

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD
CATÓLICA DEL PERÚ**

Escuela de Posgrado



**ANÁLISIS COMPARATIVO DE LA INCORPORACIÓN DE
AISLADORES DE FPT, AMORTIGUADORES FVD Y
OUTRIGGERS DE CONCRETO COMO SOLUCIÓN PARA
REDUCCIÓN DE DERIVAS APLICADO A UN EDIFICIO DE 30
PISOS**

Tesis para obtener el grado académico de Maestro en Ingeniería
Civil con mención en Estructuras Sismorresistentes que presenta:

Diego Elías Cépeda Alcázar

Asesor:

Christian Alberto Asmat Garaycochea

Lima, 2024

INFORME DE SIMILITUD

Yo, **Christian Alberto Asmat Garaycochea**, docente de la Escuela de Posgrado de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor de la tesis titulada “**Análisis comparativo de la incorporación de aisladores de FPT, amortiguadores FVD y outriggers de concreto como solución para reducción de derivas aplicado a un edificio de 30 pisos**”, del autor **Diego Elías Céspedes Alcázar**, dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 15 %. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 04/06/2024.
- He revisado con detalle dicho reporte junto al documento, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha: Lima, 04 de junio del 2024

Apellidos y nombres del asesor: <u>Asmat Garaycochea, Christian Alberto</u>	
DNI: 45650009	Firma: 
ORCID: 0000-0003-3893-4573	

AGRADECIMIENTOS

Completar esta tesis de maestría ha sido un camino desafiante y gratificante, estoy agradecido por el apoyo, guía e inspiración de mis padres, hermana, abuelos y a mis ángeles que me acompañan desde el cielo. Sus aportes han tenido un impacto en la calidad de la investigación y en mi crecimiento personal.

Me gustaría expresar mi gratitud a mi asesor de tesis Christian Asmat, por su apoyo, experiencia y tutoría a lo largo de esta tesis. Su guía, comentarios constructivos y aliento constante ha permitido poder dar forma a mi investigación y mejorar mis habilidades académicas.

Además, me gustaría agradecer a Diana, mi compañera que conocí por zoom, por ser una persona muy importante en mi día a día.



RESUMEN

Las soluciones de protección sísmica como aisladores, amortiguadores o outriggers son muy usados alrededor del mundo para poder proyectar edificaciones complejas debido a su considerable altura. Por ejemplo: el Sendai Mt Building, ubicado en Japón, cuenta con una altura de 84.9 metros y está aislada sísmicamente. La torre Mayor, ubicada en México, cuenta con 57 pisos y hace uso de amortiguadores de fluido viscoso como método de protección sísmica. Finalmente, la torre de Shanghái, ubicada en china, es un rascacielo que cuenta con un centro de muros conectados a través de outriggers a las columnas perimetrales como método de protección sísmica. Estas soluciones de protecciones sísmicas han permitido asegurar la operatividad de los edificios ante diferentes eventos sísmicos en sus respectivos países.

En la presente investigación se abordarán las tres soluciones de dispositivos de protección sísmicas aplicados a un edificio de concreto armado de 30 pisos ubicado en la ciudad de Lima y se buscará generar un aporte al área de estructuras orientadas al diseño de edificios altos, se interpretará los resultados obtenidos y se validará la hipótesis planteada: edificio con outriggers de concreto tiene menores derivas comparadas con las otras soluciones de protecciones sísmicas.

Se aplicará una metodología cuantitativa, en la cual se desarrollará el análisis estructural para el edificio con base empotrada y un análisis del edificio incluyendo las protecciones sísmicas. De los resultados obtenidos, se realizará una comparación del desempeño de cada dispositivo sísmico en materia de reducción de derivas, desplazamientos y fuerzas cortantes. Se desarrollarán las conclusiones y recomendaciones que resulten de dicha interpretación en el rango elástico del edificio.

ÍNDICE

CAPÍTULO 1. GENERALIDADES.....	1
1.1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.2 REVISIÓN DE LITERATURA	1
1.3 OBJETIVO GENERAL.....	10
1.4 HIPÓTESIS.....	10
1.5 ALCANCES.....	11
1.6 JUSTIFICACIÓN.....	11
1.7 METODOLOGÍA	11
CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO	14
2.1 OBJETIVOS DE DESEMPEÑO.....	14
2.1.2 OBJETIVOS DE DESEMPEÑO PARA EDIFICIOS CON AISLADORES SISMICOS.....	14
2.1.3 OBJETIVOS DE DESEMPEÑO PARA EDIFICIOS CON AMORTIGUADORES	15
2.2 NIVELES DE SISMO PARA DISEÑO.....	16
2.3 COMPORTAMIENTO DE LOS AISLADORES DE PENDULO DE FRICCION TRIPLE	16
2.4 COMPORTAMIENTO DE DISIPADORES DE FLUIDO VISCOSO	24
2.5 SISTEMA OUTRIGGERS DE CONCRETO	28
CAPÍTULO 3. CASO DE ESTUDIO	31
3.1 DESCRIPCIÓN DEL CASO	31
3.2 PREDIMENSIONAMIENTO	32
3.3 MODELAMIENTO	33
3.4 PESO DE LA ESTRUCTURA Y RELACIÓN DE PESO POR UNIDAD DE ÁREA P/A.....	34
CAPÍTULO 4. ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO CON BASE EMPOTRADA	35
4.1 PATRONES DE CARGA	35
4.2 ANÁLISIS ESTÁTICO	35
4.3 ANÁLISIS ESPECTRAL	36
4.4 FUERZA CORTANTE DINÁMICA	38
4.5 DESPLAZAMIENTOS INELASTICOS.....	38
4.6 DERIVAS INELÁSTICAS	39
4.7 ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA	39
CAPÍTULO 5. ANÁLISIS CON AISLADORES DE FPT	45
5.1 ANÁLISIS POR EL MÉTODO DE FUERZA EQUIVALENTE.....	45
5.2 ANÁLISIS ESPECTRAL	48
5.3 ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA.....	62
5.4 DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	67
CAPÍTULO 6. ANÁLISIS CON DISIPADORES FVD.....	70
6.1 ANALISIS ESTÁTICO.....	70
6.2 ANÁLISIS MODAL	74
6.3 ANÁLISIS DINÁMICO TIEMPO HISTORIA	74
6.4 VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL	94
CAPÍTULO 7. ANÁLISIS CON OUTRIGGERS	100
7.1 ANÁLISIS ESTÁTICO	100
7.2 ANÁLISIS MODAL.....	103
7.3 FUERZA CORTANTE DINÁMICA	103
7.4 ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA	103

7.5 VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL	110
CAPÍTULO 8. DISCUSIÓN DE RESULTADOS	120
8.1 DISCUSIÓN DE RESULTADOS	120
CAPÍTULO 9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	125
9.1 CONCLUSIONES	125
9.2 RECOMENDACIONES.....	127
BIBLIOGRAFÍA.....	128



LISTA DE FIGURAS

Imagen 1. Vista en 3d y planta de edificio de acero (Ioan et al, 2006).....	2
Imagen 2. Vista en 3d y planta de edificio de acero (Ioan et al, 2006).....	3
Imagen 3. Arreglo de aisladores (Shinozaki et al., 2004).....	4
Imagen 4. Derivas de entrepiso (Shinozaki et al., 2004)	4
Imagen 5. Edificio Torre Mayor (Taylor, 2003).....	6
Imagen 6. Componentes principales de pisos con outriggers de Edificio Shangai (Jiang et al., 2014).....	7
Imagen 7. Derivas de edificio ante sismos raros (Jiang et al., 2014).....	8
Imagen 8. Arreglo de Edificio con diferentes cantidad de outriggers ((Jain & Londhe, 2021)	9
Imagen 9. Vista en planta y en 3D de arreglo outriggers ((Jain & Londhe, 2021)	9
Imagen 10. Derivas de entrepiso para edificio con outriggers ((Jain & Londhe, 2021)	10
Imagen 11. Aislador de péndulo de fricción triple (Constantinou et al., 2011).....	16
Imagen 12. Fases del aislador de péndulo de fricción triple (Constantinou et al., 2011)	17
Imagen 13. Fuerza-desplazamiento del aislador de triple péndulo con $u_2=u_3, R_1=R_4, R_2=R_3, h_1=h_4$. Modelo de Fenza y Sarlis (Apostolos & Constantinou, 2014)	18
Imagen 14. Fuerza-desplazamiento del triple pendulo de fricción con $u_2=u_3, R_1=R_4, R_2=R_3, h_1=h_4$ Modelo de Fenz y constantinou (Apostolos & Constantinou, 2014).....	18
Imagen 15. Relación de \dot{u} vs μ (A) -Relación aproximada de \dot{u} vs μ (B) (Fenz y Constantinou ,2007).....	20
Imagen 16. Coeficiente de fricción vs presión del ensayo para aisladores friccionales (Constantinou, 1994).....	20
Imagen 17. Coeficiente de fricción y velocidad de desplazamiento del aislador para FPS (Constantinou, 1994).....	21
Imagen 18. Variación de propiedades nominales (Mc Vitty & Constantinou, 2015).....	22
Imagen 19. Fuerza -desplazamiento para los limites superiores e inferiores (Mc Vitty & Constantinou, 2015).....	22
Imagen 20. Comportamiento histerético de amortiguamiento lineal (Hwang, 2002).....	25
Imagen 21. Propiedades de fuerza-velocidad de diferentes amortiguadores viscosos no lineales (Hwang, 2002)	26
Imagen 22. Ciclo histerético para amortiguador viscoso no lineal con coeficientes de velocidad variable (Hwang, 2002)	27
Imagen 23. Conexiones outriggers a través de platos embebidos (Choi, 2012)	29
Imagen 24. Sistema de juntas outriggers (Choi, 2012)	30
Imagen 25. Detalle de conectores en cruz (Choi,2012)	30

Imagen 26. Vista en planta de edificación	31
Imagen 27. Losa de cubierta	31
Imagen 28. Vista en planta.....	32
Imagen 29. Modelo de edificio en 3D.....	33
Imagen 30. Deformada de modo 1 y 2.....	37
Imagen 31. Deformada de modo 3 y 4.....	37
Imagen 32. Deformada de modo 5 y 6.....	38
Imagen 33. Desplazamientos inelásticos en X e Y	38
Imagen 34. Derivas inelásticas en X e Y	39
Imagen 35. Señales escaladas en dirección E-W	40
Imagen 36. Señales escaladas en dirección N-S	40
Imagen 37. Gráfica de desplazamientos inelásticos de tiempo historia en X	41
Imagen 38. Gráfica de desplazamientos inelásticos de TH promedio en Y.....	41
Imagen 39. Gráfica de derivas promedio para la dirección X.....	42
Imagen 40. Gráfica de derivas promedio para la dirección Y.....	42
Imagen 41. Gráfica de fuerza cortante tiempo historia dirección X	43
Imagen 42. Gráfica de fuerza cortante tiempo historia dirección Y	43
Imagen 43. Diagrama de histéresis de las cinco fases del péndulo triple para propiedades nominales	47
Imagen 44. Grafica de fuerzas cortantes en X vs altura ($K_{m\acute{a}x}$)	53
Imagen 45. Grafica de fuerzas cortantes en X vs altura ($K_{m\acute{i}n}$).....	54
Imagen 46. Grafica de fuerzas cortantes en X vs altura (Propiedad Nominal).....	55
Imagen 47. Grafica de desplazamientos máximos y de diseño para X e Y vs altura ($K_{m\acute{a}x}$)	56
Imagen 48. Grafica de desplazamientos máximos y de diseño X e Y vs altura ($K_{m\acute{i}n}$).....	57
Imagen 49. Grafica de desplazamientos máximos y de diseño X e Y vs altura (Propiedades nominales).....	58
Imagen 50. Grafica de derivas X e Y vs altura ($K_{m\acute{a}x}$).....	59
Imagen 51. Grafica de derivas X e Y vs altura ($K_{m\acute{i}n}$)	60
Imagen 52. Grafica de derivas X e Y vs altura (Propiedades Nominales).....	61
Imagen 53. Aceleración del sistema de aislamiento para las propiedades de rigidez Máxima $K_{m\acute{a}x}$. Señal de Lima 1966 E-W	62
Imagen 54. Cortante Basal para las propiedades de rigidez máxima ($K_{m\acute{a}x}$) Señal de Lima 1966 E-W.....	62
Imagen 55. Desplazamientos inelásticos Límite inferior $K_{m\acute{i}n}$, $K_{m\acute{a}x}$ y nominal TH promedio para Sismo máximo.....	64

Imagen 56. Derivas inelásticos Límite inferior K_{min} , $K_{m\acute{a}x}$ y nominal TH promedio para Sismo máximo	64
Imagen 57. Desplazamientos inelásticos Límite inferior K_{min} , $K_{m\acute{a}x}$, nominal TH promedio para Sismo de diseño	66
Imagen 58. Derivas inelásticos Límite inferior K_{min} , $K_{m\acute{a}x}$, nominal TH promedio para Sismo de diseño	66
Imagen 59. Momentos resultantes para viga de interfaz de aislamiento.....	67
Imagen 60. Fuerzas cortantes para viga de interfaz de aislamiento	67
Imagen 61. Distribución de acero para sección 1 y 2 de viga de 90 x 90 cm	67
Imagen 62. Distribución de acero longitudinal y estribos en viga.....	68
Imagen 63. Sección columna 120 cm x 120 cm.....	68
Imagen 64. Diagrama de interacción de columna.....	69
Imagen 65. Vista frontal de edificio con FVD-vista en X e Y.....	73
Imagen 66. Vista en planta distribución FVD Piso 1 al 15.....	73
Imagen 67. Vista en planta distribución FVD Piso 16 al 30.....	74
Imagen 68. Gráfica desplazamientos tiempo historia con FVD en X vs altura de edificio ...	75
Imagen 69. Gráfica desplazamientos tiempo historia con FVD en Y vs altura de edificio ...	75
Imagen 70. Gráfica de desplazamientos tiempo historia promedio para dirección X e Y	76
Imagen 71. Derivas tiempo historia promedio-Dirección X.....	77
Imagen 72. Derivas tiempo historia promedio-Dirección Y	77
Imagen 73. Gráfico de derivas TH promedio con FVD y sin protección sísmica para dirección X e Y	78
Imagen 74. Gráfica fuerza cortante de Tiempo historia vs altura para dirección X.....	79
Imagen 75. Gráfica fuerza cortante de Tiempo historia vs altura para dirección Y.....	79
Imagen 76. Gráfico de fuerzas cortantes TH promedio con FVD y sin protección sísmica para dirección X.....	80
Imagen 77. Deformación vs fuerza axial para disipador.....	81
Imagen 78. Catálogo de FVD (Taylor Devices, 2022)	81
Imagen 79. Gráfica desplazamiento azotea vs tiempo para Dirección X.....	82
Imagen 80. Gráfica desplazamiento azotea vs tiempo para Dirección Y.....	82
Imagen 81. Balance energético dirección X	84
Imagen 82. Selección de amortiguadores Link 8.....	85
Imagen 83. Curva histerética disipador K8 para registro Lima 1966 E-W.....	85
Imagen 84. Curva histerética disipador K8 para registro Ancash 1970 E-W	86
Imagen 85. Curva histerética disipador K8 para registro Lima 1974 E-W.....	86

Imagen 86. Curva histerética disipador K8 para registro Arequipa 2001 E-W	86
Imagen 87. Curva histerética disipador K8 para registro Ica 2007 E-W	87
Imagen 88. Curva histerética disipador K8 para registro Lamas 2005 E-W.....	87
Imagen 89. Curva histerética disipador K8 para registro Loreto 2019 E-W.....	87
Imagen 90. Balance energético para dirección Y.....	90
Imagen 91. Selección de amortiguador N°133	91
Imagen 92. Curva histerética disipador K133 para registro Lima 1966 N-S.....	91
Imagen 93. Curva histerética disipador K133 para registro Ancash 1970 N-S	92
Imagen 94. Curva histerética disipador K133 para registro Lima 1974 N-S.....	92
Imagen 95. Curva histerética disipador K133 para registro Arequipa 2001 N-S	92
Imagen 96. Curva histerética disipador K133 para registro Ica 2007 N-S	93
Imagen 97. Curva histerética disipador K133 para registro Lamas 2005 N-S.....	93
Imagen 98. Curva histerética disipador K133 para registro Loreto 2019 N-S.....	93
Imagen 99. Sección columna 60 cm x 60 cm.....	94
Imagen 100. Diagrama de interacción de columna.....	95
Imagen 101. Sección columna 100 cm x 100 cm.....	95
Imagen 102. Diagrama de interacción de columna.....	96
Imagen 103. Momentos resultantes para viga.....	96
Imagen 104. Fuerzas cortantes para viga.....	96
Imagen 105. Distribución de acero para sección de viga de 40 cm x 60 cm	97
Imagen 106. Distribución de acero longitudinal y estribos en viga	97
Imagen 107. Diagrama de interacción	98
Imagen 108. Momentos flectores de edificio base y cortante	98
Imagen 109. Perfil de acero (dimensiones en cm)	99
Imagen 110. Vista de diagonales de acero y dispositivos de fluido viscoso.....	99
Imagen 111. Vista en planta de piso típico	100
Imagen 112. (A) Vista en planta de outriggers de concreto, (B) Vista en planta sin outriggers	101
Imagen 113. Vista en corte Eje B	102
Imagen 114. Gráfica desplazamientos TH promedio dirección X vs altura de edificio	104
Imagen 115. Gráfica desplazamientos TH promedio dirección Y vs altura de edificio	104
Imagen 116. Gráfica de desplazamientos promedio TH para outriggers y base empotrada en X e Y	105
Imagen 117. Derivas tiempo historia-dirección X	106
Imagen 118. Derivas tiempo historia-dirección Y	106

Imagen 119. Gráfica de derivas TH Promedio para Edificio con base empotrada y outriggers en X.....	107
Imagen 120. Gráfica fuerza cortante de tiempo historia vs altura para dirección X.....	108
Imagen 121. Gráfica fuerza cortante de tiempo historia vs altura para dirección Y.....	108
Imagen 122. Grafica fuerza cortantes TH promedio de outriggers y base empotrada-dirección X e Y.....	109
Imagen 123. Sección Outrigger	110
Imagen 124. Diagrama de interacción de outrigger (Piso 8)	110
Imagen 125. Sección Columna Eje B-6.....	111
Imagen 126. Diagrama de interacción de Columna Eje B-6.....	112
Imagen 127. Momentos resultantes para viga.....	113
Imagen 128. Fuerzas cortantes para viga.....	113
Imagen 129. Distribución de acero para sección de viga.....	113
Imagen 130. Distribución de acero longitudinal y estribos en viga.....	114
Imagen 131. Distribución de acero para sección de columna 60x60.....	114
Imagen 132. Diagrama de interacción de Columna Eje D-2 (Primer piso)	115
Imagen 133. Diagrama de interacción de Columna Eje D-2 (Sexto piso).....	115
Imagen 134. Diagrama de interacción de Columna Eje D-2 (Séptimo piso).....	116
Imagen 135. Sección placa Eje 3	117
Imagen 136. Diagrama de interacción de placa Eje 3 (Primer piso).....	117
Imagen 137. Diagrama de interacción de placa Eje 3 (Sexto piso).....	118
Imagen 138. Diagrama de interacción de placa Eje 3 (Séptimo piso)	118
Imagen 139. Gráfica comparativa Desplazamientos promedio TH.....	121
Imagen 140. Gráfica comparativa Derivas promedio TH.....	121
Imagen 141. Gráfica comparativa Fuerzas cortantes promedio TH.....	122

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Desempeño para edificios con amortiguamiento y aislamiento (FEMA P274, 1997)	15
Tabla 2. Fórmulas del comportamiento del PFT (Fenz & Constantinou, 2007).....	17
Tabla 3. Valores estándar del radio de curvatura y el diámetro de la superficie concava (Constantinou et al., 2011).....	19
Tabla 4. Valores de coeficiente de fricción dado la variación de velocidad, presión y tipos de superficie PTFE (Constantinou et al., 2011).....	23
Tabla 5. Secciones de columnas por pisos.....	32
Tabla 6. Predimensionamiento de vigas	33
Tabla 7. Peso de la estructura para cada patrón de carga.....	34
Tabla 8. Porcentaje de masas participativas.....	36
Tabla 9. Valores de coeficientes, radios de curvaturas, alturas y distancias topes usadas. Valores mínimos KMIN (A), valores máximos KMÁX (B) y valores Nominales (C)	46
Tabla 10. Tabla de iteración para sismo máximo considerado	48
Tabla 11. Propiedades para casos Lineal y No lineal Dirección U1 (Limite Kmin).....	49
Tabla 12. Propiedades lineales U2 Y U3 (Limite Kmin).....	49
Tabla 13. Alturas de superficies de deslizamiento (Limite Kmin)	49
Tabla 14. Propiedades no lineales para direcciones U2 y U3 (Limite Kmin).....	49
Tabla 15. Propiedades para casos Lineal y No lineal Dirección U1 (Limite Kmáx).....	49
Tabla 16. Propiedades lineales U2 Y U3 (Limite Kmáx)	50
Tabla 17. Alturas de superficies de deslizamiento (Limite Kmáx).....	50
Tabla 18. Propiedades no lineales para direcciones U2 y U3 (Limite Kmáx).....	50
Tabla 19. Propiedades para casos Lineal y No lineal Dirección U1 (Propiedades Nominales)	50
Tabla 20. Propiedades lineales U2 Y U3 (Propiedades nominales).....	51
Tabla 21. Alturas de superficies de deslizamiento (Propiedades nominales)	51
Tabla 22. Propiedades no lineales para direcciones U2 y U3 (Propiedades nominales).....	51
Tabla 23. Análisis de modos de vibración y masa participativa para edificio con FTP Límite inferior (Kmin).....	51
Tabla 24. Análisis de modos de vibración y masa participativa para edificio con FTP Límite superior (Kmáx)	52
Tabla 25. Análisis de modos de vibración y masa participativa para edificio con FTP Propiedades Nominal	52
Tabla 26. Valores de fuerza cortante del análisis modal espectral Kmáx para Sismo de diseño y sismo máximo	53

Tabla 27. Valores de fuerza cortante del análisis modal espectral $K_{mín}$ para Sismo de diseño y sismo máximo	54
Tabla 28. Valores de fuerza cortante del análisis modal espectral Propiedad Nominal para sismo de diseño y sismo máximo.....	54
Tabla 29. Desplazamientos del CM para sismo de diseño y sismo máximo considerado $K_{máx}$	55
Tabla 30. Desplazamientos del CM para sismo de diseño y sismo máximo considerado $K_{mín}$	56
Tabla 31. Desplazamientos del CM para sismo de diseño y sismo máximo considerado Propiedades Nominales.....	57
Tabla 32. Derivas del CM para el sismo de diseño y máximo $K_{MÁX}$	58
Tabla 33. Derivas del CM para el sismo de diseño y sismo máximo $K_{MÍN}$	59
Tabla 34. Derivas del CM para el sismo de diseño y sismo máximo Propiedades nominales.....	60
Tabla 35. Resumen de los resultados para el sismo máximo para los límites inferiores de Rigidez $K_{mín}$, límite superior de rigidez $K_{máx}$ y el análisis con las propiedades Nominales.	63
Tabla 36. Resumen de los resultados para el sismo de diseño para los límites inferiores de Rigidez $K_{mín}$, límite superior de rigidez $K_{máx}$ y el análisis con las propiedades Nominales.	65
Tabla 37. Rigideces de brazo metálicos	71
Tabla 38. Propiedades de los disipadores	73
Tabla 39. Disipadores Taylor requeridos a través de análisis para dirección Y	81
Tabla 40. Amortiguamiento y periodo de estructura por disipadores de fluido viscoso para dirección X e Y	82
Tabla 41. Porcentajes de disipación de energía tomada por disipadores de fluido viscoso dirección X.....	83
Tabla 42. Fuerzas axiales máximas y desplazamientos máximos.....	88
Tabla 43. Porcentajes de disipación de energía tomada por disipadores de fluido viscoso dirección Y.....	89
Tabla 44. Fuerzas axiales máximas y desplazamientos máximos.....	94
Tabla 45. Periodo fundamental estático y fuerza cortante actuante.....	102
Tabla 46. Porcentajes de participación modal de masas	103
Tabla 47. Tabla de resultados para dispositivos de protección sísmica y para edificio base para el caso Tiempo Historia Promedio.....	120

CAPÍTULO 1. GENERALIDADES

1.1 INTRODUCCIÓN

La construcción de edificios altos ha aumentado durante los últimos años gracias al auge económico que ha presentado el Perú a raíz de las inversiones extranjeras en el centro económico de la ciudad de Lima. Sin embargo, la falta de áreas comerciales en la capital y las necesidades de las empresas de poseer en un solo edificio todo el personal han ocasionado que los edificios necesiten de una mayor altura. Por otro lado, la arquitectura y solicitudes estéticas de los edificios se han vuelto más desafiantes para el alcance que se tiene en nuestro código de diseño estructural, por lo cual cada vez es más difícil de poder predecir y evaluar el comportamiento del edificio ante un movimiento sísmico. Es por ello que se han venido usando en dichos edificios altos los sistemas de protección sísmica para poder dar solución a dichos desafíos. Los dispositivos sísmicos son los aisladores sísmicos, disipadores de energía y los outriggers. Estos dispositivos tienen una funcionalidad diferente: el aislador sísmico tiene la función de aislar la estructura y de tomar la fuerza cortante que produciría el sismo en una estructura empotrada, con lo que reduce la transferencia de energía a la superestructura; el disipador de energía tiene la función de reducir la demanda de deformación y esfuerzos que son producidos por un sismo a través del amortiguamiento estructural; finalmente los outriggers tienen la función de rigidizar el edificio a través de estructuras conectadas a un núcleo central de muros de corte. Todos los dispositivos tienen una funcionalidad distinta y por ende el diseño sigue normas diferentes, este trabajo de investigación busca generar un aporte al área de estructuras orientadas al diseño de edificios altos mediante el análisis comparativo en la implementación de tres sistemas de protección sísmica: aisladores de triple péndulo, disipadores de fluido viscoso y outriggers de concreto para un edificio de 30 pisos de concreto armado.

1.2 REVISIÓN DE LITERATURA

Las estructuras que se construyeron a inicios del siglo 20 eran elementos que se diseñaban para resistir las cargas de gravedad. Sin embargo, con los avances de la ingeniería se han reducido el peso de dichos edificios y con ello el aumento de su esbeltez por lo que la consideración de sismos y fuerzas de viento ha tenido incidencia en el diseño estructural.

Esto obliga a tener que controlar los desplazamientos laterales de los edificios por comodidad de sus ocupantes y no tener fallas estructurales en las edificaciones. Por lo que se ha implementado el uso en dichos edificios de aisladores sísmicos, disipadores de fluido viscoso

y outriggers de concreto armado como protección sísmica para poder controlar dichos desplazamientos laterales.

Los edificios altos generalmente son de estructuras de acero, debido a sus ventajas constructivas en comparación con las estructuras de concreto armado. En dichos edificios es necesario poder predecir las acciones sísmicas para poder asegurar el funcionamiento del edificio. El comportamiento ante las acciones del viento es más complejo que los edificios ordinarios y es necesario un análisis dinámico y una prueba de túnel de viento, la cual ejemplifica en un elemento a escala, el comportamiento que tendrá el edificio para una variedad de condiciones de viento. Se muestra en la Imagen 1 el edificio de 106 metros, en el cual las fuerzas horizontales de viento y sismo son tomadas por los muros de corte de acero y por marcos reforzados de acero. Se realizó un análisis lineal para este edificio ubicado en Rumania, en el cual se consideraron además de las fuerzas de viento y sismo, las fuerzas de nieve. (Ioan et al., 2006).

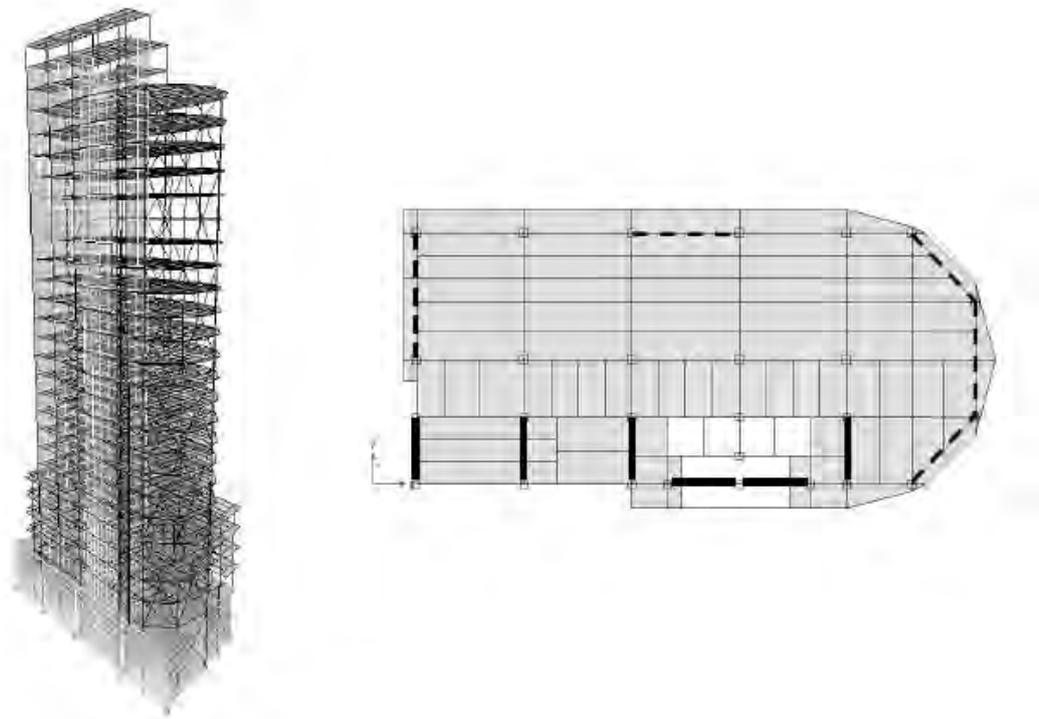


Imagen 1. Vista en 3d y planta de edificio de acero (Ioan et al, 2006)

Con respecto al análisis dinámico de dicha estructura, se obtuvo unas derivadas de 0.00535 y de 0.00542 para la dirección X e Y respectivamente, cumple con el código P100-1/2004 el valor máximo de 0.008. Con respecto al análisis de viento, los desplazamientos máximos horizontales en el último piso son de 44.8 mm en la dirección longitudinal y 157.4 mm para la

dirección transversal. Ambos desplazamientos están dentro de los límites permitidos de H/500. Se ejecutó un análisis dinámico no lineal mediante el código de computadora ANSRX, se obtuvo un valor de deriva máxima de 0.0078 en el piso quince que se muestra en la Imagen 2, comparado con el valor de 0.0090 obtenido del análisis elástico con una aceleración de 0.2g. Se realizó un ensayo de túnel de viento, el cual mostró que los efectos dinámicos del viento son perjudiciales para el edificio, sin embargo cumple con los límites aceptables. (Ioan et al., 2006)

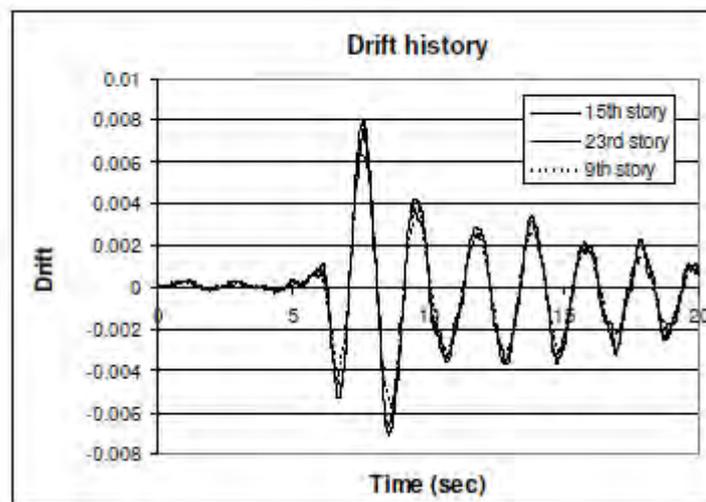


Imagen 2. Vista en 3d y planta de edificio de acero (Ioan et al, 2006)

El número de edificios con aislamiento sísmico se ha incrementado en Japón a partir del terremoto de Kobe del año 1995. De dichos incrementos los condominios de más de 20 pisos representan el 50% mientras que los hospitales representan el 15%. El desempeño que se obtuvo de dichas edificaciones durante el terremoto de Japón del año 2011 demuestra que se tuvo un excelente rendimiento al reducir la aceleración horizontal de la superestructura y aumentar el periodo, lo que ocasionó que las estructuras no sufran daños severos. (Saito, 2015)

Uno de los edificios con aisladores sísmicos es la denominada Sendai Mt Building situada en la ciudad de Sendai, en el este de Japón. Esta edificación consta de 18 pisos de concreto armado, con un sótano en el cual se encuentran los aisladores sísmicos. La altura total de la edificación es de 84.9 metros. Este edificio fue el primero en ser aislado sísmicamente al pasar una altura de 60 metros en Japón, este edificio tiene las siguientes características estructurales: concreto de 600 kg/cm² de resistencia de y barras SD 490 como refuerzo longitudinal de vigas y columnas. Además cuenta con la aplicación de unas vigas estructurales híbridas para tener una longitud de altura libre de 15 metros y el aislamiento de la edificación para cumplir con la alta demanda sísmica de la zona analizada. (Shinozaki et al., 2004)

Una de las solicitudes a la hora de diseñar los aisladores fue que se requería el funcionamiento completo después de un gran terremoto. La respuesta sísmica fue analizada y verificada para cumplir con el objetivo planteado según la Imagen 3 y cumplir los códigos de diseño de Japón. Se hizo uso de una categoría de movimiento sísmico de 3 niveles basado en el periodo de ocurrencia durante el tiempo de vida útil de edificio. Se obtuvo del análisis para el nivel 2 una deriva menor a 0.003 y para el nivel 3 una deriva de 0.004 como se muestra en la Imagen 4, resultados que cumplen con los objetivos de diseño y se confirma el óptimo desempeño de la estructura. Para el terremoto de Miyagi, suscitado en el año 2003, se obtuvo un desplazamiento máximo de 20 mm entre la base aislada y el primer piso, lo que demuestra que el sistema aislado ha funcionado y no hay un desplazamiento remanente. (Shinozaki et al., 2004)

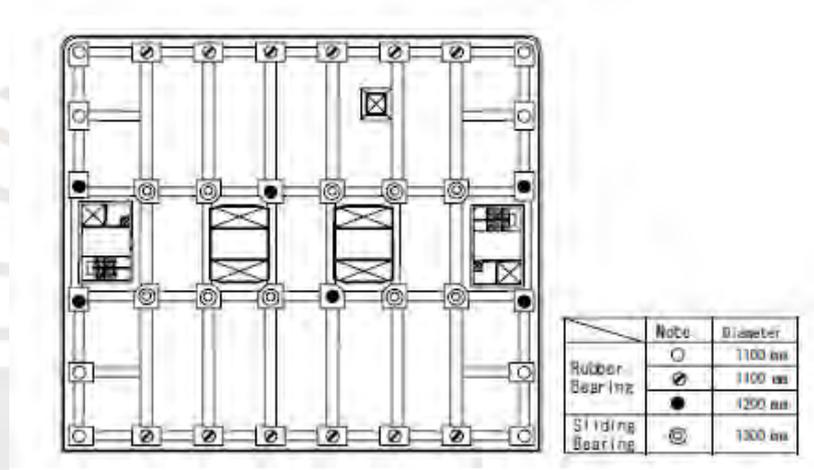


Imagen 3. Arreglo de aisladores (Shinozaki et al., 2004)

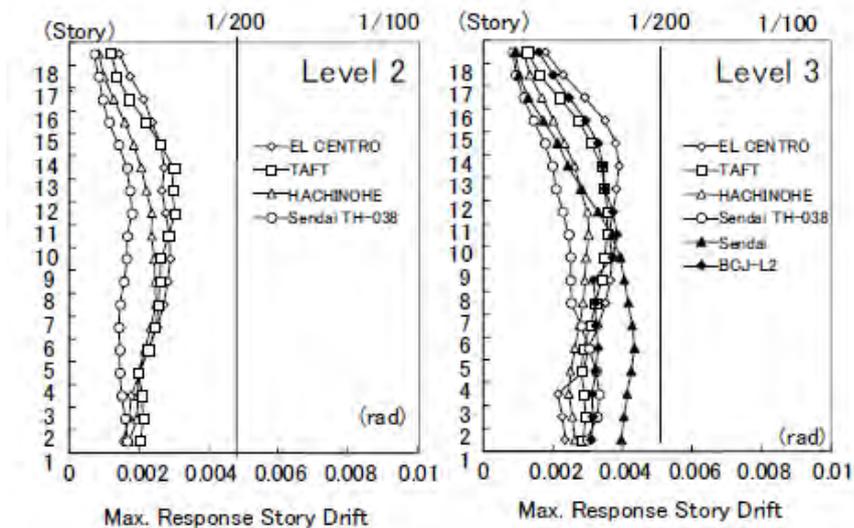


Imagen 4. Derivas de entrepiso (Shinozaki et al., 2004)

Otro ejemplo en el cual se puede notar las ventajas de los aisladores, es en el comparativo realizado a un edificio de 20 pisos con una planta irregular con aislador y sin aislador llevado a cabo en Bangladeh. País que al igual que Perú es un país sísmico con registros de sismos máximos del orden de magnitudes 8.7. La implementación de los aisladores en edificios significa incrementar el periodo de la estructura, lo cual reduce la posibilidad que la edificación presente resonancia. A pesar que el costo de los aisladores es alta, los beneficios en materia de reforzamientos y daños de materiales no estructurales se ve reducida en su totalidad al aislar la estructura del suelo. (Chowdhury et al., 2013)

Se realizo un análisis de tiempo historia y modal espectral para comparar la respuesta en materia de desplazamientos de ambos edificios para una planta irregular con una columna de 75 cm x 75 cm y vigas de 30 x 60 cm. Para la base aislada se usó aisladores de caucho, los cuales fueron conectados a las columnas de la superestructura y la fundación del edificio. De los resultados obtenidos del modelamiento con aisladores y sin aisladores, se obtuvo que los máximos desplazamientos se daban en los 5 primeros pisos y a medida que se tenía una mayor altura, este desplazamiento disminuía. Se observo de los resultados que las derivas obtenidas eran mucho menores en el edificio con aisladores que en el edificio sin ellas, lo cual indica que las fuerzas axiales se verían reducidas y por ende la configuración de refuerzo de acero en las columnas. Se puede confirmar que el aislamiento es necesario para tener una estructura segura y reducción de cargas de diseño, y el análisis tiempo historia para un edificio irregular es una herramienta útil para obtener el performance real que tendrá la estructura ante un evento sísmico tomando en cuenta las propiedades no lineales de los dispositivos de aislamiento. (Chowdhury et al., 2013)

La Torre Mayor ubicada en la ciudad de México, es un edificio de 57 pisos la cual usa disipadores de fluidos viscosos como el método de protección sísmica principal. Se hizo uso de 98 disipadores, de los cuales 24 resistían 570 toneladas y estaban localizados a lo largo de los muros del edificio. Mientras que 74 disipadores resistían 280 toneladas y estaban localizados en los muros cortos del edificio. El proceso de diseño e implementación de los disipadores de fluidos viscoso comienza con un análisis estructural de la edificación convencional para poder determinar el nivel de disipación que se requiere. El número de disipadores y sus dimensiones se estiman y se comparan con el costo que tendrán los aisladores, el nivel de desempeño que se necesita y el costo de la superestructura. Después de definir el nivel de desempeño deseado, se debe de ajustar el número de disipadores con la configuración de arquitectura, es decir se puede tener pocos disipadores con una fuerza de disipación de energía muy alta o tener muchos disipadores con fuerzas de disipación de energía

bajas, en ambos casos se debe de lograr el nivel de disipación requerido para la estructura. El tercer paso fue el diseño y la optimización del desempeño de los disipadores individuales de acuerdo a la estructura. (Taylor, 2003)

El fin de implementar los disipadores fue de reducir las derivas y los esfuerzos de corte que sufrían el edificio. Este proyecto ingenieril de gran envergadura implicó cumplir con el ultimo código sísmico de la ciudad de México y las limitaciones especificadas por el centro distrital de la ciudad con respecto al esfuerzo admisible del suelo. La implementación de los disipadores de fluido viscoso en la Torre Mayor permitió construir un edificio de 57 como el mostrado en la Imagen 5 y situarlo en un área histórica limitada a estructuras cortas con un diseño estructural convencional. Se logro tener a través del uso de disipadores de gran magnitud, máximos espacios en el interior del edificio, con un mínimo de obstrucciones de la distribución de espacios y con la temática arquitectónica. (Taylor, 2003)



Imagen 5. Edificio Torre Mayor (Taylor, 2003)

En los últimos años ha habido avances con respecto a nuevos diseños de disipadores metálicos, estos han demostrado que tienen una respuesta estable hasta antes de la falla sin presentar degradaciones de resistencia o rigidez. El experimento se llevó a cabo para 7 especímenes de disipadores bajo pruebas cíclicas quasi-estáticas, tablas de movimientos sísmicos y una variedad de ensayos dinámicos quasi-estáticos. Se consideró que la falla se daría cuando la

fuerza restitutiva opuesta por el disipador comience a decrecer a raíz del incremento de deformaciones. (Benavent-Climent et al., 2021)

El comportamiento que ha tenido estos disipadores se ha distribuido en 4 fases. En la primera fase, el disipador no se activó porque el espacio no fue cerrado; en la fase 2, el disipador se mantuvo en el rango elástico; en la fase 3, el disipador ha disipado energía hasta llegar a tener una deformación plástica manteniendo la fuerza restitutiva constante; finalmente en la fase 4 el disipador mostró un incremento significativo en la resistencia y rigidez mientras mantenía la energía disipada. Se puede decir que la fase 1 está diseñada para soportar las solicitaciones de viento; la fase 2, para los sismos frecuentes; la fase 3, para el sismo de diseño y la fase 4 para el máximo sismo registrado. (Benavent-Climent et al., 2021)

La torre de Shanghai es un rascacielos multifuncional que se ubica en la zona financiera de Lujiazui en Shanghai, China, la torre es destinada a oficinas, hotel, comercio y turismo. Dicha torre posee 9 zonas a lo largo de toda su longitud, las cuales mantienen un piso típico en cada una. La composición de estructuras de concreto y acero son las que resisten a las cargas laterales, dado un centro de muros de concreto armado que se conecta a grandes columnas a través de outriggers como el mostrado en la Imagen 6. Estas mega columnas están ubicadas a cada esquina del edificio hasta la zona 5 y 8 columnas circulares hasta la zona 8. Las cerchas outriggers están distribuidas en las zonas 2, 4, 5, 6, 7 y 8. Esta distribución trae consigo que las mega columnas ubicadas en las esquinas soporten el 70% del total de momentos volcantes y el 40% de la fuerza cortante en la base del edificio. Las derivas de entrepiso mostradas en la Imagen 7 son menores a las máximas permitidas por su código de diseño, debido a la implementación de las cerchas de amarre y a las cerchas outriggers, las cuales disminuyen los desplazamientos laterales a lo largo de su longitud. (Jiang et al., 2014).

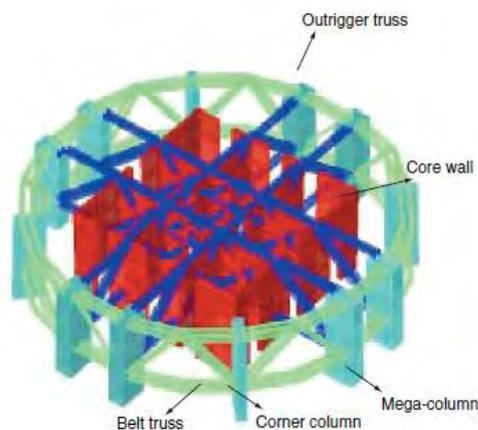


Imagen 6. Componentes principales de pisos con outriggers de Edificio Shanghai (Jiang et al., 2014)

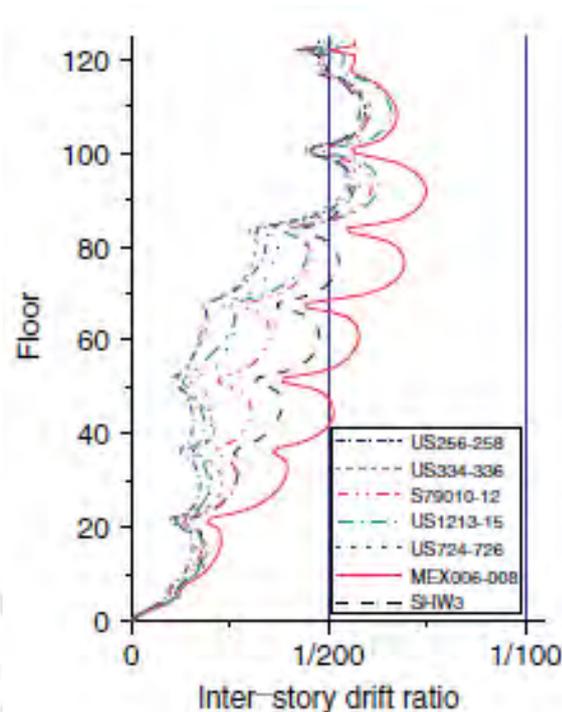


Imagen 7. Derivas de edificio ante sismos raros (Jiang et al., 2014)

Este sistema outriggers consiste en varios componentes: un centro de muro, el dispositivo outriggers, cerchas y las columnas exteriores. Este centro de muros es conectado con las columnas exteriores por outriggers muy resistentes y cerchas en varios niveles del edificio, por lo que cuando ocurre una sollicitación lateral de carga, el movimiento de los muros de corte hace rotar los brazos outriggers y estos transfieren las cargas de tensión y compresión en las columnas exteriores. Se demostró que la ubicación perfecta para los outriggers es a la mitad de la altura del edificio y que la eficiencia de este sistema se ve incrementada en un 30% cuando se usa cerchas cinturón horizontales conectando a los elementos tipo frame y en centro de muros. Se llevó a cabo cuatro modelamientos: el primero sin el sistema outriggers, el segundo, con un sistema ubicado en el primer tercio del edificio; el tercero, con un sistema en el primer tercio y en el último piso y el cuarto a un 1/3, 2/3 y en el último piso de edificio como se muestra en la Imagen 8, cada piso con outriggers tendrá la distribución de acuerdo a la Imagen 9. (Jain & Londhe, 2021)

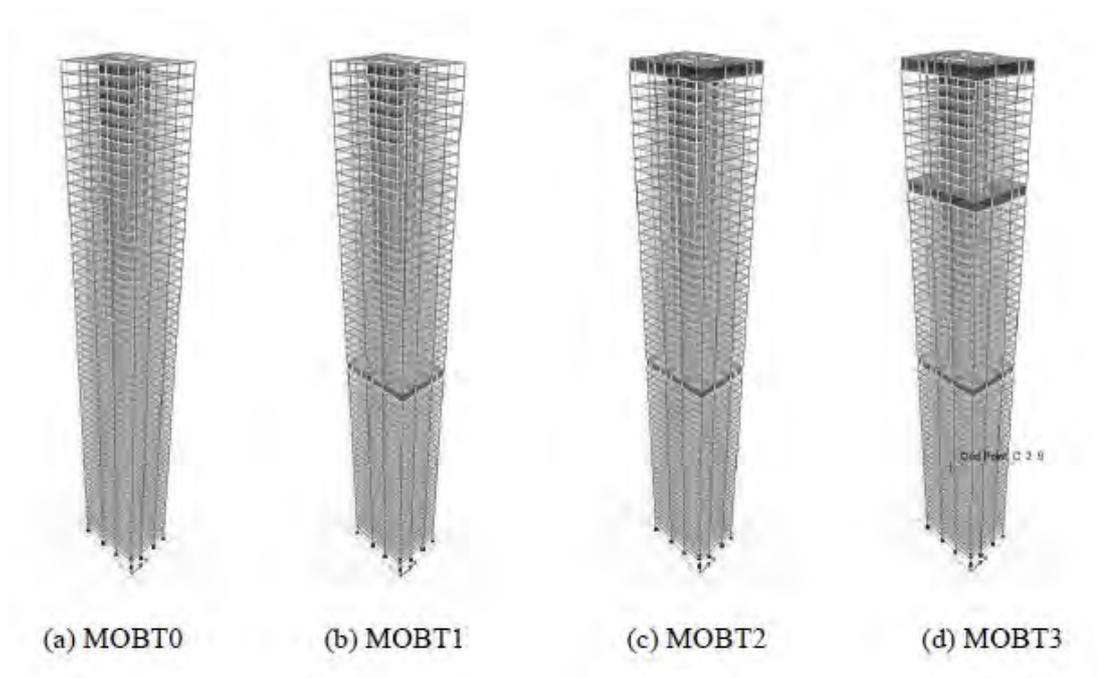


Imagen 8. Arreglo de Edificio con diferentes cantidad de outriggers ((Jain & Londhe, 2021)

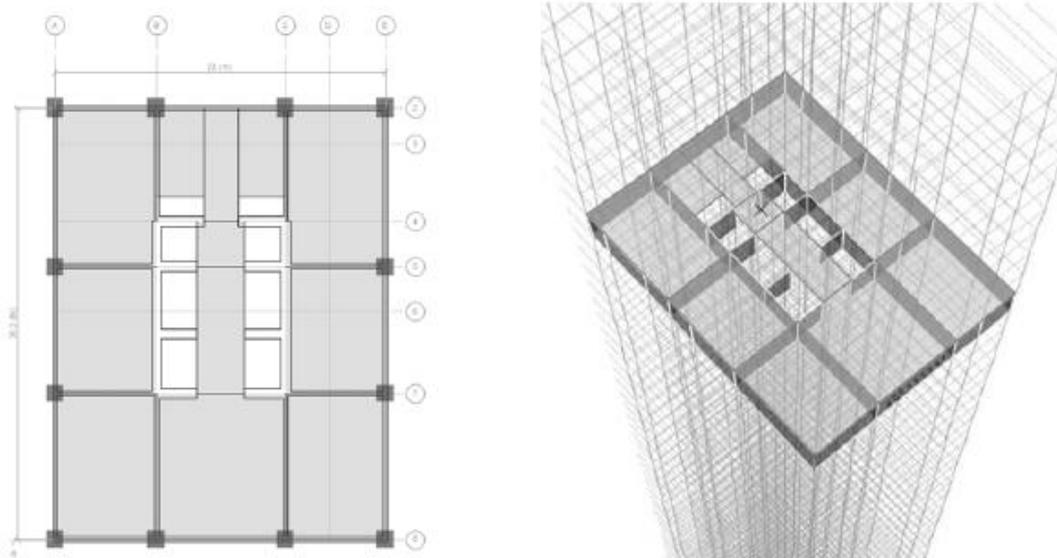


Imagen 9. Vista en planta y en 3D de arreglo outriggers ((Jain & Londhe, 2021)

Los resultados reflejaron que las derivas en el modelo estructural se han reducido considerablemente por el uso del sistema outriggers y cerchas de cinturón como se muestra en la Imagen 10. Se redujeron en un 10.2%, 11.5% y 16% para el segundo, tercero y cuarto modelo respectivamente. Se concluyo de la investigación que el sistema es eficiente en controlar el desplazamiento lateral de edificio y en reducir las derivas de entrepiso en edificios altos. No hubo una considerable reducción del desplazamiento lateral por usar un único o doble

sistema outriggers, por lo que se sugiere que solo se use el único sistema outriggers ubicado a 2/3 de altura desde el último piso. (Jain & Londhe, 2021).

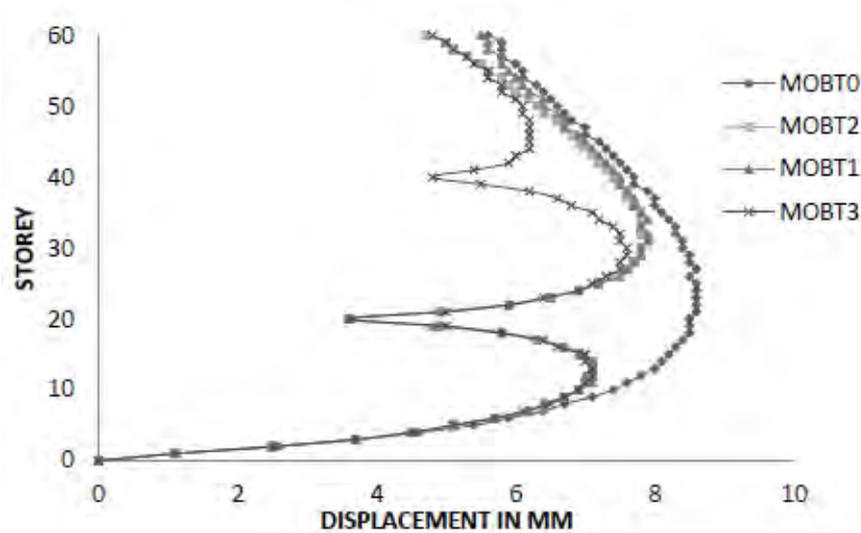


Imagen 10. Derivas de entrepiso para edificio con outriggers ((Jain & Londhe, 2021)

1.3 OBJETIVO GENERAL

Generar un aporte al área de diseño de edificios altos mediante el análisis comparativo en la implementación de sistemas de protección sísmica: aisladores sísmicos, amortiguadores de fluido viscoso y outriggers de concreto para un edificio de 30 pisos.

1.3.1 Objetivos específicos

- Modelar y analizar la edificación con un sistema dual sin protección sísmica.
- Modelar y analizar la estructura con el uso de los tres dispositivos de protección sísmica.
- Comparar los desplazamientos, derivas y fuerzas cortantes en la base resultante del análisis estructural del edificio para los tres dispositivos de protección sísmicas.
- Determinar la solución de dispositivo sísmico más eficiente en términos de reducción de derivas para el caso de estudio

1.4 HIPÓTESIS

El diseño del edificio con un sistema outriggers de concreto armado que consiste en la conexión de un centro de muros y columnas perimetrales será la protección sísmica más eficiente y que cumplirá la deriva de entrepiso objetivo de 0.0042.

1.5 ALCANCES

La edificación objeto de estudio es una estructura de 30 pisos de concreto armado ubicada en la ciudad de Lima, zona sísmica 4 según la Norma E.030 Diseño Sismorresistente. El edificio cuenta con un sistema estructural dual (muros y columnas), la cual tiene secciones de columnas variables, así como de resistencias de concreto. Todos los elementos presentan un acero de resistencia a la fluencia de 4200 kg/cm^2 . Se analizará el edificio base de 30 pisos y con los tres dispositivos sísmicos en el programa SAP2000 considerando el rango elástico de la estructura. En dicho análisis se hará uso de las propiedades lineales para los elementos tipo frame, mientras que para el modelamiento de aisladores de triple péndulo, amortiguadores de fluido viscoso y outriggers de concreto se considerará sus características inelásticas. La deriva aplicable de 0.0042 es obtenida del manual Hazus (2015) para un edificio alto con un daño moderado, la tesis no busca centrarse en el desempeño sísmico, solo tomar el valor de deriva a modo de establecer un valor de referencia al momento de aplicar los dispositivos sísmicos, y poder compararlos para determinar la solución más eficiente en términos de reducción de derivas.

1.6 JUSTIFICACIÓN

Los edificios altos tienen grandes desplazamientos de entrepiso durante el sismo, que si bien pueden cumplir con las normas técnicas, generan incomodidad en sus ocupantes. Por lo que este trabajo de investigación brindará la solución de protección sísmica más eficiente en materia de reducción de derivas para un edificio de 30 pisos.

1.7 METODOLOGÍA

En la presente investigación se realizará el diseño de un edificio con aisladores de triple péndulo, disipadores de fluido viscoso y outriggers de concreto a través de la aplicación de una metodología analítica a partir de planos de arquitectura de una edificación de 30 pisos.

En los siguientes párrafos, se detallará las etapas del desarrollo del trabajo de investigación.

- a) Marco teórico: Se detallo los conocimientos base del diseño de edificios usando los tres dispositivos de protección sísmica, así como las normas técnicas peruanas y las normas internacionales aplicables a cada dispositivo.
 - a-1) Objetivos de desempeño
 - a-2) Niveles de sismo para diseño
 - a-3) Aisladores de triple péndulo
 - a-4) Disipadores de fluido viscoso

- a-5) Outriggers
- b) Buscar planta de arquitectura de edificio de oficinas.
- c) Caso de estudio
- c-1) Predimensionamiento: Se realizó el predimensionamiento de elementos frame, losas y placas a partir de los planos de arquitectura, número de pisos, tipo de edificación y nivel de desempeño objetivo de la estructura.
 - c-2) Modelamiento: se modeló el edificio en el programa SAP2000.
 - c-3) Análisis estructural: se aplicó las cargas solicitadas de acuerdo a normas.
- d) Análisis sísmico de protecciones sísmicas: se realizó un análisis estático, modal espectral y de tiempo historia para cada tipo de dispositivo de protección sísmica. La verificación por tiempo historia se usará para verificar que se cumpla la deriva objetivo considerando el sismo de diseño para las tres soluciones de dispositivos sísmicos. Se detalla a continuación las consideraciones tomadas para cada análisis sísmico:
- Para el análisis estático de una edificación se determina las solicitaciones del edificio: carga muerta, viva y de sismo. Dicha cortante se usó para diseñar los elementos estructurales, a fin de cumplir con la norma E.030 Diseño sismorresistente
 - Para el análisis dinámico modal espectral, se considera los parámetros de zona, suelo, uso y amplificación sísmica para determinar su cortante basal y las derivas de entrepiso.
 - Para el análisis tiempo historia, se hará uso de señales sísmicas escaladas y corregidas para un espectro de diseño según la norma E.03. El análisis supone aplicar el 100% del sismo en X e Y por separado, a fin de poder analizar el comportamiento en cada dirección del edificio intentando reducir los efectos de torsión. Este criterio no sigue las normas peruanas ni la norma ASCE, dado que no se busca explícitamente cumplir normas, sino se busca poder simplificar la metodología a fin de conseguir la mejor solución de protección sísmica para el edificio.
- d-1) Análisis de estructura sin protección sísmica
- d-1-1) Análisis estático
 - d-1-2) Análisis espectral
 - d-1-3) Análisis tiempo historia
- d-2) Análisis con aisladores
- d-2-1) Análisis por fuerza equivalente
 - d-2-2) Análisis espectral

- d-2-3) Análisis tiempo historia
 - d-3) Análisis con disipadores
 - d-3-1) Análisis estático
 - d-3-2) Análisis espectral
 - d-3-3) Análisis tiempo historia
 - d-4) Análisis con outriggers
 - d-4-1) Análisis estático
 - d-4-2) Análisis espectral
 - d-4-3) Análisis tiempo historia
- e) Discusión de resultados: Se realizará la interpretación de los resultados obtenidos en materia de desplazamientos, derivas de entrepiso y fuerzas cortante.
 - e-1) Interpretación de los resultados del análisis con aisladores
 - e-2) Interpretación de los resultados del análisis con amortiguadores
 - e-3) Interpretación de los resultados del análisis con outriggers
 - e-4) Comparativos entre dispositivos
- f) Conclusión y recomendaciones: se realizará las conclusiones de los resultados, la elección del dispositivo más eficiente para el edificio y recomendaciones adicionales para futuros trabajos de tesis que resulten de la presente investigación.
 - f-1) Conclusiones
 - f-2) Recomendaciones

CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO

El marco teórico proporcionará al lector las bases teóricas para el entendimiento de la función de cada dispositivo de protección sísmica, se expondrá los objetivos de desempeño, niveles de sismo para diseño y se explicará el comportamiento de los aisladores FPT, disipadores FVD y outriggers de concreto armado.

2.1 OBJETIVOS DE DESEMPEÑO

Los objetivos de desempeño aplicados a las estructuras permiten poder definir y calibrar los requerimientos para el diseño estructural y la elección del dispositivo sísmico. Es por ello que en este apartado se expondrá los objetivos de desempeño para dos soluciones de dispositivo sísmico (Aisladores FPT y Disipadores FVD) y se aplicará los objetivos de desempeño del edificio con base empotrada al diseño con los outriggers de concreto armado.

2.1.1 Objetivos de desempeño para edificios con base empotrada

Para los edificios empotrados, el objetivo de desempeño sísmico implica lo siguiente:

- Evitar daños graves en el edificio y fallecimientos
- Reducir los costos de reparaciones por los daños no estructurales

Los objetivos son:

- Evitar la falla ante un sismo raro
- Limitar el daño de la estructura y no estructural que podría generar lesiones, pérdidas económicas y pérdidas de funciones para sismos pequeños con una frecuencia mayor.

La Tabla 11 de la norma peruana E.030 (Ministerio de vivienda, 2018) fija límites de derivas de entrepiso de 7% para edificios de concreto armado con el fin de poder limitar el daño estructural, en cambio la metodología Hazus permite una deriva en el rango de 15 a 20 %. Por lo que se puede considerar a la deriva de entrepiso como un valor de desempeño al poder cuantificar la resistencia y rigidez de una estructura ante una sollicitación horizontal de carga, es por ello que se usa factores de amplificación por uso mediante el valor U, el cual varía en base a la importancia de la estructura.

2.1.2 OBJETIVOS DE DESEMPEÑO PARA EDIFICIOS CON AISLADORES SISMICOS

Las estructuras con aisladores sísmicos se refieren al concepto de tener una estructura que esta desacoplada de su base y por ende alejada del daño potencial que representa los movimientos

sísmicos del suelo. Este aislamiento es basado en el aumento del periodo fundamental de la superestructura, lo cual reduce la aceleración aplicada a dicha estructura. (FEMA P751, 2009)

Los requerimientos estándar para todo tipo de sistema aislado son:

- Permanecer estable ante el máximo desplazamiento que ocasione un sismo
- Garantizar el aumento de resistencia a medida que se aumenta el desplazamiento
- Tener una limitada degradación bajo cargas sísmicas recurrentes
- Mantener las propiedades ingenieriles repetibles y establecidas (resistencia y aislamiento)

El diseño de estructuras aisladas usando los estándares tiene dos objetivos principales: el primero es lograr la seguridad de la vida ante un sismo de gran magnitud y limitar el daño ante un movimiento en la base. Para lograr dichos objetivos de desempeño, el sistema aislado tiene que seguir estable y mantenerse elástico bajo un terremoto considerado como máximo.

Se acepta un daño estructural y no estructural dependiendo del tipo de edificio con una base empotrada (esencial, importante y común). Sin embargo, el objetivo principal del desempeño sísmico para estructuras aisladas es no sufrir daños en el sistema estructural y no estructural. Por lo que, el diseño de una estructura con aisladores se debe de tener una mayor exigencia en los límites de derivas y aceleraciones de entrepiso.

2.1.3 OBJETIVOS DE DESEMPEÑO PARA EDIFICIOS CON AMORTIGUADORES

El objetivo de desempeño para estructuras amortiguadas dependerá del nivel que se quiere lograr y del rango inherente a este. Dado que estos dispositivos son una forma de adicionar amortiguamiento a la estructura y reducir las sollicitaciones de fuerzas, desplazamiento y de velocidad que llegan a la estructura sin agregar elementos que rigidizan como placas de concreto armado. Si se quiere lograr el nivel de desempeño de operativo, inmediatamente ocupable y resguardo de vida, este dispositivo es recomendable acorde a la Tabla 1. (FEMA P274,1997)

Tabla 1. Desempeño para edificios con amortiguamiento y aislamiento (FEMA P274, 1997)

Desempeño		Aislamiento de la base	Amortiguamiento
Nivel	Rango		
Operativo	Control de daño	Muy recomendable	Recomendable
Inmediatamente Ocupable	Control de daño	Recomendable	Recomendable
Resguardo de vida	Seguridad al límite	Limitado	Recomendable
Cerca al colapso	Seguridad al límite	No recomendable	Limitado

2.2 NIVELES DE SISMO PARA DISEÑO

Los sismos de diseño para edificios tienen un 10% de probabilidad de excederse en 50 años según la norma E.030 Diseño sismorresistente con un tiempo de retorno de 475 años. Sin embargo, el sismo que se considera como máximo tiene un 2% de probabilidad de ser excedida en 50 años con un tiempo de retorno de 2500 años. (FEMA 451, 2003)

La norma E.031 Aislamiento sísmico (Ministerio de Vivienda, 2019) menciona que el sismo máximo es equivalente a 1.5 veces el sismo de diseño cuando no se tiene una data estadística lo suficientemente amplia de sismo máximos que hayan ocurrido a lo largo del tiempo para la zona estudiada. En el presente trabajo de investigación se determinará dicho sismo a través del espectro de la norma peruana E.031 Aislamiento sísmico.

El ASCE 7-16 menciona que para edificios aislados, la superestructura, los aisladores y la cimentación se diseñe para un sismo máximo considerado pero con un comportamiento elástico. Por otro lado, los aisladores deben de tener un desplazamiento acorde al total máximo (DTM) asociado a un sismo máximo de periodo de retorno $T_r=2500$ años. (American society of civil engineer, 2017).

2.3 COMPORTAMIENTO DE LOS AISLADORES DE PENDULO DE FRICCION TRIPLE

Para la construcción de los diagramas de histéresis de aislador FPT se hace uso de la geometría del aislador (Imagen 11). La geometría depende de los radios de curvatura R_1 , R_2 , R_3 y R_4 en donde generalmente R_1 es igual a R_4 y R_2 es igual a R_3 , mientras que las alturas del aislador vienen determinadas por las siguientes igualdades $h_1=h_4$ y $h_2=h_3$, distancias o capacidades de desplazamientos $d_1=d_4$ y $d_2=d_3$ y coeficientes de fricción ($u_1>u_4$, $u_2=u_3$). Los aisladores FPT están compuestos por cinco valores de rigidez que son consideradas como 5 fases y se diseñaran hasta la cuarta etapa como se muestra en la Imagen 12.

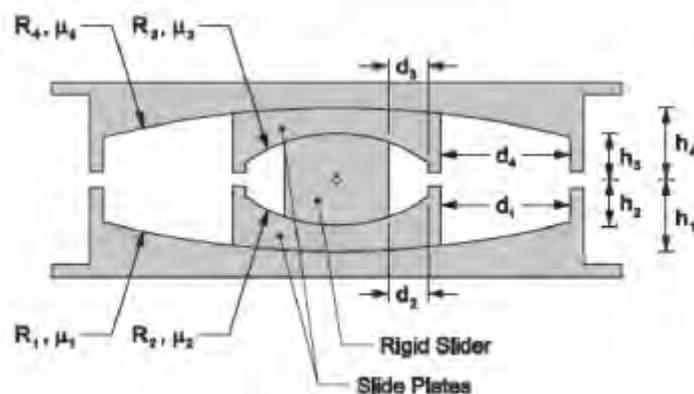


Imagen 11. Aislador de péndulo de fricción triple (Constantinou et al., 2011)

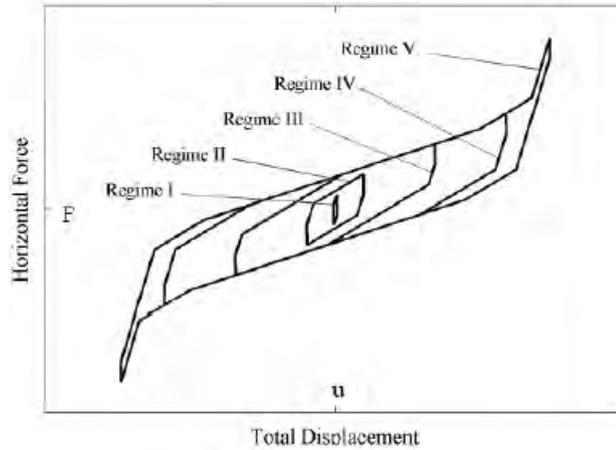


Imagen 12. Fases del aislador de péndulo de fricción triple (Constantinou et al., 2011)

Se tienen dos modelos que ejemplifican el comportamiento de los aisladores de triple péndulo de fricción. El modelo de Fenza y Sarlis mostrado en la Imagen 13 y el modelo Fenz y Constantinou mostrado en la Imagen 14. Sin embargo, los resultados que proveen ambos modelos resultan ser similares. Se muestran a continuación en la Tabla 2 las fórmulas del diagrama de histéresis según Fenz y Constantinou (2007) en la cual se asume que $R_1=R_4>R_2=R_3$, $u_1>u_4$, $u_2=u_3$.

Tabla 2. Fórmulas del comportamiento del PFT (Fenz & Constantinou, 2007)

Regime	Description	Force-Displacement Relationship
I	Sliding on surfaces 2 and 3 only	$F = \frac{W}{R_{eff2} + R_{eff3}} u + \frac{F_{f2}R_{eff2} + F_{f3}R_{eff3}}{R_{eff2} + R_{eff3}}$
	<i>Valid until:</i>	$F = F_{f1}, \quad u = u^* = (\mu_1 - \mu_2)R_{eff2} + (\mu_1 - \mu_3)R_{eff3}$
II	Motion stops on surface 2; Sliding on surfaces 1 and 3	$F = \frac{W}{R_{eff1} + R_{eff3}} u + \frac{F_{f1}(R_{eff1} - R_{eff2}) + F_{f2}R_{eff2} + F_{f3}R_{eff3}}{R_{eff1} + R_{eff3}}$
	<i>Valid until:</i>	$F = F_{f4}, \quad u = u^{**} = u^* + (\mu_4 - \mu_1)(R_{eff1} + R_{eff3})$
III	Motion is stopped on surfaces 2 and 3; Sliding on surfaces 1 and 4	$F = \frac{W}{R_{eff1} + R_{eff4}} u + \frac{F_{f1}(R_{eff1} - R_{eff2}) + F_{f2}R_{eff2} + F_{f3}R_{eff3} + F_{f4}(R_{eff4} - R_{eff3})}{R_{eff1} + R_{eff4}}$
		$F = F_{d1} = \frac{W}{R_{eff1}} d_1^* + F_{f1}$
		<i>Valid until:</i>
IV	Slider contacts restrainer on surface 1; Motion remains stopped on surface 3; Sliding on surfaces 2 and 4	$F = \frac{W}{R_{eff2} + R_{eff4}} (u - u_{d1}) + \frac{W}{R_{eff1}} d_1^* + F_{f1}$
		$F = F_{d4} = \frac{W}{R_{eff4}} d_4^* + F_{f4}$
		<i>Valid until:</i>
V	Slider bears on restrainer of surface 1 and 4; Sliding on surfaces 2 and 3	$F = \frac{W}{R_{eff2} + R_{eff3}} (u - u_{d4}) + \frac{W}{R_{eff4}} d_4^* + F_{f4}$

Assumptions: (1) $R_{eff1} = R_{eff4} \gg R_{eff2} = R_{eff3}$, (2) $\mu_2 = \mu_3 < \mu_1 < \mu_4$, (3) $d_1^* > (\mu_4 - \mu_1)R_{eff1}$, (4) $d_2^* > (\mu_1 - \mu_2)R_{eff2}$, (5) $d_3^* > (\mu_4 - \mu_3)R_{eff3}$

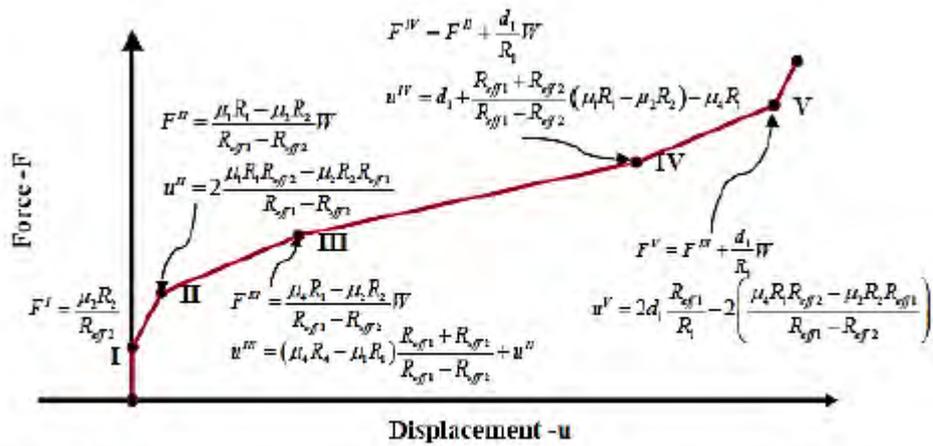


Figure 3-3: Force-displacement of Triple FP bearing of Configuration A with $R_1 = R_4, \mu_2 = \mu_3, R_2 = R_3, h_1 = h_4$ and based on the current theory

Imagen 13. Fuerza-desplazamiento del aislador de triple péndulo con $u_2=u_3, R_1=R_4, R_2=R_3, h_1=h_4$. Modelo de Fenza y Sarlis (Apostolos & Constantinou, 2014)

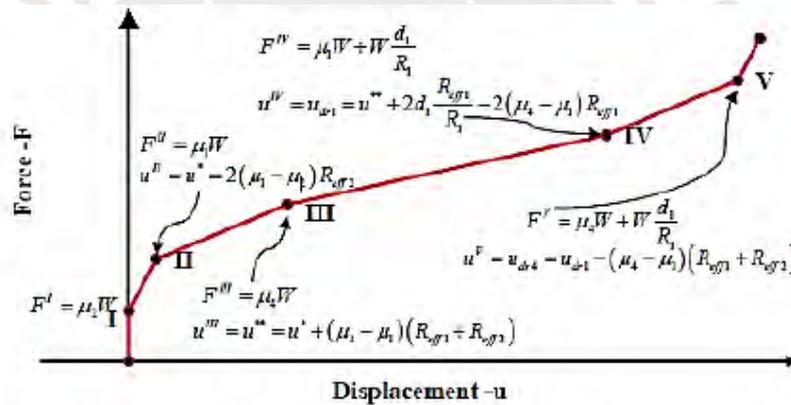


Figure 3-4: Force-displacement of Triple FP bearing of Configuration A with $R_1 = R_4, \mu_2 = \mu_3, R_2 = R_3, h_1 = h_4$ and based on the theory of Fenz and Constantinou

Imagen 14. Fuerza-desplazamiento del triple péndulo de fricción con $u_2=u_3, R_1=R_4, R_2=R_3, h_1=h_4$ Modelo de Fenz y constantinou (Apostolos & Constantinou, 2014)

Se muestra en la Tabla 3 la lista de diámetros y radios de aisladores FPT que han sido fabricados y de los cuales se puede obtener información que puede relacionar el valor de capacidad de desplazamiento requerido y poder ejecutar un prediseño previo al resultado de ensayar los aisladores elegidos.

Tabla 3. Valores estándar del radio de curvatura y el diámetro de la superficie concava (Constantinou et al., 2011)

TABLE 4-2 Partial List of Standard Sizes of FP Bearing Concave Plates	
Radius of Curvature, mm (inch)	Diameter of Concave Surface, mm (inch)
1555 (61)	356 (14)
	457 (18)
	559 (22)
	787 (31)
	914 (36)
2235 (88)	686 (27)
	787 (31)
	914 (36)
	991 (39)
	1041 (41)
	1118 (44)
	1168 (46)
3048 (120)	1295 (51)
	1422 (56)
	686 (27)
3962 (156)	1422 (56)
	1600 (63)
	1778 (70)
	2692 (106)
6045 (238)	3150 (124)
	1981 (78)
	2388 (94)
	2692 (106)
	3327 (131)
	3632 (143)

2.3.1 Coeficiente de fricción

Los coeficientes de fricción son influenciados por los siguientes factores según Constantinou et al, (2011):

- Los materiales de superficie de contacto.
- Las cargas verticales (a mayor carga vertical, el valor de coeficiente de fricción es menor).
- Velocidad de la carga lateral aplicada (a mayor velocidad ,el valor de coeficiente de fricción es mayor)
- Temperatura del cojinete (a mayor temperatura del aislador, el coeficiente de fricción es menor).

Influencia de la velocidad

El valor de la fricción de los aisladores FPT depende de la velocidad del ensayo del aislador. Se plantea la siguiente Ecuación 1 para el coeficiente de fricción según Fenz y Constantinou (2007).

$$u = u_{max} - (u_{max} - u_{min}) \cdot e^{-a|v|} \quad \text{Ecuación 1}$$

Donde se denomina v a la velocidad que se somete el aislador durante un evento sísmico, u_{max} es el coeficiente de fricción para velocidades cercanas a cero, u_{min} es el coeficiente de fricción asociado a velocidades de gran magnitud, a es el coeficiente de transición entre la velocidad mínima y la máxima y u es el coeficiente de fricción dinámico. Con el fin de iniciar el movimiento del aislador se debe de superar el coeficiente de fricción estático u_s , el cual es mayor que el u_{min} y menor que el u_{max} . Pero se tiene un modelo aproximado es $u_s = u_{min}$ como el mostrado en la Imagen 15.

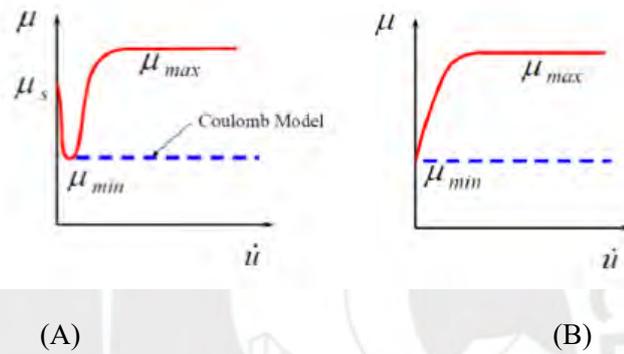


Imagen 15. Relación de \dot{u} vs μ (A) -Relación aproximada de \dot{u} vs μ (B) (Fenz y Constantinou ,2007)

Influencia de la presión vertical en el aislador

El coeficiente de fricción varía en base a la presión vertical aplicada en los aisladores. A mayor presión en el aislador, el coeficiente de fricción es menor de acuerdo a la Imagen 16 e Imagen 17.

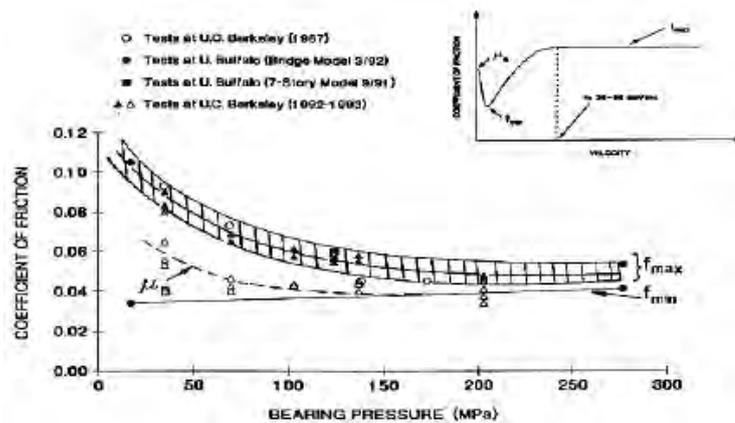


Imagen 16. Coeficiente de fricción vs presión del ensayo para aisladores friccionales (Constantinou, 1994)

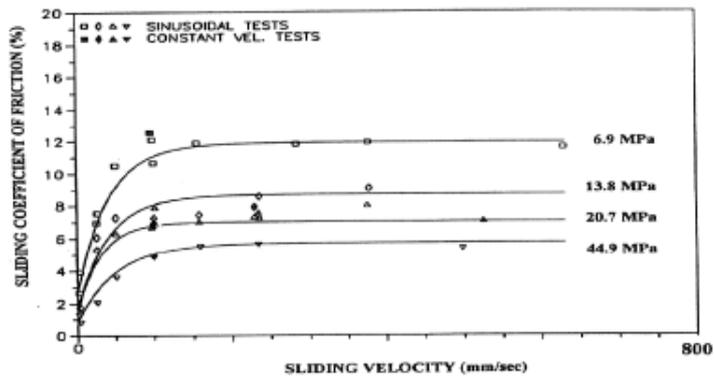


Imagen 17. Coeficiente de fricción y velocidad de desplazamiento del aislador para FPS (Constantinou, 1994)

Los aisladores FPS cuentan con valores de coeficientes de fricción rápido y lento. Los valores de fricción rápidos están asociados a sismos de gran intensidad con una velocidad entre 25-50 m/s. Los valores lentos se consideran como la mitad de los valores rápidos. (FEMA P751, 2009)

Valor nominal, máximo y mínimo

Los valores máximos y mínimos del coeficiente de fricción se obtienen de los resultados obtenidos del ensayo del aislador. Estos valores obtenidos se multiplican por factores que consideran el desgaste, envejecimiento, ciclo de cargas, variación de temperatura y velocidad.

El valor del coeficiente de fricción se obtiene para el primer ciclo del ensayo y se define como μ_{1c} , este valor es el más alto y es definido como el valor superior de coeficiente de fricción. Generalmente el coeficiente de fricción del primer ciclo es $\mu_{1c} = 1.2 \mu_{3c}$.

Se plantea la siguiente Ecuación 2, la cual relaciona el coeficiente de fricción para un rango de presiones, donde p tiene unidades en KSI.

$$\mu_{3c} = 0.122 - 0.01p \quad \text{Ecuación 2}$$

Los valores de fricción μ_{3c} y μ_{1c} son multiplicados por unos factores que consideran la variabilidad debido a la presión, velocidad, desgaste y envejecimiento. El ASCE 7-10 (American Society of Civil Engineer ASCE/SEI 7-10, 2010) menciona que para los edificios aislados se debe de considerar las variaciones de propiedades mientras que el ASCE 7-16 establece factores que modifican las propiedades: ratio de carga, calor, desgaste, factores ambientales externos, envejecimiento y variaciones de manufactura.

$$\lambda_{max} = (1 + (0.75 \cdot (\lambda_{(ae,max)} - 1))) \cdot \lambda_{(test,max)} \cdot \lambda_{(spec,max)} \geq 1.8$$

$$\lambda_{min} = (1 - (0.75 \cdot (1 - \lambda_{(ae,min)}))) \cdot \lambda_{(test,min)} \cdot \lambda_{(spec,min)} \leq 0.6$$

Se muestra los diagramas histeréticos que relaciona el límite superior, inferior y nominal en la Imagen 18. Se observa que para el diagrama de propiedades considerando el límite superior se obtiene las rigideces y cortantes máximas. Del diagrama de límite inferior se obtiene los desplazamientos máximos.

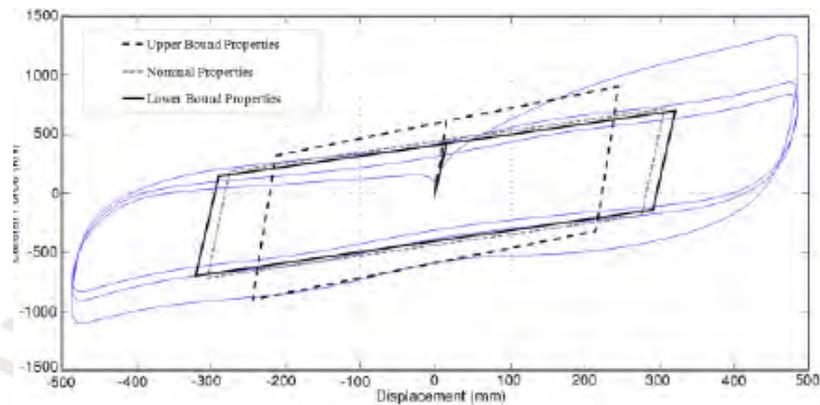


Imagen 18. Variación de propiedades nominales (Mc Vitty & Constantinou, 2015)

Los valores nominales de rigidez elástica y post elásticas (K1 y K2) son multiplicados por factores λ para definir el límite inferior y superior. Se muestra el diagrama de fuerza-desplazamiento en la Imagen 19.

El ASCE 7-16 solicita los valores de variación, los cuales simplifican el análisis de los límites de variación.

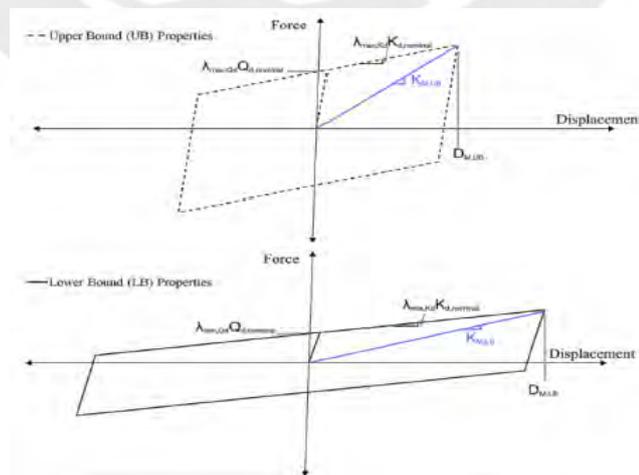


Imagen 19. Fuerza -desplazamiento para los límites superiores e inferiores (Mc Vitty & Constantinou, 2015)

Se muestra la siguiente Tabla 4 con los coeficientes de fricción nominal que son basados en diferentes tipos de superficies de fricción.

Tabla 4. Valores de coeficiente de fricción dado la variación de velocidad, presión y tipos de superficie PTFE (Constantinou et al., 2011)

Tipo de FPT	Presión MPa	Dirección Deslizamiento	f _{máx} (%)	f _{min} (%)	μβ (%)	μβ/f _{máx}
UF	6.9	P	11.93	2.66	5.85	0.49
UF	13.8	P	8.70	1.75	4.03	0.46
UF	20.7	P	7.03	1.51	5.59	0.79
UF	44.9	P	5.72	0.87	3.74	0.65
15GF	6.9	P	14.61	4.01	8.42	0.58
15GF	13.8	P	10.08	4.28	6.00	0.59
15GF	20.7	P	8.49	4.32	5.62	0.66
15GF	44.9	P	5.27	2.15	4.73	0.90
25GF	6.9	P	13.20	5.54	7.76	0.59
25GF	13.8	P	11.20	4.87	6.82	0.61
25GF	20.7	P	9.60	4.40	6.60	0.69
25GF	44.9	P	5.89	3.19	5.74	0.97
UF	6.9	T	14.20	2.39	7.17	0.50
UF	13.8	T	10.50	1.72	7.57	0.72
UF	20.7	T	8.20	2.90	4.35	0.53
UF	44.9	T	5.50	1.11	3.55	0.64

Los aisladores FPT son de acero inoxidable. Los aisladores de triple péndulo tienen las superficies externas no lubricadas mientras que las internas son de acero lubricado, por lo tanto los coeficientes de fricción de las superficies internas son más bajas que los coeficientes de fricción de las superficies externas.

2.4 COMPORTAMIENTO DE DISIPADORES DE FLUIDO VISCOSO

Los amortiguadores FVD se han implementado en estructuras con el fin de poder reducir el daño antes cargas de sismos. En el presente apartado, se discutirá el comportamiento de las estructuras con estos amortiguadores bajo sollicitaciones sísmicas.

2.4.1 Comportamiento de histéresis lineal y no lineal de amortiguadores de fluido viscoso

Los disipadores de fluido viscoso tienen dos comportamientos: un comportamiento lineal es una ventaja sobre el comportamiento histerético al lograr el desfase de las fuerzas generadas por el disipador a las fuerzas que se generan por el sistema estructural, mientras que el comportamiento no lineal evita la sobrecarga en el sistema. Los arriostres producen fuerzas adicionales a las columnas, para lo cual se deben de verificar estructuralmente.

2.4.1.a Amortiguamiento viscoso lineal

Se debe considerar un elemento puro viscoso, el cual estará sujeto a un desplazamiento relativo incitado por la siguiente Ecuación 3.

$$x(t) = x_o \cdot \sin w \cdot t \quad \text{Ecuación 3}$$

De donde x_o es la amplitud entre los extremos de elemento y w es la frecuencia circular. Se puede expresar la fuerza axial inducida en función a la velocidad relativa mediante la Ecuación 4.

$$F(t) = Cl \cdot \dot{u}(t) \quad \text{Ecuación 4}$$

Donde Cl es la constante de amortiguamiento lineal, y $\dot{u}(t)$ es la velocidad.

Se puede obtener la siguiente Ecuación 5 al relacionar las anteriores.

$$F(t) = Cl \cdot w \cdot x_o \cdot \cos w \cdot t \quad \text{Ecuación 5}$$

Se puede determinar el comportamiento histerético lineal de un amortiguamiento viscoso a través de relaciones trigonométricas mediante la Ecuación 6.

$$\frac{F(t)}{Cl \cdot w \cdot x_o} = \pm \sqrt{1 - \left(\frac{x(t)}{x_o}\right)^2} \quad \text{Ecuación 6}$$

Se gráfica el comportamiento a través de la siguiente Imagen 20.

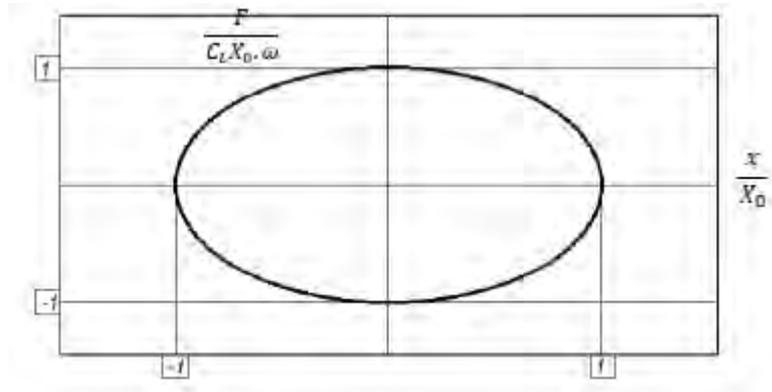


Imagen 20. Comportamiento histerético de amortiguamiento lineal (Hwang, 2002)

La amplitud de una fuerza inducida máxima en un disipador que es de tipo lineal es directamente proporcional a una frecuencia de excitación, al desplazamiento y a la constante de amortiguamiento. La fuerza de amortiguamiento viscosa es de tipo lineal cuando un desplazamiento es cero, por lo que las fuerzas obtenidas por un amortiguador viscoso lineal son desfasadas en relación a las fuerzas obtenidas por el sistema estructural. La energía que es disipada por un amortiguador viscoso lineal en un ciclo es el área bajo la curva de fuerza vs desplazamiento. Siendo esta representada por la Ecuación 7 y Ecuación 8.

$$Evd = \int_0^{2\pi/w} F(t) \cdot \dot{u}(t) \cdot dt \quad \text{Ecuación 7}$$

$$Evd = Cl \cdot \pi \cdot w \cdot x^2 \quad \text{Ecuación 8}$$

2.4.1.b Amortiguamiento viscoso no lineal

Se puede diseñar los amortiguadores FVD considerando un comportamiento no lineal a través de ajustar el aceite de silicona y las ranuras por donde fluye el fluido. En el momento en el que se alcanza la velocidad pico, la fuerza interior del amortiguador es controlada con el fin de evitar una sobrecarga en el sistema y proteger al sistema de arriostres.

Se expresa la fuerza axial mediante la siguiente Ecuación 9.

$$F(t) = Cnl \cdot \text{sgn}(\dot{u}(t)) \cdot \dot{u}(t)^{avn} \quad \text{Ecuación 9}$$

Donde C_{nl} es la constante de amortiguamiento no lineal, avd es el coeficiente en un rango de 0.2 a 1 y $sgn(\dot{u}(t))$ es la función signo.

Cuando avd es 1, el dispositivo se comporta como un amortiguador FVD de tipo lineal, mientras que cuando es mayor a 1, el dispositivo se comporta como un elemento que bloquea, desarrollando grandes fuerzas a velocidades altas. Se muestra la reducción de fuerzas de amortiguamiento para velocidades altas en la Imagen 21.

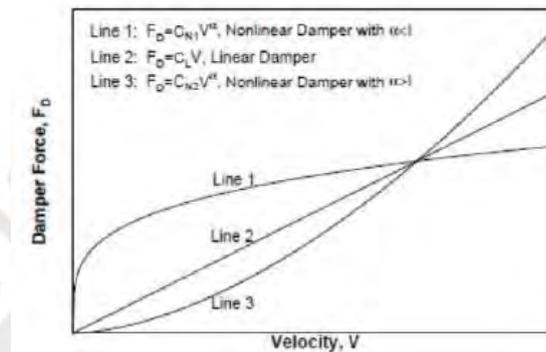


Imagen 21. Propiedades de fuerza-velocidad de diferentes amortiguadores viscosos no lineales (Hwang, 2002)

Considerando el amortiguador que tiene un coeficiente de velocidad menor a 1 y que este está relacionado a un desplazamiento que es armónico y relativo del tiempo historia, se obtendrá la fuerza axial en función a la amplitud del desplazamiento a través Ecuación 10.

$$F(t) = C_{nl} \cdot sgn(\cos \dot{u}(t)) \|w \cdot x_0 \cdot \cos \omega t\|^{avd} \quad \text{Ecuación 10}$$

Sustituyendo la identidad trigonométrica del coseno en la Ecuación 10, se obtiene la ecuación fuerza-desplazamiento para un amortiguador FVD no lineal mostrado en la Ecuación 11.

$$\frac{F}{C_{nl}(x_0 \cdot w)^{avd}} = \pm \left(1 - \left(\frac{x(t)}{x_0} \right)^2 \right)^{avd/2} \quad \text{Ecuación 11}$$

Las fuerzas del disipador FVD considerando su no lineal permanecen desfasadas de las fuerzas generadas por la estructura. Considerando que el coeficiente de velocidad disminuye, la respuesta cíclica se vuelve una forma rectangular para la gráfica fuerza vs desplazamiento como la mostrada en la Imagen 22.

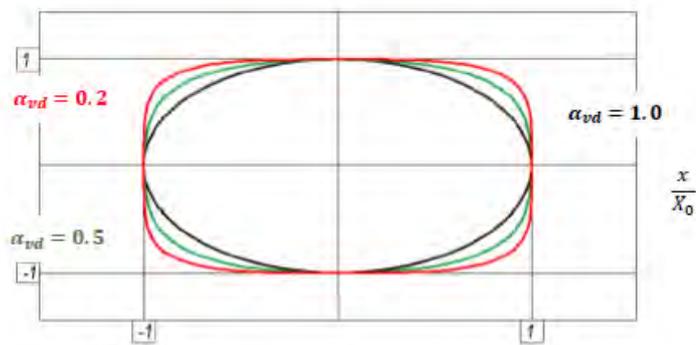


Imagen 22. Ciclo histérico para amortiguador viscoso no lineal con coeficientes de velocidad variable (Hwang, 2002)

La energía que disipa el amortiguador FVD para cada ciclo histérico se puede obtener al calcular el área bajo la curva fuerza vs desplazamiento según la Ecuación 12 y Ecuación 13.

$$E_{vd} = \int_0^{2\pi/w} F(t) \cdot \dot{u}(t) \cdot dt \quad \text{Ecuación 12}$$

$$E_{vd} = 2 \cdot \sqrt{\pi} \cdot C_{nl} \cdot (X_0)^{avd+1} \cdot w^{avd} \cdot \left(\frac{r \cdot \left(1 + \frac{avd}{2}\right)}{\left(r \cdot \left(1.5 + \frac{avd}{2}\right)\right)} \right) \quad \text{Ecuación 13}$$

2.5 Sistema Outriggers de concreto

El sistema estructural outriggers es un sistema que consiste en una conexión de un centro de muros y columnas perimetrales a través de muros de corte. Este sistema resiste la rotación inducida por solicitaciones a través del mecanismo de empujar y jalar opuestamente entre el centro de muros y las columnas perimetrales, este sistema introduce un cambio en las deformaciones del centro de muros, dado que estos transfieren parte del momento volcante al sistema. La magnitud de la reducción de la deriva y del momento volcante de los muros en cada nivel de outriggers depende de la flexibilidad del centro de muros, resistencia y flexibilidad del sistema outriggers, ubicación a lo largo del edificio del sistema y resistencia axial de las columnas. El grado en el que el sistema outriggers provee mejoras en materia de aumento de rigidez y reducción de los desplazamientos laterales depende de la ubicación de los outriggers. Se mencionan los 4 factores que llevan a ubicar eficazmente los outriggers.

El número de outriggers es el primer factor, debido a si es mayor la cantidad de outriggers se adiciona mayor cantidad de restricciones a la rotación lo que conlleva a la reducción de las derivas. El segundo factor es la consideración de ser un outriggers directo o indirectos, dado que a medida que las distancias del centro de muro a las columnas perimetrales sean menores, los outriggers directos serán más resistentes y más eficientes. Por el contrario, para alcanzar la misma resistencia con los outriggers indirectos se tendrá que colocar una mayor cantidad en cada piso en relación a los outriggers directos. El tercer factor es el espacio entre los puntos de inflexión del centro de muros y los outriggers, dado que el cambio de ubicación del posicionamiento puede cambiar la deriva del techo en más del 50%. Finalmente, el cuarto factor es la resistencia columna-cercha de outriggers, dado que para desarrollar un trabajo en conjunto, las cerchas outriggers y las columnas deberán de ser resistentes, y tener dimensiones lo suficientemente resistentes para soportar los momentos resultantes debido a la rigidización del sistema.

2.5.1 Reducción de rigidez

Cuando se lleva a cabo el análisis, se debe considerar los regímenes de rigidez adecuados dependiendo de la construcción del edificio de concreto. Cuando se considera un centro de concreto y columnas, se debe de aplicar diferentes factores que son aplicables para niveles de servicios de viento, factores de viento, factores sísmicos y reducción por cracking del concreto de acuerdo a ACI 318. Si se realiza un análisis no lineal se debería de obviar este apartado, dado que ya se habría considerado en la zona elástica. (American Concrete Institute, 2019)

2.5.2 Combinaciones de carga

Se puede tener numerosas combinaciones de carga, las cuales deben de incluir la diferencia de temperaturas, el creep del concreto y otros fenómenos del mismo. Diferentes combinaciones de carga son apropiadas para diferentes temperaturas, y dependerán del edificio. Se recomienda considerar en la misma combinación el viento y el sismo, debido a que puede ocurrir un suceso de vientos considerados fuertes y se podría incurrir en error al no considerarse en una combinación.

2.5.3 Conexiones outriggers

Numerosos edificios usan limitado número de outriggers por piso, los cuales los localizan en menor cantidad de pisos. Esto es eficiente al minimizar el impacto en la usabilidad de los pisos. Las columnas resisten una gran porción de las fuerzas volcantes, por lo que cada una experimentará fuerzas axiales grandes, variadas y usualmente reversibles. Además, dichas fuerzas deben de ser transmitidas y distribuidas al centro mediante las columnas que han sido unidas por los outriggers como el mostrado en la Imagen 23. Cuando el centro de muros, outriggers y las columnas son de acero, las conexiones pueden ser largas pero convencionales (Choi, 2012)

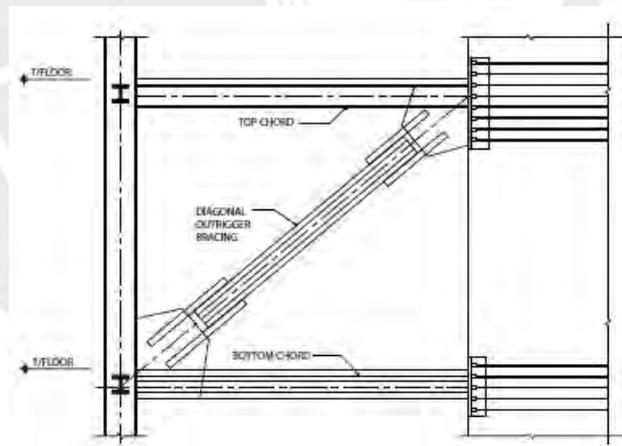


Imagen 23. Conexiones outriggers a través de platos embebidos (Choi, 2012)

Otro sistema que se propone para permitir el acortamiento diferencial durante la construcción mientras que se mantiene la efectividad ante los momentos volcantes, son unos conectores llenos de aceite conectados en cruz a la cara superior del estabilizador que esta hidráulicamente atado a la cara inferior del estabilizador como el mostrado en la Imagen 24. Este sistema es recomendable cuando los outriggers están alineados en la dirección de la sollicitación, sin embargo, no va a proveer beneficios para sollicitaciones menores pero que son potencialmente peligrosas para la dirección perpendicular de los outriggers.

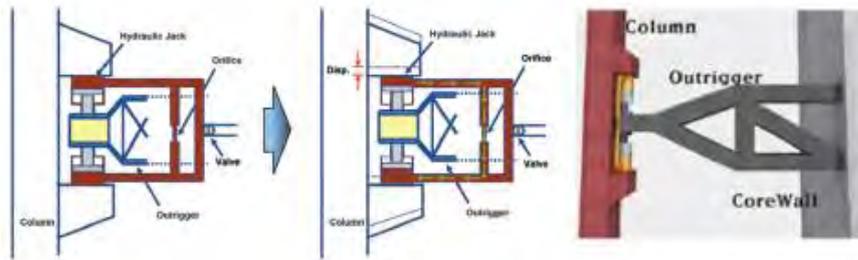


Imagen 24. Sistema de juntas outriggers (Choi, 2012)

2.5.4 Código para sistema resistente

Los códigos sísmicos como el código internacional de edificios (IBC) y el euro código 8 no han sido desarrollados para edificios altos, los códigos actuales de diseño no consideran a los outriggers como un sistema rígido ante la carga lateral para edificios altos. La CTBUH ha preparado una guía que hace mención al diseño sísmico de edificios altos, el diseño es basado en la respuesta no lineal con una modificación del factor R, la cual es usada para reducir la respuesta elástica al nivel de diseño.

Sin embargo, el sistema de resistencia ante la carga lateral puede tener diferentes capacidades de ductilidad y demanda, las vigas de acople entre el centro de muros (Imagen 25) pueden experimentar demandas altas debido a la participación de los modos mayores y requerirán ductilidades altas. Mientras que los outriggers pueden experimentar demandas menores de momentos volcantes y pueden ser diseñados para un comportamiento de ductilidad limitada. Por lo tanto, el valor R efectivo es reducido con respecto al valor especificado en el código de edificios.

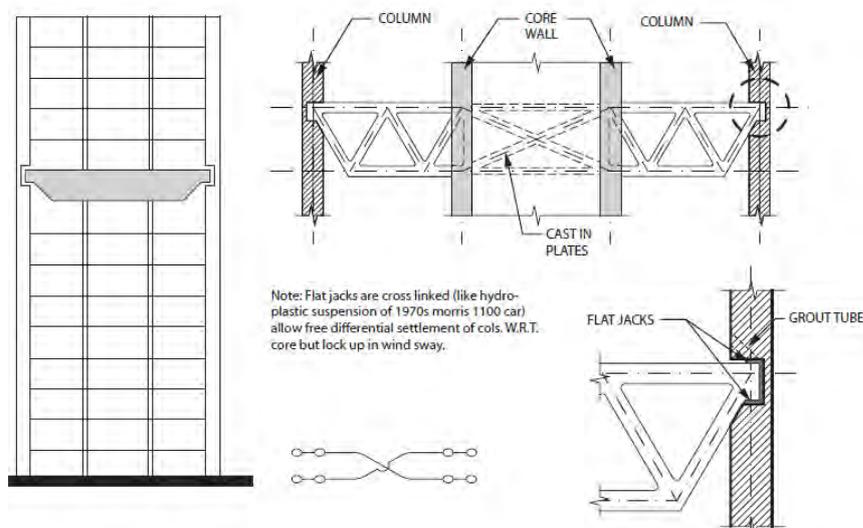


Imagen 25. Detalle de conectores en cruz (Choi, 2012)

CAPÍTULO 3. CASO DE ESTUDIO

El desarrollo de este capítulo implica la descripción del edificio caso de estudio, predimensionamiento de elementos estructurales, modelamiento en el programa de cálculo y obtención de resultados de cargas.

3.1 Descripción del caso

El edificio objeto de estudio presenta una estructura de forma rectangular de 28 x 17 m y está conformado por un sistema estructural de columnas rectangulares y muros. Es un edificio de 30 pisos destinado a oficinas. Se muestra la vista en planta de la edificación en la Imagen 26 y la vista de la losa de cubierta del último piso en la Imagen 27.

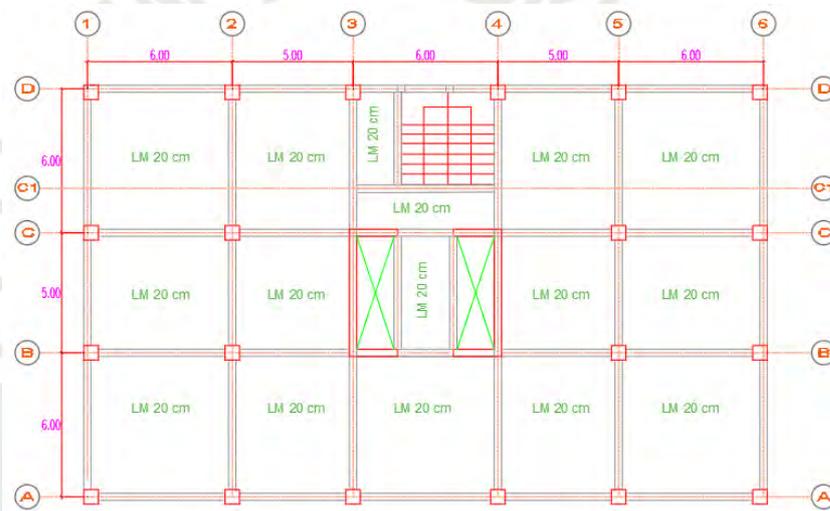


Imagen 26. Vista en planta de edificación

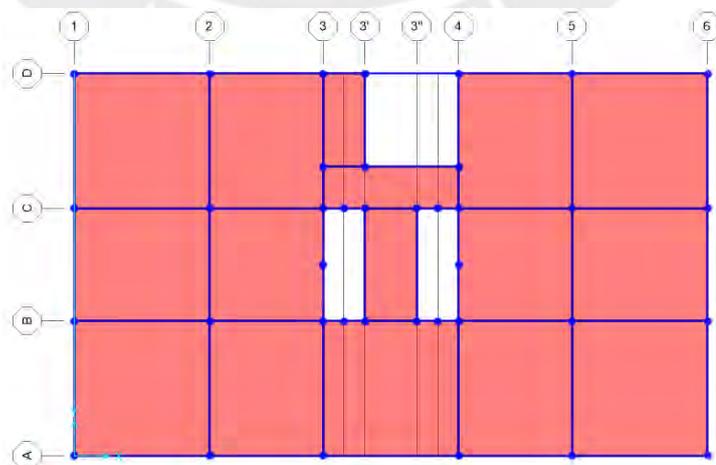


Imagen 27. Losa de cubierta

3.2 Predimensionamiento

Se realizará el predimensionamiento de los elementos tipo frame como columnas, vigas y losas. Se muestra en la Imagen 28 la vista en planta de los elementos.

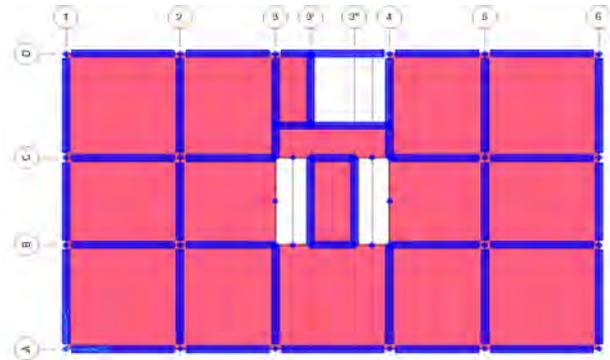


Imagen 28. Vista en planta

3.2.1 Columnas

Para el predimensionamiento de las columnas, se considerará el número de pisos igual a 30, un peso unitario de 1100 kg/m^2 y factor de 0.45 para las columnas.

Se define la carga de servicio en kg mediante la Ecuación 14.

$$P = N_{\text{pisos}} \cdot P_{\text{unit}} \cdot A_{\text{tributaria}} \quad \text{Ecuación 14}$$

Se define el área de columna en cm^2 mediante la Ecuación 15.

$$A_c = (P \cdot A \cdot N) / (f'_c \cdot K) \quad \text{Ecuación 15}$$

Se cuenta con columnas con resistencias variables en base a la resistencia axial que tendrá como solicitación. Por lo tanto, mediante la Ecuación 15 se muestra en la Tabla 5 las secciones de columnas.

Tabla 5. Secciones de columnas por pisos

Columnas Pisos	F'c (kg/cm ²)	Sección columna (cm)
Piso 1-3	800	60x60
Piso 4-6	720	60x60
Piso 7-9	600	60x60
Piso 10-12	520	60x60
Piso 13-15	420	60x60
Piso 16-18	350	60x60
Piso 19-21	280	60x60
Piso 22-30	210	60x60

3.2.2 VIGAS

Para el predimensionamiento de vigas, se toman las longitudes libres entre columnas y se dividen entre 10 para obtener el peralte de la viga, mientras que el ancho de la viga se está considerando como la mitad del peralte más 10 cm. Se muestra los resultados en la siguiente Tabla 6.

Tabla 6. Predimensionamiento de vigas

Viga	Longitud libre (cm)	Peralte (cm)	Base(cm)	Viga (cm)
LX	600	60	40	40x60
LY	600	60	40	40x60

3.2.3 Losa maciza

Para el predimensionamiento de losas, se toma la luz libre más grande, la cual es 600 cm y con un factor de 30, se obtiene 20 cm de peralte de losa.

3.3 MODELAMIENTO

Para el modelamiento, se define los materiales que se va a hacer uso en el edificio: concreto $f'c$ de 800, 720, 600, 520, 450, 380, 310 y 210 kg/cm^2 para columnas según los pisos, concreto $f'c$ de 280 kg/cm^2 para vigas y losas y acero corrugado grado 60 como refuerzo. Se definen las secciones de columnas, las vigas, losa maciza de 20 cm de espesor, y las placas se han modelado como elementos frame con asignación de brazos rígidos. Se muestra en las Imagen 29 las vistas en 3D del edificio. La altura de cada entrepiso es de 3 metros.

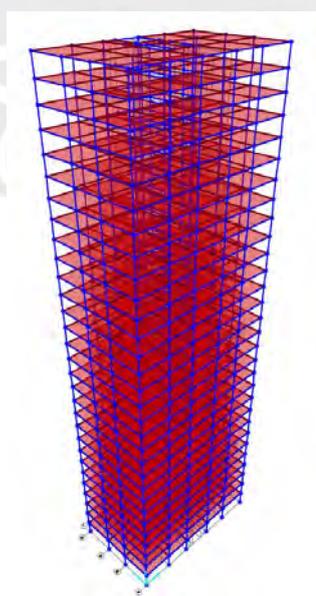


Imagen 29. Modelo de edificio en 3D

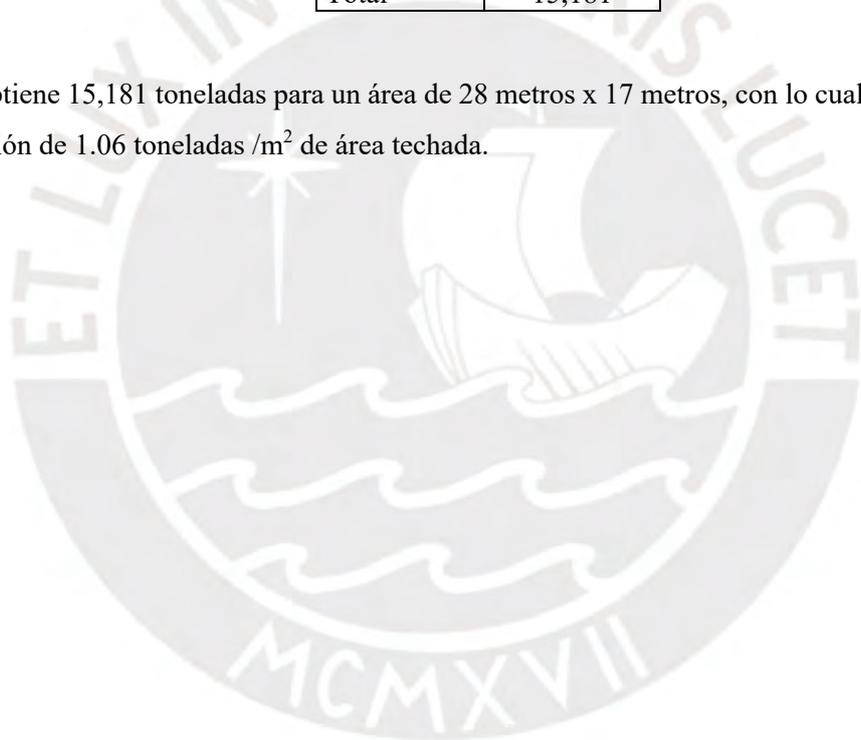
3.4 Peso de la estructura y relación de peso por unidad de área P/A

Se muestra el peso de la estructura distribuido por cada patrón de carga aplicada en la Tabla 7.

Tabla 7. Peso de la estructura para cada patrón de carga

Patrón De Carga	FZ
	Tonf
Muerta	8,699
Viva	3,192
Tabiquería	1,915
Acabado	1,320
Viva techo	55.03
Total	15,181

Se obtiene 15,181 toneladas para un área de 28 metros x 17 metros, con lo cual se obtiene una relación de 1.06 toneladas /m² de área techada.



CAPÍTULO 4. ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO CON BASE EMPOTRADA

En el presente capítulo se realizará el análisis estructural del edificio con base empotrada, se realizará el análisis estático, modal y tiempo historia para 7 señales sísmicas.

4.1 Patrones de carga

Se definen los patrones de carga y se añaden las siguientes cargas a las losas: 150 kg/m² para la carga de tabiquería, 100 kg/m² para la carga de acabado y 250 kg/m² para la carga viva mientras que para el techo del último nivel una carga viva de 125 kg/m².

4.2 Análisis Estático

Se considera el factor de zona 4, el cual tiene un valor de 0.45 g, un factor de uso de 1 para una estructura tipo C y un suelo tipo 1 con un factor de 1. Se calcula el factor de amplificación sísmica mediante los periodos para Y e X. Para el primer modo en Y se tiene 3.11 segundos de periodo, mientras que para la dirección X es 3.02 segundos. Se usa la Ecuación 16 para un periodo que es mayor a T_L .

$$C = 2.5 \cdot (T_p \cdot T_L / T^2) \quad \text{Ecuación 16}$$

Se obtiene el factor de amplificación de 0.26 para la dirección Y y 0.27 para la dirección X respectivamente.

4.2.1 Coeficiente básico de reducción y cortante basal

No se cuenta con irregularidades extremas en altura o planta. Se hace uso de la Ecuación 17 para calcular el coeficiente sísmico (C_s) para ambas direcciones:

$$C_s = Z \cdot U \cdot C \cdot S / R \quad \text{Ecuación 17}$$

Se obtiene 2.1% y 1.9% como coeficiente sísmico (C_s) para la dirección X e Y respectivamente. Sin embargo, si se considera dichos coeficientes sísmicos no se estaría obteniendo la fuerza mínima recomendable del 5% del peso de la estructura. Por lo que se considerará usar el valor de C/R igual a 0.11, para obtener dicho valor mínimo en la verificación de diseño.

4.3 Análisis espectral

Se define las funciones espectrales en X e Y para la zona 4, categoría de ocupación C, tipo de suelo S1, factor de irregularidad de 1 y un factor de reducción básico de 6 que corresponde a un sistema de muros estructurales para la dirección X y para la dirección Y.

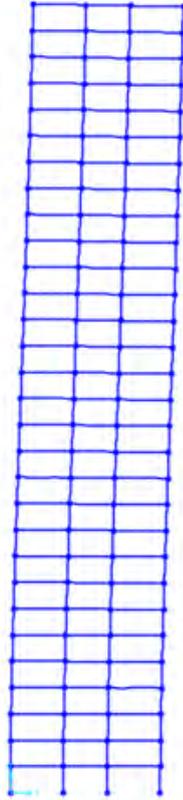
Se definen los casos espectrales para el análisis sísmico en las dos direcciones, se coloca un factor de escala de 9.81 para la dirección de análisis y 2.943 para la dirección perpendicular a esta.

Del modelamiento matemático, se muestran en la Tabla 8 los modos de vibración con sus porcentajes de masas participativas. Asimismo, se muestran los diagramas de deformada de los primeros modos en las Imagen 30, Imagen 31e Imagen 32.

Tabla 8. Porcentaje de masas participativas

Modo	Periodo	UX	UY	RZ
	Segundos			
1	3.11	0	0.691	0
2	3.02	0.759	0	0
3	2.58	0	0	0.783
4	0.99	0.117	0	0
5	0.89	0	0.148	0
6	0.87	0	0	0.1

Deformed Shape (MODAL) - Mode 1; T = 3.10547; f = 0.32191



Deformed Shape (MODAL) - Mode 2; T = 3.02869; f = 0.33018

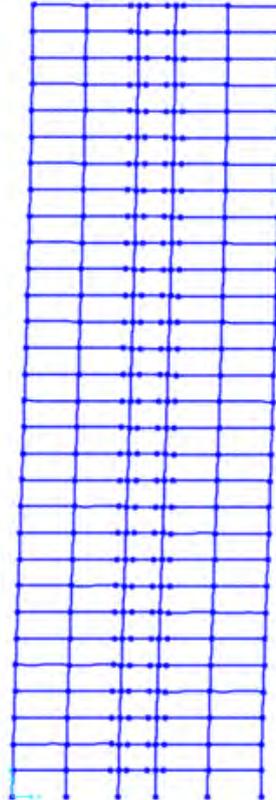


Imagen 30. Deformada de modo 1 y 2

Deformed Shape (MODAL) - Mode 3; T = 2.50318; f = 0.39712



Deformed Shape (MODAL) - Mode 4; T = 0.99363; f = 1.00641

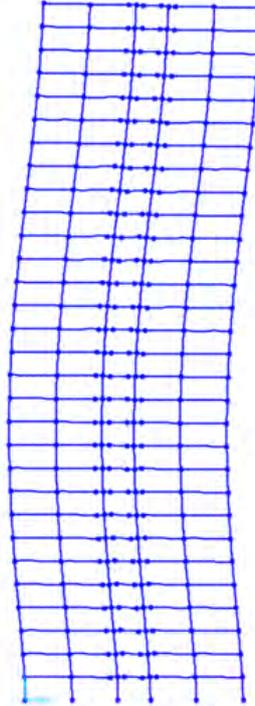


Imagen 31. Deformada de modo 3 y 4

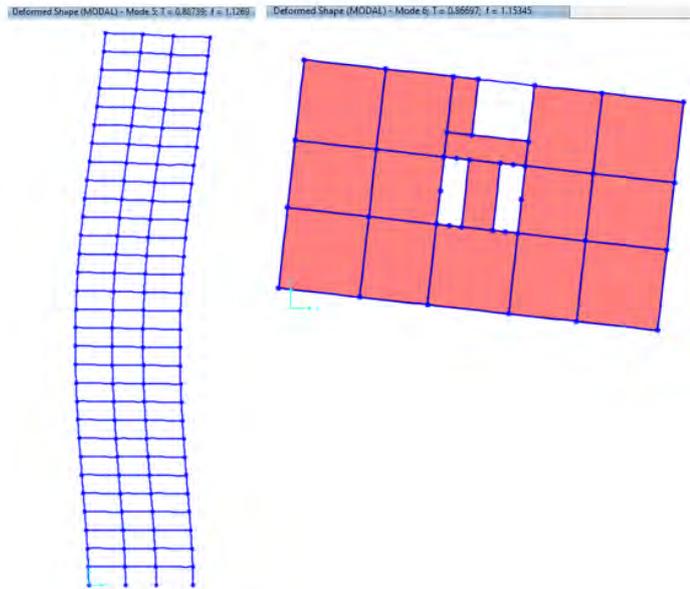


Imagen 32. Deformada de modo 5 y 6

4.4 Fuerza cortante dinámica

Las fuerzas cortantes para el sismo dinámico en la dirección X es 277 toneladas y 266 toneladas para la dirección Y.

4.5 Desplazamientos inelásticos

Se calculan los desplazamientos inelásticos para el sismo dinámico en X e Y. Se muestra en la Imagen 33 las gráficas de desplazamientos para las direcciones X e Y.

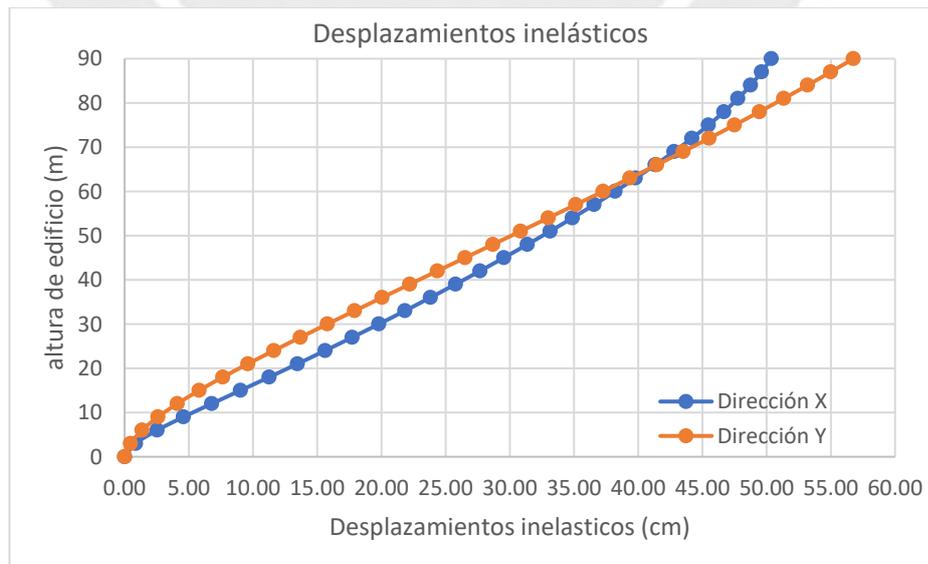


Imagen 33. Desplazamientos inelásticos en X e Y

4.6 Derivas inelásticas

Se calculan las derivas inelásticas considerando que es una estructura regular y el coeficiente de reducción sísmica es de 6 para la dirección X y para la dirección Y. Se muestra en la Imagen 34 las derivas inelásticas para las direcciones X e Y. Se obtiene una deriva de 0.0076 para la dirección X y de 0.0073 para la dirección Y.

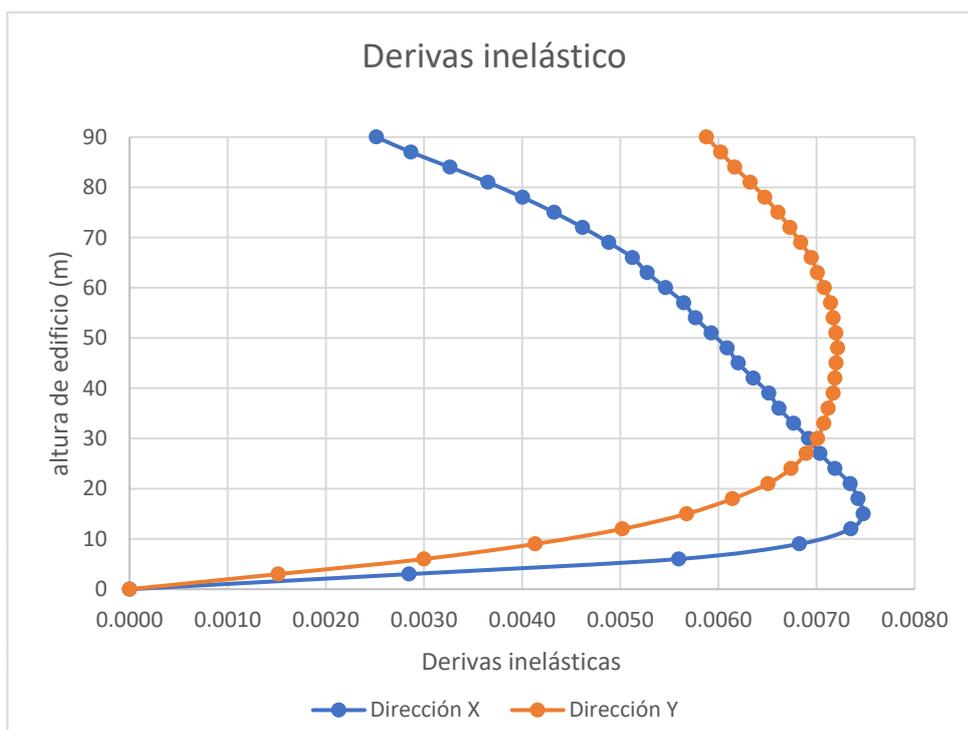


Imagen 34. Derivas inelásticas en X e Y

4.7 Análisis Tiempo Historia

Se obtienen las derivas de entrepiso para una estructura regular para las siguientes señales sísmicas: Lima 1966, Ancash 1970, Lima 1974, Arequipa 2001, Lamas 2005, Ica 2007 y Loreto 2019. Para dichas señales se ha realizado un proceso de corrección de señal por línea base, en la cual se ha movido los puntos de valor cero que no se encuentra alineados al eje del cero. Esta corrección se realiza mediante el software de procesamiento de señales del Sismo Signal. Se realizó la corrección por filtrado de señal, en la cual se elimina señales no deseadas del registro como: frecuencia del ruido ambiental, paso vehicular y paso de maquinaria pesada. Por último, se escaló al espectro elástico y se realizó un match de todas las señales a través del Sismo Match. Se muestran las gráficas escaladas para la dirección E-W y N-S en las Imagen 35 e Imagen 36 respectivamente.

4.9.1 Señales sísmicas usadas escaladas a espectro objetivo

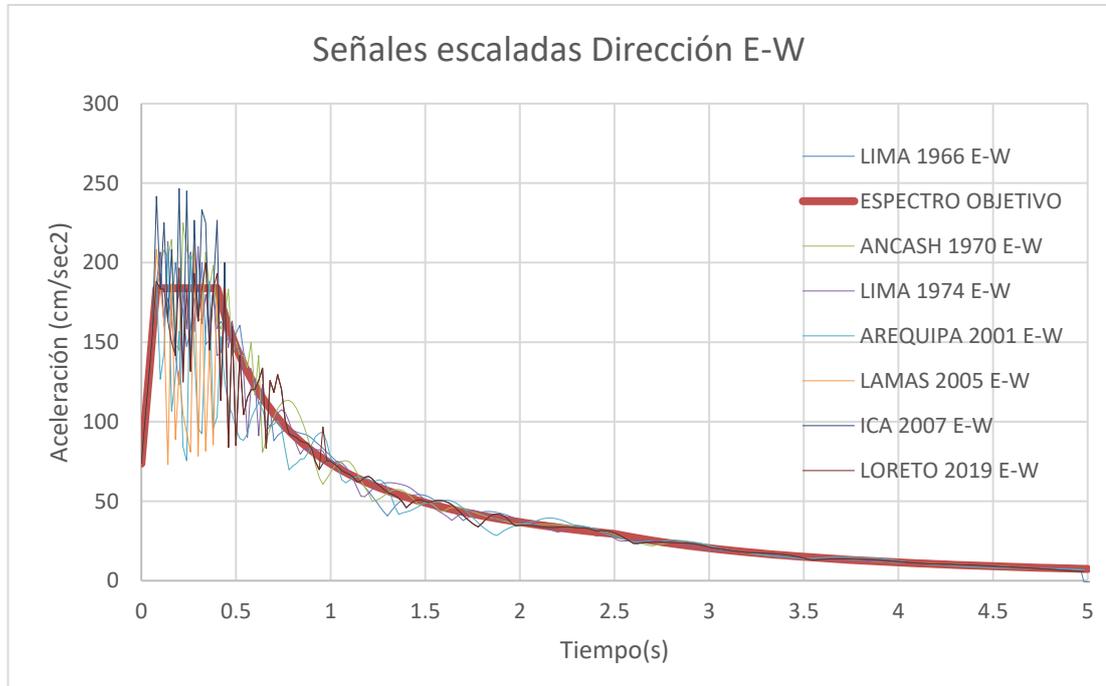


Imagen 35. Señales escaladas en dirección E-W



Imagen 36. Señales escaladas en dirección N-S

Se grafican los desplazamientos obtenidos para las 7 señales sísmicas y las del promedio en la Imagen 37 e Imagen 38 para la dirección X e Y respectivamente.

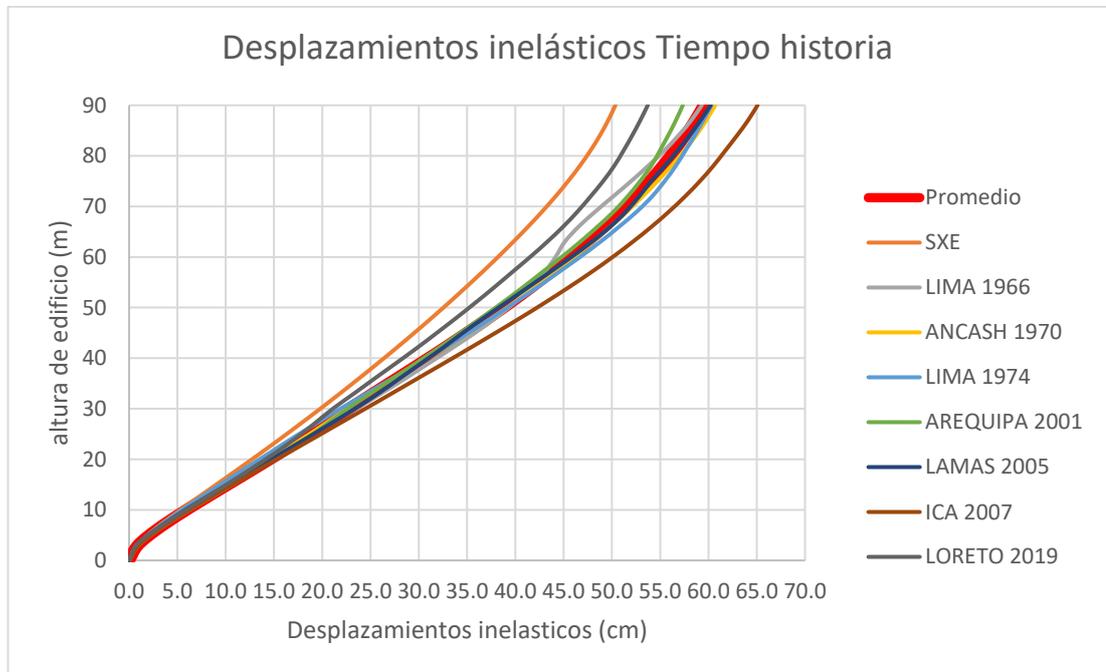


Imagen 37. Gráfica de desplazamientos inelásticos de tiempo historia en X

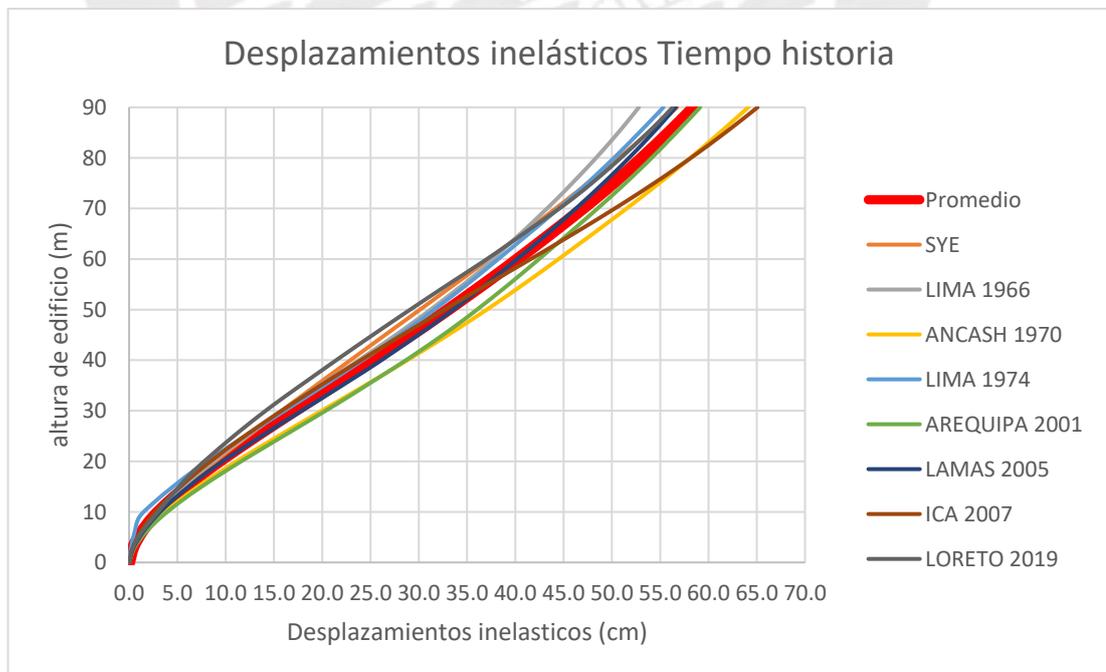


Imagen 38. Gráfica de desplazamientos inelásticos de TH promedio en Y

Se grafican las derivas obtenidas para las 7 señales sísmicas y las del promedio las Imagen 39 e Imagen 40 para la dirección X e Y respectivamente.

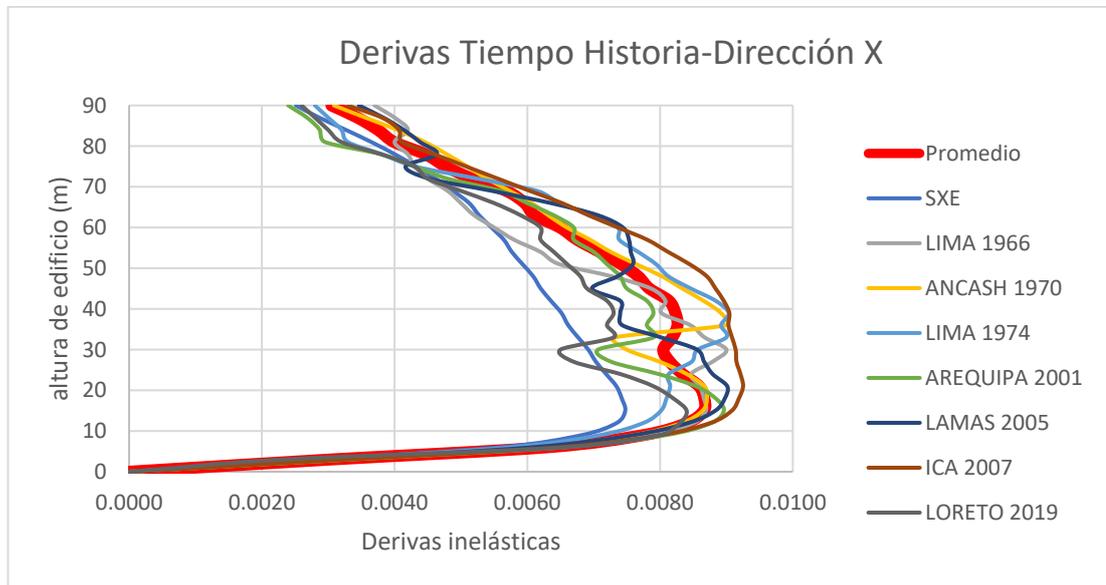


Imagen 39. Gráfica de derivas promedio para la dirección X

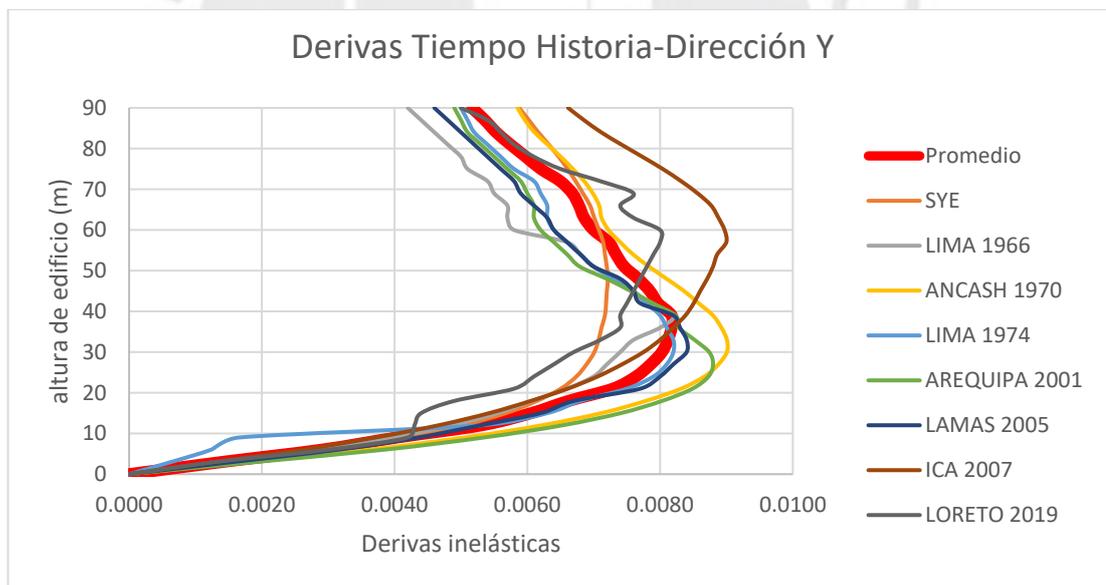


Imagen 40. Gráfica de derivas promedio para la dirección Y

Se puede notar de la Imagen 39 e Imagen 40 que la deriva de entrepiso máxima es 0.0087 y 0.0082 para las direcciones X e Y respectivamente, las mayores derivas de entrepiso se están presentando entre los pisos 3 al 18 para la dirección X y entre los pisos 7 al 20 para la dirección Y. Estas derivas sobrepasan el límite máximo de deriva de entrepiso para concreto armado según la Norma E.030 Diseño Sismorresistente. Por ende, se deberá de usar un

dispositivo de protección sísmica con el fin de poder reducir las derivas para un nivel de diseño alto y un daño moderado.

Se gráfica la fuerza cortante de las 7 señales sísmicas y las del promedio cada 5 pisos vs altura para las dos direcciones X e Y en las Imagen 41 e Imagen 42 respectivamente.

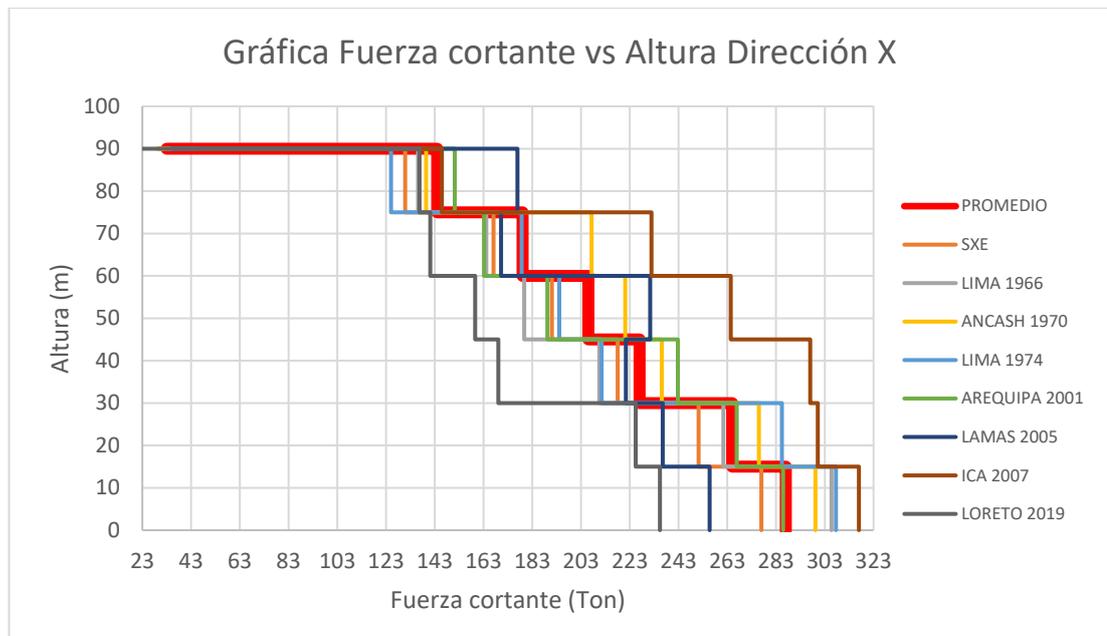


Imagen 41. Gráfica de fuerza cortante tiempo historia dirección X

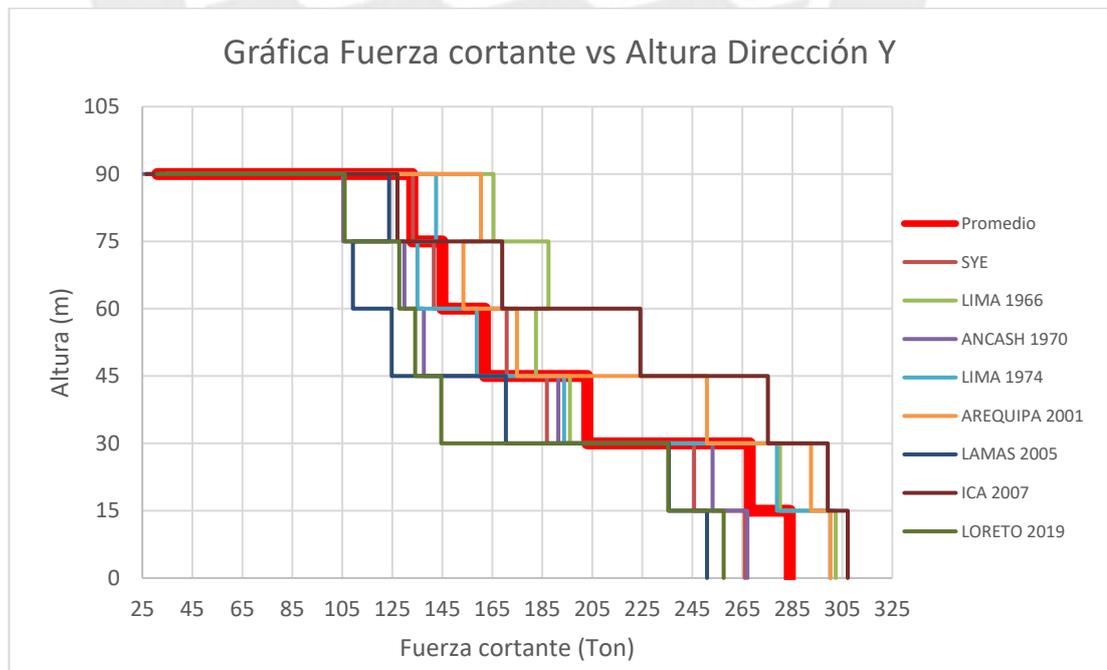


Imagen 42. Gráfica de fuerza cortante tiempo historia dirección Y

Se puede notar de la Imagen 41 e Imagen 42, que las fuerzas cortantes promedio en la base para el tiempo historia son 287 toneladas y de 284 toneladas para la dirección X e Y respectivamente. Estas fuerzas cortantes promedio comparadas con las obtenidas del espectro elástico, representan el 104% y 107% para la dirección X e Y, sin embargo, sí se hace una comparación con la señal sísmica Ica 2007 se tiene un aumento del 10% y de 8% con respecto a la fuerza cortante espectral por lo que se puede notar que el uso de un análisis tiempo historia es necesario al inducir a la estructura a solicitaciones reales que provocarían una mayor sollicitación para el diseño.



CAPÍTULO 5. ANÁLISIS CON AISLADORES DE FPT

Se hará uso de 26 aisladores de triple péndulo de fricción tipo FPT 15641/20-14R/14-11. La complejidad en el diseño de los aisladores de triple péndulo implica empezar con una geometría tentativa. Se toman valores de diámetro, radios de curvatura y coeficientes de fricción. El sistema de aislamiento propuesto no fue eficiente debido a que no se pudo obtener el periodo objetivo de 3 veces el periodo de base empotrada y por ende no se pudo reducir de manera eficiente las derivas de entrepiso que cumplan con la deriva objetivo propuesta de 0.0042. El dispositivo y los parámetros escogidos fueron los que presentaron mejores resultados para poder aumentar el periodo de la estructura y mantenerse dentro de los desplazamientos máximos permitidos para el aislador escogido de 756 mm. De las 7 señales sísmicas empleadas considerando un sismo máximo, se obtuvo un promedio de deriva de 0.0072 para la dirección X mientras que para la dirección Y fue de 0.0065 para la rigidez mínima, mientras que para las misma 7 señales sísmicas considerando un sismo de diseño, se obtuvo un promedio de 0.0051 para la dirección X y de 0.0044 para la dirección Y para la rigidez mínima.

5.1 Análisis por el método de fuerza equivalente

Se han iterado valores de desplazamientos máximos, cálculos de resistencia efectiva K_M , cálculo de periodo efectivo, cálculo de amortiguamiento efectivo y del coeficiente de amortiguamiento, y por último se calculó el desplazamiento que sea similar al asumido. Este proceso conlleva a iterar valores hasta conseguir los más óptimos ($u_1 = u_4 = 0.035$), y de ($0.023 = u_2 = u_3$) para el límite superior $K_{m\acute{a}x}$, mientras que para el límite inferior $K_{m\acute{i}n}$ los valores de ($u_1 = u_4$ de 0.02 y $u_2 = u_3$ de 0.01). Además, para las propiedades nominales los valores de ($u_1 = u_4 = 0.028$), y de ($0.017 = u_2 = u_3$). Los valores mostrados en la Tabla 9 permitieron que se pueda tener valores de desplazamientos razonables para una estructura de 30 pisos. Sin embargo, es importante señalar que no se ha logrado el periodo objetivo de 3 veces el periodo de base empotrada, debido al peso de la estructura y por ende a las rigideces elásticas y resistencia característica del sistema, las cuales son elevadas. Por ejemplo, para el límite inferior $K_{m\acute{i}n}$ se obtuvo 5.50 segundos de periodo, para el límite superior se obtuvo 5.37 segundos y para las propiedades nominales se obtuvo 5.44 segundos. Este último valor representa 1.75 veces el periodo de la base empotrada. Si bien se ha podido reducir las solicitaciones al desacoplar el edificio de su base, las reducciones que se han logrado no son eficientes. Además, aumentar más el periodo significaría tener un desplazamiento muy grande, el cual escapa del alcance de los aisladores comerciales. Se muestra la Tabla 9 los valores finales de la iteración tanto para la rigidez mínima, rigidez máxima y nominal.

Tabla 9. Valores de coeficientes, radios de curvaturas, alturas y distancias topes usadas. Valores mínimos KMIN (A), valores máximos KMÁX (B) y valores Nominales (C)

u1	0.020
u2	0.010
u3	0.010
u4	0.020
R1(mm)	3962.4
R2(mm)	355.6
R3(mm)	304.8
R4(mm)	2235.2
R1eff(mm)	3784.6
R2eff(mm)	221
R3eff(mm)	221
R4eff(mm)	2133.6
h1(mm)	101.6
h2(mm)	63.5
h3(mm)	63.5
h4(mm)	101.6
Ht(mm)	322.6
d1(mm)	266.7
d2(mm)	88.9
d3(mm)	88.9
d4(mm)	266.7
d1*(mm)	262.28
d2*(mm)	64.6
d3*(mm)	64.6
d4*(mm)	262.28

u1	0.035
u2	0.023
u3	0.023
u4	0.035
R1(mm)	3962.4
R2(mm)	355.6
R3(mm)	304.8
R4(mm)	2235.2
R1eff(mm)	3784.6
R2eff(mm)	221
R3eff(mm)	221
R4eff(mm)	2133.6
h1(mm)	101.6
h2(mm)	63.5
h3(mm)	63.5
h4(mm)	101.6
Ht(mm)	322.6
d1(mm)	266.7
d2(mm)	88.9
d3(mm)	88.9
d4(mm)	266.7
d1*(mm)	262.28
d2*(mm)	64.6
d3*(mm)	64.6
d4*(mm)	262.28

u1	0.028
u2	0.017
u3	0.017
u4	0.028
R1(mm)	3962.4
R2(mm)	355.6
R3(mm)	304.8
R4(mm)	2235.2
R1eff(mm)	3784.6
R2eff(mm)	221
R3eff(mm)	221
R4eff(mm)	2133.6
h1(mm)	101.6
h2(mm)	63.5
h3(mm)	63.5
h4(mm)	101.6
Ht(mm)	322.6
d1(mm)	266.7
d2(mm)	88.9
d3(mm)	88.9
d4(mm)	266.7
d1*(mm)	262.28
d2*(mm)	64.6
d3*(mm)	64.6
d4*(mm)	262.28

Kmin (A)

Kmáx (B)

Nominal (C)

A continuación, se mostrará en la Imagen 43 el diagrama de histéresis según las fórmulas propuestas por Fenz y Constantinou (2007) para las propiedades nominales.

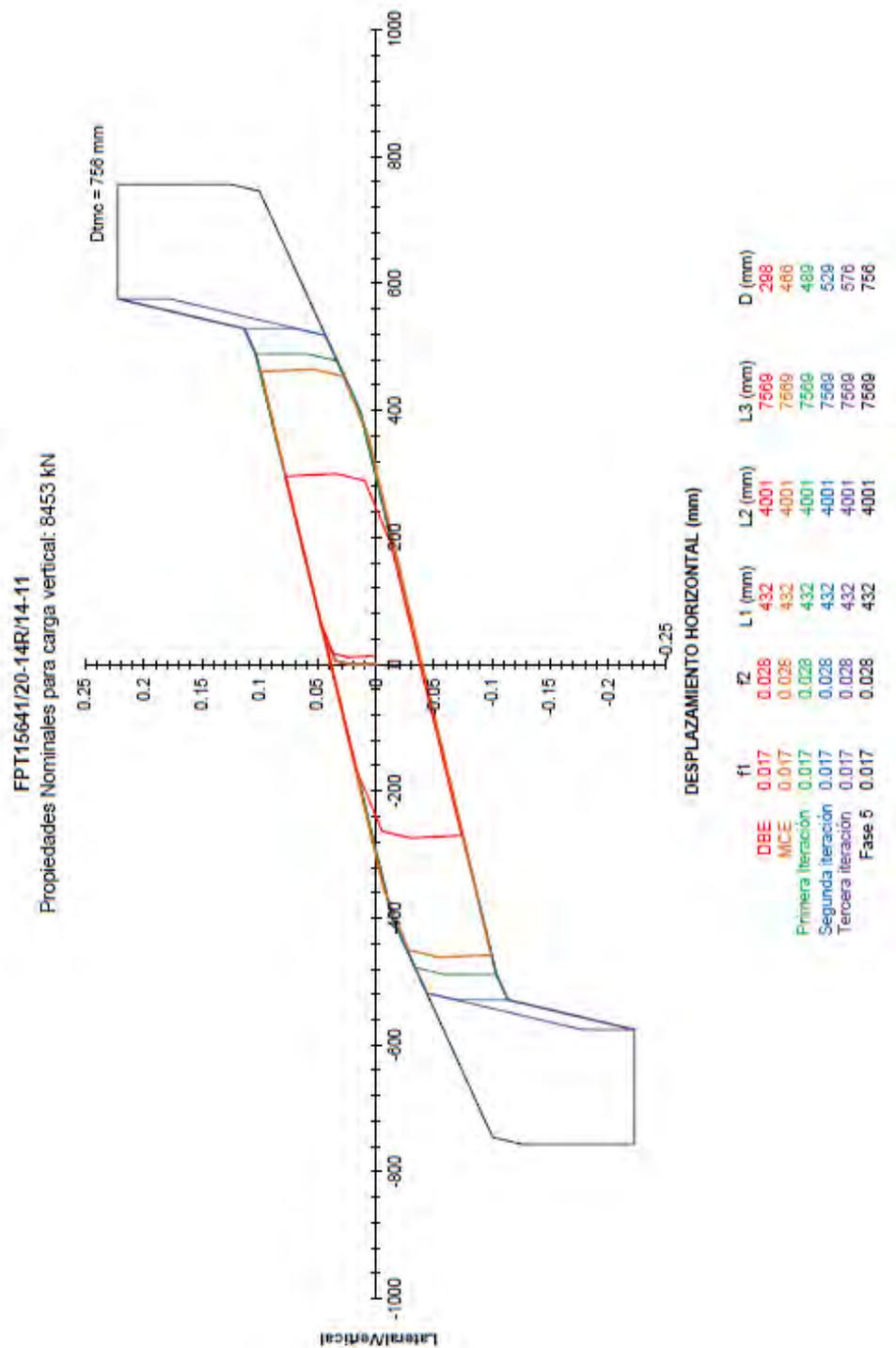


Imagen 43. Diagrama de histéresis de las cinco fases del péndulo triple para propiedades nominales

Resultados obtenidos

Se realizó las iteraciones con las propiedades asumidas y se obtuvo el periodo efectivo que deberá de llegar la estructura para los coeficientes dados. Se muestra los resultados obtenidos en la Tabla 10.

Tabla 10. Tabla de iteración para sismo máximo considerado

Procedimiento de fuerza lateral equivalente		Limite inferior	Limite superior	Nominal	Unidades
Desplazamiento máximo iterado	DM	538	393	465	mm
Rigidez efectiva	KM	3.82	4.46	4.09	Ton/mm
Periodo efectivo	TM	5.50	5.37	5.44	S
Amortiguamiento efectivo	BM	8%	16%	11%	%
Coefficiente de amortiguamiento BM	BM	1.14	1.41	1.28	
Desplazamiento máximo hallado	DM	538	393	465	mm

Se puede notar de la Tabla 10 que la iteración no se está llegando a obtener el periodo objetivo, debido a las fuerzas de desplazamientos del sistema aislado (rigidez post elástica y la resistencia característica del sistema). Se ha obtenido 1.75 veces el periodo de base fija con respecto a las propiedades nominales del aislador.

5.2 Análisis espectral

En este apartado se obtendrán los modos espectrales para los límites (K_{min} y $K_{máx}$) para las propiedades nominales, si bien se buscó que el periodo objetivo fuera de 3 veces el periodo de base empotrada, no se pudo obtener el periodo debido a la necesidad de más de 1.5 metros de desplazamiento para obtener dicho periodo. Por lo que se ha optado por implementar el aislador en análisis y evaluar el porcentaje de reducción de derivas que se obtendrán en ambas direcciones.

5.2.1 Modelamiento en programa

Para el modelamiento del aislador de triple péndulo de fricción se realizó a través de elementos Link Triple friction Isolator. Para realizar un análisis estático o dinámico, se ingresará propiedades lineales y no lineales para ambos límites: inferior K_{min} y Superior K_{max} .

Para límite Inferior (K_{min})

En la dirección U1, la dirección Z, se coloca la rigidez y el amortiguamiento vertical de acuerdo a la Tabla 11. Se usará estas propiedades para el apartado lineal y no lineal.

Tabla 11. Propiedades para casos Lineal y No lineal Dirección U1 (Limite Kmin)

Dirección U1	
Rigidez Efectiva	5,278 Ton/mm
Amortiguamiento Efectivo	3.37 Ton·s/mm

En la dirección U2 y U3 (la dirección X e Y), se coloca las propiedades lineales, las alturas de superficies de deslizamiento y las propiedades no lineales para ambas direcciones de acuerdo a la Tabla 12, Tabla 13 y Tabla 15.

Tabla 12. Propiedades lineales U2 Y U3 (Limite Kmin)

Dirección U2		Dirección U3	
Rigidez Efectiva	0.147 Ton/mm	Rigidez Efectiva	0.147 Ton/mm
Amortiguamiento Efectivo	0.0073 Ton·s/mm	Amortiguamiento Efectivo	0.0073 Ton·s/mm

Tabla 13. Alturas de superficies de deslizamiento (Limite Kmin)

Dirección U2, U3	
Altura de superficie externa	467 mm
Altura de superficie interna	304 mm

Tabla 14. Propiedades no lineales para direcciones U2 y U3 (Limite Kmin)

Propiedades no lineales					
Limite inferior	Superior exterior	Inferior exterior	Superior interior	Inferior interior	Unidades
Rigidez	3.59	3.59	1.80	1.80	Ton/mm
urapido	0.020	0.020	0.010	0.010	
ulento	0.010	0.010	0.005	0.005	
Parametro ratio	0.05	0.05	0.05	0.05	s/mm
Radio de superficie de deslizamiento	3962.4	3962.4	355.6	355.6	mm
Desplazamiento tope	271.78	271.78	88.9	88.9	mm

Para límite superior (K máx)

En la dirección U1, la dirección Z, se coloca la rigidez y el amortiguamiento vertical según la Tabla 15. Se usará estas propiedades para el apartado lineal y no lineal.

Tabla 15. Propiedades para casos Lineal y No lineal Dirección U1 (Limite Kmáx)

Dirección U1	
Rigidez Efectiva	5278 Ton/mm
Amortiguamiento Efectivo	4.29 Ton·s/mm

En la dirección U2 y U3 (la dirección X e Y), se coloca las propiedades lineales, las alturas de superficies de deslizamiento y las propiedades no lineales para ambas direcciones según las Tabla 16, Tabla 17 y Tabla 18.

Tabla 16. Propiedades lineales U2 Y U3 (Limite Kmáx)

Dirección U2		Dirección U3	
Rigidez Efectiva	0.172 Ton/mm	Rigidez Efectiva	0.172 Ton/mm
Amortiguamiento Efectivo	0.055 Ton·s/mm	Amortiguamiento Efectivo	0.055 Ton·s/mm

Tabla 17. Alturas de superficies de deslizamiento (Limite Kmáx)

Dirección U2, U3	
Altura de superficie externa	467 mm
Altura de superficie interna	304 mm

Tabla 18. Propiedades no lineales para direcciones U2 y U3 (Limite Kmáx)

Propiedades no lineales					
Limite superior	Superior exterior	Inferior exterior	Superior interior	Inferior interior	Unidades
Rigidez	18.85	18.85	12.39	12.39	Ton/mm
urapido	0.035	0.035	0.023	0.023	
ulento	0.018	0.018	0.012	0.012	
Parametro ratio	0.05	0.05	0.05	0.05	s/mm
Radio de superficie de deslizamiento	3962.4	3962.4	355.6	355.6	mm
Desplazamiento tope	271.78	271.78	88.9	88.9	mm

Para propiedades nominales

En la dirección U1, la dirección Z, se coloca la rigidez y el amortiguamiento vertical según la Tabla 19. Se usará estas propiedades para el apartado lineal y no lineal.

Tabla 19. Propiedades para casos Lineal y No lineal Dirección U1 (Propiedades Nominales)

Dirección U1	
Rigidez Efectiva	5278 Ton/mm
Amortiguamiento Efectivo	3.84 Ton·s/mm

En la dirección U2 y U3 (la dirección X e Y), se coloca las propiedades lineales, las alturas de superficies de deslizamiento y las propiedades no lineales para ambas direcciones según las Tabla 20, Tabla 22 y Tabla 23.

Tabla 20. Propiedades lineales U2 Y U3 (Propiedades nominales)

Dirección U2		Dirección U3	
Rigidez Efectiva	0.157 Ton/mm	Rigidez Efectiva	0.157 Ton/mm
Amortiguamiento Efectivo	0.023 Ton·s/mm	Amortiguamiento Efectivo	0.023 Ton·s/mm

Tabla 21. Alturas de superficies de deslizamiento (Propiedades nominales)

Dirección U2, U3	
Altura de superficie externa	467 mm
Altura de superficie interna	304 mm

Tabla 22. Propiedades no lineales para direcciones U2 y U3 (Propiedades nominales)

Propiedades no lineales					
Nominal	Superior exterior	Inferior exterior	Superior interior	Inferior interior	Unidades
Rigidez	9.42	9.42	5.65	5.65	Ton/mm
urapido	0.028	0.028	0.017	0.017	
ulento	0.014	0.014	0.008	0.008	
Parametro ratio	0.05	0.05	0.05	0.05	s/mm
Radio de superficie de deslizamiento	3962.4	3962.4	355.6	355.6	mm
Desplazamiento tope	271.78	271.78	88.9	88.9	mm

5.2.2 Resultados del análisis modal espectral

Se muestra los modos, periodos y la masa participación en el eje X e Y para los límites inferior, superior y propiedades nominales en las Tabla 23, Tabla 24,

Tabla 25 respectivamente.

Tabla 23. Análisis de modos de vibración y masa participativa para edificio con FTP Límite inferior (Kmin)

Modo	Periodo	UX	UY	RZ
	Segundos			
1	5.50	0.	0.954	0
2	5.36	0.966	0	0
3	2.79	0	0	0.815
4	1.65	0	0.033	0
5	1.52	0.021	0	0
6	0.94	0	0	0.1

Tabla 24. Análisis de modos de vibración y masa participativa para edificio con FTP Límite superior (K_{máx})

Modo	Periodo	UX	UY	RZ
	segundos			
1	5.37	0	0.950	0
2	5.22	0.963	0	0
3	2.79	0	0	0.815
4	1.63	0	0.037	0
5	1.50	0.023	0	0
6	0.94	0	0	0.1

Tabla 25. Análisis de modos de vibración y masa participativa para edificio con FTP Propiedades Nominal

Modo	Periodo	UX	UY	RZ
	segundos			
1	5.44	0	0.950	0
2	5.15	0.961	0	0
3	2.79	0	0	0.815
4	1.62	0	0.039	0
5	1.49	0.025	0	0
6	0.94	0	0	0.1

Se busco que los primeros modos de vibración cuenten con masas participativas mayores al 95% con el propósito de que los modos secundarios participen poco en el movimiento sísmico y que el sistema se comporte como un sólido rígido. Por lo que el edificio se desplazará en la dirección X cuando el sismo se aplique en dicha dirección, mientras que para la dirección Y se desplazará en dicha dirección. Del análisis para ambos límites de rigidez y las propiedades nominales, se obtuvo un periodo para el primer modo de 1.75 veces el periodo del edificio base para la dirección Y de 1.71 veces el periodo de base empotrada para la dirección X.

Análisis de fuerzas cortantes sismo máximo y de diseño

Se muestra las fuerzas cortantes de los análisis modales espectrales para las rigidices $K_{m\acute{a}x}$, $K_{m\acute{i}n}$ y propiedades nominales en las Tabla 26, Tabla 27 y Tabla 28 respectivamente. Asimismo, se gráfica las fuerzas cortantes cada 5 pisos para el límite máximo en sus dos direcciones X e Y en la Imagen 44; para el límite mínimo en sus dos direcciones X e Y en la Imagen 45, mientras que para las propiedades nominales se grafica la fuerza en el eje X e Y en la Imagen 46.

Tabla 26. Valores de fuerza cortante del análisis modal espectral $K_{m\acute{a}x}$ para Sismo de diseño y sismo máximo

	Sismo de diseño		Sismo máximo	
	Vx (Ton)	Vy (Ton)	Vx (Ton)	Vy (Ton)
Story 30	18	20	52	58
Story 25	112	116	330	344
Story 20	172	172	506	508
Story 15	211	205	621	606
Story 10	240	229	706	675
Story 5	268	254	788	749
N. de base	305	292	897	862

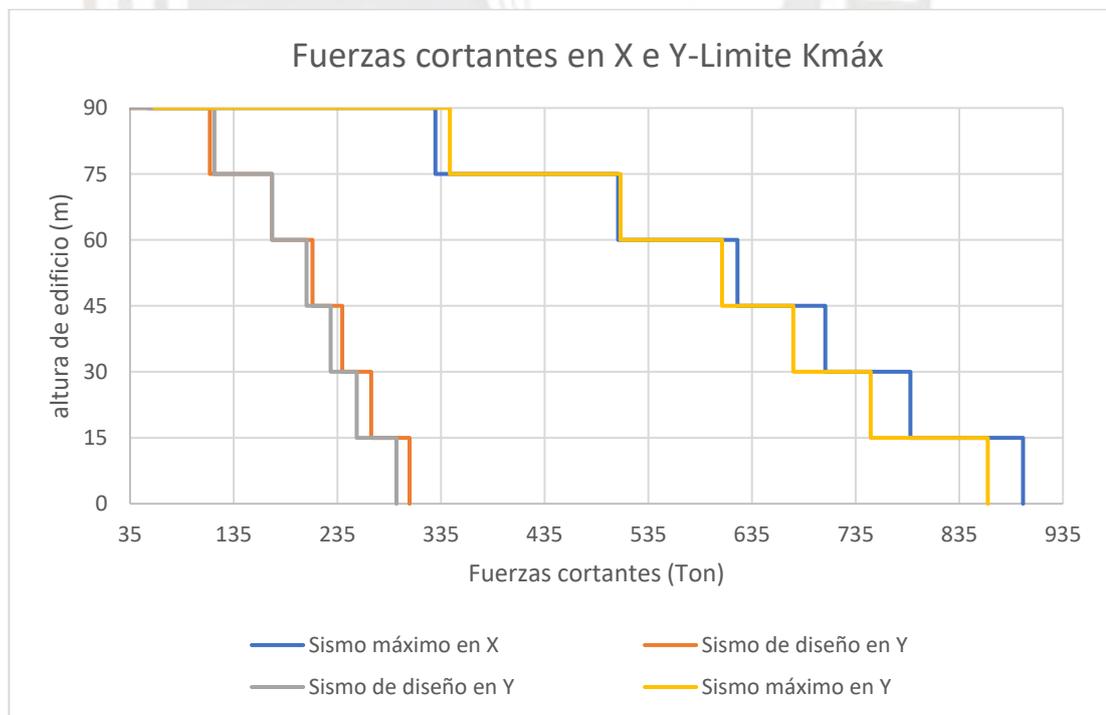


Imagen 44. Grafica de fuerzas cortantes en X vs altura ($K_{m\acute{a}x}$)

Tabla 27. Valores de fuerza cortante del análisis modal espectral K_{mín} para Sismo de diseño y sismo máximo

	Sismo de diseño		Sismo máximo	
	V _x (Ton)	V _y (Ton)	V _x (Ton)	V _y (Ton)
Story 30	13	15	40	46
Story 25	85	91	255	272
Story 20	130	134	392	402
Story 15	160	160	481	479
Story 10	182	178	546	534
Story 5	203	198	610	593
Nivel de base	231	228	694	682

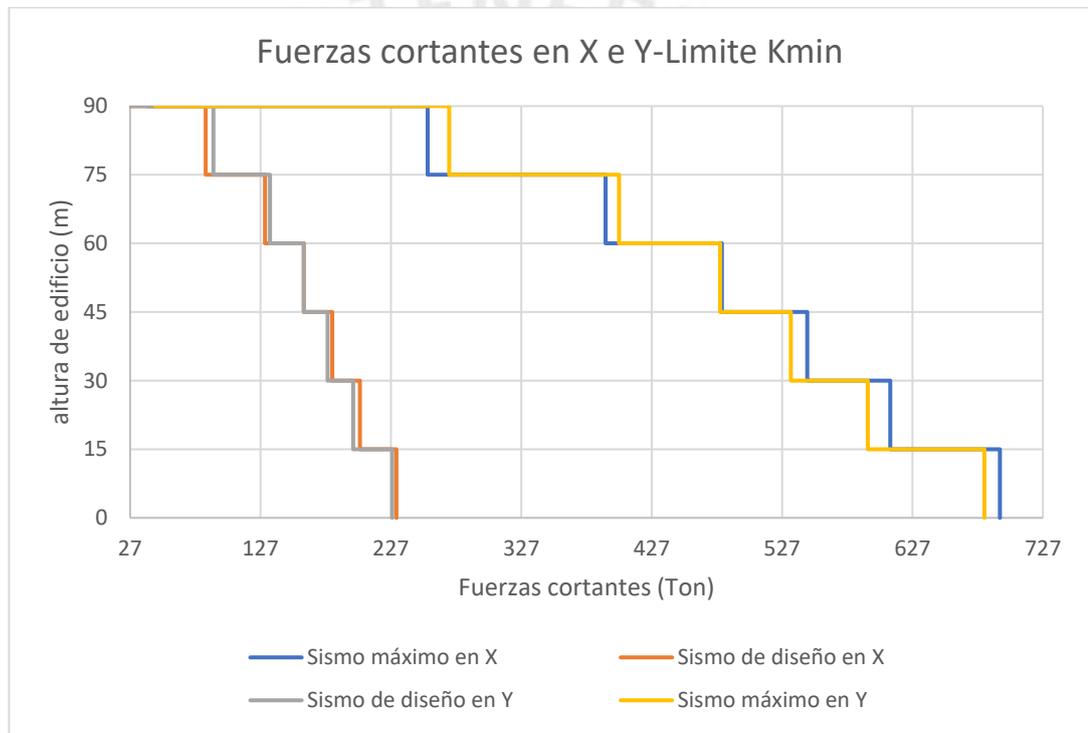


Imagen 45. Grafica de fuerzas cortantes en X vs altura (K_{mín})

Tabla 28. Valores de fuerza cortante del análisis modal espectral Propiedad Nominal para sismo de diseño y sismo máximo

	Sismo de diseño		Sismo máximo	
	V _x (Ton)	V _y (Ton)	V _x (Ton)	V _y (Ton)
Story 30	16	18	48	54
Story 25	101	106	301	318
Story 20	155	156	463	470
Story 15	191	186	568	561
Story 10	216	207	645	624
Story 5	242	230	721	693
Nivel de base	275	265	820	798

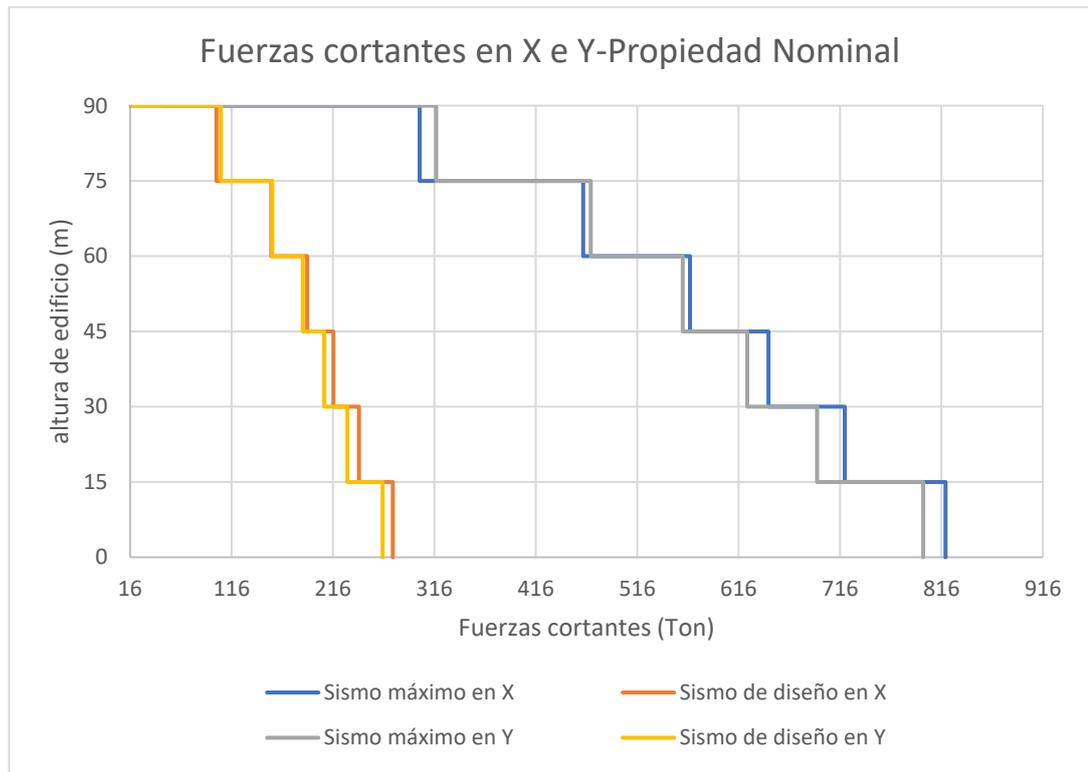


Imagen 46. Grafica de fuerzas cortantes en X vs altura (Propiedad Nominal)

Análisis de desplazamientos para Sismo máximo y Sismo de diseño

Se realizó un análisis de desplazamientos para el sismo máximo y sismo de diseño. Se muestra en la Tabla 29, Tabla 30 y Tabla 31 los desplazamientos para el sismo máximo y sismo de diseño para los límites $K_{máx}$, $K_{mín}$ y propiedades nominales respectivamente. Asimismo, se gráfica los desplazamientos máximos para las dos direcciones según el límite máximo, mínimo y propiedades nominales en las Imagen 47, Imagen 48 e Imagen 49 respectivamente. Para efectos de torsión se tomó en cuenta la excentricidad propia y accidental del 5%, la excentricidad accidental está relacionada con los movimientos rotacionales accidentales en modos superiores de vibración. Se considero las excentricidades para el cálculo de desplazamientos totales.

Tabla 29. Desplazamientos del CM para sismo de diseño y sismo máximo considerado $K_{máx}$

	Sismo de diseño		Sismo máximo	
	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)
Story 30	441	493	684	759
Story 25	426	460	660	709
Story 20	402	423	623	651
Story 15	371	381	576	587
Story 10	336	339	522	521
Story 5	297	296	461	456
Nivel de base	254	258	394	393

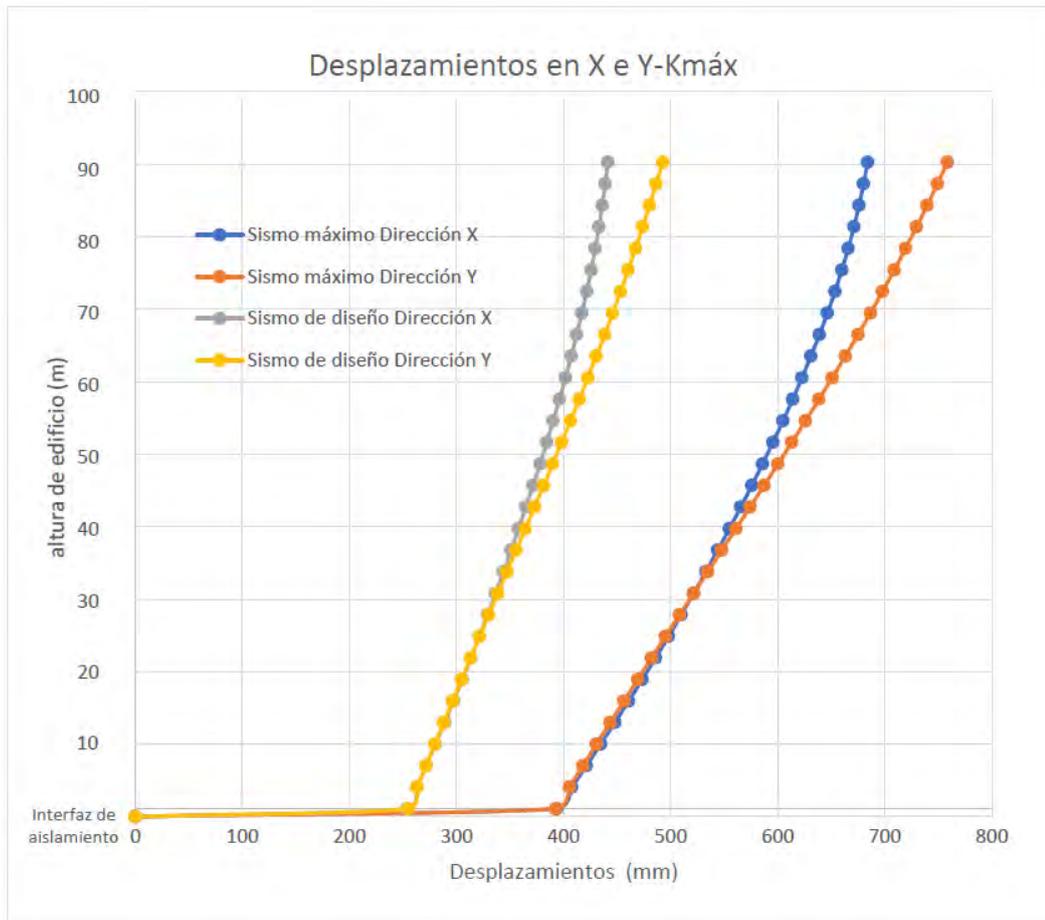


Imagen 47. Grafica de desplazamientos máximos y de diseño para X e Y vs altura (Kmáx)

Tabla 30. Desplazamientos del CM para sismo de diseño y sismo máximo considerado Kmin

	Sismo de diseño		Sismo máximo	
	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)
Story 30	629	671	938	1,020
Story 25	608	627	905	954
Story 20	574	576	855	876
Story 15	532	521	792	792
Story 10	483	464	720	705
Story 5	429	408	639	620
Nivel de base	370	354	551	538

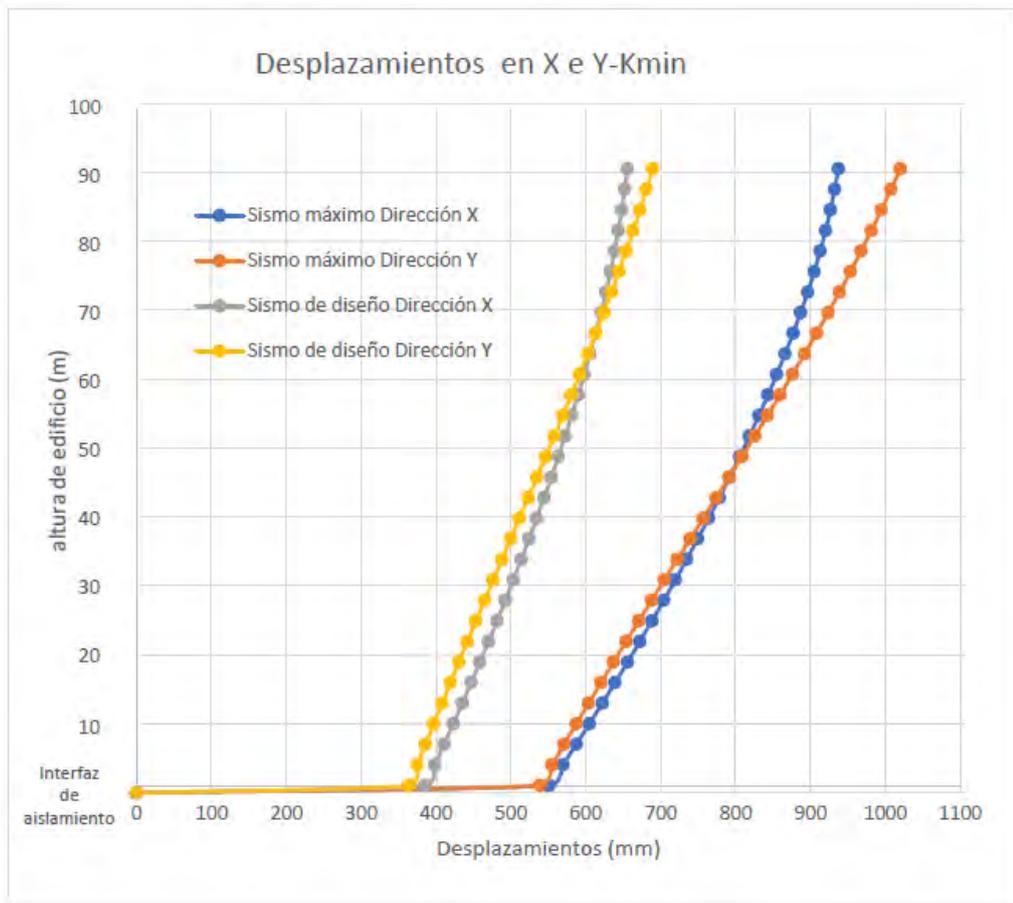


Imagen 48. Grafica de desplazamientos máximos y de diseño X e Y vs altura (Kmin)

Tabla 31. Desplazamientos del CM para sismo de diseño y sismo máximo considerado
Propiedades Nominales

	Sismo de diseño		Sismo máximo	
	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)
Story 30	540	597	821	925
Story 25	520	555	790	861
Story 20	489	507	743	786
Story 15	450	455	684	705
Story 10	406	402	617	623
Story 5	356	349	541	541
Nivel de base	302	298	459	462

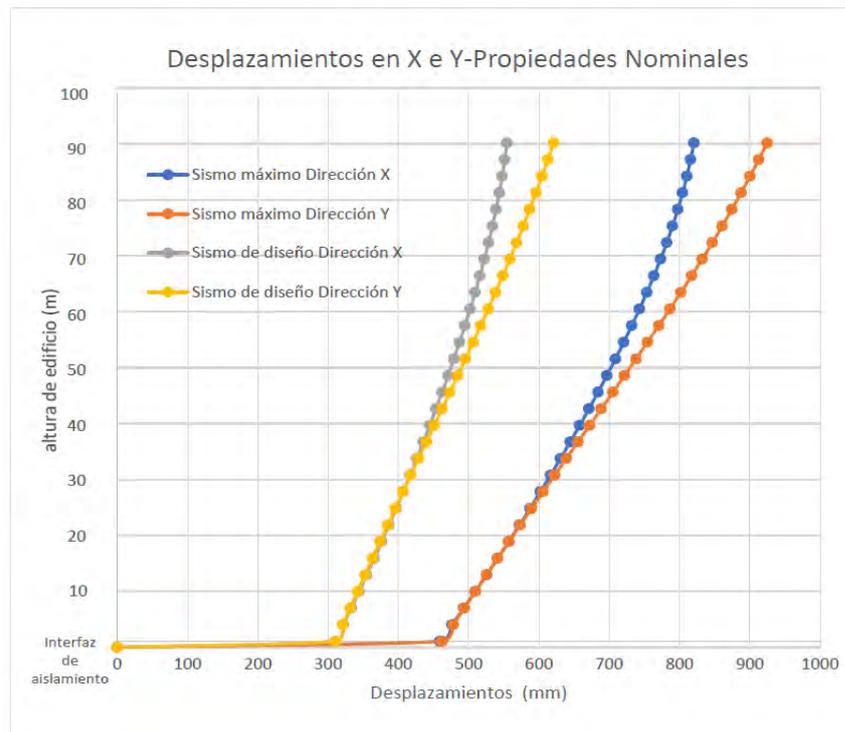


Imagen 49. Grafica de desplazamientos máximos y de diseño X e Y vs altura (Propiedades nominales)

El desplazamiento total máximo del aislador para el sismo máximo considerando el límite inferior K_{min} es de 551 mm o 55.1 cm. El 90% de este valor es 49.6 cm. Por lo que la suma de desplazamientos internos debe ser por lo menos de 50 cm.

Análisis de derivas para sismo máximo y sismo de diseño

Se muestran las derivas para los sismos máximos y de diseño considerando los límites de rigidez máximo, mínimos y propiedades nominales en las Tabla 32, Tabla 33 y Tabla 34 respectivamente. Asimismo, se gráfica las derivas en las dos direcciones X e Y para los límites máximos, mínimos y propiedades nominales en la Imagen 50, Imagen 51 e Imagen 52 respectivamente.

Tabla 32. Derivas del CM para el sismo de diseño y máximo KMÁX

	Sismo de diseño		Sismo máximo	
	X (‰)	Y (‰)	X (‰)	Y (‰)
Story 30	0.82	2.04	1.27	3.14
Story 25	1.39	2.36	2.16	3.64
Story 20	1.87	2.68	2.90	4.13
Story 15	2.21	2.83	3.43	4.36
Story 10	2.51	2.85	3.89	4.39
Story 5	2.78	2.77	4.30	4.27
Nivel de base	3.02	2.77	4.68	4.26

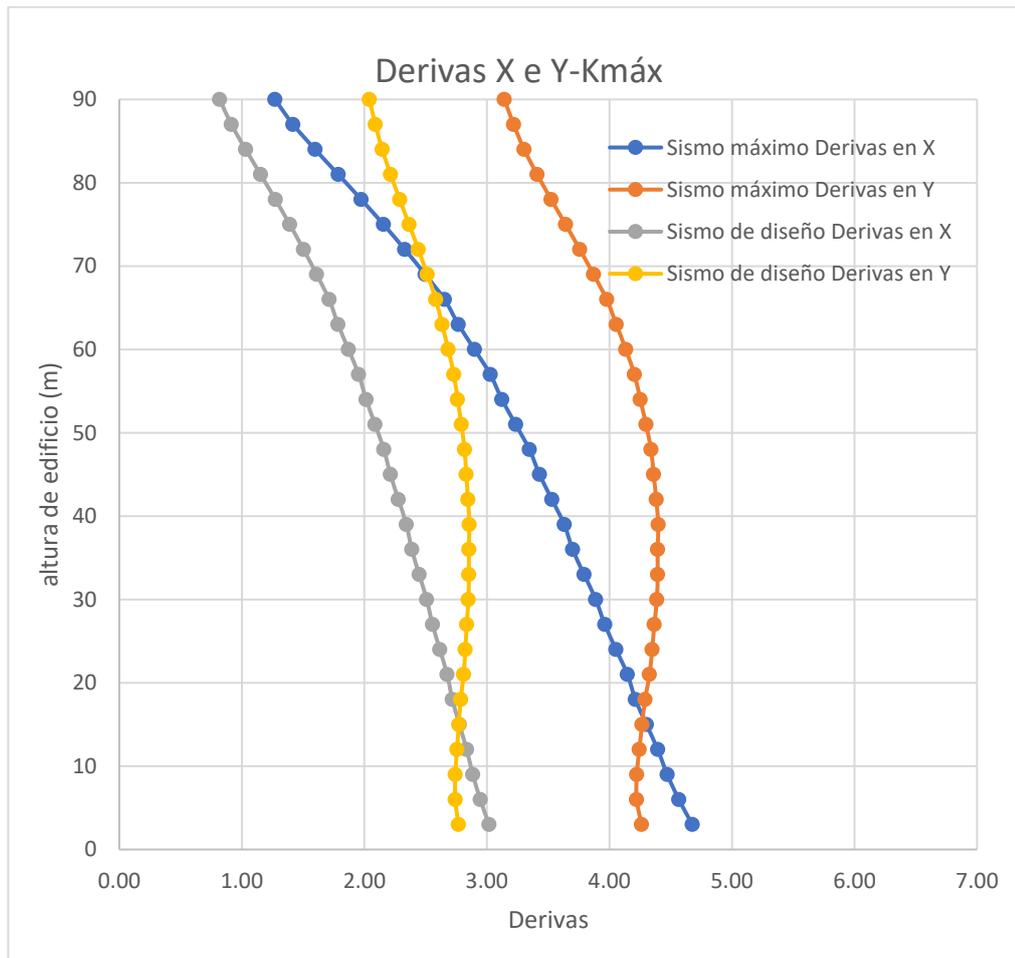


Imagen 50. Grafica de derivas X e Y vs altura (Kmáx)

Tabla 33. Derivas del CM para el sismo de diseño y sismo máximo KMIN

	Sismo de diseño		Sismo máximo	
	X (‰)	Y (‰)	X (‰)	Y (‰)
Story 30	1.19	2.85	1.70	4.22
Story 25	2.03	3.30	2.90	4.88
Story 20	2.73	3.72	3.90	5.51
Story 15	3.21	3.89	4.59	5.75
Story 10	3.62	3.87	5.17	5.73
Story 5	3.96	3.72	5.66	5.51
Nivel de base	4.25	3.70	6.08	5.47

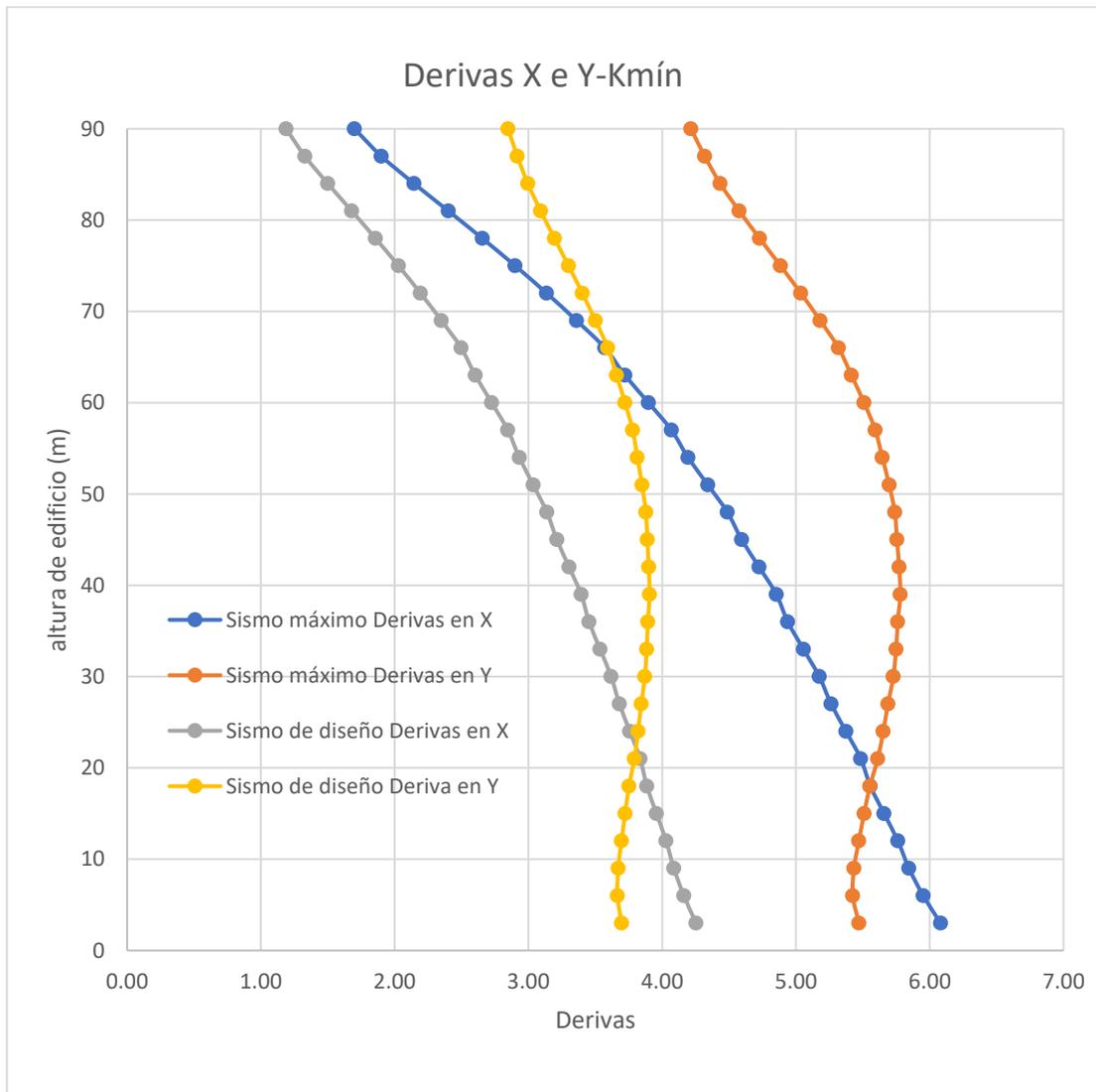


Imagen 51. Grafica de derivas X e Y vs altura (Kmín)

Tabla 34. Derivas del CM para el sismo de diseño y sismo máximo Propiedades nominales

	Sismo de diseño		Sismo máximo	
	X (‰)	Y (‰)	X (‰)	Y (‰)
Story 30	1.08	2.72	1.60	4.06
Story 25	1.85	3.15	2.73	4.69
Story 20	2.47	3.55	3.65	5.29
Story 15	2.90	3.70	4.29	5.52
Story 10	3.26	3.69	4.82	5.49
Story 5	3.57	3.55	5.29	5.30
Nivel de base	3.86	3.54	5.71	5.27

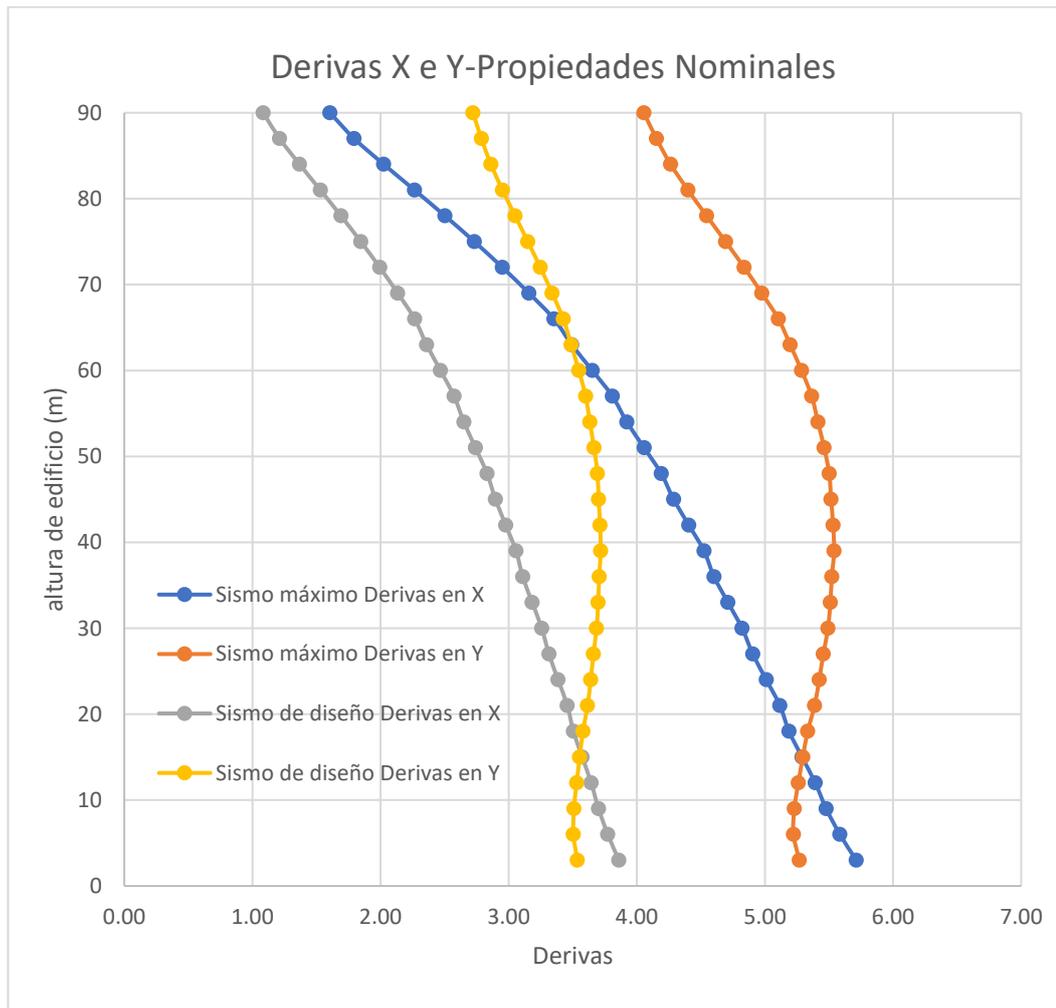


Imagen 52. Grafica de derivas X e Y vs altura (Propiedades Nominales)

La deriva máxima para el sismo máximo fue de 0.0061 considerando el límite inferior K_{min} , de 0.0047 para el límite superior $K_{máx}$ y de 0.0057 considerando las propiedades nominales. La deriva para el sismo máximo no cumple con la deriva objetivo de 0.0042. Si bien se tiene una disminución del 35% de la deriva de entrepiso considerando las obtenidas del análisis con las propiedades nominales con respecto a la obtenida considerando el edificio empotrado, las dimensiones de los aisladores y los coeficientes de rigidez no son lo suficientemente eficientes para poder disminuir las derivas de entrepiso hasta obtener la deriva objeto de la investigación. Sin embargo, si se realiza un análisis con el sismo de diseño, se tiene que las derivas de entrepiso cumplen con la deriva objetivo, esto debido a que se tiene una deriva 0.0030 para el límite superior $K_{máx}$, una deriva de 0.0042 para el límite inferior K_{min} y una deriva de 0.0039 considerando las propiedades nominales.

5.3 Análisis tiempo historia

Para la ejecución del análisis se consideró los registros usados para el diseño del edificio con base empotrada. Se considerarán los valores máximos de la respuesta sísmica para poder realizar conclusiones sobre la eficiencia del dispositivo sísmico.

5.3.1 Resultados obtenidos del análisis No lineal Tiempo Historia

Se muestra el diagrama de aceleración máxima absoluta de la azotea para la Límite superior $K_{m\acute{a}x}$ de la señal de Lima 1966 E-W en la Imagen 53 y el cortante basal para las propiedades de rigidez máxima y para la señal de Lima 1966 E-W en la Imagen 54.

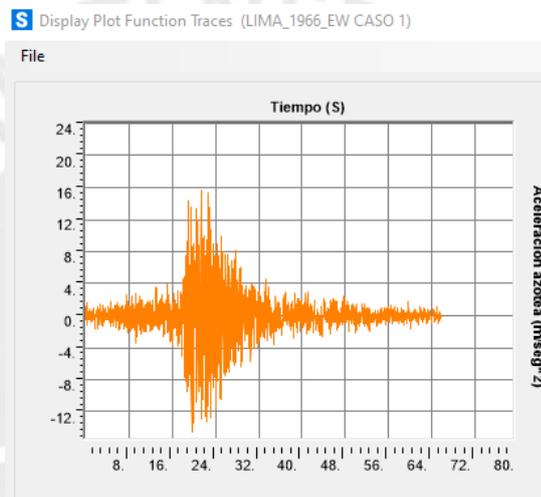


Imagen 53. Aceleración del sistema de aislamiento para las propiedades de rigidez Máxima $K_{m\acute{a}x}$. Señal de Lima 1966 E-W

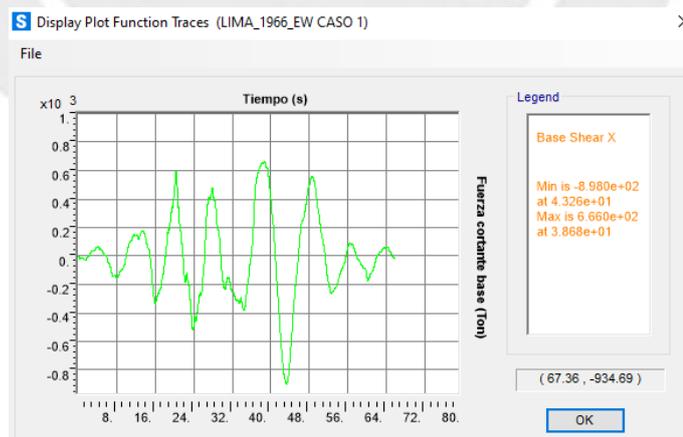


Imagen 54. Cortante Basal para las propiedades de rigidez máxima ($K_{m\acute{a}x}$) Señal de Lima 1966 E-W

Tabla 35. Resumen de los resultados para el sismo máximo para los límites inferiores de Rigidez K_{\min} , límite superior de rigidez K_{\max} y el análisis con las propiedades Nominales.

			Espectral	LIMA 1966	ANCASH 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	LAMAS 2005	ICA 2007	LORETO 2019	PROMEDIO	
VALORES PARA RIGIDEZ MINIMA (Kmin)	U1 (X-X)	Desp CM (mm)	551	672	661	666	650	634	682	619	655	
		Deriva	0.0061	0.0074	0.0073	0.0073	0.0072	0.0070	0.0075	0.0068	0.0072	
		Cortante Basal (tonf)	694	766	750	771	716	641	794	794	590	718
	U2 (Y-Y)	Desp CM (mm)	538	625	619	619	608	587	635	635	571	609
		Deriva	0.0055	0.0067	0.0066	0.0066	0.0065	0.0063	0.0068	0.0068	0.0061	0.0065
		Cortante Basal (tonf)	682	775	685	770	770	770	643	788	660	727

			Espectral	LIMA 1966	ANCASH 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	LAMAS 2005	ICA 2007	LORETO 2019	PROMEDIO	
VALORES PARA PROPIEDADES NOMINALES	U1 (X-X)	Desp CM (mm)	459	514	510	514	510	477	537	468	504	
		Deriva	0.0057	0.0064	0.0063	0.0064	0.0063	0.0059	0.0067	0.0058	0.0063	
		Cortante Basal (tonf)	820	905	886	911	846	757	938	938	697	849
	U2 (Y-Y)	Desp CM (mm)	462	513	504	497	490	476	499	499	479	494
		Deriva	0.0053	0.0061	0.0060	0.0060	0.0059	0.0057	0.0060	0.0060	0.0057	0.0059
		Cortante Basal (tonf)	798	907	801	901	901	753	922	922	773	851

			Espectral	LIMA 1966	ANCASH 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	LAMAS 2005	ICA 2007	LORETO 2019	PROMEDIO	
VALORES PARA RIGIDEZ MAXIMA (Kmax)	U1 (X-X)	Desp CM (mm)	394	480	472	476	464	453	488	441	468	
		Deriva	0.0047	0.0057	0.0056	0.0057	0.0055	0.0054	0.0058	0.0052	0.0056	
		Cortante Basal (tonf)	897	990	969	996	926	828	1027	1027	762	928
	U2 (Y-Y)	Desp CM (mm)	393	467	459	467	448	440	471	471	432	455
		Deriva	0.0043	0.0052	0.0051	0.0052	0.0050	0.0049	0.0053	0.0053	0.0048	0.0051
		Cortante Basal (tonf)	862	980	865	973	973	813	995	995	835	919

Se puede observar de la Tabla 36 que, no se cumple con la deriva objetivo de 0.0042. Dado que en promedio para el sismo nominal se esta obteniendo derivas de 0.0063 para la dirección X , mientras que para la deriva Y es de 0.0059.

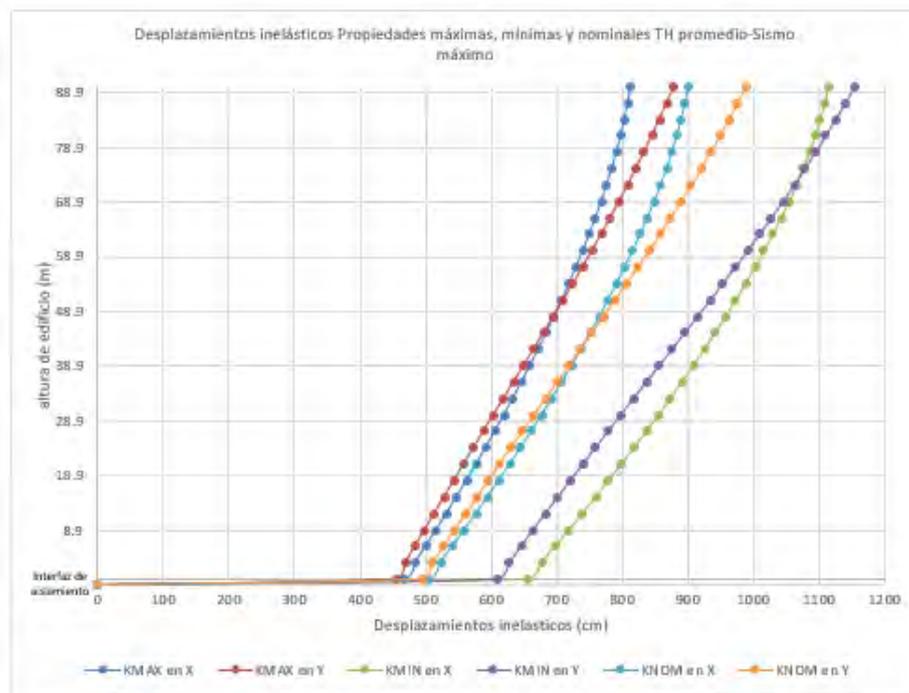


Imagen 55. Desplazamientos inelásticos Límite inferior Kmin, K_{máx} y nominal TH promedio para Sismo máximo

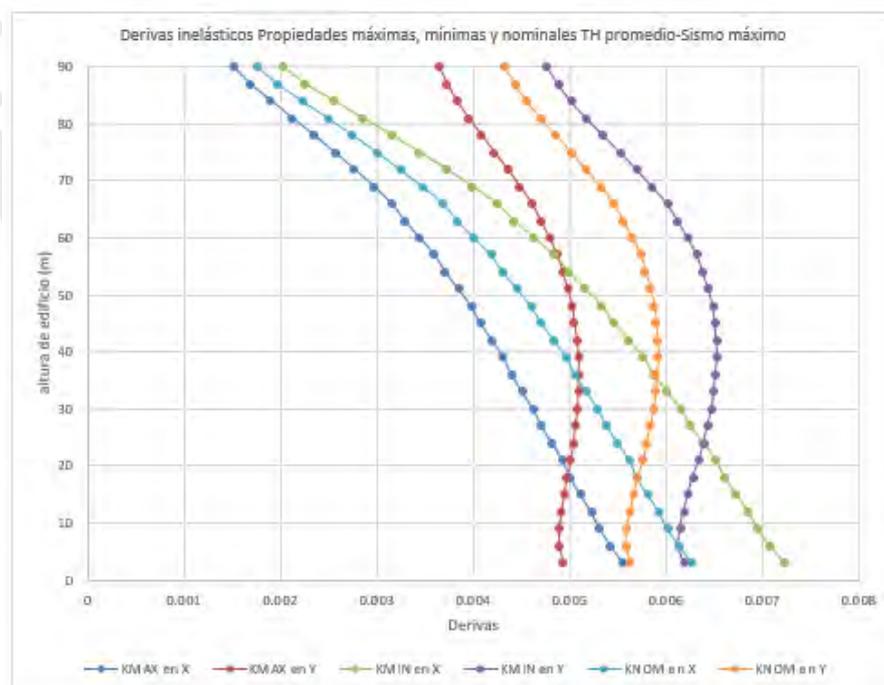


Imagen 56. Derivas inelásticas Límite inferior Kmin, K_{máx} y nominal TH promedio para Sismo máximo

De la Imagen 55 e Imagen 56 se muestran los desplazamientos y las derivas para la rigidez mínima, máxima y nominal. Las derivas máximas para ambas direcciones sobrepasan las de la deriva objetivo de 0.0042.

Tabla 36. Resumen de los resultados para el sismo de diseño para los límites inferiores de Rigidez K_{min} , límite superior de rigidez K_{max} y el análisis con las propiedades Nominales.

			Espectral	LIMA 1966	ANCASH 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	LAMAS 2005	ICA 2007	LORETO 2019	PROMEDIO
VALORES PARA RIGIDEZ MINIMA (K_{min})	U1 (X-X)	Desp CM (mm)	370	470	463	466	455	443	477	433	458
		Deriva	0.0043	0.0052	0.0051	0.0051	0.0050	0.0049	0.0053	0.0048	0.0051
		Cortante Basal (tonf)	231	255	249	257	238	213	264	196	239
	U2 (Y-Y)	Desp CM (mm)	354	418	411	418	411	404	429	378	410
		Deriva	0.0037	0.0045	0.0044	0.0045	0.0044	0.0043	0.0046	0.0041	0.0044
		Cortante Basal (tonf)	228	259	229	257	257	215	263	221	243

			Espectral	LIMA 1966	ANCASH 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	LAMAS 2005	ICA 2007	LORETO 2019	PROMEDIO
VALORES PARA PROPIEDADES NOMINALES	U1 (X-X)	Desp CM (mm)	302	384	378	380	371	362	389	354	374
		Deriva	0.0039	0.0043	0.0043	0.0043	0.0043	0.0040	0.0045	0.0039	0.0042
		Cortante Basal (tonf)	275	304	297	305	284	254	315	234	285
	U2 (Y-Y)	Desp CM (mm)	298	352	346	352	346	340	361	319	345
		Deriva	0.0035	0.0041	0.0040	0.0040	0.0040	0.0038	0.0040	0.0038	0.0040
		Cortante Basal (tonf)	265	301	266	299	299	250	306	257	283

			Espectral	LIMA 1966	ANCASH 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	LAMAS 2005	ICA 2007	LORETO 2019	PROMEDIO
VALORES PARA RIGIDEZ MAXIMA (K_{max})	U1 (X-X)	Desp CM (mm)	254	310	305	307	300	292	315	284	302
		Deriva	0.0030	0.0037	0.0036	0.0037	0.0036	0.0035	0.0037	0.0034	0.0036
		Cortante Basal (tonf)	305	336	329	338	314	281	348	259	315
	U2 (Y-Y)	Desp CM (mm)	258	306	298	301	293	283	301	280	295
		Deriva	0.0028	0.0034	0.0033	0.0034	0.0033	0.0032	0.0034	0.0031	0.0033
		Cortante Basal (tonf)	292	332	293	330	330	275	337	283	311

Se puede observar de la Tabla 37 que, para las propiedades nominales se cumple con la deriva objetivo de 0.0042, sin embargo, realizando un análisis de los dos límites (Superior e inferior) encontramos que las derivas promedio obtenidos del Tiempo Historia para el sismo de diseño sobrepasa la deriva objetivo del análisis de 0.0042.

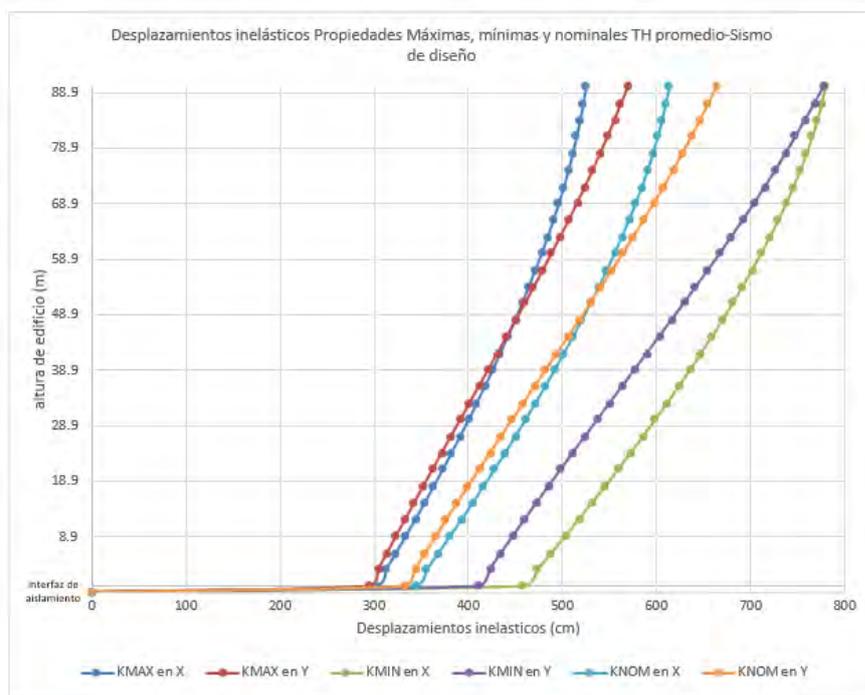


Imagen 57. Desplazamientos inelásticos Límite inferior Kmin, K_{máx}, nominal TH promedio para Sismo de diseño

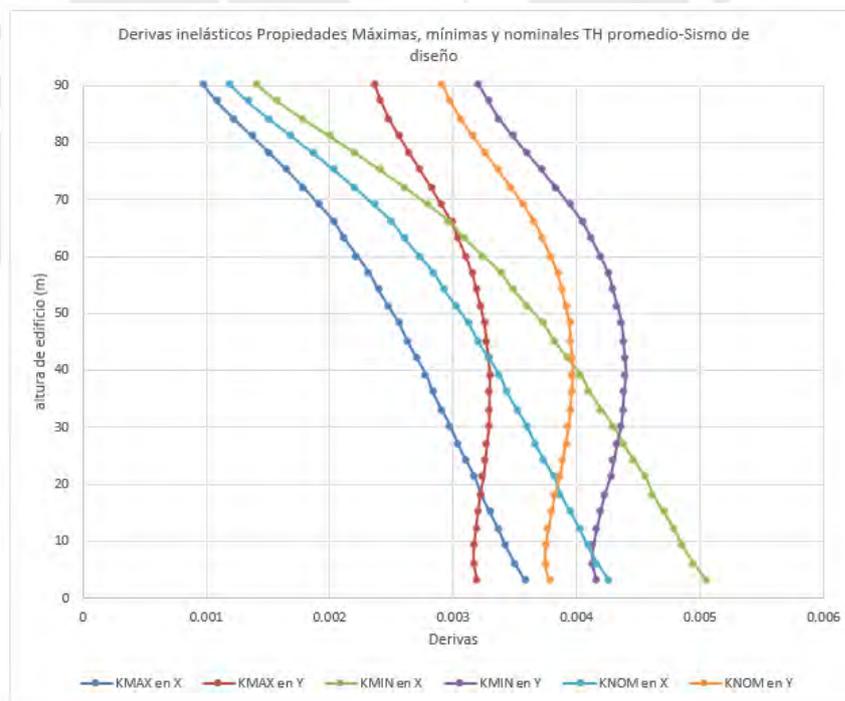


Imagen 58. Derivas inelásticas Límite inferior Kmin, K_{máx}, nominal TH promedio para Sismo de diseño

De la Imagen 57 e Imagen 58 se muestran los desplazamientos y las derivas para la rigidez mínima, máxima y nominal. Las derivas máximas para ambas direcciones sobrepasan las de la deriva objetivo de 0.0042.

5.4 Diseño de elementos estructurales

En el siguiente apartado se revisará estructuralmente las secciones de vigas en la base, las cuales tienen las mayores sollicitaciones de carga.

Vigas en X para el eje B entre los ejes 4 y 5

Se muestra en la Imagen 59, el momento máximo de la viga es de 1113 Ton·m. Además, en la Imagen 60 se muestra la distribución de fuerzas cortantes en la viga. Para ello se diseña la sección de 90 cm x 90 cm de concreto 280 kg/cm² de acuerdo a la distribución mostrada en la Imagen 61 e Imagen 62. Se considera para el análisis de esta viga el momento P-delta, el cual es considerando una carga axial de 1351 toneladas y un desplazamiento del aislador de 0.538 m, generando un momento adicional de 727 Ton·m.

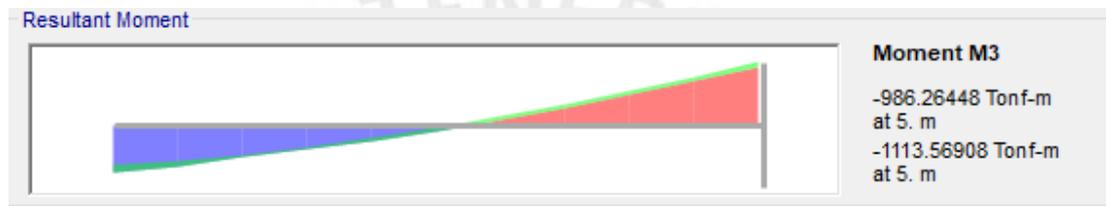
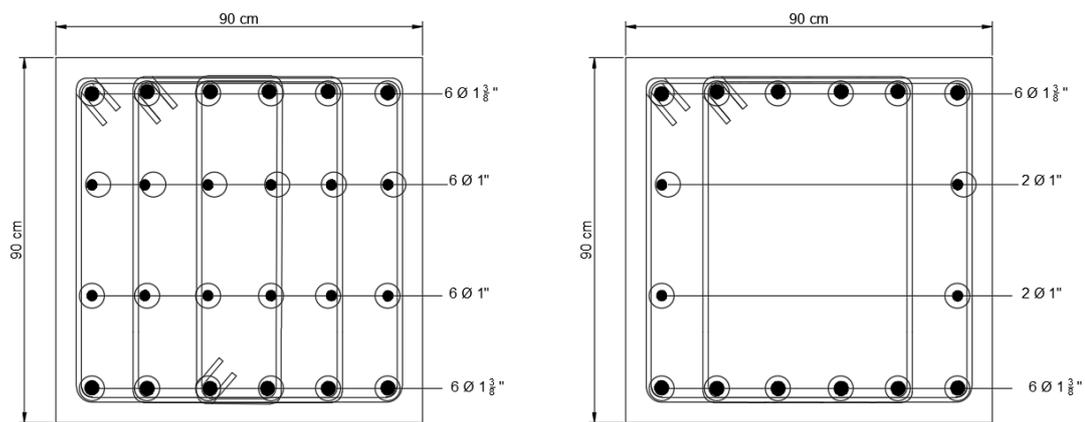


Imagen 59. Momentos resultantes para viga de interfaz de aislamiento



Imagen 60. Fuerzas cortantes para viga de interfaz de aislamiento



☐ Ø1/2":2"@5cm, 10@16cm, @extremo, resto @25 cm

F'c=280 kg/cm²

Sección 1

☐ Ø1/2":2"@5cm, 10@16cm, @extremo, resto @25 cm

F'c=280 kg/cm²

Sección 2

Imagen 61. Distribución de acero para sección 1 y 2 de viga de 90 x 90 cm

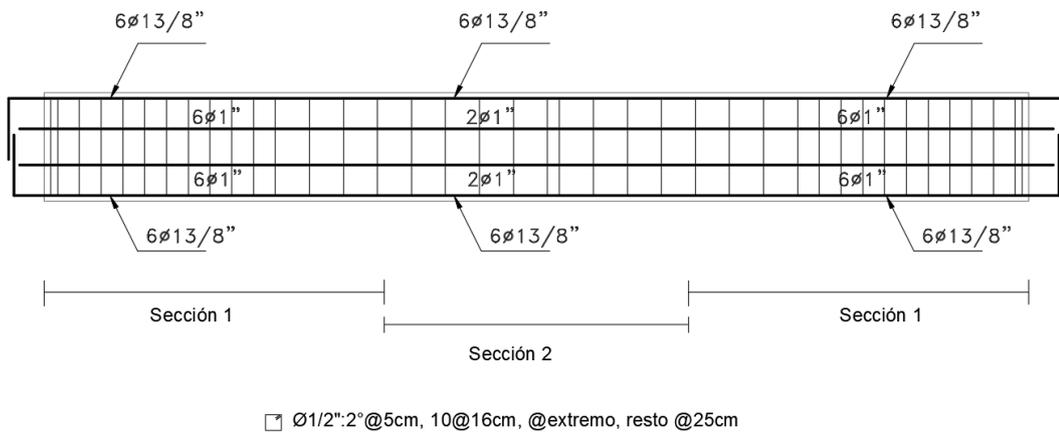


Imagen 62. Distribución de acero longitudinal y estribos en viga

Comprobación estructural de Capitel de interfaz (Eje A-5) con Aislador

Se muestra en la Imagen 63 la sección de la columna del eje A-5, mientras que en la Imagen 64 se muestra el diagrama de interacción para la columna más cargada (Eje A-5). Se muestran las solicitaciones en base a las combinaciones de carga, las cuales verifica el diagrama de interacción. La sección es de 120 cm x 120 cm y está compuesta por 32 barras de 1 3/8" de diámetro y estribos de 5/8" de diámetro.

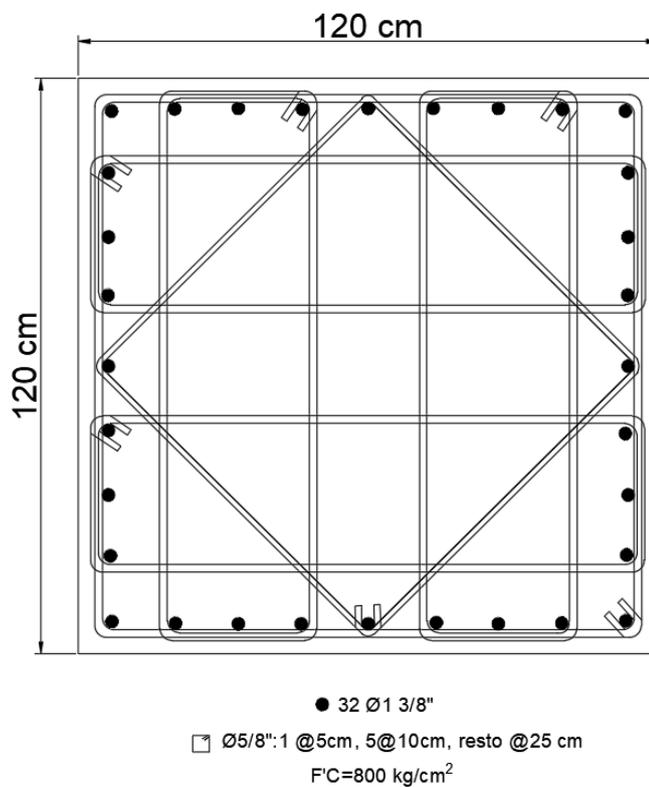


Imagen 63. Sección columna 120 cm x 120 cm

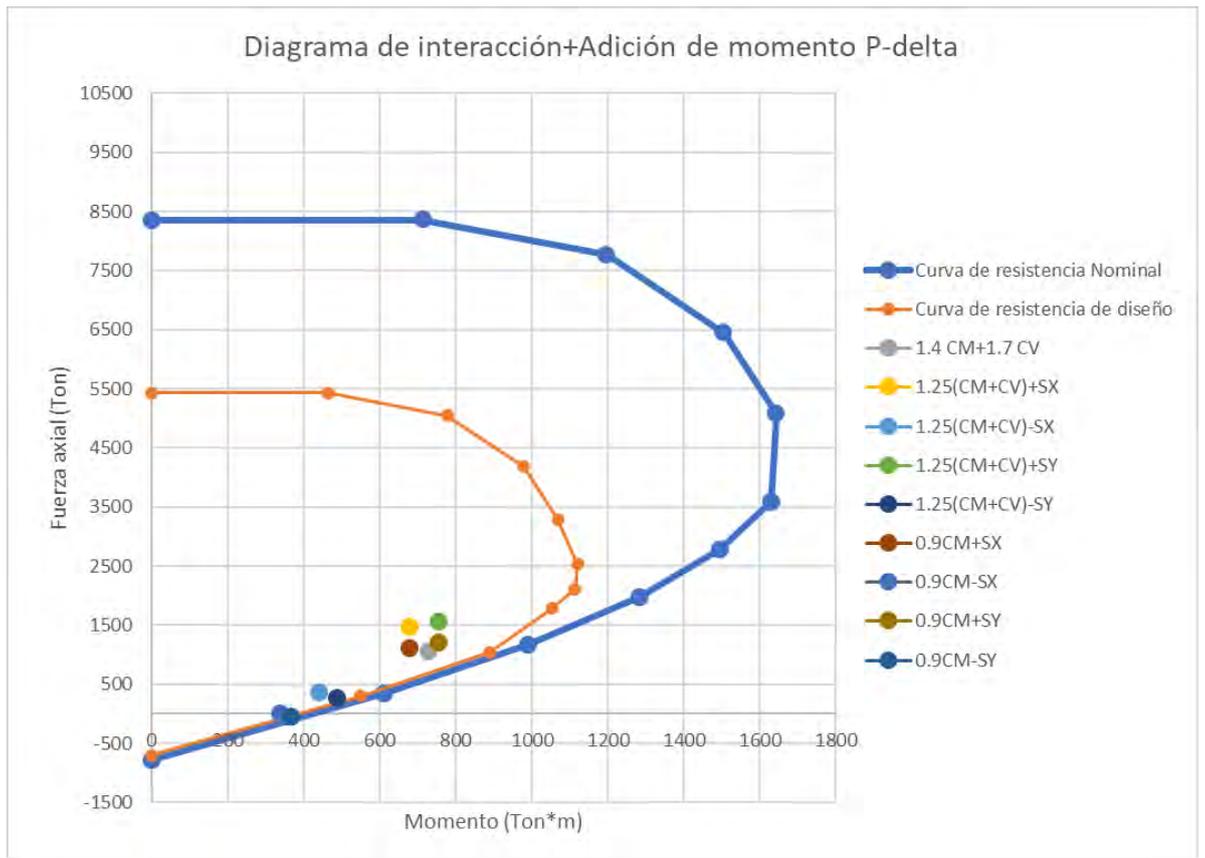


Imagen 64. Diagrama de interacción de columna

CAPÍTULO 6. ANÁLISIS CON DISIPADORES FVD

Se hará uso de disipadores de fluido viscoso como solución de reducción de derivas de entrepiso. Se han aplicado los disipadores en base a las solicitaciones sísmicas, es decir se han colocado una mayor cantidad de disipadores en los 15 primeros pisos, donde se obtienen las mayores derivas. Se aplico un proceso iterativo hasta obtener la mejor distribución de disipadores, se ha cumplido con la deriva objetivo de 0.0042.

6.1 Analisis estático

En esta sección se realizará un análisis de la estructura de 30 pisos adicionando disipadores de FVD. El objetivo de esta aplicación de disipadores es poder disminuir la respuesta sísmica del edificio y por ende reducir el daño en elementos estructurales.

De la deriva máxima obtenida del análisis tiempo historia con base empotrada para los sentidos X e Y se procede a obtener la deriva objetivo mediante la siguiente Ecuación 18.

$$B = D_{max}/D_{obj} \quad \text{Ecuación 18}$$

Donde:

D_{max} =distorsión máxima objetivo obtenida del análisis tiempo historia

D_{obj} =distorsión objetivo

Para nuestro análisis se tiene que la deriva máxima promedio obtenida para el análisis dinámico en la dirección es 0.0087 y 0.0082 para la dirección X e Y respectivamente. Y considerando un límite de daño estructural de concreto armado moderado según la designación C2H correspondiente a una deriva de 0.0042 según la metodología Hazus.(HAZUS- MH 2.1, 2015)

Se aplica la Ecuación 18, se obtienen el B (factor de reducción) para dirección X e Y de 2.07 y 1.95 respectivamente.

Luego de obtener el valor de B, se calcula el amortiguamiento efectivo mediante la siguiente Ecuación 19.

$$B = \frac{2.31 - 0.41 \cdot \ln(B_0)}{2.31 - 0.41 \cdot \ln(B_{eff})} \quad \text{Ecuación 19}$$

Donde el valor de B_0 es el amortiguamiento que es inherente a la estructura equivalente al 5%, por lo que se procede a obtener el amortiguamiento que tendrán los dispositivos menos el 5% inherente a la estructura según Ecuación 20.

$$B_h = B_{eff} - 5\% \quad \text{Ecuación 20}$$

Se aplica la Ecuación 19 y la Ecuación 20, se obtiene el amortiguamiento viscoso de 35.1% y 30.6% para la dirección X e Y respectivamente. Cabe resaltar que de acuerdo a la norma ASCE (2017) no debe de sobrepasar un valor del 40%. Se aplicará los dispositivos y se evaluará el comportamiento que tiene la misma. Se aplica el amortiguamiento de los disipadores de 35.1% y de 30.6% para las direcciones X e Y respectivamente.

Definición de las propiedades del amortiguador

Se calculará la rigidez del brazo metálico, dado por la siguiente Ecuación 21.

$$K = E \cdot \frac{A}{L} \quad \text{Ecuación 21}$$

Donde:

- E es el módulo de elasticidad del acero
- A es el área de la sección del brazo metálico
- L es la longitud del brazo metálico

Se tiene una longitud de disipador de 1.24 metros, un módulo de elasticidad de acero de 20,394,324 T/m² y una longitud de brazo metálico de 5.47 metros para la dirección X e Y respectivamente. Se tiene una rigidez según la siguiente Tabla 37.

Tabla 37. Rigideces de brazo metálicos

Dirección	Rigidez del brazo metálico (ton/m)
X	129,132
Y	129,132

Para el coeficiente de amortiguamiento C para los disipadores de fluido viscoso no lineal se determinará mediante la siguiente Ecuación 22.

$$\beta_H = \frac{\sum_j \lambda C_j \phi_{rj}^{1+\alpha} \cos(\theta_j)^{1+\alpha}}{2 \pi A^{1-\alpha} \omega^{2-\alpha} \sum_i m_i \phi_i^2}$$

Ecuación 22

Donde:

- B_h es el amortiguamiento de la estructura
- Λ es el parámetro lambda
- C_j es el coeficiente de amortiguamiento disipado
- Φ_{rj} es el desplazamiento relativo entre ambos extremos del disipador j en la dirección horizontal
- Θ es el ángulo de inclinación del disipador
- A es la amplitud de los desplazamientos modales
- W es la frecuencia angular
- M_i es la masa en el nivel i
- Φ es el desplazamiento del nivel i

Se tiene un periodo de 3.02 segundos y de 3.11 segundos para la dirección X e Y, y por ende una frecuencia angular de 2.08 rad/s y 2.02 rad/s para ambas direcciones respectivamente. Considerando un ángulo de inclinación de 26.56° grados para las direcciones X e Y, y un lambda de 3.7 se obtiene el coeficiente de amortiguamiento.

Realizando un proceso iterativo se determinó los coeficientes de amortiguamiento para los disipadores de fluido viscoso, se aplicó menos disipadores en los pisos superiores a 15, debido al menor amortiguamiento requerido. Con ello, se pudo obtener la deriva objetivo. Se muestran los valores determinados para amortiguadores de fluido viscoso en la siguiente Tabla 38. Asimismo, se muestra en la Imagen 65 la distribución de los disipadores FVD en la vista frontal. Además, en la Imagen 66 se muestra la vista en planta de los Disipadores para los primeros 15 pisos, mientras que en la Imagen 67 se muestra la vista en planta de los disipadores desde el piso 16 al 30.

Tabla 38. Propiedades de los disipadores

	Dirección X	Dirección Y
Exponente de velocidad (α)	0.3	0.3
Coefficiente de amortiguamiento C (tonf·s/m)	200 (Piso 1 al 15) 150 (Piso 16 al 30)	200 (Piso 1 al 15) 150 (Piso 16 al 30)

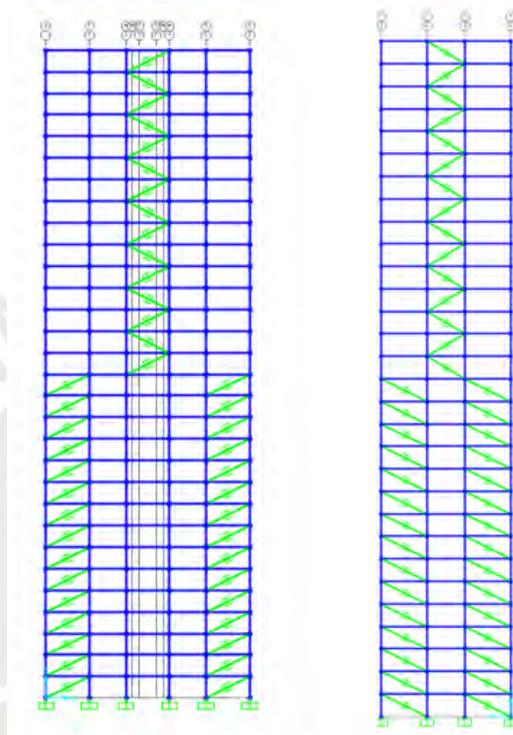


Imagen 65. Vista frontal de edificio con FVD-vista en X e Y

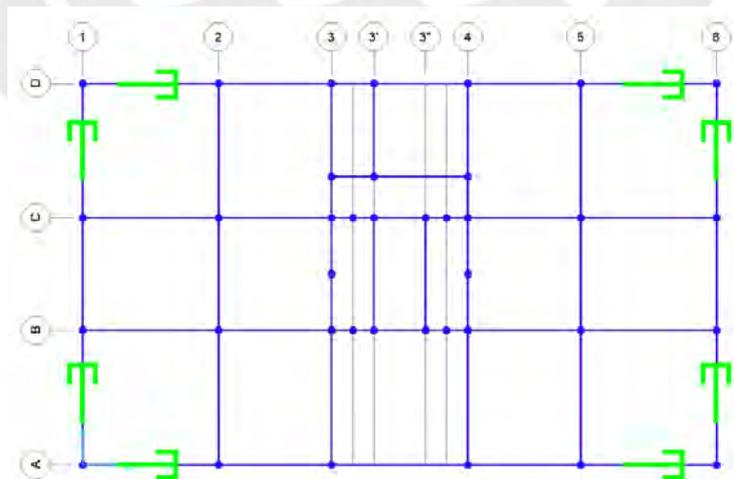


Imagen 66. Vista en planta distribución FVD Piso 1 al 15

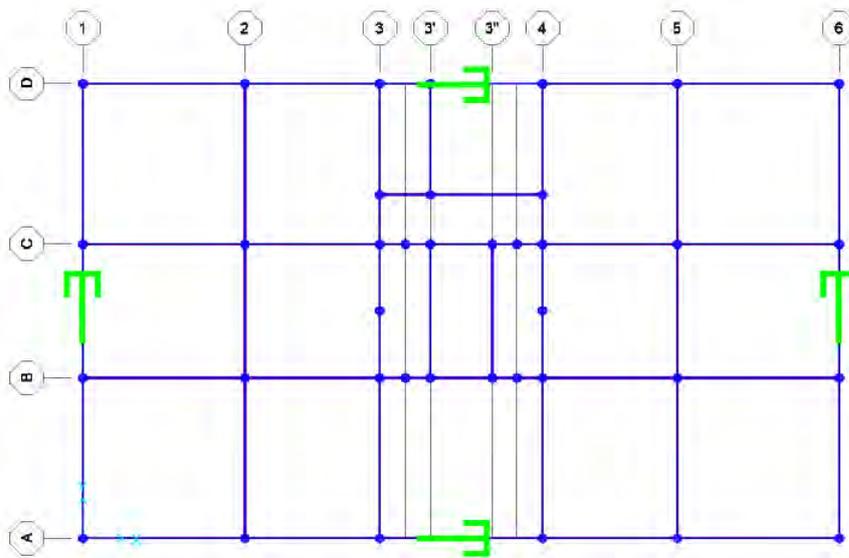


Imagen 67. Vista en planta distribución FVD Piso 16 al 30

6.2 Análisis modal

No se analizará el análisis modal dado que los disipadores FVD no funcionan al tener propiedades inelásticas por lo que no modifica el periodo de vibración de la estructura. Los dispositivos FVD son dependientes de la velocidad que se aplica al sistema y no hay una rigidización del mismo.

6.3 Análisis dinámico Tiempo Historia

Se hará uso de los mismos registros sísmicos escalados a un espectro de aceleraciones. Se hará un ajuste al espectro de diseño (señales espectro compatibles) según las normativas ASCE 7-16 y la norma E.031 Aislamiento Sísmico. Se realizará un análisis tiempo historia FNA, la cual describe el comportamiento no lineal de los disipadores en el modelo matemático.

6.3.1.a Desplazamientos

Se muestran las gráficas de desplazamientos vs la altura del edificio en las Imagen 68 e Imagen 69 para las direcciones X e Y respectivamente.

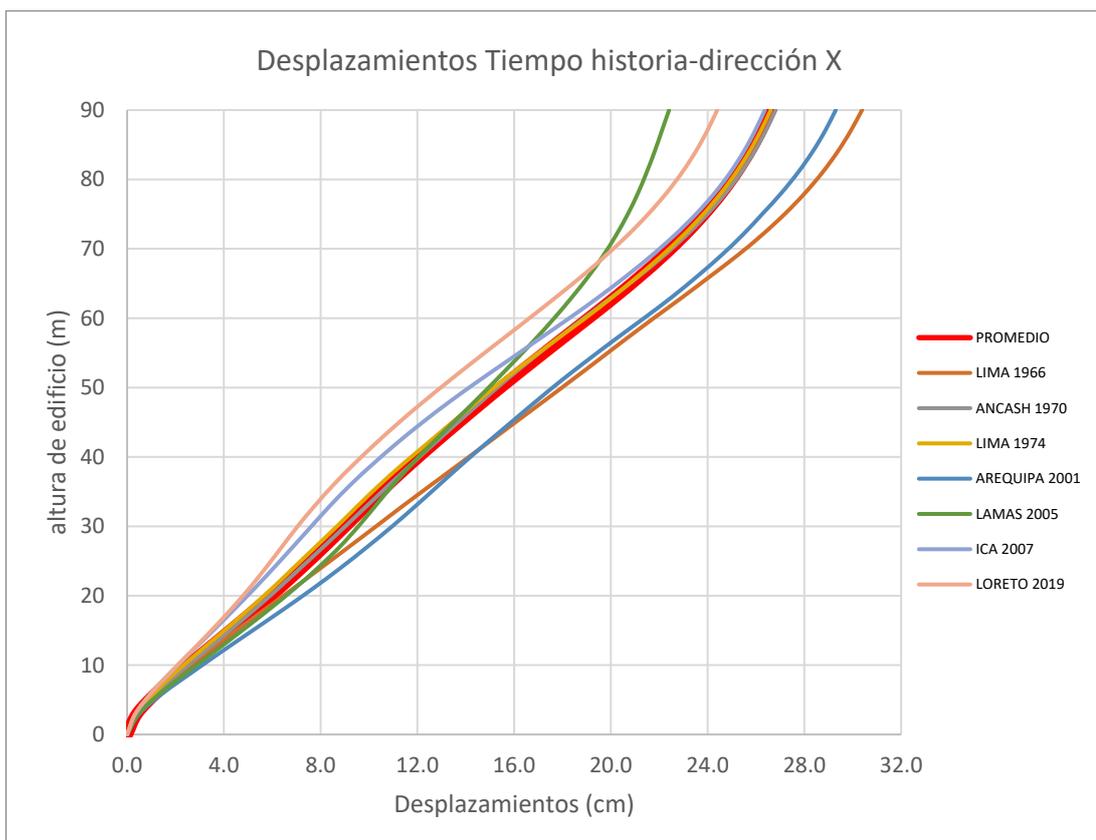


Imagen 68. Gráfica desplazamientos tiempo historia con FVD en X vs altura de edificio

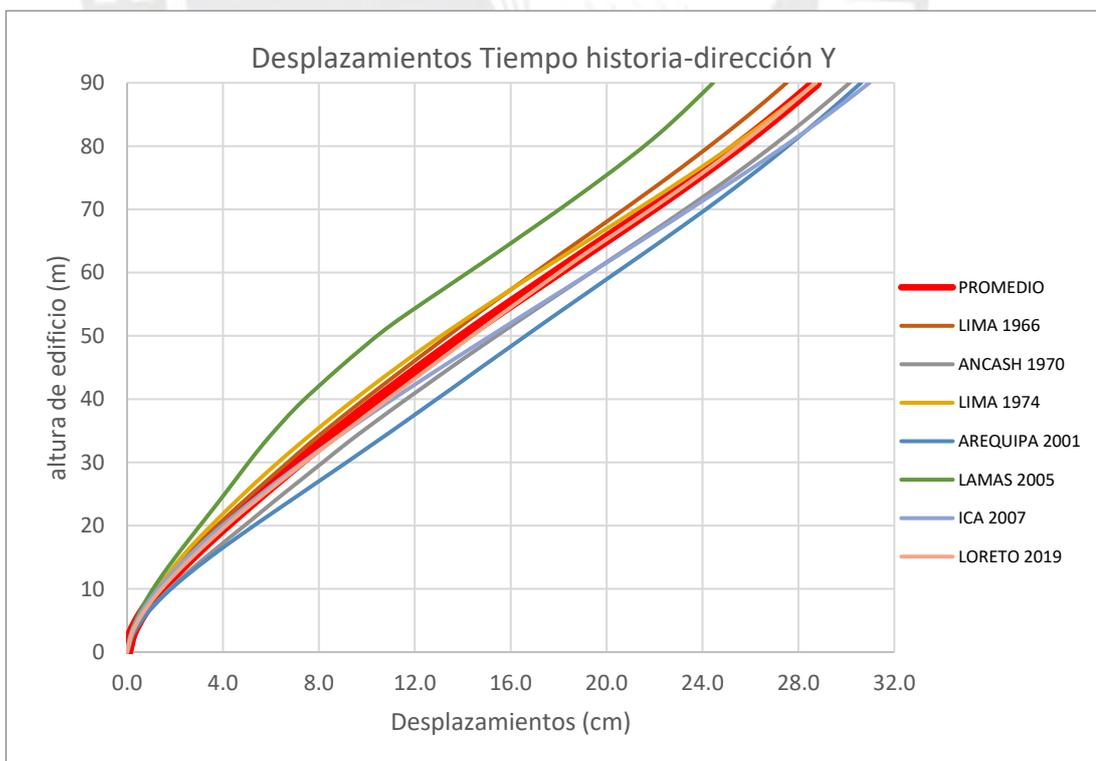


Imagen 69. Gráfica desplazamientos tiempo historia con FVD en Y vs altura de edificio

Se muestra de manera gráfica en la Imagen 70 la comparación entre los desplazamientos tiempo historia promedio del edificio con disipadores de fluido viscoso y del edificio sin protección sísmica para las direcciones X e Y respectivamente.

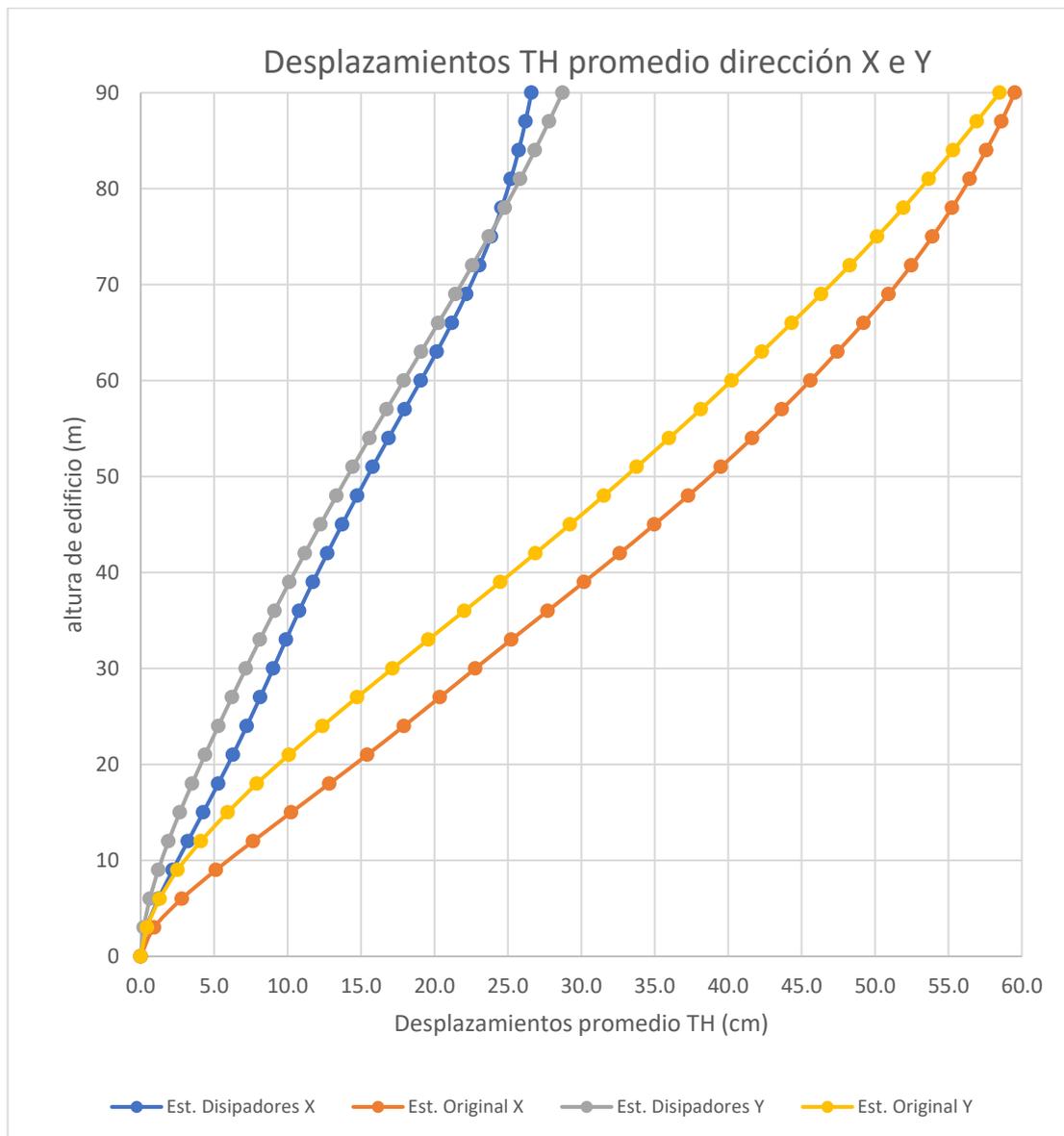


Imagen 70. Gráfica de desplazamientos tiempo historia promedio para dirección X e Y

Como se observa en la Imagen 70, la aplicación de los disipadores genera una reducción de desplazamientos del 55% para la dirección X y de 51% para la dirección Y.

6.3.1.b Derivas de entpiso

Se muestran las gráficas de derivas vs la altura del edificio en la Imagen 71 e Imagen 72 para las direcciones X e Y respectivamente.

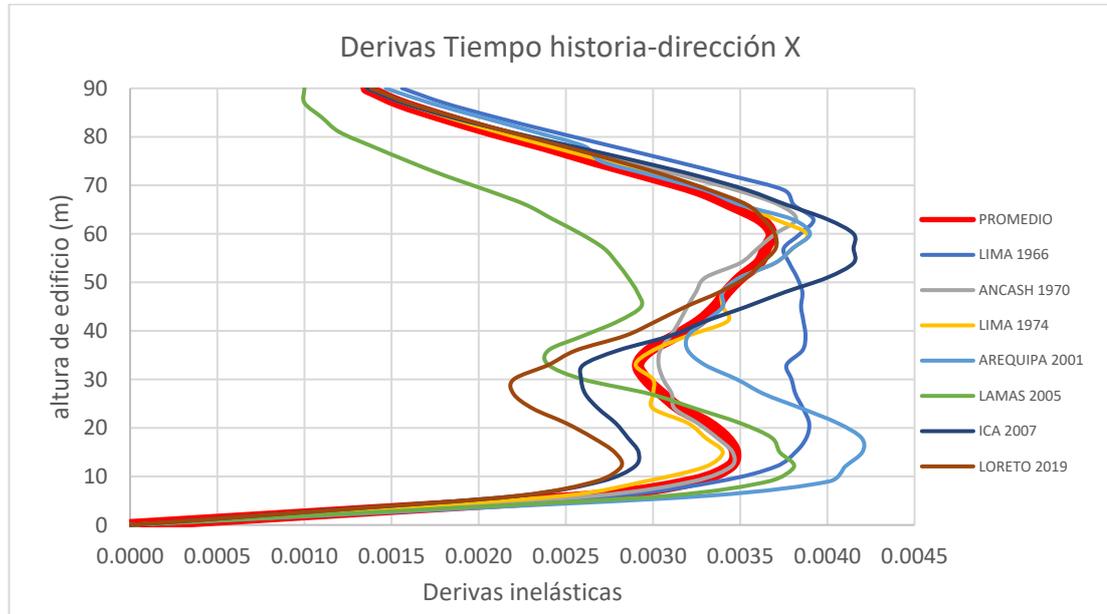


Imagen 71. Derivas tiempo historia promedio-Dirección X

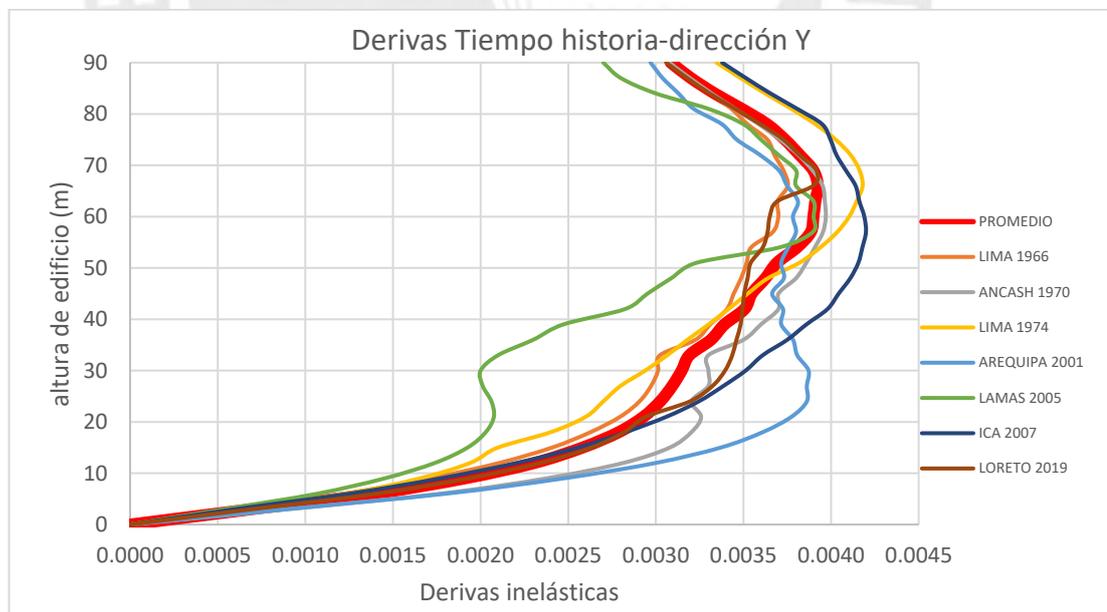


Imagen 72. Derivas tiempo historia promedio-Dirección Y

Se puede observar que la estructura cumple con la deriva propuesta de la guía Hazus y se está cumpliendo con los límites máximos de deriva de la norma E.030 para concreto armado de 7%.

Se muestra de manera gráfica en la Imagen 73 la comparación entre las derivas del edificio con disipadores de fluido viscoso y edificio sin protección sísmica para las direcciones X e Y respectivamente.

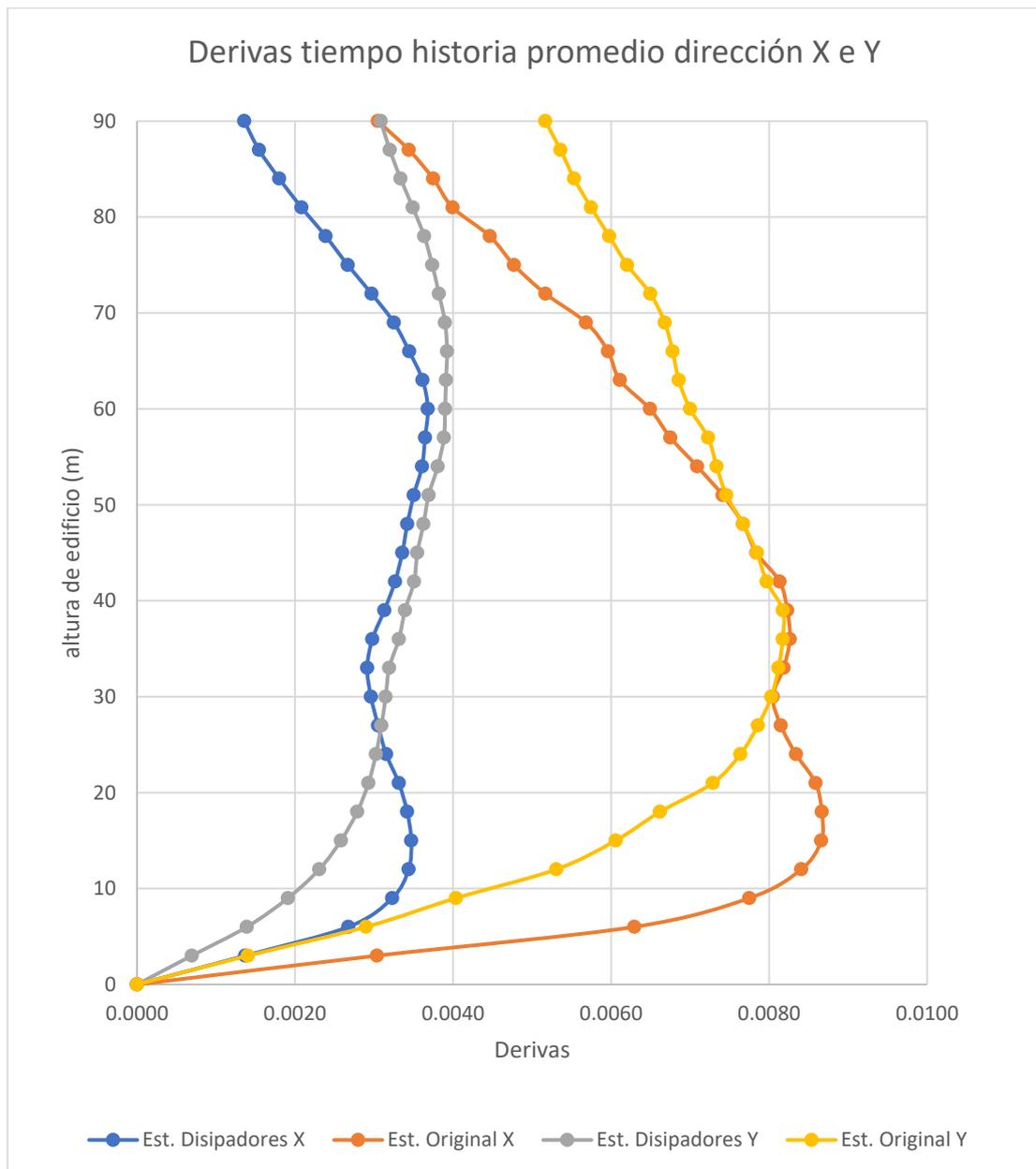


Imagen 73. Gráfico de derivas TH promedio con FVD y sin protección sísmica para dirección X e Y

Como se observa de la Imagen 73, la aplicación de los disipadores genera una reducción de derivas del 58% para la dirección X y de 52% para la dirección Y.

6.3.1.c Fuerzas cortantes en la base

Se gráfica las fuerzas cortantes tiempo historia para las 7 señales sísmicas vs altura en las Imagen 74 e Imagen 75 para las direcciones X e Y respectivamente.

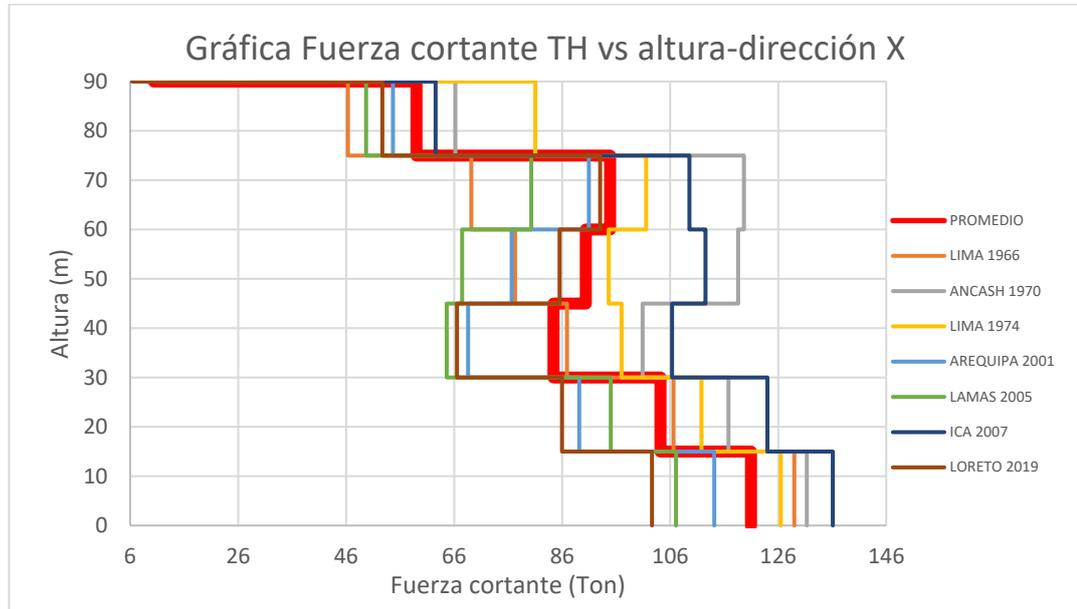


Imagen 74. Gráfica fuerza cortante de Tiempo historia vs altura para dirección X

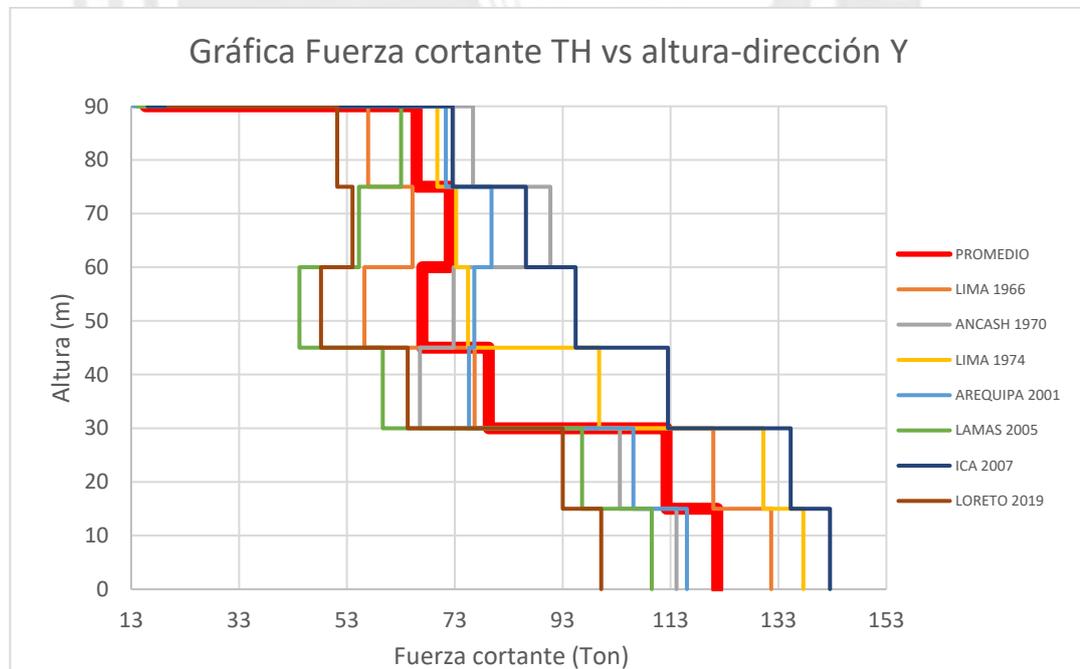


Imagen 75. Gráfica fuerza cortante de Tiempo historia vs altura para dirección Y

Se puede notar de la Imagen 74 e Imagen 75 que las fuerzas cortantes promedio para la dirección X e Y son 121 y 122 toneladas respectivamente.

Se puede mostrar en la Imagen 76 la reducción de fuerzas cortantes que ocasionan la aplicación de los disipadores de fluido viscoso en la estructura en comparación con la fuerza cortante del edificio con base empotrada.

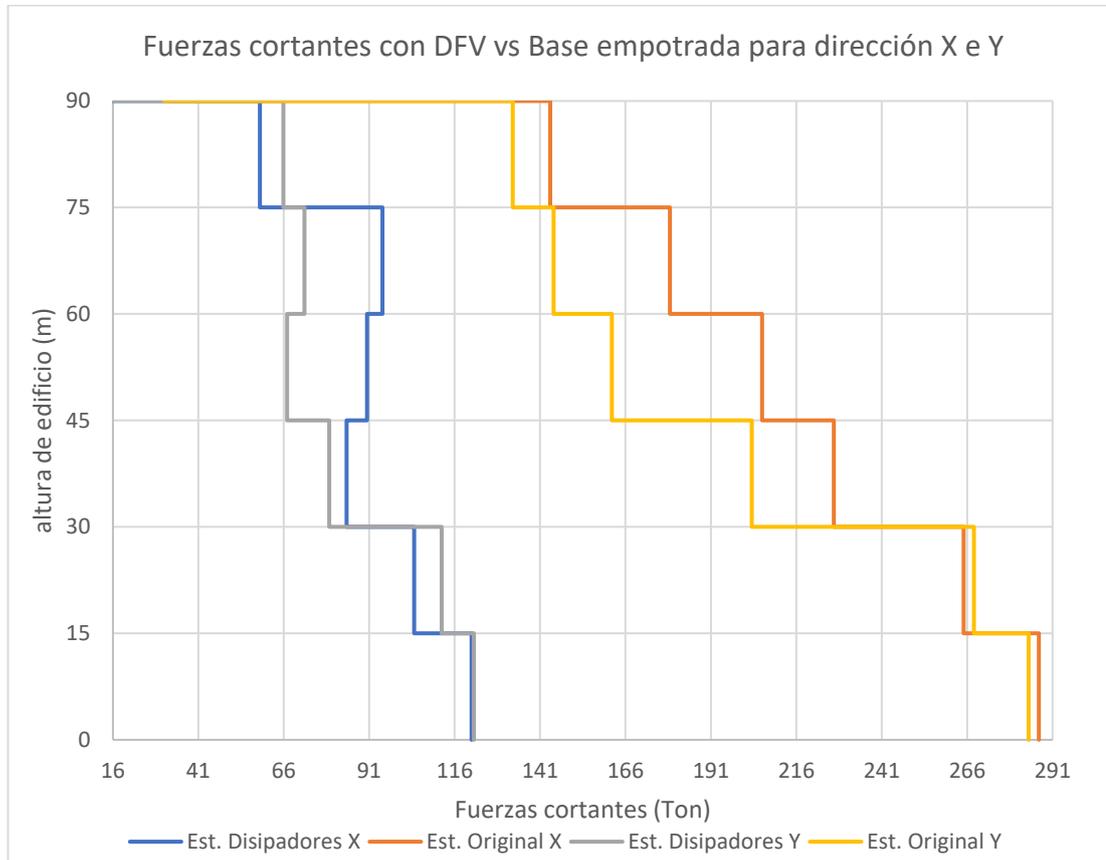


Imagen 76. Gráfico de fuerzas cortantes TH promedio con FVD y sin protección sísmica para dirección X

Se puede notar de la Imagen 76 que las fuerzas cortantes se reducen en un 58% para la dirección X y en un 57% para la dirección Y.

Así mismo, del análisis tiempo historia se obtienen las fuerzas axiales en los disipadores de fluido viscoso. Se seleccionará disipadores que superen la fuerza axial que se obtuvo del análisis tiempo historia. Se muestra la gráfica deformación vs fuerza axial para el disipador con mayor sollicitación en la Imagen 77.



Imagen 77. Deformación vs fuerza axial para disipador

Se obtuvo una fuerza axial de 905 kN. Se hará uso del catálogo de la empresa Taylor Devices (Imagen 78) para seleccionar los disipadores requeridos. Se muestra en la Tabla 39 las dimensiones del disipador elegido.

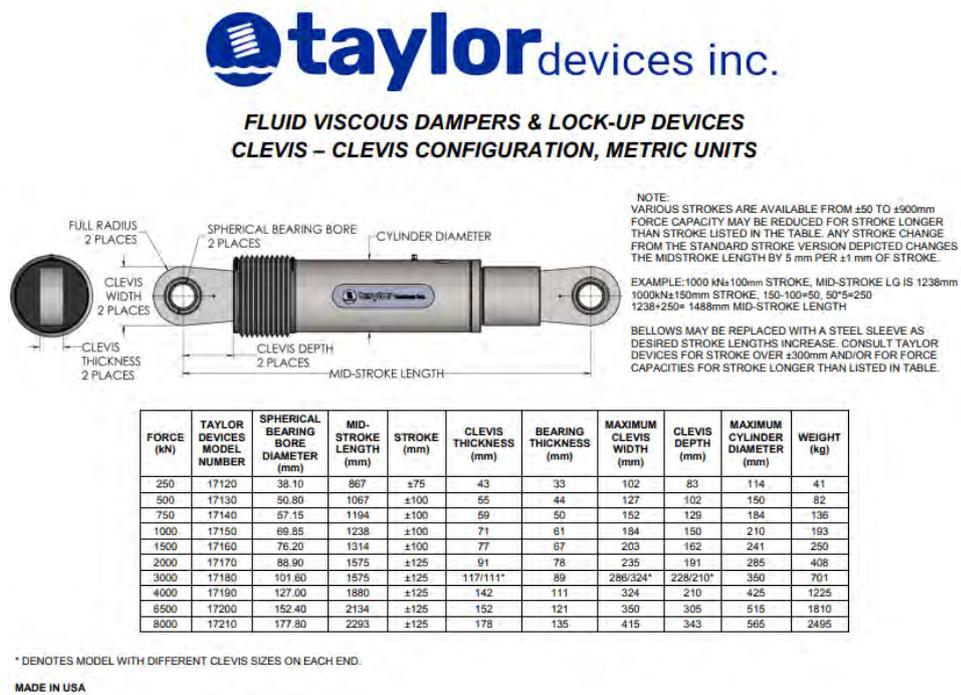


Imagen 78. Catálogo de FVD (Taylor Devices, 2022)

Tabla 39. Disipadores Taylor requeridos a través de análisis para dirección Y

FORCE (kN)	TAYLOR DEVICES MODEL	SPHERICAL BEARING BORE DIAMETER (mm)	MID STROKE LENGTH (mm)	STROKE (mm)	CLEVIS THICKNESS (mm)	BEARING THICKNESS (mm)	MAXIMUM CLEVIS WIDTH (mm)	CLEVIS DEPTH (mm)	MAXIMUM CYLINDER DIAMETER (mm)	WEIGHT (kg)
1000	17150	69.85	1238	±100	71	61	184	150	210	193

Se presenta en la Tabla 40 el amortiguamiento y el periodo efectivo que se presenta en la estructura gracias a la implementación de los disipadores de fluido viscoso para las direcciones X e Y. Mientras que en las Imagen 79 e Imagen 80 se muestran las gráficas desplazamientos de la azotea vs tiempo para la dirección X e Y implementando los FVD.

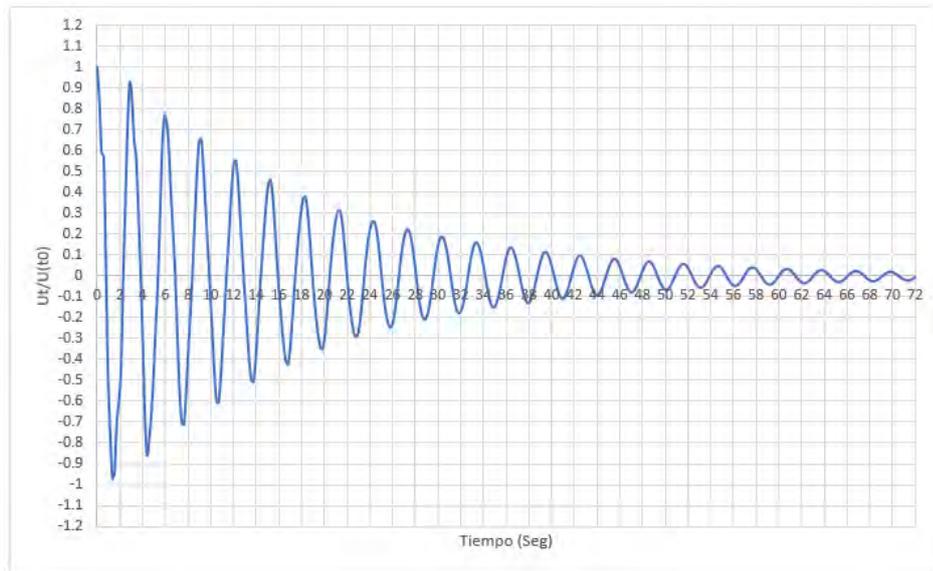


Imagen 79. Gráfica desplazamiento azotea vs tiempo para Dirección X

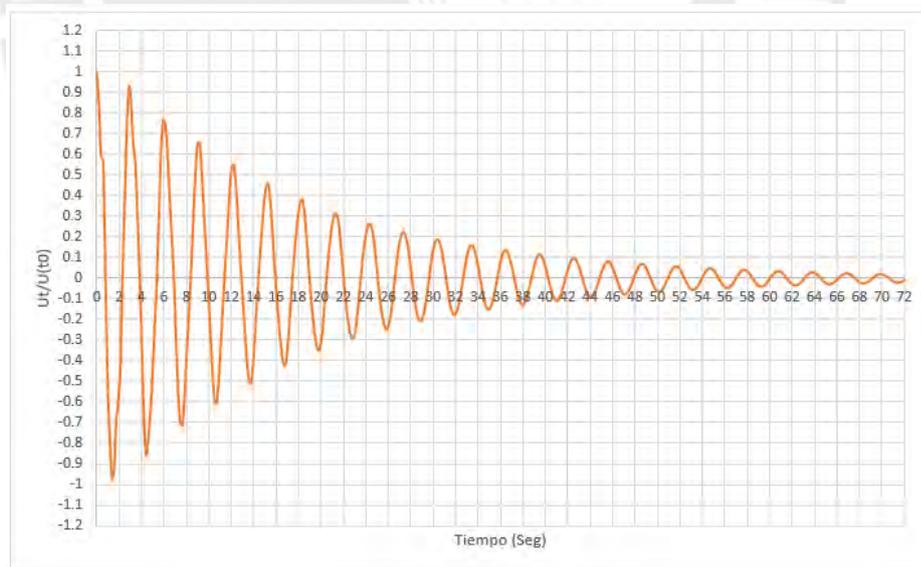


Imagen 80. Gráfica desplazamiento azotea vs tiempo para Dirección Y

Tabla 40. Amortiguamiento y periodo de estructura por disipadores de fluido viscoso para dirección X e Y

Dirección	Amortiguamiento Efectivo	Periodo Efectivo (seg)
X-X	39.2 %	2.86
Y-Y	29.9 %	2.84

6.3.1 Análisis no lineal de los disipadores

En este apartado se realizará el análisis no lineal de los disipadores de fluido viscoso para ambas direcciones, los resultados obtenidos del balance energético y de los desplazamientos máximos obtenidos de las curvas histeréticas verifican el desplazamiento último diseñado.

6.3.1.a Dirección X

En este apartado se evaluará la cantidad de energía que se está disipando mediante los disipadores según la Ecuación 23 para la dirección X.

$$\%Disipación\ de\ energía = \frac{E.\ disipadores}{E.\ del\ sismo} \quad \text{Ecuación 23}$$

En la Imagen 81 se muestran la gráfica de energía de sismo, amortiguamiento global y el amortiguamiento de los disipadores. Para el cálculo de los porcentajes de disipación que toman los disipadores de fluidos viscoso durante las señales sísmicas, se usará la Ecuación 23. Se muestra en la Tabla 41 el porcentaje de disipación por cada señal.

Tabla 41. Porcentajes de disipación de energía tomada por disipadores de fluido viscoso dirección X

Señal sísmica	Energía de sismo (KN·m)	Amortiguamiento disipador (KN·m)	Porcentaje de disipación (%)
LIMA 1966	972	791	81.4%
ANCASH	734	599	81.6%
LIMA 1974	1150	926	80.5%
AREQUIPA 2001	945	774	81.9%
LAMAS 2005	449	340	75.7%
ICA 2007	1254	1015	80.9%
LORETO 2019	397	318	80.1%

La Tabla 41 muestra el promedio de la energía que toman los disipadores, se obtiene un valor promedio de 80.3%, es decir que en un evento sísmico los disipadores FVD van a captar 8/10 de la cantidad de energía liberada por un terremoto.

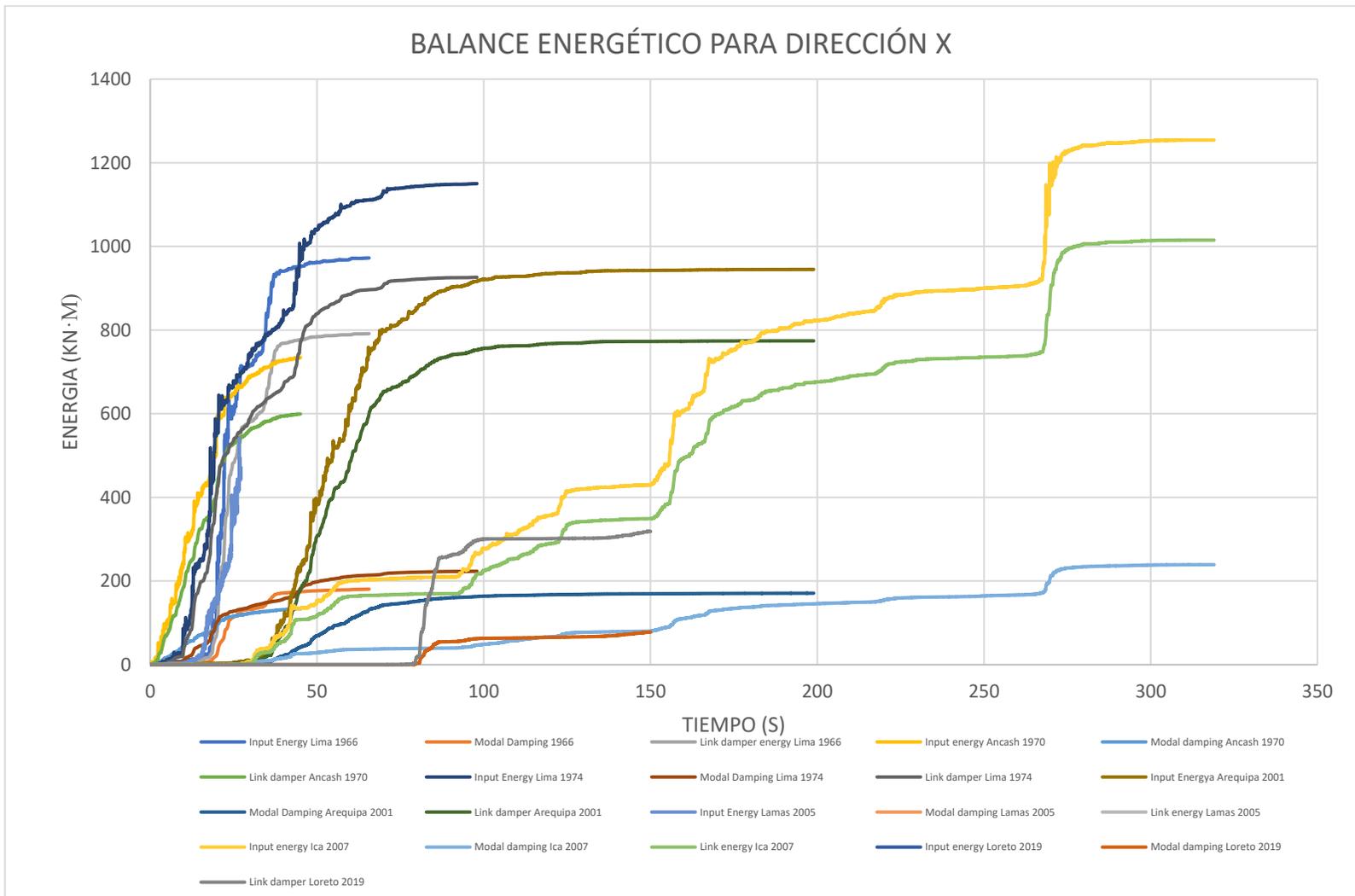


Imagen 81. Balance energético dirección X

Asimismo, se muestra a continuación la selección del link 8 en la Imagen 82 y las curvas histeréticas que toman los disipadores FVD debido a eventos sísmicos. Se mostrará la máxima fuerza axial y el respectivo desplazamiento producto de ello.

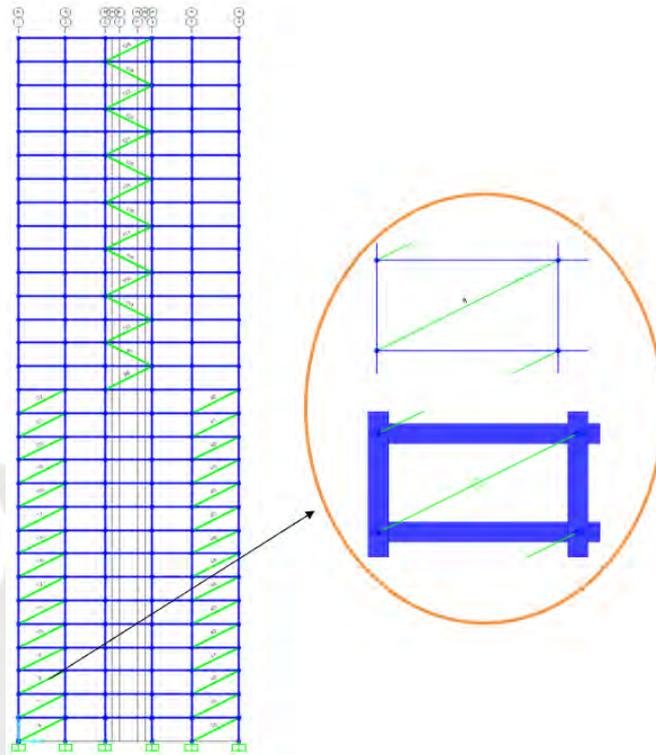


Imagen 82. Selección de amortiguadores Link 8



Imagen 83. Curva histerética disipador K8 para registro Lima 1966 E-W

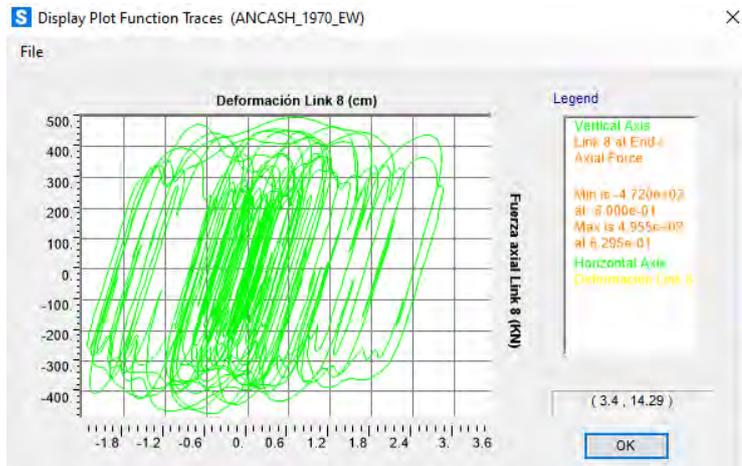


Imagen 84. Curva histerética disipador K8 para registro Ancash 1970 E-W

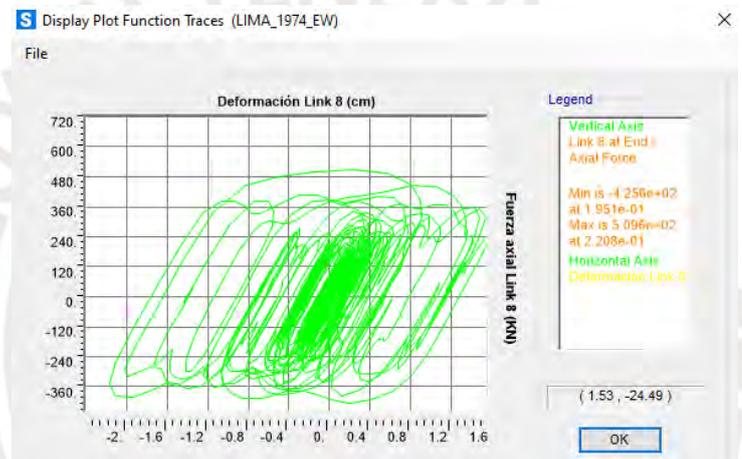


Imagen 85. Curva histerética disipador K8 para registro Lima 1974 E-W

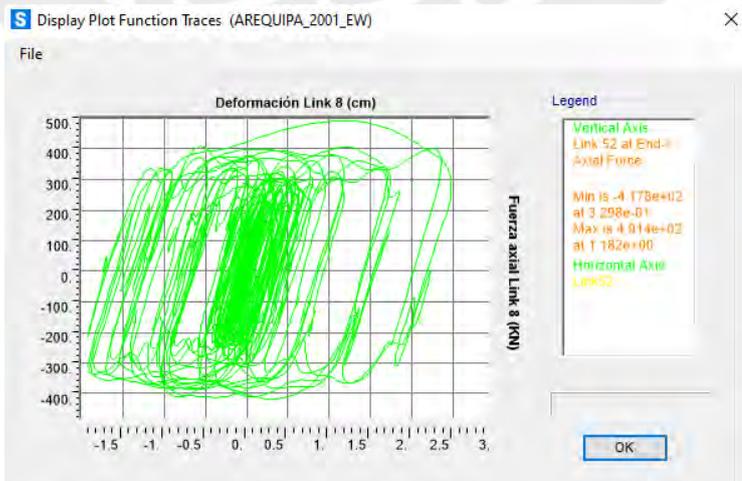


Imagen 86. Curva histerética disipador K8 para registro Arequipa 2001 E-W

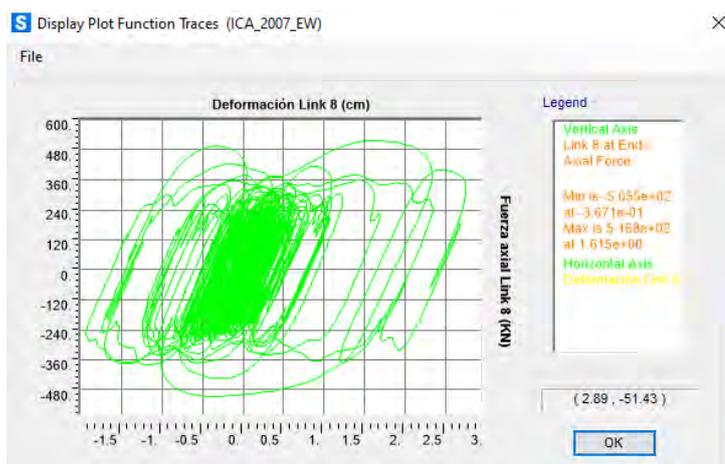


Imagen 87. Curva histerética disipador K8 para registro Ica 2007 E-W

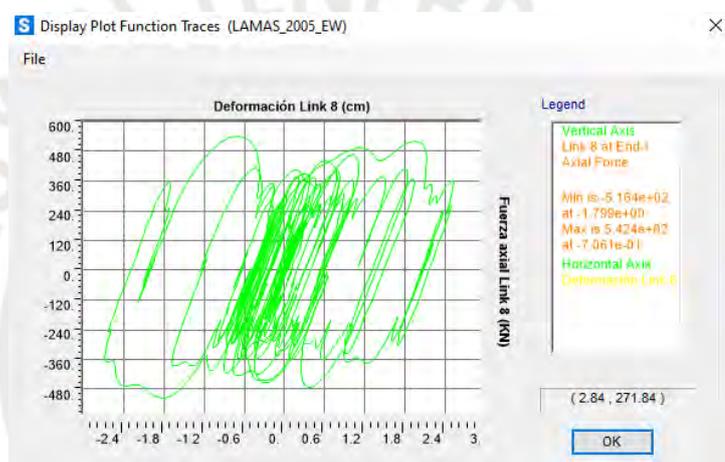


Imagen 88. Curva histerética disipador K8 para registro Lamas 2005 E-W



Imagen 89. Curva histerética disipador K8 para registro Loreto 2019 E-W

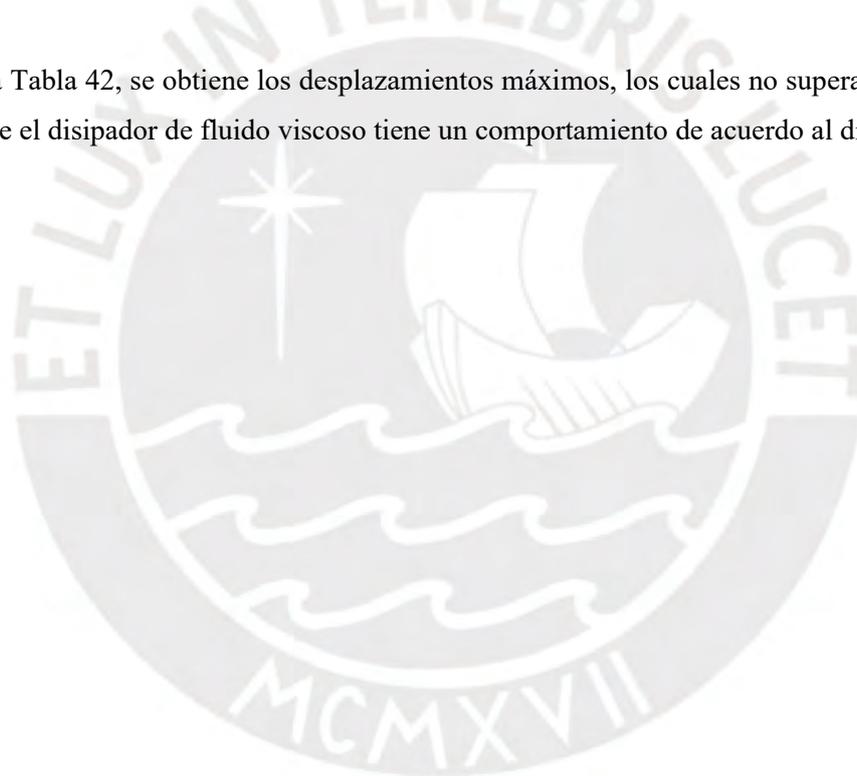
Se puede observar de la Imagen 83 a la Imagen 89 que el comportamiento de las curvas de histerésis de los disipadores frente a los sismos son los esperados, se obtiene una forma elíptica, curva característica de los disipadores de fluido viscoso. Se muestran las fuerzas

axiales y desplazamientos máximos de las gráficas anteriormente expuestas a través de la siguiente Tabla 42.

Tabla 42. Fuerzas axiales máximas y desplazamientos máximos

Señal Sísmica	Fuerza axial (KN)	Desplazamiento (cm)
Lima 1966	501	2.42
Ancash 1970	496	2.83
Lima 1974	509	2.18
Arequipa 2001	491	2.48
Ica 2007	517	2.73
Lamas 2005	516	2.71
Loreto 2019	428	2.48
Promedio	494	2.55

De la Tabla 42, se obtiene los desplazamientos máximos, los cuales no superan los 3 cm, por lo que el disipador de fluido viscoso tiene un comportamiento de acuerdo al diseñado.



6.3.1.b Dirección Y

Se mostrará los porcentajes de disipación de energía para las 7 señales sísmicas en la dirección Y. En la Imagen 90 se muestran la gráfica de energía de sismo, amortiguamiento global y el amortiguamiento de los disipadores. Para el cálculo de los porcentajes de disipación que toman los disipadores de fluidos viscoso durante las señales sísmicas, se usará la Ecuación 23. Se muestra en la Tabla 43 el porcentaje de disipación por cada señal.

Tabla 43. Porcentajes de disipación de energía tomada por disipadores de fluido viscoso dirección Y

Señal sísmica	Energía de sismo (KN·m)	Amortiguamiento disipador (KN·m)	Porcentaje de disipación (%)
LIMA 1966	703	623	88.6%
ANCASH	768	687	89.5%
LIMA 1974	780	701	89.9%
AREQUIPA 2001	1730	1549	89.5%
LAMAS 2005	376	328	87.2%
ICA 2007	2074	1864	89.9%
LORETO 2019	397	318	80.1%

La Tabla 43 muestra el promedio de la energía que toman los disipadores, se obtiene un valor promedio de 87.8%, es decir que en un evento sísmico los disipadores de FVD van a captar 8.8/10 de la cantidad de energía que libera un terremoto.

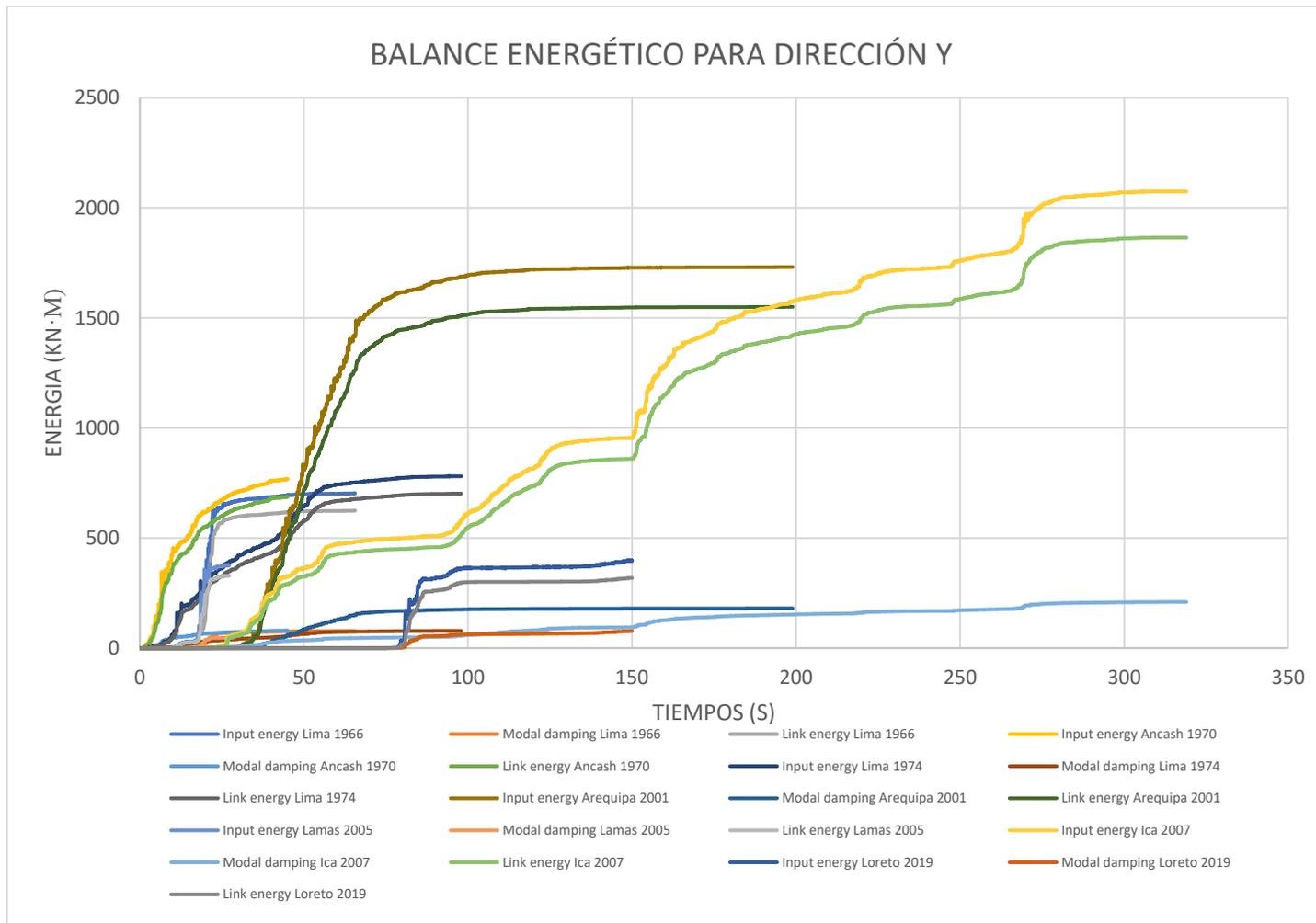


Imagen 90. Balance energético para dirección Y

Se muestra a continuación la selección del link 133 en la Imagen 91 y las curvas histeréticas que absorben los disipadores debido a eventos sísmicos. Se otorga la máxima fuerza axial y el respectivo desplazamiento producto de ello.

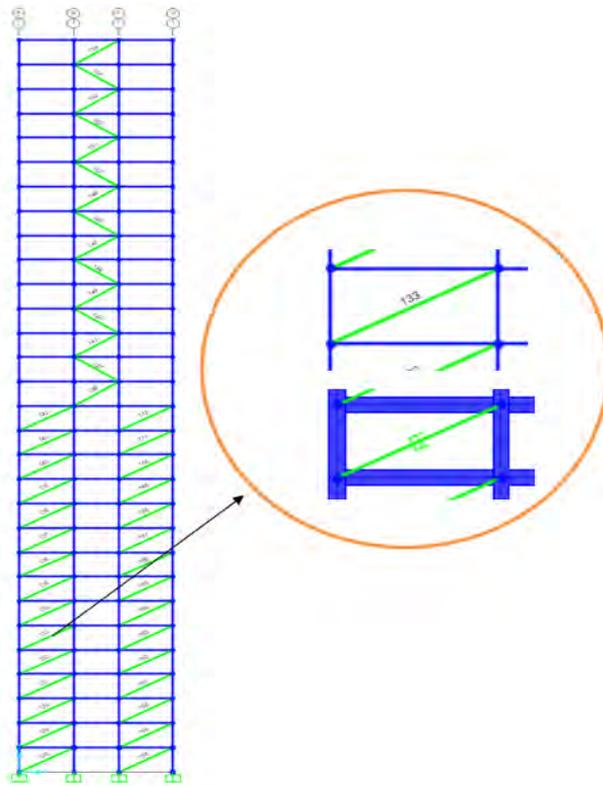


Imagen 91. Selección de amortiguador N°133

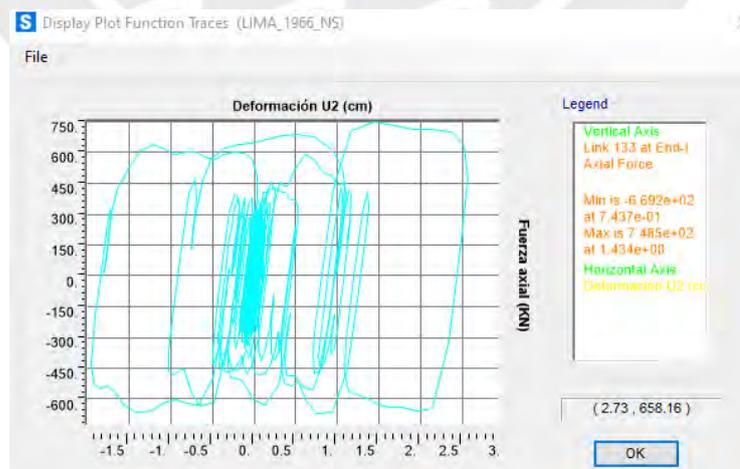


Imagen 92. Curva histerética disipador K133 para registro Lima 1966 N-S

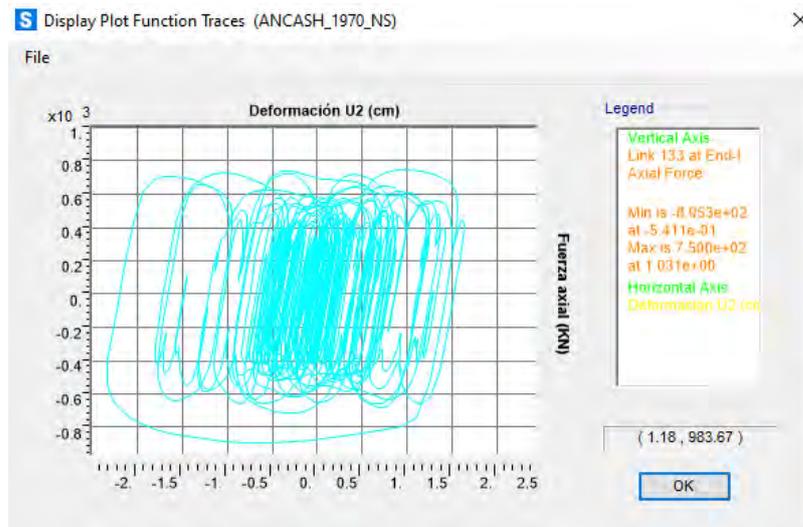


Imagen 93. Curva histerética disipador K133 para registro Ancash 1970 N-S

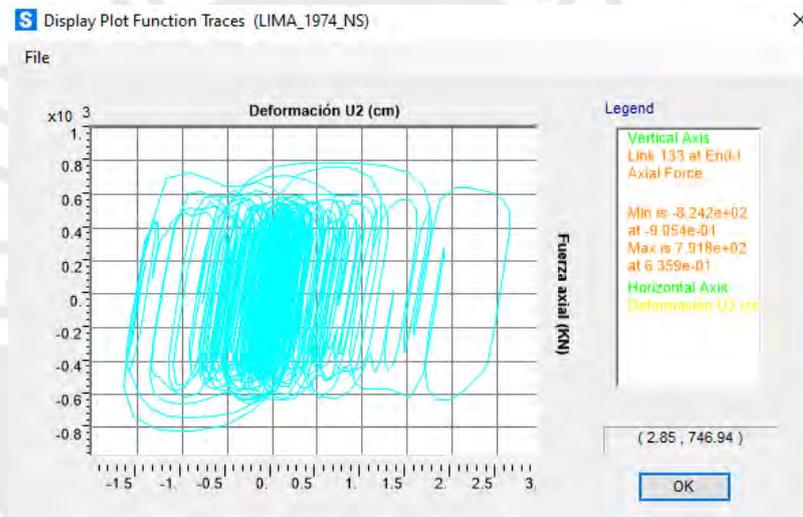


Imagen 94. Curva histerética disipador K133 para registro Lima 1974 N-S

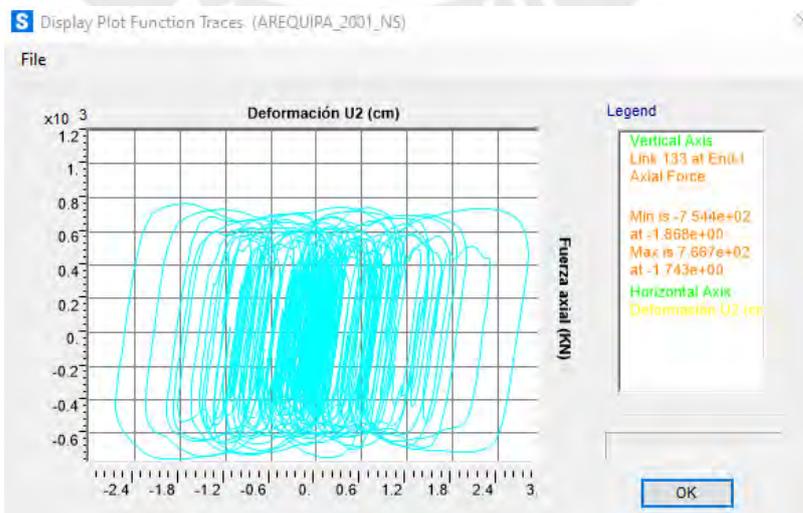


Imagen 95. Curva histerética disipador K133 para registro Arequipa 2001 N-S



Imagen 96. Curva histerética disipador K133 para registro Ica 2007 N-S

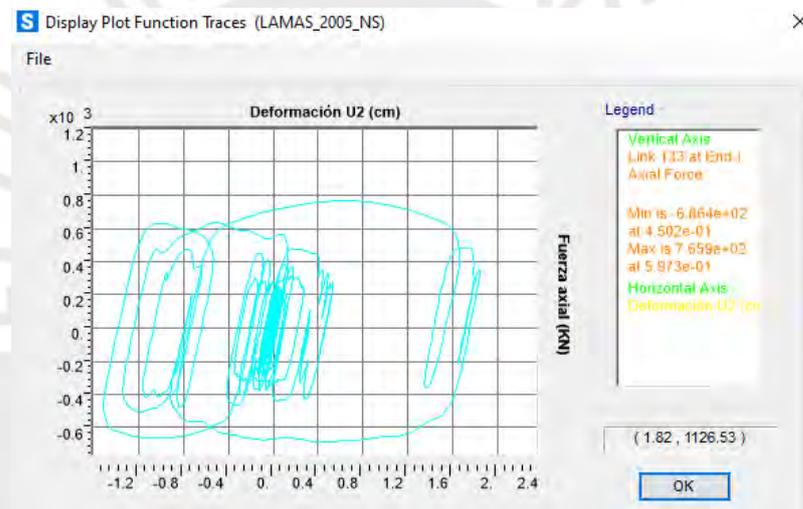


Imagen 97. Curva histerética disipador K133 para registro Lamas 2005 N-S

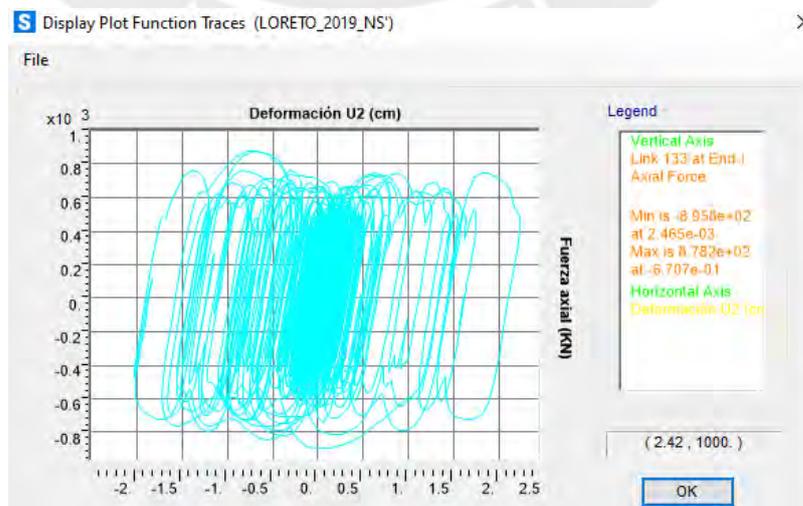


Imagen 98. Curva histerética disipador K133 para registro Loreto 2019 N-S

Se puede observar de la Imagen 92 a la Imagen 98 que el comportamiento de las curvas de histéresis de los disipadores frente a los sismos son los esperados, se obtiene una forma elíptica, curva que es característica de los disipadores de fluido viscoso. Se muestran las fuerzas axiales y desplazamientos máximos de las gráficas anteriormente expuestas a través de la siguiente Tabla 44.

Tabla 44. Fuerzas axiales máximas y desplazamientos máximos

Señal Sísmica	Fuerza axial (KN)	Desplazamiento(cm)
Lima 1966	749	2.56
Ancash 1970	902	2.33
Lima 1974	905	2.64
Arequipa 2001	766	2.80
Ica 2007	770	2.06
Lamas 2005	765	1.84
Loreto 2019	878	2.23
Promedio	819	2.35

De la Tabla 44, se obtiene los desplazamientos máximos, los cuales no superan los 3.00 cm, por lo que el disipador FVD tiene un desempeño de acuerdo al diseño.

6.4 Verificación estructural

Comprobación estructural de columna (Eje C-2) con FVD

Se muestra en la Imagen 99 la sección de la columna del eje C-2, mientras que en la Imagen 100 se muestra el diagrama de interacción para la columna más cargada (Eje C-2). Se muestran las solicitaciones en base a las combinaciones de carga, las cuales verifica el diagrama de interacción. La sección es de 60 cm x 60 cm y está compuesta por 16 barras de 3/4" de diámetro con estribos de 3/8" de diámetro.

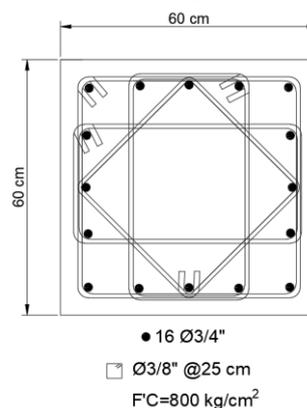


Imagen 99. Sección columna 60 cm x 60 cm

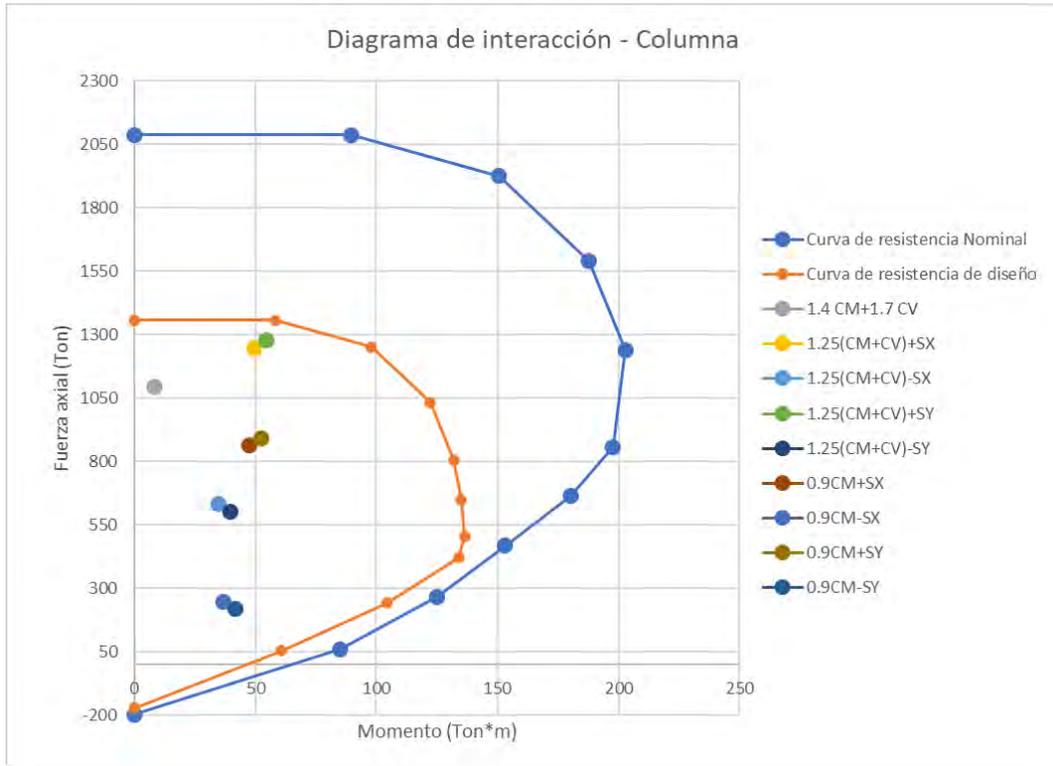


Imagen 100. Diagrama de interacción de columna

Comprobación estructural de columna de esquina (Eje A-1) con FVD

Se muestra en la Imagen 101 la sección de la columna del eje A-1 del primer piso, mientras que en la Imagen 102 se muestra el diagrama de interacción para la columna de esquina con la compresión y tracción del dissipador. Se muestran las solicitaciones en base a las combinaciones de carga, las cuales verifica el diagrama de interacción. La sección es de 100 cm x 100 cm y está compuesta por el refuerzo continuo de 32 barras de 1" de diámetro con estribos de 1/2" de diámetro y una resistencia del concreto $f'c=800 \text{ kg/cm}^2$.

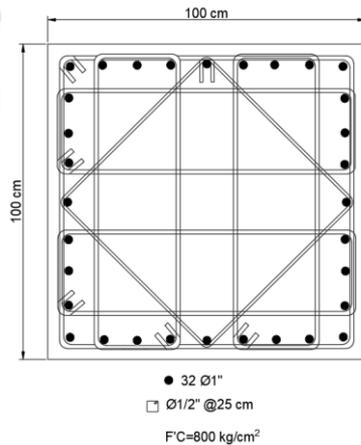


Imagen 101. Sección columna 100 cm x 100 cm

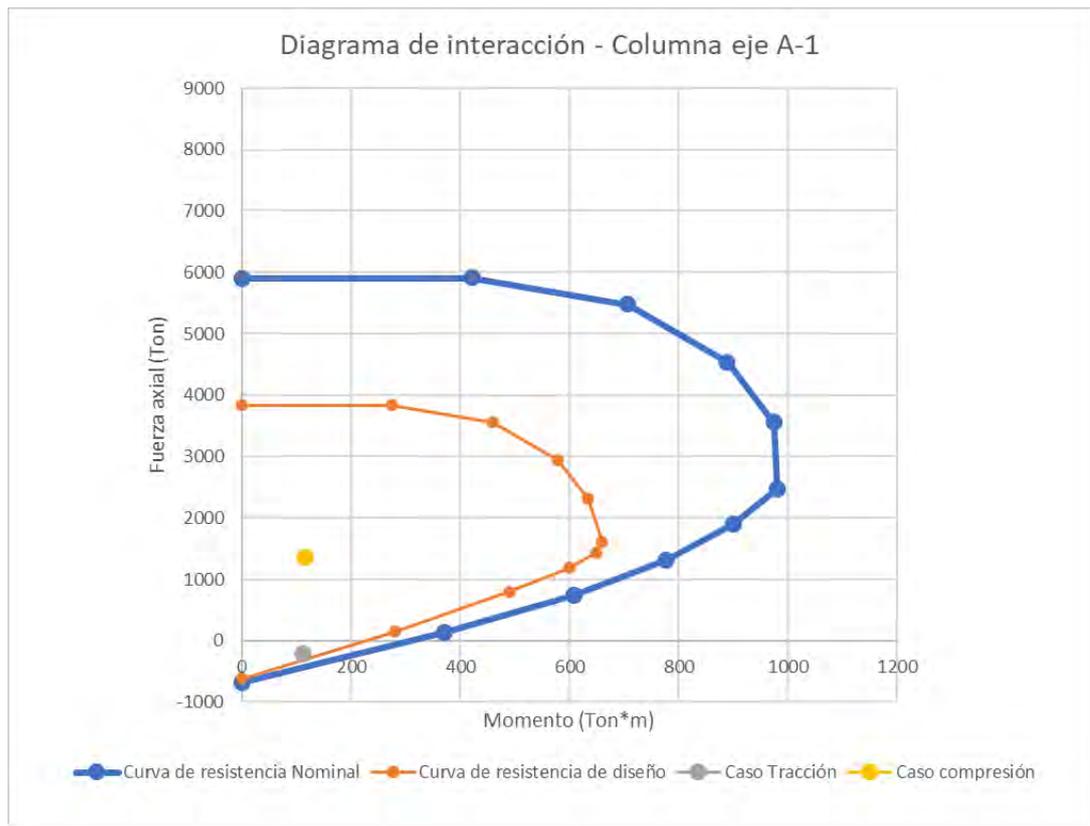


Imagen 102. Diagrama de interacción de columna

Viga para el eje B entre los ejes 4 y 5

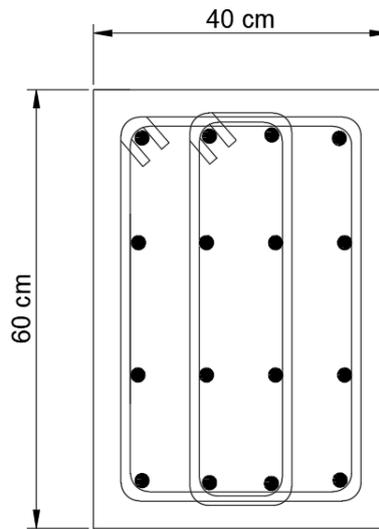
Se muestra en la Imagen 103 la distribución de momentos para la viga más cargada se tiene un momento máximo negativo de 50.89 Ton·m, mientras que el momento positivo es de 22.31 Ton·m. Además, en la Imagen 104 se muestra la distribución de fuerzas cortantes en la viga. Para ello se diseña la sección de 40 cm x 60 cm de concreto 280 kg/cm² de acuerdo a la distribución mostrada en la Imagen 105 e Imagen 106.



Imagen 103. Momentos resultantes para viga



Imagen 104. Fuerzas cortantes para viga

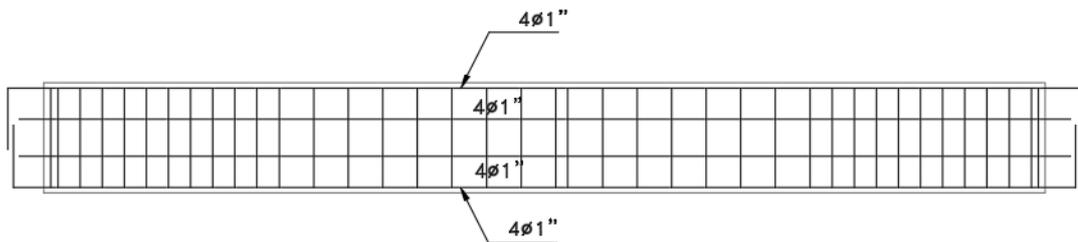


● 16 Ø1"

☐ Ø1/2": 2°@5cm, 10@15cm, resto @25 cm

F'C=280 kg/cm²

Imagen 105. Distribución de acero para sección de viga de 40 cm x 60 cm



☐ Ø1/2": 2°@5cm, 10@16cm, @extremo, resto @25cm

Imagen 106. Distribución de acero longitudinal y estribos en viga

Comprobación estructural de columna (Eje C-2) para el 70% de sollicitación del edificio base

Se muestra a continuación la comprobación de que la sección considerada para la solución con DFV cumple con el 70% de sollicitación del edificio base sin dispositivo sísmico.

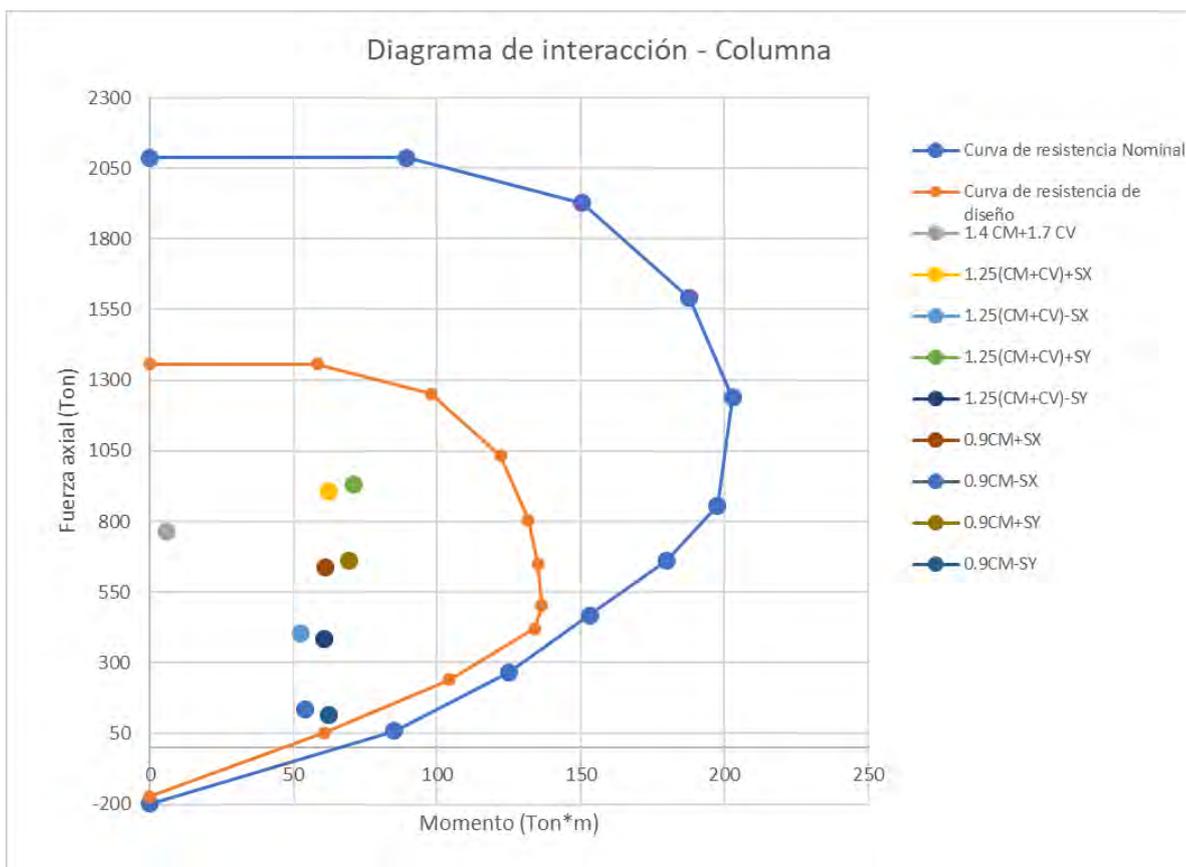


Imagen 107. Diagrama de interacción

Comprobación estructural de viga (Eje B-4-5) para el 70% de sollicitación del edificio base

Se muestra a continuación la Imagen 108, en la cual se tiene una sollicitación de momento flector de 63.98 Ton·m del edificio base. Para la comprobación de que la sección de viga de la solución con DFV cumple con el 70% de sollicitación del edificio base, se escala obteniendo 44.78 Ton·m, y considerando que la sección resiste 51 Ton·m de momento, se valida la sección escogida.

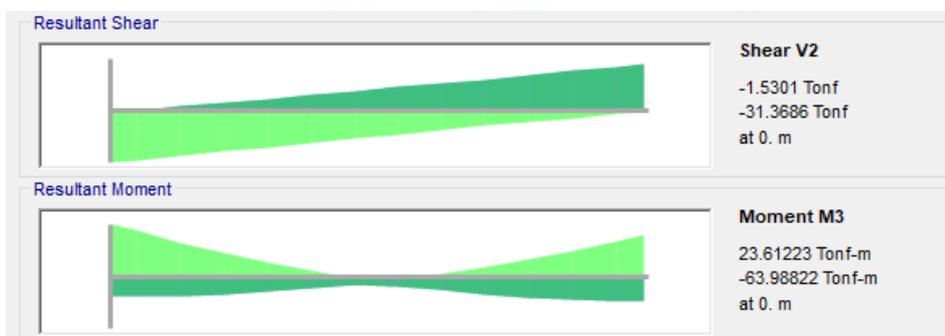


Imagen 108. Momentos flectores de edificio base y cortante

Diseño de diagonal de acero

Se muestra en la Imagen 109 las dimensiones de la diagonal de acero Astm 500 Gr. B. Mientras que en la Imagen 110 se muestra la vista de la configuración de las diagonales de acero y los dispositivos de fluido viscoso en un vano.

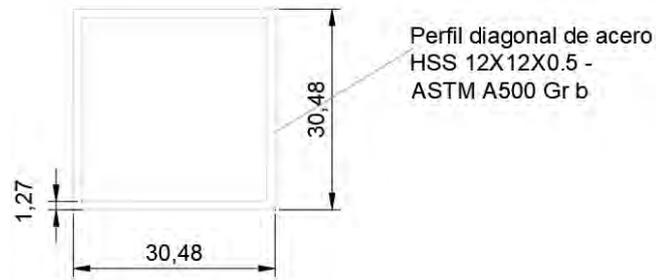


Imagen 109. Perfil de acero (dimensiones en cm)

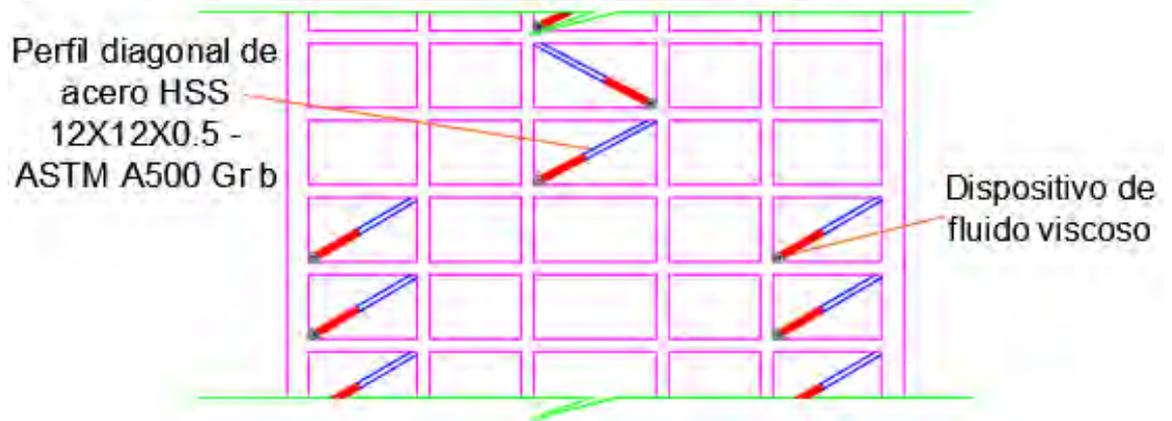


Imagen 110. Vista de diagonales de acero y dispositivos de fluido viscoso

CAPÍTULO 7. ANÁLISIS CON OUTRIGGERS

Se hará uso de outriggers de concreto armado como solución de reducción de derivas. Se han aplicado los outriggers en base a las solicitaciones sísmicas, es decir se han colocado en los pisos donde se tienen mayores derivas. Se aplico un proceso iterativo hasta obtener la mejor distribución de outriggers, se ha cumplido con la deriva objetivo de 0.0042 para ambas direcciones.

7.1 Análisis Estático

Para el apartado del análisis estático se realizó una reorganización del centro de muros, en el cual se aumentó el grosor del muro a 800 mm y se formó un núcleo. Este núcleo estará conectado a columnas exteriores cuadradas de 1.2 m de lado en la dirección Y e X, resto de columnas de 0.6 m de lado. El núcleo estará conectado a las columnas a través de muros de corte de 600 mm de espesor en sus dos direcciones. Esto permitirá poder controlar las derivas de entrepiso ante las solicitaciones sísmicas. Se colocarán outriggers en tres plantas: piso 8, 15 y 23. Se muestra en la Imagen 111 e Imagen 112 la vista en planta del piso típico y la vista en planta de la distribución de outriggers en los pisos elegidos. Asimismo, se muestra en la Imagen 113 la vista en 3d y en corte para las dos direcciones de los pisos elegidos a colocarse outriggers.

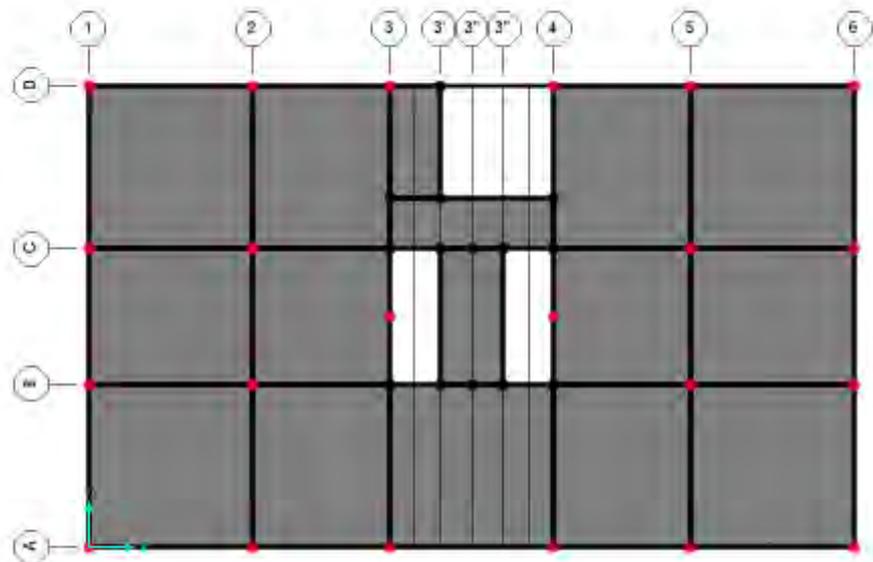
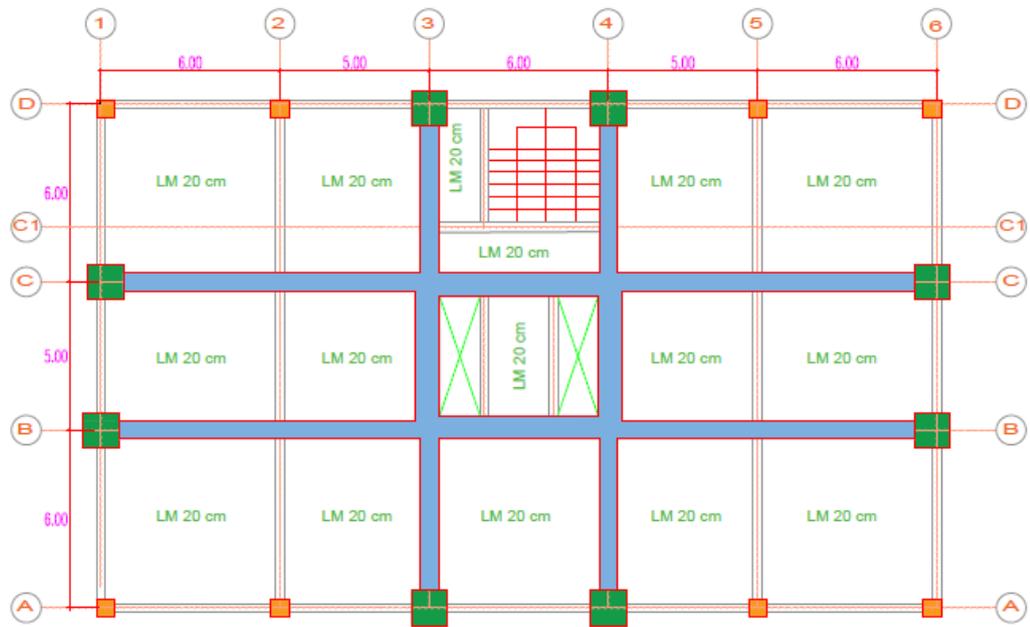
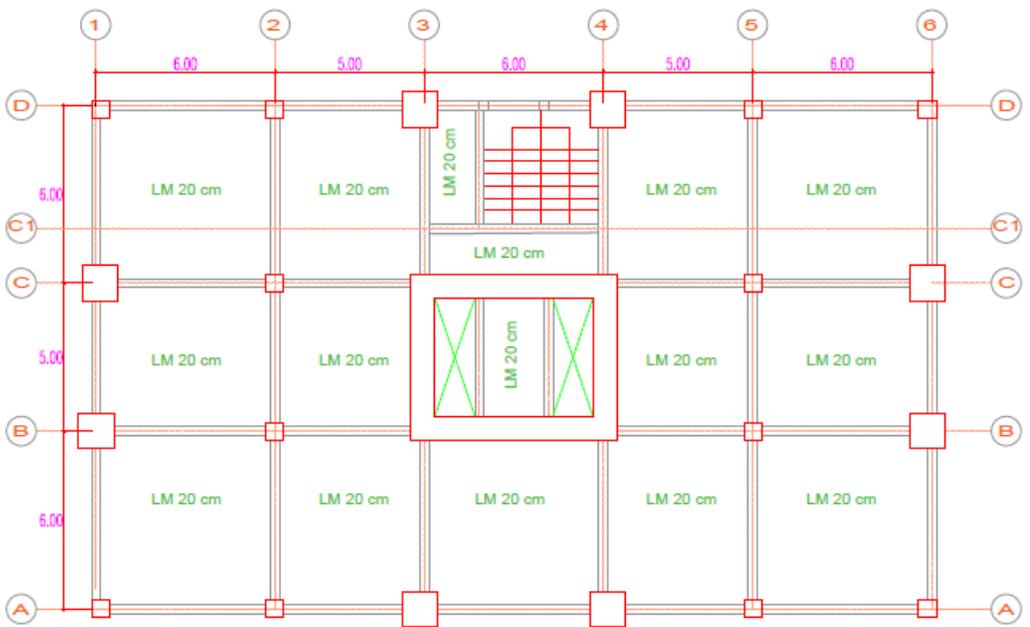


Imagen 111. Vista en planta de piso típico



(A) CORTE A-A



(B) CORTE B-B

Imagen 112. (A) Vista en planta de outriggers de concreto, (B) Vista en planta sin outriggers

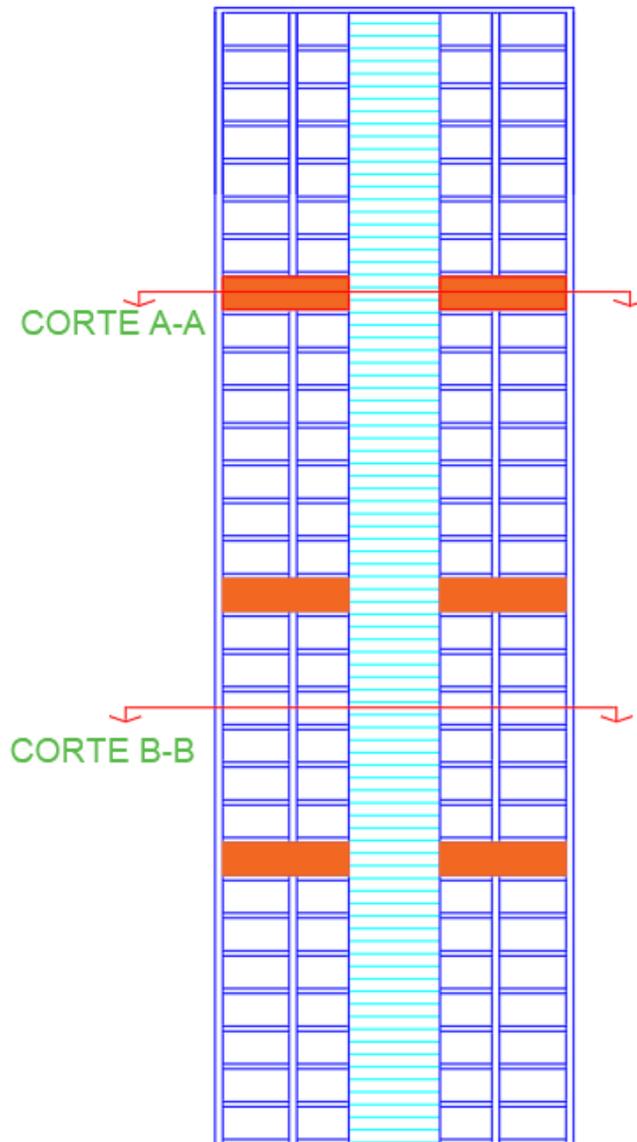


Imagen 113. Vista en corte Eje B

Realizando el análisis para los sentidos X-X e Y-Y se obtiene el periodo fundamental estático y la cortante basal en la edificación. Se muestra los resultados en la Tabla 45.

Tabla 45. Periodo fundamental estático y fuerza cortante actuante

	Sentido X-X	Sentido Y-Y
Periodo (seg)	1.50	1.85
Z	0.45	0.45
U	1	1
C	0.67	0.54
S	1	1
R	6	6
P (Ton)	17,731	17,731
Fuerza cortante Basal (Ton)	891	718

Las fuerzas cortantes son 891 toneladas y 718 toneladas para la dirección X e Y respectivamente.

7.2 Análisis Modal

La aplicación de los outriggers modifica el comportamiento modal, debido a la rigidización del edificio en sus dos sentidos. Se muestra en la siguiente Tabla 46 los resultados del análisis.

Tabla 46. Porcentajes

Modo	Periodo	UX	UY	RZ
	Segundos			
1	1.85	0	0.686	0
2	1.50	0.732	0	0
3	1.31	0	0	0.774
4	0.54	0	0.188	0
5	0.51	0	0	0.105
6	0.46	0.145	0	0

7.3 Fuerza cortante dinámica

Las fuerzas cortantes para el sismo dinámico en la dirección X es 844 toneladas y 696 toneladas para la dirección Y. Estos representan el 94.7% y 96.9 % del sismo estático, con lo que verifica la norma E.030.

7.4 Análisis Tiempo Historia

Se hará uso de los mismos registros sísmicos. Y se mostrarán los resultados para las 7 señales sísmicas.

7.4.1 Resultados

7.4.1.a Desplazamientos

Se muestran las gráficas de desplazamientos inelásticos de las 7 señales sísmicas vs altura del edificio en las Imagen 114 e Imagen 115 para las direcciones X e Y respectivamente.

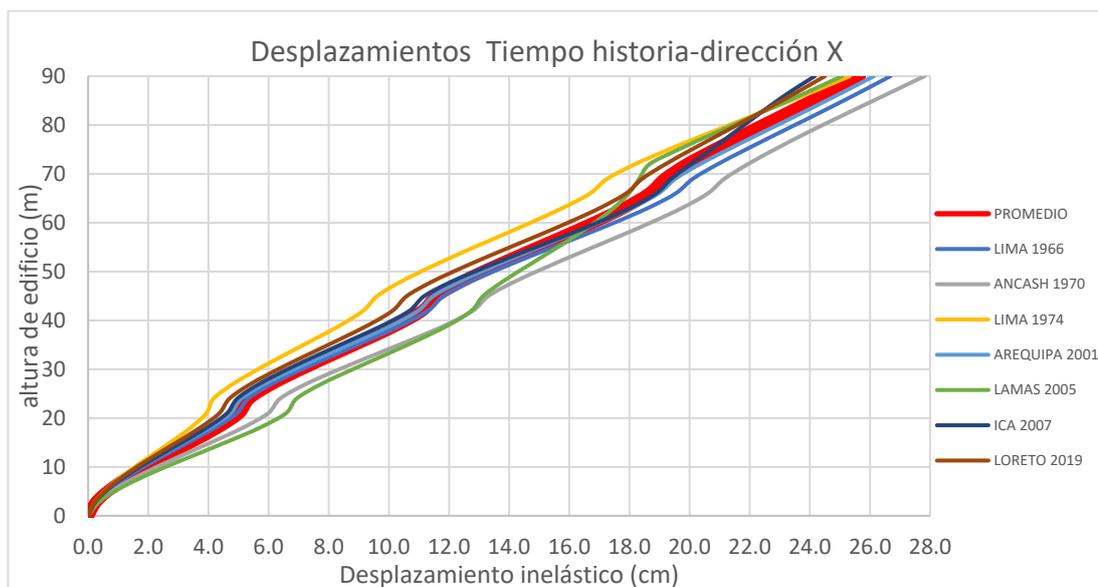


Imagen 114. Gráfica desplazamientos TH promedio dirección X vs altura de edificio

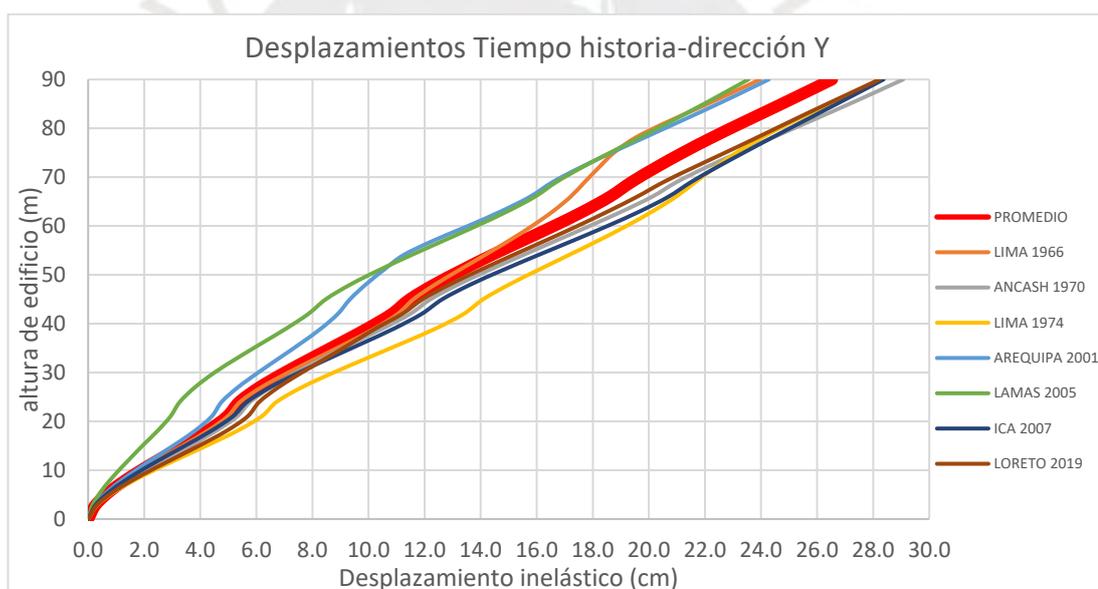


Imagen 115. Gráfica desplazamientos TH promedio dirección Y vs altura de edificio

De la Imagen 114 e Imagen 115, se puede observar que los desplazamientos máximos promedio para las direcciones X e Y son de 25.7 cm y de 26.5 cm respectivamente.

Se muestra a continuación un comparativo de los desplazamientos promedio del análisis tiempo historia para el edificio con base empotrada vs el edificio con outriggers para las direcciones X e Y en la Imagen 116.

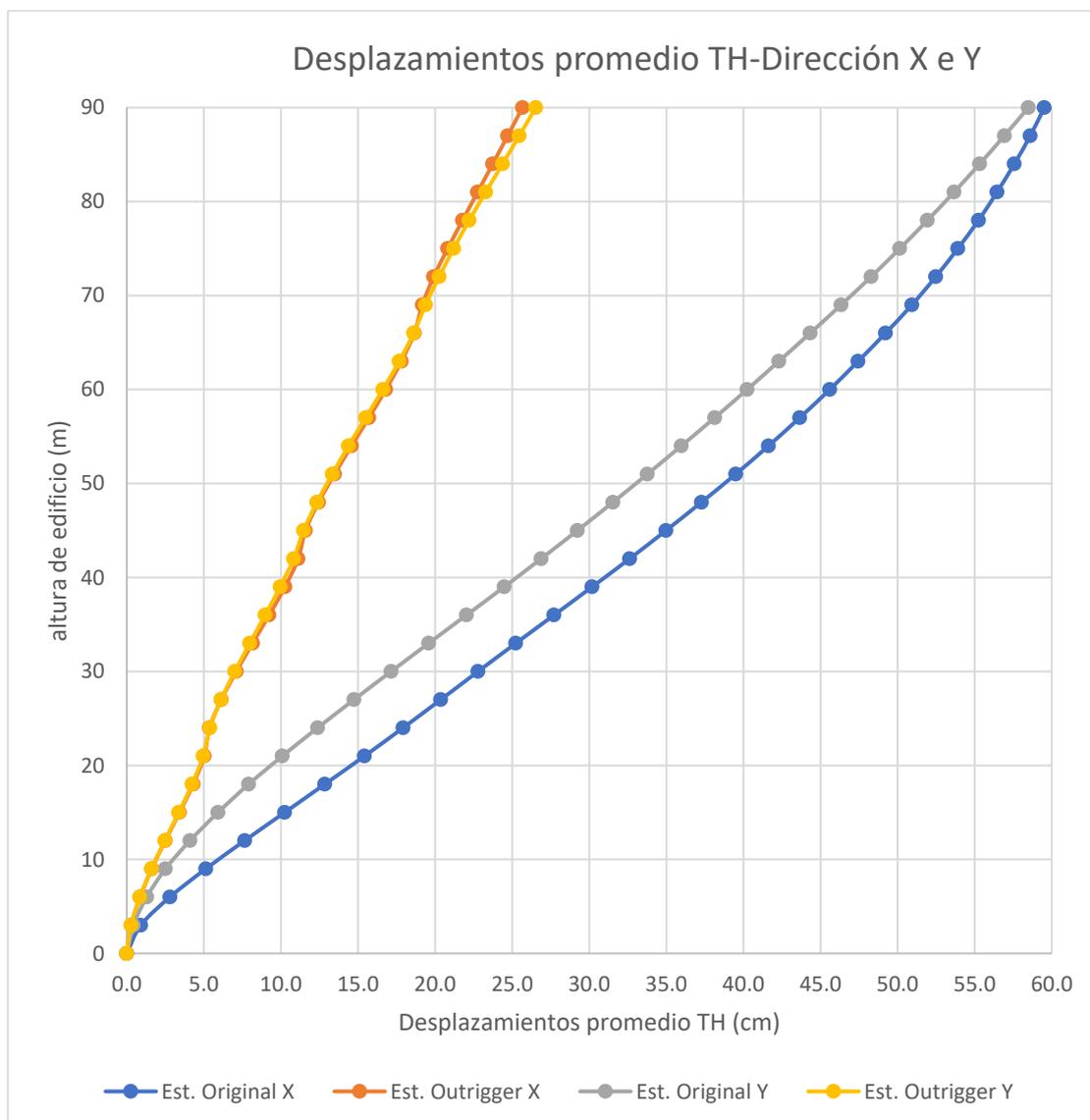


Imagen 116. Gráfica de desplazamientos promedio TH para outriggers y base empotrada en X e Y

De la Imagen 116 se puede notar que se controla de manera eficiente los desplazamientos promedio del tiempo historia, esto debido a la rigidización de la estructura al tener un periodo con la implementación de outriggers menor a la estructura con base empotrada. Se ha reducido en un 57% el desplazamiento en la dirección X mientras que en la dirección Y se redujo en un 55%.

7.4.1.b Derivas de entrepiso

Se muestran las gráficas de derivas vs la altura del edificio en la Imagen 117 e Imagen 118 para las direcciones X e Y respectivamente.

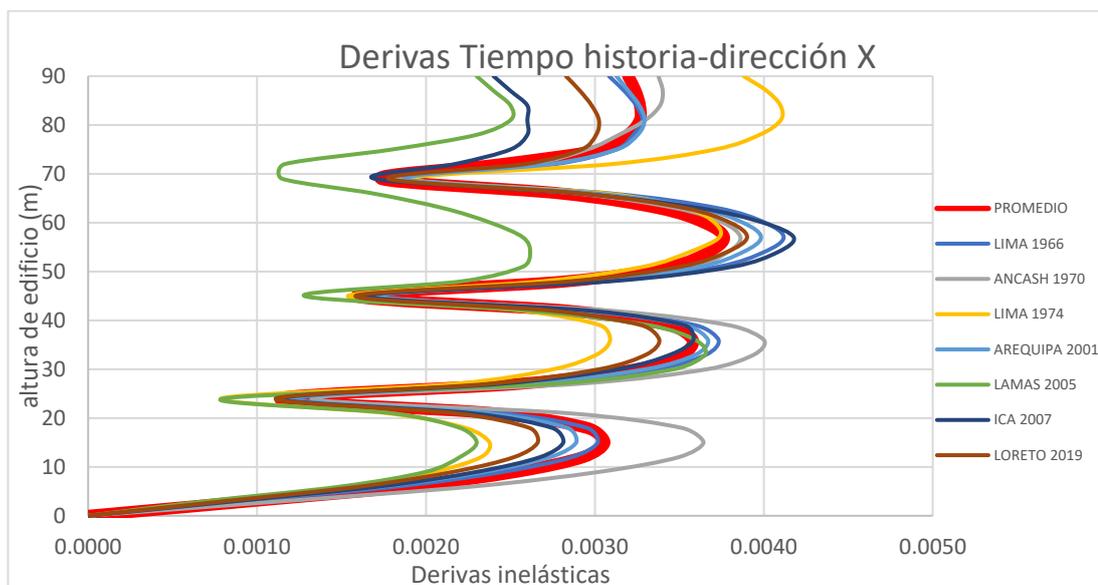


Imagen 117. Derivas tiempo historia-dirección X

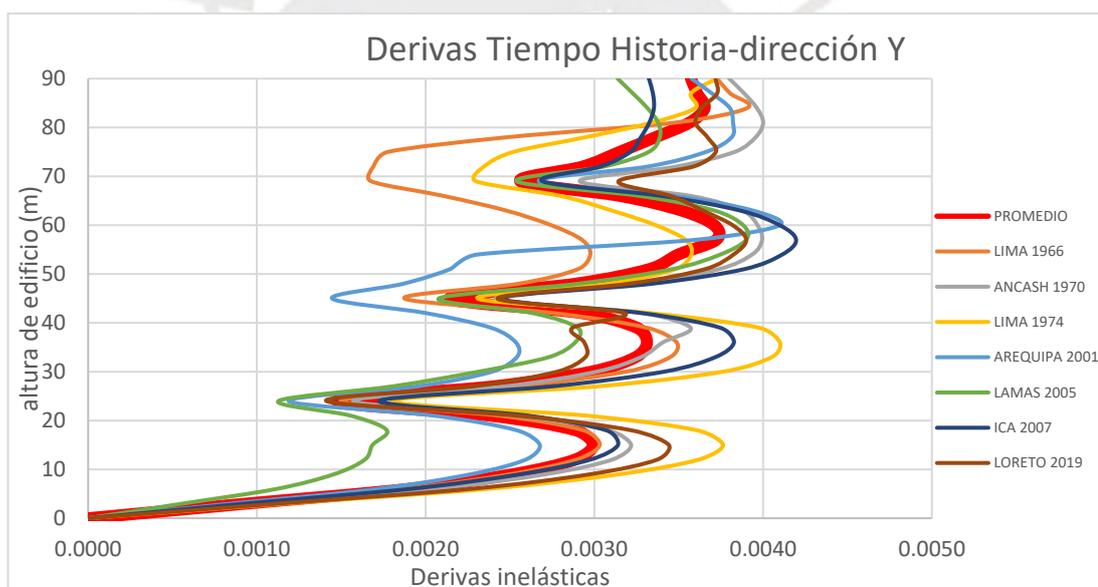


Imagen 118. Derivas tiempo historia-dirección Y

De la Imagen 117 e Imagen 118 se puede observar que las derivas máximas para la señal envolvente son menores a 0.0042, por ende, cumple con la deriva objetivo para el edificio. Se puede concluir que las cantidades de outriggers de concreto en los pisos 8, 15 y 23 es la distribución más eficiente al poder reducir las derivas de entrepiso para las 7 señales sísmicas a la deriva objetivo propuesta. Por ende, se propone que para edificios de 30 pisos, se debería de colocar tres niveles de outriggers a 4H/15, H/2 y 23H/30.

Se muestra a continuación un comparativo de las derivas promedio del análisis tiempo historia para el edificio con base empotrada vs el edificio con outriggers para las direcciones X e Y en la Imagen 119.

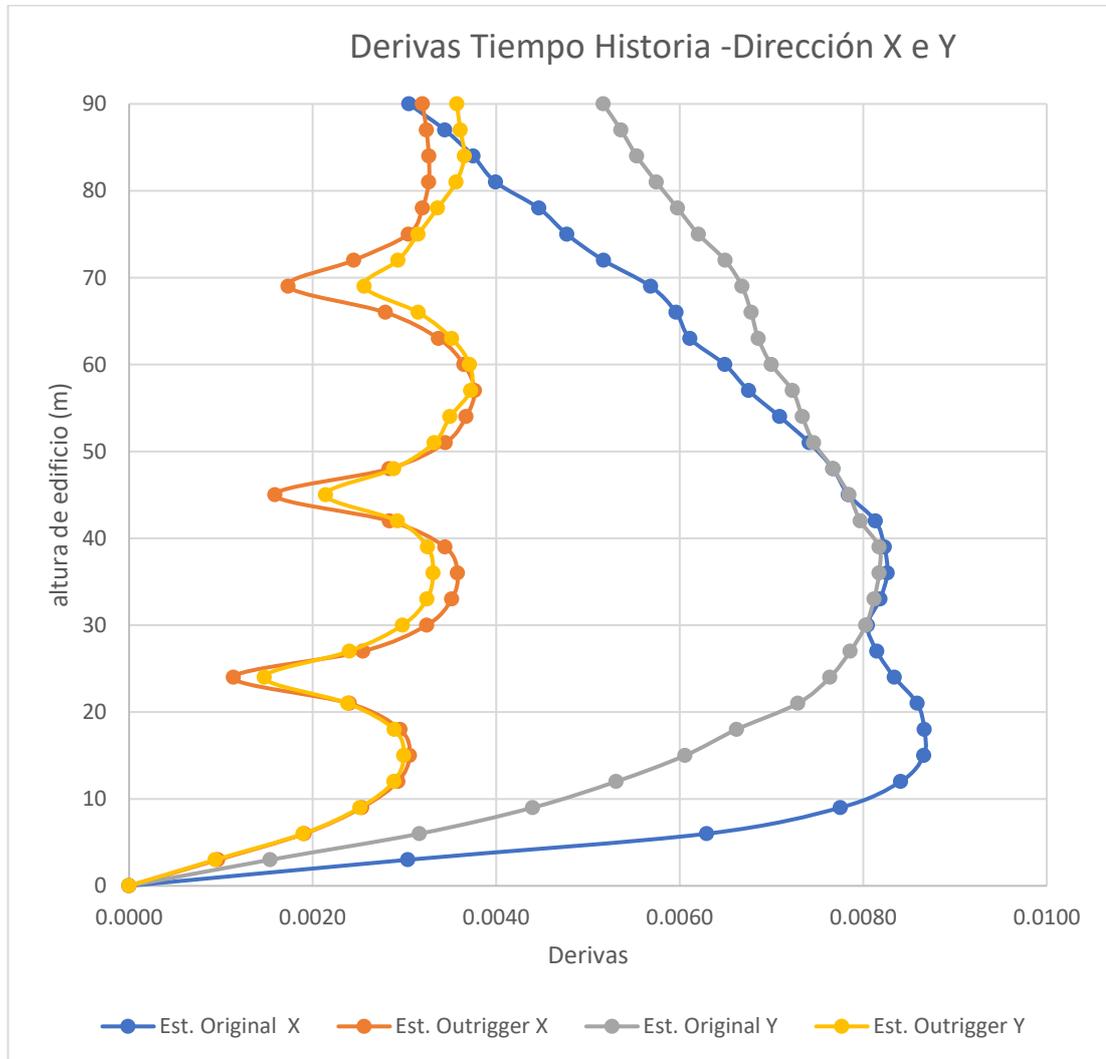


Imagen 119. Gráfica de derivas TH Promedio para Edificio con base empotrada y outriggers en X

De la Imagen 119 se puede notar que se controla de manera eficiente las derivas de entrepiso entre los 10 a 75 metros de altura de edificio. Además, se nota que las menores derivas a lo largo del edificio se obtienen en los pisos 8,15 y 23, en los cuales se han considerado los outriggers de concreto.

7.4.1.c Fuerzas cortantes en la base

Se gráfica las fuerzas cortantes del tiempo historia para las 7 señales sísmicas vs altura para las direcciones X e Y en la Imagen 120 e Imagen 121 respectivamente.

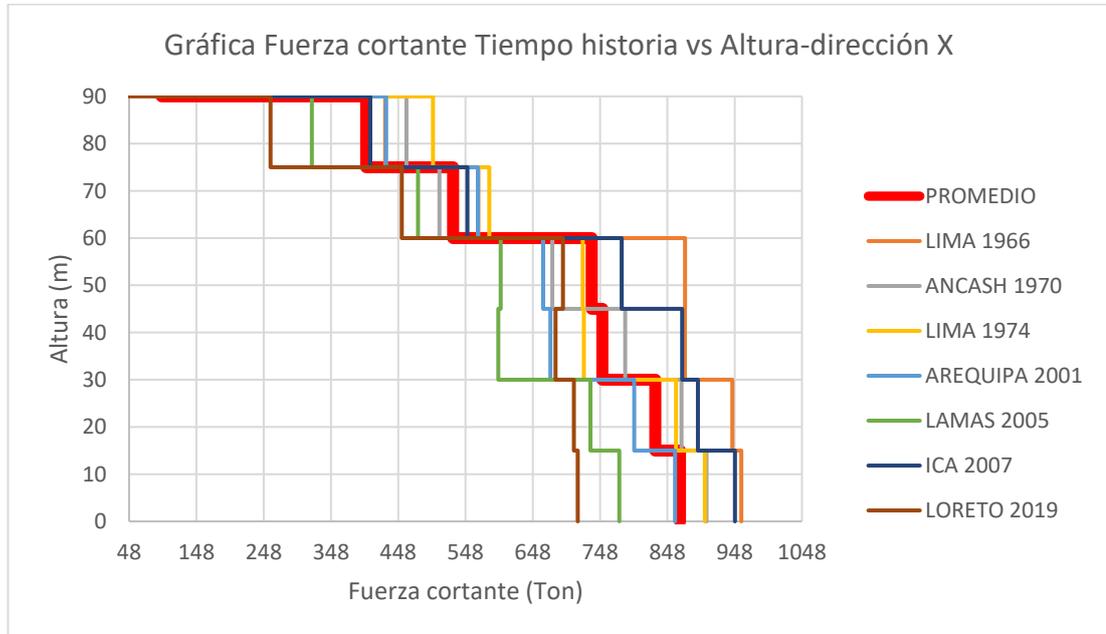


Imagen 120. Gráfica fuerza cortante de tiempo historia vs altura para dirección X

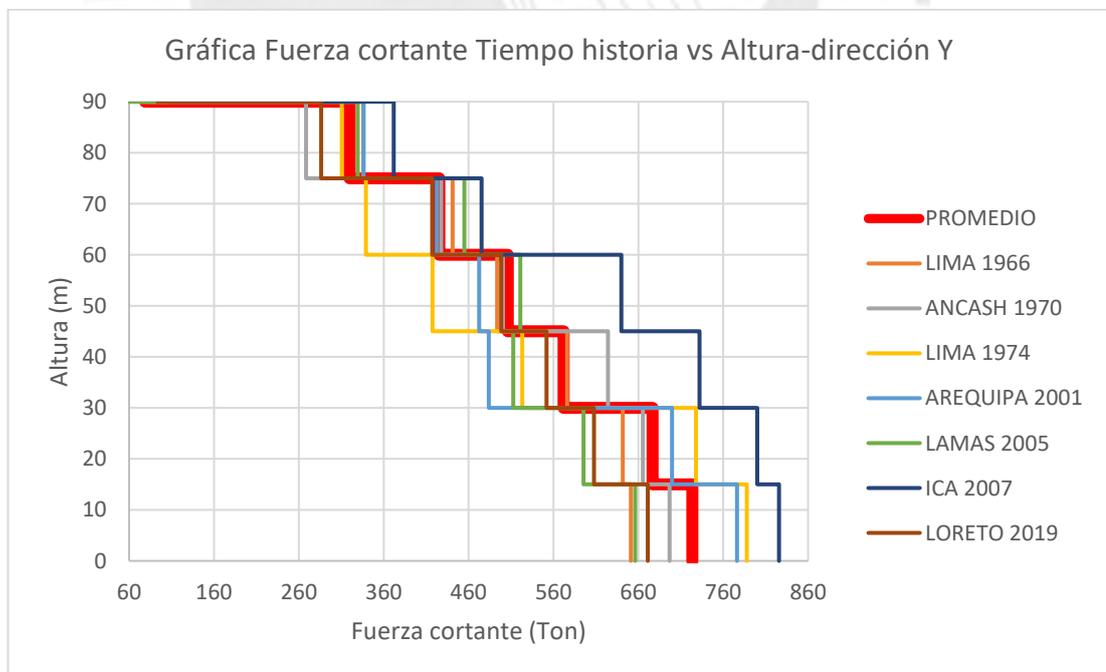


Imagen 121. Gráfica fuerza cortante de tiempo historia vs altura para dirección Y

Se puede notar de la Imagen 120 e Imagen 121 que el promedio de las fuerzas cortantes del tiempo historia equivale al 103% de la fuerza cortante espectral en la dirección X, mientras que para la dirección Y es de 104%.

En comparación con las fuerzas cortantes en la base para el edificio original, se tiene una fuerza en la dirección X de 287 toneladas mientras que para la dirección Y se tiene una fuerza cortante en la base de 284 toneladas. Por el contrario, para el edificio con el sistema de protección outriggers se tiene una fuerza en la base de 867 toneladas para la dirección X y de 724 toneladas para la dirección Y. Se muestra un incremento de las fuerzas cortantes del 302% y de 255% respectivamente. Esto debido a la rigidización de la estructura en ambos sentidos al tener menores periodos fundamentales a los obtenidos para el edificio con base empotrada y al peso de la estructura con el centro de muros. Se muestra las gráficas del comparativo de fuerzas cortantes para el edificio con base empotrada y outriggers en las Imagen 122 para las direcciones X e Y.

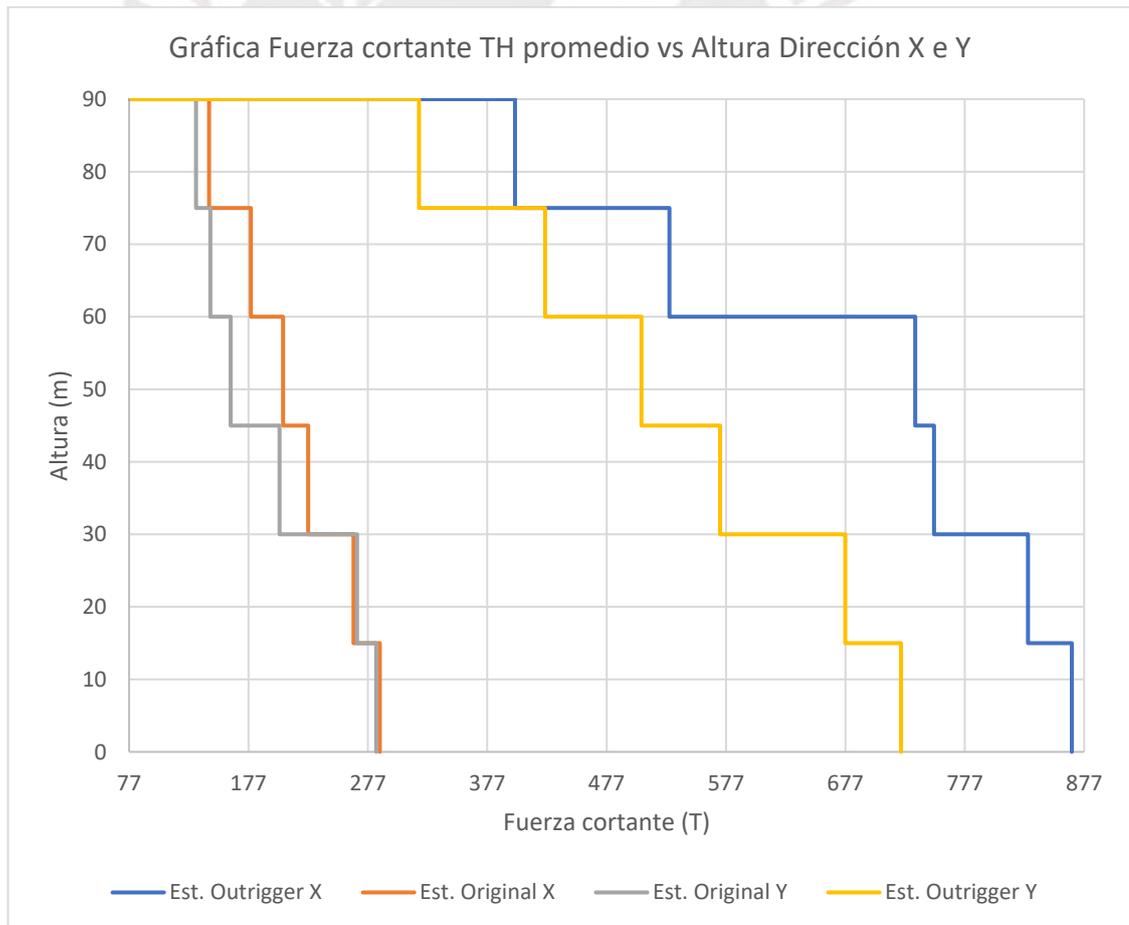


Imagen 122. Grafica fuerza cortantes TH promedio de outriggers y base empotrada-dirección X e Y

7.5 Verificación estructural

En el siguiente apartado se revisará estructuralmente las secciones de columnas, placas y outrigger con las mayores solicitaciones de carga.

Verificación de outrigger Piso 8

Se muestra en la Imagen 123 la sección de outrigger del eje C3-D3 para el análisis en el eje Y, mientras que en la Imagen 124 se muestra el diagrama de interacción para el outrigger. Se muestran las solicitaciones en base a las combinaciones de carga, las cuales verifica el diagrama de interacción.

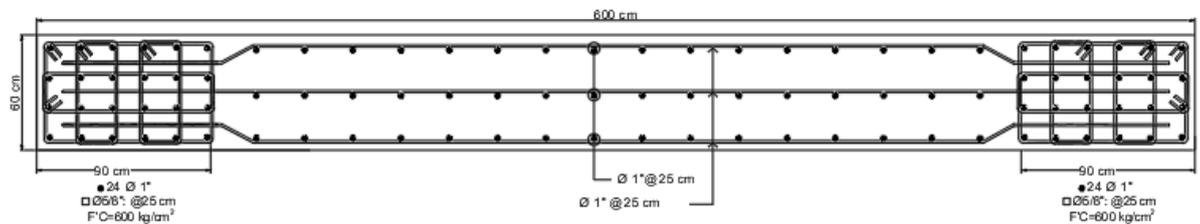


Imagen 123. Sección Outrigger

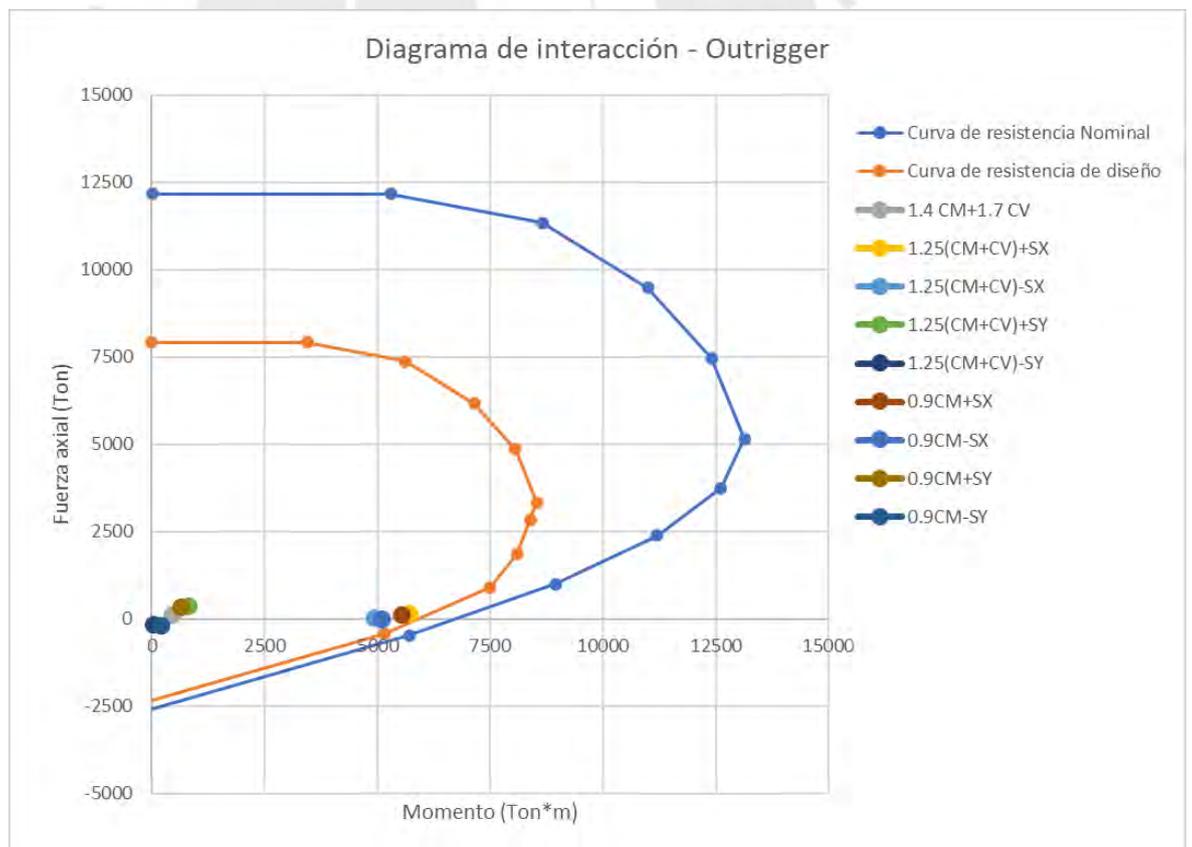


Imagen 124. Diagrama de interacción de outrigger (Piso 8)

Se verifica por corte la dirección crítica de longitud 600 cm.

Calculo de aporte del concreto VC

	L (cm)	t (cm)	PU (KG)	FC (KG/cm2)	d (cm)	VC (Ton)	Φvc (Ton)
Dirección Y	600	60	362000	600	480	401	341

Calculo de aporte del acero VS

	av (cm2)	fy (kg/cm2)	d (cm)	s (cm)	Vs (Ton)	ΦVs (Ton)
Dirección Y	15.30	4200	480	25	1234	1049

Verificación

Cumple

	Capacidad (Ton)	Solicitud (Ton)	
Dirección Y	1389	Vu	1311

Columna Piso 1-Verificación de columna conectada a Outrigger (Eje B-6)

Se muestra en la Imagen 125 la sección de la columna B-6, mientras que en la Imagen 126 se muestra el diagrama de interacción para la columna más cargada (Eje B-6). Se muestran las solicitaciones en base a las combinaciones de carga para la dirección X, las cuales verifica el diagrama de interacción. La sección está compuesta por 32 barras de 1 3/8" de diámetro y estribos de 5/8 " de diámetro.

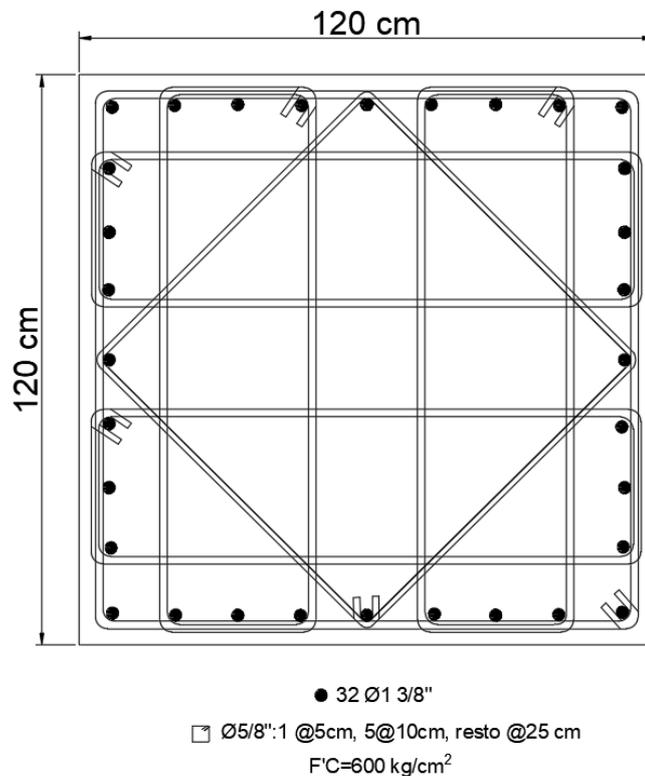


Imagen 125. Sección Columna Eje B-6

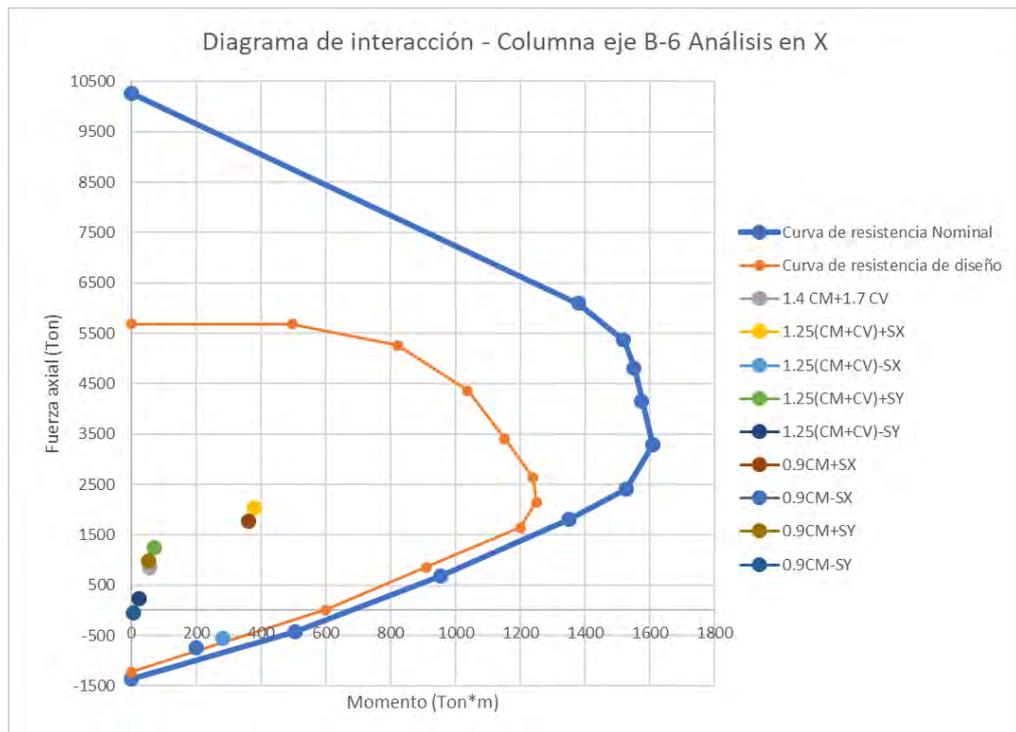


Imagen 126. Diagrama de interacción de Columna Eje B-6

Se verifica por corte la sección.

Calculo de aporte del concreto VC

	L (cm)	t (cm)	PU (KG)	AG (cm ²)	FC (KG/cm ²)	d (cm)	VC (Ton)	Φ _{vc} (Ton)
Dirección X	120	120	2000000	14400	600	114	354	301

Calculo de aporte del acero VS

	av (cm ²)	fy (kg/cm ²)	d (cm)	s (cm)	Vs (Ton)	ΦVs (Ton)
Dirección X	11.94	4200	114	25	229	194

Verificación

	Capacidad (Ton)	Solicitud (Ton)
Dirección X	495	Vu
		290

Cumple

Viga para el eje B entre los ejes 4 y 5

Se muestra en la Imagen 127 la distribución de momentos para la viga más cargada se tiene un momento máximo positivo de 66.6 Ton·m, mientras que el momento negativo es de 134 Ton·m. Además, en la Imagen 128 se muestra la distribución de fuerzas cortantes en la viga. Para ello se diseña la sección de 60 cm x 80 cm de concreto 280 kg/cm² de acuerdo a la distribución mostrada en la Imagen 129 e Imagen 130.

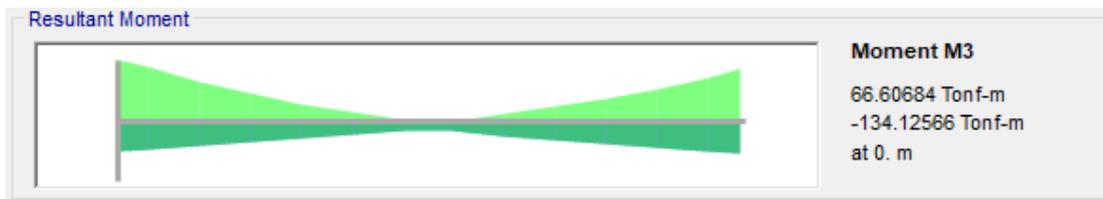


Imagen 127. Momentos resultantes para viga

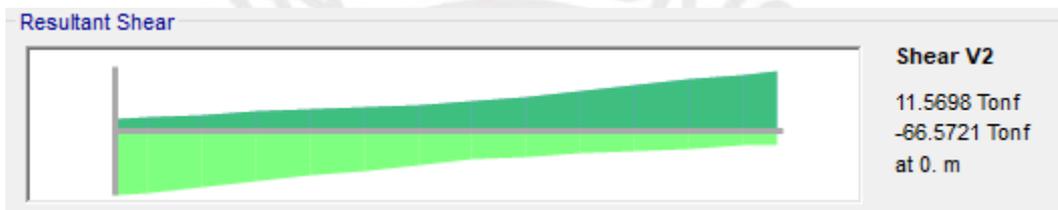


Imagen 128. Fuerzas cortantes para viga

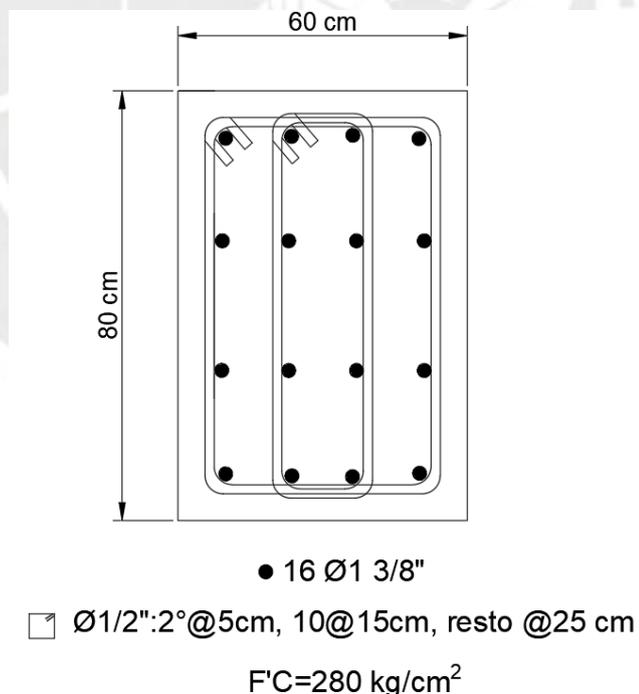


Imagen 129. Distribución de acero para sección de viga

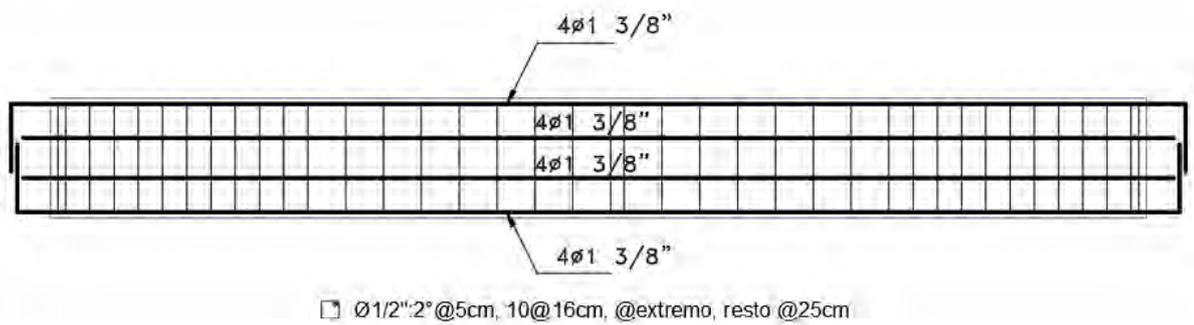
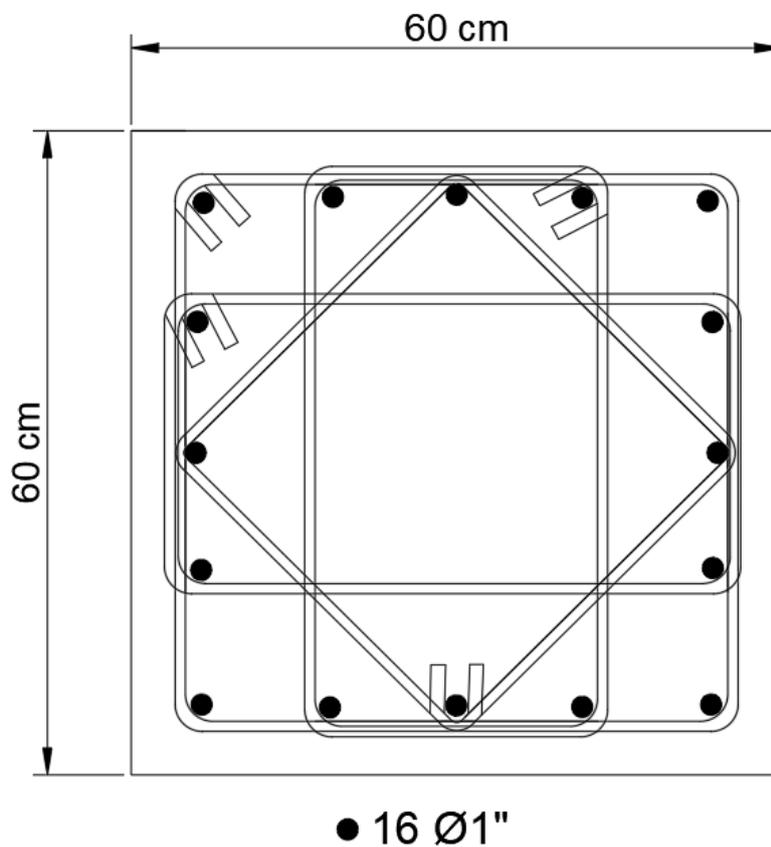


Imagen 130. Distribución de acero longitudinal y estribos en viga

Verificación de columnas

Se muestra en la Imagen 131 la sección de la columna de 60 x 60.



\square $\varnothing 1/2'' : 1 @ 5\text{ cm}$, $5 @ 10\text{ m}$, resto @25 cm

Imagen 131. Distribución de acero para sección de columna 60x60

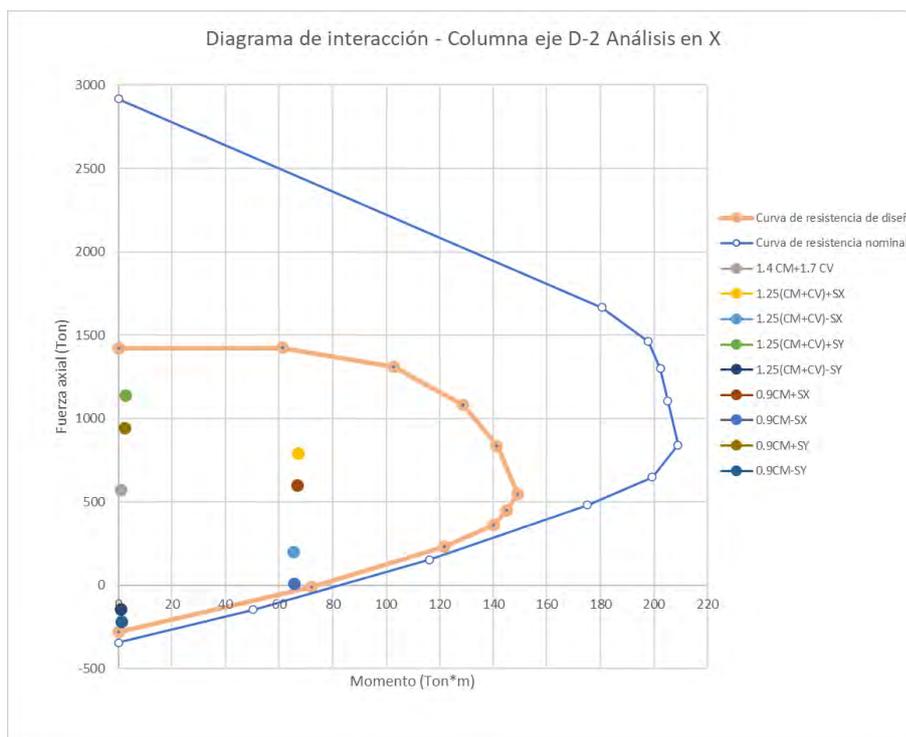


Imagen 132. Diagrama de interacción de Columna Eje D-2 (Primer piso)

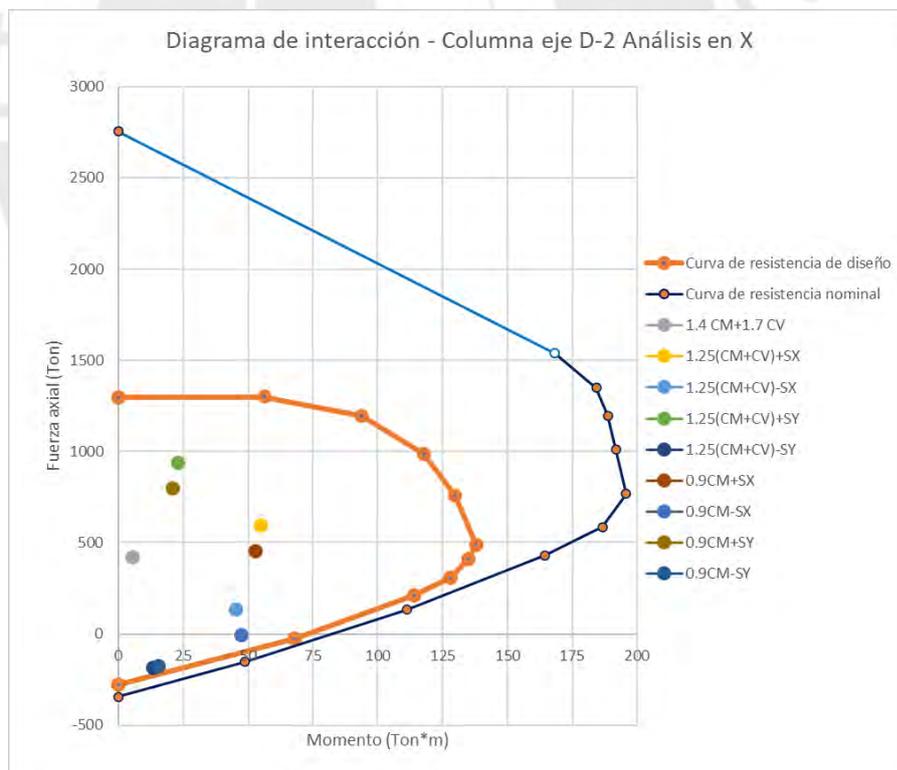


Imagen 133. Diagrama de interacción de Columna Eje D-2 (Sexto piso)

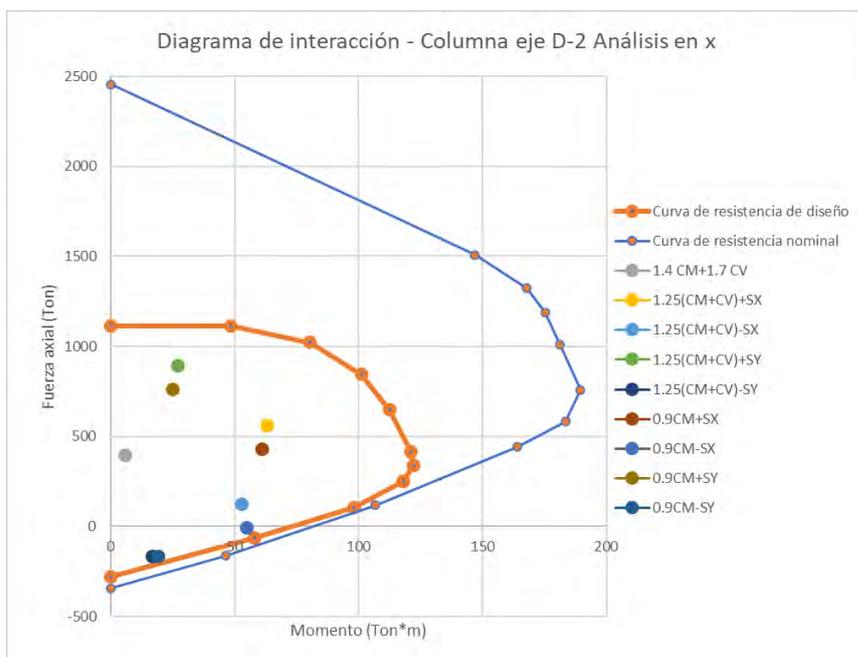


Imagen 134. Diagrama de interacción de Columna Eje D-2 (Séptimo piso)

Se verifica por corte la sección.

Primer Piso

Calculo de aporte del concreto VC

	L (cm)	t (cm)	PU (KG)	AG (cm2)	FC (KG/cm2)	d (cm)	VC (Ton)	Φvc (Ton)
Dirección X	60	60	1135000	3600	800	54	158	134

Calculo de aporte del acero VS

	av (cm2)	fy (kg/cm2)	d (cm)	s (cm)	Vs (Ton)	ΦVs (Ton)
Dirección X	5.16	4200	54	25	47	40

Verificación

	Capacidad (Ton)	Solicitud (Ton)
Dirección X	174	Vu

Cumple

Sexto Piso

Calculo de aporte del concreto VC

	L (cm)	t (cm)	PU (KG)	AG (cm2)	FC (KG/cm2)	d (cm)	VC (Ton)	Φvc (Ton)
Dirección X	60	60	936000	3600	720	54	132	112

Calculo de aporte del acero VS

	av (cm2)	fy (kg/cm2)	d (cm)	s (cm)	Vs (Ton)	ΦVs (Ton)
Dirección X	5.16	4200	54	25	47	40

Verificación

	Capacidad (Ton)	Solicitud (Ton)
Dirección X	152	Vu

Cumple

Septimo Piso

Calculo de aporte del concreto VC

	L (cm)	t (cm)	PU (KG)	AG (cm2)	FC (KG/cm2)	d (cm)	VC (Ton)	Φvc (Ton)
Dirección X	60	60	892000	3600	600	54	117	99

Calculo de aporte del acero VS

	av (cm2)	fy (kg/cm2)	d (cm)	s (cm)	Vs (Ton)	ΦVs (Ton)
Dirección X	5.16	4200	54	25	47	40

Verificación

	Capacidad (Ton)	Solicitud (Ton)
Dirección X	139	Vu

Cumple

Verificación de placas

Se muestra en la Imagen 135 la sección de la placa del eje 3 (eje Y), mientras que en la Imagen 136, Imagen 137 y Imagen 138 se muestra el diagrama de interacción para la placa del primer, sexto y séptimo piso respectivamente en la dirección Y. Se muestran las solicitaciones en base a las combinaciones de carga, las cuales verifica el diagrama de interacción.

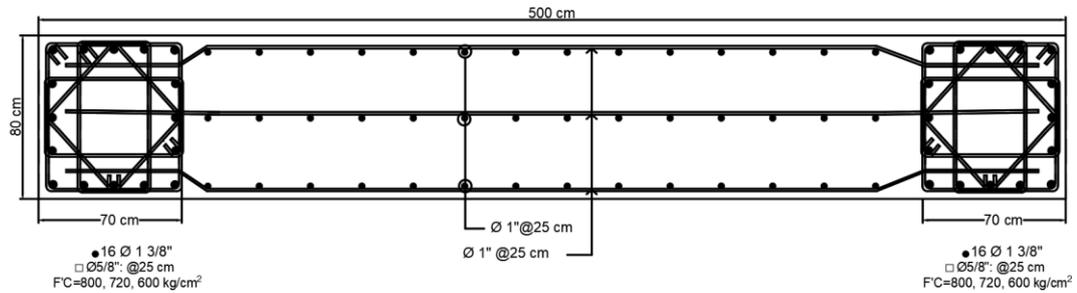


Imagen 135. Sección placa Eje 3

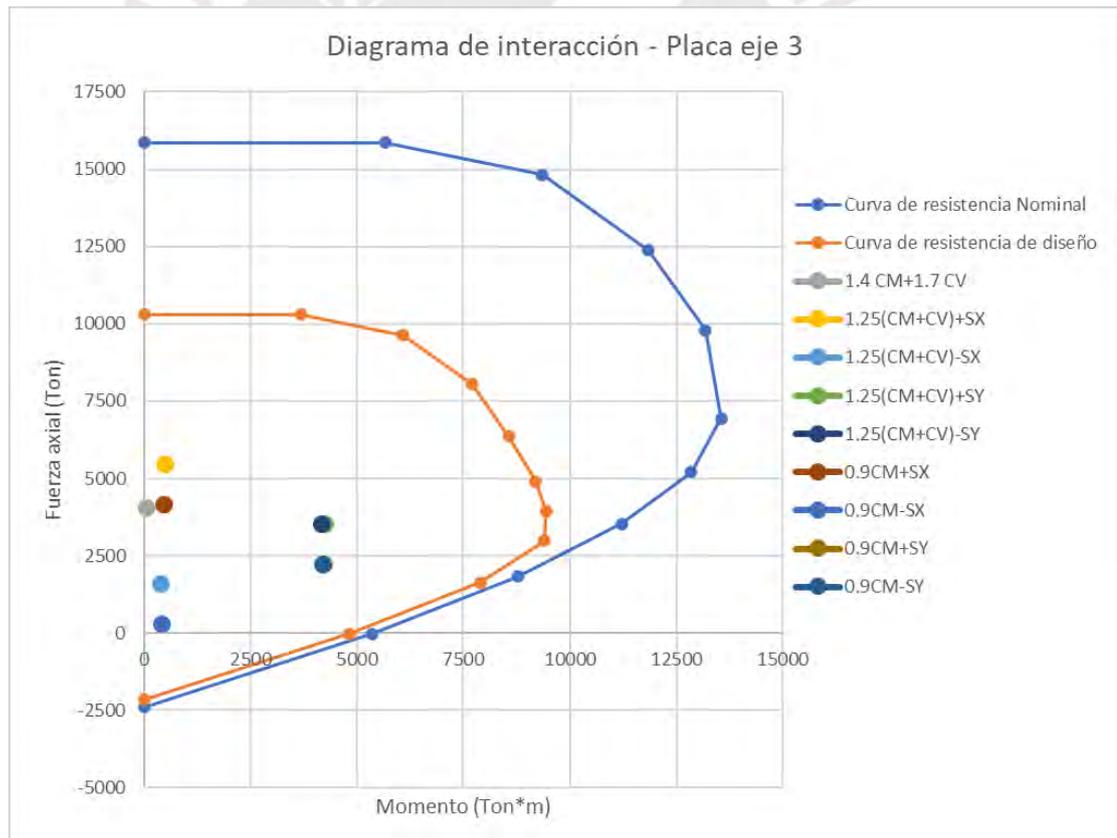


Imagen 136. Diagrama de interacción de placa Eje 3 (Primer piso)

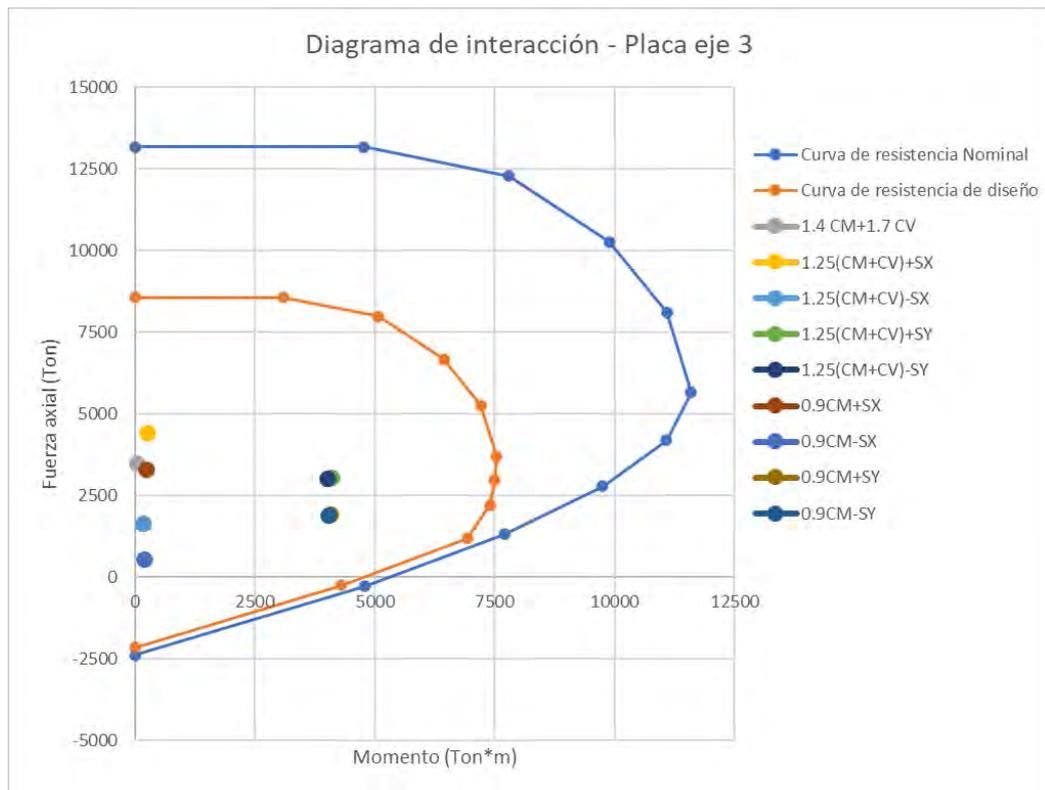


Imagen 137. Diagrama de interacción de placa Eje 3 (Sexto piso)

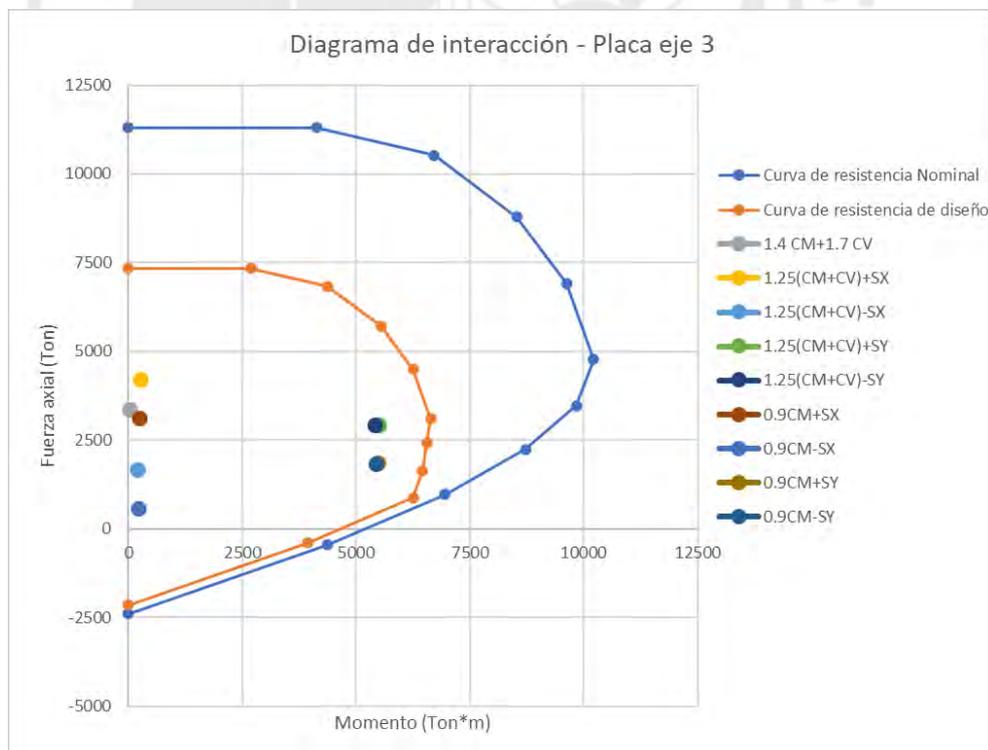


Imagen 138. Diagrama de interacción de placa Eje 3 (Séptimo piso)

Se verifica por corte la sección de placa del eje 3 (Eje Y) para la dirección crítica de 500 cm de longitud.

Verificación por corte-primer piso

Calculo de aporte del concreto VC

	L (cm)	t (cm)	PU (KG)	FC (KG/cm ²)	d (cm)	VC (Ton)	Φvc (Ton)
Dirección y	500	80	5450000	800	400	947	805

Calculo de aporte del acero VS

	av (cm ²)	fy (kg/cm ²)	d (cm)	s (cm)	Vs (Ton)	ΦVs (Ton)
Dirección y	15.30	4200	400	25	1028	874

Verificación

	Capacidad (Ton)	Solicitud (Ton)	
Dirección y	1679	Vu	1376

Cumple

Verificación por corte-sexto piso

Calculo de aporte del concreto VC

	L (cm)	t (cm)	PU (KG)	FC (KG/cm ²)	d (cm)	VC (Ton)	Φvc (Ton)
Dirección y	500	80	4400000	720	400	813	691

Calculo de aporte del acero VS

	av (cm ²)	fy (kg/cm ²)	d (cm)	s (cm)	Vs (Ton)	ΦVs (Ton)
Dirección y	15.30	4200	400	25	1028	874

Verificación

	Capacidad (Ton)	Solicitud (Ton)	
Dirección y	1565	Vu	1178

Cumple

Verificación por corte-séptimo piso

Calculo de aporte del concreto VC

	L (cm)	t (cm)	PU (KG)	FC (KG/cm ²)	d (cm)	VC (Ton)	Φvc (Ton)
Dirección y	500	80	4197000	600	400	727	618

Calculo de aporte del acero VS

	av (cm ²)	fy (kg/cm ²)	d (cm)	s (cm)	Vs (Ton)	ΦVs (Ton)
Dirección y	15.30	4200	400	25	1028	874

Verificación

	Capacidad (Ton)	Solicitud (Ton)	
Dirección y	1432	Vu	645

Cumple

CAPÍTULO 8. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

En el siguiente capítulo se expondrá los resultados hallados para los 3 modelos y se realizará un comparativo entre ellos, lo cual supondrá la base para realizar las conclusiones y recomendaciones que deriven del presente trabajo de investigación.

8.1 Discusión de resultados

De los capítulos 4, 5, 6 y 7, en los cuales se modelo e implemento los dispositivos de protección sísmica, se muestra en la Tabla 47 los resultados para los desplazamientos, derivas y las fuerzas cortantes para el caso tiempo historia promedio.

Tabla 47. Tabla de resultados para dispositivos de protección sísmica y para edificio base para el caso Tiempo Historia Promedio

	Est. Original (DBE)	Aisladores		FVD (DBE)	Outriggers (DBE)
		DBE	MCE		
Periodo en X (Seg)	3.02	4.91	5.15	2.86	1.50
Periodo en Y (Seg)	3.11	5.13	5.44	2.84	1.85
Desplazamiento interfaz de aislamiento (podio) en X (cm)	-	37.4	50.4	-	-
Desplazamiento interfaz de aislamiento (podio) en Y (cm)	-	34.5	49.4	-	-
Desplazamientos Piso 30 en X (cm)	59.5	27.0	39.7	26.6	25.7
Desplazamientos Piso 30 en Y (cm)	58.5	33.2	49.4	28.7	26.5
Derivas TH promedio de entrepiso en X	0.0087	0.0042	0.0063	0.0037	0.0038
Derivas TH promedio de entrepiso en Y	0.0082	0.0040	0.0059	0.0039	0.0037
Fuerzas cortantes base en X (Ton)	287	285	849	121	867
Fuerzas cortantes base en Y (Ton)	284	283	851	122	724

Basado en la Tabla 47, se muestra las gráficas comparativas considerando el edificio base, el aislador considerando el sismo de diseño (DBE), los disipadores FVD considerando sismo de diseño y los outriggers considerando el sismo de diseño. En la Imagen 150 se muestra la gráfica de los desplazamientos promedio tiempo historia en la cual se ha obtenido la mayor reducción de desplazamientos para la solución con Outriggers. En dicha gráfica se está considerando para el caso de los aisladores DBE, los desplazamientos obtenidos para cada piso con respecto al desplazamiento de la interfaz de aislamiento, esto con el fin de poder comparar los desplazamientos entre las tres soluciones de dispositivos sísmicos. En la Imagen 151 se muestra la gráfica de las derivas promedios tiempo historia en la cual se ha obtenido la mayor reducción de derivas para la solución con Outriggers. Finalmente, en la Imagen 152 se muestra la gráfica con las fuerzas cortante cada 5 pisos, en la cual se ha obtenida la mayor reducción de fuerzas cortantes para la solución con DFV, mientras que se ha incrementado en la solución con Outriggers.

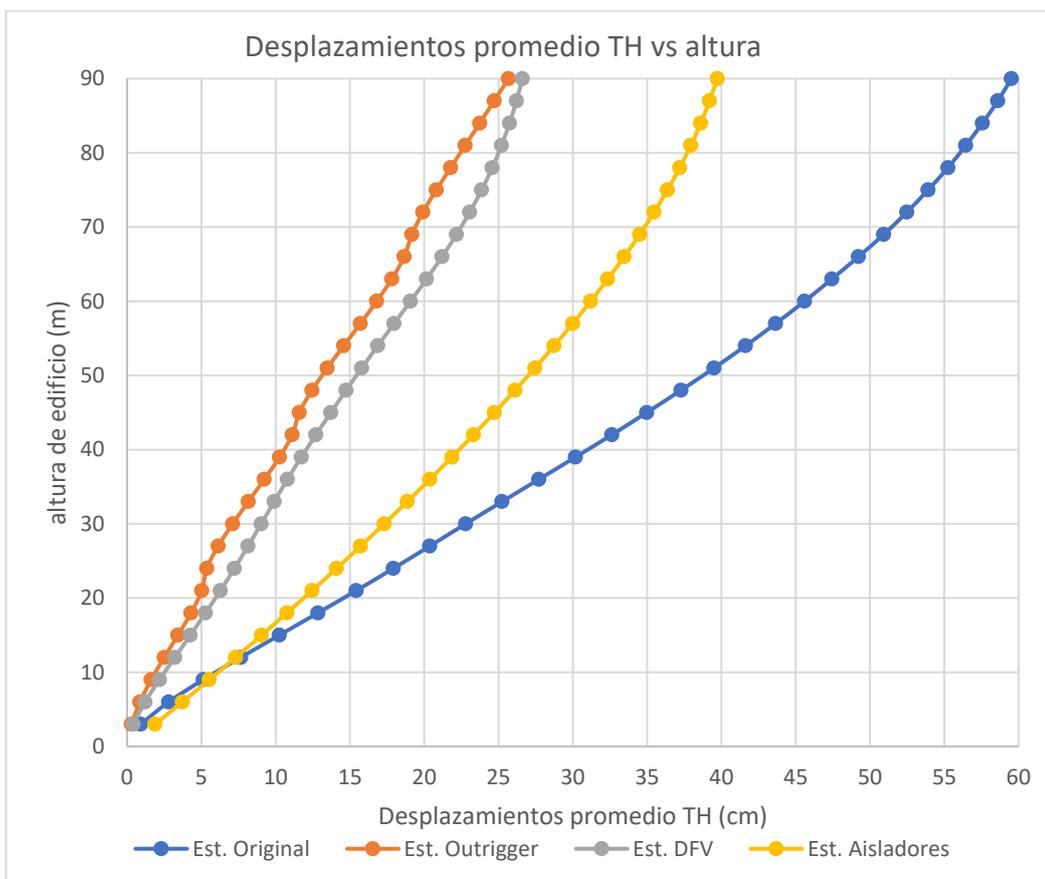


Imagen 139. Gráfica comparativa Desplazamientos promedio TH

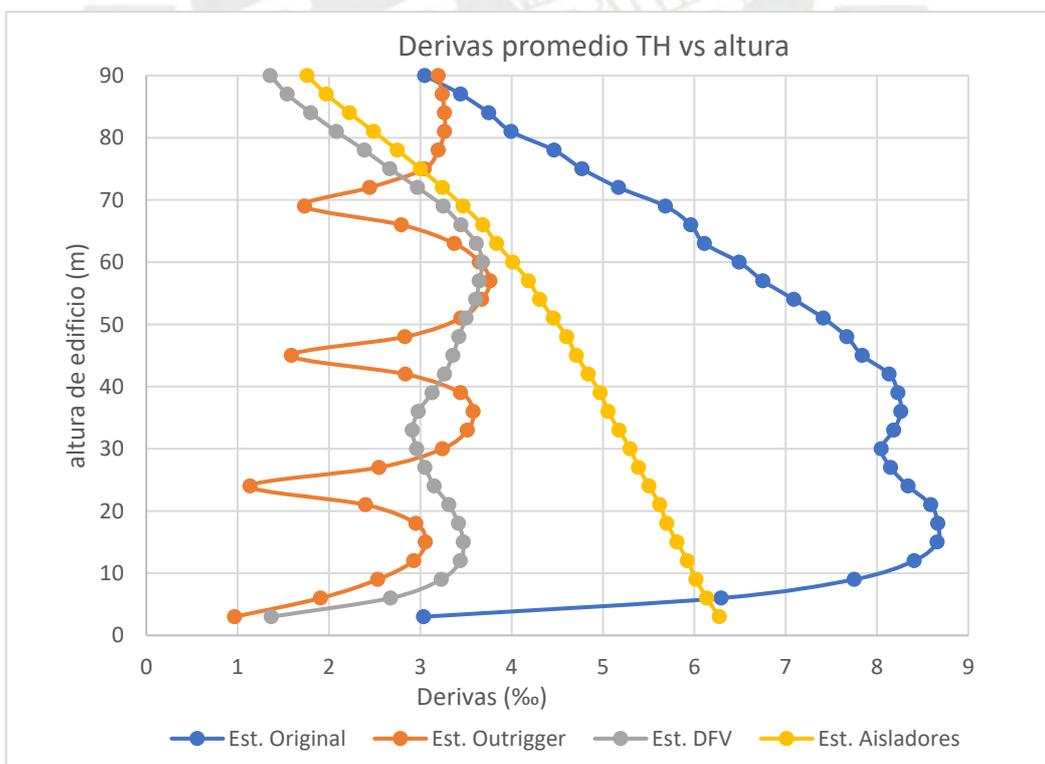


Imagen 140. Gráfica comparativa Derivas promedio TH

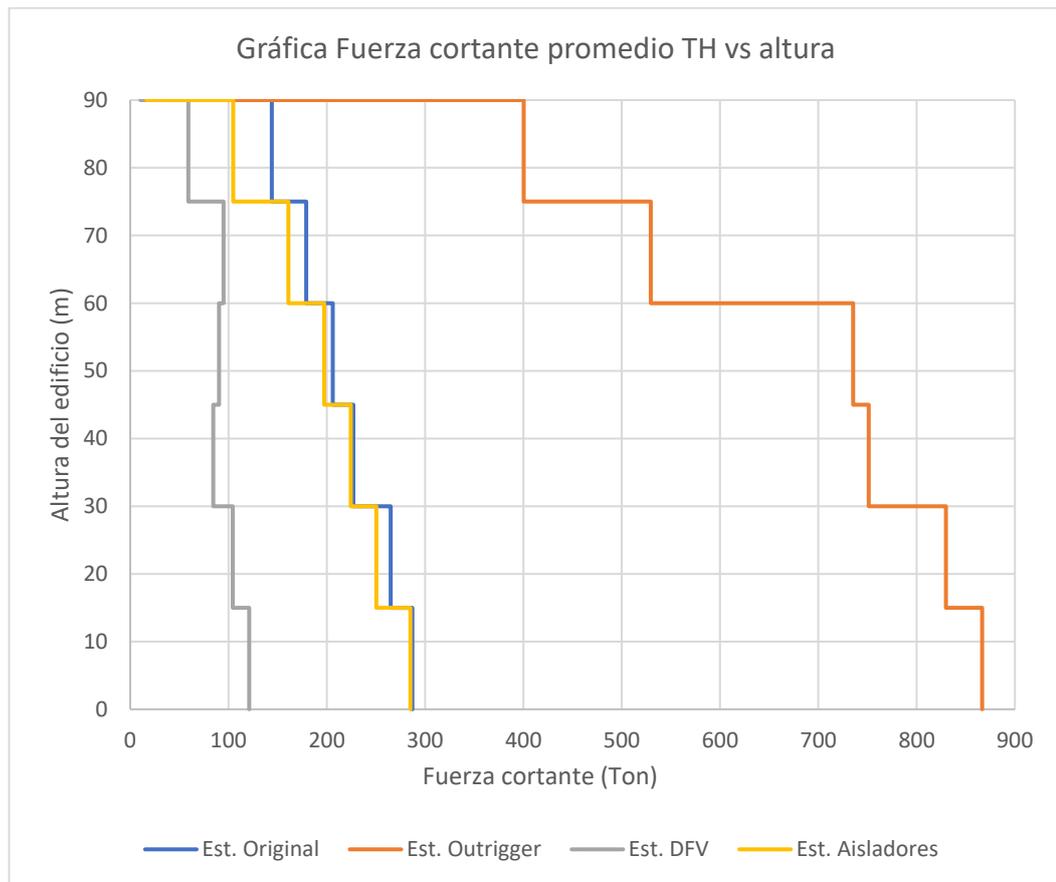


Imagen 141. Gráfica comparativa Fuerzas cortantes promedio

TH Resultados de aisladores de triple péndulo

- Para la solución considerando aisladores de triple péndulo, para el sismo de diseño (DBE) se cumple con la deriva promedio objetivo de 0.0042. Sin embargo, para el sismo máximo considerado de la norma no se obtiene el rendimiento objetivo, esto ocasionado por la amplificación del 50% adicional al momento de escalar las señales al espectro del sismo máximo considerado y la rigidez elevada de los aisladores que no permite poder obtener mayores desplazamientos en la interfaz de aislamiento.
- Se obtiene una mayor sollicitación sísmica al hacer un análisis elástico para los sismos de diseño y sismo máximo. Sin embargo, dicha sollicitación la absorbe el sistema de aislamiento más no la estructura. Esto se ve reflejado en las fuerzas cortantes de la base para ambas direcciones. Si bien para el sismo de diseño (DBE) se visto reflejada un incremento de la fuerza cortante con respecto al edificio base, se ha podido reducir las derivas de entrepiso en más del 50%.

Resultados de Dispositivos de fluido viscoso

- Para la solución con disipadores de fluido viscoso, para ambas direcciones se obtiene periodos efectivos de 2.86 y 2.84 segundos, lo cual equivale a un amortiguamiento efectivo de 39.2% y 29.9% para las direcciones X e Y respectivamente.
- Para la solución con disipadores, se cumple la deriva objetivo de 0.0042 debido a la reducción de los desplazamientos de entrepiso para ambas direcciones. Se consiguió una deriva de 0.0037 y de 0.0039 para las direcciones X e Y respectivamente, lo cual equivale a una reducción del 57.5% y 52.4% con respecto a las derivas alcanzadas para el edificio base.
- Para la solución con disipadores se obtienen una reducción de fuerzas cortantes del 58% y 57% para las direcciones X e Y respectivamente, y esto debido a que el sistema toma menor sollicitación de fuerza cortante debido a que el mayor porcentaje es asumido por los dispositivos de fluido viscoso.
- Para la solución con disipadores de fluido se está analizando inelásticamente al tener un coeficiente de reducción sísmica de 6, por lo que se está brindando un diseño que va a cumplir con las sollicitaciones y que los daños que sufrirá la estructura equivalen al 50% de una estructura empotrada sin ningún tipo de dispositivo sísmico.

Resultados de Outriggers

- Para la solución con outriggers, se tiene una rigidización evidente al haber aumentado el núcleo de muros, columnas exteriores de mayor dimensiones y muros de corte en 3 pisos a lo largo del edificio. Se obtiene una rigidización del 50.3% y del 40.5% para las direcciones X e Y respectivamente con respecto al edificio base.
- Se obtienen derivas de entrepiso que cumplen con la deriva objetivo. La reducción lograda es del 56.3% y 54.8% para las direcciones X e Y respectivamente con respecto a las obtenidas para el edificio base.
- La solución con outriggers supuso un incremento del 302% y 255% de la fuerza cortante basal con respecto al edificio base para las direcciones X e Y. Con esta solución se sacrifica la resistencia de los elementos al tener una sollicitación mayor para los elementos verticales (columnas y placas).

Comparativo entre dispositivos

- De los 3 dispositivos se obtiene una mayor reducción de los desplazamientos y por ende en las derivas obtenidas para los edificios con disipadores de fluido viscoso y outriggers.
- De los 3 dispositivos, se tiene una rigidización mayor en el edificio con outriggers debido a la configuración planteada.
- De los 3 dispositivos, se obtiene una reducción mayor de la fuerza cortante en la solución con disipadores de fluido viscoso.
- Se aumenta el periodo efectivo para la solución con aisladores, lo que ocasiona que las solicitaciones sísmicas que sufre el edificio sean menores en comparación con los otros dispositivos debido a que la aceleración aplicada al sistema es menor.



CAPÍTULO 9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En el siguiente capítulo, se expondrá las conclusiones y se planteará las recomendaciones obtenidas del análisis del edificio con las tres soluciones de dispositivos sísmicos.

9.1 Conclusiones

Aisladores de triple péndulo

- La solución con aisladores FPT, considerando el sismo de diseño (DBE), ha mostrado una deriva de 4.2%, cumpliendo el límite máximo de deriva de 5% según la norma E.031 Aislamiento Sísmico, e iguala la deriva límite objetiva de 4.2% según el Manual Hazus considerando la designación C2H.
- La solución con aisladores FPT, considerando el sismo máximo considerado (MCE), ha mostrado una deriva de 6.3%, la cual no cumple el límite máximo de deriva de 5% según la norma E.031 Aislamiento Sísmico, ni cumple la deriva límite objetiva de 4.2% según el Manual Hazus considerando la designación C2H.
- La fuerza cortante en la base del edificio con aisladores FPT aumentó en más del 16% con respecto a la fuerza cortante obtenida en el edificio sin aisladores. Sin embargo, se debe tener en cuenta que el coeficiente de reducción sísmica se ha reducido de 6 a 2, por lo que hay una mayor fuerza sísmica aplicada en el sistema y se podría considerar que el edificio es funcional sin daño estructural o arquitectónico ante un sismo de diseño.
- El edificio de 30 pisos con aisladores sísmicos alcanzó un periodo de 5.13 segundos, mientras que el edificio de base fija alcanzó un periodo de 3.11 segundos, obteniéndose un aumento del 65% del periodo fundamental. Este aumento proporcional del periodo difiere con respecto a los edificios típicos en los que se emplean aisladores sísmicos de hasta 10 pisos, donde generalmente se obtienen aumentos del periodo base en un rango del 150% al 200% cuando se implementan aisladores FPT.

Disipadores de fluido viscoso

- La solución con disipadores FVD, considerando el sismo de diseño (DBE), ha mostrado una deriva de 3.9%, cumpliendo el límite máximo de deriva de 7% según la norma E.030 Diseño Sismorresistente, y cumple además la deriva límite objetiva de 4.2% de acuerdo al Manual Hazus considerando la designación C2H.
- La fuerza cortante en la base del edificio con amortiguadores FVD se redujo en más del 49% con respecto a la fuerza obtenida en el edificio base sin protección sísmica.

- Para esta alternativa se utilizaron 180 amortiguadores FVD con la siguiente configuración: del piso 1 al 15 se tienen 8 disipadores por piso y del piso 16 al 30 se tienen 4 disipadores por piso. Estos disipadores tienen valores de coeficiente de amortiguamiento (C) del piso 1 al 15 de 200 tonf·s/m y del piso 16 al 30 de 150 tonf·s/m. Mientras que el exponente de velocidad (alfa) es de 0.3 para todos los amortiguadores. Con esta configuración de disipadores propuesta se logró un amortiguamiento efectivo del 39.2%.

Outriggers

- La solución con outriggers, considerando el sismo de diseño (DBE), ha mostrado una deriva de 3.8‰ y 3.7‰ para la dirección X e Y, respectivamente. Dichas derivas cumplen el límite máximo de deriva de 7‰ según la Norma E.030 Diseño Sismorresistente, y cumple la deriva límite objetiva de 4.2‰ de acuerdo al Manual Hazus considerando la designación C2H.
- La fuerza cortante en la base del edificio con outriggers se ha incrementado en más del 205% con respecto a la obtenida en el edificio base sin protección sísmica.

Generales de las 3 soluciones

- Se ha obtenido un desplazamiento de 25.7 cm para la solución con outriggers, de 27 cm para la solución con aisladores y de 26.6 cm para la solución con disipadores FVD. Las tres soluciones son competentes en materia de reducción de desplazamientos con una diferencia máxima de 2.8% con respecto al valor promedio.
- Se ha obtenido una deriva de 3.8‰ para la solución con outriggers, de 4.2‰ para la solución con aisladores y de 3.9‰ para la solución con disipadores FVD. Las tres soluciones son competentes en materia de reducción de derivas, con la particularidad de que la solución con aisladores presenta la mayor diferencia con el valor promedio (5.9%) pero permite lograr menos daños por considerarse un $R=2$.
- En base a los resultados obtenidos, se puede concluir que la implementación de disipadores FVD reduce drástica y eficientemente las fuerzas cortantes (50.5% y 48.5% para la dirección X e Y respectivamente) en comparación con las otras dos soluciones, que incluso aumentan las fuerzas cortantes. Por lo que esta solución con amortiguadores FVD es más eficiente y se debería de elegir si se quiere tener un menor daño estructural.
- Se concluye que el dispositivo más eficiente para el caso de estudio (edificio de 30 pisos) son los disipadores FVD, debido a que reduce eficientemente los desplazamientos, las derivas de entrepiso y al mismo tiempo disminuye las fuerzas cortantes en comparación a las otras dos soluciones. Por lo que, si se tiene un edificio

con las mismas características, se podría sugerir la incorporación de los disipadores de fluido viscoso.

9.2 Recomendaciones

Aisladores

- Analizar los aisladores FPT aplicados a edificios entre 10 a 30 pisos, con el fin de evaluar la eficiencia en términos de reducción de derivas, fuerzas cortantes en superestructura y desplazamientos; y poder determinar la cantidad de pisos en la cual la implementación de aisladores deja de ser eficiente.

Disipadores de fluido viscoso

- Promover el uso de los disipadores de fluido viscoso como solución para reducción de derivas en estructuras con solicitaciones sísmicas altas, a fin de poder tener estructuras que sean menos complejas constructivamente y menor uso de material, pero que al mismo tiempo se obtenga un desempeño sísmico superior a métodos alternativos.
- Analizar edificios entre 30 a 60 pisos con la configuración propuesta de disipadores FVD y poder realizar una comparación de los resultados obtenidos. Se podría determinar una curva de eficiencia en materia de reducción de derivas vs número de pisos.
- Analizar edificios como el caso de estudio con un arreglo “mega brace” y poder realizar una comparación de los resultados.

Outriggers

- Promover el uso de los outriggers como solución de reducción de derivas para estructuras con solicitaciones sísmicas altas, a fin de poder tener estructuras más seguras en términos de integridad. Se recomienda incorporar los outriggers en el Reglamento Nacional de Edificaciones a fin de seguir planteando configuraciones y aumentando la eficiencia de la solución.
- Analizar edificios entre 30 a 60 pisos con la configuración propuesta de outriggers y poder realizar una comparación de los resultados obtenidos. Se podría determinar una curva de eficiencia en materia de reducción de derivas vs número de pisos.

Generales para las 3 soluciones

- Realizar un análisis técnico-económico de la aplicación de las soluciones de outriggers y disipadores FVD a fin de poder cuantificar el costo de implementación de ambos dispositivos y poder contar con un factor de decisión adicional a la hora de elegir el dispositivo para la estructura.

BIBLIOGRAFÍA

- American Concrete Institute. (2019). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)*.
- American society of civil engineer. (2017). Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures. In *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. <https://doi.org/10.1061/9780784414248>
- American Society of Civil Engineer ASCE/SEI 7-10. (2010). *Minimum design loads for buildings*.
- Apostolos, A. S., & Constantinou, M. C. (2014). *Model of Triple Friction Pendulum Bearing for Geometric and Friction Parameters and for Uplift Conditions*.
- Benavent-Climent, A., Escolano-Margarit, D., Arcos-Espada, J., & Ponce-Parra, H. (2021). New metallic damper with multiphase behavior for seismic protection of structures. *Metals*, 11(2), 1–30. <https://doi.org/10.3390/met11020183>
- Choi, H. sun. (2012). *Outrigger Design for High -Rise Building*. Council on Tall building and Urban Habitat.
- Chowdhury, MD. A., Hassan, W., & European University of Bangladesh. (2013). Comparative study of the Dynamic Analysis of Multi-storey Irregular building with or without Base Isolator. *International Journal of Scientific Engineering and Technology*, 2(9), 909–912.
- Constantinou, Kalpakidis, Filiatrault, & Ecker Lay. (2011). *LFRD- Based Analysis and Design Procedures for Bridges Bering and Seismic Isolators*.
- Constantinou, T. (1994). *Passive and Active Structural Vibration Control in Civil Engineering*.
- FEMA 451. (2003). *NEHRP Recommender Provisions: Design Examples* (Building Seismic Safety Council, Ed.).
- FEMA P274. (1997). *FEMA 274 NEHRP Commentary on the guidelines for the rehabilitation of building* (Building Seismic Safety Council, Ed.).
- FEMA P751. (2009). *FEMA 751 NEHRP Recommended Provisions: Design Examples* (Building Seismic Safety Council, Ed.).
- Fenz, & Constantinou. (2007). *Spherical Sliding Isolation Bearings with Adaptive Behavior: Theory*.
- HAZUS- MH 2.1. (2015). *Earthquake Loss Estimation Methodology*.
- Hwang, J.-S. (2002). *Seismic Design of Structures with Viscous Dampers*.

- Ioan, P., Betea, S., Pascu, R., Degeratu, M., Hasegan, L., Georgescu, A., & Technical University of Civil Engineering Bucharest. (2006). Advanced techniques in tall building design. *Researchgate*.
- Jain, I., & Londhe, R. (2021). Effect of Lateral Load on tall buildings and use of outrigger systems. *UKIERI Concrete Congress - Concrete Research Driving Profit and Sustainability*, 1598–1606.
- Jiang, H. J., Lu, X. L., Liu, X. J., & He, L. S. (2014). Performance-Based Seismic Design Principles and Structural Analysis of Shanghai Tower. *Advances in Structural Engineering*, 17, 513–527.
- Mc Vitty, J. W., & Constantinou, M. C. (2015). *Property Modification Factors for Seismic Isolators: Design Guidance for Buildings*.
- Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento. (2018). *Norma Técnica Peruana E.030. Diseño sismorresistente*.
- Ministerio de Vivienda, C. y S. (2019, October 22). Norma Técnica E.031 Aislamiento Sísmico. *El Peruano*.
- Saito, T. (2015). Behavior of response controlled and seismically isolated buildings during severe earthquakes in Japan. *Research & Development*, 31–37.
- Shinozaki, Y., Hosozawa, O., & Komuro, T. (2004). Structural Design of Base - Isolation system for tall building in Japan. *Council on Tall Buildings and Urban Habitat*, 195–200.
- Taylor, D. P. (2003). *Seismic Dampers for the Torre Mayor Project*.
- Taylor Devices. (2022). *Fluid Viscous Dampers and Lock Up Devices Clevis*.

Anexos

Anexo N°1: Señales sísmicas usadas, escaladas a espectro objetivo

Anexo N°2: Desplazamiento inelástico Tiempo Historia Dirección X-Edificio base sin protección sísmica

Anexo N°3: Desplazamiento inelástico Tiempo Historia Dirección Y-Edificio base sin protección sísmica

Anexo N°4: Derivas inelásticas Tiempo Historia Dirección X-Edificio base sin protección sísmica

Anexo N°5: Derivas inelásticas Tiempo Historia Dirección Y-Edificio base sin protección sísmica

Anexo N°6: Fuerzas cortantes Tiempo Historia Dirección X-Edificio base sin protección sísmica

Anexo N°7: Fuerzas cortantes Tiempo Historia Dirección Y-Edificio base sin protección sísmica

Anexo N°8: Desplazamientos inelásticos Tiempo Historia Dirección X-Edificio con disipadores FVD

Anexo N°9: Desplazamientos inelásticos Tiempo Historia Dirección Y-Edificio con disipadores FVD

Anexo N°10: Desplazamientos inelásticos Tiempo Historia promedio para Edificio con FVD y Edificio sin protección sísmica para Dirección X e Y

Anexo N°11: Derivas inelásticos Tiempo Historia Dirección X-Edificio con disipadores FVD

Anexo N°12: Derivas inelásticos Tiempo Historia Dirección Y-Edificio con disipadores FVD

Anexo N°13: Derivas inelásticos Tiempo Historia promedio para Edificio con FVD y Edificio sin protección sísmica para Dirección X e Y

Anexo N°14: Fuerzas cortantes Tiempo Historia Dirección X-Edificio con disipadores FVD

Anexo N°15: Fuerzas cortantes Tiempo Historia Dirección Y-Edificio con disipadores FVD

Anexo N°16: Fuerzas cortantes Tiempo Historia promedio para Edificio con FVD y Edificio sin protección sísmica para Dirección X e Y

Anexo N°17: Desplazamientos inelásticos Tiempo Historia Dirección X-Edificio con Outriggers

Anexo N°18: Desplazamientos inelásticos Tiempo Historia Dirección Y-Edificio con Outriggers

Anexo N°19: Derivas inelásticos Tiempo Historia Dirección X-Edificio con Outriggers

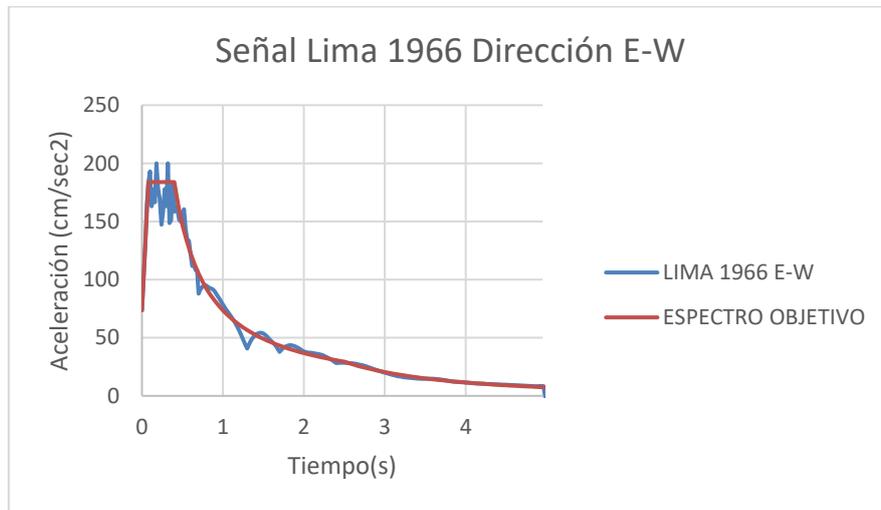
Anexo N°20: Derivas inelásticos Tiempo Historia Dirección Y-Edificio con Outriggers

Anexo N°21: Fuerzas cortantes Tiempo Historia Dirección X-Edificio con Outriggers

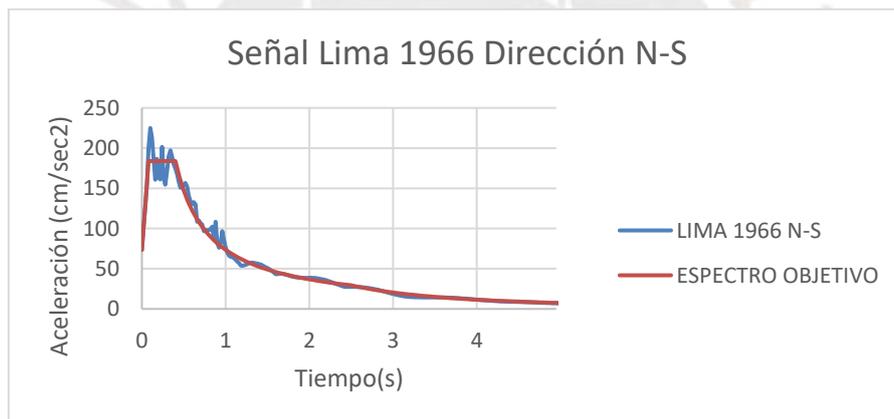
Anexo N°22: Fuerzas cortantes Tiempo Historia Dirección Y-Edificio con Outriggers



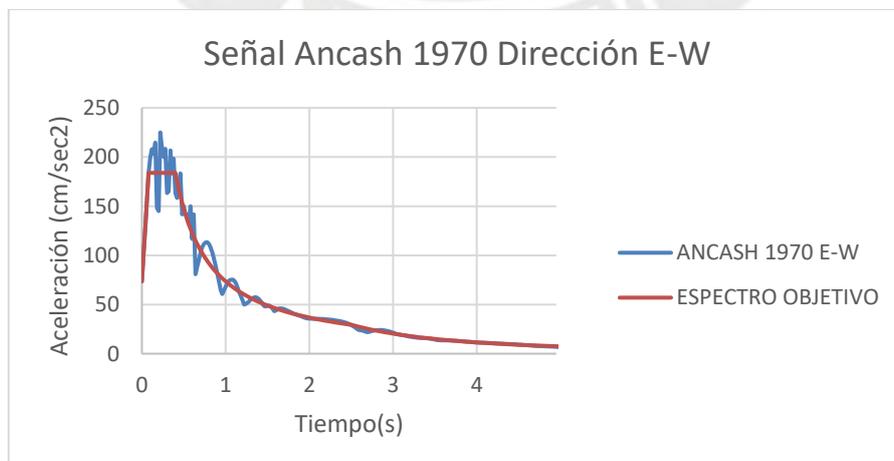
Anexo N°1: Señales sísmicas usadas, escaladas a espectro objetivo



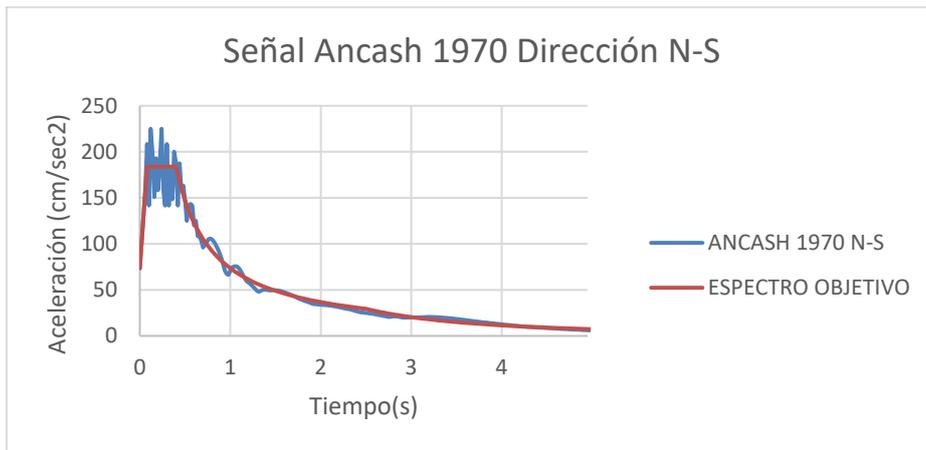
Lima 1966 dirección E-W



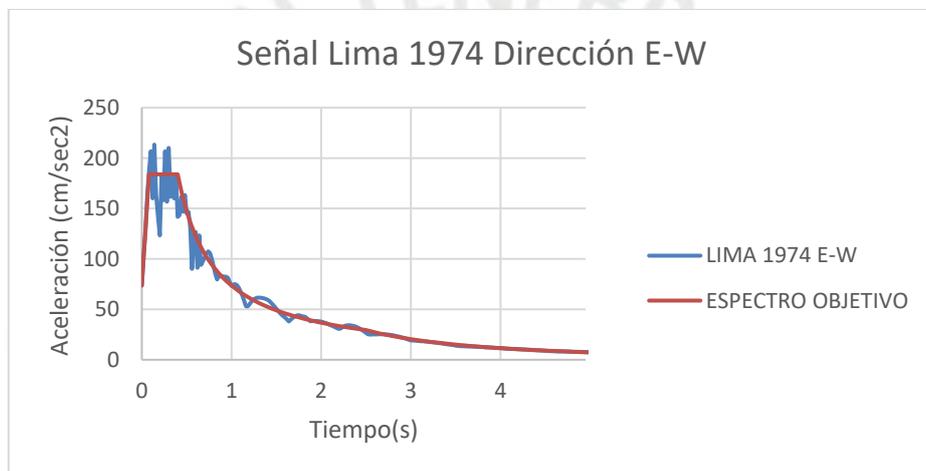
Lima 1966 dirección N-S



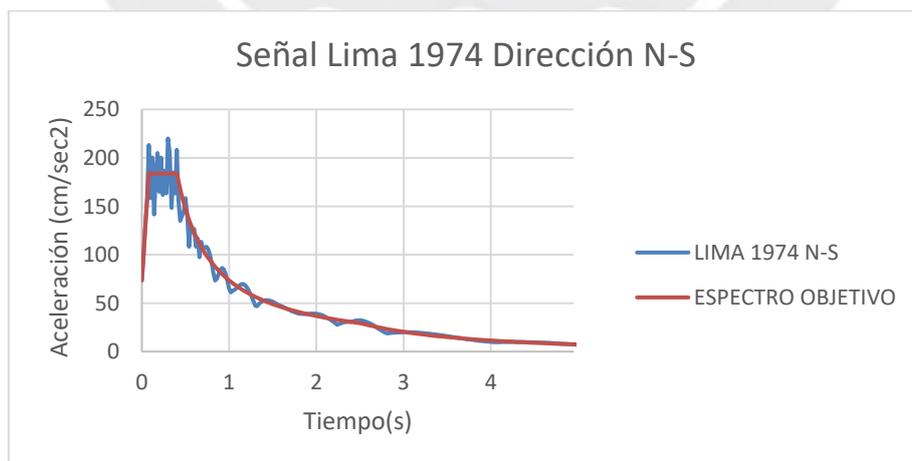
Ancash 1970 dirección E-W



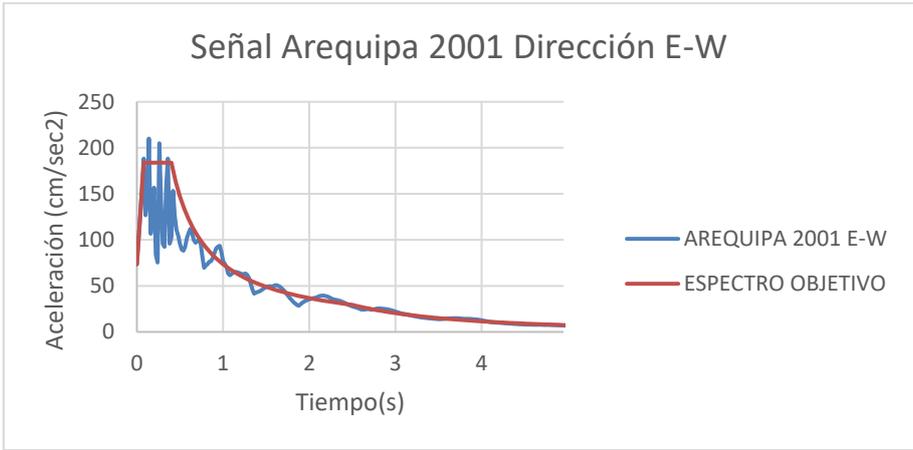
Ancash 1970 dirección N-S



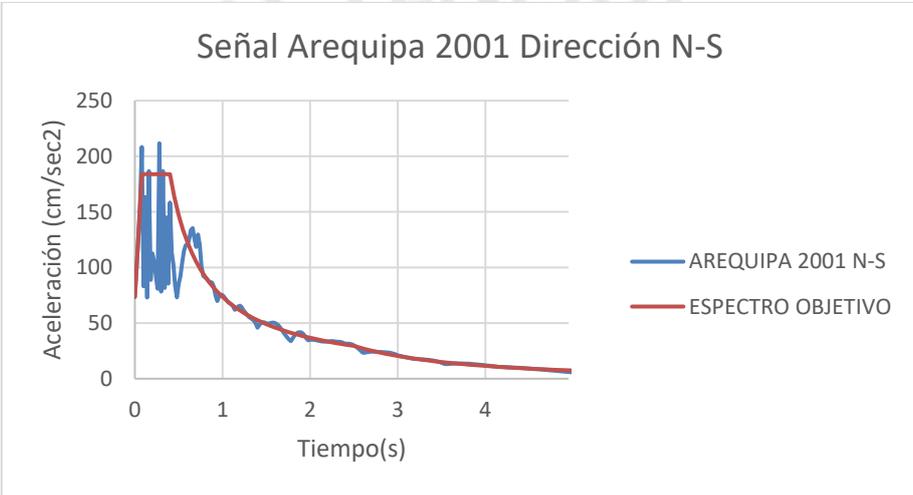
Lima 1974 dirección E-W



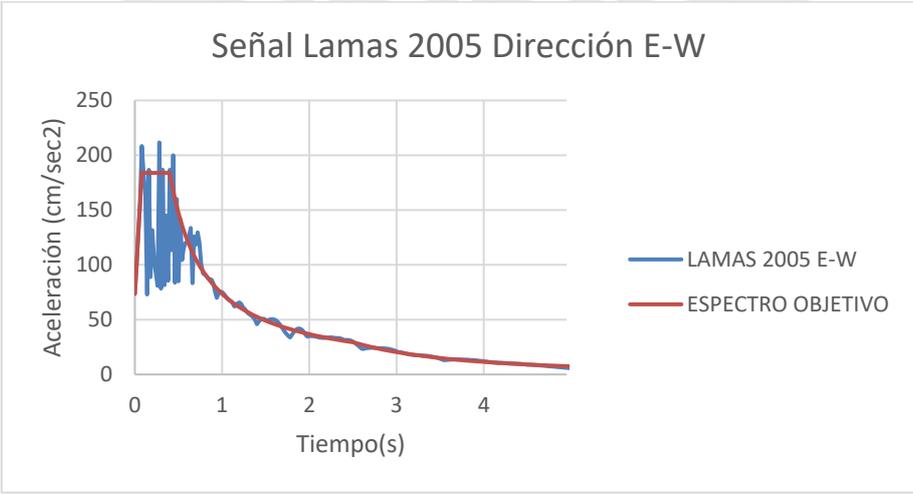
Lima 1974 Dirección N-S



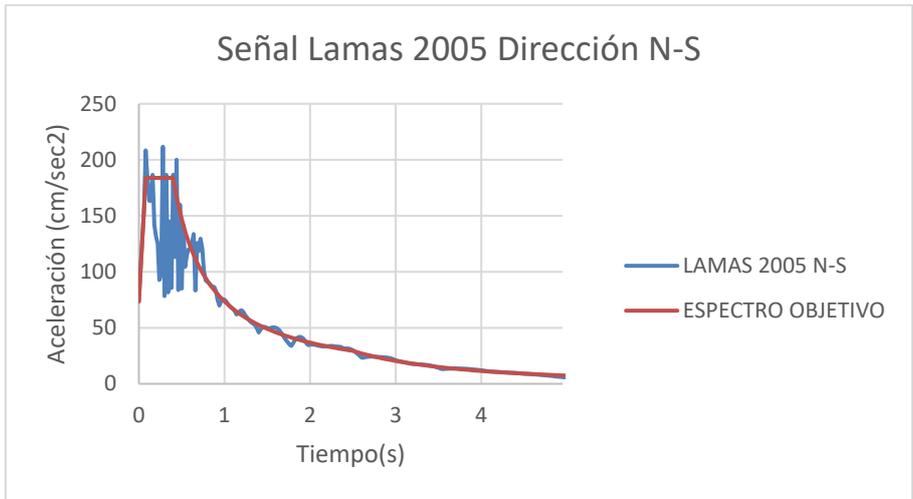
Arequipa 2001 dirección E-W



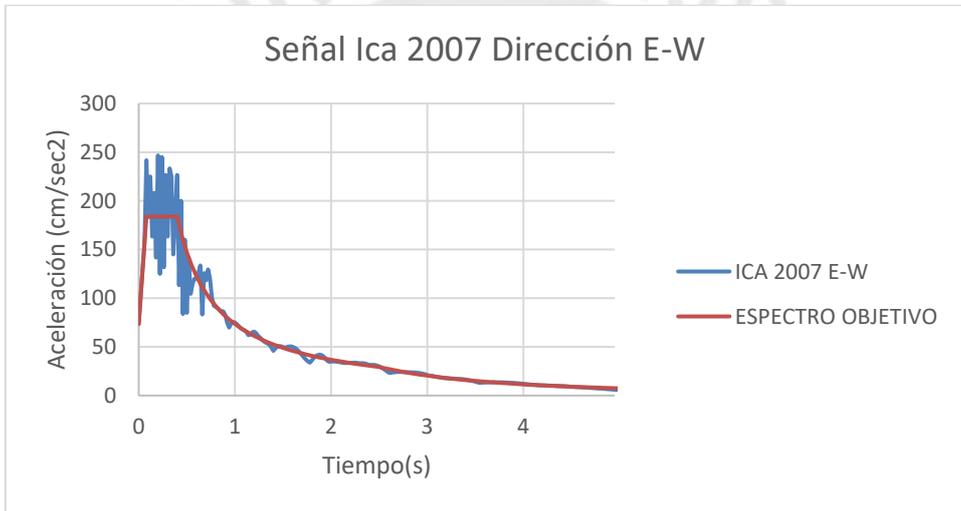
Arequipa 2001 dirección N-S



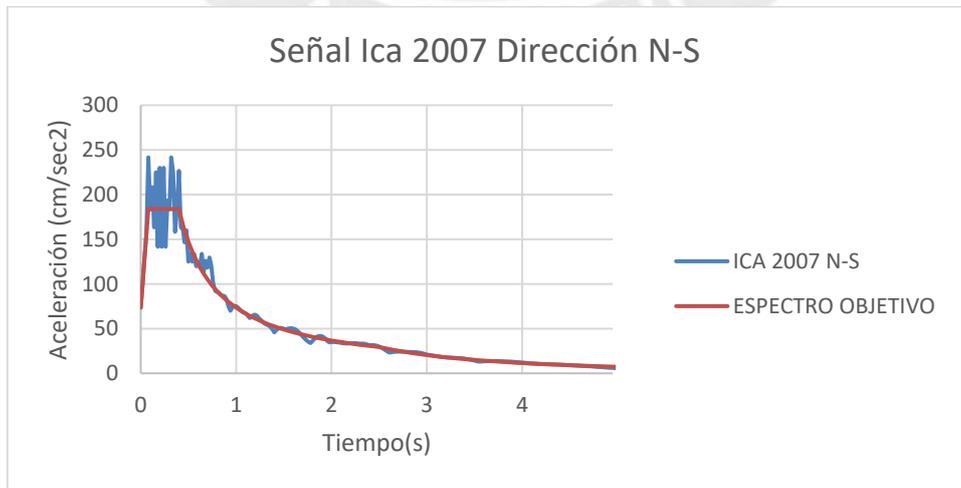
Lamas 2005 dirección E-W



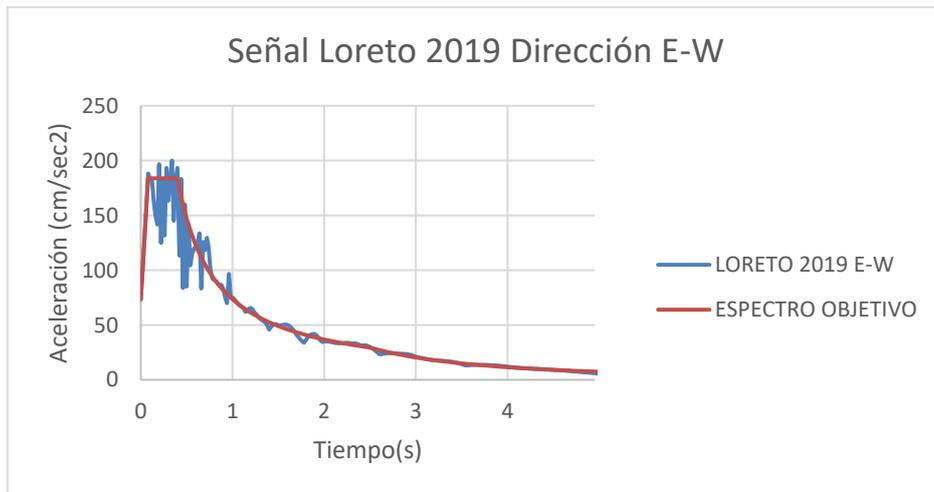
Lamas 2005 dirección N-S



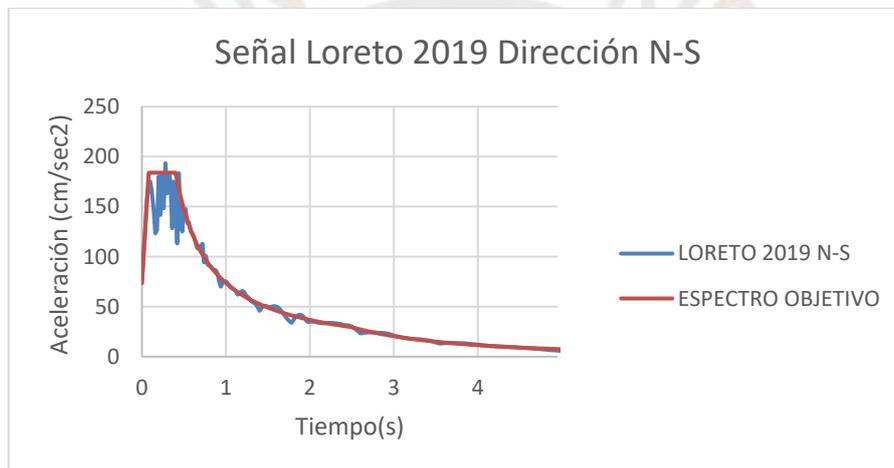
Ica 2007 dirección E-W



Ica 2007 dirección N-S



Loreto 2019 dirección E-W



Loreto 2019 dirección N-S

Anexo N°2: Desplazamiento inelástico Tiempo Historia Dirección X-Edificio base sin protección sísmica

Altura (m)	DESPLAZAMIENTOS INELASTICO DIRECCION X-X (cm)								
	SXE	LIMA 1966	ANCASH 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	LAMAS 2005	ICA 2007	LORETO 2019	Promedio TH
90	50.4	59.3	60.7	60.3	57.3	60.2	65.1	53.7	59.5
87	49.6	58.2	59.8	59.5	56.6	59.2	64.1	52.9	58.6
84	48.7	56.9	58.7	58.6	55.8	58.0	62.9	52.1	57.6
81	47.8	55.4	57.5	57.6	55.0	56.8	61.7	51.2	56.4
78	46.7	53.7	56.1	56.6	54.1	55.5	60.5	50.2	55.2
75	45.5	52.0	54.7	55.5	52.9	54.1	59.1	49.1	53.9
72	44.2	50.1	53.2	54.2	51.6	52.8	57.6	47.8	52.5
69	42.8	48.3	51.6	52.6	50.2	51.5	55.9	46.5	50.9
66	41.3	46.6	49.8	50.7	48.5	49.8	54.1	45.0	49.2
63	39.8	45.1	48.0	48.8	46.7	47.9	52.2	43.3	47.4
60	38.2	44.2	46.1	46.7	44.8	45.8	50.1	41.5	45.6
57	36.6	43.0	44.2	44.5	42.8	43.6	47.9	39.7	43.7
54	34.9	41.6	42.1	42.3	40.8	41.3	45.5	37.8	41.6
51	33.1	39.9	39.9	40.0	38.7	39.0	43.1	35.9	39.5
48	31.4	38.0	37.6	37.6	36.5	36.8	40.6	33.9	37.3
45	29.5	35.8	35.2	35.2	34.3	34.6	37.9	31.9	35.0
42	27.7	33.5	32.7	32.6	32.0	32.5	35.3	29.8	32.6
39	25.8	31.0	30.1	30.0	29.7	30.3	32.6	27.6	30.2
36	23.8	28.6	27.4	27.3	27.3	28.0	29.9	25.5	27.7
33	21.8	26.1	24.7	24.6	25.0	25.8	27.2	23.3	25.2
30	19.8	23.5	22.5	21.9	22.6	23.4	24.5	21.1	22.8
27	17.7	20.8	20.3	19.3	20.5	20.8	21.7	19.2	20.4
24	15.6	18.1	17.9	16.8	18.3	18.2	19.0	17.1	17.9
21	13.5	15.6	15.4	14.3	15.9	15.6	16.2	14.9	15.4
18	11.3	13.0	12.8	11.9	13.4	12.9	13.4	12.6	12.8
15	9.0	10.4	10.1	9.5	10.7	10.2	10.7	10.1	10.2
12	6.8	7.8	7.5	7.1	8.0	7.5	8.0	7.6	7.6
9	4.6	5.3	5.1	4.7	5.4	5.0	5.3	5.1	5.1
6	2.5	2.9	2.8	2.6	3.0	2.7	2.9	2.7	2.8
3	0.9	1.0	0.9	0.9	1.0	0.9	1.0	0.7	0.9

Anexo N°3: Desplazamiento inelástico Tiempo Historia Dirección Y-Edificio base sin protección sísmica

Altura (m)	DESPLAZAMIENTO INELASTICO DIRECCION Y-Y (cm)								
	SYE	LIMA 1966	ANCASH 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	LAMAS 2005	ICA 2007	LORETO 2019	Promedio TH
90	56.8	52.8	64.1	55.3	59.1	56.6	65.1	56.3	58.5
87	55.0	51.5	62.4	53.8	57.7	55.2	63.1	54.8	56.9
84	53.2	50.2	60.6	52.3	56.2	53.8	61.0	53.2	55.3
81	51.3	48.8	58.7	50.7	54.6	52.3	58.9	51.5	53.7
78	49.4	47.4	56.9	49.1	53.0	50.7	56.7	49.7	51.9
75	47.5	45.9	54.9	47.4	51.4	49.1	54.4	47.9	50.1
72	45.5	44.4	52.9	45.7	49.7	47.4	52.0	46.0	48.3
69	43.5	42.7	50.8	43.9	47.9	45.7	49.5	43.8	46.3
66	41.4	41.1	48.7	42.0	46.1	43.9	46.9	41.6	44.3
63	39.4	39.4	46.6	40.1	44.3	42.1	44.3	39.3	42.3
60	37.3	37.7	44.5	38.2	42.5	40.2	41.6	37.1	40.2
57	35.1	35.9	42.3	36.3	40.6	38.3	38.9	34.7	38.1
54	33.0	33.9	40.1	34.3	38.7	36.3	36.2	32.3	36.0
51	30.8	31.9	37.8	32.3	36.7	34.3	33.5	29.9	33.8
48	28.7	29.8	35.5	30.2	34.7	32.2	30.9	27.5	31.5
45	26.5	27.6	33.0	28.0	32.5	29.9	28.3	25.2	29.2
42	24.4	25.3	30.5	25.7	30.2	27.7	25.7	23.0	26.9
39	22.2	23.0	28.0	23.4	27.9	25.3	23.2	20.7	24.5
36	20.0	20.5	25.3	21.0	25.4	22.9	20.6	18.5	22.0
33	17.9	18.1	22.6	18.6	22.9	20.4	18.2	16.3	19.6
30	15.8	15.9	19.9	16.1	20.4	17.9	15.8	14.1	17.1
27	13.7	13.6	17.2	13.6	17.7	15.4	13.5	12.1	14.7
24	11.6	11.5	14.6	11.2	15.1	12.9	11.2	10.2	12.4
21	9.6	9.4	12.0	8.8	12.5	10.5	9.1	8.4	10.1
18	7.6	7.4	9.5	6.6	9.9	8.2	7.1	6.6	7.9
15	5.8	5.6	7.1	4.5	7.5	6.2	5.3	5.2	5.9
12	4.1	3.9	5.0	2.7	5.3	4.3	3.7	3.8	4.1
9	2.6	2.5	3.1	1.1	3.3	2.7	2.3	2.6	2.5
6	1.4	1.3	1.6	0.6	1.7	1.4	1.2	1.3	1.3
3	0.5	0.4	0.5	0.2	0.6	0.5	0.4	0.4	0.4

Anexo N°4: Derivas inelásticas Tiempo Historia Dirección X-Edificio base sin protección sísmica

Altura (m)	DERIVAS DE ENTRE PISO INELÁSTICAS DIRECCION X-X (%)								
	SXE	LIMA 1966	ANCASH 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	LAMAS 2005	ICA 2007	LORETO 2019	Promedio
90	2.51	3.70	3.09	2.80	2.40	3.46	3.29	2.60	3.05
87	2.87	4.40	3.56	3.00	2.68	3.83	3.81	2.80	3.44
84	3.27	4.93	4.04	3.20	2.87	4.14	4.07	3.00	3.75
81	3.65	5.56	4.45	3.30	2.95	4.38	4.11	3.20	3.99
78	4.00	5.82	4.79	3.81	3.80	4.64	4.60	3.80	4.47
75	4.32	6.14	5.10	4.31	4.30	4.16	5.08	4.30	4.77
72	4.62	6.17	5.39	5.25	4.80	4.52	5.56	4.50	5.17
69	4.88	5.79	5.73	6.15	5.60	5.47	6.04	5.00	5.68
66	5.12	4.80	6.07	6.48	6.00	6.36	6.52	5.50	5.96
63	5.27	3.17	6.32	7.00	6.40	7.07	6.92	5.90	6.11
60	5.46	3.77	6.60	7.37	6.70	7.44	7.37	6.20	6.49
57	5.65	4.69	6.95	7.39	6.70	7.53	7.81	6.20	6.75
54	5.77	5.63	7.26	7.67	7.00	7.56	8.12	6.40	7.09
51	5.93	6.48	7.64	7.94	7.20	7.59	8.44	6.60	7.41
48	6.09	7.27	8.03	8.13	7.40	7.36	8.71	6.80	7.67
45	6.20	7.86	8.34	8.46	7.50	6.97	8.84	6.90	7.84
42	6.36	8.08	8.65	8.84	7.80	7.40	8.96	7.20	8.13
39	6.51	8.02	8.92	9.03	7.90	7.40	9.04	7.30	8.23
36	6.62	8.46	8.99	8.92	7.80	7.43	9.03	7.20	8.26
33	6.77	8.67	7.32	9.00	7.90	8.02	9.08	7.30	8.18
30	6.92	9.00	7.50	8.57	7.07	8.56	9.14	6.50	8.05
27	7.03	8.79	8.00	8.47	7.27	8.66	9.15	6.70	8.15
24	7.19	8.47	8.40	8.13	7.98	8.79	9.21	7.40	8.34
21	7.34	8.60	8.66	8.15	8.54	9.01	9.25	7.90	8.59
18	7.42	8.66	8.71	8.10	8.84	8.97	9.19	8.20	8.67
15	7.47	8.69	8.64	8.01	8.96	8.83	9.08	8.40	8.66
12	7.35	8.51	8.33	7.75	8.78	8.43	8.76	8.30	8.41
9	6.82	7.87	7.60	7.10	8.09	7.60	8.00	8.00	7.75
6	5.60	6.43	6.14	5.76	6.58	6.07	6.48	6.60	6.29
3	2.85	3.26	3.10	2.90	3.33	3.06	3.27	2.33	3.04

Anexo N°5: Derivas inelásticas Tiempo Historia Dirección Y-Edificio base sin protección sísmica

Altura (m)	DERIVAS DE ENTRE PISO INELÁSTICAS DIRECCION Y-Y (‰)								
	SYE	LIMA 1966	ANCASH 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	LAMAS 2005	ICA 2007	LORETO 2019	Promedio
90	5.88	4.20	5.85	5.00	4.90	4.60	6.61	5.00	5.17
87	6.02	4.40	5.97	5.10	5.00	4.80	6.85	5.40	5.36
84	6.17	4.60	6.11	5.20	5.10	5.00	7.11	5.60	5.53
81	6.32	4.80	6.31	5.40	5.30	5.20	7.42	5.80	5.75
78	6.47	5.00	6.50	5.60	5.50	5.40	7.73	6.10	5.98
75	6.61	5.10	6.69	5.80	5.70	5.60	8.04	6.50	6.20
72	6.73	5.40	6.86	6.10	5.90	5.80	8.32	7.10	6.50
69	6.84	5.50	6.99	6.20	6.00	5.90	8.57	7.60	6.68
66	6.95	5.70	7.08	6.30	6.10	6.10	8.77	7.40	6.78
63	7.01	5.70	7.12	6.30	6.10	6.30	8.88	7.60	6.86
60	7.08	5.80	7.22	6.40	6.20	6.40	8.97	8.00	7.00
57	7.14	6.60	7.40	6.60	6.40	6.60	9.00	8.00	7.23
54	7.17	6.80	7.59	6.80	6.60	6.80	8.86	7.90	7.34
51	7.20	7.00	7.83	7.00	6.79	7.00	8.80	7.80	7.46
48	7.21	7.30	8.10	7.30	7.20	7.40	8.71	7.70	7.67
45	7.20	7.60	8.36	7.60	7.56	7.60	8.60	7.60	7.85
42	7.19	7.80	8.58	7.80	7.89	7.70	8.51	7.50	7.97
39	7.17	8.20	8.80	8.00	8.23	8.20	8.38	7.40	8.17
36	7.12	8.00	8.92	8.10	8.29	8.30	8.20	7.40	8.17
33	7.07	7.60	9.01	8.20	8.52	8.40	8.00	7.10	8.12
30	7.01	7.40	9.01	8.20	8.74	8.40	7.75	6.70	8.03
27	6.89	7.20	8.88	8.10	8.80	8.20	7.43	6.40	7.86
24	6.74	7.00	8.67	7.90	8.73	8.00	7.06	6.10	7.64
21	6.50	6.60	8.32	7.50	8.49	7.70	6.61	5.80	7.29
18	6.14	6.07	7.79	6.80	8.03	6.70	6.05	4.90	6.62
15	5.68	5.55	7.12	6.30	7.41	6.20	5.43	4.40	6.06
12	5.02	4.85	6.22	5.30	6.53	5.29	4.66	4.30	5.31
9	4.13	3.95	5.05	4.18	5.34	4.35	3.71	4.20	4.40
6	3.00	2.83	3.61	3.10	3.84	3.15	2.62	3.00	3.16
3	1.49	1.38	1.76	1.58	1.91	1.56	1.27	1.30	1.54

Anexo N°6: Fuerzas cortantes Tiempo Historia Dirección X-Edificio base sin protección sísmica

Altura (m)	FUERZAS CORTANTES DIRECCION X-X								PROMEDIO TH (ton)
	SXE (ton)	LIMA 1966(ton)	ANCASH 1970 (ton)	LIMA 1974 (ton)	AREQUIPA 2001 (ton)	LAMAS 2005 (ton)	ICA 2007 (ton)	LORETO 2019 (ton)	
90	25	29	25	28	27	30	39	19	28
87	53	58	51	58	59	63	77	42	58
84	75	79	75	80	85	93	103	64	83
81	91	91	93	92	106	118	114	84	100
78	103	103	107	95	120	137	113	101	111
75	111	116	119	106	129	150	124	116	123
72	118	130	132	119	132	160	138	129	134
69	125	139	147	129	133	165	160	139	145
66	132	143	160	139	134	163	185	146	153
63	137	139	170	147	137	156	197	152	157
60	142	140	176	152	139	145	197	154	157
57	146	142	179	155	141	143	196	155	159
54	151	145	178	161	152	160	205	153	165
51	155	146	175	165	158	174	212	149	168
48	159	147	179	167	161	188	219	143	172
45	162	153	188	165	161	197	225	136	175
42	166	156	194	159	161	202	232	128	176
39	171	157	197	159	165	203	239	119	177
36	175	160	196	164	181	200	245	113	180
33	180	169	193	166	195	194	249	129	185
30	185	179	201	180	206	188	253	144	193
27	190	188	210	198	214	179	254	157	200
24	194	194	217	212	217	175	255	169	206
21	199	199	221	224	217	184	255	178	211
18	206	206	227	234	221	194	254	186	217
15	214	222	235	243	227	201	255	192	225
12	222	238	242	250	233	207	257	196	232
9	229	250	249	256	238	212	263	198	238
6	234	258	253	260	242	216	268	200	242
3	235	260	254	261	243	217	269	200	244

Anexo N°7: Fuerzas cortantes Tiempo Historia Dirección Y-Edificio base sin protección sísmica

Altura (m)	FUERZAS CORTANTES DIRECCION Y-Y								
	SYE (ton)	LIMA 1966(ton)	ANCASH 1970 (ton)	LIMA 1974 (ton)	AREQUIPA 2001 (ton)	LAMAS 2005 (ton)	ICA 2007 (ton)	LORETO 2019 (ton)	PROMEDIO TH (ton)
90	27	29	21	26	29	25	22	26	26
87	55	61	43	54	61	53	45	46	52
84	78	86	60	78	88	74	65	62	73
81	95	106	72	96	109	90	82	73	90
78	106	124	80	110	125	100	96	83	102
75	112	139	88	119	134	104	106	89	111
72	114	149	94	124	139	105	116	91	117
69	114	155	98	123	138	104	122	92	119
66	114	158	101	120	132	100	126	96	119
63	115	158	104	113	128	96	135	100	119
60	119	157	109	113	128	91	141	107	121
57	124	154	113	116	130	89	147	113	123
54	130	159	116	118	130	88	151	115	125
51	135	162	117	125	136	96	156	115	130
48	140	160	117	130	144	102	173	113	134
45	143	153	115	133	146	104	188	112	136
42	145	140	116	134	153	104	200	120	138
39	146	137	127	135	170	106	211	124	144
36	148	144	138	140	185	118	219	125	153
33	151	152	149	151	198	130	226	124	161
30	156	164	160	162	210	143	230	121	170
27	164	177	173	177	220	156	234	136	182
24	174	193	185	193	228	168	238	154	194
21	185	208	195	208	235	180	242	171	206
18	196	223	204	222	241	189	247	185	216
15	206	234	212	233	245	197	250	197	224
12	213	243	217	242	248	203	253	206	230
9	219	249	221	247	250	207	256	211	234
6	222	252	223	250	251	209	257	215	237
3	223	253	224	251	251	210	257	216	237

Anexo N°8: Desplazamientos inelásticos Tiempo Historia Dirección X-Edificio con disipadores FVD

Altura (m)	DESPLAZAMIENTOS INELÁSTICOS DIRECCION X-X (CM)							
	LIMA 1966	ANCASH 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	LAMAS 2005	ICA 2007	LORETO 2019	Promedio TH
90	30.4	26.8	26.6	29.3	22.4	26.4	24.4	26.6
87	29.9	26.4	26.2	28.9	22.1	26.0	24.0	26.2
84	29.4	25.9	25.7	28.3	21.8	25.5	23.5	25.7
81	28.7	25.4	25.2	27.7	21.5	24.9	22.9	25.2
78	28.0	24.7	24.5	27.0	21.1	24.3	22.3	24.6
75	27.2	24.0	23.8	26.3	20.7	23.5	21.5	23.9
72	26.2	23.1	23.0	25.4	20.2	22.6	20.7	23.1
69	25.2	22.2	22.1	24.5	19.7	21.7	19.8	22.2
66	24.1	21.1	21.1	23.6	19.1	20.6	18.8	21.2
63	22.9	20.0	20.0	22.5	18.4	19.5	17.7	20.2
60	21.8	18.9	18.9	21.4	17.7	18.3	16.6	19.1
57	20.6	17.8	17.8	20.2	16.9	17.0	15.5	18.0
54	19.5	16.7	16.6	19.1	16.1	15.8	14.4	16.9
51	18.4	15.6	15.5	17.9	15.2	14.5	13.3	15.8
48	17.2	14.6	14.5	16.9	14.4	13.3	12.3	14.7
45	16.1	13.7	13.5	15.9	13.5	12.2	11.2	13.7
42	14.9	12.7	12.4	14.9	12.6	11.2	10.3	12.7
39	13.7	11.8	11.4	13.9	11.8	10.2	9.4	11.7
36	12.6	10.8	10.4	12.9	11.0	9.2	8.5	10.8
33	11.4	9.9	9.5	11.9	10.3	8.4	7.8	9.9
30	10.3	9.0	8.7	11.0	9.6	7.6	7.0	9.0
27	9.2	8.1	7.8	9.9	8.8	6.8	6.4	8.1
24	8.0	7.2	6.9	8.8	7.9	6.1	5.7	7.2
21	6.9	6.2	6.0	7.7	6.9	5.3	5.0	6.3
18	5.7	5.3	5.0	6.4	5.9	4.4	4.3	5.3
15	4.5	4.2	4.0	5.2	4.8	3.6	3.5	4.3
12	3.4	3.2	3.0	3.9	3.6	2.7	2.7	3.2
9	2.3	2.2	2.0	2.7	2.5	1.8	1.8	2.2
6	1.2	1.2	1.1	1.5	1.4	1.0	1.0	1.2
3	0.4	0.4	0.4	0.5	0.5	0.3	0.3	0.4

Anexo N°9: Desplazamientos inelásticos Tiempo Historia Dirección Y-Edificio con disipadores FVD

Altura (m)	DESPLAZAMIENTOS INELÁSTICOS DIRECCION Y-Y (CM)							
	LIMA 1966	ANCASH 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	LAMAS 2005	ICA 2007	LORETO 2019	Promedio TH
90	27.5	30.1	28.7	30.6	24.4	31.0	28.7	28.7
87	26.6	29.2	27.7	29.7	23.6	29.9	27.8	27.8
84	25.6	28.3	26.7	28.8	22.8	28.9	26.8	26.8
81	24.6	27.3	25.6	27.9	21.9	27.8	25.8	25.8
78	23.6	26.2	24.5	26.9	20.9	26.7	24.8	24.8
75	22.5	25.1	23.3	25.9	19.9	25.5	23.7	23.7
72	21.5	24.0	22.1	24.9	18.8	24.3	22.6	22.6
69	20.4	22.9	20.9	23.8	17.7	23.1	21.5	21.4
66	19.2	21.7	19.6	22.7	16.5	21.8	20.3	20.3
63	18.1	20.5	18.4	21.5	15.4	20.6	19.1	19.1
60	17.0	19.3	17.1	20.4	14.2	19.3	18.0	17.9
57	15.9	18.2	15.9	19.3	13.0	18.1	16.9	16.7
54	14.8	17.0	14.7	18.1	11.9	16.8	15.8	15.6
51	13.7	15.8	13.5	17.0	10.8	15.6	14.7	14.4
48	12.7	14.6	12.3	15.9	9.8	14.3	13.7	13.3
45	11.6	13.5	11.2	14.8	8.9	13.1	12.6	12.2
42	10.6	12.4	10.2	13.7	8.0	11.9	11.6	11.2
39	9.6	11.3	9.2	12.5	7.1	10.7	10.5	10.1
36	8.6	10.2	8.2	11.4	6.4	9.5	9.5	9.1
33	7.6	9.2	7.2	10.3	5.7	8.4	8.4	8.1
30	6.7	8.2	6.3	9.2	5.1	7.3	7.4	7.2
27	5.8	7.2	5.4	8.0	4.5	6.3	6.4	6.2
24	4.9	6.2	4.6	6.8	3.9	5.3	5.4	5.3
21	4.0	5.2	3.8	5.7	3.2	4.3	4.4	4.4
18	3.2	4.2	3.0	4.5	2.6	3.4	3.6	3.5
15	2.4	3.3	2.3	3.5	2.0	2.5	2.7	2.7
12	1.7	2.4	1.6	2.4	1.4	1.7	1.9	1.9
9	1.1	1.5	1.1	1.5	0.9	1.1	1.2	1.2
6	0.5	0.8	0.6	0.8	0.5	0.6	0.6	0.6
3	0.2	0.3	0.2	0.3	0.2	0.2	0.2	0.2

Anexo N°10: Desplazamientos inelásticos Tiempo Historia promedio para Edificio con FVD y Edificio sin protección sísmica para Dirección X e Y

Altura	Dirección x-x			Dirección y-y		
	Sin protección	DFV	%Reducción	Sin protección	DFV	%Reducción
90	59.5	26.6	55%	58.5	28.7	51%
87	58.6	26.2	55%	56.9	27.8	51%
84	57.6	25.7	55%	55.3	26.8	51%
81	56.4	25.2	55%	53.7	25.8	52%
78	55.2	24.6	56%	51.9	24.8	52%
75	53.9	23.9	56%	50.1	23.7	53%
72	52.5	23.1	56%	48.3	22.6	53%
69	50.9	22.2	56%	46.3	21.4	54%
66	49.2	21.2	57%	44.3	20.3	54%
63	47.4	20.2	58%	42.3	19.1	55%
60	45.6	19.1	58%	40.2	17.9	55%
57	43.7	18.0	59%	38.1	16.7	56%
54	41.6	16.9	59%	36.0	15.6	57%
51	39.5	15.8	60%	33.8	14.4	57%
48	37.3	14.7	60%	31.5	13.3	58%
45	35.0	13.7	61%	29.2	12.2	58%
42	32.6	12.7	61%	26.9	11.2	58%
39	30.2	11.7	61%	24.5	10.1	59%
36	27.7	10.8	61%	22.0	9.1	59%
33	25.2	9.9	61%	19.6	8.1	59%
30	22.8	9.0	60%	17.1	7.2	58%
27	20.4	8.1	60%	14.7	6.2	58%
24	17.9	7.2	60%	12.4	5.3	57%
21	15.4	6.3	59%	10.1	4.4	57%
18	12.8	5.3	59%	7.9	3.5	56%
15	10.2	4.3	58%	5.9	2.7	55%
12	7.6	3.2	58%	4.1	1.9	54%
9	5.1	2.2	57%	2.5	1.2	52%
6	2.8	1.2	57%	1.3	0.6	52%
3	0.9	0.4	55%	0.4	0.2	52%

Anexo N°11: Derivas inelásticos Tiempo Historia Dirección X-Edificio con disipadores FVD

Altura (m)	DERIVAS DE ENTRE PISO INELÁSTICAS DIRECCION X-X (‰)							
	LIMA 1966	ANCASH 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	LAMAS 2005	ICA 2007	LORETO 2019	Promedio
90	1.56	1.36	1.37	1.47	1.00	1.36	1.38	1.36
87	1.80	1.56	1.57	1.72	1.00	1.56	1.59	1.54
84	2.10	1.84	1.82	2.02	1.10	1.85	1.87	1.80
81	2.43	2.15	2.11	2.32	1.20	2.18	2.18	2.08
78	2.77	2.50	2.41	2.61	1.39	2.54	2.49	2.39
75	3.12	2.84	2.72	2.70	1.59	2.91	2.79	2.67
72	3.45	3.17	3.04	3.00	1.81	3.25	3.08	2.97
69	3.75	3.48	3.31	3.30	2.05	3.54	3.33	3.25
66	3.81	3.72	3.51	3.50	2.27	3.76	3.54	3.44
63	3.92	3.82	3.70	3.80	2.43	4.00	3.63	3.61
60	3.84	3.70	3.88	3.90	2.59	4.15	3.70	3.68
57	3.75	3.60	3.80	3.80	2.72	4.15	3.70	3.65
54	3.78	3.50	3.70	3.70	2.79	4.15	3.62	3.61
51	3.83	3.30	3.50	3.50	2.86	4.00	3.53	3.50
48	3.86	3.25	3.40	3.40	2.91	3.76	3.38	3.42
45	3.85	3.20	3.40	3.40	2.93	3.54	3.19	3.36
42	3.86	3.15	3.43	3.30	2.80	3.30	3.02	3.27
39	3.87	3.10	3.20	3.20	2.60	3.10	2.84	3.13
36	3.86	3.04	3.00	3.20	2.40	2.80	2.56	2.98
33	3.77	3.03	2.90	3.30	2.40	2.60	2.40	2.91
30	3.79	3.06	3.00	3.48	2.60	2.59	2.20	2.96
27	3.82	3.11	3.00	3.64	2.98	2.61	2.20	3.05
24	3.86	3.12	3.00	3.85	3.24	2.69	2.31	3.15
21	3.90	3.25	3.20	4.06	3.50	2.78	2.50	3.31
18	3.88	3.37	3.30	4.19	3.68	2.85	2.65	3.42
15	3.82	3.46	3.40	4.20	3.73	2.92	2.78	3.47
12	3.70	3.45	3.30	4.10	3.81	2.89	2.82	3.44
9	3.38	3.23	2.96	4.01	3.66	2.70	2.67	3.23
6	2.76	2.66	2.48	3.30	3.07	2.22	2.22	2.67
3	1.40	1.36	1.28	1.69	1.59	1.13	1.14	1.37

Anexo N°12: Derivas inelásticos Tiempo Historia Dirección Y-Edificio con disipadores FVD

Altura (m)	DERIVAS DE ENTRE PISO INELÁSTICAS DIRECCION Y-Y (‰)							
	LIMA 1966	ANCASH 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	LAMAS 2005	ICA 2007	LORETO 2019	Promedio
90	3.07	3.08	3.35	2.97	2.70	3.38	3.06	3.09
87	3.19	3.19	3.48	3.04	2.80	3.51	3.18	3.20
84	3.32	3.32	3.62	3.13	3.00	3.65	3.31	3.34
81	3.43	3.45	3.77	3.22	3.30	3.81	3.45	3.49
78	3.52	3.59	3.91	3.38	3.50	3.95	3.60	3.64
75	3.64	3.71	4.03	3.46	3.60	4.00	3.73	3.74
72	3.68	3.81	4.11	3.60	3.70	4.03	3.82	3.82
69	3.73	3.89	4.16	3.70	3.80	4.08	3.92	3.90
66	3.75	3.95	4.18	3.75	3.80	4.14	3.90	3.92
63	3.70	3.96	4.15	3.81	3.90	4.16	3.69	3.91
60	3.70	3.97	4.10	3.78	3.90	4.19	3.65	3.90
57	3.67	3.95	4.04	3.80	3.90	4.20	3.64	3.88
54	3.54	3.91	3.94	3.76	3.71	4.18	3.61	3.81
51	3.52	3.86	3.82	3.72	3.23	4.16	3.54	3.69
48	3.49	3.80	3.64	3.73	3.09	4.11	3.52	3.63
45	3.44	3.70	3.52	3.66	2.95	4.04	3.50	3.55
42	3.41	3.70	3.42	3.73	2.83	3.98	3.49	3.51
39	3.31	3.60	3.30	3.72	2.47	3.86	3.48	3.39
36	3.23	3.50	3.18	3.78	2.30	3.75	3.46	3.31
33	3.02	3.30	3.07	3.81	2.10	3.61	3.44	3.19
30	3.01	3.30	2.94	3.87	2.00	3.51	3.39	3.15
27	2.97	3.30	2.80	3.86	2.01	3.39	3.32	3.09
24	2.91	3.20	2.70	3.86	2.06	3.25	3.19	3.02
21	2.80	3.26	2.60	3.77	2.08	3.06	2.94	2.93
18	2.63	3.20	2.40	3.61	2.03	2.83	2.82	2.79
15	2.41	3.08	2.10	3.37	1.93	2.55	2.63	2.58
12	2.11	2.81	1.94	3.00	1.74	2.21	2.34	2.31
9	1.71	2.38	1.65	2.47	1.45	1.77	1.93	1.91
6	1.22	1.77	1.24	1.80	1.07	1.25	1.41	1.39
3	0.59	0.90	0.64	0.89	0.54	0.60	0.70	0.69

Anexo N°13: Derivas inelásticos Tiempo Historia promedio para Edificio con FVD y Edificio sin protección sísmica para Dirección X e Y

Altura	Dirección x-x			Dirección y-y		
	Sin protección	DFV	%Reducción	Sin protección	DFV	%Reducción
90	0.0030	0.0014	55%	0.0052	0.0031	40%
87	0.0034	0.0015	55%	0.0054	0.0032	40%
84	0.0037	0.0018	52%	0.0055	0.0033	40%
81	0.0040	0.0021	48%	0.0057	0.0035	39%
78	0.0045	0.0024	47%	0.0060	0.0036	39%
75	0.0048	0.0027	44%	0.0062	0.0037	40%
72	0.0052	0.0030	43%	0.0065	0.0038	41%
69	0.0057	0.0033	43%	0.0067	0.0039	42%
66	0.0060	0.0034	42%	0.0068	0.0039	42%
63	0.0061	0.0036	41%	0.0069	0.0039	43%
60	0.0065	0.0037	43%	0.0070	0.0039	44%
57	0.0068	0.0036	46%	0.0072	0.0039	46%
54	0.0071	0.0036	49%	0.0073	0.0038	48%
51	0.0074	0.0035	53%	0.0075	0.0037	51%
48	0.0077	0.0034	55%	0.0077	0.0036	53%
45	0.0078	0.0034	57%	0.0078	0.0035	55%
42	0.0081	0.0033	60%	0.0080	0.0035	56%
39	0.0082	0.0031	62%	0.0082	0.0034	58%
36	0.0083	0.0030	64%	0.0082	0.0033	59%
33	0.0082	0.0029	64%	0.0081	0.0032	61%
30	0.0080	0.0030	63%	0.0080	0.0031	61%
27	0.0081	0.0031	63%	0.0079	0.0031	61%
24	0.0083	0.0032	62%	0.0076	0.0030	60%
21	0.0086	0.0033	61%	0.0073	0.0029	60%
18	0.0087	0.0034	61%	0.0066	0.0028	58%
15	0.0087	0.0035	60%	0.0061	0.0026	57%
12	0.0084	0.0034	59%	0.0053	0.0023	57%
9	0.0078	0.0032	58%	0.0040	0.0019	53%
6	0.0063	0.0027	58%	0.0029	0.0014	52%
3	0.0030	0.0014	55%	0.0014	0.0007	51%

Anexo N°14: Fuerzas cortantes Tiempo Historia Dirección X-Edificio con disipadores FVD

Altura (m)	FUERZAS CORTANTES DIRECCION X-X							PROMEDIO TH (ton)
	LIMA 1966(ton)	ANCASH 1970 (ton)	LIMA 1974 (ton)	AREQUIPA 2001 (ton)	LAMAS 2005 (ton)	ICA 2007 (ton)	LORETO 2019 (ton)	
90	11	11	11	11	11	12	6	10
87	23	19	26	21	16	24	14	20
84	33	28	41	29	23	35	22	30
81	41	39	55	33	30	45	32	39
78	45	53	69	43	39	54	42	49
75	46	66	81	55	50	63	53	59
72	51	80	91	66	60	70	63	69
69	57	93	97	76	69	82	73	78
66	62	104	102	83	76	93	82	86
63	66	113	104	89	79	102	89	92
60	69	120	102	91	80	110	93	95
57	75	124	104	91	81	115	95	98
54	78	125	104	91	79	118	96	99
51	79	125	102	88	76	118	94	97
48	78	122	98	83	72	116	90	94
45	77	119	95	77	67	113	86	90
42	78	114	91	70	64	110	80	87
39	80	110	88	63	63	109	75	84
36	82	106	87	62	63	108	71	83
33	85	103	93	65	63	107	68	83
30	87	101	97	69	65	106	67	84
27	88	101	100	71	67	107	67	86
24	89	102	104	75	74	108	69	89
21	92	106	107	78	81	113	74	93
18	98	111	109	82	89	118	79	98
15	107	117	112	89	95	124	86	104
12	115	123	118	99	100	129	92	111
9	123	127	123	107	104	132	98	116
6	127	130	125	112	107	135	101	120
3	129	131	126	114	107	136	103	121

Anexo N°15: Fuerzas cortantes Tiempo Historia Dirección Y-Edificio con disipadores FVD

Altura (m)	FUERZAS CORTANTES DIRECCION Y-Y							
	LIMA 1966(ton)	ANCASH 1970 (ton)	LIMA 1974 (ton)	AREQUIPA 2001 (ton)	LAMAS 2005 (ton)	ICA 2007 (ton)	LORETO 2019 (ton)	PROMEDIO TH (ton)
90	15	15	16	13	14	16	20	16
87	28	34	33	30	29	31	29	30
84	38	49	47	44	42	45	37	43
81	46	61	57	56	52	56	43	53
78	51	70	65	65	59	65	48	61
75	57	76	70	71	63	73	51	66
72	61	80	72	75	65	78	53	69
69	64	86	73	77	65	81	54	71
66	66	89	74	77	63	84	54	72
63	66	91	74	79	59	85	54	73
60	65	91	73	80	55	86	54	72
57	64	89	75	80	51	88	53	71
54	61	87	76	80	47	90	52	70
51	59	83	76	79	45	91	51	69
48	57	78	76	78	45	93	50	68
45	56	73	75	77	44	95	48	67
42	56	67	75	75	46	98	50	67
39	57	63	80	74	49	102	51	68
36	60	63	86	73	53	105	55	71
33	67	63	93	74	56	109	60	74
30	77	67	100	76	60	113	64	79
27	87	76	107	78	64	116	71	86
24	97	84	114	85	70	121	77	93
21	106	92	120	93	80	126	83	100
18	114	99	126	100	89	131	89	107
15	121	104	130	106	97	135	93	112
12	126	107	134	111	103	139	96	116
9	129	111	136	114	107	141	99	119
6	131	113	137	115	109	142	100	121
3	132	114	138	116	109	143	100	122

Anexo N°16: Fuerzas cortantes Tiempo Historia promedio para Edificio con FVD y Edificio sin protección sísmica para Dirección X e Y

Altura	Cortante x-x			Cortante y-y		
	Sin protección	DFV (T)	%Reducción	Sin protección	DFV (T)	%Reducción
90	28	10	63%	26	16	39%
87	58	20	65%	52	30	41%
84	83	30	64%	73	43	41%
81	100	39	60%	90	53	41%
78	111	49	55%	102	61	41%
75	123	59	52%	111	66	41%
72	134	69	49%	117	69	41%
69	145	78	46%	119	71	40%
66	153	86	44%	119	72	39%
63	157	92	42%	119	73	39%
60	157	95	40%	121	72	40%
57	159	98	38%	123	71	42%
54	165	99	40%	125	70	44%
51	168	97	42%	130	69	47%
48	172	94	45%	134	68	49%
45	175	90	48%	136	67	51%
42	176	87	51%	138	67	52%
39	177	84	53%	144	68	53%
36	180	83	54%	153	71	54%
33	185	83	55%	161	74	54%
30	193	84	56%	170	79	53%
27	200	86	57%	182	86	53%
24	206	89	57%	194	93	52%
21	211	93	56%	206	100	51%
18	217	98	55%	216	107	51%
15	225	104	54%	224	112	50%
12	232	111	52%	230	116	49%
9	238	116	51%	234	119	49%
6	242	120	51%	237	121	49%
3	244	121	50%	237	122	49%

Anexo N°17: Desplazamientos inelásticos Tiempo Historia Dirección X-Edificio con Outriggers

Altura (m)	DESPLAZAMIENTO INELÁSTICO DIRECCION X-X (CM)								
	SXE	LIMA 1966	ANCASH 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	LAMAS 2005	ICA 2007	LORETO 2019	Promedio TH
90	26.0	26.7	27.8	25.3	26.1	25.1	24.2	24.5	25.7
87	25.0	25.8	26.8	24.2	25.2	24.0	23.4	23.7	24.7
84	24.0	24.8	25.8	23.0	24.2	22.9	22.7	22.8	23.7
81	23.0	23.8	24.8	21.7	23.3	21.8	22.0	21.9	22.8
78	22.0	22.8	23.8	20.5	22.3	20.7	21.4	21.0	21.8
75	21.0	21.9	22.8	19.3	21.3	19.6	20.7	20.1	20.8
72	20.0	20.9	21.9	18.2	20.3	18.7	20.0	19.2	19.9
69	19.2	20.1	21.2	17.3	19.5	18.3	19.4	18.4	19.2
66	18.7	19.5	20.6	16.7	19.0	18.0	18.9	17.9	18.7
63	17.8	18.6	19.7	15.8	18.1	17.5	18.0	17.0	17.8
60	16.7	17.5	18.7	14.7	17.0	16.8	16.9	16.0	16.8
57	15.6	16.3	17.6	13.6	15.8	16.1	15.7	14.8	15.7
54	14.4	15.1	16.4	12.5	14.6	15.4	14.5	13.6	14.6
51	13.4	13.9	15.3	11.4	13.5	14.6	13.3	12.5	13.5
48	12.4	12.7	14.2	10.4	12.4	13.8	12.1	11.5	12.4
45	11.5	11.8	13.3	9.6	11.5	13.1	11.2	10.6	11.6
42	11.1	11.3	12.8	9.2	11.0	12.8	10.7	10.1	11.1
39	10.3	10.4	11.9	8.4	10.1	12.0	9.8	9.3	10.3
36	9.3	9.3	10.7	7.5	9.0	11.0	8.7	8.3	9.2
33	8.2	8.2	9.5	6.5	7.9	9.9	7.7	7.3	8.2
30	7.2	7.1	8.4	5.6	6.9	8.8	6.6	6.3	7.1
27	6.3	6.1	7.3	4.8	5.9	7.8	5.7	5.4	6.1
24	5.5	5.3	6.4	4.2	5.1	6.9	5.0	4.7	5.4
21	5.2	4.9	6.0	3.9	4.7	6.6	4.6	4.4	5.0
18	4.5	4.2	5.1	3.4	4.0	5.7	3.9	3.7	4.3
15	3.6	3.3	4.1	2.7	3.2	4.6	3.1	2.9	3.4
12	2.6	2.4	3.0	2.0	2.3	3.4	2.3	2.1	2.5
9	1.7	1.6	1.9	1.3	1.5	2.2	1.5	1.4	1.6
6	0.9	0.8	1.0	0.7	0.8	1.2	0.8	0.7	0.9
3	0.3	0.3	0.3	0.2	0.3	0.4	0.3	0.2	0.3

Anexo N°18: Desplazamientos inelásticos Tiempo Historia Dirección Y-Edificio con Outriggers

Altura (m)	DESPLAZAMIENTO INELÁSTICO DIRECCION Y-Y (CM)								
	SYE	LIMA 1966	ANCASH 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	LAMAS 2005	ICA 2007	LORETO 2019	Promedio TH
90	26.3	24.0	29.1	28.3	24.3	23.5	28.4	28.2	26.5
87	25.3	22.9	27.9	27.2	23.2	22.6	27.4	27.1	25.5
84	24.2	21.7	26.8	26.1	22.1	21.6	26.4	26.0	24.4
81	23.2	20.5	25.6	25.0	21.0	20.6	25.4	24.9	23.3
78	22.1	19.5	24.4	24.0	19.8	19.6	24.4	23.8	22.2
75	21.1	18.8	23.2	23.1	18.7	18.6	23.4	22.7	21.2
72	20.1	18.2	22.0	22.4	17.6	17.6	22.4	21.6	20.3
69	19.1	17.7	21.0	21.7	16.6	16.7	21.5	20.5	19.4
66	18.3	17.2	20.1	21.0	15.8	15.9	20.7	19.6	18.6
63	17.4	16.6	19.0	20.1	14.7	15.0	19.7	18.5	17.7
60	16.3	15.8	17.9	19.2	13.5	13.8	18.5	17.5	16.6
57	15.1	15.0	16.7	18.2	12.3	12.7	17.3	16.3	15.5
54	14.0	14.1	15.5	17.1	11.2	11.5	16.0	15.1	14.4
51	12.9	13.2	14.3	16.1	10.5	10.4	14.8	14.0	13.3
48	11.9	12.4	13.2	15.0	9.9	9.3	13.6	12.9	12.3
45	11.1	11.6	12.2	14.1	9.3	8.5	12.6	11.9	11.5
42	10.5	11.0	11.5	13.4	8.9	7.9	11.9	11.2	10.8
39	9.6	10.2	10.5	12.4	8.3	7.1	10.9	10.3	10.0
36	8.7	9.2	9.4	11.2	7.6	6.2	9.8	9.4	9.0
33	7.7	8.2	8.4	10.0	6.8	5.3	8.6	8.5	8.0
30	6.7	7.1	7.4	8.8	6.1	4.5	7.5	7.6	7.0
27	5.8	6.2	6.5	7.6	5.3	3.8	6.5	6.8	6.1
24	5.1	5.4	5.8	6.7	4.8	3.3	5.7	6.1	5.4
21	4.7	5.0	5.3	6.2	4.4	2.9	5.2	5.7	5.0
18	4.0	4.2	4.6	5.3	3.8	2.5	4.4	4.9	4.2
15	3.2	3.4	3.6	4.2	3.0	1.9	3.5	4.0	3.4
12	2.4	2.5	2.7	3.1	2.2	1.4	2.5	2.9	2.5
9	1.5	1.6	1.7	2.0	1.4	0.9	1.6	1.9	1.6
6	0.8	0.8	0.9	1.1	0.8	0.5	0.9	1.0	0.9
3	0.3	0.3	0.3	0.4	0.3	0.2	0.3	0.3	0.3

Anexo N°19: Derivas inelásticos Tiempo Historia Dirección X-Edificio con Outriggers

Altura (m)	DERIVAS DE ENTRE PISO INELÁSTICAS DIRECCION X-X								
	SXE	LIMA 1966	ANCASH 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	LAMAS 2005	ICA 2007	LORETO 2019	Promedio
90	3.32	3.08	3.38	3.88	3.13	3.52	2.56	2.83	3.20
87	3.38	3.17	3.40	4.02	3.20	3.63	2.35	2.91	3.24
84	3.41	3.24	3.39	4.10	3.26	3.69	2.20	2.98	3.27
81	3.38	3.28	3.30	4.10	3.29	3.69	2.17	3.02	3.27
78	3.28	3.23	3.14	3.98	3.25	3.57	2.20	3.01	3.20
75	3.11	3.13	2.95	3.71	3.13	3.21	2.25	2.92	3.04
72	2.70	2.76	2.62	3.10	2.74	1.16	2.17	2.59	2.45
69	1.84	1.91	1.83	1.91	1.87	1.15	1.70	1.78	1.73
66	2.98	3.09	2.89	3.07	3.01	1.69	2.90	2.92	2.79
63	3.55	3.73	3.48	3.54	3.61	2.10	3.62	3.53	3.37
60	3.76	4.01	3.76	3.71	3.88	2.38	4.00	3.80	3.65
57	3.80	4.12	3.86	3.74	3.98	2.57	4.18	3.90	3.76
54	3.64	4.00	3.79	3.56	3.88	2.62	4.08	3.78	3.67
51	3.34	3.73	3.58	3.29	3.62	2.57	3.82	3.51	3.45
48	2.71	3.05	2.98	2.68	2.97	2.21	3.09	2.85	2.83
45	1.51	1.71	1.70	1.54	1.68	1.28	1.64	1.58	1.59
42	2.72	2.98	3.09	2.56	2.93	2.60	2.97	2.74	2.84
39	3.32	3.60	3.80	3.03	3.53	3.32	3.53	3.28	3.44
36	3.47	3.73	4.00	3.09	3.67	3.60	3.58	3.38	3.58
33	3.41	3.66	3.94	3.01	3.60	3.65	3.45	3.30	3.52
30	3.15	3.36	3.66	2.75	3.30	3.47	3.13	3.03	3.24
27	2.46	2.64	2.89	2.17	2.58	2.76	2.44	2.37	2.55
24	1.09	1.23	1.32	0.79	1.20	1.18	1.13	1.11	1.14
21	2.43	2.44	2.84	1.77	2.36	2.95	2.27	2.17	2.40
18	3.03	2.95	3.51	2.23	2.84	3.77	2.75	2.61	2.95
15	3.16	3.02	3.64	2.38	2.89	3.99	2.81	2.66	3.06
12	3.05	2.86	3.50	2.33	2.74	3.89	2.67	2.52	2.93
9	2.65	2.46	3.03	2.05	2.34	3.41	2.30	2.16	2.54
6	2.01	1.84	2.28	1.56	1.75	2.59	1.73	1.61	1.91
3	1.02	0.92	1.16	0.80	0.88	1.33	0.87	0.81	0.97

Anexo N°20: Derivas inelásticos Tiempo Historia Dirección Y-Edificio con Outriggers

Altura (m)	DERIVAS DE ENTRE PISO INELÁSTICAS DIRECCION Y-Y								
	SYE	LIMA 1966	ANCASH 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	LAMAS 2005	ICA 2007	LORETO 2019	Promedio
90	3.41	3.73	3.80	3.72	3.58	3.14	3.32	3.72	3.57
87	3.47	3.80	3.89	3.57	3.70	3.23	3.35	3.73	3.61
84	3.52	3.91	3.96	3.60	3.80	3.31	3.35	3.64	3.65
81	3.54	3.48	4.00	3.34	3.82	3.38	3.33	3.60	3.56
78	3.49	2.48	3.96	2.95	3.81	3.39	3.28	3.67	3.36
75	3.38	1.78	3.83	2.52	3.66	3.32	3.21	3.72	3.15
72	3.10	1.69	3.49	2.34	3.32	3.06	3.03	3.59	2.93
69	2.62	1.68	2.91	2.30	2.67	2.54	2.69	3.14	2.56
66	3.28	2.11	3.57	2.80	3.47	3.27	3.40	3.45	3.15
63	3.65	2.48	3.88	3.10	3.94	3.71	3.86	3.64	3.52
60	3.77	2.74	3.97	3.36	4.10	3.88	4.10	3.82	3.71
57	3.76	2.93	3.99	3.54	3.60	3.90	4.20	3.90	3.72
54	3.60	2.98	3.94	3.57	2.31	3.75	4.11	3.82	3.50
51	3.33	2.90	3.74	3.48	2.14	3.46	3.89	3.66	3.32
48	2.83	2.55	3.27	3.07	1.87	2.90	3.34	3.20	2.88
45	2.08	1.87	2.41	2.31	1.45	2.08	2.45	2.43	2.14
42	2.79	2.76	3.29	3.33	2.00	2.63	3.28	3.18	2.92
39	3.20	3.31	3.57	3.98	2.39	2.90	3.75	2.87	3.25
36	3.28	3.49	3.41	4.10	2.53	2.89	3.83	2.94	3.31
33	3.19	3.45	3.28	4.05	2.54	2.73	3.72	2.95	3.25
30	2.92	3.19	3.01	3.76	2.39	2.31	3.41	2.78	2.98
27	2.32	2.54	2.47	3.02	1.95	1.80	2.75	2.28	2.40
24	1.39	1.49	1.57	1.80	1.19	1.13	1.73	1.41	1.47
21	2.27	2.44	2.54	2.95	2.05	1.56	2.61	2.55	2.38
18	2.75	2.94	3.08	3.61	2.54	1.77	3.07	3.22	2.89
15	2.87	3.03	3.22	3.76	2.68	1.69	3.14	3.44	2.99
12	2.76	2.89	3.11	3.62	2.59	1.64	2.98	3.37	2.89
9	2.40	2.50	2.71	3.14	2.27	1.46	2.56	2.97	2.52
6	1.81	1.87	2.04	2.36	1.71	1.12	1.91	2.26	1.90
3	0.89	0.92	1.01	1.17	0.85	0.56	0.93	1.13	0.94

Anexo N°21: Fuerzas cortantes Tiempo Historia Dirección X-Edificio con Outriggers

Altura (m)	FUERZAS CORTANTES DIRECCION X-X								
	SXE (ton)	LIMA 1966(ton)	ANCASH 1970 (ton)	LIMA 1974 (ton)	AREQUIPA 2001 (ton)	LAMAS 2005 (ton)	ICA 2007 (ton)	LORETO 2019 (ton)	PROMEDIO TH (ton)
90	79	114	112	122	89	87	104	48	96
87	164	231	224	251	186	159	210	102	195
84	232	321	316	352	267	209	290	150	272
81	286	381	384	426	335	249	346	190	330
78	327	415	431	474	389	284	382	224	371
75	359	429	460	500	430	320	406	258	400
72	383	428	472	505	461	353	425	296	420
69	473	501	532	559	568	441	522	396	503
66	443	484	472	495	526	428	501	386	470
63	466	526	485	543	549	453	531	421	501
60	485	567	509	583	566	477	551	453	530
57	500	606	529	611	574	492	561	483	551
54	511	643	545	627	574	496	572	511	567
51	520	677	559	632	564	492	623	537	583
48	531	708	569	630	546	496	692	563	601
45	642	874	677	722	663	600	918	693	735
42	575	782	631	632	599	546	861	621	668
39	599	809	684	650	623	555	911	641	696
36	622	834	728	675	643	549	938	658	718
33	645	855	762	698	659	574	941	671	737
30	667	874	785	724	674	597	924	682	751
27	689	890	799	745	690	614	890	689	760
24	841	1061	943	908	843	750	986	810	900
21	751	924	829	806	747	676	843	703	790
18	777	936	849	836	769	708	866	706	810
15	800	944	869	861	799	734	893	709	830
12	819	951	886	880	827	754	917	711	847
9	832	955	898	892	846	767	935	713	858
6	839	957	904	900	856	774	945	714	864
3	842	958	906	904	859	777	948	715	867

Anexo N°22: Fuerzas cortantes Tiempo Historia Dirección Y-Edificio con Outriggers

Altura (m)	FUERZAS CORTANTES DIRECCION Y-Y								
	SYE (ton)	LIMA 1966(ton)	ANCASH 1970 (ton)	LIMA 1974 (ton)	AREQUIPA 2001 (ton)	LAMAS 2005 (ton)	ICA 2007 (ton)	LORETO 2019 (ton)	PROMEDIO TH (ton)
90	67	81	60	72	80	60	106	93	79
87	139	162	114	148	163	130	222	177	159
84	197	224	155	210	231	192	306	238	222
81	242	274	192	258	282	246	358	276	269
78	275	312	231	291	317	291	378	291	302
75	298	336	269	311	336	329	372	286	320
72	315	348	303	321	344	361	344	279	328
69	370	390	378	359	396	435	385	333	382
66	355	394	381	322	385	422	397	341	378
63	371	422	407	325	406	441	441	382	403
60	383	441	428	339	423	455	475	417	425
57	392	454	443	348	435	465	497	435	440
54	398	458	454	355	442	471	508	436	446
51	403	455	459	360	443	474	535	421	449
48	409	448	460	366	439	473	557	438	454
45	465	494	500	417	472	521	640	498	506
42	443	460	497	391	417	480	611	501	479
39	464	471	541	431	422	492	651	516	503
36	484	507	578	467	435	502	686	519	528
33	505	548	606	498	460	509	714	531	552
30	524	576	624	523	484	513	732	552	572
27	544	595	635	556	508	517	743	561	588
24	643	688	717	682	614	586	847	626	680
21	604	628	647	658	604	528	770	564	629
18	630	637	654	696	654	559	786	573	651
15	653	642	665	728	700	595	800	608	677
12	672	645	678	755	735	623	812	636	698
9	685	649	689	774	759	642	820	655	713
6	692	651	695	784	772	653	824	666	721
3	695	651	697	788	776	656	826	671	724