

UNIVERSIDAD PERUANA UNIÓN
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
Escuela Profesional de Ingeniería Civil



Una Institución Adventista

**Mejora de la respuesta sísmica de la I.E. N°2093 Santa Rosa
mediante la aplicación de disipadores de energía metálicos
según Etabs en el distrito del Callao**

Tesis para obtener el Título Profesional de Ingeniero Civil

Autor:

Kevin Arnold Llacua Escobar

Asesor:

Mg. Leonel Chahuares Paucar

Lima, octubre del 2021

DECLARACIÓN JURADA DE AUTORÍA DE TESIS

Leonel Chahuares Paucar, de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura, Escuela Profesional de Ingeniería Civil, de la Universidad Peruana Unión.

DECLARO:

Que la presente investigación titulada: **“MEJORA DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE LA I.E. N° 2093 SANTA ROSA MEDIANTE LA APLICACIÓN DE DISIPADORES DE ENERGÍA METÁLICOS SEGÚN ETABS EN EL DISTRITO DEL CALLAO”** constituye la memoria que presenta el Bachiller Kevin Arnold Llacua Escobar para obtener el título de Profesional de Ingeniero Civil, cuya tesis ha sido realizada en la Universidad Peruana Unión bajo mi dirección.

Las opiniones y declaraciones en este informe son de entera responsabilidad del autor, sin comprometer a la institución.

Y estando de acuerdo, firmo la presente declaración en la ciudad de Lima, a los 26 días del mes de octubre del año 2021.



Leonel Chahuares Paucar

ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS

En Lima, Ñaña, Villa Unión, a los **26** días día(s) del mes de **octubre** del año 2021 siendo las **10:00 horas**, se reunieron en modalidad virtual u online sincrónica, bajo la dirección del Señor Presidente del jurado: **Ing. Roberto Roland Yoctun Rios**, el secretario: **Ing. Ferrer Canaza Rojas** ... y los demás miembros: **Ing. Reymundo Jaulis Palomino**..... y el asesor: **Mg. Leonel Chahuares Paucar**, con el propósito de administrar el acto académico de sustentación de la tesis titulada: **"Mejora de la Respuesta sísmica de la I.E. N°2093 Santa Rosa mediante la aplicación de disipadores de energía metálicos según Etabs en el distrito del Callao"**

del (los)/la(las) bachiller/es: a)...**KEVIN ALNOLD LLACUA ESCOBAR**

.....b).....
conducente a la obtención del título profesional de.....**INGENIERO CIVIL**.....con mención en.....
(Nombre del Título Profesional)

El Presidente inició el acto académico de sustentación invitando al (los)/a (la) (las) candidato(a)/s hacer uso del tiempo determinado para su exposición. Concluida la exposición, el Presidente invitó a los demás miembros del jurado a efectuar las preguntas, y aclaraciones pertinentes, las cuales fueron absueltas por el(los)/la (las) candidato(a)/s. Luego, se produjo un receso para las deliberaciones y la emisión del dictamen del jurado. Posteriormente, el jurado procedió a dejar constancia escrita sobre la evaluación en la presente acta, con el dictamen siguiente:

Candidato (a): **KEVIN ALNOLD LLACUA ESCOBAR**

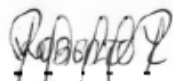
CALIFICACIÓN	ESCALAS			Mérito
	Vigesimal	Literal	Cualitativa	
APROBADO	15	B-	BUENO	MUY BUENO

Candidato (b):

CALIFICACIÓN	ESCALAS			Mérito
	Vigesimal	Literal	Cualitativa	

(*) Ver parte posterior

Finalmente, el Presidente del jurado invitó al(los)/a(la)(las) candidato(a)/s a ponerse de pie, para recibir la evaluación final y concluir el acto académico de sustentación procediéndose a registrar las firmas respectivas.



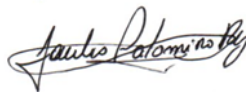
Presidente
Ing. Roberto Roland
Yoctun Rios



Secretario
Ing. Ferrer Canaza
Rojas



Asesor
Mg. Leonel
Chahuares Paucar



Miembro
Ing. Reymundo
Jaulis Palomino

Miembro



Candidato/a (a)
Kevin Arnold
Llacua Escobar

Candidato/a (b)

Dedicatoria

A Dios por la vida y sus bendiciones.
A mis padres y a toda mi familia, por
darme todo su apoyo incondicional
para hacer posible este logro.

Agradecimientos

A Dios por haberme ayudado a cumplir esta meta en mi vida, y por todas sus bendiciones; porque con su mano poderosa me sostuvo, me dio fortaleza para hacer realidad este sueño tan anhelado.

A mis padres Edgar Llacua y Luisa Escobar, por haberme apoyado de manera constante a largo de mi vida, y por animarme a seguir adelante con perseverancia hasta hacer realidad este logro.

Índice General

Dedicatoria	ii
Agradecimientos	iii
Índice de Tablas	vi
Índice de Figuras	vii
Índice de Anexos	xii
Símbolos usados	xiii
Resumen	xiv
Palabras clave	xiv
Capítulo I Planteamiento del Problema	16
1.1. Descripción de la realidad problemática	16
1.2. Formulación del problema	18
1.3. Objetivos	18
1.4. Justificación	18
1.5. Presuposición filosófica.....	19
1.6. Limitaciones de la investigación.....	19
1.7. Hipótesis	20
1.8. Variables	20
Capítulo II Marco Teórico	11
2.1. Antecedentes de la investigación	11
2.2. Bases teóricas.....	18
2.3. Definición de términos básicos	23
Capítulo III Metodología	28
3.1. Tipo y Enfoque de la investigación.....	28
3.2. Método y diseño de la investigación	28
3.3. Población y muestra	30
3.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos.....	30
3.5. Análisis de datos	31
3.6. Evaluación de la estructura actual sin disipadores.....	31
3.7. Validación de la estructura	43
3.8. Evaluación del desempeño	59
3.9. Reforzamiento propuesto con disipadores.....	78

3.10. Análisis Dinámico tiempo - historia no lineal	82
Capítulo IV Resultados y Discusiones	104
4.1. Resultados.....	104
4.2. Discusiones	110
Capítulo V Conclusiones y Recomendaciones	112
5.1. Conclusiones	112
5.2. Recomendaciones.....	113
Referencias	114
Anexos	116

Índice de Tablas

Tabla 1. Ficha de recolección de datos para elementos estructurales.	34
Tabla 2. Mediciones insitu con esclerómetro en elementos estructurales.	38
Tabla 3. Cargas vivas repartidas mínimas a considerar por metro cuadrado.	40
Tabla 4. Pesos acumulados y simples de la estructura analizada.	43
Tabla 5. Factores de zona "Z".	44
Tabla 6. Factores de suelo "S".	46
Tabla 7. Periodos "Tp" y "TI".	46
Tabla 8. Fuerzas cortantes en Columnas del primer nivel en la dirección X.	48
Tabla 9. Fuerzas cortantes en Columnas del primer nivel en la dirección Y.	48
Tabla 10. Formas de modo y periodos asociados.	52
Tabla 11. Factores de participación de masas.	52
Tabla 12. Máximos desplazamientos laterales del centro de masas debido al sismo en X.	56
Tabla 13. Máximos desplazamientos laterales del centro de masas debido al sismo en Y.	56
Tabla 14. Máximas distorsiones laterales debidas a los sismos en direcciones X.	57
Tabla 15. Máximas distorsiones laterales debidas a los sismos en direcciones Y.	58
Tabla 16. Máximas fuerzas cortantes debido al sismo en dirección X.	59
Tabla 17. Máximas fuerzas cortantes debido al sismo en dirección Y.	59
Tabla 18. Resultados de los máximos desplazamientos laterales con el sismo de Ica - 2007.	96
Tabla 19. Resultados de los máximos desplazamientos con el sismo del Atico - Arequipa 2001.	97
Tabla 20. Resultados de las máximas distorsiones con el sismo de Ica - 2007.	97
Tabla 21. Resultados de las máximas distorsiones con el sismo del Atico -Arequipa 2001.	98
Tabla 22. Resultados de las máximas fuerzas cortantes con el sismo de Ica - 2007.	99
Tabla 23. Resultados de las máximas fuerzas cortantes con el sismo del Atico - Arequipa 2001.	100
Tabla 24. Máximos desplazamientos laterales con y sin disipadores en dirección X.	105
Tabla 25. Máximos desplazamientos laterales sin y con disipadores en dirección Y.	106
Tabla 26. Máximas distorsiones sin y con disipadores en dirección X.	107
Tabla 27. Máximas distorsiones sin y con disipadores en dirección Y.	108
Tabla 28. Máximas fuerzas cortantes sin y con disipadores en dirección X.	109
Tabla 29. Máximas fuerzas cortantes sin y con disipadores en la dirección Y.	110

Índice de Figuras

Figura 1. Componentes de amortiguador de fricción rotacional. Fuente: Muad Mualla (2014).	11
Figura 2. Mecanismo de acción del amortiguador de fricción rotacional. Fuente: Muad Mualla (2014).	11
Figura 3. Configuración y geometría de HSD. Fuente: Chang Wang et. al (2016)	12
Figura 4. Comportamiento cíclico y monotónico de disipadores metálicos de varias ventanas. Fuente: Chang Wang et. al (2016).	13
Figura 5. Dispositivo disipador de energía adosado en pórtico de concreto armado. Fuente: (Nuzzo et al., 2018)	13
Figura 6. Vista Tridimensional de un dispositivo disipador de energía metálico característico. Fuente:(Nuzzo et al., 2018).	14
Figura 7. Comportamiento cíclico de un disipador metálico basado en corte. Fuente:(Nuzzo et al., 2018)	14
Figura 8. Disipador de energía metálico basado en la flexión de metales ADAS. Fuente: (Oinam & Sahoo, 2018)	15
Figura 9. Disipador de energía metálico basado en deformaciones de corte (Shear Link) y una combinación de ambos sistemas (SAFYD). Fuente: (Sahoo et al., 2015).	16
Figura 10. Disipador de energía metálico basado en deformaciones de corte (Shear Link) y una combinación de ambos sistemas (SAFYD). Fuente: (Segovia David, 2016).	17
Figura 11. Disipador de energía metálico basado en deformaciones de corte (Shear Link) y una combinación de ambos sistemas (SAFYD). Fuente:(Oinam & Sahoo, 2018).	17
Figura 12. Estructura de pórticos de concreto armado de tres vanos equipada con disipadores de energía ADAS. Fuente: (Hurtado & Bozzo, 2008).	18
Figura 13. Estructura de pórticos de concreto armado de un solo vano equipada con disipadores de energía ADAS. Fuente: (Nuzzo et al., 2018).	18
Figura 14. Estructura de concreto armado reforzada con disipadores metálicos. Fuente:(Hurtado & Bozzo, 2008).	19
Figura 15. Colocación de disipadores, mediante muro desacoplado o mediante perfiles en chevron. Fuente: (Nuzzo et al., 2018)	19
Figura 16. Disipador de fluido viscoso característico. Fuente: (Min et al., 2010).	20
Figura 17. Isométrico típico de disipadores de fluido viscoso. Fuente:(Min et al., 2010).	20
Figura 18. Colocación de los disipadores de fluido viscoso en arreglo chevron. Fuente:(Nuzzo et al., 2018).	21
Figura 19. Colocación de disipador metálico. Fuente:(Nuzzo et al., 2018).	21
Figura 20. Disipadores metálicos SLB de segunda generación. Fuente: (Nuzzo et al., 2018).	22
Figura 21. Sistema de pórticos de concreto armado de dos niveles.	22
Figura 22. Sistema de pórticos de concreto armado.	23
Figura 23. Diafragma rígido actuando sobre los elementos verticales.	23
Figura 24. Tipos de estribos de confinamiento presentes en pórticos de concreto armado.	24
Figura 25. Elementos de borde típicos presentes en placa de concreto armado.	24
Figura 26. Gancho sísmico típico, usado en el diseño de estructuras de concreto armado.	25
Figura 27. Grapas suplementarias apoyando varillas de refuerzo longitudinal.	25
Figura 28. Zonas de formación de rótulas plásticas en un pórtico de concreto armado.	25

Figura 29. Vista en planta de la I.E. N° 2093 Santa Rosa. Fuente: Elaboración Propia.	32
Figura 30. Distribución en planta del bloque “B”. Fuente: Elaboración Propia.	32
Figura 31. Elementos verticales presentes en el bloque “B”. Fuente: Elaboración Propia.	33
Figura 32. Aligerado típico de cada nivel de la estructura. Fuente: Elaboración Propia.	33
Figura 33. Ubicación de Puntos para el ensayo de esclerometría. Fuente: Elaboración Propia.	35
Figura 34. Equipo de esclerometría empleado en el análisis. Fuente: Elaboración Propia.	36
Figura 35. Auscultaciones y mediciones realizadas en elementos verticales. Fuente: Elaboración Propia.	36
Figura 36. Primera medición efectuada dando una resistencia a la compresión de 40 MPa. Fuente: Elaboración Propia.	37
Figura 37. Segunda medición efectuada dando una resistencia a la compresión de 41 MPa. Fuente: Elaboración Propia.	37
Figura 38. Tercera medición efectuada dando una resistencia a la compresión de 46 MPa. Fuente: Elaboración Propia.	37
Figura 39. Cuarta medición efectuada dando una resistencia a la compresión de 38 MPa. Fuente: Elaboración Propia.	38
Figura 40. Quinta medición efectuada dando una resistencia a la compresión de 40 MPa. Fuente: Elaboración Propia.	38
Figura 41. Modelo tridimensional generado en ETABS. Fuente: Elaboración propia.	39
Figura 42. Cargas vivas actuantes en el primer nivel. Fuente: Elaboración propia.	41
Figura 43. Cargas vivas actuantes en el segundo y tercer nivel. Fuente: Elaboración propia.	42
Figura 44. Cargas vivas y muertas repartidas a nivel de la azotea. Fuente: Elaboración propia.	42
Figura 45. Zonificación sísmica del Perú. Fuente: Norma E.030,2018, p.7	44
Figura 46. Plano de microzonificación sísmica del distrito de el Callao. Fuente: CISMID.	45
Figura 47. Expresiones para calcular el factor de amplificación sísmica. Fuente: Norma E.030, 2018, p. 12	46
Figura 48. Primera forma de modo de la estructura analizada $T_1=0.23s$. Fuente: Elaboración propia.	50
Figura 49. Segunda forma de modo de la estructura analizada $T_1=0.22s$. Fuente: Elaboración propia.	51
Figura 50. Tercera forma de modo de la estructura analizada $T_3=0.164s$. Fuente: Elaboración propia.	51
Figura 51. Espectro de aceleraciones en X. Fuente: Elaboración Propia.	54
Figura 52. Efecto del sismo actuante en dirección X. Fuente: Elaboración propia.	54
Figura 53. Efecto del sismo en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.	55
Figura 54. Máximos desplazamientos de los centros de masas de entrepiso debidos a los sismos X e Y. Fuente: Elaboración propia.	56
Figura 55. Máximas distorsiones de entrepiso debidos a los sismos X e Y. Fuente: Elaboración propia.	57
Figura 56. Máximas fuerzas cortantes debido al sismo en dirección X e Y. Fuente: Elaboración propia.	58
Figura 57. Sección transversal de la columna C1. Fuente: Elaboración propia.	60
Figura 58. Diagrama momento curvatura de la sección C1 en dirección 3-3. Fuente: Elaboración propia.	60
Figura 59. Diagrama momento curvatura de la sección C1 en dirección 2-2. Fuente: Elaboración propia.	61
Figura 60. Sección transversal de la columna C2. Fuente: Elaboración propia.	61
Figura 61. Diagrama momento curvatura de la sección C2 en dirección 3-3. Fuente: Elaboración propia.	62
Figura 62. Diagrama momento curvatura de la sección C2 en dirección 2-2. Fuente: Elaboración propia.	62

Figura 63. Sección transversal de la columna C3. Fuente: Elaboración propia.	63
Figura 64. Diagrama momento curvatura de la sección C3 en dirección 3-3. Fuente: Elaboración propia.	63
Figura 65. Diagrama momento curvatura de la sección C3 en dirección 2-2. Fuente: Elaboración propia.	64
Figura 66. Sección transversal de la columna C4. Fuente: Elaboración propia.	64
Figura 67. Diagrama momento curvatura de la sección C4 en dirección 3-3. Fuente: Elaboración propia.	65
Figura 68. Diagrama momento curvatura de la sección C4 en dirección 2-2. Fuente: Elaboración propia.	65
Figura 69. Sección transversal de la columna C5. Fuente: Elaboración propia.	66
Figura 70. Diagrama momento curvatura de la sección C5 en dirección 3-3. Fuente: Elaboración propia.	66
Figura 71. Diagrama momento curvatura de la sección C5 en dirección 2-2. Fuente: Elaboración propia.	67
Figura 72. Sección transversal de la columna C6. Fuente: Elaboración propia.	67
Figura 73. Diagrama momento curvatura de la sección C6 en dirección 3-3. Fuente: Elaboración propia.	68
Figura 74. Diagrama momento curvatura de la sección C6 en dirección 2-2. Fuente: Elaboración propia.	68
Figura 75. Sección transversal de la columna C8. Fuente: Elaboración propia.	69
Figura 76. Diagrama momento curvatura de la sección C8 en dirección 3-3. Fuente: Elaboración propia.	69
Figura 77. Diagrama momento curvatura de la sección C8 en dirección 2-2. Fuente: Elaboración propia.	70
Figura 78. Curva de capacidad de la estructura analizada en dirección X. Fuente: Elaboración propia.	71
Figura 79. Curva de capacidad de la estructura analizada en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.	72
Figura 80. Punto de desempeño de la estructura analizada para un sismo con T=475 años en la dirección X. Fuente: Elaboración propia.	73
Figura 81. Punto de desempeño de la estructura analizada para un sismo con T=2500 años para la dirección X. Fuente: Elaboración propia.	74
Figura 82. Punto de desempeño de la estructura analizada para un sismo con T=2500 años para la dirección Y. Fuente: Elaboración propia.	75
Figura 83. Punto de desempeño de la estructura analizada para un sismo con T=2500 años para la dirección Y. Fuente: Elaboración propia.	76
Figura 84. Generación de rotulas plásticas en X. Fuente: Elaboración propia.	77
Figura 85. Generación de rotulas plásticas en Y. Fuente: Elaboración propia.	77
Figura 86. Modelo de disipador de energía metálico para pórticos. Fuente:(Hsu & Halim, 2017)	79
Figura 87. Curva de comportamiento del disipador de Hsu con un comportamiento bilineal. Fuente: (Hsu & Halim, 2017)	80
Figura 88. Zonas donde se colocaron los disipadores de energía metálicos. Fuente: Elaboración propia.	80
Figura 89. Zonas donde se colocaron los disipadores de energía metálicos en el eje 2-2. Fuente: Elaboración propia.	81
Figura 90. Zonas donde se colocaron los disipadores de energía metálicos en el eje 3-3. Fuente: Elaboración propia.	81
Figura 91. Modelo de comportamiento monótonico y cíclico. Fuente: Elaboración propia.	82
Figura 92. Registro de aceleración del sismo de Lima - 1966, componente EW.	84
Figura 93. Registro de aceleración del sismo de Lima - 1966, componente NS.	84
Figura 94. Espectros de aceleración de las componentes NS, EW, del sismo de Lima - 1966.	85
Figura 95. Registro de aceleración del sismo de 1970, componente EW.	85

Figura 96. Registro de aceleración del sismo de Chimbote - 1970, componente NS.	86
Figura 97. Espectros de aceleración de las componentes NS, EW, del sismo de Chimbote - 1970.	86
Figura 98. Registro de aceleración del sismo de Lima - 1974, componente EW.	87
Figura 99. Registro de aceleración del sismo de Lima - 1974, componente NS.	87
Figura 100. Espectro de aceleraciones del sismo de Lima - 1974, componentes EW y NS.	88
Figura 101. Registro de aceleración del sismo de Atico – Arequipa 2001, componente EW.	88
Figura 102. Registro de aceleración del sismo de Atico – Arequipa 2001, componente NS.	89
Figura 103. Espectro de aceleraciones del sismo de Atico – Arequipa 2001, componentes EW y NS.	89
Figura 104. Registro de aceleración del sismo de ICA del 2007, componente EW.	90
Figura 105. Registro de aceleración del sismo de ICA del 2007, componente NS.	90
Figura 106. Espectros de aceleración de las componentes NS, EW, del sismo de Ica del 2007.	91
Figura 107. Relación de magnitud de aceleración entre el espectro de la norma E030 del 2003, E030 del 2016 y registros sísmicos naturales. Fuente: Elaboración propia.	92
Figura 108. Escalamiento del registro sísmico de Arequipa 2001, mediante el método SRSS. Fuente: Elaboración propia.	92
Figura 109. Escalamiento del registro sísmico de Pisco 2007, mediante el método SRSS. Fuente: Elaboración propia.	93
Figura 110. Escalamiento del registro sísmico de Lima - 1974, mediante el método SRSS. Fuente: Elaboración propia.	93
Figura 111. Modelo estructural para estudiar la respuesta sísmica de la estructura reforzada. Fuente: Elaboración propia.	95
Figura 112. Máximos desplazamientos laterales debidos al sismo de Ica - 2007. Fuente: Elaboración propia.	95
Figura 113. Máximos desplazamientos debidos al sismo de Atico – Arequipa 2001. Fuente: Elaboración propia.	96
Figura 114. Máximas distorsiones debidas al sismo de Ica - 2007. Fuente: Elaboración propia.	97
Figura 115. Máximas distorsiones debidas al sismo de Atico – Arequipa 2001. Fuente: Elaboración propia.	98
Figura 116. Máximas fuerzas cortantes debidas al sismo de Ica - 2007. Fuente: Elaboración Propia.	99
Figura 117. Máximas fuerzas cortantes debidas al sismo del Atico - Arequipa 2001. Fuente: Elaboración Propia.	100
Figura 118. Nombres de los disipadores de energía metálicos estudiados. Fuente: Elaboración propia.	101
Figura 119. Respuesta sísmica del disipador K1, Primer piso. Fuente: Elaboración propia.	101
Figura 120. Respuesta sísmica del disipador K6, Primer piso, Sismo Atico – Arequipa 2001, Dmax: 0.160mm, Fmax: 10 ton. Fuente: Elaboración propia.	102
Figura 121. Respuesta sísmica del disipador 27, Segundo piso, Sismo de Atico – Arequipa 2001, Dmax: 0.255 mm, Fmax: 10.5 ton. Fuente: Elaboración propia.	102
Figura 122. Respuesta sísmica del disipador 28, Segundo piso, Sismo Atico – Arequipa 2001, Dmax: 0.196mm, Fmax: 10 ton. Fuente: Elaboración propia.	103
Figura 123. Comparación gráfica de los máximos desplazamientos laterales sin y con disipadores en la dirección X. Fuente: Elaboración Propia.	104

Figura 124. Comparación gráfica de los máximos desplazamientos laterales sin y con disipadores en la dirección Y. Fuente: Elaboración Propia.	105
Figura 125. Comparación gráfica de las máximas distorsiones laterales sin y con disipadores en la dirección X. Fuente: Elaboración propia.	106
Figura 126. Comparación gráfica de las máximas distorsiones laterales sin y con disipadores en la dirección Y. Fuente Elaboración propia.	107
Figura 127. Comparación gráfica de las máximas fuerzas cortantes sin y con disipadores en la dirección X. Fuente: Elaboración propia.	108
Figura 128. Comparación gráfica de las máximas fuerzas cortantes sin y con disipadores en la dirección Y. Fuente: Elaboración propia.	109

Índice de Anexos

Anexo 1. Equipo Utilizado para ensayo de esclerometría.....	116
Anexo 2. Certificado de Calibración de esclerómetro.	117
Anexo 3. Plano de Ubicación de la I.E. N° 2093 Santa Rosa-Callao.....	119
Anexo 4. Fichas de recolección de datos	120
Anexo 5. Planos de Arquitectura del Módulo B de la I.E. N° 2093 Santa Rosa - Callao.....	121
Anexo 6. Planos de Estructuras del Módulo B de la I.E. N° 2093 Santa Rosa -Callao.....	125
Anexo 7. Plano de detalle del disipador metálico propuesto.....	129
Anexo 8. Plano de Reforzamiento sísmico con disipador metálico de Hsu & Halim.	130
Anexo 9. Geometría del disipador metálico curvo según Hsu & Halim.	131
Anexo 10. Propiedades de los disipadores de energía de acuerdo con Hsu & Halim.	132
Anexo 11. Características geométricas y comportamiento mecánico del disipador de Hsu & Halim.....	133

Símbolos usados

RNE: Reglamento Nacional de Edificaciones

MVCS: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.

INEI: Instituto Nacional de Estadística e Informática

AENL: Análisis estático no lineal

f^c: Resistencia a la compresión del concreto

f^y: Resistencia a la fluencia del acero

PGA: Peak ground acceleration

FNL: Fast Non Lynear

FEMA: Federal Management Agency

SLB: Shear Link Bozzo

SRSS: Square Root Sum of Squares

REDI: Resilience-based Earthquake Design Initiative for the Next Generation of Buildings

ANLTH: Análisis no lineal tiempo – historia

CISMID: Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y mitigación de Desastres

UNI: Universidad Nacional de Ingeniería

ETABS: Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems

ADAS: Added Damping And Stiffness

TADAS: Triangular – plate Added Damping And Stiffness

MPa: Megapascales

EO: Este - Oeste

NS: Norte – Sur

g: Aceleración de la gravedad

S/C: Sobrecarga

CV: Carga viva

CM: Carga Muerta

V: Cortante

δ : Distorsión de entrepiso

Z: Factor de zona

S_a : Aceleración espectral

Resumen

De acuerdo con la norma peruana de diseño sísmico, una edificación esencial es una estructura que deberá permanecer operativa después de la ocurrencia de un sismo raro; sin embargo, la misma normativa no indica criterios para evaluar si esta condición se cumple por lo que muchas de las edificaciones diseñadas con la norma peruana no necesariamente permanecen operativas después de la ocurrencia de un sismo. En esta investigación se estudia el efecto que tiene el uso de disipadores de energía metálicos en la mejora del desempeño sísmico de la I.E. N° 2093 Santa Rosa, ubicado en el distrito de El Callao, Lima. La metodología implementada en este trabajo consistió en la evaluación de la respuesta sísmica de la edificación analizada mediante análisis dinámico modal espectral y análisis estáticos no lineales. El estudio de la estructura se hizo tratando de equilibrar y verificar los datos suministrados por los planos de construcción y las evaluaciones in situ. El estudio del concreto existente se hizo mediante la aplicación de esclerómetro en 6 elementos estructurales. Los resultados de los estudios de campo mostraron que la edificación analizada tuvo sistema dual y muros estructurales, en direcciones X e Y. En cuanto a los resultados de los materiales se encontró que, aunque la resistencia a la compresión en los planos era de $f'_c=210 \text{ Kg/cm}^2$, las mediciones de campo mostraron que la resistencia a la compresión de concreto fue de hasta $f'_c=420 \text{ Kg/cm}^2$. La propuesta de reforzamiento basada en disipadores de energía de Hsu & Halim mostró que es posible reducir los niveles de distorsiones laterales en hasta 50%, para lograr mejoras notables del desempeño sísmico.

Palabras clave

Disipador metálico, disipador de Hsu & Halim, desempeño sísmico, respuesta sísmica.

Abstract

According to the Peruvian seismic design standard, an essential building is a structure that must remain operational after the occurrence of a very rare earthquake; However, the same regulations do not indicate criteria to evaluate whether this condition is met, so many of the buildings designed with the Peruvian standard do not necessarily remain operational after the occurrence of an earthquake. In this research work, the effect of the use of metallic energy dissipaters in improving the seismic performance of the Santa Rosa de Lima school, located in the district of El Callao, Lima, is studied. The methodology implemented in this work consisted of evaluating the seismic response of the analyzed building by means of dynamic modal spectral analysis and non-linear static analysis. The study of the structure was made trying to balance and verify the data provided by the construction plans and the on-site evaluations. The study of the existing concrete was done by applying a sclerometer on 6 structural elements. The results of the field studies showed that the analyzed building had a dual system and structural walls, in X and Y directions. Regarding the results of the materials, it was found that although the compressive strength in the planes was 21 MPa, field measurements showed that the compressive strength of concrete was 42 MPa. The reinforcement proposal based on curved energy dissipaters showed that it is possible to reduce the levels of lateral distortions by up to 50%, thus achieving notable improvements in seismic performance.

Keywords

Metal damper, curved damper, seismic performance, seismic response.

Capítulo I Planteamiento del Problema

1.1. Descripción de la realidad problemática

El Perú es uno de los países con mayor sismicidad del mundo, debido su emplazamiento geográfico dentro de una de las zonas de mayor actividad geotectónica. Tal hecho provoca que las estructuras construidas en esta zona se encuentren sometidas en numerosas ocasiones, y de manera periódica, a aceleraciones laterales de gran magnitud, alcanzando en algunos casos aceleraciones de hasta 0.45g (Tavera, 2007).

Los efectos de tales movimientos sísmicos no son una novedad en nuestro país, de hecho, se tiene memoria de eventos bastante recientes, como los de Pisco en el 2007, y Arequipa en el 2001. De acuerdo con cifras oficiales del ministerio de vivienda del Perú, el terremoto de Pisco dejó 596 personas fallecidas y 434 mil personas damnificadas, mientras que el terremoto de Arequipa dejó 200 fallecidos 320 mil personas afectadas por este siniestro. Lo anterior resulta aún más preocupante si se toma en cuenta que el máximo nivel de aceleración lateral del suelo registrado fue de alrededor de 0.30g, mientras que la actual norma de diseño sísmico prevé una aceleración lateral máxima de hasta 0.45g, (Tavera, 2007).

De acuerdo con el Instituto Nacional de Defensa Civil (INDECI) las pérdidas económicas alcanzadas por los sismos de 2001 y 2007 alcanzaron valores de 112.9 millones de soles y 115 millones de soles, respectivamente. Eso demuestra la capacidad destructiva de un terremoto en el Perú.

Aunque las cifras mencionadas resultan bastante reveladoras, resulta que los movimientos sísmicos mencionados causaron daño en numerosos tipos de estructuras, incluyendo daño en numerosos colegios. De acuerdo con la norma peruana de diseño sísmico, los centros educativos se encuentran considerados como estructuras esenciales, pues se piensa que, ante la posibilidad de un evento sísmico de gran magnitud, muchas personas se quedarán sin una vivienda, y estas estructuras deberían ser usadas como refugios temporales.

Aunque el Ministerio de educación ha realizado considerables esfuerzos en la mejora de la infraestructura educativa, los esfuerzos deben ser sostenidos en tiempo. Muestra de ello son los recientes daños observados en infraestructura educativa a raíz del terremoto de 8 grados de magnitud ocurrido en Loreto - 2019, donde se han reportado al menos siete colegios con daños considerables.

Teniendo en cuenta los eventos sísmicos ocurridos en el pasado, Arequipa e Ica, y el actual evento ocurrido recientemente el Perú (Sismo de Loreto del 2019), se prevé que, de ocurrir

un evento sísmico de gran magnitud en el Perú, numerosas estructuras educativas se verán afectadas seriamente, con los riesgos que ello implica, especialmente en ciudades con una densidad demográfica significativamente alta, como la ciudad de Lima.

En esta investigación se ha centrado la atención en la I.E. N° 2093 Santa Rosa del distrito del Callao, debido a que es una de las instituciones educativas más emblemáticas de este distrito, mismo que a la fecha cuenta con una población de cerca de un millón de habitantes (INEI, 2019). Además, la cantidad de estudiantes al año 2019 es un total de 542, mientras que el total de trabajadores de dicha institución sumó un total de 45. La infraestructura del colegio bajo mención está basada en dos sistemas resistentes, pórticos de concreto armado en una dirección y muros de cortante en dirección transversal. El edificio estudiado cuenta con cuatro niveles y aunque es relativamente nuevo, construido entre los años 2011 y 2012, presenta grietas en varios elementos estructurales, lo que lleva a pensar que tendrá un comportamiento sísmico inadecuado durante un sismo de gran magnitud, por tanto, se requiere de un sistema que garantice su seguridad ante la eventualidad de un sismo de gran magnitud.

Ante esta situación, ésta investigación pretende dar una posible solución mediante la implementación de una concepción de diseño estructural diferente al enfoque tradicional basado en ductilidad, tal enfoque pretende minimizar el posible daño a los componentes estructurales de una edificación concentrándolo en ciertas zonas de la estructura preparadas para tal fin, tal enfoque es conocido como daño concentrado (*Lumped Damage*) (Hurtado & Bozzo, 2008). Además, para la consecución de tal enfoque se propone la aplicación de unos dispositivos conocidos dentro de la ingeniería estructural como disipadores de energía metálicos (Lee, Kim, Kim, Ryu, & Ju, 2016; Nuzzo, Losanno, Caterino, Serino, & Bozzo Rotondo, 2018).

Los beneficiarios directos de la implementación de esta solución serán, en principio, los propios estudiantes de esta casa de estudios. Además de ocurrir un sismo de gran magnitud, la propuesta de reforzamiento prevé que la edificación beneficiada se mantendrá totalmente operacional, lo que será aprovechado en un evento de este tipo por la población circundante, al usar la estructura con refugio temporal.

El tema de investigación en desarrollo es importante puesto que permite la implementación de nuevas técnicas de diseño basadas en daño concentrado. Las técnicas de daño concentrado nos permiten acumular el daño en ciertas zonas, permitiendo tener un desempeño sísmico fácil de predecir y controlar, reduciendo por consecuencia la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones.

1.2. Formulación del problema

1.2.1. Problema general

PG: ¿Qué mejoras en la respuesta sísmica de la I.E. N° 2093 Santa Rosa se puede lograr mediante la aplicación de dispositivos de disipación de energía metálicos en el distrito del Callao?

1.2.2. Problemas específicos

PE1: ¿Cuál es la respuesta sísmica que presenta la estructura elegida para el estudio?

PE2: ¿Cuál es el efecto que tiene la aplicación de disipadores de energía metálicos en los máximos desplazamientos laterales?

PE3: ¿Qué impacto tiene la incorporación de disipadores de energía metálicos en las máximas distorsiones laterales?

1.3. Objetivos

1.3.1. Objetivo general

OG: Cuantificar las mejoras de la respuesta sísmica obtenidas en la I.E. N° 2093 Santa Rosa mediante la aplicación de disipadores de energía metálicos evaluadas usando ETABS en el distrito del Callao.

1.3.2. Objetivos específicos

OE1: Determinar la respuesta sísmica actual de la estructura elegida usando el software Etabs.

OE2: Establecer el efecto que tiene la aplicación de disipadores de energía metálicos en los desplazamientos laterales, usando Etabs

OE3: Determinar el impacto que tienen los disipadores de energía metálicos en las máximas distorsiones laterales, usando Etabs.

1.4. Justificación

Las estructuras construidas para albergar actividades académicas, específicamente los colegios, son una de las más relevantes desde el punto de vista social, ya que, en el caso de un evento sísmico de gran magnitud, se espera que estas estructuras puedan servir como refugios y albergues temporales para los numerosos afectados.

Es así que los esfuerzos orientados a la mejora de la respuesta sísmica de estas estructuras siempre tienen una relevación importante para la sociedad y en especial para poder afrontar con éxito la ocurrencia de un evento sísmico de gran magnitud.

1.5. Presuposición filosófica

Esta investigación busca encontrar métodos prácticos que permitan mitigar los efectos de un posible sismo en la integridad de una estructura, específicamente en el caso de un colegio, reconocido dentro de la normativa peruana como una estructura esencial; es decir, estructuras que deben continuar prestando servicios después de la ocurrencia de un sismo de gran magnitud.

En este sentido el trabajo busca, en principio, evitar que una estructura deficiente colapse ante la ocurrencia de un sismo de gran magnitud, evitando de esta forma la muerte de las personas. Además, en el caso de que una estructura no colapse, evitar el daño estructural severo, que evite que la estructura continúe prestando el servicio para el que fue concebido. Estos criterios están de acuerdo con la filosofía que orienta la construcción de la norma peruana, en especial cuando dice, “La presente norma tiene como filosofía evitar el daño a las personas [...]”.

El cuidado de la vida de los semejantes es un valor que se ha cultivado en diversas culturas, y a lo largo de la historia de la humanidad. De hecho, se sabe que, en la antigüedad, las sociedades exoneraban a un grupo de personas del trabajo físico, por sus características intelectuales; sin embargo, esto no era visto como un regalo ni un privilegio, sino como una gran responsabilidad, pues este grupo debía garantizar el bienestar del resto de la población, haciendo más llevadera su vida y garantizando el desarrollo intelectual.

En este sentido se considera que es responsabilidad de la comunidad científica del Perú, en específico de la comunidad dedicada a la práctica de la ingeniería estructural el velar por la seguridad y el bienestar de las personas, tratando de evitar el colapso de estructuras existentes y que presentan un déficit en su comportamiento frente a un sismo.

1.6. Limitaciones de la investigación

De acuerdo con (Maya, 2014) toda investigación científica tiene unos límites y un conjunto de consideraciones que hacen que tal investigación sea abordable, en función de las capacidades técnicas y logísticas del investigador.

En ese sentido, la presente investigación ha considerado apropiado realizar el estudio con las siguientes consideraciones:

- No se considera la interacción suelo estructura, pues esta consideración implicaría un incremento sustancial de la complejidad del problema planteado, y no aportaría información útil de acuerdo con los fines que se persiguen. Además, se debe comentar

que la interacción suelo estructura se tomará de manera indirecta, incluyendo estos efectos en la demanda sísmica, específicamente en los espectros de aceleración.

- Solo se considerarán las componentes horizontales del sismo, mientras que las verticales serán omitidas, tal suposición es adecuada en la mayoría de casos de edificaciones convenciones, tal como señalan San Bartolomé et. al (2014).
- En el presente estudio de investigación no se consideró el ensayo de perforación de diamantina para la determinación de la calidad del concreto, debido que no se contó con la autorización para realizar pruebas de ensayos del tipo destructivas.

1.7. Hipótesis

1.7.1. Hipótesis General

HG: La aplicación de disipadores de energía metálicas en la estructura analizada permitirá obtener una respuesta sísmica acorde con los requerimientos de la norma de diseño sismorresistente E.030.

1.7.2. Hipótesis Específicas

HE1: La estructura ha sido sometida a eventos sísmicos leves, por lo que se espera un comportamiento sísmico deficiente.

HE2: La aplicación de los disipadores de energía permite la disminución de los máximos desplazamientos laterales de la estructura analizada.

HE3: La aplicación de los disipadores de energía metálicos provoca una disminución de las máximas distorsiones laterales, provocando una mejora importante en la respuesta sísmica.

1.8. Variables

Variable Independiente: Disipadores de energía metálicos, variable dependiente: Respuesta sísmica de la edificación.

1.8.1. Definición Conceptual

Disipadores de energía metálicos. Dispositivo metálico fabricado de acero dúctil que tiene la función de absorber las fuerzas cortantes ingresadas por el sismo. (Bozzo et. al, 2015)

Respuesta sísmica de la edificación. Forma de como la estructura responde ante la acción de fuerzas laterales inducidas por la acción de un sismo. (Barbat et. al 2010).

1.8.2. Operacionalización de variables

Variable	Definición Conceptual	Definición Operacional	Dimensión	Indicador	Instrumento	Escala de Medición
Disipador de energía metálico (Bozzo et. al, 2015)	Dispositivo metálico fabricado de acero dúctil que tiene la función de absorber las fuerzas cortantes ingresadas por el sismo. (Bozzo et. al., 2015)	Elemento mecánico que tiene una rigidez elástica, fuerzas de fluencia y rigidez posfluencia, bien definidas.	Rigidez elástica	Rigidez elástica	Calculo	t/m
			Fuerza de fluencia	Fuerza de fluencia	Cálculo	t
			Rigidez posfluencia	Rigidez posfluencia	Cálculo	t/m
Respuesta sísmica (Barbat e. al, 2010)	Forma como la estructura responde ante la acción de fuerzas laterales inducidas por la acción de un sismo. (Barbat e. al, 2010)	Forma en que la estructura responde en términos de desplazamientos, distorsiones y aceleraciones laterales.	Máximos desplazamientos laterales	desplazamientos laterales	ETABS	m
			Máximas distorsiones laterales	distorsiones laterales	ETABS	m/m
			Máximas fuerzas cortantes	cortantes de entrepiso	ETABS	m/s ²

Capítulo II Marco Teórico

2.1. Antecedentes de la investigación

(Shirkhani et al., 2015), presentaron un artículo titulado “Investigación experimental y numérica de amortiguadores de fricción rotacional con unidades múltiples en marcos de acero sujetos a excitación lateral”. En este estudio se realizó un experimento en el cual se compararon amortiguadores de unidades múltiples con amortiguador de una sola unidad. Aquí se observó una tendencia creciente en la disipación de energía.

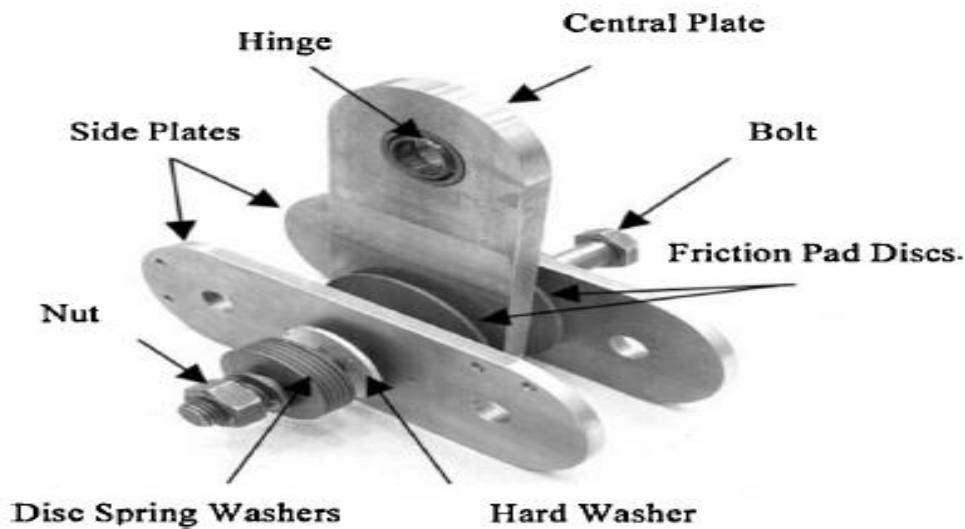


Figura 1. Componentes de amortiguador de fricción rotacional. Fuente: Muad Mualla (2014).

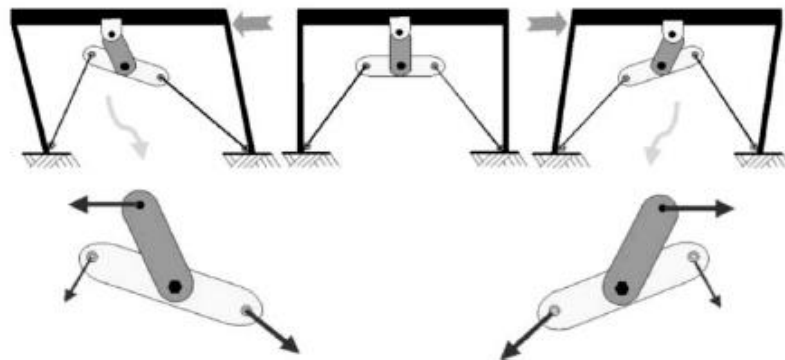


Figura 2. Mecanismo de acción del amortiguador de fricción rotacional. Fuente: Muad Mualla (2014).

Estos dispositivos se utilizan tanto en el diseño de nuevos edificios como en el reforzamiento estructural de edificios ya construidos. Existen numerosas formas en los que estos dispositivos pueden ser usados en una estructura. La idea principal es que cuando un pórtico se mueva producto de la aceleración del terreno, los dispositivos de disipación de energía se activen absorbiendo una buena parte de la energía inducida por el sismo.

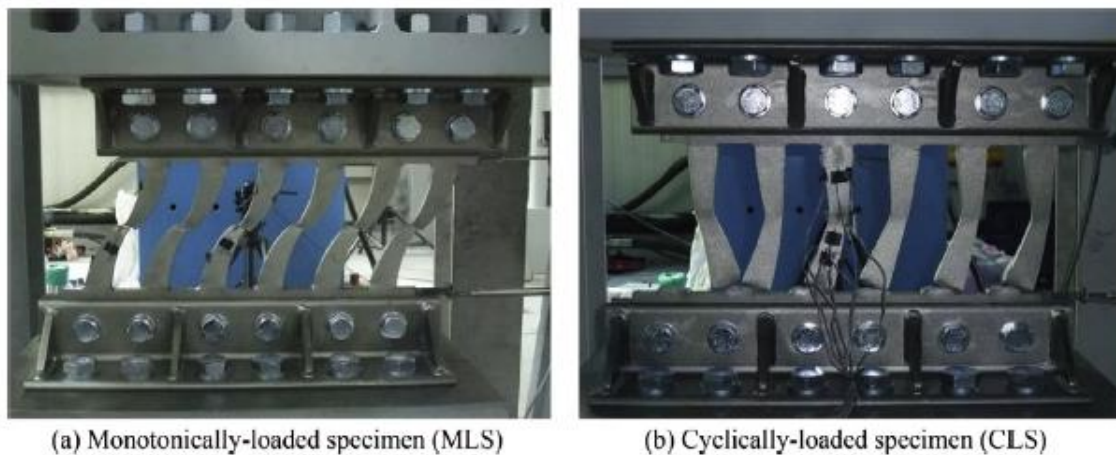


Figura 4. Comportamiento cíclico y monotónico de disipadores metálicos de varias ventanas. Fuente: Chang Wang et. al (2016).

(Nuzzo et al., 2018) presentaron un artículo titulado “Caracterización analítica y experimental de los disipadores de energía de corte” en el que se estudian el comportamiento mecánico y cíclico de un dispositivo metálico que basa su funcionamiento en la fluencia de metales por corte.

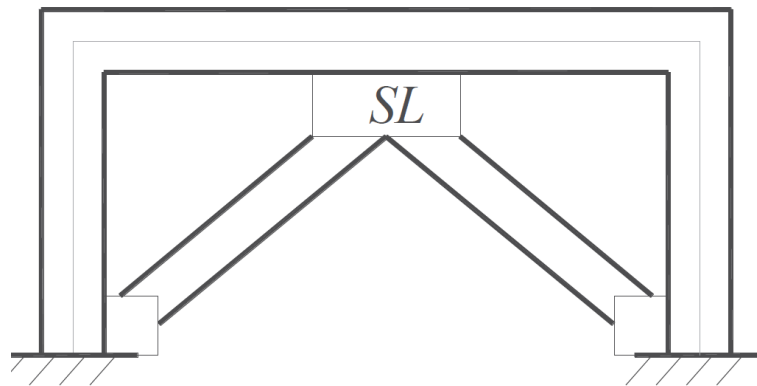


Figura 5. Dispositivo disipador de energía adosado en pórtico de concreto armado. Fuente: (Nuzzo et al., 2018)

Algunas investigaciones adicionales de gran repercusión sobre el uso de dispositivos disipadores de energía están basadas en la fluencia de metales con base en deformaciones de corte, la más conocida es el disipador metálico SLB. En este sentido (Nuzzo et al., 2018) presentaron una serie de investigaciones sobre un disipador metálico concebido para actuar bajo deformaciones de corte. Para esto, el dispositivo se adhiere de manera mecánica a un pórtico de concreto, mediante uniones pernadas a la viga superior y a una configuración chevron, tal como se muestra a continuación.

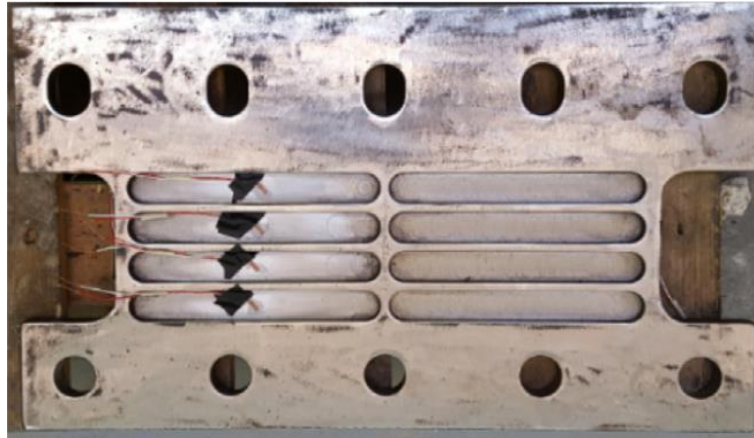


Figura 6. Vista Tridimensional de un dispositivo disipador de energía metálico característico. Fuente:(Nuzzo et al., 2018).

Una de las ventajas más importantes de un disipador de este tipo es que puede ser fabricado a partir de acero estructural convencional, resulta especialmente útil el uso de acero grado 60 por su gran capacidad de disipación de energía, ductilidad y tenacidad. Un ejemplo claro de este tipo de dispositivo es el mostrado en la Figura 6. Como se puede apreciar este dispositivo tiene una forma rectangular y está preparado para ser adosado al sistema resistente y a la configuración chevron, este acoplamiento usualmente se hace con conexiones pernadas.

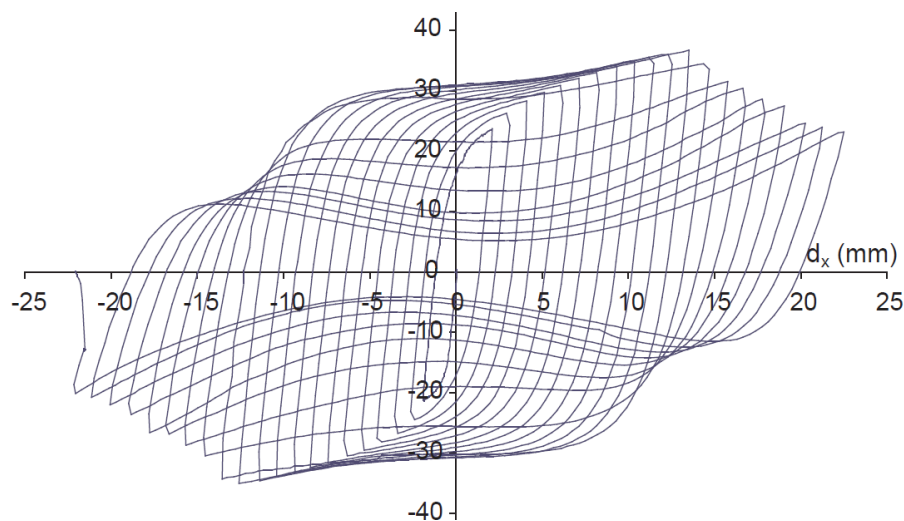


Figura 7. Comportamiento cíclico de un disipador metálico basado en corte. Fuente:(Nuzzo et al., 2018)

Además de la configuración geométrica, es importante conocer otras propiedades útiles, tales como el comportamiento cíclico del elemento, en especial en el caso que se desee evaluar el comportamiento cíclico del elemento en plena interacción con un sistema estructural.

En la Figura 7, se muestra el comportamiento cíclico de este elemento estructural. Como se puede observar de los resultados obtenidos por (Nuzzo et al., 2018), el dispositivo se comporta de manera estable, formando lazos de histéresis anchos. Este comportamiento

siempre será bien apreciado en la respuesta sísmica, pues implica que gran parte de la energía ingresada por el sismo al sistema estructura será disipada por medio de estos dispositivos, por lo que el sistema estructural quedará protegido.

(Sahoo et al., 2015), presentaron un artículo titulado “*Comportamiento cíclico de disipadores basados en corte y flexión combinada*”, en el que se estudia las características mecánicas de un disipador que basa su funcionamiento en el acople de dos disipadores en serie. Cabe mencionar, que no solo existen dispositivos basados en las deformaciones por corte, sino también dispositivos que basan su funcionamiento en deformaciones por flexión, tales como los bien conocidos dispositivos ADAS. En este sentido es importante aclarar que existen ventajas y desventajas para cada tipo de sistema, por lo que en el 2015; (Sahoo et al., 2015), combinaron dispositivos basados en deformaciones de corte y flexión en un solo dispositivo, combinando las mejores características de ambos sistemas.

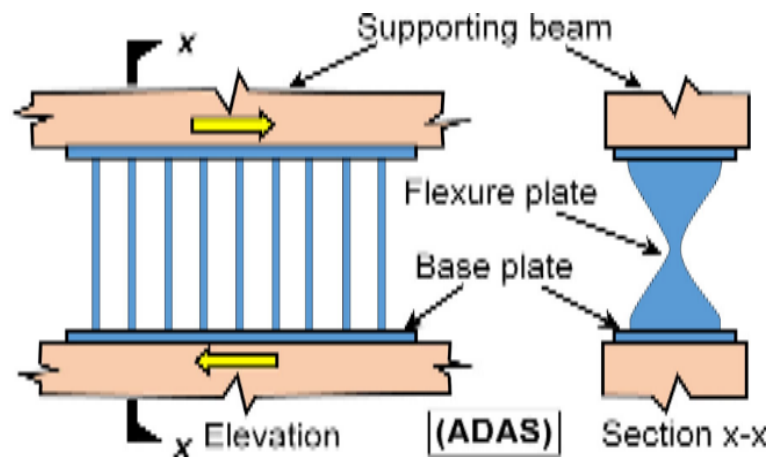


Figura 8. Disipador de energía metálico basado en la flexión de metales ADAS. Fuente: (Oinam & Sahoo, 2018)

En la Figura 8 se muestra un dispositivo de disipación de energía basado en la flexión de placas de acero, tal dispositivo tiene varios años de estar presente y disponible en el mercado, por lo que se ha visto un desempeño sísmico adecuado.

En contraste con los dispositivos de flexión, también se tienen los dispositivos de corte o shear link. Este tipo de dispositivos basan su funcionamiento en las deformaciones de corte.

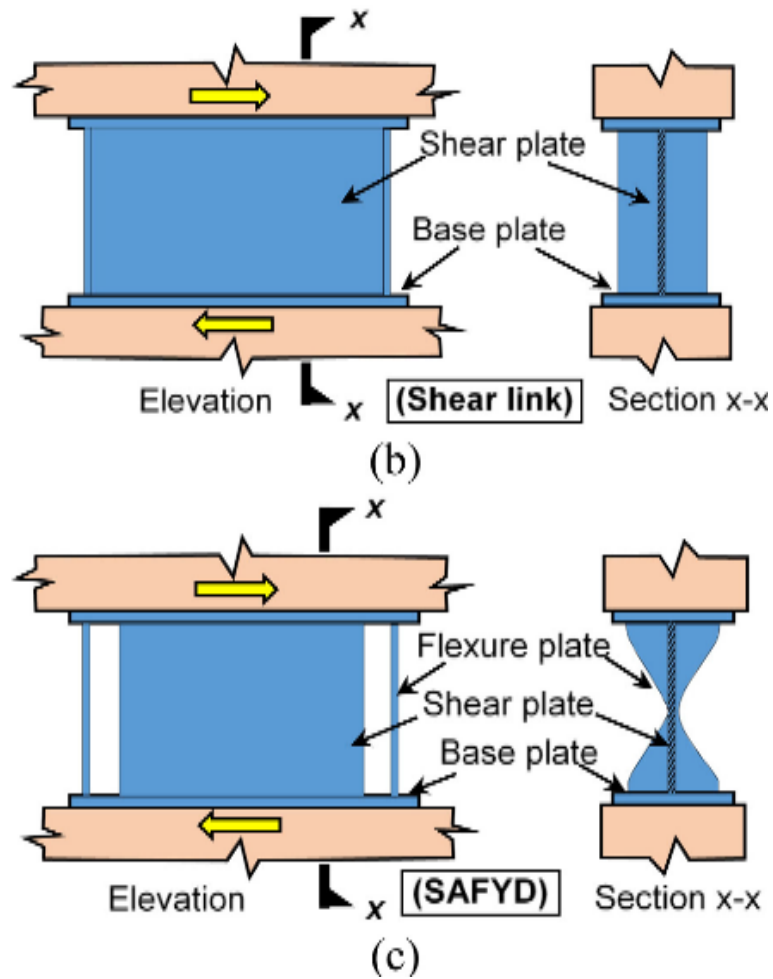


Figura 9. Disipador de energía metálico basado en deformaciones de corte (Shear Link) y una combinación de ambos sistemas (SAFYD). Fuente: (Sahoo et al., 2015).

Al igual que los dispositivos ADAS, los Shear Link exhiben un comportamiento cíclico estable debido a que por sus características se logra aprovechar el comportamiento cíclico en cortante de mejor manera. Los investigadores señalados propusieron la combinación de ambos sistemas, tal como se muestra en la figura anterior (c), por lo que es posible obtener un dispositivo con las ventajas de ambos sistemas. En la Figura 10 se muestra el comportamiento básico de este sistema, en el que se puede ver claramente que el nuevo dispositivo funciona tanto en corte, como en flexión.

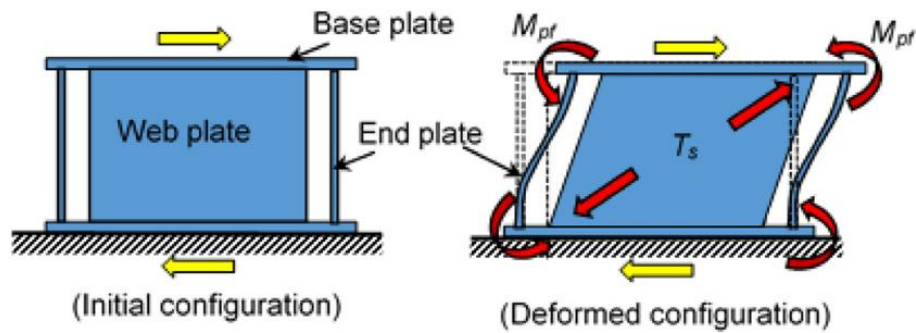


Figura 10. Disipador de energía metálico basado en deformaciones de corte (Shear Link) y una combinación de ambos sistemas (SAFYD). Fuente: (Segovia David, 2016).

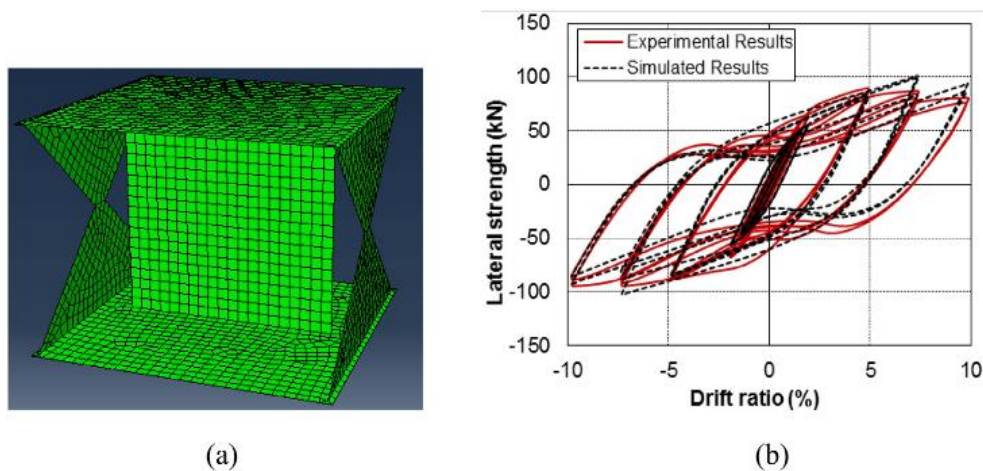


Figura 11. Disipador de energía metálico basado en deformaciones de corte (Shear Link) y una combinación de ambos sistemas (SAFYD). Fuente:(Oinam & Sahoo, 2018).

(Vidal, 2008) en su tesis “Análisis y diseño de estructuras con disipadores de energía metálicos en base a criterios de desempeño” de grado presentada ante la universidad católica de Chile, realiza el diseño de una serie de dispositivos metálicos para su posterior aplicación en el diseño de estructuras, tanto de concreto armado como de acero. Para esto tal método se vale de los conceptos de diseño por cada una de las estructuras de pórticos de concreto armado, o estructuras de muros de concreto.

(Segovia David, 2016) presentó su tesis “Diseño De Disipadores De Energía Metálicos Para Una Edificación De Baja Altura De Concreto Armado” de grado orientada al diseño de estructuras considerando la incorporación de un dispositivo de disipación de energía metálicos. Tales dispositivos basan su funcionamiento en algunas de las propiedades más comunes de los metales, específicamente la fluencia. Para que un metal fluya, requiere del gasto de cierta cantidad de trabajo, la que se invierte en el reacomodo de los átomos y

moléculas a escalas muy reducidas, por lo que este proceso siempre conlleva el gasto de energía. Este proceso es usado aquí para disipar la energía sísmica en forma de calor, mediante la aplicación de dispositivos metálicos.

2.2. Bases teóricas

2.2.1. Disipadores de energía

Los disipadores de energía son dispositivos encargados de absorber gran parte de la energía introducida por un sismo a la edificación. Existen diferentes formas y sistemas empleados en este tipo de dispositivos (Basu & Reddy, 2016).

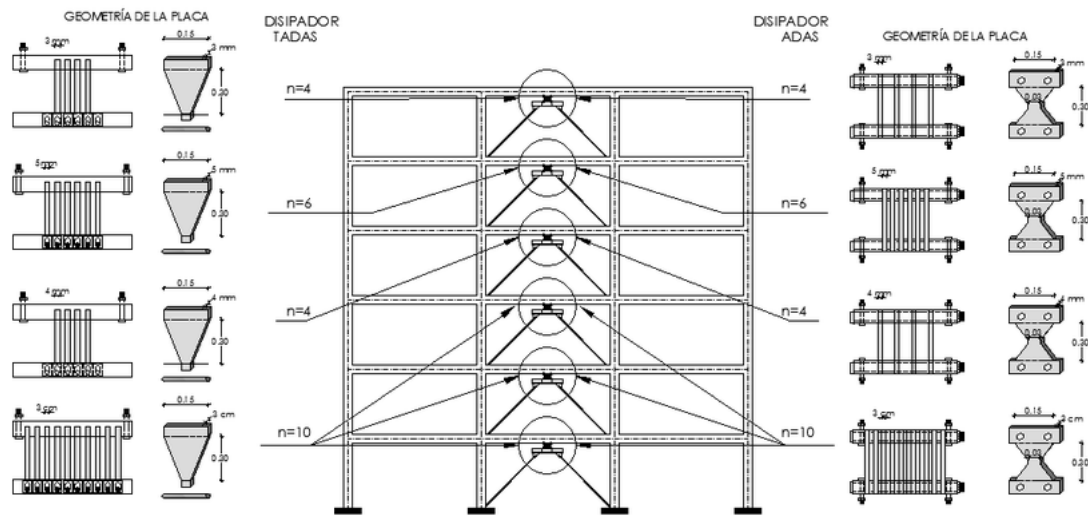


Figura 12. Estructura de pórticos de concreto armado de tres vanos equipada con disipadores de energía ADAS. Fuente: (Hurtado & Bozzo, 2008).

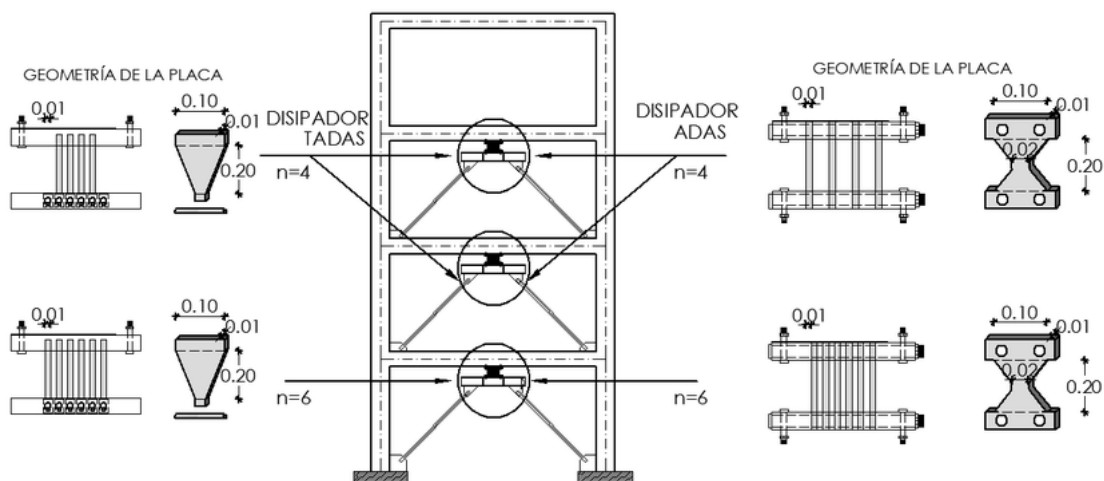


Figura 13. Estructura de pórticos de concreto armado de un solo vano equipada con disipadores de energía ADAS. Fuente: (Nuzzo et al., 2018).

En las figuras anteriores se muestran algunos ejemplos de dispositivos de disipación de energía típicos, colocados en pórticos de concreto armado. Es importante tener en cuenta que la colocación de tales dispositivos está basada en el movimiento del diafragma rígido.

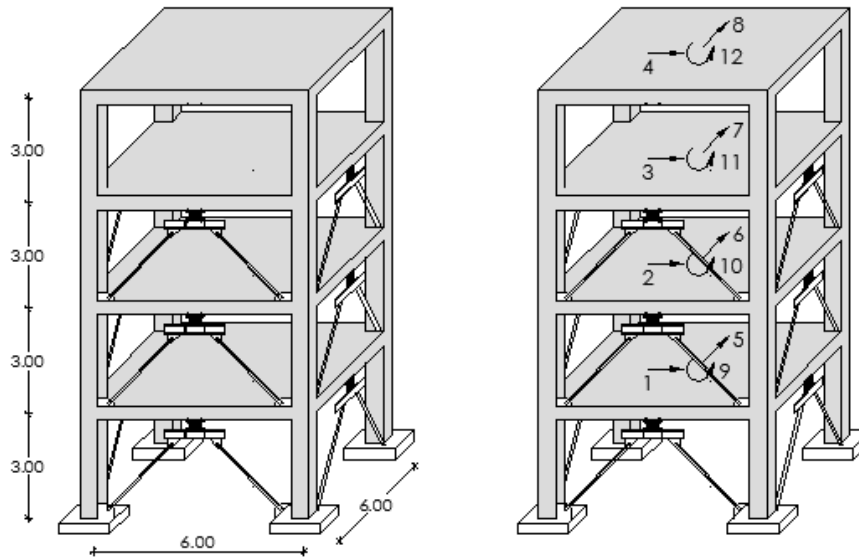


Figura 14. Estructura de concreto armado reforzada con disipadores metálicos. Fuente:(Hurtado & Bozzo, 2008).

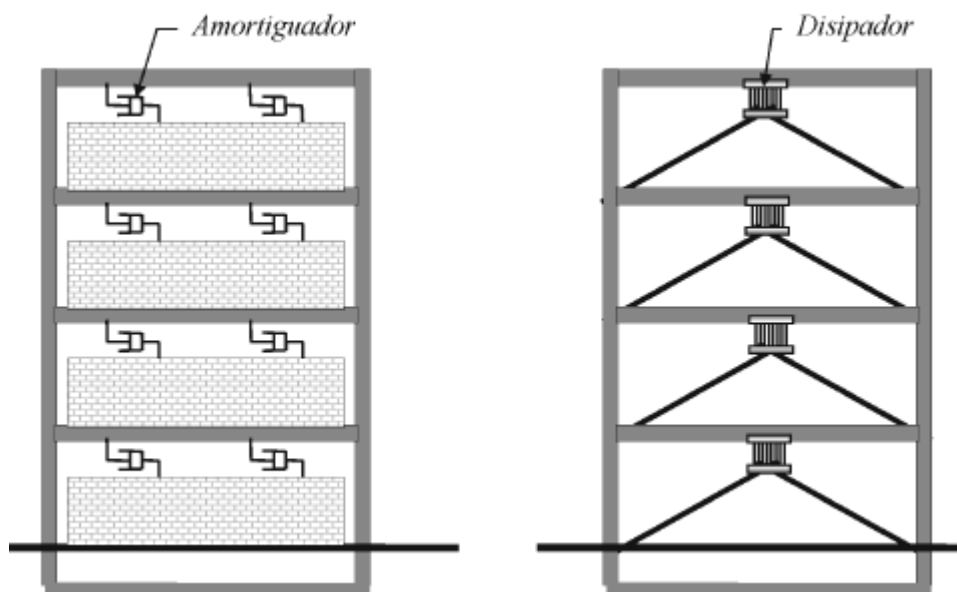


Figura 15. Colocación de disipadores, mediante muro desacoplado o mediante perfiles en chevron. Fuente: (Nuzzo et al., 2018)

2.2.2. Disipadores de fluido viscoso

Los disipadores de fluido viscoso son dispositivos que absorben energía sísmica para emplearla en vencer la resistencia viscosa de un fluido específico. En este sentido, tales dispositivos se basan en un cilindro que contiene un fluido de gran viscosidad, a través del cual pasa un pistón metálico que tiene la función de movilizar el fluido en diversas direcciones con su movimiento y disipar de esta manera gran cantidad de energía.

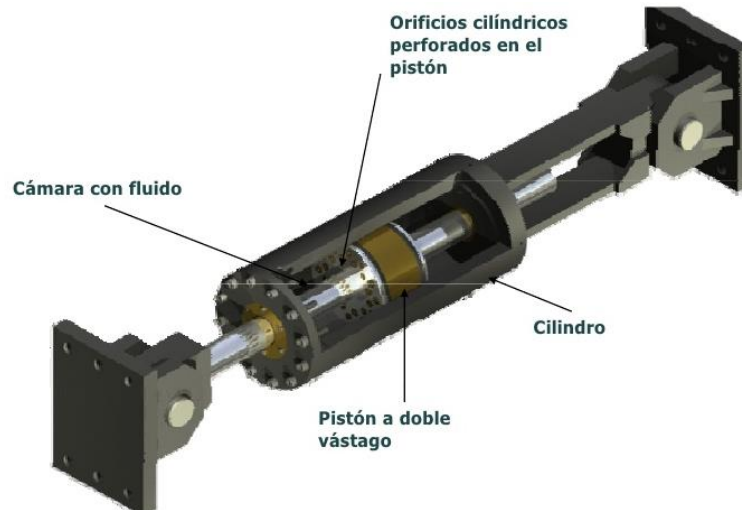


Figura 16. Disipador de fluido viscoso característico. Fuente: (Min et al., 2010).



Figura 17. Isométrico típico de disipadores de fluido viscoso. Fuente:(Min et al., 2010).

Los dispositivos disipadores de energía de fluidos viscosos basan su funcionamiento en la velocidad, y no en el desplazamiento, por lo que las disposiciones preferidas de estos sistemas son chevron y diagonal.



Figura 18. Colocación de los disipadores de fluido viscoso en arreglo chevron. Fuente:(Nuzzo et al., 2018).

2.2.3. Disipadores metálicos

Los disipadores metálicos son dispositivos basados en la fluencia de los metales y su funcionamiento es dependiente de los niveles de desplazamientos relativos en este dispositivo. A diferencia de los dispositivos de fluido viscoso, estos elementos resultan ser muy económicos.



Figura 19. Colocación de disipador metálico. Fuente:(Nuzzo et al., 2018).

Existen numerosas presentaciones y disposiciones para los disipadores metálicos, uno de los más usados en la actualidad, y difundidos, son los disipadores de metálicos SLB. Estos dispositivos consisten placas de acero rectangulares conectados rígidamente a la estructura y funcionan esencialmente por corte.

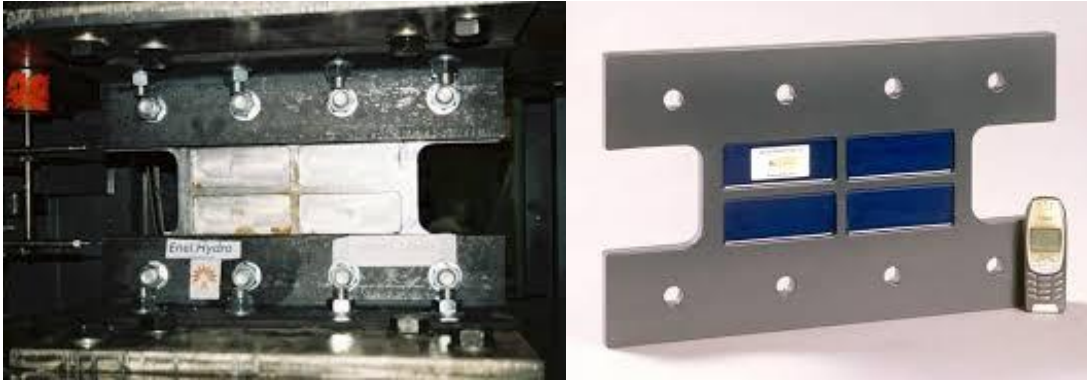


Figura 20. Disipadores metálicos SLB de segunda generación. Fuente: (Nuzzo et al., 2018).

2.2.4. Pórticos de concreto armado

Una estructura basada en pórticos de concreto armado está compuesta esencialmente de columnas y vigas, unidas a través de nodos.

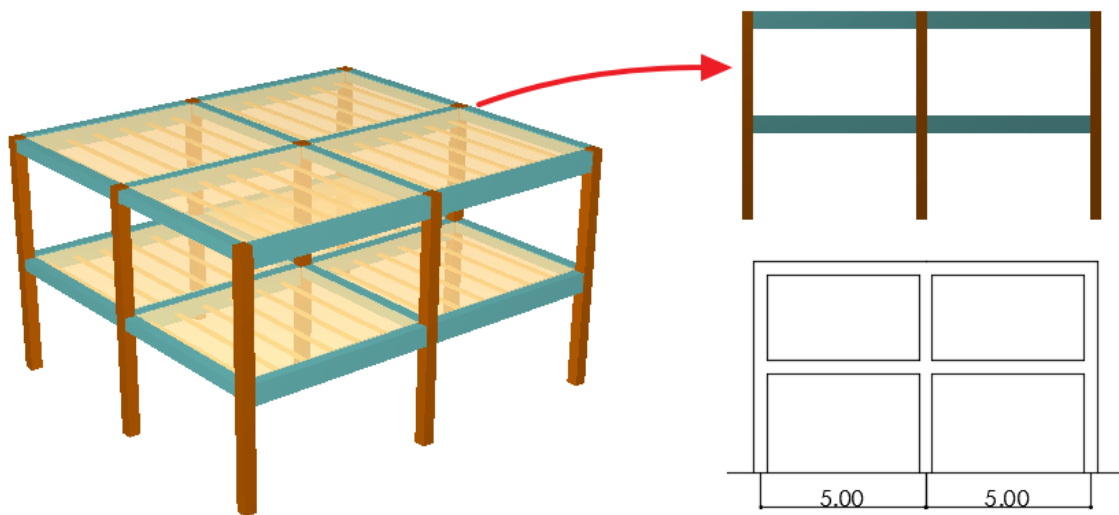


Figura 21. Sistema de pórticos de concreto armado de dos niveles.

La estructura mostrada en la figura anterior nos muestra un sistema de pórticos de concreto armado. Esto es así ya que se puede apreciar que este está formado por un ensamble de columnas y vigas, a través de nodos.

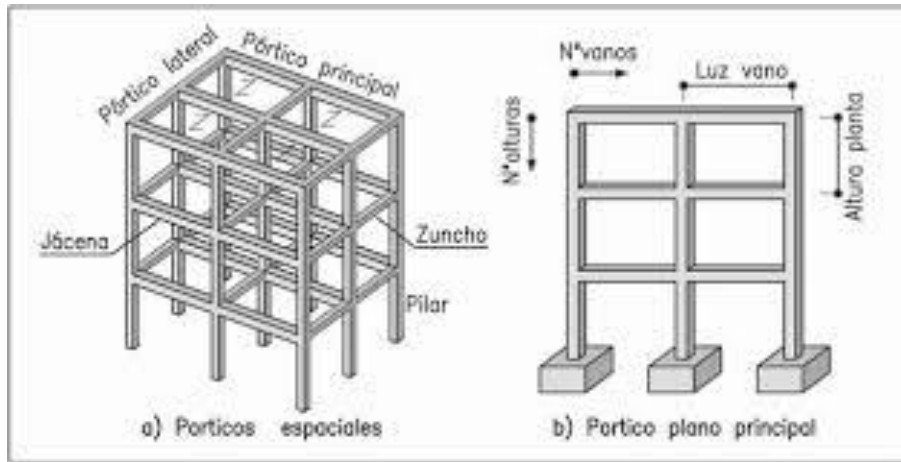


Figura 22. Sistema de pórticos de concreto armado.

2.2.5. Máximos desplazamientos laterales

Los máximos desplazamientos laterales son medidas de los cambios de posición obtenidos de la acción de los sismos.

2.2.6. Máximas distorsiones laterales

Las máximas distorsiones laterales de una estructura son una medida de las deformaciones obtenidas por la acción de un sismo. Además, conviene aclarar que, de acuerdo con la norma peruana de diseño sísmico, las máximas distorsiones laterales deben ser de 7/1000 (E030, 2018).

2.3. Definición de términos básicos

Diafragmas estructurales: Elementos estructurales, tales como las losas de piso, que transmiten las fuerzas de inercia a los elementos del sistema de resistencia sísmica, en la Figura 23 se presenta un esquema de este tipo de sistemas estructurales.

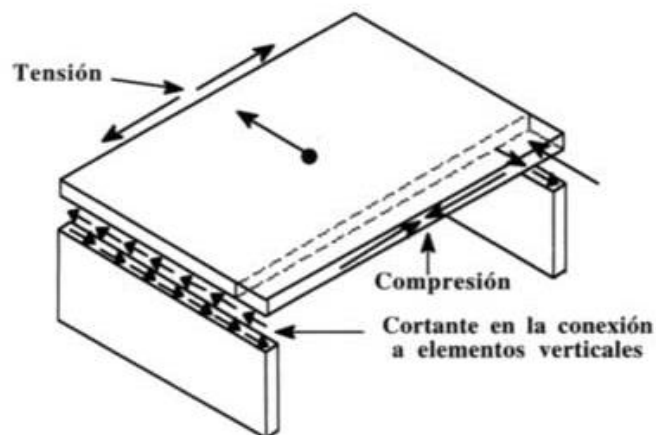


Figura 23. Diafragma rígido actuando sobre los elementos verticales.

Estribo de confinamiento: Un estribo cerrado de diámetro no menor de 8 mm. El confinamiento puede estar constituido por un estribo cerrado en el perímetro y varios elementos de refuerzo, pero todos ellos deben tener en sus extremos ganchos sísmicos que abracen el refuerzo longitudinal y se proyecten hacia el interior de la sección del elemento. Las espirales continuas enrolladas alrededor del refuerzo longitudinal también cumplen función de confinamiento, en la Figura 24 se muestran algunos casos.

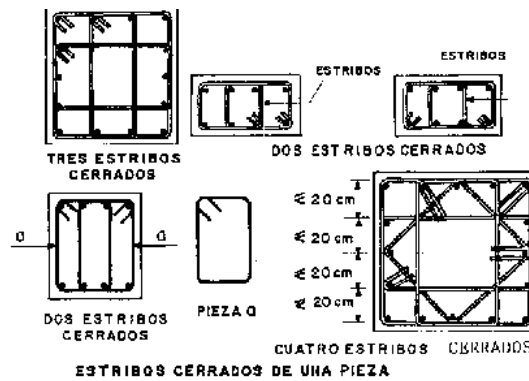


Figura 24. Tipos de estribos de confinamiento presentes en pórticos de concreto armado.

Elementos colectores: Elementos que sirven para transmitir las fuerzas de inercia en los diafragmas hacia los elementos del sistema resistente a fuerzas laterales.

Elementos de borde: Zonas a lo largo de los bordes de los muros y de los diafragmas estructurales, reforzados con acero longitudinal y transversal. Los elementos de borde no requieren necesariamente un incremento del espesor del muro o del diafragma. Los bordes de las aberturas en los muros y diafragmas deben estar provistos de elementos de borde, en la Figura 25 se presenta de manera la disposición de estos en la práctica del diseño estructural.



Figura 25. Elementos de borde típicos presentes en placa de concreto armado.

Gancho sísmico: Es el gancho que debe formarse en los extremos de los estribos de confinamiento y grapas suplementarias. Consiste en un doblé de 135° o más. Los ganchos

deben tener una extensión de 8 veces el diámetro de la barra, pero no menor a 75 mm, que abraza el refuerzo longitudinal y se proyecta hacia el interior de la sección del elemento.

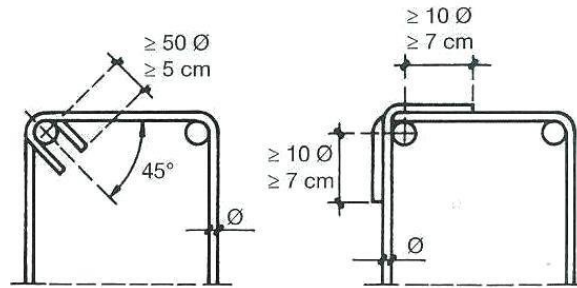


Figura 26. Gancho sísmico típico, usado en el diseño de estructuras de concreto armado.

Grapa suplementaria: Refuerzo transversal de diámetro mínimo 8 mm que tiene ganchos sísmicos en ambos extremos. Los ganchos deben abrazar a las barras longitudinales de la periferia de la sección.

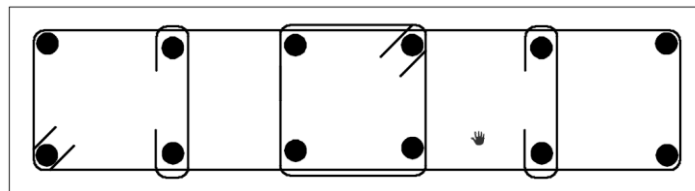


Figura 27. Grapas suplementarias apoyando varillas de refuerzo longitudinal.

Región de rótula plástica: Región de un elemento de pórtico (columnas, vigas) o muro estructural en la que se espera que ocurra fluencia por flexión durante la respuesta sísmica inelástica de la estructura.

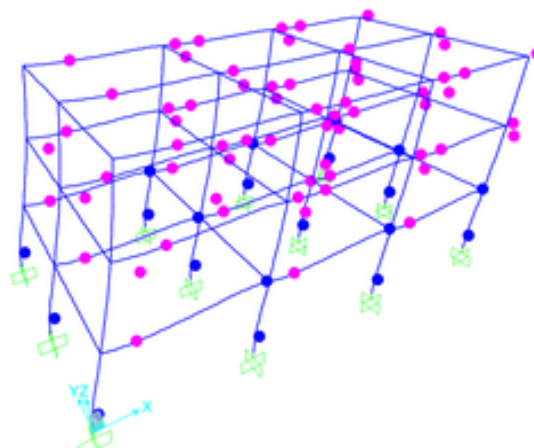


Figura 28. Zonas de formación de rótulas plásticas en un pórtico de concreto armado.

Resistencia: De acuerdo a la mecánica de materiales, la resistencia de un elemento es la fuerza o momento máximo que un elemento estructural es capaz de resistir, en un edificio sería la fuerza cortante basal máxima que la estructura es capaz de soportar, debe aclararse

que en general la resistencia máxima de un elemento no coincide con su máxima capacidad de deformación.

Ductilidad: La ductilidad de un elemento estructural es la relación obtenida entre la capacidad de deformación última y la deformación de inicio de fluencia, por tanto, si la ductilidad es mayor a la unidad el elemento es capaz de exhibir grandes deformaciones, y si este es el caso, estos elementos son llamados dúctiles, mientras que, si el coeficiente de ductilidad es igual a la unidad, los elementos son llamados frágiles.

Capacidad: La capacidad global de una estructura depende de las capacidades de resistencia y de deformación de los componentes individuales de la estructura. Para determinar las capacidades más allá de los límites elásticos, se requiere alguna forma de análisis no lineal, tal como el procedimiento pushover. Este procedimiento utiliza una serie de análisis elásticos secuenciales, superpuestos para aproximar un diagrama de capacidad fuerza – desplazamiento en la totalidad de la estructura. El modelo matemático de la estructura se modifica para tener en cuenta la resistencia reducida de los componentes que alcanzaron la fluencia. Una distribución de la fuerza lateral se aplica nuevamente hasta que los componentes adicionales fluyan. Este proceso se continúa hasta que la estructura se vuelve inestable o hasta que se alcanza un límite predeterminado. Para modelos bidimensionales, se dispone de programas informáticos que modelan directamente el comportamiento no lineal y pueden crear directamente una curva Pushover. La curva de capacidad del Pushover nos aproxima cómo se comportan las estructuras después de superar su límite elástico.

Demanda (desplazamiento): Los movimientos de la tierra durante un terremoto producen patrones complejos de desplazamiento horizontal en estructuras que pueden variar con el tiempo. Haciendo el seguimiento de este movimiento en cada paso de tiempo para determinar los requisitos de diseño estructural es juzgado poco práctico. Los métodos de análisis lineal tradicional utilizan fuerzas laterales para representar una condición de diseño. Para métodos no lineales es más fácil y más directo utilizar un conjunto de desplazamientos laterales como condición de diseño. Para una estructura dada y movimiento del suelo, la demanda de desplazamiento es una estimación de la respuesta máxima esperada del edificio durante el movimiento del suelo.

Desempeño: Una vez definida la curva de capacidad y la demanda de desplazamiento, se puede realizar una comprobación del desempeño o rendimiento de la estructura. Una comprobación del desempeño comprueba que los componentes estructurales y no estructurales no se dañan más allá de los límites aceptables del objetivo de desempeño para las fuerzas y desplazamientos implicados por la demanda de desplazamiento. Los métodos más usados y conocidos para determinar el desempeño de una estructura son el método del espectro de capacidad y el método del coeficiente de desplazamiento.

Aislamiento de base: Es un sistema que permite desacoplar en dirección lateral la superestructura y la cimentación, para este fin existen numerosos dispositivos en el mercado, tales como el aislador de caucho, aisladores de caucho con alto amortiguamiento, aisladores de fricción simples, aisladores de doble péndulo de fricción, aisladores de triple fricción, entre otros.

Aislador elastomérico: Es un tipo de aislador de caucho que usualmente viene en diversas formas, dependiendo de las aplicaciones requeridas.

Aislador de fricción: Es un tipo de aislador de base que usa la fricción para la transmisión de la fuerza cortantes de la cimentación a la superestructura, además de acuerdo a la ley coulomb, la fuerza de fricción máxima es una fracción del peso sobre este, por tanto, en este sistema se tiene un límite practico para la fuerza cortante transmitida por la cimentación a la superestructura.

Sismo de diseño: De acuerdo con el REDI (*Resilience-based Earthquake Design Initiative for the Next Generation of Buildings*), el sismo de diseño es representado por un espectro de respuesta elástico, que tiene un 10% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años, además es importante tener en cuenta que este nivel de probabilidad deberá ser obtenido de un estudio de peligro sísmico probabilístico de sitio específico (*Site-Specific Probabilistic Seismic Hazard Analysis* “PSHA”). El espectro mencionado deberá construirse con una razón de amortiguamiento adecuada.

Capítulo III Metodología

3.1. Tipo y Enfoque de la investigación

3.1.1. Tipo de investigación

La investigación pretende la aplicación de un conjunto de conocimientos ya establecidos a la solución de un problema práctico de la ingeniería civil, en este caso la mejora de la respuesta sísmica de una estructura de concreto armado. Por tanto, de acuerdo con (Borja S., 2012; Hernández Sampieri, Fernandez Collado, & Baptista Lucio, 2014) la investigación es de tipo aplicada.

3.1.2. Enfoque de investigación

La investigación propuesta pretende el estudio de variables cuantificables de manera directa o indirecta, por lo que se puede decir que tiene un enfoque cuantitativo.

3.2. Método y diseño de la investigación

3.2.1. Método de investigación

El método de investigación es la forma de obtención del conocimiento, es decir, la forma como se llegarán a las conclusiones requeridas. En este caso, el método aplicado fue el explicativo, pues se basó en el estudio de las magnitudes de los fenómenos en base a los datos obtenidos.

3.2.2. Diseño de investigación

De acuerdo con (Borja S., 2012; Hernández Sampieri et al., 2014), el diseño de una investigación es el establecimiento de un proceso claro y realizable que sirva como un medio para la demostración de la validez o no de la hipótesis planteada. En este sentido, según el mismo autor, existen esencialmente dos tipos de diseño de investigación, los experimentales y los no experimentales.

Se dice que un diseño es experimental si conlleva la manipulación de la variable independiente con la finalidad de medir su efecto en la variable dependiente. En el caso que tal manipulación no exista y que simplemente se estudió un fenómeno tal como se muestra en la realidad, el diseño es conocido como no experimental.

La hipótesis planteada dice que la aplicación de los disipadores de energía metálicos permitirá la mejora de la respuesta sísmica de la I.E. N° 2093 Santa Rosa. Por tanto, el diseño de la investigación debe estar enfocada a generar una secuencia lógica de pasos que nos

brinde información cuantitativa de los efectos de la aplicación de los disipadores metálicos en la respuesta estructural de la I.E. N° 2093 Santa Rosa ubicada en el distrito del Callao.

El primer paso a realizar consistió en la recolección básica de las características de la estructura a analizar. Esta información incluye espaciamiento libre entre las columnas existentes, alturas de entrepiso, dimensiones de los elementos estructurales, tales como vigas y columnas, espesor de las losas aligeradas. Esta información se obtuvo de primera mano, pues se tomó tales medidas in situ, mediante la aplicación de winchas metálicas y nivel laser. Además, conviene aclarar que, con la finalidad de hacer una evaluación más detallada y precisa, se ha logrado tener acceso al expediente técnico del área de estructuras.

El segundo paso consistió en la determinación de las propiedades y características de los materiales existentes en la estructura, tales como el concreto, y acero. La información relativa al concreto colocado en los elementos estructurales se evaluó mediante el método de la esclerometría; mientras que, la cantidad del acero colocado se evaluó del estudio del expediente técnico. Además, fue indispensable la determinación de las características del suelo de fundación para poder establecer la relación existente entre el suelo y la estructura. Las propiedades del suelo de fundación fueron obtenidas mediante el estudio de mapas de microzonificación sísmica de la zona, mismas que han sido elaboradas por el Centro Peruano Japonés de investigaciones sísmicas y Mitigación de desastres (CISMID).

El tercer paso consistió en el estudio de la respuesta sísmica de la estructura. Para esto se modeló la estructura elegida en un software de análisis sísmico, específicamente ETABS. Los parámetros sísmicos a evaluar fueron los máximos desplazamientos, las máximas distorsiones laterales y las máximas aceleraciones de piso. Para esto, se llevó a cabo un análisis modal espectral, que consiste en el cálculo de las respuestas sísmicas usando las máximas respuestas modales y mediante la aplicación de espectros de aceleración, consecuentes con la norma peruana de diseño sísmico. Finalmente, los resultados obtenidos del análisis fueron contrastados con los requerimientos presentes en la norma sísmica peruana vigente.

Con la finalidad de determinar si la aplicación de disipadores de energía metálicos permite mejorar la respuesta sísmica, se propuso el estudio de dos casos bien definidos, la edificación como se encuentra en la actualidad, y la edificación modificada con los dispositivos de disipación de energía. En los casos de estudio planteados se manipuló la variable disipadores metálicos de energía, por lo que la investigación califica como una investigación experimental.

3.3. Población y muestra

3.3.1. Población

Esta investigación se centra en el análisis del comportamiento de un caso específico, en este caso, la I.E. N° 2093 Santa Rosa de cuatro niveles, localizada en el distrito del Callao. Por lo que puede decirse que la población de estudio está representada por un conjunto unitario.

La edificación analizada para el desarrollo de esta investigación es un edificio de cuatro niveles con un sistema dual, de pórticos de concreto armado en dirección longitudinal y muros de concreto armado en dirección transversal, como se puede observar en la siguiente figura. Esta edificación fue elegida debido a que, por su configuración estructural, y las dimensiones de los elementos resistentes a cargas laterales, se prevé que no cumple con los requisitos de rigidez exigidos por la norma peruana de diseño sísmico. Este hecho, provocará que las máximas distorsiones inducidas por la acción de un sismo superen los límites máximos permitidos por la norma de diseño E.030, por lo que es de esperarse que esta estructura sufra de daño severo, incluso el colapso, sino se toman medidas preventivas.

3.3.2. Muestra

Dado que la población de estudio es un conjunto unitario, en este caso particular la muestra coincide con el mismo conjunto.

3.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos

3.4.1. Técnicas

La recolección de datos se desarrollará en tres partes. La primera es el recojo de datos de las características geométricas de la edificación existente; el segundo paso será la recolección de información de las propiedades de los materiales instalados y finalmente; el estudio de las propiedades del suelo circundante.

Para el recojo de las características geométricas de la edificación se hará una visita presencial a la edificación considerada, de la que primero se tomarán una serie de fotografías, usando cámaras con una resolución aceptable. Acto seguido se procederán a identificar los tipos de columnas existentes dentro de la edificación, así como los tipos de vigas presentes. Además, se registrarán las secciones de los elementos estructurales ya identificados. Posteriormente se medirán las distancias existentes entre los elementos verticales y la altura de los entresijos. Es importante aclarar que también se deben medir las dimensiones de las losas.

El segundo estudio consistirá en elegir al azar tres columnas del primer piso, y una en cada uno de los pisos restantes. La intención de la obtención de tres puntos de medición es obtener la mínima cantidad de estudios que nos permita obtener una media aritmética y una desviación estándar. Las columnas elegidas serán sometidas a un estudio de esclerometría para poder determinar las características de los materiales colocados. El estudio esclerométrico es un proceso no destructivo que nos permitirá determinar la calidad del concreto instalado en la estructura. En cuanto al estudio de los reforzamientos existentes, este se hará mediante el estudio de los planos de estructuras a los que se han tenido acceso.

El estudio de las características dinámicas del suelo de fundación de la zona de interés se obtendrá del estudio de los planos de microzonificación sísmica generada por el Centro Peruano Japonés e investigaciones sísmicas (CISMID). Tales documentos proporcionarán información tal como, tipo de suelo y periodo dominante del suelo.

3.4.2. Instrumentos

Los instrumentos de investigación usados fueron, wincha metálica, nivel laser, esclerómetro, hojas de cálculo en Excel, software de análisis no lineal ETABS y la Norma Técnica Peruana E.030(2018).

3.5. Análisis de datos

Los resultados del análisis fueron procesados y organizados por medio de tablas de máximas respuestas, además, se usaron gráficos bidimensionales para mostrar la información y poder contrastarlas.

3.6. Evaluación de la estructura actual sin disipadores

3.6.1. Recolección de datos insitu

La estructura analizada forma parte de una serie de estructuras construidas dentro de la propiedad de la I.E. N° 2093 Santa Rosa del Callao. Este corresponde a diversas áreas del colegio, tales como aulas, servicios higiénicos entre otros. Como se puede apreciar en la Figura 29, está compuesta de varios bloques, yendo desde los tres pisos hasta los cuatro pisos. Se consideró para esta investigación el módulo o bloque “B”, y de manera visual, tiene sistema resistente a las cargas laterales confirmado por columnas, de secciones rectangulares y T, muros de concreto armado y vigas peraltadas en ambos sentidos. Se ha detectado, además, un sistema de losas aligeradas unidireccionales.

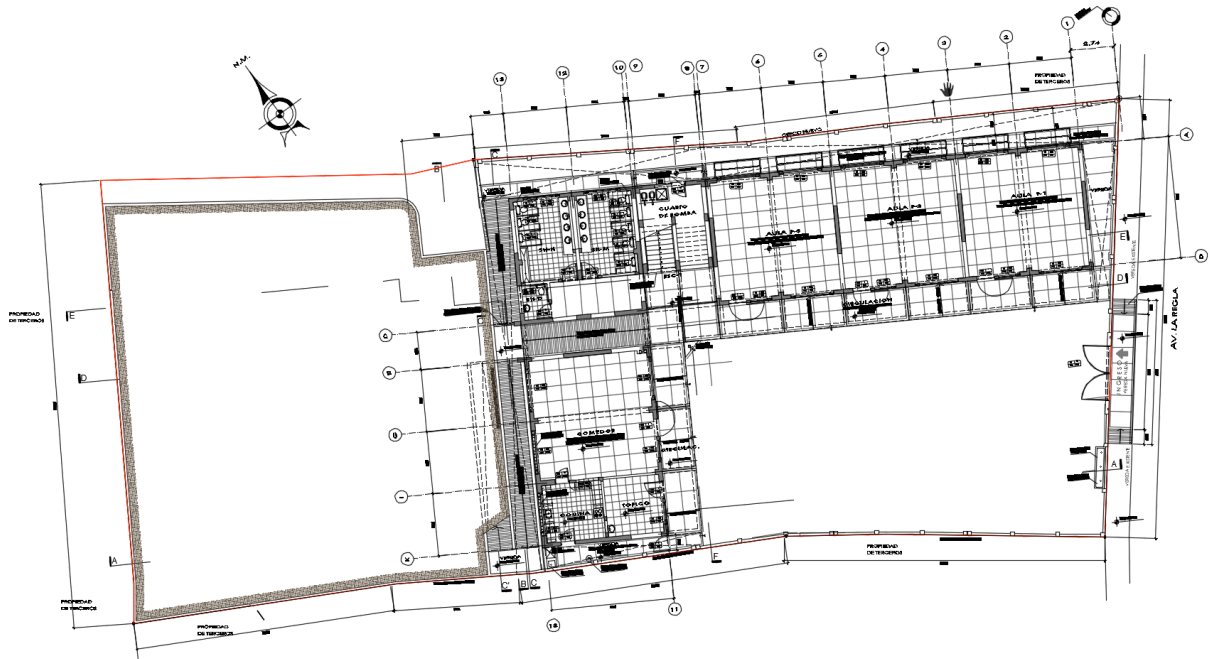


Figura 29. Vista en planta de la I.E. N° 2093 Santa Rosa. Fuente: Elaboración Propia.

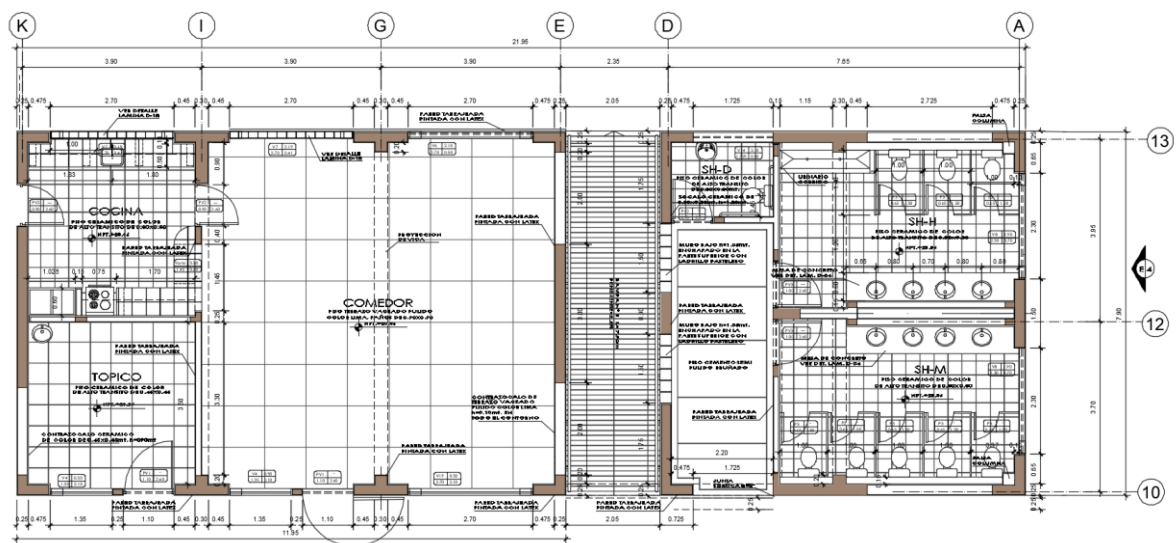


Figura 30. Distribución en planta del bloque "B". Fuente: Elaboración Propia.

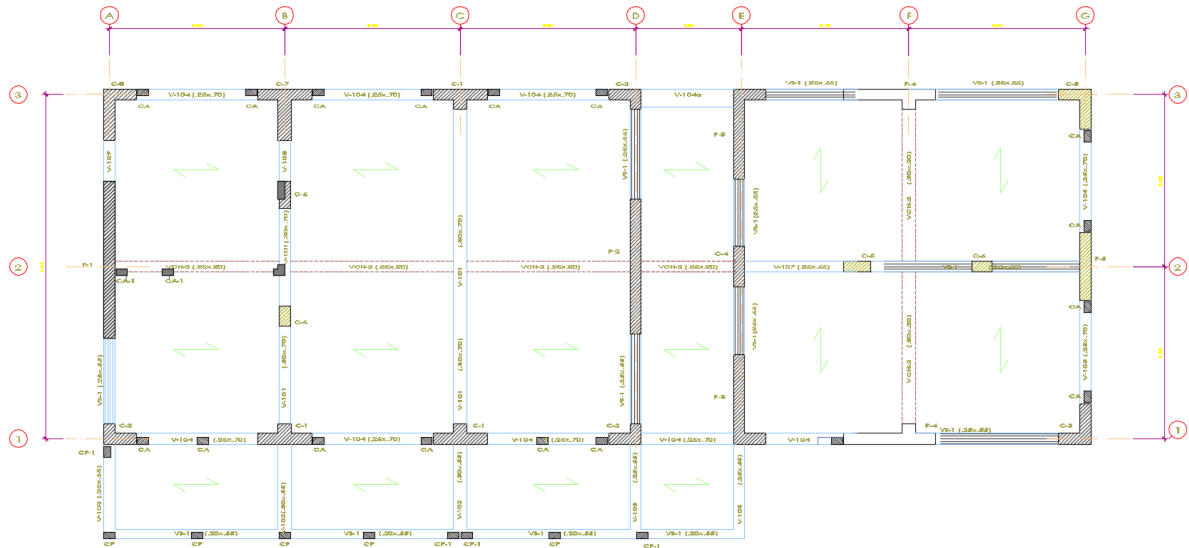


Figura 31. Elementos verticales presentes en el bloque “B”. Fuente: Elaboración Propia.

Se ha podido observar también que existen áreas de servicios higiénicos dentro de este bloque, así como corredores de 1.2 m de ancho. Esto muestra que existirán numerosas áreas con niveles de carga bien diferenciados de un ambiente a otro.



Figura 32. Aligerado típico de cada nivel de la estructura. Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 1. Ficha de recolección de datos para elementos estructurales.

Mejora de la respuesta sísmica de la I.E. N° 2093 Santa Rosa mediante la aplicación de Disipadores de Energía metálicos en el distrito del Callao							
Columnas	Nivel	bw(cm)	h(cm)	l(m)	As(cm2)	f'c(kg/cm2)	fy(kg/cm2)
C-1 T	1° al 4°	120/25	20/30	13,40	43,12	210	4200
C-2 L	1° al 4°	48/25	45/25	13,40	28,66	210	4200
C-3 L	1° al 4°	48/25	90/25	13,40	39,42	210	4200
C-4	1° al 4°	25	90	13,40	30,64	210	4200
C-5	1°	60	25	3,35	19,28	210	4200
C-6	1°	45	25	3,35	15,32	210	4200
C-7 T	1°	90/30	120/25	3,35	56,72	210	4200
C-8 L	1°	115/25	48/25	3,35	42,26	210	4200
Vigas	Nivel	bw(cm)	h(cm)	l(m)	As(cm2)	fy(kg/cm2)	fy(kg/cm2)
V-101, 201,301,401	1° al 4°	30	70	7,00	18,46	210	4200
V-102, 202,302, 402	1° al 4°	30	55	1,90	24,96	210	4200
V-103, 203,303	1° al 4°	25	55	2,10	13,6	210	4200
V-104, 204, 304, 404	1° al 4°	25	70	2,70	9,34	210	4200
V-105, 205,305,405	1° al 4°	25	70	2,3	-	210	4200
V-206, 306,406	2° al 4°	30	70	7,00	18,46	210	4200
V-107	1°	25	55	2,20	-	210	4200
VS-1	1° al 4°	25	55	2,72	7,92	210	4200
VCH-2	2° al 4°	25	20	3,65	-	210	4200
VCH-3	1°	25	20	13,75	-	210	4200
VCH-2S	2°	70	20	7,45	-	210	4200
VB-1	1° al 4°	20	55	13,75	-	210	4200
Placas	Nivel	bw(cm)	h(cm)	l(m)	As(cm2)	f'c(kg/cm2)	fy(kg/cm2)
P-1	1° al 4°	25	260	13,40	198,80	210	4200
P-2	1° al 4°	25	210	13,40	160,46	210	4200
P-3	1° al 4°	25	110	13,40	83,78	210	4200
P-4 T	1° al 4°	73/25	175/25	13,40	51,04	210	4200
P-5	1° al 4°	25	150	13,40	38,56	210	4200

Fuente: Elaboración propia.

3.6.2. Estudio de los materiales

La investigación documentaria ha llevado al encuentro de los planos de construcción en diferentes especialidades, tales como las especialidades de Arquitectura, estructuras, sanitarias e instalaciones eléctricas. Así que estos documentos han sido usados como una fuente valiosa de información acerca de la calidad de los materiales involucrados en la construcción de estas estructuras.

3.6.2.1. Ensayo de esclerometría

Este tipo de estudios está basado en el uso de un martillo de concreto para determinar la resistencia a la compresión del concreto. Evidentemente, este método no determina a resistencia a la compresión de manera directa, sino que se basa en una serie de correlaciones entre las magnitudes resistencia a la compresión del concreto, y longitud del rebote del martillo.

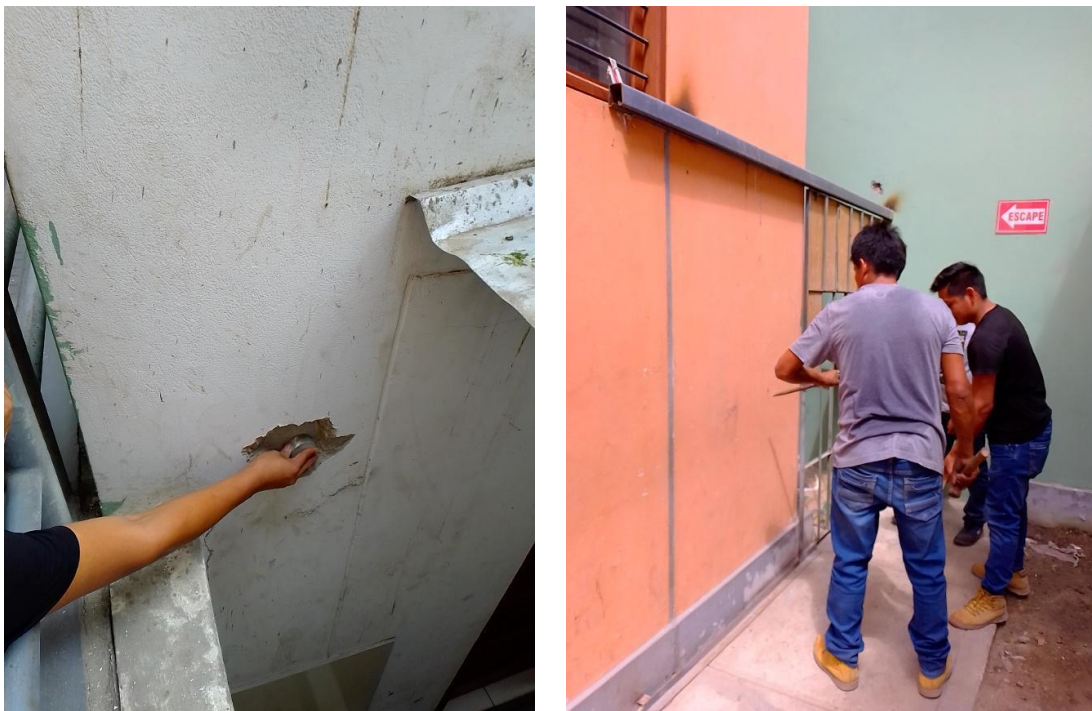


Figura 33. Ubicación de Puntos para el ensayo de esclerometría. Fuente: Elaboración Propia.

La medición se realizó mediante el uso de un esclerómetro manual, tal como se aprecia en la siguiente figura 35. Este aparato debe sostenerse de manera manual y acercarse a la superficie de concreto de la cual se desea obtener la resistencia a la compresión. El aparato mencionado consta del martillo, el alisador de superficie.



Figura 34. Equipo de esclerometría empleado en el análisis. Fuente: Elaboración Propia.

Es importante recordar que el martillo debe sostenerse de manera perpendicular a la superficie analizada y presionar de manera razonable. Una vez colocado en posición se debe liberar el martillo sujetándolo firmemente. El resultado debe medirse directamente de la escala dada en MPa.

3.6.2.2. Resultados de la resistencia a la compresión del concreto

En esta sección se muestran los resultados obtenidos de la esclerometría realizada en las zonas de interés. Los elementos analizados fueron elementos verticales, tales como columnas y muros de corte.



Figura 35. Auscultaciones y mediciones realizadas en elementos verticales. Fuente: Elaboración Propia.

Se realizaron mediciones en seis elementos estructurales diferentes, dos columnas, dos vigas y dos placas. Por las condiciones del servicio continuo de la Institución educativa. Ya que se obtuvo la autorización con la finalidad de no interrumpir las clases y/o labores educativas en dicha casa de estudios. Además, se tomó en cuenta las recomendaciones de las normas

NTP 339.181: 2013; ASTM C 805 – 97 y ACI 228.2R-98. Los resultados obtenidos fueron bastante regulares, obteniéndose valores que van desde los 38 MPa y los 46 MPa.



Figura 36. Primera medición efectuada dando una resistencia a la compresión de 40 MPa. Fuente: Elaboración Propia.

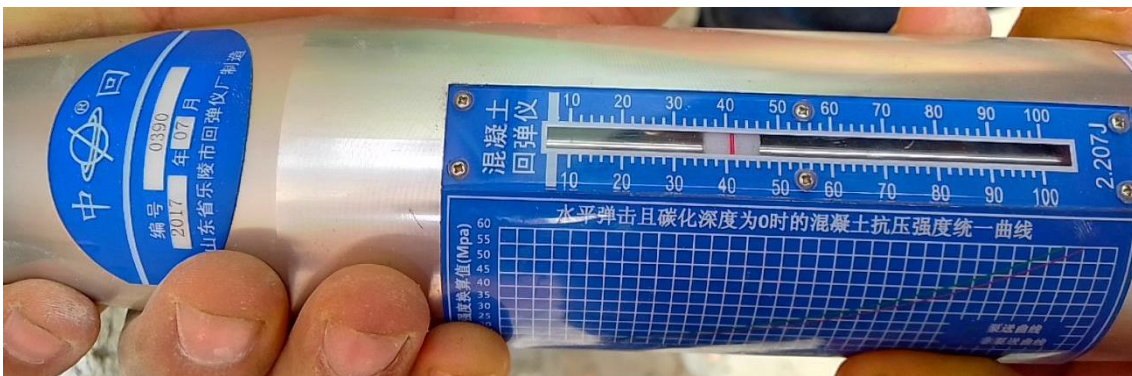


Figura 37. Segunda medición efectuada dando una resistencia a la compresión de 41 MPa. Fuente: Elaboración Propia.

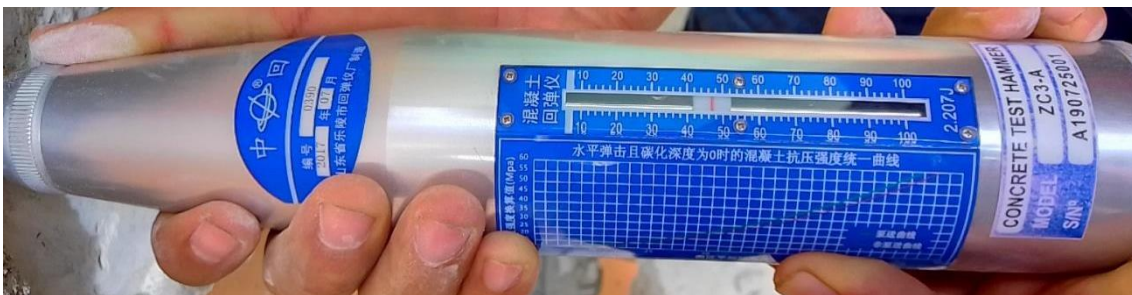


Figura 38. Tercera medición efectuada dando una resistencia a la compresión de 46 MPa. Fuente: Elaboración Propia.



Figura 39. Cuarta medición efectuada dando una resistencia a la compresión de 38 MPa. Fuente: Elaboración Propia.



Figura 40. Quinta medición efectuada dando una resistencia a la compresión de 40 MPa. Fuente: Elaboración Propia.

Los resultados obtenidos están muy por encima de la resistencia a la compresión especificada en los planos de estructuras, el cual indica un $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ equivalente a 21 MPa.

Tabla 2. Mediciones *in situ* con esclerómetro en elementos estructurales.

Cód.	Elem.	Medidas de rebote por disparo (Mpa)										Qprom (MPa)	F'c (Kg/Cm2)
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		
T-01	C-1 T	41	40	41	41	41	45	44	44	46	46	42.9	437.45
T-02	C-3 L	44	46	44	40	42	42	39	41	45	40	42.3	431.34
T-03	V-101	39	39	38	38	38	40	40	45	45	43	40.5	412.98
T-04	V-104	42	40	41	40	38	43	41	42	44	44	41.5	423.18
T-05	P-1	40	38	38	41	41	41	43	43	42	42	40.9	417.06
T-06	P-5	38	41	38	46	44	44	40	39	40	41	41.1	419.10

Fuente: Elaboración propia.

Asimismo, estos valores de resistencia del concreto obtenidos según se muestran en la Tabla 2, fueron utilizados para una verificación *in situ* de la calidad del concreto y posteriormente para determinar la respuesta sísmica actual de la estructura elegida mediante el software Etabs.

3.6.3. Modelamiento estructural

Hasta este punto se conoce amplia información relativa sobre la estructura de interés, en especial se tienen un amplio conocimiento vinculado con el comportamiento mecánico de la estructura tales como la geometría, los materiales, las secciones, las alturas de entrepiso, entre otros.

Es evidente que cada una de estas características nos permiten la generación de modelos tridimensionales basados en elementos finitos barra y áreas, tales como frame y shell.

Tal es el caso del modelo tridimensional que se muestra en la figura 41, generado en el software ETABS; donde los elementos verticales y horizontales como vigas y columnas se modelaron como elementos frame, mientras que las placas se modelaron como elementos shell; además se muestra el centro de rigidez de la estructura en análisis.

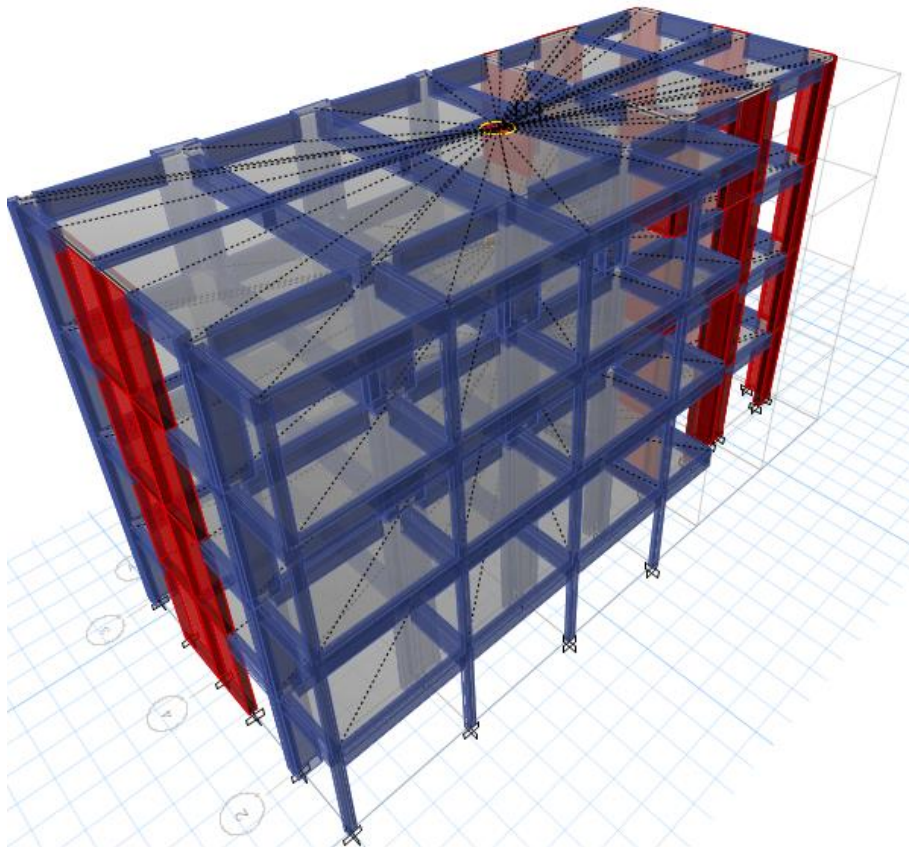


Figura 41. Modelo tridimensional generado en ETABS. Fuente: Elaboración propia.

La información recopilada se ha sintetizado en un modelo tridimensional desarrollado en ETABS, tal como se puede apreciar en el modelo mostrado en la figura anterior.

Como se puede observar se trata de una estructura de cuatro niveles con un sistema estructural, determinado preliminarmente como sistema dual, en ambas direcciones.

3.6.4. Evaluación de las cargas de la estructura

3.6.4.1. Carga muerta y carga viva

Las cargas consideradas en cada nivel de la edificación deben tener correspondencia con las cargas asociadas a la estructura durante su vida útil y por tanto están directamente asociadas a los usos que se les da durante la operación. Es importante que se respeten siempre las condiciones de diseño, pues de lo contrario podrían provocar sobreesfuerzos en las vigas y losas.

Es allí donde la tabla 3 nos señala que para centros de educación como es el caso en estudio, se tiene que considerar cargas repartidas por metro cuadrado de acuerdo al uso del ambiente.

Tabla 3. Cargas vivas repartidas mínimas a considerar por metro cuadrado.

OCUPACIÓN O USO	CARGAS REPARTIDAS (Kg/m ²)
Almacenaje Ver 3.2.3	500
Baños	igual a la carga principal del resto del área
Bibliotecas Ver 3.2.3	
Salas de lectura	300
Salas de Almacenaje	750
Corredores y escaleras	400
Centros de Educación	
Aulas	300
Talleres Ver 3.2.3	350
Auditorios, Gimnasios, etc. de acuerdo a lugares de asambleas	
Laboratorios	300
Corredores y escaleras	400

Fuente: Norma Peruana E.020

En este punto es importante entender que existen esencialmente dos tipos de cargas gravitacionales, las muertas y las vivas. Las primeras son aquellas que permanecen durante un largo periodo de tiempo sobre las estructuras, tales como el peso propio, cargas de accesorios, acabados entre otros. Como podrá advertir el lector, estas cargas tienen como factor común que permanecen por periodos prolongados de la vida útil de la estructura o en algunos casos, como el peso propio estarán por siempre.

Las cargas vivas, por otro lado, tienen características diferentes, en términos de permanencia, pues estas usualmente varían en intervalos de tiempo cortos. Algunos de estos casos son, por ejemplo, cuando en una vivienda ocurre una fiesta asisten una gran cantidad de personas, en este caso obvio, las cargas se incrementan de manera sustancial, sin embargo, también resulta evidente, que este estado no se mantendrá por meses.

Como el lector habrá advertido de manera sabia, es muy complicado especificar la naturaleza, dirección y duración de tales cargas, por lo que a menudo estas se especifican como cargas distribuidas por metro cuadrado. Para evitar reducciones peligrosas de este tipo de cargas, la norma peruana de cargas especifica de manera clara las cargas mínimas repartidas por metro cuadrado a ser usadas como cargas vivas para el análisis por cargas gravitacionales y cargas sísmicas. En la tabla mostrada previamente se muestra un extracto de este material referidos a las cargas vivas mínimas consideradas para el caso de instituciones educativas.

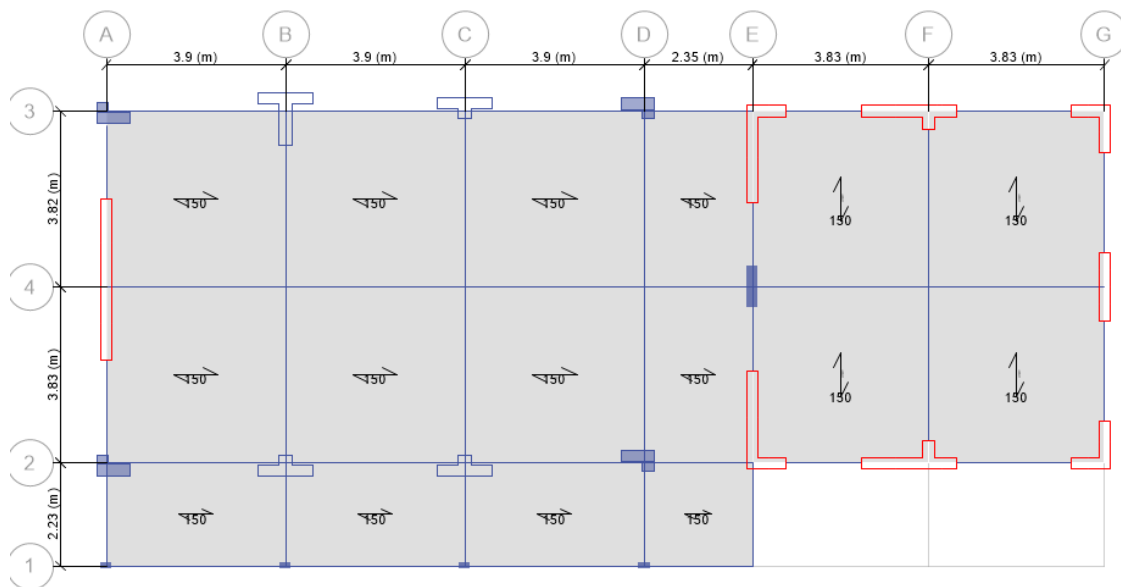


Figura 42. Cargas vivas actuantes en el primer nivel. Fuente: Elaboración propia.

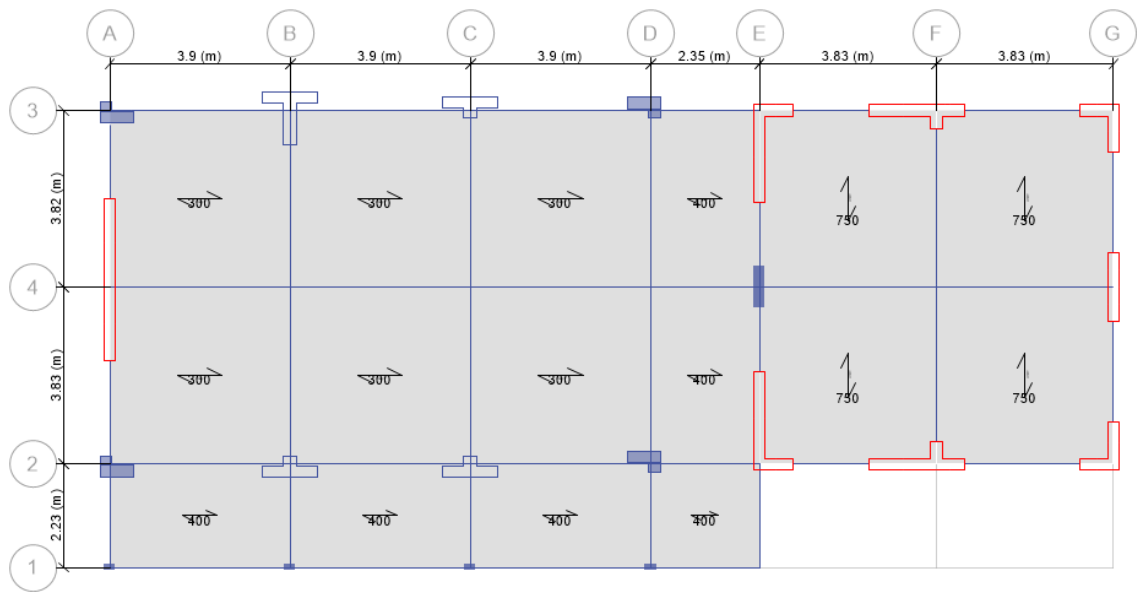


Figura 43. Cargas vivas actuantes en el segundo y tercer nivel. Fuente: Elaboración propia.

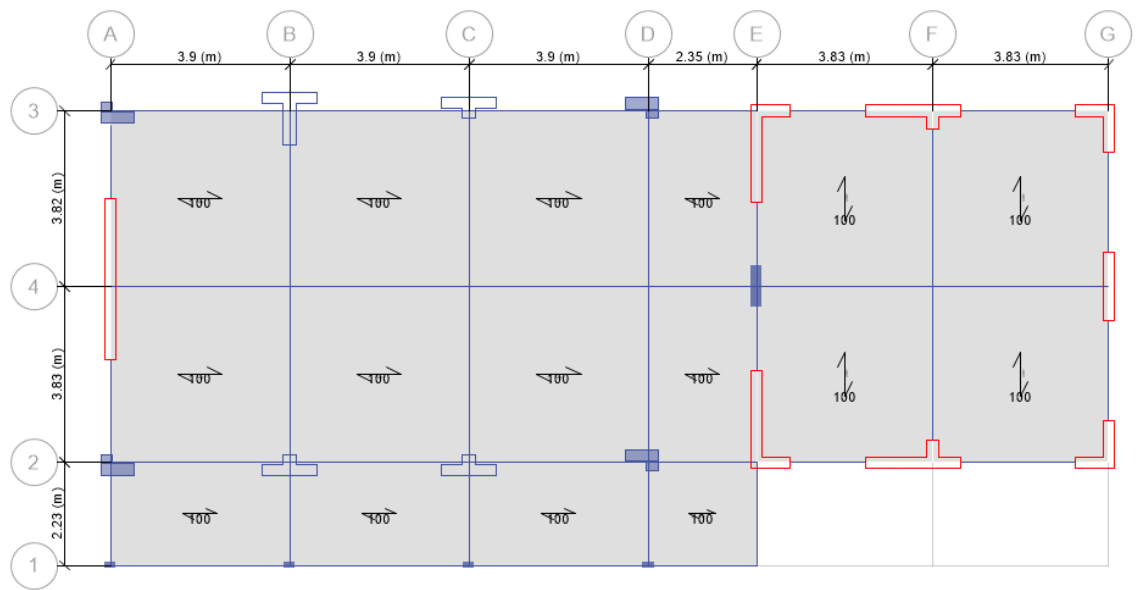


Figura 44. Cargas vivas y muertas repartidas a nivel de la azotea. Fuente: Elaboración propia.

De acuerdo con estos datos, los centros de educación tienen valores variados en cuanto a las cargas vivas, dependiendo esto directamente del uso de los ambientes. Por ejemplo, en el caso de aulas, se especifican 300 kg/m^2 como carga viva; mientras que en el caso de talleres este valor se incrementa a 350 kg/m^2 . De forma similar, en el caso de corredores y escaleras las sobrecargas tuvieron un valor de 400 kg/m^2 .

3.6.4.2. Estimación del Peso

A continuación, se muestra en la tabla 4 la estimación de los pesos por carga muerta y carga viva de cada piso, así también los pesos acumulados por estos mismos.

Tabla 4. Pesos acumulados y simples de la estructura analizada.

N° Piso	Carga Muerta acum.	Carga viva acum.	Carga muerta/piso	Carga viva/Piso
	tonf	tonf	tonf	tonf
Piso 04	176.8	19.7	19.7	19.7
Piso 03	363.5	83.9	64.2	64.2
Piso 02	550.1	148.1	64.2	64.2
Piso 01	736.8	238.6	90.5	90.5

Fuente: Elaboración propia.

Los valores de cargas muertas y vivas consideradas para el análisis se muestran en las figuras anteriores. La aplicación de las cargas distribuidas sobre los entrepisos provocará pesos acumulados en cada nivel. En la tabla anterior se muestra un resumen de los resultados obtenidos.

3.7. Validación de la estructura

3.7.1. Parámetros de diseño sismorresistente

3.7.1.1. Factor de zona(Z)

Según el MVCS (2018), Norma Técnica E.030 en el capítulo 2 “Peligro sísmico”, artículo 10 “Zonificación”, hace mención que el territorio nacional se considera dividido en cuatro zonas, tal como se muestra en la figura 45. En base a ello se tomó el factor requerido para este proyecto.

Según la clasificación del SEAOC, un sismo catalogado como ocasional, posee un periodo de retorno de 72 años, visto de otra manera, un sismo cuya probabilidad de excedencia es de 50% en 50 años. Para un sismo raro, el periodo de retorno es de 475 años o 10% de probabilidad de ser excedido en 50 años de vida. Finalmente, un sismo muy raro es definido como aquel que posee un periodo de retorno de 970 años o 10 % de probabilidad de ser excedido en 100 años de vida.



Figura 45. Zonificación sísmica del Perú. Fuente: Norma E.030,2018, p.7

Tabla 5. Factores de zona "Z".

FACTORES DE LA ZONA "Z"	
ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

Fuente: Norma E.030,2018, p. 11

La I.E N° 2093 santa Rosa se ubica en el distrito del Callao – Callao. Por lo que según la figura 45 y la tabla 5, pertenece a la zona 4, por lo tanto **Z=0,45**.

3.7.1.2. Parámetros de sitio (S, Tp y Tl)

La microzonificación sísmica nos brinda información sobre las características dinámicas del suelo, tales como periodo fundamental, velocidad de propagación de ondas de corte, entre otras. A continuación, en la figura 46 se presentan el mapa de microzonificación sísmica del distrito Callao.

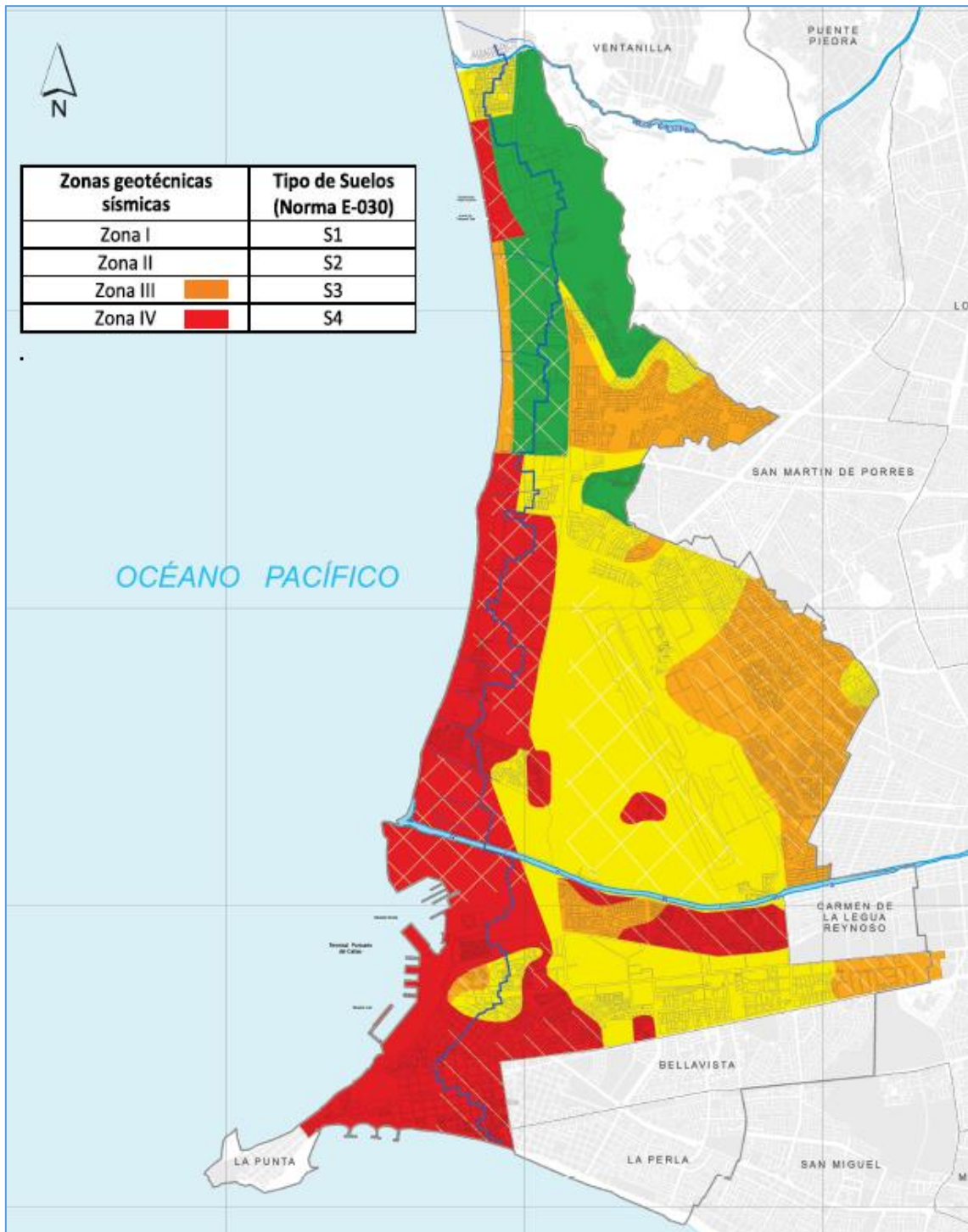


Figura 46. Plano de microzonificación sísmica del distrito de el Callao. Fuente: CISMID.

La Norma Técnica E.030 nos brinda los factores de suelo y sus respectivos periodos T_p y T_l . Estos se muestran en las siguientes tablas.

Tabla 6. Factores de suelo "S".

FACTORES DE LA SUELO "S"				
ZONA \ SUELO	S0	S1	S2	S3
Z4	0,80	1,00	1,05	1,10
Z3	0,80	1,00	1,15	1,20
Z2	0,80	1,00	1,20	1,40
Z1	0,80	1,00	1,60	2,00

Fuente: Norma E030-2018

Tabla 7. Periodos "Tp" y "Tl".

	PERIODOS "Tp" Y "Tl"			
	Perfil de suelo			
	S0	S1	S2	S3
Tp(S)	0,3	0,4	0,6	1,0
Tl(S)	3,0	2,5	2,0	1,6

Fuente: Norma E030-2018

Basándonos en el mapa de microzonificación sísmica del distrito del Callao y en la tabla 6 y 7, el distrito del callao pertenece a la zona 2, por lo que nuestro suelo es tipo 2, por lo tanto **S=1.20, Tp=0.6 seg y Tl=2.0 seg**

3.7.1.3. Factor de amplificación sísmica

De acuerdo con las características del sitio, definimos al factor de amplificación sísmica (C) por las siguientes expresiones que se muestran en la figura ##.

$T < T_P$	$C = 2,5$
$T_P < T < T_L$	$C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P}{T}\right)$
$T > T_L$	$C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$

Figura 47. Expresiones para calcular el factor de amplificación sísmica. Fuente: Norma E.030, 2018, p. 12

Los siguientes parámetros están definidos en la tabla 10.

3.7.1.4. Categoría de la edificación y factor de uso (U)

Según el MVCS (2018), Norma Técnica E.030, en el capítulo 3 “Categoría, sistema estructural y regularidad de las edificaciones”, artículo 15 “categoría de las edificaciones y factor de uso”, nuestra estructura pertenece a la categoría A2 (Edificaciones esenciales) por ser un centro educativo, por lo tanto **U=1.5**

3.7.1.5. Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas(R)

Según el MVCS (2018), Norma Técnica E.030 en su capítulo 3 “Categoría, sistema estructural y regularidad de las edificaciones”, artículo 22 “Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas(R)” hace mención:

El coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas se determina como el producto del coeficiente R_o determinado a partir de la Tabla N° 7 y de los factores I_a , I_p obtenidos de las Tablas N° 8 y N° 9 (Norma E.030).

$$R = R_o * I_a * I_p$$

Cálculo del R_o :

Según el MVCS (2018), Norma Técnica E.030, en su capítulo 3 “categoría, sistema estructural y regularidad de las edificaciones”, artículo 16 “sistemas estructurales”, hace mención de que los diversos tipos de sistemas estructurales pueden ser aporticados, duales, de muros estructurales o de muros de ductilidad limitada.

En primera instancia para el cálculo de R_o se tuvo que determinar el sistema estructural de la edificación, para ello se calculó las fuerzas cortantes que toma cada elemento estructural en cada dirección de análisis. Se muestra en las tablas 8 y 9 la distribución de fuerzas cortantes en el primer nivel para las columnas.

Tabla 8. Fuerzas cortantes en Columnas del primer nivel en la dirección X.

N° Piso	Columna	P (Carga)	V2	V3	T	M2	M3
		tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Piso 01	C3	13.2	0.90	6.40	0.10	17.20	4.00
Piso 01	C4	15.8	0.30	2.00	0.02	5.00	0.60
Piso 01	C5	7.7	0.40	6.90	0.02	17.00	0.50
Piso 01	C6	11.2	0.30	4.40	0.02	7.50	0.30
Piso 01	C8	18.3	0.30	4.30	0.02	7.60	0.30
Piso 01	C10	6.1	0.40	5.70	0.02	16.90	0.60
Piso 01	C11	6.4	0.50	2.00	0.02	5.40	0.70
Piso 01	C1	1.5	0.01	0.10	0.00	0.20	0.02
Piso 01	C2	1.9	0.01	0.20	0.00	0.20	0.01
Piso 01	C7	2.3	0.01	0.10	0.00	0.20	0.01
Piso 01	C12	1.9	0.01	0.20	0.00	0.20	0.01
Piso 01	C13	5.3	0.60	0.50	0.01	0.80	1.00
Piso 01	C15	6.9	0.30	5.60	0.02	16.80	0.40
Total			4.04	38.40			

Fuente: Elaboración Propia.

De la tabla 8 se verifica que la suma de las cortantes en la dirección 3 es de 38.4 ton, y este valor dividido por la cortante basal en la dirección X igual a 157 ton nos resulta que el aporte de las columnas en la dirección X es de 24%.

Tabla 9. Fuerzas cortantes en Columnas del primer nivel en la dirección Y.

N° Piso	Columna	P (Carga)	V2	V3	T	M2	M3
		tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Piso 01	C3	8.30	3.60	1.20	0.10	3.00	18.90
Piso 01	C4	29.20	1.40	0.40	0.02	1.00	2.30
Piso 01	C5	8.10	0.80	1.10	0.03	2.80	1.70
Piso 01	C6	8.70	0.50	0.60	0.02	1.10	1.10
Piso 01	C8	8.70	0.70	0.90	0.02	1.20	1.30
Piso 01	C10	6.40	1.30	0.60	0.03	1.90	2.40
Piso 01	C11	23.90	1.70	0.20	0.02	0.60	2.60
Piso 01	C1	3.50	0.10	0.02	0.00	0.03	0.10
Piso 01	C2	4.70	0.04	0.02	0.00	0.03	0.10
Piso 01	C7	4.00	0.04	0.02	0.00	0.03	0.10
Piso 01	C12	5.00	0.04	0.05	0.00	0.10	0.10
Piso 01	C13	3.20	4.70	0.30	0.02	0.40	7.70
Piso 01	C15	6.90	1.00	0.60	0.03	1.90	2.00
Total			15.92	6.01			

Fuente: Elaboración propia.

De la tabla 9 se verifica que la suma de las cortantes en la dirección 2 es de 15.92 ton, y este valor dividido por la cortante basal en la dirección Y igual a 148 ton nos resulta que el aporte de las columnas en la dirección Y es de 11%.

Según el MVCS (2018), punto 16.1 de la Norma Técnica E.030, alternativa b), por ser una edificación en el que las placas reciben más del 70% de cortante sísmica en el primer piso tanto en la dirección X como en el Y, se determinará como un sistema estructural de concreto armado compuesto por muros estructurales. De lo que según la Norma E.030, corresponde al coeficiente de reducción básico el valor de: **Rox=Roy=6**.

Irregularidades:

Nuestra edificación no cuenta con irregularidades estructurales en altura (Ia), por lo que **Iax=Iay=1**; del mismo modo no cuenta con irregularidades en planta (Ip), por lo tanto, **Ipx=Ipy=1**. Teniendo estos datos, el valor de “**R**” para ambas direcciones de análisis será: **R= Ro * Ia * Ip = (6) * (1) * (1) = 6**.

3.7.1.6. Cortante basal estático

(MVCS, 2018) Norma Técnica E.030, en su capítulo 4 “Análisis estructural”, artículo 28 “Análisis Estático o de Fuerzas Equivalentes”, punto 28.2 “Fuerza cortante en la base” menciona que la fuerza cortante total en la base de la estructura esta se calcula para cada dirección y a través de la siguiente expresión:

$$V = \frac{Z.U.C.S}{R} . P$$

Wd =	736.80 Ton	Peso debido a la carga muerta
Wl =	238.60 Ton	Peso debido a la carga viva
W= P =Wd + 0.50Wl	856.10 Ton	Peso sísmico

Por lo tanto:

V =	206.38 Ton
-----	------------

3.7.2. Análisis modal espectral

3.7.2.1. Modos de vibración

Según el (MVCS, 2018) Norma Técnica E.030, en su capítulo 4 “Análisis Estructural”, artículo 29 “Análisis Dinámico Modal Espectral”, punto 29.1 “Modos de Vibración” hace mención que estos pueden determinarse con un análisis considerando características de rigidez y distribución de masas. También que en cada dirección se consideran aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas por lo menos los tres primeros modos predominantes en cada dirección de análisis.

A continuación, en las figuras 48, 49 y 50 se muestran los tres primeros modos de vibración de nuestra estructura, en cumplimiento de la normativa peruana siendo los periodos $T=0,23$ s, $T=0,22$ s y $T=0,164$ s.

En la tabla 10 se observa a mayor detalle las formas de modos y los valores de sus periodos asociados. Donde se consideró hasta 20 modos con periodos reducidos. Así también en la tabla 11 se detallan los valores de los factores de participación de masas, esto en cumplimiento de la normativa peruana.

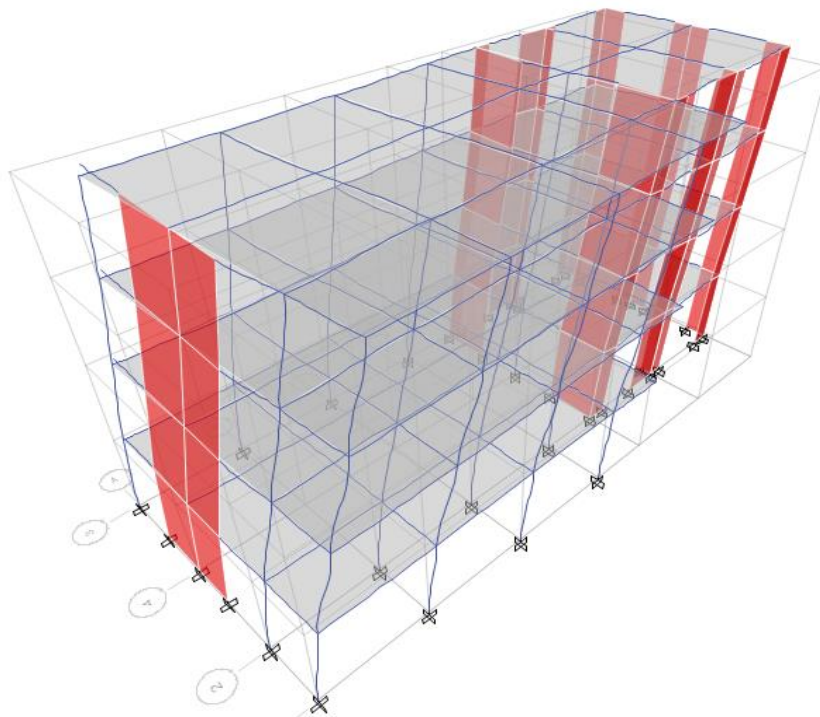


Figura 48. Primera forma de modo de la estructura analizada $T_1=0.23$ s. Fuente: Elaboración propia.

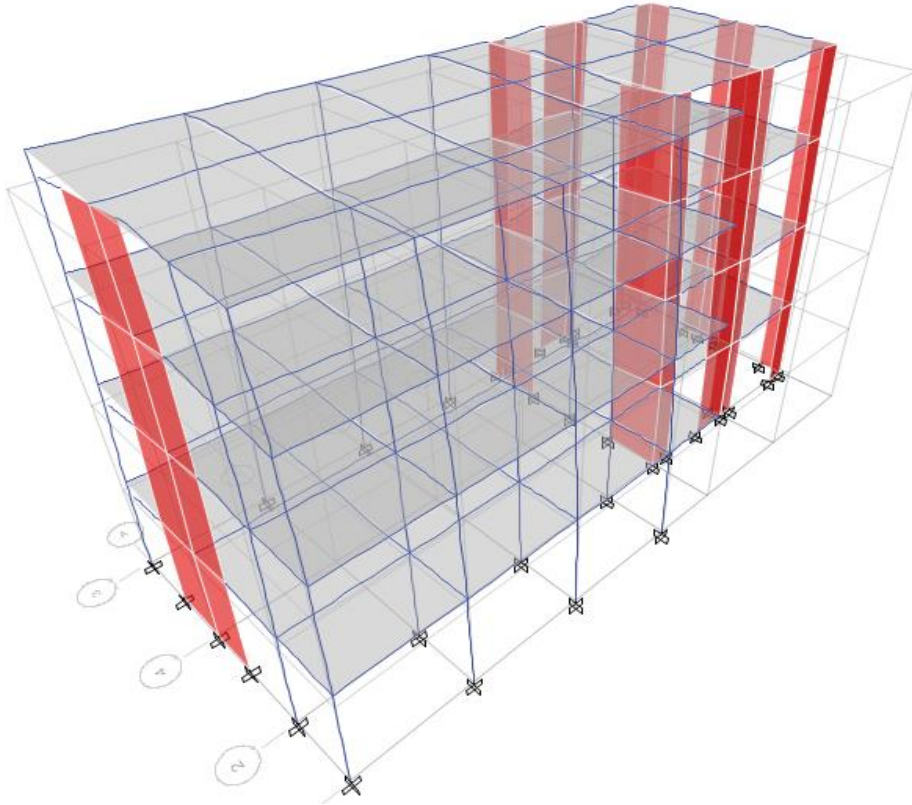


Figura 49. Segunda forma de modo de la estructura analizada $T_1=0.22s$. Fuente: Elaboración propia.

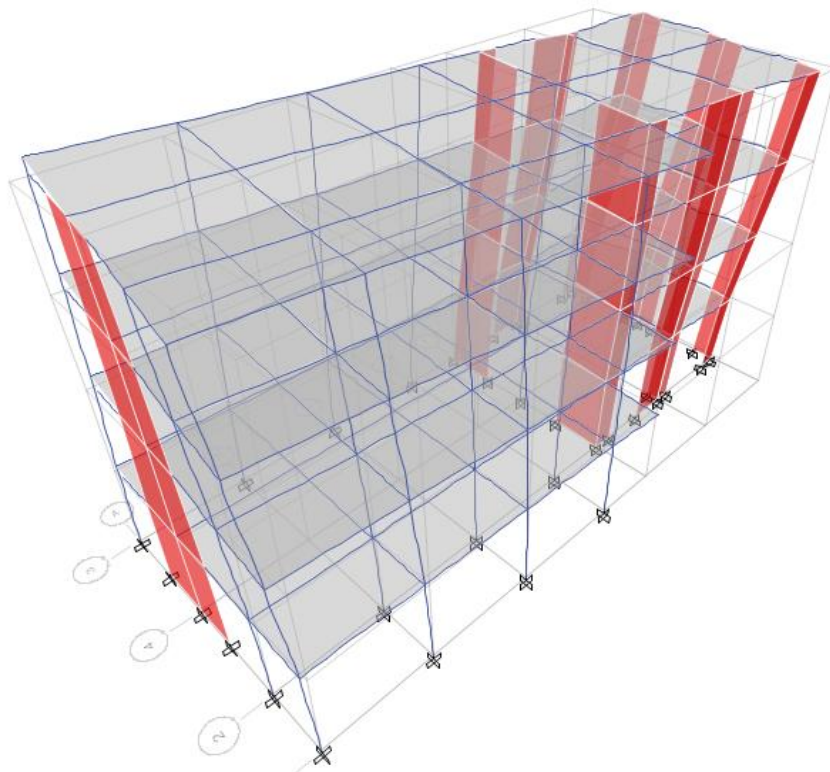


Figura 50. Tercera forma de modo de la estructura analizada $T_3=0.164s$. Fuente: Elaboración propia.

Tabla 10. Formas de modo y periodos asociados.

Modos	Periodos	Frecuencias	Frecuencia Circular	Aceleración ang.
	Seg.	f/seg.	rad/seg.	rad ² /seg. ²
1	0.23	4.36	27.36	748.67
2	0.222	4.50	28.29	800.14
3	0.164	6.11	38.41	1475.27
4	0.156	6.42	40.32	1625.72
5	0.14	7.16	44.98	2023.60
6	0.135	7.41	46.53	2164.96
7	0.13	7.68	48.28	2330.65
8	0.11	9.10	57.16	3266.98
9	0.107	9.38	58.96	3475.90
10	0.105	9.50	59.68	3562.09
11	0.1	10.05	63.14	3986.08
12	0.098	10.23	64.29	4132.98
13	0.095	10.50	65.95	4349.91
14	0.094	10.66	66.98	4485.74
15	0.09	11.14	69.98	4897.43
16	0.082	12.15	76.31	5822.95
17	0.081	12.28	77.18	5956.49
18	0.08	12.45	78.22	6118.53
19	0.075	13.32	83.68	7002.99
20	0.065	15.30	96.12	9238.21

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 11. Factores de participación de masas.

Modos	Periodos	UX	UY	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
	sec					
1	0.230	0.522	0.190	0.522	0.190	0.057
2	0.222	0.256	0.466	0.777	0.656	0.087
3	0.164	0.011	0.088	0.788	0.744	0.746
4	0.156	0.000	0.000	0.788	0.744	0.746
5	0.140	0.000	0.000	0.788	0.744	0.746
6	0.135	0.000	0.000	0.788	0.744	0.746
7	0.130	0.000	0.000	0.788	0.744	0.746
8	0.110	0.000	0.000	0.788	0.744	0.746
9	0.107	0.000	0.000	0.788	0.744	0.746
10	0.105	0.000	0.000	0.789	0.744	0.746

11	0.100	0.000	0.000	0.789	0.744	0.746
12	0.098	0.000	0.000	0.789	0.744	0.746
13	0.095	0.000	0.000	0.789	0.745	0.746
14	0.094	0.000	0.000	0.789	0.745	0.746
15	0.090	0.000	0.000	0.789	0.745	0.746
16	0.082	0.000	0.000	0.789	0.745	0.746
17	0.081	0.000	0.000	0.789	0.745	0.746
18	0.080	0.000	0.000	0.789	0.745	0.746
19	0.075	0.000	0.000	0.789	0.745	0.746
20	0.065	0.133	0.000	0.921	0.745	0.748
21	0.058	0.000	0.092	0.921	0.837	0.749
22	0.054	0.000	0.033	0.921	0.870	0.750
23	0.054	0.000	0.040	0.922	0.911	0.754
24	0.048	0.000	0.001	0.922	0.912	0.756
25	0.048	0.000	0.000	0.922	0.912	0.760
26	0.048	0.000	0.003	0.922	0.915	0.760
27	0.045	0.000	0.002	0.922	0.917	0.762
28	0.044	0.001	0.000	0.923	0.917	0.913

Fuente: Elaboración propia.

3.7.2.2. Aceleración espectral

Según el MVCS (2018), Norma Técnica E.030 en su capítulo 4 “Análisis estructural”, artículo 29 “análisis dinámico modal espectral”, punto 29.1 “aceleración espectral”, hace mención de que:

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{Z_{UCS}}{R} g$$

Luego de haber verificado las irregularidades para nuestra estructura, se procedió a un nuevo cálculo de los espectros con los nuevos coeficientes de reducción. Estos se muestran en la figura 51, pertenecientes a las direcciones X e Y.

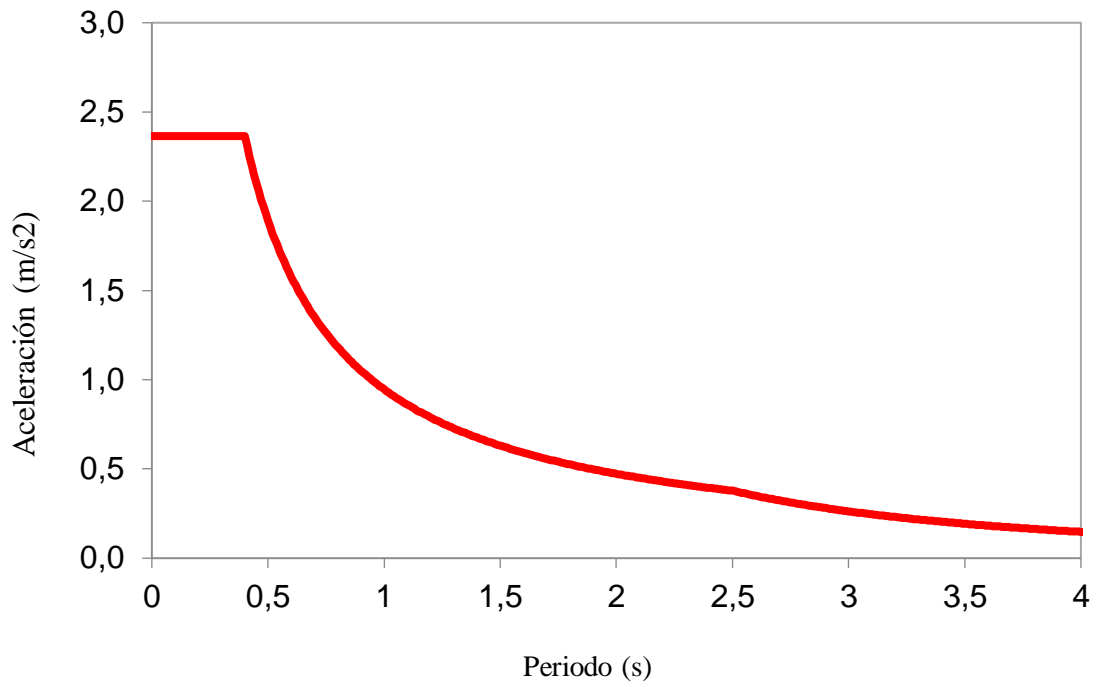


Figura 51. Espectro de aceleraciones en X e Y. Fuente: Elaboración Propia.

Asimismo, se muestra el efecto de los sismos para ambas direcciones X e Y en las figuras 52 y 53.

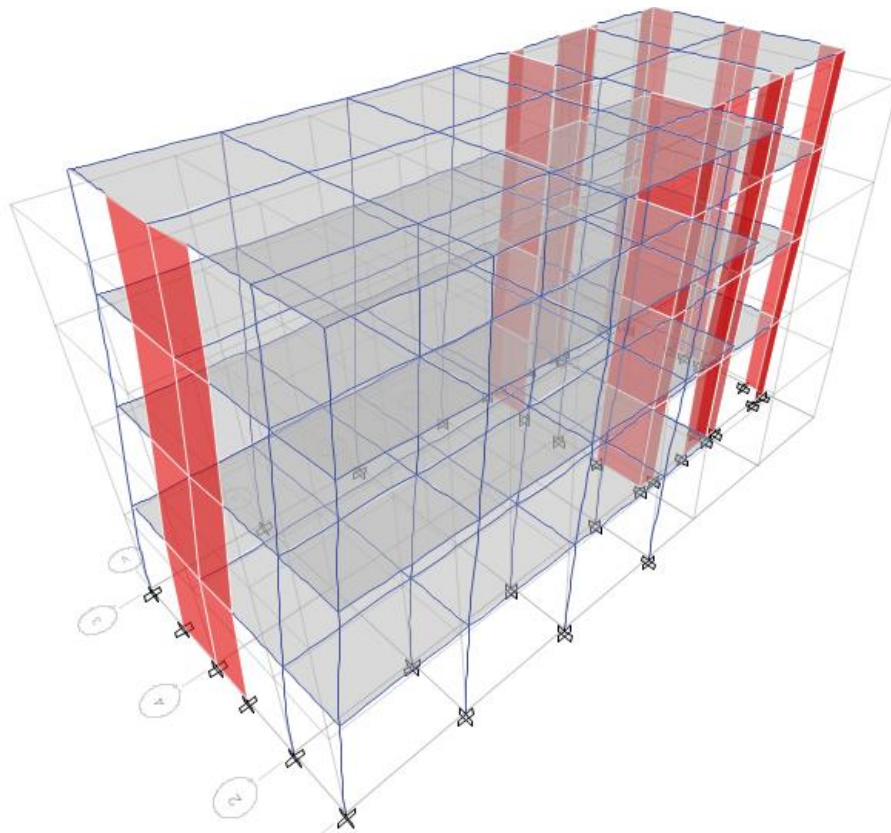


Figura 52. Efecto del sismo actuante en dirección X. Fuente: Elaboración propia.

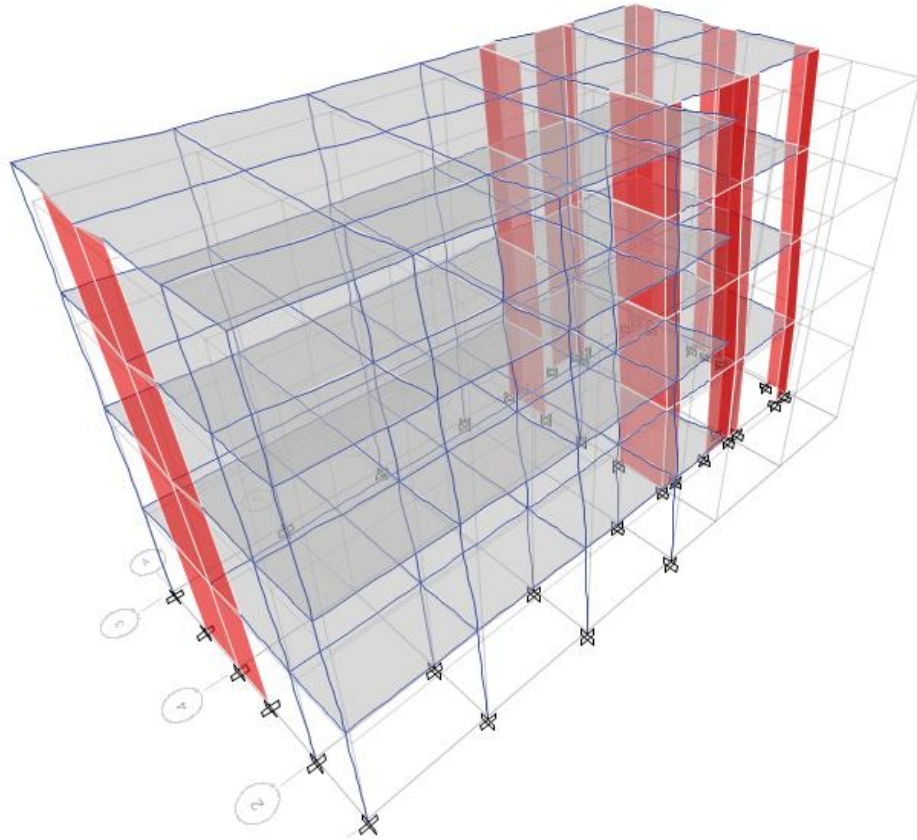


Figura 53. Efecto del sismo en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.

3.7.2.3. Factores de amplificación del cortante

Cortante dinámico en X = 160 ton
 Cortante estático = 206,38 ton
 Factor de escalamiento = 1,29

Cortante dinámico en Y = 172 ton
 Cortante estático = 206,38 ton
 Factor de escalamiento = 1,20

3.7.3. Respuesta sísmica de la estructura actual

Concerniente al primer parámetro de respuesta sísmica, en la figura 54 se muestra los máximos desplazamientos laterales en ambas direcciones, obtenidos luego de haber sometido la demanda sísmica a la estructura.

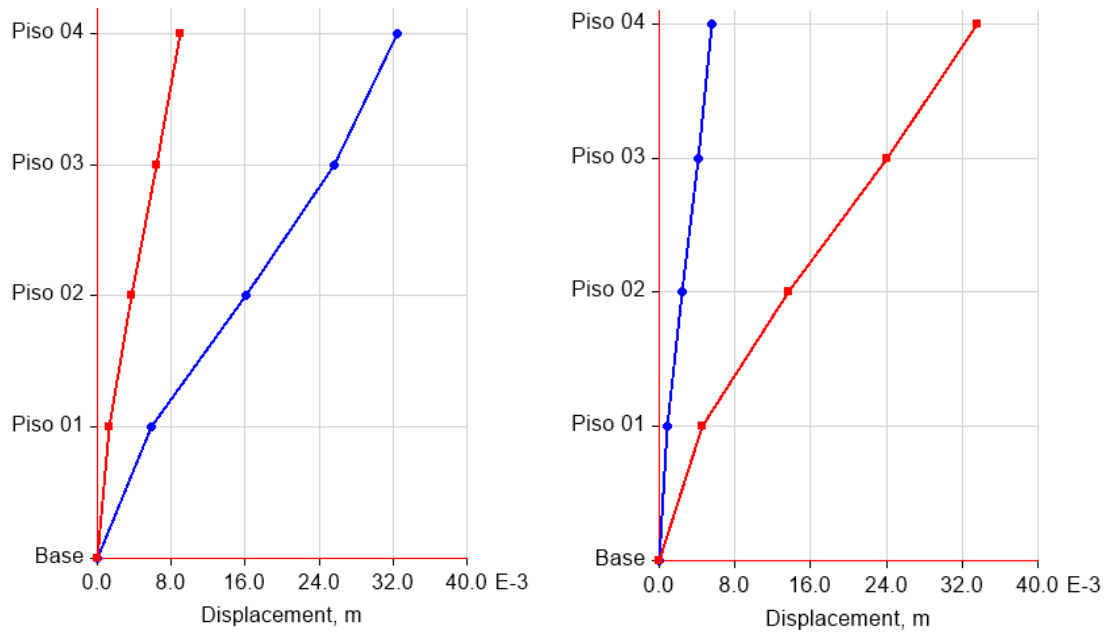


Figura 54. Máximos desplazamientos de los centros de masas de entrepiso debidos a los sismos X e Y.

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 12. Máximos desplazamientos laterales del centro de masas debido al sismo en X.

N° Piso	Elevación	Dirección X	Dirección Y
	m	m	m
Piso 04	13,4	0,032	0,009
Piso 03	10,05	0,026	0,006
Piso 02	6,7	0,016	0,004
Piso 01	3,35	0,006	0,001

Fuente: Elaboración Propia.

Se puede notar que el máximo desplazamiento lateral en la dirección X tiene un valor de 32 mm, mientras que el máximo desplazamiento lateral en la dirección Y tiene un valor de 34 mm; éstos se muestran en la tabla 12 y 13.

Tabla 13. Máximos desplazamientos laterales del centro de masas debido al sismo en Y.

N° Piso	Elevación	Dirección X	Dirección Y
	m	m	m
Piso 04	13,4	0,006	0,034
Piso 03	10,05	0,004	0,024
Piso 02	6,7	0,002	0,014
Piso 01	3,35	0,001	0,005

Fuente: Elaboración Propia.

A continuación, se muestra en la figura 55 las máximas distorsiones de entrepiso, las cuales han sido calculados a mayor detalle en las tablas 14 y 15; a partir de ello se observa que la máxima distorsión de entrepiso en la dirección X es de 3/1000, además se sitúa en el piso 2. Mientras que en la dirección Y se repite el mismo valor de la máxima distorsión de entrepiso, con la diferencia que éste se sitúa en el piso 3.

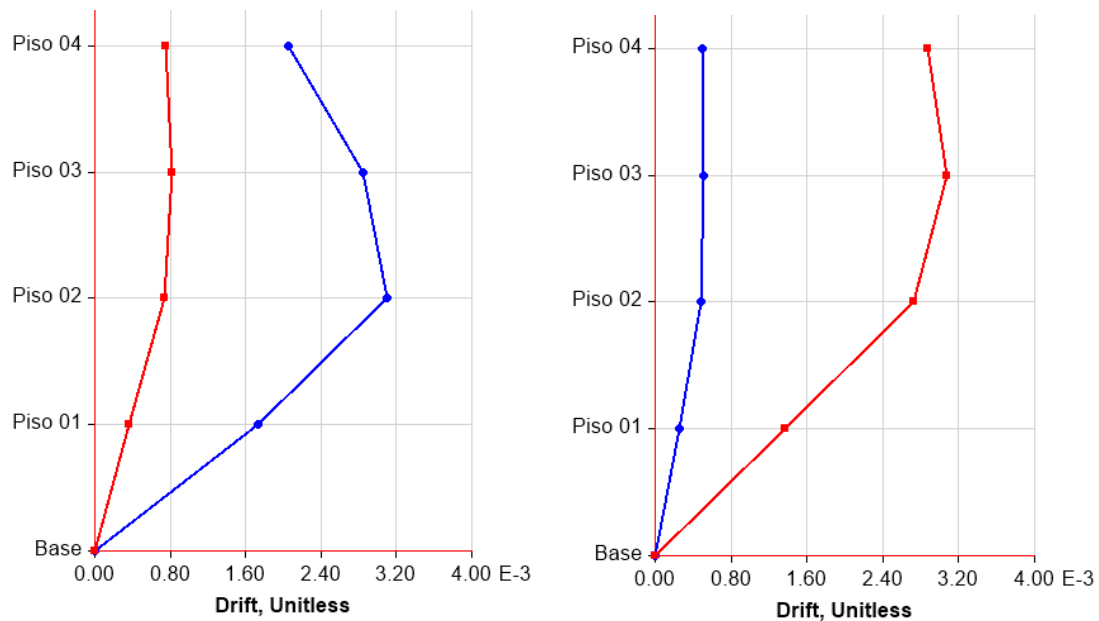


Figura 55. Máximas distorsiones de entrepiso debidos a los sismos X e Y. Fuente: Elaboración propia.

Tabla 14. Máximas distorsiones laterales debidas a los sismos en direcciones X.

N° Piso	Elevación	Dirección X	Dirección Y
	m		
Piso 04	13.4	0.002048	0.000751
Piso 03	10.05	0.002844	0.000817
Piso 02	6.7	0.0031	0.000733
Piso 01	3.35	0.001726	0.000366

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 15. Máximas distorsiones laterales debidas a los sismos en direcciones Y.

N° Piso	Elevación m	Dirección X	Dirección Y
Piso 04	13.4	0.000502	0.002872
Piso 03	10.05	0.000505	0.003079
Piso 02	6.7	0.00048	0.002729
Piso 01	3.35	0.000255	0.001365

Fuente: Elaboración propia.

El siguiente parámetro que se considera para la respuesta sísmica de nuestra estructura en análisis son las máximas fuerzas cortantes, los mismos que nos idealizan de las fuerzas cortantes que actúan en cada uno de los elementos verticales de soporte.

Por consiguiente, éstos se muestran en la figura 56, y en las tablas 16 y 17 para ambas direcciones. De ello la máxima fuerza cortante en la dirección X es de 157 ton, mientras que en la dirección Y ésta es de 168 ton.

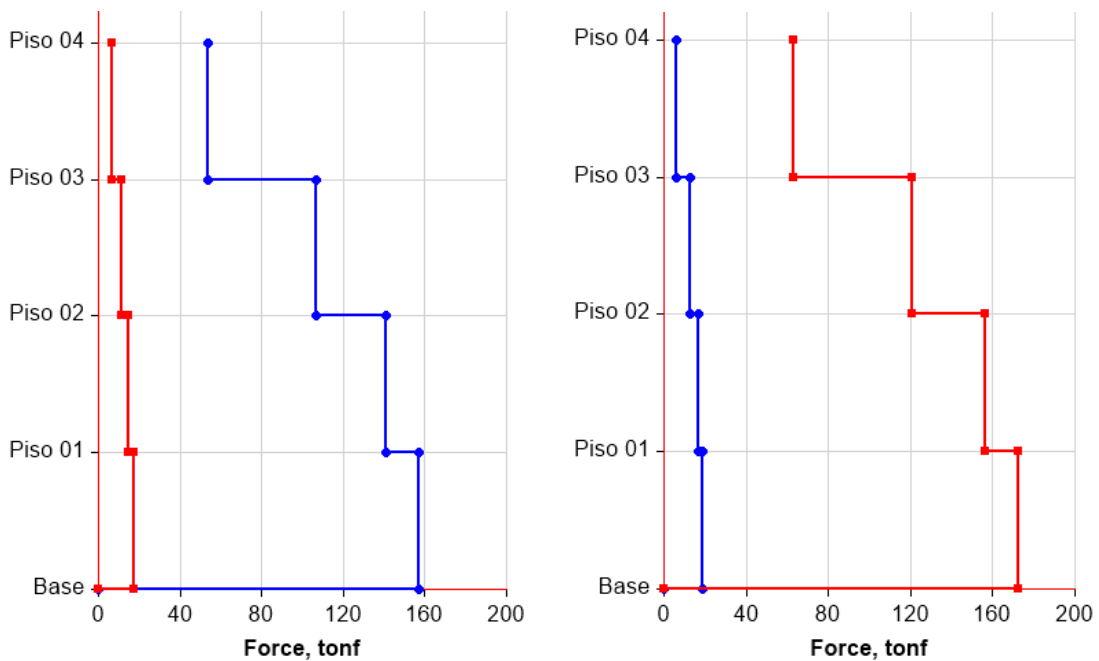


Figura 56. Máximas fuerzas cortantes debido al sismo en dirección X e Y. Fuente: Elaboración propia.

Tabla 16. *Máximas fuerzas cortantes debido al sismo en dirección X.*

N° Piso	Elevación	Dirección X	Dirección Y
	m	tonf	tonf
Piso 04	13.4	53.8	6.9
Piso 03	10.05	106.6	11.7
Piso 02	6.7	141.3	15
Piso 01	3.35	157	17.2

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 17. *Máximas fuerzas cortantes debido al sismo en dirección Y.*

N° Piso	Elevación	Dirección X	Dirección Y
	m	tonf	tonf
Piso 04	13.4	5.2	54.2
Piso 03	10.05	10.7	103.5
Piso 02	6.7	14.3	134.2
Piso 01	3.35	15.8	168

Fuente: Elaboración Propia.

3.8. Evaluación del desempeño

La evaluación del desempeño sísmico de una edificación es un proceso que nos permite estimar la forma como una estructura responde a la acción de un conjunto de fuerzas laterales, usualmente monotónicamente crecientes.

En esta investigación se ha optado por el uso del análisis estático no lineal como un medio para la obtención de la curva de capacidad de la estructura. En este sentido conviene reconocer que se tiene elementos viga columnas y elementos muros de corte.

La determinación de la curva de capacidad requiere del conocimiento de las propiedades y características de las secciones de los elementos estructurales tales como el diagrama momento curvatura de los elementos verticales. A continuación, se muestra la evaluación de los diagramas momentos curvatura.

Se tiene en la figura 57 la sección de la columna C1, donde se observa que es del tipo T con acero de refuerzo y en el análisis no lineal para determinar su desempeño sísmico se muestra en las figuras 58 y 59. Donde en la dirección 3-3 el momento máximo al que la columna trabaja sin deformaciones es $M_{\text{máx}} = 44 \text{ tonf} \cdot \text{m}$ con una curvatura de $C = 0.025 \text{ rad/m}$. Mientras que en la dirección 2-2 presenta un $M = 128 \text{ tonf} \cdot \text{m}$ con una curvatura $= 0.008 \text{ rad/m}$.

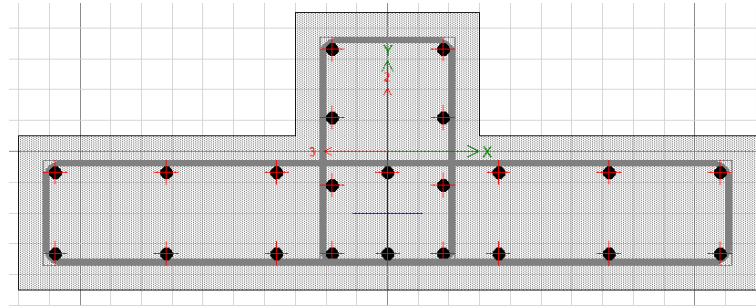


Figura 57. Sección transversal de la columna C1. Fuente: Elaboración propia.

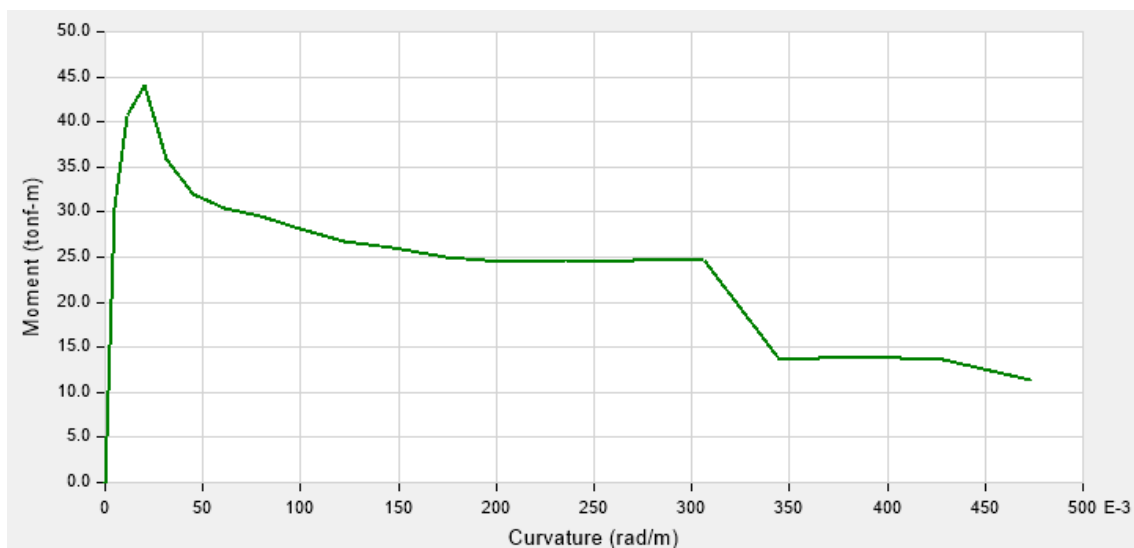


Figura 58. Diagrama momento curvatura de la sección C1 en dirección 3-3. Fuente: Elaboración propia.

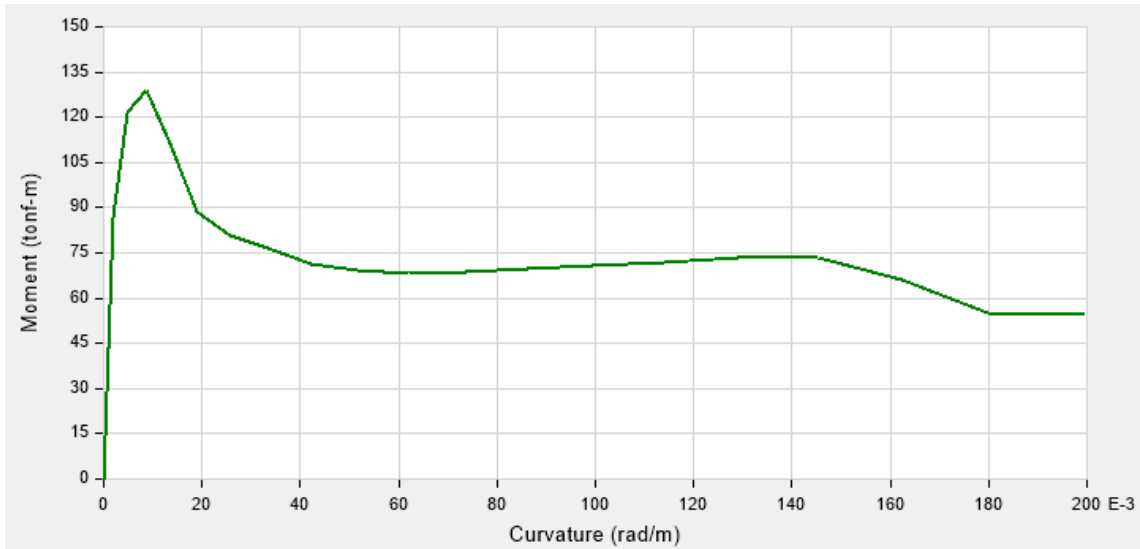


Figura 59. Diagrama momento curvatura de la sección C1 en dirección 2-2. Fuente: Elaboración propia.

La columna C-2 tipo L con sus respectivas varillas de refuerzo estructural que se muestra en la figura 60, nos da resultados de su desempeño sísmico en las figuras 61 y 62. De los que en la dirección 3-3 el momento máximo es de $M_{\text{máx}} = 34$ tonf-m alcanzando una curvatura $C = 0.020$ rad/m. Y en la dirección 2-2 alcanza un desempeño con un momento máximo $M_{\text{máx}} = 62$ tonf-m con una curvatura $C = 0.025$ rad/m.

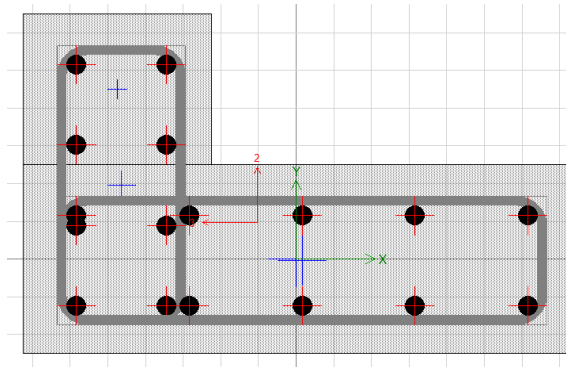


Figura 60. Sección transversal de la columna C2. Fuente: Elaboración propia.

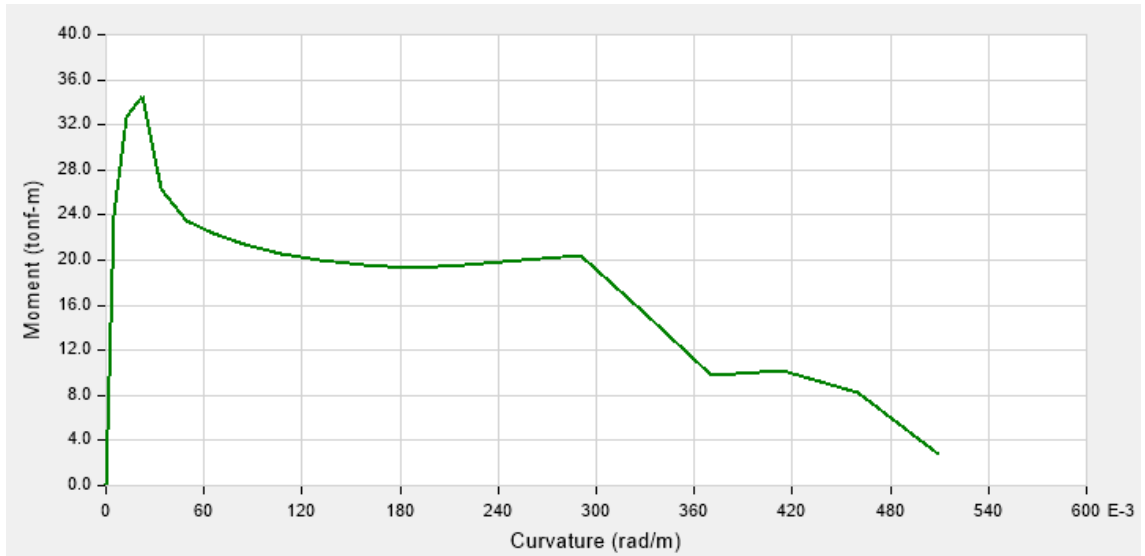


Figura 61. Diagrama momento curvatura de la sección C2 en dirección 3-3. Fuente: Elaboración propia.

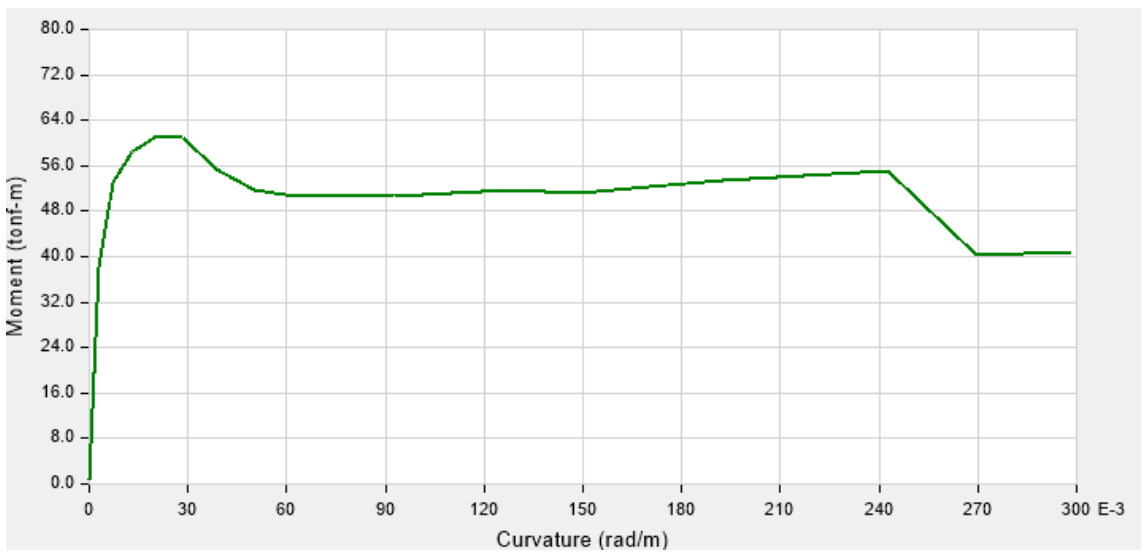


Figura 62. Diagrama momento curvatura de la sección C2 en dirección 2-2. Fuente: Elaboración propia.

En las figuras 63, 64 y 65 se muestra la sección transversal de la columna C3 reforzada y sus diagramas de momento-curvatura respectivamente. En el que se observa que en la dirección 3-3 alcanza el $M_{max} = 155 \text{ tonf-m}$ con una curvatura $C = 0.010 \text{ rad/m}$. Mientras que en la dirección 2-2 resulta el $M_{max} = 96 \text{ tonf-m}$ con una curvatura $C = 0.034 \text{ rad/m}$.

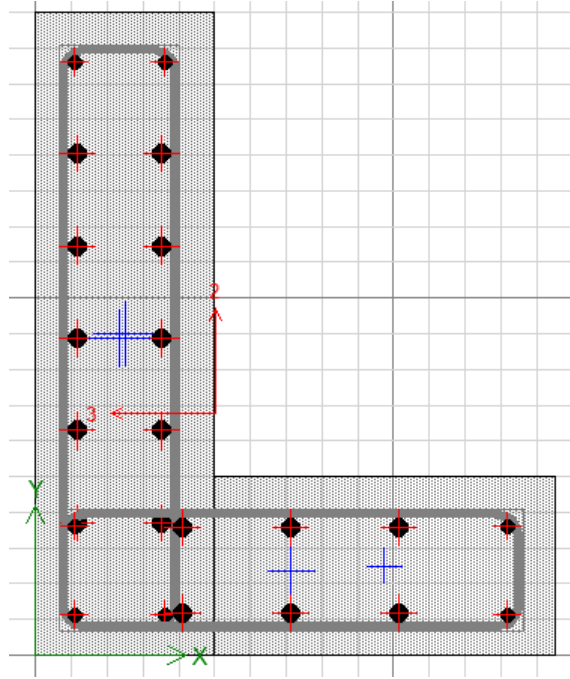


Figura 63. Sección transversal de la columna C3. Fuente: Elaboración propia.

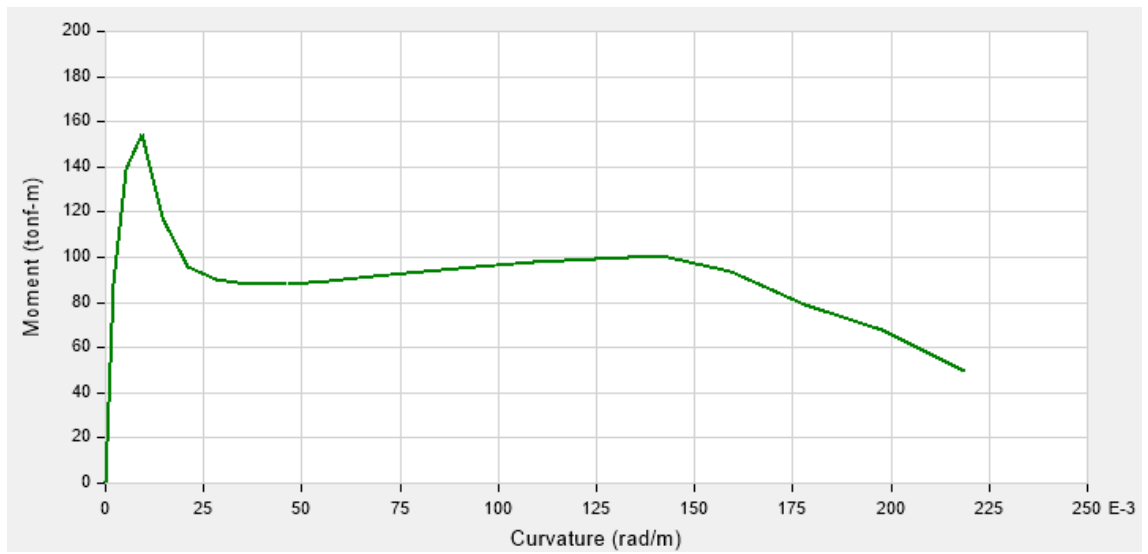


Figura 64. Diagrama momento curvatura de la sección C3 en dirección 3-3. Fuente: Elaboración propia.

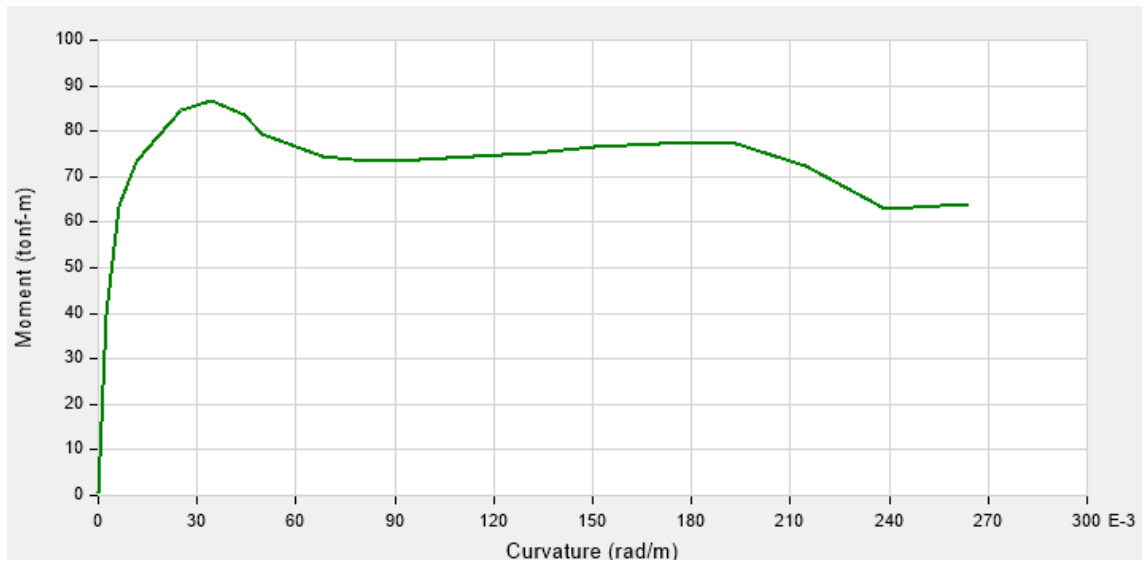


Figura 65. Diagrama momento curvatura de la sección C3 en dirección 2-2. Fuente: Elaboración propia.

A continuación, en el análisis del desempeño sísmico de la columna C4 mostrado en la figura 66; de los diagramas momento-curvatura mostrados en la figura 67 y 68 se obtiene los siguiente: El momento máximo que se alcanza en la dirección 3-3 es $M_{max} = 87$ tonf-m con una $C = 0.014$ rad/m. Y en la dirección 2-2 el $M_{máx} = 14$ tonf-m y le corresponde una curvatura $C = 0.008$ rad/m.

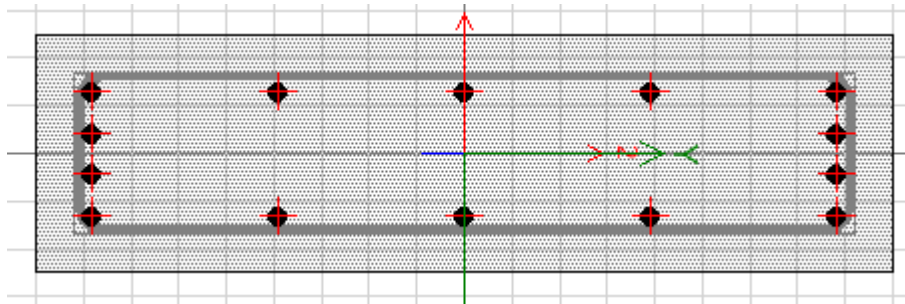


Figura 66. Sección transversal de la columna C4. Fuente: Elaboración propia.

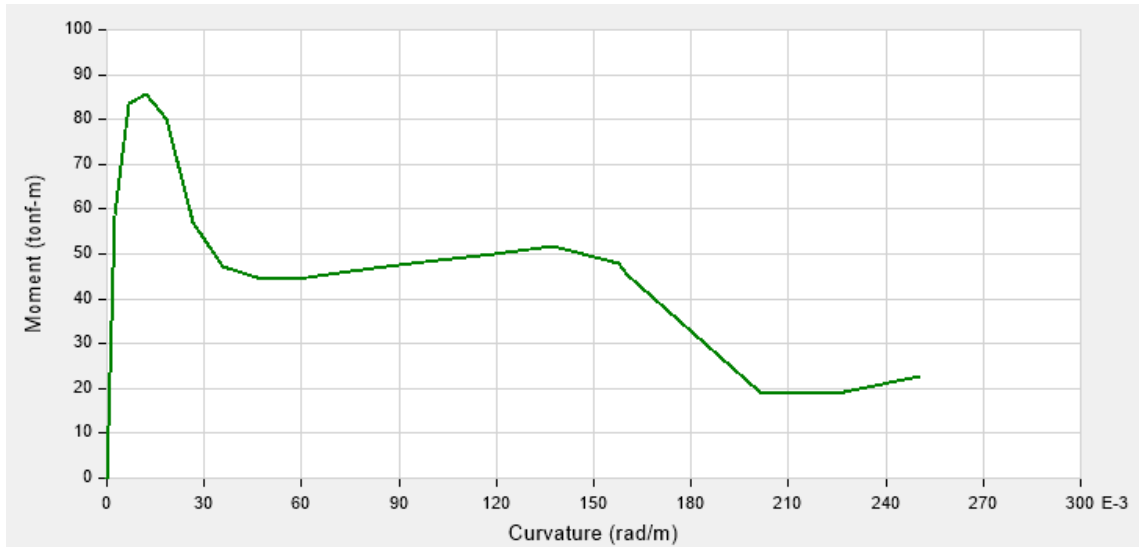


Figura 67. Diagrama momento curvatura de la sección C4 en dirección 3-3. Fuente: Elaboración propia.

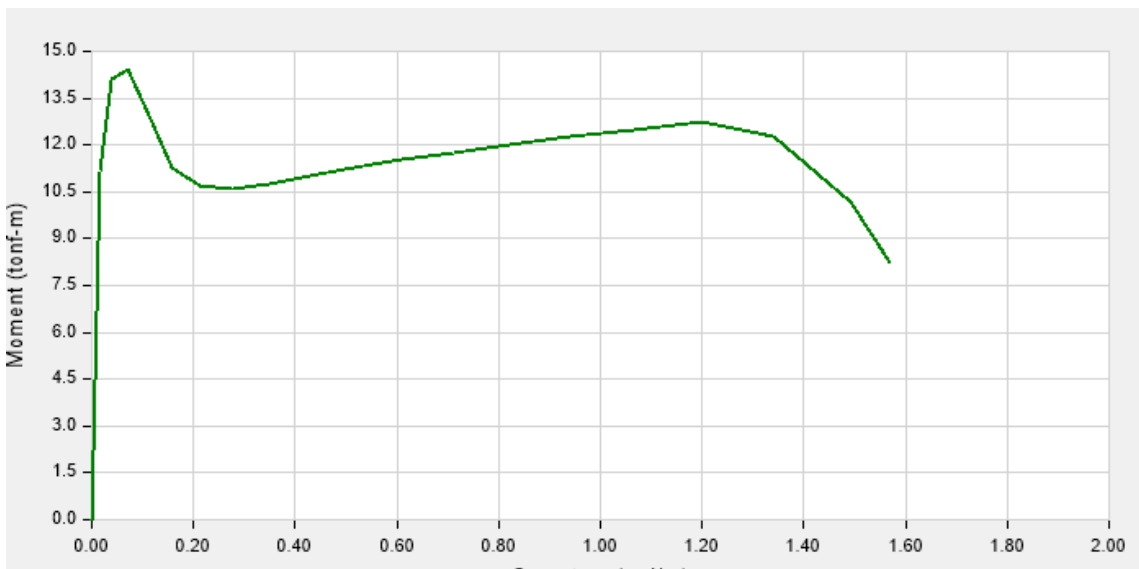


Figura 68. Diagrama momento curvatura de la sección C4 en dirección 2-2. Fuente: Elaboración propia.

Correspondiente a la columna C5, mostrada su sección transversal en la figura 69; también los diagramas de momento – curvatura en las direcciones 2-2 y 3-3 mostrados en las figuras 70 y 71 respectivamente. Donde en la dirección 3-3 evaluado el desempeño de la columna C5, éste alcanza un momento máximo $M_{\text{máx}} = 40$ tonf-m a una curvatura de $C = 0.028$ rad/m. Y en la dirección 2-2 el momento máximo alcanzado es $M_{\text{máx}} = 13$ tonf-m a una curvatura $C = 0.0007$ rad/m.

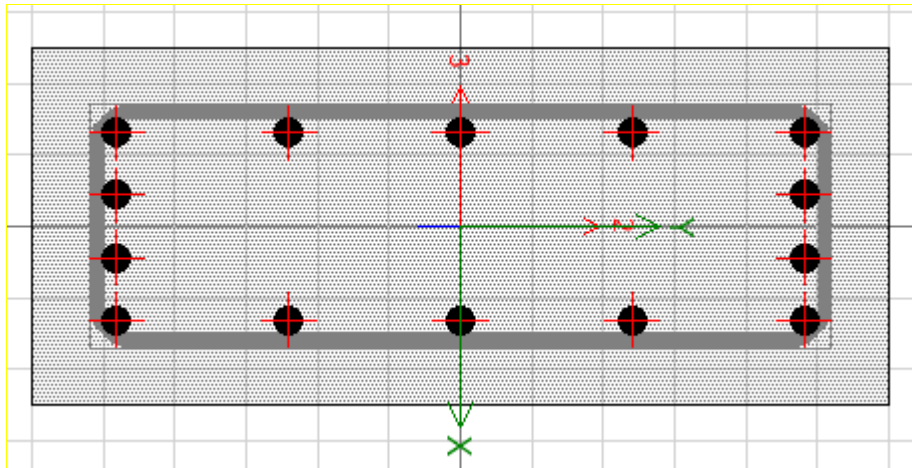


Figura 69. Sección transversal de la columna C5. Fuente: Elaboración propia.

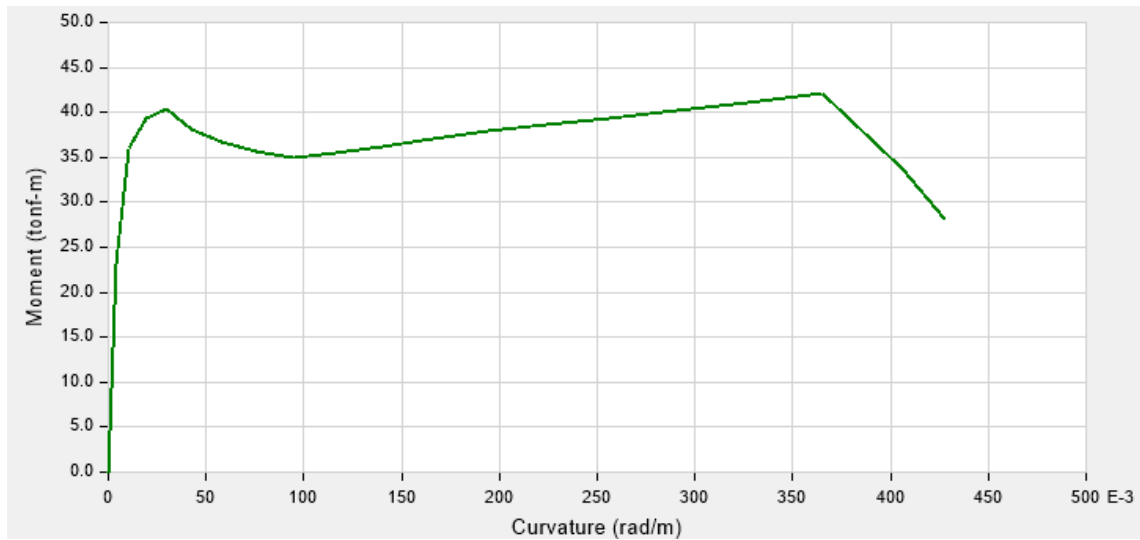


Figura 70. Diagrama momento curvatura de la sección C5 en dirección 3-3. Fuente: Elaboración propia.

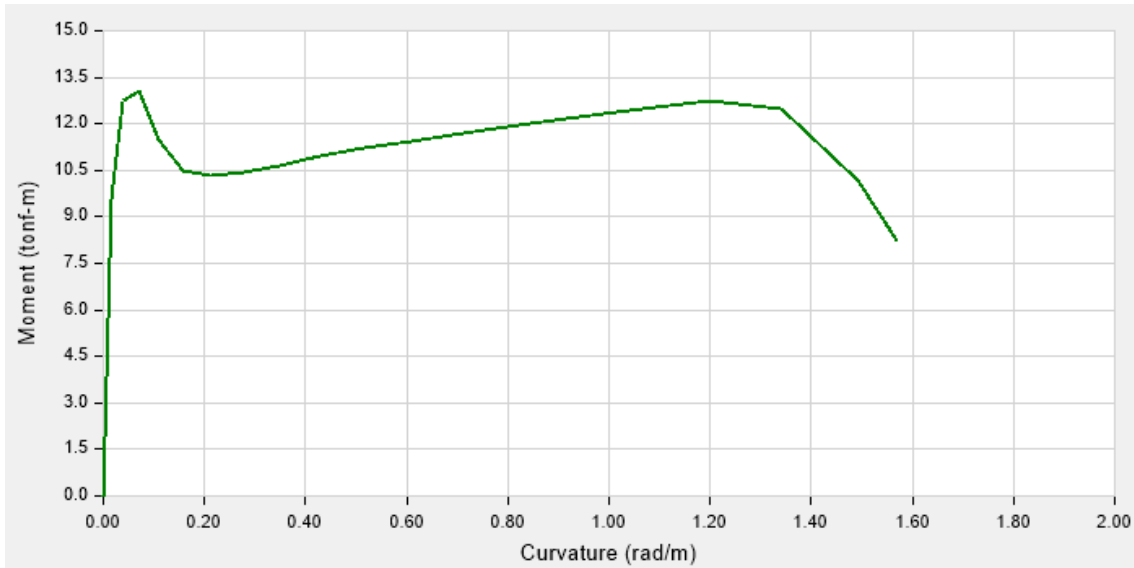


Figura 71. Diagrama momento curvatura de la sección C5 en dirección 2-2. Fuente: Elaboración propia.

La sección transversal de la columna C6 se muestra en la figura 72 y los diagramas de momento – curvatura en las siguientes. En el análisis del desempeño sísmico se muestra la figura 73 que en la dirección 3-3 éste alcanza un momento máximo $M_{\text{máx}} = 125$ tonf-m a una curvatura $C = 0.053$ rad/m. Por otro lado, de la figura 74 se muestra que en la dirección 2-2 se alcanza un momento máximo $M_{\text{máx}} = 128$ tonf-m a una curvatura $C = 0.008$ rad/m.

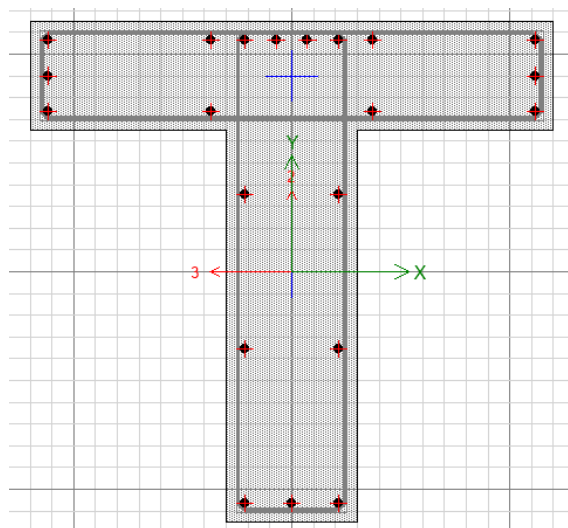


Figura 72. Sección transversal de la columna C6. Fuente: Elaboración propia.

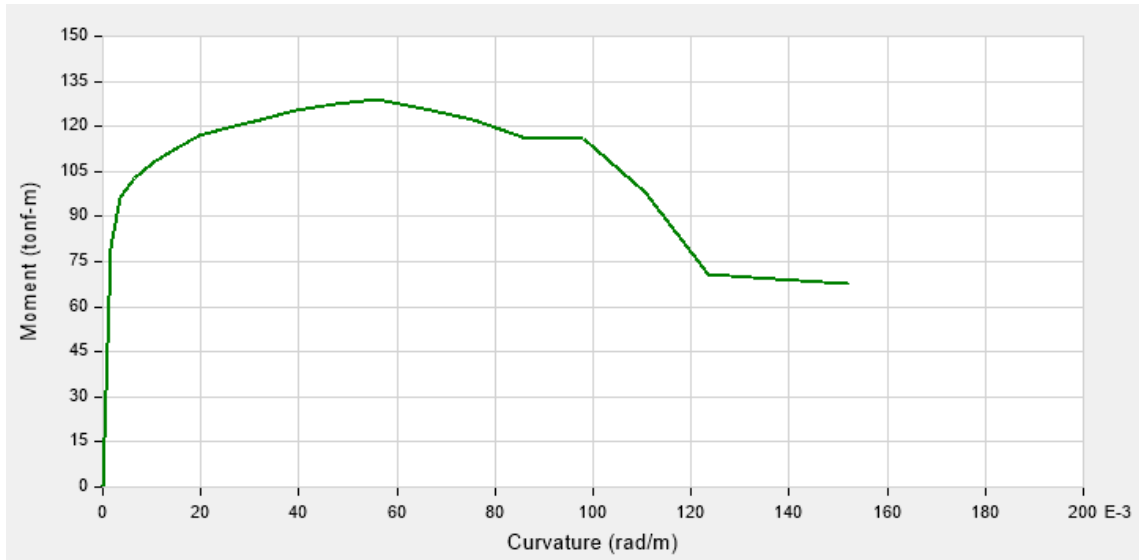


Figura 73. Diagrama momento curvatura de la sección C6 en dirección 3-3. Fuente: Elaboración propia.

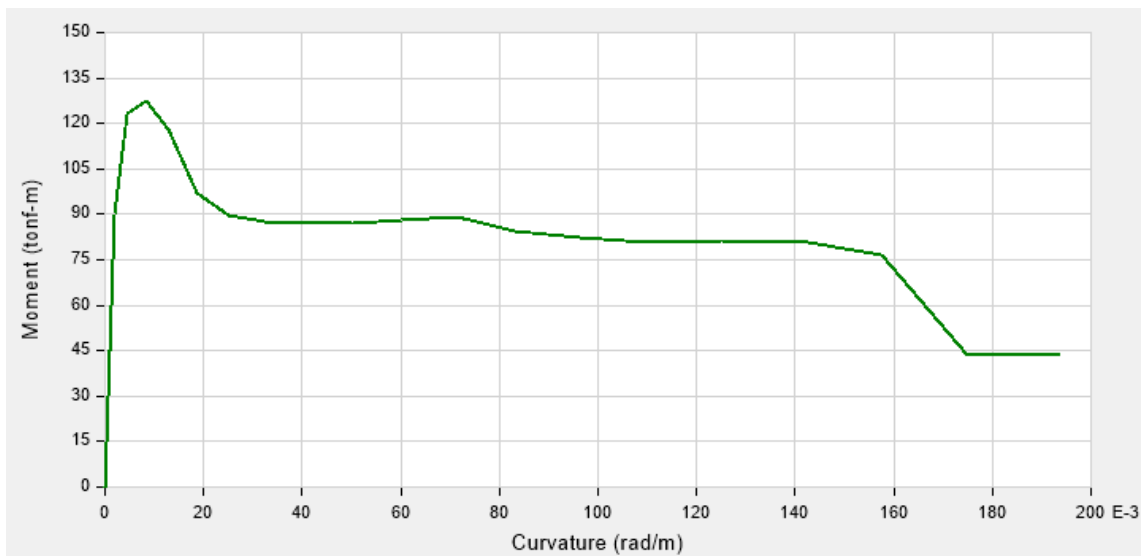


Figura 74. Diagrama momento curvatura de la sección C6 en dirección 2-2. Fuente: Elaboración propia.

Para la columna C8 tipo L cuya sección transversal se observa en la figura 75, concerniente al desempeño sísmico que posee en el diagrama momento curvatura que muestra en la figura 76 se observa que en la dirección 3-3 alcanzó un momento máximo $M_{\text{máx}} = 106 \text{ tonf-m}$ a una curvatura de $C = 0.013 \text{ rad/m}$; mientras que en la figura 77 se muestra el desempeño

sísmico en la dirección 2-2 donde el momento máximo que se alcanzó es $M_{\text{máx}} = 127 \text{ tonf-m}$ a una curvatura $C = 0.044 \text{ rad/m}$.

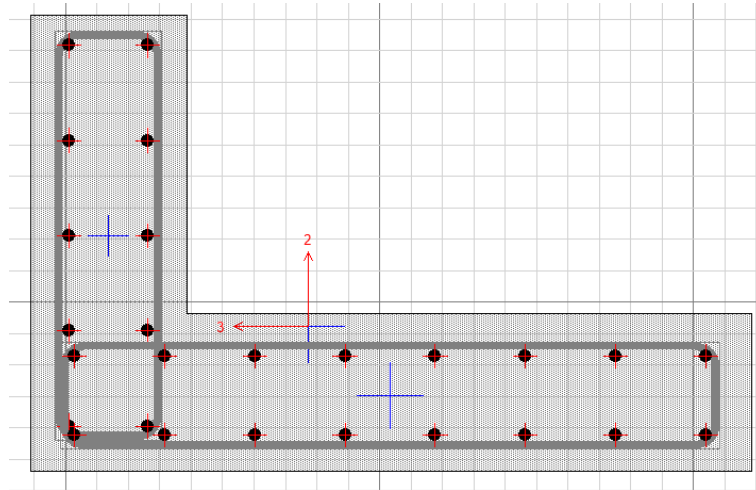


Figura 75. Sección transversal de la columna C8. Fuente: Elaboración propia.

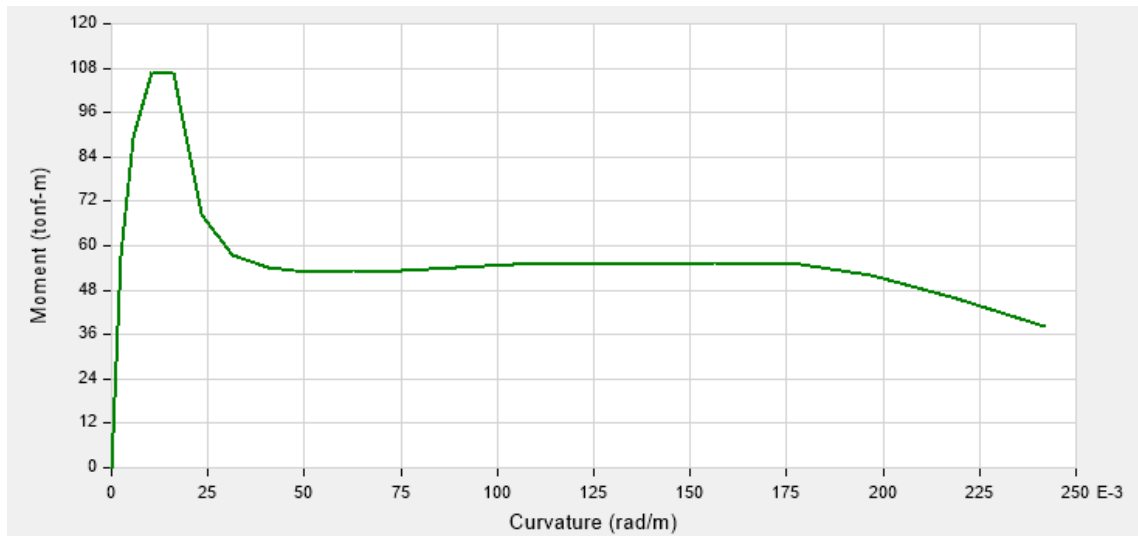


Figura 76. Diagrama momento curvatura de la sección C8 en dirección 3-3. Fuente: Elaboración propia.

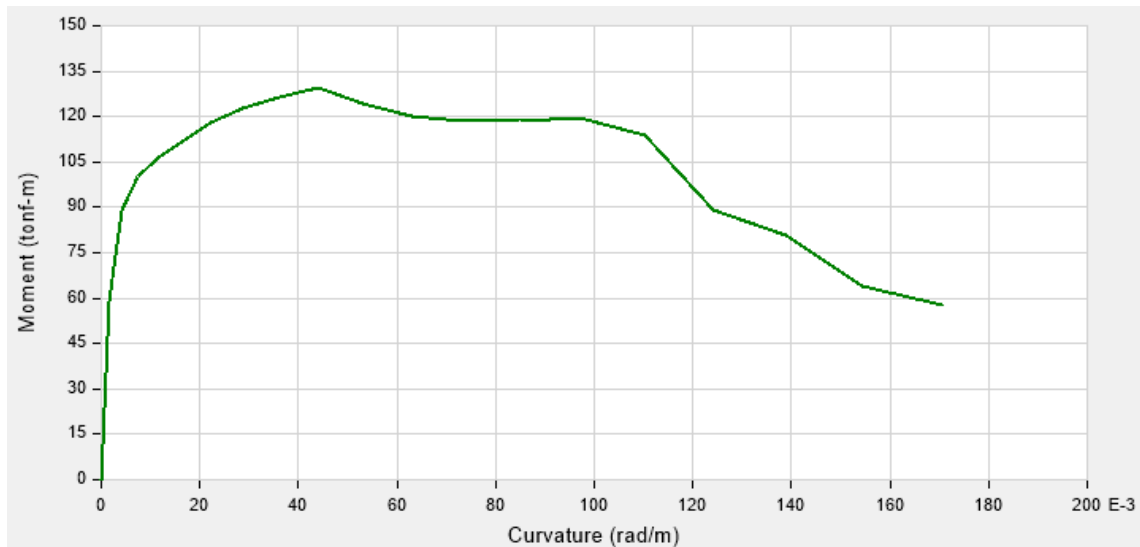


Figura 77. Diagrama momento curvatura de la sección C8 en dirección 2-2. Fuente: Elaboración propia.

A continuación, en las figuras 78 y 79 se muestran las curvas de comportamiento de la estructura para ambas direcciones de análisis X como Y. A partir de ello podemos inferir la obtención de datos como la rigidez lateral, resistencia lateral y capacidad de desplazamiento.

Entonces de la curva de capacidad en dirección X mostrada en la figura 78 inferimos que la resistencia lateral máxima es de $V_{m\acute{a}x} = 418$ tonf a un desplazamiento lateral máximo de $\Delta_{m\acute{a}x} = 11,5$ cm. Además, la rigidez lateral promedio es de $V = 100$ tonf con un desplazamiento estimado de $\Delta = 6$ cm.

Del mismo modo en la curva de capacidad para la dirección en Y que se muestra en la figura 79, se observa que la resistencia lateral máxima de $V_{m\acute{a}x} = 450$ tonf alcanza un desplazamiento lateral máximo de $\Delta_{m\acute{a}x} = 5,9$ cm. Mientras que la rigidez lateral promedio de $V = 150$ tonf alcanza una rigidez lateral aproximada de $\Delta = 6$ mm.

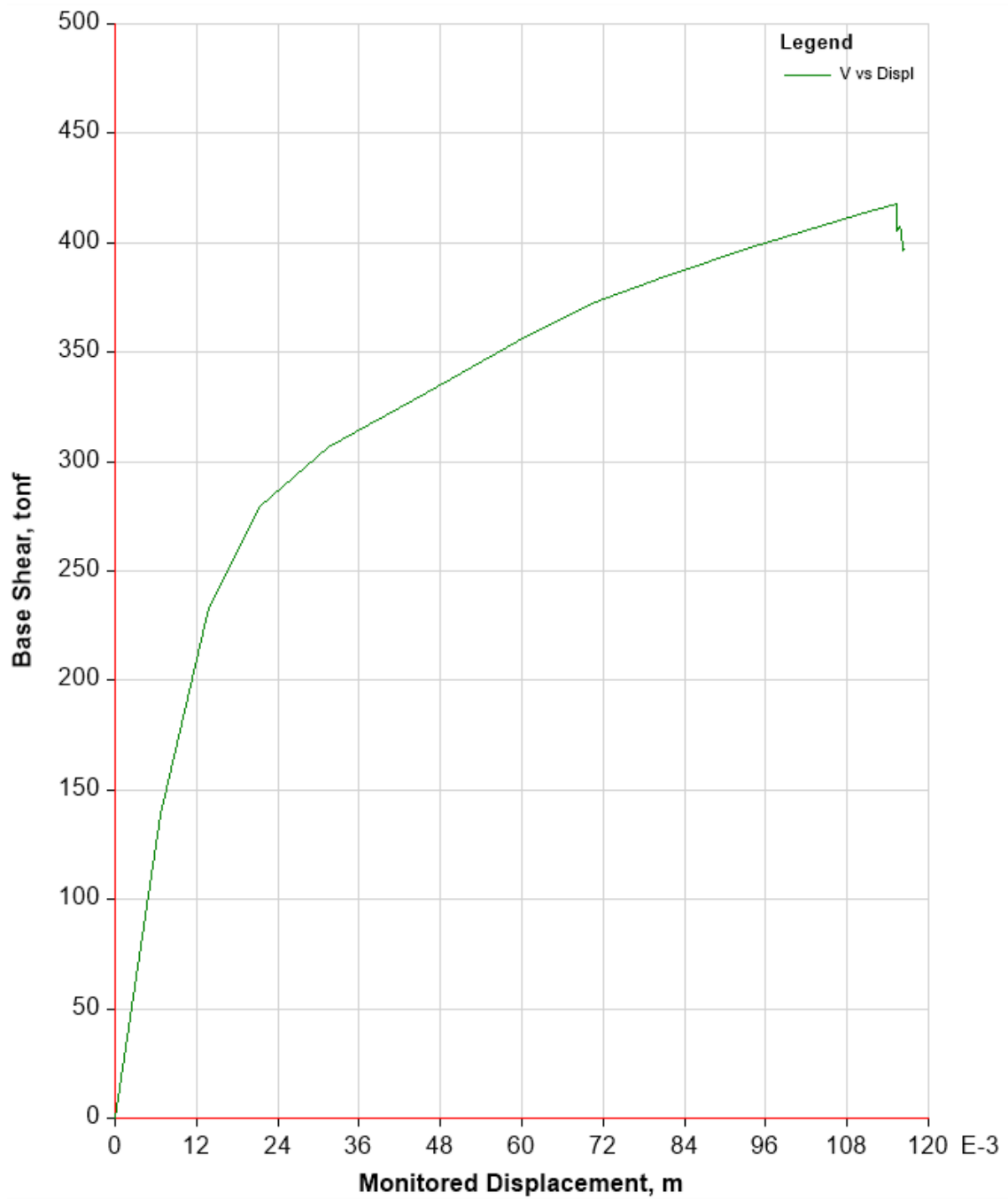


Figura 78. Curva de capacidad de la estructura analizada en dirección X. Fuente: Elaboración propia.

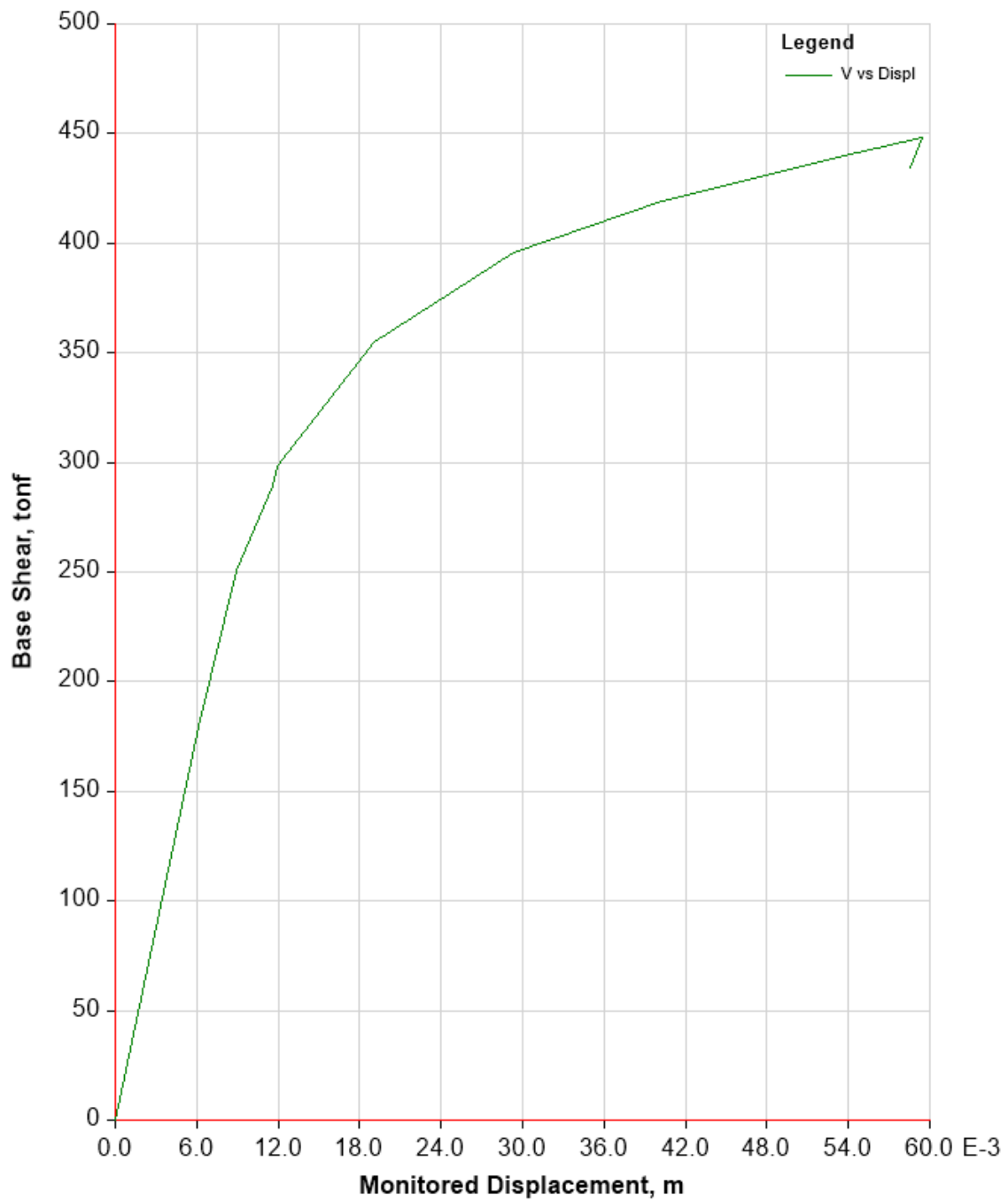


Figura 79. Curva de capacidad de la estructura analizada en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.

Luego de analizar las curvas de desempeño para las direcciones X e Y, se calculó el punto de desempeño en las mismas para periodos con tiempo de retorno de $T=475$ años y $T = 2500$ años.

De la figura 80 donde se muestra el punto de desempeño de la estructura para un tiempo de retorno de $T = 475$ años en la dirección X, se observa que el desplazamiento espectral es de $\Delta = 4$ cm, a una aceleración espectral de $a = 0,54$ g. Del cual a partir del punto de fluencia de la curva de capacidad y según la normativa peruana, el punto de desempeño de nuestra estructura se considera dentro del rango de “seguro de vida”.

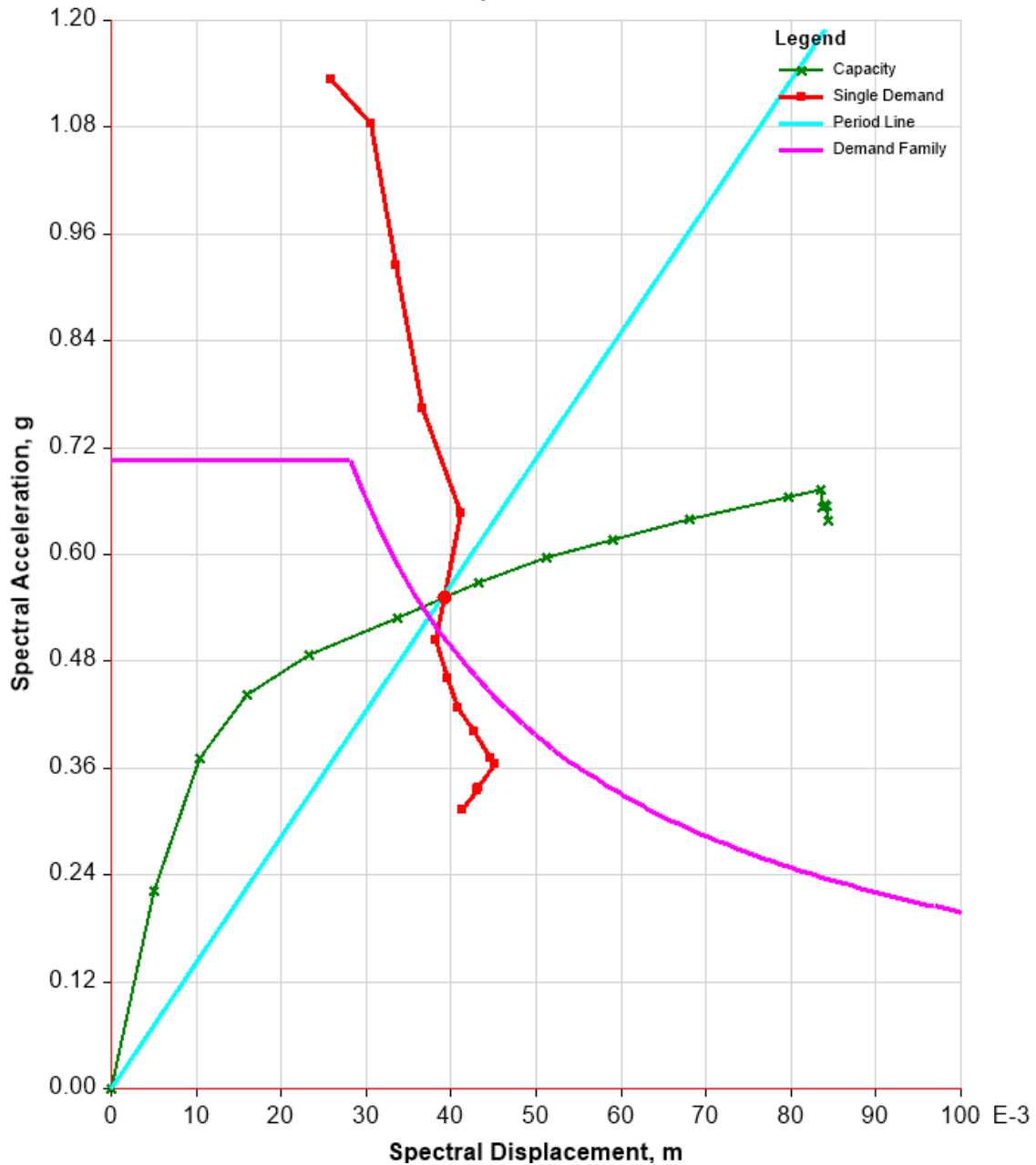


Figura 80. Punto de desempeño de la estructura analizada para un sismo con $T=475$ años en la dirección X.

Fuente: Elaboración propia.

De otro lado en la figura 81, en el que se determinó el punto de desempeño para un periodo de retorno $T = 2500$ años en la dirección X. Se observa que el punto de desempeño de nuestra estructura nos indica un desplazamiento espectral de $\Delta = 6,1$ cm con una aceleración espectral de $a = 0,63$ g. Del cual a partir del punto de fluencia de la curva de capacidad y según la normativa peruana el punto de desempeño de nuestra estructura se considera dentro del rango de “colapso”.

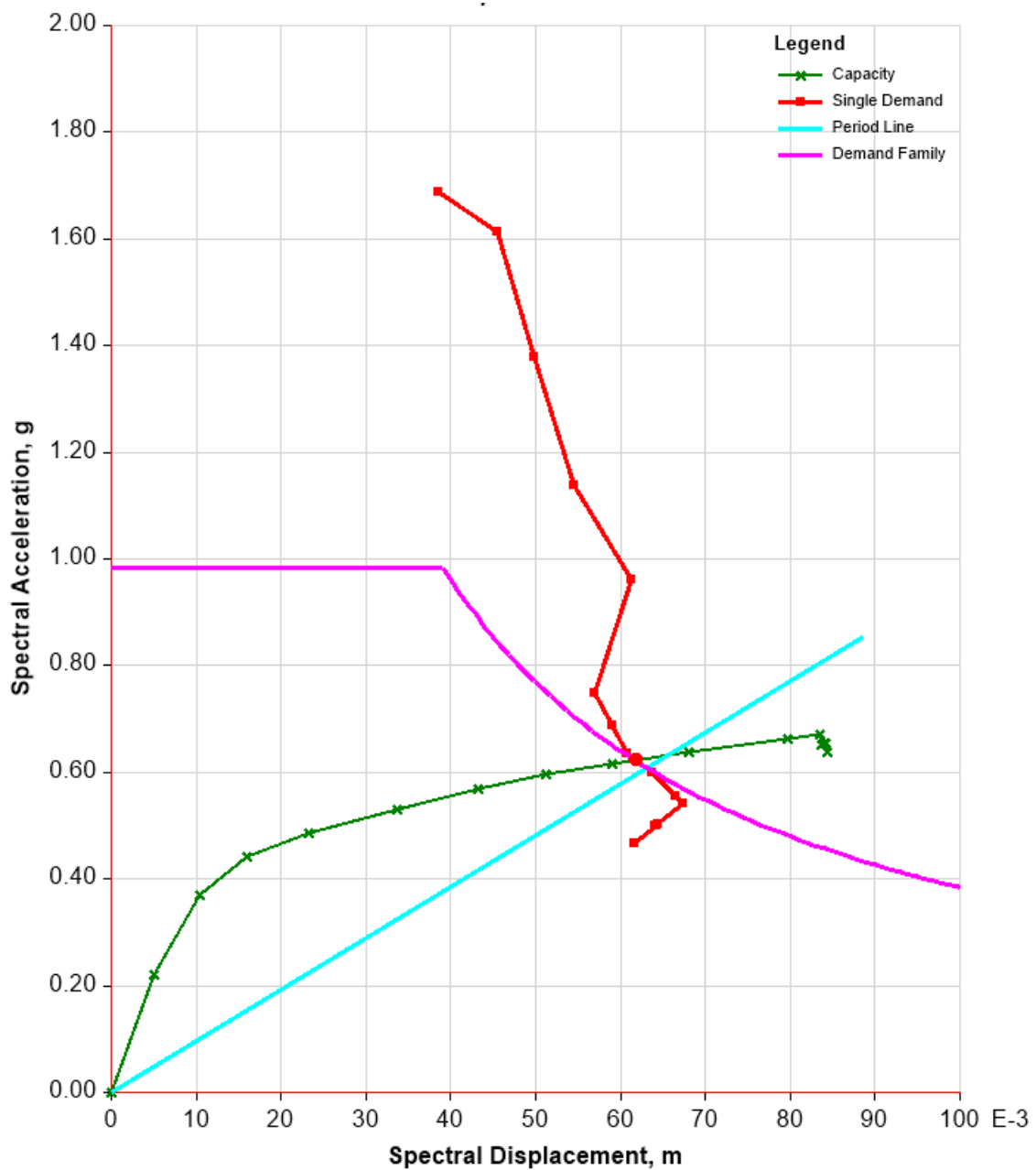


Figura 81. Punto de desempeño de la estructura analizada para un sismo con $T=2500$ años para la dirección X.

Fuente: Elaboración propia.

Del mismo modo para la dirección en Y, en la figura 82 se muestra la ubicación del punto de desempeño de nuestra estructura para un periodo de retorno de $T = 2500$ años. Se observa que nuestra estructura nos indica un desplazamiento espectral de $\Delta = 5,2$ cm con una aceleración espectral de $a = 0,8$ g. Del cual a partir del punto de fluencia de la curva de capacidad y según la normativa peruana el punto de desempeño de nuestra estructura se considera dentro del rango de “colapso”.

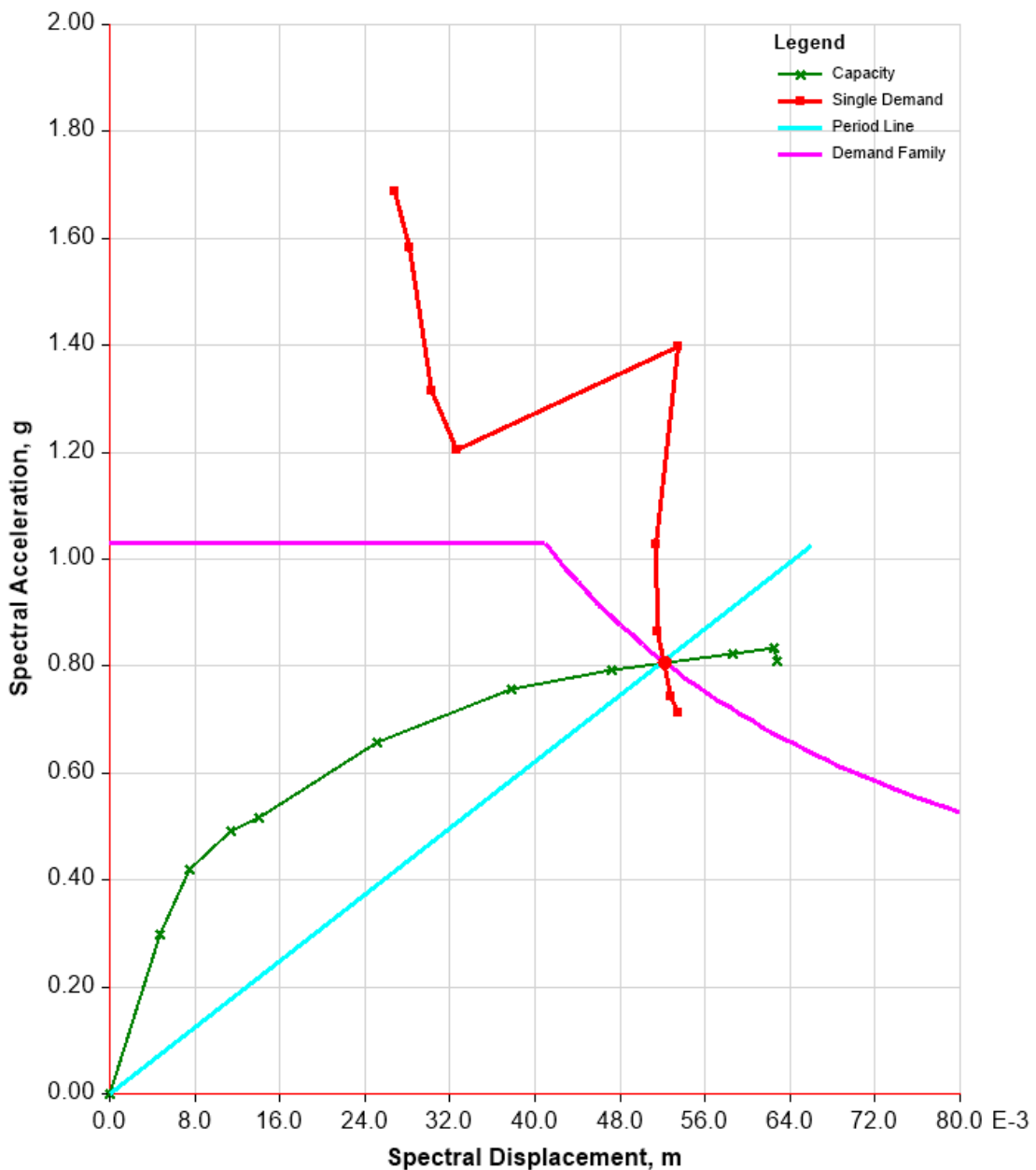


Figura 82. Punto de desempeño de la estructura analizada para un sismo con $T=2500$ años para la dirección Y.

Fuente: Elaboración propia.

En la misma dirección de Y, en la figura 83 se muestra la ubicación del punto de desempeño de nuestra estructura para un periodo de retorno de $T = 475$ años. Se observa que nuestra estructura nos indica un desplazamiento espectral de $\Delta = 3,4$ cm con una aceleración espectral de $a = 0,74$ g. Del cual a partir del punto de fluencia de la curva de capacidad y según la normativa peruana el punto de desempeño de nuestra estructura se considera dentro del rango de “seguro de vida”.

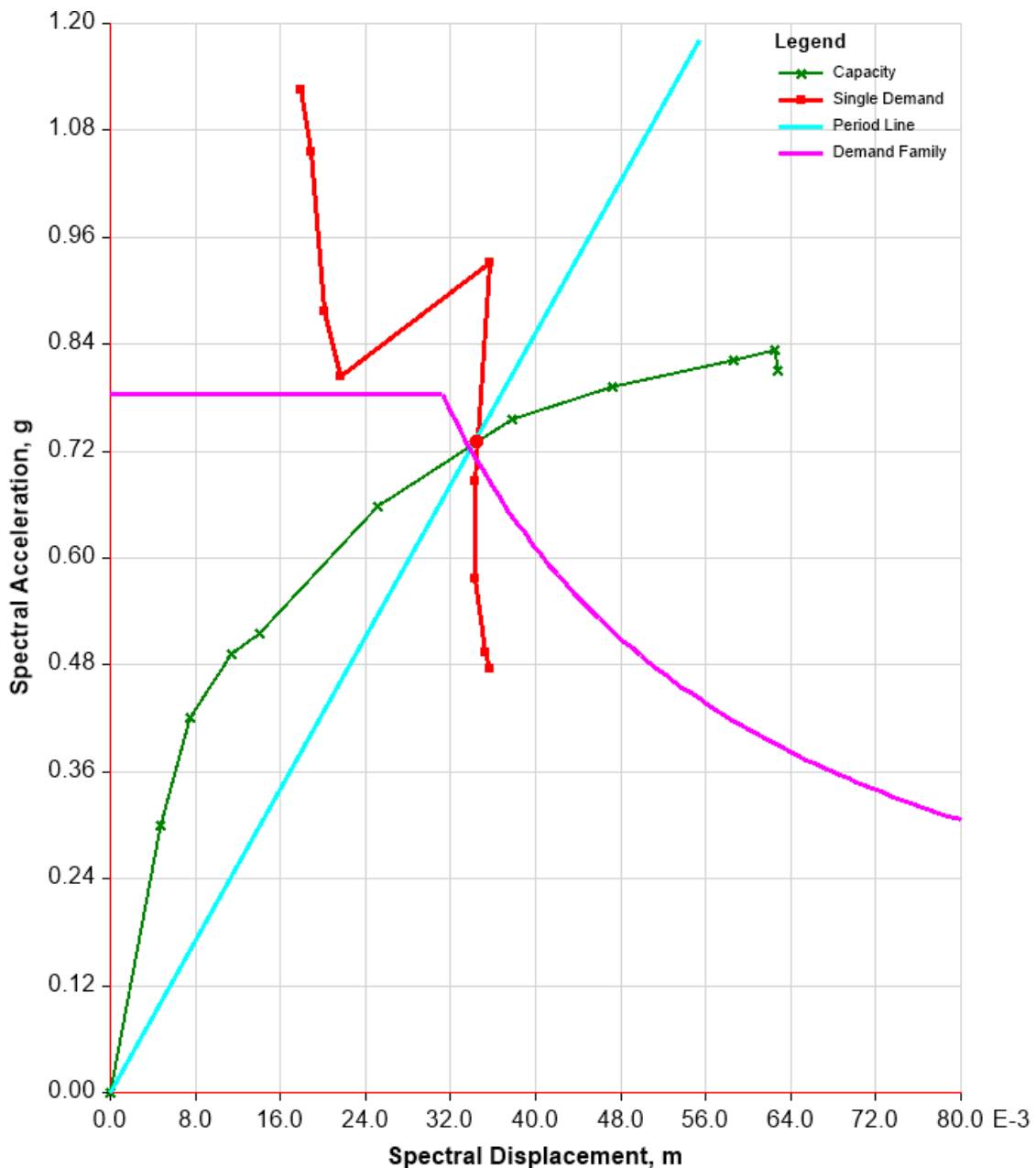


Figura 83. Punto de desempeño de la estructura analizada para un sismo con $T=2500$ años para la dirección Y.

Fuente: Elaboración propia.

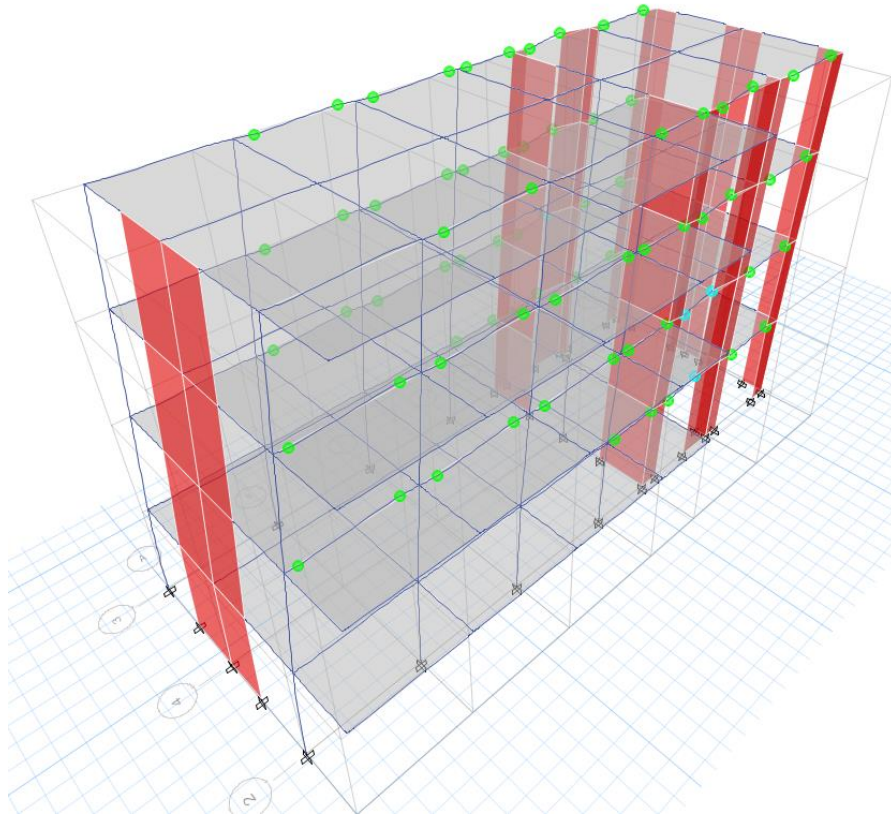


Figura 84. Generación de rotulas plásticas en X. Fuente: Elaboración propia.

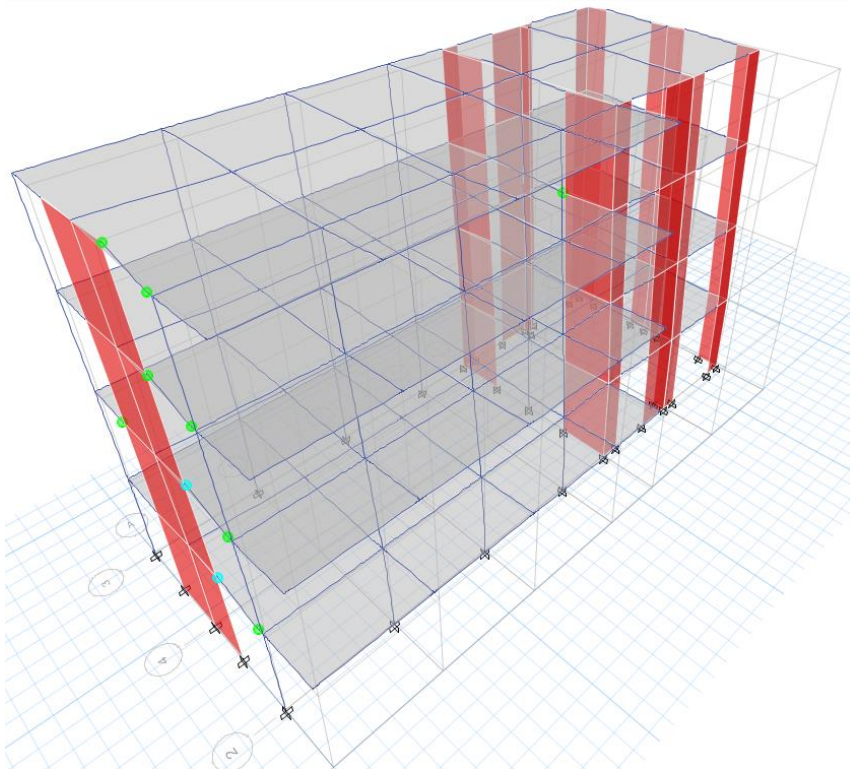


Figura 85. Generación de rotulas plásticas en Y. Fuente: Elaboración propia.

3.9. Reforzamiento propuesto con disipadores

Como se ha podido apreciar de los resultados obtenidos con anterioridad, la respuesta sísmica actual de la edificación analizada está dentro de los parámetros exigidos por la norma peruana de diseño sísmico E.030, lo que en teoría garantiza que la estructura analizada no colapsará, aunque tendrá daño moderado a severo, de acuerdo con la filosofía de diseño sísmico presentada en la misma normativa.

Se debe tener en cuenta que la propia normativa hace mención de que las edificaciones educativas forman parte de un conjunto importante clasificado como edificaciones esenciales, las que de acuerdo con la misma normativa cumplen un rol especial en la sociedad, y es, la de fungir de refugio para aquellas personas que hayan perdido el techo debido a un sismo muy raro.

Ambas disposiciones resultan contradictorias, ya que, de ocurrir un sismo muy raro, la normativa y sus principios filosóficos no garantizan que la edificación permanezca operativa, solo que esta no colapsará, y este hecho a su vez provocaría que la edificación quede inutilizable como albergue o refugio post-sismo.

Lo ideal sería que la propia normativa se encargue de garantizar que la edificación analizada continúe operativa después de la ocurrencia de un sismo muy raro. Y es lo que se pretende en esta sección.

En esta sección se propone el uso de disipadores de energía metálicos con la finalidad de mejorar el desempeño sísmico de la edificación analizada. Esta propuesta pues resulta novedosa y potencialmente útil y provechosa, de acuerdo con las investigaciones realizadas previamente por (Hurtado & Bozzo, 2008; Nuzzo et al., 2018), (Lee et al., 2016) y (Hsu & Halim, 2017).

Con esta propuesta se espera que la edificación analizada logre un desempeño sísmico operacional o con un estado de daño mucho menor al obtenido usando, únicamente, los criterios de diseño sísmico de la norma peruana.

3.9.1. Esquema de colocación de disipadores

El esquema de colocación se da en las uniones de viga – columna para que cuando la estructura esté sometida a fuerzas laterales como los eventos de sismo, el dispositivo pueda trabajar aportando rigidez, resistencia y disipación de energía en la estructura.

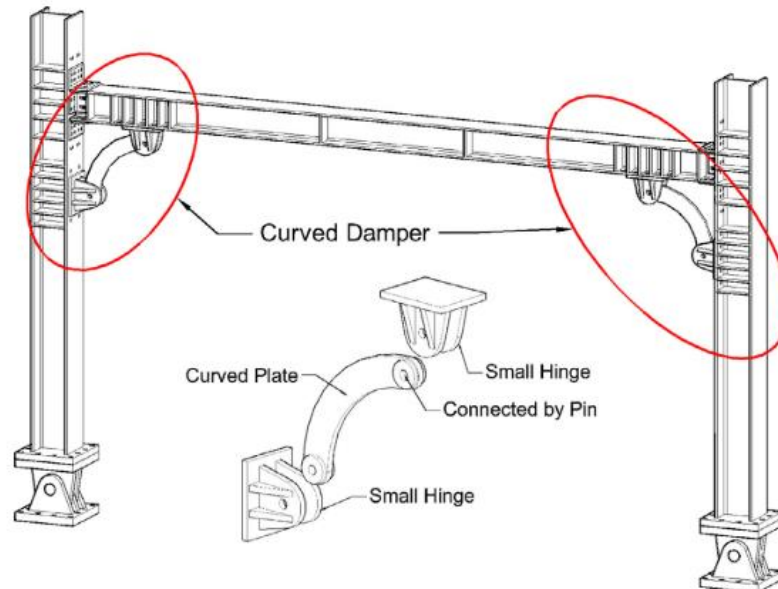


Figura 86. Modelo de disipador de energía metálico para pórticos. Fuente:(Hsu & Halim, 2017)

3.9.2. Curvas de comportamiento

Se presenta en la figura 87 la curva histerética de los disipadores, donde se observa que trabaja de forma estable ante grandes esfuerzos de tensión con desplazamientos mínimos. Estos resultados fueron obtenidos a partir de pruebas de carga cíclica en el Centro Nacional de Investigación de Ingeniería Sísmica de Taiwán.

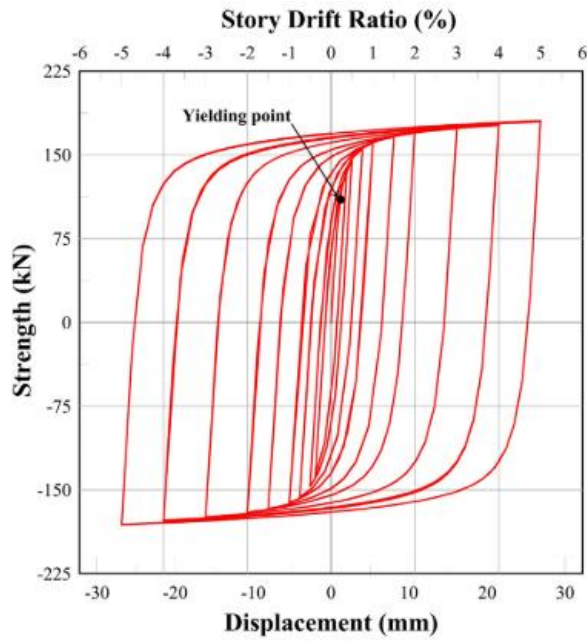


Figura 87. Curva de comportamiento del dissipador de Hsu con un comportamiento bilineal. Fuente: (Hsu & Halim, 2017)

3.9.3. Ubicación de los dissipadores

Nuestra ubicación de los dissipadores se eligió en donde nuestros parámetros de respuesta sísmica son los mayores, siendo estas las perimetrales y en la zona de conexiones viga-columna para no alterar la arquitectura de la estructura. Se muestra en la figura 88 la distribución de las mismas.

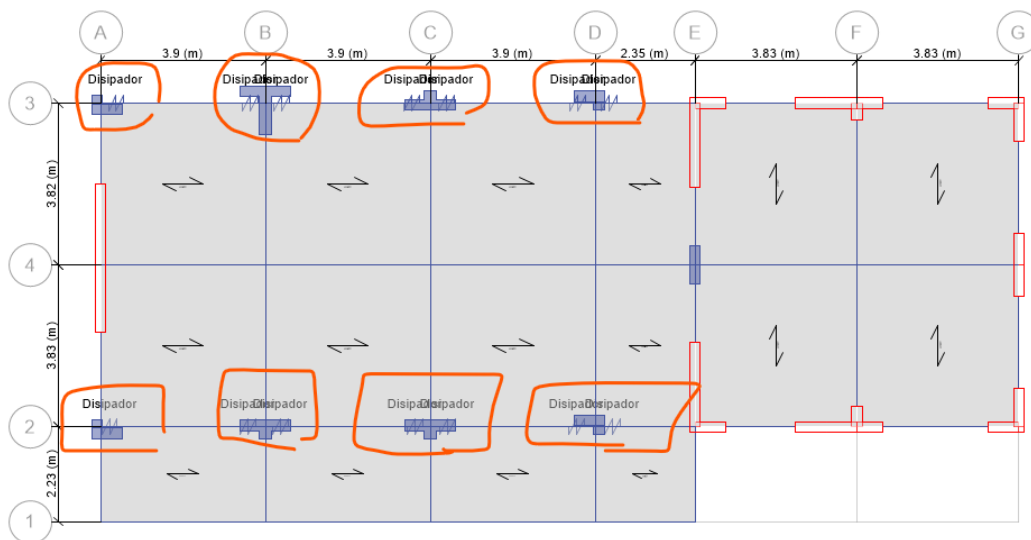


Figura 88. Zonas donde se colocaron los dissipadores de energía metálicos. Fuente: Elaboración propia.

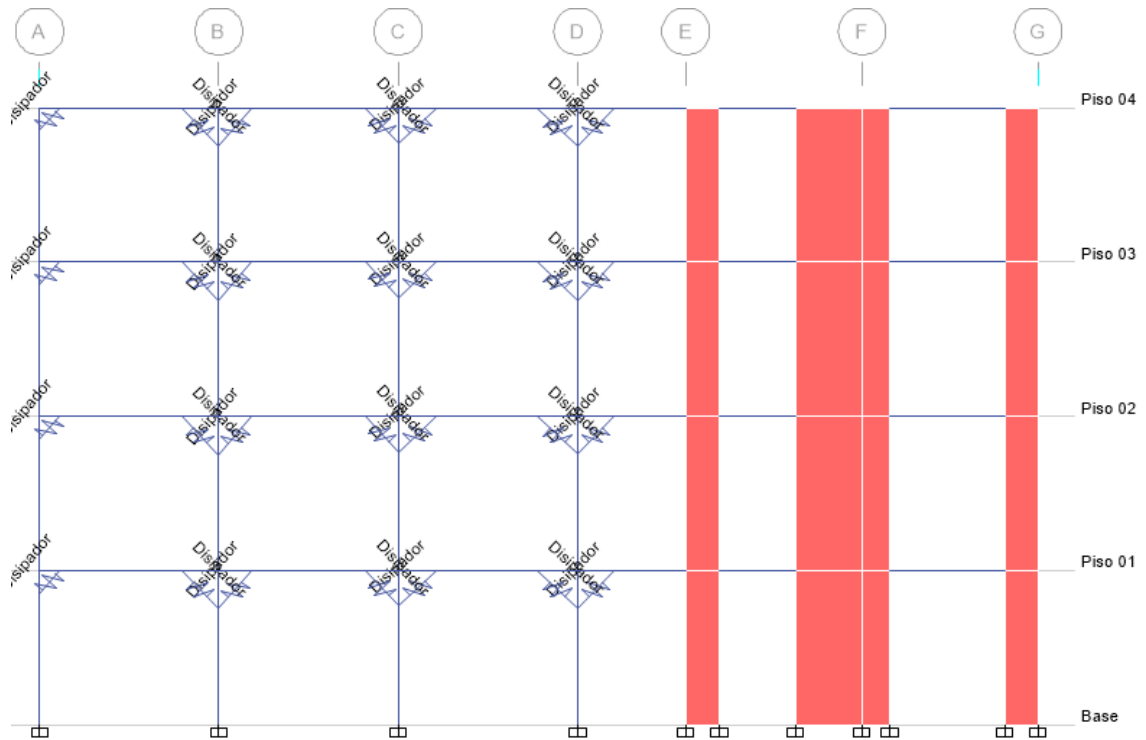


Figura 89. Zonas donde se colocaron los disipadores de energía metálicos en el eje 2-2. Fuente: Elaboración propia.

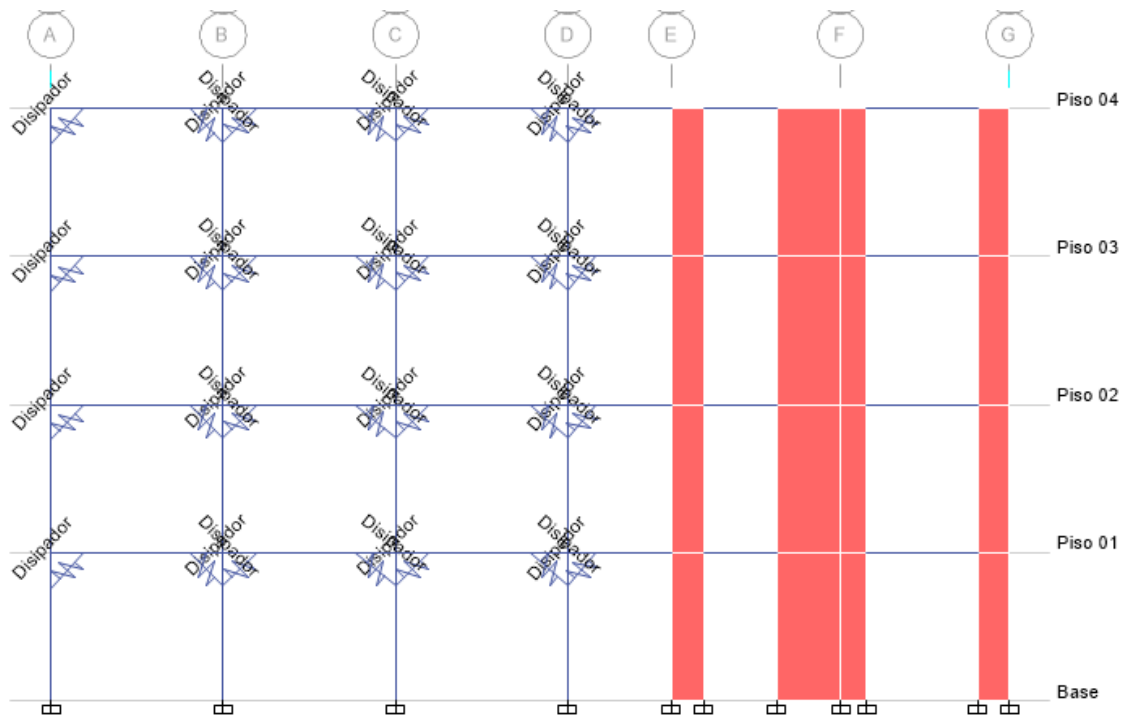


Figura 90. Zonas donde se colocaron los disipadores de energía metálicos en el eje 3-3. Fuente: Elaboración propia.

3.9.4. Respuesta del análisis sísmico

Se tiene en la figura 91 la definición de las propiedades del disipador en el software Etabs, donde se determina el comportamiento no lineal que se pretende cuando actúe ante un sismo, siendo estos de gran importancia para nuestro diseño propuesto. Del gráfico podemos observar la curva monotónica en la parte izquierda y a la derecha la curva cíclica.

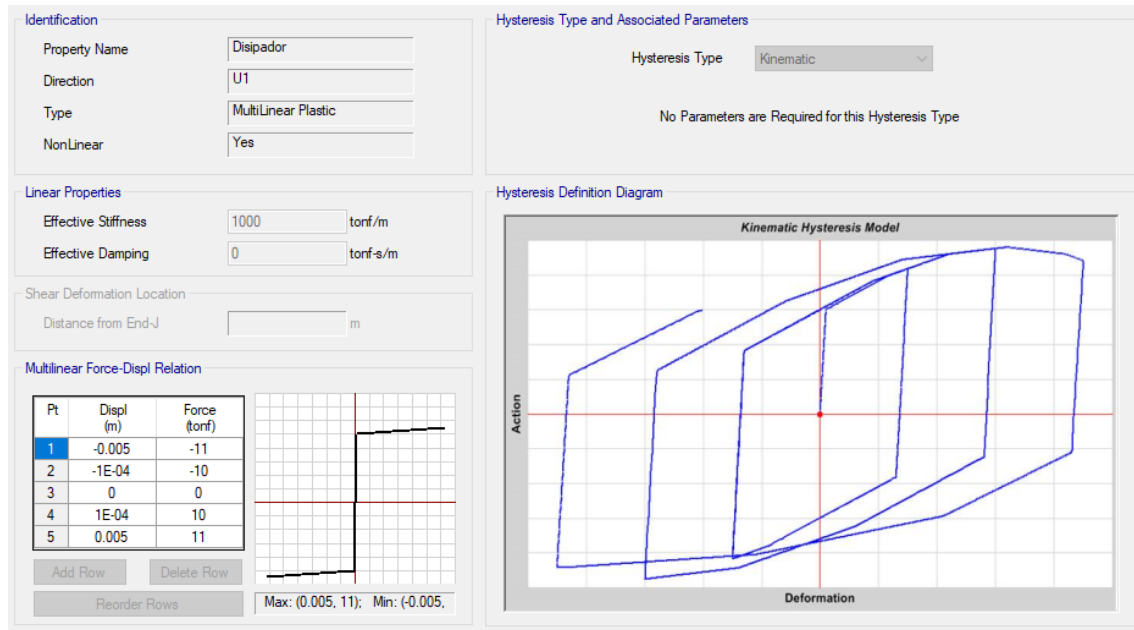


Figura 91. Modelo de comportamiento monotónico y cíclico. Fuente: Elaboración propia.

3.10. Análisis Dinámico tiempo - historia no lineal

Según el (MVCS, 2018) Norma Técnica E.030, en su capítulo 4 “Análisis Estructural”, artículo 30 “Análisis Dinámico Tiempo - Historia”, menciona que este método complementario de análisis es tipo dinámico y su utilidad es del verificar el comportamiento de los elementos de la estructura. El tipo de análisis que se aplicó fue el Fast Nonlinear Anisys (FNA) que se concentra en la no linealidad de los disipadores tipo Hsu & Halim con el objeto de proporcionar los lazos de histéresis.

Para ello es necesario contar con registros sísmicos que sean representativos de las zonas de estudio. Sobre esto es importante tener en cuenta que tales registros deberán tener ciertas características mínimas, la más importante de todas es el PGA (*Peak Ground Acceleration*).

En este caso se requirió que el valor del PGA sea como mínimo de 0.10g, de tal forma que este sea significativo y que se puedan aplicar los procesos de escalamiento de registros; debido a que valores menores a esta cantidad en general no son confiables, ya que es difícil distinguir componentes del movimiento sísmico del ruido.

Aunque en la actualidad, instituciones como del Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas (CISMID) de la Universidad Nacional de Ingeniería, cuentan con una serie de dispositivos acelerométricos cerca de la zona de trabajo, lamentablemente, la mayor parte de los registros sísmicos tienen un PGA del orden de 0.01g, es decir, son señales que en general se deben a movimientos sísmicos muy débiles o al paso de vehículos pesados, todo lo que en general califica como ruido. Por tanto, en el presente trabajo se usaron los registros sísmicos históricos disponibles en el país, ya que, aunque ocurrieron en zonas geográficas diferentes, en general, tienen las mismas fuentes sismo-génicas y, por tanto, las mismas leyes de atenuación.

En este caso, se decidió usar los registros sísmicos naturales con los que el país cuenta, considerando que estos deben tener un PGA (*Peak Ground Acceleration*) mínimo de 0.10g, para que los resultados sean considerables y para que el escalamiento a ciertos niveles de peligro sea el adecuado. A continuación, se muestran los registros sísmicos que fueron usados en el desarrollo de esta investigación, cabe destacar que estos registros sísmicos fueron obtenidos de la base de datos del Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Reducción de Desastres (CISMID), de la Universidad Nacional de Ingeniería (UNI).

3.10.1. Registro sísmico de Lima – 1966

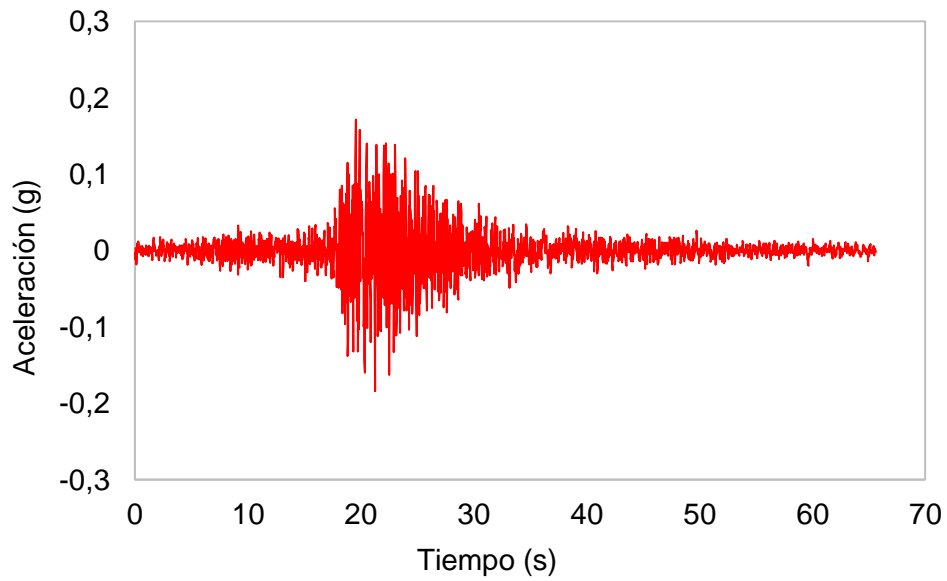


Figura 92. Registro de aceleración del sismo de Lima - 1966, componente EW.

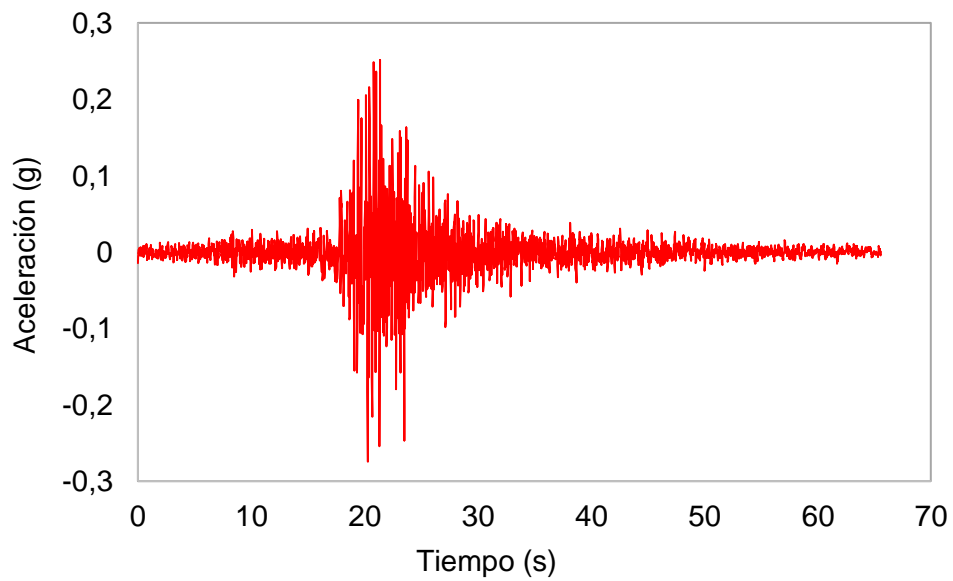


Figura 93. Registro de aceleración del sismo de Lima - 1966, componente NS.

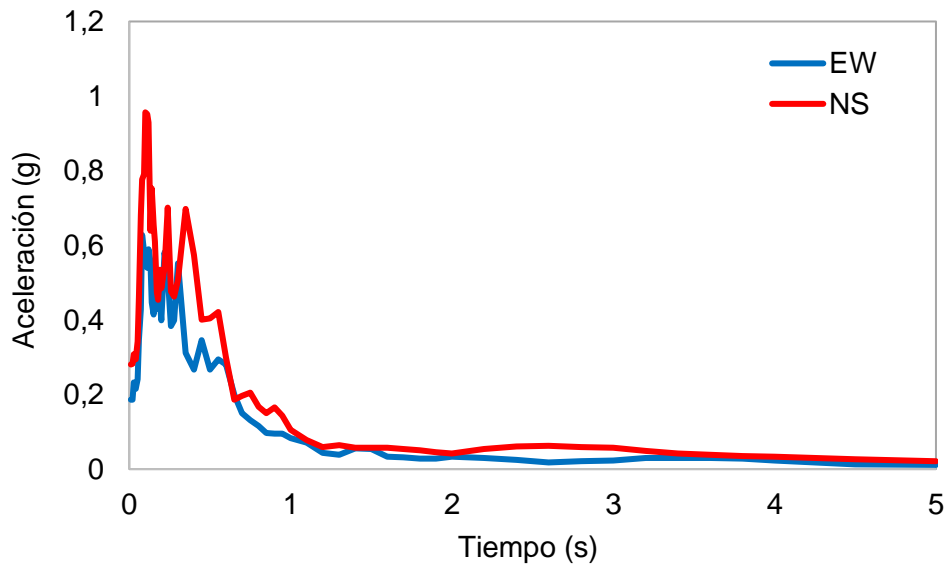


Figura 94. Espectros de aceleración de las componentes NS, EW, del sismo de Lima - 1966.

3.10.2. Registro sísmico de Chimbote - 1970

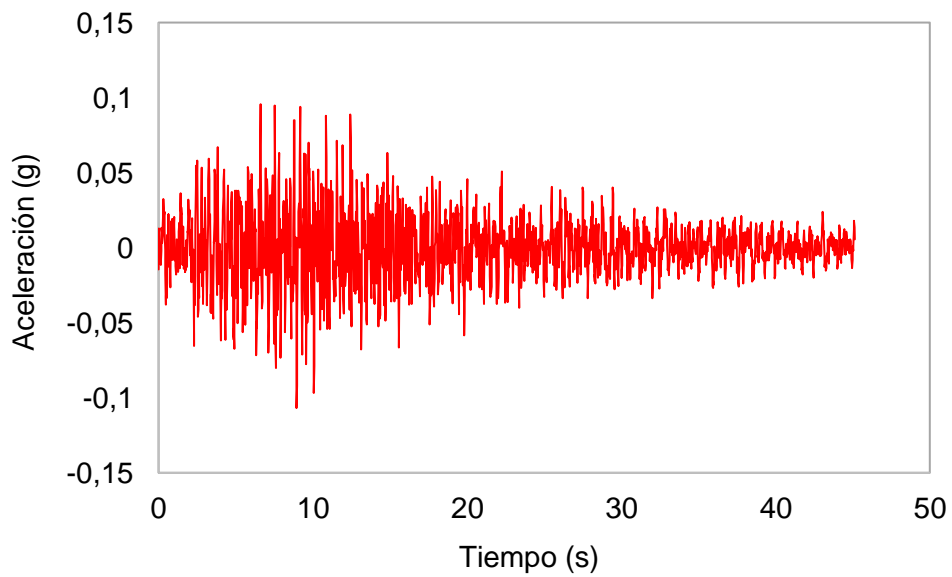


Figura 95. Registro de aceleración del sismo de 1970, componente EW.

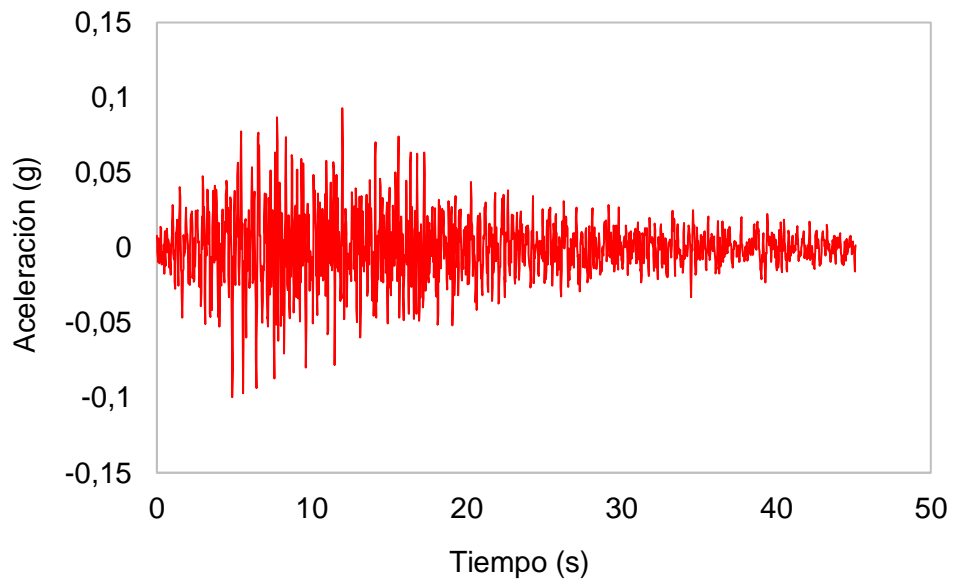


Figura 96. Registro de aceleración del sismo de Chimbote - 1970, componente NS.

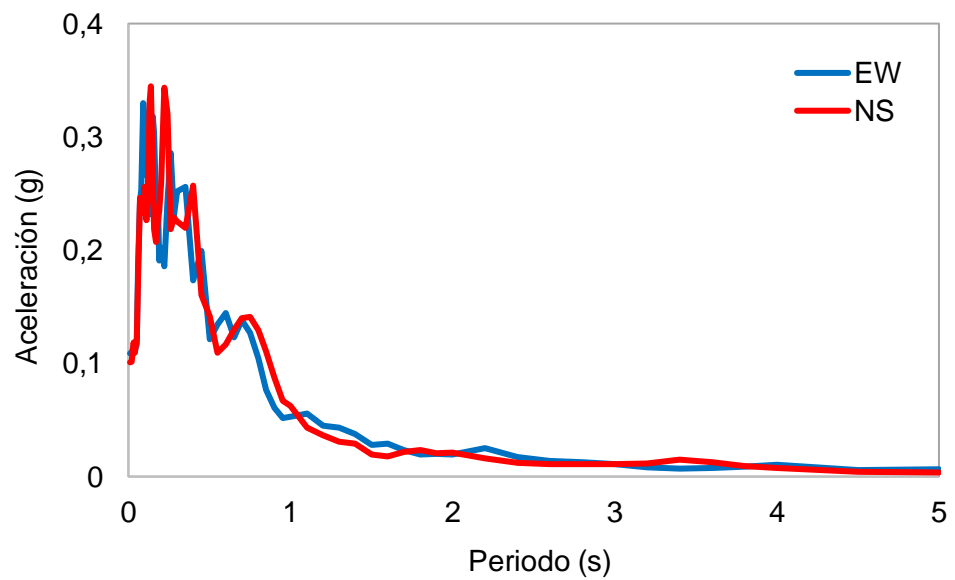


Figura 97. Espectros de aceleración de las componentes NS, EW, del sismo de Chimbote - 1970.

3.10.3. Registro sísmico de Lima - 1974

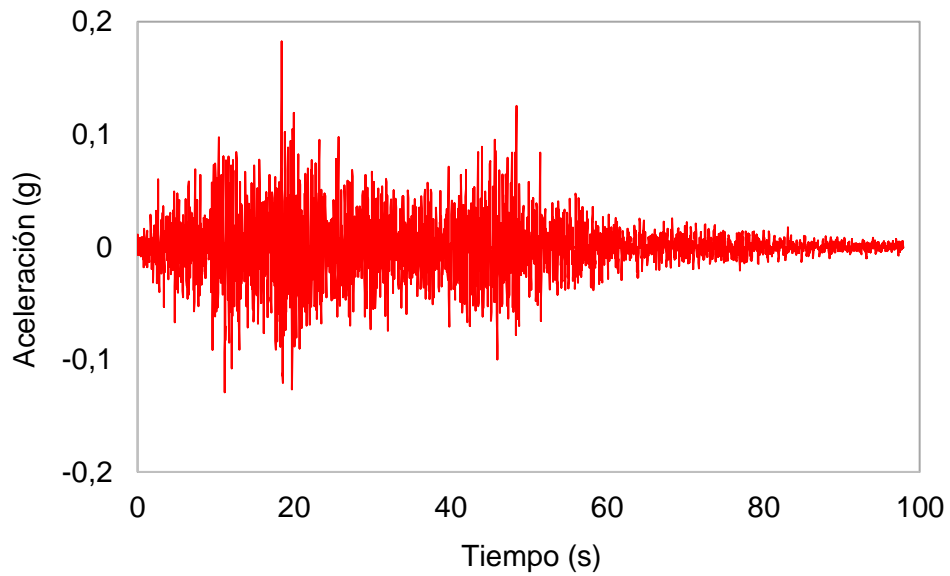


Figura 98. Registro de aceleración del sismo de Lima - 1974, componente EW.

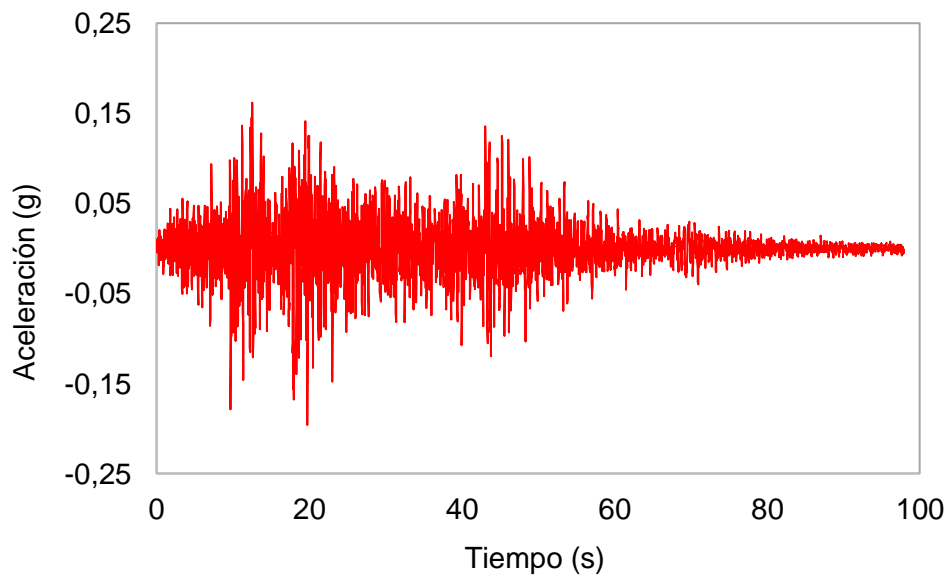


Figura 99. Registro de aceleración del sismo de Lima - 1974, componente NS.

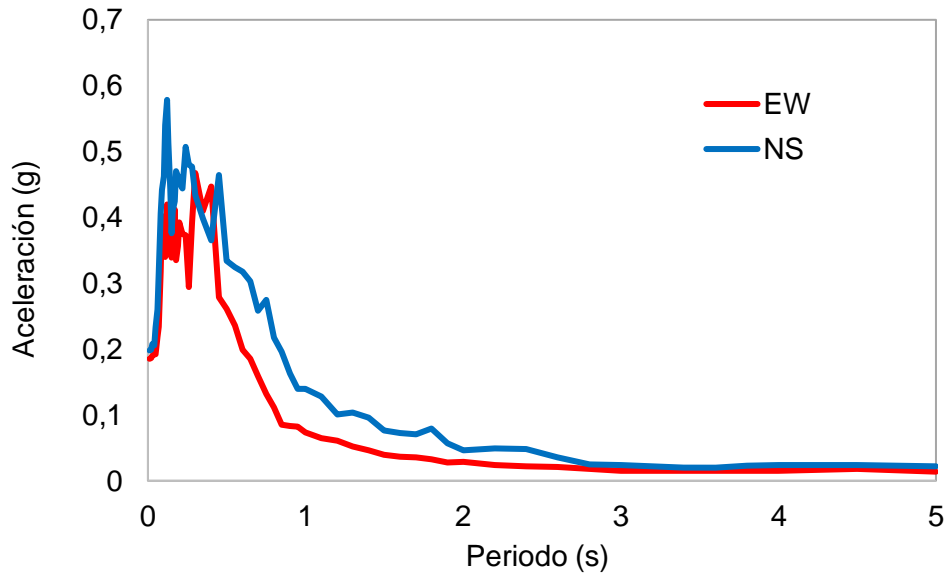


Figura 100. Espectro de aceleraciones del sismo de Lima - 1974, componentes EW y NS.

3.10.4. Registro sísmico del Atico - Arequipa 2001

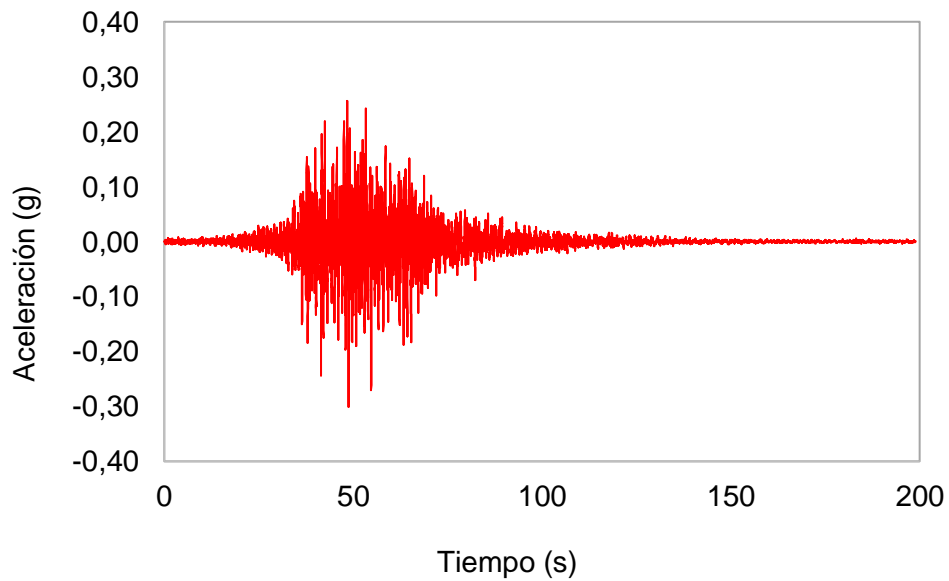


Figura 101. Registro de aceleración del sismo de Atico – Arequipa 2001, componente EW.

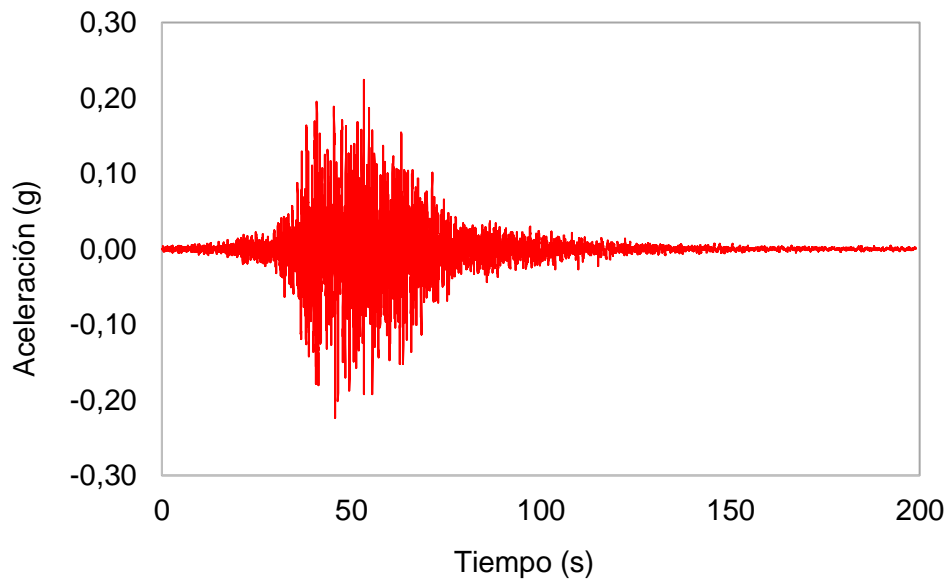


Figura 102. Registro de aceleración del sismo de Atico – Arequipa 2001, componente NS.

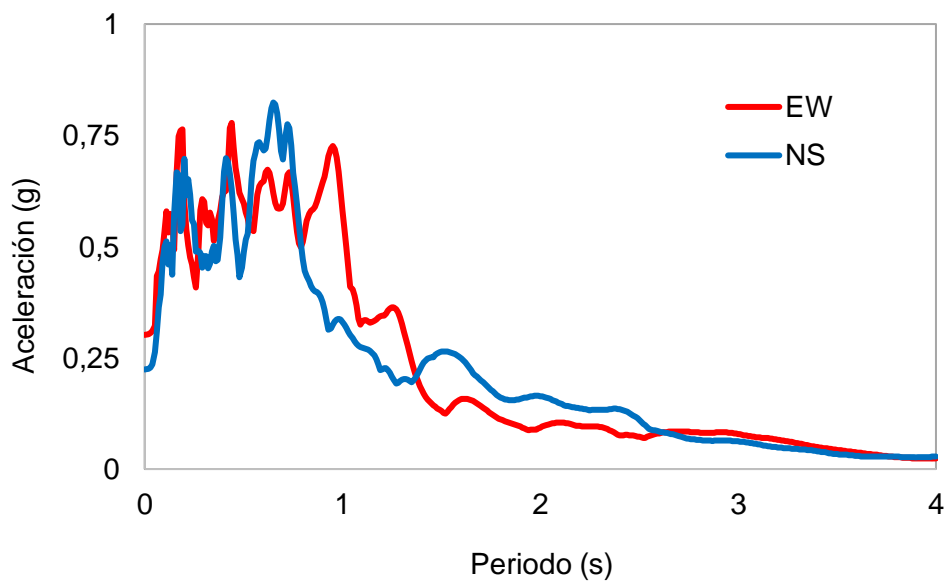


Figura 103. Espectro de aceleraciones del sismo de Atico – Arequipa 2001, componentes EW y NS.

3.10.5. Registro sísmico de Ica del 2007

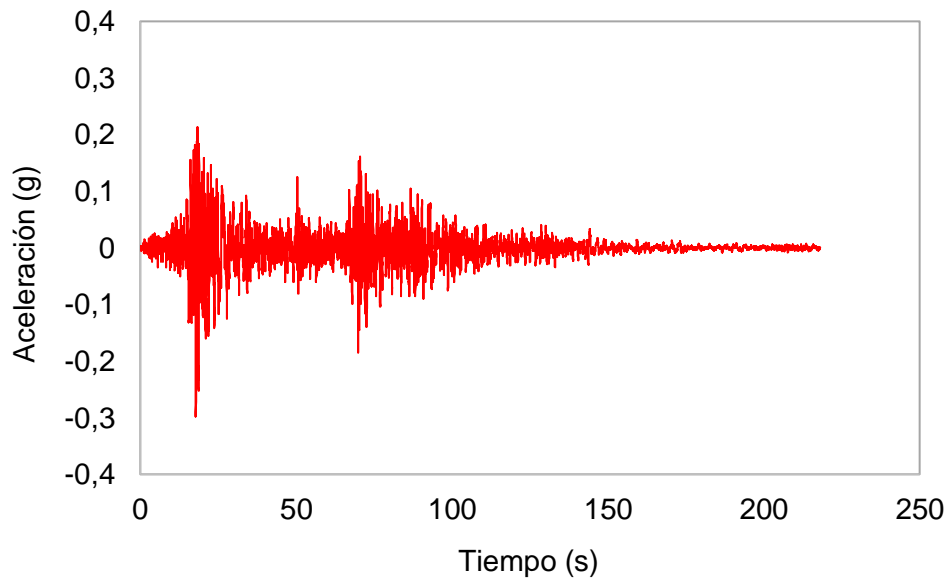


Figura 104. Registro de aceleración del sismo de ICA del 2007, componente EW.

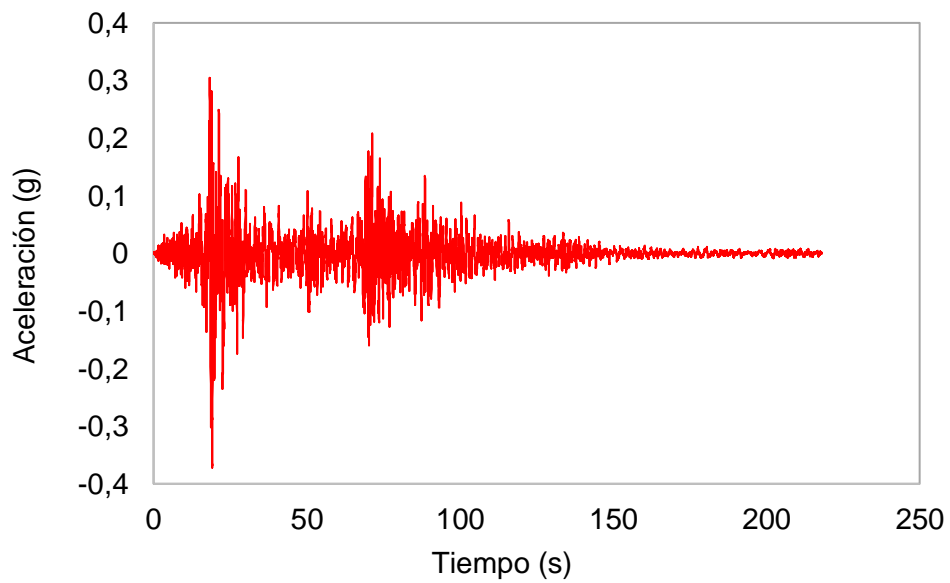


Figura 105. Registro de aceleración del sismo de ICA del 2007, componente NS.

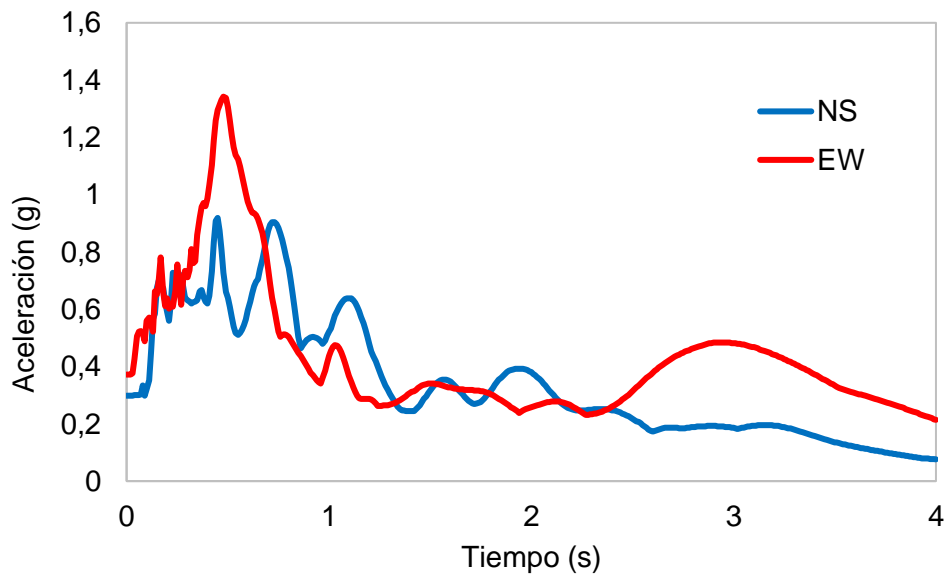


Figura 106. Espectros de aceleración de las componentes NS, EW, del sismo de Ica del 2007.

3.10.6. Escalamiento de los registros Sísmicos

El escalamiento de los registros sísmicos es un proceso matemático que tiene como finalidad poder incrementar la magnitud de aceleración de estos, bajo la aplicación de ciertos criterios. Usualmente, este proceso se hace con la finalidad de poder llevar el registro analizado a un nuevo nivel de peligro sísmico, ya que, por lo general, los registros sísmicos naturales son inferiores a los deseados para alcanzar algún nivel de peligro específico.

Tales niveles de peligro son usualmente dados en términos de periodos de retorno, como $Tr=475$ años, $Tr=1000$ años y $Tr=2475$ años.

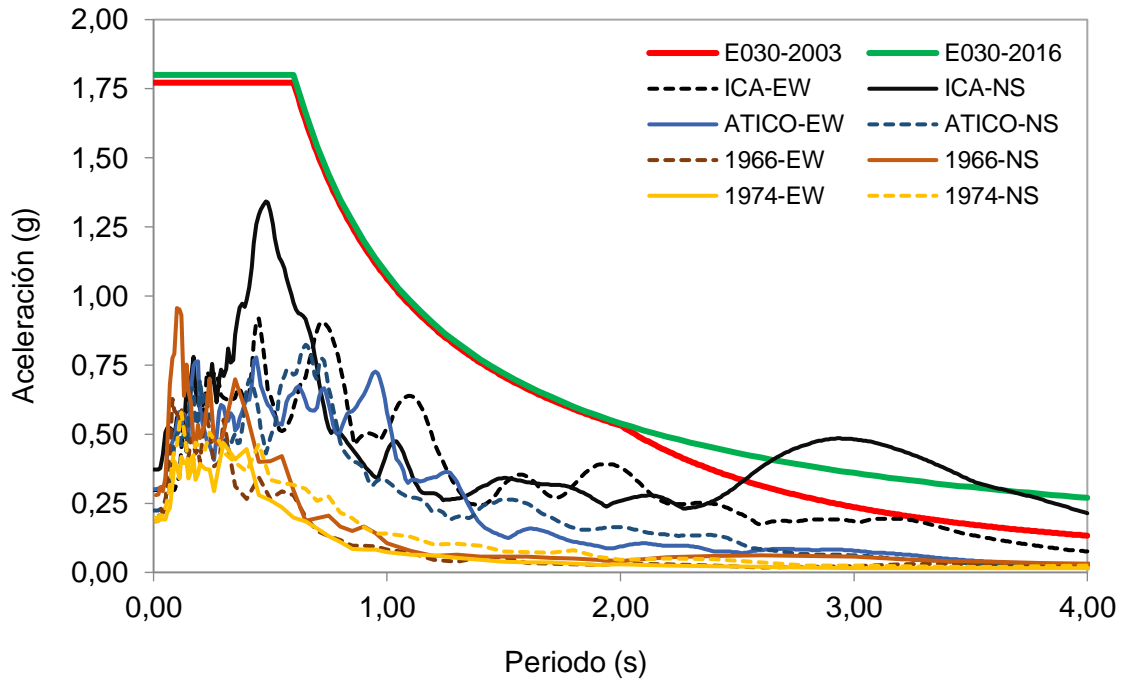


Figura 107. Relación de magnitud de aceleración entre el espectro de la norma E030 del 2003, E030 del 2016 y registros sísmicos naturales. Fuente: Elaboración propia.

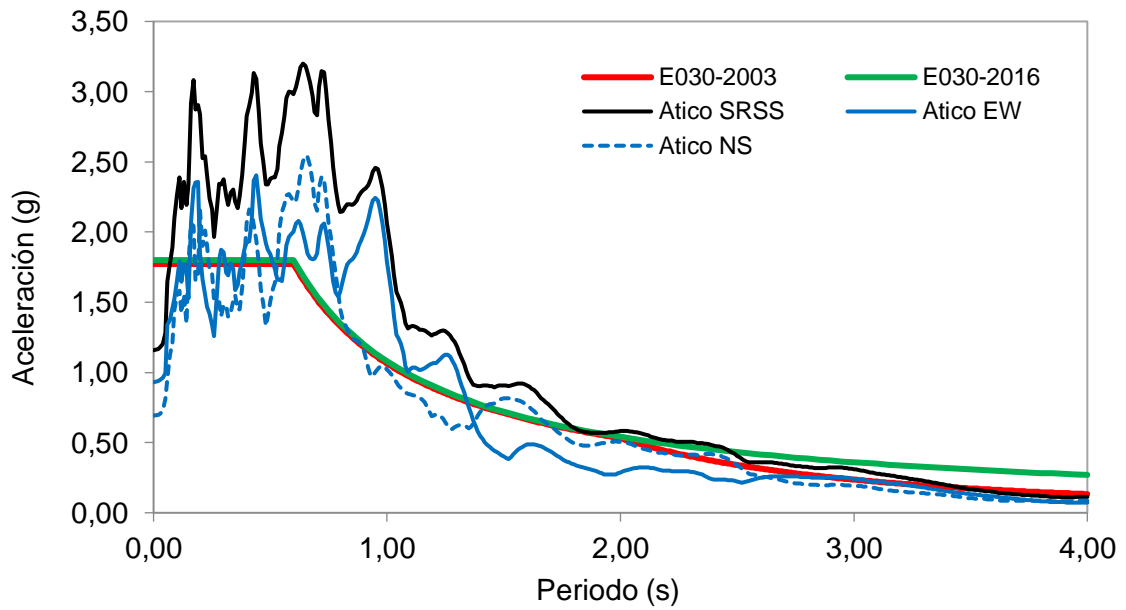


Figura 108. Escalamiento del registro sísmico de Arequipa 2001, mediante el método SRSS. Fuente: Elaboración propia.

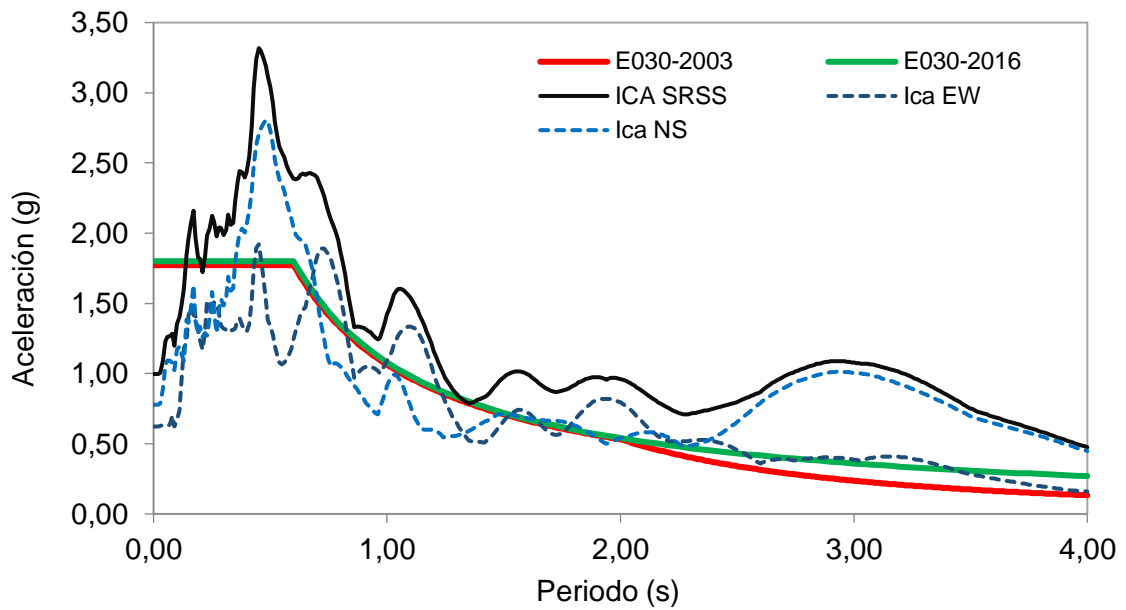


Figura 109. Escalamiento del registro sísmico de Pisco 2007, mediante el método SRSS. Fuente: Elaboración propia.

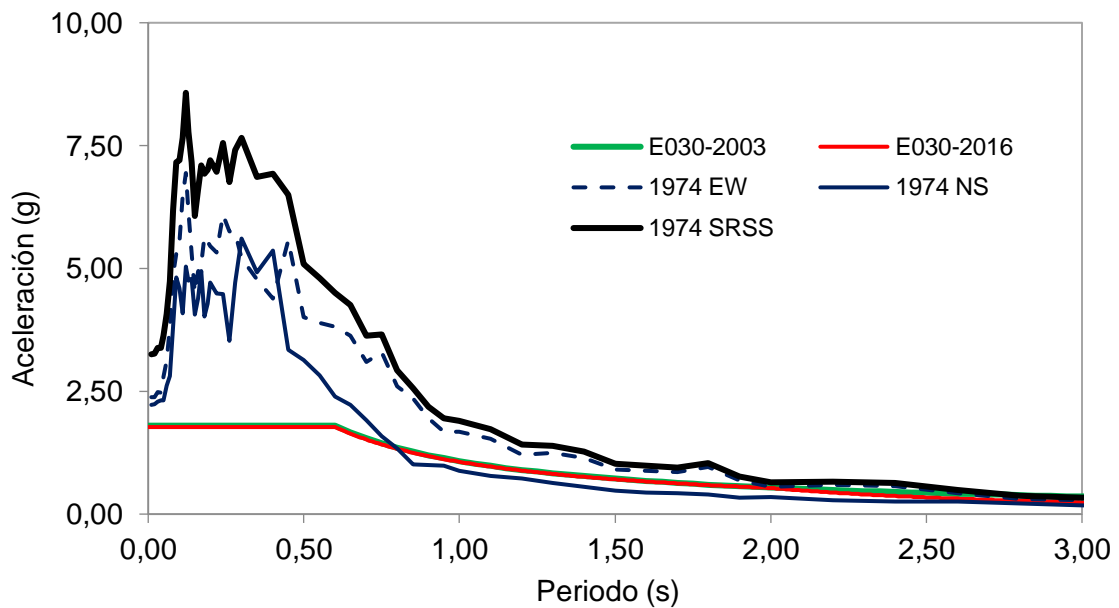


Figura 110. Escalamiento del registro sísmico de Lima - 1974, mediante el método SRSS. Fuente: Elaboración propia.

En el caso de la norma peruana, el espectro de diseño dado en él se ha construido considerando un periodo de retorno de 475 años, por lo que, si se desea evaluar el comportamiento sísmico de una edificación diseñada mediante la aplicación de la norma E030 (E030, 2016), los registros sísmicos deben ser ajustados, de tal manera que el nivel de

peligro sísmico de los registros usados, sean comparables con el espectro de diseño de la norma peruana E.030.

Con la finalidad de poder observar de manera gráfica la relación de los espectros de respuesta de los registros mencionados, con respecto a los espectros de diseño dados por la norma E.030, estos se han graficado simultáneamente en la figura 107. De este grafico se puede apreciar claramente que los espectros de repuesta de los registros naturales, son en general de menor magnitud que los correspondientes en el caso de los espectros de diseño, esto es debido a que en general, los espectros de diseño se han construido tomando como base, valores estadísticos.

Además de acuerdo con la norma E.030, los registros sísmicos pueden ser escalados usando el método de la raíz cuadrada de los cuadrados de las componentes de los espectros de respuesta (SRSS). Según este método, el espectro debe ser escalado mediante un escalar, de tal manera que dentro del intervalo de periodos que va desde $0.2T$ hasta $1.5 T$, donde T es el periodo de la estructura, todas las abscisas del espectro escalado, superen el espectro de diseño objetivo.

A continuación, se ha procedido a escalar los registros sísmicos presentados, de tal manera que los espectros correspondientes superen las abscisas del espectro de diseño obtenido mediante la norma de diseño, dentro del rango de periodos que van desde los 0.40 s hasta 3.15 s. Los resultados obtenidos para el caso del sismo de Pisco del 2007, se muestran en la figura 109, mientras que los resultados encontrados para los casos del sismo de Arequipa - 2001 y de Lima - 1974, se muestran en la figura 108 y figura 110.

3.10.7. Respuesta sísmica en análisis no lineal tiempo – historia

Se muestra a continuación en las figuras y tablas, la respuesta sísmica de nuestra estructura en el análisis no lineal tiempo - historia con los sismos de Ica – 2007 y Atico – Arequipa 2001. Los parámetros de respuesta considerados han dado una respuesta favorable. Se tiene en la figura 111 el modelo estructural en etabs para nuestro estudio de respuesta sísmica.

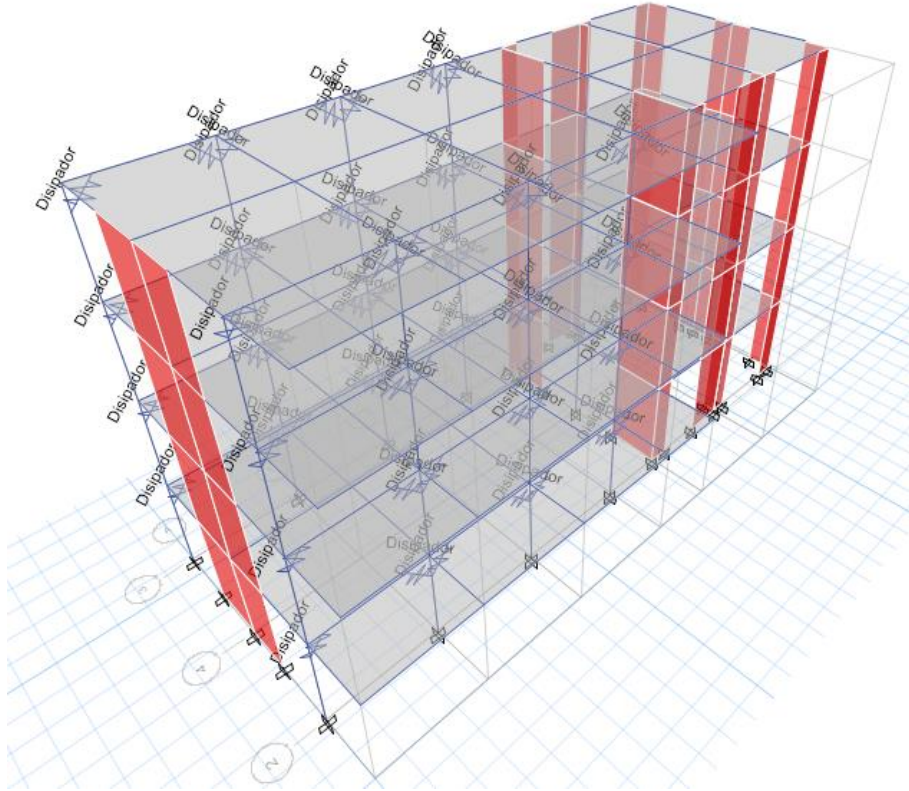


Figura 111. Modelo estructural para estudiar la respuesta sísmica de la estructura reforzada. Fuente: Elaboración propia.

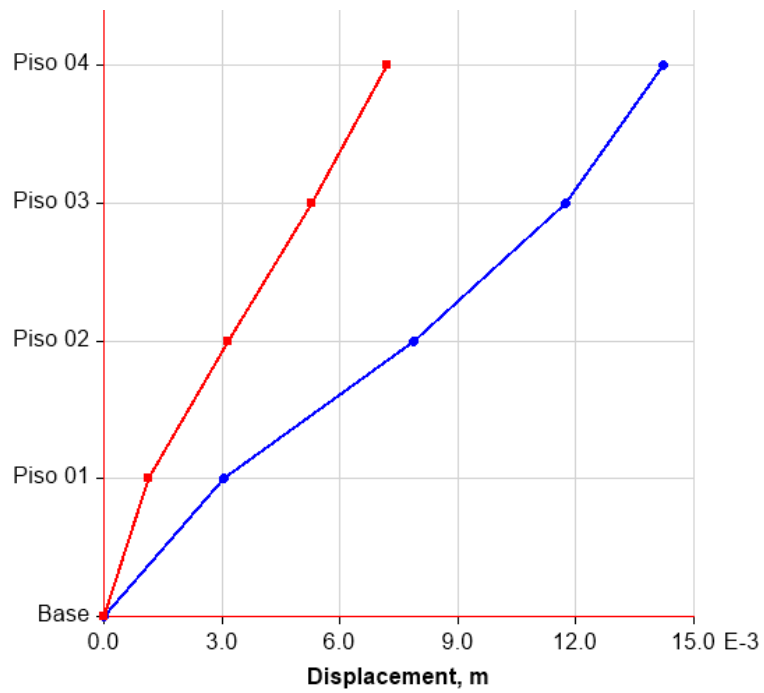


Figura 112. Máximos desplazamientos laterales debidos al sismo de Ica - 2007. Fuente: Elaboración propia.

Tabla 18. Resultados de los máximos desplazamientos laterales con el sismo de Ica - 2007.

N° Piso	Elevación	Dirección X	Dirección Y
	m	m	m
Piso 04	13,4	0,014094	0,006893
Piso 03	10,05	0,011594	0,005061
Piso 02	6,7	0,007741	0,003023
Piso 01	3,35	0,002982	0,001085

Fuente: Elaboración propia.

De la figura 112 donde se muestra los máximos desplazamientos, debidos al sismo de Ica-2007; podemos observar la mejora de respuesta de nuestra estructura. Estos se detallan en la tabla 18, donde el mayor desplazamiento es de $\Delta_{m\acute{a}x} = 0,0141\text{m}$ y se ubica en el piso 04.

Asimismo, en la figura 113 se observan los máximos desplazamientos por niveles, debidos al sismo del Atico – Arequipa 2001. A partir de ello se observa que los desplazamientos máximos se dan en la dirección X a diferencia de los de la dirección Y. De la tabla 19, donde se detalla los valores de los desplazamientos calculados se observa que en el piso existe un $\Delta_{m\acute{a}x} = 0,0015\text{m}$.

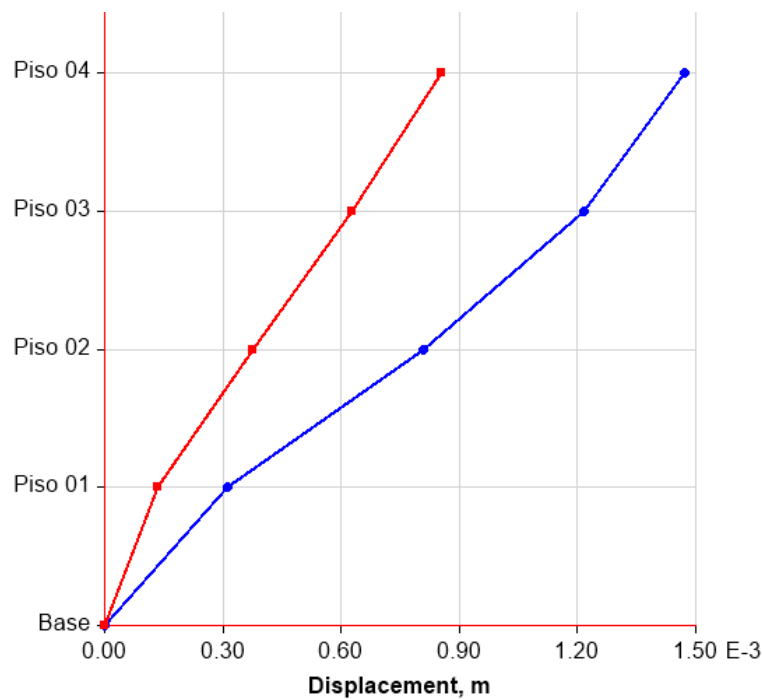


Figura 113. Máximos desplazamientos debidos al sismo de Atico – Arequipa 2001. Fuente: Elaboración propia.

Tabla 19. Resultados de los máximos desplazamientos con el sismo del Atico - Arequipa 2001.

N° Piso	Elevación	Dirección X	Dirección Y
	m	m	m
Piso 04	13,4	0,001464	0,000773
Piso 03	10,05	0,001213	0,000566
Piso 02	6,7	0,000815	0,000337
Piso 01	3,35	0,000315	0,000120

Fuente: Elaboración propia.

En el cálculo de nuestro segundo parámetro de respuesta sísmica, las distorsiones máximas calculadas debido al sismo de Ica -2007, se muestran en la figura 114. Y de la tabla 20 se observa que la máxima distorsión en la dirección X es de $\delta_{m\acute{a}x} = 0,0014$ y se ubica en el piso 02; este valor comparado con lo que la norma peruana indica está dentro de lo permitido.

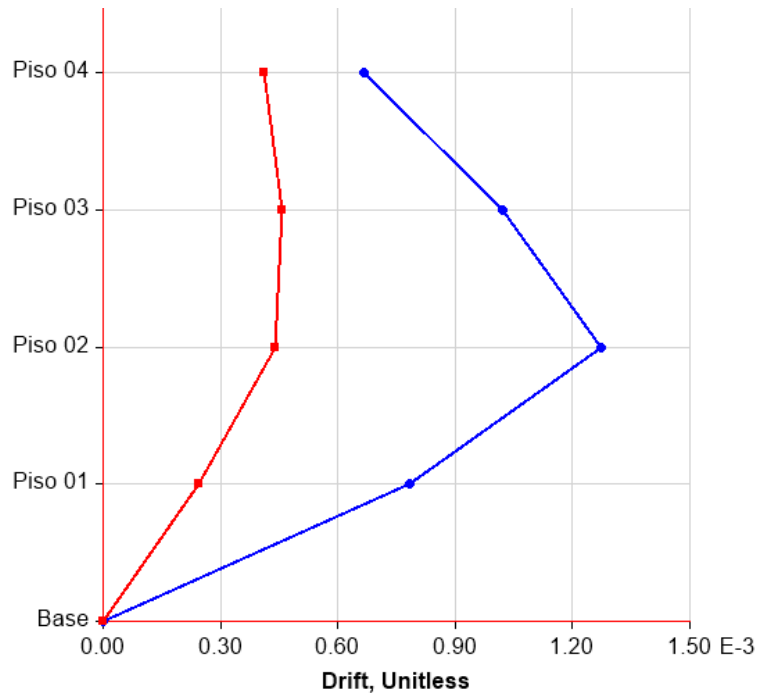


Figura 114. Máximas distorsiones debidas al sismo de Ica - 2007. Fuente: Elaboración propia.

Tabla 20. Resultados de las máximas distorsiones con el sismo de Ica - 2007.

N° Piso	Elevación	Dirección X	Dirección Y
	m		
Piso 04	13,4	0,000746	0,000547
Piso 03	10,05	0,00115	0,000608
Piso 02	6,7	0,001421	0,000579
Piso 01	3,35	0,000879	0,000324

Fuente: Elaboración propia.

Para las máximas distorsiones calculadas debido al sismo del Atico – Arequipa 2001, que se muestran en la figura 115. Se observa que nuestra máxima distorsión se ubica en la dirección X con un valor de $\delta_{m\acute{a}x} = 0,0002$ tal como se indica en la tabla 21; además que se ubica en el piso 02.

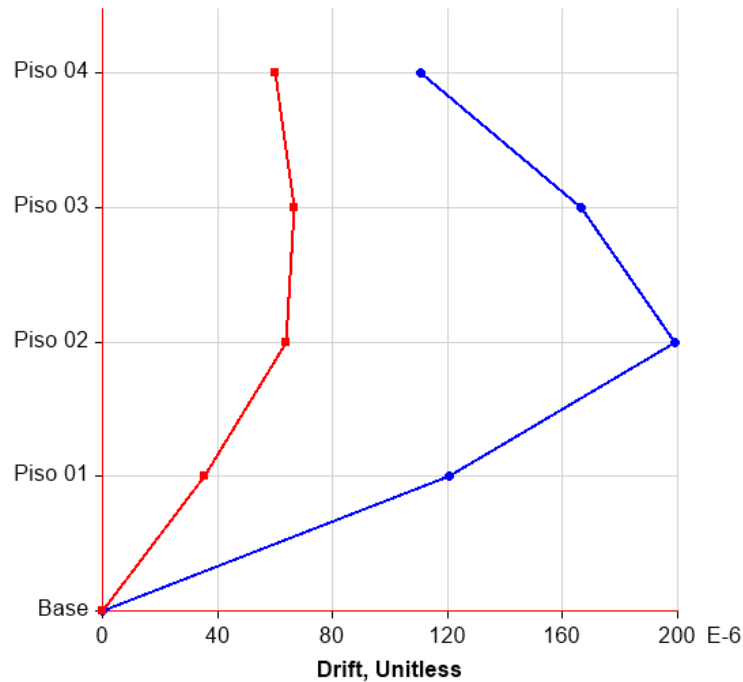


Figura 115. Máximas distorsiones debidas al sismo de Atico – Arequipa 2001. Fuente: Elaboración propia.

Tabla 21. Resultados de las máximas distorsiones con el sismo del Atico -Arequipa 2001.

N° Piso	Elevación	Dirección X	Dirección Y
	m		
Piso 04	13,4	0,000075	0,000062
Piso 03	10,05	0,000119	0,000068
Piso 02	6,7	0,000149	0,000065
Piso 01	3,35	0,000093	0,000036

Fuente: Elaboración propia.

Como tercer parámetro de nuestra evaluación de la respuesta sísmica, en el cálculo de las máximas fuerzas cortantes, se tiene a las que fueron calculadas debido al sismo de Ica – 2007; los mismo que se muestran a mayor detalle en la figura 116 y en la tabla 22.

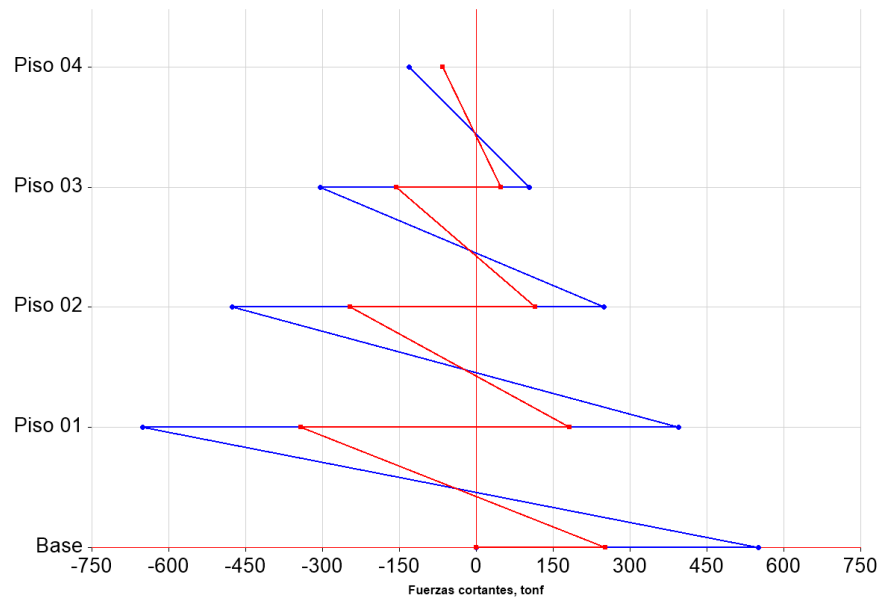


Figura 116. Máximas fuerzas cortantes debidas al sismo de Ica - 2007. Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 22. Resultados de las máximas fuerzas cortantes con el sismo de Ica - 2007.

N° Piso	Elevación	Dirección X	Dirección Y
	m	tonf	tonf
Piso 04	13,4	104,1	47,8
Piso 03	10,05	249,7	114,6
Piso 02	6,7	395,3	181,4
Piso 01	3,35	549,8	252,3

Fuente: Elaboración propia.

A partir de lo mostrado en la figura 116 y tabla 22, se observa que la máxima fuerza cortante debido al sismo de Ica es de $V_{m\acute{a}x} = 549,8$ tonf y que se ubica en el piso 01. Lo cual nos indica que nuestra estructura podrá soportar grandes esfuerzos de corte ante eventos de sismo como el de Ica.

Por otro lado, también se calculó las máximas fuerzas cortantes debido al sismo del Atico – Arequipa 2001. Tal como se muestra en la figura 117, del cual se observa que la mayor cortante se encuentra en el piso 01 con un valor de $V_{m\acute{a}x} = 92,1$ tonf. El detalle del resto de las demás cortantes se indican en la tabla 23.

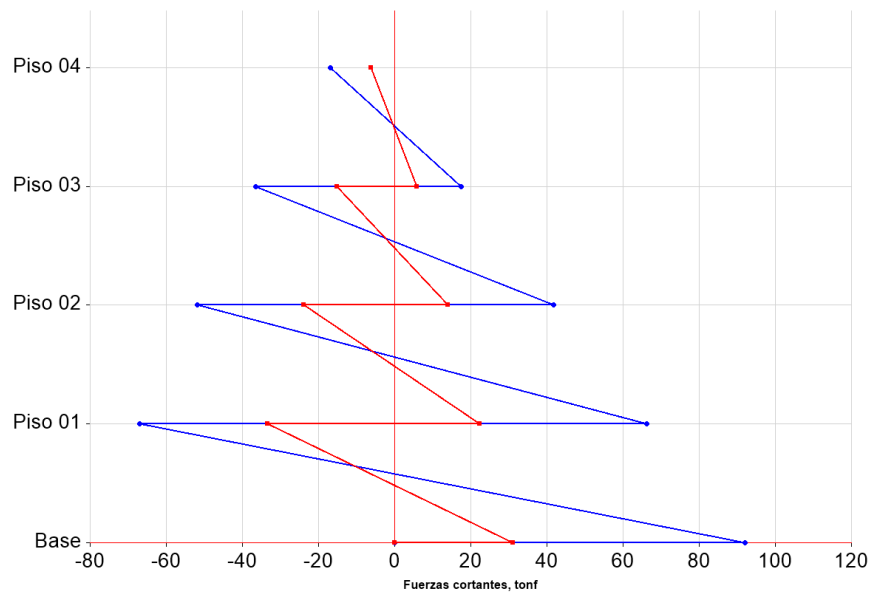


Figura 117. Máximas fuerzas cortantes debidas al sismo del Atico - Arequipa 2001. Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 23. Resultados de las máximas fuerzas cortantes con el sismo del Atico - Arequipa 2001.

N° Piso	Elevación	Dirección X	Dirección Y
	m	tonf	tonf
Piso 04	13,4	17,4	5,9
Piso 03	10,05	41,8	14,1
Piso 02	6,7	66,2	22,3
Piso 01	3,35	92,1	31

Fuente: Elaboración propia.

3.10.8. Lazos de histéresis

A continuación, se presenta las curvas histeréticas del dissipador curvo Hsu & Halim con el objetivo de indicar la fuerza y desplazamiento máximo a la que éste estará sometido. De este modo, se puede observar la importante disipación de energía que proporcionan los dissipadores curvos de HSU & Halim.

Los siguientes gráficos muestran los diagramas histeréticos que corresponden a los dissipadores más cargados sísmicamente, ubicados en el primer y segundo piso en el eje 2.

Se observa en la figura 118 la nomenclatura de todos los disipadores, tales como K1, K17, etc; para su modelamiento en el software Etabs.

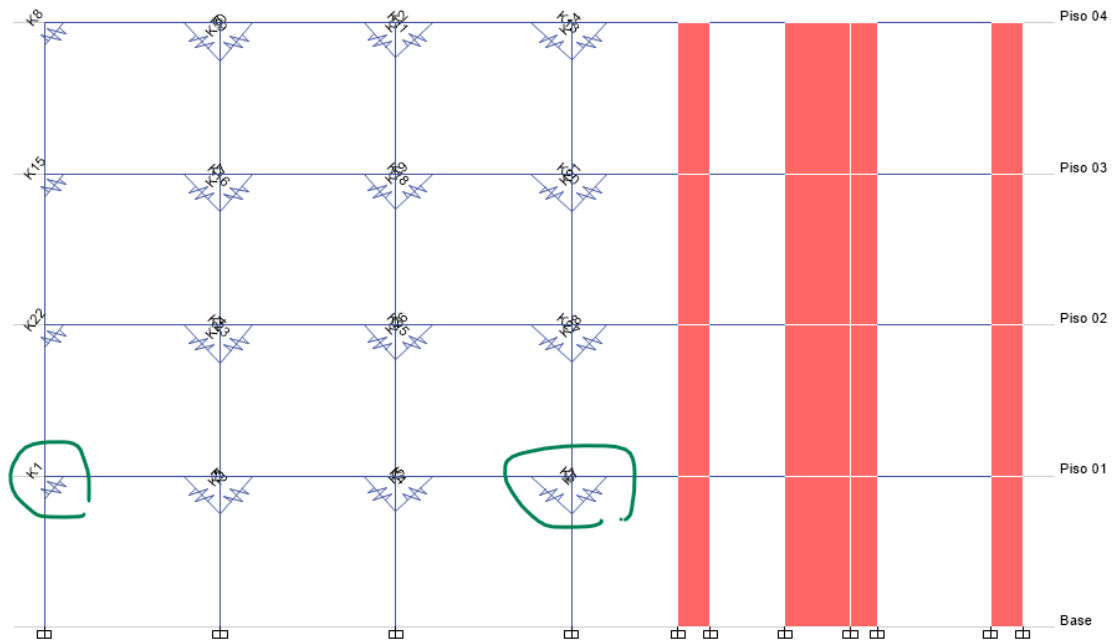


Figura 118. Nombres de los disipadores de energía metálicos estudiados. Fuente: Elaboración propia.

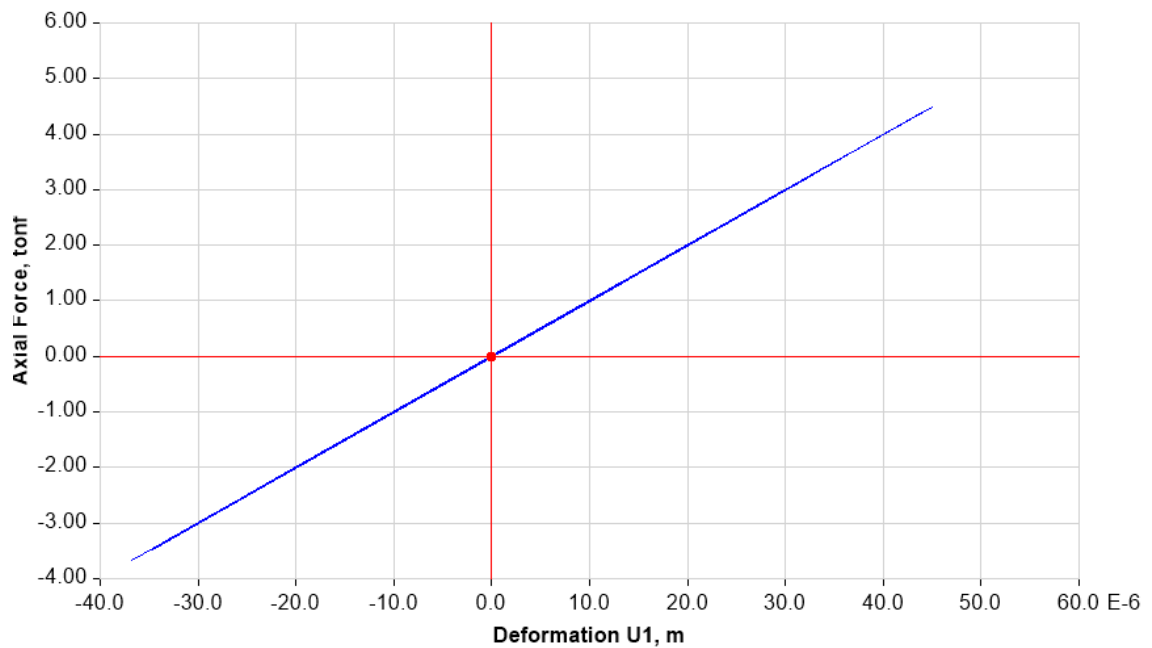


Figura 119. Respuesta sísmica del disipador K1, Primer piso. Fuente: Elaboración propia.

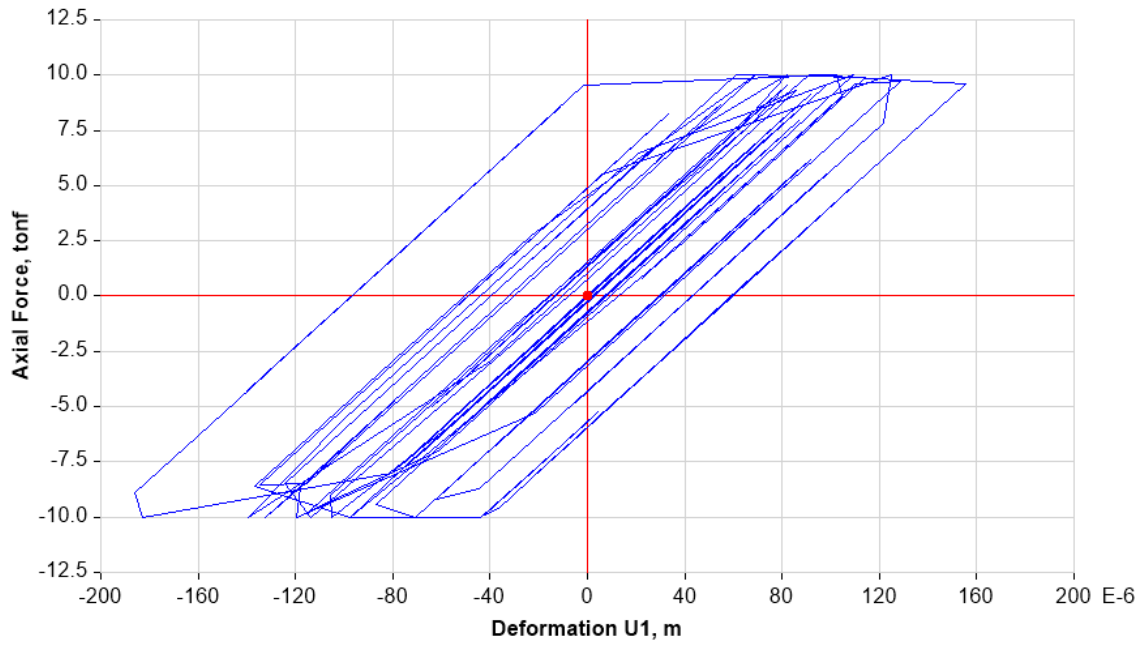


Figura 120. Respuesta sísmica del dissipador K6, Primer piso, Sismo Atico – Arequipa 2001, Dmax: 0.160mm, Fmax: 10 ton. Fuente: Elaboración propia.

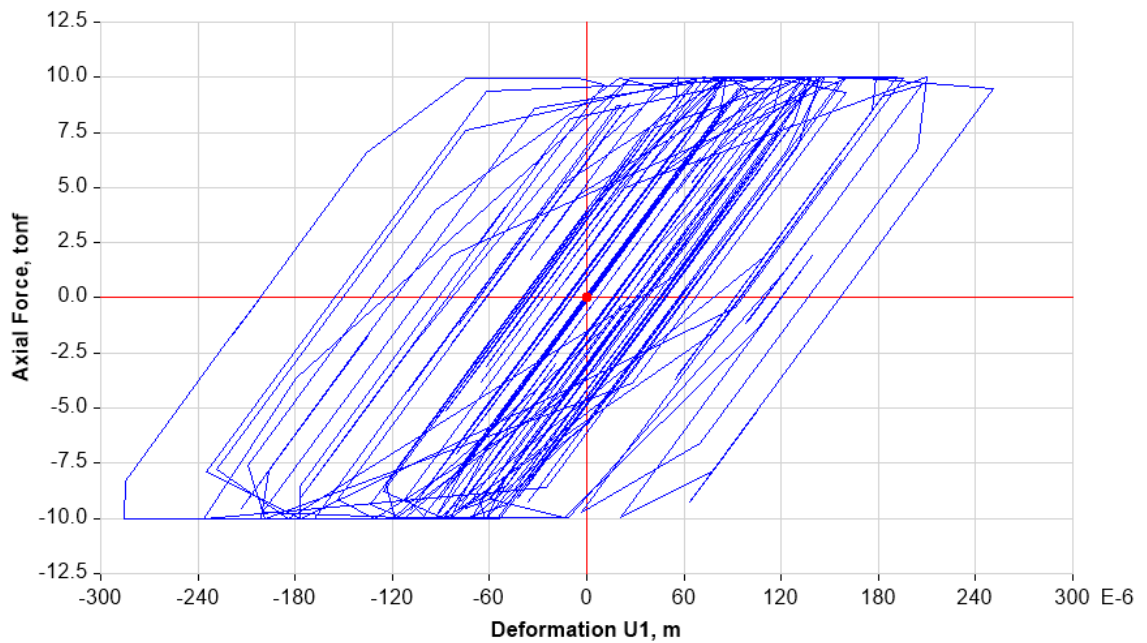


Figura 121. Respuesta sísmica del dissipador 27, Segundo piso, Sismo de Atico – Arequipa 2001, Dmax: 0.255 mm, Fmax: 10.5 ton. Fuente: Elaboración propia.

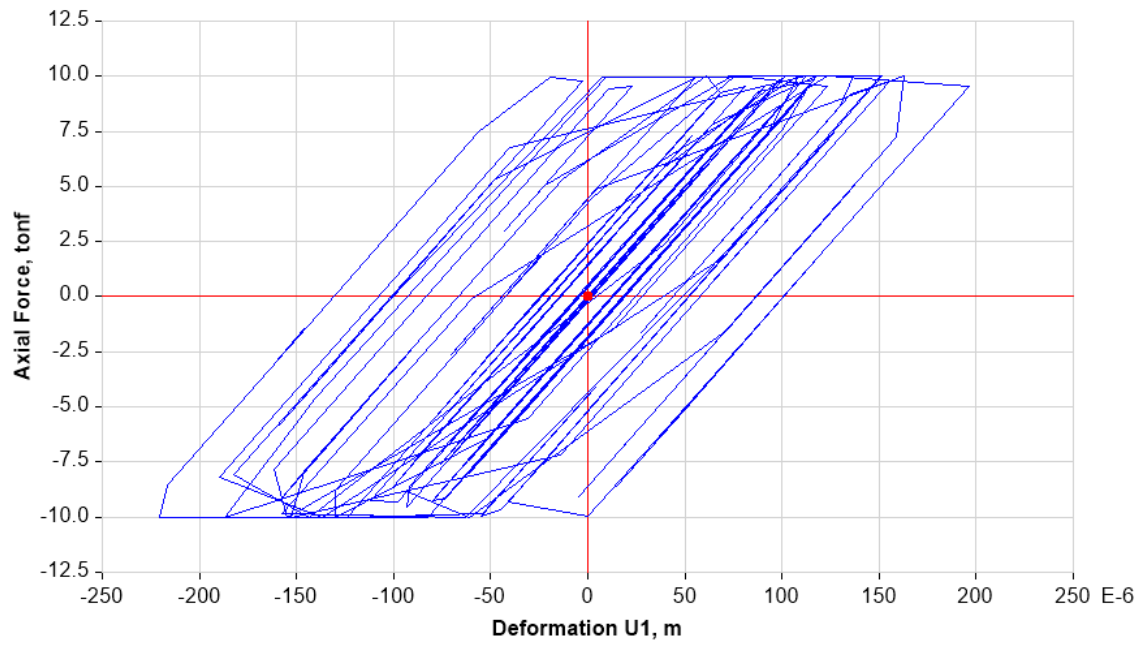


Figura 122. Respuesta sísmica del disipador 28, Segundo piso, Sismo Atico – Arequipa 2001, Dmax: 0.196mm, Fmax: 10 ton. Fuente: Elaboración propia.

Capítulo IV Resultados y Discusiones

4.1. Resultados

4.1.1. Comparación de los máximos desplazamientos laterales de la estructura sin y con disipadores metálicos Hsu & Halim

- Sismo en dirección X:

Los desplazamientos laterales de nuestra estructura se han reducido después del reforzamiento propuesto con los disipadores de Hsu & Halim. Estos resultados son comparados en la figura 123 y en la tabla 24.

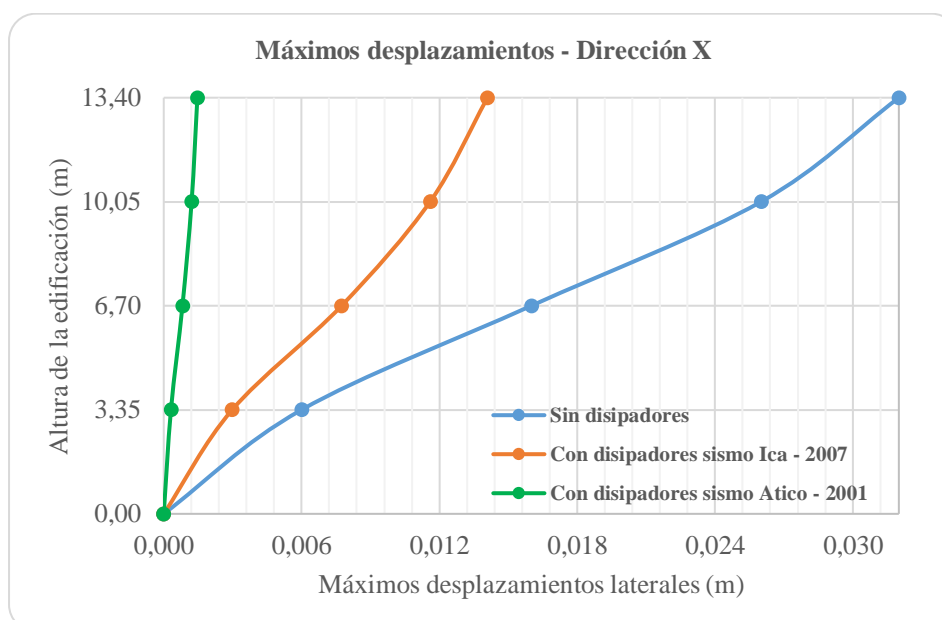


Figura 123. Comparación gráfica de los máximos desplazamientos laterales sin y con disipadores en la dirección X. Fuente: Elaboración Propia.

En el gráfico mostrado se observan los máximos desplazamientos obtenidos para los casos estructura reforzada y sin reforzar. Como se puede observar de los resultados presentados, los máximos desplazamientos encontrados en el caso de la estructura sin reforzar, tuvieron el valor máximo de 3.2 cm en el último nivel, mientras que estos parámetros alcanzaron valores de 2.6cm, 1.6cm y 6mm, en el tercero, segundo y primer piso respectivamente. Como se puede apreciar de los resultados obtenidos en el caso de la estructura reforzada, los máximos desplazamientos obtenidos alcanzaron un máximo de 1.4cm en el cuarto nivel 1.16cm en el cuarto nivel y 7.7mm y 2.98 mm en el segundo y primer nivel respectivamente.

Los resultados apreciados desde el punto de vista gráfico, se aprecian de cuantitativos en el siguiente cuadro.

Tabla 24. Máximos desplazamientos laterales con y sin disipadores en dirección X.

Nº Piso	Estructura sin disipadores	Estructura con disipadores (Sismo Ica 2007)	Estructura con disipadores (Sismo Atico 2001)
	m	m	m
Piso 4	0,032	0,014094	0,001464
Piso 3	0,026	0,011594	0,001213
Piso 2	0,016	0,007741	0,000815
Piso 1	0,006	0,002982	0,000315

Fuente: Elaboración propia.

- Sismo en dirección Y:

Se observa en la figura 124 el comportamiento de nuestra estructura sin y con los disipadores en la dirección Y, evaluados debido a los sismos de Ica – 2007 y del Atico – Arequipa 2007.

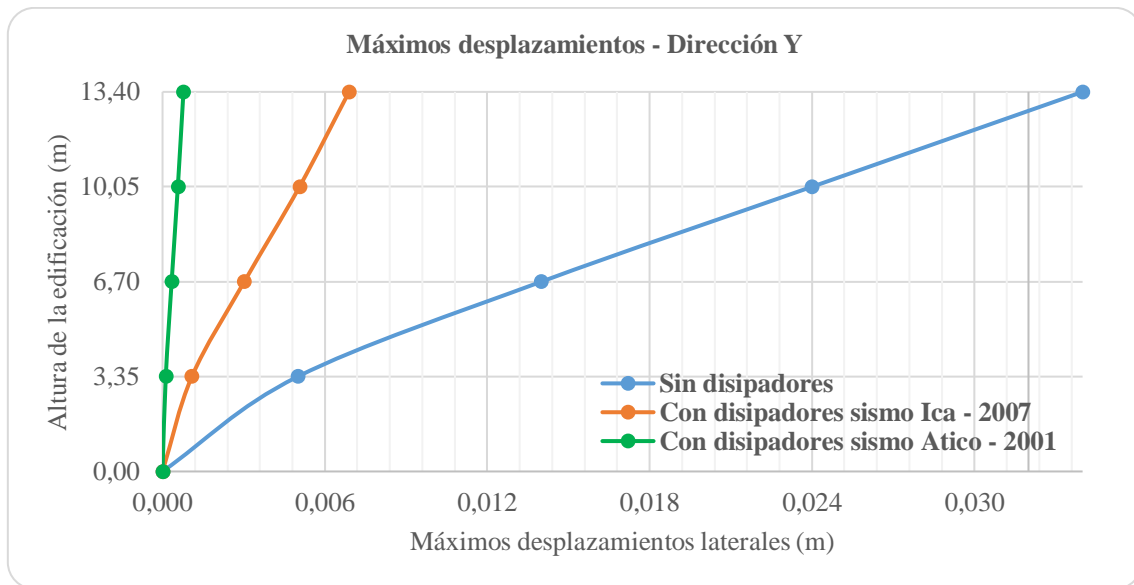


Figura 124. Comparación gráfica de los máximos desplazamientos laterales sin y con disipadores en la dirección Y. Fuente: Elaboración Propia.

Al igual que el caso anterior, los gráficos muestran desplazamientos laterales máximos de hasta 3.4 cm en el cuarto piso y valores de 2.4cm, 1.4cm, 5mm para el caso de los pisos tres, dos y primero. Al comparar estos resultados con los máximos obtenidos del uso de tres registros sísmicos, se puede apreciar claramente que existieron reducción de desplazamiento de hasta un 80% con respecto del desplazamiento sin reforzar.

Tabla 25. Máximos desplazamientos laterales sin y con disipadores en dirección Y.

N° Piso	Estructura sin disipadores (m)	Estructura con disipadores (Sismo Ica 2007)	Estructura con disipadores (Sismo Atico 2001)
	m	m	m
Piso 4	0,034	0,006893	0,000773
Piso 3	0,024	0,005061	0,000566
Piso 2	0,014	0,003023	0,000337
Piso 1	0,005	0,001085	0,00012

Fuente: Elaboración propia.

4.1.2. Comparación de las máximas distorsiones laterales de la estructura sin y con disipadores metálicos Hsu & Halim

- Sismo en dirección X:

Se comparó las máximas distorsiones laterales de nuestra estructura reforzada con los disipadores de Hsu & Halim y de la estructura en su estado actual. A partir de ello, se observa en la figura 125 que la deriva de entrepiso de la estructura analizada con reforzamiento de los disipadores es mucho menor a la permitida en la Norma Técnica Peruana E.030.

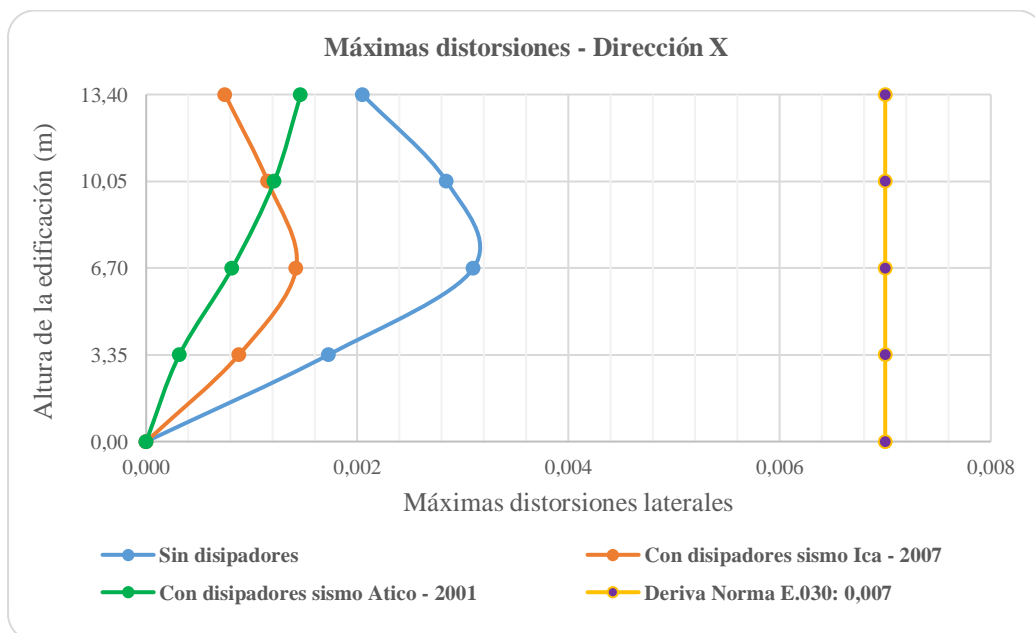


Figura 125. Comparación gráfica de las máximas distorsiones laterales sin y con disipadores en la dirección X. Fuente: Elaboración propia.

De los resultados presentados se concluye que la aplicación de disipadores de energía curvos logró disminuir las máximas distorsiones de 3/1000 hasta 1.4/1000. Como se puede observar de estos resultados, se produjo una reducción de distorsiones de hasta un 50% en las máximas

distorsiones. Es interesante notar que una reducción en las distorsiones laterales implica una mejora de desempeño sísmico.

Tabla 26. Máximas distorsiones sin y con disipadores en dirección X.

Nº Piso	Estructura sin disipadores	Estructura con disipadores (Sismo Ica 2007)	Estructura con disipadores (Sismo Atico 2001)
Piso 4	0.002048	0,000746	0,001464
Piso 3	0.002844	0,00115	0,001213
Piso 2	0.0031	0,001421	0,000815
Piso 1	0.001726	0,000879	0,000315

Fuente: Elaboración propia.

- Sismo en dirección Y:

Las derivas de entrepiso de nuestra estructura se redujeron bastante después del reforzamiento con los disipadores de Hsu & Halim. En la dirección Y se obtuvo resultados favorables como se muestran en la figura 127 y en la tabla 26.

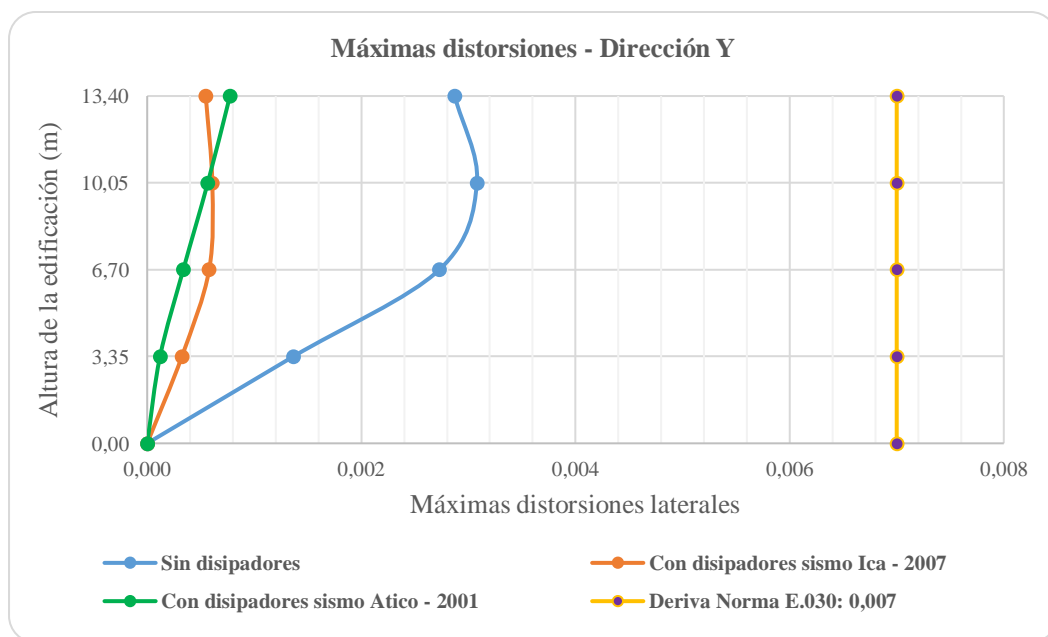


Figura 126. Comparación gráfica de las máximas distorsiones laterales sin y con disipadores en la dirección Y. Fuente Elaboración propia.

De los resultados encontrados en los análisis tiempo historia no lineales se puede apreciar que en la dirección X se lograron distorsiones máximas de 0.7/1000, usando disipadores de energía metálicos curvos, frente a las máximas distorsiones laterales encontradas en el caso de la estructura sin reforzamiento, de 3/1000.

Tabla 27. Máximas distorsiones sin y con disipadores en dirección Y.

N° Piso	Estructura sin disipadores	Estructura con disipadores (Sismo Ica 2007)	Estructura con disipadores (Sismo Atico 2001)
Piso 4	0.002872	0,000547	0,000773
Piso 3	0.003079	0,000608	0,000566
Piso 2	0.002729	0,000579	0,000337
Piso 1	0.001365	0,000324	0,00012

Fuente: Elaboración propia.

4.1.3. Comparación de las máximas fuerzas cortantes de la estructura sin y con disipadores metálicos Hsu & Halim

- Sismo en dirección X:

Es evidente que las máximas fuerzas cortantes de nuestra estructura, puedan aumentar luego de reforzarla con los disipadores propuestos. En tal sentido se observa en la figura 127 la gráfica comparativa del incremento y respuesta de nuestra estructura sin y con disipadores.

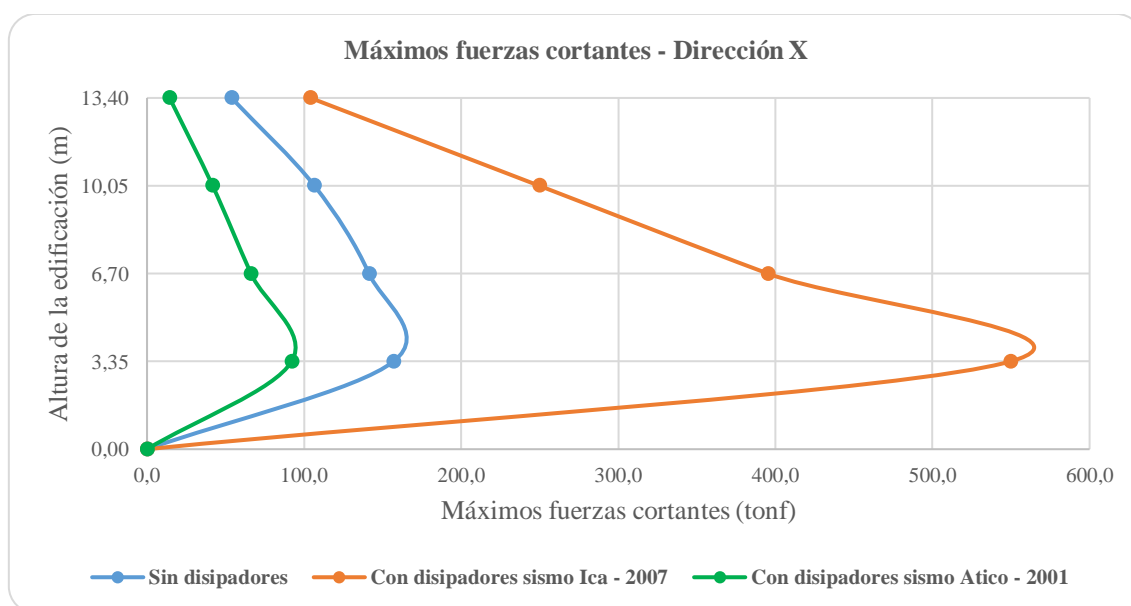


Figura 127. Comparación gráfica de las máximas fuerzas cortantes sin y con disipadores en la dirección X.

Fuente: Elaboración propia.

Como se mencionó líneas arriba, la inclusión de disipadores incrementa la rigidez elástica de la estructura, lo que provoca un incremento de los cortantes en la estructura, tal como se puede apreciar en la figura anterior.

Tabla 28. Máximas fuerzas cortantes sin y con disipadores en dirección X.

N° Piso	Estructura sin disipadores	Estructura con disipadores (Sismo Ica 2007)	Estructura con disipadores (Sismo Atico 2001)
	tonf	tonf	tonf
Piso 4	53,8	104,1	14,4
Piso 3	106,6	249,7	41,8
Piso 2	141,3	395,3	66,2
Piso 1	157	549,8	92,1

Fuente: Elaboración propia.

De la tabla 28 se observa que en la dirección X, se tiene un cortante máximo de $V_{máx} = 549,2$ tonf en el piso 1 debido al sismo de Ica – 2007. Lo que en la práctica podría ser una desventaja para el planteamiento de nuestra propuesta con los disipadores.

- Sismo en dirección Y:

Del mismo modo en esta dirección se obtuvo un incremento masivo de las fuerzas cortantes debidos al sismo de Ica – 2007. En la figura 128 se puede observar la comparativa de la respuesta sísmica sin y con disipadores.

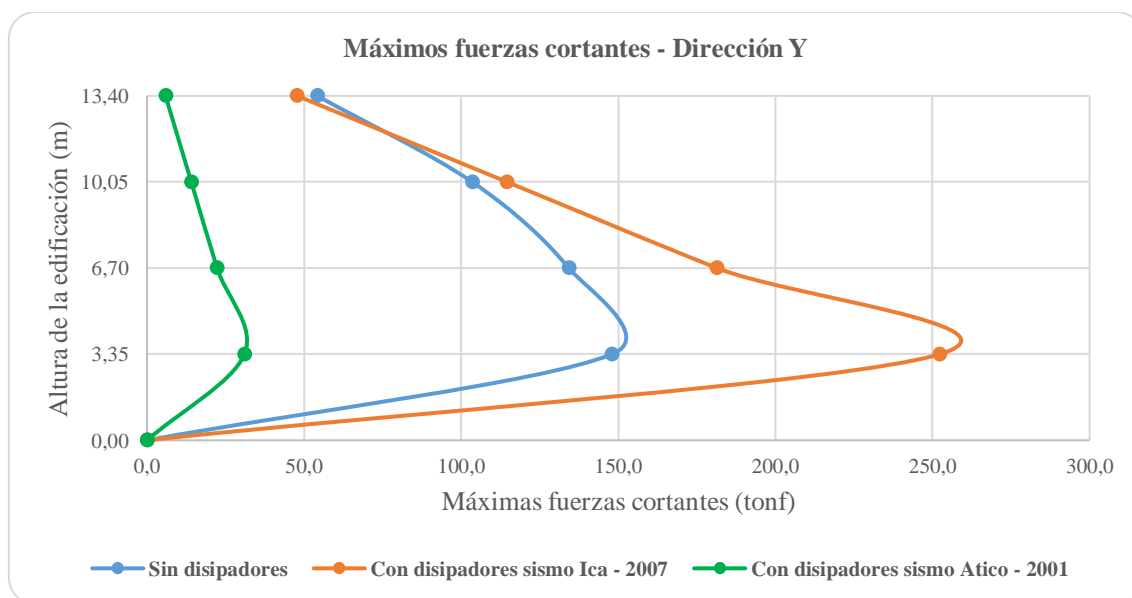


Figura 128. Comparación gráfica de las máximas fuerzas cortantes sin y con disipadores en la dirección Y.

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 29. Máximas fuerzas cortantes sin y con disipadores en la dirección Y.

Nº Piso	Estructura sin disipadores	Estructura con disipadores (Sismo Ica 2007)	Estructura con disipadores (Sismo Atico 2001)
	tonf	tonf	tonf
Piso 4	54,2	47,8	5,9
Piso 3	103,5	114,6	14,1
Piso 2	134,2	181,4	22,3
Piso 1	148	252,3	31

Fuente: Elaboración propia.

El máximo valor de la fuerza cortante se alcanza debido al sismo de Ica – 2007, y el valor es de $V_{m\acute{a}x} = 252,3$ tonf. De la tabla 29, donde se detallan los máximos cortantes por cada piso se observa que con el reforzamiento de disipadores se incrementa los valores, sin embargo, en el caso particular del sismo del Atico -Arequipa 2001, estos se ven reducidos.

4.2. Discusiones

4.2.1. De los máximos desplazamientos sin y con disipadores

Nuestra estructura actual sin disipadores presenta desplazamientos laterales con el valor máximo de $\Delta_{m\acute{a}x} = 0,032$ m en la dirección X del piso 4, lo que lo hace vulnerable ante eventos de sismo raro porque podría sufrir daños severos, a pesar de ser una estructura de uso esenciales y que debería permanecer operacional como refugio. Mientras que en la dirección Y el máximo desplazamiento lateral es de $\Delta_{m\acute{a}x} = 0,034$ m en el piso 4; por lo que no se descarta que es necesario un reforzamiento para garantizar la continuidad del servicio educativo que brinda nuestra estructura.

Luego del reforzamiento con los disipadores que propone esta investigación y después de realizar el análisis dinámico no lineal en tiempo – historia, se calculó los máximos desplazamientos que se tendría con los registros del sismo de Ica- 2007 y del Atico – Arequipa 2001.

A partir del cual se determinó que los disipadores trabajaron muy bien en la reducción de los máximos desplazamientos con el sismo del Atico – Arequipa 2001, teniendo valores en la dirección X un $\Delta_{m\acute{a}x} = 0,0015$ m en el piso 4 y en la dirección Y el valor de $\Delta_{m\acute{a}x} = 0,0008$ m.

4.2.2. De las máximas distorsiones laterales sin y con disipadores

Respecto a las distorsiones laterales de nuestra estructura sin los disipadores se tuvo valores dentro de lo que la norma peruana exige sobre las derivas menores a $\delta = 0,007$. En la dirección X la distorsión máxima fue en el piso 2 y no superó el valor de $\delta_{m\acute{a}x} = 0,0031$. Así también en la dirección Y se evaluó que la máxima distorsión fue de $\delta_{m\acute{a}x} = 0,0031$ y se ubicó en el piso 3. Por lo que las distorsiones no sobrepasaron ni el 50 % de lo que la norma permite.

En la evaluación de las distorsiones con el reforzamiento propuesto, luego del análisis con los sismos de Ica – 20007 y del Atico – Arequipa 2001. Se obtuvo que los disipadores mostraron mejor rendimiento reduciendo las distorsiones en la dirección X con un $\delta_{m\acute{a}x} = 0,0015$ en evaluación con el sismo del Atico – Arequipa 2001. Así también en la dirección Y se tuvo un $\delta_{m\acute{a}x} = 0,0001$. Por lo que se prevé que nuestra estructura podrá resistir eventos de sismo raro.

4.2.3. De las máximas fuerzas cortantes sin y con disipadores

De la evaluación de las máximas fuerzas cortantes presentes en la edificación sin los disipadores, se calculó que en la dirección X, éste presenta un valor máximo de $V_{m\acute{a}x} = 157$ tonf en el piso 1. Mientras que en la dirección Y el cortante máximo se ubica también en el piso 1 con un valor de $V_{m\acute{a}x} = 148$ tonf. Por lo que podemos afirmar que los cortantes de la estructura podrían resistir a sismos de escala baja, sin embargo, a sismos de mayor magnitud quedaría con daños, y por ser una edificación esencial es necesario un reforzamiento.

Con el reforzamiento propuesto, luego del análisis y evaluación con los sismos de Ica – 2007 y del Atico – Arequipa 2001, nuestra estructura presenta un incremento de las fuerzas cortantes en los primeros niveles. Tal es el caso de la evaluación en la dirección X con el sismo de Ica- 2007, donde se tiene una cortante máxima en el piso 1 de $V_{m\acute{a}x} = 549,2$ tonf. Por otro lado, en la dirección Y la cortante máxima es de $V_{m\acute{a}x} = 252,3$ tonf. A partir de ello se prevé que la estructura será capaz de resistir grandes esfuerzos de corte antes eventos de sismo raro y muy raro.

Capítulo V Conclusiones y Recomendaciones

5.1. Conclusiones

Conclusión respecto del objetivo general

Los disipadores de energía han logrado una mejora sustancial en las máximas respuestas sísmicas de la estructura analizada. Se lograron reducción de hasta el 50% en las máximas distorsiones laterales, tanto en la dirección X como en la dirección Y. Hubo un incremento en las máximas fuerzas cortantes debido a que las rigideces laterales se incrementaron. En términos generales se concluye que es posible incrementar notablemente el desempeño sísmico de la estructura, garantizando así la buena funcionalidad en el caso de sismos con aceleraciones mayores a 0.45g.

Conclusión respecto del primer objetivo específico

La edificación analizada no presenta daños visibles. En cuanto a los modelos generados por computadores, se concluye que no existieron irregularidades en planta ni irregularidades en altura. Sin embargo, se observó del análisis estático no lineal, que el desempeño sísmico para un sismo muy raro fue de seguridad de vida muy baja. Esta condición implica que la estructura quedará dañada severamente después de la ocurrencia de un sismo de gran magnitud. Este hecho es contradictorio con la normativa, cuando señala que las edificaciones esenciales servirán de refugio temporal ya que esto exige funcionalidad continua.

Conclusión respecto del segundo objetivo específico

Los dispositivos de disipación de energía considerados en este trabajo son los basados en fluencia de metales, es decir, aquellos que se diseñan o colocan para fungir como fisibles durante un evento sísmico. En la propuesta de reforzamiento realizada se usaron los disipadores de energía propuestos por Hsu & Halim y otros, mismos que tienen como características ser disipadores curvos y que generan gran disipación de energía con lazos de histéresis anchos y estables en cada ciclo.

Conclusión respecto del tercer objetivo específico

De los resultados obtenidos se observa que la incorporación de dispositivos de disipación de energía logró reducir notablemente las distorsiones laterales, logrando hasta un 50% menos distorsiones. Lo anterior tiene un mérito aún más importante, si se toma en cuenta que la aplicación de este tipo de disipadores no requiere de la demolición de elementos estructurales, ni de la adición de muros desacoplados u otros elementos que interfieran con la distribución arquitectónica.

5.2. Recomendaciones

La mayor cantidad de disipadores de energía metálicos existentes en el mercado requieren de un marco estructura de soporte, como muros desacoplados, arriostres chevron, entre otros. Estos resultan de una desventaja notable a la hora de un reforzamiento. Se recomienda futuras investigaciones sobre su potencial en el reforzamiento de estructuras con arquitecturas muy sensibles a cambios.

Se recomienda evaluar en otros proyectos la necesidad de satisfacer únicamente los requisitos exigidos en la norma E.030 sobre las edificaciones en general y las exigencias realizadas sobre las estructuras esenciales, pues existe una contradicción manifiesta entre la filosofía de diseño y las exigencias hechas a edificaciones esenciales.

Se recomienda la fabricación con materiales propios y ensayos de laboratorio de los disipadores curvos presentados en esta investigación. Ya que estos están fuera del alcance de este trabajo de investigación, tanto por los elevados costos asociados, como por la carencia de un sistema de laboratorios de una tesis de pregrado del sistema educativo peruano.

Se recomienda para trabajos de investigación posteriores, tener en cuenta las pruebas de ensayos diamantina para la determinación de la calidad del concreto, para la validación de las mismas según los diseños en los planos de estructuras.

Referencias

- Basu, D., & Reddy, P. R. M. (2016). A New Metallic Damper for Seismic Resilience: Analytical Feasibility Study. *Structures*, 7, 165–183. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2016.06.011>
- Borja S., M. (2012). *Metodologia de la investigacion cientifica para ingenieros*.
- Hernandez Sampieri, R., Fernandez Collado, C., & Baptista Lucio, P. (2014). Metodología de la investigación científica. In *McGRAW-HILL* (6th ed., Vol. 1, Issue 479). Mc Graw Hill. <https://doi.org/10.1192/bjp.111.479.1009-a>
- Hsu, H. L., & Halim, H. (2017). Improving seismic performance of framed structures with steel curved dampers. *Engineering Structures*, 130, 99–111. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.09.063>
- Hurtado, F., & Bozzo, U. (2008). *NUMERICAL AND EXPERIMENTAL ANALYSIS OF A SHEAR-LINK ENERGY DISSIPATOR FOR SEISMIC PROTECTION OF BUILDINGS*.
- Lee, C. H., Kim, J., Kim, D. H., Ryu, J., & Ju, Y. K. (2016). Numerical and experimental analysis of combined behavior of shear-type friction damper and non-uniform strip damper for multi-level seismic protection. *Engineering Structures*, 114, 75–92. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.02.007>
- Maya, E. (2014). Plantear el problema de investigación. In *Métodos y técnicas de investigación*. <https://doi.org/10.1017/CBO9781107415324.004>
- Min, K. W., Seong, J. Y., & Kim, J. (2010). Simple design procedure of a friction damper for reducing seismic responses of a single-story structure. *Engineering Structures*, 32(11), 3539–3547. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2010.07.022>
- MVCS. (2018). *NORMA_E030-2018-VIVIENDA_6.pdf*.
- Nuzzo, I., Losanno, D., Caterino, N., Serino, G., & Bozzo Rotondo, L. M. (2018). Experimental and analytical characterization of steel shear links for seismic energy

dissipation. *Engineering Structures*, 172(July 2017), 405–418.
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.06.005>

Oinam, R. M., & Sahoo, D. R. (2018). Numerical evaluation of seismic response of soft-story RC frames retrofitted with passive devices. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 16(2), 983–1006. <https://doi.org/10.1007/s10518-017-0240-5>

Sahoo, D. R., Singhal, T., Taraithia, S. S., & Saini, A. (2015). Cyclic behavior of shear-and-flexural yielding metallic dampers. *Journal of Constructional Steel Research*, 114, 247–257. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2015.08.006>

Segovia David, J. C. (2016). *Diseño De Disipadores De Energía Metálicos Para Una Edificación De Baja Altura De Concreto Armado*.

Shirkhani, A., Mualla, I. H., Shabakhty, N., & Mousavi, S. R. (2015). Behavior of steel frames with rotational friction dampers by endurance time method. *Journal of Constructional Steel Research*, 107, 211–222.
<https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2015.01.016>

Tavera, H. (2007). El Sisimo De Pisco. *Instituto Geofisico Del Perú*, 1, 47.

Vidal, M. (2008). *Análisis y diseño de estructuras con disipadores de energía metálicos en base a criterios de desempeño*. 1–35.

Anexos

Anexo 1. Equipo Utilizado para ensayo de esclerometría.



Esclerómetro utilizado para Ensayo de resistencia del concreto. Fuente: Elaboración Propia.

Anexo 2. Certificado de Calibración de esclerómetro.

DHR INGENIERÍA EIRL
RUC: 20603721846
-EVALUACIONES ESTRUCTURALES NO INVASIVAS
- CALIBRACIONES
<http://dhringenieria.wixsite.com/ingenieriacivil>



CERTIFICADO DE CALIBRACIÓN

N° de Certificado de calibración: CC0719001

Fecha de emisión: 26 de Julio de 2019

Cliente : Cicpsa Ingenieros SAC
Dirección : Ca. Centauro N° 160, Coop. Sol de Vitarte, Ate
Vitarte - Lima
Teléfono : (01) 7583753

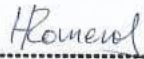
Descripción : Esclerómetro analógico
Marca/ modelo : ZC3-A
Número de serie : A190725001

Patrón usado : Yunque de calibración
Marca : PyS
Número de serie : 14736
Fecha de calibración : 25/07/19
Lugar de calibración : DHR Ingeniería EIRL Ca. Domingo Nieto 3751
SMP, Lima-Perú
Fecha de calibración : 25/07/19
Condiciones ambientales : 18.4 °C

Normas de referencia:
- ASTM C805
- NTP 339.181:2013 - 2° Edición



DHR/INGENIERÍA
R.U.C. 20603721846
CONSULTORIA - NDT - CALIBRACIONES



HENRY ROOSSVELT
HUACAYCHICO ROMERO
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 216876

DHR INGENIERIA / CA. DOMINGO NIETO 3751, URB. CONDEVILLA - SMP - LIMA - PERÚ,
TELF. (01) 5025772 EMAIL: DHR.INGENIERIA@GMAIL.COM

DHR INGENIERÍA EIRL

RUC: 20603721846

-EVALUACIONES ESTRUCTURALES NO INVASIVAS

- CALIBRACIONES

<http://dhringenieria.wixsite.com/ingenieriacivil>



Resultados:

Item	Indice de rebote
1	79
2	79
3	80
4	79
5	80
6	80
7	80
8	79
9	80
10	79
Promedio	79.5

Factor de corrección (FC):


$$FC = \frac{\text{Valor de calibración del yunque de prueba}}{\text{Promedio de los 10 impactos sobre el yunque}} = \frac{80}{79.5} \cong 1$$

Observaciones:

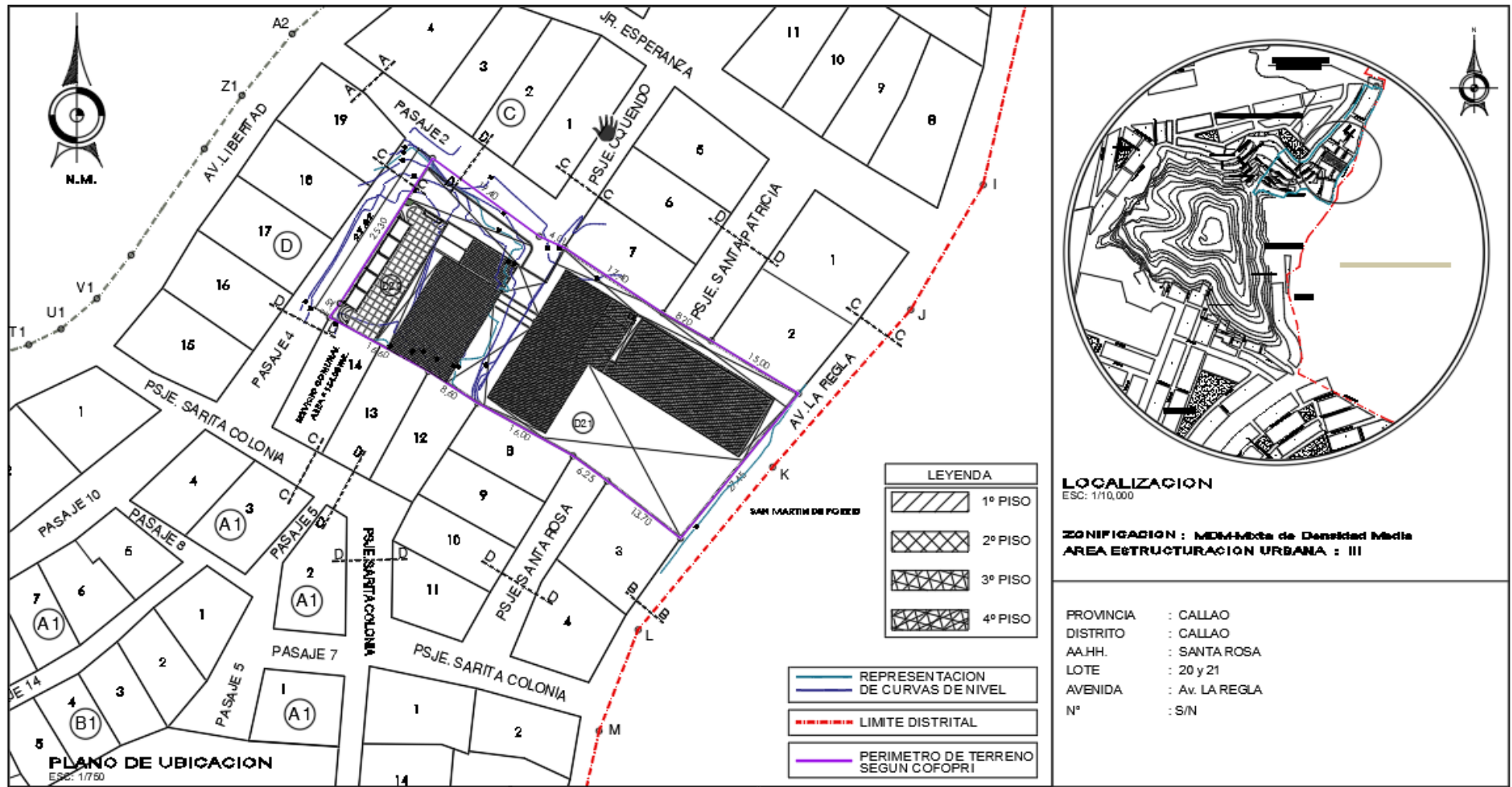
1. El equipo calibrado muestra valores concordantes con los requeridos en el yunque de calibración 80 ± 2 Mpa
2. Los resultados obtenidos en el presente certificado se refieren al momento y condiciones en que se realizaron las mediciones, el usuario es responsable de la calibración de sus instrumentos en intervalos apropiados.

Hecho por : Ing. Civil Henry Huacaychuco Romero
Cip. : 216876


DHR INGENIERIA
R.U.C. 20603721846
CONSULTORIA - NDT - CALIBRACIONES


HENRY ROOSSVELT
HUACAYCHUCO ROMERO
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 216876

Anexo 3. Plano de Ubicación de la I.E. N° 2093 Santa Rosa-Callao



Anexo 4. Fichas de recolección de datos

Recolección de datos in situ

fecha: 02/03/2020

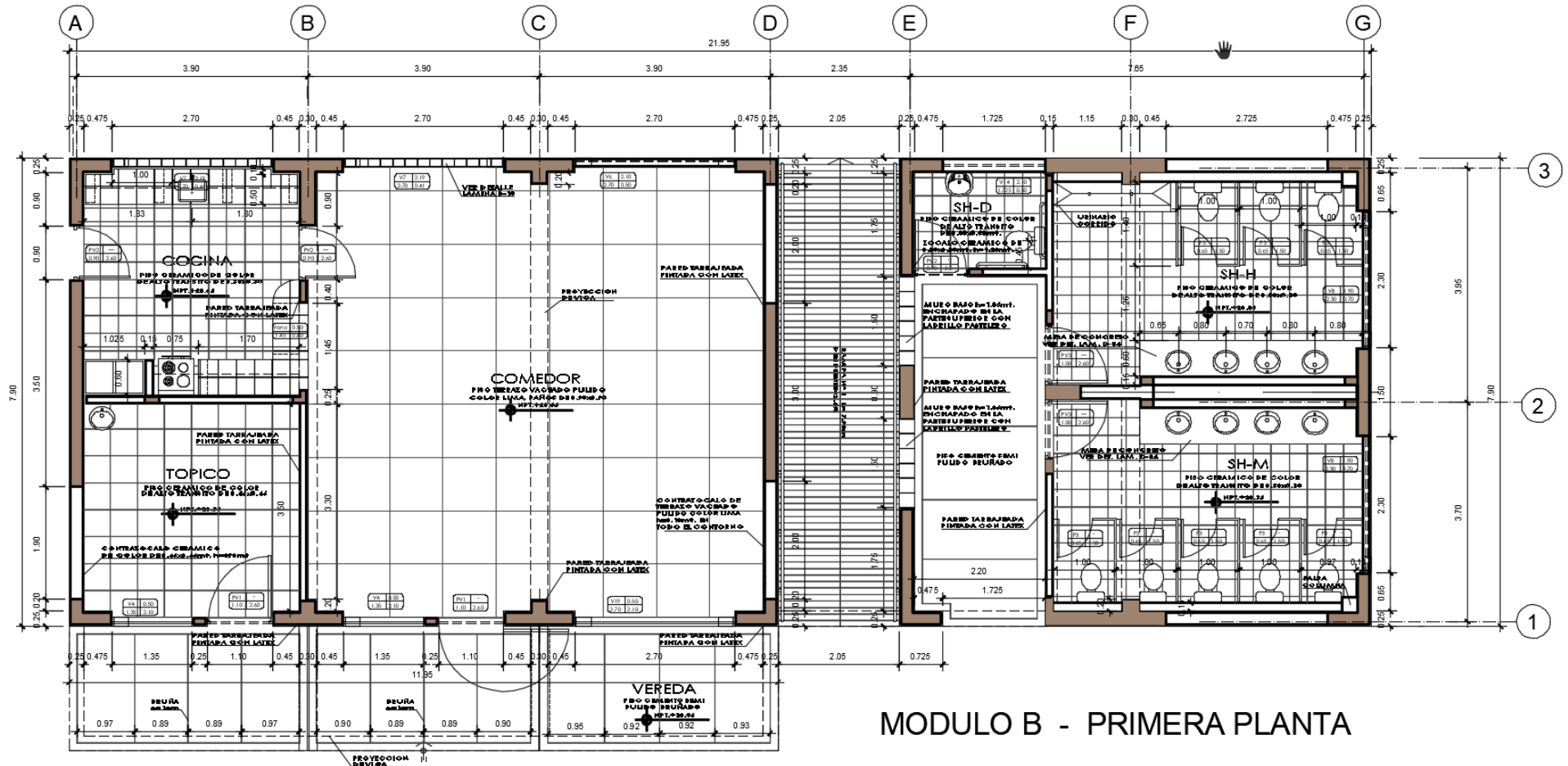
Mejora de la respuesta sísmica de la I.E. N° 2093 Santa Rosa mediante la aplicación de Disipadores de Energía metálicos en el distrito del Callao							
Columnas	Nivel	bw(cm)	h(cm)	l(m)	As(cm ²)	f'c(kg/cm ²)	fy(kg/cm ²)
C-1 T	1° d/ 4°	120/25	20/30	13.40	43.12	210	4200
C-2 L	1° d/ 4°	48/25	45/25	13.40	48.66	210	4200
C-3 L	1° d/ 4°	48/25	90/25	13.40	39.42	210	4200
C-4	1° d/ 4°	25	90	13.40	30.64	210	4200
C-5	1°	60	25	3.35	19.28	210	4200
C-6	1°	45	25	3.35	15.32	210	4200
C-7 T	1°	90/30	120/25	3.35	56.72	210	4200
C-8 L	1°	115/25	48/25	3.35	42.26	210	4200
Vigas	Nivel	bw(cm)	h(cm)	l(m)	As(cm ²)	f'c(kg/cm ²)	fy(kg/cm ²)
V-101, 201, 301, 401	1° d/ 4°	30	70	7.0	18.46	210	4200
V-102, 202, 302, 402	1° d/ 4°	30	55	1.9	24.96	210	4200
V-103, 203, 303	1° d/ 4°	25	55	2.1	13.6	210	4200
V-104, 204, 304, 404	1° d/ 4°	25	70	2.7	9.34	210	4200
V-105, 205, 305, 405	1° d/ 4°	25	70	2.3	-	210	4200
V-206, 306, 406	2° d/ 4°	30	70	7.0	18.46	210	4200
V-107	1°	25	55	2.2	-	210	4200
VJ-1	1° d/ 4°	25	55	2.22	7.92	210	4200
VCH-2	2° d/ 4°	25	20	3.65	-	210	4200
VCH-3	1°	25	20	13.75	-	210	4200
VCH-25	2°	70	20	7.45	-	210	4200
VIB-1	1° d/ 4°	20	55	13.75	-	210	4200
Placas	Nivel	bw(cm)	h(cm)	l(m)	As(cm ²)	f'c(kg/cm ²)	fy(kg/cm ²)
P-1	1° d/ 4°	25	260	13.40	198.8	210	4200
P-2	1° d/ 4°	25	210	13.40	160.46	210	4200
P-3	1° d/ 4°	25	110	13.40	83.78	210	4200
P-4 T	1° d/ 4°	73/25	125/25	13.40	51.04	210	4200
P-5	1° d/ 4°	25	150	13.40	38.56	210	4200

Ensayo de Esclerometría

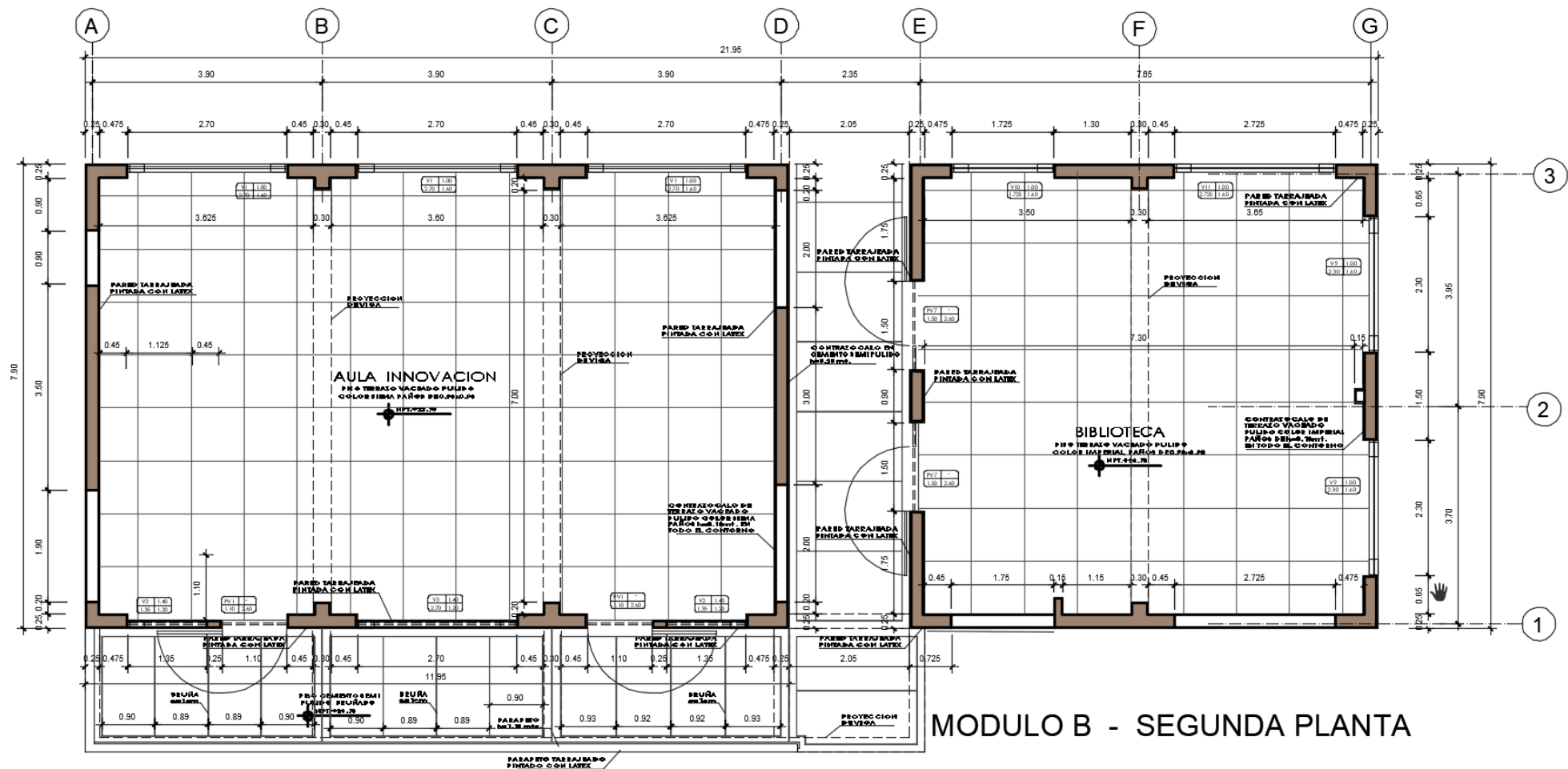
fecha: 03/03/2020

Cód.	Elem.	Medidas de rebote por disparo (Mpa)										Qprom (MPa)
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
T-01	C-1T	41	40	41	41	41	45	44	44	46	46	42.9
T-02	C-3L	44	46	44	40	42	42	39	41	45	40	42.3
T-03	V-101	39	39	38	38	38	40	40	45	45	43	40.5
T-04	V-104	42	40	41	40	38	43	41	42	44	44	41.5
T-05	P-1	40	38	38	41	41	41	43	43	42	42	40.9
T-06	P-5	38	41	38	46	44	44	40	39	40	41	41.1

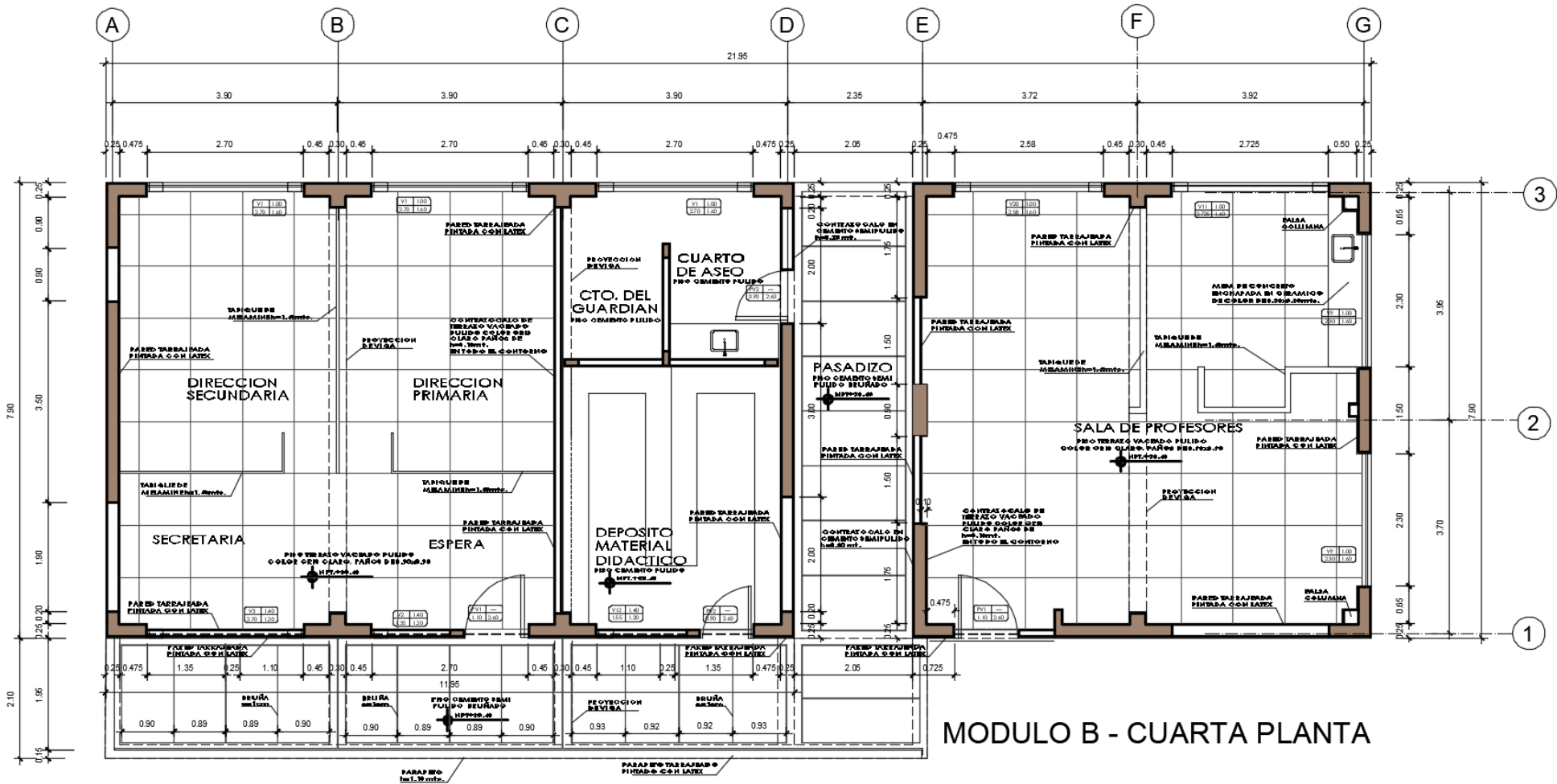
Anexo 5. Planos de Arquitectura del Módulo B de la I.E. N° 2093 Santa Rosa - Callao



Plano de Distribución del primer piso. Fuente: Elaboración Propia.



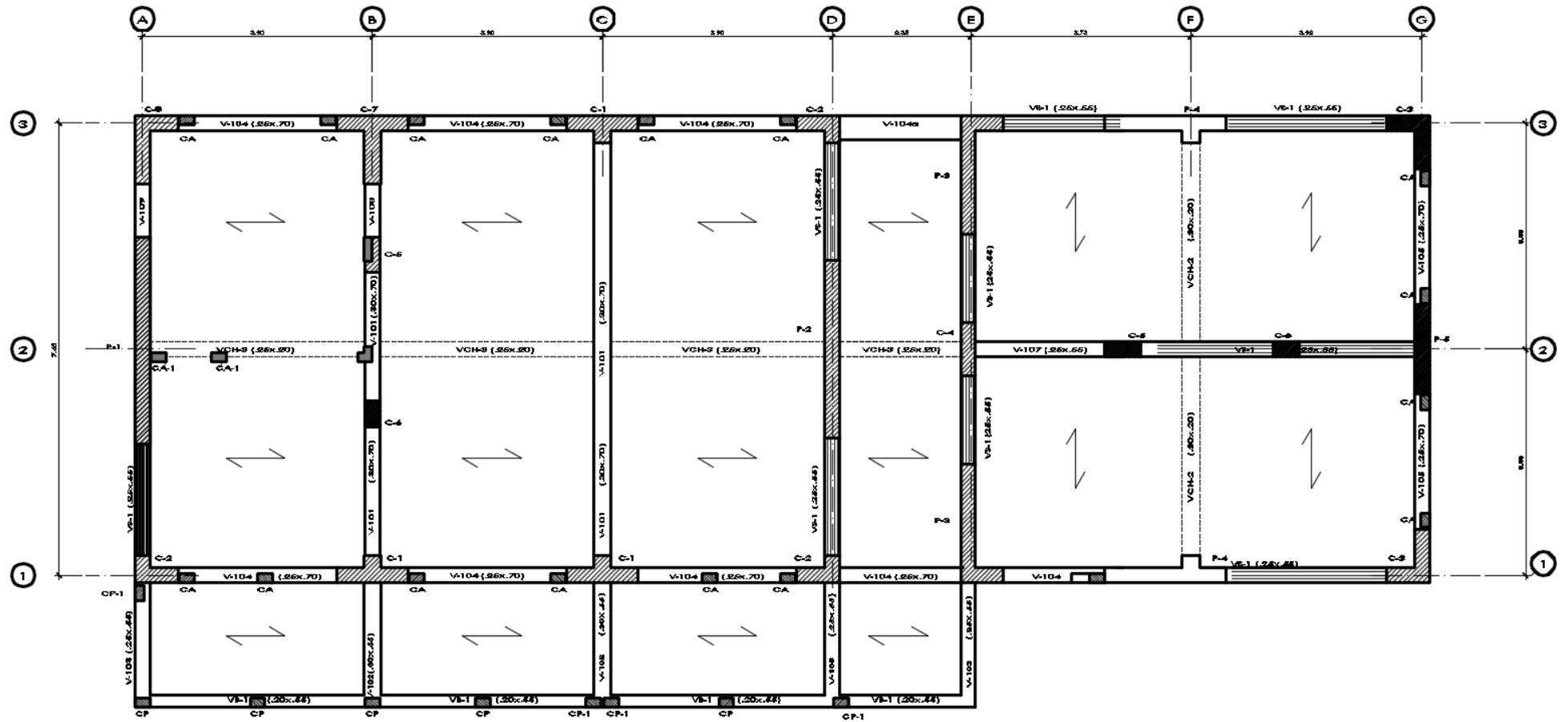
Plano de Distribución del segundo piso. Fuente: Elaboración Propia.



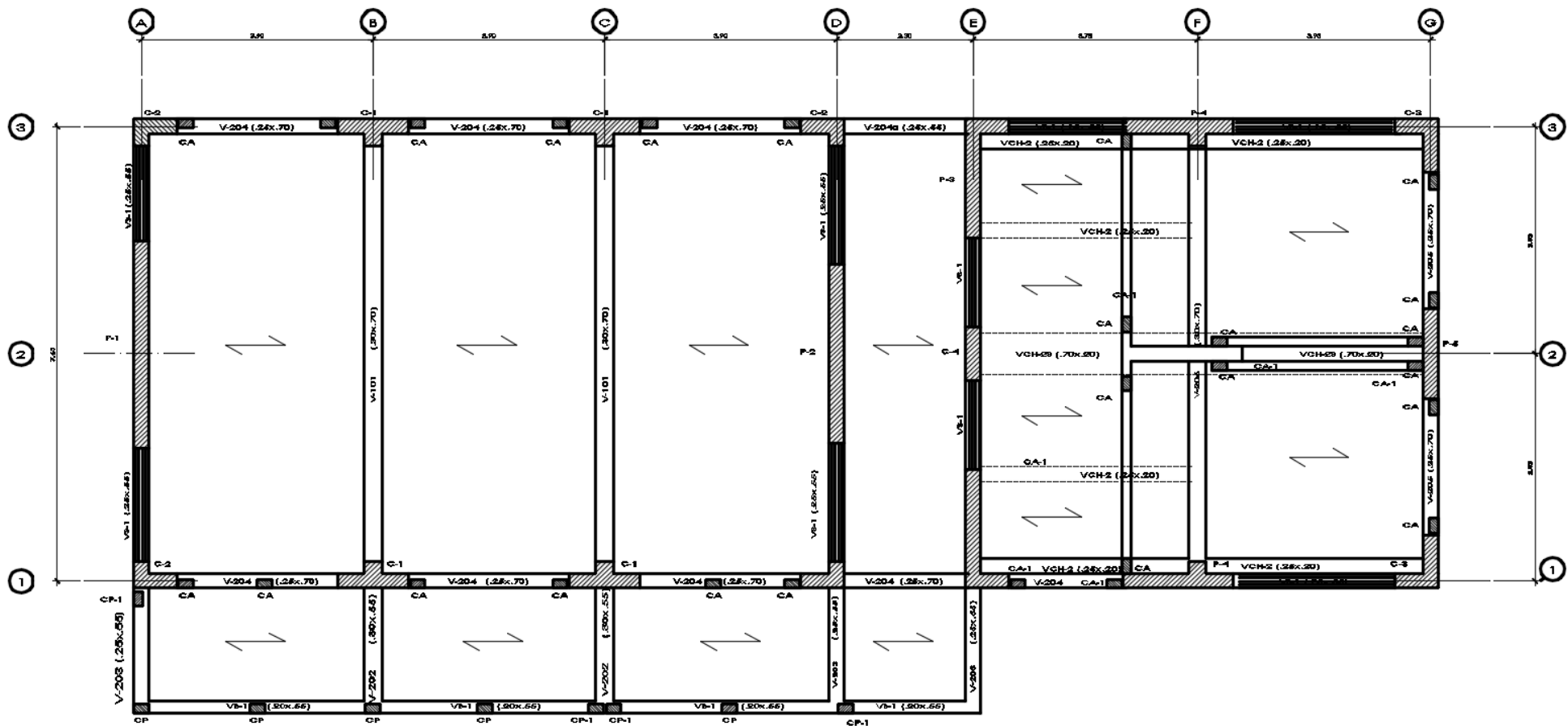
MODULO B - CUARTA PLANTA

Plano de Distribución del cuarto piso. Fuente: Elaboración Propia.

Anexo 6. Planos de Estructuras del Módulo B de la I.E. N° 2093 Santa Rosa -Callao

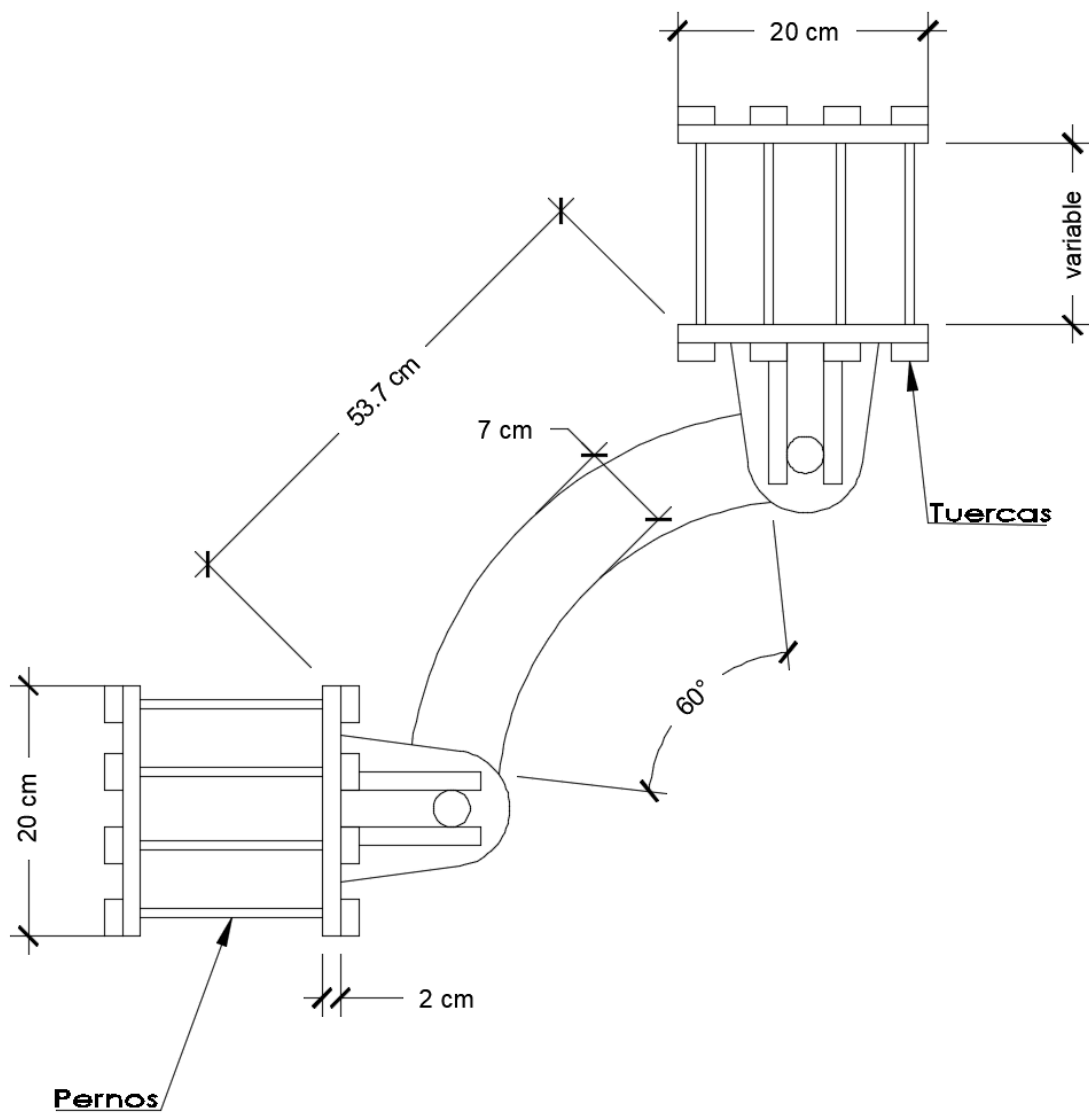


Plano de Estructuras del primer piso. Fuente: Elaboración Propia.



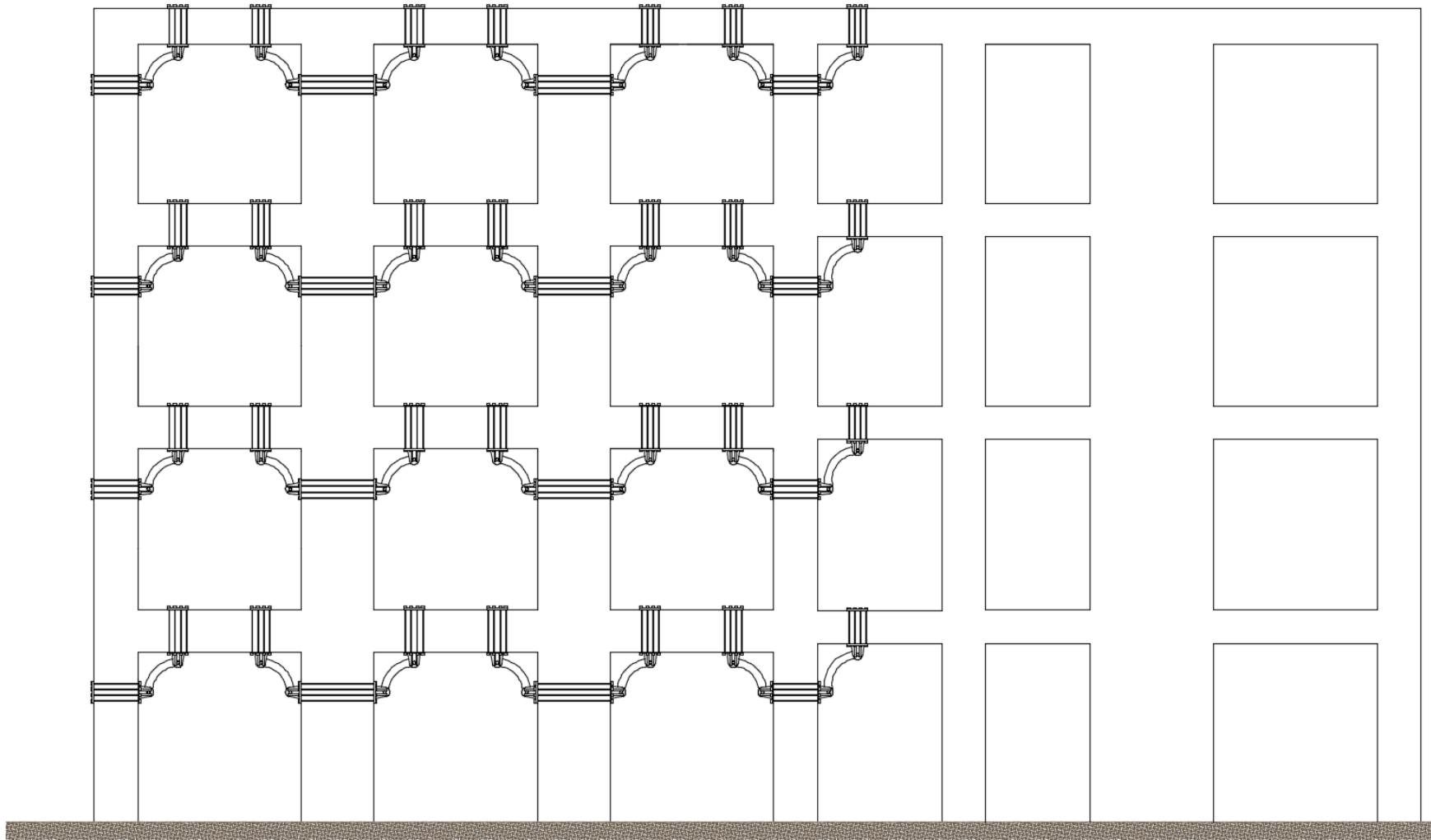
Plano de Estructuras del segundo piso. Fuente: Elaboración Propia.

Anexo 7. Plano de detalle del disipador metálico propuesto



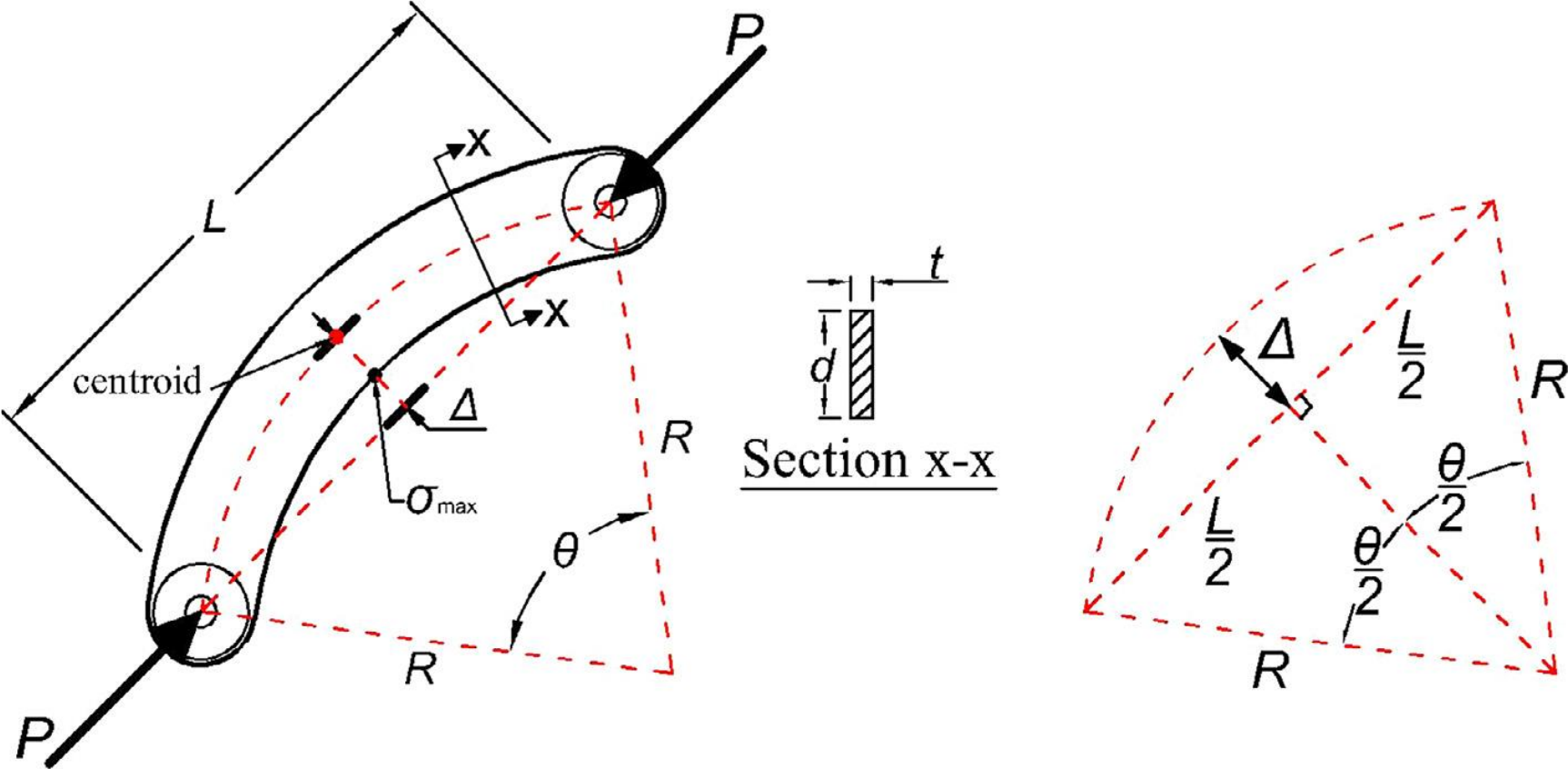
Detalle de Disipador metálico Hsu & Halim

Anexo 8. Plano de Reforzamiento sísmico con disipador metálico de Hsu & Halim.



MODULO B - EJE 1-1 y EJE 3-3

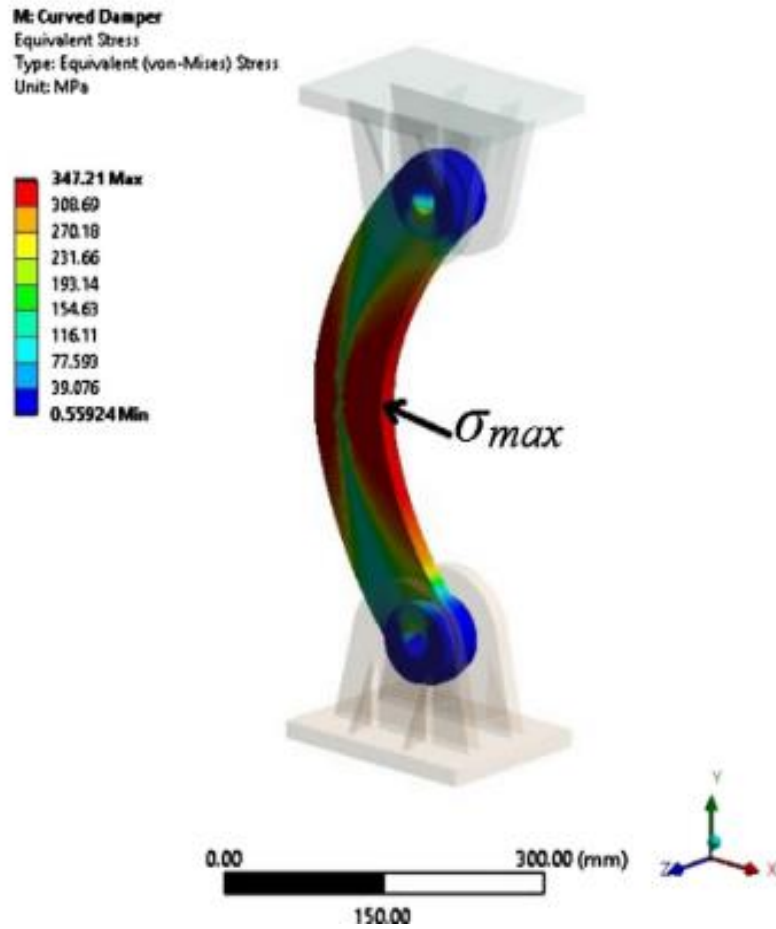
Vista en Elevación de los ejes 1-1 y 3-3 con el reforzamiento de los disipadores Hsu & Halim.



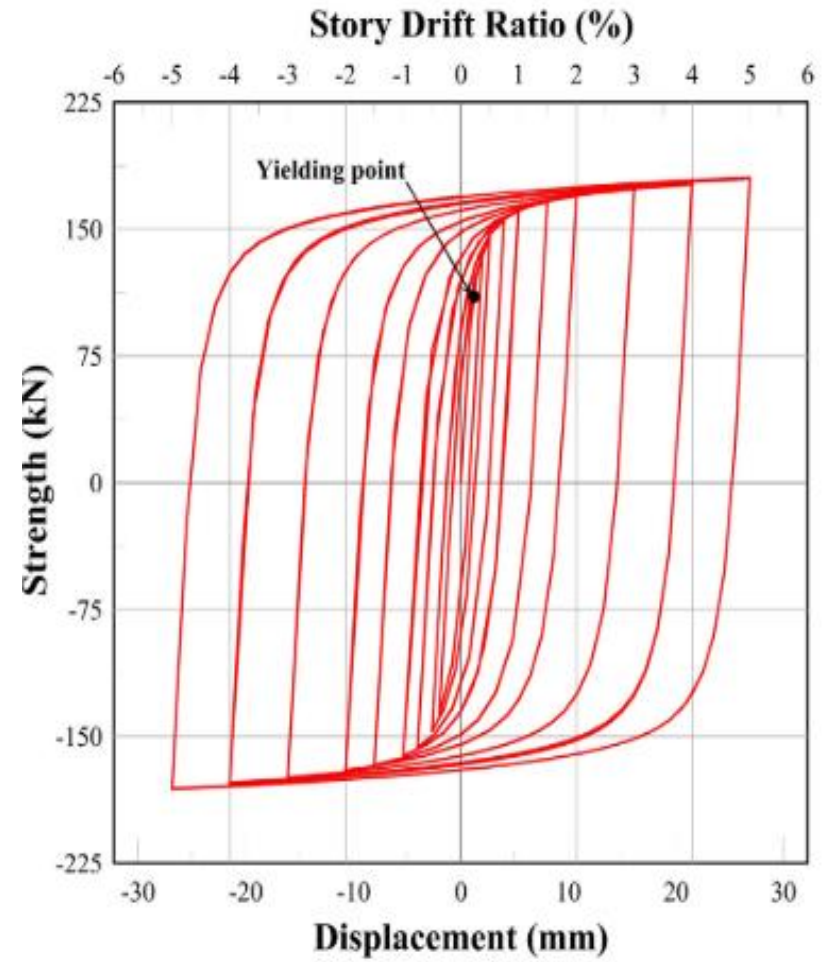
Anexo 10. Propiedades de los disipadores de energía de acuerdo con Hsu & Halim.

Grupo	Angulo (°)	Etiqueta	Longitud (mm)	Excentricidad (mm)	Resistencia (kN)	Resistencia (t)
L0	60	L0-60	311	41.7	167.4	18.7
	75	L0-75		52.8	151	16.9
	90	L0-90		64.4	137.8	15.4
	120	L0-120		89.8	117.1	13.1
L1	60	L0-60	424	56.8	157.4	17.6
	75	L0-75		72	139.7	15.6
	90	L0-90		87.9	125.9	14.1
	120	L0-120		122.5	107.5	12.0
L2	60	L0-60	537	72	149.6	16.8
	75	L0-75		91.2	132	14.8
	90	L0-90		111.3	119.4	13.4
	120	L0-120		155.1	102	11.4
L3	60	L0-60	651	87.2	143.9	16.1
	75	L0-75		110.4	127.4	14.3
	90	L0-90		134.7	114.9	12.9
	120	L0-120		187.8	98.4	11.0
L4	60	L0-60	764	102.3	139.8	15.7
	75	L0-75		129.6	122.9	13.8
	90	L0-90		158.2	111.1	12.4
	120	L0-120		220.5	95.3	10.7
L5	60	L0-60	877	117.5	136.4	15.3
	75	L0-75		148.8	120.6	13.5
	90	L0-90		181.6	109.1	12.2
	120	L0-120		253.1	93.6	10.5

Anexo 11. Características geométricas y comportamiento mecánico del disipador de Hsu & Halim.



a) Distribución de esfuerzos



b) Curvas histeréticas.