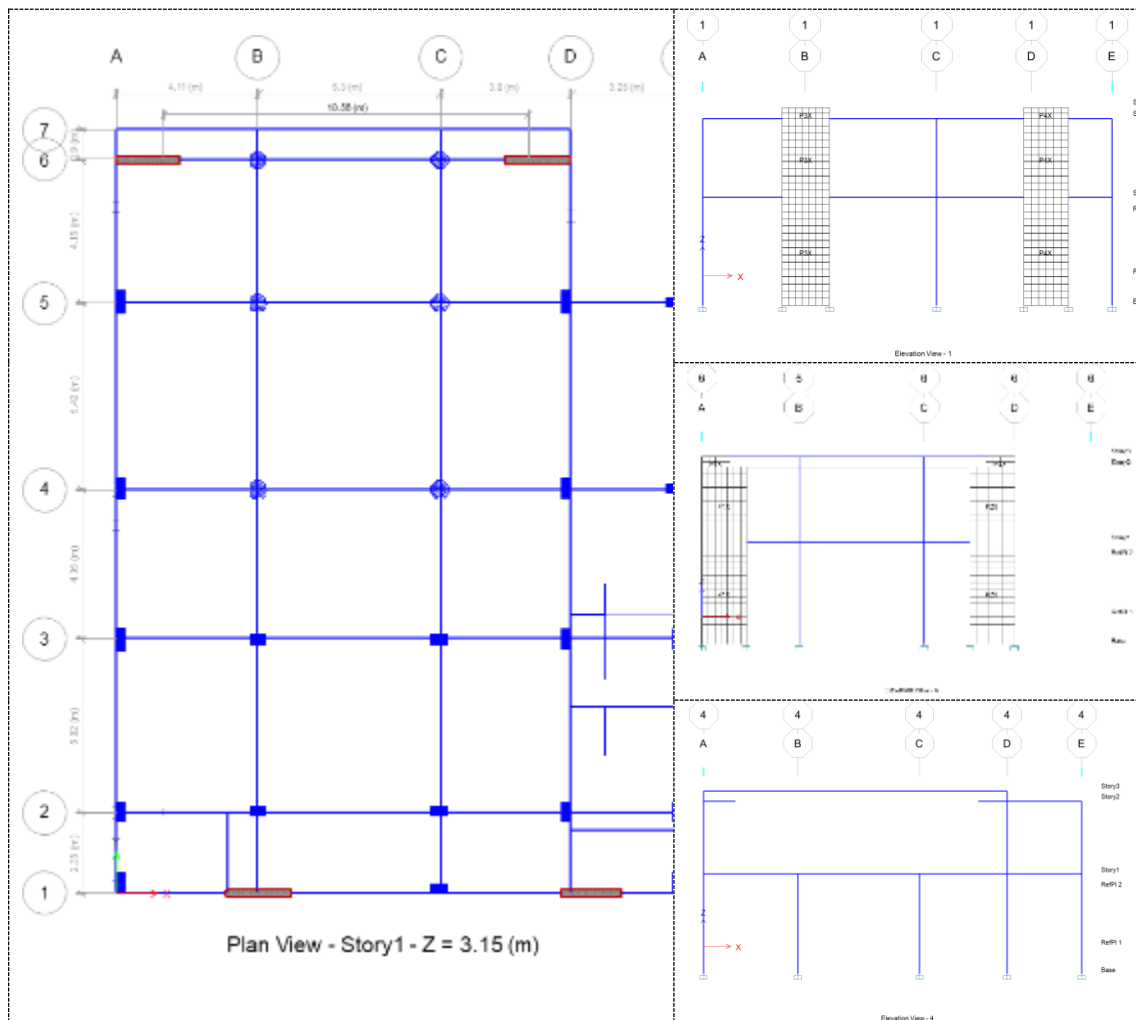


Figura 72. Modulo III, Propuesta 2, muros de concreto armado



Figura 73. Propuesta 2, Modulo III, vista 3D

El enfoque para esta propuesta es lograr el aprovechamiento óptimo de los espacios. Por lo que las columnas que se encuentran alrededor del área para comedor y se proyectan hasta el segundo nivel, al área de usos múltiples, se orientan en el sentido del eje “Y”, es decir no sobresalen ni reducen las áreas útiles antes mencionadas. Sin embargo, con esta configuración, la resistencia lateral en el sentido del eje “X” se habrá reducido de manera considerable, por lo que se requerirán de muros estructurales de concreto armado (placas), las cuales deberán proporcionar rigidez lateral en el sentido del eje “X” y a su vez deberán permitir en control de las irregularidades en planta, principalmente la torsional, por ser una edificación con una distribución de masa asimétrica.

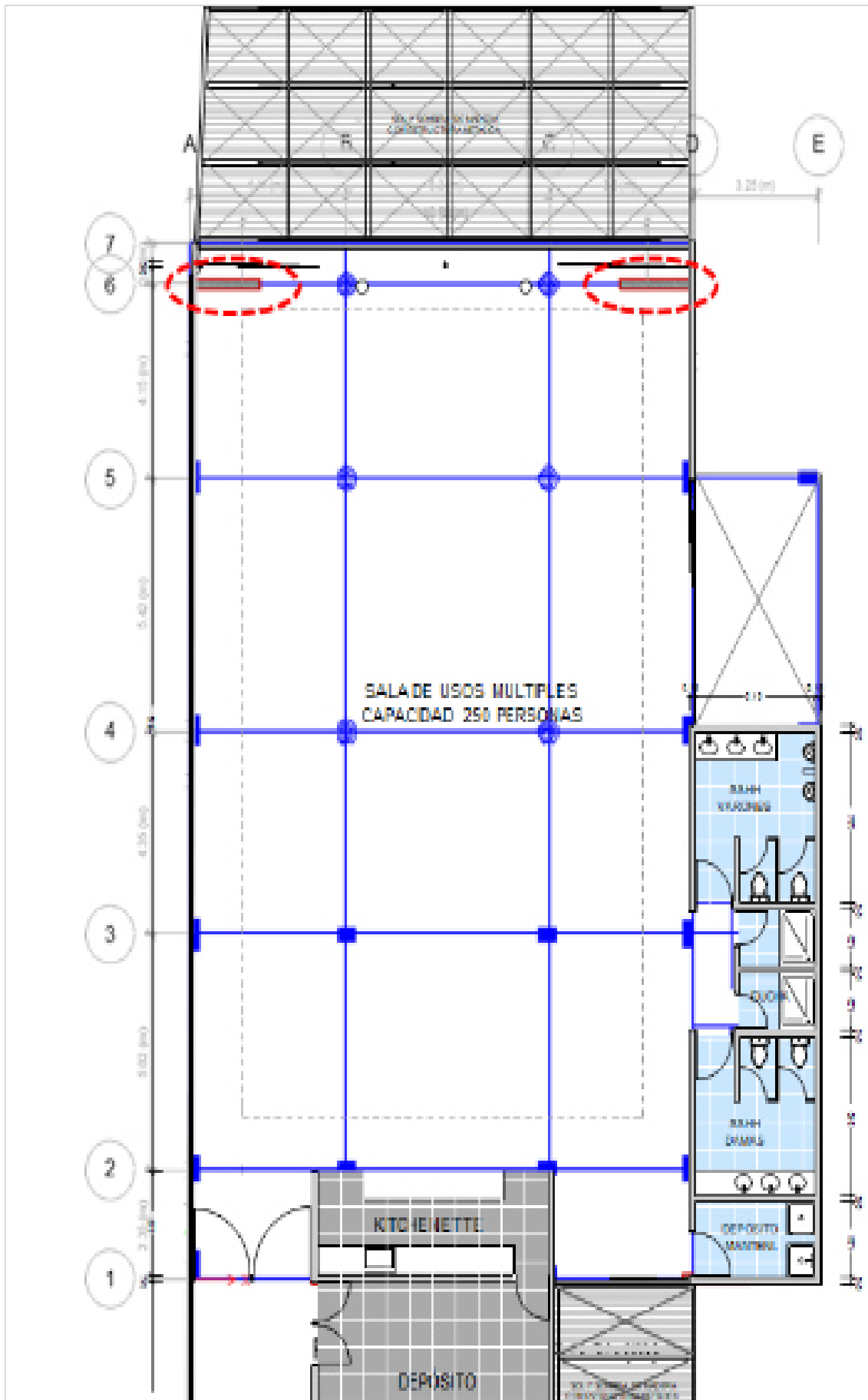


Figura 74. Propuesta 2, Modulo III, evaluación funcional

Si esta propuesta permitiera lograr una estructura sismorresistente, también se logra optimizar el aprovechamiento de los espacios. Sin embargo, esta propuesta genera la desventaja de reducir aberturas para iluminación, ventilación y/o visibilidad, tal como se muestra en la Figura 75 el comedor y sala de usos múltiples tiene salida hacia un área verde, fuente de luz, ventilación y visibilidad paisajística. Por lo que esta propuesta no se considera óptima.

c) Propuesta estructural 3:

Propuesta basada en un sistema estructural, en el sentido del eje “X”, aporticado con disipadores de energía SLB montados sobre barras de pandeo restringido en configuración **Chevron**. En el sentido del eje “Y” pórticos de concreto armado.

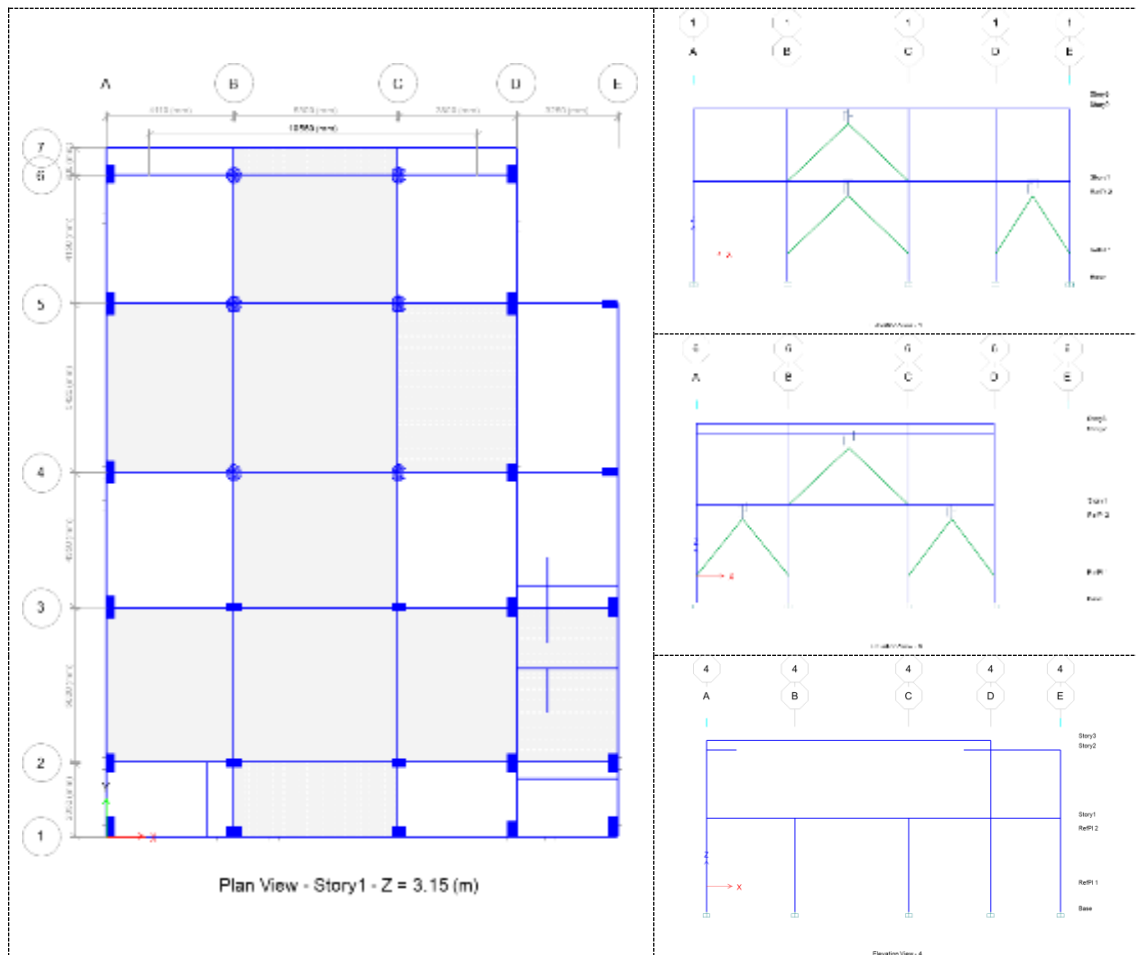


Figura 75. Modulo III, Propuesta 3, disipadores de energía SLB



Figura 76. Propuesta 3, Modulo III, vista 3D

El enfoque para esta propuesta al igual que la anterior es lograr el aprovechamiento óptimo de los espacios. Por lo que las columnas que se encuentran alrededor del comedor y se proyectan hasta el segundo nivel, al área de usos múltiples, se orientan en el sentido del eje “Y”, es decir no sobresalen ni reducen las áreas útiles antes mencionadas. Sin embargo, para lograr una adecuada resistencia lateral en el sentido del eje “X” se usó de disipadores de energía SLB montados sobre barras de pandeo restringido. Al igual que en la propuesta anterior, también deberán evitar la ocurrencia de las irregularidades en planta, principalmente la torsional, por ser una edificación con una distribución de masa asimétrica.

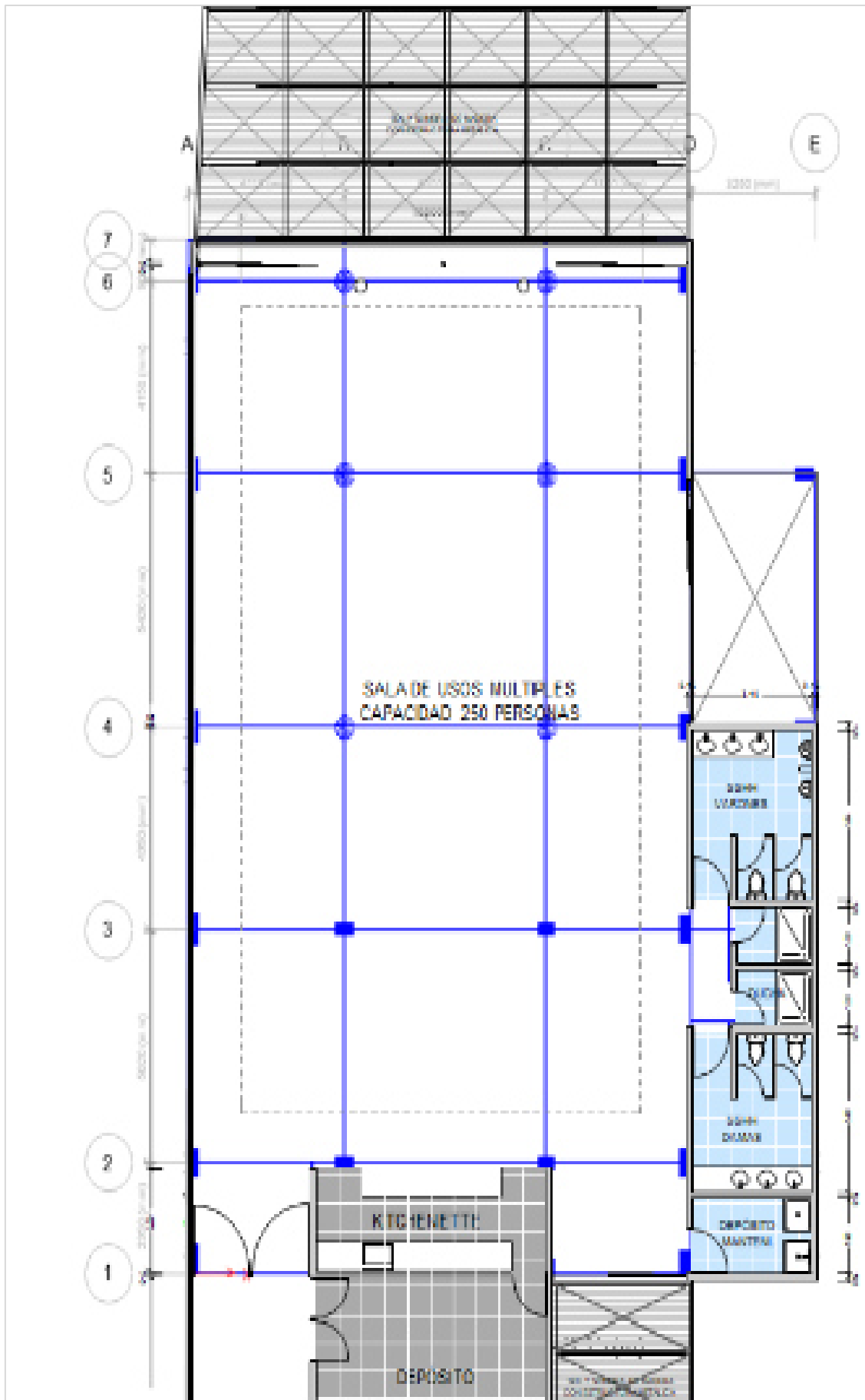


Figura 77. Propuesta 3, Modulo III, evaluación funcional

Si esta propuesta permitiera lograr una estructura sismorresistente, también se logra optimizar el aprovechamiento de los espacios. Permitiendo conservar aberturas destinadas a iluminación, ventilación y/o visibilidad, aunque para fines de tránsito estas aberturas se verían reducidas por la presencia de diagonales metálicas. Para la presente investigación esta propuesta podría ser considerada óptima.

3.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos

Las técnicas e instrumentos utilizados para la obtención de información que permitieron calcular, modelar, analizar, validar y comparar los resultados de las propuestas estructurales son las establecidas en la normativa peruana del Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E-030-2018 y sus anexos. Así también, se hizo uso de herramientas informáticas tales como: *Word* 2019, *Ms Excel* 2019, *PTC Math CAD*, *Autocad* 2018, *ETABS* v.2016 y *CYPECAD* v.2020 (licencia original).

El procedimiento que se detalla a continuación será aplicable a los modelos de las propuestas 1 y 2.

3.4.1. Procedimiento para la determinación de las acciones sísmicas Según Anexo 1 NORMA E-030-2018.

Etapa 1: Peligro sísmico (Según Capítulo II Norma E-030)

- Paso 1: Factor de zona (Z) (según Art.10)
- Paso 2: Perfil del suelo (según Art. 12)
- Paso 3: Parámetros de sitio (S)
- Paso 4: Función de factor de amplificación sísmica vs el periodo

Etapa 2: Caracterización del edificio (Según Capítulo III Norma E-030)

- Paso 5: Categoría de la edificación y factor de uso (Art. 15)
- Paso 6: Sistema estructural (Art. 16 y 17)
- Paso 7: Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas (Art. 18)
- Paso 8: Factores de irregularidad (Art. 20)

- Paso 9: Restricciones a la irregularidad (Art. 21)
- Paso 10: Coeficiente de reducción de fuerza sísmica (Art. 22)

Etapa 3: Análisis estructural

- Paso 11: Modelos de análisis (Art. 25)
- Paso 12: Estimación del peso (Art. 26)
- Paso 13: Procedimiento de análisis sísmico (Art. 27 al 30)
 - ✓ Paso 13A: Procedimiento de análisis sísmico (Art. 28)
 - ✓ Paso 13B: Análisis dinámico (Art. 29)

Etapa 4: Validación de la estructura

- Paso 14: Revisión de la hipótesis de análisis
- Paso 15: Restricciones a la irregularidad (Art. 21)
- Paso 16: Determinación de desplazamientos laterales (Art. 31)
- Paso 18: Separación entre edificios (Art. 33)
- Paso 17: Distorsión admisible (Art. 32)

3.4.2. Proceso de análisis y diseño con disipadores de energía SLB

La norma peruana E030-2018, artículo 23, Sistemas de Aislamiento Sísmico y Sistemas de Disipación de Energía, en el inciso 23.1 establece: “Se permite la utilización de sistemas de aislamiento sísmico o de sistemas de disipación de energía en la edificación, siempre y cuando se cumplan las disposiciones del Capítulo II de esta Norma y, en la medida que sean aplicables, los requisitos del documento siguiente: *“Minimum Design Loads for Building and Other Structures” ASCE/SEI 7, vigente, Engineering Institute of the American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA.*”

Según el ASCE/SEI7-16 *Chapter 18: Seismic Design Requirements For Structures With Damping Systems*, por su confiabilidad y simplicidad, para el caso del modelo con disipadores de energía (Propuesta 3) se seguirá el procedimiento de análisis tiempo-historia no lineal establecido en el Capítulo 18, numeral 18.3. El cual establece las siguientes condiciones.

Registro de aceleración del terreno: mínimo 7 pares, seleccionados y escalados individualmente.

Las propiedades de rigidez y amortiguamiento de los dispositivos usados en el modelo deben basarse o verificarse con pruebas como las especificadas en la sección 18.6.

Fase 1. Análisis dinámico modal espectral con un modelo de disipador (*frame*)

1.1 Modelado simplificado con un mismo disipador sísmico (*frame*)

Se definen los dispositivos disipadores como elementos *frame* para obtener el cortante inicial al que estarán sometidos. El dispositivo debe tener asignaciones de brazo rígido y articulado en el extremo para no estar afecto a cargas axiales.

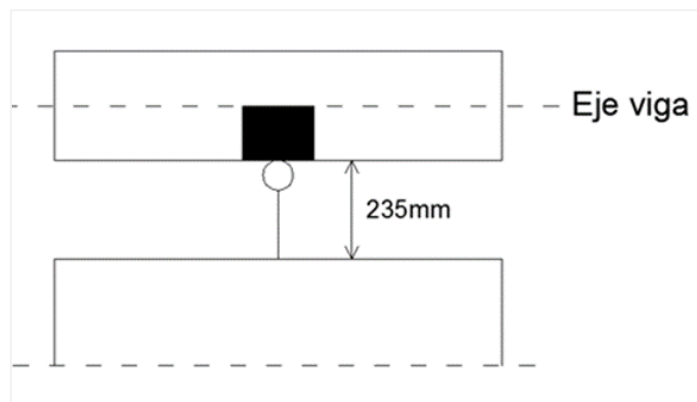


Figura 78. Altura del disipador SLB

Al principio se asignan los dispositivos del mismo tamaño 300x4 mm.

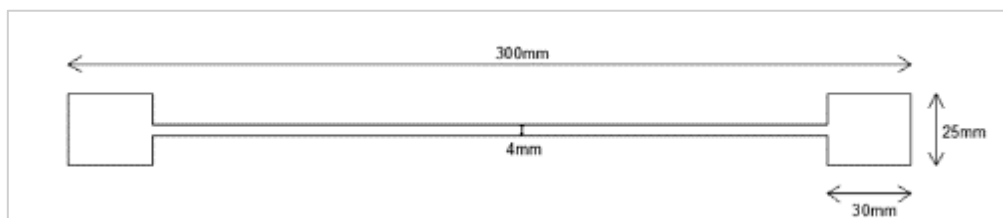


Figura 79. Sección transversal dispositivo (*frame*) SLB 30x4

1.2 Definición de análisis dinámico modal espectral

Se realiza el análisis dinámico, considerando el espectro de respuesta en aceleración inelástica, con un coeficiente de reducción "R" de acuerdo al sistema estructural propuesto.

1.3 Se realizan las siguientes verificaciones

- Revisión de periodos
- Revisión de desplazamientos relativos de entrepiso
- Revisión de cortante basal
- Cálculo de fuerza cortante en dispositivos para su predimensionamiento
- Verificación de la inexistencia de irregularidades estructurales

Fase 2. Modelado simplificado de los disipadores (frame) de acuerdo con su cortante

2.1 Modelado simplificado de los disipadores (frame) de acuerdo con su cortante

Se determinan los cortantes en cada dispositivo para su dimensionamiento inicial. Se seleccionan los dispositivos SLB en relación con su demanda de cortante, seleccionando el dispositivo de la tabla de diseño proporcionada por el fabricante, en función al parámetro F_y (límite de fluencia).

Tabla 9. Diseño SLB, 2018

Parámetros de diseño para los disipadores SHEAR LINK BOZZO										
Dispositivo	ed (mm)	er1 (mm)	er2 (mm)	ev (mm)	K_1 (KN/cm)	K_2 (KN/cm)	D_y (mm)	F_y (KN)	$F_{máx}$ (KN)	E_D (KN.cm)
SLB2 6_2	19	13	-	2	363.33	9.75	0.980	35.60	69.01	87.08
SLB2 6_3	19	13	-	3	397.80	10.75	1.031	41.00	79.21	99.25
SLB2 6_4	19	13	-	4	421.73	11.65	1.065	44.90	88.58	108.31
SLB2 6_5	19	13	-	5	439.60	12.78	1.078	47.40	96.67	115.18
SLB2 8_2	19	15	-	2	592.87	13.86	0.811	48.10	92.76	119.79
SLB2 8_3	19	15	-	3	676.27	15.38	0.858	58.00	107.57	141.77
SLB2 8_4	19	15	-	4	737.00	16.28	0.900	66.30	120.87	159.39
SLB2 8_5	19	15	-	5	784.27	17.43	0.927	72.70	133.29	173.71
SLB2 10_2	19	20	-	2	893.40	19.15	0.761	68.00	128.71	168.89
SLB2 10_3	19	20	-	3	1039.13	21.57	0.780	81.10	148.63	188.84
SLB2 10_4	19	20	-	4	1149.53	22.96	0.809	93.00	166.26	224.54
SLB2 10_5	19	20	-	5	1237.80	14.93	0.906	112.20	182.26	246.55

Tomada de <http://luisbozzo.com/disipadores/>

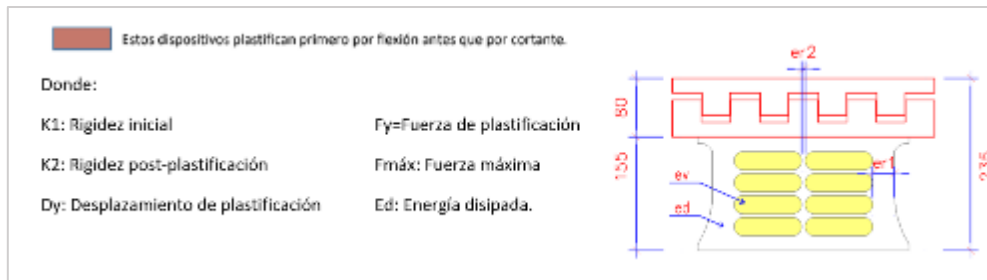


Figura 80. Leyenda de tabla de Diseño SLB
 Tomada de <http://luisbozzo.com/disipadores/>

2.2 Cálculo iterativo de fuerza cortante en dispositivos para elección de dispositivo SLB

2.3 Se realizan las siguientes verificaciones

- Revisión de desplazamientos relativos de entrepiso
- Revisión de cortante basal

Fase 3. Análisis lineal tiempo historia con disipadores (link)

3.1 Asignación de parámetros no lineales para disipadores con características del laboratorio (tabla de diseño)

3.2 Definición de análisis lineal tiempo historia

Se logra el análisis lineal tiempo historia basado en los registros de aceleraciones escaladas (7 como mínimo). Estas se asignan a las direcciones X e Y.

3.3 Cálculo del cortante los cuales se dividen por un factor F=12

- Revisión de desplazamientos relativos de entrepiso
- Revisión de fuerza cortante en disipadores SLB y verificación en la elección de dispositivos SLB.

3.4 Se realizan las siguientes verificaciones

- Revisión de desplazamientos relativos de entrepiso
- Revisión de fuerza cortante en disipadores SLB y verificación en la elección de dispositivos SLB.

Fase 4. Análisis no lineal tiempo historia con disipadores (*link*)

4.1 Asignación de parámetros no lineales para disipadores con características del laboratorio (tabla de diseño)

4.2 Definición de análisis no lineal tiempo historia

Se consigue el análisis no lineal tiempo historia, asignando la respuesta no lineal de las conexiones SLB, utilizando el modelo plástico de Wen, por medio de elementos no lineales tipo *link*. El método por utilizar será de integración directa, asignándole una amortiguación de 2%.

4.3 Se realizan verificaciones

- Revisión de periodos
- Revisión de desplazamientos relativos de entrepiso (Si el *drift* fuera mayor al máximo admisible, se dividen los resultados obtenidos en la fase tres por un factor F menor y se repiten los pasos 3.3 y 3.4.
- Revisión de fuerza cortante en disipadores SL
- Si la relación demanda capacidad F_y/V_2 es mayor a 1.5, indica que es necesario hacer una nueva iteración incrementado el tamaño del dispositivo.
- Verificación de la inexistencia de irregularidades estructurales
- Disipación de energía

CAPÍTULO IV

TRATAMIENTO Y ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN

En el presente capítulo se procedió a realizar la determinación de las acciones sísmicas, caracterización del edificio, análisis y validación de la estructura, según lo establecido en el Anexo I de la norma E-030 2018, para cada una de las tres propuestas estudiadas en la presente tesis. Este procedimiento se detalla en el capítulo III, ítem 3.4.1.

4.1 Análisis sísmico, propuesta 1 - pórticos C° A°

La determinación de las acciones sísmicas depende de la zona sísmica (Z), perfil del suelo (S, T_p, T_L) del uso de la edificación (U), del sistema sismorresistente (R) y de las características dinámicas de la edificación (T, C) y de su peso (P).

Etapa 1. Peligro sísmico

Los pasos de esta etapa dependen solamente del lugar y las características del terreno de fundación del proyecto. No dependen de las características del edificio.

Paso 1: factor de zona (Z) (Anexo II): $Z=0.45$

Paso 2: perfil del suelo (según Art. 12): Limo-Arenoso de baja plasticidad

Presión admisible

$$q_a := 0.92 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Profundidad de cimentación

$$D_f := 1.80 \text{ m}$$

Asentamiento máximo tolerable

$$\delta := 1.4 \text{ cm}$$

Paso 3: parámetros de sitio (S):

$$S_3$$

$$S := 1.1$$

$$T_P := 1.0$$

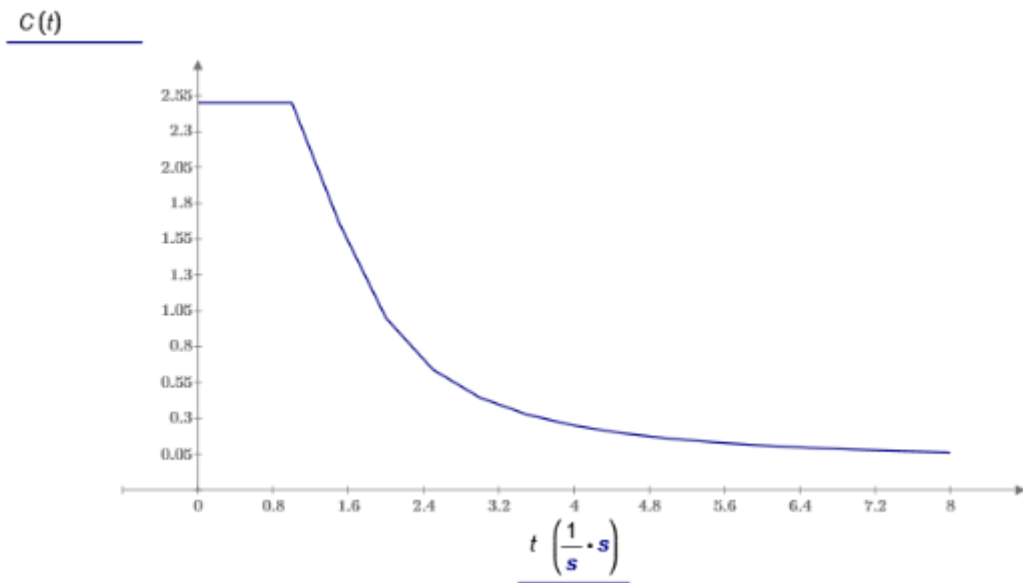
$$T_L := 1.6$$

Paso 4: función de factor de amplificación sísmica C vs el periodo T

$$C(t) := \begin{cases} 2.5 & \text{if } t \leq T_P \\ \begin{cases} 2.5 \cdot \left(\frac{T_P}{t}\right) & \text{if } t \leq T_L \\ 2.5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{t^2}\right) & \text{else} \end{cases} & \text{else} \end{cases}$$

$t := 0, 0.5 \dots 8$

$t =$	$\begin{bmatrix} 0 \\ 0.5 \\ 1 \\ 1.5 \\ 2 \\ 2.5 \\ 3 \\ 3.5 \\ 4 \\ 4.5 \\ 5 \\ 5.5 \\ \vdots \end{bmatrix}$	$C(t) =$	$\begin{bmatrix} 2.5 \\ 2.5 \\ 2.5 \\ 1.667 \\ 1 \\ 0.64 \\ 0.444 \\ 0.327 \\ 0.25 \\ 0.198 \\ 0.16 \\ 0.132 \\ \vdots \end{bmatrix}$
-------	--	----------	---



Etapa 2.

Paso 5: categoría de la edificación y factor de uso (Art. 15):

Categoría:

A2

Factor de uso:

$U := 1.5$

Paso 6: Sistema estructural (Art. 16 y 17):

Eje X: aporticado

Eje Y: aporticado

$C_{TX} := 35$

$C_{TY} := 35$

Paso 7: coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas (Art. 18):

$R_{0X} := 8$

$R_{0Y} := 8$

Paso 8: factores de irregularidad (Art. 20):

$$I_a := 1$$

$$I_p := 1$$

Paso 9: restricciones a la irregularidad (Art. 21):

No se permiten irregularidades

Verificación según Tabla 10 de la Norma E-030 del RNE, la estructura será modificada en caso de que no cumplan con las restricciones de esta tabla.

Tabla 10. Categoría de la edificación e irregularidad

CATEGORÍA DE LA EDIFICACIÓN	ZONA	RESTRICCIONES
A1 y A2	4, 3 Y 2	No se permiten Irregularidades
	1	No se permiten Irregularidades extremas
B	4, 3 Y 2	No se permiten Irregularidades extremas
	1	Sin restricciones
C	4 Y 3	No se permiten Irregularidades extremas
	2	No se permiten Irregularidades extremas excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8m de altura en total.
	1	Sin restricciones

Paso 10: coeficiente de reducción de fuerza sísmica (Art. 22):

$$R_X := R_{0X} \cdot I_a \cdot I_p = 8$$

$$R_Y := R_{0Y} \cdot I_a \cdot I_p = 8$$

Etapa 3. Análisis estructural

Paso 11: modelos de análisis (Art. 25)

Proyecto: modelamiento elementos estructurales concreto armado

Clave: Modelo_Sutuna_II_Placas_C°A°

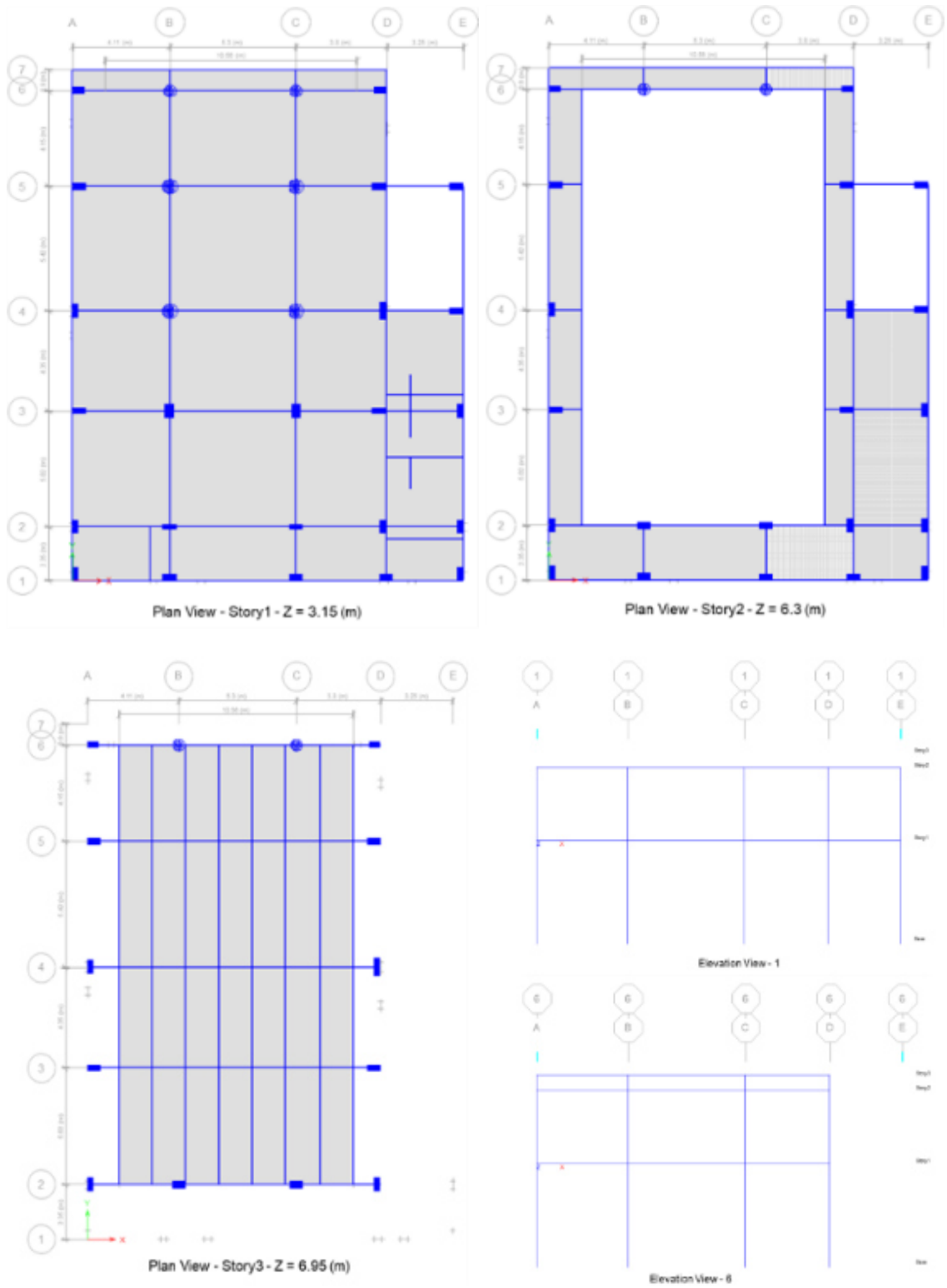


Figura 81. Modelo analítico de la propuesta estructural 1



Figura 82. Vista 1 en 3D, propuesta uno, pórticos



Figura 83. Vista 2 en 3D, propuesta uno, pórticos

Tabla 11. Niveles del edificio

Planta	Planta	Altura	Sobrecarga de uso	
	N	h	Categoría	Valor
	#	(m)		(t/m ²)
NCob+6.75	3	0.6	3	0.1
N2+6.30	2	3.15	1	0.1
N1+3.15	1	3.15	1	0.4
NPT+0.00	0	1.2	1	0

$$h_0 := 1.2$$

$$h_1 := 3.15$$

$$h_2 := 3.15$$

$$h_3 := 0.65$$

$$h_T := h_0 + h_1 + h_2 + h_3 = 8.15$$

Tabla 12. Materiales utilizados

Concreto			
Elemento	Concreto	f_c (kp/cm ²)	Tamaño máximo del árido (mm)
Todos	$f_c=210$	210	19
Aceros por elemento y posición			
Aceros en barras			
Elemento	Acero	f_{yk} (kp/cm ²)	g_s
Todos	Grado 60	4200	1
Aceros en perfiles			
Tipo de acero para perfiles	Acero	Límite elástico (kp/cm ²)	Módulo de elasticidad (kp/cm ²)
Acero conformado	ASTM A 36	2548	2069317
Acero laminado	ASTM A 36	2548	2038736

Paso 12: estimación del peso (Art. 26)

El peso sísmico total de la estructura es la suma de los pesos sísmicos de todas las plantas.

$$P_{s1} := 390.45 \text{ ton} \quad P_{s2} := 132.38 \text{ ton} \quad P_{s3} := 17.82 \text{ ton}$$

$$P := P_{s1} + P_{s2} + P_{s3} = 540.65 \text{ ton}$$

Paso 13: procedimiento de análisis sísmico (Art. 27 al 30)

Paso 13a: procedimiento de análisis sísmico (Art. 28)

Determinación del periodo fundamental (T)

$$T_x := \frac{h_T}{C_{TX}} = 0.233 \qquad T_y := \frac{h_T}{C_{TY}} = 0.233$$

Determinación del valor C

$$C(T_x) = 2.5 \qquad C(T_y) = 2.5$$

$$S_{a_x} := \frac{Z \cdot U \cdot C(T_x) \cdot S}{R_x} = 0.232 \qquad S_{a_y} := \frac{Z \cdot U \cdot C(T_x) \cdot S}{R_y} = 0.232$$

Fuerza cortante en la base V.

$$V_x := \frac{Z \cdot U \cdot C(T_x) \cdot S}{R_x} \cdot P = 125.448 \text{ ton}$$

$$V_y := \frac{Z \cdot U \cdot C(T_y) \cdot S}{R_y} \cdot P = 125.448 \text{ ton}$$

Distribución de fuerzas sísmicas en altura.

$$k_x := \begin{cases} \text{if } T_x > 2 \\ \quad \parallel 2 \\ \text{else} \\ \quad \text{if } T_x > 0.5 \\ \quad \quad \parallel 0.75 + 0.5 T_x \\ \quad \text{else} \\ \quad \quad \parallel 1 \end{cases} \qquad k_y := \begin{cases} \text{if } T_x > 2 \\ \quad \parallel 2 \\ \text{else} \\ \quad \text{if } T_x > 0.5 \\ \quad \quad \parallel 0.75 + 0.5 T_x \\ \quad \text{else} \\ \quad \quad \parallel 1 \end{cases}$$

$$k_x = 1 \qquad k_y = 1$$

$$P_d := P_{s1} \cdot h_1^{k_x} + P_{s2} \cdot h_2^{k_x} + P_{s3} \cdot h_3^{k_x} = 1658.5 \text{ ton}$$

Fuerzas para aplicar en los centros de masas.

$$V_{3X} := \frac{P_{s3} \cdot h_3^{k_x}}{P_d} \quad V_X = 0.876 \text{ ton}$$

$$V_{3Y} := \frac{P_{s3} \cdot h_3^{k_y}}{P_d} \quad V_Y = 0.876 \text{ ton}$$

$$V_{2X} := \frac{P_{s2} \cdot h_2^{k_x}}{P_d} \quad V_X = 31.541 \text{ ton}$$

$$V_{2Y} := \frac{P_{s2} \cdot h_2^{k_y}}{P_d} \quad V_Y = 31.541 \text{ ton}$$

$$V_{1X} := \frac{P_{s1} \cdot h_1^{k_x}}{P_d} \quad V_X = 93.03 \text{ ton}$$

$$V_{1Y} := \frac{P_{s1} \cdot h_1^{k_y}}{P_d} \quad V_Y = 93.03 \text{ ton}$$

Paso 13b: análisis dinámico (Art. 29)

Modos de vibración, periodos naturales y masas participantes

Tabla 13. Ratios de participación modal de masas

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
Modal	1	0.299	0.0027	0.9319	0.0000	0.0027	0.9319	0.0000	0.1402	0.0001	0.0300	0.1402	0.0001	0.0300
Modal	2	0.297	0.9488	0.0045	0.0000	0.9515	0.9364	0.0000	0.0010	0.1444	0.0080	0.1411	0.1445	0.0381
Modal	3	0.281	0.0094	0.0259	0.0000	0.9610	0.9623	0.0000	0.0086	0.0112	0.9307	0.1497	0.1557	0.9688
Modal	4	0.108	0.0024	0.0345	0.0000	0.9634	0.9968	0.0000	0.7659	0.0450	0.0021	0.9156	0.2007	0.9709
Modal	5	0.102	0.0336	0.0027	0.0000	0.9970	0.9995	0.0000	0.0680	0.7155	0.0018	0.9836	0.9162	0.9727
Modal	6	0.086	0.0029	0.0004	0.0000	0.9999	0.9999	0.0000	0.0139	0.0783	0.0272	0.9975	0.9946	0.9999
Modal	7	0.069	0.0000	0.0001	0.0000	0.9999	1.0000	0.0000	0.0009	0.0005	0.0000	0.9984	0.9950	0.9999
Modal	8	0.054	0.0001	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	0.0000	0.0009	0.0042	0.0001	0.9993	0.9992	1.0000
Modal	9	0.041	0.0000	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	0.0000	0.0001	0.0000	0.0000	0.9994	0.9992	1.0000
Modal	10	0.038	0.0000	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.9994	0.9992	1.0000
Modal	11	0.032	0.0000	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	0.0000	0.0001	0.0000	0.0000	0.9995	0.9992	1.0000
Modal	12	0.028	0.0000	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	0.0000	0.0000	0.0002	0.0000	0.9995	0.9994	1.0000

Tabla 14. Periodos y frecuencias

Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec	Circular Frequency rad/sec	Eigenvalue rad ² /sec ²
Modal	1	0.299	3.341	20.9942	440.7582
Modal	2	0.297	3.367	21.1571	447.6211
Modal	3	0.281	3.553	22.3251	498.4102
Modal	4	0.108	9.281	58.3134	3400.4487
Modal	5	0.102	9.847	61.8689	3827.7618
Modal	6	0.086	11.654	73.2267	5362.1525
Modal	7	0.069	14.406	90.5126	8192.5263
Modal	8	0.054	18.466	116.0242	13461.6156
Modal	9	0.041	24.566	154.3504	23824.0489
Modal	10	0.038	26.463	166.273	27646.7192
Modal	11	0.032	31.59	198.4885	39397.7004
Modal	12	0.028	35.479	222.9198	49693.2379

$$T_Y := 0.299$$

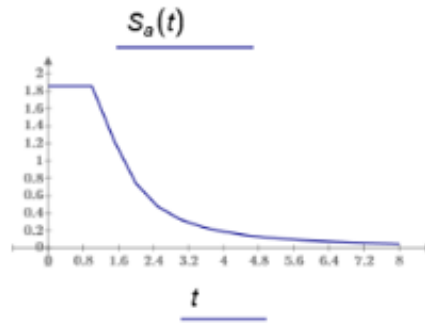
$$T_X := 0.297$$

Cálculo del periodo fundamental según Asce 7-16

Para esto se requiere del espectro inelástico de pseudoaceleraciones para el periodo de un segundo.

$$S_a(t) := Z \cdot U \cdot C(t) \cdot S$$

$$(t) = \begin{bmatrix} 0 \\ 0.5 \\ 1 \\ 1.5 \\ 2 \\ 2.5 \\ 3 \\ 3.5 \\ 4 \\ 4.5 \\ 5 \\ 5.5 \\ \vdots \end{bmatrix} \quad S_a(t) = \begin{bmatrix} 1.856 \\ 1.856 \\ 1.856 \\ 1.238 \\ 0.743 \\ 0.475 \\ 0.33 \\ 0.242 \\ 0.186 \\ 0.147 \\ 0.119 \\ 0.098 \\ \vdots \end{bmatrix}$$



$$S_a(1) = 1.856$$

$$S_{d1X} := \frac{S_a(1)}{R_X} = 0.232$$

$$S_{d1Y} := \frac{S_a(1)}{R_Y} = 0.232$$

$$h_n := h_T = 8.15$$

Para ello se hace uso de los coeficientes y parámetros de las Tablas 15 y 16.

Tabla 15. Coeficiente para limite Superior en periodo Calculado

Design Spectral Response Acceleration Parameter at 1 s, S_{p1}	Coefficient C_u
≥ 0.4	1.4
0.3	1.4
0.2	1.5
0.15	1.6
≤ 0.1	1.7

Tabla 16. Valores de parámetros C_t y x de periodo aproximado

Structure Type	C_t	x
Moment-resisting frame systems in which the frames resist 100% of the required seismic force and are not enclosed or adjoined by components that are more rigid and will prevent the frames from deflecting where subjected to seismic forces:		
Steel moment-resisting frames	0.028 (0.0724) ^a	0.8
Concrete moment-resisting frames	0.016 (0.0466) ^a	0.9
Steel eccentrically braced frames in accordance with Table 12.2-1 lines B1 or D1	0.03 (0.0731) ^a	0.75
Steel buckling-restrained braced frames	0.03 (0.0731) ^a	0.75
All other structural systems	0.02 (0.0488) ^a	0.75

^aMetric equivalents are shown in parentheses.

El periodo fundamental en la dirección el eje “X” (sistema aporticado) será:

$$C_{uX} := 1.5$$

$$C_{tx} := 0.0466$$

$$x := 0.90$$

$$T_a := C_{tx} \cdot h_n^x = 0.308$$

$$T_{XASCE} := C_{uX} \cdot T_a = 0.462$$

El periodo fundamental de la edificación, en la dirección analizada (X), deberá ser menor al máximo estimado según norma ASCE 7-16.

if $T_X \leq T_{XASCE}$	= “OK”
“OK”	
else	
“Reducir TX”	

El periodo fundamental en la dirección el eje “Y” (sistema aporticado) será:

$$C_{uY} := 1.5$$

$$C_{ty} := 0.0466$$

$$x := 0.90$$

$$T_a := C_{ty} \cdot h_n^x = 0.308$$

El periodo fundamental de la edificación, en la dirección analizada (Y), deberá ser menor al máximo estimado según norma ASCE 7-16

```

if  $T_Y \leq T_{YASCE}$  = "OK"
  || "OK"
else
  || "Reducir Ty"

```

Excentricidad accidental

Se considera un valor de máximo de 0.05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis.

Los resultados de la excentricidad en la propuesta analizada se muestran en la Tabla 17.

Tabla 17. Excentricidad de la propuesta uno, pórticos

Nivel	Diafragma	X c.c.m	Y c.c.m	X c.r.	Y c.r.	eX	eY
	Rígido	m	m	m	m	m	m
Nivel 1	D1	8.79	10.79	8.51	10.24	-0.28	-0.55

c. c. m.: coordenadas del centro de masas de la planta (X, Y)

c. r.: coordenadas del centro de rigidez de la planta (X, Y)

eX: excentricidad del centro de masas respecto al centro de rigidez (X)

eY: excentricidad del centro de masas respecto al centro de rigidez (Y)

Longitud de la edificación en la dirección "X"

$$L_x := 16.44 \text{ m}$$

Longitud de la edificación en la dirección "Y"

$$L_y := 22.20 \text{ m}$$

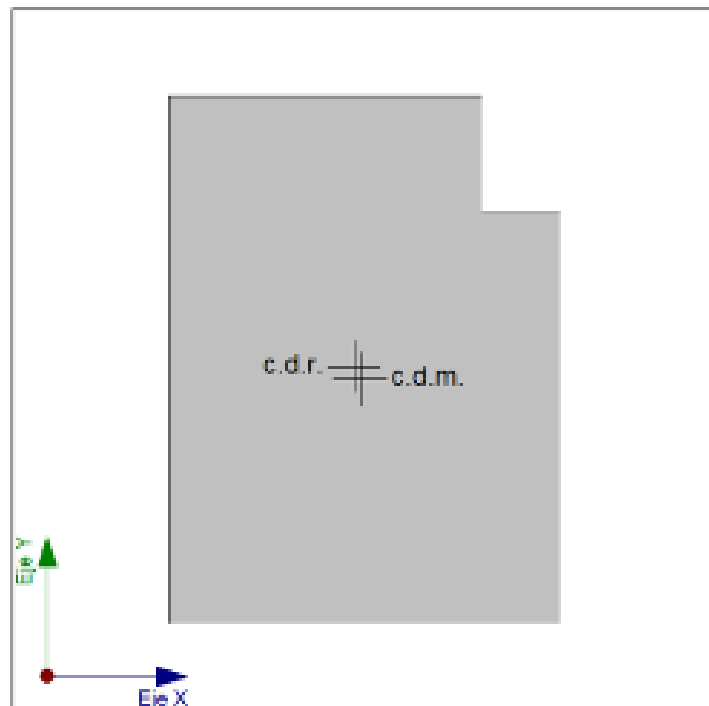
Excentricidad máxima en la dirección "X":

$$eX := 0.05 \cdot L_y = 1.11 \text{ m}$$

Excentricidad máxima en la dirección "Y":

$$eY := 0.05 \cdot L_x = 0.822 \text{ m}$$

La excentricidad experimentada por la propuesta uno, basada en pórticos de concreto armado, es menor a la excentricidad máxima accidental permisible.



N1

Figura 84. Vista centro de masas y centro de rigideces de la propuesta uno

Fuerzas y desplazamientos según modos de vibración

El cortante basal dinámico (V_d), por dirección e hipótesis sísmica se obtiene mediante la combinación cuadrática completa (CQC) de los cortantes en la base por hipótesis modal.

Tabla 18. Fuerzas por nivel

Nivel	Caso de carga	Ubicación	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
	Combinación							
Cobertura	CSx Max	Base	0	5.08	0.26	61.51	0.17	3.30
Nivel 2	CSx Max	Base	0	40.61	1.66	403.06	5.39	131.22
Nivel 1	CSx Max	Base	0	113.68	1.24	1207.61	5.95	622.72
Cobertura	CSy Max	Base	0	0.25	4.97	34.45	3.23	0.16
Nivel 2	CSy Max	Base	0	1.65	40.40	356.21	130.48	5.32
Nivel 1	CSy Max	Base	0	1.24	113.27	1039.46	619.97	6.67

Vd,X: cortante basal dinámico en dirección X, por hipótesis sísmica

Vd,Y: cortante basal dinámico en dirección Y, por hipótesis sísmica

$$V_{dx} := 113.67 \text{ ton}$$

$$V_{dy} := 113.27 \text{ ton}$$

Tabla 19. Deriva por nivel y dirección de análisis

Nivel	Caso de Carga/Comb.	Direction	Deriva	Etiqueta	X	Y	Z
					m	m	m
Cobertura	CSx_D Max	X	0.0034	37	0	17.14	6.95
Nivel 2	CSx_D Max	X	0.0046	59	13.21	22.19	6.3
Nivel 1	CSx_D Max	X	0.0062	36	9.41	21.29	3.15

Story	Caso de Carga/Comb.	Direction	Deriva	Etiqueta	X	Y	Z
					m	m	m
Cobertura	CSy_D Max	Y	0.0036	36	9.41	21.29	6.95
Nivel 2	CSy_D Max	Y	0.0043	59	13.21	22.19	6.3
Nivel 1	CSy_D Max	Y	0.0064	60	16.46	2.35	3.15

Story	Caso de Carga/Comb.	Direction	Deriva	Etiqueta	X	Y	Z
					m	m	m
Nivel 1	CSx_D Max	X	0.0062	36	9.41	21.29	3.15

Story	Caso de Carga/Comb.	Direction	Deriva	Etiqueta	X	Y	Z
					m	m	m
Nivel 1	CSy_D Max	Y	0.0064	60	16.46	2.35	3.15

Deriva en el Eje "X"

$$\Delta_X := 0.0062$$

Deriva en el Eje "Y"

$$\Delta_Y := 0.0064$$

Deriva máxima para sistema aporticado en X:

$$\Delta_{Xmax} := 0.007$$

Deriva máxima para sistema aporticado en Y:

$$\Delta_{Ymax} := 0.007$$

Se observa que las derivas experimentadas por la propuesta uno, son menores que las máximas permisibles por la norma peruana E-030 2018.

Cortante mínimo en el primer entrespiso

Según Art. 29.4.1. para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en el primer entrespiso del edificio no puede ser menor que el 80% del valor calculado, según el Art. 25 de la norma E-030, para estructuras regulares y 90% para estructuras irregulares.

Fuerza cortante en la base, según análisis por fuerza lateral equivalente, son:

$$V_X := \frac{Z \cdot U \cdot C(T_x) \cdot S}{R_X} \cdot P = 125.448 \text{ ton}$$

$$V_Y := \frac{Z \cdot U \cdot C(T_y) \cdot S}{R_Y} \cdot P = 125.448 \text{ ton}$$

$$0.8 \cdot V_X = 100.358 \text{ ton}$$

$$0.8 \cdot V_Y = 100.358 \text{ ton}$$

Las fuerzas cortantes actuantes, en la base de la propuesta estructural uno, son:

$$V_{dx} := 113.67 \text{ ton}$$

$$V_{dy} := 113.27 \text{ ton}$$

$$\text{if} \left(V_{dx} \geq 0.8 \cdot V_X, \text{"OK"}, \frac{0.8 \cdot V_X}{V_{dx}} \right) = \text{"OK"}$$

$$\text{if} \left(V_{dy} \geq 0.8 \cdot V_Y, \text{"OK"}, \frac{0.8 \cdot V_Y}{V_{dy}} \right) = \text{"OK"}$$

$$F.E_x := \frac{0.8 \cdot V_X}{V_{dx}} = 0.883$$

$$F.E_y := \frac{0.8 \cdot V_Y}{V_{dy}} = 0.886$$

Las fuerzas cortantes actuantes, son superiores al 80% del valor calculado según, el Art. 25 de la norma E-030.

Fuerzas sísmicas verticales

No aplica

Etapa 4. Validación de la estructura

Paso 14: revisión de la hipótesis de análisis

Según Tabla 8, Art. 20 Norma E-030: se verifica la existencia de "Irregularidades estructurales en altura". Para la edificación seleccionada, al ser una edificación de un nivel, con solo un diafragma rígido en el nivel uno, se puede verificar rápidamente mediante una inspección visual:

- | | |
|---|-------------|
| - Irregularidad de rigidez-piso blando: | No presenta |
| - Irregularidad de resistencia-piso débil: | No presenta |
| - Irregularidad extrema de rigidez-piso blando: | No presenta |
| - Irregularidad extrema resistencia-piso débil: | No presenta |
| - Irregularidad de masa o peso: | No presenta |
| - Irregularidad geométrica vertical: | No presenta |
| - Discontinuidad de los sistemas resistentes: | No presenta |
| - Discontinuidad extrema de los sistemas resistentes: | No presenta |

Según Tabla 9, Art. 20, Norma E-030: se debe verificar la existencia de "Irregularidades estructurales en planta".

Entre las irregularidades en planta, la irregularidad torsional frente a acciones sísmicas es la causante de los mayores perjuicios en una edificación. Sin embargo, se debe evaluar si esta verificación corresponde o no. La verificación de irregularidad torsional aplica solo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que el 50% del desplazamiento permisible indicado en la Tabla 11 de la Norma E-030.

$$\Delta_{X_{maxadm}} := 0.007$$

$$\Delta_{Y_{maxadm}} := 0.007$$

```

if  $\frac{\Delta_{X_{max}}}{\Delta_{X_{maxadm}}} > 0.5$ 
  || "Verificar Irregularidad Torsiona en X"
else
  || "No Verificar Irregularidad Torsional"
= "Verificar Irregularidad Torsiona en X"

```

```

if  $\frac{\Delta_{Y_{max}}}{\Delta_{Y_{maxadm}}} > 0.5$ 
  || "Verificar Irregularidad Torsiona en Y"
else
  || "No Verificar Irregularidad Torsional"
= "Verificar Irregularidad Torsiona en Y"

```

Luego de evaluar según el algoritmo mostrado líneas arriba, se verifica que el desplazamiento relativo máximo, es superior al 50% del máximo admisible, siendo entonces justificable realizar la verificación de irregularidad torsional.

La verificación de irregularidad torsional para este caso de estudio consiste en: evitar que en cualquiera de las direcciones de análisis el máximo desplazamiento relativo de entrepiso, en un extremo del edificio en esa dirección, calculado incluyendo la excentricidad accidental, sea mayor que 1.3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso, para las mismas condiciones de carga:

Tabla 20. Desplazamiento relativo máximo respecto al promedio

Nivel	Caso Carga	Dirección	Máx. Desp. mm	Despl. Prom. mm	Ratio
Cobertura	CSx_D Max	X	2.182	1.473	1.482
Nivel 2	CSx_D Max	X	14.351	13.066	1.098
Nivel 1	CSx_D Max	X	26.962	25.811	1.045
Cobertura	CSy_D Max	Y	2.361	1.647	1.434
Nivel 2	CSy_D Max	Y	13.459	13.044	1.032
Nivel 1	CSy_D Max	Y	27.705	26.07	1.063

$$D_{X_{max}} = 26.962$$

$$D_{Y_{max}} = 27.705$$

$$D_{X_{prom}} = 25.811$$

$$D_{Y_{prom}} = 26.070$$

$$\frac{D_{X_{max}}}{D_{X_{prom}}} = 1.045$$

$$\frac{D_{Y_{max}}}{D_{Y_{prom}}} = 1.063$$

De la verificación realizada se observa que los ratios de máximo desplazamiento relativo entre el desplazamiento promedio de los extremos son menores que 1.3, por lo que se puede afirmar que no existe irregularidad torsional.

- Irregularidad Torsional: No presenta
- Irregularidad esquina entrante No presenta
- Discontinuidad de diafragma No presenta
- Sistemas no paralelos No presenta

Paso 15: restricciones a la irregularidad (Art. 21)

Según la Tabla 10 de la norma E-030, para la categoría de edificación A2 y ubicación de la edificación tanto el factor de irregularidad en altura (I_a) e irregularidad en planta (I_p) son uno (1), cumpliendo las restricciones a la irregularidad establecidas.

Paso 16: determinación de desplazamientos laterales (Art. 31 Norma E-030)

Los desplazamientos máximos y promedio por niveles se muestran líneas abajo en la Tabla 21.

Tabla 21. Desplazamientos máximos y promedio por niveles

Nivel	Caso Carga	Direction	Max Desp. mm	Desp. Prom. mm	Ratio
Cobertura	CSx_D Max	X	2.18	1.47	1.48
Nivel 2	CSx_D Max	X	14.35	13.07	1.10
Nivel 1	CSx_D Max	X	26.96	25.81	1.05
Cobertura	CSy_D Max	Y	2.36	1.65	1.43
Nivel 2	CSy_D Max	Y	13.46	13.04	1.03
Nivel 1	CSy_D Max	Y	27.71	26.07	1.06

El desplazamiento máximo en el nivel uno (diafragma rígido) se muestra sombreado de color amarillo siendo los máximos desplazamiento según el nivel y dirección de análisis. Estos desplazamientos serán tomados en cuenta para la determinar la separación entre edificios.

Paso 17: distorsión admisible (Art. 32)

Tal como se mostró en la Etapa 3, las derivas experimentadas por la propuesta estructural uno (1) son:

Deriva en el Eje "X"

$$\Delta_X := 0.0062$$

Deriva en el Eje "Y"

$$\Delta_Y := 0.0064$$

Las cuales son menores a 0.007, la máxima permisible por la norma peruana E-030 2018, para edificaciones de sistema estructural aporticado.

Paso 18: separación entre edificios (Art. 33 Norma E-030)

Toda estructura debe separarse de las estructuras aledañas desde el nivel del terreno natural una distancia mínima (s), para evitar contactos durante un sismo. Esta distancia no deberá ser menor que:

$$s = 0.006h \geq 0.03m$$

Donde h es la altura medida desde el nivel del terreno natural hasta en nivel considerado para evaluar s .

$$s_1 := 0.006 (h_T - h_0) = 0.042$$

El edificio se retira de los límites de la propiedad, adyacentes a lotes edificables, o con edificaciones, distancias no menores que distancias no menores a 2/3 del desplazamiento máximo calculado según artículo 31 de la Norma E-030.

Nivel	Caso Carga	Dirección	Max Desp. mm	Desp. Prom mm	Ratio
Cobertura	CSx_D Max	X	2.18	1.47	1.48
Nivel 2	CSx_D Max	X	14.35	13.07	1.10
Nivel 1	CSx_D Max	X	26.96	25.81	1.05
			S	43.50	

Nivel	Caso Carga	Dirección	Max Desp. mm	Desp. Prom mm	Ratio
Cobertura	CSy_D Max	Y	2.36	1.65	1.43
Nivel 2	CSy_D Max	Y	13.46	13.04	1.03
Nivel 1	CSy_D Max	Y	27.71	26.07	1.06
			S	43.53	

$$D_{TYmax} := \frac{43.53}{1000}$$

$$D_{TXmax} := \frac{43.50}{1000}$$

$$s_{2x} := \frac{2}{3} \cdot D_{TXmax} = 0.029$$

$$s_{2y} := \frac{2}{3} \cdot D_{TYmax} = 0.029$$

La separación del edificio de los límites de propiedad adyacente a lotes edificables o con edificaciones existentes será, según dirección de análisis 4.2 cm en la dirección equis (X) y dirección yee (Y):

$$s_x := \max(s_1, s_{2x}) = 0.042$$

$$s_y := \max(s_1, s_{2y}) = 0.042$$

4.2 Análisis sísmico propuesta 2 – muros C° A°

La determinación de las acciones sísmicas depende de la zona sísmica (Z), perfil del suelo (S, Tp, TL) del uso de la edificación (U), del sistema sismorresistente (R) y de las características dinámicas de la edificación (T, C) y de su peso (P).

Etapa 1. Peligro sísmico

Los pasos de esta etapa dependen solamente del lugar y las características del terreno de fundación del proyecto. No dependen de las características del edificio.

Paso 1: factor de zona (Z) (según Anexo II):

$$Z := 0.45$$

Paso 2: perfil del suelo (según Art. 12):

Limo arenoso de baja plasticidad

- Presión Admisible

$$q_a := 0.92 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

- Profundidad de Cimentación

$$D_f := 1.80 \text{ m}$$

- Asentamiento Máximo tolerable

$$\delta := 1.4 \text{ cm}$$

Paso 3: parámetros de sitio (S):

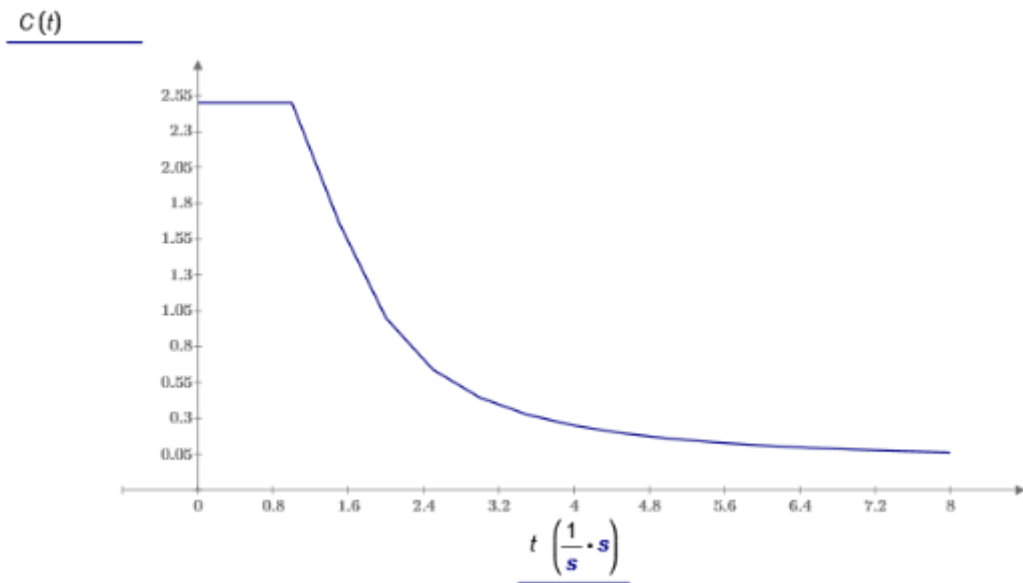
$$\begin{aligned} S_3 \\ S &:= 1.1 \\ T_P &:= 1.0 \\ T_L &:= 1.6 \end{aligned}$$

Paso 4: función de factor de amplificación sísmica vs. el periodo

$$t := 0, 0.5 \dots 8$$

$$C(t) := \begin{cases} 2.5 & \text{if } t \leq T_P \\ \text{else} & \\ \begin{cases} 2.5 \cdot \left(\frac{T_P}{t}\right) & \text{if } t \leq T_L \\ 2.5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{t^2}\right) & \text{else} \end{cases} & \end{cases}$$

$$t = \begin{bmatrix} 0 \\ 0.5 \\ 1 \\ 1.5 \\ 2 \\ 2.5 \\ 3 \\ 3.5 \\ 4 \\ 4.5 \\ 5 \\ 5.5 \\ \vdots \end{bmatrix} \quad C(t) = \begin{bmatrix} 2.5 \\ 2.5 \\ 2.5 \\ 1.667 \\ 1 \\ 0.64 \\ 0.444 \\ 0.327 \\ 0.25 \\ 0.198 \\ 0.16 \\ 0.132 \\ \vdots \end{bmatrix}$$



Etapas 2.

Paso 5: categoría de la edificación y factor de uso (Art.15):

Categoría: A2

Factor de uso: $U = 1.5$

Paso 6: sistema estructural (Art.16 y 17):

Eje X: aporticado

Eje Y: aporticado

$$C_{TX} := 60$$

$$C_{TY} := 35$$

Paso 7: coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas (Art. 18):

$$R_{0X} := 6$$

$$R_{0Y} := 8$$

Paso 8: factores de irregularidad (Art. 20):

$$I_a := 1$$

$$I_p := 1$$

Paso 9: restricciones a la irregularidad (Art. 21):

No se permiten irregularidades

Verificación según Tabla 10 de la Norma E-030 del RNE, la estructura será modificada en caso de que no cumplan con las restricciones de esta tabla.

Tabla 22. Categoría de la edificación e irregularidad

CATEGORÍA DE LA EDIFICACIÓN	ZONA	RESTRICCIONES
A1 y A2	4, 3 Y 2	No se permiten Irregularidades
	1	No se permiten Irregularidades extremas
B	4, 3 Y 2	No se permiten Irregularidades extremas
	1	Sin restricciones
C	4 Y 3	No se permiten Irregularidades extremas
	2	No se permiten Irregularidades extremas excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8m de altura en total.
	1	Sin restricciones

Paso 10: coeficiente de reducción de fuerza sísmica (Art. 22):

$$R_X := R_{0X} \cdot I_a \cdot I_p = 6$$

$$R_Y := R_{0Y} \cdot I_a \cdot I_p = 8$$

Etapas 3. Análisis estructural

Paso 11: modelos de análisis (Art. 25)

Proyecto: Modelamiento elementos estructurales concreto armado

Clave: Modelo_Sutuna_II_Placas_C°A°

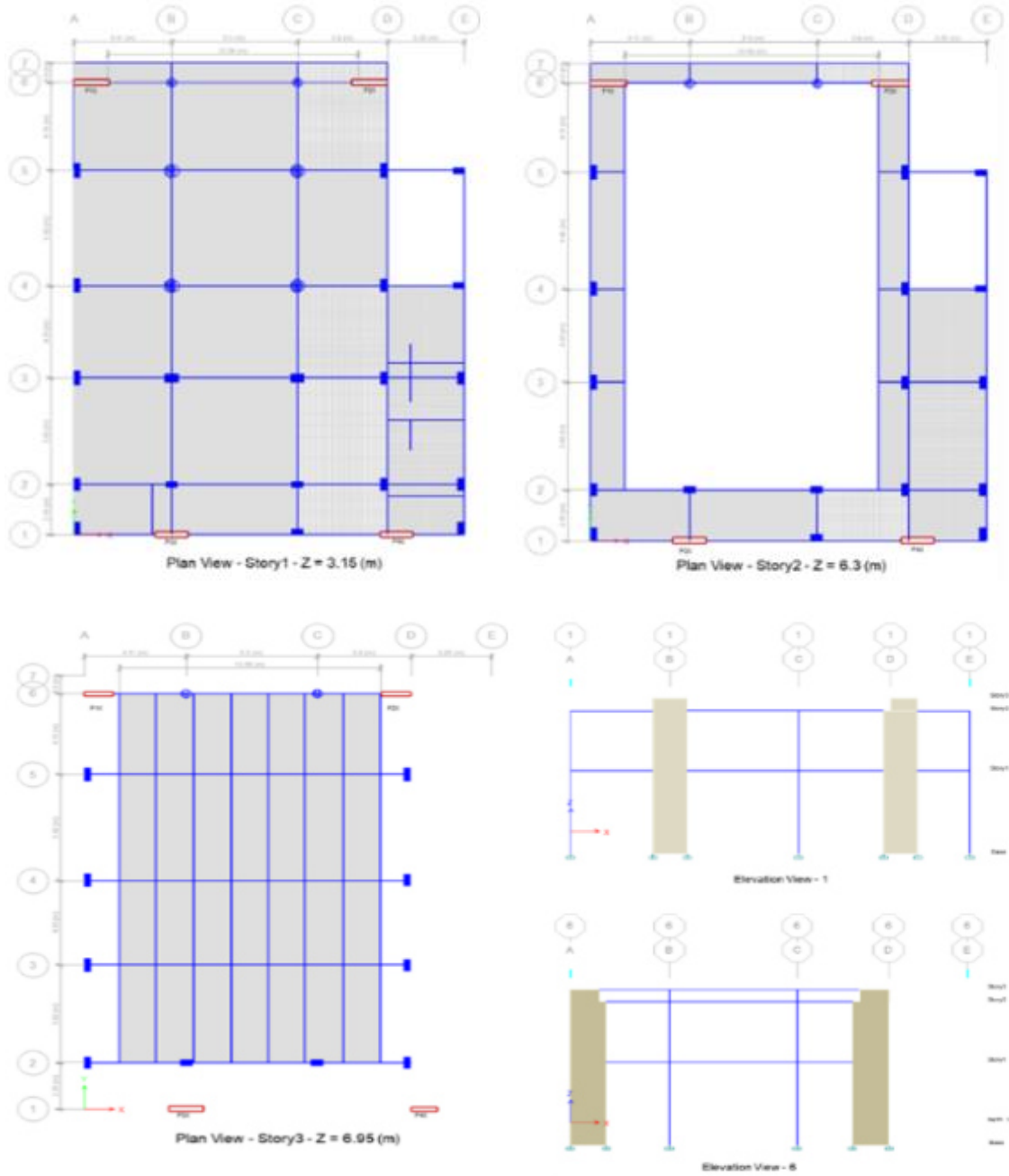


Figura 85. Modelo analítico de la propuesta estructural 2



Figura 86. Vista 1 en 3D, propuesta 2, muros en X, pórticos en Y



Figura 87. Vista 2 en 3D, propuesta 2, muros en X, pórticos en Y

Tabla 23. Niveles del edificio

Planta	Planta	Altura	Sobrecarga de uso	
	N	h	Categoría	Valor
	#	(m)		(t/m ²)
NCob+6.75	3	0.6	3	0.1
N2+6.30	2	3.15	1	0.1
N1+3.15	1	3.15	1	0.4
NPT+0.00	0	1.2	1	0

$$h_0 := 1.2$$

$$h_1 := 3.15$$

$$h_2 := 3.15$$

$$h_3 := 0.65$$

$$h_T := h_0 + h_1 + h_2 + h_3 = 8.15$$

Tabla 24. Materiales utilizados

MATERIALES UTILIZADOS			
Concreto			
Elemento	Concreto	f_c (kp/cm ²)	Tamaño máximo del árido (mm)
Todos	$f_c=210$	210	19
Aceros por elemento y posición			
Aceros en barras			
Elemento	Acero	f_{yk} (kp/cm ²)	g_s
Todos	Grado 60	4200	1
Aceros en perfiles			
Tipo de acero para perfiles	Acero	Límite elástico (kp/cm ²)	Módulo de elasticidad (kp/cm ²)
Acero conformado	ASTM A 36	2548	2069317
Acero laminado	ASTM A 36	2548	2038736

Paso 12: estimación del peso (Art. 26)

El peso sísmico total de la estructura es la suma de los pesos sísmicos de todas las plantas.

$$P_{s1} := 392.25 \text{ ton} \quad P_{s2} := 134.75 \text{ ton} \quad P_{s3} := 27.19 \text{ ton}$$

$$P := P_{s1} + P_{s2} + P_{s3} = 554.19 \text{ ton}$$

Paso 13: procedimiento de análisis sísmico (Art. 27 al 30)

Paso 13a: procedimiento de análisis sísmico (Art. 28)

Determinación del periodo fundamental (T)

$$T_x := \frac{h_T}{C_{TX}} = 0.136$$

$$T_y := \frac{h_T}{C_{TY}} = 0.233$$

Determinación del del valor C

$$C(T_x) = 2.5$$

$$C(T_y) = 2.5$$

$$S_{a_x} := \frac{Z \cdot U \cdot C(T_x) \cdot S}{R_x} = 0.309$$

$$S_{a_y} := \frac{Z \cdot U \cdot C(T_y) \cdot S}{R_y} = 0.232$$

Fuerza cortante en la base V.

$$V_x := \frac{Z \cdot U \cdot C(T_x) \cdot S}{R_x} \cdot P = 171.453 \text{ ton}$$

$$V_y := \frac{Z \cdot U \cdot C(T_y) \cdot S}{R_y} \cdot P = 128.589 \text{ ton}$$

Distribución de fuerzas sísmicas en altura.

$$k_x := \begin{cases} \text{if } T_x > 2 \\ \quad \parallel 2 \\ \text{else} \\ \quad \text{if } T_x > 0.5 \\ \quad \quad \parallel 0.75 + 0.5 T_x \\ \quad \text{else} \\ \quad \quad \parallel 1 \end{cases}$$

$$k_x = 1$$

$$k_y := \begin{cases} \text{if } T_x > 2 \\ \quad \parallel 2 \\ \text{else} \\ \quad \text{if } T_x > 0.5 \\ \quad \quad \parallel 0.75 + 0.5 T_x \\ \quad \text{else} \\ \quad \quad \parallel 1 \end{cases}$$

$$k_y = 1$$

$$P_d := P_{s1} \cdot h_1^{k_x} + P_{s2} \cdot h_2^{k_x} + P_{s3} \cdot h_3^{k_x} = 1677.72 \text{ ton}$$

Fuerzas para aplicar en los centros de masas.

$$V_{3X} := \frac{P_{s3} \cdot h_3^{k_x}}{P_d} \quad V_X = 1.806 \text{ ton} \qquad V_{3Y} := \frac{P_{s3} \cdot h_3^{k_y}}{P_d} \quad V_Y = 1.355 \text{ ton}$$

$$V_{2X} := \frac{P_{s2} \cdot h_2^{k_x}}{P_d} \quad V_X = 43.377 \text{ ton} \qquad V_{2Y} := \frac{P_{s2} \cdot h_2^{k_y}}{P_d} \quad V_Y = 32.533 \text{ ton}$$

$$V_{1X} := \frac{P_{s1} \cdot h_1^{k_x}}{P_d} \quad V_X = 126.269 \text{ ton} \qquad V_{1Y} := \frac{P_{s1} \cdot h_1^{k_y}}{P_d} \quad V_Y = 94.702 \text{ ton}$$

Paso 13b: análisis dinámico (Art. 29)

Modos de vibración, periodos naturales y masas participantes

Tabla 25. *Ratios de participación modal de masas*

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
Modal-	1	0.279	0.0001	0.9494	0.0000	0.0001	0.9494	0.0000	0.1390	0.0001	0.0003	0.1390	0.0001	0.0003
Modal-	2	0.250	0.8958	0.0002	0.0000	0.8960	0.9495	0.0000	0.0000	0.2179	0.0001	0.1390	0.2180	0.0004
Modal-	3	0.215	0.0000	0.0004	0.0000	0.8960	0.9500	0.0000	0.0029	0.0018	0.8964	0.1419	0.2198	0.8968
Modal-	4	0.095	0.0004	0.0397	0.0000	0.8964	0.9897	0.0000	0.7655	0.0014	0.0001	0.9074	0.2212	0.8969
Modal-	5	0.083	0.0770	0.0001	0.0000	0.9734	0.9898	0.0000	0.0027	0.5734	0.0003	0.9102	0.7946	0.8972
Modal-	6	0.069	0.0058	0.0000	0.0000	0.9792	0.9898	0.0000	0.0016	0.0421	0.0030	0.9118	0.8367	0.9002
Modal-	7	0.058	0.0006	0.0001	0.0000	0.9798	0.9899	0.0000	0.0012	0.0011	0.0770	0.9130	0.8378	0.9773
Modal-	8	0.053	0.0090	0.0000	0.0000	0.9888	0.9899	0.0000	0.0021	0.0781	0.0003	0.9151	0.9159	0.9775
Modal-	9	0.045	0.0004	0.0000	0.0000	0.9892	0.9899	0.0000	0.0001	0.0017	0.0005	0.9152	0.9176	0.9780
Modal-	10	0.022	0.0000	0.0000	0.0000	0.9892	0.9900	0.0000	0.0000	0.0000	0.0014	0.9152	0.9176	0.9795
Modal-	11	0.009	0.0050	0.0000	0.0000	0.9941	0.9900	0.0000	0.0007	0.0316	0.0001	0.9159	0.9493	0.9796
Modal-	12	0.001	0.0000	0.0000	0.0000	0.9941	0.9900	0.0000	0.0000	0.0002	0.0006	0.9159	0.9495	0.9802

Tabla 26. *Periodos y frecuencias*

Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec	Circular Frequency rad/sec	Eigenvalue rad ² /sec ²
Modal-Ritz	1	0.279	3.579	22.4896	505.7826
Modal-Ritz	2	0.250	3.992	25.0836	629.1892
Modal-Ritz	3	0.215	4.661	29.2867	857.7096
Modal-Ritz	4	0.095	10.541	66.2302	4386.4454
Modal-Ritz	5	0.083	12.015	75.4918	5699.0188
Modal-Ritz	6	0.069	14.517	91.2116	8319.5604
Modal-Ritz	7	0.058	17.332	108.9015	11859.5383
Modal-Ritz	8	0.053	18.747	117.7918	13874.9096
Modal-Ritz	9	0.045	22.416	140.8425	19836.6056
Modal-Ritz	10	0.022	46.005	289.0597	83555.482
Modal-Ritz	11	0.009	112.165	704.7507	496673.5231
Modal-Ritz	12	0.001	808.004	5076.8396	25774301

$$T_Y := 0.279$$

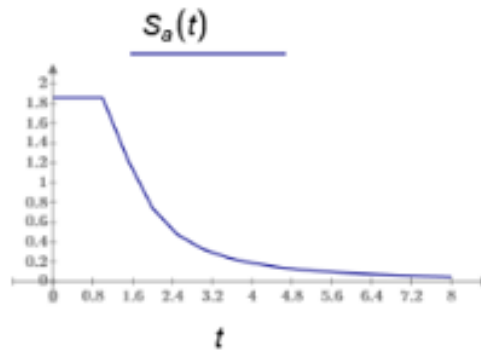
$$T_X := 0.250$$

Cálculo del periodo fundamental según ASCE 7-16

Para esto se requiere del espectro inelástico de pseudoaceleraciones para el periodo de un segundo.

$$S_a(t) := Z \cdot U \cdot C(t) \cdot S$$

$$(t) = \begin{bmatrix} 0 \\ 0.5 \\ 1 \\ 1.5 \\ 2 \\ 2.5 \\ 3 \\ 3.5 \\ 4 \\ 4.5 \\ 5 \\ 5.5 \\ \vdots \end{bmatrix} \quad S_a(t) = \begin{bmatrix} 1.856 \\ 1.856 \\ 1.856 \\ 1.238 \\ 0.743 \\ 0.475 \\ 0.33 \\ 0.242 \\ 0.186 \\ 0.147 \\ 0.119 \\ 0.098 \\ \vdots \end{bmatrix}$$



$$S_a(1) = 1.856 \quad S_{d1X} := \frac{S_a(1)}{R_X} = 0.309 \quad S_{d1Y} := \frac{S_a(1)}{R_Y} = 0.232$$

$$h_n := h_T = 8.15$$

Para ello se usan los coeficientes y parámetros de las Tablas 27 y 28 mostradas líneas abajo.

Tabla 27. Coeficiente para límite superior en periodo calculado

Design Spectral Response Acceleration Parameter at 1 s, S_{D1}	Coefficient C_v
≥ 0.4	1.4
0.3	1.4
0.2	1.5
0.15	1.6
≤ 0.1	1.7

Tabla 28. Valores de parámetros C_t y x de periodo aproximado

Structure Type	C_t	x
Moment-resisting frame systems in which the frames resist 100% of the required seismic force and are not enclosed or adjoined by components that are more rigid and will prevent the frames from deflecting where subjected to seismic forces:		
Steel moment-resisting frames	0.028 (0.0724) ^a	0.8
Concrete moment-resisting frames	0.016 (0.0466) ^a	0.9
Steel eccentrically braced frames in accordance with Table 12.2-1 lines B1 or D1	0.03 (0.0731) ^a	0.75
Steel buckling-restrained braced frames	0.03 (0.0731) ^a	0.75
All other structural systems	0.02 (0.0488) ^a	0.75

^aMetric equivalents are shown in parentheses.

El periodo fundamental en la dirección el eje "X" (sistema muros) será:

$$C_{uX} := 1.4$$

$$C_{tX} := 0.0488$$

$$x := 0.75$$

$$T_a := C_{tX} \cdot h_n^x = 0.235$$

$$T_{XASCE} := C_{uX} \cdot T_a = 0.33$$

El periodo fundamental de la edificación, en la dirección analizada (X), deberá ser menor al máximo estimado según norma ASCE 7-16.

if $T_X \leq T_{XASCE}$	= "OK"
"OK"	
else	
"Reducir Tx"	

El periodo fundamental en la dirección el eje "Y" (Sistema aporticado) será:

$$C_{uY} := 1.5$$

$$C_{tY} := 0.0466$$

$$x := 0.90$$

$$T_a := C_{tY} \cdot h_n^x = 0.308$$

$$T_{YASCE} := C_{uY} \cdot T_a = 0.462$$

El periodo fundamental de la edificación, en la dirección analizada (Y), deberá ser menor al máximo estimado según norma ASCE 7-16

```

if  $T_Y \leq T_{YASCE}$  = "OK"
  || "OK"
else
  || "Reducir  $T_y$ "

```

Excentricidad accidental

Se considera un valor de 0.05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis.

Los resultados de la excentricidad en la propuesta analizada se muestran en la Tabla 29.

Tabla 29. Excentricidad de la propuesta dos, pórticos y muros

Nivel	Diafragma Rígido	X c.c.m m	Y c.c.m m	X c.r. m	Y c.r. m	eX m	eY m
Nivel 1	D1	7.12	10.84	7.65	10.59	0.53	-0.25

c. c. m.: coordenadas del centro de masas de la planta (X,Y)

c. r.: coordenadas del centro de rigidez de la planta (X,Y)

eX: excentricidad del centro de masas respecto al centro de rigidez (X)

eY: excentricidad del centro de masas respecto al centro de rigidez (Y)

Longitud de la edificación en la dirección "X"

$$L_x := 16.44 \text{ m}$$

Longitud de la edificación en la dirección "Y"

$$L_y := 22.20 \text{ m}$$

Excentricidad máxima en la dirección "X":

$$eX := 0.05 \cdot L_y = 1.11 \text{ m}$$

Excentricidad máxima en la dirección “Y”:

$$eY := 0.05 \cdot L_x = 0.822 \text{ m}$$

La excentricidad experimentada por la propuesta dos, basada en pórticos y muros de concreto armado, es menor a la excentricidad máxima accidental permisible.

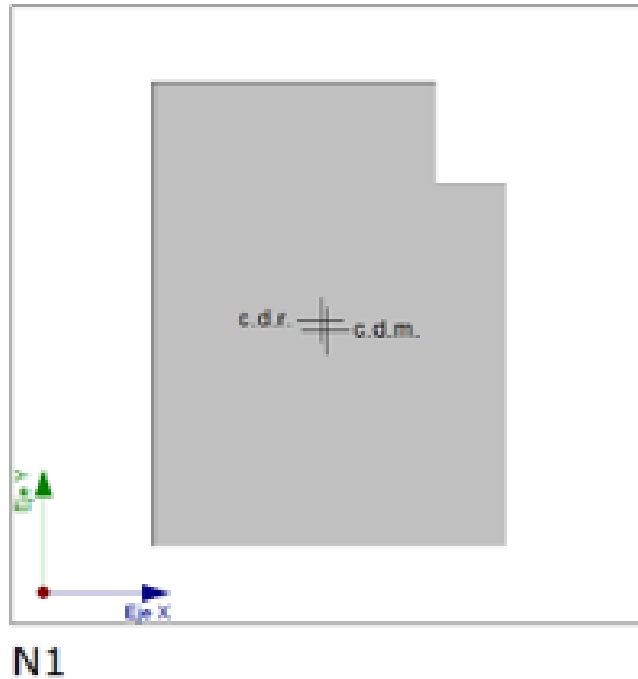


Figura 88. Vista centro de masas y centro de rigideces de la propuesta dos

Fuerzas y desplazamientos según modos de vibración

El cortante basal dinámico (Vd), por dirección e hipótesis sísmica, se obtiene mediante la combinación cuadrática completa (CQC) de los cortantes en la base por hipótesis modal.

Tabla 30. Fuerzas por nivel

Nivel	Caso Carga	Ubicación	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
Cobertura	CSx Max	Base	0.0053	11.03	0.36	138.56	0.24	6.21
Nivel 2	CSx Max	Base	0.0393	64.07	1.47	641.69	4.72	203.56
Nivel 1	CSx Max	Base	0.1018	147.06	2.19	1546.07	11.42	833.76
Cobertura	CSy Max	Base	0.0017	0.16	7.61	54.67	4.28	0.09
Nivel 2	CSy Max	Base	0.0128	0.84	44.62	374.27	141.28	2.71
Nivel 1	CSy Max	Base	0.0332	1.65	116.49	892.36	642.74	9.22

$$V_{dx} := 147.06 \text{ ton}$$

$$V_{dy} := 116.49 \text{ ton}$$

Vd,X: cortante basal dinámico en dirección X, por hipótesis sísmica

Vd,Y: cortante basal dinámico en dirección Y, por hipótesis sísmica

Tabla 31. Deriva por nivel y dirección de análisis

Nivel	Caso de carga	Dirección	Deriva	Etiqueta	X m	Y m	Z m
Cobertura	CSx_D Max	X	0.0042	3	0	21.29	6.95
Nivel 2	CSx_D Max	X	0.0047	35	4.11	21.29	6.3
Nivel 1	CSx_D Max	X	0.0037	11	4.81	0	3.15

Story	Load Case/Combo	Dirección	Deriva	Etiqueta	X m	Y m	Z m
Cobertura	CSy_D Max	Y	0.0036	35	4.11	21.29	6.95
Nivel 2	CSy_D Max	Y	0.0038	51	9.41	2.35	6.3
Nivel 1	CSy_D Max	Y	0.0053	60	16.46	2.35	3.15

Story	Load Case/Combo	Dirección	Deriva	Etiqueta	X m	Y m	Z m
Nivel 1	CSx_D Max	X	0.0037	11	4.81	0	3.15

Story	Load Case/Combo	Dirección	Deriva	Etiqueta	X m	Y m	Z m
Nivel 2	CSy_D Max	Y	0.0053	60	16.46	2.35	3.15

Deriva en el Eje "X"

$$\Delta_{Xmax} := 0.0037$$

Deriva en el Eje "Y"

$$\Delta_{Ymax} := 0.0053$$

Deriva máxima para sistema de muros de concreto en X:

$$\Delta_{Xmax} := 0.005$$

Deriva máxima para sistema aporticado en Y:

$$\Delta_{Ymax} := 0.007$$

Se observa que las derivas experimentadas por la propuesta dos, son menores que las máximas permisibles por la norma peruana E-030 2018.

Cortante mínimo en el primer entrepiso

Según Art. 29.4.1. para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en el primer entrepiso del edificio no puede ser menor que el 80% del valor calculado, según el Art. 25 de la norma E-030, para estructuras regulares y 90% para estructuras irregulares.

Fuerza cortante en la base, según análisis por fuerza lateral equivalente, son:

$$V_X := \frac{Z \cdot U \cdot C(T_x) \cdot S}{R_X} \cdot P = 171.453 \text{ ton}$$

$$V_Y := \frac{Z \cdot U \cdot C(T_y) \cdot S}{R_Y} \cdot P = 128.589 \text{ ton}$$

$$0.8 \cdot V_X = 137.162 \text{ ton}$$

$$0.8 \cdot V_Y = 102.872 \text{ ton}$$

Las fuerzas cortantes actuantes en la base de la propuesta dos son:

$$V_{dy} := 116.49 \text{ ton}$$

$$V_{dx} := 147.06 \text{ ton}$$

$$\text{if} \left(V_{dx} \geq 0.8 \cdot V_X, \text{"OK"}, \frac{0.8 \cdot V_X}{V_{dx}} \right) = \text{"OK"}$$

$$\text{if} \left(V_{dy} \geq 0.8 \cdot V_Y, \text{"OK"}, \frac{0.8 \cdot V_Y}{V_{dy}} \right) = \text{"OK"}$$

$$F.E_x := \frac{0.8 \cdot V_X}{V_{dx}} = 0.933$$

$$F.E_y := \frac{0.8 \cdot V_Y}{V_{dy}} = 0.883$$

Las cuales son superiores al 80% del valor calculado según, el Art.25 de la norma E-030 2018.

Fuerzas sísmicas verticales

No aplica

Etapa 4. Validación de la estructura

Paso 14: Revisión de la hipótesis de análisis

Según Tabla 8, Art. 20 Norma E-030: se verifica la existencia de "Irregularidades estructurales en altura". Para la edificación seleccionada, al ser una edificación de un nivel, con solo un diafragma rígido en el nivel uno, se puede verificar rápidamente mediante una inspección visual que:

Según Tabla 8 (Art. 20) "Irregularidades estructurales en altura"

- Irregularidad de rigidez-piso blando	No presenta
- Irregularidad de resistencia-piso débil	No presenta
- Irregularidad extrema de rigidez-piso blando	No presenta
- Irregularidad extrema resistencia-piso débil	No presenta
- Irregularidad de masa o peso	No presenta
- Irregularidad geométrica vertical	No presenta
- Discontinuidad de los sistemas resistentes	No presenta
- Discontinuidad extrema de los sistemas resistentes	No presenta

Según Tabla 9, Art. 20, Norma E-030: se debe verificar la existencia de "Irregularidades estructurales en planta".

Entre las irregularidades en planta, la irregularidad torsional frente a acciones sísmicas, es la causante de los mayores perjuicios en una edificación. Sin embargo, se debe evaluar si esta verificación corresponde o no. La verificación de irregularidad torsional aplica solo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que el 50% del desplazamiento permisible indicado en la Tabla 11 de la Norma E-030.

$$\Delta_{X_{maxadm}} := 0.007$$

$$\Delta_{Y_{maxadm}} := 0.007$$

if $\frac{\Delta_{X_{max}}}{\Delta_{X_{maxadm}}} > 0.5$ "Verificar Irregularidad Torsional en X" else "No Verificar Irregularidad Torsional"	= "Verificar Irregularidad Torsional en X"
if $\frac{\Delta_{Y_{max}}}{\Delta_{Y_{maxadm}}} > 0.5$ "Verificar Irregularidad Torsional en Y" else "No Verificar Irregularidad Torsional"	= "Verificar Irregularidad Torsional en Y"

Luego de evaluar según el algoritmo mostrado líneas arriba, se verifica que el desplazamiento relativo máximo, es superior al 50% del máximo admisible, siendo entonces justificable realizar la verificación de irregularidad torsional.

La verificación de irregularidad torsional para este caso de estudio consiste en evitar que en cualquiera de las direcciones de análisis el máximo desplazamiento relativo de entrepiso, en un extremo del edificio en esa dirección, calculado incluyendo la excentricidad accidental, sea mayor que 1.3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso, para las mismas condiciones de carga:

Tabla 32. Desplazamiento relativo máximo respecto al promedio

Nivel	Caso de carga	Dirección	Max Desp. mm	Desp. Prom. mm	Ratio
Cobertura	CSx_D Max	X	2.73	1.75	1.56
Nivel 2	CSx_D Max	X	14.85	13.76	1.08
Nivel 1	CSx_D Max	X	15.99	15.88	1.01
Cobertura	CSy_D Max	Y	2.33	1.53	1.53
Nivel 2	CSy_D Max	Y	11.92	11.47	1.04
Nivel 1	CSy_D Max	Y	22.89	22.76	1.01

$$D_{X_{max}} := 15.987$$

$$D_{Y_{max}} := 22.892$$

$$D_{X_{prom}} := 15.877$$

$$D_{Y_{prom}} := 22.763$$

$$\frac{D_{X_{max}}}{D_{X_{prom}}} = 1.007$$

$$\frac{D_{Y_{max}}}{D_{Y_{prom}}} = 1.006$$

De la verificación realizada se observa que las ratios de máximo desplazamiento relativo entre el desplazamiento promedio de los extremos, son

menores que 1.3, por lo que podemos afirmar que no existe irregularidad torsional.

- Irregularidad esquina entrante No presenta
- Discontinuidad de diafragma No presenta
- Sistemas no paralelos No presenta

Paso 15: restricciones a la irregularidad (Art. 21)

Según la Tabla 10 de la norma E-030, para la categoría de edificación A2 y ubicación de la edificación tanto el factor de irregularidad en altura (I_a) e irregularidad en planta (I_p) son uno (1), cumpliendo las restricciones a la irregularidad establecidas.

Paso 16: determinación de desplazamientos laterales (Art. 31)

Tabla 33. Historial de máximas / Desviaciones promedio

Nivel	Caso de carga	Dirección	Max Desp. mm	Desp. Prom mm	Ratio
Story3	CSx_D Max	X	2.73	1.75	1.56
Story2	CSx_D Max	X	14.85	13.76	1.08
Story1	CSx_D Max	X	15.99	15.88	1.01
Story3	CSy_D Max	Y	2.33	1.53	1.53
Story2	CSy_D Max	Y	11.92	11.47	1.04
Story1	CSy_D Max	Y	22.89	22.76	1.01

El desplazamiento máximo en el nivel uno (diafragma rígido) se muestra sombreado de color amarillo siendo los máximos desplazamiento según el nivel y dirección de análisis. Estos desplazamientos serán tomados en cuenta para la determinar la separación entre edificios.

Paso 17: distorsión admisible (Art. 32 Norma E-030)

Tal como se mostró en la Etapa 3, las derivas experimentadas por la propuesta estructural dos (2) son:

Deriva en el eje "X"

$$\Delta_{Xmax} := 0.0037$$

Deriva en el eje “Y”

$$\Delta_{Ymax} := 0.0053$$

Las cuales son menores a 0.005 y 0.007, la máxima permisible por la norma peruana E-030 2018, para edificaciones de sistema estructural basado en muros de concreto y aporticado respectivamente.

Paso 18: separación entre edificios (Art. 33 Norma E-030)

Toda estructura debe separarse de las estructuras aledañas desde el nivel del terreno natural una distancia mínima (s), para evitar contactos durante un sismo. Esta distancia no deberá ser menor que:

$$s = 0.006h \geq 0.03m$$

Donde h es la altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el nivel considerado para evaluar s.

$$s_1 := 0.006 (h_T - h_0) = 0.042$$

El edificio se retira de los límites de la propiedad, adyacentes a lotes edificables, o con edificaciones, distancias no menores que distancias no menores que 2/3 del desplazamiento máximo calculado según artículo 31 de la Norma E-030.

Nivel	Caso de Carga	Dirección	Desp. Max. mm	Desp. Prom. mm	Ratio
Cobertura	CSx_D Max	X	2.727	1.749	1.559
Nivel 2	CSx_D Max	X	14.848	13.76	1.079
Nivel 1	CSx_D Max	X	15.987	15.877	1.007
		Σ	33.562		

Nivel	Caso de Carga	Dirección	Desp. Max. mm	Desp. Prom. mm	Ratio
Cobertura	CSy_D Max	Y	2.333	1.529	1.526
Nivel 2	CSy_D Max	Y	11.923	11.471	1.039
Nivel 1	CSy_D Max	Y	22.892	22.763	1.006
		Σ	37.148		

$$D_{TXmax} := \frac{33.562}{1000}$$

$$D_{TYmax} := \frac{37.148}{1000}$$

$$s_{2x} := \frac{2}{3} \cdot D_{TYmax} = 0.025$$

$$s_{2y} := \frac{2}{3} \cdot D_{TXmax} = 0.025$$

La separación del edificio de los límites de propiedad adyacente a lotes edificables o con edificaciones existentes será, según dirección de análisis 4.2 cm en la dirección equis (X) y dirección yee (Y):

$$s_x := \max(s_1, s_{2x}) = 0.042$$

$$s_y := \max(s_1, s_{2y}) = 0.042$$

4.3 Análisis sísmico, propuesta 3, dispositivos SLB

La determinación de las acciones sísmicas depende de la zona sísmica (Z), perfil del suelo (S, Tp, TL) del uso de la edificación (U), del sistema sismorresistente (R) y de las características dinámicas de la edificación (T, C) y de su peso (P).

Etapa 1. Peligro sísmico

Los pasos de esta etapa dependen solamente del lugar y las características del terreno de fundación del proyecto. No dependen de las características del edificio.

Paso 1: factor de zona (Z) (según Anexo II Norma E-030): $Z = 0.45$

Paso 2: perfil del suelo (Art. 12 Norma E-030): Limo arenoso de baja plasticidad

- Presión Admisible

$$q_a := 0.92 \frac{kg}{cm^2}$$

- Profundidad de Cimentación

$$D_f := 1.80 \text{ m}$$

- Asentamiento Máximo tolerable

$$\delta := 1.4 \text{ cm}$$

Paso 3: parámetros de sitio (S):

$$S_3$$

$$S := 1.1$$

$$T_P := 1.0$$

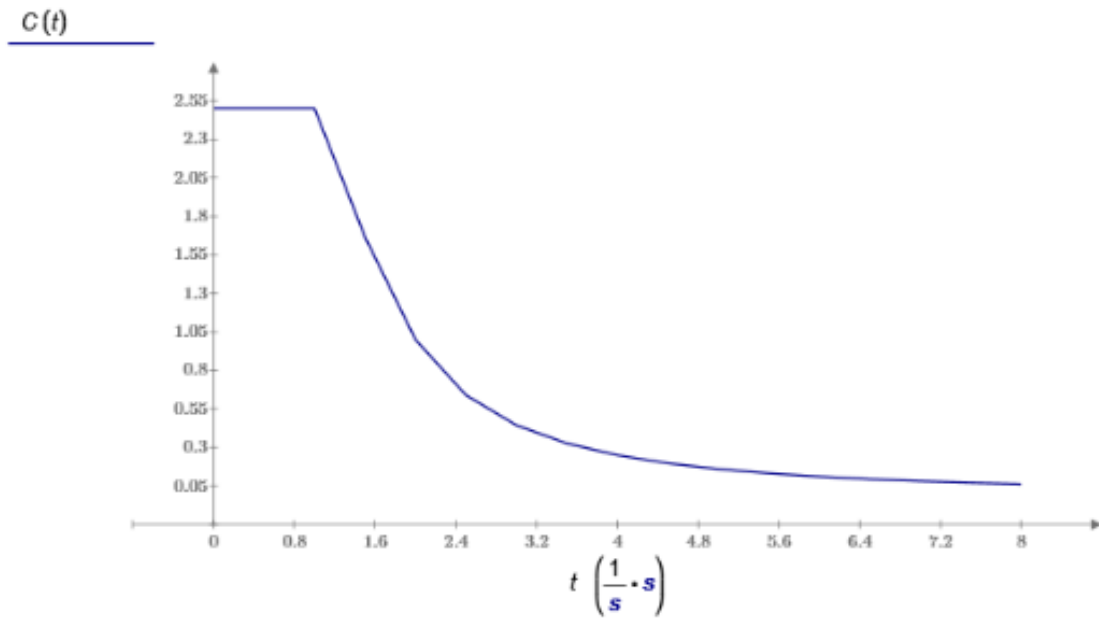
$$T_L := 1.6$$

Paso 4: función de factor de amplificación sísmica vs. el periodo

$t := 0, 0.5 \dots 8$

$$C(t) := \begin{cases} 2.5 & \text{if } t \leq T_P \\ \begin{cases} 2.5 \cdot \left(\frac{T_P}{t}\right) & \text{if } t \leq T_L \\ 2.5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{t^2}\right) & \text{else} \end{cases} & \text{else} \end{cases}$$

$t =$	$\begin{bmatrix} 0 \\ 0.5 \\ 1 \\ 1.5 \\ 2 \\ 2.5 \\ 3 \\ 3.5 \\ 4 \\ 4.5 \\ 5 \\ 5.5 \\ \vdots \end{bmatrix}$	$C(t) =$	$\begin{bmatrix} 2.5 \\ 2.5 \\ 2.5 \\ 1.667 \\ 1 \\ 0.64 \\ 0.444 \\ 0.327 \\ 0.25 \\ 0.198 \\ 0.16 \\ 0.137 \\ \vdots \end{bmatrix}$
-------	--	----------	---



Etapas 2.

Paso 5: categoría de la edificación y factor de uso (Art.15):

Categoría: A2

Factor de uso: U: = 1.5

Paso 6: sistema estructural (Art.16 y 17):

Eje X: aporticado

Eje Y: aporticado

$$C_{TX}:=35$$

$$C_{TY}:=35$$

Paso 7: coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas (Art. 18):

$$R_{0X}:=8$$

$$R_{0Y}:=8$$

Paso 8: factores de irregularidad (Art. 20):

$$I_a:=1$$

$$I_p:=1$$

Paso 9: restricciones a la irregularidad (Art. 21):

No se permiten irregularidades.

Verificación según Tabla 10 de la Norma E-030 del RNE, la estructura será modificada en caso de que no cumplan con las restricciones de esta tabla.

Tabla 34. Categoría de la edificación e irregularidad

CATEGORÍA DE LA EDIFICACIÓN	ZONA	RESTRICCIONES
A1 y A2	4, 3 Y 2	No se permiten Irregularidades
	1	No se permiten Irregularidades extremas
B	4, 3 Y 2	No se permiten Irregularidades extremas
	1	Sin restricciones
C	4 Y 3	No se permiten Irregularidades extremas
	2	No se permiten Irregularidades extremas excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8m de altura en total.
	1	Sin restricciones

Paso 10: coeficiente de reducción de fuerza sísmica (Art. 22 Norma E-030):

$$R_X := R_{0X} \cdot I_a \cdot I_p = 8$$

$$R_Y := R_{0Y} \cdot I_a \cdot I_p = 8$$

Etap 3. Análisis estructural

Paso 11: modelos de análisis (Art. 25)

Proyecto: Modelamiento elementos estructurales concreto armado

Clave: Modelo_Sutuna_II_Placas_C°A°

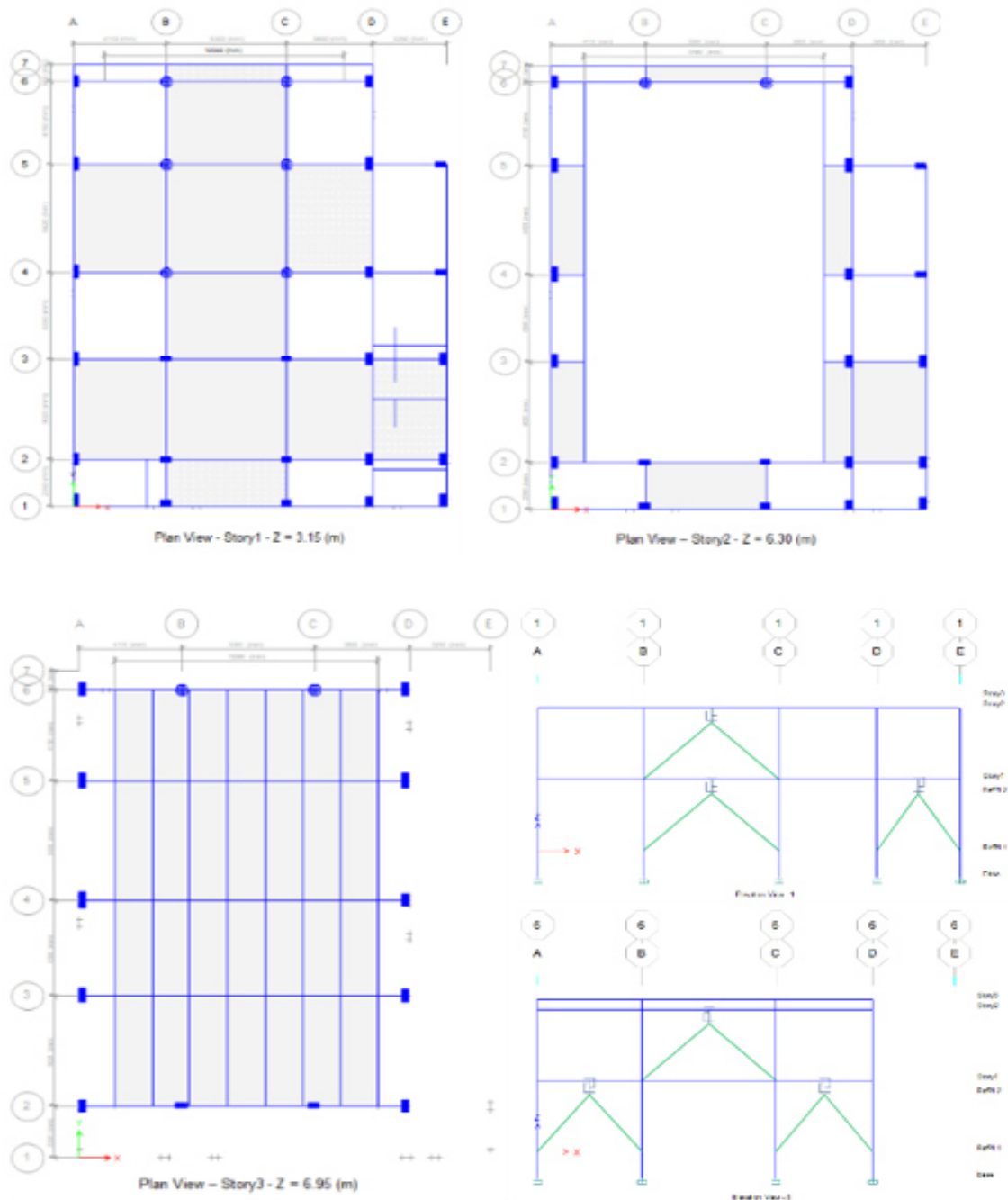


Figura 89. Modelo analítico de la propuesta estructural 3

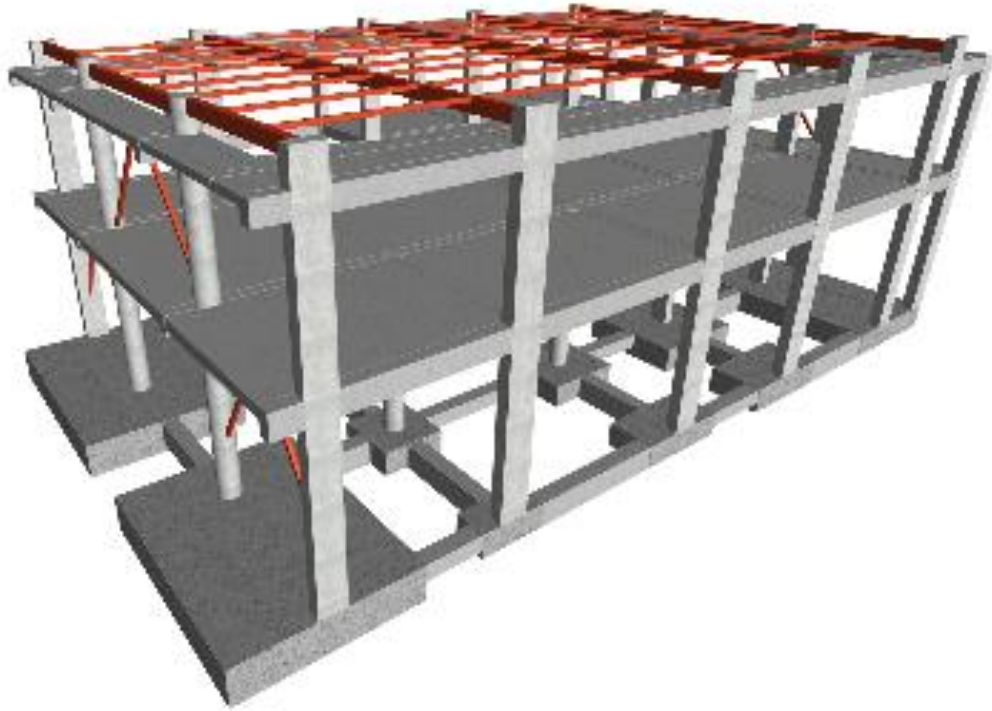


Figura 90. Vista 3D, Propuesta 03

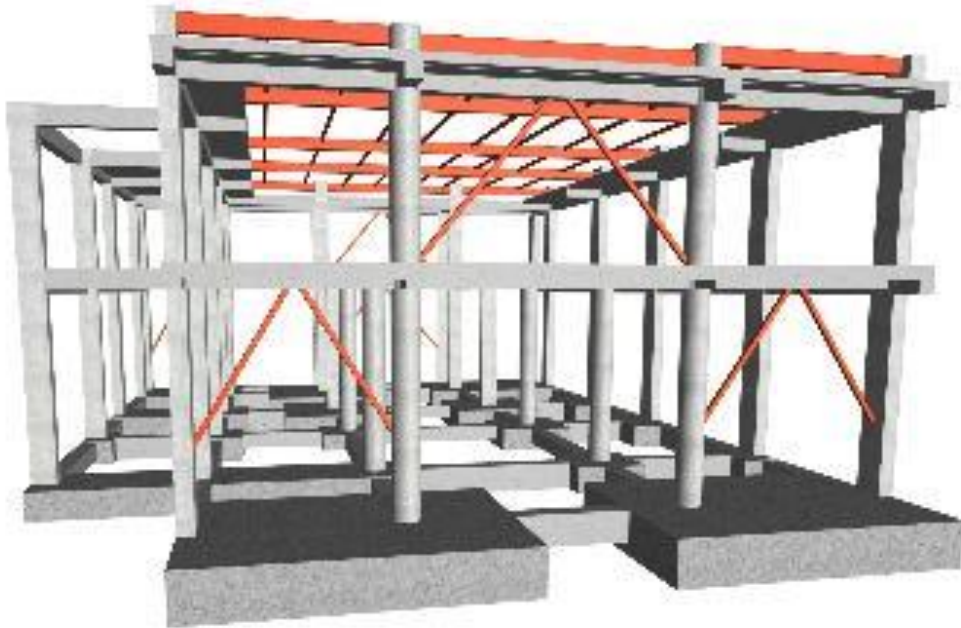


Figura 91. Vista 3D 2, Propuesta 03

Tabla 35. Niveles del edificio

Planta	Planta	Altura	Sobrecarga de uso	
	N	h	Categoría	Valor
	#	(m)		(t/m ²)
NCob+6.75	3	0.6	3	0.1
N2+6.30	2	3.15	1	0.1
N1+3.15	1	3.15	1	0.4
NPT+0.00	0	1.2	1	0

$$h_0 := 1.2$$

$$h_1 := 3.15$$

$$h_2 := 3.15$$

$$h_3 := 0.65$$

$$h_T := h_0 + h_1 + h_2 + h_3 = 8.15$$

Tabla 36. Materiales utilizados

MATERIALES UTILIZADOS			
Concreto			
Elemento	Concreto	f_c (kp/cm ²)	Tamaño máximo del árido (mm)
Todos	$f_c=210$	210	19
Aceros por elemento y posición			
Aceros en barras			
Elemento	Acero	f_{yk} (kp/cm ²)	g_s
Todos	Grado 60	4200	1
Aceros en perfiles			
Tipo de acero para perfiles	Acero	Límite elástico (kp/cm ²)	Módulo de elasticidad (kp/cm ²)
Acero conformado	ASTM A 36	2548	2069317
Acero laminado	ASTM A 36	2548	2038736

Paso 12: estimación del peso (Art. 26 Norma E-030)

El peso sísmico total de la estructura es la suma de los pesos sísmicos de todas las plantas.

$$P_{s1} := 389.9847 \text{ ton} \quad P_{s2} := 131.4419 \text{ ton} \quad P_{s3} := 16.6785 \text{ ton}$$

$$P := P_{s1} + P_{s2} + P_{s3} = 538.105 \text{ ton}$$

Paso 13: procedimiento de análisis sísmico (Art. 27 al 30)

Paso 13a: análisis estático (Art. 28)

Determinación del periodo fundamental (T)

$$T_x := \frac{h_T}{C_{TX}} = 0.233$$

$$T_y := \frac{h_T}{C_{TY}} = 0.233$$

Determinación del valor C

$$C(T_x) = 2.5$$

$$C(T_y) = 2.5$$

$$S_{a_x} := \frac{Z \cdot U \cdot C(T_x) \cdot S}{R_x} = 0.232$$

$$S_{a_y} := \frac{Z \cdot U \cdot C(T_x) \cdot S}{R_x} = 0.232$$

Fuerza cortante en la base V.

$$V_x := \frac{Z \cdot U \cdot C(T_x) \cdot S}{R_x} \cdot P = 124.857 \text{ ton}$$

$$V_y := \frac{Z \cdot U \cdot C(T_y) \cdot S}{R_y} \cdot P = 124.857 \text{ ton}$$

Distribución de fuerzas sísmicas en altura

$$k_x := \begin{cases} 2 & \text{if } T_x > 2 \\ \text{if } T_x > 0.5 \\ 0.75 + 0.5 T_x & \\ 1 & \text{else} \end{cases}$$

$$k_x = 1$$

$$k_y := \begin{cases} 2 & \text{if } T_x > 2 \\ \text{if } T_x > 0.5 \\ 0.75 + 0.5 T_x & \\ 1 & \text{else} \end{cases}$$

$$k_y = 1$$

$$P_d := P_{s1} \cdot h_1^{k_x} + P_{s2} \cdot h_2^{k_x} + P_{s3} \cdot h_3^{k_x} = 1653.33 \text{ ton}$$

Fuerzas para aplicar en los centros de masas

$$V_{3X} := \frac{P_{s3} \cdot h_3^{k_x}}{P_d} \quad V_X = 0.819 \text{ ton}$$

$$V_{3Y} := \frac{P_{s3} \cdot h_3^{k_y}}{P_d} \quad V_X = 0.819 \text{ ton}$$

$$V_{2X} := \frac{P_{s2} \cdot h_2^{k_x}}{P_d} \quad V_X = 31.268 \text{ ton}$$

$$V_{2Y} := \frac{P_{s2} \cdot h_2^{k_y}}{P_d} \quad V_X = 31.268 \text{ ton}$$

$$V_{1X} := \frac{P_{s1} \cdot h_1^{k_x}}{P_d} \quad V_X = 92.771 \text{ ton}$$

$$V_{1Y} := \frac{P_{s1} \cdot h_1^{k_y}}{P_d} \quad V_X = 92.771 \text{ ton}$$

$$V_{1X} + V_{2X} + V_{3X} = 124.857 \text{ ton}$$

$$V_{1Y} + V_{2Y} + V_{3Y} = 124.857 \text{ ton}$$

Paso 13b: análisis dinámico (Art. 29)

Fase 1. Análisis dinámico modal espectral con un mismo disipador (*frame*) para todos los casos.

Se realiza un análisis dinámico modal convencional agregando los dispositivos de disipación montados sobre diagonales de acero en configuración "Chevron".

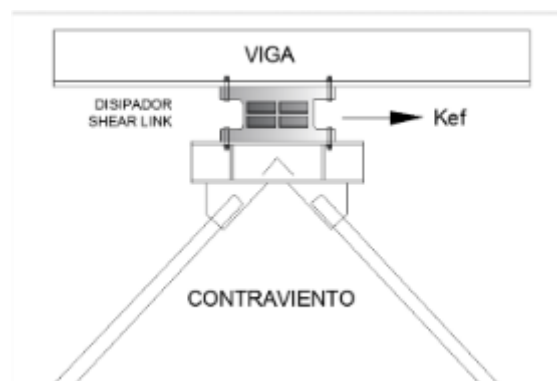


Figura 92. Diagonales de acero con disipador SLB

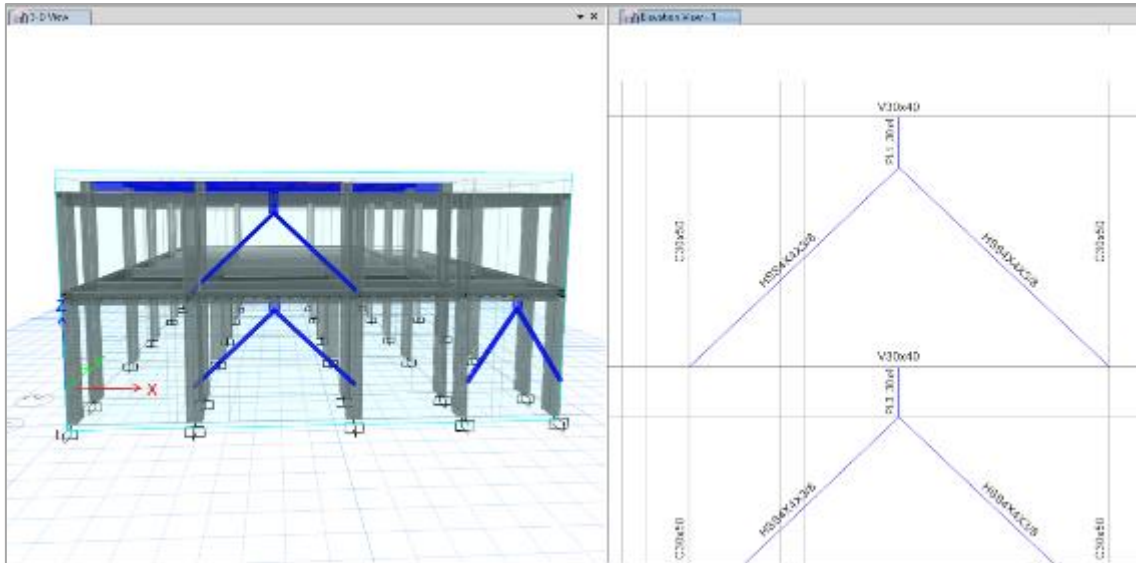


Figura 93. Modelo con disipadores SLB, vista 3D

Se define el disipador genérico para todos los casos como elemento *frame*, definiendo las características geométricas, propiedades de material como acero A36.

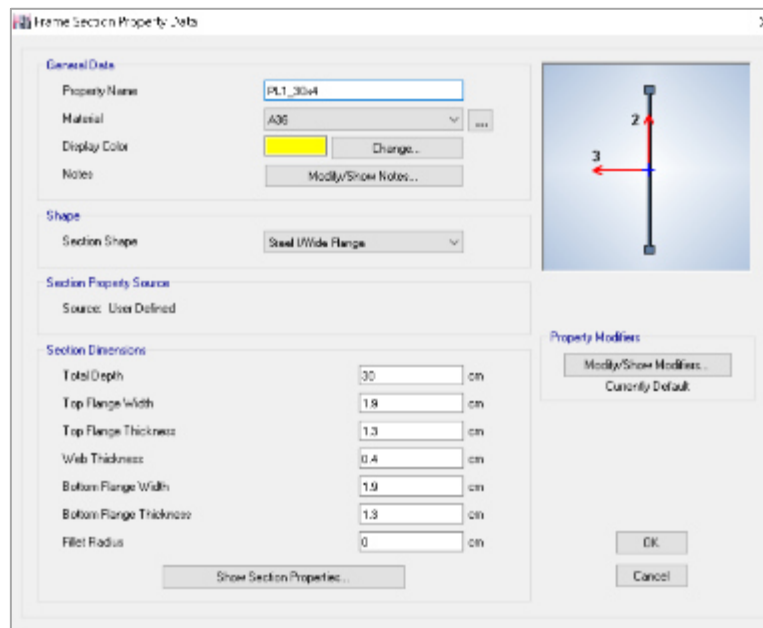


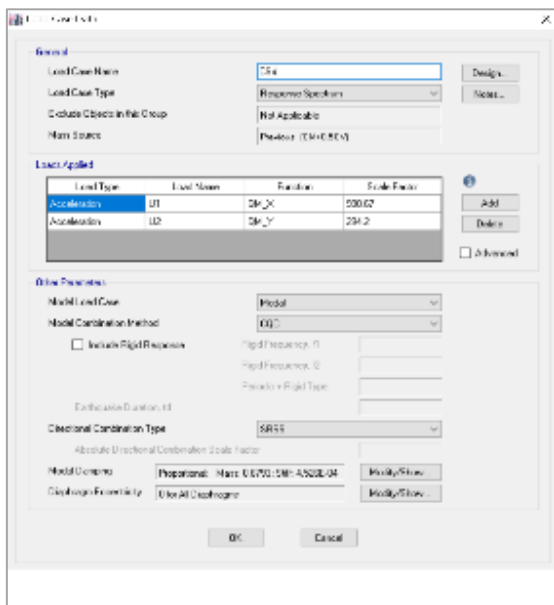
Figura 94. Definición del disipador PL30x4, como elemento frame

Se asignan los disipadores conectando las diagonales de acero con la viga de concreto. Es importante liberar el extremo del disipador para no tomar fuerza axial.

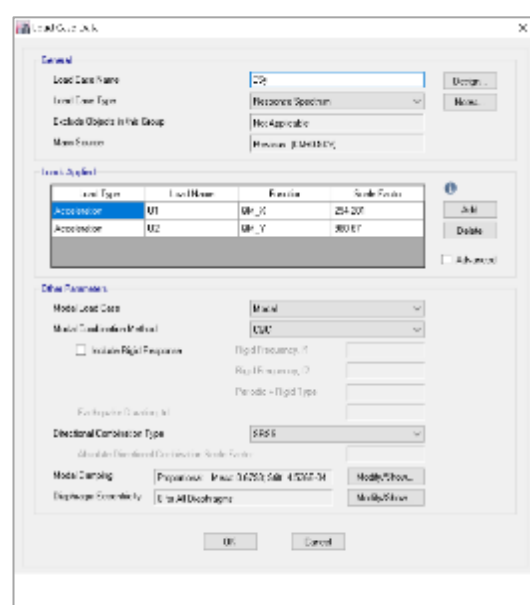


Figura 95. Desconexión a fuerzas axiales

Se definen los casos de análisis sísmico considerando efectos bidireccionales (100% de la componente más 30% de la componente perpendicular a ella). Se recomienda utilizar el método CQC (combinación cuadrática completa) para el caso de que existan periodos muy cercanos entre sí.



Caso sísmico dirección 100%X +30%Y



Caso sísmico dirección 30%X +100%Y

Figura 96. Casos sísmicos

Asignación de un diafragma rígido para la transmisión del cortante sísmico.

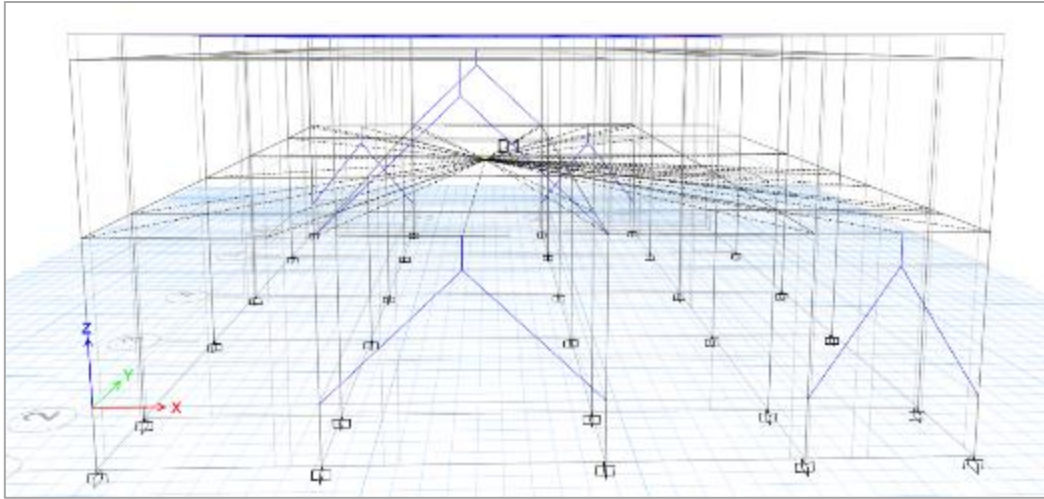


Figura 97. Vista del diafragma rígido, nivel 1

Modos de vibración, periodos naturales y masas participantes

Tabla 37. Ratios de participación modal de masas

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
Modal	1	0.259	0.000	0.962	0.000	0.000	0.962	0.000	0.150	0.000	0.000	0.150	0.000	0.000
Modal	2	0.248	0.974	0.000	0.000	0.975	0.962	0.000	0.000	0.124	0.000	0.150	0.124	0.000
Modal	3	0.208	0.000	0.000	0.000	0.975	0.962	0.000	0.004	0.007	0.976	0.155	0.131	0.976
Modal	4	0.098	0.025	0.000	0.000	1.000	0.962	0.000	0.000	0.839	0.000	0.155	0.970	0.976
Modal	5	0.087	0.000	0.037	0.000	1.000	0.999	0.000	0.824	0.001	0.000	0.979	0.970	0.976
Modal	6	0.073	0.000	0.001	0.000	1.000	1.000	0.000	0.015	0.003	0.021	0.994	0.973	0.997
Modal	7	0.063	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.001	0.010	0.003	0.995	0.983	1.000
Modal	8	0.052	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.002	0.016	0.000	0.997	0.999	1.000
Modal	9	0.038	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.997	0.999	1.000
Modal	10	0.037	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.003	0.000	0.000	1.000	0.999	1.000
Modal	11	0.031	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	0.999	1.000

T1: traslacional en Y "OK"

T2: traslacional en X "OK"

T3: rotacional "OK"

Tabla 38. *Periodos y frecuencias*

Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec	Circular Frequency rad/sec	Eigenvalue rad ² /sec ²
Modal	1	0.259	3.86	24.2561	588.3589
Modal	2	0.248	4.04	25.3864	644.4708
Modal	3	0.208	4.803	30.1762	910.6036
Modal	4	0.098	10.24	64.3369	4139.2338
Modal	5	0.087	11.488	72.1805	5210.0203
Modal	6	0.073	13.721	86.2146	7432.9608
Modal	7	0.063	15.898	99.8931	9978.632
Modal	8	0.052	19.358	121.6317	14794.2654
Modal	9	0.038	26.534	166.7198	27795.4948
Modal	10	0.037	27.384	172.0579	29603.9057
Modal	11	0.031	32.745	205.7403	42329.0607
Modal	12	0.029	34.988	219.8344	48327.1513

$$T_Y := 0.259$$

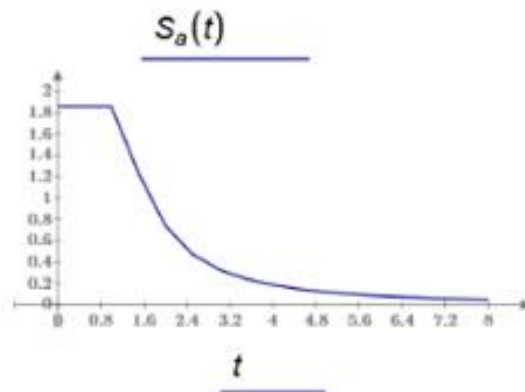
$$T_X := 0.248$$

Cálculo del periodo fundamental según ASCE 7-16

Para esto se requiere del espectro inelástico de pseudoaceleraciones para el periodo de un segundo.

$$S_a(t) := Z \cdot U \cdot C(t) \cdot S$$

$$(t) = \begin{bmatrix} 0 \\ 0.5 \\ 1 \\ 1.5 \\ 2 \\ 2.5 \\ 3 \\ 3.5 \\ 4 \\ 4.5 \\ 5 \\ 5.5 \\ \vdots \end{bmatrix} \quad S_a(t) = \begin{bmatrix} 1.856 \\ 1.856 \\ 1.856 \\ 1.238 \\ 0.743 \\ 0.475 \\ 0.33 \\ 0.242 \\ 0.186 \\ 0.147 \\ 0.119 \\ 0.098 \\ \vdots \end{bmatrix}$$



$$S_a(1) = 1.856$$

$$C_u := 1.5$$

$$h_n := h_T = 8.15$$

$$S_{d1X} := \frac{S_a(1)}{8} = 0.232 \quad S_{d1Y} := \frac{S_a(1)}{8} = 0.232$$

Para ello se hace uso de los coeficiente y parámetros de las Tablas 27 y 28 mostradas líneas abajo.

Tabla 39. Coeficiente para limite superior en periodo calculado

Design Spectral Response Acceleration Parameter at 1 s, S_{D1}	Coefficient C_u
≥ 0.4	1.4
0.3	1.4
0.2	1.5
0.15	1.6
≤ 0.1	1.7

Tabla 40. Valores de parámetros C_t y x de periodo aproximado

Table 12.8-2 Values of Approximate Period Parameters C_t and x

Structure Type	C_t	x
Moment-resisting frame systems in which the frames resist 100% of the required seismic force and are not enclosed or adjoined by components that are more rigid and will prevent the frames from deflecting where subjected to seismic forces:		
Steel moment-resisting frames	0.028 (0.0724) ^a	0.8
Concrete moment-resisting frames	0.016 (0.0466) ^a	0.9
Steel eccentrically braced frames in accordance with Table 12.2-1 lines B1 or D1	0.03 (0.0731) ^a	0.75
Steel buckling-restrained braced frames	0.03 (0.0731) ^a	0.75
All other structural systems	0.02 (0.0488) ^a	0.75

^aMetric equivalents are shown in parentheses.

El periodo fundamental en la dirección el eje "X" (sistema disipadores SLB) será:

$$C_{uX} := 1.5$$

$$C_{tX} := 0.0488$$

$$x := 0.75$$

$$T_a := C_{tx} \cdot h_n^x = 0.235$$

El periodo fundamental de la edificación, en la dirección analizada (X), deberá ser menor al máximo estimado según norma ASCE 7-16.

$$T_{XASCE} := C_{ux} \cdot T_a = 0.353$$

if $T_X \leq T_{XASCE}$	= "OK"
"OK"	
else	
"Reducir Tx"	

El periodo fundamental en la dirección el eje "Y" (sistema aporticado) será:

$$C_{uY} := 1.5$$

$$C_{ty} := 0.0466$$

$$x := 0.9$$

$$T_a := C_{tx} \cdot h_n^x = 0.322$$

El periodo fundamental de la edificación, en la dirección analizada (Y), deberá ser menor al máximo estimado según norma ASCE 7-16

$$T_{YASCE} := C_{uY} \cdot T_a = 0.484$$

if $T_Y \leq T_{YASCE}$	= "OK"
"OK"	
else	
"Reducir Ty"	

Excentricidad accidental

Se considera un valor de 0.05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis.

Tabla 41. Excentricidad propuesta 3

Nivel	Diafragma	Xc.c.m m	Yc.c.m m	Xc.r. m	Yc.r. m	eX m	eY m
Nivel 1	D1	7.13	10.80	7.64	10.28	0.51	-0.53

c. c. m.: coordenadas del centro de masas de la planta (X, Y)

c. r.: coordenadas del centro de rigidez de la planta (X, Y)

eX: excentricidad del centro de masas respecto al centro de rigidez (X)

eY: excentricidad del centro de masas respecto al centro de rigidez (Y)

Longitud de la edificación en la dirección "X"

$$L_x := 16.44 \text{ m}$$

Longitud de la edificación en la dirección "Y"

$$L_y := 22.20 \text{ m}$$

Excentricidad máxima en la dirección "X":

$$eX := 0.05 \cdot L_y = 1.11 \text{ m}$$

Excentricidad máxima en la dirección "Y":

$$eY := 0.05 \cdot L_x = 0.822 \text{ m}$$

La excentricidad experimentada por la propuesta tres, basada en pórticos y disipadores SLB, es menor a la excentricidad máxima accidental permisible.

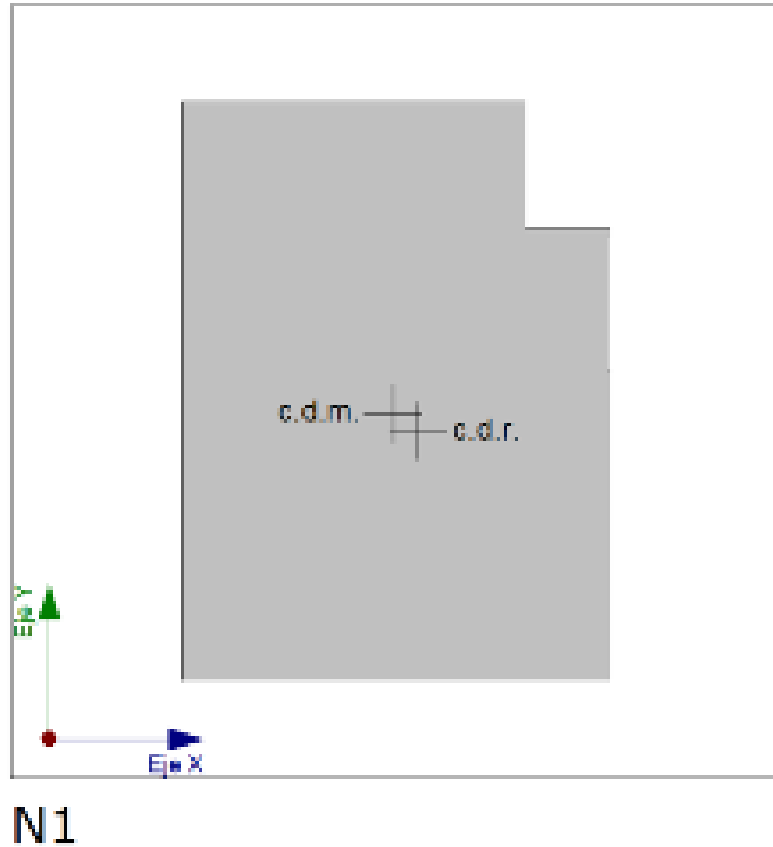


Figura 98. Vista centro de masas y centro de rigideces de la propuesta tres

Fuerzas y desplazamientos según modos de vibración

El cortante basal dinámico (V_d), por dirección e hipótesis sísmica, se obtiene mediante la combinación cuadrática completa (CQC) de los cortantes en la base por hipótesis modal.

Tabla 42. Fuerzas por nivel

Nivel	Comb. Carga	Loc.	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
Cobertura	CSx Max	Base	0	4.65	1.48	55.53	0.67	2.09
Nivel 2	CSx Max	Base	0	39.11	12.19	383.99	39.06	125.30
Nivel 1	CSx Max	Base	0	116.27	34.29	1241.48	187.25	628.86

Story	Comb. Carga	Loc.	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
Cobertura	CSy Max	Base	0	1.40	4.93	36.12	2.22	0.63
Nivel 2	CSy Max	Base	0	11.74	40.62	360.09	130.16	37.61
Nivel 1	CSy Max	Base	0	34.89	114.26	949.15	624.05	188.70

$$V_{dx} := 116.273 \text{ ton}$$

$$V_{dy} := 114.2637 \text{ ton}$$

Vd,X: cortante basal dinámico en dirección X, por hipótesis sísmica

Vd,Y: cortante basal dinámico en dirección Y, por hipótesis sísmica

Tabla 43. Deriva según nivel y dirección de análisis

Nivel	Comb. Carga	Direc.	Deriva	Etiqueta	X m	Y m	Z m
Cobertura	CSx_D Max	X	0.0021	64	0	11.72	6.75
Nivel 2	CSx_D Max	X	0.0029	43	16.46	11.72	6.3
Nivel 1	CSx_D Max	X	0.0044	36	9.41	21.29	3.15
Story	Load Case/Combo	Direc.	Deriva	Etiqueta	X m	Y m	Z m
Cobertura	CSy_D Max	Y	0.0033	35	4.11	21.29	6.75
Nivel 2	CSy_D Max	Y	0.0033	36	9.41	21.29	6.3
Nivel 1	CSy_D Max	Y	0.0046	60	16.46	2.35	3.15

Tabla 44. Ratio de desplazamiento máximo relativo

Nivel	Comb. Carga	Direc.	Desp. Máxima mm	Desp. Prom. mm	Ratio
Cobertura	CSx_D Max	X	0.93	0.56	1.66
Nivel 2	CSx_D Max	X	9.10	7.46	1.22
Nivel 1	CSx_D Max	X	19.09	18.90	1.01
Nivel	Comb. Carga	Direc.	Desp. Máxima mm	Desp. Prom. mm	Ratio
Cobertura	CSy_D Max	Y	1.48	1.11	1.33
Nivel 2	CSy_D Max	Y	10.42	10.07	1.03
Nivel 1	CSy_D Max	Y	19.94	19.83	1.01

Deriva máxima para sistema aporticado en X:

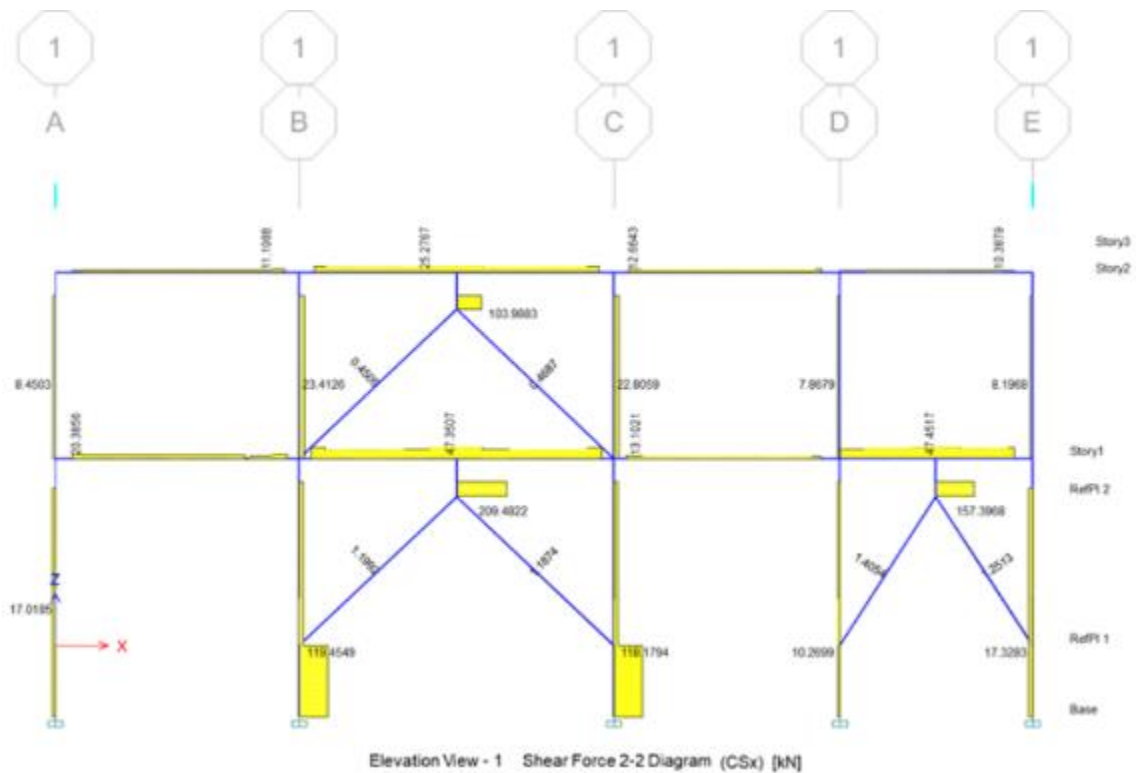
$$\Delta_{Xmax} := 0.007$$

Deriva máxima para sistema aporticado en Y:

$$\Delta_{Ymax} := 0.007$$

Se observa que las derivas experimentadas por la propuesta tres, son menores que las máximas permisibles por la norma peruana E-030 2018.

Cálculo de fuerza cortante en dispositivos SLB PL30x4 (*frame*) con fines de predimensionamiento (Fase 1)



Fase 1		
Story	Element	Modal V2 (KN)
Story2	PL01	103.99
Story2	PL02	96.15
Story1	PL03	209.48
Story1	PL04	157.40
Story1	PL05	178.97
Story1	PL06	174.75

Fuerzas sísmicas verticales

No aplica

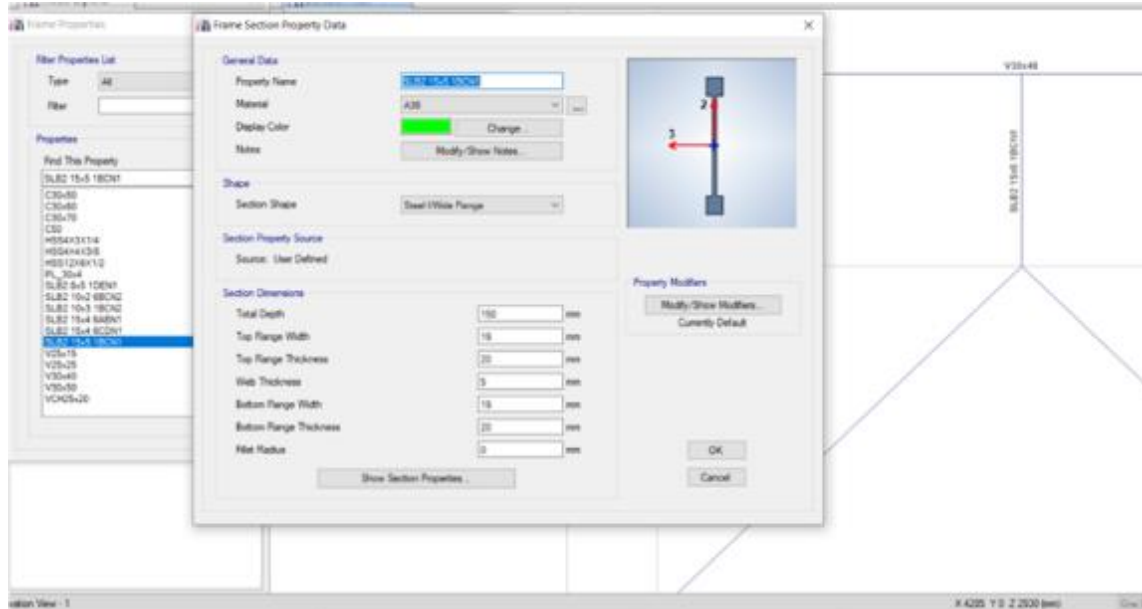
Fase 2. Modelado simplificado de los disipadores (*frame*) de acuerdo con su cortante.

Modelado simplificado del dispositivo *Shear Link Bozzo* (SLB), como elemento "*frame*" de acuerdo a su cortante (Fy: fuerza de plastificación)

Tabla 45. Dispositivos SLB, 2018

Parámetros de diseño para los disipadores SHEAR LINK BOZZO										
Dispositivo	ed (mm)	er1 (mm)	er2 (mm)	ev (mm)	K ₁ (KN/cm)	K ₂ (KN/cm)	D _y (mm)	F _y (KN)	F _{res} (KN)	E _D (KN.cm)
SLB2 6_2	19	13	-	2	363.33	9.75	0.980	35.60	69.01	67.08
SLB2 6_3	19	13	-	3	397.80	10.75	1.031	41.00	79.21	99.25
SLB2 6_4	19	13	-	4	421.73	11.65	1.065	44.90	88.58	108.31
SLB2 6_5	19	13	-	5	439.60	12.78	1.078	47.40	96.67	115.18
SLB2 8_2	19	15	-	2	592.87	13.86	0.811	48.10	92.76	119.78
SLB2 8_3	19	15	-	3	676.27	15.38	0.858	58.00	107.57	141.77
SLB2 8_4	19	15	-	4	737.00	16.28	0.900	66.30	120.87	159.39
SLB2 8_5	19	15	-	5	784.27	17.43	0.927	72.70	133.29	173.71
SLB2 10_2	19	20	-	2	893.40	19.15	0.761	68.00	129.71	169.89
SLB2 10_3	19	20	-	3	1039.13	21.57	0.780	81.10	148.63	198.84
SLB2 10_4	19	20	-	4	1149.53	22.96	0.803	93.00	166.26	224.54
SLB2 10_5	19	20	-	5	1237.80	14.93	0.906	112.20	182.26	246.55
SLB2 15_2	19	20	-	2	1571.47	31.17	0.648	101.80	199.61	258.66
SLB2 15_3	19	20	-	3	1961.47	37.36	0.643	126.10	240.45	318.16
SLB2 15_4	19	20	-	4	2290.27	42.03	0.654	149.70	276.57	373.16
SLB2 15_5	19	20	-	5	2575.60	45.69	0.670	172.50	310.13	424.52
SLB2 20_2	19	25	5	2	2073.33	37.83	0.601	124.60	243.14	316.64
SLB2 20_3	19	25	5	3	2630.13	46.27	0.597	156.90	298.30	396.26
SLB2 20_4	19	25	5	4	3105.53	53.03	0.606	188.30	348.53	470.63
SLB2 20_5	19	25	5	5	3520.20	58.63	0.620	218.40	395.71	540.18

Selección y asignación simplificada de los parámetros para disipador de energía SLB, según las características geométricas indicadas en la tabla, para un acero A36 (modelo *frame* simplificado), en la dirección “X”.



Fase 2		
Dispositivo	Fy	Modal
SLB	kN	V2 (KN)
SLB2 15x2	101.8	70.56
SLB2 10x3	81.1	70.15
SLB2 20x5	218.4	195.62
SLB2 15x5	172.5	131.66
SLB2 15x5	172.5	164.63
SLB2 15x5	172.5	161.30

Se realiza un análisis modal iterativo, hasta que la capacidad a cortante del dispositivo sea concordante con la demanda, según los resultados del modelamiento.

Luego de realizar el proceso, líneas abajo se muestra en la columna Fase 2.1.1, los dispositivos seleccionados para pasar a la Fase 3.

Tabla 46. Análisis modal iterativo

Fase 2.1			Fase 2.1.1		
Dispositivo	Fy	Modal	Dispositivo	Fy	Modal
SLB	kN	V2 (KN)	SLB	kN	V2 (KN)
SLB2 8x4	66.8	61.2	SLB2 8x3	58.0	57.2
SLB2 8x4	66.8	59.7	SLB2 8x3	58.0	56.4
SLB3 25x2	194.8	195.6	SLB3 25x2	194.8	195.6
SLB2 15x3	126.1	131.6	SLB2 15x3	126.1	131.5
SLB2 20x3	156.9	157.8	SLB2 20x3	156.9	157.8
SLB2 20x3	156.9	154.4	SLB2 20x3	156.9	154.5

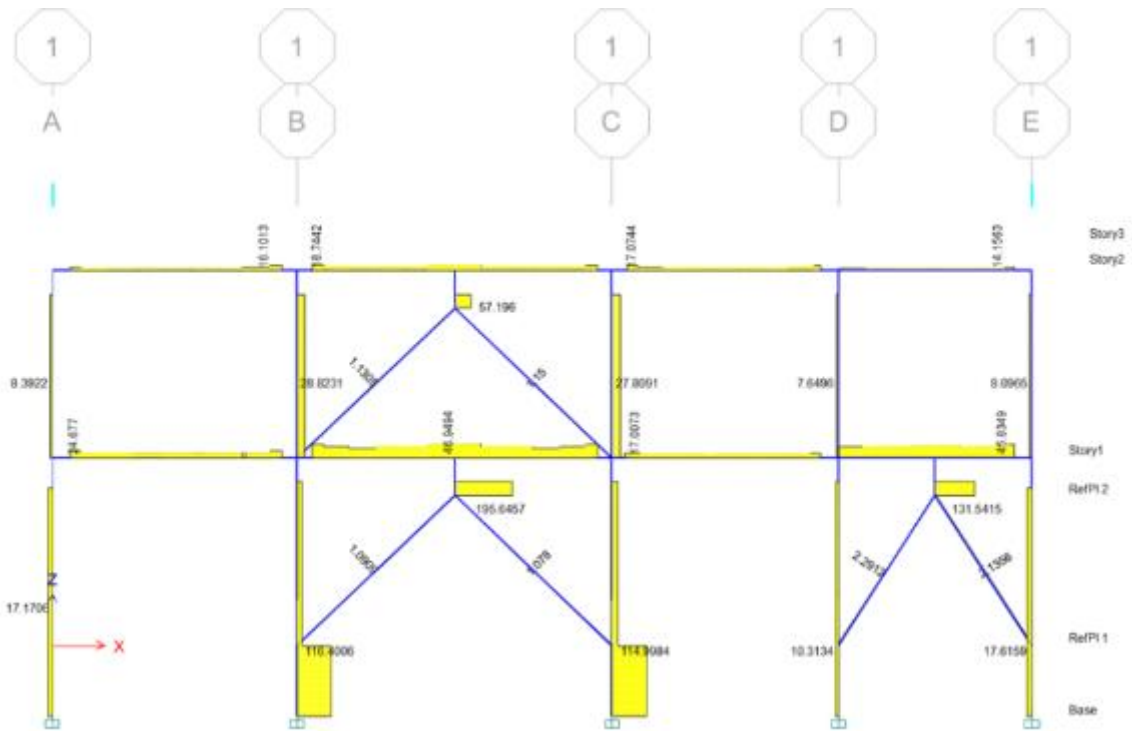


Figura 99. Vista de esfuerzos cortantes V2 en el eje 1, propuesta 3

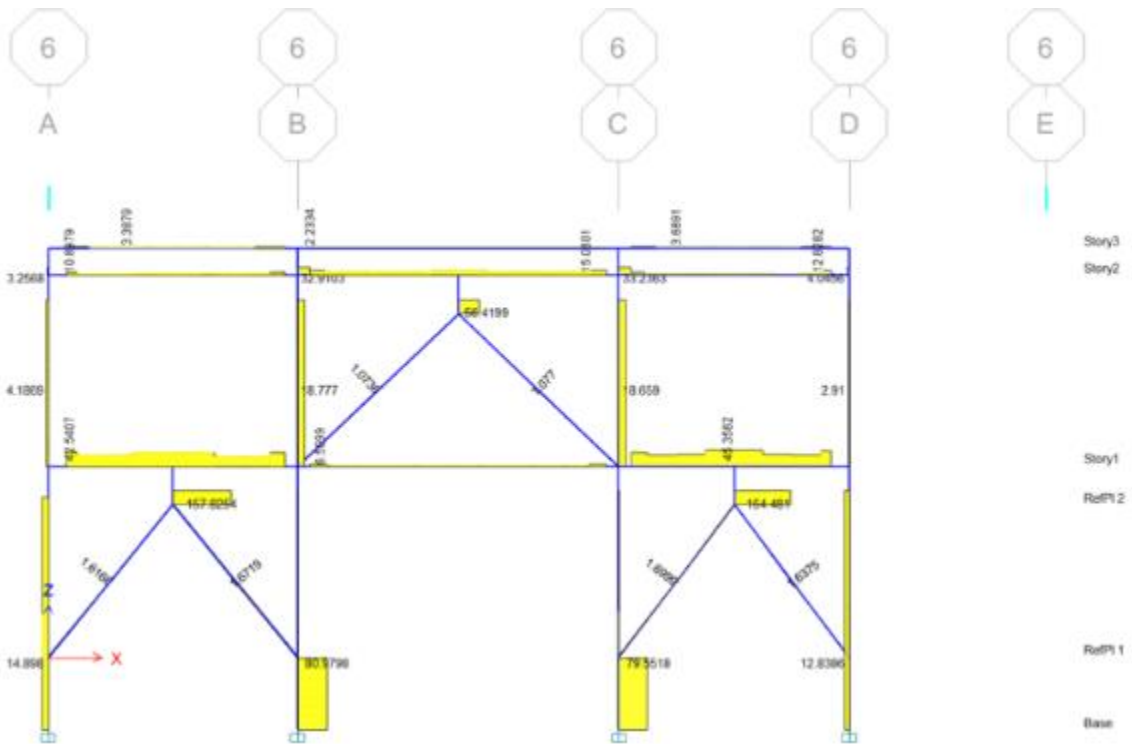


Figura 100. Vista de esfuerzos cortantes V2 en el eje 6, propuesta 3

Fase 3. Análisis lineal tiempo historia con disipadores (*link*)

Se asigna la respuesta no lineal de las conexiones SLB, seleccionadas en la Fase 2, utilizando el modelo plástico de *Wen* por medio de elementos no lineales tipo *link*. Asignando las propiedades obtenidas en laboratorio.

Tabla 47. Vista de dispositivos seleccionados en la fase 2

Fase 2.1			Fase 2.1.1		
Dispositivo SLB	Fy kN	Modal V2 (KN)	Dispositivo SLB	Fy kN	Modal V2 (KN)
SLB2 8x4	66.8	61.2	SLB2 8x3	58.0	57.2
SLB2 8x4	66.8	59.7	SLB2 8x3	58.0	56.4
SLB3 25x2	194.8	195.6	SLB3 25x2	194.8	195.6
SLB2 15x3	126.1	131.6	SLB2 15x3	126.1	131.5
SLB2 20x3	156.9	157.8	SLB2 20x3	156.9	157.8
SLB2 20x3	156.9	154.4	SLB2 20x3	156.9	154.5



Figura 101. Asignación de los parámetros a los dispositivos SLB

Para este análisis se requiere de registros de aceleraciones sísmicas escaladas. El software *spectral matching* crea registros sísmicos ajustándolos para que coincida con el espectro elástico de respuesta. Se ha hecho una comparación entre las respuestas de siete espectros de señales ajustadas en una condición de suelo S3.

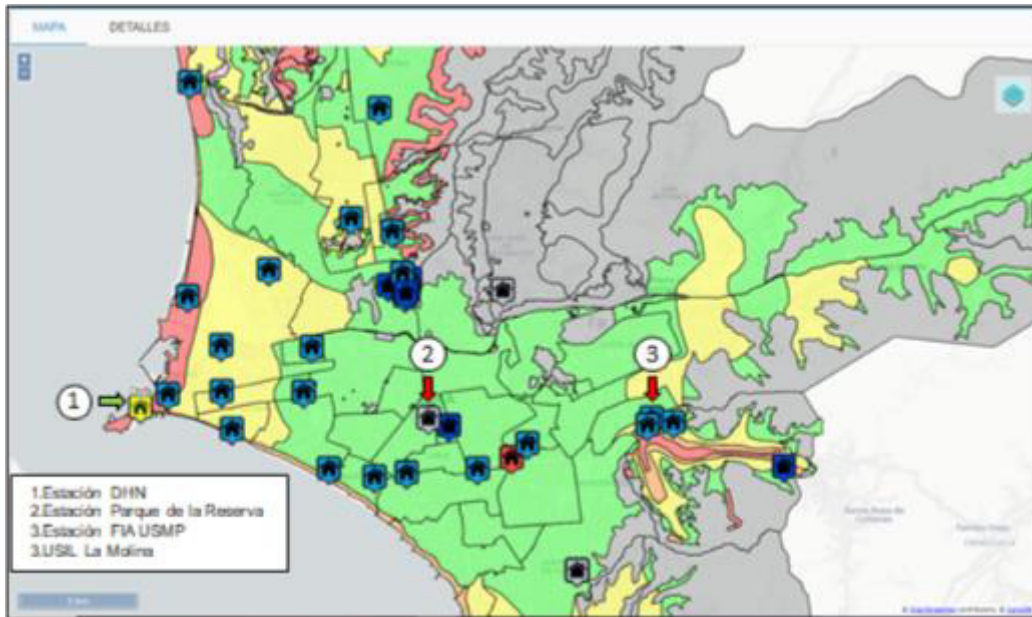


Figura 102. Vista de las estaciones acelerográficas cercanas al área del proyecto
Tabla 48. Datos de los registros de aceleraciones sísmicas considerados

Tabla 49. Estaciones acelerográficas cercanas

Estación	Evento	Dirección	PGA (g)	Duración
				(s)
Parque De La Reserva	17-oct-66	E-W	1.157	3.5
		N-S	0.907	
Parque De La Reserva	31-may-70	E-W	0.982	3.6
		N-S	0.882	
Parque De La Reserva	03-oct-74	E-W	0.822	3.6
		N-S	1.443	
FIA USMP	14-ene-18	E-W	2.543	3.35
		N-S	3.489	
FIA USMP	22-feb-19	E-W	9.762	3.25
		N-S	15.14	
USIL La Molina	26-may-19	E-W	1.285	7
		N-S	1.142	
DHN	15-ago-07	E-W	0.909	9
		N-S	0.873	

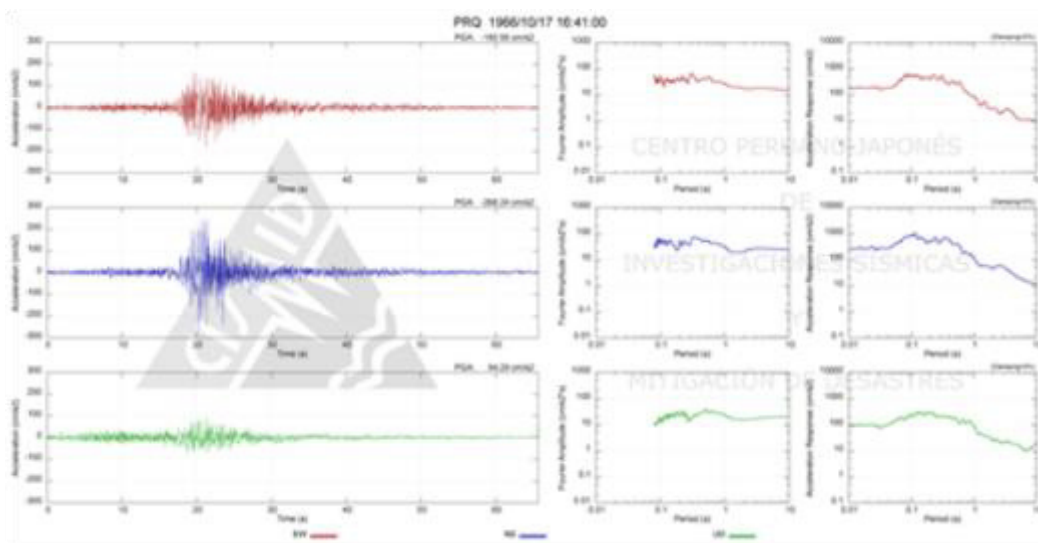


Figura 103. Estación Parque de la Reserva 17 oct. 1966

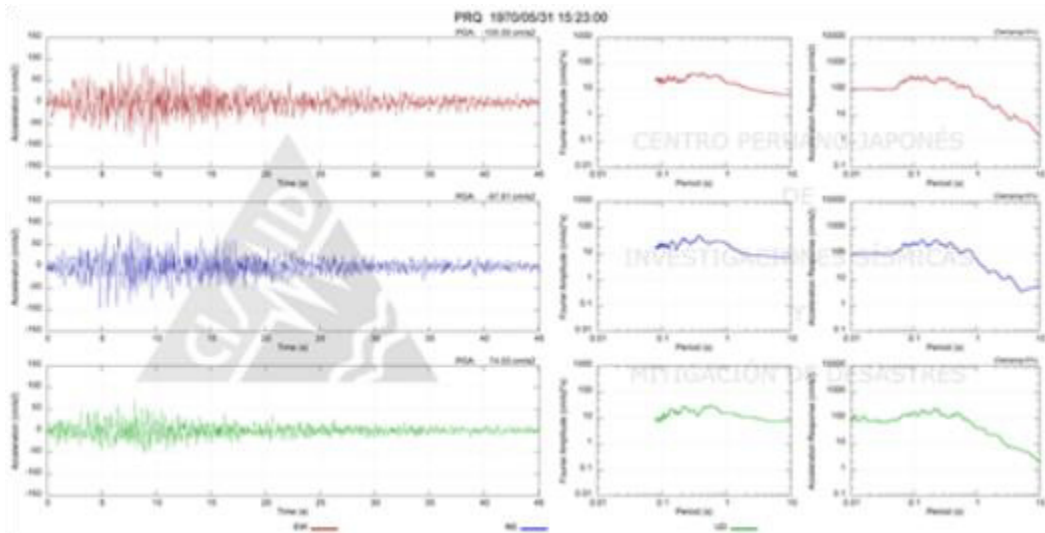


Figura 104. Estación Parque de la Reserva 31 mayo 1970

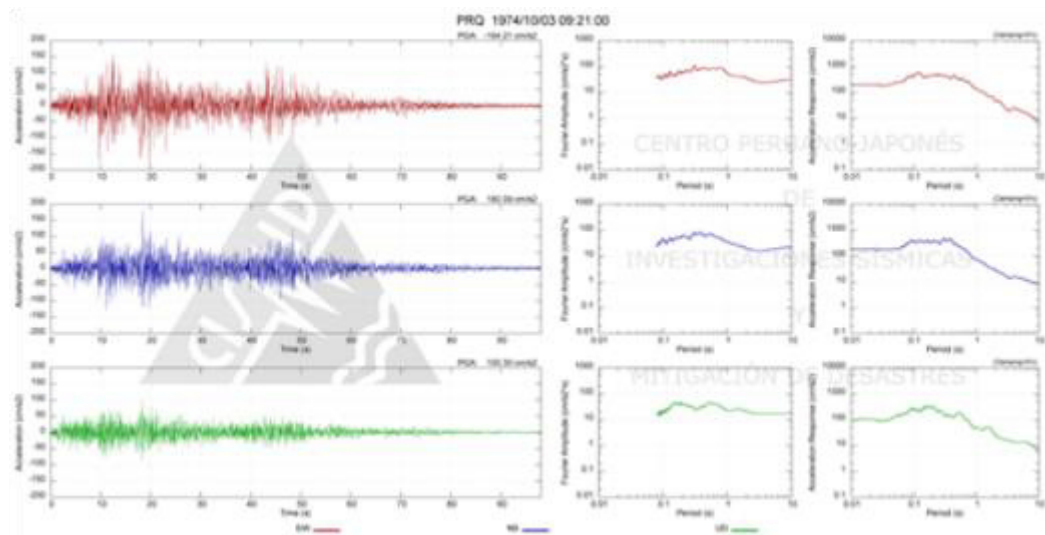


Figura 105. Estación Parque de la Reserva 3 oct. 1974

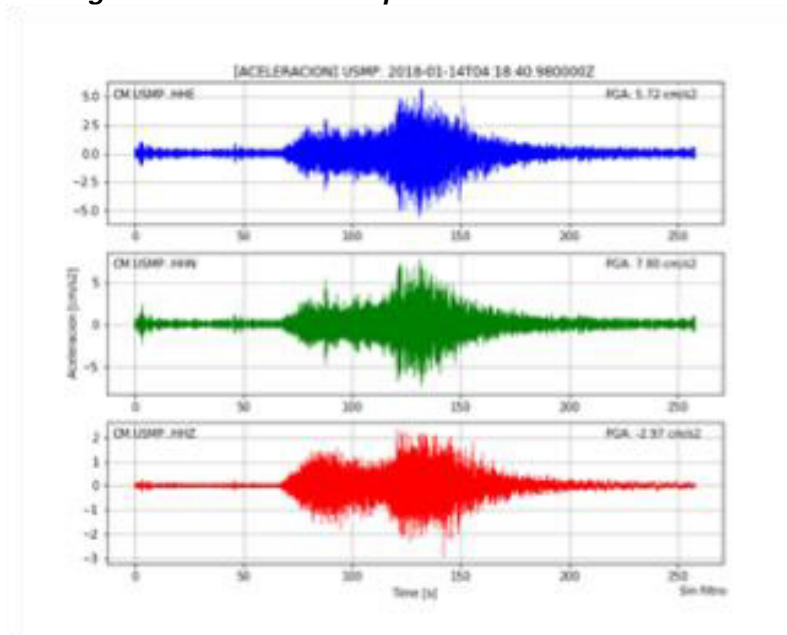


Figura 106. Estación FIA-USMP (LIM010) 14 ene. 2018

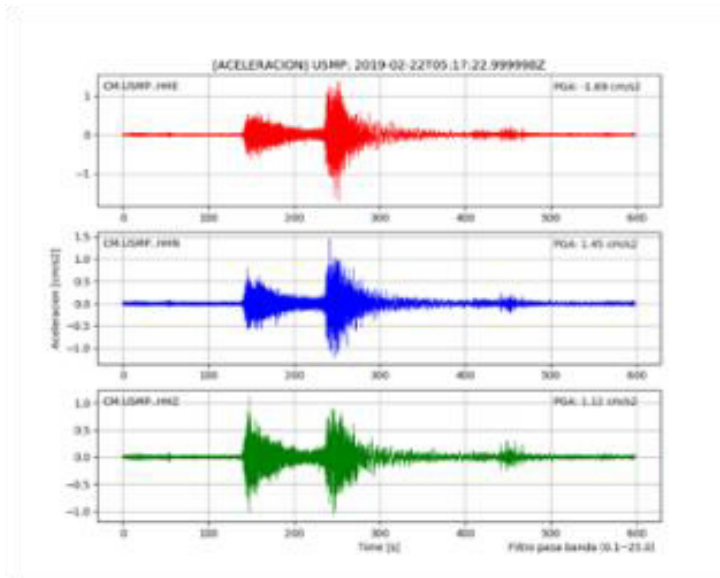


Figura 107. Estación FIA-USMP (LIM010) 22 feb. 2019

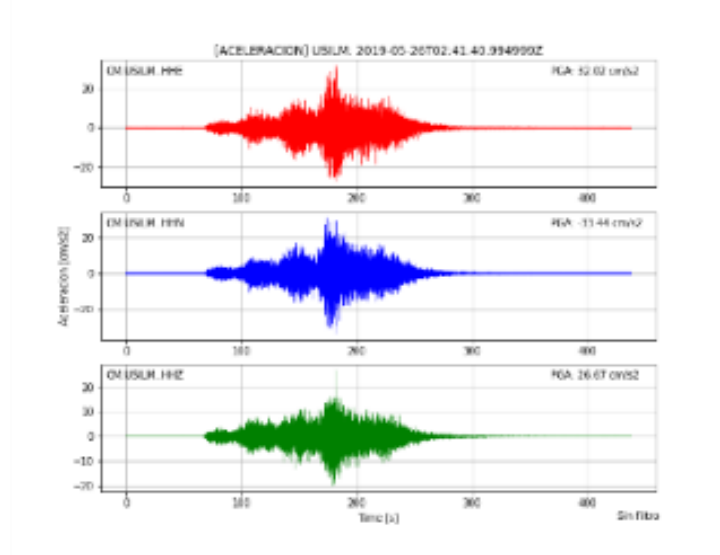


Figura 108. Estación USILM (LIM037) 26 mayo 2019

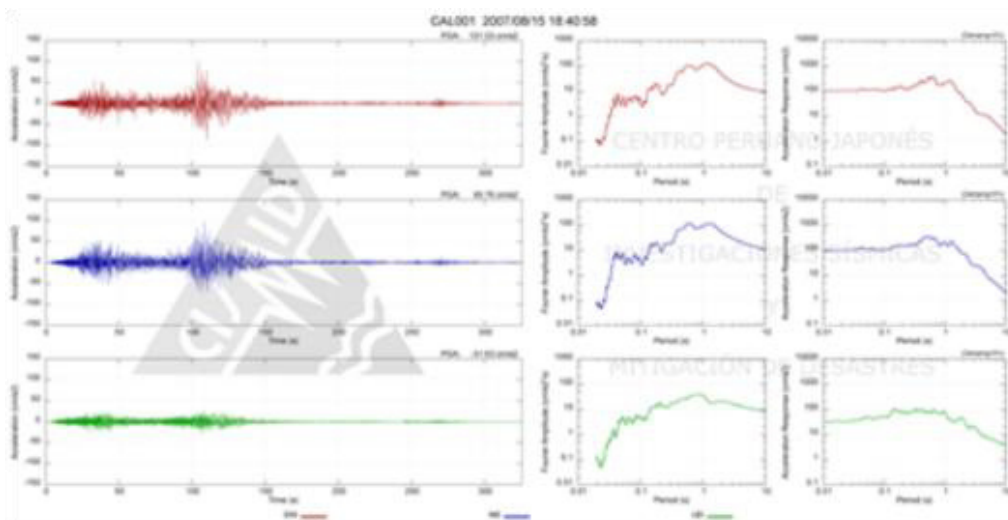


Figura 109. Estación DHN 15 ago. 2007

En la Figura 110, mostrada líneas abajo, se puede observar un ejemplo de escalamiento del espectro de aceleraciones registrado a el espectro objetivo según los parámetros de la zona.

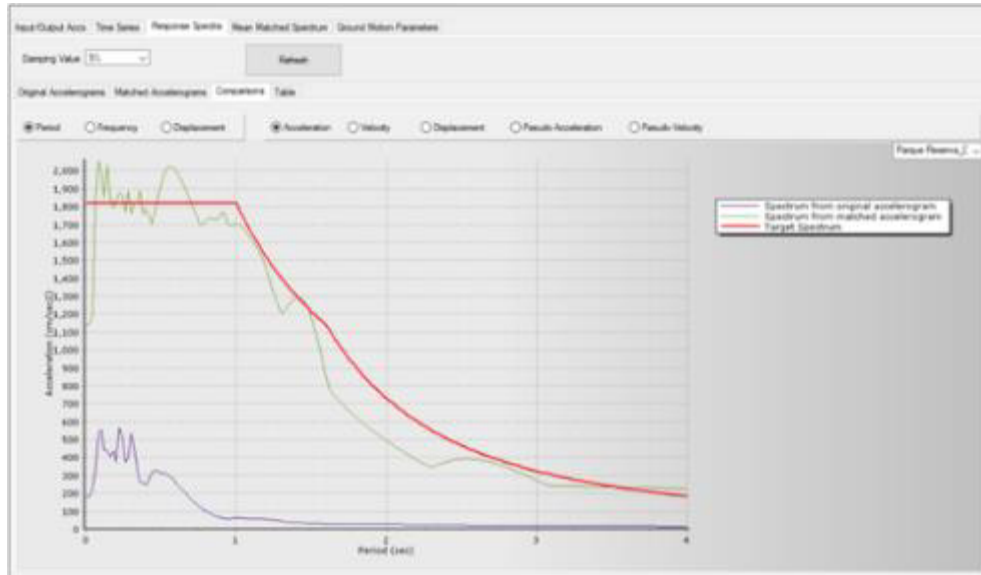


Figura 110. Ejemplo de escalamiento de los espectros de aceleraciones

Definición del caso de carga, para este caso de estudio se realizará un análisis no lineal tiempo historia modal.

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	S_030.ct1974-EW	0.01
Acceleration	U2	S_030.ct1974-NS	0.003

Figura 111. Definición del caso de carga

Asignar un amortiguamiento de 2% según rango de periodos.

Los resultados obtenidos de la Fase 3, referente a fuerzas cortantes elásticas actuantes en los dispositivos disipadores, según registro de aceleración sísmica, se muestran líneas abajo.

Tabla 50. Fuerzas cortantes “V2” en disipadores SLB

Load Case/Combo	Link	Story	Valores					
			Mín. P (kN)	Máx. de V2 (kN)	Máx. de V3 (kN)	Máx. de T (kN-cm)	Máx. de M2 (kN-cm)	Máx. de M3 (kN-cm)
ETHLX_15Ago2007 Min	K1	Story2	0.00	-626.37	0.00	0.00	0.00	-7359.89
	K2	Story2	0.00	-614.82	0.00	0.00	0.00	-7224.09
	K3	Story1	0.00	-1803.94	0.00	0.00	0.00	-21198.24
	K4	Story1	0.00	-1373.27	0.00	0.00	0.00	-18135.92
	K5	Story1	0.00	-1533.34	0.00	0.00	0.00	-18016.79
	K6	Story1	0.00	-1509.96	0.00	0.00	0.00	-17742.09
ETHLX_17Oct1966 Min	K1	Story2	0.00	-581.58	0.00	0.00	0.00	-28671.77
	K2	Story2	0.00	-594.13	0.00	0.00	0.00	-28098.64
	K3	Story1	0.00	-1457.98	0.00	0.00	0.00	-81301.39
	K4	Story1	0.00	-1108.30	0.00	0.00	0.00	-61880.85
	K5	Story1	0.00	-1258.62	0.00	0.00	0.00	-69353.15
	K6	Story1	0.00	-1239.30	0.00	0.00	0.00	-68307.41
ETHLX_31May1970 Min	K1	Story2	0.00	-588.15	0.00	0.00	0.00	-27212.80
	K2	Story2	0.00	-573.91	0.00	0.00	0.00	-27912.89
	K3	Story1	0.00	-1796.48	0.00	0.00	0.00	-77991.21
	K4	Story1	0.00	-1368.52	0.00	0.00	0.00	-59392.64
	K5	Story1	0.00	-1542.64	0.00	0.00	0.00	-66500.40
	K6	Story1	0.00	-1517.79	0.00	0.00	0.00	-65362.59
ETHLX_03Oct1974 Min	K1	Story2	0.00	-529.98	0.00	0.00	0.00	-30107.09
	K2	Story2	0.00	-528.12	0.00	0.00	0.00	-29623.33
	K3	Story1	0.00	-1577.62	0.00	0.00	0.00	-84971.32
	K4	Story1	0.00	-1201.48	0.00	0.00	0.00	-64669.71
	K5	Story1	0.00	-1349.60	0.00	0.00	0.00	-72368.86
	K6	Story1	0.00	-1328.56	0.00	0.00	0.00	-71277.17
ETHLX_14Ene2108 Min	K1	Story2	0.00	-585.69	0.00	0.00	0.00	-30972.30
	K2	Story2	0.00	-617.79	0.00	0.00	0.00	-31459.18
	K3	Story1	0.00	-1545.58	0.00	0.00	0.00	-75895.01
	K4	Story1	0.00	-1175.76	0.00	0.00	0.00	-57732.58
	K5	Story1	0.00	-1332.74	0.00	0.00	0.00	-67423.57
	K6	Story1	0.00	-1311.42	0.00	0.00	0.00	-66367.68
ETHLX_22Feb2109 Min	K1	Story2	0.00	-578.31	0.00	0.00	0.00	-31431.07
	K2	Story2	0.00	-587.46	0.00	0.00	0.00	-30923.71
	K3	Story1	0.00	-1639.14	0.00	0.00	0.00	-90300.46
	K4	Story1	0.00	-1247.91	0.00	0.00	0.00	-68767.06
	K5	Story1	0.00	-1432.67	0.00	0.00	0.00	-77429.98
	K6	Story1	0.00	-1409.67	0.00	0.00	0.00	-76157.26
ETHLX_26May2109 Min	K1	Story2	0.00	-490.98	0.00	0.00	0.00	-25792.90
	K2	Story2	0.00	-489.69	0.00	0.00	0.00	-25337.86
	K3	Story1	0.00	-1231.94	0.00	0.00	0.00	-73962.87
	K4	Story1	0.00	-936.56	0.00	0.00	0.00	-56310.10
	K5	Story1	0.00	-1044.50	0.00	0.00	0.00	-63847.20
	K6	Story1	0.00	-1028.99	0.00	0.00	0.00	-62898.98

Tabla 51. Fuerzas cortantes promedio "V2" en disipadores SLB

Promedio de V2 (kN)			
Story	Link		Total
Story2	K1	SLB2 8x3 (1)	-575.93
Story2	K2	SLB2 8x3 (2)	-577.59
Story1	K3	SLB3 25x2 (3)	-1607.08
Story1	K4	SLB2 15x3 (4)	-1223.13
Story1	K5	SLB2 20x3 (5)	-1378.43
Story1	K6	SLB2 20x3 (6)	-1356.96

Fase 4. Análisis no lineal tiempo historia con disipadores LSB (link)

Se asigna la respuesta no lineal de las conexiones SLB seleccionadas, asignando las propiedades obtenidas en laboratorio. A partir de los esfuerzos V2, obtenidos en la Fase 3, los cuales se dividen por un factor $F=12$, con este resultado se seleccionan los dispositivos para el análisis en la Fase 4.

Tabla 52. Dispositivos SLB seleccionados

Fase3	Fase 4 (F=12)		
THL	F=12	Dispositivo	Fy
V2 (kN)	kN	SLB	kN
-575.93	-47.99	SLB2 8x3	58.0
-577.59	-48.13	SLB2 8x3	58.0
-1607.08	-133.92	SLB2 20x3	156.9
-1223.13	-101.93	SLB2 10x5	112.2
-1378.43	-114.87	SLB2 15x3	126.1
-1356.96	-113.08	SLB2 15x3	126.1

Definición de análisis no lineal tiempo historia: se realiza un análisis no lineal tiempo historia modal, utilizando el modelo plástico de *Wen*, por medio de elementos no lineales tipo *link*



Figura 112. Asignación de los parámetros no lineales a dispositivos SLB

Los resultados obtenidos para esfuerzos cortantes (V2) en el análisis no lineal tiempo historia Modal, se muestran líneas abajo.

Tabla 53. Esfuerzo cortante “V2” en dispositivos seleccionados

Fase3 THL V2 (kN)	Fase 4 (F=12)		Fase 4 (D/C)		
	F=12 kN	Dispositivo SLB	Fy kN	THNL V2 (kN)	V2/Fy
-575.93	-47.99	SLB2 8x3	58.0	-82.2796	-1.42
-577.59	-48.13	SLB2 8x3	58.0	-84.4947	-1.46
-1607.08	-133.92	SLB2 20x3	156.9	-291.1259	-1.86
-1223.13	-101.93	SLB2 10x5	112.2	-155.6434	-1.39
-1378.43	-114.87	SLB2 15x3	126.1	-234.9392	-1.86
-1356.96	-113.08	SLB2 15x3	126.1	-234.3674	-1.86

Luego de evaluar la relación demanda-capacidad, se observa que existen dispositivos con una relación demanda-capacidad mayor a 1.5, por lo que, para estos casos se reduce el factor F, que permita obtener $D/C \leq 1.5$.

A continuación, se muestran los esfuerzos cortantes V2 obtenidos en los dispositivos SLB, para un factor F=4.

Tabla 54. Cortante actuante V2 promedio, en los dispositivos SLB, fase 4

Promedio de V2 (kN)			
Story	Link		Total
Story2	K1	SLB2 8x2 (1)	-65.39
Story2	K2	SLB2 8x2 (2)	-68.22
Story1	K3	SLB3 30x7 (3)	-641.99
Story1	K4	SLB3 25x6 (4)	-495.68
Story1	K5	SLB3 50x3 (5)	-551.54
Story1	K6	SLB3 50x3 (6)	-549.13

Tabla 55. Fuerzas cortantes V2, en los dispositivos SLB, F=4

Load Case/Co	Link	Story	Valores					
			Mín. P (kN)	Máx. de V2 (kN)	Máx. de V3 (kN)	Máx. de T (kN-cm)	Máx. de M2 (kN-cm)	Máx. de M3 (kN-cm)
ETHNLX_17Oct1966 Min	K1	Story2	0	-63.77	0.00	0.00	0.00	-3537.79
	K2	Story2	0	-65.40	0.00	0.00	0.00	-3661.92
	K3	Story1	0	-632.65	0.00	0.00	0.00	-34079.44
	K4	Story1	0	-488.88	0.00	0.00	0.00	-26291.22
	K5	Story1	0	-545.93	0.00	0.00	0.00	-29013.00
	K6	Story1	0	-543.25	0.00	0.00	0.00	-28869.75
ETHNLX_31May1970 Min	K1	Story2	0	-64.34	0.00	0.00	0.00	-3397.25
	K2	Story2	0	-67.73	0.00	0.00	0.00	-3589.15
	K3	Story1	0	-635.80	0.00	0.00	0.00	-30777.10
	K4	Story1	0	-490.67	0.00	0.00	0.00	-23806.31
	K5	Story1	0	-546.61	0.00	0.00	0.00	-26606.68
	K6	Story1	0	-544.50	0.00	0.00	0.00	-26506.56
ETHNLX_03Oct1974 Min	K1	Story2	0	-66.80	0.00	0.00	0.00	-3437.31
	K2	Story2	0	-68.19	0.00	0.00	0.00	-3624.18
	K3	Story1	0	-655.07	0.00	0.00	0.00	-34485.71
	K4	Story1	0	-505.42	0.00	0.00	0.00	-26639.91
	K5	Story1	0	-562.94	0.00	0.00	0.00	-29475.70
	K6	Story1	0	-560.69	0.00	0.00	0.00	-29351.90
ETHNLX_14Ene2018 Min	K1	Story2	0	-66.27	0.00	0.00	0.00	-3632.05
	K2	Story2	0	-71.68	0.00	0.00	0.00	-3799.46
	K3	Story1	0	-635.55	0.00	0.00	0.00	-33094.10
	K4	Story1	0	-490.64	0.00	0.00	0.00	-25667.60
	K5	Story1	0	-552.54	0.00	0.00	0.00	-28472.94
	K6	Story1	0	-550.10	0.00	0.00	0.00	-28341.93
ETHNLX_22Feb2019 Min	K1	Story2	0	-64.02	0.00	0.00	0.00	-3299.25
	K2	Story2	0	-66.35	0.00	0.00	0.00	-3510.59
	K3	Story1	0	-636.47	0.00	0.00	0.00	-32322.90
	K4	Story1	0	-491.71	0.00	0.00	0.00	-24981.43
	K5	Story1	0	-541.07	0.00	0.00	0.00	-27708.59
	K6	Story1	0	-538.58	0.00	0.00	0.00	-27591.23
ETHNLX_26May2019 Min	K1	Story2	0	-66.33	0.00	0.00	0.00	-3394.05
	K2	Story2	0	-69.85	0.00	0.00	0.00	-3626.44
	K3	Story1	0	-633.33	0.00	0.00	0.00	-32281.91
	K4	Story1	0	-489.15	0.00	0.00	0.00	-24929.66
	K5	Story1	0	-544.26	0.00	0.00	0.00	-27802.19
	K6	Story1	0	-541.85	0.00	0.00	0.00	-27679.86
ETHNLX_15Ago2007 Min	K1	Story2	0	-66.19	0.00	0.00	0.00	-3264.27
	K2	Story2	0	-68.34	0.00	0.00	0.00	-3448.51
	K3	Story1	0	-665.07	0.00	0.00	0.00	-31336.28
	K4	Story1	0	-513.33	0.00	0.00	0.00	-24218.19
	K5	Story1	0	-567.44	0.00	0.00	0.00	-26840.21
	K6	Story1	0	-564.93	0.00	0.00	0.00	-26728.19

Luego de realizar los análisis respectivos se observa que al usar un factor $F=4$, para los casos de relación $D/C > 1.5$, se logra el objetivo, el cual consiste en alcanzar que todos los dispositivos seleccionados tengan una relación $D/C \leq 1.5$.

Fase3	Fase 4 (F=12)			Fase 4 (D/C)		Fase 4 (F=4)			Fase 4 (D/C)	
THL	F=12	Dispositivo	Fy	THNL	V2/Fy	F=4	Dispositivo	Fy	THNL	V2/Fy
V2 (kN)	kN	SLB	kN	V2 (kN)		V2 (kN)	SLB	kN	V2 (kN)	
-575.93	-47.99	SLB2 8x3	58.0	-82.28	-1.42	-47.99	SLB2 8x2	48.1	-65.39	-1.36
-577.59	-48.13	SLB2 8x3	58.0	-84.49	-1.46	-48.13	SLB2 8x2	48.1	-68.22	-1.42
-1607.08	-133.92	SLB2 20x3	156.9	-291.13	-1.86	-401.77	SLB3 30x7	461.3	-641.99	-1.39
-1223.13	-101.93	SLB2 10x5	112.2	-155.64	-1.39	-305.78	SLB3 25x6	357.1	-495.68	-1.39
-1378.43	-114.87	SLB2 15x3	126.1	-234.94	-1.86	-344.61	SLB3 50x3	377.5	-551.54	-1.46
-1356.96	-113.08	SLB2 15x3	126.1	-234.37	-1.86	-339.24	SLB3 50x3	377.5	-549.13	-1.45

Modos de vibración, periodos naturales y masas participantes

Tabla 56. Ratios de masa de participación modal

Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
		sec												
Modal	1	0.260	0.9140	0.0489	0.0000	0.9140	0.0489	0.0000	0.0078	0.1398	0.0003	0.0078	0.1398	0.0003
Modal	2	0.259	0.0492	0.9133	0.0000	0.9632	0.9621	0.0000	0.1416	0.0072	0.0001	0.1494	0.1470	0.0005
Modal	3	0.218	0.0004	0.0004	0.0000	0.9636	0.9625	0.0000	0.0040	0.0056	0.9669	0.1534	0.1526	0.9673
Modal	4	0.107	0.0360	0.0000	0.0000	0.9996	0.9626	0.0000	0.0001	0.8330	0.0001	0.1534	0.9856	0.9674
Modal	5	0.087	0.0001	0.0330	0.0000	0.9997	0.9956	0.0000	0.7359	0.0017	0.0026	0.8893	0.9873	0.9700
Modal	6	0.080	0.0003	0.0043	0.0000	1.0000	0.9999	0.0000	0.1055	0.0044	0.0262	0.9948	0.9917	0.9962
Modal	7	0.061	0.0000	0.0000	0.0000	1.0000	0.9999	0.0000	0.0007	0.0045	0.0036	0.9955	0.9962	0.9999
Modal	8	0.052	0.0000	0.0000	0.0000	1.0000	0.9999	0.0000	0.0024	0.0030	0.0000	0.9979	0.9993	0.9999
Modal	9	0.029	0.0000	0.0000	0.0000	1.0000	0.9999	0.0000	0.0000	0.0001	0.0000	0.9979	0.9993	0.9999
Modal	10	0.002	0.0000	0.0000	0.0000	1.0000	0.9999	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.9980	0.9993	1.0000
Modal	11	0.001	0.0000	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	0.0000	0.0004	0.0000	0.0000	0.9983	0.9993	1.0000
Modal	12	0.000	0.0000	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	0.0000	0.0007	0.0000	0.0000	0.9990	0.9993	1.0000
Modal	13	0.000	0.0000	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.9991	0.9993	1.0000
Modal	14	0.000	0.0000	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	0.0000	0.0000	0.0002	0.0000	0.9991	0.9995	1.0000
Modal	15	0.000	0.0000	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.9991	0.9995	1.0000

T1: traslacional en X "OK"
T2: traslacional en Y "OK"
T3: rotacional "OK"

Tabla 57. *Periodos y frecuencias*

Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec	Circular Frequency rad/sec	Eigenvalue rad ² /sec ²
Modal	1	0.260	3.853	24.207	585.9789
Modal	2	0.259	3.861	24.2606	588.5777
Modal	3	0.218	4.578	28.7627	827.2931
Modal	4	0.107	9.348	58.7341	3449.6991
Modal	5	0.087	11.508	72.3055	5228.0826
Modal	6	0.08	12.43	78.1025	6100.0019
Modal	7	0.061	16.381	102.9242	10593.3849
Modal	8	0.052	19.117	120.1168	14428.0455
Modal	9	0.029	35.087	220.4572	48601.3914
Modal	10	0.002	647.15	4066.1611	16533666
Modal	11	0.001	921.861	5792.2234	33549852
Modal	12	0.000	11853.696	74478.9677	5547116625
Modal	13	0.000	19621.784	123287.3025	15199758946
Modal	14	0.000	28398.97	178435.9922	31839403311
Modal	15	0.000	58666.705	368613.7816	1.359E+11

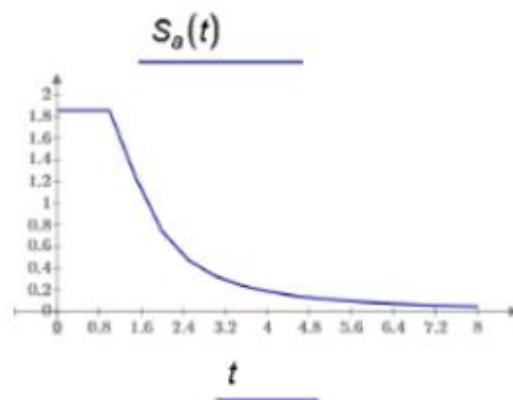
$$T_x = 0.260$$

$$T_y = 0.259$$

Espectro inelástico de pseudoaceleraciones

$$S_a(t) = Z \cdot U \cdot C(t) \cdot S$$

$$\begin{matrix}
 (t) = \\
 \begin{bmatrix}
 0 \\
 0.5 \\
 1 \\
 1.5 \\
 2 \\
 2.5 \\
 3 \\
 3.5 \\
 4 \\
 4.5 \\
 5 \\
 5.5 \\
 \vdots
 \end{bmatrix}
 \end{matrix}
 S_a(t) =
 \begin{bmatrix}
 1.856 \\
 1.856 \\
 1.856 \\
 1.238 \\
 0.743 \\
 0.475 \\
 0.33 \\
 0.242 \\
 0.186 \\
 0.147 \\
 0.119 \\
 0.098 \\
 \vdots
 \end{bmatrix}$$



Cálculo del periodo fundamental según ASCE 7-16

Para esto se requiere del espectro inelástico de pseudoaceleraciones para el periodo de un segundo.

$$S_a(1) = 1.856 \quad C_u := 1.5 \quad h_n := h_T = 8.15$$

$$S_{d1Y} := \frac{S_a(1)}{8} = 0.232 \quad S_{d1X} := \frac{S_a(1)}{8} = 0.232$$

Para ello se hace uso de los coeficiente y parámetros de las Tablas 58 y 59 mostradas líneas abajo.

Tabla 58. Coeficiente para límite superior en periodo calculado

Design Spectral Response Acceleration Parameter at 1 s, S_{D1}	Coefficient C_u
≥ 0.4	1.4
0.3	1.4
0.2	1.5
0.15	1.6
≤ 0.1	1.7

Tabla 59. Valores de parámetros C_t y α de periodo aproximado

Structure Type	C_t	α
Moment-resisting frame systems in which the frames resist 100% of the required seismic force and are not enclosed or adjoined by components that are more rigid and will prevent the frames from deflecting where subjected to seismic forces:		
Steel moment-resisting frames	0.028 (0.0724) ^a	0.8
Concrete moment-resisting frames	0.016 (0.0466) ^a	0.9
Steel eccentrically braced frames in accordance with Table 12.2-1 lines B1 or D1	0.03 (0.0731) ^a	0.75
Steel buckling-restrained braced frames	0.03 (0.0731) ^a	0.75
All other structural systems	0.02 (0.0488) ^a	0.75

^aMetric equivalents are shown in parentheses.

El periodo fundamental en la dirección el eje "X" (sistema SLB) será:

$$C_{uX} := 1.5$$

$$C_{tX} := 0.0488$$

$$x := 0.75$$

$$T_a := C_{bx} \cdot h_n^x = 0.235$$

$$T_{XASCE} := C_{ux} \cdot T_a = 0.353$$

El periodo fundamental de la edificación, en la dirección analizada (X), deberá ser menor al máximo estimado según norma ASCE 7-16.

if $T_{XASCE} > T_X$	= "OK"
"OK"	
else	
"Reducir T_X "	

El periodo fundamental en la dirección el eje "Y" (sistema aporticado) será:

$$C_{uY} := 1.5$$

$$C_{ty} := 0.0466$$

$$x := 0.9$$

$$T_a := C_{bx} \cdot h_n^x = 0.322$$

$$T_{YASCE} := C_{uY} \cdot T_a = 0.484$$

El periodo fundamental de la edificación, en la dirección analizada (Y), deberá ser menor al máximo estimado según norma ASCE 7-16

if $T_Y \leq T_{YASCE}$	= "OK"
"OK"	
else	
"Reducir T_Y "	

Excentricidad accidental

Se considera un valor de 0.05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis.

Los resultados de la excentricidad en la propuesta analizada se muestran en la Tabla 60.

Tabla 60. Excentricidad accidental

Nivel	Diafragma	Xc.c.m m	Yc.c.m m	Xc.r. m	Yc.r. m	eX m	eY m
Nivel 1	D1	7.13	10.80	7.64	10.327	0.51	-0.47

c. c. m.: coordenadas del centro de masas de la planta (X, Y)

c. r.: coordenadas del centro de rigidez de la planta (X, Y)

eX: excentricidad del centro de masas respecto al centro de rigidez (X)

eY: excentricidad del centro de masas respecto al centro de rigidez (Y)

Longitud de la edificación en la dirección "X"

$$L_x := 16.44 \text{ m}$$

Longitud de la edificación en la dirección "Y"

$$L_y := 22.20 \text{ m}$$

Excentricidad máxima en la dirección "X":

$$eX := 0.05 \cdot L_y = 1.11 \text{ m}$$

Excentricidad máxima en la dirección "Y":

$$eY := 0.05 \cdot L_x = 0.822 \text{ m}$$

La excentricidad experimentada por la propuesta dos, basada en pórticos y muros de concreto armado, es menor a la excentricidad máxima accidental permisible.

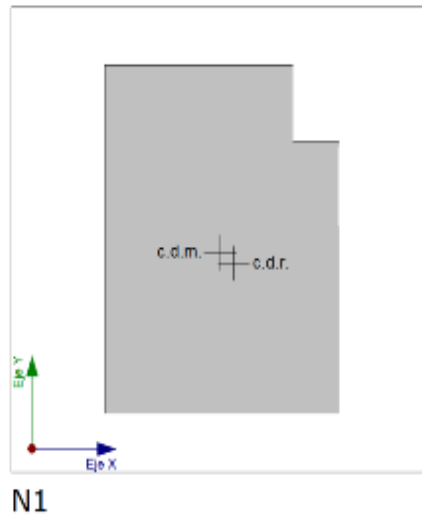


Figura 113. Vista centro de masas y centro de rigideces de la propuesta tres

Fuerzas y desplazamientos según modos de vibración

El cortante basal dinámico (Vd), por dirección e hipótesis sísmica, se obtiene mediante la combinación cuadrática completa (CQC) de los cortantes en la base por hipótesis modal.

Tabla 61. Fuerzas por niveles

Load Case/Combo	Y	Story	P (tonf)	Prom VX (tonf)	Prom VY (Tonf)	Prom T (Tonf-m)	Prom MX (Tonf-m)	Prom MY (Tonf-m)
ETHNLX_03Oct1974 Min		Story3	0	-35.07	-14.91	-412.15	-6.60	-15.78
		Story2	0	-289.66	-123.80	-2770.05	-389.31	-928.22
		Story1	0	-902.97	-346.71	-10795.61	-1984.49	-4618.67
ETHNLX_14Ene2018 Min		Story3	0	-42.91	-18.64	-491.79	-8.00	-19.31
		Story2	0	-340.64	-148.89	-3345.53	-484.35	-1092.33
		Story1	0	-830.66	-358.99	-8620.84	-2305.28	-4324.20
ETHNLX_15Ago2007 Min		Story3	0	-29.01	-19.06	-408.82	-8.34	-13.05
		Story2	0	-239.30	-159.74	-2902.22	-499.30	-766.61
		Story1	0	-732.53	-466.13	-9639.45	-2484.52	-3939.63
ETHNLX_17Oct1966 Min		Story3	0	-38.13	-17.01	-419.51	-6.99	-17.16
		Story2	0	-321.20	-142.53	-3075.36	-422.91	-1028.94
		Story1	0	-866.17	-436.23	-8021.00	-2073.90	-4805.46
ETHNLX_22Feb2019 Min		Story3	0	-31.72	-16.24	-441.80	-6.79	-14.28
		Story2	0	-258.31	-130.53	-3205.19	-389.12	-827.96
		Story1	0	-796.36	-379.14	-10282.03	-1956.50	-4070.97
ETHNLX_26May2019 Min		Story3	0	-34.91	-13.59	-459.47	-7.65	-15.71
		Story2	0	-289.76	-110.95	-3102.20	-451.33	-928.46
		Story1	0	-782.32	-313.49	-8877.02	-2033.88	-4211.52
ETHNLX_31May1970 Min		Story3	0	-35.31	-15.90	-368.95	-7.65	-15.89
		Story2	0	-290.48	-129.04	-2605.62	-440.00	-930.91
		Story1	0	-720.26	-368.25	-9617.85	-2076.61	-3886.48
ETHNLY_03Oct1974 Min		Story3	0	-9.46	-35.37	-259.92	-17.15	-4.26
		Story2	0	-78.85	-296.16	-2429.96	-1004.92	-252.64
		Story1	0	-269.47	-899.00	-7396.12	-4697.84	-1411.09
ETHNLY_14Ene2018 Min		Story3	0	-11.42	-39.19	-290.50	-18.34	-5.14
		Story2	0	-93.57	-325.50	-2948.09	-1084.02	-299.87
		Story1	0	-272.60	-920.66	-7494.64	-5054.31	-1427.51
ETHNLY_15Ago2007 Min		Story3	0	-10.81	-38.91	-295.59	-17.05	-4.87
		Story2	0	-91.18	-322.77	-2853.59	-1016.42	-292.09
		Story1	0	-256.18	-935.76	-8372.15	-5100.86	-1405.04
ETHNLY_17Oct1966 Min		Story3	0	-10.69	-36.74	-312.46	-16.63	-4.81
		Story2	0	-90.81	-303.57	-2995.01	-989.44	-290.86
		Story1	0	-256.77	-902.76	-7623.00	-4788.96	-1390.66
ETHNLY_22Feb2019 Min		Story3	0	-10.90	-35.58	-266.45	-15.96	-4.91
		Story2	0	-90.91	-297.22	-2627.03	-949.01	-291.21
		Story1	0	-254.64	-886.77	-7357.71	-4854.80	-1394.29
ETHNLY_26May2019 Min		Story3	0	-10.58	-34.52	-272.05	-17.75	-4.76
		Story2	0	-87.58	-285.76	-2721.46	-1041.17	-280.62
		Story1	0	-248.16	-863.51	-7911.01	-4835.43	-1346.12
ETHNLY_31May1970 Min		Story3	0	-9.64	-34.34	-221.29	-17.75	-4.34
		Story2	0	-77.72	-282.00	-1956.11	-1047.80	-249.15
		Story1	0	-214.74	-783.09	-5905.26	-5010.77	-1142.93

Tabla 62. Promedio de fuerzas por niveles

Nivel	P (tonf)	Prom VX (tonf)	Prom VY (Tonf)	Prom T (Tonf-m)	Prom MX (Tonf-m)	Prom MY (Tonf-m)
Cobertura	0.00	-22.90	-26.43	-351.48	-12.33	-10.30
Nivel 2	0.00	-188.57	-218.46	-2824.10	-729.22	-604.28
Nivel 1	0.00	-528.99	-632.89	-8422.41	-3518.44	-2812.47

VX: cortante basal dinámico en dirección X, por hipótesis sísmica

VY: cortante basal dinámico en dirección Y, por hipótesis sísmica

Tabla 63. Derivas máximas por Nivel (Fase 4)

Load Case/Combo	Story	Direction	Valores			
			Máx. de Drift	Prom X (m)	Prom Y (m)	Prom Z (m)
X ETHNLX_17Oct1966 Max	Story3	X	0.0050	0.0	11.7	6.8
	Story2	X	0.0059	16.5	11.7	6.3
	Story1	X	0.0078	9.4	21.3	3.2
X ETHNLY_17Oct1966 Max	Story3	Y	0.0041	4.1	21.3	6.8
	Story2	Y	0.0041	4.1	21.3	6.3
	Story1	Y	0.0059	16.5	2.4	3.2
X ETHNLX_31May1970 Max	Story3	X	0.0043	0.0	11.7	6.8
	Story2	X	0.0052	0.0	22.2	6.3
	Story1	X	0.0082	9.4	21.3	3.2
X ETHNLY_31May1970 Max	Story3	Y	0.0037	9.4	21.3	6.8
	Story2	Y	0.0037	9.4	21.3	6.3
	Story1	Y	0.0053	16.5	2.4	3.2
C ETHNLX_03Oct1974 Max	Story3	X	0.0044	0.0	11.7	6.8
	Story2	X	0.0053	0.0	22.2	6.3
	Story1	X	0.0078	9.4	21.3	3.2
C ETHNLY_03Oct1974 Max	Story3	Y	0.0041	9.4	21.3	6.8
	Story2	Y	0.0042	4.1	21.3	6.3
	Story1	Y	0.0080	0.0	11.7	3.2
C ETHNLX_14Ene2018 Max	Story3	X	0.0051	0.0	11.7	6.8
	Story2	X	0.0081	13.2	22.2	6.3
	Story1	X	0.0072	9.4	21.3	3.2
C ETHNLY_14Ene2018 Max	Story3	Y	0.0044	4.1	21.3	6.8
	Story2	Y	0.0044	9.4	21.3	6.3
	Story1	Y	0.0081	0.0	11.7	3.2
C ETHNLX_22Feb2019 Max	Story3	X	0.0040	0.0	11.7	6.8
	Story2	X	0.0048	13.2	22.2	6.3
	Story1	X	0.0088	9.4	21.3	3.2
X ETHNLY_22Feb2019 Max	Story3	Y	0.0041	4.1	21.3	6.8
	Story2	Y	0.0041	9.4	21.3	6.3
	Story1	Y	0.0059	16.5	2.4	3.2
X ETHNLX_26May2019 Max	Story3	X	0.0044	0.0	11.7	6.8
	Story2	X	0.0053	13.2	22.2	6.3
	Story1	X	0.0088	9.4	21.3	3.2
X ETHNLY_26May2019 Max	Story3	Y	0.0039	4.1	21.3	6.8
	Story2	Y	0.0039	9.4	21.3	6.3
	Story1	Y	0.0057	16.5	2.4	3.2
X ETHNLX_15Ago2007 Max	Story3	X	0.0037	0.0	11.7	6.8
	Story2	X	0.0045	16.5	17.1	6.3
	Story1	X	0.0083	9.4	21.3	3.2
X ETHNLY_15Ago2007 Max	Story3	Y	0.0044	4.1	21.3	6.8
	Story2	Y	0.0044	4.1	21.3	6.3
	Story1	Y	0.0082	16.5	2.4	3.2

Tabla 64. Promedio de derivas máximas (Fase 4)

Nivel	Dirección	Prom Deriva	Prom X (m)	Prom Y (m)	Prom Z (m)
Cobertura	X	0.0044	0.00	11.72	6.75
	Y	0.0041	5.62	21.29	6.75
Nivel 2	X	0.0053	10.36	19.97	6.30
	Y	0.0041	7.14	21.29	6.30
Nivel 1	X	0.0070	9.41	21.29	3.15

Y 0.0059 11.76 5.03 3.15

$$\Delta_{X_{max}} := 0.007$$

$$\Delta_{Y_{max}} := 0.0059$$

Tabla 65. Ratio de desplazamientos máximo relativo (Fase 4)

Load Case/Combo	Story	Direction	Max Drift (mm)	Prom Avg Drift (mm)	Ratio
ETHNLX_17Oct1966 Max	Story3	X	2.25	1.37	1.64
	Story2	X	18.72	17.50	1.07
	Story1	X	33.26	32.76	1.02
ETHNLY_17Oct1966 Max	Story3	Y	1.84	1.38	1.33
	Story2	Y	13.01	12.46	1.04
	Story1	Y	25.77	25.73	1.00
ETHNLX_31May1970 Max	Story3	X	1.95	1.18	1.65
	Story2	X	16.23	15.02	1.08
	Story1	X	26.82	25.84	1.04
ETHNLY_31May1970 Max	Story3	Y	1.66	1.25	1.33
	Story2	Y	11.59	11.08	1.05
	Story1	Y	22.88	22.57	1.01
ETHNLX_03Oct1974 Max	Story3	X	1.99	1.21	1.64
	Story2	X	16.64	15.50	1.07
	Story1	X	33.95	33.37	1.02
ETHNLY_03Oct1974 Max	Story3	Y	1.84	1.39	1.33
	Story2	Y	13.09	12.57	1.04
	Story1	Y	25.94	25.88	1.00
ETHNLX_14Ene2018 Max	Story3	X	2.30	1.38	1.66
	Story2	X	19.08	17.31	1.10
	Story1	X	31.33	30.56	1.03
ETHNLY_14Ene2018 Max	Story3	Y	1.98	1.49	1.33
	Story2	Y	13.93	13.45	1.04
	Story1	Y	26.73	26.55	1.01
ETHNLX_22Feb2019 Max	Story3	X	1.81	1.09	1.66
	Story2	X	15.11	13.74	1.10
	Story1	X	29.67	28.97	1.02
ETHNLY_22Feb2019 Max	Story3	Y	1.85	1.39	1.33
	Story2	Y	13.00	12.55	1.04
	Story1	Y	25.66	25.56	1.00
ETHNLX_26May2019 Max	Story3	X	1.99	1.20	1.66
	Story2	X	16.79	15.22	1.10
	Story1	X	29.64	28.77	1.03
ETHNLY_26May2019 Max	Story3	Y	1.76	1.33	1.33
	Story2	Y	12.43	12.02	1.03
	Story1	Y	24.81	24.81	1.00
ETHNLX_15Ago2007 Max	Story3	X	1.68	1.02	1.65
	Story2	X	14.26	13.13	1.09
	Story1	X	27.29	26.60	1.03
ETHNLY_15Ago2007 Max	Story3	Y	1.97	1.48	1.33
	Story2	Y	13.84	13.36	1.03
	Story1	Y	27.13	26.98	1.01

Fuerzas sísmicas verticales

No aplica

Etapa 4. Validación de la estructura

Paso 14: revisión de la hipótesis de análisis

Según Tabla 8, Art. 20 Norma E-030: se verifica la existencia de "Irregularidades estructurales en altura". Para la edificación seleccionada, al ser

una edificación de un nivel, con solo un diafragma rígido en el nivel uno, se puede verificar

Según Tabla 8 (Art. 20 Norma E-030) "Irregularidades estructurales en altura"

- | | |
|--|-------------|
| - Irregularidad de rigidez-piso blando | No presenta |
| - Irregularidad de resistencia-piso débil | No presenta |
| - Irregularidad extrema de rigidez-piso blando | No presenta |
| - Irregularidad extrema resistencia-piso débil | No presenta |
| - Irregularidad de masa o peso | No presenta |
| - Irregularidad geométrica vertical | No presenta |
| - Discontinuidad de los sistemas resistentes | No presenta |
| - Discontinuidad extrema de los sistemas resistentes | No presenta |

Según Tabla 9, Art. 20, Norma E-030: se debe verificar la existencia de "Irregularidades estructurales en planta".

Entre las irregularidades en planta, la irregularidad torsional frente a acciones sísmicas, es la causante de los mayores perjuicios en una edificación. Sin embargo, se debe evaluar si esta verificación corresponde o no. La verificación de irregularidad torsional aplica solo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que el 50% del desplazamiento permisible indicado en la Tabla 11 de la Norma E-030.

$$\Delta_{Xmaxadm} := 0.007$$

$$\Delta_{Ymaxadm} := 0.007$$

$\text{if } \frac{\Delta_{Xmax}}{\Delta_{Xmaxadm}} > 0.5$	= "Verificar Irregularidad Torsional en X"
$\quad \parallel \text{"Verificar Irregularidad Torsional en X"}$	
else	
$\quad \parallel \text{"No Verificar Irregularidad Torsional"}$	

$\text{if } \frac{\Delta_{Ymax}}{\Delta_{Ymaxadm}} > 0.5$	= "Verificar Irregularidad Torsional en Y"
$\quad \parallel \text{"Verificar Irregularidad Torsional en Y"}$	
else	
$\quad \parallel \text{"No Verificar Irregularidad Torsional"}$	

Paso 15: restricciones a la irregularidad (Art. 21 Norma E-030)

Según la Tabla 10 de la norma E-030, para la categoría de edificación A2 y ubicación de la edificación tanto el factor de irregularidad en altura (I_a) e irregularidad en planta (I_p) son uno (1), cumpliendo las restricciones a la irregularidad establecidas.

Paso 16: determinación de desplazamientos laterales (Art. 31)

Tabla 67. Ratios promedio de máximo desplazamiento relativo (Fase 4)

Story	Direction	Promedio de Max Drift (mm)	Promedio de Avg Drift (mm)	Promedio de Ratio
Story3	X	1.99	1.21	1.65
Story2	X	16.69	15.35	1.09
Story1	X	30.28	29.55	1.03
	Σ	48.96		
Story	Direction	Promedio de Max Drift (mm)	Promedio de Avg Drift (mm)	Promedio de Ratio
Story3	Y	1.84	1.39	1.33
Story2	Y	12.98	12.50	1.04
Story1	Y	25.56	25.44	1.00
	Σ	40.38		

$$D_{TXmax} := \frac{48.96}{1000}$$

$$D_{TYmax} := \frac{40.38}{1000}$$

El desplazamiento máximo en el nivel uno (diafragma rígido) se muestra sombreado de color amarillo siendo los máximos desplazamiento según el nivel y dirección de análisis. Estos desplazamientos serán tomados en cuenta para determinar la separación entre edificios.

Paso 17: distorsión admisible (Art. 32)

Tal como se mostró en la Etapa 3, las derivas experimentadas por la propuesta estructural tres (3) son:

Deriva en el eje "X"

$$\Delta_{Xmax} := 0.007$$

Deriva en el eje “Y”

$$\Delta_{Ymax} := 0.0059$$

Las cuales son menores a 0.007, la máxima permisible por la norma peruana E-030 2018, para edificaciones de sistema estructural basado en sistema aporticado.

Paso 18: separación entre edificios (Art. 33 Norma E-030)

Toda estructura debe separarse de las estructuras aledañas desde el nivel del terreno natural una distancia mínima (s), para evitar contactos durante un sismo. Esta distancia no deberá ser menor que:

$$s = 0.006h \geq 0.03m$$

Donde h es la altura medida desde el nivel del terreno natural hasta en nivel considerado para evaluar **s**.

$$s_1 := 0.006 (h_T - h_0) = 0.042$$

El edificio se retira de los límites de la propiedad, adyacentes a lotes edificables, o con edificaciones, distancias no menores que distancias no menores que 2/3 del desplazamiento máximo calculado según artículo 31 de la Norma E-030.

$$s_1 := 0.006 (h_T - h_0) = 0.042$$

$$s_{2x} := \frac{2}{3} \cdot D_{TXmax} = 0.033 \quad s_{2y} := \frac{2}{3} \cdot D_{TYmax} = 0.027$$

$$s_x := \max (s_1, s_{2x}) = 0.042$$

$$s_y := \max (s_1, s_{2y}) = 0.042$$

CAPÍTULO V

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

5.1. Resultados del tratamiento y análisis de la información

Verificación del sistema estructural

Se verificarán los valores de R para la propuesta 2 (dual) en la dirección del eje X. Para las otras propuestas no se requiere esta verificación ya que los sistemas estructurales son únicos.

Tabla 68. Verificación del factor “R” en la propuesta 2

	Modal5%-P02-MC	Modal2%-P02-MC	THNL2%-P02-MC
Descripción	FX (t f)	FX (t f)	FX (t f)
V (t f) en muros	73.58	89.94	699.61
V (t f) en la base	128.90	157.62	1243.09
%V (t f) en muros	57%	57%	56.3%

Según el Capítulo 21 de la Norma Peruana E-060 “Disposiciones especiales para el diseño sísmico”, el sistema estructural de la propuesta 2, corresponde a un sistema dual, Tipo II, en donde el cortante inducido por el sismo en los muros es menor al 60% del cortante total. Por lo que el valor del factor $R=7$.

Para la dirección Y, así como para las otras propuestas, el sistema estructural es aporticado correspondiendo un valor de $R=8$ para el análisis modal espectral sin necesidad de verificación.

Verificación de las restricciones a la irregularidad

De acuerdo con la categoría y zona de la edificación, según la Tabla 69, se determinarán las restricciones a la irregularidad.

Tabla 69. Categoría y regularidad de las edificaciones

Categoría y regularidad de las edificaciones		
Categoría de la edificación	Zona	Restricciones
A1 y A2	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades
	1	No se permiten irregularidades extremas
B	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades extremas
	1	Sin restricciones
C	4 y 3	No se permiten irregularidades extremas
	2	No se permiten irregularidades extremas, excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8 m.
	1	Sin restricciones

Tomada del Reglamento Nacional de Edificaciones Norma E-030 2018

Para este estudio, una edificación de categoría A2 ubicada en una Zona IV, no se permiten irregularidades.

Tabla 70. Irregularidades estructurales en altura

Irregularidades estructurales en altura	Factor de irregularidad la
<p>Irregularidad de rigidez - Piso blando Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que el 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que el 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Las rigideces laterales pueden calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga.</p> <p>Irregularidad de resistencia - Piso débil Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior al 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	0.75
<p>Irregularidad extrema de rigidez (Ver Tabla 10) Existe irregularidad extrema de rigidez cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que el 60% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o menor que el 70% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Las rigideces laterales pueden calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga.</p>	0.50

<p>Irregularidad extrema de resistencia (Ver Tabla 10) Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior al 65% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	
<p>Irregularidad de masa o peso Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un edificio determinado, según el artículo 26 es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	0.90
<p>Irregularidad geométrica vertical La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1,3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente, este criterio no aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	0.90
<p>Discontinuidad de los sistemas resistentes Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más del 10% de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento de eje, de magnitud mayor que 25% de la correspondiente dimensión del elemento.</p>	0.80
<p>Discontinuidad extrema de los sistemas resistentes Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior, supere el 25% de la fuerza cortante total.</p>	0.60

Tomada del Reglamento Nacional de Edificaciones Norma E-030 2018

Para este caso de estudio, se puede verificar visualmente en el modelo que no existe irregularidades estructurales en altura.

Tabla 71. Art. 20 RNE E-030, Tabla 9 Irregularidad estructural en plana

Irregularidades estructurales en planta	Factor de irregularidad I_p
<p>Irregularidad Torsional Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, (Δ_{max}), en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1.3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{prom}). Este criterio solo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y solo si el máximo desplazamiento relativo del entrepiso es mayor que el 50% del desplazamiento permisible indicado en la Tabla 11.</p>	0.75
<p>Irregularidad torsional extrema (Tabla 10) Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, (Δ_{max}), en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1.5 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{prom}). Este criterio solo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y solo si el máximo desplazamiento relativo del entrepiso es mayor que el 50% del desplazamiento permisible indicado en la Tabla 11.</p>	0.60
<p>Esquinas entrantes La estructura califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20% de la correspondiente dimensión total en planta.</p>	0.90

<p style="text-align: center;">Discontinuidad de diafragma</p> <p>La estructura califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en la rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50% del área bruta del diafragma. También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que el 25% del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.</p>	0.85
<p style="text-align: center;">Sistemas no paralelos</p> <p>Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10% de la fuerza cortante del piso.</p>	0.90

Tomada del Reglamento Nacional de Edificaciones Norma E-030 2018

Para este caso de estudio, se puede verificar visualmente para casi todos los casos a excepción de la irregularidad torsional el cual deberá ser verificada.

Verificación de la irregularidad torsional

Tabla 72. Propuesta 1, ratios de desplazamiento máximo relativo

Dirección	Nivel	Modal5%- P01-PC	Modal2%- P01-PC	THNL2%- P01-PC
		Ratio	Ratio	Ratio
X	1	1.0450	1.0880	1.2879
Y	1	1.0630	1.1190	1.1724

La ratio de desplazamiento máximo relativo de la propuesta 1 será:

- Para un análisis modal espectral con 5% de amortiguamiento será 1.045 en el eje X y 1.063 en el eje Y.
- Para un análisis modal espectral con 2% de amortiguamiento será 1.08 en el eje X y 1.119 en el eje Y.
- Para un análisis tiempo historia no lineal con 2% de amortiguamiento será 1.288 en el eje X y 1.17% en el eje Y.

De lo anterior, se afirma que no existe irregularidad torsional para la propuesta 1, el desplazamiento máximo relativo es menor a 1.3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso.

Tabla 73. Propuesta 2, ratios de desplazamiento máximo relativo

Dirección	Nivel	Modal5%- P02-MC	Modal2%- P02-MC	THNL2%- P01-MC
		Ratio	Ratio	Ratio
X	1	1.0030	1.0030	1.0256
Y	1	1.0070	1.0080	1.0090

El ratio de desplazamiento máximo relativo de la propuesta 2 será:

- 3.4.2.1.1. Para un análisis modal espectral con 5% de amortiguamiento será 1.003 en el eje X y 1.007 en el eje Y.
- 3.4.2.1.2. Para un análisis modal espectral con 2% de amortiguamiento será 1.003 en el eje X y 1.008 en el eje Y.
- 3.4.2.1.3. Para un análisis tiempo historia no lineal con 2% de amortiguamiento será 1.026 en el eje X y 1.009 en el eje Y.

De lo anterior se afirma que no existe irregularidad torsional para la propuesta 2, el desplazamiento máximo relativo es menor a 1.3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso.

Tabla 74. Propuesta 3, ratios de desplazamiento máximo relativo

Dirección	Nivel	P03-MOD- 5%-SLB	P03-MOD- 2%-SLB	P03-THNL- 2%-SLB
		Drift	Drift	Drift
X	1	1.0030	1.0060	1.0324
Y	1	1.0050	1.0080	1.0336

El ratio de desplazamiento máximo relativo de la propuesta 3 será:

- 3.4.2.1.4. Para un análisis modal espectral con 5% de amortiguamiento será 1.003 en el eje X y 1.005 en el eje Y.
- 3.4.2.1.5. Para un análisis modal espectral con 2% de amortiguamiento será 1.006 en el eje X y 1.008 en el eje Y.
- 3.4.2.1.6. Para un análisis tiempo historia no lineal con 2% de amortiguamiento será 1.032 en el eje X y 1.034 en el eje Y.

De lo anterior, se afirma que no existe irregularidad torsional para la propuesta 3, el desplazamiento máximo relativo es menor a 1.3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso.

Resultados modales y masa participativa

A continuación, se muestran los resultados de los análisis modal espectral y tiempo-historia del edificio con un sistema estructural tradicional (columnas y muros) y con los disipadores de energía.

En las Tablas 75, 76 y 77 se muestran los períodos de las 12 primeras formas de vibración de las tres estructuras propuestas: sistema estructural aporticado (PC), muros estructurales (MC) y con disipadores de energía (SLB). Asimismo, se describe el comportamiento de cada modo de vibración.

Tabla 75. Propuesta 1-ratio masa modal participativa

Caso	Modo	Periodo	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
		sec												
Modal	1	0.299	0.003	0.932	0.000	0.003	0.932	0.000	0.140	0.000	0.030	0.140	0.000	0.030
Modal	2	0.297	0.949	0.005	0.000	0.952	0.936	0.000	0.001	0.144	0.008	0.141	0.145	0.038
Modal	3	0.281	0.009	0.026	0.000	0.961	0.962	0.000	0.009	0.011	0.931	0.150	0.156	0.969
Modal	4	0.108	0.002	0.035	0.000	0.963	0.997	0.000	0.766	0.045	0.002	0.916	0.201	0.971
Modal	5	0.102	0.034	0.003	0.000	0.997	1.000	0.000	0.068	0.716	0.002	0.984	0.916	0.973
Modal	6	0.086	0.003	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.014	0.078	0.027	0.998	0.995	1.000
Modal	7	0.069	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.001	0.001	0.000	0.998	0.995	1.000
Modal	8	0.054	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.001	0.004	0.000	0.999	0.999	1.000
Modal	9	0.041	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.999	0.999	1.000
Modal	10	0.038	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.999	0.999	1.000
Modal	11	0.032	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	0.999	1.000
Modal	12	0.028	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	0.999	1.000

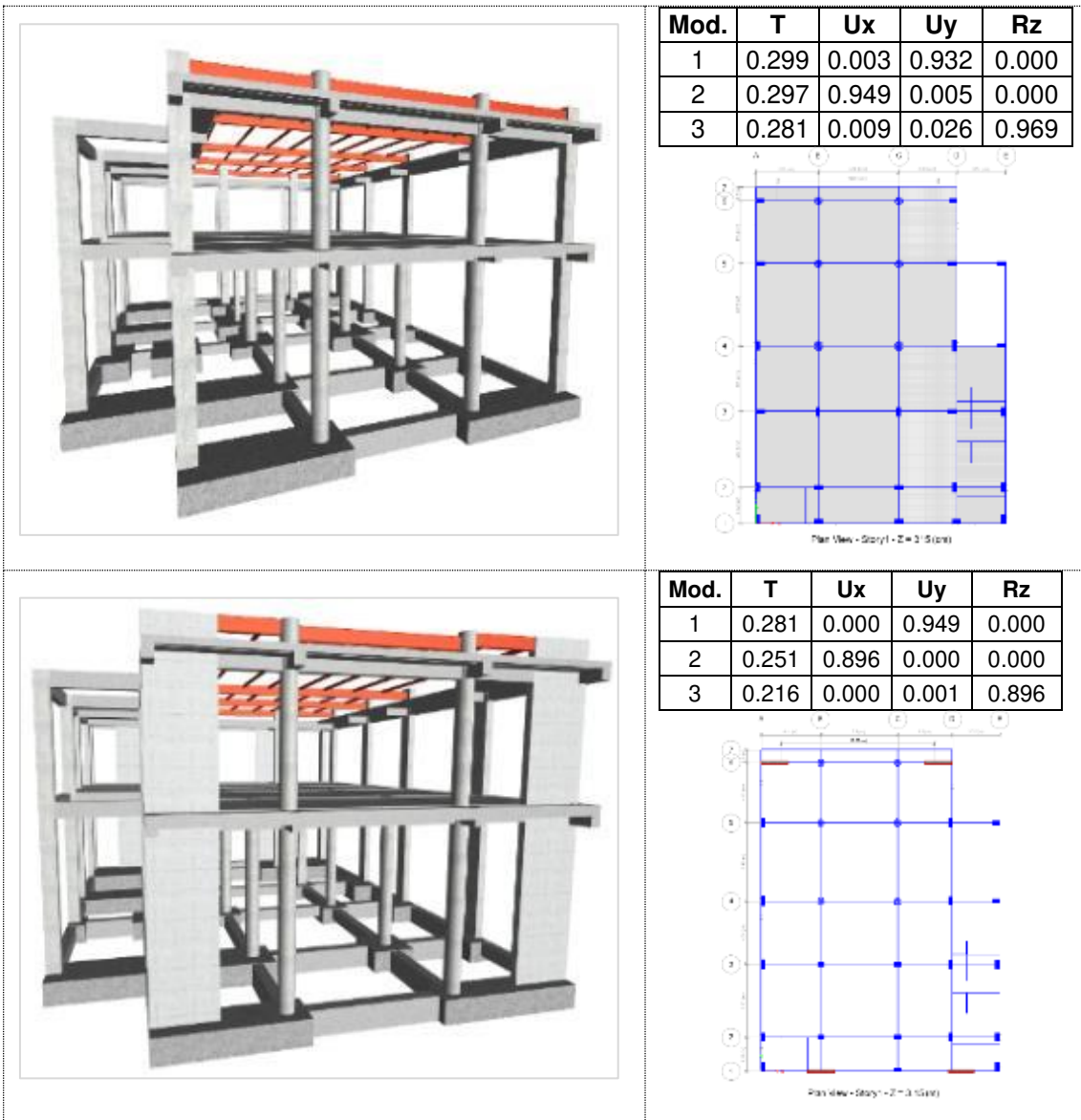
Tabla 76. Propuesta 2-ratio masa modal participativa

Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
		sec												
Modal	1	0.281	0.000	0.949	0.000	0.000	0.949	0.000	0.139	0.000	0.000	0.139	0.000	0.000
Modal	2	0.251	0.896	0.000	0.000	0.896	0.949	0.000	0.000	0.217	0.000	0.140	0.217	0.000
Modal	3	0.216	0.000	0.001	0.000	0.896	0.949	0.000	0.003	0.002	0.896	0.142	0.219	0.896
Modal	4	0.095	0.000	0.040	0.000	0.896	0.990	0.000	0.766	0.001	0.000	0.908	0.220	0.896
Modal	5	0.083	0.078	0.000	0.000	0.974	0.990	0.000	0.002	0.576	0.000	0.911	0.797	0.897
Modal	6	0.069	0.006	0.000	0.000	0.979	0.990	0.000	0.002	0.041	0.002	0.912	0.838	0.899
Modal	7	0.056	0.004	0.000	0.000	0.983	0.990	0.000	0.000	0.020	0.059	0.913	0.858	0.958
Modal	8	0.053	0.006	0.000	0.000	0.989	0.990	0.000	0.003	0.059	0.015	0.915	0.917	0.973
Modal	9	0.045	0.000	0.000	0.000	0.989	0.990	0.000	0.000	0.001	0.001	0.915	0.918	0.974
Modal	10	0.022	0.000	0.000	0.000	0.989	0.990	0.000	0.000	0.000	0.002	0.915	0.918	0.975
Modal	11	0.009	0.005	0.000	0.000	0.994	0.990	0.000	0.001	0.032	0.001	0.916	0.950	0.976
Modal	12	0.001	0.000	0.000	0.000	0.994	0.990	0.000	0.000	0.000	0.001	0.916	0.950	0.977

Tabla 77. Propuesta 3-ratio masa modal participativa

Caso	Modo	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
		sec												
Modal	1	0.260	0.914	0.049	0.000	0.914	0.049	0.000	0.008	0.140	0.000	0.008	0.140	0.000
Modal	2	0.259	0.049	0.913	0.000	0.963	0.962	0.000	0.142	0.007	0.000	0.149	0.147	0.001
Modal	3	0.218	0.000	0.000	0.000	0.964	0.963	0.000	0.004	0.006	0.967	0.153	0.153	0.967
Modal	4	0.107	0.036	0.000	0.000	1.000	0.963	0.000	0.000	0.833	0.000	0.153	0.986	0.967
Modal	5	0.087	0.000	0.033	0.000	1.000	0.996	0.000	0.736	0.002	0.003	0.889	0.987	0.970
Modal	6	0.080	0.000	0.004	0.000	1.000	1.000	0.000	0.106	0.004	0.026	0.995	0.992	0.996
Modal	7	0.061	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.001	0.005	0.004	0.996	0.996	1.000
Modal	8	0.052	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.002	0.003	0.000	0.998	0.999	1.000
Modal	9	0.029	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.998	0.999	1.000
Modal	10	0.002	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.998	0.999	1.000
Modal	11	0.001	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.998	0.999	1.000
Modal	12	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.999	0.999	1.000
Modal	13	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.999	0.999	1.000
Modal	14	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.999	1.000	1.000
Modal	15	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.999	1.000	1.000

De las Tablas 75, 76 y 77, se observa que los modos de vibración de los tres modelos propuestos son: dos traslacionales y uno rotacional siendo esto correcto en todos los casos. La propuesta 2 (muros de concreto), presenta mayor tendencia hacia los movimientos torsionales en cada modo de vibración, esto se puede afirmar luego de observar la Tabla 76, en la cual las masas traslacionales en los modos 1 y 2 son menores al 90% y la participación de masas en torsión en el modo 2 es mayor al 20%.



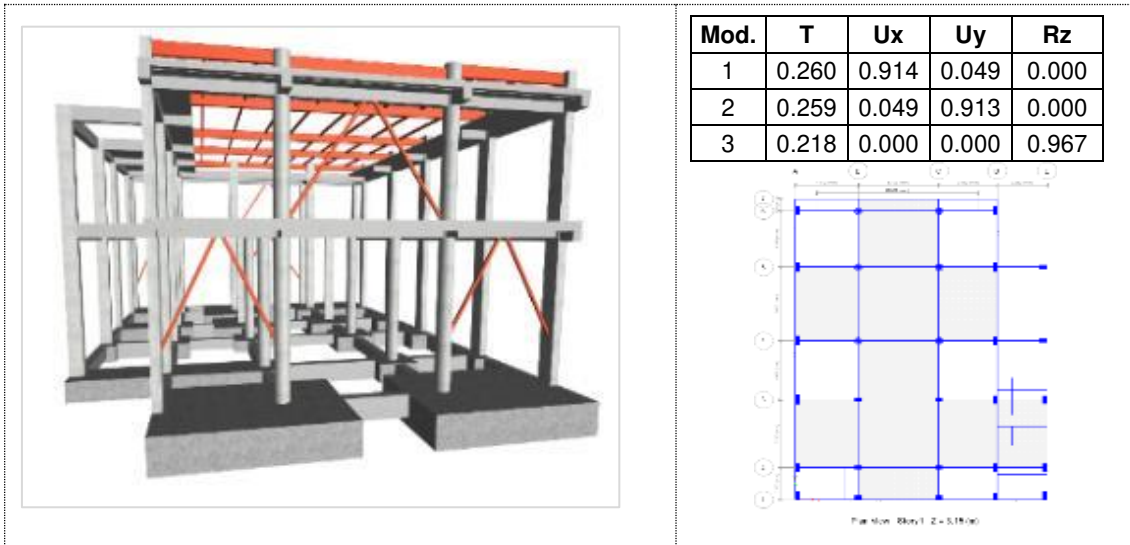


Figura 114. Resumen-ratios de masa de participación modal

Como se puede observar en la Tabla 75, la propuesta 1 (PC), basada en pórticos de concreto (vigas y columnas), presenta los periodos de vibración más altos en el sentido de los ejes X e Y.

La propuesta 2 (MC), donde se utilizan los muros de concreto en el sentido del eje X, presenta los periodos más bajos en esta dirección, pero solo ligeramente menor en comparación con la propuesta con disipadores. En la dirección del eje Y su periodo es menor al de la propuesta 1, pero mayor al mostrado por la propuesta 3 (SLB).

La propuesta 3 (SLB), con disipadores *Shear Link Bozzo*, en el sentido del eje X presenta un periodo de vibración ligeramente mayor al de la propuesta 2 y la más baja en el sentido del eje Y.

Verificación de los desplazamientos laterales y distorsión

Tabla 78. Propuesta 1 - cuadro de distorsiones

Direction	Story	MODAL $\xi=5\%$ P01-PC	MODAL $\xi=2\%$ P01-PC	THNL $\xi=2\%$ P01-PC
		Drift	Drift	Drift
X	3	0.0034	0.0042	0.0059
X	2	0.0046	0.0058	0.0081
X	1	0.0062	0.0079	0.0112
Y	3	0.0036	0.0044	0.0063
Y	2	0.0043	0.0053	0.0075
Y	1	0.0064	0.0082	0.0117

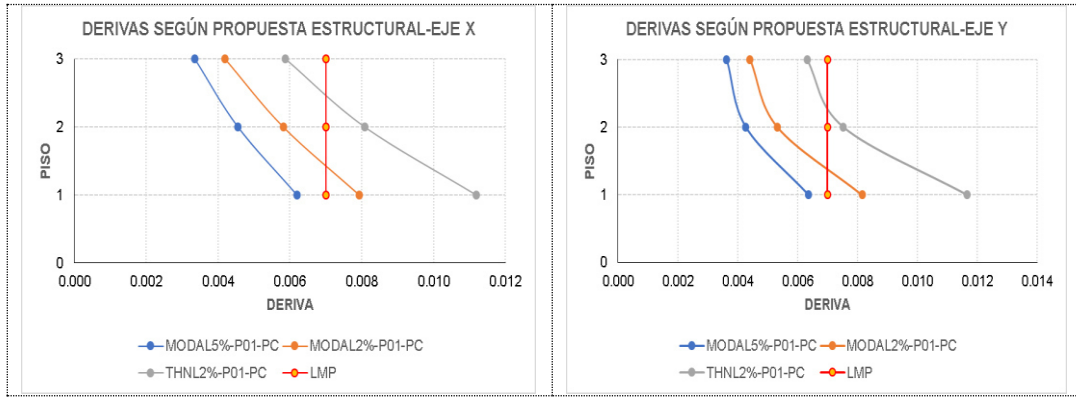


Figura 115. Propuesta 1 - curvas de distorsiones

En la Tabla 78 y Figura 115, se muestran los resultados de las distorsiones obtenidas para la propuesta 1, basada en pórticos de concretos, para tres tipos de análisis estructural:

1. Modal espectral con amortiguamiento inherente $\xi=5\%$
2. Modal espectral con amortiguamiento inherente $\xi=2\%$
3. Tiempo historia no lineal con amortiguamiento inherente $\xi=2\%$

Las distorsiones alcanzadas mediante el análisis modal espectral con un $\xi=5\%$ se encuentran por debajo de los límites normativos. Sin embargo, a medida que se reduce el amortiguamiento inherente 5% a 2% las distorsiones se incrementan, superando el límite normativo de 0.007, establecido en la norma peruana para el sistema estructural aporticado. Con el análisis tiempo historia no lineal con amortiguamiento inherente $\xi=2\%$ se obtienen distorsiones aún mayores y por encima de los límites normativos.

Tabla 79. Propuesta 2- cuadro de distorsiones

Direction	Story	MODAL $\xi=5\%$ P02-MC	MODAL $\xi=2\%$ P02-MC	THNL $\xi=2\%$ P02-MC
		Drift	Drift	Drift
X	3	0.0037	0.0045	0.0073
X	2	0.0041	0.0051	0.0082
X	1	0.0032	0.0039	0.0065
Y	3	0.0037	0.0045	0.0069
Y	2	0.0039	0.0047	0.0072
Y	1	0.0053	0.0065	0.0100

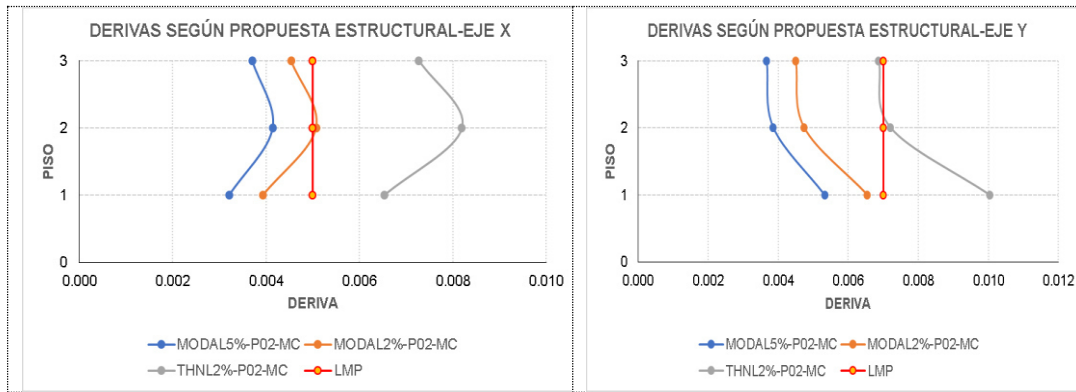


Figura 116. Propuesta 2 - curvas de distorsiones

Los resultados mostrados en la Tabla 79 y Figura 116 muestran los resultados de las distorsiones obtenidas para la propuesta 2, basada en muros y pórticos de concreto en el eje X y pórticos de concreto en el eje Y, para tres tipos de análisis estructural:

1. Modal espectral con amortiguamiento inherente $\xi=5\%$
2. Modal espectral con amortiguamiento inherente $\xi=2\%$
3. Tiempo historia no lineal con amortiguamiento inherente $\xi=2\%$

La tendencia al incremento de las distorsiones se corresponde con la reducción del amortiguamiento inherente y al cambio del tipo de análisis. El análisis tiempo historia no lineal ofrece mayores distorsiones, siendo esta tendencia similar a la mostrada por los resultados de la propuesta 1.

Tabla 80. Propuesta 3 – cuadro de distorsiones

Direction	Story	MODAL $\xi=5\%$ P03-SLB	MODAL $\xi=2\%$ P03-SLB	THNL $\xi=2\%$ P03-SLB
		Drift	Drift	Drift
X	3	0.0028	0.0034	0.0042
X	2	0.0035	0.0043	0.0051
X	1	0.0046	0.0057	0.0069
Y	3	0.0033	0.0040	0.0060
Y	2	0.0033	0.0040	0.0060
Y	1	0.0046	0.0056	0.0087

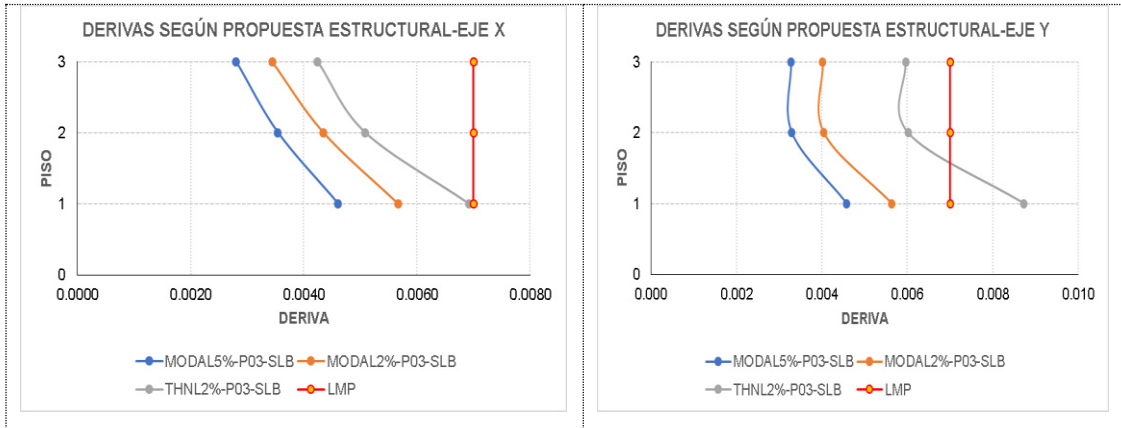


Figura 117. Propuesta 3 - curvas de distorsiones

Los resultados de la Tabla 80 y Figura 117 muestran las distorsiones obtenidas para la propuesta 3, basada en pórticos de concreto y disipadores de energía en el eje X y pórticos de concreto en el eje Y, para tres tipos de análisis estructural:

1. Modal espectral con amortiguamiento inherente $\xi=5\%$
2. Modal espectral con amortiguamiento inherente $\xi=2\%$
3. Tiempo historia no lineal con amortiguamiento inherente $\xi=2\%$

La tendencia al incremento de las distorsiones se corresponde con la reducción del amortiguamiento inherente y al cambio del tipo de análisis. El análisis tiempo historia no lineal ofrece mayores distorsiones, siendo esta tendencia similar a la mostrada por los resultados de las propuestas 1 y 2.

Comparación de desplazamientos laterales y distorsión

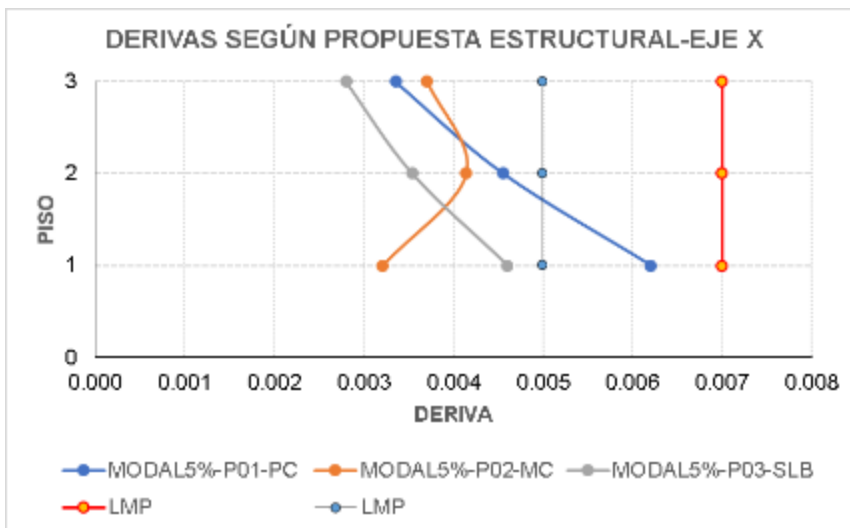


Figura 118. Análisis modal $\xi=5\%$ - curvas de distorsiones, eje X

La Figura 118 muestra curvas de distorsiones en el eje X de las tres propuestas estudiadas, resultado de un análisis sísmico tradicional, es decir un análisis modal espectral considerando un amortiguamiento inherente $\xi=5\%$. Las distorsiones obtenidas se encuentran por debajo del límite máximo normativo de 0.007 y 0.005 para pórticos de concreto y muros de concreto respectivamente.

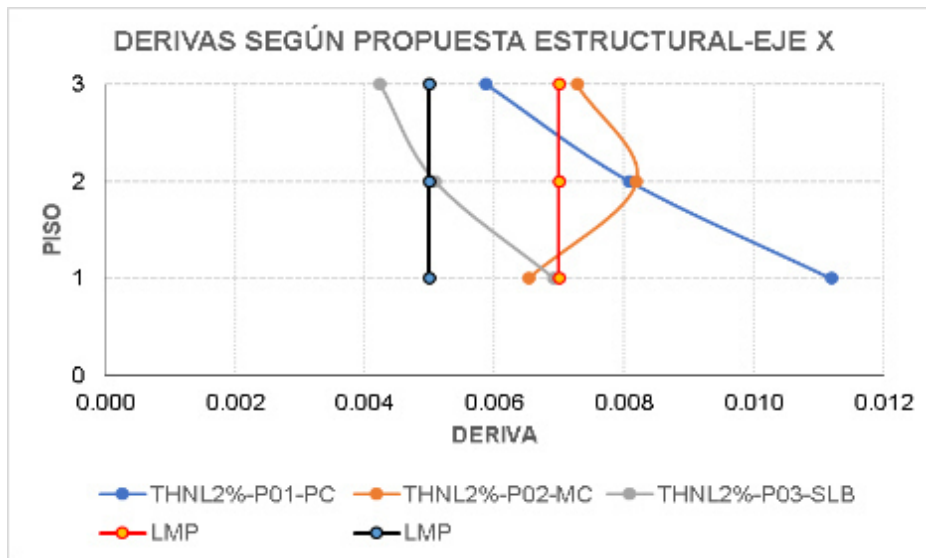


Figura 119. Análisis tiempo historia no lineal $\xi=2\%$ -curvas de distorsiones, eje X

La Figura 119 muestra curvas de distorsiones en el eje X de las tres propuestas estudiadas, bajo un análisis sísmico tiempo historia no lineal, con un amortiguamiento inherente $\xi=2\%$. Aquí se observa que solo la propuesta basada en disipadores SLB se encuentran por debajo del límite normativo.

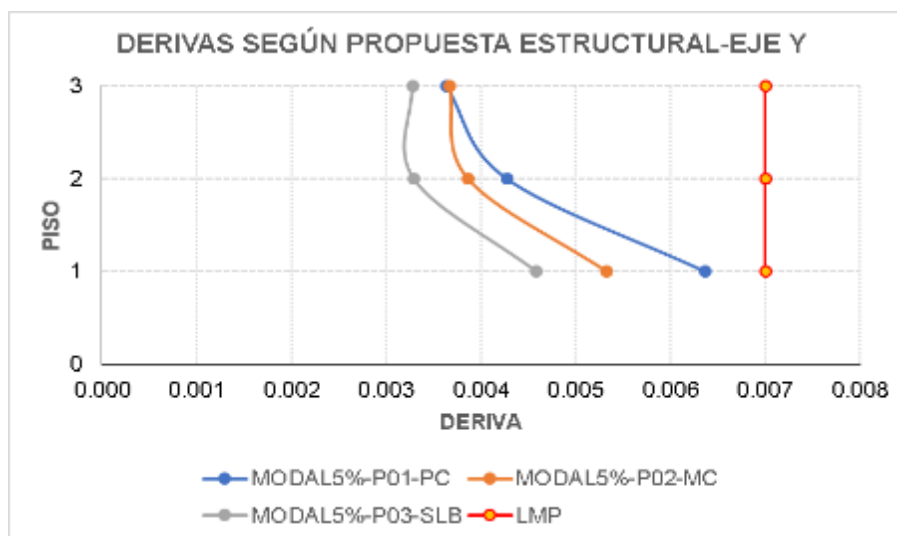


Figura 120. Análisis modal $\xi=5\%$ - curvas de distorsiones, eje Y

La Figura 120 muestra curvas de distorsiones en el eje Y de las tres propuestas estudiadas, bajo un análisis sísmico tradicional, es decir un análisis modal espectral considerando un amortiguamiento inherente $\xi=5\%$. Aquí se observa que todas las propuestas se encuentran por debajo del límite normativo.

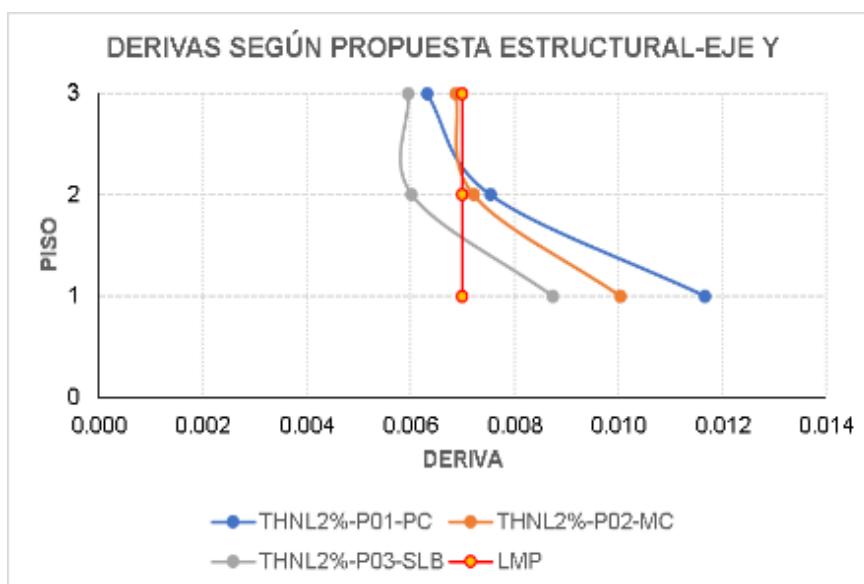


Figura 121. Análisis tiempo historia no lineal $\xi=2\%$ -curvas de distorsiones, eje Y

La Figura 121 muestra curvas de distorsiones en el eje Y de las tres propuestas estudiadas, bajo un análisis sísmico tiempo historia no lineal, con un amortiguamiento inherente $\xi=2\%$. Aquí se observa que ninguna propuesta cumple con el límite normativo para las distorsiones. Cabe aclarar que el sistema estructural en esta dirección es aporticado, siendo la diferencia entre la propuesta 1 con las propuestas 2 y 3 en la orientación y tamaño de las columnas.

Verificación de las fuerzas actuantes

A continuación, se muestran los resultados del análisis tiempo historia no lineal con un amortiguamiento inherente del 2%, para cada propuesta estructural.

Tabla 81. Reacciones en la base, análisis tiempo historia $\xi=2\%$

Propuesta	Tiempo historia no lineal $\xi=2\%$						
	Story	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
P01-PC	Base	1195.41	1194.89	1446.16	2919.08	2812.13	22.81
P02-MC	Base	1243.09	1445.84	6140.05	3126.89	1230.58	6.17
P03-SLB	Base	834.18	1348.46	1525.89	2867.97	1566.50	3.26

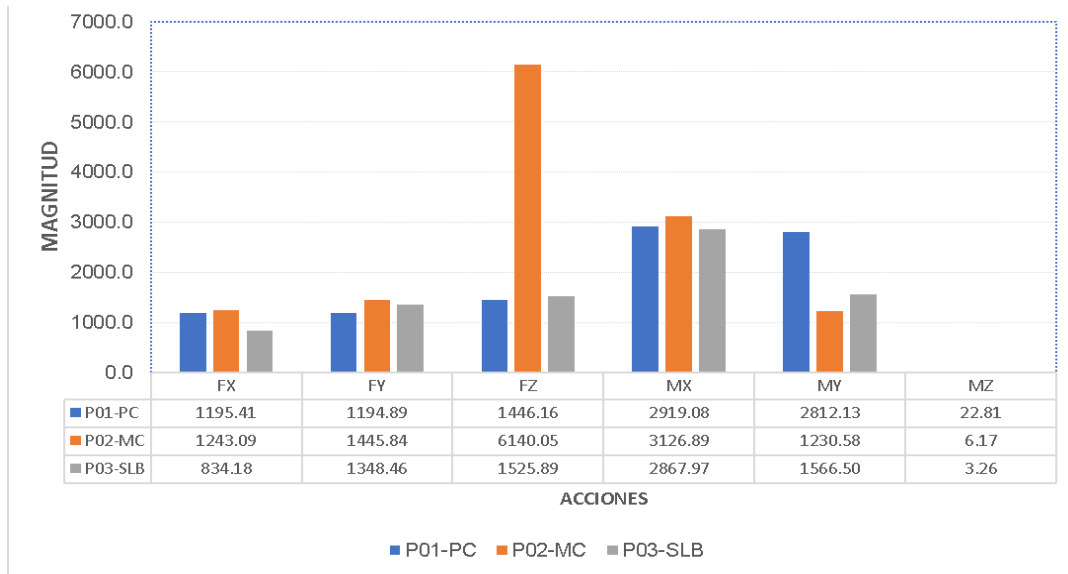


Figura 122. Reacciones en la base, análisis tiempo historia $\xi=2\%$

Cabe resaltar que este tipo de análisis puede considerarse el más próximo a la realidad.

Tabla 82. Reacciones relativas en la base, respecto a Propuesta 01

Propuesta	THNL $\xi=2\%$						
	Story	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
P01-PC	Base	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
P02-MC	Base	1.04	1.21	4.25	1.07	0.44	0.27
P03-SLB	Base	0.70	1.13	1.06	0.98	0.56	0.14

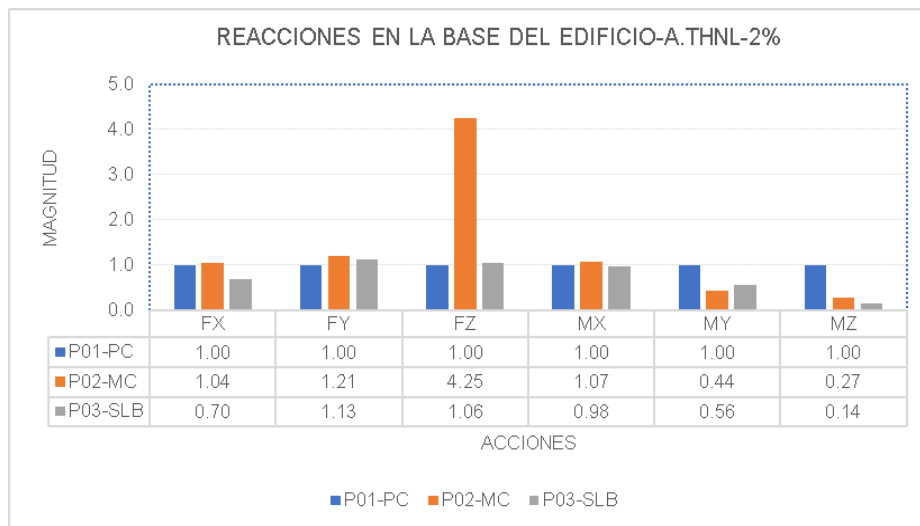


Figura 123. Reacciones relativas en la base, respecto a propuesta 1

Referente a la fuerza cortante en la base en la dirección X se observa:

- La fuerza cortante F_X , de la propuesta 2 es 1.04 veces la experimentada por la propuesta 1, es decir, prácticamente la misma.
- La fuerza F_X , de la propuesta 3 es 0.7 veces la experimentada por la propuesta 1, es decir, menor.

Referente a la fuerza cortante en la base en la dirección Y se observa:

- La fuerza cortante F_Y , de la propuesta 2 es 1.21 veces la experimentada por la propuesta 1, es decir, mayor.
- La fuerza F_Y , de la propuesta 3 es 1.13 veces la experimentada por la propuesta 1, por lo tanto, mayor.

Referente a la fuerza en la dirección Z se observa:

- La fuerza F_Z , de la propuesta 2 es 4.25 veces la experimentada por la propuesta 1, es decir, mayor.
- La fuerza F_Z , de la propuesta 3 es 1.06 veces la experimentada por la propuesta 1, prácticamente iguales.

Referente al momento en la dirección equis MX:

- El momento M_X , de la propuesta 2 es 1.07 veces la experimentada por la propuesta 1, es decir, prácticamente la misma.
- El momento M_X , de la propuesta 3 es 0.98 veces la experimentada por la propuesta 1, es decir, prácticamente la misma.

Referente al momento en la dirección yee MY:

- El momento M_X , de la propuesta 2 es 0.44 veces la experimentada por la propuesta 1, es decir, menor.
- El momento M_X , de la propuesta 3 es 0.56 veces la experimentada por la propuesta 1, es decir, menor.

Referente al momento en la dirección zeta MZ:

- El momento M_Z , de la propuesta 2 es 0.27 veces la experimentada por la propuesta 1, es decir, menor.

- El momento en la dirección zeta (MZ), de la propuesta 3 es 0.14 veces la experimentada por la propuesta 1, es decir, menor.

Tabla 83. Propuesta 1, reacciones en la base, análisis tiempo historia $\xi=2\%$

Nivel	Etiqueta Nudo	Nombre Único	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Base	22	1A	14.63	43.84	99.27	114.84	32.57	0.54
Base	55	1B	44.16	15.39	64.38	35.19	112.31	0.54
Base	53	1C	50.19	18.96	76.09	41.23	120.52	0.54
Base	57	1D	47.76	18.50	97.99	41.55	117.39	0.54
Base	26	1E	15.12	53.09	103.02	140.40	33.30	0.54
Base		1	171.86	149.78	440.75	373.22	416.09	2.72
Base	54	2A	15.14	48.83	68.58	122.03	33.53	0.54
Base	50	2B	51.63	20.21	53.02	42.14	123.30	0.54
Base	51	2C	51.49	21.47	58.14	44.91	123.10	0.54
Base	52	2D	19.93	61.06	74.58	148.79	40.25	0.54
Base	60	2E	14.82	60.37	74.47	151.20	33.06	0.54
Base		2	153.01	211.93	328.81	509.06	353.23	2.72
Base	46	3A	50.37	20.88	36.01	42.43	122.84	0.54
Base	48	3B	41.22	66.45	19.17	166.72	88.70	1.10
Base	49	3C	41.12	70.61	21.97	177.72	88.57	1.10
Base	47	3D	56.28	21.54	23.62	45.91	131.32	0.54
Base	44	3E	18.73	67.41	60.54	160.85	38.81	0.54
Base		3	207.71	246.89	161.31	593.63	470.25	3.83
Base	64	4A	16.18	46.11	27.13	118.11	35.82	0.54
Base	41	4B	65.19	64.01	13.96	155.23	155.05	1.86
Base	42	4C	65.12	67.24	12.82	164.36	154.92	1.86
Base	65	4D	23.60	99.64	34.42	285.42	50.68	0.81
Base	43	4E	47.57	24.57	63.63	51.13	120.45	0.54
Base		4	217.66	301.58	151.96	774.24	516.91	5.62
Base	37	5A	54.48	20.21	44.36	41.46	132.07	0.54
Base	39	5B	70.19	64.18	20.16	155.40	164.54	1.86
Base	40	5C	70.52	67.93	23.99	165.33	165.00	1.86
Base	38	5D	61.85	20.27	25.01	44.02	142.61	0.54
Base	45	5E	50.92	19.00	73.99	42.80	126.61	0.49
Base		5	307.95	191.60	187.51	449.01	730.83	5.31
Base	3	6A	28.57	12.31	40.50	28.08	73.49	0.41
Base	35	6B	37.44	32.92	33.11	77.96	85.22	0.90
Base	36	6C	39.58	34.80	37.40	82.75	88.28	0.90
Base	8	6D	31.62	13.08	64.82	31.11	77.84	0.41
Base		6	137.21	93.11	175.83	219.91	324.83	2.62
Base			1195.41	1194.89	1446.16	2919.08	2812.13	22.81

La Tabla 83 muestra los resultados, del análisis tiempo historia, de las reacciones en la base de cada elemento vertical (columnas), para la propuesta 1.

Tabla 84. Propuesta 2, reacciones en la base, análisis tiempo historia $\xi=2\%$

Nivel	Etiqueta Nudo	Nombre Único	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Base	22	1A	11.33	61.43	160.88	140.49	22.67	0.05
Base	9	1B1	45.65	7.18	228.96	3.94	0.67	0.46
Base	~2897		21.91	9.07	271.62	9.46	1.01	0.04
Base	~2926		16.19	7.56	83.05	10.15	0.85	0.01
Base	~2941		16.25	7.56	86.44	10.14	0.84	0.01
Base	~2956		22.44	9.10	268.81	9.45	1.03	0.04
Base	11	1B2	46.33	7.19	224.86	3.94	0.68	0.47
Base	53	1C	20.28	15.74	62.84	32.46	47.64	0.04
Base	4	1D1	47.32	6.55	236.38	4.29	0.69	0.50
Base	~2985		23.56	10.00	282.37	10.09	1.06	0.05
Base	~3014		17.31	8.01	91.14	10.64	0.87	0.01
Base	~3029		17.34	7.85	81.05	10.49	0.89	0.01
Base	~3044		22.76	9.10	265.59	9.62	1.03	0.04
Base	5	1D2	46.47	8.20	224.28	3.93	0.69	0.47
Base	26	1E	13.38	62.53	154.63	142.27	25.79	0.05
Base		1	388.54	237.06	2722.88	411.36	106.41	2.26
Base	54	2A	11.94	67.81	123.85	149.76	23.58	0.05
Base	50	2B	20.78	17.61	61.39	35.25	48.35	0.04
Base	51	2C	21.05	17.48	54.74	35.05	48.74	0.04
Base	52	2D	13.45	56.35	62.76	133.62	25.96	0.05
Base	60	2E	11.96	68.53	136.28	150.92	23.63	0.05
Base		2	79.18	227.77	439.01	504.60	170.26	0.25
Base	46	3A	14.31	84.95	24.37	204.71	28.12	0.07
Base	48	3B	45.96	39.64	14.89	87.22	109.79	0.11
Base	49	3C	45.27	39.89	15.39	87.61	108.82	0.11
Base	47	3D	14.03	53.64	22.65	129.65	26.85	0.05
Base	44	3E	11.41	58.58	42.36	136.59	22.79	0.05
Base		3	130.98	276.70	119.67	645.79	296.37	0.40
Base	64	4A	14.27	85.32	23.16	205.24	28.05	0.07
Base	41	4B	43.38	62.24	7.38	151.05	100.56	0.19
Base	42	4C	42.33	62.55	5.71	151.56	99.05	0.19
Base	65	4D	14.19	52.76	33.94	128.38	27.08	0.05
Base	43	4E	17.38	19.23	49.25	37.54	43.27	0.04
Base		4	131.55	282.10	119.44	673.78	298.01	0.54
Base	37	5A	13.63	81.70	31.33	200.02	27.06	0.07
Base	39	5B	43.40	62.31	9.63	151.22	100.52	0.19
Base	40	5C	42.90	62.61	8.71	151.70	99.80	0.19
Base	38	5D	15.67	70.73	22.20	185.03	30.25	0.07
Base	45	5E	16.87	14.67	47.84	30.82	42.64	0.04
Base		5	132.46	292.02	119.71	718.79	300.27	0.55
Base	3	6A	49.32	6.00	255.09	4.54	0.75	0.50
Base	~3073		25.19	10.19	307.48	10.63	1.11	0.05
Base	~3102		16.64	7.94	103.95	11.12	0.84	0.01
Base	~3117		16.66	7.74	78.85	10.93	0.89	0.01
Base	~3132		22.94	9.02	275.64	10.00	1.02	0.05
Base	14	6A1	46.93	8.06	234.32	4.05	0.75	0.45
Base	35	6B	12.37	17.08	49.66	36.08	24.57	0.04
Base	36	6C	11.95	17.05	59.02	36.04	23.96	0.04
Base	16	6C1	46.92	7.59	241.51	3.94	0.75	0.43
Base	~3161		22.99	8.75	283.66	9.68	1.02	0.05
Base	~3190		16.77	7.42	80.55	10.53	0.89	0.01
Base	~3205		16.78	7.56	101.79	10.66	0.84	0.01
Base	~3220		25.39	9.56	299.54	10.11	1.12	0.05
Base	8	6D	49.54	6.22	248.27	4.27	0.75	0.49
Base		6	380.38	130.18	2619.34	172.58	59.26	2.17
Base			1243.09	1445.84	6140.05	3126.89	1230.58	6.17

La Tabla 84 muestra los resultados, del análisis tiempo historia, de las reacciones en la base de cada elemento vertical (columnas, muros), para la propuesta 2.

Tabla 85. Propuesta 3, reacciones en la base, análisis tiempo historia $\xi=2\%$

Story	Joint Label	Unique Name	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Base	22	1A	12.29	55.42	143.61	114.89	24.42	0.08
Base	55	1B	51.04	15.52	85.31	28.20	73.82	0.06
Base	53	1C	50.28	15.57	90.02	28.27	72.75	0.06
Base	57	1D	32.38	33.56	114.33	68.34	38.33	0.06
Base	26	1E	32.85	56.00	154.72	115.53	40.24	0.08
Base		1	178.84	176.07	588.00	355.23	249.56	0.35
Base	54	2A	12.55	60.89	102.33	122.09	24.87	0.08
Base	50	2B	13.52	50.35	65.49	108.37	26.36	0.08
Base	51	2C	13.22	50.20	65.16	108.17	25.91	0.08
Base	52	2D	14.24	52.32	80.69	110.90	27.43	0.08
Base	60	2E	12.99	61.13	106.44	122.31	25.52	0.08
Base		2	66.52	274.90	420.10	571.84	130.10	0.40
Base	46	3A	15.86	76.63	22.06	167.28	30.97	0.10
Base	48	3B	46.92	37.12	7.38	73.12	112.30	0.16
Base	49	3C	46.31	37.20	6.97	73.21	111.45	0.16
Base	47	3D	15.07	48.08	12.39	105.34	28.80	0.08
Base	44	3E	12.80	52.55	30.30	111.06	25.37	0.08
Base		3	136.97	251.57	79.10	530.02	308.88	0.59
Base	64	4A	16.00	76.64	20.64	167.30	31.31	0.10
Base	41	4B	44.51	55.58	5.56	122.75	103.86	0.28
Base	42	4C	43.44	55.71	3.19	122.93	102.35	0.28
Base	65	4D	15.48	47.15	21.34	104.09	29.53	0.08
Base	43	4E	32.92	20.02	38.51	35.74	81.27	0.08
Base		4	152.36	255.10	89.23	552.80	348.32	0.81
Base	37	5A	16.01	77.01	25.08	167.80	31.49	0.10
Base	39	5B	45.20	55.90	6.62	123.20	105.37	0.28
Base	40	5C	44.76	55.96	5.73	123.28	104.76	0.28
Base	38	5D	17.74	65.33	20.78	152.59	34.15	0.10
Base	45	5E	32.96	15.34	39.27	29.41	81.45	0.08
Base		5	156.68	269.54	97.49	596.29	357.22	0.83
Base	3	6A	35.89	48.39	69.54	105.66	43.46	0.08
Base	35	6B	35.71	15.56	53.17	29.60	42.95	0.06
Base	36	6C	35.62	15.49	57.96	29.50	42.89	0.06
Base	8	6D	35.59	41.85	71.30	97.04	43.13	0.08
Base		6	142.81	121.29	251.97	261.80	172.42	0.28
Base			834.178	1348.460	1525.889	2868.0	1566.502	3.26

La Tabla 85 muestra los resultados, del análisis tiempo Historia, de las reacciones en la base de cada elemento vertical (columnas), para la propuesta 3.

Las Figuras 122, 123 y 124 líneas abajo, muestra los resultados gráficos de las reacciones en la base del edificio en estudio, agrupados según los ejes identificados con los números del uno al seis (1-6), para cada una de las propuestas estructurales).

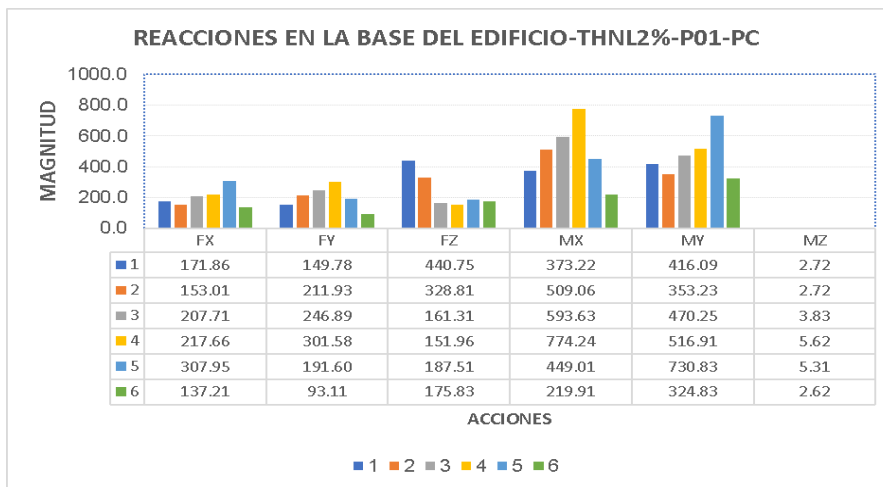


Figura 124. Propuesta 1, reacciones en la base, análisis tiempo historia $\xi=2\%$

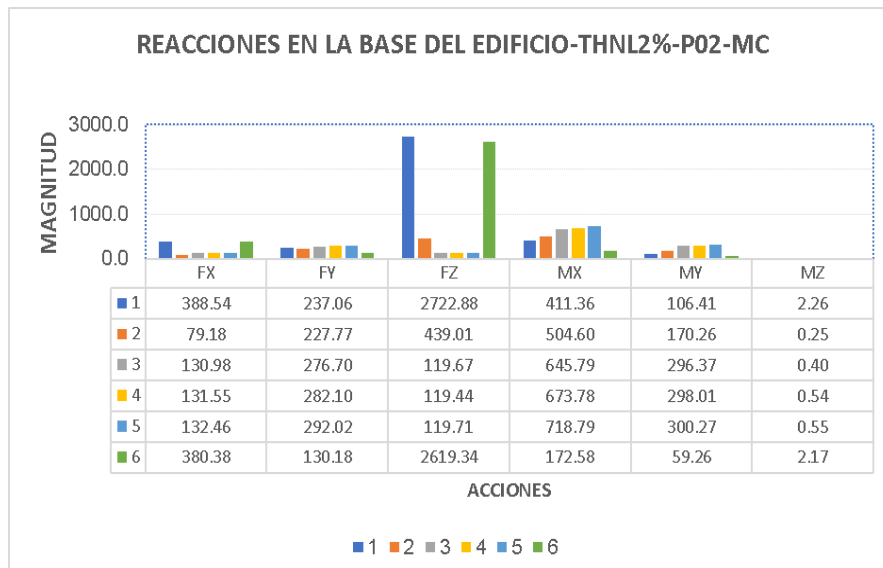


Figura 125. Propuesta 2, reacciones en la base, análisis tiempo historia $\xi=2\%$

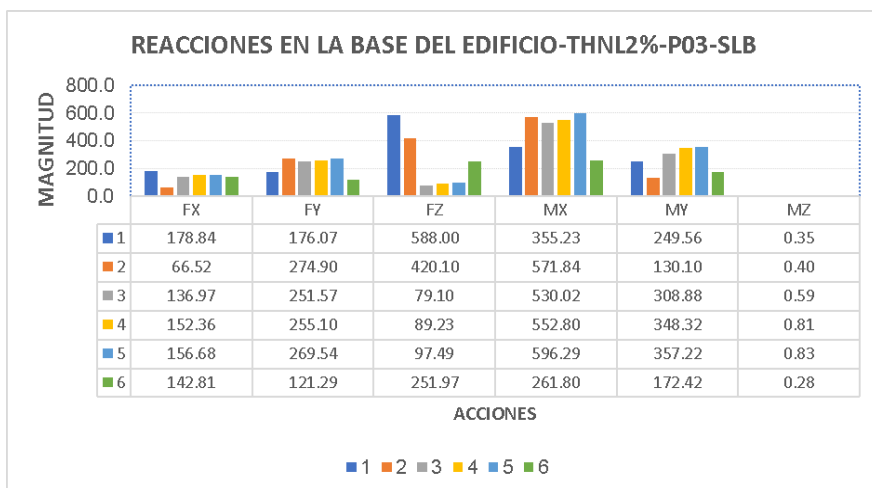


Figura 126. Propuesta 3, reacciones en la base, análisis tiempo historia $\xi=2\%$

Luego de observar y comparar las gráficas mostradas líneas arriba, se puede notar que los principales cambios en las fuerzas y momentos, según propuesta estructural analizada, se presentan para las fuerzas en el eje equis (FX), fuerzas en dirección zeta (FZ) y en los momentos en yee (MY) y zeta (MZ). Por lo que se analizará con mayor detalle estas reacciones.

Para tener un comparativo, de los resultados de las 3 propuestas estructurales estudiadas, se elaboró un gráfico de barras con magnitudes relativas, tomado como base comparativa los resultados de la propuesta 1, es decir, el cociente entre el valor de las propuestas 2 o 3 dividida entre el valor obtenido con la propuesta 1.

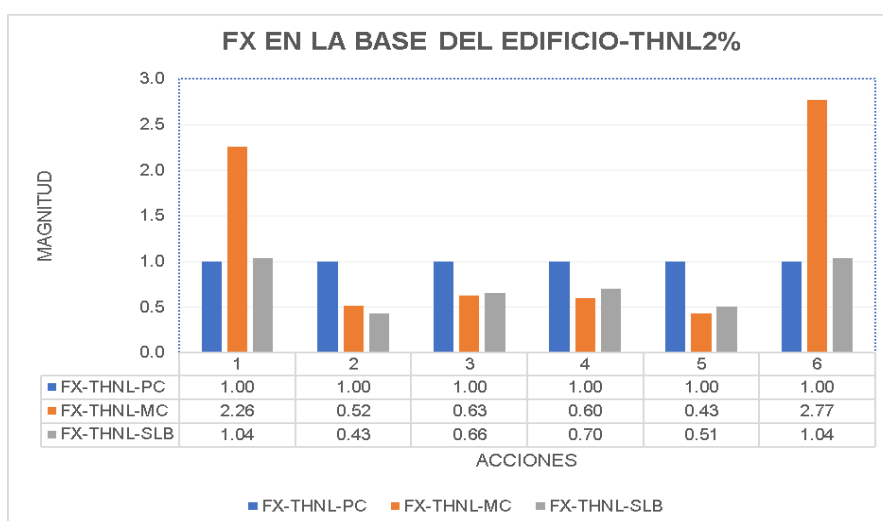


Figura 127. Resultado fuerzas en dirección X (FX), en la base del edificio

Se observa de la Figura 127, la propuesta 2, la fuerza en la dirección equis (FX) se incrementa a 2.26 veces en el eje 1 y a 2.77 veces en eje 6. En el resto de los ejes las fuerzas se reducen. Con la propuesta 3, la fuerza en la dirección equis (FX) se incrementa muy poco, a 1.04 veces en el eje 1 y 6. En los demás ejes las fuerzas se reducen.

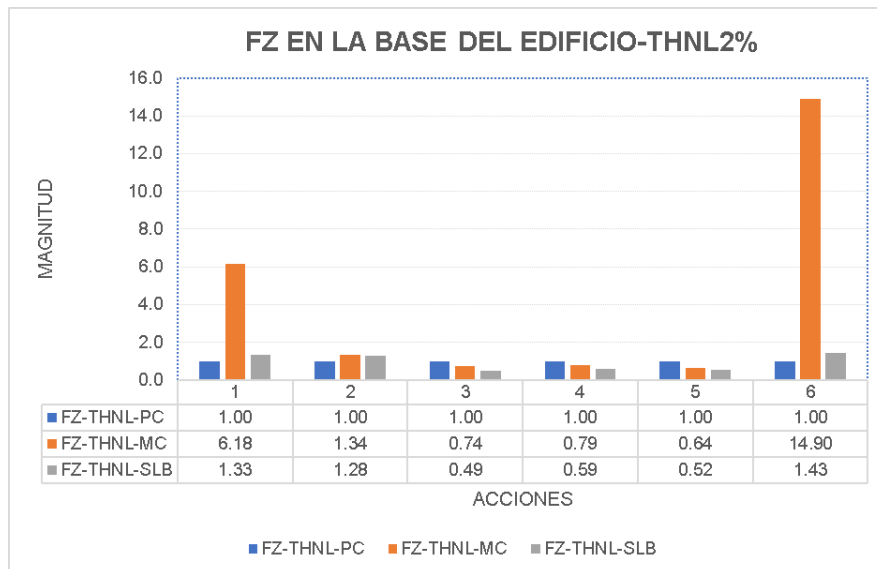


Figura 128. Resultado fuerzas en dirección Z (FZ), en la base del edificio

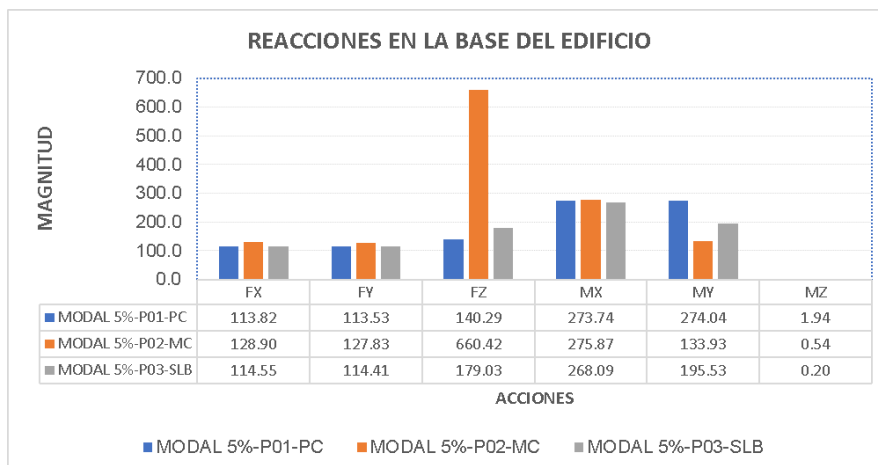


Figura 129. Reacciones en la base del edificio

Se observa de la Figura 129, la propuesta 2, la fuerza en la dirección zeta (FZ) se incrementa a 6.18 veces en el eje 1, a 1.34 veces en el eje 2 y a 14.9 veces en eje 6. En el resto de los ejes las fuerzas se reducen. Con la propuesta 3, la fuerza en la dirección zeta (FZ) se incrementa a 1.33 veces en el eje 1, a 1.28 veces en el eje 2 y a 1.43 veces en el eje 6. En los demás ejes las fuerzas se reducen.

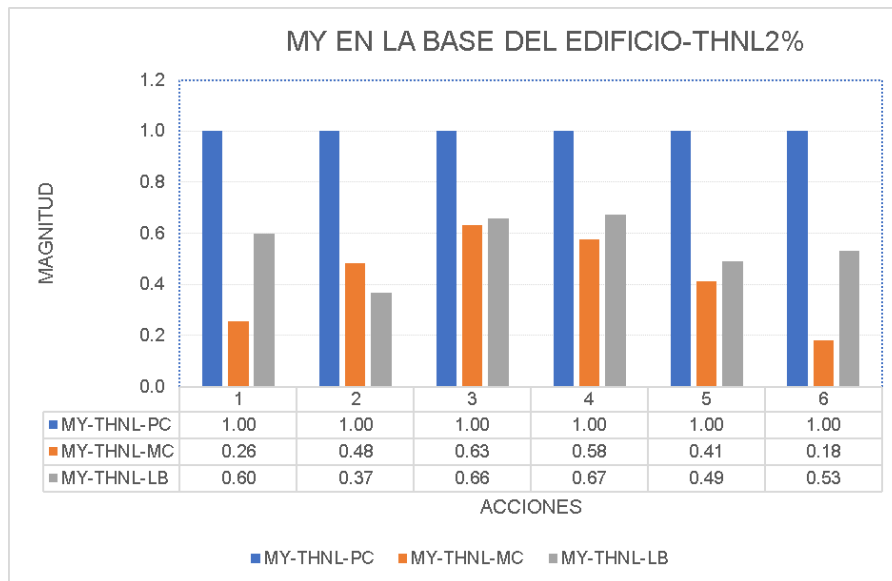


Figura 130. Resultado momentos en dirección Y (MY), en la base del edificio

Se observa de la Figura 130, la propuesta 2, el momento en la dirección yee (MY) se reduce principalmente en los ejes 1 y 6 a 0.26 y 0.18 veces el momento obtenido por la propuesta 1. Con la propuesta 3, el momento en la dirección yee (MY) se reducen principalmente en los ejes 1 y 6 a 0.26 y 0.18 veces el momento obtenido por la propuesta 1.

En el eje 1, a 1.34 veces en el eje 2 y a 14.9 veces en eje 6. En el resto de los ejes las fuerzas se reducen. Con la propuesta 3, la fuerza en la dirección zeta (FZ) se incrementa a 1.33 veces en el eje 1, a 1.28 veces en el eje 2 y a 1.43 veces en el eje 6. En los demás ejes las fuerzas se reducen.

Fuerzas actuantes y desplazamientos en disipadores

En la Tabla 86 se muestran las fuerzas actuantes en los disipadores instalados.

Tabla 86. Fuerzas cortantes V2 en los disipadores

Fase 4 (F=4)		Fase 4	(D/C)
Dispositivo	Fy	THNL	V2/Fy
SLB	kN	V2 (kN)	
SLB2 8x2	48.1	-65.39	-1.36
SLB2 8x2	48.1	-68.22	-1.42
SLB3 30x7	461.3	-641.99	-1.39
SLB3 25x6	357.1	-495.68	-1.39
SLB3 50x3	377.5	-551.54	-1.46
SLB3 50x3	377.5	-549.13	-1.45

En la Tabla 87 se muestran los desplazamientos promedios en la dirección U2.

Tabla 87. Desplazamiento promedio en los disipadores

Link	SLB	Story	U2 (mm)
K1	SLB2 8x2	Story2	13.76
K2	SLB2 8x2	Story2	16.61
K3	SLB3 30x7	Story1	14.10
K4	SLB3 25x6	Story1	13.83
K5	SLB3 50x3	Story1	14.95
K6	SLB3 50x3	Story1	14.74

De las tablas antes mostradas se observa que las fuerzas cortantes máximas actuantes en los disipadores de energía analizados, se dan en el primer piso en los disipadores K3 (SLB3 30x7) y K5 (SLB3 50x3). Las deformaciones máximas en los disipadores K2 (SLB2 8x2) en el segundo nivel y K5 (SLB3 50x3) en el primer nivel.

Fuerzas actuantes en diagonales metálicas

En la Tabla 88 se detallan las fuerzas axiales actuantes en las diagonales metálicas sobre los cuales se montan los disipadores.

Tabla 88. Fuerzas axiales en las diagonales de los disipadores

Story	Element Name	P (tonf)	V2 (tonf)	V3 (tonf)	T (tonf-m)	M2 (tonf-m)	M3 (tonf-m)
Story2	BR1	4.95	0.23	0.002	0.001	0.003	0.325
	BR2	4.87	0.24	0.002	0.001	0.003	0.344
	BR3	5.30	0.21	0.001	0.001	0.003	0.293
	BR4	5.17	0.21	0.001	0.001	0.003	0.294
Story1	BR10	46.57	1.76	0.005	0.001	0.009	2.045
	BR11	47.85	1.77	0.008	0.001	0.013	2.042
	BR12	48.85	1.77	0.008	0.001	0.013	1.994
	BR5	45.96	1.69	0.001	0.001	0.002	2.316
	BR6	46.79	1.72	0.001	0.001	0.002	2.302
	BR7	48.39	1.73	0.001	0.000	0.002	1.895
	BR8	49.30	1.68	0.001	0.000	0.002	1.803
	BR9	45.69	1.68	0.005	0.001	0.009	2.006

Fuerzas inducidas por los disipadores, en las vigas donde se anclan

Las Figuras 131 y 132 muestran las fuerzas axiales actuantes en los elementos estructurales (vigas, columnas y disipadores) del eje 1 de la propuesta estructural 1 y 3 basado en pórticos de concreto y disipadores SLB respectivamente.

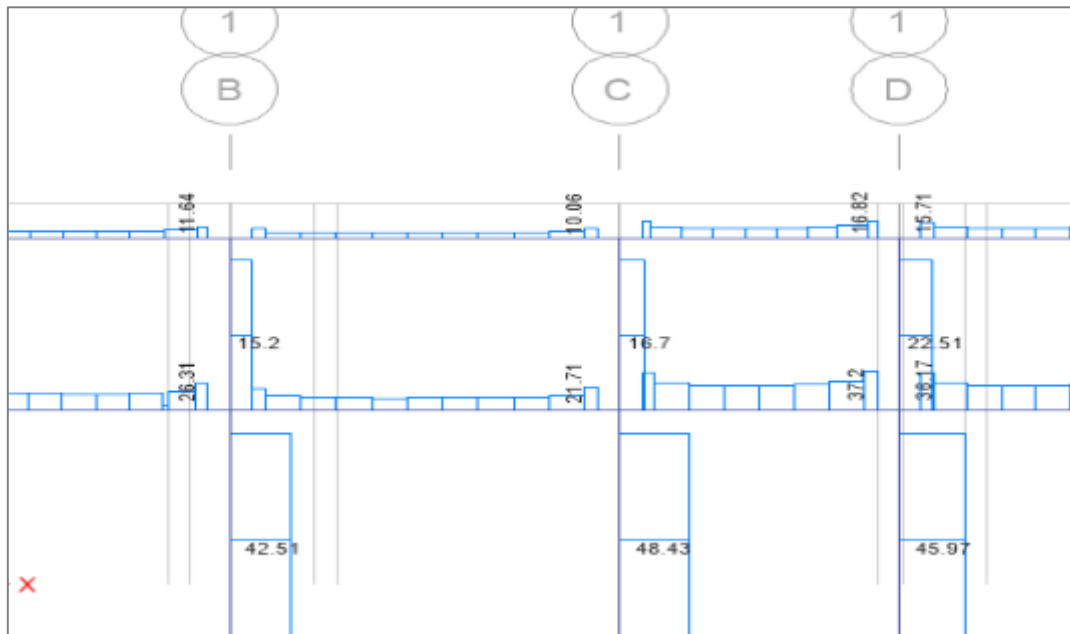


Figura 131. P01-PC-Eje1, fuerzas axiales, A. THNL, sismo 3 oct. 1974

La Figura 131 muestra que el sistema de disipación incrementa las fuerzas axiales en las columnas sobre las que se conecta.

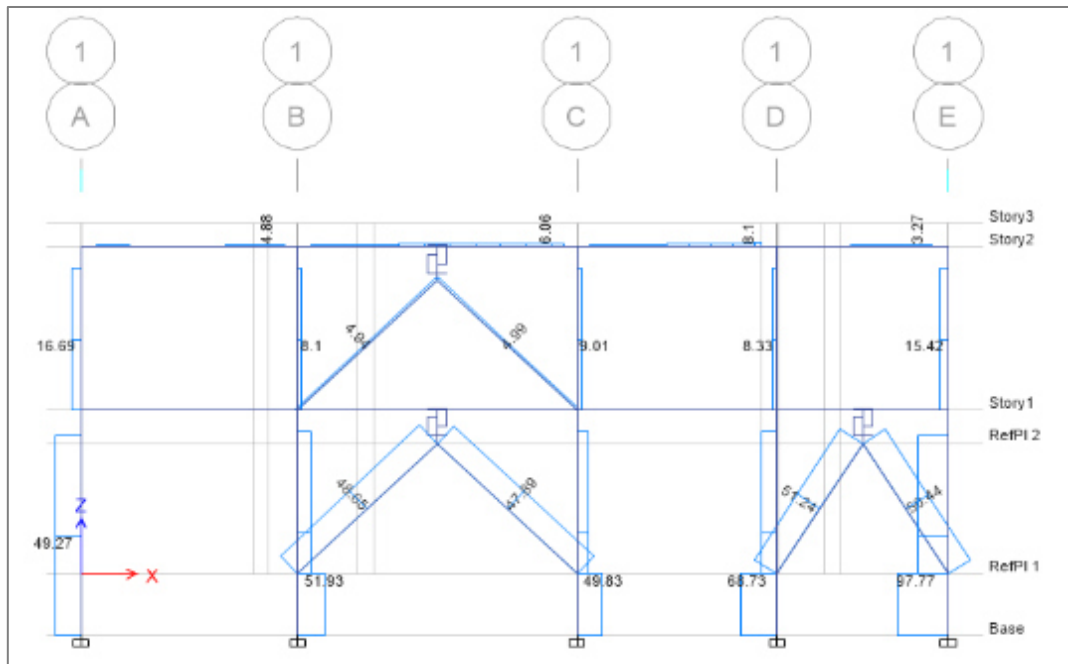


Figura 132. P03-SLB-Eje1, fuerzas axiales, A.THNL, sismo 3 oct. 1974

El reforzamiento que corresponda a las columnas se proporcionará durante el diseño de los elementos de concreto armado (área y/o barras longitudinales adecuadas).

Las Figuras 133 y 134 muestran las fuerzas cortantes V2 actuantes en los elementos estructurales (vigas, columnas y disipadores) del eje 1 de las propuestas estructurales 1 y 3.

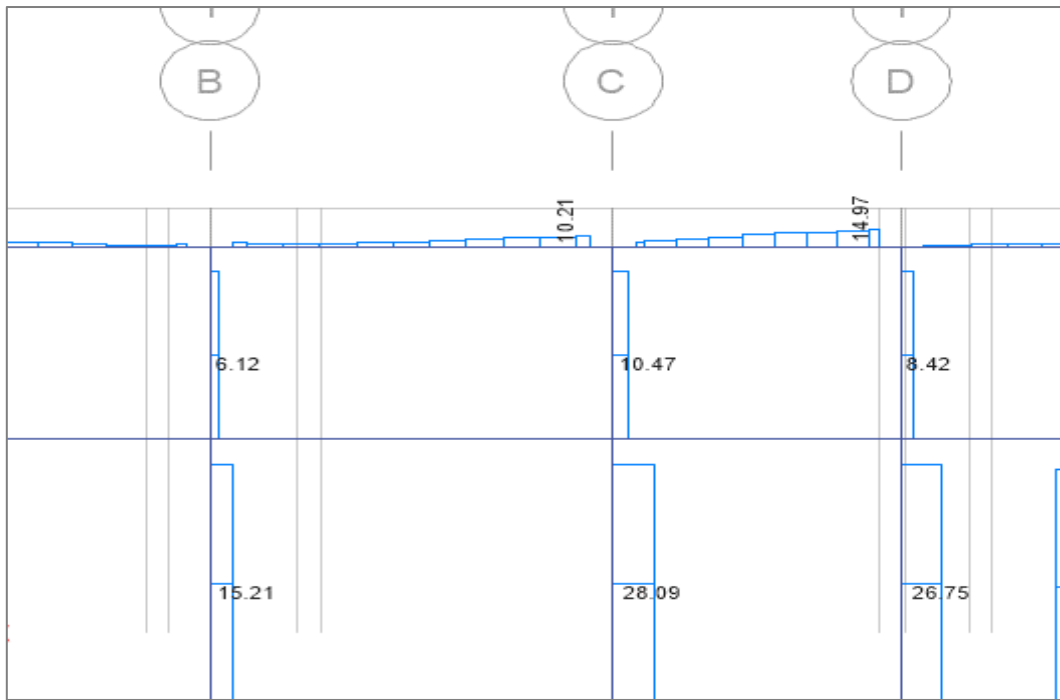


Figura 133. P01-PC-Eje1, fuerzas cortantes V2, A.THNL, sismo 3 oct. 1974

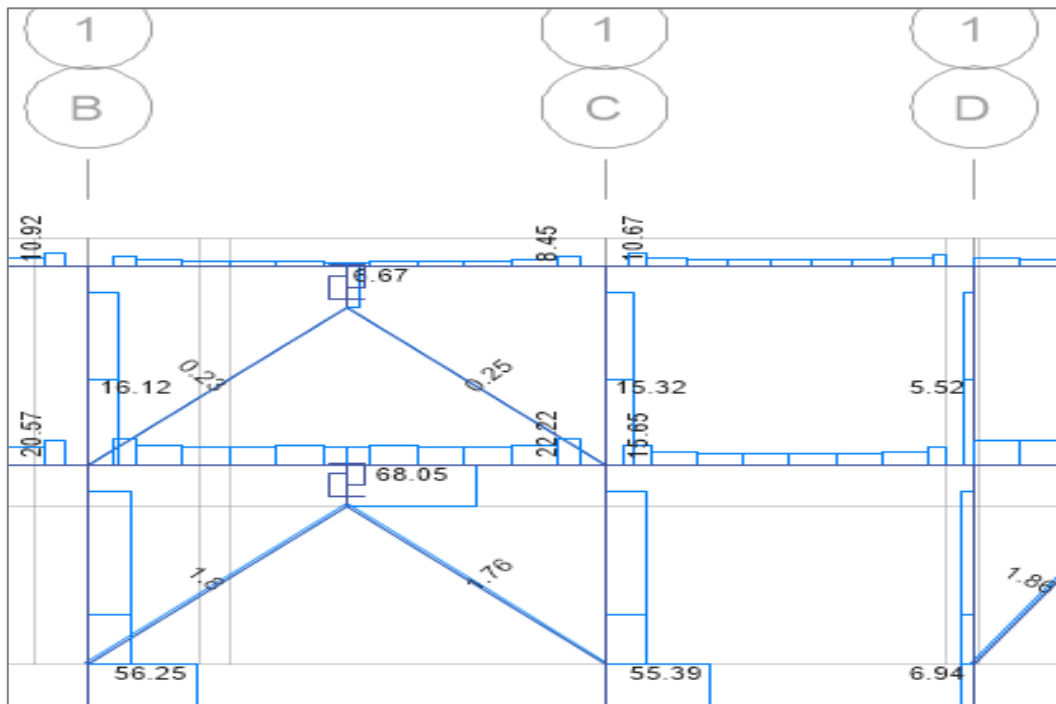


Figura 134. P03-SLB-Eje1, fuerzas cortantes V2, A.THNL, sismo 3 oct. 1974

Las figuras anteriores muestran que los disipadores atraen las fuerzas cortantes que actuaban sobre las vigas y columnas, las fuerzas cortantes se ven reducidas en las vigas y columnas.

La fuerza cortante actúa a la mitad de los disipadores por lo que tendrá una excentricidad igual a la mitad de la altura del dispositivo ($e=h/2=245/2=122.5$ mm).

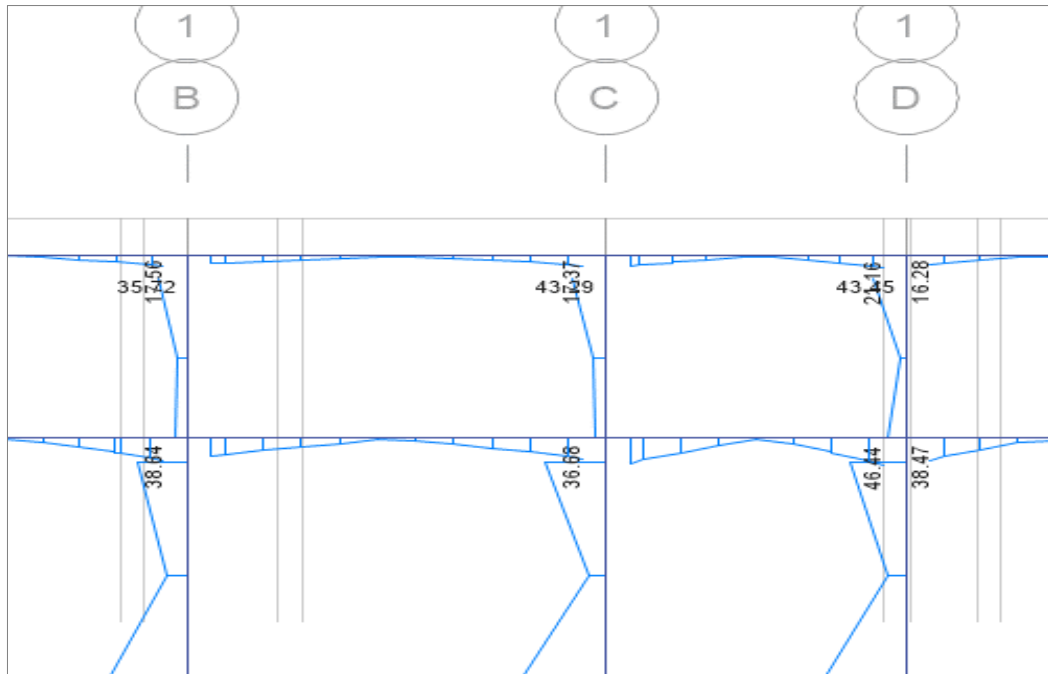


Figura 135. P01-PC-Eje1, momentos M33, A.THNL, sismo 3 oct. 1974

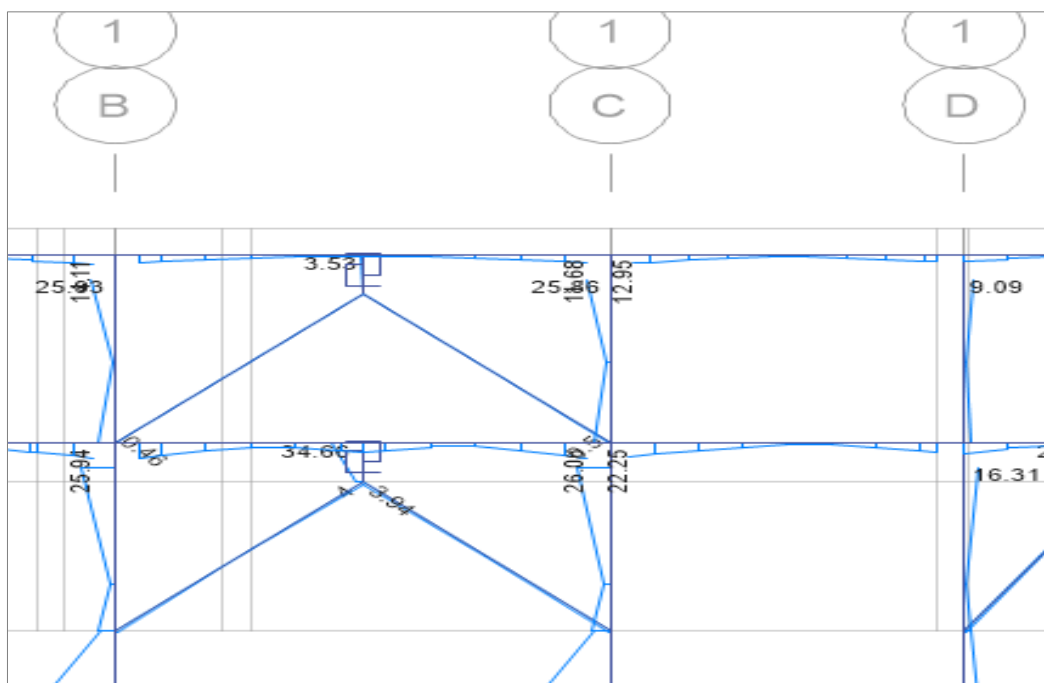


Figura 136. P03-SLB-Eje1, momentos M33, A.THNL, sismo 3 oct. 1974

Se observa de las Figuras 135 y 136, que la fuerza cortante excéntrica producirá un momento actuante ($M=V2xe$) sobre la viga de concreto sobre la que

se ancla. El refuerzo, para esta acción, se proveerá el acero requerido durante el diseño de los elementos de concreto.

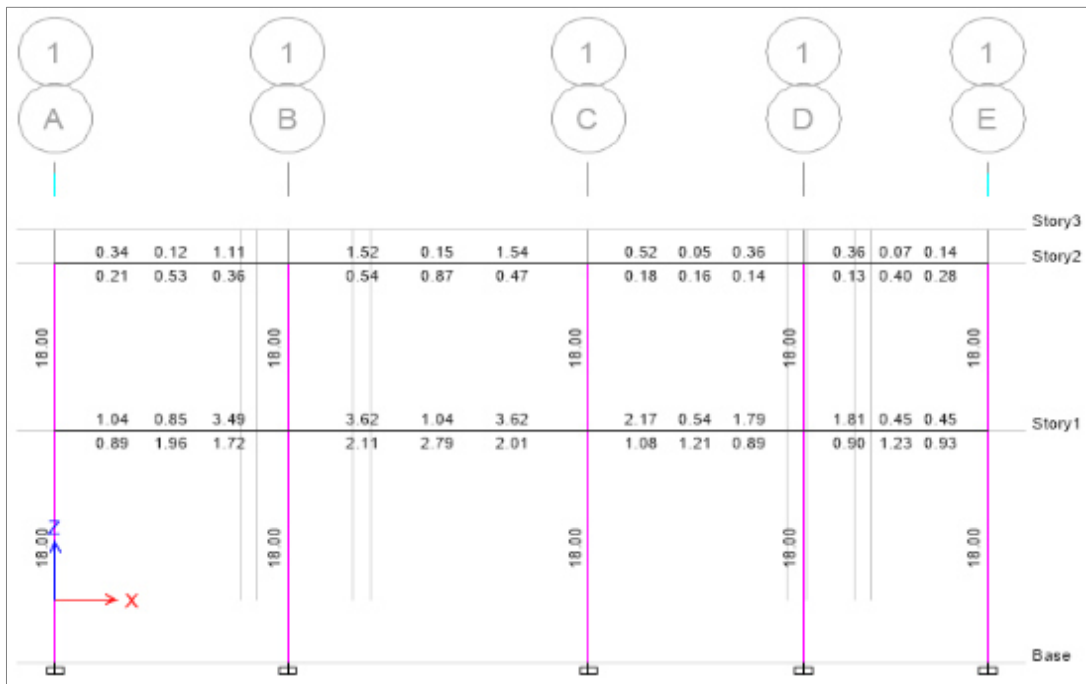


Figura 137. P01-PC-Eje 1, diseño en C°A°, A.THNL, sismo 3 oct. 1974

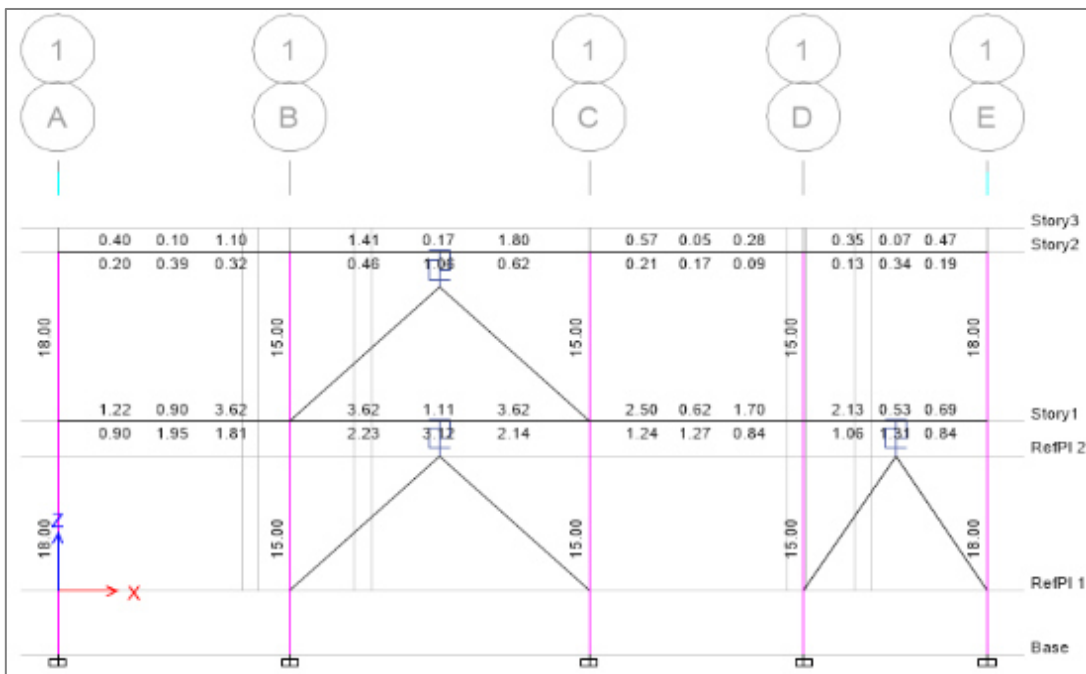


Figura 138. P03-SLB-Eje 1, diseño en C°A°, A.THNL, sismo 3 oct. 1974

Como se observa de las Figuras 137 y 138, en la propuesta con disipadores se incrementa ligeramente el refuerzo con acero en las vigas y se reduce en las columnas.

Sistema de anclaje de los disipadores

El sistema de anclaje del disipador SLB con la viga será mediante placas y pernos de anclaje, tal como se muestra en la imagen.

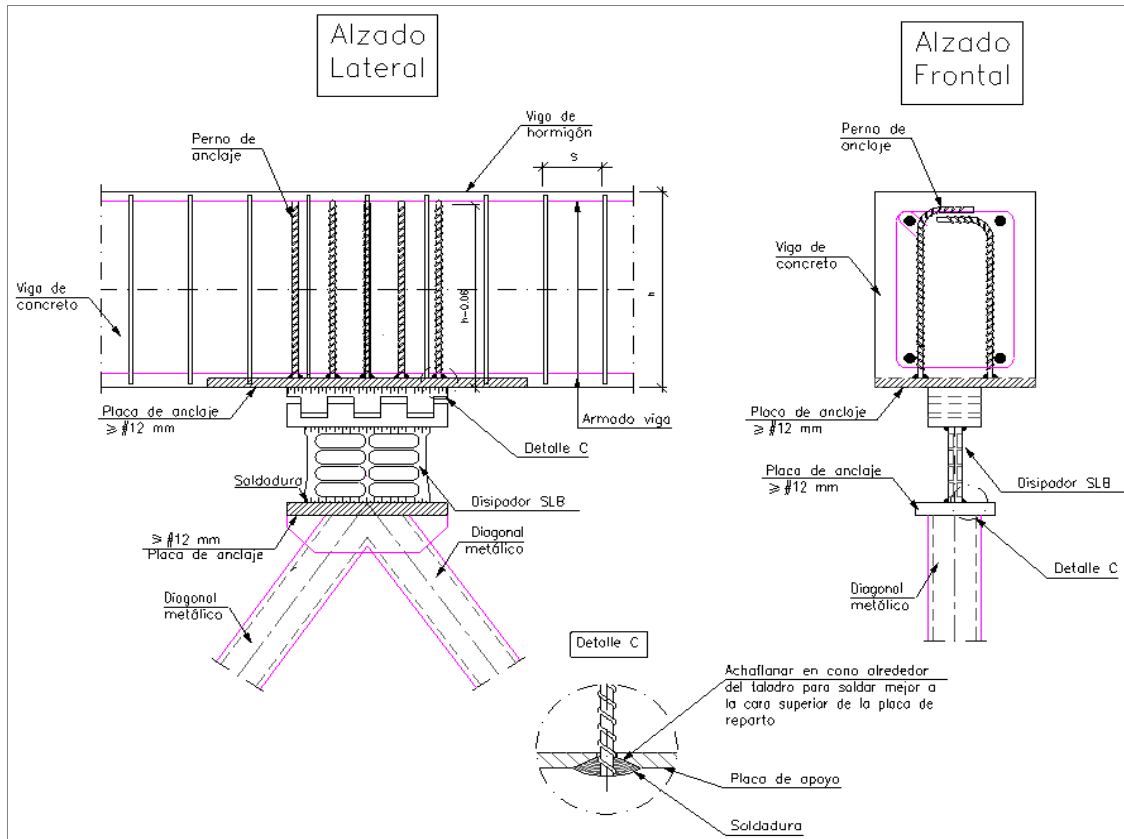


Figura 139. Detalle de anclaje, disipador SLB a viga de concreto

Las placas y pernos de anclaje serán diseñados según cortante máximo (obtenido de tablas de proveedor según sea el dispositivo seleccionado) y momento actuante (producto del cortante máximo por la excentricidad).

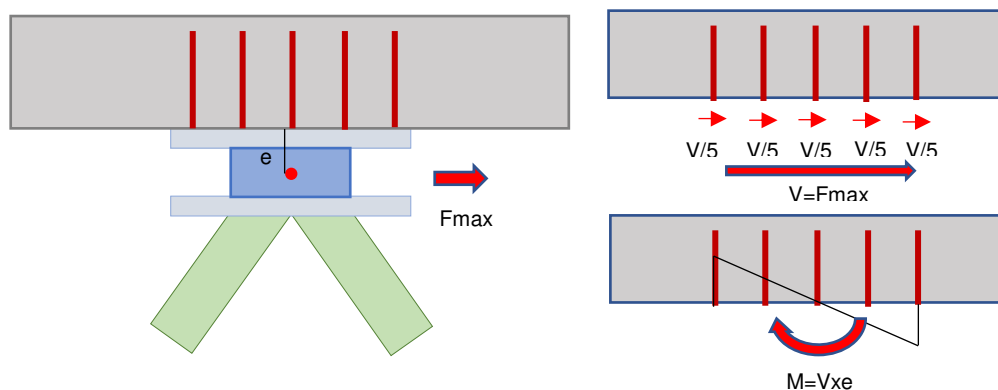


Figura 140. Diagrama de fuerzas actuantes, anclaje a viga

Las diagonales y las placas de anclaje que se conectan a las columnas se diseñarán para las cargas axiales actuantes, teniendo en cuenta que ni las placas ni las diagonales pueden fallar. Es decir, estos elementos tendrán un comportamiento elástico durante un sismo severo.



Figura 141. Anclaje de las diagonales a las columnas
Tomada de www.luisbozzo.com, 2016

Verificación de excentricidades

La Tabla 89 muestra la excentricidad de las propuestas estructurales en su diafragma rígido (primer nivel).

Tabla 89. Excentricidad en diafragma rígido según propuesta estructural

N.º	Propuesta	Excentricidad					
		XCM (m)	YCM(m)	XCR(m)	YCR(m)	ex (m)	ey (m)
PC	Pórticos de concreto "X - Y"	8.7878	10.790	8.508	10.238	0.28	0.55
MC	Muros de concreto en "X" – pórticos en "Y"	7.12423	10.841	7.651	10.602	0.53	0.24
SL	Disipadores SLB en "X" – pórticos en "Y"	7.1259	10.798	7.636	10.327	0.51	0.47

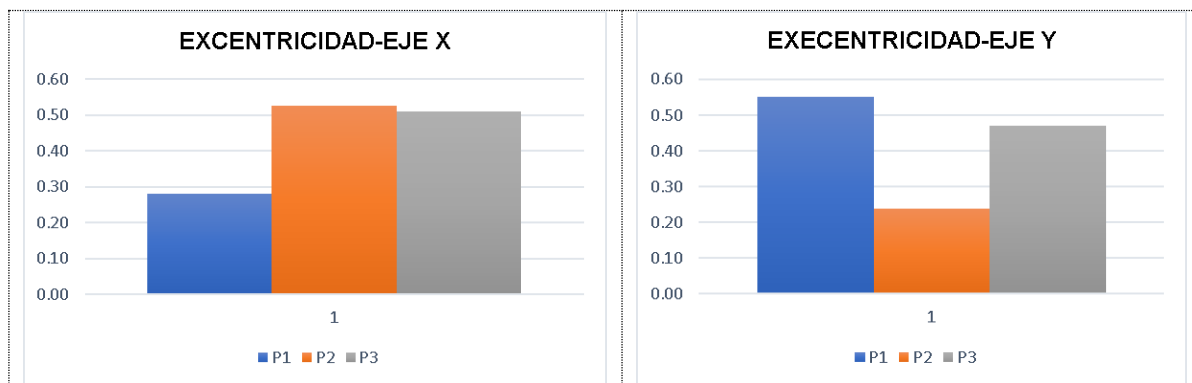


Figura 142. Comparación de las excentricidades e la propuesta 1 al 3

La Figura 142 muestra la excentricidad de las propuestas estructurales en su diafragma rígido (primer nivel).

En el eje X, la excentricidad se incrementa para la propuesta 2 y 3.

En el eje Y, la excentricidad se reduce en el eje 2 y 3.

5.2. Discusión de resultados

Las propuestas estructurales analizadas:

- Propuesta 1 - pórticos de C°A°
- Propuesta 2 - muros de C°A°
- Propuesta 3 - disipadores SLB

Cumplen con los criterios de validación estructural, según Anexo I, Norma E-030 2018 “Procedimiento sugerido para la determinación de fuerzas sísmicas”. Cumpliendo con los requisitos de regularidad y rigidez, habiéndose realizado las siguientes verificaciones:

- Restricciones a la irregularidad, según la categoría de la edificación y zona donde se ubica el proyecto, acorde a la Tabla 10.
- Determinación de los desplazamientos laterales y distorsión admisible, según artículos 31 y 32, deberán ser menores que lo indicado en la Tabla 11.

A continuación, se detallan las características de las verificaciones señaladas líneas arriba.

5.2.1. Restricciones a la irregularidad

En la edificación en estudio, según su categoría y ubicación, no se permiten irregularidades estructurales, por lo que los factores I_a e I_p deben ser iguales a uno (1).

Para el presente caso se puede determinar si una estructura es regular o irregular a partir de su configuración estructural. Sin embargo, la irregularidad torsional se comprueba con los resultados del análisis sísmico de cada propuesta.

Para las propuestas estructurales estudiadas, los desplazamientos máximos relativos de entrepiso, es menor que 1.3 veces el desplazamiento relativo promedio. Por lo tanto, no existe irregularidad torsional.

5.2.2. Determinación de los desplazamientos laterales y distorsión admisible

De los resultados del análisis modal espectral con un amortiguamiento inherente de cinco porcientos ($\xi=5\%$), las distorsiones son menores al máximo normativo de 0.007 para el sistema aporticado y 0.005 para el sistema con muros de concreto.

Si estas mismas estructuras se someten a un análisis tiempo historia no lineal con un amortiguamiento inherente de dos por ciento ($\xi=2\%$), se encuentra que la propuesta con disipadores SLB son las únicas que cumplen con tener distorsiones menores al límite máximo normativo.

5.2.3. Análisis comparativo

Se efectuó el análisis comparativo de las propuestas analizadas.

- a) Comparación de propuestas: pórticos C°A°/ muros C°A°/ disipadores SLB.
 - Para realizar la comparación de propuestas, se cambiaron elementos estructurales que proporcionen rigidez lateral en el eje X. La primera propuesta está basada en pórticos de concreto armado, la segunda propuesta está basada en muros de concreto armado y finalmente con disipadores

metálicos de fluencia SLB. Debido a su ubicación estratégica estos cambios se realizan únicamente en los ejes 1 y 6 indicados en el modelo estructural.

- Los desplazamientos y distorsiones máximas se reducen al cambiar la propuesta inicial (columnas) por la propuesta de muros y disipadores, en el eje X en un 48% y 26% y en un 16% y 28% en el eje Y.
- Los períodos varían según la propuesta estructural, si en el eje X comparamos la propuesta de pórticos con la propuesta de muros y disipadores SLB, se observa que los periodos se reducen en un 15.5% y 12.5% respectivamente.
- Las fuerzas cortantes máximas en la base, en el eje X, se incrementan en un 4% para la propuesta de muros y se reducen en un 30% para la propuesta con disipadores SLB.
- Las fuerzas cortantes máximas en la base, en el eje Y, se incrementan en un 21% para la propuesta de muros y 13% para la propuesta con disipadores SLB.
- Las fuerzas axiales en la base, en el eje Z, se incrementan en un 42.5% para la propuesta de muros y 6% para la propuesta con disipadores SLB.
- Los momentos flectores en la base, en el eje X, se mantienen prácticamente iguales para todas las propuestas.
- Los momentos flectores en la base, en el eje Y, se reducen en un 56% y 44% para la propuesta de muros y disipadores SLB respectivamente.

CONCLUSIONES

- Del análisis, propuestas analizadas, se concluye que la propuesta basada en disipadores de energía SLB, es una propuesta estructural válida, que cumple con las restricciones a la regularidad y de rigidez, establecidas en la norma peruana E-030 2018, al igual que las otras propuestas tradicionales basadas en pórticos y muros de concreto.
- Se concluye que es factible reemplazar los muros estructurales de concreto armado por disipadores SLB, montados sobre diagonales Chevron, en sectores específicos de una edificación.
- La propuesta con muros tiene la mayor rigidez lateral por lo que posee menores desplazamientos y distorsiones relativas, así como periodos de vibración menores. La propuesta con disipadores SLB tiene la segunda mayor rigidez lateral comparando después de la propuesta con muros de concreto, siendo la propuesta con pórticos la más flexible.
- Para un análisis modal espectral con un amortiguamiento inherente de 5%, las tres propuestas cumplen los desplazamientos laterales y distorsiones máximas normativas.
- La propuesta basada en disipadores SLB muestra ventajas comparativas con las propuestas tradicionales, entre ellas:
 - ✓ Mejora del control de desplazamientos laterales y distorsiones. Las distorsiones se encuentran por debajo del límite normativo, tanto para un análisis modal espectral con un amortiguamiento inherente de cinco por ciento ($\xi=5\%$), como para un análisis tiempo historia no lineal con $\xi=2\%$.
 - ✓ Reduce las fuerzas cortantes actuantes en los elementos de concreto armado de la edificación (columnas, muros y vigas). Las fuerzas cortantes son absorbidas y disipadas en forma de calor por los dispositivos.
 - ✓ Constituye la propuesta con menor peso sísmico.
 - ✓ Mejor control de la irregularidad torsional. Las ratios de desplazamiento máximo relativo son mucho menores a los mostrados por las propuestas tradicionales.

- ✓ Incrementa el requerimiento de las zapatas, en comparación con el sistema aporticado, pero se reduce en comparación con la propuesta de muros de concreto armado.
- Se puede afirmar que la propuesta basada en disipadores SLB es la propuesta óptima para el presente caso de estudio, cuyas ventajas funcionales marcan la diferencia frente a las propuestas con muros de concreto, las cuales son: permite paso de la luz y adecuada ventilación, con menor requerimiento del refuerzo en los elementos de concreto armado.

RECOMENDACIONES

- Son notorias las ventajas de la disipación de energía con dispositivos SLB, en el análisis sísmico, debiendo incluirse en la Norma Peruana E030-2018 las exigencias normativas para análisis de estructuras con disipadores de energía.
- Se debe continuar con el estudio de los disipadores de energía SLB, en relación a su aplicabilidad a viviendas de interés social, se puede prever que el uso de estos dispositivos incrementará el desempeño de estas edificaciones y reducirán su nivel de daño frente a acciones sísmicas. Estos disipadores a diferencia de los disipadores de fluido viscoso o aisladores de base, sus costos son mucho más accesibles y sus ventajas son comparables. Asimismo, se recomienda que para estudios posteriores se debe realizar investigaciones mediante análisis estructurales en el campo inelástico, considerando el comportamiento no-lineal de los elementos estructurales (vigas, columnas) así también incluir el efecto de interacción suelo-estructura de la edificación.

REFERENCIAS

1. **BOZZO, Luis.** *Estructuras y proyectos S.L, Postensa SAC. dossier de disipadores SLB para diseño sismorresistente.* s.f. [Fecha de Consulta:17 octubre 2018].
http://luisbozzo.com/wp-content/uploads/2018/05/Dossier_disipadores_2017_V6.pdf.
2. **BOZZO, Luis.** *Estructuras y proyectos S.L, Postensa SAC. procedimiento para el diseño con disipadores SLB,* s.f. [Fecha de consulta:17 octubre 2018].
<http://luisbozzo.com/wp-content/uploads/2018/05/Procedimiento-para-el-dise%C3%B1o-con-SLB-Rev7.pdf>
3. **SEGOVIA DAVID, Juan Carlos.** *Diseño de disipadores de energía metálicos para una edificación de baja altura de concreto armado.* Tesis para optar el Grado de Magíster, Lima, Perú, Universidad Católica del Perú, 2016.
4. **TORRES, P. y MATANGO, A.** *Evaluación y comparación del reforzamiento de la Puce, sede Bahía mediante la utilización de disipadores de energía, tipo Shear Link, respecto a un reforzamiento con muros de corte.* Tesis para optar el Grado Ingeniero Civil, Quito, Ecuador, Escuela Politécnica Nacional, 2017.
5. **CAHÍS i CAROLA, X.** *Desarrollo de un nuevo disipador de energía para diseño sismorresistente, análisis numérico y validación experimental de su comportamiento.* Tesis Doctoral, Barcelona, España, Universitat Politècnica de Catalunya, 2000.

6. **LÓPEZ ALMANSA, Francisco.** *Energy dissipators for seismic protection of buildings*. Posgrado en diseño y rehabilitación sismorresistentes de edificios y puente. Universidad Politécnica de Cataluña, 2017.
7. **AGUIAR FALCONÍ, R.** *Dinámica de estructuras con Ceinci – Lab*, (Segunda ed.). Quito, Ecuador: Centro de Investigaciones Científicas Escuela Politécnica del Ejército, 2012.
https://www.researchgate.net/publication/279914782_Dinamica_de_Estructuras_con_CEINCI-LAB
8. **AGUIAR, R., RODRÍGUEZ, M. y MORA, D.** *Análisis sísmico de estructuras con disipadores de energía ADAS o TADAS*, Barcelona, España: A.H. Barbat, 2016.
9. **AGUIAR, R. et al.** *Protocolo de instalación de disipadores Shear Link Bozzo SLB40_3 y placas Gusset en bloque estructural 4 de la UFA-Espe*. En Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras, abril 2016, 21(2),127-150.
<https://journal.espe.edu.ec/ojs/index.php/riie/article/download/592/492>
10. **BOZZO, Luis.** *Estructuras y proyectos S.L, Postensa SAC. tablas de diseño para los disipadores SLB*. s.f. [Fecha de consulta:17 octubre 2018]
<http://luisbozzo.com/wp-content/uploads/2018/06/180611-TABLAS-DE-ISE%C3%91O-SLB.pdf>
11. **TALAVERA, A.** *Experiencia nacional en edificaciones con sistemas de protección sísmica*. Gallegos Casabone y Arango Quesada, Ingenieros Civiles, 2017 [Fecha de consulta: 28 noviembre 2018]
[http://www3.vivienda.gob.pe/dnc/archivos/difusion/eventos/2017/5.Experiencia%20Nacional%20en%20Sist.%20de%20protec.%20s%C3%ADsmica%20\(Alvaro%20Talavera\).pdf](http://www3.vivienda.gob.pe/dnc/archivos/difusion/eventos/2017/5.Experiencia%20Nacional%20en%20Sist.%20de%20protec.%20s%C3%ADsmica%20(Alvaro%20Talavera).pdf)

12. **CHOPRA, Anil, 1995**, *Dynamic Of Structures. Theory and Applications To Earthquake Engineering*, United State of America, Prentice Hall.
13. **SLOVENIAN NATIONAL BUILDING AND CIVIL ENGINEERING INSTITUTE**,1997, Verification Of Seismic Resistance Of Confined Masonry Buildings, Slovenia.
14. **NEUENHOFER A.**, *Lateral Stiffness of Shear Walls with Openings*, Journal of Structural Engineering, ASCE, V. 132, Issue 11, November 2006, pp. 1846-1851.
15. **TREMBLAY R., LÉGER P., TU J.**: *Inelastic Seismic Response of Concrete Shear Walls Considering P-delta Effects*, Canadian Journal of Civil Engineering, V. 28, 2001, pp. 640-655.
16. **SALONIKIOS T. N., KAPPOS A. J., TEGOS I. A., PENELIS G. G.**: *Cylic Load Behavior of LowSlenderness Reinforced Concrete Walls: Design Basis and Test Results*, ACI Structural Journal, V. 96, No 4, July-August 1999, pp. 649-661.

ANEXOS

Como anexos se presentan los planos de la edificación.