

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD  
CATÓLICA DEL PERÚ**

**Escuela de Posgrado**



Comparación del desempeño sísmico del puente Quilca sin sistemas de protección sísmica y aplicando sistemas de aislamiento y disipación de energía

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

***Cristian Rodolfo Huerta Guzman***

Asesor:

***Christian Alberto Asmat Garaycochea***

Lima, 2022

Dedicatoria:

Dedico este trabajo a mis padres, por el ejemplo de perseverancia y superación que me impulsa a ser mejor cada día, por su amor y apoyo incondicional.



Agradecimiento:

A mi familia por el apoyo constante, a mi asesor por sus consejos acertados, a mi alma mater Universidad Ricardo Palma y a todos los que de alguna manera contribuyeron con el desarrollo de este trabajo.



## RESUMEN

El objetivo principal de la presente tesis es aportar al estado del arte del diseño sismo resistente de puentes con sistemas de protección sísmica, mediante la comparación del desempeño sísmico de un puente con aisladores y un puente con aisladores sísmicos más disipadores de fluido viscoso, para lo cual se tomó el caso de estudio del puente Quilca.

Se determinó el desempeño sísmico del puente Quilca frente a la demanda sísmica del Manual de Puentes del MTC 2017, mediante un análisis estático no lineal (push over), tanto en la dirección longitudinal como en la dirección transversal.

Luego se establecieron 3 casos de estudio; el primero considera al puente Quilca en su estado existente, el segundo caso considera la inclusión de un sistema de aislamiento sísmico con dispositivos con núcleo de plomo LRB, y el tercer caso considera la inclusión de un sistema de protección híbrido, conformado por un sistema de aislamiento sísmico con inclusión de disipadores de fluido viscoso.

Se realizaron análisis sísmicos modales espectrales y tiempo historia no lineal, para los 3 casos de análisis mencionados, obteniéndose registros de desplazamientos, fuerzas cortantes y momentos flectores, periodos fundamentales, amortiguamiento, entre otros.

En el capítulo de análisis de resultados, se resumen los resultados obtenidos en cada caso de estudio, y se discuten los mismos.

Finalmente se comparan los 3 caso de estudio, analizando cara parámetro mediante gráficas comparativas, y determinando la alternativa con mejor desempeño sísmico.

## **ABSTRACT**

The main thesis objective is to contribute to the state of the art of earthquake resistant design of bridges with seismic protection systems, by comparing the seismic performance of a bridge with seismic isolators and a bridge with seismic isolators plus viscous fluid dampers, for which which took the case study of the Quilca bridge.

The seismic performance of the Quilca bridge was determined against the seismic demand of the MTC 2017 Bridge Manual, by means of a nonlinear static analysis (push over), both in the longitudinal direction and in the transverse direction.

Then 3 case studies were established; the first considers the Quilca bridge in its existing state, the second almost considers the inclusion of a seismic isolation system with devices with LRB lead core, and the third case considers the inclusion of a hybrid protection system, made up of a system of seismic isolation and the inclusion of viscous fluid dampers.

Modal spectral seismic analyzes and non-linear time history were realized for the 3 cases of analysis mentioned, obtaining records of displacements, shear forces and bending moments, fundamental periods, damping, among others.

In the analysis of results chapter, the results obtained in each case study are summarized and discussed.

Finally, the 3 case studies are compared, analyzing each parameter through comparative graphs, and determining the alternative with the best seismic performance.

# CONTENIDO

RESUMEN .....	iv
ABSTRACT .....	v
CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN .....	1
1.1. Antecedentes y justificación .....	1
1.1.1. Antecedentes .....	1
1.1.2. Justificación:.....	2
1.2. OBJETIVOS Y ALCANCES .....	2
1.2.1. Objetivo general: .....	2
1.2.2. Objetivos específicos:.....	2
1.3. HIPÓTESIS.....	4
1.4. METODOLOGÍA .....	4
CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO .....	5
2.1. Diseño sismo resistente de puentes .....	5
2.1.1. Filosofía de Diseño.....	5
2.1.2. Desempeño Sísmico .....	6
2.1.3. Capacidad de desplazamiento .....	9
2.1.4. Punto de desempeño metodología ATC-40.....	12
2.1.5. Categorías de Diseño Sismo Resistente de Puentes.....	15
2.1.6. Demanda Sísmica para diseño Sismo Resistente .....	16
2.1.7. Metodologías de Análisis Sísmico de Puentes .....	22
2.2. Diseño de sistemas de aislamiento sísmico aplicado a puentes .....	23
2.2.1. Aisladores Sísmicos.....	25
2.2.2. Metodología de diseño de Puentes con Aislamiento Sísmico .....	26
2.2.3. Diseño de Aisladores Elastoméricos con Núcleo de Plomo (LRB).....	28
2.3. Validación del diseño final del aislador .....	34
2.4. Diseño de sistemas de disipación de energía aplicado a puentes .....	35
CAPÍTULO 3: ESTUDIO DEL CASO EXISTENTE .....	40
3.1. Descripción del puente Quilca .....	40
3.1.1. Ubicación .....	40
3.1.2. Tipología estructural del puente Quilca.....	40
3.1.3. Suelo de fundación del puente Quilca .....	42
3.2. Modelamiento estructural del puente Quilca .....	44
3.3. Determinación de la demanda sísmica según el manual de puentes del MTC .....	45
3.4. Análisis tiempo historia no lineal del puente Quilca .....	47
3.4.1. Registros Sísmicos.....	47

3.5.	Determinación del desempeño sísmico del puente Quilca.....	51
3.5.1.	Longitud de Rótula Plástica.....	51
3.5.2.	Puntos de Desempeño.....	51
3.5.3.	Determinación del punto de desempeño.....	53
3.5.4.	Análisis Estático Simplificado como sistema de 1GDL.....	54
3.5.5.	Análisis Modal Espectral.....	55
3.5.6.	Análisis Tiempo Historia No Lineal.....	57
3.5.7.	Determinación del Desempeño Sísmico del Puente Quilca.....	59
<b>CAPÍTULO 4: ANÁLISIS DEL PUENTE QUILCA CON SISTEMAS DE AISLAMIENTO SÍSMICO</b>		
.....		63
4.1.	Determinación de los parámetros del sistema de aislamiento.....	63
4.2.	Análisis modal espectral del puente Quilca con sistema de aislamiento sísmico.....	64
4.2.1.	Definición de parámetros iniciales.....	64
4.2.2.	Modelamiento del puente Quilca con aisladores sísmicos.....	65
4.2.3.	Análisis Modal del Puente Quilca.....	65
4.2.4.	Análisis Modal Espectral del Puente Quilca.....	69
4.2.5.	Análisis Modal Espectral del Puente Quilca con propiedades Modificadas ( $\lambda_{\text{máx}}$ ).....	71
4.3.	Análisis Tiempo Historial No Lineal Modal.....	72
4.3.1.	Resultados del Análisis – Sismo de Diseño (TR=1000 años) DBE.....	73
4.4.	Verificación de la rigidez efectiva y amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento	77
4.5.	Dimensionamiento de Aislador Sísmico.....	84
<b>CAPÍTULO 5: ANÁLISIS DEL PUENTE QUILCA CON SISTEMA HÍBRIDO DE AISLADORES SÍMICOS Y DISIPADORES DE ENERGÍA</b>		
.....		87
5.1.	Definición de parámetros de diseño.....	87
5.2.	Definición de propiedades de los disipadores.....	88
5.3.	Análisis Tiempo Historial No Lineal Modal.....	90
5.3.1.	Resultados del análisis Tiempo Historia No Lineal Modal - $\lambda_{\text{min}}= 0.85$ .....	90
5.3.2.	Resultados del análisis Tiempo Historia No Lineal Modal - $\lambda_{\text{máx}}= 1.20$ .....	94
5.4.	Verificación del amortiguamiento efectivo del sistema híbrido.....	98
<b>CAPÍTULO 6: ANÁLISIS DE RESULTADOS</b>		107
6.1.	Análisis de Resultados del Caso sin Protección Sísmica.....	107
6.1.1.	Análisis de Resultados del Análisis Modal Espectral.....	107
6.1.2.	Análisis de Resultados del Análisis Tiempo Historia No Lineal.....	108
6.2.	Análisis de Resultados del Caso con Aislamiento Sísmico.....	110
6.2.1.	Análisis de Resultados del Análisis Modal Espectral.....	110
6.2.2.	Análisis de Resultados del Análisis Tiempo Historia No Lineal.....	112
6.3.	Análisis de resultados del caso con sistema híbrido de Aisladores y Disipadores.....	115

6.3.1.	Análisis de resultados del análisis modal espectral .....	115
6.3.2.	Análisis de Resultados del Análisis Tiempo Historia.....	115
CAPÍTULO 7: COMPARACIÓN DE RESULTADOS DE LOS TRES CASOS DE ESTUDIO .....		118
7.1.	Comparación de las Formas Modales para los 3 casos de estudio .....	118
7.2.	Comparación de desplazamientos en los Pilares .....	118
7.3.	Comparación de Fuerzas Cortantes en los Pilares.....	124
7.4.	Comparación de Momentos Flectores .....	125
7.5.	Comparación de Fuerza Cortante en los Aisladores LRB.....	128
7.6.	Comparación de Momentos Flectores en los Aisladores LRB .....	129
7.7.	Comparación del nivel de Desempeño .....	130
CAPÍTULO 8: CONCLUSIONES .....		138
BIBLIOGRAFÍA.....		140
ANEXOS .....		142
PLANOS ESQUEMATICOS DE LAS CASOS DE ESTUDIO .....		142
CALCULOS PARA ANÁLISIS ESTÁTICO COMO MODELO DE 1GDL .....		144
CÁLCULOS DEL PUNTO DESEMPEÑO SEGÚN METODOLOGÍA DEL ATC-40 .....		146
DIAGRAMAS DE MOMENTO CURVATURA .....		148
REGISTROS SÍSMICOS SIN ESCALAR .....		149
ESPECTROS DE RESPUESTA DE REGISTROS SISMICOS.....		152
REGISTROS SISMICOS ESCALADOS TR1000 .....		154
ESPECTROS DE RESPUESTA DE REGISTROS SISMICOS TR1000 .....		157
DIAGRAMAS DE HISTÉRESIS EN DISPOSITIVOS SÍSMICOS.....		159
CASO 1: PUENTE QUILCA CON AISLADORES SÍSMICOS LRB .....		159
CASO 2: PUENTE QUILCA CON AISLADORES SÍSMICOS LRB Y DISIPADORES SÍSMICOS DE FLUIDO VISCOSO.....		171

## Índice de Figuras

Figura 1. Element deformation acceptance criteria, ASCE/SEI 41-13.....	8
Figura 2. Curva de capacidad típica, PEERC 2008.....	9
Figura 3. Diagrama momento-curvatura, PEERC (2007).....	10
Figura 4. Formación de rótula plástica, CALTRANS 2017. ....	12
Figura 5. Determinación del punto de desempeño. (ATC-40,1996) .....	13
Figura 6. Procedimiento A para la obtención del punto de desempeño, estableciendo un punto inicial. (ATC 40, 1996) .....	13
Figura 7. Modelo bi-lineal, se obtiene los valores de $d_y, a_y$ , y cálculo de energía disipada para un desplazamiento $d_{pi}, a_{pi}$ . (ATC 40, 1996).....	14
Figura 8. Obtención del punto de desempeño luego de iteración.....	15
Figura 9. Espectro de Diseño, Manual de Puentes MTC 2017.....	17
Figura 10. Distribución de ordenadas espectrales para Perú, para un periodo estructural de 0.00s con 5% de amortiguamiento y un periodo de retorno $T_r = 1000$ años, Manual de Puentes del MTC 2017.....	19
Figura 11. Distribución de ordenadas espectrales para Perú, para un periodo estructural de 0.2S con 5% de amortiguamiento y un periodo de retorno $T_r = 1000$ años, Manual de Puentes del MTC 2017.....	20
Figura 12. Distribución de ordenadas espectrales para Perú, para un periodo estructural de 1.0S con 5% de amortiguamiento y un periodo de retorno $T_r = 1000$ años, Manual de Puentes del MTC 2017.....	21
Figura 13. Espectro de aceleraciones compuesto para puentes aislados, AASHTO GSID 2010.....	23
Figura 14. Espectro de desplazamientos, AASHTO GSID 2010. ....	24
Figura 15. Comparación de deformaciones en puentes convencionales y puentes aislados, Buckle y Constantinou 2006. ....	24
Figura 16. Modelo bilineal para aisladores sísmicos, Buckle y Constantinou 2006. ....	25
Figura 17. Deformación lateral del aislador y la subestructura. AASHTO GSID, 2010. ....	26
Figura 18. Elementos internos de un aislador elastomérico con núcleo de plomo. Constantinou et.al, 2011.....	28
Figura 19. Vista de planta del aislador desplazado.....	34
Figura 20. Efecto del factor de amortiguamiento $B_m$ , (Cheng F., Jiang H., Lou K, 2008).....	36
Figura 21. Disipador de fluido viscoso instalado entre la viga cabezal del pilar y viga principal del tablero de un puente, tomado de: <a href="http://www.elemka.gr">http://www.elemka.gr</a> .....	37
Figura 22. Curvas de histéresis de dispositivos FLV, para diferentes valores de “ $\alpha$ ”, (Taylor Inc, 2019) .....	38
Figura 23. Imagen satelital de la ubicación del puente Quilca, tomado de Bing Maps Imagery...	40
Figura 24. Sección transversal típica del puente Quilca.....	41
Figura 25. Sección transversal del pilar típico del puente Quilca. ....	41
Figura 26. Modelo matemático del puente Quilca en el software Csi Bridge. ....	45
Figura 27. Modelamiento en section designer del pilar típico del Puente Quilca. ....	45
Figura 28. Espectro de Diseño Convencional - Manual de Diseño de Puentes MTC 2017 .....	46
Figura 29. Registro del sismo de CHILE 2010 EW, Filtrado y con corrección de línea base. ....	48
Figura 30. Registro del sismo de CHILE 2010 NS, filtrado y con corrección de línea base. ....	48
Figura 31. Registro del sismo de CHILE 2010 UD, filtrado y con corrección de línea base.....	48
Figura 32. Espectros de respuestas de los registros sísmicos sin escalar. ....	49
Figura 33. Registro del sismo de CHILE 2010 EW, escalado al espectro de diseño del MTC TR1000.....	49
Figura 34. Registro del sismo de CHILE 2010 NS, escalado al espectro de diseño del MTC TR1000.....	50

Figura 35. Registro del sismo de CHILE 2010 UD, escalado al espectro de diseño del MTC TR1000.....	50
Figura 36. Espectros de respuesta de los registros sísmicos escalados al espectro del MTC. ...	50
Figura 37. Definición de puntos de desempeño.....	51
Figura 38. Rótulas plásticas asignadas a los pilares del puente Quilca.....	52
Figura 39. Curva de capacidad del puente Quilca en el sentido longitudinal.....	52
Figura 40. Curva de capacidad del puente Quilca en el sentido transversal.....	52
Figura 41. Determinación del punto de desempeño en la dirección X-X.....	53
Figura 42. Determinación del punto de desempeño en la dirección Y-Y.....	54
Figura 43. Diagrama de Histéresis del Pilar Central (Longitudinal – CHILE 2010).....	59
Figura 44. Niveles de desempeño del puente Quilca X-X basado en derivas según FEMA 356.	60
Figura 45. Niveles de desempeño del puente Quilca Y-Y basado en derivas según FEMA 356.	60
Figura 46. Niveles de desempeño del puente Quilca X-X basado en ASCE/SEI 41-13.....	61
Figura 47. Niveles de desempeño del puente Quilca Y-Y basado en ASCE/SEI 41-13.....	61
Figura 48. Desempeño sísmico - Lima 1966-PQR.....	62
Figura 49. Desempeño sísmico - Ica 2007.....	62
Figura 50. Desempeño sísmico - Chile 2010.....	62
Figura 51. Definición de aisladores como elementos Link.....	65
Figura 52. Salto de periodo fundamental, y disminución de la demanda sísmica por amortiguamiento.....	69
Figura 53. Curva bilineal que describe el comportamiento del sistema de aislamiento, NCHRP 2011.....	72
Figura 54. Diagrama de histéresis de aislador en LINK 43 dirección longitudinal $\lambda_{min}$ .....	74
Figura 55. Diagrama de histéresis de aislador en LINK 13 en dirección transversal $\lambda_{min}$ .....	74
Figura 56. Modelo Estructural de elementos links – Aisladores y disipadores.....	90
Figura 57. Diagrama de histéresis de disipador FLV en dirección longitudinal. (LINK 89) CHILE 2010.....	92
Figura 58. Diagrama de histéresis de disipador FLV en dirección transversal. (LINK 84) CHILE 2010.....	92
Figura 59. Diagrama de histéresis de aislador típico en dirección longitudinal. (LINK 21 (Pilar central) – CHILE 2010).....	93
Figura 60. Diagrama de histéresis de aislador típico en dirección transversal. (LINK 21 (Pilar central) – CHILE 2010).....	93
Figura 61. Diagrama de histéresis de disipador FLV en dirección longitudinal. (LINK 89) CHILE 2010.....	96
Figura 62. Diagrama de histéresis de disipador FLV en dirección transversal. (LINK 84) CHILE 2010.....	96
Figura 63. Diagrama de histéresis de aislador típico en dirección longitudinal. (LINK 21 (Pilar central) – CHILE 2010).....	97
Figura 64. Diagrama de histéresis de aislador típico en dirección transversal. (LINK 21 (Pilar central) – CHILE 2010).....	97
Figura 65. Desempeño en el sentido longitudinal del puente Quilca.....	107
Figura 66. Desempeño en el sentido transversal del puente Quilca.....	108
Figura 67. Desempeño sísmico para el caso longitudinal.....	109
Figura 68. Desempeño sísmico para el caso transversal.....	109
Figura 69. Desempeño sísmico para el sentido longitudinal.....	110
Figura 70. Desempeño sísmico para el sentido transversal.....	111
Figura 71. Desempeño sísmico para el sentido longitudinal.....	112
Figura 72. Desempeño sísmico para el sentido transversal.....	112
Figura 73. Desempeño en el sentido longitudinal $\lambda_{min}$ .....	113
Figura 74. Desempeño en el sentido transversal $\lambda_{min}$ .....	113

Figura 75.Desempeño en el sentido longitudinal $\lambda_{\text{máx}}$ .....	114
Figura 76.Desempeño en el sentido transversal $\lambda_{\text{máx}}$ .....	114
Figura 77. Desempeño en sentido longitudinal $\lambda_{\text{min}}$ .....	116
Figura 78. Desempeño en sentido transversal $\lambda_{\text{min}}$ .....	116
Figura 79. Desempeño en sentido longitudinal $\lambda_{\text{máx}}$ .....	117
Figura 80. Desempeño en sentido transversal $\lambda_{\text{máx}}$ .....	117
Figura 81. Variación del periodo fundamental T(s).....	118
Figura 82. Comparación de Desplazamientos Máximos en Pilares.....	119
Figura 83. Comparación de Desplazamientos Máximos en Pilares.....	119
Figura 84. Comparación de Desplazamientos Máximos en Pilares.....	120
Figura 85. Comparación de Desplazamientos Máximos en Pilares.....	120
Figura 86. Desplazamientos en pilares – Análisis Tiempo Historia SX .....	121
Figura 87.Desplazamientos en pilares – Análisis Tiempo Historia SY .....	121
Figura 88.Comparación de Desplazamientos Máximos en Tablero .....	122
Figura 89.Comparación de Desplazamientos Máximos en Tablero .....	122
Figura 90.Comparación de Desplazamientos Máximos en Tablero .....	123
Figura 91.Comparación de Desplazamientos Máximos en Tablero .....	123
Figura 92. Comparación de fuerzas cortantes en pilares SX. ....	124
Figura 93. Comparación de fuerzas cortantes en pilares SY. ....	124
Figura 94. Comparación de fuerzas cortantes en pilares SX TH.....	125
Figura 95. Comparación de fuerzas cortantes en pilares SY TH.....	125
Figura 96. Comparación de momentos flectores en pilares SX.....	126
Figura 97. Comparación de momentos flectores en pilares SY.....	126
Figura 98. Comparación de momentos flectores - SX TH .....	127
Figura 99. Comparación de momentos flectores - SY TH.....	127
Figura 100. Comparación de fuerzas cortantes en los aisladores.....	128
Figura 101. Comparación de fuerzas cortantes en los aisladores.....	128
Figura 102. Comparación de momentos flectores en los aisladores.....	129
Figura 103. Comparación de momentos flectores en los aisladores.....	129
Figura 104. Comparación del desempeño sísmico del puente Quilca X-X Modal Espectral basado en FEMA 356.....	130
Figura 105. Comparación del desempeño sísmico del puente Quilca X-X Tiempo historia no lineal basado en FEMA 356.....	131
Figura 106. Comparación del desempeño sísmico del puente Quilca Y-Y Modal Espectral basado en FEMA 356.....	132
Figura 107. Comparación del desempeño sísmico del puente Quilca X-X Tiempo historia no lineal basado en FEMA 356.....	133
Figura 108.Comparación del desempeño sísmico del puente Quilca X-X Modal Espectral basado en ASCE/SEI 41-13.....	134
Figura 109.Comparación del desempeño sísmico del puente Quilca X-X Tiempo historia no lineal basado en ASCE/SEI 41-13.....	135
Figura 110.Comparación del desempeño sísmico del puente Quilca Y-Y Modal Espectral basado en ASCE/SEI 41-13.....	136
Figura 111.Comparación del desempeño sísmico del puente Quilca Y-Y Tiempo historia no lineal basado en ASCE/SEI 41-13 .....	137
Figura 112.Ubicación de aisladores sísmicos tipo LRB.....	142
Figura 113.Ubicación de aisladores sísmicos tipo LRB y disipadores FLV .....	143
Figura 114.Detalle de colocación de aisladores LRB y disipadores FLV.....	143
Figura 115. Definición de sección del Pilar típico del puente Quilca, con Section Designer.....	144

## Índice de Tablas

Tabla 1. Niveles de Desempeño , Comité Vision 2000, SEAOC (1995).....	6
Tabla 2. Niveles de Peligro Sísmico, Comité Vision 2000, SEAOC (1995) .....	6
Tabla 3. Niveles de daño y desempeño estructural en elementos verticales, FEMA 356.....	8
Tabla 4. Categoría de diseño sísmico, AASHTO (2009).....	16
Tabla 5. Requerimientos de diseño para puentes según SDC, Adaptación de AASHTO 2009...	16
Tabla 6. Factores de Sitio Fpga, en periodo cero (Roca), Manual de puentes MTC 2017. ....	17
Tabla 7. Factores de Sitio Fa, para valores de periodos cortos, Manual de puentes MTC 2017.	17
Tabla 8. Factores de Sitio Fv, para valores de periodos largos, Manual de puentes MTC 2017 .	18
Tabla 9. Definición de Clase de Sitio, Manual de puentes MTC 2017.....	18
Tabla 10. Tipos de análisis, AASHTO LRFD SEISMIC 2009 .....	22
Tabla 11. Resultados de sondaje de velocidades de ondas S – MASW, en terreno de puente Quilca. Fuente: ZER GEOSYSTEMS PERU S.A.C. (2010). ....	42
Tabla 12. Resultados de sondaje de Velocidades de ondas S - MAM, en terreno de puente Quilca. Fuente: ZER GEOSYSTEMS PERU S.A.C. (2010). ....	43
Tabla 13. Tabla para definir Clase de sitio del Manual de puentes del MTC 2017. ....	44
Tabla 14. Registros sísmicos a utilizar.....	47
Tabla 15. Desplazamientos elásticos SX.....	55
Tabla 16. Desplazamientos elásticos SY.....	55
Tabla 17. Fuerzas cortantes y momentos flectores elásticos SX. ....	55
Tabla 18. Fuerzas cortantes y momentos flectores elásticos SY. ....	55
Tabla 19. Participación de masas modales del modelo del puente Quilca.....	56
Tabla 20. Desplazamientos máximos. ....	57
Tabla 21. Fuerzas cortantes y momentos flectores máximos.....	58
Tabla 22. Tabla de participación Modal – Caso Con Aisladores LRB .....	66
Tabla 23. Fuerzas Cortantes y Momentos Flectores – Load Case SISMO X .....	70
Tabla 24. Fuerzas Cortantes y Momentos Flectores – Load Case SISMO Y .....	70
Tabla 25. Desplazamientos Máximos – SISMO X – SISMO Y - COMBINACIÓN.....	71
Tabla 26. Fuerzas Cortantes y Momentos Flectores – Load Case SISMO X .....	71
Tabla 27. Fuerzas Cortantes y Momentos Flectores – Load Case SISMO Y .....	71
Tabla 28. Desplazamientos Máximos – SISMO X – SISMO Y - COMBINACIÓN.....	72
Tabla 29. Desplazamientos en dirección longitudinal y transversal $\lambda_{min}$ . ....	75
Tabla 30. Fuerzas cortantes (tonf) y momentos flectores (tonf.m) en dirección longitudinal y transversal $\lambda_{min}$ . ....	75
Tabla 31. Desplazamientos en dirección longitudinal y transversal $\lambda_{máx}$ . ....	76
Tabla 32. Fuerzas cortantes (tonf) y momentos flectores (tonf.m) en dirección longitudinal y transversal $\lambda_{máx}$ . ....	77
Tabla 33. Cálculo del amortiguamiento efectivo en Aislador LINK 43. ....	78
Tabla 34. Cálculo del amortiguamiento efectivo en Aislador LINK 5. ....	79
Tabla 35. Cálculo del amortiguamiento efectivo en Aislador LINK 13. ....	79
Tabla 36. Cálculo del amortiguamiento efectivo en Aislador LINK 21. ....	79
Tabla 37. Cálculo del amortiguamiento efectivo en Aislador LINK 29. ....	80
Tabla 38. Cálculo del amortiguamiento efectivo en Aislador LINK 37. ....	80
Tabla 39. Cálculo del amortiguamiento efectivo en Aislador LINK 55. ....	80
Tabla 40. Resultados promedio de rigidez y amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento $\lambda_{min}$ .....	81
Tabla 41. Cálculo del amortiguamiento efectivo en Aislador LINK 43. ....	81
Tabla 42. Cálculo del amortiguamiento efectivo en Aislador LINK 5. ....	82
Tabla 43. Cálculo del amortiguamiento efectivo en Aislador LINK 13. ....	82
Tabla 44. Cálculo del amortiguamiento efectivo en Aislador LINK 21. ....	82

Tabla 45. Cálculo del amortiguamiento efectivo en Aislador LINK 29. ....	83
Tabla 46. Cálculo del amortiguamiento efectivo en Aislador LINK 37. ....	83
Tabla 47. Cálculo del amortiguamiento efectivo en Aislador LINK 55. ....	83
Tabla 48. Resultados promedio de rigidez y amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento $\lambda_{m\acute{a}x}$ . ....	84
Tabla 49. Propiedades mínimas y máximas del Coeficiente de Amortiguamiento "C".....	89
Tabla 50. Desplazamientos Máximos Presentados en la interfaz de Aislamiento en sentido longitudinal y transversal – $\lambda_{min}$ . ....	90
Tabla 51. Fuerzas Cortantes y Momentos Flectores en Pilares en dirección longitudinal y transversal - $\lambda_{min}$ . ....	91
Tabla 52. Desplazamientos Máximos Presentados en la interfaz de Aislamiento en sentido longitudinal y transversal – $\lambda_{m\acute{a}x}$ . ....	94
Tabla 53. Fuerzas Cortantes y Momentos Flectores en Pilares en dirección longitudinal y transversal - $\lambda_{m\acute{a}x}$ . ....	95
Tabla 54. Cculo del amortiguamiento efectivo en Aislador LINK 43. ....	98
Tabla 55. Cculo del amortiguamiento efectivo en Aislador LINK 5. ....	99
Tabla 56. Cculo del amortiguamiento efectivo en Aislador LINK 13. ....	99
Tabla 57. Cculo del amortiguamiento efectivo en Aislador LINK 21. ....	99
Tabla 58. Cculo del amortiguamiento efectivo en Aislador LINK 29. ....	100
Tabla 59. Cculo del amortiguamiento efectivo en Aislador LINK 37. ....	100
Tabla 60. Cculo del amortiguamiento efectivo en Aislador LINK 55. ....	100
Tabla 61. Cculo del amortiguamiento efectivo en Disipadores FLV Longitudinales $\lambda_{min}$ . ....	101
Tabla 62. Cculo del amortiguamiento efectivo en Disipadores FLV Transversales $\lambda_{min}$ . ....	101
Tabla 63. Cculo del amortiguamiento efectivo en los pilares $\lambda_{min}$ . ....	102
Tabla 64. Cculo del amortiguamiento efectivo en Aislador LINK 43. ....	103
Tabla 65. Cculo del amortiguamiento efectivo en Aislador LINK 5. ....	103
Tabla 66. Cculo del amortiguamiento efectivo en Aislador LINK 13. ....	103
Tabla 67. Cculo del amortiguamiento efectivo en Aislador LINK 21. ....	104
Tabla 68. Cculo del amortiguamiento efectivo en Aislador LINK 29. ....	104
Tabla 69. Cculo del amortiguamiento efectivo en Aislador LINK 37. ....	104
Tabla 70. Cculo del amortiguamiento efectivo en Aislador LINK 55. ....	105
Tabla 71. Cculo del amortiguamiento efectivo en Disipadores FLV Longitudinales $\lambda_{m\acute{a}x}$ . ....	105
Tabla 72. Cculo del amortiguamiento efectivo en Disipadores FLV Transversales $\lambda_{m\acute{a}x}$ . ....	106
Tabla 73. Cculo del amortiguamiento efectivo en los pilares $\lambda_{m\acute{a}x}$ . ....	106
Tabla 74. Desplazamientos inelásticos máximos SX. ....	108
Tabla 75. Desplazamientos inelásticos máximos SY. ....	109
Tabla 76. Diagramas de Histéresis en Aisladores - Caso CHILE 2010 TR1000 $\lambda_{min}$ . ....	159
Tabla 77. Diagramas de Histéresis en Aisladores - Caso LIMA 1966 TR1000 $\lambda_{min}$ . ....	161
Tabla 78. Diagramas de Histéresis en Aisladores - Caso ICA 2007 TR1000 $\lambda_{min}$ . ....	163
Tabla 79. Diagramas de Histéresis en Aisladores - Caso CHILE 2010 TR1000 $\lambda_{m\acute{a}x}$ . ....	165
Tabla 80. Diagramas de Histéresis en Aisladores - Caso LIMA 1966 TR1000 $\lambda_{m\acute{a}x}$ . ....	167
Tabla 81. Diagramas de Histéresis en Aisladores - Caso ICA 2007 TR1000 $\lambda_{m\acute{a}x}$ . ....	169
Tabla 82. Diagramas de Histéresis en Disipadores de fluido viscoso - Caso CHILE 2010 TR1000 $\lambda_{min}$ . ....	171
Tabla 83. Diagramas de Histéresis en Aisladores - Caso CHILE 2010 TR1000 $\lambda_{min}$ . ....	172
Tabla 84. Diagramas de Histéresis en Disipadores de fluido viscoso - Caso LIMA 1966 TR1000 $\lambda_{min}$ . ....	174
Tabla 85. Diagramas de Histéresis en Aisladores - Caso LIMA 1966 TR1000 $\lambda_{min}$ . ....	175
Tabla 86. Diagramas de Histéresis en Disipadores de fluido viscoso - Caso ICA 2007 TR1000 $\lambda_{min}$ . ....	176
Tabla 87. Diagramas de Histéresis en Aisladores - Caso ICA 2007 TR1000 $\lambda_{min}$ . ....	178

Tabla 88. Diagramas de Histéresis en Disipadores de fluido viscoso - Caso CHILE 2010 TR1000 λ <sub>máx</sub> .....	180
Tabla 89. Diagramas de Histéresis en Aisladores - Caso CHILE 2010 TR1000 λ <sub>máx</sub> .....	181
Tabla 90. Diagramas de Histéresis en Disipadores de fluido viscoso - Caso LIMA 1966 TR1000 λ <sub>máx</sub> .....	183
Tabla 91. Diagramas de Histéresis en Aisladores - Caso LIMA 1966 TR1000 λ <sub>máx</sub> .....	185
Tabla 92. Diagramas de Histéresis en Disipadores de fluido viscoso - Caso ICA 2007 TR1000 λ <sub>máx</sub> .....	187
Tabla 93. Diagramas de Histéresis en Aisladores - Caso ICA 2007 TR1000 λ <sub>máx</sub> .....	188



# CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

El presente capítulo narra los aspectos previos a conocer antes del desarrollo de la tesis, como son los antecedentes, la justificación del tema de investigación, los objetivos de la tesis, el alcance de la misma, así como la hipótesis que se plantea y la metodología de desarrollo.

## 1.1. Antecedentes y justificación

### 1.1.1. Antecedentes

Uno de los principales problemas de la ingeniería de puentes son los eventos sísmicos, ya que, debido a la envergadura y tipología estructural de la mayoría de puentes importantes, estos presentan demandas sísmicas muy grandes. En ese sentido la ingeniería ha venido desarrollando conceptos y criterios de diseño, a fin de lograr un adecuado desempeño de los puentes durante eventos sísmicos de gran magnitud.

Durante finales del siglo XX, luego de diversos terremotos que conllevaron al colapso de puentes importantes, se empezaron a desarrollar tecnologías de protección que buscaban disminuir la vulnerabilidad de los puentes frente a fuerzas sísmicas, como son los aisladores sísmicos y los disipadores de energía. Estas tecnologías se vienen desarrollando desde hace muchos años en otros países del mundo, y se sigue innovando en su diseño en la actualidad.

Los primeros puentes con aisladores sísmicos fueron el puente Motu construido en 1973 y el Raingitikei en 1974, ambos en Nueva Zelanda. Asimismo, también en 1974 se aplicaron por primera vez dispositivos de amortiguamiento de Fluido Viscoso en un puente en Italia y para el año 1990 ya se habían instalado en varios puentes en ese país. (Jara y Casas 2002).

Durante este tiempo se han venido desarrollando investigaciones en diversos países sobre estas tecnologías de protección sísmica. Esto ha conllevado al desarrollo de métodos de diseño, códigos de diseño, así como su inclusión en los temas a desarrollar en las cátedras universitarias de las escuelas de ingeniería. Un ejemplo de código de diseño es la AASHTO Guide Specifications for Seismic Isolation Design de los Estados Unidos, la cual fue publicada en su primera versión en el año 1991, actualizada en su segunda versión en el año 1999, la tercera versión en el año 2010, y la última versión vigente es la cuarta edición publicada en el año 2014.

Hoy en día cerca de 200 puentes han sido diseñados y construidos en los Estados Unidos siguiendo los lineamientos de la norma AASHTO para aislamiento sísmico del 2010, pero esto solo representa una fracción del potencial número de aplicaciones e incluso puede quedar corta con respecto al número de puentes aislados en otros países. (Buckle et.al., 2011).

Siendo el Perú un país de alta demanda sísmica, es importante conocer y aplicar las tecnologías de aislamiento sísmico a nuestra infraestructura de puentes con fines de reforzamiento y aplicarlas al diseño y construcción de puentes nuevos, ya que actualmente la Norma Técnica E.030 Diseño Sismo Resistente (2018) exige el uso obligatorio de aislamiento sísmico en estructuras esenciales de alta importancia operacional, como lo son los hospitales principales.

#### **1.1.2. Justificación:**

En el Perú no existen antecedentes del uso de aisladores sísmicos como protección de puentes y teniendo la obligatoriedad de su uso en hospitales en zonas sísmicas 3 y 4 en el Perú, es necesario y oportuno establecer líneas de investigación sobre el uso del aislamiento sísmico para puentes en el Perú.

Esto permitirá conocer a detalle el comportamiento sísmico de los puentes con aisladores sísmicos determinando las ventajas y desventajas de su aplicación y así promover su inclusión en la siguiente actualización del Manual de Diseño de Puentes del MTC, además de la iniciativa al sector privado de utilizar las nuevas tecnologías en el diseño de infraestructura vial.

### **1.2. OBJETIVOS Y ALCANCES**

#### **1.2.1. Objetivo general:**

Aportar al conocimiento del diseño de puentes sísmicamente aislados en el Perú, mediante la comparación del desempeño sísmico del Puente Quilca entre el caso convencional y aplicando sistemas de protección sísmica.

#### **1.2.2. Objetivos específicos:**

- a) Determinar el desempeño sísmico del puente en estudio sin sistemas de protección sísmica.
- b) Estudiar el desempeño sísmico del puente en estudio aplicando sistemas de aislación sísmica y disipación de energía.
- c) Conocer el desempeño sísmico del puente en estudio aplicando un sistema mixto conformado por sistemas de aislación sísmica y sistemas de disipación de energía.

- d) Comparar el desempeño sísmico para las alternativas de protección planteadas.
- e) Estudiar el comportamiento sísmico de puentes con la aplicación de sistemas de protección sísmica, mediante el estudio de caso del Puente Quilca.

#### Alcances:

La presente tesis, desarrollará el marco teórico para el análisis sismo resistente de puentes con y sin aislamiento sísmico y con disipadores de fluido viscoso, explicando las metodologías de análisis dinámico modal espectral, análisis tiempo historia, y el desarrollo de las metodologías para estos análisis. Asimismo, se explicarán las metodologías de análisis y diseño con aisladores sísmicos y disipadores de energía aplicados a puentes, desde las características de los dispositivos, su pre dimensionamiento, procedimiento de diseño, propiedades mecánicas y diseño definitivo.

Se desarrollará un análisis tiempo historia no lineal en los pilares de la sub estructura del puente, recolectando diversos registros sísmicos de acuerdo a lo indicado en la norma AASHTO Guide for Seismic Isolated Bridges 2010. Para el análisis no lineal se definirá la formación de rótulas plásticas en los pilares, con fines de determinar el desempeño sísmico, en relación a la capacidad de desplazamiento del puente y la demanda sísmica para el caso sin sistemas de protección, ya que se espera obtener desplazamientos inelásticos. Para los casos con aislamiento sísmico y disipación de energía, se ha considerado un comportamiento elástico en los pilares, y se han modelado las propiedades inelásticas de los dispositivos tanto aisladores sísmicos y disipadores de energía.

El modelo de estudio se realizará en el software Csi Bridge v19, donde se definirán las propiedades geométricas del puente, propiedades mecánicas de los materiales, cargas aplicadas, así mismo, se modelarán los aisladores sísmicos y disipadores de energía, como elementos link, donde se tomarán en cuenta sus propiedades no lineales. Los pilares estructurales del puente se han modelado como elementos frame empotrados, asignándose las propiedades con Section Designer del software Csi Bridge v19.(Computer and Structures 2016).

El estudio se realizará sobre un puente en específico, es decir las variables como sismicidad, tipo de suelo, tipología estructural del puente, y cargas aplicadas; serán las mismas para los 3 casos de estudio. En ese sentido el desarrollo de esta investigación se centrará solo en el análisis del Puente Quilca ubicado en Arequipa, a manera de ejemplo de aplicación.

Se han considerado propiedades similares para todos los aisladores sísmicos, así como propiedades iguales para todos los disipadores de energía. En futuras investigaciones, se podría

asignar aisladores como diferentes propiedades según la ubicación, así como la ubicación y configuración de los disipadores sísmicos.

El análisis del sistema de aislamiento sísmico, así como el sistema híbrido de aisladores y disipadores de energía ha considerado valores de propiedades mínimas y máximas, siguiendo los lineamientos de las normas AASHTO GSID 2010 y ASCE/ SEI 7-16 para el caso de aisladores sísmicos y disipadores de energía respectivamente.

### **1.3. HIPÓTESIS**

El uso de sistemas de protección sísmica, mejora el desempeño sísmico del puente Quilca, sin embargo, el uso de un sistema mixto conformado por aisladores sísmicos y disipadores de energía, tendrá un mejor desempeño.

### **1.4. METODOLOGÍA**

Se desarrollará una investigación de las teorías y metodologías de diseño sismo resistente para puentes, además de la recopilación de información de normas internacionales como AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN, AASHTO SEISMIC ISOLATION DESIGN, entre otros.

Una vez recopilada la información se plantearán las variables para 3 casos de estudio, el caso A será el análisis de un puente convencional, el caso B será el análisis de un puente con aisladores sísmicos y el caso C será el análisis de un puente con aisladores y disipadores de energía. Luego se realizará la comparación entre las variables y se realizará una comparación cuantitativa de diferentes parámetros de control, para determinar las diferencias entre las 3 variables.

El análisis de cada caso de estudio consistirá en un análisis estructural realizado con apoyo del software Csi Bridge, y considerando las cargas normativas descritas en el Manual de Puentes del MTC, tanto para cargas de gravedad, vehiculares y la demanda sísmica. El análisis Sismorresistente tendrá un análisis estático, un análisis modal espectral y un análisis tiempo historia no lineal, y las variables a analizar serán los desplazamientos, fuerzas cortantes y momentos flectores, rigidez efectiva, amortiguamiento efectivo, nivel de desempeño sísmico.

Los 3 casos de estudio serán delimitados dentro del marco de espacio y tiempo, es decir se analizará la misma estructura, en el mismo lugar, sometida a las mismas sollicitaciones sísmicas, pero controlando la causal de las diferencias que será la inclusión de dispositivos de protección sísmica como son los aisladores sísmicos y disipadores de energía.

## **CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO**

El marco teórico de la presente tesis, brinda la información necesaria para comprender el desarrollo de la tesis, ya que comprende los aspectos teóricos y normativos que se consideran en el diseño sismoresistente de puentes, tanto para un diseño convencional como para un diseño o análisis considerando sistemas de protección sísmica.

En ese sentido el marco teórico se dividirá en tres secciones, las cuales describen los fundamentos de diseño para puentes convencionales, puentes con sistemas de aislamiento sísmico y puentes con sistemas de disipación de energía.

### **2.1. Diseño sismo resistente de puentes**

#### **2.1.1. Filosofía de Diseño**

El diseño sismo resistente de puentes tiene como objetivo satisfacer un nivel de desempeño estructural deseado, frente a un determinado nivel de demanda sísmica. Existen diversos códigos de diseño en el mundo sobre diseño sismo resistente de estructuras en general, y la mayoría de estos códigos tiene como filosofía asegurar el resguardo de vida frente a un sismo severo, evitando el colapso de las estructuras.

En ese sentido, el diseño convencional busca diseñar los elementos sismo resistentes, para resistir parte de la fuerza sísmica máxima que se pueda presentar, es decir, los elementos sismo resistentes se comportarán de manera inelástica. El comportamiento inelástico se presenta cuando se supera la capacidad elástica, y los elementos comienzan a sufrir daños, como fisuras o agrietamiento, y es así que, a través de la formación de estas grietas y otros mecanismos internos propios de los materiales, se logra disipar parte de la energía introducida por el sismo.

Es por ello que los códigos de diseño consideran un factor de reducción de fuerza sísmica “R”, el cual reduce la demanda sísmica para comportamiento elástico hasta una demanda sísmica de diseño. Cabe mencionar que la reducción de la demanda sísmica toma en cuenta un nivel de desempeño de resguardo de vida o prevención de colapso, por lo que frente a un sismo severo existirán daños en el puente, los cuales probablemente requieran una inversión considerable y el cierre temporal del puente.

### 2.1.2. Desempeño Sísmico

Podemos definir el desempeño sísmico, como el nivel de respuesta de la estructura frente a una determinada demanda sísmica. El nivel de respuesta de la estructura se puede medir a través del nivel de daños que esta sufriría frente a un movimiento sísmico de determinada magnitud, el cual tendrá diferentes denominaciones como nivel de desempeño.

En el año 1995 el SEAOC, a través del programa VISION 2000 propuso niveles de desempeño asociados a niveles de peligro sísmico. (SEAOC 1995).

Estado de daño	Nivel de desempeño	Descripción de los daños
Despreciable	Totalmente Operacional	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones continúan prestando sus servicios.
Leve	Operacional	Agrietamientos en elementos estructurales. Daño entre leve y moderado en contenidos y elementos arquitectónicos. Los sistemas de seguridad y evacuación funcionan con normalidad.
Moderado	Seguridad	Daños moderados en algunos elementos. Pérdida de resistencia y rigidez del sistema resistente de cargas laterales. El sistema permanece funcional. Algunos elementos no estructurales y contenidos pueden dañarse. Puede ser necesario cerrar el edificio temporalmente.
Severo	Pre - Colapso	Daños severos en elementos estructurales. Fallo de elementos secundarios, no estructurales y contenidos. Puede llegar a ser necesario demoler el edificio.
Completo	Colapso	Pérdida parcial o total de soporte. Colapso parcial o total. No es posible la reparación.

Tabla 1. Niveles de Desempeño, Comité Vision 2000, SEAOC (1995)

Estos niveles de desempeño asociados al estado de daño de la estructura, corresponden a un determinado nivel de peligro sísmico, representado por un Movimiento Sísmico de Diseño. Ver tabla 2.

Tabla 2. Niveles de Peligro Sísmico, Comité Vision 2000, SEAOC (1995)

Movimiento sísmico de diseño	Intervalo de recurrencia	Probabilidad de excedencia
Frecuente	43 años	50% en 30 años
Ocasional	72 años	50% en 50 años
Raro	475 años	10% en 50 años
Muy raro	950 años	10% en 100 años

El diseño sísmico por desempeño, tiene como fin lograr cierto nivel de desempeño de la estructura, frente a un Movimiento sísmico de diseño.

Los códigos de diseño en su filosofía u objetivos de diseño objetivos, buscan que la estructura tenga un nivel de desempeño específico frente al movimiento sísmico de diseño establecido en el código de diseño.

Según el Manual de Puentes del Ministerio de Transportes y Comunicaciones 2017, el objetivo del diseño sísmico a través de dicho código, es el de lograr la prevención de colapso frente a sismos muy raros, pudiendo la estructura sufrir daños considerables, que impliquen el cierre de la misma para su reparación o recambio. (MTC 2017).

Los niveles de desempeño, se pueden asociar a la capacidad de desplazamientos del puente y la demanda de desplazamiento para determinado nivel de peligro sísmico. Asimismo, podemos definir diversos niveles de desempeño, caracterizados ya sea por desplazamientos, curvatura, deformación unitaria, como se aprecia en la figura siguiente:

El FEMA 356, establece los niveles de desempeño de Ocupación inmediata, Seguridad de Vida y Prevención del Colapso para edificaciones. (FEMA 356).

Estos niveles de desempeño estructural, están asociados a derivas de entrepiso para el caso de edificaciones, y están establecidos como valores fijos, como se aprecia en la tabla 3.

Por otra parte, la norma ASCE/SEI 41-13, en su sección 7.6.3, de acuerdo a resultados de ensayos experimentales, indica que los criterios de aceptación del desempeño de la estructura para elementos principales son de la siguiente manera:

IO: Immediate occupancy (ocupación inmediata), la deformación inicial como máximo hasta 0.67 veces el valor para el punto C.

LS: Life safety (seguridad de vida), 0.75 veces la deformación el punto C.

CP: Collapse prevention (prevención de colapso), la deformación del punto C, pero no mayor que 0.75 veces la deformación del punto E.

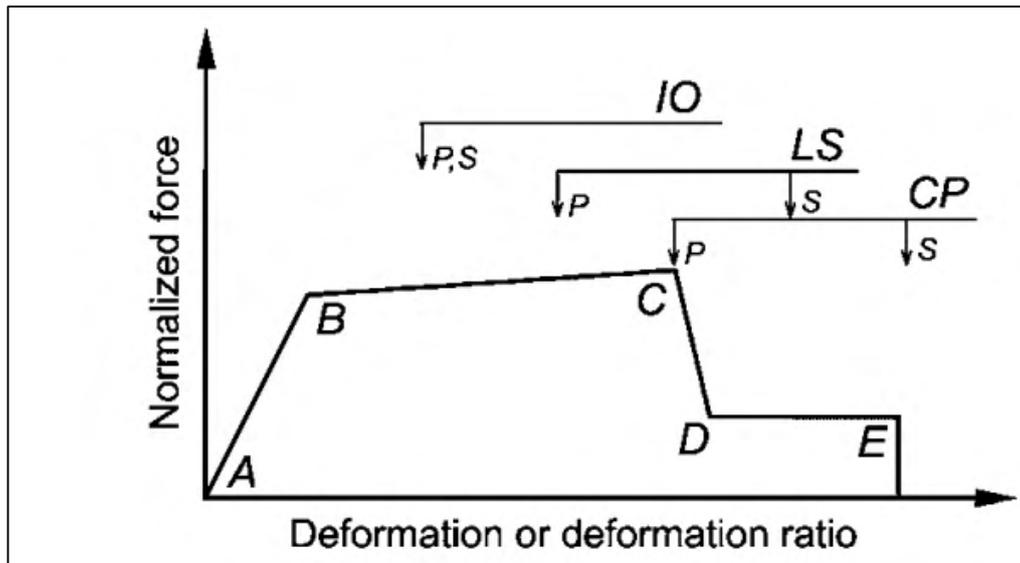


Figura 1. Element deformation acceptance criteria, ASCE/SEI 41-13

Tabla 3. Niveles de daño y desempeño estructural en elementos verticales, FEMA 356.

Table C1-3 Structural Performance Levels and Damage <sup>1, 2, 3</sup> —Vertical Elements (continued)				
Elements	Type	Structural Performance Levels		
		Collapse Prevention S-5	Life Safety S-3	Immediate Occupancy S-1
Concrete Walls	Primary	Major flexural and shear cracks and voids. Sliding at joints. Extensive crushing and buckling of reinforcement. Failure around openings. Severe boundary element damage. Coupling beams shattered and virtually disintegrated.	Some boundary element stress, including limited buckling of reinforcement. Some sliding at joints. Damage around openings. Some crushing and flexural cracking. Coupling beams: extensive shear and flexural cracks; some crushing, but concrete generally remains in place.	Minor hairline cracking of walls, <1/16" wide. Coupling beams experience cracking <1/8" width.
	Secondary	Panels shattered and virtually disintegrated.	Major flexural and shear cracks. Sliding at joints. Extensive crushing. Failure around openings. Severe boundary element damage. Coupling beams shattered and virtually disintegrated.	Minor hairline cracking of walls. Some evidence of sliding at construction joints. Coupling beams experience cracks <1/8" width. Minor spalling.
	Drift	2% transient or permanent	1% transient; 0.5% permanent	0.5% transient; negligible permanent
Unreinforced Masonry Infill Walls	Primary	Extensive cracking and crushing; portions of face course shed.	Extensive cracking and some crushing but wall remains in place. No falling units. Extensive crushing and spalling of veneers at corners of openings.	Minor (<1/8" width) cracking of masonry infills and veneers. Minor spalling in veneers at a few corner openings.
	Secondary	Extensive crushing and shattering; some walls dislodge.	Same as primary.	Same as primary.
	Drift	0.6% transient or permanent	0.5% transient; 0.3% permanent	0.1% transient; negligible permanent
Unreinforced Masonry (Noninfill) Walls	Primary	Extensive cracking; face course and veneer may peel off. Noticeable in-plane and out-of-plane offsets.	Extensive cracking. Noticeable in-plane offsets of masonry and minor out-of-plane offsets.	Minor (<1/8" width) cracking of veneers. Minor spalling in veneers at a few corner openings. No observable out-of-plane offsets.
	Secondary	Nonbearing panels dislodge.	Same as primary.	Same as primary.
	Drift	1% transient or permanent	0.6% transient; 0.6% permanent	0.3% transient; 0.3% permanent

El objetivo del análisis de verificación por capacidad de desplazamiento es determinar el nivel de desplazamiento para el cual los elementos sismo resistentes del puente alcanzan su capacidad de deformación inelástica. (AASHTO LRFD SEISMIC 2009).

Los puentes deberán ser diseñados para cumplir con el objetivo de desempeño de seguridad de vida considerando un peligro sísmico correspondiente a una probabilidad de excedencia de 7% en 75 años.

El objetivo de seguridad de vida para el sismo de diseño implica que el puente tiene una baja probabilidad de colapso, pero puede sufrir daño significativo y es posible una significativa interrupción del servicio del puente. (AASHTO LRFD SEISMIC 2009).

### 2.1.3. Capacidad de desplazamiento

Parte fundamental del diseño por desempeño sísmico, es determinar la curva de capacidad estructural del puente, la cual permite establecer los límites de desplazamiento inelástico que soportará la estructura en ambos sentidos de análisis. La curva de capacidad muestra los desplazamientos y la fuerza cortante aplicada.

Esta curva de capacidad es obtenida como resultado de realizar un análisis estático no lineal (push over).

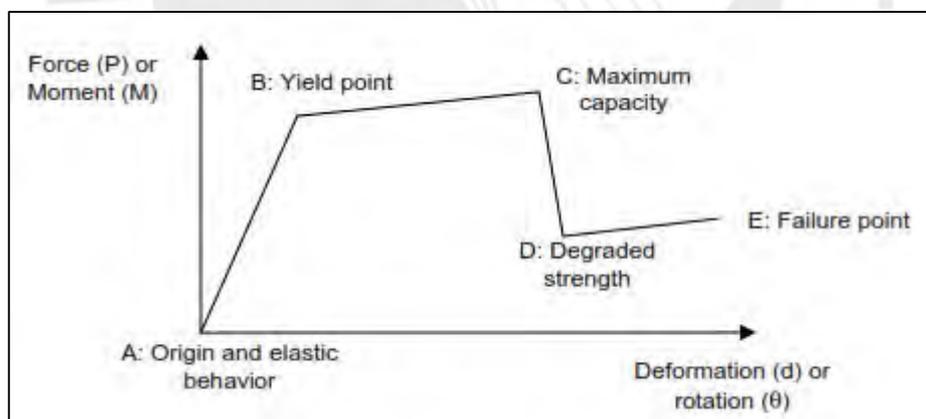


Figura 2. Curva de capacidad típica, PEERC 2008.

#### 2.1.3.1. Análisis estático no lineal (push over)

Consiste en la aplicación de cargas progresivas a la estructura, incrementando los desplazamientos, partiendo desde el rango lineal pasando por el punto de fluencia hasta el punto de máxima capacidad de la estructura.

Para poder realizar el análisis estático no lineal, debemos caracterizar el comportamiento no lineal de los elementos resistentes a fuerzas laterales del puente, los cuales son los pilares, mediante la definición de rótulas de plastificación concentrada.

### 3.1.3.2. Diagrama Momento-Curvatura

El diagrama momento curvatura de una sección, representa el comportamiento no lineal de un elemento estructural sometido a flexión y carga axial, por lo que sirve para representar elementos que trabajan a flexo-compresión como columnas o muros de concreto armado.

Para su desarrollo, se requiere conocer el comportamiento no lineal de los materiales que componen a la sección, en el caso del concreto armado se requiere el diagrama momento curvatura del concreto y el diagrama momento curvatura del acero de refuerzo.

El diagrama  $M-\Phi$ , puede ser idealizado con una respuesta elasto-plástica-perfecta para estimar la capacidad de momento plástico de la sección transversal de un elemento de concreto armado. La porción elástica de la curva idealizada debe pasar a través del punto de fluencia de la primera capa de refuerzo y la capacidad nominal de momento esperada,  $M_{ne}$  que representa el límite del comportamiento elástico cuando la deformación unitaria del concreto  $\epsilon_c$  alcanza 0.003. La capacidad de momento plástico idealizado  $M_p$  se obtiene balanceando las áreas entre la curva original y la curva idealizada pasando el punto de la primera fluencia, como se aprecia en la figura 3. Los valores correspondientes al punto de fluencia ( $\Phi_y, M_y$ ), punto nominal ( $\Phi_Y, M_Y$ ), capacidad última ( $\Phi_u, M_u$ ), capacidad plástica ( $\Phi_p, M_p$ ) y ductilidad de curvatura ( $\mu_\phi = \Phi_u / \Phi_y$ ), son calculados en base a un análisis de  $M-\Phi$  de la columna bajo cierto nivel de carga axial. PEEERC (2007).

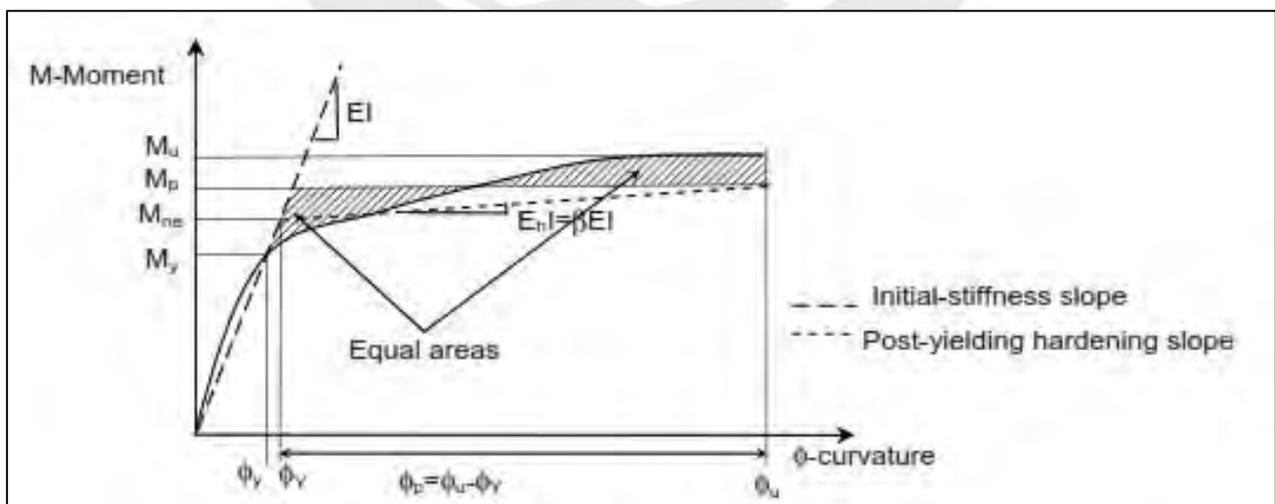


Figura 3. Diagrama momento-curvatura, PEEERC (2007)

### 3.1.3.3. Rótulas plásticas

Luego, se deben definir las zonas de plastificación o rótulas plásticas (Plastic Hinges), según lo indicado por la AASHTO LRFD Seismic 2009, en el capítulo 4.11.6 – Analytical Plastic Hinge Length.

La longitud de análisis de la Rótula Plástica deberá ser determinada según:

$$L_p = 0.08L + 0.15f_{ye}d_{bf} \geq 0.3f_{ye}d_{bf}$$

Donde:

$L$  = length of column from point of maximum moment to the point of moment contraflexure (in.)

$f_{ye}$  = expected yield strength of longitudinal column reinforcing steel bars (ksi)

$d_{bf}$  = nominal diameter of longitudinal column reinforcing steel bars (in.)

Para el Análisis Estático No Lineal (Pushover), es necesario definir en el software CsiBridge, las rótulas plásticas (Plastic Hinges) así como las zonas donde se permitirá que la sección se deforme y gire, generando las rótulas plásticas.

Generalmente se asignan rótulas plásticas a 0.1 de la longitud y a 0.9 de la longitud total del elemento estructural, dependiendo de las condiciones de borde del mismo. En el caso de que el pilar se encuentre bi-empotrado, se deberán considerar las rótulas en la zona inferior y superior del pilar, pero en el caso de que el pilar trabaje empotrado en la base y libre en la zona superior, solo se formará la rótula plástica en la base.

Para el caso del puente Quilca, debido a que el tablero es simplemente apoyado sobre los pilares, estos pilares serán empotrados solo en la base, por lo que solo se espera la formación de rótulas plásticas en la base.

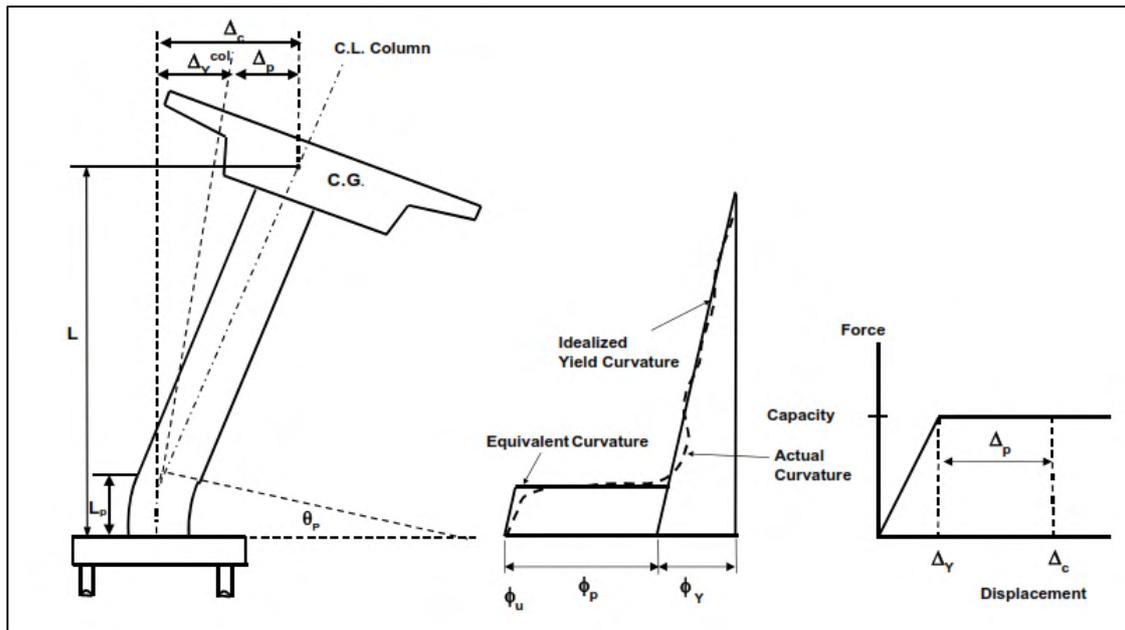


Figura 4. Formación de rótula plástica, CALTRANS 2017.

#### 2.1.4. Punto de desempeño metodología ATC-40

Para obtener el punto de desempeño sísmico, existen diversas metodologías, una de las más utilizadas es la metodología del ATC-40, que consiste en transformar tanto la curva de capacidad como el espectro de pseudoaceleraciones a formato ADRS, en términos de aceleración espectral  $S_a$  y desplazamiento espectral  $S_d$ .

Para convertir el espectro de demanda a formato ADRS, es necesario aplicar la siguiente ecuación:

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai} g$$

Para convertir la curva de capacidad a formato ADRS, se debe hacer una conversión punto por punto, con las ecuaciones mostradas a continuación. (ATC 40, 1996)

$$S_{ai} = \frac{V_i}{W} / \alpha_1$$

$$S_{di} = \frac{\Delta_{roof}}{(PF_1 * \phi_{1,roof})}$$

La capacidad de determinada estructura y la demanda impuesta sobre esta por un movimiento sísmico no son independientes. Una muestra de esta mutua dependencia es evidenciada a través de la propia curva de capacidad. Mientras la demanda crece, la estructura eventualmente entra en fluencia, y su rigidez se degrada por lo que su periodo se incrementa. Convertir la curva de capacidad a términos espectrales (ADRS) hace este concepto más fácil de entender. (ATC 40, 1996).

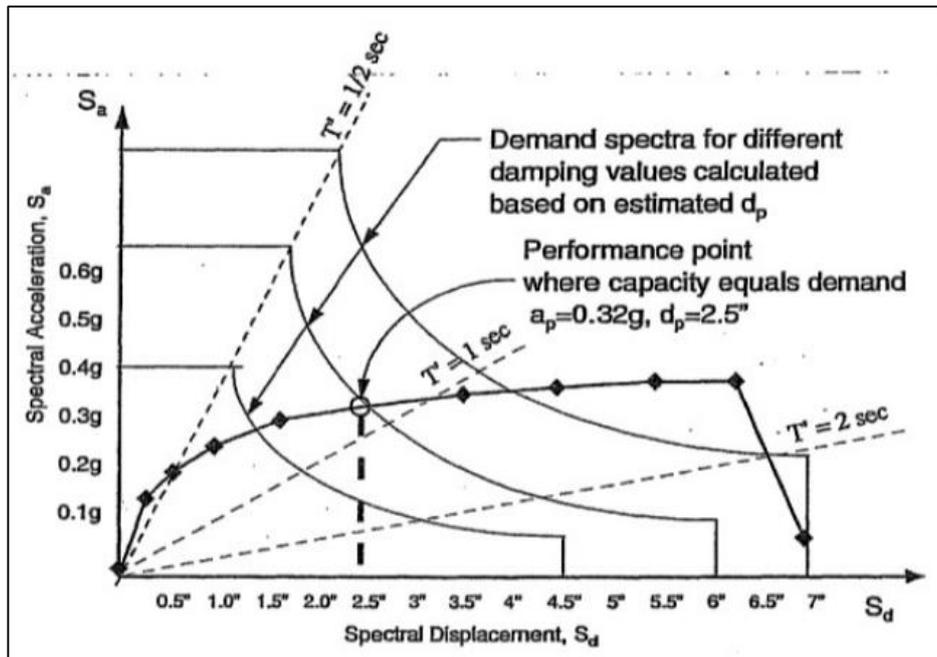


Figura 5. Determinación del punto de desempeño. (ATC-40, 1996)

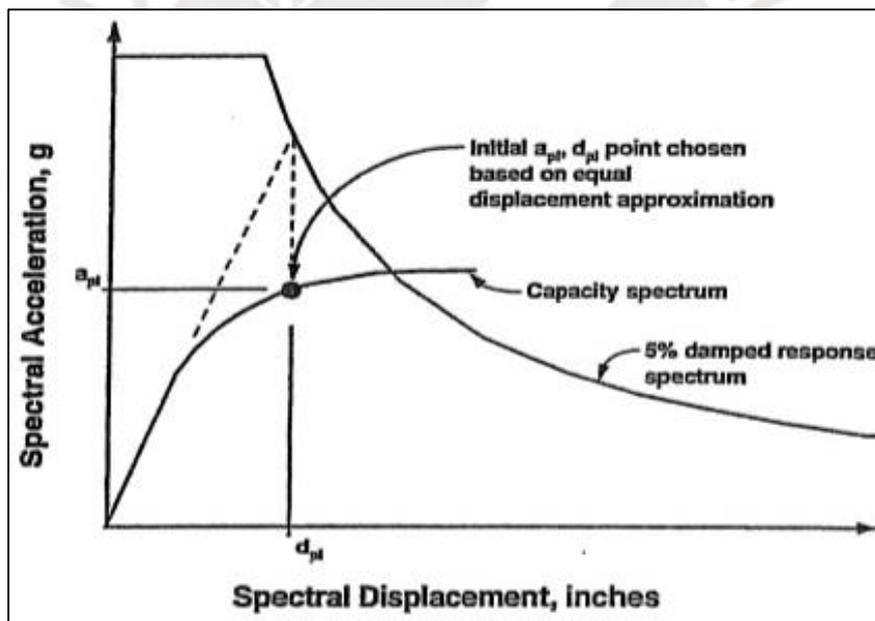


Figura 6. Procedimiento A para la obtención del punto de desempeño, estableciendo un punto inicial. (ATC 40, 1996)

Una vez que se dibuja el espectro de respuesta (5% amortiguamiento) y el espectro de capacidad, definimos un punto de partida que pertenezca a la curva del espectro de capacidad, que servirá como punto de partida para la obtención de los espectros de respuesta modificados. Debo establecer mi modelo bilineal del espectro de capacidad, para obtener  $d_y$ ,  $a_y$ , en la primera fluencia, estos valores intervienen en los cálculos.

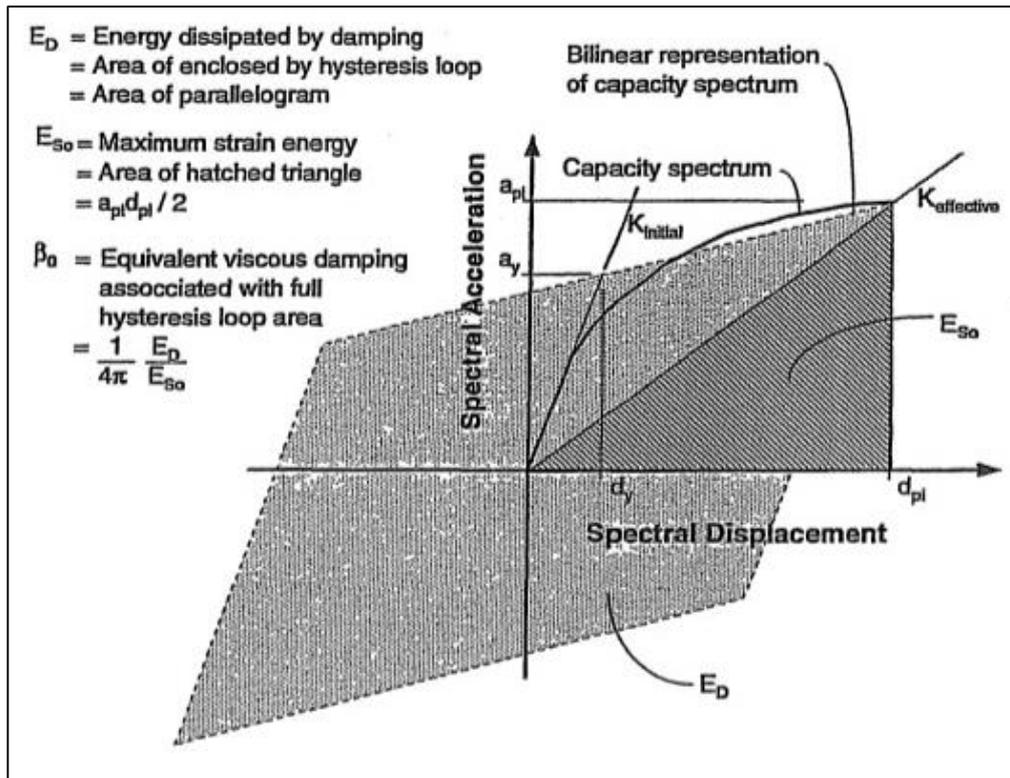


Figura 7. Modelo bi-lineal, se obtiene los valores de  $d_y, a_y$ , y cálculo de energía disipada para un desplazamiento  $d_{pi}, a_{pi}$ . (ATC 40, 1996)

Con estas fórmulas calculamos los factores de reducción para el espectro de respuesta, se aplican en el tramo de aceleración constante y en el tramo de aceleración variable.

$$SR_A = \frac{1}{B_S} = \frac{3.21 - 0.68 \ln(\beta_{eff})}{2.12} \quad (8-9)$$

$$= \frac{3.21 - 0.68 \ln \left[ \frac{63.7 \kappa (a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \right]}{2.12}$$

$\geq$  Value in Table 8-2

$$SR_V = \frac{1}{B_L} = \frac{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{eff})}{1.65} \quad (8-10)$$

$$= \frac{2.31 - 0.41 \ln \left[ \frac{63.7 \kappa (a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \right]}{1.65}$$

$\geq$  Value in Table 8-2

Una vez calculado el nuevo espectro de respuesta, lo dibujamos en la misma gráfica y verificamos que el punto asumido coincida con el espectro obtenido. De estar lejos, debemos tomar otro punto nuevo y calcular un nuevo espectro de respuesta hasta converger en una coincidencia.

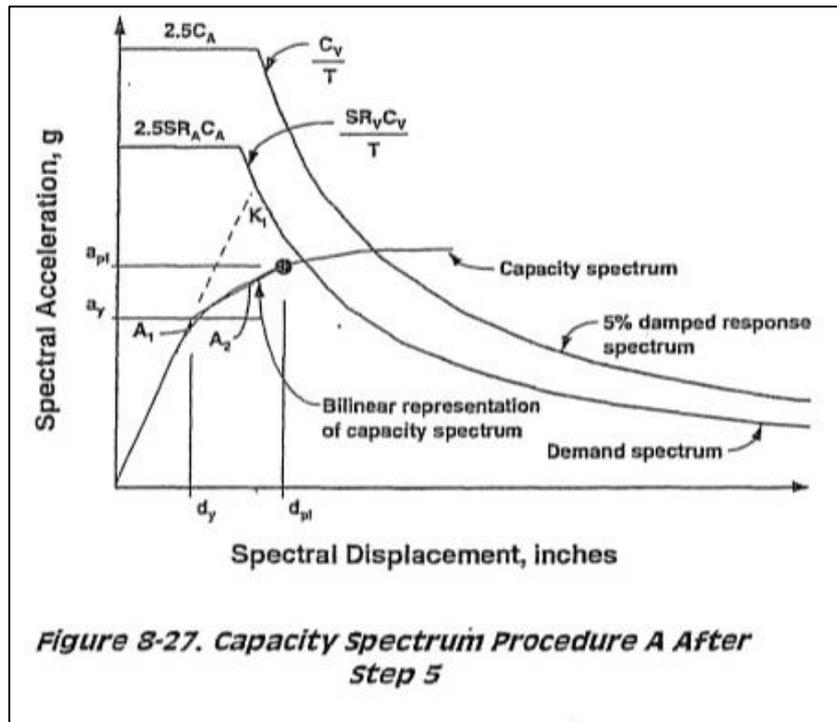


Figura 8. Obtención del punto de desempeño luego de iteración.

### 2.1.5. Categorías de Diseño Sismo Resistente de Puentes

Dependiendo de la tipología, importancia, y ubicación del proyecto de puentes, los códigos de diseño exigen diferentes niveles de análisis para el diseño del puente. Estos niveles de diseño van desde la no consideración del análisis sísmico en puentes de un solo tramo, hasta análisis tiempo historia no lineales en el caso de puentes complejos de varios tramos. Asimismo, siempre a solicitud del propietario del proyecto, se podrá exigir cierto nivel de análisis.

Debido a que el presente proyecto de tesis, comprende la comparación del desempeño para el caso convencional sin sistemas de protección sísmica, y los casos con sistemas de aislamiento y sistemas híbridos de protección sísmica, estudiaremos los métodos de análisis planteados por las normas internacionales para puentes, en este caso las normas AASHTO.

Asimismo, el Manual de Puentes 2017 del MTC, toma los criterios de diseño de las normas AASHTO LRFD, tanto para el diseño por cargas de gravedad, cargas móviles, y las cargas de sismo entre otros. En ese sentido resulta conveniente realizar el presente estudio tomando como referencia los criterios de las normas AASHTO LRFD. Para el desarrollo de la metodología de diseño sismo resistente de puentes convencionales, tomaremos como referencia la norma "AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design".

En función de la aceleración espectral para periodo de 1 s "SD1", se asignará una categoría de diseño, la cual solicitará diferentes métodos de diseño o verificaciones a tomar en cuenta de acuerdo a la categoría sísmica del puente. (AASHTO LRFD 2009), como indica la tabla n° 04.

Tabla 4. Categoría de diseño sísmico, AASHTO (2009).

Valor de $S_{D1} = F_v S_1$	SDC
$S_{D1} < 0.15$	A
$0.15 \leq S_{D1} < 0.30$	B
$0.30 \leq S_{D1} < 0.50$	C
$0.50 \leq S_{D1}$	D

En la tabla n°05, se muestran las categorías de diseño que establece la norma AASHTO, para la metodología de diseño y análisis sísmico del puente.

Tabla 5. Requerimientos de diseño para puentes según SDC, Adaptación de AASHTO 2009.

Categoría de Diseño Sísmico			
SDC A	SDC B	SDC C	SDC D
No se requiere identificar un sistema sismo resistente Art 3.3	Se deberá considerar la identificación de un sistema sismo resistente. Art. 3.3	Se deberá considerar la identificación de un sistema sismo resistente. Art. 3.3	Se deberá considerar la identificación de un sistema sismo resistente. Art. 3.3
No requiere análisis de demanda sísmica	Requiere un análisis de demanda sísmica	Requiere un análisis de demanda sísmica	Requiere un análisis de demanda sísmica
No requiere chequeo de capacidad	Requiere revisión de capacidad ( desplazamientos, análisis P-Δ, longitud de apoyo)	Requiere revisión de capacidad ( desplazamientos, análisis P-Δ, longitud de apoyo)	Requiere revisión de capacidad mediante análisis Push Over ( desplazamientos, análisis P-Δ, longitud de apoyo)
No requiere diseño por capacidad	Se deberá considerar diseño por capacidad para columnas de corte.	Se deberá considerar diseño por capacidad para columnas de corte.	Se deberá considerar diseño por capacidad para columnas de corte.
Diseño de refuerzo y detalles mínimos	Detallado de refuerzo a nivel SDC B	Detallado de refuerzo a nivel SDC C	Detallado de refuerzo a nivel SDC D
No requiere evaluación de riesgo de licuefacción del suelo	Se requerirá evaluación de riesgo de licuefacción del suelo en ciertas condiciones	Se requerirá evaluación de riesgo de licuefacción del suelo en	Se requerirá evaluación de riesgo de licuefacción del suelo en

### 2.1.6. Demanda Sísmica para diseño Sismo Resistente

Consideraremos la demanda sísmica mediante un espectro elástico de diseño de pseudo aceleraciones, de acuerdo a la metodología planteada en el Manual de Puentes del MTC, la cual replica la metodología de la norma AASHTO LRFD Seismic Bridge Design 2009.

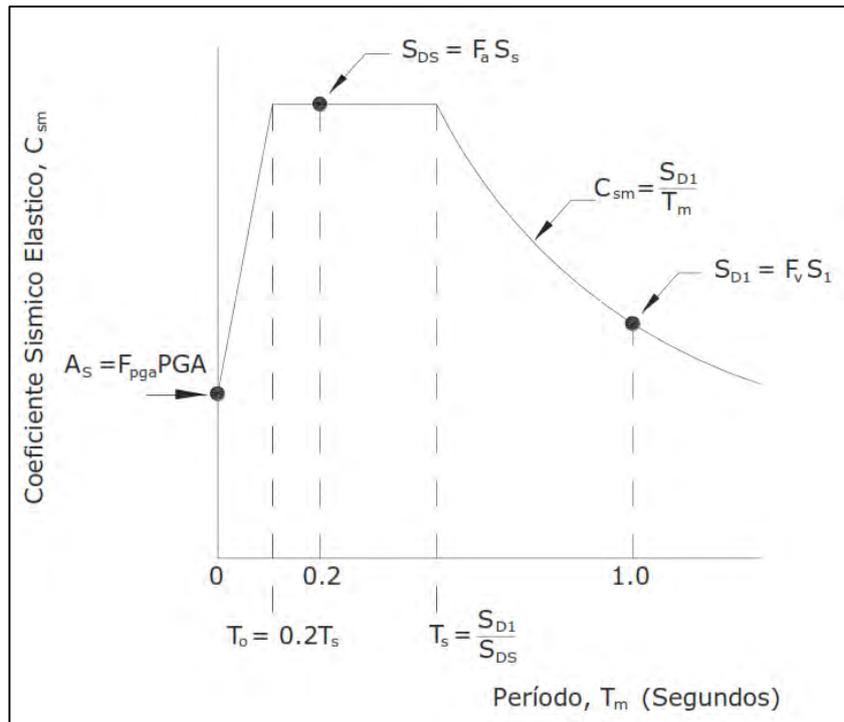


Figura 9. Espectro de Diseño, Manual de Puentes MTC 2017.

Se muestran los factores de sitio, para aceleración pico en roca  $F_{pga}$ , periodos cortos ( $F_a$ ) y periodos largos ( $F_v$ ), en las tablas x, y y z, respectivamente:

Tabla 6. Factores de Sitio  $F_{pga}$ , en periodo cero (Roca), Manual de puentes MTC 2017.

Clase de Sitio	Coeficiente Aceleración Pico del Terreno (PGA) <sup>1</sup>				
	PGA < 0.10	PGA = 0.20	PGA = 0.30	PGA = 0.40	PGA > 0.50
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F <sup>2</sup>	*	*	*	*	*

Tabla 7. Factores de Sitio  $F_a$ , para valores de periodos cortos, Manual de puentes MTC 2017.

Clase de Sitio	Coeficiente Aceleración Espectral en Periodo 0.2 sec ( $S_s$ ) <sup>1</sup>				
	$S_s < 0.25$	$S_s = 0.50$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.00$	$S_s > 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F <sup>2</sup>	*	*	*	*	*

Tabla 8. Factores de Sitio  $F_v$ , para valores de periodos largos, Manual de puentes MTC 2017

Clase de Sitio	Coeficiente Aceleración Espectral en Periodo 1.0 sec ( $S_1$ ) <sup>1</sup>				
	$S_1 < 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 > 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F <sup>2</sup>	*	*	*	*	*

Nótese que para obtener los coeficientes  $F_{pga}$ ,  $F_a$  y  $F_v$ , es necesario establecer la Clase de Sitio, la cual es función de las propiedades físicas del suelo de fundación. La Clase de Sitio para el proyecto, se define en función de lo indicado en la tabla 9.

Tabla 9. Definición de Clase de Sitio, Manual de puentes MTC 2017

Clases de Sitio	Tipo de Suelo y Perfil
A	Roca dura con medida de velocidad de onda de corte, $\bar{v}_s > 5,000$ ft/s
B	Roca con $2,500$ ft/s $< \bar{v}_s < 5,000$ ft/s
C	Suelo muy denso y roca suelo $1,200$ ft/s $< \bar{v}_s < 2,500$ ft/s, o con cualquiera $\bar{N} > 50$ golpes/ ft, o $\bar{S}_u > 2.0$ ksf
D	Suelo rígido con $600$ ft/s $< \bar{v}_s < 1,200$ ft/s, o con cualquiera $15 < \bar{N} < 50$ golpes/ ft, o $1.0 < \bar{S}_u < 2.0$ ksf
E	Perfil de suelo con $\bar{v}_s < 600$ ft/s o con cualquiera $\bar{N} < 15$ golpes/ ft o $\bar{S}_u < 1.0$ ksf, o cualquier perfil con más de 10 ft de arcilla blanda definida como suelo con $PI > 20$ , $w > 40$ por ciento y $\bar{S}_u < 0.5$ ksf
F	Suelos que requieren evaluaciones específicas de sitio, tales como: <ul style="list-style-type: none"> <li>• Turbas o arcillas altamente orgánicas (<math>H &gt; 10</math> ft de turba o arcilla altamente orgánica donde <math>H</math> = espesor del suelo)</li> <li>• Arcillas de alta plasticidad (<math>H &gt; 25</math> ft con <math>PI &gt; 75</math>)</li> <li>• Estratos de Arcillas de buen espesor, blandas o semirrígidas (<math>H &gt; 120</math> ft)</li> </ul>

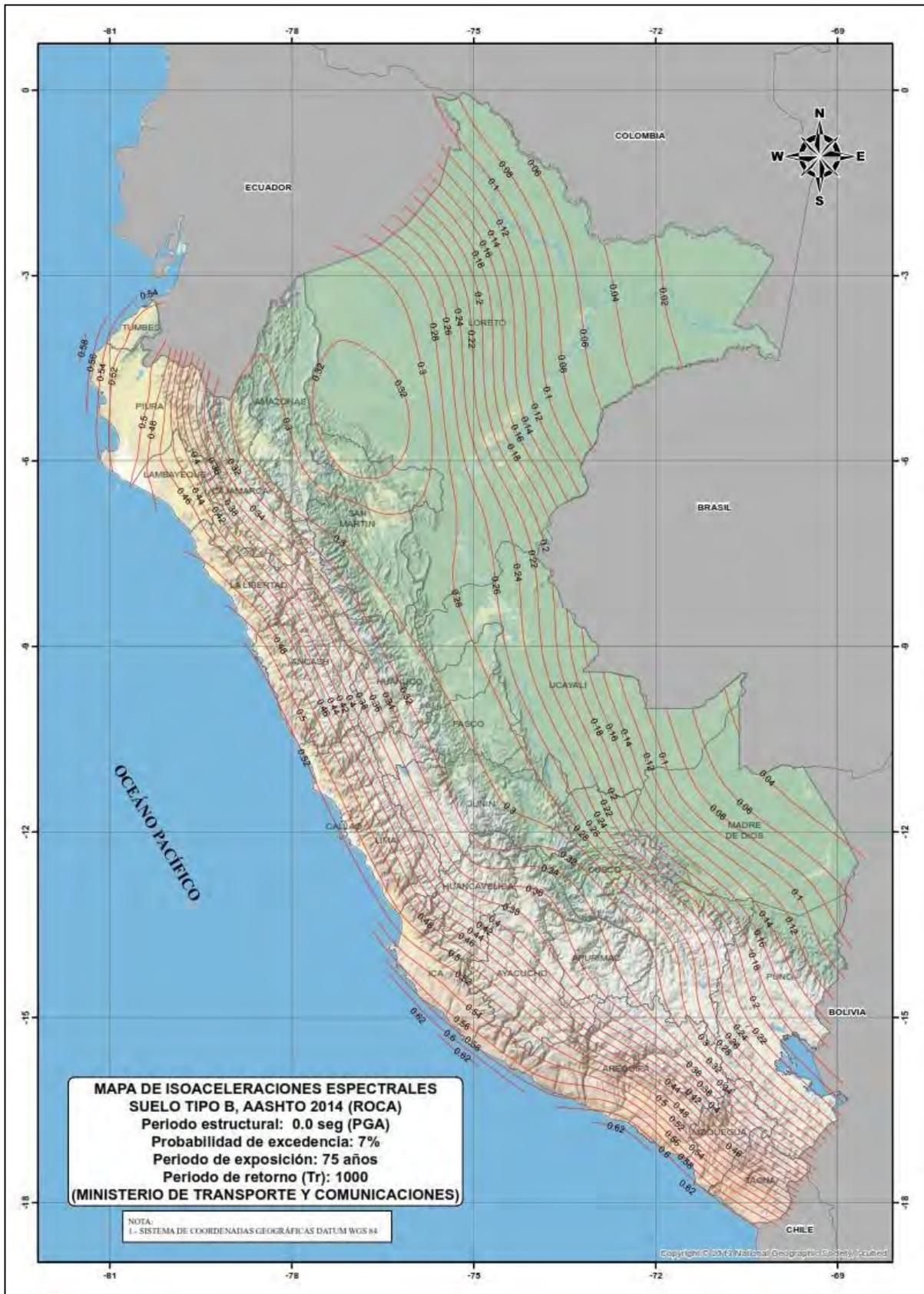


Figura 10. Distribución de ordenadas espectrales para Perú, para un periodo estructural de 0.00s con 5% de amortiguamiento y un periodo de retorno  $Tr = 1000$  años, Manual de Puentes del MTC 2017.

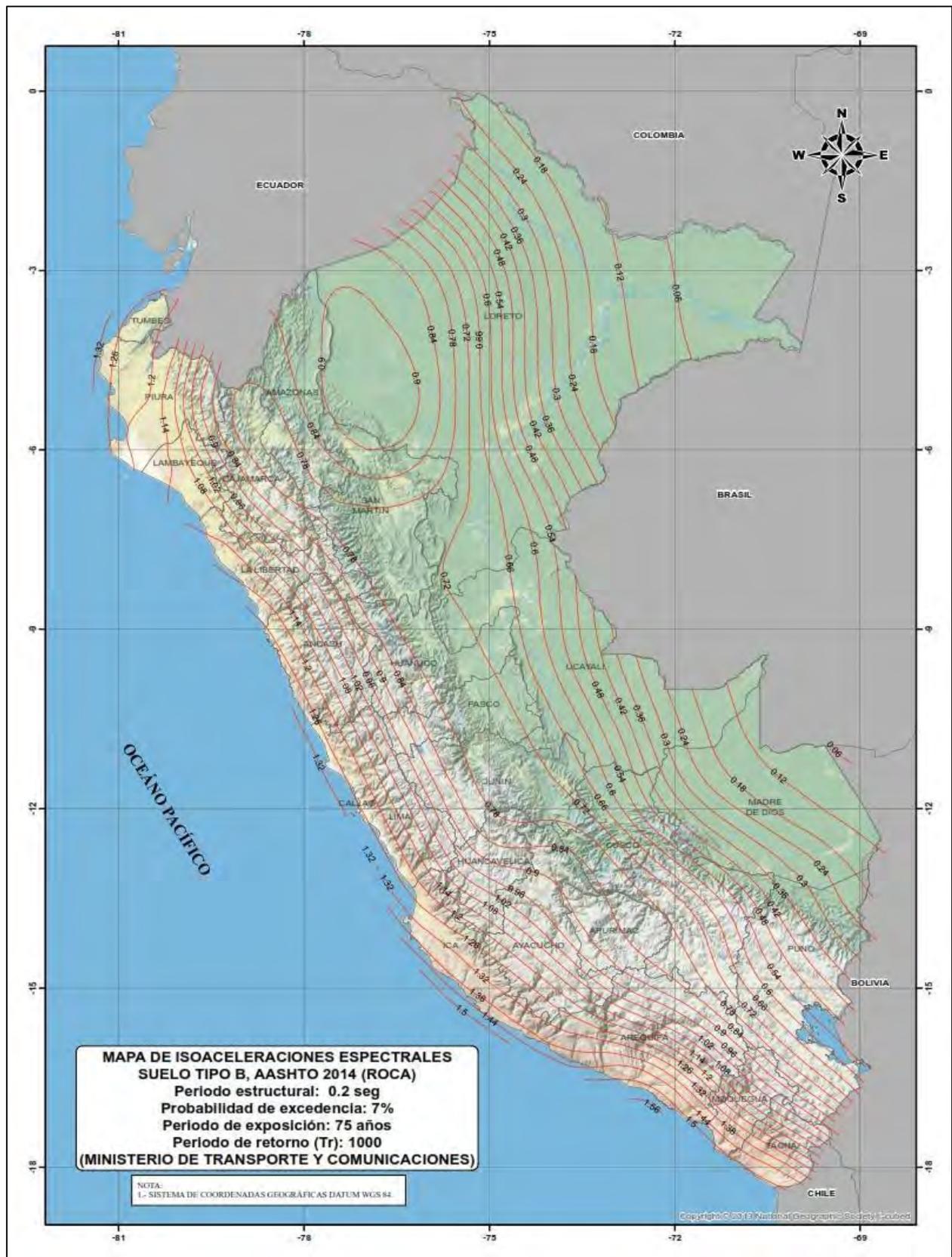


Figura 11. Distribución de ordenadas espectrales para Perú, para un periodo estructural de 0.2S con 5% de amortiguamiento y un periodo de retorno  $T_r = 1000$  años, Manual de Puentes del MTC 2017.

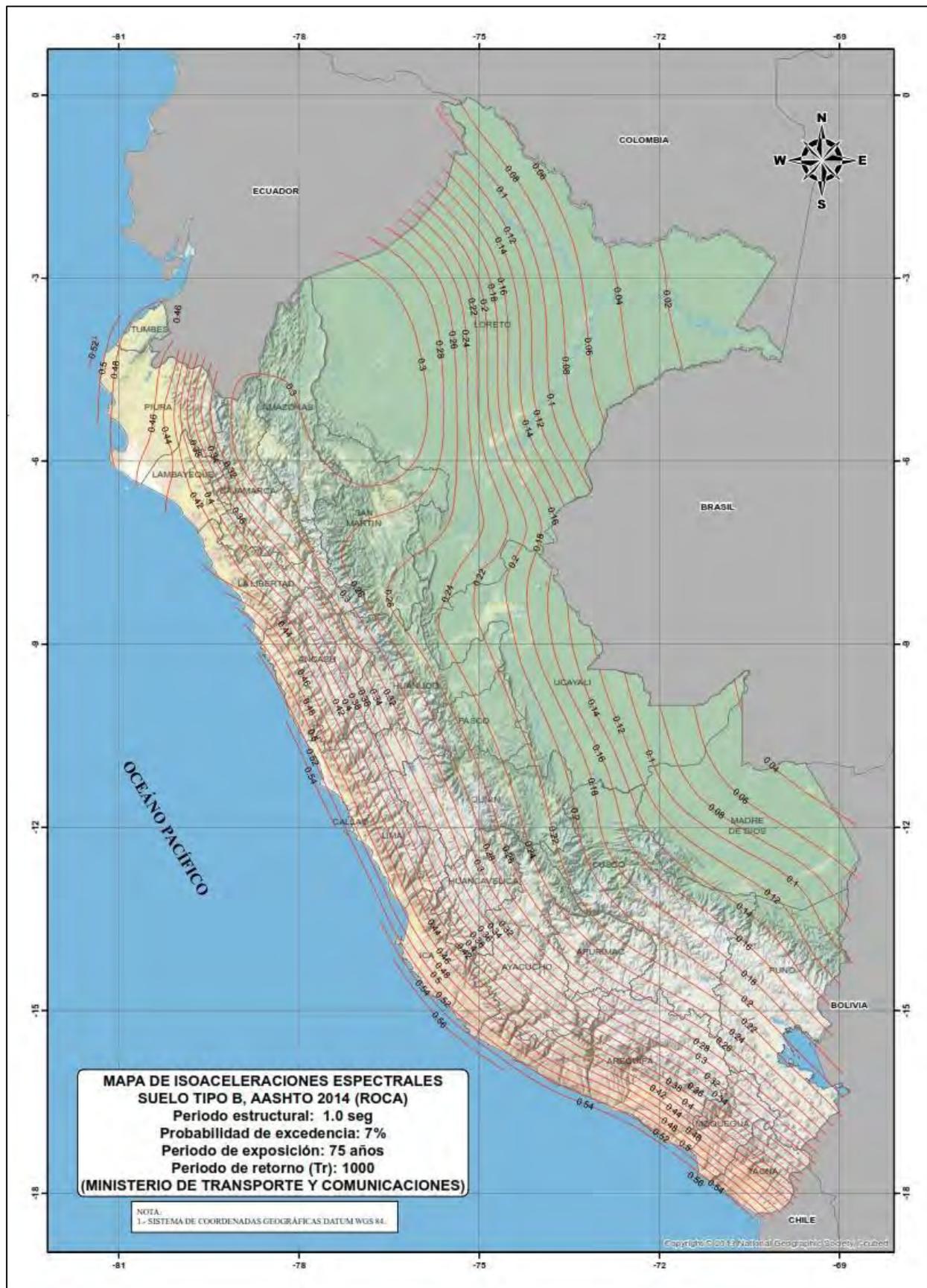


Figura 12. Distribución de ordenadas espectrales para Perú, para un periodo estructural de 1.0S con 5% de amortiguamiento y un periodo de retorno  $T_r = 1000$  años, Manual de Puentes del MTC 2017.

### 2.1.7. Metodologías de Análisis Sísmico de Puentes

El análisis sísmico nos permite obtener la demanda de desplazamientos del puente, tanto del sistema global, como la demanda de desplazamientos locales en cada elemento del sistema sísmico resistente.

Para obtener la demanda de desplazamientos, un análisis de fuerzas estáticas equivalentes o un análisis dinámico elástico, son herramientas apropiadas para dicho fin. Asimismo, dependiendo de la categoría sísmica del puente, y las condiciones de regularidad del mismo, se plantea el procedimiento de análisis a considerar, como se aprecia en la tabla 10. (AASHTO LRFD SEISMIC 2009).

Seismic Design Category	Regular Bridges with 2 through 6 Spans	Not Regular Bridges with 2 or More Spans
A	Not required	Not required
B, C, or D	Use Procedure 1 or 2	Use Procedure 2

Tabla 10. Tipos de análisis, AASHTO LRFD SEISMIC 2009

De acuerdo a la tabla anterior, podemos usar el procedimiento 1 (Análisis estático de fuerzas equivalentes) o el procedimiento 2 (Análisis Dinámico Lineal), para determinar la demanda de desplazamientos. Existen un tercer procedimiento (Análisis Tiempo Historia No lineal), el cual deberá ser considerado cuando existan efectos P-delta significativos, cuando exista amortiguamiento proveniente de un sistema de aislamiento sísmico, y a solicitud del cliente. (AASHTO LRFD SEISMIC 2009).

Debido que la presente tesis plantea la aplicación de sistemas de aislamiento sísmico, y sistemas de disipación de energía los cuales generan un amortiguamiento adicional, desarrollaremos un análisis Tiempo Historia No Lineal para determinar las demandas de desplazamientos del puente Quilca.

#### 2.1.7.1. Análisis Tiempo Historia No Lineal

Un análisis dinámico no lineal es un método de análisis más exhaustivo ya que el efecto del comportamiento inelástico de los elementos estructurales está incluido en el análisis de la demanda de desplazamientos. (AASHTO LRFD 2009).

En el caso de análisis con dispositivos de protección sísmica, se consideran sus propiedades no lineales.

Para realizar este método de análisis, se deben considerar como mínimo 3 registros sísmicos, los cuales cuenta con 2 componentes horizontales y una componente vertical. Los registros sísmicos seleccionados, deberán ser apropiados en cuanto a magnitud, distancia a fallas, y fuente sísmica. Asimismo, cada registro deberá ser modificado para ser espectro compatible usando el procedimiento de dominio en el tiempo. (AASHTO LRFD 2009)

## 2.2. Diseño Sismorresistente de puentes sísmicamente aislados

El aislamiento sísmico, consiste en flexibilizar la estructura, a través de una interfaz entre la sub estructura y la súper estructura, cuya rigidez lateral es muy baja, y que, mediante el acoplamiento de ambas rigideces, tiene como consecuencia una rigidez efectiva muy baja, lo que genera el alargamiento del periodo fundamental de vibración de la estructura.

Al tener la estructura, un periodo de vibración mayor que el de una estructura de base fija, la respuesta de aceleraciones será menor, como se observa en la figura 6, pero a su vez al flexibilizarse la estructura, la demanda de desplazamientos se incrementa como se aprecia en la figura 7.

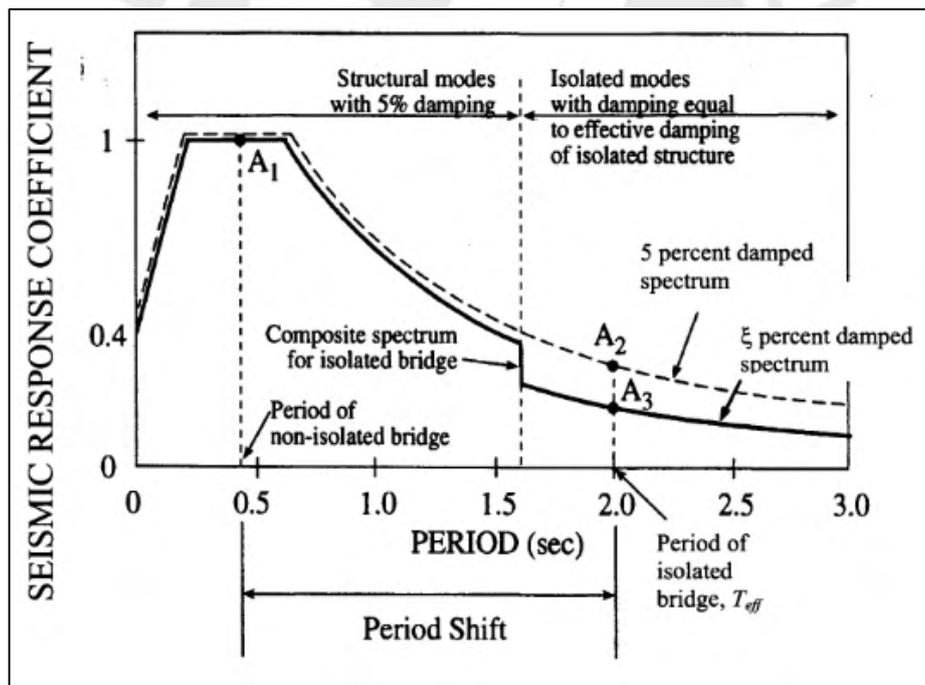


Figura 13. Espectro de aceleraciones compuesto para puentes aislados, AASHTO GSID 2010.

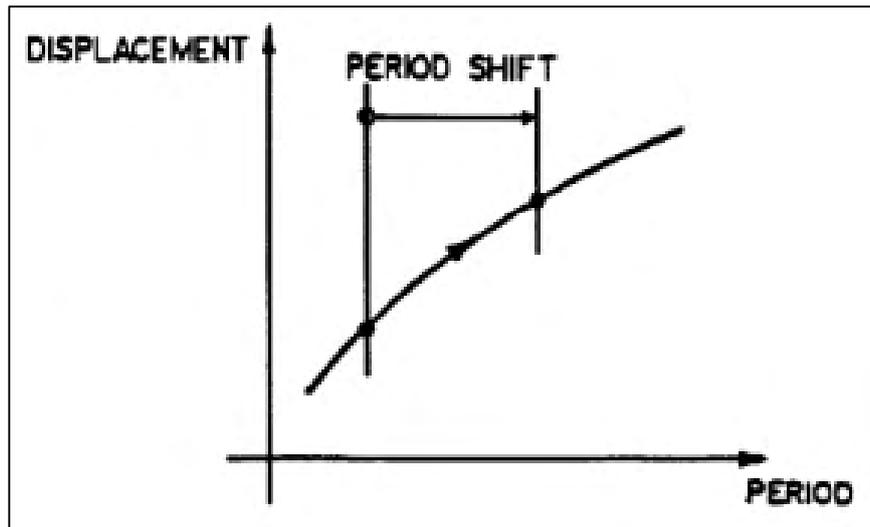


Figura 14. Espectro de desplazamientos, AASHTO GSID 2010.

Si bien es cierto la demanda de desplazamientos se incrementa, esta es tomada por la interfaz de aislamiento, es decir, los aisladores se deforman mucho más que la sub estructura. Esto se muestra de manera gráfica en la figura n° 8.

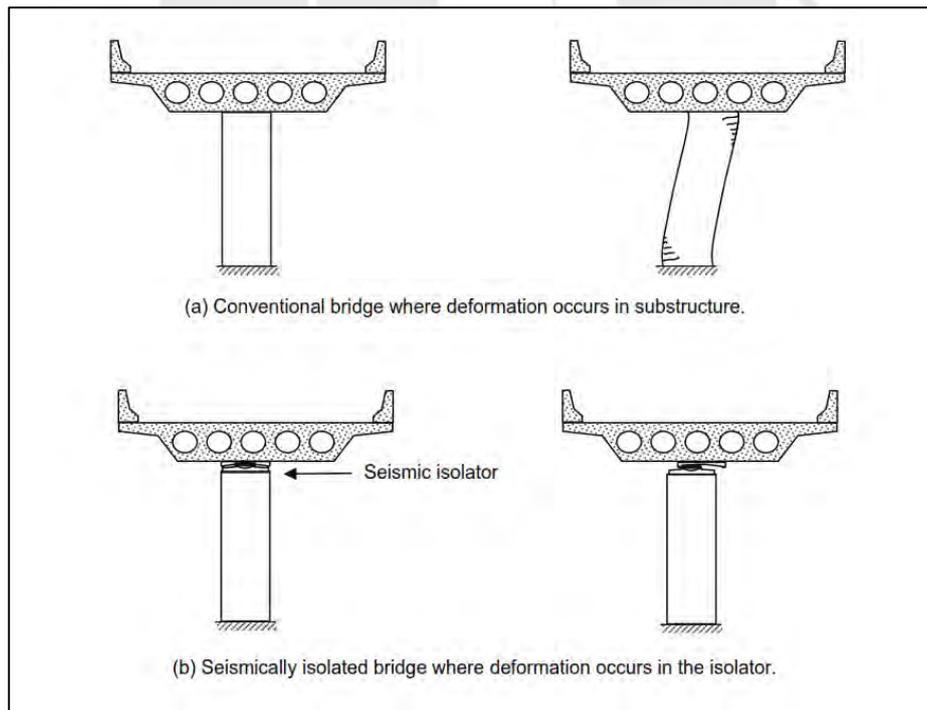


Figura 15. Comparación de deformaciones en puentes convencionales y puentes aislados, Buckle y Constantinou 2006.

### 2.2.1. Aisladores Sísmicos

Son dispositivos mecánicos, que se caracterizan por tener una baja rigidez lateral, y una elevada rigidez vertical, que le permite flexibilizar a la estructura y a su vez tener capacidad de carga, para recibir las cargas de las columnas.

Como se vio en la figura 15, los aisladores toman prácticamente toda la demanda de desplazamiento sísmico, deformándose y disipando energía. Es por ello que podemos decir que los aisladores también son dispositivos disipadores de energía, y por lo tanto generan un amortiguamiento considerable, generalmente mayor a 10%.

Estos mecanismos de disipación de energía, son frecuentemente de naturaleza histeréticas, lo que significa que hay un espaciamiento entre las curvas fuerza-desplazamiento de carga y descarga bajo cargas cíclicas. La energía que no es recuperada en los ciclos de descarga, es principalmente disipada como calor del sistema de aislamiento. Por ejemplo, la energía puede ser disipada por fricción en un aislador de péndulo. (Buckle y Constantinou, 2006, p.3).

Es por ello, que existe consenso en las normas internacionales de aislamiento sísmico como la ASCE 7-16, y la norma AASHTO Guide Specifications for Seismic Isolation Design 2010, entre otras, en cuanto a la representación del comportamiento histerético de los aisladores sísmicos, mediante modelos bilineales que permiten representar su comportamiento mediante un modelo matemático más simplificado.

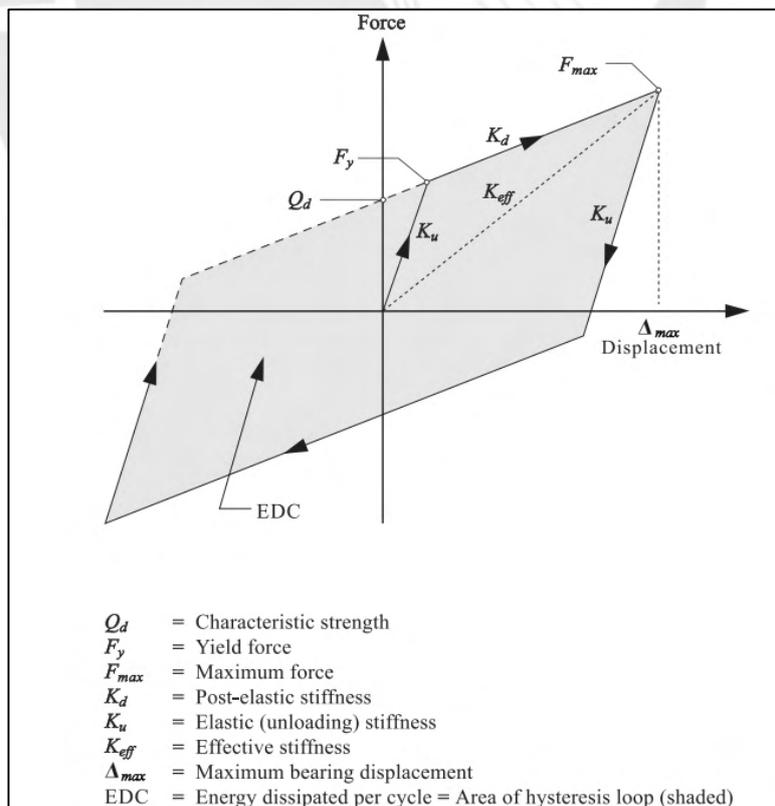


Figura 16. Modelo bilineal para aisladores sísmicos, Buckle y Constantinou 2006.

## 2.2.2. Metodología de diseño de Puentes Sísmicamente Aislados

En esta sección, mostraremos los criterios más importantes que establece la norma AASHTO Guide Specifications for Seismic Isolation Design 2010, para el análisis sísmico de puentes con sistemas de aislamientos sísmico, y el diseño de los aisladores.

En el caso de puentes, la interfaz de aislamiento se ubica por encima de los pilares, y debajo del tablero del puente, a diferencia del caso de edificaciones, en el cual se ubica entre el suelo y la estructura. En la figura 17, podemos observar un esquema que grafica el funcionamiento del sistema de aislamiento para estructuras de puentes.

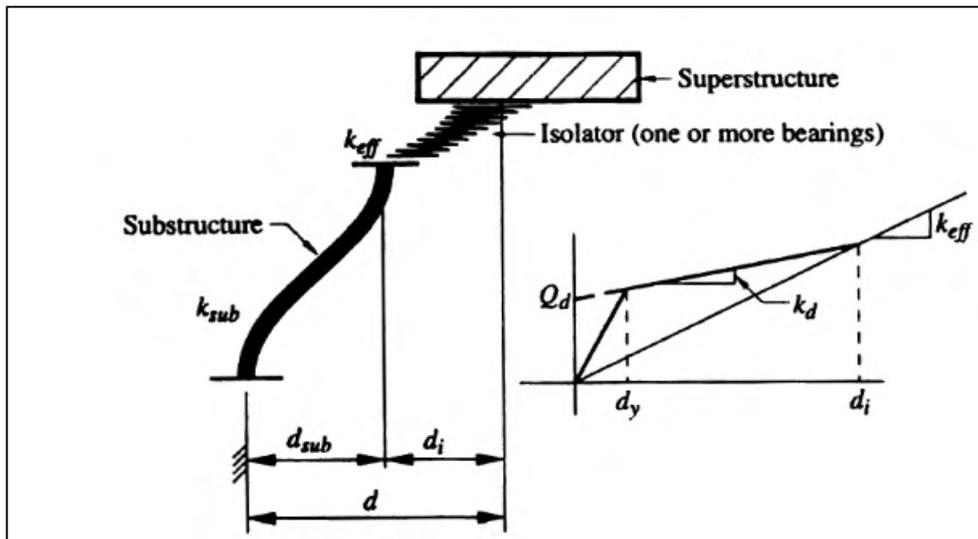


Figura 17. Deformación lateral del aislador y la subestructura. AASHTO GSID, 2010.

Para el análisis sísmico de puentes aislados, se pueden realizar los siguientes tipos de análisis, de acuerdo a la norma AASHTO GSID 2010:

- Procedimiento 1: Método simplificado

El método simplificado puede ser usado para puentes aislados que respondan predominantemente como un sistema de un grado de libertad. (ASSHTO GSID 2010).

Es así que este método se base principalmente en la determinación de la rigidez efectiva y el amortiguamiento efectivo del sistema aislado.

El método simplificado considera un acoplamiento de rigideces, tomando en cuenta la rigidez del aislador, así como la rigidez de la sub estructura. Ver imagen 14.

$$K_{eff} = \frac{k_{sub} k_{eff}}{k_{sub} + k_{eff}}$$

Ecuación 1. Cálculo de la rigidez efectiva del puente aislado.

$$B_L = \left( \frac{\xi}{0.05} \right)^{0.3}$$

Ecuación 2. Cálculo del factor de amortiguamiento efectivo del puente aislado.

Luego de esto se calcula el periodo efectivo de la estructura aislada, y posteriormente se obtiene un desplazamiento.

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{eff} g}}$$

Ecuación 3. Cálculo del Periodo Efectivo del sistema aislado.

$$d = \left( \frac{g}{4\pi^2} \right) \left( \frac{S_{D1} T_{eff}}{B_L} \right)$$

Ecuación 4. Cálculo del desplazamiento del puente aislado.

Debido a que la rigidez de los aisladores depende del desplazamiento de estos, el método de análisis es iterativo y da como resultados finales la rigidez efectiva, periodo efectivo, amortiguamiento efectivo, y desplazamiento.

Los resultados obtenidos por el método simplificado, se usarán como puntos de partida para el análisis Multimodal Espectral en el software.

- Procedimiento 2: Método unimodal espectral

Este método debe ser usado para puentes aislados cuya respuesta predominante es como una estructura de un grado de libertad. Este análisis se debe realizar de manera independiente tanto en la dirección longitudinal y transversal del puente. (AASHTO GSID 2010)

- Procedimiento 3: Método multimodal espectral

Para este método el espectro de aceleraciones de 5% de amortiguamiento deberá ser escalado por el coeficiente de amortiguamiento (BL), para incluir el efecto del amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento.

El escalamiento del espectro con el coeficiente (BL). Se aplicará a partir de un periodo igual o mayor a  $0.8T_{eff}$ . (AASHTO GSID 2010).

- Procedimiento 4: Método tiempo historia

Para este procedimiento la norma AASHTO GSID 2010, indica que se pueden usar 3 juegos de registros sísmicos para el análisis del puente. Para el análisis tiempo historia se deben considerar las propiedades mecánicas de los dispositivos tanto elásticas como inelásticas, a través de una idealización bilineal.

Para esta tesis se utilizará el método simplificado para obtener valores preliminares del sistema de aislamiento, el diseño preliminar se realizará utilizando un análisis Multimodal Espectral y finalmente se comprobará el diseño mediante un análisis tiempo historia no lineal, donde se representará la No Linealidad del sistema de aislamiento, a través de los modelos bi – lineales de los aisladores.

### 2.2.2.1. Análisis Tiempo Historia No Lineal

Para el análisis Tiempo Historia No Lineal, se deberá utilizar los mismos criterios que para el análisis de puentes convencionales, en cuanto al número de registros, y el criterio para determinar los resultados de interés.

### 2.2.3. Diseño de Aisladores Elastoméricos con Núcleo de Plomo (LRB)

Para la presente tesis, se ha considerado utilizar aisladores elastoméricos con núcleo de plomo, ya que actualmente son los más comerciales, y por lo tanto los más económicos. Además, este tipo de dispositivos, son los más usados debido a las bondades de la inclusión de un núcleo de plomo, le permite desarrollar un mayor amortiguamiento.

De manera similar a los aisladores elastoméricos convencionales, estos dispositivos están compuestos por láminas de elastómero intercaladas con planchas de acero. Dentro de un vacío cilíndrico al centro, se coloca una masa de plomo de alta pureza al 99.9%, y son sometidos a un proceso de vulcanizado.

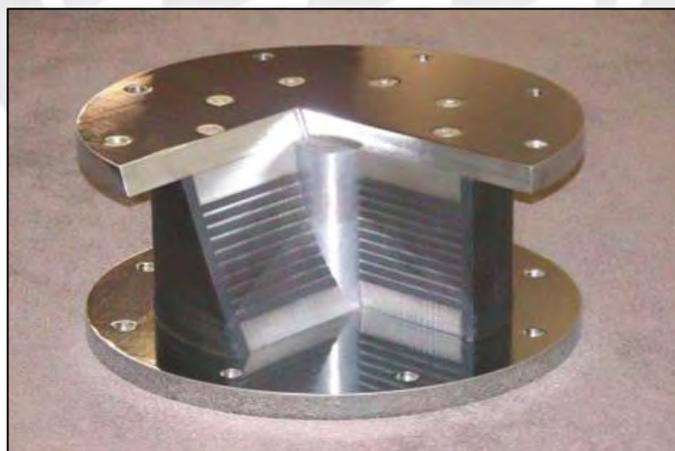


Figura 18. Elementos internos de un aislador elastomérico con núcleo de plomo. Constantinou et.al, 2011.

El núcleo de plomo minimiza el desplazamiento de la estructura frente a cargas de servicio, sin embargo, entra en fluencia y disipa energía ante desplazamientos laterales por sismo. (BUCKLE Y CONSTANTINOU 2006).

El procedimiento de análisis de los aisladores elastoméricos con núcleo de plomo, depende principalmente de las propiedades de la rigidez post fluencia  $K_d$  y la fuerza inicial  $Q_d$  que fueron utilizadas en el análisis del puente o estructura.

### 2.2.3.1. Procedimiento de Dimensionamiento

El diámetro del núcleo de plomo del aislador, depende de  $Q_d$ , y se calcula con la ecuación xx:

$$d_L = \sqrt{\frac{4n\psi Q}{\pi(n-1)f_{yL}}}$$

Ecuación 5. Cálculo del diámetro del núcleo de plomo.

Donde:

$N = 9$  para cargas sísmicas.

$f_{yL}$  = Esfuerzo de fluencia del plomo.

$Q$  = Fuerza inicial de diseño  $Q_d$ .

$\Psi$  = Factor de carga por creep del plomo 1.0 para cargas dinámicas (sismo)

Luego debemos calcular el área del aislador  $A_b$  con la ecuación 7:

$$A_b = \frac{P_{DL} + P_{LL}}{f_c}$$

Ecuación 6. Cálculo del área del aislador

Donde:

$P_{DL}$  = Carga muerta sobre el aislador.

$P_{LL}$  = Carga viva móvil sobre el aislador.

$f_c$  = Resistencia a la compresión del caucho 11 Mpa.

Luego procedemos a calcular el diámetro del aislador  $B$ :

$$B = \sqrt{\frac{4A_b}{\pi} + d_L^2}$$

Ecuación 7. Cálculo del diámetro del aislador.

Redondeando el valor de  $B$ , recalculamos el área del aislador:

$$A_b = \frac{\pi(db^2 - dL^2)}{4}$$

Ecuación 8. Cálculo del área neta del aislador

Luego se calcula el espesor efectivo del caucho del aislador  $T_r$ :

$$T_r = \frac{GA_b}{K_d}$$

Ecuación 9. Espesor efectivo de caucho.

Donde:

G = Módulo de corte del caucho.

$T_r$  = Espesor de caucho efectivo.

Se deberá calcular el número de capas de caucho y finalmente la altura total del aislador:

$$n = \frac{T_r}{t_r}$$

Ecuación 10. Número de capas de caucho

$$H = n t_r + (n - 1)t_s + 2t_c$$

Ecuación 11. Altura total del aislador

Donde:

N = número de capas de caucho.

$t_r$  = espesor de la capa de caucho.

$t_s$  = espesor de la capa de acero

$t_c$  = espesor de la placa de montaje

### 3.2.3.2. Revisión de diseño por corte y estabilidad

Luego procedemos a revisar las dimensiones asignadas, tanto para el diámetro del núcleo de plomo, y las dimensiones del aislador evaluando los esfuerzos de corte y la estabilidad del aislador.

- Revisión del diámetro del núcleo de plomo:

El diámetro del núcleo de plomo  $d_L$ , deberá cumplir:

$$\frac{B}{3} \geq d_L \geq \frac{B}{6}$$

Ecuación 12. Límites del diámetro del núcleo de plomo

- Revisión del valor de  $K_{d,min}$ :

El valor mínimo de  $K_d$  deberá cumplir lo indicado en la ecuación 14:

$$K_{d,min} = \frac{0.025W}{d}$$

Ecuación 13. Cálculo de la Rigidez Post Fluencia mínima

- Revisión del esfuerzo de corte por compresión.

Calculamos el esfuerzo de compresión con la ecuación 15:

$$\sigma_S = P_{DL} / A_b$$

Ecuación 14. Cálculo del Esfuerzo de compresión

Calculamos el factor de forma S según la ecuación 16:

$$S = \frac{A_b}{\pi B t_r}$$

Ecuación 15. Cálculo del factor de forma del aislador.

Calculamos el esfuerzo por corte en el aislador con la ecuación 17:

$$\gamma_c = \frac{D_c \sigma_S}{GS}$$

Ecuación 16. Cálculo del esfuerzo cortante del aislador.

Donde:

$D_c$  = Coeficiente de compresión.

$\sigma_S$  = Esfuerzo de compresión actuante por carga muerta

$G$  = Módulo de corte del caucho.

$S$  = Factor de forma.

- Revisión del esfuerzo de corte por sismo:

Calculamos el esfuerzo de corte por sismo con:

$$\gamma_{s,eq} = \frac{d_t}{T_r}$$

Ecuación 17. Cálculo del esfuerzo cortante por sismo.

Donde:

Dt = Desplazamiento total de diseño.

Tr = Espesor efectivo de caucho.

- Revisión del esfuerzo de corte por rotación:

Calculamos el esfuerzo de corte por rotación con:

$$\gamma_r = \frac{D_r B^2 \theta}{t_r T_r}$$

Ecuación 18. Cálculo del esfuerzo cortante por rotación del aislador.

Donde:

Dr = Coeficiente de forma para rotación en apoyos circulares.

$\theta$  = Rotación debido a carga muerta.

Tr = Espesor efectivo de caucho.

tr = Espesor de la capa de caucho.

- Revisión del esfuerzo de corte total:

Los apoyos o aisladores de caucho deberán satisfacer:

$$\gamma_c + \gamma_{s,eq} + 0.5\gamma_r \leq 5.5$$

Ecuación 19. Máximo esfuerzo cortante total permitido.

- Revisión de estabilidad en estado No Deformado:

Todos los aisladores deben cumplir:

Los apoyos o aisladores de caucho deberán satisfacer, la ecuación 21:

$$\frac{P_{cr(\Delta=0)}}{P_{DL} + P_{LL}} \geq 3$$

Ecuación 20. Máxima relación de carga crítica en estado No Deformado

Donde:

PDL = Carga axial por carga muerta.

PLL = Carga axial por carga viva móvil.

$P_{cr}(\Delta=0)$ = Carga crítica para desplazamiento cero, según la ecuación 22:

$$P_{cr(\Delta=0)} = \frac{K_d H_{eff}}{2} \left[ \sqrt{\left(1 + \frac{4\pi^2 K_\theta}{K_d H_{eff}^2}\right)} - 1 \right]$$

Ecuación 21. Cálculo de la carga crítica en estado No Deformado

Donde:

$K_d$  = Rigidez post-fluencia

$H_{eff}$ = Altura efectiva del aislador.

$K_\theta$  =  $E_b I / Tr$

- Revisión de estabilidad en estado Deformado:

Los apoyos o aisladores de caucho deberán satisfacer, la siguiente relación:

$$\frac{P_{cr(\Delta)}}{1.2P_{DL} + P_{SL}} \geq 1$$

Ecuación 22. Máxima relación de carga crítica en estado Deformado

Donde:

$P_{DL}$  = Carga axial por carga muerta.

$P_{LL}$  = Carga axial por carga viva móvil.

$P_{cr}(\Delta)$ = Carga crítica en estado deformado, según la ecuación 24:

$$P_{cr(\Delta)} = \frac{A_r}{A_{gross}} P_{cr(\Delta=0)}$$

Ecuación 23. Cálculo de la carga crítica en estado Deformado

Donde:

$A_{gross}$ = Área bruta del aislador. Según ecuación 25.

$A_r$ = Área de la intersección en planta de las superficies inferior y superior del aislador desplazado, según la ecuación 26. Ver figura 17.

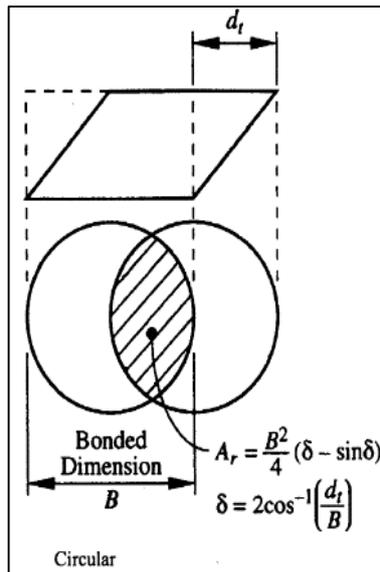


Figura 19. Vista de planta del aislador desplazado.

Fuente: AASHTO GSID 2010

$$A_{gross} = \pi B^2 / 4$$

Ecuación 24. Cálculo del área bruta del aislador

$$A_r = \frac{B^2}{4} (\delta - \sin\delta)$$

Ecuación 25. Cálculo del área traslapada del aislador

Donde:

$\Delta$ = Desplazamiento total de diseño TTD.

B= Diámetro del aislador.

$\delta$  = Calcular con la ecuación 27:

$$\delta = 2\cos^{-1}(\Delta/B)$$

Ecuación 26. Cálculo del ángulo deformado.

### 2.3. Validación del diseño final del aislador

Cuando se cumplan los requerimientos de verificación por corte y estabilidad del aislador, se procederá a resumir las dimensiones y propiedades finales del aislador.

En caso las verificaciones den resultados no satisfactorios, será necesario un redimensionamiento del aislador y/o un cambio en las propiedades del caucho del aislador.

#### 2.4. Diseño de puentes con disipadores de energía

Los disipadores de energía, son dispositivos reducen las vibraciones de una estructura, mediante un amortiguamiento adicional al amortiguamiento inherente de la estructura, incrementando la capacidad de disipación de energía por amortiguamiento del sistema, y disminuyendo la energía que se disipa por deformación inelástica.

Es por ello que el objetivo de utilizarlos es reducir la respuesta de la estructura y para mitigar el daño o colapso de estructuras frente a sismos severos, a través de la inclusión de dispositivos disipadores de energía. (Cheng F., Jiang H., Lou K, 2008).

A continuación, se muestra la ecuación de balance energético, que se da en toda estructura, frente a la entrada de energía sísmica.

$$E_T = E_K + E_S + E_I + E_\xi$$

$E_T$  = Energía de fuerza externa (sismo)

$E_K$  = Energía cinética.

$E_S$  = Energía elástica de deformación

$E_I$  = Energía inelástica.

$E_\xi$  = Energía de amortiguamiento.

El uso de disipadores de energía incrementa la energía de amortiguamiento  $E_\xi$ , y a su vez permite reducir la energía que se disipa por deformación inelástica, la cual es la que genera el daño en la estructura.

Este incremento de amortiguamiento se traduce en una reducción de las aceleraciones espectrales, la cual se puede representar mientras un factor de reducción por amortiguamiento, que la mayoría de códigos del mundo se le conoce como  $B_m$ .

Cheng. F, muestra mediante la figura 20, la descripción gráfica de esta reducción.

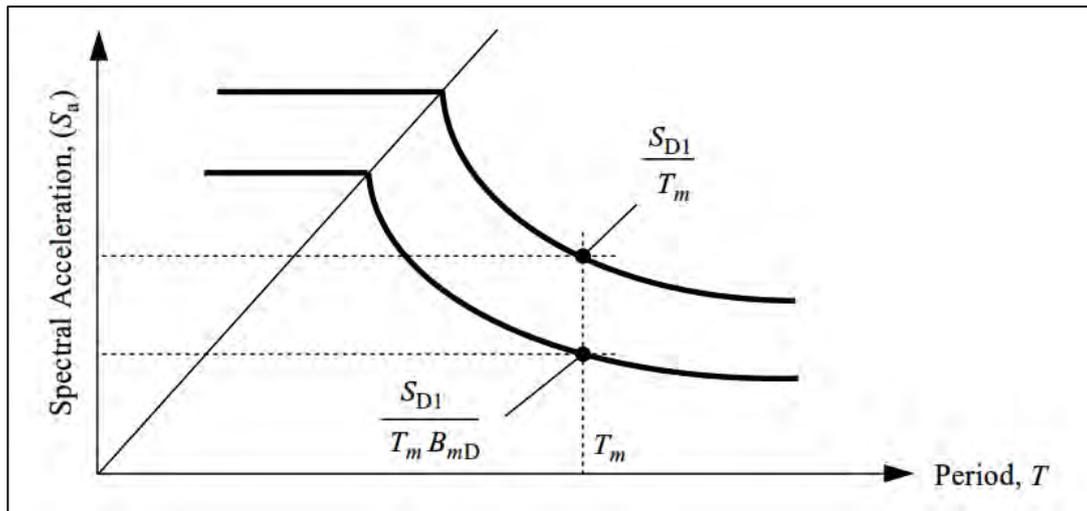


Figura 20. Efecto del factor de amortiguamiento  $B_m$ , (Cheng F., Jiang H., Lou K, 2008).

Existen diversos tipos de disipadores de energía, los cuales se diferencian por el mecanismo de disipación de energía, el cual puede ser mediante la plastificación de metales, la compresión de fluido viscoso, u otros. Asimismo, existen dispositivos que agregan rigidez al sistema, lo que modifica el periodo fundamental del mismo, mientras que existen otros que no modifican la rigidez de la estructura.

Los disipadores de energía más conocidos son los disipadores tipo histeréticas, los cuales disipan energía a través de la plastificación de metales, los disipadores por fricción los cuales disipan energía a través de la fricción entre elementos de superficie metálica, los disipadores visco elásticos, los cuales tienen un comportamiento viscoso pero con un componente de rigidez en rango elástico, y finalmente los disipadores de fluido viscoso, los cuales disipan energía a través de la compresión de un líquido viscoso dentro de un pistón de acero, y cuya fuerza depende de la velocidad.

En la presente tesis, se plantea el uso de disipadores de fluido viscoso, debido a que estos dispositivos han sido utilizados en otros países para protección sísmica de puentes, ya que permiten desplazamientos mayores en comparación a los demás dispositivos.

#### 2.4.1. Disipadores de Energía de Fluido Viscoso

Los disipadores de energía de fluido viscoso son dispositivos mecánicos que consisten en un pistón que se mueve a través de un líquido de alta viscosidad dentro de una cámara hermética, generando una alta presión, lo que genera una fuerza resistente o fuerza de amortiguamiento en la estructura.

La fuerza de amortiguamiento generada por el pistón es dependiente de la velocidad, a mayor velocidad se tiene una mayor fuerza. Esta relación es típicamente caracterizada por la siguiente ecuación:

$$F = C * V^\alpha$$

Donde  $\alpha$  se refiere como el exponente de amortiguamiento. Este exponente puede establecerse típicamente entre valores desde 0.2 hasta 2, dependiendo de cada caso en particular. La mayoría de aplicaciones en puentes en los Estados Unidos en zonas sísmicas 3 y 4, usan valores en el rango de 0.3 a 0.05. (Taylor Inc, 2019)



Figura 21. Disipador de fluido viscoso instalado entre la viga cabezal del pilar y viga principal del tablero de un puente, tomado de: <http://www.elemka.gr>

Debido a que la fuerza de amortiguamiento desarrollada por el dispositivo depende directamente de la velocidad de movimiento, es importante conocer cómo y en que instantes del movimiento oscilatorio de la estructura, se presentan las mayores y menores fuerzas. Cuando la estructura del puente presenta el máximo desplazamiento la velocidad en ese instante es cero, por lo tanto, en ese instante la fuerza de amortiguamiento es cero, y cuando la estructura retorna al punto inicial se tiene la máxima velocidad de movimiento y por lo tanto la fuerza es máxima.

Se puede decir, por lo tanto, que cuando la estructura del puente presenta la máxima fuerza cortante, la fuerza en el dispositivo es cero, y cuando la estructura del puente tiene una fuerza aplicada igual a cero, la fuerza en el dispositivo es máxima, es por ello que decimos que los disipadores de fluido viscoso están fuera de fase con la estructura y con un sistema de aislamiento de ser el caso.

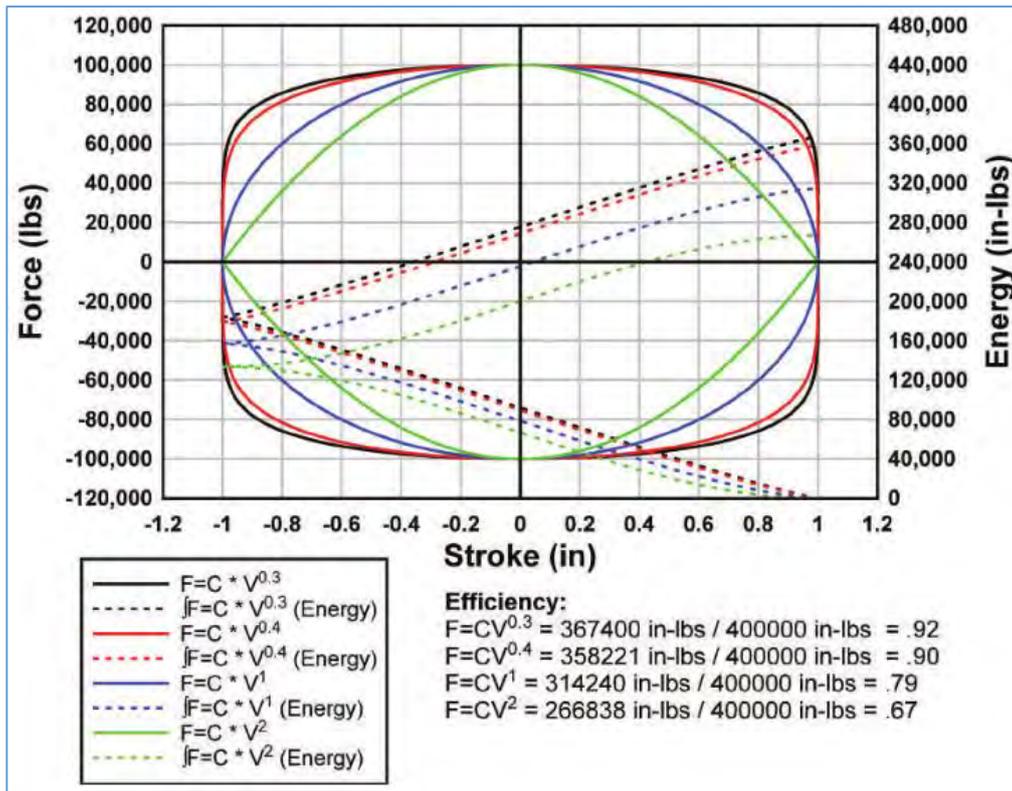


Figura 22. Curvas de histéresis de dispositivos FLV, para diferentes valores de "a", (Taylor Inc, 2019)

Generalmente, si un coeficiente de amortiguamiento objetivo es demasiado alto, la rigidez de la estructura circundante (brazo o armazón metálico) se convierte en un factor limitante, ya que el movimiento relativo en los extremos del amortiguador se vuelve muy pequeño si la rigidez circundante es demasiado baja para transmitir el movimiento dentro del amortiguador. Asimismo, si el coeficiente de amortiguamiento objetivo es muy pequeño, la cantidad de energía absorbida por el amortiguador es también muy pequeña, y en consecuencia el beneficio provisto por el amortiguador es limitado. (Taylor Inc, 2019).

De manera similar al diseño de sistemas de aislamiento sísmico, es necesario realizar un análisis con propiedades máximas y mínimas. La norma ASCE/ SEI 7-16, establece que deberán emplearse factores de modificación de propiedades ( $\lambda$ ), los cuales deberán ser determinados según:

$$\lambda_{\max} = [(1 + (0.75 \times (\lambda_{(ae, \max)} - 1)))] \times \lambda_{(\text{test, max})} \times \lambda_{(\text{spec, max})} \geq 1.2 \quad (18.2-3a)$$

$$\lambda_{\min} = [(1 - (0.75 \times (1 - \lambda_{(ae, \min)})))] \times \lambda_{(\text{test, min})} \times \lambda_{(\text{spec, min})} \leq 0.85 \quad (18.2-3b)$$

Donde:

- $\lambda_{(ae, \max)}$  = factor to represent possible variation in damper properties above the nominal values caused by aging and environmental effects; this is a multiple of all the individual aging and environmental effects;
- $\lambda_{(ae, \min)}$  = factor to represent possible variation in damper properties below the nominal values caused by aging and environmental effects; this is a multiple of all the individual aging and environmental effects;
- $\lambda_{(\text{test}, \max)}$  = factor to represent possible variations in damper properties above the nominal values obtained from the prototype tests; this is a multiple of all the testing effects;
- $\lambda_{(\text{test}, \min)}$  = factor to represent possible variations in damper properties below the nominal values obtained from the prototype tests; this is a multiple of all the testing effects;
- $\lambda_{(\text{spec}, \max)}$  = factor established by the RDP to represent permissible variation in production damper properties above the nominal values; and
- $\lambda_{(\text{spec}, \min)}$  = factor established by the RDP to represent permissible variation in production damper properties below the nominal values.

La propiedad de diseño que será afectada por los factores de modificación ( $\lambda$ ) es el coeficiente de amortiguamiento “C”, solamente el exponente “ $\alpha$ ” no es afectado. Taylor (2019).

Debido a que los factores dependen de cada proveedor, para fines prácticos se considerará el  $\lambda_{\min}=0.85$  y el  $\lambda_{\max}=1.2$ .

## CAPÍTULO 3: ESTUDIO DEL CASO EXISTENTE

En el presente capítulo se desarrolla el estudio de caso del puente Quilca, detallando sus características, luego se modela el puente con apoyo del software CsiBridge, y se desarrolla un análisis estático no lineal (push over) para determinar la capacidad del puente, además de un análisis dinámico modal espectral y un análisis tiempo historia no lineal.

### 3.1. Descripción del puente Quilca

#### 3.1.1. Ubicación

El puente Quilca pertenece al tramo Desvío Quilca-Matarani de la carretera: Camaná – Desvío Quilca – Matarani – Ilo – Tacna, que une una Moquegua y Tacna sin pasar por la ciudad de Arequipa.

El puente Quilca se encuentra ubicado en el distrito de Quilca, provincia de Islay, departamento de Arequipa. Se muestra a continuación la ubicación del puente Quilca en la figura 23.



Figura 23. Imagen satelital de la ubicación del puente Quilca, tomado de Bing Maps Imagery.

#### 3.1.2. Tipología estructural del puente Quilca

El puente Quilca como se ha mencionado anteriormente, tiene 240.85 m de longitud y cuenta con 6 tramos de 38.00m y 44.00m apoyados sobre pilares y estribos extremos. La superestructura es

simplemente apoyada y es de sistema estructural tipo Gerber, es decir que existen tramos suspendidos sobre los otros tramos del tablero.

La sección transversal del tablero del puente, está conformada por una sección cajón de 2 celdas, de concreto armado post tensado, de sección constante. En la figura 24, se grafica la sección transversal típica del Puente Quilca que ha sido considerada en la presente tesis.

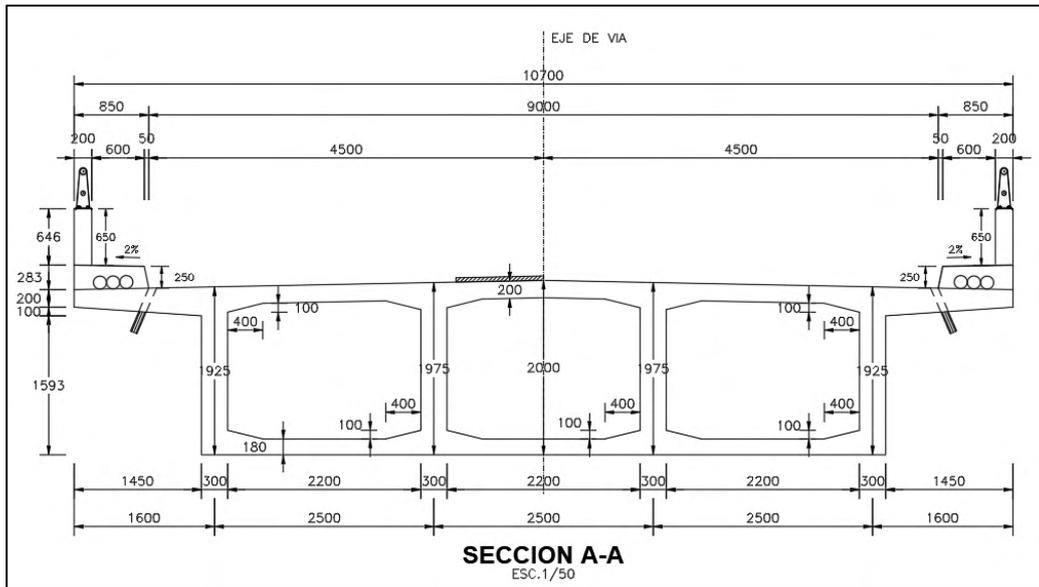


Figura 24, Sección transversal típica del puente Quilca.

La sub estructura del puente está conformada por pilares y estribos de concreto armado, los cuales se apoyan sobre zapatas de concreto armado con pilotes. La sección transversal de los pilares, es similar en los 5 pilares del puente, y están conformada por una placa rectangular con extremos circulares de 1.20m de espesor, como se muestra en la figura 17.

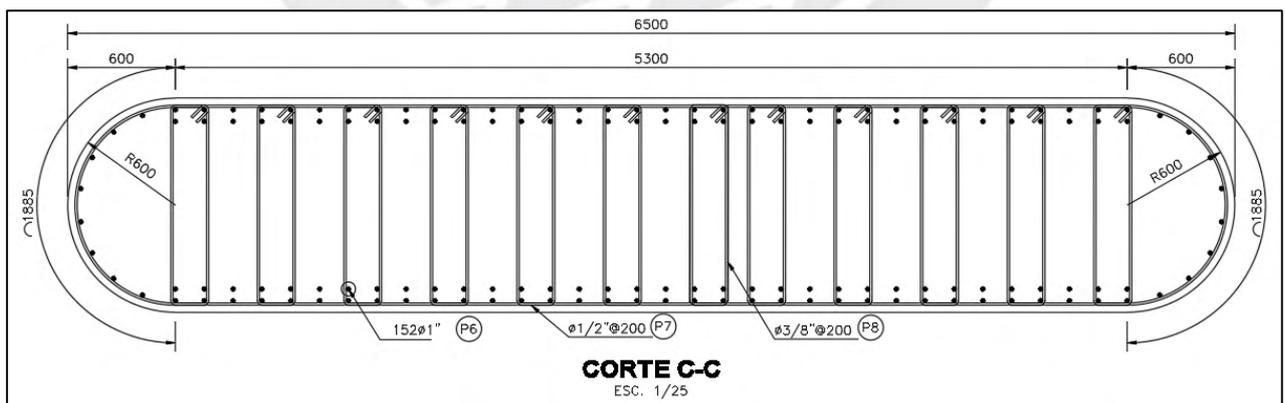


Figura 25. Sección transversal del pilar típico del puente Quilca.

### 3.1.3. Suelo de fundación del puente Quilca

El puente Quilca se ubica sobre terreno arenoso, el cual se va densificando en profundidad. Según el estudio geofísico del expediente técnico (ver anexos), de los ensayos realizados en los puntos de apoyo del puente, es decir en los estribos y pilares, existe una estratigrafía similar, la cual consiste en 3 estratos definidos.

Para el pilar n°02, el primer estrato tiene una velocidad de propagación de onda S ( $V_s$ ) entre 160 m/s y 270 m/s. El segundo estrato entre 300 m/s a 325 m/s y el tercer estrato entre 360 m/s a 380 m/s.

Se han realizado ensayos MASW y MAM, cuyos resultados se muestran a continuación.

Línea	Tendida	Estrato	$V_s$ (m/s)	Espesor (m)	Descripción
01	Sondaje 01	1	105 – 215	7.0	Material aluvial suelto
		2	240 – 260	8.6	Material aluvial medianamente suelto
		3	270 – 310	-	Material aluvial medianamente suelto a medianamente compacto.
02	Sondaje 02	1	90 – 220	5.1	Material aluvial suelto
		2	275 – 310	5.9	Material aluvial medianamente suelto
		3	350 – 375	-	Material aluvial medianamente suelto a medianamente compacto.
03	Sondaje 03	1	90 – 120	2.3	Material aluvial suelto
		2	145 – 175	8.7	Material aluvial medianamente suelto
		3	200 – 245	-	Material aluvial medianamente suelto a medianamente compacto
04	Sondaje 04	1	115 – 125	3.0	Material aluvial suelto
		2	165 – 180	8.0	Material aluvial medianamente suelto
		3	195 – 250	-	Material aluvial medianamente suelto a medianamente compacto
05	Sondaje 05	1	95 – 100	2.0	Material aluvial suelto
		2	130 – 200	9.0	Material aluvial medianamente suelto
		3	225 – 275	11.3	Material aluvial medianamente suelto a medianamente compacto
		4	325 <	-	Material aluvial medianamente compacto
06	Sondaje 06	1	85 – 90	2.0	Material aluvial suelto
		2	145 – 190	7.1	Material aluvial medianamente suelto
		3	225 – 280	-	Material aluvial medianamente suelto a medianamente compacto

Tabla 11. Resultados de sondaje de velocidades de ondas S – MASW, en terreno de puente Quilca. Fuente: ZER GEOSYSTEMS PERU S.A.C. (2010).

Línea	Tendida	Estrato	V <sub>s</sub>	Espesor	Descripción
			(m/s)	(m)	
01	Sondaje 01	1	130 – 270	14.8	Material aluvial suelto a medianamente suelto
		2	245 – 320	29.2	Material aluvial medianamente suelto a medianamente suelto
		3	350 – 390	-	Material aluvial medianamente compacto
02	Sondaje 02	1	160 – 270	12.3	Material aluvial suelto a medianamente suelto
		2	300 – 325	17.7	Material aluvial medianamente suelto a medianamente compacto
		3	360 – 380	-	Material aluvial medianamente compacto
03	Sondaje 03	1	130 – 170	10.0	Material aluvial suelto a medianamente suelto
		2	200 – 210	12.8	Material aluvial medianamente suelto a medianamente compacto
		3	250 – 300	-	Material aluvial medianamente compacto
04	Sondaje 04	1	115 – 150	10.0	Material aluvial suelto a medianamente suelto
		2	210 – 220	14.0	Material aluvial medianamente suelto a medianamente compacto
		3	250 – 360	-	Material aluvial medianamente compacto
05	Sondaje 05	1	115 – 165	10.0	Material aluvial suelto a medianamente suelto
		2	200 – 275	14.0	Material aluvial medianamente suelto a medianamente compacto
		3	310 – 345	-	Material aluvial medianamente compacto
06	Sondaje 06	1	105 – 150	8.6	Material aluvial suelto a medianamente suelto
		2	205 – 275	17.0	Material aluvial medianamente suelto
		3	290 – 350	-	Material aluvial medianamente suelto a medianamente compacto

Tabla 12. Resultados de sondaje de Velocidades de ondas S - MAM, en terreno de puente Quilca. Fuente: ZER GEOSYSTEMS PERU S.A.C. (2010).

De acuerdo a las velocidades de ondas de corte S (Vs), de los ensayos geofísicos del expediente técnico del puente Quilca, clasificaremos el terreno como parámetro Sismorresistente, según la tabla 2.4.3.11.2.1.1-1 Definición de clase de sitio, del Manual de puentes del MTC 2017.

Cabe mencionar que la velocidad de onda de corte a utilizar para la definición de clase de sitio, corresponde a profundidades mayores de 100 pies (30.48 m).

**Tabla 2.4.3.11.2.1.1-1 Definición Clase de Sitio**

(Tabla 3.10.3.1-1 AASHTO)

Clases de Sitio	Tipo de Suelo y Perfil
A	Roca dura con medida de velocidad de onda de corte, $\bar{v}_s > 5,000$ ft/s
B	Roca con $2,500$ ft/s $< \bar{v}_s < 5,000$ ft/s
C	Suelo muy denso y roca suelo $1,200$ ft/s $< \bar{v}_s < 2,500$ ft/s, o con cualquiera $\bar{N} > 50$ golpes/ ft, o $\bar{S}_u > 2.0$ ksf
D	Suelo rígido con $600$ ft/s $< \bar{v}_s < 1,200$ ft/s, o con cualquiera $15 < \bar{N} < 50$ golpes/ ft, o $1.0 < \bar{S}_u < 2.0$ ksf
E	Perfil de suelo con $\bar{v}_s < 600$ ft/s o con cualquiera $\bar{N} < 15$ golpes/ ft o $\bar{S}_u < 1.0$ ksf, o cualquier perfil con más de 10 ft de arcilla blanda definida como suelo con $PI > 20$ , $w > 40$ por ciento y $\bar{S}_u < 0.5$ ksf
F	Suelos que requieren evaluaciones específicas de sitio, tales como: <ul style="list-style-type: none"> <li>• Turbas o arcillas altamente orgánicas (<math>H &gt; 10</math> ft de turba o arcilla altamente orgánica donde <math>H</math> = espesor del suelo)</li> <li>• Arcillas de alta plasticidad (<math>H &gt; 25</math> ft con <math>PI &gt; 75</math>)</li> <li>• Estratos de Arcillas de buen espesor, blandas o semirrígidas (<math>H &gt; 120</math> ft)</li> </ul>

*Excepciones:* Cuando las propiedades del suelo no son conocidas con suficiente detalle para determinar la clase de sitio, se emprenderá una investigación de sitio suficiente para definir su clase. Las clases de Sitio E o F no serán supuestas a no ser que la Entidad determine la clase de sitio E o F o estas sean establecidas por datos geotécnicos.

Tabla 13. Tabla para definir Clase de sitio del Manual de puentes del MTC 2017.

De la tabla anterior, determinamos que la clase de sitio para el caso de estudio es de tipo “D” según el Manual de Puentes del MTC 2017, el cual sigue la metodología de la norma americana AASHTO.

Asimismo, según la Tabla N°02 del artículo 2.3.1. Perfiles de Suelo de la norma técnica E.030 Diseño Sismo Resistente (2018) del Reglamento Nacional de Edificaciones de Perú, el perfil de suelo sería tipo “S2”.

### 3.2. Modelamiento estructural del puente Quilca

Para el modelamiento matemático del Puente Quilca, se ha utilizado el software Csi Bridge v19, en el cual se han modelado todos los elementos estructurales del puente, así como las cargas permanentes, las cargas móviles de diseño y la inclusión de cargas por sismo a través de espectros de pseudo aceleraciones, y registros de aceleraciones sísmicas.

Los pilares del puente han sido modelados en el “Módulo Section Designer” del software Csi Bridge, representado las barras longitudinales y confinamientos, calidad del concreto y dimensiones de acuerdo a los planos como se aprecia en la figura 23.

Se han modelado la viga cabezal del puente como elemento frame. Sobre la viga cabezal se han modelado elementos link rígidos que simulan el apoyo del tablero sobre la viga cabezal del puente. El tablero al ser de sección cajón de dos celdas se ha modelado como elementos shells, y el sistema de diafragma se ha considerado semi rígido debido a la gran longitud del mismo.

Debido a que la cimentación de los pilares es mediante una pilotes y una zapata encepada, podemos asumir que la cimentación será empotrada, lo cual ha sido considerado en el modelo.

El tablero del puente ha sido modelado como elemento área, mediante el asistente de modelamiento de puentes del software Csi Bridge.

Los elementos estructurales han sido modelados con la inercia total, ya que el objetivo de la tesis es una comparación del comportamiento de sistemas de protección sísmica, mas no una evaluación específica del puente Quilca, el cual se ha modelado a manera de ejemplo de aplicación.

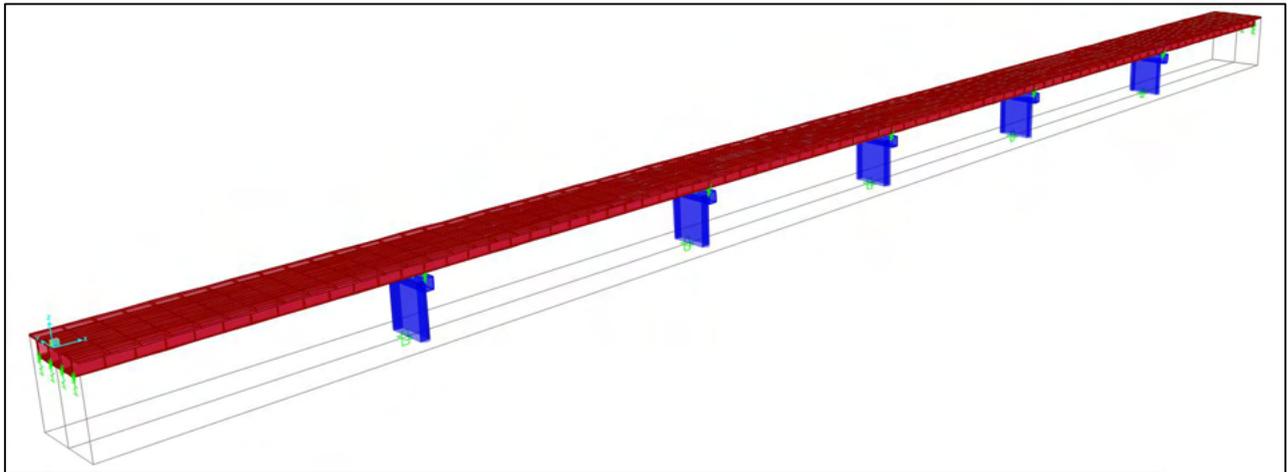


Figura 26. Modelo matemático del puente Quilca en el software Csi Bridge.

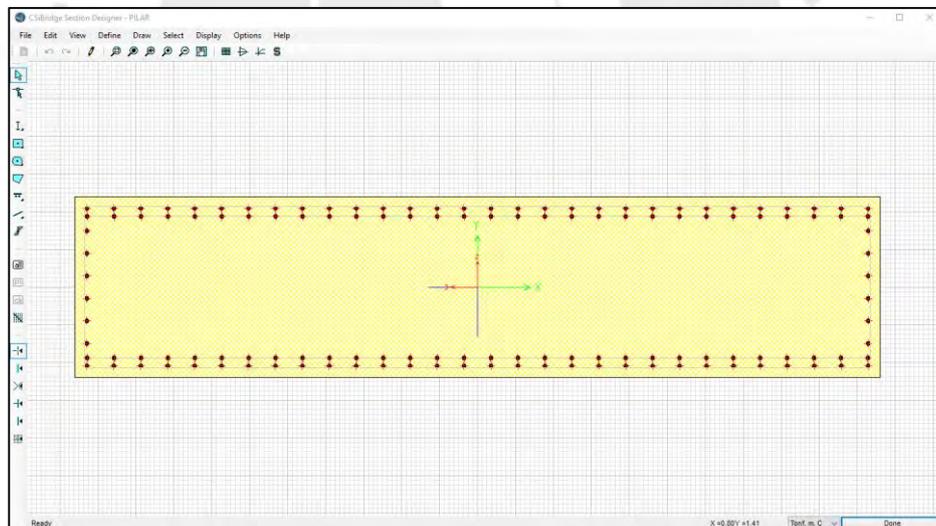


Figura 27. Modelamiento en section designer del pilar típico del Puente Quilca.

### 3.3. Determinación de la demanda sísmica según el manual de puentes del MTC

Para determinar la demanda sísmica para nuestro caso de estudio, debemos determinar los parámetros sísmicos del sitio. Para ello, al tratarse de un puente, nos guiaremos de los lineamientos establecidos en el manual de puentes del MTC 2017.

Los parámetros de sitio para el puente Quilca se muestran a continuación:

<b>Clase de Sitio</b>	<b>D</b>
<b>Fpga</b>	1
<b>PGA</b>	0.6
<b>Ss</b>	1.54
<b>S1</b>	0.52
<b>Fa</b>	1
<b>Fv</b>	1.5
<b>SD1</b>	0.78
<b>SDS</b>	1.54
<b>T0</b>	0.101
<b>TS</b>	0.506

Se muestra a continuación el espectro de diseño que será usado en la presente tesis, tanto para al análisis del caso sin aislación sísmica, como para el caso de análisis con aislación sísmica y disipación de energía.

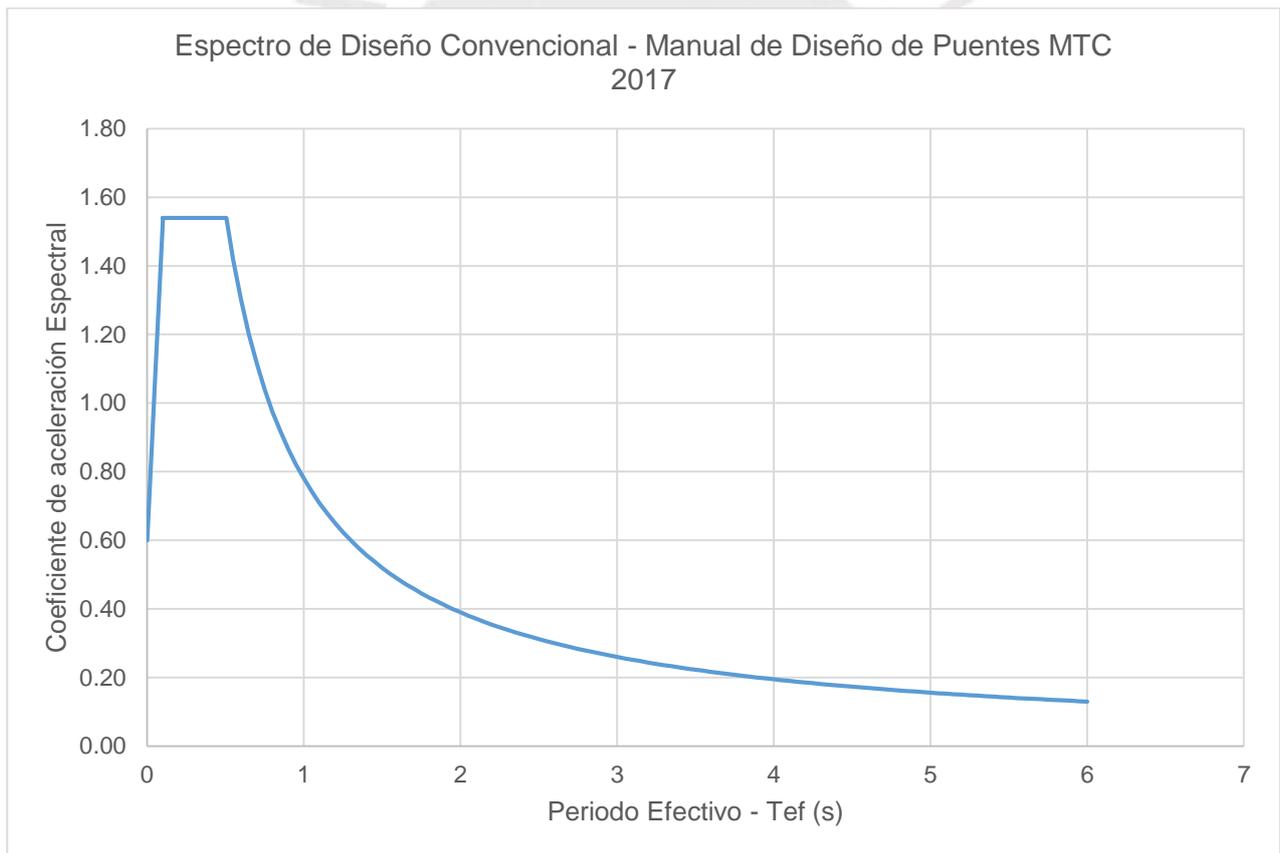


Figura 28. Espectro de Diseño Convencional - Manual de Diseño de Puentes MTC 2017

### 3.4. Análisis tiempo historia no lineal del puente Quilca

El método de análisis tiempo historia No LINEAL, es un procedimiento de análisis que se encuentra establecido en la norma AASHTO Seismic 2009 y la norma AASHTO GSID 2010, y consideran que se debe realizar para puentes con sistemas de aislamiento que generen periodos de vibración mayores a 3s, y además se pueden a realizar a criterio del proyectista.

Este método consiste en realizar un análisis dinámico en el tiempo, obteniendo así la respuesta de la estructura en cada instante de tiempo del registro sísmico considerado. La no linealidad del método, está definida por la formación de rótulas plásticas en los pilares del puente, las cuales presentarán un nivel de desempeño en el dominio del tiempo, mediante el cual se puede evaluar el nivel de daño que ha sufrido la estructura durante la duración del movimiento.

#### 3.4.1. Registros Sísmicos

El análisis tiempo historia deberá ser realizado con al menos 3 juegos de registros sísmicos apropiados. Asimismo, cada juego de registros sísmicos tiene 3 componentes ortogonales tanto en la dirección N-S, E-O, y dirección vertical. (AASHTO 2010)

Si se utilizan 3 juegos de registros sísmicos para el análisis, se deberá tomar la máxima respuesta para el diseño del puente. (AASHTO 2010)

En ese sentido, para determinar la demanda de desplazamientos para el puente Quilca, utilizaremos este método de análisis, para el cual utilizaremos 3 juegos de registros sísmicos, que sean espectro - compatibles, y serán debidamente filtrados y escalados de acuerdo al nivel de desempeño a evaluar.

Para la presente tesis, se han considerado los siguientes sismos:

Tabla 14. Registros sísmicos a utilizar

Terremoto	Estación	Código	Magnitud (Mw)
ICA 2007	Ica	2007_ICA	7.9
CHILE 2010	Llolleo	2010_CHILE	8.8
LIMA 1966	Parque de La Reserva	1966_PQR	8.1

El escalamiento de los registros se realizó utilizando el software SeismoMatch mediante una licencia educativa, y el filtrado y corrección por línea base de los registros fue realizado mediante el software Degtra v.9.3. La obtención de los espectros de pseudo aceleraciones de cada registro sísmico fue obtenido con el software Degtra v.9.3. Se muestra a continuación los registros del sismo de CHILE 2010, y los espectros de respuesta de todos los registros en dirección EW.

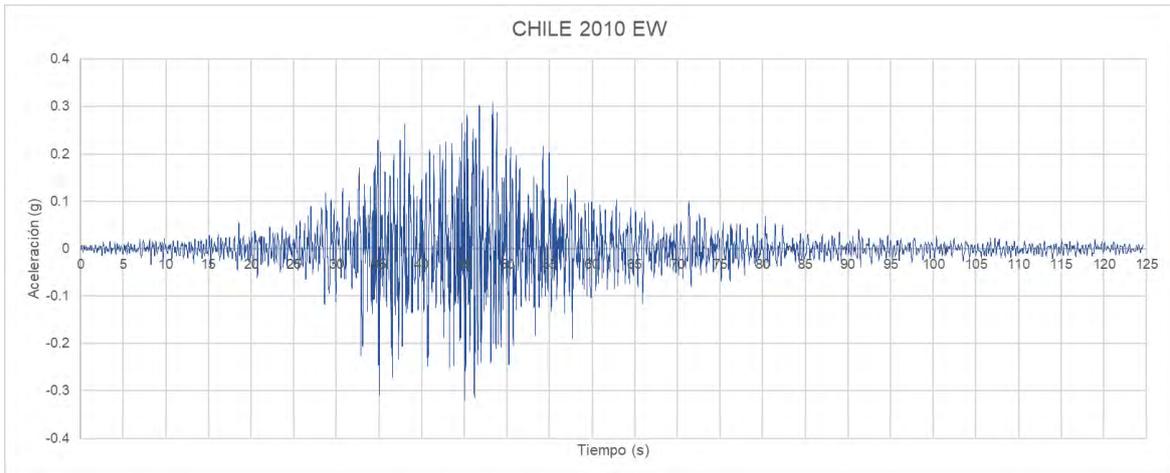


Figura 29. Registro del sismo de CHILE 2010 EW, Filtrado y con corrección de línea base.

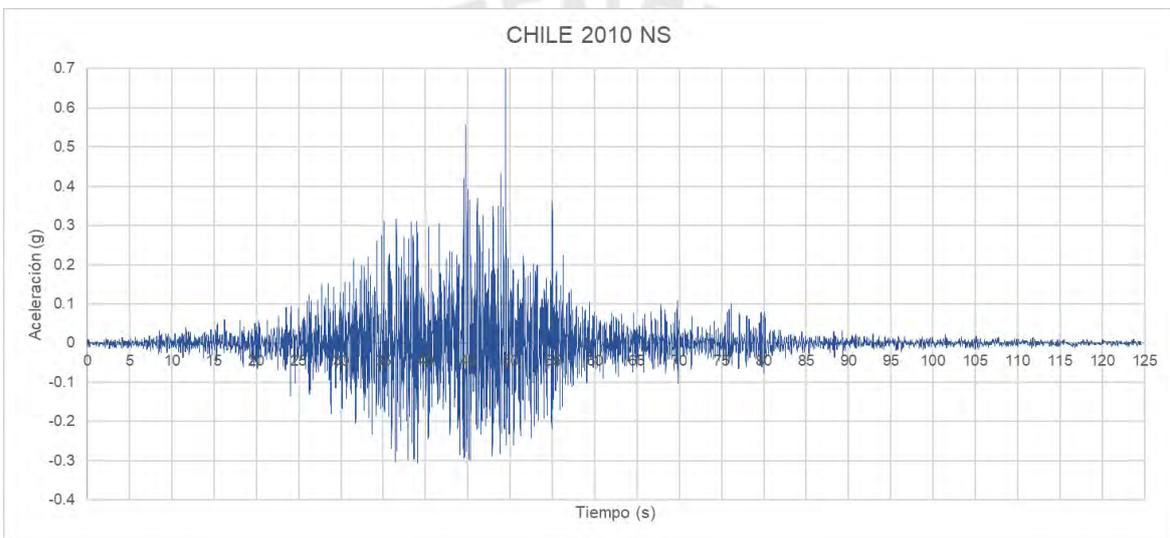


Figura 30. Registro del sismo de CHILE 2010 NS, filtrado y con corrección de línea base.

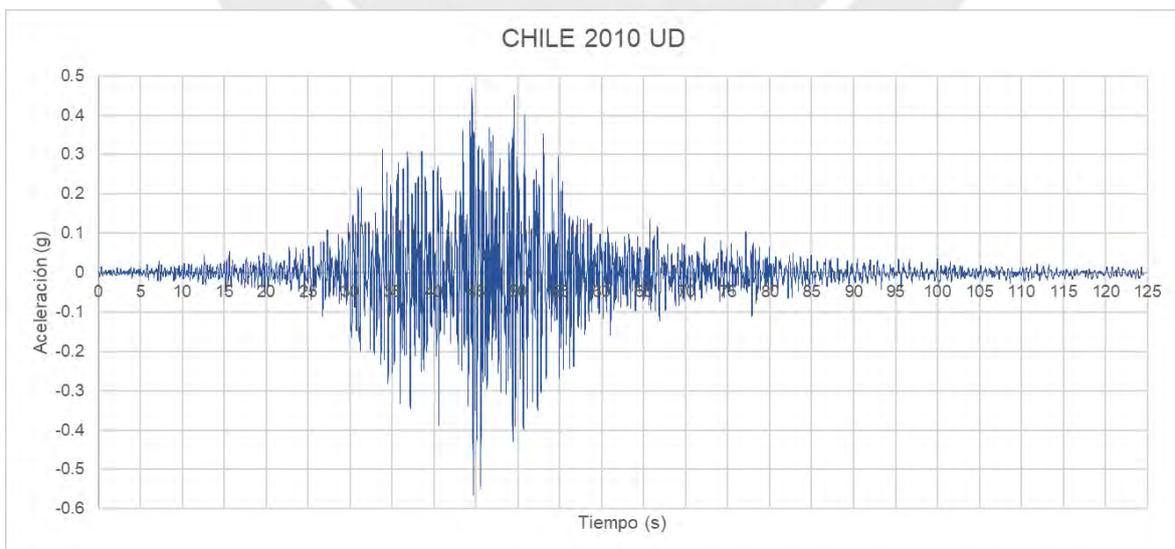


Figura 31. Registro del sismo de CHILE 2010 UD, filtrado y con corrección de línea base.

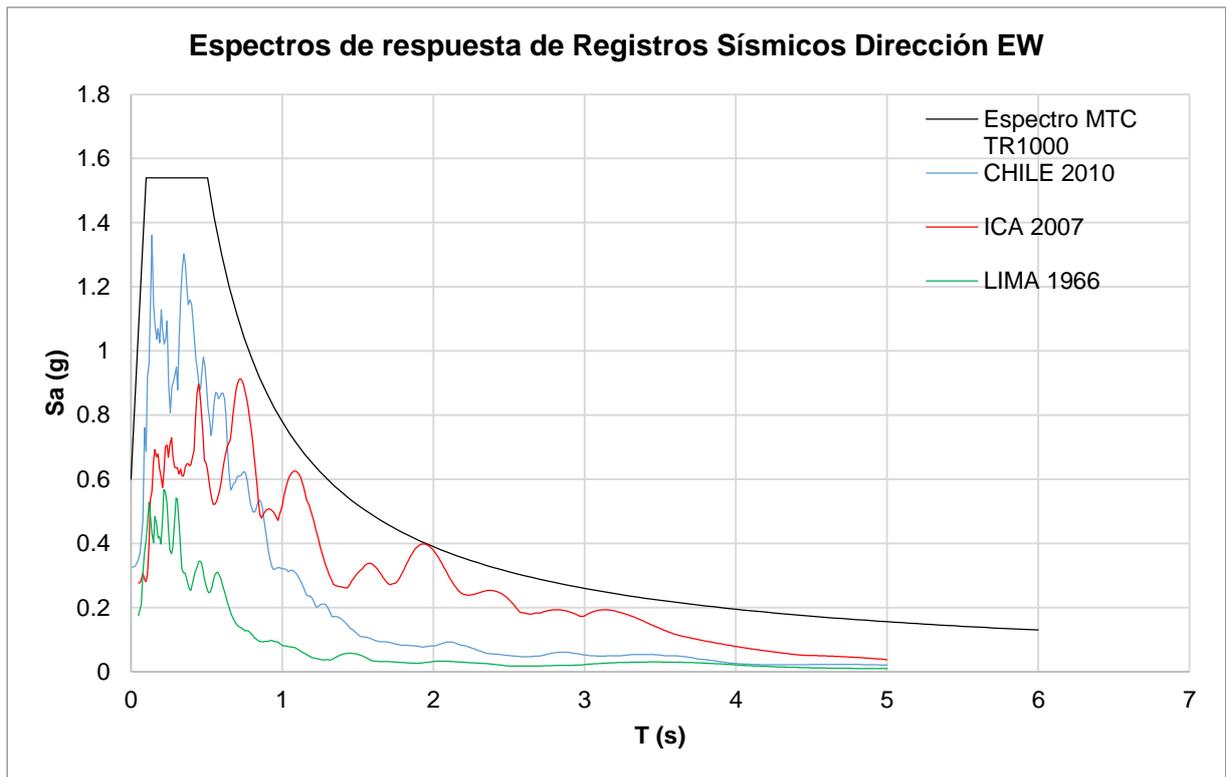


Figura 32. Espectros de respuestas de los registros sísmicos sin escalar.

Los registros de aceleraciones, se han escalado para ser espectro - compatibles con el espectro de diseño del Manual de Puentes del MTC 2017, considerando un nivel de peligro sísmico correspondiente a un periodo de retorno  $T_r=1000$  años.

Todos los registros sísmicos, así como los registros escalados, y los espectros respectivos, se encuentran en los anexos de la presente tesis.

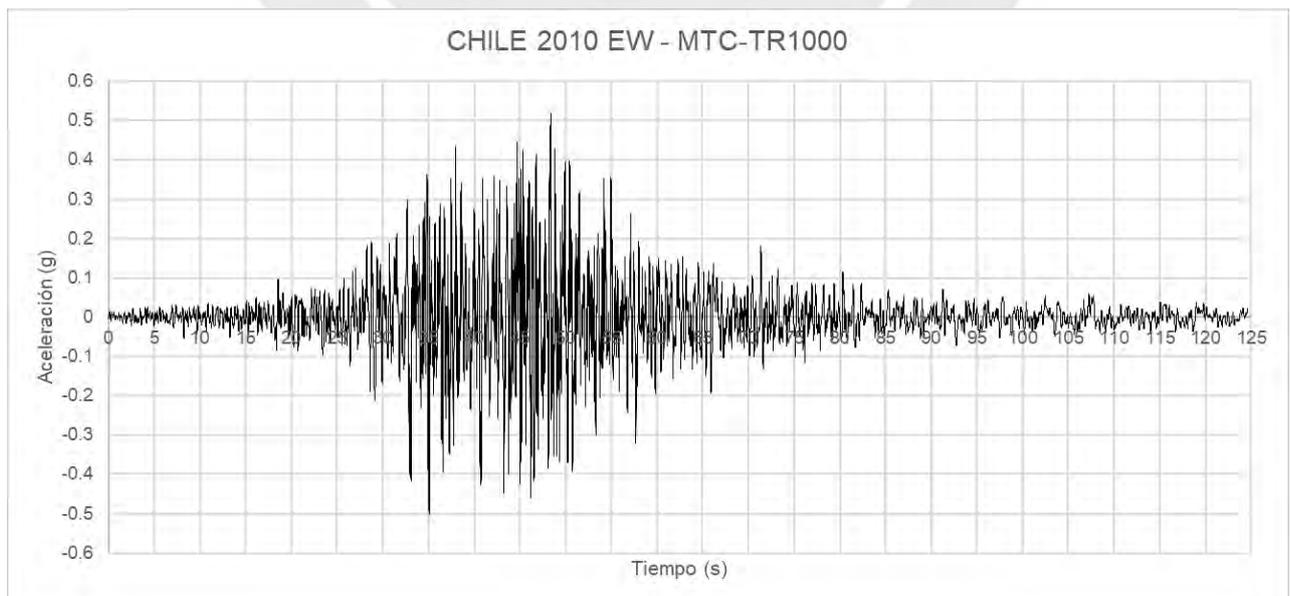


Figura 33. Registro del sismo de CHILE 2010 EW, escalado al espectro de diseño del MTC TR1000.

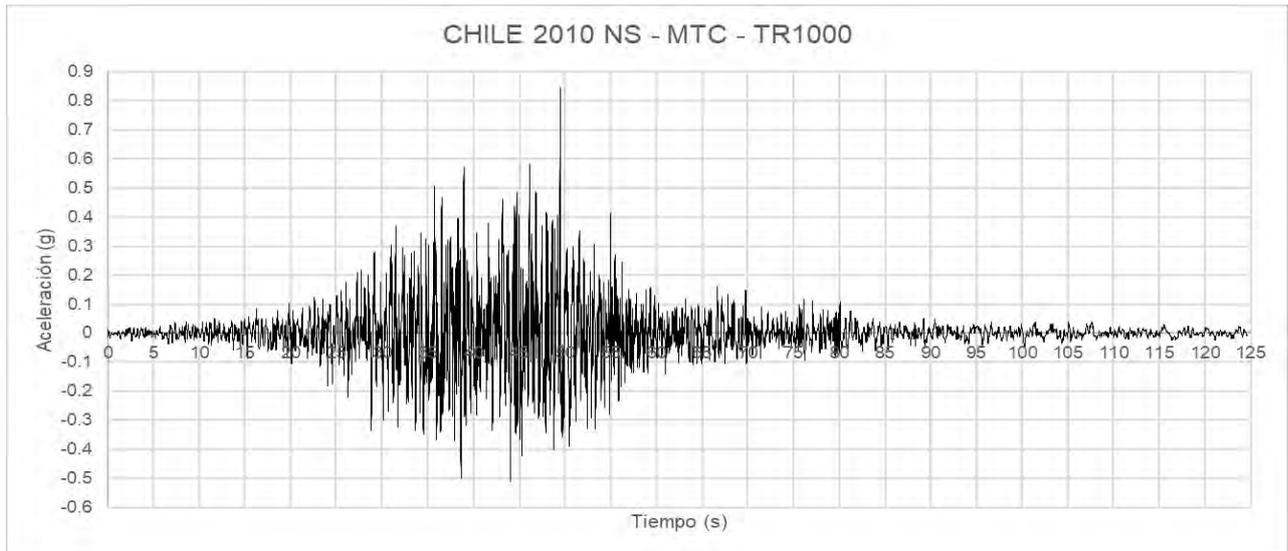


Figura 34. Registro del sismo de CHILE 2010 NS, escalado al espectro de diseño del MTC TR1000.

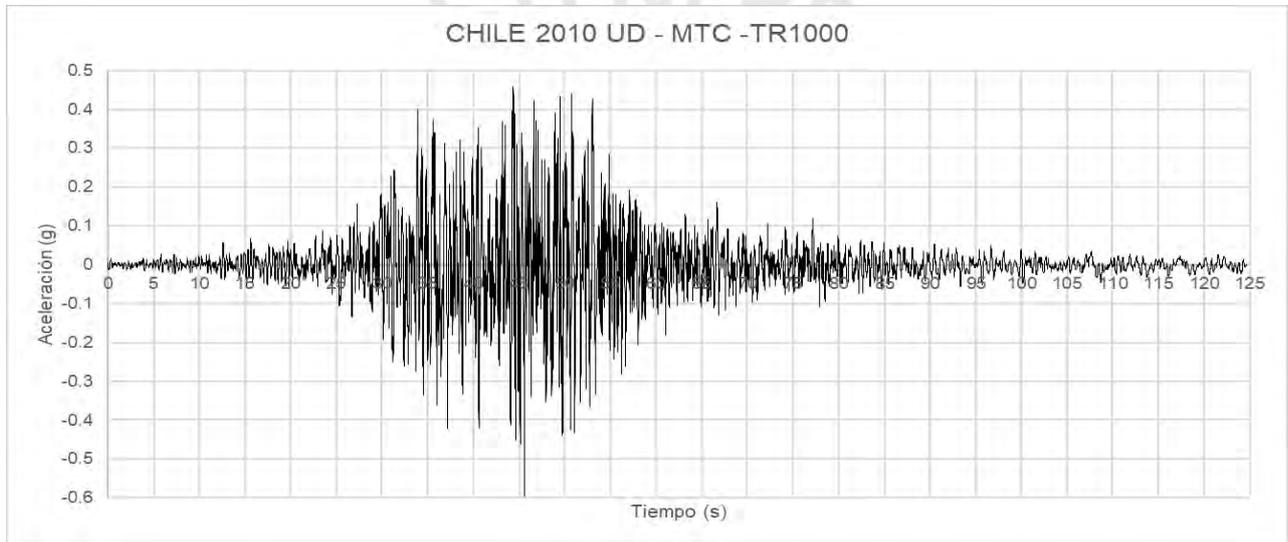


Figura 35. Registro del sismo de CHILE 2010 UD, escalado al espectro de diseño del MTC TR1000.

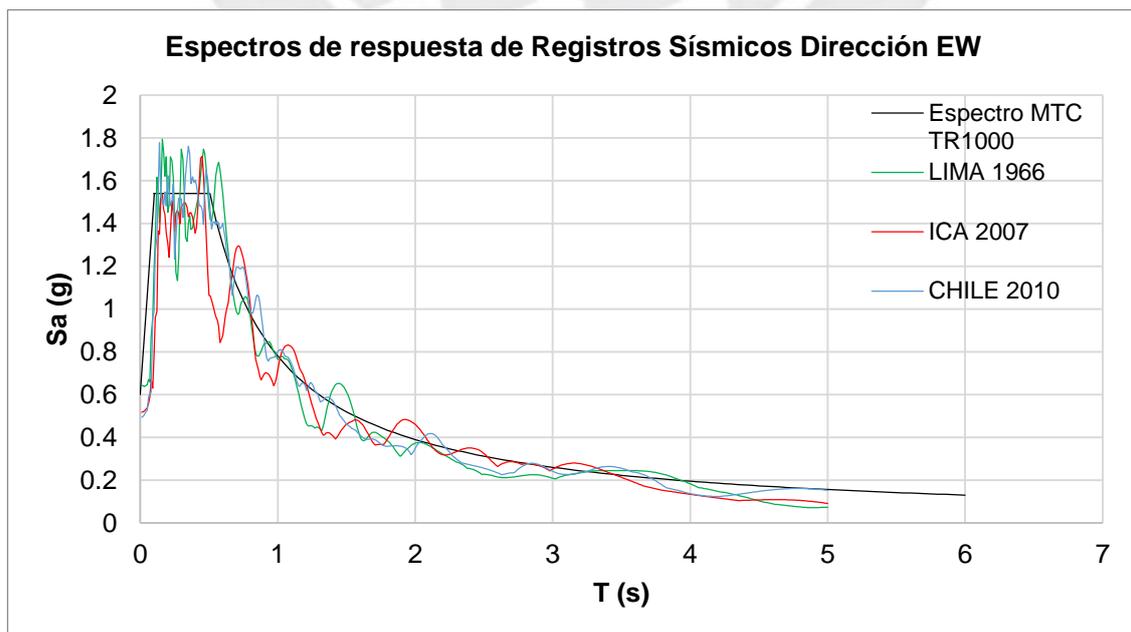


Figura 36. Espectros de respuesta de los registros sísmicos escalados al espectro del MTC.

### 3.5. Determinación del desempeño sísmico del puente Quilca

Para determinar el desempeño del puente Quilca, primero debemos determinar su capacidad de desplazamiento, mediante un análisis estático no lineal o Push – Over. Asimismo, determinaremos los puntos de desempeño asociados a un desplazamiento lateral y/o curvatura, los cuales servirán para definir las propiedades de desempeño de las rótulas plásticas.

#### 3.5.1. Longitud de Rótula Plástica

De acuerdo a la norma AASHTO LRFD 2009, para el análisis inelástico, la longitud de plastificación de la rótula plástica, puede estimarse en función al diámetro de acero del elemento, la altura del elemento y el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo, de acuerdo a la siguiente expresión:

$$L_p = 0.08L + 0.15f_{ye}d_{bl} \geq 0.3f_{ye}d_{bl}$$

#### 3.5.2. Puntos de Desempeño

Durante la definición de la rótula plástica, se definen también los puntos de desempeño, en función a los parámetros del diagrama de momento curvatura de la sección transversal de los pilares. Estos puntos permitirán conocer en cada paso de análisis, el estado de desempeño de las rótulas plásticas.

En el software de análisis se definieron los puntos de control de desempeño para las rótulas plásticas, como se aprecia en la siguiente figura (imagen referencial, los cálculos de los puntos se incluyen en los anexos de la presente tesis).

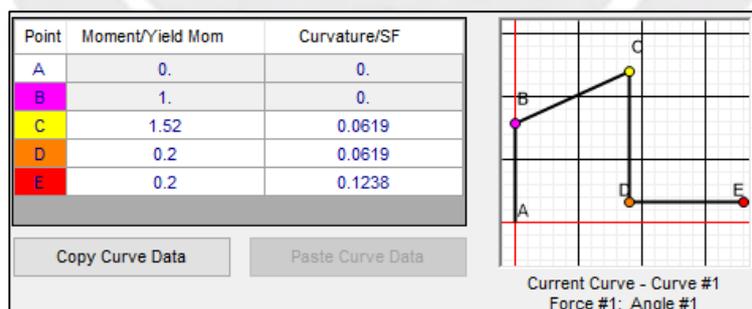


Figura 37, Definición de puntos de desempeño.

Finalmente se asignaron las rótulas plásticas a los pilares del puente, ubicados al 10% de la altura del pilar.

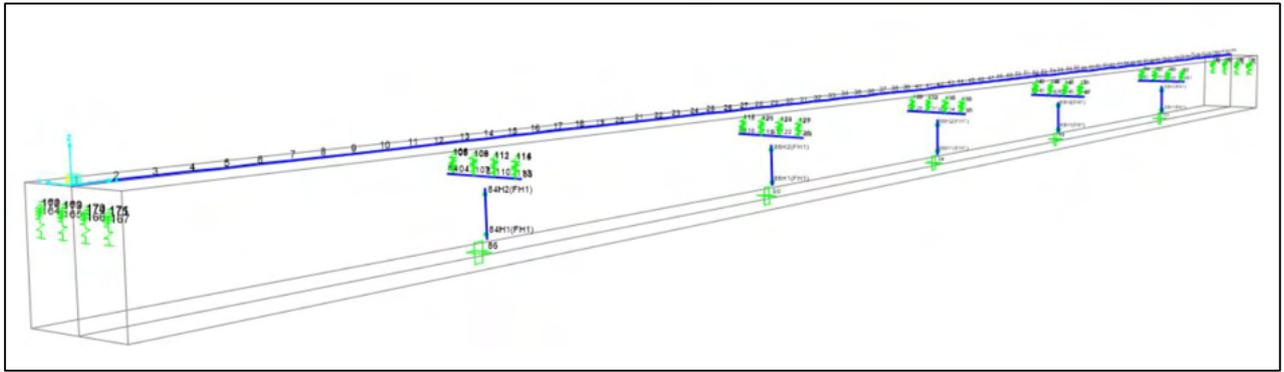


Figura 38. Rótulas plásticas asignadas a los pilares del puente Quilca.

El resultado obtenido son las curvas de capacidad del puente Quilca, tanto para el sentido longitudinal (figura 27), como para el sentido transversal (figura 28).

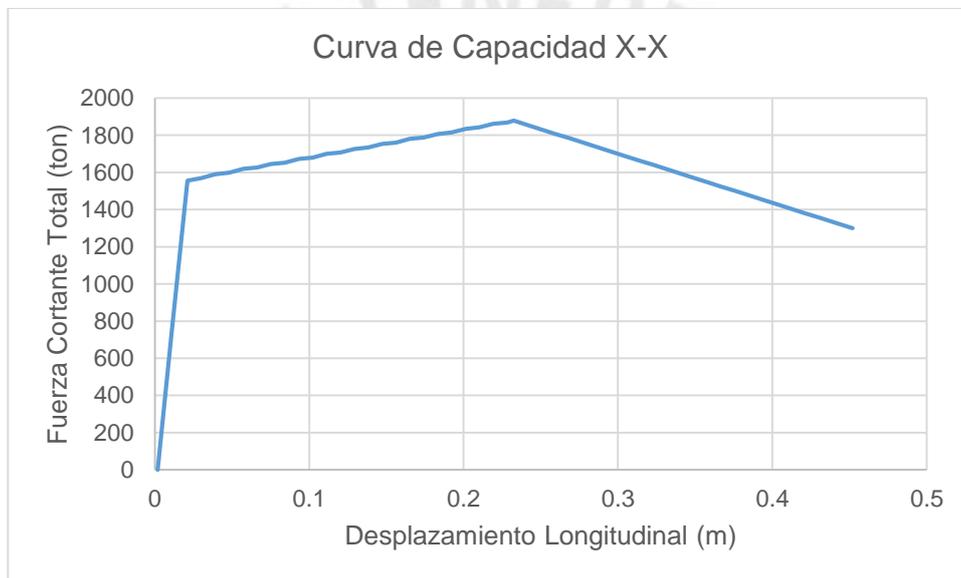


Figura 39. Curva de capacidad del puente Quilca en el sentido longitudinal.

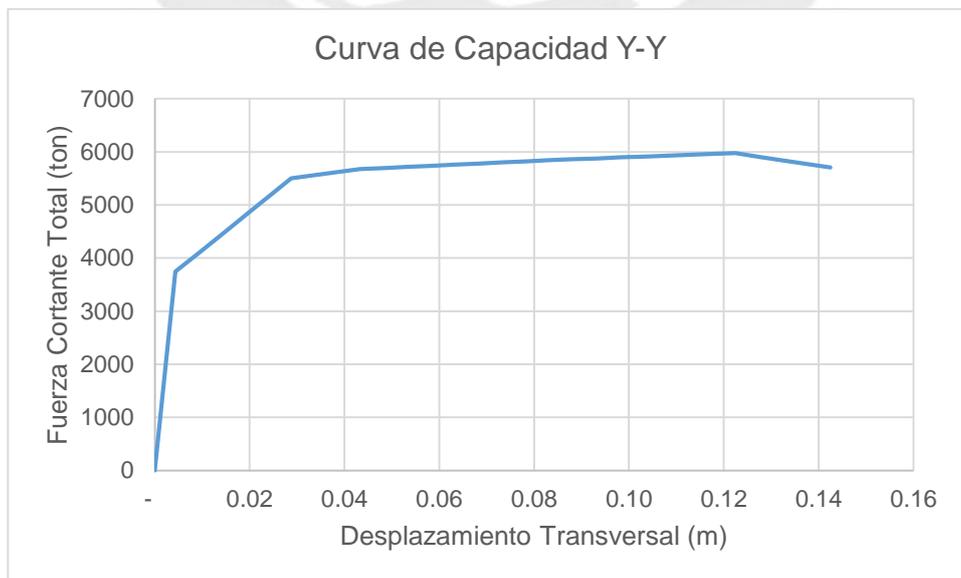


Figura 40. Curva de capacidad del puente Quilca en el sentido transversal.

### 3.5.3. Determinación del punto de desempeño

De acuerdo a la metodología del ATC 40, se ha determinado el punto de desempeño siguiendo los pasos descritos en el marco teórico correspondientes al procedimiento tipo A, el cual consiste en establecer puntos iniciales y calcular los espectros de respuesta hasta lograr la convergencia sobre el espectro de capacidad.

En los anexos de la tesis, se presentan los cálculos de los espectros, factores de reducción, coeficientes, diagrama bilineal asumido, puntos de fluencia, entre otros parámetros que fueron determinados para la aplicación del método.

Se muestra a continuación los diagramas de espectros de respuesta y se muestra con la línea punteada en color lila, la ubicación del punto de desempeño calculado. Solo se muestra el espectro del punto de desempeño con la finalidad de no saturar el gráfico. Cabe mencionar que el punto de desempeño fue obtenido como máximo en 2 iteraciones.

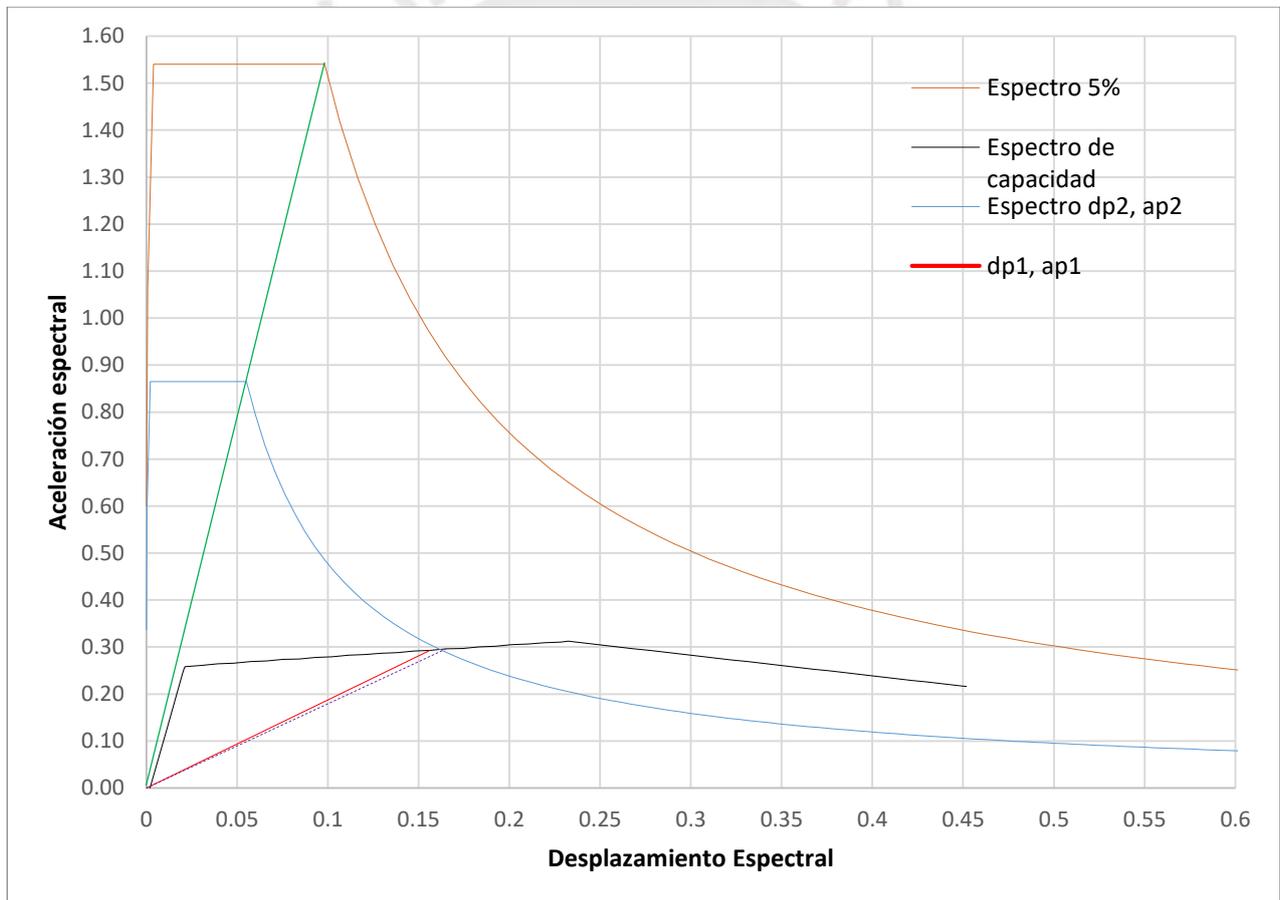


Figura 41. Determinación del punto de desempeño en la dirección X-X.

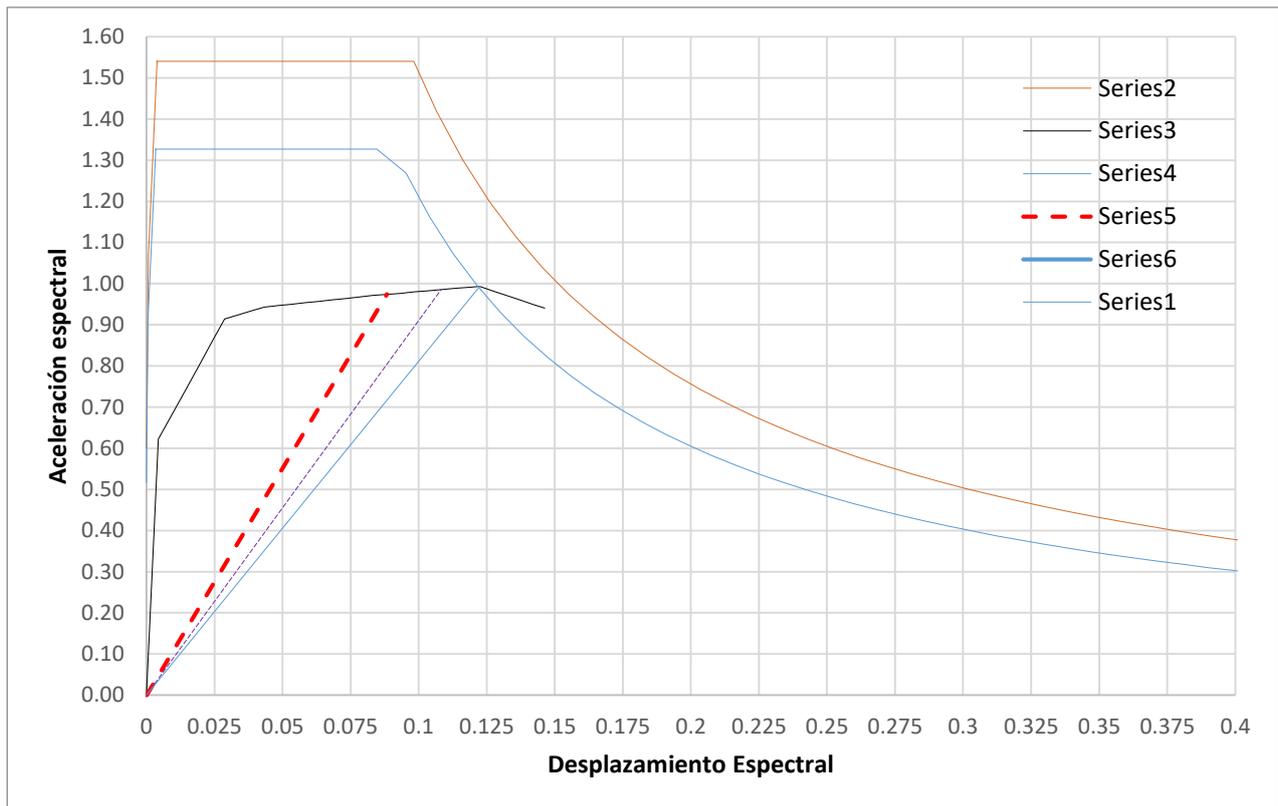


Figura 42. Determinación del punto de desempeño en la dirección Y-Y.

### 3.5.4. Análisis Estático Simplificado como sistema de 1GDL

Debido a la regularidad y simetría del puente, podemos resolver la estructura de forma aproximada como un modelo de 1 grado de libertad con masa concentrada (tablero del puente).

Se calculará la rigidez lateral de los pilares como secciones de muros de concreto, tanto en la dirección longitudinal como en la dirección transversal. Todos los cálculos de las propiedades de secciones, rigideces, pesos y otros, se presentan en los anexos.

Se muestra a continuación el resumen de resultados, para el análisis estático manual de 1 gdl del puente Quilca.

<i>SDS</i>	1.54	Coefficiente de aceleración espectral
<i>KLAT</i>	82738.21	tonf/m

<i>Wtotal</i>	6016.133	tonf
<i>g</i>	9.81	
<i>Masa</i>	613.265	ton
<i>T</i>	0.541	s

<i>V</i>	9264.84	tonf
----------	---------	------

<i>Despl</i>	0.11	m
--------------	------	---

### 3.5.5. Análisis Modal Espectral

El análisis modal espectral se realizó utilizando el espectro del Manual de Puentes del MTC 2017. El análisis es elástico. Se muestra a continuación las demandas de desplazamiento, fuerzas cortantes y momentos flectores para cada dirección de análisis.

Tabla 15. Desplazamientos elásticos SX.

Desplazamientos Elásticos SISMO X (mm)							
	Estribo 1	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	Pilar 5	Estribo 2
Pilar	0	80.9	79.4	80.3	79.4	80.9	0
Tablero	107.6	104.3	102.4	103.5	102.4	104.3	107.6

Tabla 16. Desplazamientos elásticos SY.

Desplazamientos Elásticos SISMO Y (mm)							
	Estribo 1	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	Pilar 5	Estribo 2
Pilar	0	6.7	7	4.9	7	6.7	0
Tablero	17.12	9.6	10.1	7.1	10.1	9.6	17.12

Tabla 17. Fuerzas cortantes y momentos flectores elásticos SX.

Fuerzas Cortantes y Momentos Flectores Elásticos Elásticos SISMO X					
	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	Pilar 5
V x-x (tonf)	1649.99	1619.29	1638.93	1619.29	1649.99
M x-x (tonf-m)	11073.48	10868.08	10999.32	10868.08	11073.48

Tabla 18. Fuerzas cortantes y momentos flectores elásticos SY.

Fuerzas Cortantes y Momentos Flectores Elásticos Elásticos SISMO Y					
	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	Pilar 5
V y-y (tonf)	1595.59	1598.44	1047.56	1598.44	1595.59
M y-y (tonf-m)	12752.57	13331.72	9260.55	13331.72	12752.57

Del análisis modal espectral, es importante analizar el comportamiento dinámico del puente, analizando sus modos de vibración, el modo fundamental, así como el periodo natural de vibración del puente asociado al modo principal. Se muestra a continuación la tabla de participación de masas modales del modelo del puente Quilca.

*Tabla 19. Participación de masas modales del modelo del puente Quilca.*

<b>Modo</b>	<b>Periodo</b>	<b>UX</b>	<b>UY</b>	<b>UZ</b>	<b>RX</b>	<b>RY</b>	<b>RZ</b>
Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
1	0.63087	0.938726	0	2.418E-18	0	0.000393	0.000149
2	0.597544	0	0.158686	0.00000125	0.023412	0	0
3	0.597441	0.000299	0	0	0	0	0.453143
4	0.507414	0.000916	0	0	0	0.002828	0
5	0.474801	0	0	0.000242	0	0	0
6	0.3647	0.000305	0	0	0	0.129092	0.000001856
7	0.322615	0	0.000007198	0.179619	0.000012	0	0
8	0.28868	0.000057	0	0	20	0.503053	0.00011
9	0.239817	0	0.00348	0.433162	0.000567	0	0
10	0.220544	0	0.710567	0.001704	0.077593	0	0
11	0.218661	0	0	0	0	0.000052	0.437685
12	0.195249	0	0.011694	0.000036	0.001134	0	0

### 3.5.6. Análisis Tiempo Historia No Lineal

Luego de realizar el análisis tiempo historia no lineal se obtuvieron los desplazamientos, fuerzas cortantes y momentos flectores máximos del puente Quilca, para cada caso de análisis. Se muestra a continuación los resultados obtenidos

Tabla 20. Desplazamientos máximos.

<b>SISMO 1966_PQR</b>							
<b>Desplazamientos Inelásticos SISMO X (m)</b>							
	Estribo 1	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	Pilar 5	Estribo 2
Pilar	0	0.1331	0.133	0.1328	0.1336	0.1331	0
Tablero	0.1641	0.1601	0.16	0.16	0.1609	0.1603	0.1585
<b>Desplazamientos Inelásticos SISMO Y (m)</b>							
	Estribo 1	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	Pilar 5	Estribo 2
Pilar	0	0.0137	0.0072	0.0046	0.0072	0.0137	0
Tablero	0.2338	0.0173	0.0097	0.0067	0.0097	0.0173	0.2338
<b>SISMO 2007_ICA</b>							
<b>Desplazamientos Inelásticos SISMO X (m)</b>							
	Estribo 1	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	Pilar 5	Estribo 2
Pilar	0	0.146	0.1459	0.1461	0.1465	0.1466	0
Tablero	0.1791	0.1754	0.1751	0.1756	0.1761	0.1759	0.1738
<b>Desplazamientos Inelásticos SISMO Y (m)</b>							
	Estribo 1	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	Pilar 5	Estribo 2
Pilar	0	0.0112	0.0061	0.0042	0.0061	0.0112	0
Tablero	0.1615	0.0143	0.0084	0.0061	0.0084	0.0143	0.1615
<b>SISMO CHILE 2010</b>							
<b>Desplazamientos Inelásticos SISMO X (m)</b>							
	Estribo 1	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	Pilar 5	Estribo 2
Pilar	0	0.0847	0.0852	0.0846	0.0847	0.0856	0
Tablero	0.1038	0.103	0.1037	0.103	0.1029	0.1035	0.1078
<b>Desplazamientos Inelásticos SISMO Y (m)</b>							
	Estribo 1	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	Pilar 5	Estribo 2
Pilar	0	0.0076	0.0114	0.0054	0.0114	0.0076	0
Tablero	0.1644	0.0101	0.0147	0.0076	0.0147	0.0101	0.1644

De acuerdo a lo indicado en la norma AASHTO para los análisis Tiempo Historia, tomaremos los máximos resultados de los tres registros sísmicos, obteniendo los siguientes valores máximos.

Tabla 21. Fuerzas cortantes y momentos flectores máximos.

<b>SISMO 1966_PQR</b>					
<b>Fuerzas Cortantes y Momentos Flectores Inelásticas Elásticos SISMO X</b>					
	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	Pilar 5
Shear 2-2	402.26	411.01	407	397	403
Moment 3-3	2642.32	2661.83	2561.45	2626.32	2688.41
<b>Fuerzas Cortantes y Momentos Flectores Inelásticas Elásticos SISMO Y</b>					
	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	Pilar 5
Shear 3-3	1356.47	1076.55	917.78	1076.55	1356.47
Moment 2-2	9656.41	8501.47	8088.74	8501.41	9656.14
<b>SISMO 2007_ICA</b>					
<b>Fuerzas Cortantes y Momentos Flectores Inelásticas Elásticos SISMO X</b>					
	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	Pilar 5
Shear 2-2	444.99	564.46	476.29	435.79	358.97
Moment 3-3	3031.29	3291.15	3136.97	2990.09	2298.82
<b>Fuerzas Cortantes y Momentos Flectores Inelásticas Elásticos SISMO Y</b>					
	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	Pilar 5
Shear 3-3	1210.23	1036.81	930.19	1036.81	1210.23
Moment 2-2	8999.8	8414.4	8000.97	8414.4	8999.8
<b>SISMO CHILE 2010</b>					
<b>Fuerzas Cortantes y Momentos Flectores Inelásticas Elásticos SISMO X</b>					
	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	Pilar 5
Shear 2-2	482.29	469.79	479.94	465.53	505.72
Moment 3-3	3462.41	3403.72	3235.68	3132.53	3364.49
<b>Fuerzas Cortantes y Momentos Flectores Inelásticas Elásticos SISMO Y</b>					
	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	Pilar 5
Shear 3-3	1176.42	1175.57	969.38	1175.63	1176.42
Moment 2-2	8822.39	9090.23	8223.48	9091.31	8822.39

Se muestra a manera de ejemplo, el diagrama de histéresis (fuerzo vs deformación) de las rótulas plásticas generadas en la base de las columnas.

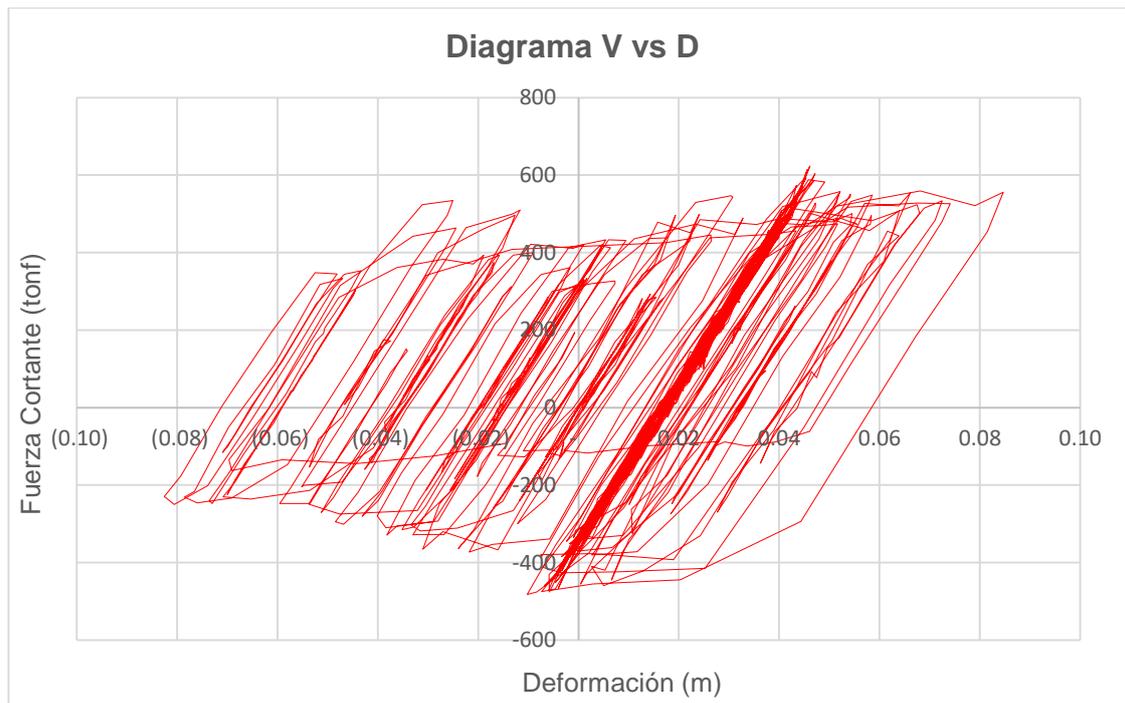


Figura 43. Diagrama de Histéresis del Pilar Central (Longitudinal – CHILE 2010)

### 3.5.7. Determinación del Desempeño Sísmico del Puente Quilca

Para determinar el desempeño, compararemos las demandas de desplazamiento y fuerzas cortantes en los pilares para el espectro del Manual de Puentes del MTC. Se ha realizado el análisis de desempeño para el análisis dinámico modal espectral, así como para el análisis tiempo historia no lineal.

Para definir el nivel de desempeño estructural, se han considerado los niveles indicados en el FEMA 356, que considera los niveles de Ocupación inmediata, seguridad de vida y prevención de colapso. Asimismo, como criterio propio se ha adicionado el nivel de Operatividad inmediata, donde se ha considerado el límite del comportamiento elástico de la curva de capacidad.

Todos los niveles de desempeño mencionados, así como la curva de capacidad de desplazamientos del puente Quilca, se muestran en la figura 44 y 45 para la dirección longitudinal y transversal respectivamente.

Los desplazamientos para cada nivel de desempeño, se han obtenido multiplicando las derivas del orden de 0.5%, 1% y 2% indicadas en FEMA 356, por la altura del pilar de 6m.

Se presentan también los criterios de desempeño, de acuerdo a lo indicado por la norma ASCE/SEI 41-13.

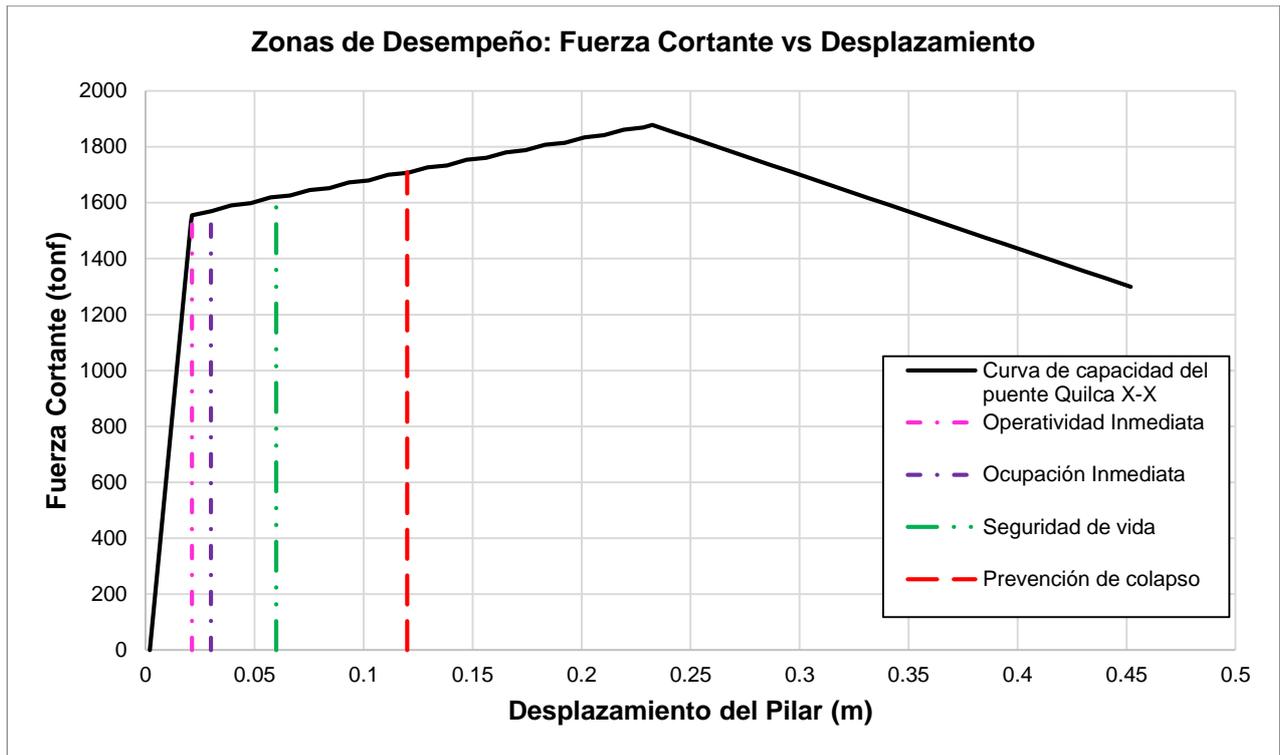


Figura 44. Niveles de desempeño del puente Quilca X-X basado en derivas según FEMA 356.

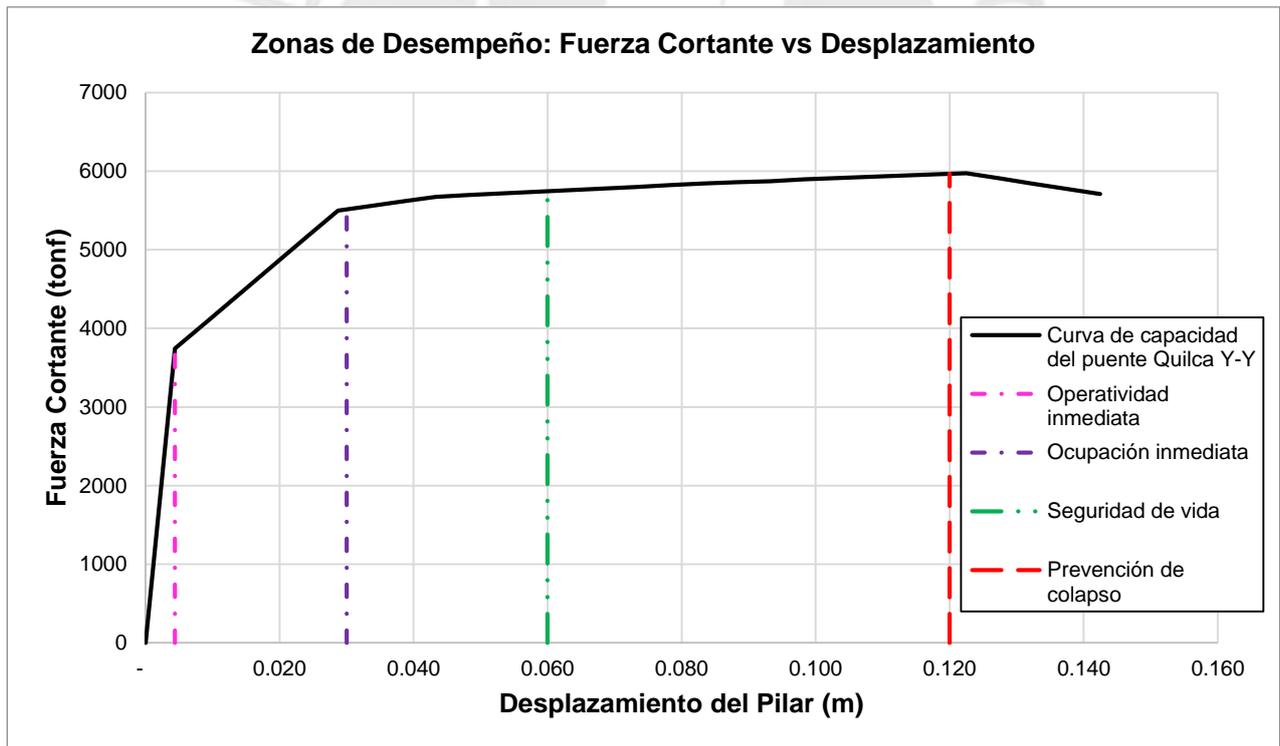


Figura 45. Niveles de desempeño del puente Quilca Y-Y basado en derivas según FEMA 356.

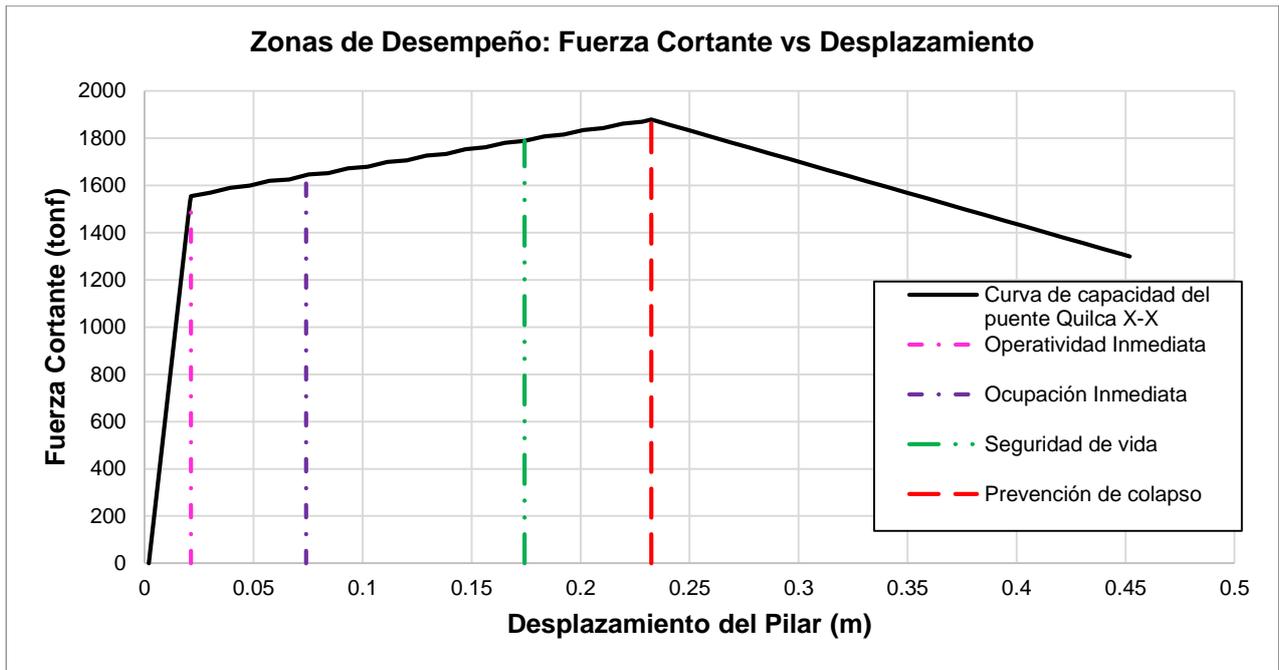


Figura 46. Niveles de desempeño del puente Quilca X-X basado en ASCE/SEI 41-13.

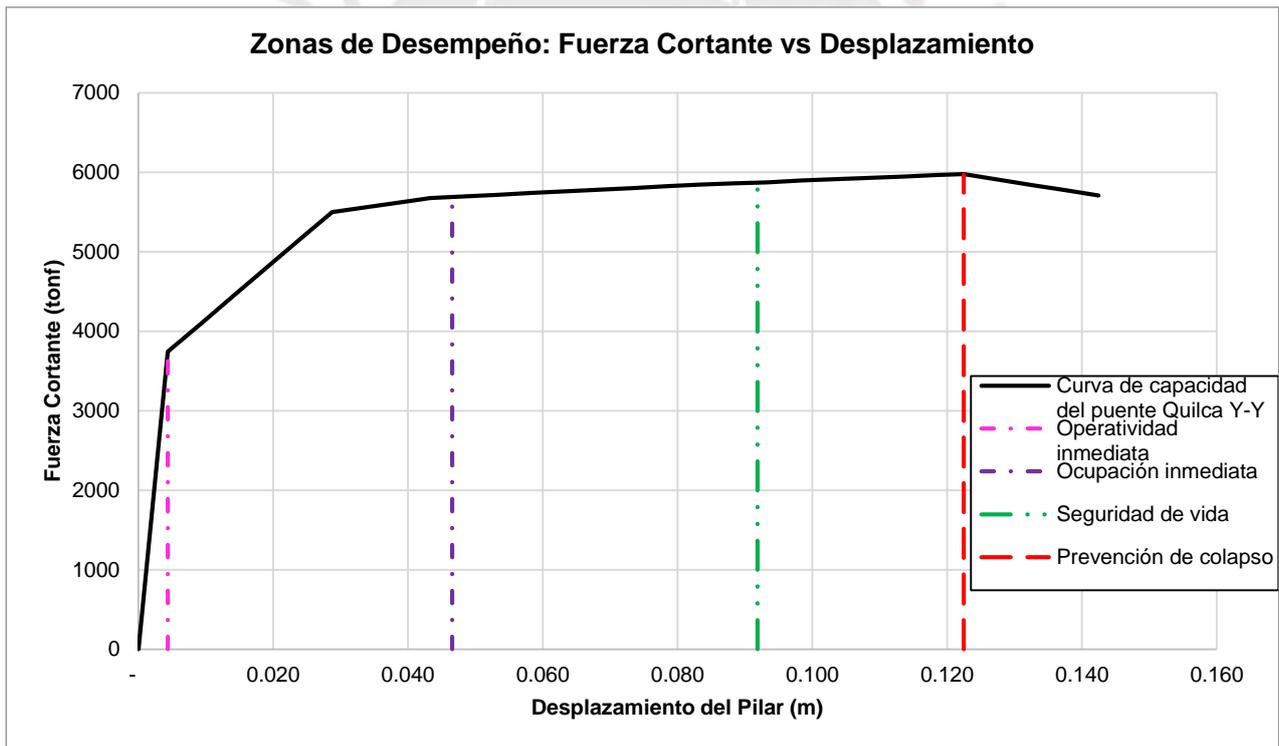


Figura 47. Niveles de desempeño del puente Quilca Y-Y basado en ASCE/SEI 41-13.

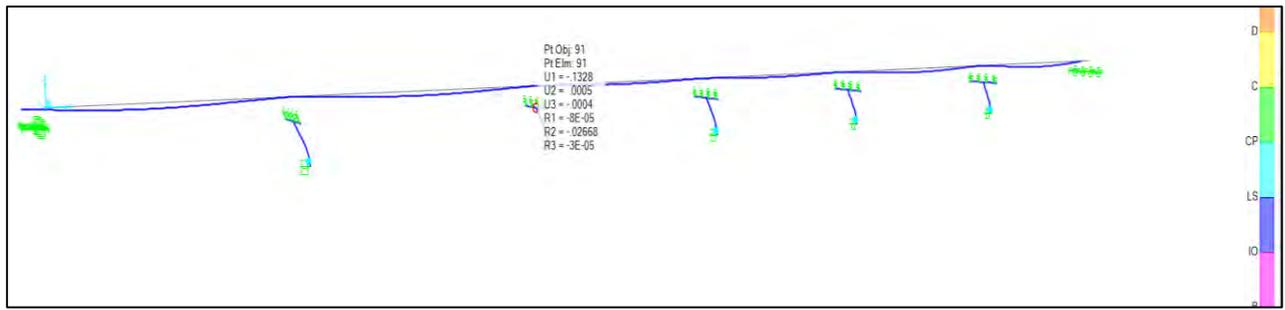


Figura 48. Desempeño sísmico - Lima 1966-PQR.

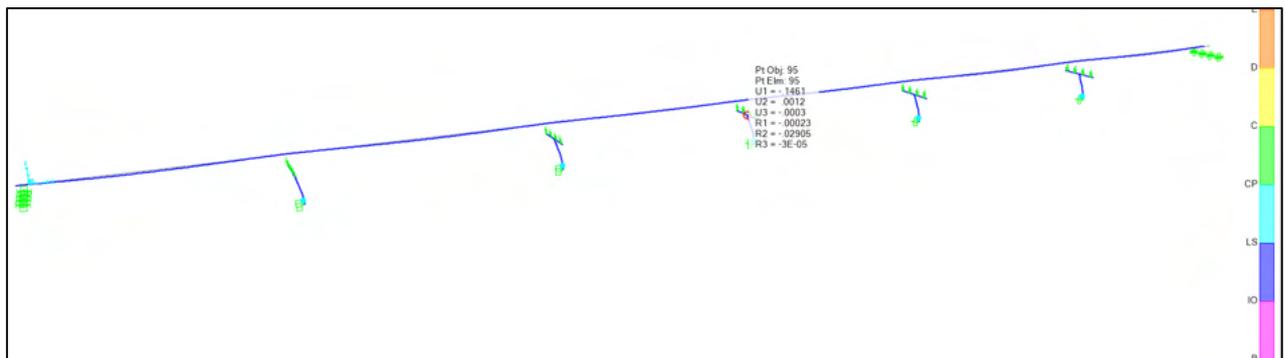


Figura 49. Desempeño sísmico - Ica 2007.

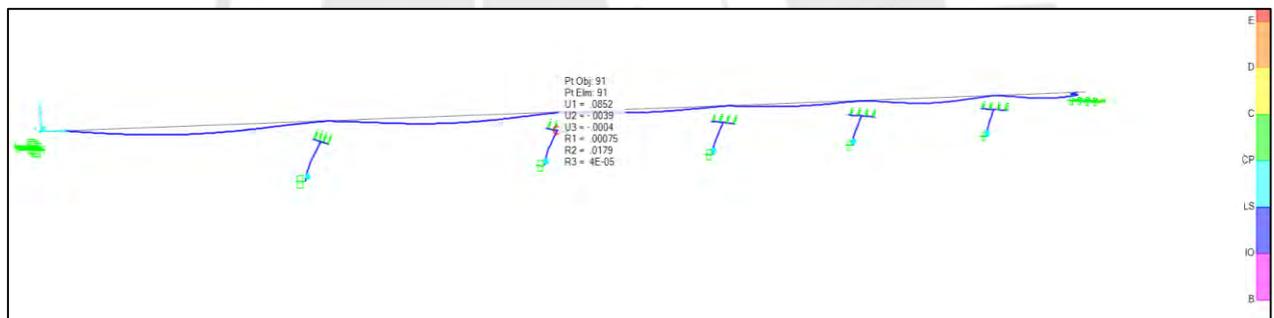


Figura 50. Desempeño sísmico - Chile 2010.

De los diagramas de desplazamiento no lineal, mostrados en las figuras anteriores, podemos apreciar que se presentan rótulas de color celeste, indicando que se encuentran en el rango seguridad de vida.

## CAPÍTULO 4: ANÁLISIS DEL PUENTE QUILCA CON SISTEMAS DE AISLAMIENTO SÍSMICO

Debido a que el puente Quilca incursiona en rango inelástico, y de acuerdo a los resultados del análisis no lineal, presenta un nivel de desempeño de prevención de colapso, se plantea la inclusión de sistemas de protección sísmica con el objetivo de lograr un nivel de desempeño de operatividad inmediata para la demanda de diseño.

### 4.1. Determinación de los parámetros del sistema de aislamiento

El sistema de aislamiento, mediante la deformación inelástica de los dispositivos, generará una rigidez lateral efectiva, la cual está asociada al desplazamiento máximo, al amortiguamiento del sistema y al periodo efectivo.

Se asumió de manera conveniente un periodo efectivo objetivo igual 2.5s.

$$T_{obj} = 2.5$$

Para la estimación del desplazamiento del sistema de aislamiento, se ha asumido un valor de porcentaje de amortiguamiento efectivo  $\beta_{eff} = 15\%$ , al cual corresponde un valor de  $BL=1.39$ .

$$d = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right) \times \left(\frac{S_{D1} T_{eff}}{B_L}\right)$$

$$T_{eff} = 2.5 \text{ s}$$

$$BL = 1.39$$

$$S_{D1} = 0.78$$

Luego el valor del desplazamiento  $d$  inicial es:

$$d = \left(\frac{9.81}{4\pi^2}\right) \times \left(\frac{0.78 \times 2.5}{1.39}\right) = 0.349 \text{ m}$$

El valor de la Resistencia Característica del sistema de aislamiento  $Q_d$ , debe ser lo suficientemente alta para que el sistema no entre en estado de fluencia frente a cargas no sísmicas (viento, etc), pero lo suficientemente baja para que permita al sistema entrar en fluencia durante el sismo. La experiencia en puentes aislados ha demostrado que un valor de 5% del Peso del Puente, es un buen punto de partida. (NCHRP020 2011).

$$Q_d = 0.05W_{ss}$$

$$Qd = 0.05 * (6016.13) = 300.81 \text{ tonf}$$

También es necesario asumir un valor para la rigidez post-fluencia  $K_d$ , el cual tiene un valor mínimo  $K_{dmin}$  según la norma AASHTO GSID 2010 y la ecuación 14.

$$K_{d,min} \geq \frac{0.025W}{d}$$

La experiencia en puentes aislados ha demostrado que un buen punto de partida para el proceso iterativo, es el de tomar el valor de  $K_d$  igual a 2 veces el mínimo expresado por la norma AASHTO GSID 2010. (NCHRP020 2011). Sin embargo, para el periodo efectivo buscado, es necesario dotar al sistema de aislamiento con una mayor rigidez.

$$Kd = \frac{0.18W_{ss}}{d}$$

$$Kd = \frac{0.18 \times 6016.13}{0.349} = 3097.27 \text{ tonf/m}$$

$$k_{eff} = \frac{Q_d}{d} + \frac{K_d}{d} * (d - \frac{Q_d}{10K_d})$$

$$K_{eff} = \frac{300.81}{0.349} + \frac{3097.27}{0.349} * (0.349 - \frac{300.81}{10 * 3097}) = 3873.82 \text{ tonf/m}$$

El valor de  $Q_d$  y  $K_d$  se puede repartir en los estribos y pilares según la carga axial que estos soporten, o se pueden distribuir de manera conveniente, como por ejemplo para uniformizar el tamaño de los dispositivos, o modificar la respuesta modal del puente.

Para el caso de la presente tesis, a fin de evaluar una alternativa económica, se ha planteado utilizar un solo tipo de dispositivo, por lo que las propiedades del sistema de aislamiento se repartirán de acuerdo a la cantidad de dispositivos.

## 4.2. Análisis modal espectral del puente Quilca con sistema de aislamiento sísmico

### 4.2.1. Definición de parámetros iniciales

Para realizar el análisis Modal Espectral, se consideran las propiedades efectivas de los dispositivos. Considerando que se colocará un aislador bajo cada viga de la sección cajón, se tendrá un total de 28 dispositivos (4 en cada estribo, y 4 en cada pilar).

$$K_{effi} = 3873.82/28 = 138.35 \text{ tonf/m}$$

Para el análisis modal espectral usamos la rigidez efectiva, y se considera el amortiguamiento esperado a desarrollar por los dispositivos, el cual puede considerarse en la reducción del espectro de demanda sísmica, o en todo caso se puede considerar en los casos de análisis modal espectral para los 3 primeros modos del puente.

En la presente tesis, hemos realizado lo anterior, considerando un amortiguamiento efectivo de 15% de acuerdo a los cálculos iniciales.

$$\beta_{eff} = 15 \%$$

#### 4.2.2. Modelamiento del puente Quilca con aisladores sísmicos

En el caso de puentes, los aisladores sísmicos se ubican entre el tope del pilar, generalmente sobre la viga cabecera, y debajo de la base del tablero del puente. Los aisladores, debido a su gran rigidez axial, funcionan de apoyos y están anclados a la viga cabecera y a la base del tablero, mediante una plancha metálica emperrada adecuadamente.

Los aisladores se modelarán como elementos "Link", donde se considerarán sus propiedades efectivas, y también sus propiedades no lineales para el caso de un análisis no lineal.

Se muestra la definición del elemento link, en la figura n° 40. Cabe resaltar que en la dirección vertical se debe colocar el valor estimado de la rigidez vertical (U1), y las direcciones (U2) y (U3) las propiedades serán similares entre sí.

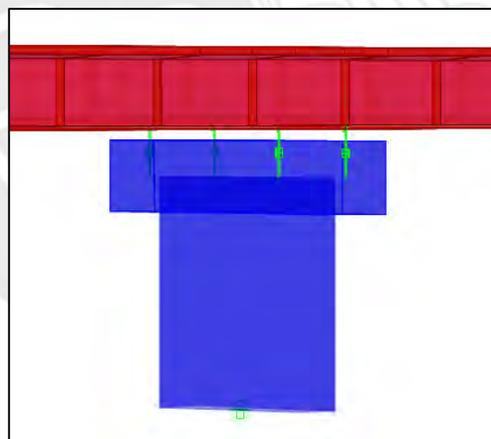


Figura 51. Definición de aisladores como elementos Link.

#### 4.2.3. Análisis Modal del Puente Quilca

La inclusión del sistema de aislamiento, genera cambios drásticos en la forma modal del mismo, ya que genera un desacoplamiento de la subestructura y la súper estructura, mediante la interface de aislamiento la cual tiene una baja rigidez lateral.

Esto permite que el tablero del puente se desplaza longitudinalmente y transversalmente en los modos fundamentales, y un modo torsional en el tercer modo. Así mismo, la inclusión del sistema

de aislamiento, en el caso de puentes regulares como el caso del puente Quilca, permite la obtención de más del 90% de la masa en los 3 primeros modos, siempre y cuando se haga un análisis modal mediante Vectores Ritz. Se muestra a continuación la tabla de participación de masa modal para los 12 primeros modos del puente Quilca.

Tabla 22. Tabla de participación Modal – Caso Con Aisladores LRB

Modo	Periodo	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
1	2.368303	1.697E-19	0.855093	0	0.313573	1.745E-20	5.323E-18
2	2.294989	0.893604	1.725E-19	0	6.326E-20	0.000093	0
3	2.016025	0	3.195E-17	0	1.172E-17	6.664E-17	0.913329
4	1.411646	1.705E-20	0.03283	5.916E-20	0.012062	2.425E-16	1.84E-15
5	0.768299	3.449E-16	7.938E-15	1.307E-13	2.919E-15	1.594E-11	0.007131
6	0.564327	7.067E-07	6.495E-15	0.000001323	2.394E-15	0.000308	6.447E-11
7	0.547059	1.309E-10	1.701E-14	0.011441	6.151E-15	3.494E-07	5.432E-11
8	0.445681	5.247E-07	2.883E-11	0.000005447	1.066E-11	0.220219	1.45E-10
9	0.429514	1.41E-13	0.000217	0.000001191	0.00008	3.229E-08	2.836E-11
10	0.428485	1.962E-11	8.287E-10	0.319423	3.064E-10	0.000007568	1.266E-11
11	0.410298	2.051E-07	5.421E-13	2.083E-07	1.973E-13	0.602577	2.061E-12
12	0.373442	5.331E-14	3.492E-14	0.503869	1.368E-14	4.104E-08	6.222E-13
13	0.270064	9.668E-12	1.268E-10	2.415E-09	4.723E-11	5.871E-07	0.000095
14	0.2107	3.067E-08	1.488E-12	0.000042	9.572E-13	0.000178	2.974E-10
15	0.20834	4.798E-07	7.597E-11	5.022E-07	3.177E-11	0.003606	1.366E-08
16	0.187125	9.592E-14	0.000004941	2.342E-08	0.000001825	9.875E-09	1.241E-09
17	0.186314	3.916E-09	3.82E-10	0.000296	1.41E-10	3.996E-10	3.44E-09
18	0.176183	9.134E-09	2.155E-12	0.003532	2.582E-15	0.000016	1.74E-09
19	0.151391	0.000005902	2.161E-10	0.00004	5.55E-11	0.012621	2.459E-08
20	0.141028	0.100057	2.004E-12	1.739E-08	6.272E-13	0.000033	1.522E-11
21	0.140727	0.006143	2.91E-11	9.199E-08	8.8E-12	0.004124	4.82E-10
22	0.140092	9.888E-07	1.5E-14	0.000027	4.541E-15	9.711E-07	8.147E-13
23	0.140037	0.00000051	1.713E-13	0.000127	3.079E-14	0.000012	1.099E-11
24	0.139014	0.000034	1.533E-11	0.000052	4.391E-12	0.002182	4.936E-09
25	0.135565	1.355E-08	2.609E-09	0.000002991	1.056E-09	0.000029	0.000013
26	0.125562	0.000022	1.544E-10	0.000361	6.173E-11	0.0156	4.275E-08
27	0.106774	0.000000108	4.236E-10	0.06024	1.412E-10	0.000031	4.523E-11
28	0.104227	4.653E-10	0.000000154	0.00012	7.513E-08	0.000009796	0.000003568
29	0.078854	2.845E-15	2.969E-12	1.312E-10	1.759E-12	2.111E-11	0.000052
30	0.078838	4.628E-13	1.878E-13	3.226E-08	5.905E-12	5.107E-09	0.000006643
31	0.078837	8.302E-14	2.157E-12	6.184E-09	1.746E-13	9.34E-10	0.000012
32	0.078837	1.496E-13	5.418E-13	1.033E-08	1.976E-12	1.641E-09	0.00000105
33	0.077305	2.357E-09	8.659E-10	0.00029	2.311E-10	0.000013	0.000022
34	0.075875	1.149E-09	5.116E-11	0.00053	3.972E-11	1.972E-09	0.000014
35	0.07245	1.568E-09	8.271E-10	0.000004544	1.21E-10	0.000003665	0.00006
36	0.071437	0.000001364	2.176E-12	0.000002773	7.466E-12	0.000387	5.473E-08
37	0.05228	2.663E-10	0.00001	2.425E-09	2.021E-08	3.377E-08	0.000673
38	0.043859	1.408E-11	0.063192	6.208E-11	0.03876	1.179E-07	0.001156
39	0.043562	1.142E-10	0.010122	1.706E-09	0.006729	9.213E-07	0.015424
40	0.04305	2.474E-11	0.000454	6.485E-10	0.000352	2.789E-07	0.036877

41	0.038279	3.577E-12	0.000169	7.36E-09	0.000464	1.525E-07	6.206E-08
42	0.038057	2.397E-12	9.679E-07	5.721E-09	0.000002958	1.075E-07	0.000072
43	0.038018	3.852E-12	0.000028	1.134E-08	0.000082	0.000000243	0.000102
44	0.035655	1.577E-07	1.148E-07	0.001854	4.919E-07	0.000825	7.042E-08
45	0.034221	0.00000557	1.452E-07	0.000612	8.746E-07	0.052619	0.000000114
46	0.030719	0.000073	2.789E-07	0.000023	0.000003524	0.000316	8.219E-08
47	0.030561	0.00000583	6.406E-07	0.000621	0.000008334	0.004289	0.000000394
48	0.029856	0.000003615	0.000003641	0.000426	0.000056	0.004778	0.000002056
49	0.02957	4.014E-09	0.035508	0.000001674	0.582379	0.000002659	0.001323
50	0.029268	4.157E-09	0.002175	0.000004356	0.037831	0.000002321	0.021194
51	0.029003	1.061E-07	3.029E-09	0.000249	6.588E-08	0.000603	0.000003171
52	0.028882	7.913E-07	4.855E-08	0.002175	9.902E-07	0.000006251	0.000006037
53	0.028693	0.000031	7.239E-09	0.000042	1.515E-07	0.000032	3.659E-07
54	0.028411	0.000001521	1.159E-07	0.004788	0.000002579	0.000203	0.0000039
55	0.026285	0.000002205	8.025E-08	0.005438	0.000003044	0.002003	0.000005247
56	0.026173	3.174E-07	5.742E-08	0.002588	0.000002399	0.000188	0.000005471
57	0.022974	3.144E-07	3.577E-08	0.004454	0.000003894	0.008835	0.000016
58	0.021691	1.869E-08	0.000001367	0.000196	0.00028	0.000118	0.001531
59	0.020134	8.092E-09	1.235E-08	0.000618	0.000003531	0.000357	0.000019
60	0.01862	2.601E-07	8.698E-10	0.000202	1.578E-07	0.002089	3.087E-08
61	0.018388	3.356E-09	2.556E-08	6.054E-07	0.000002646	0.000018	0.000063
62	0.016812	3.937E-09	1.297E-08	3.009E-08	0.000016	0.000002841	7.745E-07
63	0.015523	0.000001328	7.226E-08	0.000021	0.000003304	0.000000888	0.00027
64	0.015238	0.00000255	2.561E-08	0.000066	0.000001829	0.000147	0.000154
65	0.014029	6.569E-09	3.549E-07	0.000000782	0.000023	0.00001	0.000021
66	0.009049	1.32E-10	1.869E-10	6.704E-07	0.00000673	0.000015	0.000139
67	0.006684	3.806E-14	2.42E-08	1.61E-09	3.365E-08	3.116E-08	0.000001479
68	0.006545	1.658E-14	3.078E-11	3.08E-10	5.983E-11	1.131E-08	2.03E-08
69	0.006528	1.158E-15	1.041E-12	2.27E-11	9.332E-10	8.05E-10	3.72E-08
70	0.006526	6.524E-14	1.184E-10	1.382E-09	7.445E-10	4.672E-08	1.373E-07
71	0.006525	6.929E-14	1.584E-11	1.271E-09	1.478E-08	4.741E-08	8.595E-08
72	0.006127	3.904E-15	6.835E-08	2.199E-10	4.702E-07	2.699E-10	0.000003728
73	0.005262	5.639E-11	2.921E-14	0.000102	1.418E-12	0.001076	2.196E-12
74	0.005259	3.982E-12	1.922E-14	0.000002781	8.249E-13	0.000593	4.029E-12
75	0.005257	2.882E-12	6.348E-14	0.000169	2.917E-12	0.000067	8.444E-12
76	0.005254	1.599E-11	6.43E-13	0.004053	2.845E-11	0.000569	1.161E-10
77	0.004673	1.025E-14	7.461E-07	2.092E-09	0.00002	2.481E-08	6.188E-07
78	0.004241	1.821E-14	1.328E-07	6.156E-09	0.000011	9.131E-08	0.000001475
79	0.003998	6.452E-15	0.000001128	5.864E-09	0.00008	7.278E-08	4.206E-07
80	0.003796	7.777E-15	0.000026	4.397E-09	0.002082	1.674E-08	0.000002745
81	0.003642	3.733E-15	0.000005947	6.285E-10	0.000519	1.021E-09	0.000025
82	0.003474	5.299E-14	7.943E-10	3.651E-08	5.831E-07	6.877E-07	0.000016
83	0.002978	1.032E-14	7.54E-09	1.161E-08	2.288E-07	8.093E-08	0.000001004
84	0.002788	9.478E-10	1.621E-12	0.001481	2.086E-12	0.003913	7.858E-11
85	0.002571	3.91E-10	1.217E-15	0.000151	2.482E-12	0.001098	3.155E-13
86	0.002553	9.033E-11	1.779E-15	0.000021	3.263E-12	0.000355	7.558E-13
87	0.002541	2.924E-11	1.341E-14	0.000375	8.785E-12	0.000064	2.915E-12
88	0.002528	1.488E-10	9.433E-14	0.004053	8.396E-11	0.000294	3.595E-11
89	0.002295	5.7E-15	9.304E-11	1.882E-07	0.000003607	2.934E-07	0.000012

90	0.001748	5.502E-16	1.602E-09	8.949E-09	1.406E-07	5.453E-08	2.216E-07
91	0	0	0	0	0	0	0
92	0	0	0	0	0	0	0
93	0	0	0	0	0	0	0
94	0	0	0	0	0	0	0
95	0	0	0	0	0	0	0
96	0	0	0	0	0	0	0
97	0	0	0	0	0	0	0
98	0	0	0	0	0	0	0
99	0	0	0	0	0	0	0
100	0	0	0	0	0	0	0



#### 4.2.4. Análisis Modal Espectral del Puente Quilca

Debemos realizar el análisis modal espectral, considerando la demanda sísmica del Manual de Puentes del MTC 2017. Se propone la inclusión de un sistema de aislamiento sísmico, con un periodo de vibración efectivo de 2.5 segundos, y un 15% de amortiguamiento efectivo.

$$T = 0.6 \text{ s}$$

$$T_{eff} = 2.5 \text{ s}$$

$$\beta_{eff} = 15\%$$

$$BL = \left(\frac{\beta}{0.05}\right)^{0.3}$$

$$BL = 1.39$$

$$S_{D1} = 0.78$$

$$D = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right) \times \left(\frac{S_{D1}T_{eff}}{BL}\right)$$

$$D = 0.349 \text{ m}$$

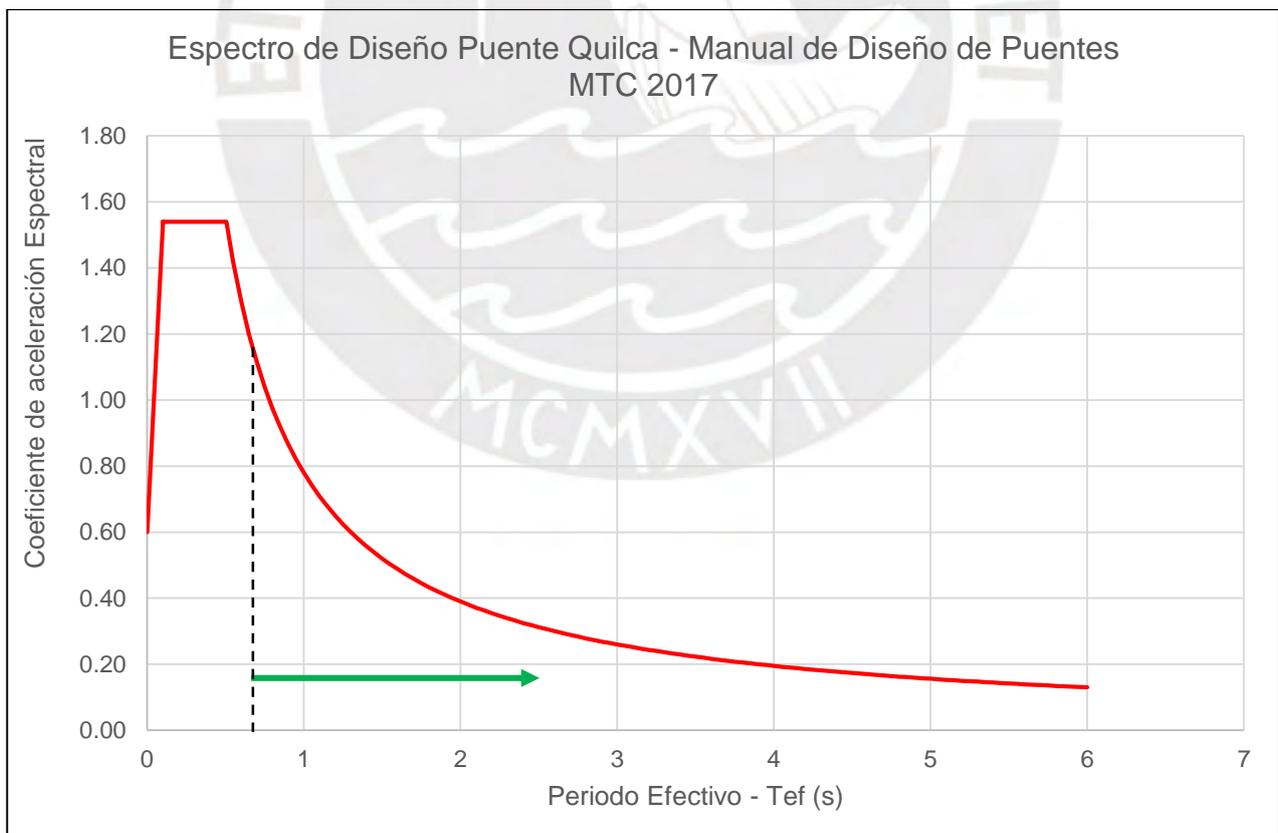


Figura 52. Salto de periodo fundamental, y disminución de la demanda sísmica por amortiguamiento.

Para un periodo efectivo de 2.5 s, y un amortiguamiento efectivo de 15%, las características del sistema de aislamiento sísmico son las siguientes.

$$K_{eff} = 3873.82 \text{ ton f/m}$$

$$Q_d = 300.81 \text{ tonf}$$

$$k_d = 3097 \text{ tonf/m}$$

$$k_u = 30970 \text{ tonf/m}$$

$$d_y = 0.01m$$

$$F_y = 334.23 \text{ tonf}$$

$$F_{m\acute{a}x} = 1350.04 \text{ tonf}$$

$$D = 0.349 \text{ m}$$

Se realizó un análisis modal espectral, y se obtuvieron los siguientes resultados para fuerzas, momentos flectores y desplazamientos máximos.

Tabla 23. Fuerzas Cortantes y Momentos Flectores – Load Case SISMO X

<b>Fuerzas Cortantes y Momentos Flectores Elásticos Elásticos SISMO X</b>					
	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	Pilar 5
Vx-x (tonf)	253.88	253.8	253.62	253.79	253.65
Mx-x (tonf.m)	1582.64	1583.24	1583.44	1583.13	1581.29

Tabla 24. Fuerzas Cortantes y Momentos Flectores – Load Case SISMO Y

<b>Fuerzas Cortantes y Momentos Flectores Elásticos Elásticos SISMO Y</b>					
	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	Pilar 5
Vy-y (tonf)	187.27	223.64	235.54	223.64	187.4
My-y (tonf.m)	1568.23	1900.6	2006.7	1900.89	1568.93

Tabla 25. Desplazamientos Máximos – SISMO X – SISMO Y - COMBINACIÓN

<b>Máximo Desplazamiento de los Aisladores en Pilar Central</b>	
SISMO X (LONGITUDINAL)	
<b>uL=</b>	31.78
<b>vL=</b>	0
SISMO Y (TRANSVERSAL)	
<b>uT=</b>	0.0002
<b>vT=</b>	39.23
<b>Load Case 1 (L+0.3T)</b> <b>u1=</b> 31.78 <b>v1=</b> 11.77 <b>R1=</b> 33.889	
<b>Load Case 2 (0.3L+T)</b> <b>u2=</b> 9.534 <b>R2=</b> 40.372 <b>TDD =</b> 40.37	

Unidades: Desplazamientos (cm)

#### 4.2.5. Análisis Modal Espectral del Puente Quilca con propiedades Modificadas ( $\lambda_{\text{máx}}$ ).

Se realizó un análisis modal espectral, y se obtuvieron los siguientes resultados para fuerzas, momentos flectores y desplazamientos máximos, para el caso de propiedades máximas ( $\lambda_{\text{máx}}$ ).

$$K_{eff} = 4715.07 \text{ ton f/m}$$

$$Q_d = 323.37 \text{ tonf}$$

$$D = 0.316m$$

Tabla 26. Fuerzas Cortantes y Momentos Flectores – Load Case SISMO X

<b>Fuerzas Cortantes y Momentos Flectores Elásticas Elásticos SISMO X</b>					
	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	Pilar 5
Vx-x (tonf)	264.29	264.23	264.05	264.2	264.09
Mx-x (tonf.m)	1659.09	1659.83	1690.19	1659.74	1657.67

Tabla 27. Fuerzas Cortantes y Momentos Flectores – Load Case SISMO Y

<b>Fuerzas Cortantes y Momentos Flectores Elásticas Elásticos SISMO Y</b>					
	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	Pilar 5
Vy-y (tonf)	200.78	244.59	259.19	244.6	200.98
My-y (tonf.m)	1695.62	2088.18	2216.58	2088.58	1696.23

Tabla 28. Desplazamientos Máximos – SISMO X – SISMO Y - COMBINACIÓN

<b>Máximo Desplazamiento de los Aisladores en Pilar Central</b>			
SISMO X (LONGITUDINAL)		<b>Load Case 1 (L+0.3T)</b>	
$uL=$	0.29	$u1=$	0.286
$vL=$	0	$v1=$	0.108
		$R1=$	0.3059
SISMO Y (TRANSVERSAL)		<b>Load Case 2 (0.3L+T)</b>	
$uT=$	0.000	$u2=$	0.086
$vT=$	0.361	$v2=$	0.361
		$R2=$	0.3708
		$TDD =$	0.37

Unidades: Desplazamientos (cm)

### 4.3. Análisis Tiempo Historial No Lineal Modal

Para poder analizar el comportamiento de los aisladores sísmicos, debido a su naturaleza de comportamiento inelástico, es necesario realizar un análisis no lineal, para lo que se debe caracterizar el comportamiento no lineal de los aisladores de acuerdo a algún modelo preestablecido. En este caso, para el modelamiento de aisladores de neopreno con núcleo de plomo, un modelo bi-lineal es muy aproximado al comportamiento real, por lo que usaremos dicho modelo en la presente tesis.

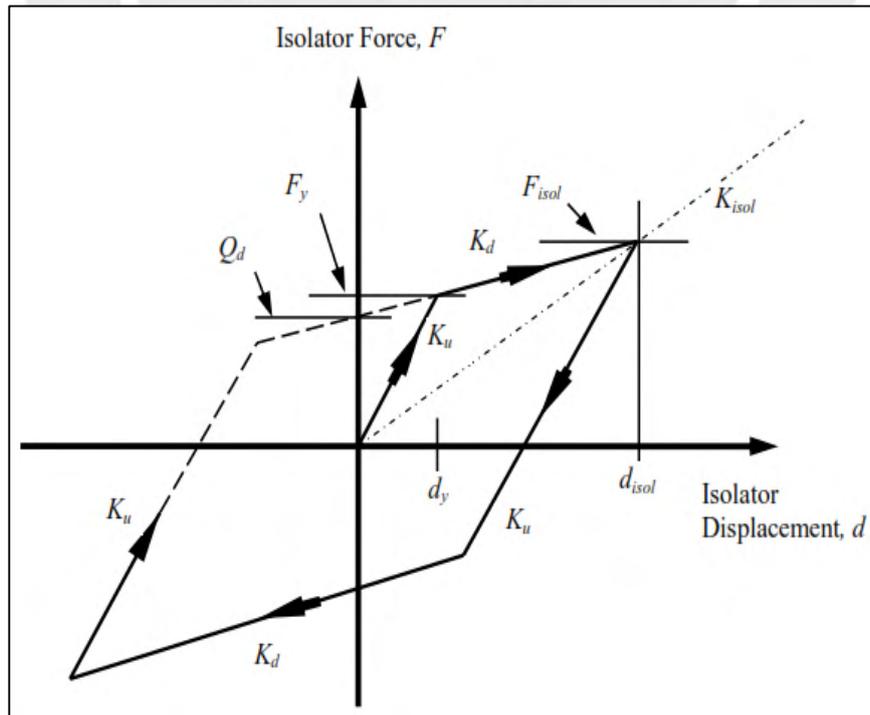


Figura 53. Curva bilineal que describe el comportamiento del sistema de aislamiento, NCHRP 2011

Para el análisis del puente Quilca con aisladores sísmicos tipo LRB, se han determinado las propiedades inelásticas que serán consideradas en el modelo bi-lineal, y a su vez este modelo se ingresará en el software de análisis para representar al aislador.

Las propiedades nominales o  $\lambda_{mín}$  para los aisladores son:

$$Qd = 300.81 \text{ tonf}$$

$$k_d = 3097 \text{ tonf/m}$$

$$k_u = 30970 \text{ tonf/m}$$

$$d_y = 0.01m$$

$$F_y = 334.23 \text{ tonf}$$

$$F_{máx} = 1350.04 \text{ tonf}$$

Las propiedades modificadas por  $\lambda_{máx}$  para los aisladores son:

$$Qd = 323.37 \text{ tonf}$$

$$k_d = 3793.83 \text{ tonf/m}$$

$$k_u = 37938 \text{ tonf/m}$$

$$d_y = 0.009m$$

$$F_y = 359.29 \text{ tonf}$$

$$F_{máx} = 1489.42 \text{ tonf}$$

#### 4.3.1. Resultados del Análisis – Sismo de Diseño (TR=1000 años) DBE

Se realizó un análisis tiempo historia no lineal, donde se consideraron 3 registros sísmicos. Se obtuvieron las curvas de histéresis de los aisladores sísmicos para el sismo de diseño (DBE), y se muestran a continuación los resultados para el sismo de LIMA 1966.

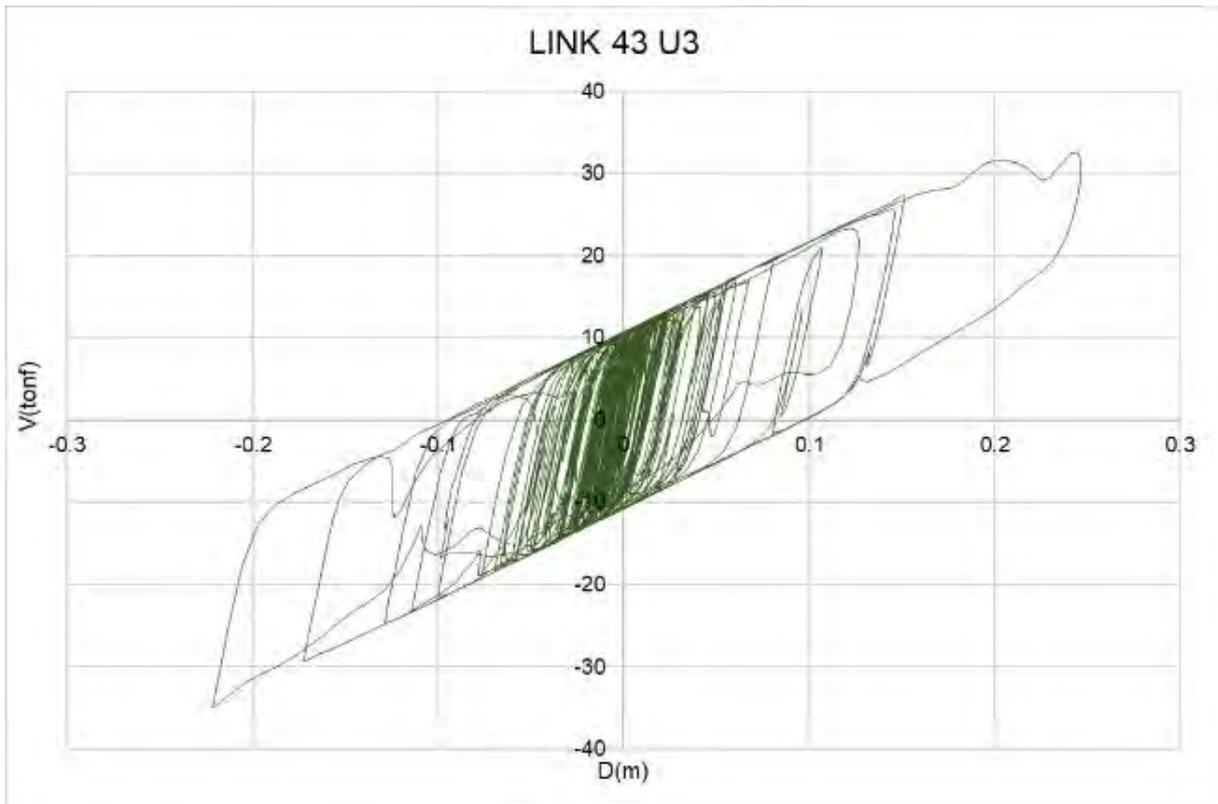


Figura 54. Diagrama de histéresis de aislador en LINK 43 dirección longitudinal  $\lambda_{min}$ .

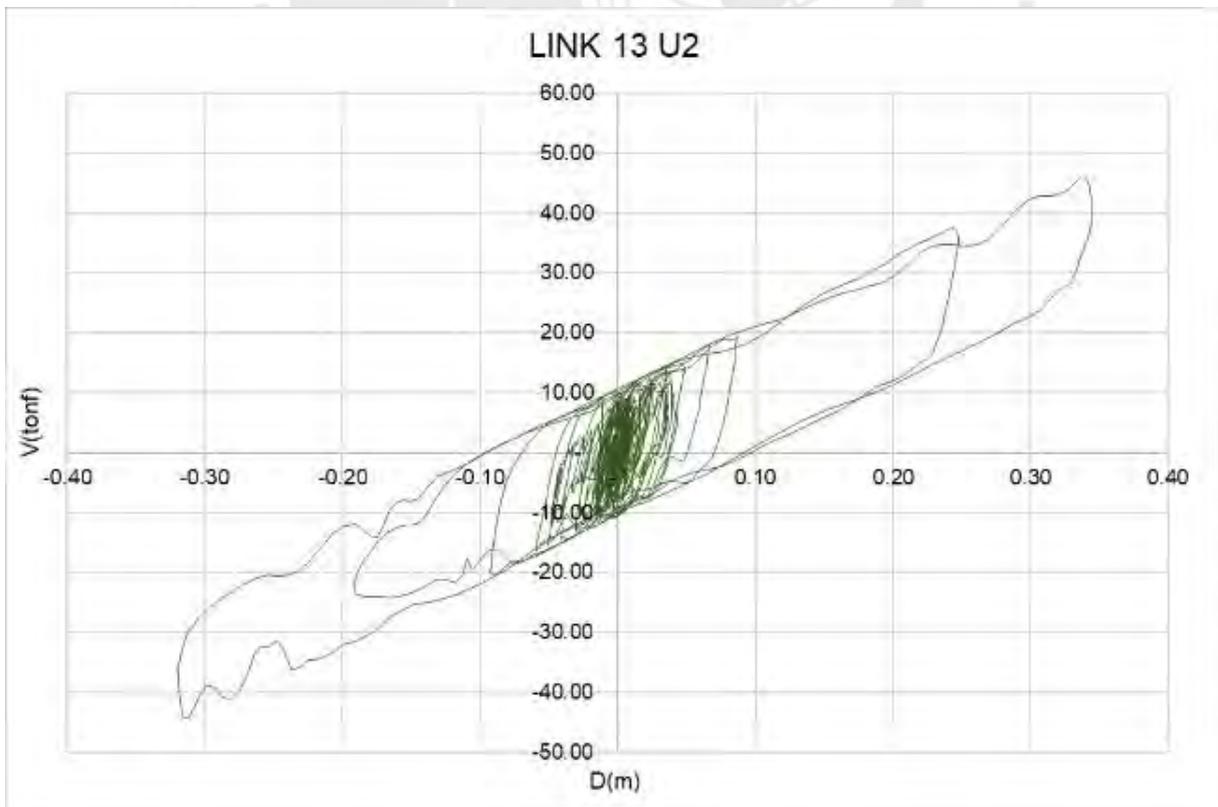


Figura 55. Diagrama de histéresis de aislador en LINK 13 en dirección transversal  $\lambda_{min}$ .

Tabla 29. Desplazamientos en dirección longitudinal y transversal  $\lambda_{min}$ .

SISMO LIMA 1966							
Desplazamientos Longitudinal (m)							
	Estribo 1	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	Pilar 5	Estribo 2
Pilar	0	0.0106	0.0106	0.0109	0.0111	0.0119	0
Tablero	0.2373	0.2413	0.2441	0.2407	0.2377	0.2406	0.2438
Desplazamientos Transversal (m)							
	Estribo 1	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	Pilar 5	Estribo 2
Pilar	0	0.0008	0.0009	0.001	0.001	0.0008	0
Tablero	0.2103	0.2724	0.3505	0.3738	0.3498	0.2703	0.216
SISMO ICA 2007							
Desplazamientos Longitudinal (m)							
	Estribo 1	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	Pilar 5	Estribo 2
Pilar	0	0.009	0.0083	0.0088	0.009	0.008	0
Tablero	0.224	0.2239	0.23	0.2237	0.2228	0.2242	0.2253
Desplazamientos Transversal (m)							
	Estribo 1	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	Pilar 5	Estribo 2
Pilar	0	0.0006	0.0007	0.0007	0.0007	0.0007	0
Tablero	0.1471	0.2006	0.2493	0.2624	0.2482	0.2011	0.1498
SISMO CHILE 2010							
Desplazamientos Longitudinal (m)							
	Estribo 1	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	Pilar 5	Estribo 2
Pilar	0	0.0141	0.0132	0.014	0.0151	0.0149	0
Tablero	0.1912	0.1965	0.1999	0.1965	0.1935	0.19663	0.2049
Desplazamientos Transversal (m)							
	Estribo 1	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	Pilar 5	Estribo 2
Pilar	0	0.0008	0.0009	0.001	0.0009	0.0009	0
Tablero	0.1598	0.2421	0.3077	0.3288	0.3114	0.2448	0.1629

Tabla 30. Fuerzas cortantes (tonf) y momentos flectores (tonf.m) en dirección longitudinal y transversal  $\lambda_{min}$ .

SISMO 1966_PQR					
Fuerzas Cortantes y Momentos Flectores Longitudinal					
	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	Pilar 5
Shear 2-2	285.4	281.52	250.3	328.27	278.89
Moment 3-3	1575.78	1572.14	1538.36	1540.78	1642.61
Fuerzas Cortantes y Momentos Flectores Transversal					
	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	Pilar 5
Shear 3-3	173.87	206.9	232.76	218.86	189.69
Moment 2-2	1443.9	1743.38	1899.79	1817.03	1523.46
SISMO 2007_ICA					
Fuerzas Cortantes y Momentos Flectores Longitudinal					
	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	Pilar 5
Shear 2-2	202.9	240.85	199.1	273.79	204.92
Moment 3-3	1259.96	1210.28	1224.67	1207.25	1115.16

<b>Fuerzas Cortantes y Momentos Flectores Transversal</b>					
	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	Pilar 5
Shear 3-3	147.55	154.05	162.44	162.72	160.31
Moment 2-2	1220.2	1302.11	1368.6	1311.18	1274.12
<b>SISMO CHILE 2010</b>					
<b>Fuerzas Cortantes y Momentos Flectores Longitudinal</b>					
	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	Pilar 5
Shear 2-2	411.19	341.72	326.01	342.53	336.74
Moment 3-3	2150.3	1941.71	1993.32	2121.51	1977.4
<b>Fuerzas Cortantes y Momentos Flectores Transversal</b>					
	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	Pilar 5
Shear 3-3	223.71	245.92	243.83	224.2	229.42
Moment 2-2	1476.44	1723.95	1817.4	1669.02	1643.89

Tabla 31. Desplazamientos en dirección longitudinal y transversal  $\lambda_{m\acute{a}x}$ .

<b>SISMO 1966_PQR</b>							
<b>Desplazamientos Longitudinal (m)</b>							
	Estribo 1	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	Pilar 5	Estribo 2
Pilar	0	0.0099	0.0097	0.0107	0.0109	0.0115	0
Tablero	0.2247	0.2185	0.2201	0.2181	0.2193	0.2186	0.2202
<b>Desplazamientos Transversal (m)</b>							
	Estribo 1	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	Pilar 5	Estribo 2
Pilar	0	0.0008	0.001	0.0011	0.001	0.0008	0
Tablero	0.1521	0.237	0.308	0.3245	0.3049	0.229	0.1595
<b>SISMO 2007_ICA</b>							
<b>Desplazamientos Longitudinal (m)</b>							
	Estribo 1	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	Pilar 5	Estribo 2
Pilar	0	0.0085	0.009	0.0086	0.0085	0.0087	0
Tablero	0.22	0.2156	0.2187	0.2145	0.2148	0.2152	0.2215
<b>Desplazamientos Transversal (m)</b>							
	Estribo 1	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	Pilar 5	Estribo 2
Pilar	0	0.0006	0.0007	0.0007	0.0007	0.0006	0
Tablero	0.1339	0.1751	0.2113	0.22	0.2103	0.1791	0.1384
<b>SISMO CHILE 2010</b>							
<b>Desplazamientos Longitudinal (m)</b>							
	Estribo 1	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	Pilar 5	Estribo 2
Pilar	0	0.0136	0.0129	0.014	0.0149	0.0152	0
Tablero	0.2057	0.1993	0.195	0.1987	0.204	0.1977	0.1958
<b>Desplazamientos Transversal (m)</b>							
	Estribo 1	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	Pilar 5	Estribo 2
Pilar	0	0.0008	0.0009	0.0009	0.0009	0.0008	0
Tablero	0.1357	0.1958	0.2509	0.2735	0.259	0.2006	0.1317

Tabla 32. Fuerzas cortantes (tonf) y momentos flectores (tonf.m) en dirección longitudinal y transversal  $\lambda_{m\acute{a}x}$ .

<b>SISMO 1966_PQR</b>					
<b>Fuerzas Cortantes y Momentos Flectores Longitudinal</b>					
	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	Pilar 5
Shear 2-2	240.95	283.25	242.58	292.94	298.11
Moment 3-3	1350.05	1470.45	1497.79	1449.65	1575.68
<b>Fuerzas Cortantes y Momentos Flectores Transversal</b>					
	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	Pilar 5
Shear 3-3	181.59	223.73	256.87	243.52	182.4
Moment 2-2	1458.83	1812.76	2076.62	1923.61	1501.46
<b>SISMO 2007_ICA</b>					
<b>Fuerzas Cortantes y Momentos Flectores Longitudinal</b>					
	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	Pilar 5
Shear 2-2	190	273.17	200.28	272.93	212.94
Moment 3-3	1171.25	1337.15	1223.38	1248.57	1127.08
<b>Fuerzas Cortantes y Momentos Flectores Transversal</b>					
	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	Pilar 5
Shear 3-3	144.04	153.37	158.2	156.06	152.68
Moment 2-2	1159.33	1262.1	1350.59	1287.8	1217.69
<b>SISMO CHILE 2010</b>					
<b>Fuerzas Cortantes y Momentos Flectores Longitudinal</b>					
	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	Pilar 5
Shear 2-2	404.59	351.74	327.43	331.89	343.62
Moment 3-3	2138.8	1944.97	2011.88	2128.09	2051.15
<b>Fuerzas Cortantes y Momentos Flectores Transversal</b>					
	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	Pilar 5
Shear 3-3	198.21	218.13	218.72	210.03	204.68
Moment 2-2	1503.02	1635.85	1744.39	1703.78	1504.18

#### 4.4. Verificación de la rigidez efectiva y amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento

Debido a que los aisladores sísmicos son dispositivos no lineales, es importante verificar que, con las propiedades físicas del aislador, y considerando una idealización de comportamiento histerético adecuada, es posible calcular la respuesta del sistema de aislamiento.

Un adecuado diseño se obtendrá cuando la respuesta histerética del sistema de aislamiento, arroje resultados cercanos a los esperados a los objetivos, tanto en rigidez efectiva como en amortiguamiento efectivo, ya que así aseguramos que los dispositivos permiten obtener el periodo efectivo buscado y los desplazamientos en los rangos esperados.

El cálculo del amortiguamiento se ha realizado para cada dispositivo, en función a la curva desplazamiento vs fuerza, resultante de un análisis tiempo historia no lineal. Considerando el modelo no lineal, se ha estimado el valor del amortiguamiento obtenido del área de la curva de histéresis y mediante la siguiente ecuación:

$$2\pi \xi D - \frac{4D_y(\alpha - 1)(D - D_y)}{D + (\alpha - 1)D_y} = 0$$

Para mejor entendimiento de la ubicación de los elementos links indicados en las tablas y diagramas de histéresis, se muestra la siguiente tabla de referencia:

LINKS DE AISLADORES						
ESTRIBO IZQ	PILAR	PILAR	PILAR CENT	PILAR	PILAR	ESTRIBO DER
41	1	9	17	25	33	53
42	3	11	19	27	35	54
43	5	13	21	29	37	55
44	7	15	23	31	39	56

Se muestra en la tabla 33 los resultados obtenidos del análisis de los 3 registros sísmicos, y en la dirección de análisis X-X (Longitudinal) y Y-Y (Transversal), para el caso con propiedades mínimas  $\lambda=1$ :

Tabla 33. Cálculo del amortiguamiento efectivo en Aislador LINK 43.

Propiedades promedio del Sistema de Aislamiento - LINK 43								
Dirección de Análisis X-X								
Registro	Dmax	Dmin	Fmax	Fmin	keff (tonf/m)	Dmax	$\xi$	$\xi\%$
CHILE 2010	19.09	-20.79	31.77	-33.65	164.04	20.79	0.1922	<b>19.22</b>
LIMA 1966	24.48	-22.17	32.58	-34.92	144.69	24.48	0.1729	<b>17.29</b>
ICA 2007	21.82	-19.82	34.75	-32.63	161.82	21.82	0.1864	<b>18.64</b>
<b>Valores Promedio</b>					<b>156.85</b>	<b>22.36</b>		<b>18.38</b>
Dirección de Análisis Y-Y								
Registro	Dmax	Dmin	Fmax	Fmin	keff (tonf/m)	Dmax	$\xi$	$\xi\%$
CHILE 2010	14.36	-13.42	21.8	-23.13	161.74	14.36	0.2376	<b>23.76</b>
LIMA 1966	17.03	-20.63	27.46	-31.13	155.58	20.63	0.1931	<b>19.31</b>
ICA 2007	14.51	-14.22	26.34	-26.27	183.12	14.51	0.2363	<b>23.63</b>
<b>Valores Promedio</b>					<b>166.81</b>	<b>16.5</b>		<b>22.23</b>

Tabla 34. Cálculo del amortiguamiento efectivo en Aislador LINK 5.

Propiedades promedio del Sistema de Aislamiento - LINK 5								
Dirección de Análisis X-X								
Registro	Dmax	Dmin	Fmax	Fmin	keff (tonf/m)	Dmax	$\xi$	$\xi\%$
CHILE 2010	16.17	-18.71	28.58	-30.77	170.15	18.71	0.2050	<b>20.50</b>
LIMA 1966	20.94	-16.11	32.37	-28.32	163.81	20.94	0.1913	<b>19.13</b>
ICA 2007	19.25	-18.88	29.28	-30.91	157.85	19.25	0.2015	<b>20.15</b>
<b>Valores Promedio</b>					<b>163.94</b>	<b>19.63</b>		<b>19.93</b>
Dirección de Análisis Y-Y								
Registro	Dmax	Dmin	Fmax	Fmin	keff (tonf/m)	Dmax	$\xi$	$\xi\%$
CHILE 2010	25.99	-24.36	36.8	-37.26	147.09	25.99	0.1660	<b>16.60</b>
LIMA 1966	23.87	-21.71	35.13	-34.49	152.74	23.87	0.1758	<b>17.58</b>
ICA 2007	18.15	-16.51	30.74	-28.3	170.34	18.15	0.2087	<b>20.87</b>
<b>Valores Promedio</b>					<b>156.72</b>	<b>22.67</b>		<b>18.35</b>

Tabla 35. Cálculo del amortiguamiento efectivo en Aislador LINK 13.

Propiedades promedio del Sistema de Aislamiento - LINK 13								
Dirección de Análisis X-X								
Registro	Dmax	Dmin	Fmax	Fmin	keff (tonf/m)	Dmax	$\xi$	$\xi\%$
CHILE 2010	17.58	-17.85	28.11	-30.44	165.26	17.85	0.2108	<b>21.08</b>
LIMA 1966	21.42	-15.68	32.93	-27.63	163.23	21.42	0.1886	<b>18.86</b>
ICA 2007	17.48	-18.71	29.36	-30.05	164.16	18.71	0.2050	<b>20.50</b>
<b>Valores Promedio</b>					<b>164.22</b>	<b>19.33</b>		<b>20.15</b>
Dirección de Análisis Y-Y								
Registro	Dmax	Dmin	Fmax	Fmin	keff (tonf/m)	Dmax	$\xi$	$\xi\%$
CHILE 2010	29.77	-27.51	40.73	-41.09	142.84	29.77	0.1509	<b>15.09</b>
LIMA 1966	33.7	-31.21	46.17	-44.31	139.39	33.7	0.1379	<b>13.79</b>
ICA 2007	20.66	-24.25	33.56	-34.42	151.37	24.25	0.1740	<b>17.40</b>
<b>Valores Promedio</b>					<b>144.53</b>	<b>29.24</b>		<b>15.43</b>

Tabla 36. Cálculo del amortiguamiento efectivo en Aislador LINK 21.

Propiedades promedio del Sistema de Aislamiento - LINK 21								
Dirección de Análisis X-X								
Registro	Dmax	Dmin	Fmax	Fmin	keff (tonf/m)	Dmax	$\xi$	$\xi\%$
CHILE 2010	17.09	-18.89	27.8	-31.59	165.06	18.89	0.2038	<b>20.38</b>
LIMA 1966	20.38	-19.64	32.2	-26.93	147.75	20.38	0.1946	<b>19.46</b>
ICA 2007	17.74	-18.71	30.29	-30.14	165.79	18.71	0.2050	<b>20.50</b>
<b>Valores Promedio</b>					<b>159.53</b>	<b>19.33</b>		<b>20.11</b>
Dirección de Análisis Y-Y								
Registro	Dmax	Dmin	Fmax	Fmin	keff (tonf/m)	Dmax	$\xi$	$\xi\%$
CHILE 2010	32.08	-29.71	43.37	-42.34	138.71	32.08	0.1430	<b>14.30</b>
LIMA 1966	36.02	-30.95	48.21	-44.26	138.08	36.02	0.1312	<b>13.12</b>
ICA 2007	21.44	-24.22	33.75	-34.83	150.20	24.22	0.1741	<b>17.41</b>
<b>Valores Promedio</b>					<b>142.33</b>	<b>30.77</b>		<b>14.94</b>

Tabla 37. Cálculo del amortiguamiento efectivo en Aislador LINK 29.

Propiedades promedio del Sistema de Aislamiento - LINK 29								
Dirección de Análisis X-X								
Registro	Dmax	Dmin	Fmax	Fmin	keff (tonf/m)	Dmax	$\xi$	$\xi\%$
CHILE 2010	15.9	-20.12	28.24	-32.96	169.91	20.12	0.1962	<b>19.62</b>
LIMA 1966	23.68	-19.92	31.31	-27.64	135.21	23.68	0.1767	<b>17.67</b>
ICA 2007	17.92	-22.79	29.87	-31.7	151.24	22.79	0.1812	<b>18.12</b>
<b>Valores Promedio</b>					<b>152.12</b>	<b>22.20</b>		<b>18.47</b>
Dirección de Análisis Y-Y								
Registro	Dmax	Dmin	Fmax	Fmin	keff (tonf/m)	Dmax	$\xi$	$\xi\%$
CHILE 2010	30.26	-28.14	40.59	-39.42	137.00	30.26	0.1492	<b>14.92</b>
LIMA 1966	34.04	-30.69	45.76	-42.9	136.97	34.04	0.1368	<b>13.68</b>
ICA 2007	20.6	-22.37	32.57	-33.56	153.90	22.37	0.1834	<b>18.34</b>
<b>Valores Promedio</b>					<b>142.62</b>	<b>28.89</b>		<b>15.65</b>

Tabla 38. Cálculo del amortiguamiento efectivo en Aislador LINK 37.

Propiedades promedio del Sistema de Aislamiento - LINK 37								
Dirección de Análisis X-X								
Registro	Dmax	Dmin	Fmax	Fmin	keff (tonf/m)	Dmax	$\xi$	$\xi\%$
CHILE 2010	18.49	-19.98	30.9	-32.84	165.69	19.98	0.1970	<b>19.70</b>
LIMA 1966	21.01	-20.27	31.86	-30.59	151.28	21.01	0.1909	<b>19.09</b>
ICA 2007	21.09	-19.08	31.8	-31.39	157.31	21.09	0.1905	<b>19.05</b>
<b>Valores Promedio</b>					<b>158.09</b>	<b>20.69</b>		<b>19.28</b>
Dirección de Análisis Y-Y								
Registro	Dmax	Dmin	Fmax	Fmin	keff (tonf/m)	Dmax	$\xi$	$\xi\%$
CHILE 2010	24.1	-21.45	31.15	-32.23	139.14	24.1	0.1747	<b>17.47</b>
LIMA 1966	25.72	-24.45	37.23	-37.07	148.10	25.72	0.1672	<b>16.72</b>
ICA 2007	18.16	-16.73	30.69	-28.79	170.48	18.16	0.2087	<b>20.87</b>
<b>Valores Promedio</b>					<b>152.57</b>	<b>22.66</b>		<b>18.35</b>

Tabla 39. Cálculo del amortiguamiento efectivo en Aislador LINK 55.

Propiedades promedio del Sistema de Aislamiento - LINK 55								
Dirección de Análisis X-X								
Registro	Dmax	Dmin	Fmax	Fmin	keff (tonf/m)	Dmax	$\xi$	$\xi\%$
CHILE 2010	19.31	-19.28	32.05	-30.62	162.40	19.31	0.2011	<b>20.11</b>
LIMA 1966	22.57	-16.32	34.84	-28.24	162.20	22.57	0.1824	<b>18.24</b>
ICA 2007	21.25	-18.44	33.97	-30.87	163.37	21.25	0.1896	<b>18.96</b>
<b>Valores Promedio</b>					<b>162.66</b>	<b>21.04</b>		<b>19.10</b>
Dirección de Análisis Y-Y								
Registro	Dmax	Dmin	Fmax	Fmin	keff (tonf/m)	Dmax	$\xi$	$\xi\%$
CHILE 2010	14.31	-12.18	25.39	-23.46	184.41	14.31	0.2380	<b>23.80</b>
LIMA 1966	14.17	-20.71	25.58	-32.09	165.34	20.71	0.1927	<b>19.27</b>
ICA 2007	14.6	-13.72	26.68	-25.14	182.98	14.6	0.2355	<b>23.55</b>
<b>Valores Promedio</b>					<b>177.58</b>	<b>16.54</b>		<b>22.21</b>

Tabla 40. Resultados promedio de rigidez y amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento  $\lambda_{min}$ .

Propiedades promedio del Sistema de Aislamiento TOTAL PROMEDIO								
Dirección de Análisis X-X								
Registro	Dmax	Dmin	Fmax	Fmin	keff (tonf/m)	Dmax	$\xi$	$\xi\%$
CHILE 2010	-	-	-	-	166.07	19.38	0.20	20.09
LIMA 1966	-	-	-	-	152.60	22.07	0.19	18.53
ICA 2007	-	-	-	-	160.22	20.52	0.19	19.42
Valores Promedio					<b>159.63</b>	<b>20.65</b>		<b>19.35</b>
Dirección de Análisis Y-Y								
Registro	Dmax	Dmin	Fmax	Fmin	keff (tonf/m)	Dmax	$\xi$	$\xi\%$
CHILE 2010	-	-	-	-	150.13	24.41	0.18	17.99
LIMA 1966	-	-	-	-	148.03	27.81	0.16	16.21
ICA 2007	-	-	-	-	166.05	19.47	0.20	20.30
Valores Promedio					<b>154.74</b>	<b>23.90</b>		<b>18.16</b>

Podemos observar de los resultados obtenidos, que los valores de fuerza cortante obtenidos en los aisladores van variando de acuerdo a su ubicación en planta, y en consecuencia también varían los desplazamientos de cada dispositivo.

Se observa también que la rigidez efectiva obtenida varía dependiente de los desplazamientos y fuerzas alcanzados.

Se muestra en la tabla 41 los resultados obtenidos del análisis de los 3 registros sísmicos, y en la dirección de análisis X-X (Longitudinal) y Y-Y (Transversal), para el caso con propiedades máximas  $\lambda_{máx}$ .

Tabla 41. Cálculo del amortiguamiento efectivo en Aislador LINK 43.

Propiedades promedio del Sistema de Aislamiento - LINK 43								
Dirección de Análisis X-X								
Registro	Dmax	Dmin	Fmax	Fmin	keff (tonf/m)	Dmax	$\xi$	$\xi\%$
CHILE 2010	18.84	-20.3	36.64	-39.04	193.36	20.3	0.1951	<b>19.51</b>
LIMA 1966	19.56	-16.88	35.72	-34.28	192.10	19.56	0.1996	<b>19.96</b>
ICA 2007	21.11	-18.38	39.83	-36.21	192.56	21.11	0.1904	<b>19.04</b>
Valores Promedio					<b>192.67</b>	<b>20.32</b>		<b>19.50</b>
Dirección de Análisis Y-Y								
Registro	Dmax	Dmin	Fmax	Fmin	keff (tonf/m)	Dmax	$\xi$	$\xi\%$
CHILE 2010	11.71	-10.29	24.44	-25	224.73	11.71	0.2620	<b>26.20</b>
LIMA 1966	14.6	-15.04	29.86	-27.05	192.00	15.04	0.2319	<b>23.19</b>
ICA 2007	12.74	-9.57	25.98	-22.86	218.92	12.74	0.2521	<b>25.21</b>
Valores Promedio					<b>211.88</b>	<b>13.16</b>		<b>24.87</b>

Tabla 42. Cálculo del amortiguamiento efectivo en Aislador LINK 5.

Propiedades promedio del Sistema de Aislamiento - LINK 5								
Dirección de Análisis X-X								
Registro	Dmax	Dmin	Fmax	Fmin	keff (tonf/m)	Dmax	$\xi$	$\xi\%$
CHILE 2010	18.67	-17.76	35.81	-35.52	195.80	18.67	0.2053	<b>20.53</b>
LIMA 1966	19.74	-14.2	36.45	-30.19	196.35	19.74	0.1985	<b>19.85</b>
ICA 2007	20.04	-18.71	35.2	-35.07	181.34	20.04	0.1966	<b>19.66</b>
<b>Valores Promedio</b>					<b>191.16</b>	<b>19.48</b>		<b>20.01</b>
Dirección de Análisis Y-Y								
Registro	Dmax	Dmin	Fmax	Fmin	keff (tonf/m)	Dmax	$\xi$	$\xi\%$
CHILE 2010	17.28	-17.37	34.74	-34.98	201.21	17.37	0.2141	<b>21.41</b>
LIMA 1966	23.12	-20.15	38.7	-36.72	174.30	23.12	0.1795	<b>17.95</b>
ICA 2007	17.15	-12.98	33.81	-28.96	208.33	17.15	0.2157	<b>21.57</b>
<b>Valores Promedio</b>					<b>194.61</b>	<b>19.21</b>		<b>20.31</b>

Tabla 43. Cálculo del amortiguamiento efectivo en Aislador LINK 13.

Propiedades promedio del Sistema de Aislamiento - LINK 13								
Dirección de Análisis X-X								
Registro	Dmax	Dmin	Fmax	Fmin	keff (tonf/m)	Dmax	$\xi$	$\xi\%$
CHILE 2010	18.32	-17.42	34.67	-34.92	194.71	18.32	0.2076	<b>20.76</b>
LIMA 1966	20.03	-14.05	36.74	-28.02	190.02	20.03	0.1967	<b>19.67</b>
ICA 2007	16.78	-19.91	32.13	-36.84	187.98	19.91	0.1974	<b>19.74</b>
<b>Valores Promedio</b>					<b>190.91</b>	<b>19.42</b>		<b>20.06</b>
Dirección de Análisis Y-Y								
Registro	Dmax	Dmin	Fmax	Fmin	keff (tonf/m)	Dmax	$\xi$	$\xi\%$
CHILE 2010	21.52	-22.14	39.88	-40.76	184.70	22.14	0.1847	<b>18.47</b>
LIMA 1966	30.25	-27.36	48.65	-48.02	167.80	30.25	0.1492	<b>14.92</b>
ICA 2007	20.64	-19.4	38.9	-37.44	190.66	20.64	0.1931	<b>19.31</b>
<b>Valores Promedio</b>					<b>181.05</b>	<b>24.34</b>		<b>17.56</b>

Tabla 44. Cálculo del amortiguamiento efectivo en Aislador LINK 21.

Propiedades promedio del Sistema de Aislamiento - LINK 21								
Dirección de Análisis X-X								
Registro	Dmax	Dmin	Fmax	Fmin	keff (tonf/m)	Dmax	$\xi$	$\xi\%$
CHILE 2010	17.95	-18.45	34.24	-36.32	193.85	18.45	0.2067	<b>20.67</b>
LIMA 1966	19.69	-10.94	36.63	-26.3	205.45	19.69	0.1988	<b>19.88</b>
ICA 2007	16.94	-18.69	32.66	-35.66	191.75	18.69	0.2051	<b>20.51</b>
<b>Valores Promedio</b>					<b>197.02</b>	<b>18.94</b>		<b>20.35</b>
Dirección de Análisis Y-Y								
Registro	Dmax	Dmin	Fmax	Fmin	keff (tonf/m)	Dmax	$\xi$	$\xi\%$
CHILE 2010	25.11	-23.73	41.81	-43.56	174.80	25.11	0.1699	<b>16.99</b>
LIMA 1966	31.95	-29.97	48.84	-51.75	162.45	31.95	0.1434	<b>14.34</b>
ICA 2007	21.45	-21.39	40.49	-39.86	187.56	21.45	0.1884	<b>18.84</b>
<b>Valores Promedio</b>					<b>174.94</b>	<b>26.17</b>		<b>16.73</b>

Tabla 45. Cálculo del amortiguamiento efectivo en Aislador LINK 29.

Propiedades promedio del Sistema de Aislamiento - LINK 29								
Dirección de Análisis X-X								
Registro	Dmax	Dmin	Fmax	Fmin	keff (tonf/m)	Dmax	$\xi$	$\xi\%$
CHILE 2010	18.49	-19.6	34.56	-38.01	190.52	19.6	0.1993	<b>19.93</b>
LIMA 1966	19.23	-13.96	34.98	-28.52	191.32	19.23	0.2017	<b>20.17</b>
ICA 2007	20.32	-17.3	35.78	-34.69	187.32	20.32	0.1950	<b>19.50</b>
<b>Valores Promedio</b>					<b>189.72</b>	<b>19.72</b>		<b>19.86</b>
Dirección de Análisis Y-Y								
Registro	Dmax	Dmin	Fmax	Fmin	keff (tonf/m)	Dmax	$\xi$	$\xi\%$
CHILE 2010	24.08	-22.03	39.63	-41.09	175.06	24.08	0.1748	<b>17.48</b>
LIMA 1966	29.26	-27.52	45.2	-48.27	164.62	29.26	0.1528	<b>15.28</b>
ICA 2007	20.54	-18.99	39.34	-37	193.12	20.54	0.1937	<b>19.37</b>
<b>Valores Promedio</b>					<b>177.60</b>	<b>24.63</b>		<b>17.37</b>

Tabla 46. Cálculo del amortiguamiento efectivo en Aislador LINK 37.

Propiedades promedio del Sistema de Aislamiento - LINK 37								
Dirección de Análisis X-X								
Registro	Dmax	Dmin	Fmax	Fmin	keff (tonf/m)	Dmax	$\xi$	$\xi\%$
CHILE 2010	18.59	-19.48	35.12	-37.93	191.88	19.48	0.2001	<b>20.01</b>
LIMA 1966	19.02	-15.74	34.99	-29.92	186.74	19.02	0.2030	<b>20.30</b>
ICA 2007	20.79	-18.88	37.66	-35.2	183.67	20.79	0.1922	<b>19.22</b>
<b>Valores Promedio</b>					<b>187.43</b>	<b>19.76</b>		<b>19.84</b>
Dirección de Análisis Y-Y								
Registro	Dmax	Dmin	Fmax	Fmin	keff (tonf/m)	Dmax	$\xi$	$\xi\%$
CHILE 2010	16.58	-16.65	33.28	-34.09	202.74	16.65	0.2193	<b>21.93</b>
LIMA 1966	22.94	-20.44	39.52	-37.52	177.59	22.94	0.1805	<b>18.05</b>
ICA 2007	17.23	-13.55	34.43	-29.46	207.57	17.23	0.2151	<b>21.51</b>
<b>Valores Promedio</b>					<b>195.97</b>	<b>18.94</b>		<b>20.50</b>

Tabla 47. Cálculo del amortiguamiento efectivo en Aislador LINK 55.

Propiedades promedio del Sistema de Aislamiento - LINK 55								
Dirección de Análisis X-X								
Registro	Dmax	Dmin	Fmax	Fmin	keff (tonf/m)	Dmax	$\xi$	$\xi\%$
CHILE 2010	19.82	-15.68	38.25	-32.62	199.63	19.82	0.1980	<b>19.80</b>
LIMA 1966	21.65	-14.92	39.95	-31.26	194.72	21.65	0.1873	<b>18.73</b>
ICA 2007	22.21	-19.98	41.27	-36.96	185.42	22.21	0.1843	<b>18.43</b>
<b>Valores Promedio</b>					<b>193.26</b>	<b>21.23</b>		<b>18.99</b>
Dirección de Análisis Y-Y								
Registro	Dmax	Dmin	Fmax	Fmin	keff (tonf/m)	Dmax	$\xi$	$\xi\%$
CHILE 2010	12.53	-9.33	34.74	-34.99	318.98	12.53	0.2541	<b>25.41</b>
LIMA 1966	13.86	-13.5	38.7	-36.72	275.66	13.86	0.2419	<b>24.19</b>
ICA 2007	13.61	-6.97	33.81	-28.96	305.00	13.61	0.2441	<b>24.41</b>
<b>Valores Promedio</b>					<b>299.88</b>	<b>13.33</b>		<b>24.67</b>

Tabla 48. Resultados promedio de rigidez y amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento  $\lambda_{m\acute{a}x}$ .

Propiedades promedio del Sistema de Aislamiento TOTAL PROMEDIO								
Dirección de Análisis X-X								
Registro	Dmax	Dmin	Fmax	Fmin	keff (tonf/m)	Dmax	$\xi$	$\xi\%$
CHILE 2010	-	-	-	-	194.25	19.23	0.20	20.17
LIMA 1966	-	-	-	-	193.81	19.85	0.20	19.79
ICA 2007	-	-	-	-	187.15	20.44	0.19	19.44
Valores Promedio					<b>191.74</b>	<b>19.84</b>		<b>19.80</b>
Dirección de Análisis Y-Y								
Registro	Dmax	Dmin	Fmax	Fmin	keff (tonf/m)	Dmax	$\xi$	$\xi\%$
CHILE 2010	-	-	-	-	211.75	18.51	0.21	21.13
LIMA 1966	-	-	-	-	187.78	23.77	0.18	18.27
ICA 2007	-	-	-	-	215.88	17.62	0.21	21.46
Valores Promedio					<b>205.13</b>	<b>19.97</b>		<b>20.29</b>

#### 4.5. Dimensionamiento de Aislador Sísmico

Es importante realizar un dimensionamiento del aislador sísmico, con las características que se han planteado en el diseño del sistema de aislamiento, a fin de asegurarnos de que estas características puedan obtenerse físicamente con un dispositivo de dimensiones en rangos normales.

En ese sentido realizaremos el diseño del aislador de caucho con núcleo de plomo, siguiendo el procedimiento descrito en capítulo 1.2.3 Diseño de Aisladores Elastoméricos con Núcleo de Plomo, de la presente tesis.

Se muestra a continuación la secuencia de cálculo y verificaciones correspondientes:

E.1 Propiedades Requeridas	<b><math>Qd/isorator</math></b>	10.74	tn
	<b><math>Kd/isorator</math></b>	110.62	tn/m
	<b><math>Dt</math></b>	0.4100	m
	<b><math>PDL</math></b>	202.70	tn
	<b><math>PLL</math></b>	56.66	tn
	<b><math>PSL</math></b>	-75.84	tn
	<b><math>PWL</math></b>	6.00	tn
	<b><math>G</math></b>	60	ton/m <sup>2</sup>
	<b><math>fc</math></b>	703.07	ton/m <sup>2</sup>
	<b><math>fyI</math></b>	917.74	ton/m <sup>2</sup>

E.2 Dimensionamiento  
del Aislador

E2.1 Diámetro del núcleo de plomo	<i>f<sub>yl</sub></i>	917.745	tonf/m2
	<i>DL</i>	0.129	m
	<i>DL</i>	0.13	m
E2.2 Diámetro del Aislador	Ab	0.37	m2
	B	0.70	m2
		27.46	in
		27.46	in
	<b>B</b>	<b>0.70</b>	m
	Ab	0.37	m2
E2.3 Número de capas de elastómero y espesor	Bo	28.46	in
	Tr	0.20	m
	tr	0.007	m
	n	28.6	
		29	
	ts	0.002	
	tc	0.0375	
E2.4 Altura Final	H	0.334	m
E2.5 Chequeo de Dimensiones	B/3	0.23	
	B/6	0.11	
E3 Strain Limit Check	Kdmin	12.35	tn/m
	Kdcalc	110.61	
	$\sigma_s$	549.60	tn/m2
	Dc	1	compression coefficient
	G	60	
	S	24.04	
	Y <sub>c</sub>	0.38	maximun shear strain al layer by compression
	Y <sub>s,eq</sub>	2.04	shear strain at layer by earthquake
	Y <sub>r</sub>	1.30	
	Dr	0.375	shape coefficient for rotation in circular bearings
$\theta$	0.01	shear strain due to rotation	

$$Y_c + Y_{s,eq} + Y_r = 3.73$$

E4 Chequeo de estabilidad para carga vertical

E4.1 Chequeo de estabilidad para carga vertical en estado No deformado	Heff	0.256	m
	Ts	0.056	m
	E	180	tn/m <sup>2</sup>
	Eb	69905.10	tn/m <sup>2</sup>
	I	0.011	m <sup>4</sup>
	K $\theta$	4059.598	
	Kd	110.61	tn/m
	Pcr( $\Delta=0$ )	2091.12	tn

$$P_{cr}(\Delta=0)/PDL+PLL = 8.06$$

E4.2 Chequeo de estabilidad para carga vertical en estado Deformado	$\delta$	1.88	
	$\Delta$	0.41	
	Ar	0.1135	
	Agross	0.3820	
	Pcr( $\Delta$ )	621.53	tn

$$P_{cr}(\Delta)/1.2PDL+PSL = 3.71$$

De los cálculos para el diseño del dispositivo, podemos concluir que tiene dimensiones razonables, además de satisfacer las verificaciones por carga axial, corte, y estabilidad global.

## CAPÍTULO 5: ANALISIS DEL PUENTE QUILCA CON SISTEMA HÍBRIDO DE AISLADORES SÍMICOS Y DISIPADORES DE ENERGÍA

Con el uso de un sistema de aislamiento sísmico, se obtuvieron grandes desplazamientos, los cuales corresponden también a una gran disminución en las demandas de fuerzas cortantes en los pilares del puente, tanto en la dirección longitudinal como transversal; sin embargo; estos grandes desplazamientos en la práctica no son fáciles de construir y mucho menos de acondicionar en el caso de proyectos de reforzamiento de puentes. Si se quisiera lograr menores desplazamientos incrementando el amortiguamiento de los aisladores, sería necesario el incremento de la rigidez efectiva del mismo, lo que significa que el periodo objetivo sería más corto, incrementándose la demanda sísmica.

En ese sentido, se propone la inclusión de disipadores de fluido viscoso para incrementar el amortiguamiento efectivo de la estructura y reducir los desplazamientos, y a su vez mantener la disminución de la demanda sísmica en la sub estructura del puente, debajo de valores cercanos a los buscados con el sistema de aislamiento.

### 5.1. Definición de parámetros de diseño

Como se detalló en el capítulo de marco teórico, según Cheng F (2008), el incremento del amortiguamiento se traduce en un factor de reducción  $B_m$ , el cual obtendremos dividiendo los desplazamientos correspondientes al caso con aislamiento sísmico, entre los desplazamientos buscados.

$$B_m = \frac{D_{máx1}}{D_{obj}}$$

$$B_m = \frac{58 \text{ cm}}{30 \text{ cm}} = 1.93$$

La norma ASCE –SEI 7-10, recomienda que no se use un factor  $B_m$  mayor a 1.7, por lo que basados en los cálculos anteriores asumiremos un valor máximo de  $B_m$  igual 1.7.

Para el cálculo de las propiedades del sistema de amortiguamiento viscoso, primero debemos determinar un valor de amortiguamiento objetivo. En este caso al tener un sistema híbrido conformado por aisladores elastoméricos y disipadores de fluido viscoso, ambos desarrollan un nivel de amortiguamiento, por lo que la suma de ambos resultará en el porcentaje de amortiguamiento total de la estructura.

En ese sentido tomando un valor de  $B_m$  igual a 1.7, y usando la ecuación mostrada de la norma AASHTO GSID 2010, obtendremos el valor de amortiguamiento efectivo total objetivo.

$$B_m = \left( \frac{\beta_{eff}}{0.05} \right)^{0.3}$$

$$1.7 = \left( \frac{\beta_{eff}}{0.05} \right)^{0.3}$$

Despejando el valor de  $\beta_{eff}$ , tenemos:

$$\beta_{eff} = 40\%$$

Se muestra a continuación, los parámetros dinámicos asumidos para determinar las propiedades no lineales de los disipadores de fluido viscoso:

Periodo Efectivo

$$T_{eff} = 2.36 \text{ s}$$

Amortiguamiento Efectivo Total de la Estructura (Objetivo)

$$\beta_{eff} = 40\%$$

Amortiguamiento Efectivo otorgado por el sistema de Aislamiento

$$\beta_{aisla} = 15\%$$

Amortiguamiento Efectivo otorgado por el sistema de disipación de energía (Objetivo)

$$\beta_{dfv} = 25\%$$

## 5.2. Definición de propiedades de los disipadores

Con el fin de controlar los desplazamientos en cada pilar, y homogeneizar el comportamiento dinámico del tablero del puente, se propone colocar un disipador en cada pilar, tanto en el sentido longitudinal, como en el sentido transversal, es decir se considerarán 5 dispositivos en cada dirección.

Considerando que tendremos 5 dispositivos en cada dirección, estos deberán desarrollar el amortiguamiento objetivo del 25%.

Se muestra el cálculo del Coeficiente de amortiguamiento "C", para un exponente " $\alpha=3$ ".

$\alpha =$	<b>0.30</b>	
$\beta_{eff} =$	40.00%	
$\beta_{inh} =$	15.00%	Amortiguamiento del Sistema de Aislamiento
$\beta_{visc} =$	25.00%	<b>Amortiguamiento Objetivo</b>
$T =$	2.36	
$\omega^{(2-\alpha)} =$	5.561	rad/seg
$A =$	0.057	Para un BL de 1.7
$A^{(1-\alpha)} =$	0.135	
$\lambda =$	3.675	
$\Sigma C =$	185	
N° disipadores por nivel =	5	
$C_{amortiguamiento} =$	37.0	

Finalmente, las propiedades nominales del disipador de fluido viscoso, para obtener un amortiguamiento adicional de 25%, son las siguientes.

$$T_{eff} = 2.36 \text{ s}$$

$$\beta_{dfv} = 25\%$$

Exponente para la Velocidad

$$\alpha = 0.3$$

Coficiente de Amortiguamiento del Dispositivo

$$C = 37 \text{ ton. s/m}$$

Asimismo, de manera similar a los aisladores sísmicos, para el diseño con disipadores de energía se debe considerar propiedades mínimas y máximas. Para ello, tomares en cuenta los criterios de la guía de la “American Society of Civil Engineers” ASCE SEI 7-16, mencionados en el marco teórico de la presente tesis. En ese sentido las propiedades mínimas y máximas a utilizar para el análisis serán:

Tabla 49. Propiedades mínimas y máximas del Coeficiente de Amortiguamiento "C".

Modificador $\lambda$	C	$\alpha$
$\lambda_{min} = 0.85$	31.45	0.3
$\lambda_{max} = 1.20$	44.4	0.3

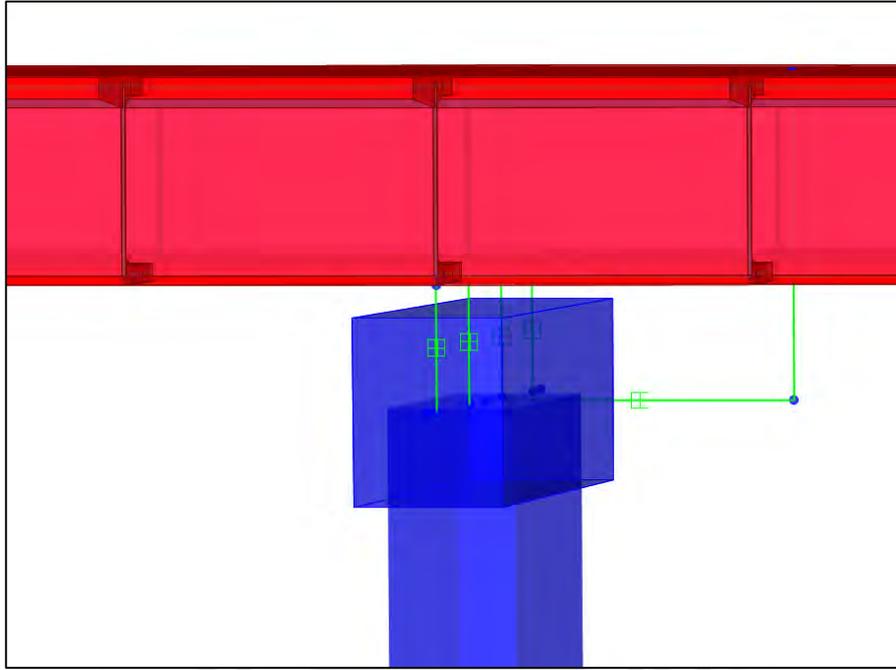


Figura 56. Modelo Estructural de elementos links – Aisladores y disipadores

### 5.3. Análisis Tiempo Historial No Lineal Modal

Debido a que la inclusión de disipadores de energía no modifica las propiedades de rigidez de la estructura, y a que los disipadores de fluido viscoso son dispositivos no lineales, no es posible obtener la respuesta de estos dispositivos mediante un análisis modal espectral. En ese sentido, procedemos a realizar el análisis tiempo historial no lineal, considerando las propiedades no lineales de los aisladores sísmicos y de los disipadores de fluido viscoso.

Se realizó un análisis tiempo historia no lineal para 3 pares de registros sísmicos, y en 3 casos de análisis, considerando los factores de modificación  $\lambda_{min}= 0.85$ ,  $\lambda_{max}= 1.20$ , y se obtuvieron los desplazamientos, fuerzas y momentos máximos en los pilares.

#### 5.3.1. Resultados del análisis Tiempo Historia No Lineal Modal - $\lambda_{min}= 0.85$

Se muestran a continuación, los resultados máximos obtenidos para el caso con  $\lambda_{min}= 0.85$ .

Tabla 50. Desplazamientos Máximos Presentados en la interfaz de Aislamiento en sentido longitudinal y transversal –  $\lambda_{min}$ .

SISMO 1966_PQR							
Desplazamientos Longitudinal (m)							
	Estribo 1	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	Pilar 5	Estribo 2
Pilar	0	0.0088	0.0091	0.009	0.0091	0.0103	0
Tablero	0.1994	0.1974	0.1992	0.1967	0.1956	0.1955	0.1994
Desplazamientos Transversal (m)							
	Estribo 1	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	Pilar 5	Estribo 2
Pilar	0	0.0007	0.0008	0.0009	0.0008	0.0007	0

Tablero	0.1285	0.183	0.2286	0.2407	0.2293	0.1859	0.1405
<b>SISMO 2007_ICA</b>							
<b>Desplazamientos Longitudinal (m)</b>							
	Estribo 1	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	Pilar 5	Estribo 2
Pilar	0	0.008	0.0082	0.0092	0.008	0.0075	0
Tablero	0.1686	0.1576	0.1611	0.1578	0.1532	0.1577	0.1531
<b>Desplazamientos Transversal (m)</b>							
	Estribo 1	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	Pilar 5	Estribo 2
Pilar	0	0.0006	0.0007	0.0007	0.0007	0.0007	0
Tablero	0.1474	0.1784	0.1975	0.2034	0.1992	0.1836	0.1583
<b>SISMO CHILE 2010</b>							
<b>Desplazamientos Longitudinal (m)</b>							
	Estribo 1	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	Pilar 5	Estribo 2
Pilar	0	0.01	0.009	0.0118	0.0141	0.0137	0
Tablero	0.1505	0.1577	0.1604	0.1568	0.1521	0.1542	0.1626
<b>Desplazamientos Transversal (m)</b>							
	Estribo 1	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	Pilar 5	Estribo 2
Pilar	0	0.0007	0.0007	0.0008	0.0007	0.0007	0
Tablero	0.1267	0.1651	0.2016	0.2171	0.2077	0.1681	0.1285

Tabla 51. Fuerzas Cortantes y Momentos Flectores en Pilares en dirección longitudinal y transversal -  $\lambda_{min}$ .

<b>SISMO LIMA_1966</b>					
<b>Fuerzas Cortantes y Momentos Flectores Longitudinal</b>					
	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	Pilar 5
Shear 2-2	207.92	222.51	200.85	220.13	247.58
Moment 3-3	1257.85	1308.96	1238.09	1290.3	1449.44
<b>Fuerzas Cortantes y Momentos Flectores Transversal</b>					
	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	Pilar 5
Shear 3-3	181.01	188.7	196.58	202.14	176.24
Moment 2-2	1409.02	1532.5	1626.63	1593.04	1365.78
<b>SISMO ICA_2007</b>					
<b>Fuerzas Cortantes y Momentos Flectores Longitudinal</b>					
	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	Pilar 5
Shear 2-2	193.49	194.49	205.53	208.19	189.43
Moment 3-3	1154.63	1174.48	1292.91	1173.63	1096.54
<b>Fuerzas Cortantes y Momentos Flectores Transversal</b>					
	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	Pilar 5
Shear 3-3	153.51	149.44	155.61	156.06	159.64
Moment 2-2	1189.43	1234.49	1265.72	1273.63	1283.75
<b>SISMO CHILE 2010</b>					
<b>Fuerzas Cortantes y Momentos Flectores Longitudinal</b>					
	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	Pilar 5
Shear 2-2	243.13	176.75	299.13	380.2	309.81
Moment 3-3	1439.58	1307.18	1715.69	2094.43	1928.63

Fuerzas Cortantes y Momentos Flectores Transversal					
	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	Pilar 5
Shear 3-3	165.71	1398.59	194.03	180.06	189.4
Moment 2-2	1330.06	1398.59	1462.21	1365.35	1306.21

Se realizó un análisis tiempo historia no lineal, y se obtuvieron los diagramas de histéresis de los disipadores de fluido viscoso para el caso  $\lambda_{min} = 0.85$ .

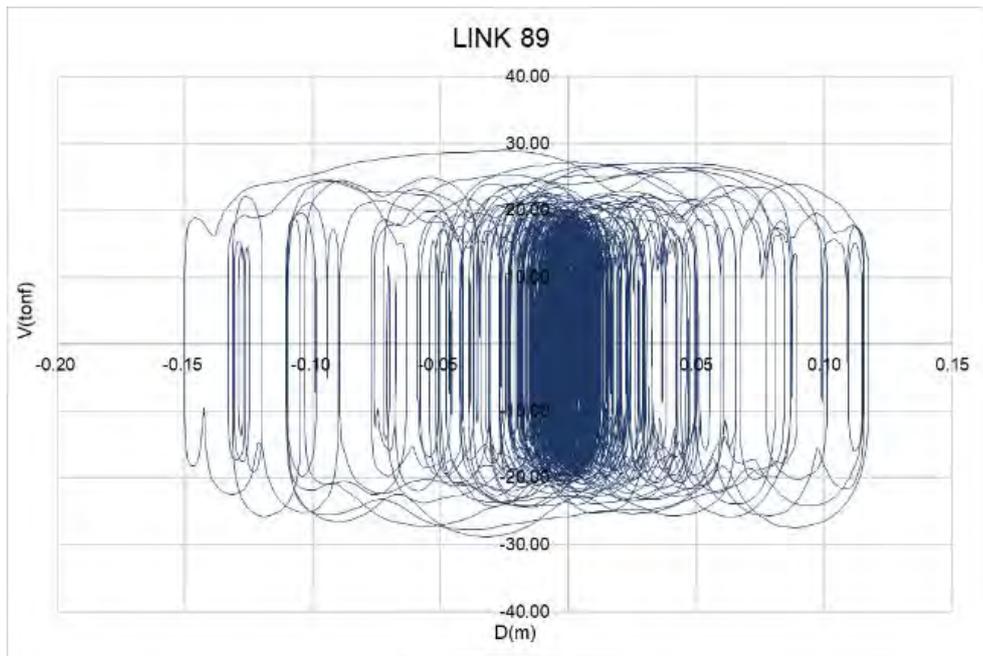


Figura 57. Diagrama de histéresis de disipador FLV en dirección longitudinal. (LINK 89) CHILE 2010

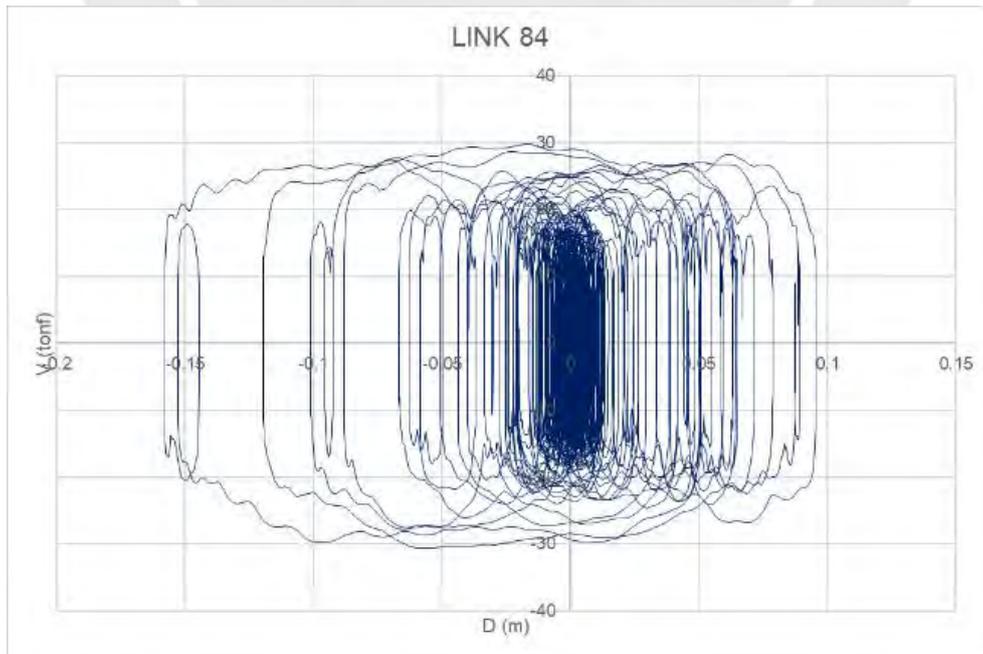


Figura 58. Diagrama de histéresis de disipador FLV en dirección transversal. (LINK 84) CHILE 2010

Se realizó un análisis tiempo historia no lineal, y se obtuvieron los diagramas de histéresis de los aisladores sísmicos para el caso  $\lambda_{min} = 0.85$ .

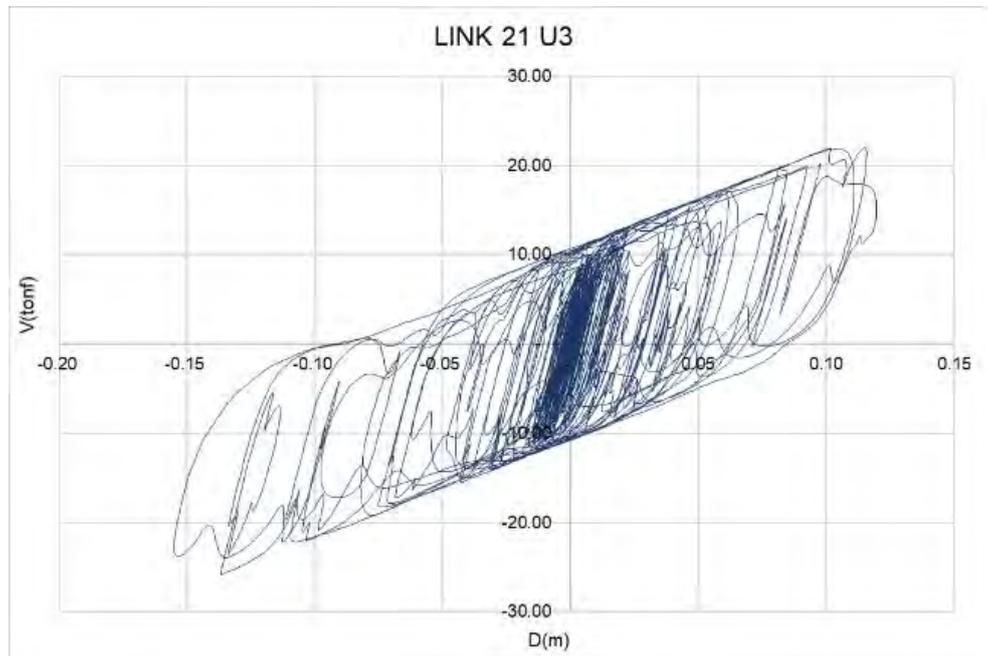


Figura 59. Diagrama de histéresis de aislador típico en dirección longitudinal. (LINK 21 (Pilar central) – CHILE 2010)

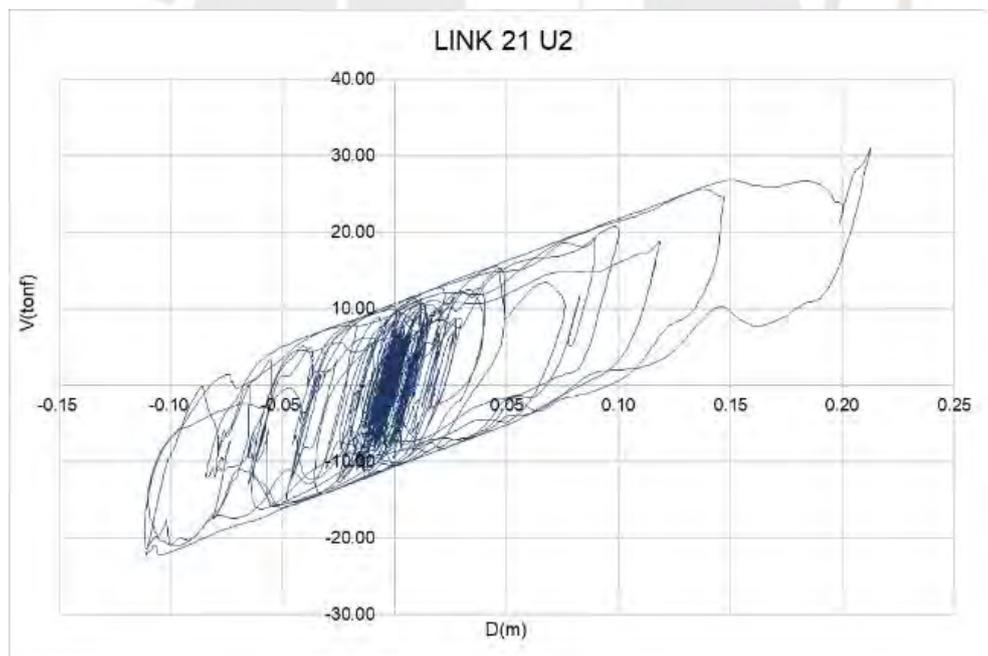


Figura 60. Diagrama de histéresis de aislador típico en dirección transversal. (LINK 21 (Pilar central) – CHILE 2010)

### 5.3.2. Resultados del análisis Tiempo Historia No Lineal Modal - $\lambda_{\text{máx}}= 1.20$

Se muestran a continuación, los resultados máximos obtenidos para el caso con  $\lambda_{\text{máx}}= 1.20$ .

Tabla 52. Desplazamientos Máximos Presentados en la interfaz de Aislamiento en sentido longitudinal y transversal –  $\lambda_{\text{máx}}$ .

<b>SISMO 1966_PQR</b>							
<b>Desplazamientos Longitudinal (m)</b>							
	Estribo 1	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	Pilar 5	Estribo 2
Pilar	0	0.0088	0.0091	0.009	0.0091	0.0103	0
Tablero	0.1994	0.1974	0.1992	0.1967	0.1956	0.1955	0.1994
<b>Desplazamientos Transversal (m)</b>							
	Estribo 1	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	Pilar 5	Estribo 2
Pilar	0	0.0007	0.0008	0.0009	0.0008	0.0007	0
Tablero	0.1285	0.183	0.2286	0.2407	0.2293	0.1859	0.1405
<b>SISMO 2007_ICA</b>							
<b>Desplazamientos Longitudinal (m)</b>							
	Estribo 1	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	Pilar 5	Estribo 2
Pilar	0	0.008	0.0082	0.0092	0.008	0.0075	0
Tablero	0.1686	0.1576	0.1611	0.1578	0.1532	0.1577	0.1531
<b>Desplazamientos Transversal (m)</b>							
	Estribo 1	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	Pilar 5	Estribo 2
Pilar	0	0.0006	0.0007	0.0007	0.0007	0.0007	0
Tablero	0.1474	0.1784	0.1975	0.2034	0.1992	0.1836	0.1583
<b>SISMO CHILE 2010</b>							
<b>Desplazamientos Longitudinal (m)</b>							
	Estribo 1	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	Pilar 5	Estribo 2
Pilar	0	0.01	0.009	0.0118	0.0141	0.0137	0
Tablero	0.1505	0.1577	0.1604	0.1568	0.1521	0.1542	0.1626
<b>Desplazamientos Transversal (m)</b>							
	Estribo 1	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	Pilar 5	Estribo 2
Pilar	0	0.0007	0.0007	0.0008	0.0007	0.0007	0
Tablero	0.1267	0.1651	0.2016	0.2171	0.2077	0.1681	0.1285

Tabla 53. Fuerzas Cortantes y Momentos Flectores en Pilares en dirección longitudinal y transversal -  $\lambda_{m\acute{a}x}$ .

<b>SISMO LIMA_1966</b>					
<b>Fuerzas Cortantes y Momentos Flectores Longitudinal</b>					
	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	Pilar 5
Shear 2-2	202.97	231.03	217.9	214.67	255.33
Moment 3-3	1226.75	1363.29	1297.6	1283.16	1505.75
<b>Fuerzas Cortantes y Momentos Flectores Transversal</b>					
	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	Pilar 5
Shear 3-3	189.31	197.06	214.53	206.76	187.75
Moment 2-2	1494.24	1623.11	1781.7	1653.22	1401.45
<b>SISMO ICA_2007</b>					
<b>Fuerzas Cortantes y Momentos Flectores Longitudinal</b>					
	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	Pilar 5
Shear 2-2	232.82	224.12	228.35	231.71	214.87
Moment 3-3	1396.15	1371.49	1440.75	1340.87	1270.5
<b>Fuerzas Cortantes y Momentos Flectores Transversal</b>					
	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	Pilar 5
Shear 3-3	157.48	162	166.66	167.53	167.48
Moment 2-2	1227.55	1332.53	1356.83	1361.42	1336.08
<b>SISMO CHILE 2010</b>					
<b>Fuerzas Cortantes y Momentos Flectores Longitudinal</b>					
	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	Pilar 5
Shear 2-2	217.14	229.16	256.7	364.74	290.49
Moment 3-3	1336.48	1376.43	1475.44	2017.79	1803.66
<b>Fuerzas Cortantes y Momentos Flectores Transversal</b>					
	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	Pilar 5
Shear 3-3	183.57	192.15	201.62	195.65	190.2
Moment 2-2	1459.8	1533.96	1550.9	1502.44	1391.27

Se realizó un análisis tiempo historia no lineal, y se obtuvieron los diagramas de histéresis de los disipadores de fluido viscoso para el caso  $\lambda_{m\acute{a}x} = 1.20$ .

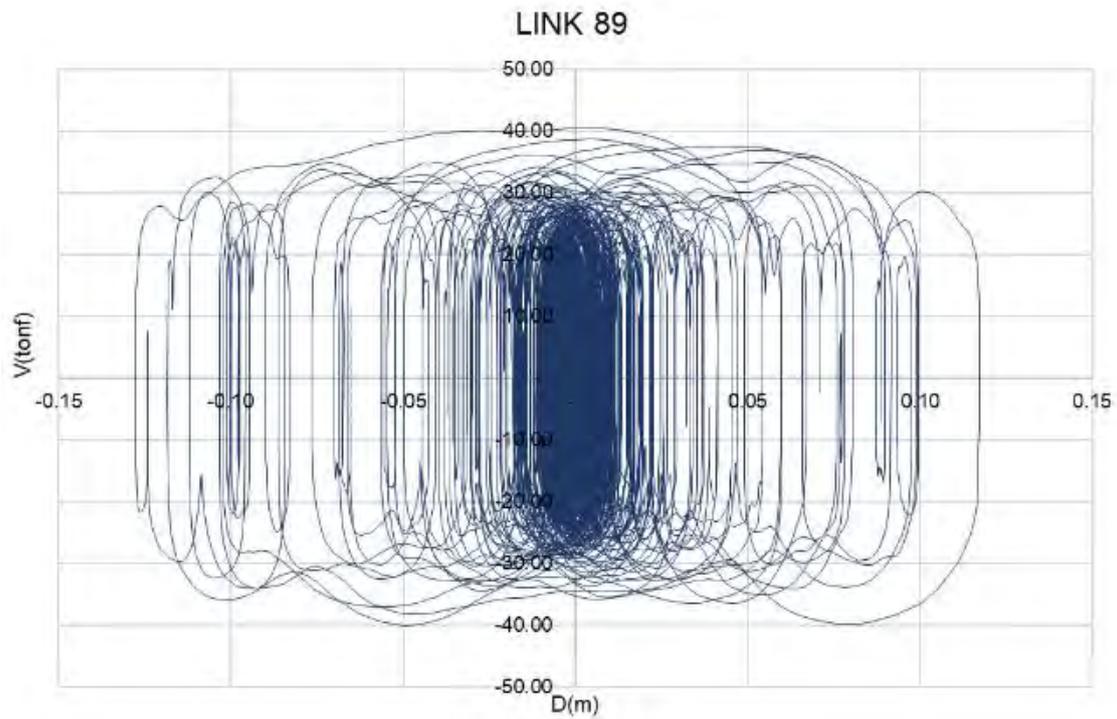


Figura 61. Diagrama de histéresis de disipador FLV en dirección longitudinal. (LINK 89) CHILE 2010.

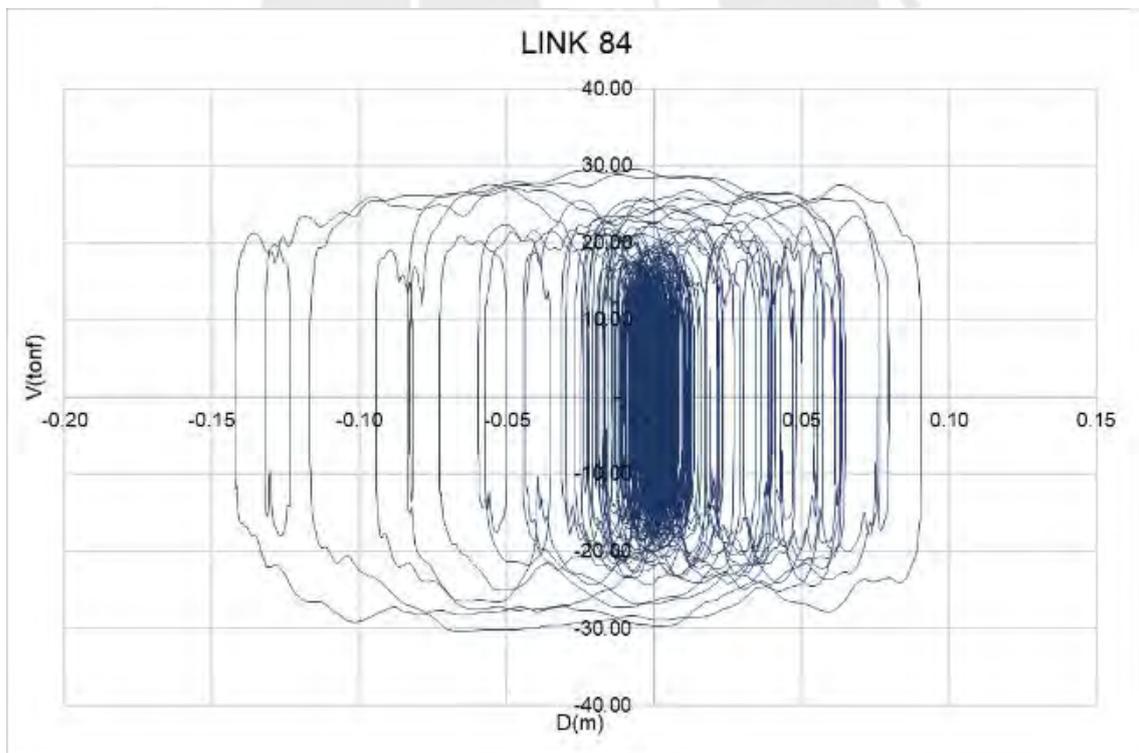


Figura 62. Diagrama de histéresis de disipador FLV en dirección transversal. (LINK 84) CHILE 2010.

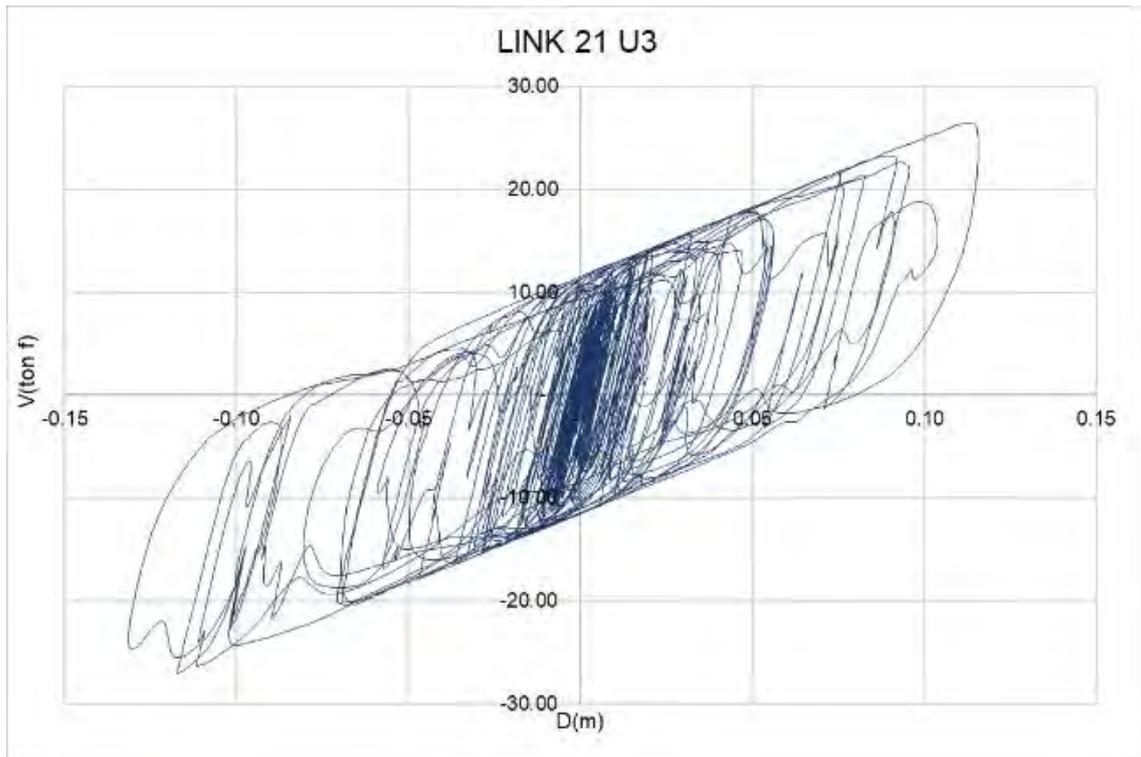


Figura 63. Diagrama de histéresis de aislador típico en dirección longitudinal. (LINK 21 (Pilar central) – CHILE 2010)

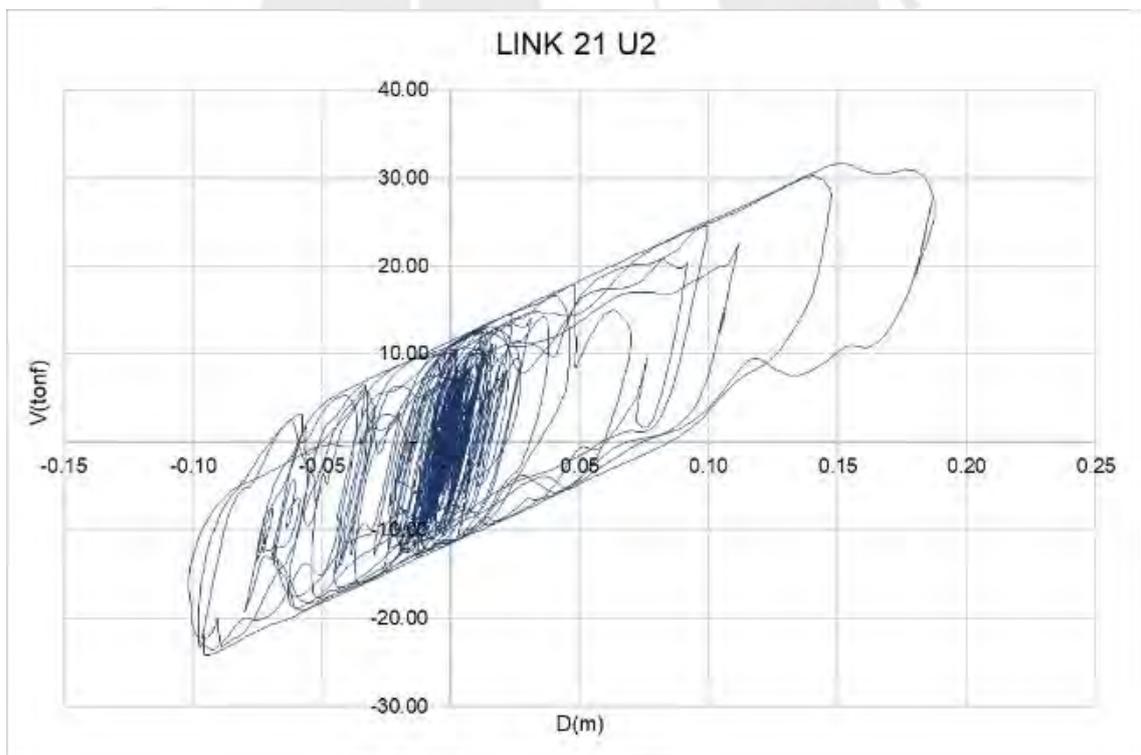


Figura 64. Diagrama de histéresis de aislador típico en dirección transversal. (LINK 21 (Pilar central) – CHILE 2010)

#### 5.4. Verificación del amortiguamiento efectivo del sistema híbrido

El cálculo del amortiguamiento se ha realizado para cada dispositivo, en función a la curva desplazamiento vs fuerza, resultante de un análisis tiempo historia no lineal. Considerando el modelo no lineal, se ha estimado el valor del amortiguamiento obtenido del área de la curva de histéresis y mediante la siguiente ecuación para aisladores sísmicos.

$$2\pi \xi D - \frac{4D_y(\alpha - 1)(D - D_y)}{D + (\alpha - 1)D_y} = 0$$

Para el cálculo del amortiguamiento efectivo en los disipadores de energía de fluido viscoso, se considera lo siguiente:

$$\xi_{eq} = \frac{\lambda * C * \omega^{\alpha-2} * D_{MAX}^{\alpha-1}}{2 * \pi * M}$$

$$\lambda = 2^{\alpha+2} \frac{\Gamma^2 \left(1 + \frac{\alpha}{2}\right)}{\Gamma(2 + \alpha)}$$

Se muestra en la tabla 54 hasta la tabla 63, los resultados obtenidos del análisis de los 3 registros sísmicos, y en la dirección de análisis X-X (Longitudinal) y Y-Y (Transversal), para el caso con propiedades mínimas  $\lambda=1$  (para aisladores) y  $\lambda=0.85$  (para disipadores de fluido viscoso):

Tabla 54. Cálculo del amortiguamiento efectivo en Aislador LINK 43.

Propiedades promedio del Sistema de Aislamiento - LINK 43								
Dirección de Análisis X-X								
Registro	Dmax	Dmin	Fmax	Fmin	keff (tonf/m)	Dmax	$\xi$	$\xi\%$
CHILE 2010	12.85	-15.67	24.75	-28.03	185.06	15.67	0.2268	<b>22.68</b>
LIMA 1966	17.67	-15.88	27.74	-28.02	166.20	17.67	0.2120	<b>21.20</b>
ICA 2007	14.44	-13.21	26.08	-25.2	185.46	14.44	0.2369	<b>23.69</b>
Valores Promedio					<b>178.91</b>	<b>15.93</b>		<b>22.52</b>
Dirección de Análisis Y-Y								
Registro	Dmax	Dmin	Fmax	Fmin	keff (tonf/m)	Dmax	$\xi$	$\xi\%$
CHILE 2010	9.59	-7.68	20.41	-18.65	226.17	9.59	0.2843	<b>28.43</b>
LIMA 1966	12.17	-12.66	23.17	-24.03	190.09	12.66	0.2528	<b>25.28</b>
ICA 2007	14.2	-9.29	24.42	-20.9	192.93	14.2	0.2389	<b>23.89</b>
Valores Promedio					<b>203.07</b>	<b>12.15</b>		<b>25.87</b>

Tabla 55. Cálculo del amortiguamiento efectivo en Aislador LINK 5.

Propiedades promedio del Sistema de Aislamiento - LINK 5								
Dirección de Análisis X-X								
Registro	Dmax	Dmin	Fmax	Fmin	keff (tonf/m)	Dmax	ξ	ξ%
CHILE 2010	11.32	-12.61	22.92	-24.38	197.66	12.61	0.2533	<b>25.33</b>
LIMA 1966	17.57	-12.04	28.36	-23.48	175.08	17.57	0.2127	<b>21.27</b>
ICA 2007	15.2	-11.75	30.05	-23.07	197.11	15.2	0.2306	<b>23.06</b>
<b>Valores Promedio</b>					<b>189.95</b>	<b>15.13</b>		<b>23.22</b>
Dirección de Análisis Y-Y								
Registro	Dmax	Dmin	Fmax	Fmin	keff (tonf/m)	Dmax	ξ	ξ%
CHILE 2010	13.69	-9.48	23.73	-18.57	182.56	13.69	0.2434	<b>24.34</b>
LIMA 1966	17.27	-15.24	22.9	-25.61	149.22	17.27	0.2148	<b>21.48</b>
ICA 2007	17.3	-11.49	27.15	-21.14	167.73	17.3	0.2146	<b>21.46</b>
<b>Valores Promedio</b>					<b>166.50</b>	<b>16.09</b>		<b>22.43</b>

Tabla 56. Cálculo del amortiguamiento efectivo en Aislador LINK 13.

Propiedades promedio del Sistema de Aislamiento - LINK 13								
Dirección de Análisis X-X								
Registro	Dmax	Dmin	Fmax	Fmin	keff (tonf/m)	Dmax	ξ	ξ%
CHILE 2010	11.24	-12.35	23.46	-24.02	201.27	12.35	0.2558	<b>25.58</b>
LIMA 1966	17.96	-12.13	29.46	-23.49	175.97	17.96	0.2100	<b>21.00</b>
ICA 2007	14.17	-13.12	25.2	-23.21	177.39	14.17	0.2392	<b>23.92</b>
<b>Valores Promedio</b>					<b>184.88</b>	<b>14.83</b>		<b>23.50</b>
Dirección de Análisis Y-Y								
Registro	Dmax	Dmin	Fmax	Fmin	keff (tonf/m)	Dmax	ξ	ξ%
CHILE 2010	11.24	-12.35	22.64	-24.02	197.80	12.35	0.2558	<b>25.58</b>
LIMA 1966	17.96	-12.13	29.46	-23.49	175.97	17.96	0.2100	<b>21.00</b>
ICA 2007	14.17	-12.12	25.2	-23.21	184.14	14.17	0.2392	<b>23.92</b>
<b>Valores Promedio</b>					<b>185.97</b>	<b>14.83</b>		<b>23.50</b>

Tabla 57. Cálculo del amortiguamiento efectivo en Aislador LINK 21.

Propiedades promedio del Sistema de Aislamiento - LINK 21								
Dirección de Análisis X-X								
Registro	Dmax	Dmin	Fmax	Fmin	keff (tonf/m)	Dmax	ξ	ξ%
CHILE 2010	11.48	-13.68	22.03	-25.83	190.22	13.68	0.2435	<b>24.35</b>
LIMA 1966	18.04	-12.58	28.54	-22.32	166.10	18.04	0.2095	<b>20.95</b>
ICA 2007	14.79	-12.16	25.79	-23.62	183.34	14.79	0.2339	<b>23.39</b>
<b>Valores Promedio</b>					<b>179.89</b>	<b>15.50</b>		<b>22.90</b>
Dirección de Análisis Y-Y								
Registro	Dmax	Dmin	Fmax	Fmin	keff (tonf/m)	Dmax	ξ	ξ%
CHILE 2010	21.3	-11.12	31.18	-22.2	164.65	21.3	0.1893	<b>18.93</b>
LIMA 1966	23.49	-17.56	34.73	-28.17	153.23	23.49	0.1777	<b>17.77</b>
ICA 2007	19.88	-12.58	32.33	-24.25	174.31	19.88	0.1976	<b>19.76</b>
<b>Valores Promedio</b>					<b>164.06</b>	<b>21.56</b>		<b>18.82</b>

Tabla 58. Cálculo del amortiguamiento efectivo en Aislador LINK 29.

Propiedades promedio del Sistema de Aislamiento - LINK 29								
Dirección de Análisis X-X								
Registro	Dmax	Dmin	Fmax	Fmin	keff (tonf/m)	Dmax	ξ	ξ%
CHILE 2010	11.27	-14.67	22.46	-26.82	189.98	14.67	0.2349	<b>23.49</b>
LIMA 1966	16.67	-13.93	27.48	-23.21	165.65	16.67	0.2192	<b>21.92</b>
ICA 2007	15.59	-12.22	27.58	-23.68	184.32	15.59	0.2275	<b>22.75</b>
<b>Valores Promedio</b>					<b>179.98</b>	<b>15.64</b>		<b>22.72</b>
Dirección de Análisis Y-Y								
Registro	Dmax	Dmin	Fmax	Fmin	keff (tonf/m)	Dmax	ξ	ξ%
CHILE 2010	20.16	-10.49	28.27	-22.22	164.73	20.16	0.1959	<b>19.59</b>
LIMA 1966	22.27	-15.29	33.37	-27.48	162.01	22.27	0.1840	<b>18.40</b>
ICA 2007	19.44	-11.59	32.15	-23.44	179.15	19.44	0.2003	<b>20.03</b>
<b>Valores Promedio</b>					<b>168.63</b>	<b>20.62</b>		<b>19.34</b>

Tabla 59. Cálculo del amortiguamiento efectivo en Aislador LINK 37.

Propiedades promedio del Sistema de Aislamiento - LINK 37								
Dirección de Análisis X-X								
Registro	Dmax	Dmin	Fmax	Fmin	keff (tonf/m)	Dmax	ξ	ξ%
CHILE 2010	12.52	-14.57	24.36	-26.81	188.89	14.57	0.2358	<b>23.58</b>
LIMA 1966	17.08	-14	27.71	-25.49	171.17	17.08	0.2162	<b>21.62</b>
ICA 2007	15.14	-12.03	27.41	-23.84	188.63	15.14	0.2311	<b>23.11</b>
<b>Valores Promedio</b>					<b>182.90</b>	<b>15.60</b>		<b>22.77</b>
Dirección de Análisis Y-Y								
Registro	Dmax	Dmin	Fmax	Fmin	keff (tonf/m)	Dmax	ξ	ξ%
CHILE 2010	14.32	-10.01	24.78	-21.73	191.16	14.32	0.2379	<b>23.79</b>
LIMA 1966	18.14	-16.18	28.98	-26.84	162.65	18.14	0.2088	<b>20.88</b>
ICA 2007	17.94	-11.64	30.13	-22.94	179.41	17.94	0.2102	<b>21.02</b>
<b>Valores Promedio</b>					<b>177.74</b>	<b>16.80</b>		<b>21.89</b>

Tabla 60. Cálculo del amortiguamiento efectivo en Aislador LINK 55.

Propiedades promedio del Sistema de Aislamiento - LINK 55								
Dirección de Análisis X-X								
Registro	Dmax	Dmin	Fmax	Fmin	keff (tonf/m)	Dmax	ξ	ξ%
CHILE 2010	13.51	-13.28	25.34	-23.86	183.65	13.51	0.2450	<b>24.50</b>
LIMA 1966	19.38	-12.56	30.94	-24.29	172.92	19.38	0.2007	<b>20.07</b>
ICA 2007	17.52	-11.99	30.05	-23.07	180.01	17.52	0.2131	<b>21.31</b>
<b>Valores Promedio</b>					<b>178.86</b>	<b>16.80</b>		<b>21.96</b>
Dirección de Análisis Y-Y								
Registro	Dmax	Dmin	Fmax	Fmin	keff (tonf/m)	Dmax	ξ	ξ%
CHILE 2010	11.85	-7.49	23.73	-18.57	218.72	11.85	0.2606	<b>26.06</b>
LIMA 1966	12.02	-13.85	22.9	-25.61	187.51	13.85	0.2420	<b>24.20</b>
ICA 2007	15.63	-9.63	27.15	-21.14	191.17	15.63	0.2271	<b>22.71</b>
<b>Valores Promedio</b>					<b>199.13</b>	<b>13.78</b>		<b>24.33</b>

Tabla 61. Cálculo del amortiguamiento efectivo en Disipadores FLV Longitudinales  $\lambda_{min}$ .

Propiedades promedio del Sistema de Disipación de Energía - LINK 66								
Dirección de Análisis Longitudinal								
Registro	Dmax(m)	Masa (ton)	C	$\alpha$	$\omega$	$\lambda$	$\xi$	$\xi\%$
CHILE 2010	0.15	122.65	31.45	0.3	2.74	3.675	0.1017	<b>10.17</b>
LIMA 1966	0.192	122.65	31.45	0.3	2.74	3.675	0.0856	<b>8.56</b>
ICA 2007	0.1491	122.65	31.45	0.3	2.74	3.675	0.1022	<b>10.22</b>
Propiedades promedio del Sistema de Disipación de Energía - LINK 71								
Dirección de Análisis Longitudinal								
Registro	Dmax(m)	Masa (ton)	C	$\alpha$	$\omega$	$\lambda$	$\xi$	$\xi\%$
CHILE 2010	0.1427	122.65	31.45	0.3	2.74	3.675	0.1054	<b>10.54</b>
LIMA 1966	0.1925	122.65	31.45	0.3	2.74	3.675	0.0854	<b>8.54</b>
ICA 2007	0.1473	122.65	31.45	0.3	2.74	3.675	0.1030	<b>10.30</b>
Propiedades promedio del Sistema de Disipación de Energía - LINK 89								
Dirección de Análisis Longitudinal								
Registro	Dmax(m)	Masa (ton)	C	$\alpha$	$\omega$	$\lambda$	$\xi$	$\xi\%$
CHILE 2010	0.1508	122.65	31.45	0.3	2.74	3.675	0.1014	<b>10.14</b>
LIMA 1966	0.1877	122.65	31.45	0.3	2.74	3.675	0.0870	<b>8.70</b>
ICA 2007	0.1456	122.65	31.45	0.3	2.74	3.675	0.1039	<b>10.39</b>
Propiedades promedio del Sistema de Disipación de Energía - LINK 73								
Dirección de Análisis Longitudinal								
Registro	Dmax(m)	Masa (ton)	C	$\alpha$	$\omega$	$\lambda$	$\xi$	$\xi\%$
CHILE 2010	0.16	122.65	31.45	0.3	2.74	3.675	0.0973	<b>9.73</b>
LIMA 1966	0.2	122.65	31.45	0.3	2.74	3.675	0.0832	<b>8.32</b>
ICA 2007	0.1537	122.65	31.45	0.3	2.74	3.675	0.1000	<b>10.00</b>
Propiedades promedio del Sistema de Disipación de Energía - LINK 74								
Dirección de Análisis Longitudinal								
Registro	Dmax(m)	Masa (ton)	C	$\alpha$	$\omega$	$\lambda$	$\xi$	$\xi\%$
CHILE 2010	0.1623	122.65	31.45	0.3	2.74	3.675	0.0963	<b>9.63</b>
LIMA 1966	0.2	122.65	31.45	0.3	2.74	3.675	0.0832	<b>8.32</b>
ICA 2007	0.1512	122.65	31.45	0.3	2.74	3.675	0.1012	<b>10.12</b>

Tabla 62. Cálculo del amortiguamiento efectivo en Disipadores FLV Transversales  $\lambda_{min}$ .

Propiedades promedio del Sistema de Disipación de Energía - LINK 84								
Dirección de Análisis Transversal								
Registro	Dmax(m)	Masa (ton)	C	$\alpha$	$\omega$	$\lambda$	$\xi$	$\xi\%$
CHILE 2010	0.158	122.65	31.45	0.3	2.74	3.675	0.0981	<b>9.81</b>
LIMA 1966	0.1757	122.65	31.45	0.3	2.74	3.675	0.0911	<b>9.11</b>
ICA 2007	0.1718	122.65	31.45	0.3	2.74	3.675	0.0925	<b>9.25</b>
Propiedades promedio del Sistema de Disipación de Energía - LINK 85								
Dirección de Análisis Transversal								
Registro	Dmax(m)	Masa (ton)	C	$\alpha$	$\omega$	$\lambda$	$\xi$	$\xi\%$
CHILE 2010	0.13	122.65	31.45	0.3	2.74	3.675	0.1125	<b>11.25</b>
LIMA 1966	0.167	122.65	31.45	0.3	2.74	3.675	0.0944	<b>9.44</b>
ICA 2007	0.1664	122.65	31.45	0.3	2.74	3.675	0.0946	<b>9.46</b>
Propiedades promedio del Sistema de Disipación de Energía - LINK 86								
Dirección de Análisis Transversal								
Registro	Dmax(m)	Masa (ton)	C	$\alpha$	$\omega$	$\lambda$	$\xi$	$\xi\%$
CHILE 2010	0.21	122.65	31.45	0.3	2.74	3.675	0.0804	<b>8.04</b>
LIMA 1966	0.171	122.65	31.45	0.3	2.74	3.675	0.0928	<b>9.28</b>
ICA 2007	0.168	122.65	31.45	0.3	2.74	3.675	0.0940	<b>9.40</b>

Propiedades promedio del Sistema de Disipación de Energía - LINK 87								
Dirección de Análisis Transversal								
Registro	Dmax(m)	Masa (ton)	C	$\alpha$	$\omega$	$\lambda$	$\xi$	$\xi\%$
CHILE 2010	0.2035	122.65	31.45	0.3	2.74	3.675	0.0822	<b>8.22</b>
LIMA 1966	0.1695	122.65	31.45	0.3	2.74	3.675	0.0934	<b>9.34</b>
ICA 2007	0.199	122.65	31.45	0.3	2.74	3.675	0.0835	<b>8.35</b>

Propiedades promedio del Sistema de Disipación de Energía - LINK 88								
Dirección de Análisis Transversal								
Registro	Dmax(m)	Masa (ton)	C	$\alpha$	$\omega$	$\lambda$	$\xi$	$\xi\%$
CHILE 2010	0.169	122.65	31.45	0.3	2.74	3.675	0.0936	<b>9.36</b>
LIMA 1966	0.159	122.65	31.45	0.3	2.74	3.675	0.0977	<b>9.77</b>
ICA 2007	0.122	122.65	31.45	0.3	2.74	3.675	0.1176	<b>11.76</b>

Tabla 63. Cálculo del amortiguamiento efectivo en los pilares  $\lambda_{min}$ .

Propiedades promedio del Sistema de Disipación de Energía - AISLADORES + DISIPADORES							
Dirección de Análisis Longitudinal							
Registro	Estribo izq	Pilar ext izq	Pilar cent izq	Pilar central	Pilar cent der	Pilar ext der	Estribo der
CHILE 2010	22.68	35.50	36.11	34.48	33.22	33.21	24.50
LIMA 1966	21.20	29.83	29.55	29.64	30.24	29.94	20.07
ICA 2007	23.69	33.28	34.22	33.78	32.75	33.22	21.31

Propiedades promedio del Sistema de Disipación de Energía - AISLADORES + DISIPADORES							
Dirección de Análisis Transversal							
Registro	Estribo izq	Pilar ext izq	Pilar cent izq	Pilar central	Pilar cent der	Pilar ext der	Estribo der
CHILE 2010	28.43	34.15	36.82	26.97	27.81	33.15	26.06
LIMA 1966	25.28	30.59	30.44	27.05	27.74	30.65	24.20
ICA 2007	23.89	30.72	33.38	29.16	28.38	32.77	22.71

Podemos apreciar que el amortiguamiento efectivo logrado por los disipadores ubicados en los pilares del puente, en conjunto con el amortiguamiento efectivo logrado por los aisladores sísmicos para el caso  $\lambda_{min}$  llegan como máximo a 34.8%, manteniéndose entre valores de 29.55% hasta 34.48%, variando en su ubicación y sentido de análisis.

Se muestra en la tabla 64 hasta la tabla 73, los resultados obtenidos del análisis de los 3 registros sísmicos, y en la dirección de análisis X-X (Longitudinal) y Y-Y (Transversal), para el caso con propiedades máximas  $\lambda=1.075$  (para aisladores) y  $\lambda=1.20$  (para disipadores de fluido viscoso):

Tabla 64. Cálculo del amortiguamiento efectivo en Aislador LINK 43.

Propiedades promedio del Sistema de Aislamiento - LINK 43								
Dirección de Análisis X-X								
Registro	Dmax	Dmin	Fmax	Fmin	keff (tonf/m)	Dmax	$\xi$	$\xi\%$
CHILE 2010	11.22	-13.95	26.51	-30.41	226.14	13.95	0.2411	24.11
LIMA 1966	13.29	-13.75	29.27	-30.12	219.64	13.75	0.2429	24.29
ICA 2007	13.95	-10.22	28.54	-25.01	221.56	13.95	0.2411	24.11
Valores Promedio					222.45	13.88		24.17
Dirección de Análisis Y-Y								
Registro	Dmax	Dmin	Fmax	Fmin	keff (tonf/m)	Dmax	$\xi$	$\xi\%$
CHILE 2010	9.54	-6.3	23.65	-19.5	272.41	9.54	0.2848	28.48
LIMA 1966	10.88	-10.63	25.06	-23.9	227.62	10.88	0.2705	27.05
ICA 2007	12.6	-7.19	24.71	-20.32	227.54	12.6	0.2534	25.34
Valores Promedio					242.52	11.01		26.96

Tabla 65. Cálculo del amortiguamiento efectivo en Aislador LINK 5.

Propiedades promedio del Sistema de Aislamiento - LINK 5								
Dirección de Análisis X-X								
Registro	Dmax	Dmin	Fmax	Fmin	keff (tonf/m)	Dmax	$\xi$	$\xi\%$
CHILE 2010	11.91	-10.98	27.19	-26.3	233.68	11.91	0.2601	26.01
LIMA 1966	15.91	-11.05	30.41	-24.65	204.23	15.91	0.2250	22.50
ICA 2007	15.5	-8.53	29.4	-22.65	216.60	15.5	0.2282	22.82
Valores Promedio					218.17	14.44		23.77
Dirección de Análisis Y-Y								
Registro	Dmax	Dmin	Fmax	Fmin	keff (tonf/m)	Dmax	$\xi$	$\xi\%$
CHILE 2010	13.7	-9.1	29.96	-23.78	235.70	13.7	0.2433	24.33
LIMA 1966	16.12	-12.21	32.72	-27.26	211.72	16.12	0.2233	22.33
ICA 2007	15.9	-8.8	30.49	-23.33	217.89	15.9	0.2250	22.50
Valores Promedio					221.77	15.24		23.06

Tabla 66. Cálculo del amortiguamiento efectivo en Aislador LINK 13.

Propiedades promedio del Sistema de Aislamiento - LINK 13								
Dirección de Análisis X-X								
Registro	Dmax	Dmin	Fmax	Fmin	keff (tonf/m)	Dmax	$\xi$	$\xi\%$
CHILE 2010	11.7	-11.37	26.48	-26.61	230.13	11.7	0.2621	26.21
LIMA 1966	16.52	-10.99	31.75	-23.34	200.25	16.52	0.2203	22.03
ICA 2007	12.81	-8.55	28.04	-22.57	236.94	12.81	0.2514	25.14
Valores Promedio					222.44	13.68		24.46
Dirección de Análisis Y-Y								
Registro	Dmax	Dmin	Fmax	Fmin	keff (tonf/m)	Dmax	$\xi$	$\xi\%$
CHILE 2010	15.35	-9.19	31.89	-23.86	227.18	15.35	0.2294	22.94
LIMA 1966	20.26	-15.13	38.29	-29.7	192.12	20.26	0.1953	19.53
ICA 2007	18.42	-12.03	34.19	-27.43	202.36	18.42	0.2069	20.69
Valores Promedio					207.22	18.01		21.05

Tabla 67. Cálculo del amortiguamiento efectivo en Aislador LINK 21.

Propiedades promedio del Sistema de Aislamiento - LINK 21								
Dirección de Análisis X-X								
Registro	Dmax	Dmin	Fmax	Fmin	keff (tonf/m)	Dmax	ξ	ξ%
CHILE 2010	11.27	-11.72	26.48	-27.13	233.19	11.72	0.2619	<b>26.19</b>
LIMA 1966	15.32	-11.07	30.3	-23.96	205.61	15.32	0.2296	<b>22.96</b>
ICA 2007	14.75	-8.55	27.99	-22.58	217.04	14.75	0.2343	<b>23.43</b>
<b>Valores Promedio</b>					<b>218.61</b>	<b>13.93</b>		<b>24.19</b>
Dirección de Análisis Y-Y								
Registro	Dmax	Dmin	Fmax	Fmin	keff (tonf/m)	Dmax	ξ	ξ%
CHILE 2010	15.14	-9.44	31.67	-24.18	227.22	15.14	0.2311	<b>23.11</b>
LIMA 1966	20.97	-16.41	36.88	-33.48	188.23	20.97	0.1912	<b>19.12</b>
ICA 2007	18.61	-13.31	35.39	-2.95	120.11	18.61	0.2057	<b>20.57</b>
<b>Valores Promedio</b>					<b>178.52</b>	<b>18.24</b>		<b>20.93</b>

Tabla 68. Cálculo del amortiguamiento efectivo en Aislador LINK 29.

Propiedades promedio del Sistema de Aislamiento - LINK 29								
Dirección de Análisis X-X								
Registro	Dmax	Dmin	Fmax	Fmin	keff (tonf/m)	Dmax	ξ	ξ%
CHILE 2010	12.01	-12.83	26.44	-28.74	222.14	12.83	0.2512	<b>25.12</b>
LIMA 1966	15.52	-12.16	29.46	-25.51	198.59	15.52	0.2280	<b>22.80</b>
ICA 2007	15.64	-8.72	29.45	-23.29	216.50	15.64	0.2271	<b>22.71</b>
<b>Valores Promedio</b>					<b>212.41</b>	<b>14.66</b>		<b>23.54</b>
Dirección de Análisis Y-Y								
Registro	Dmax	Dmin	Fmax	Fmin	keff (tonf/m)	Dmax	ξ	ξ%
CHILE 2010	14.9	-9.23	31.67	-24.18	231.45	14.9	0.2330	<b>23.30</b>
LIMA 1966	20.01	-15.22	36.88	-33.48	199.72	20.01	0.1968	<b>19.68</b>
ICA 2007	18.31	-12.28	35.39	-29.5	212.13	18.31	0.2076	<b>20.76</b>
<b>Valores Promedio</b>					<b>214.43</b>	<b>17.74</b>		<b>21.25</b>

Tabla 69. Cálculo del amortiguamiento efectivo en Aislador LINK 37.

Propiedades promedio del Sistema de Aislamiento - LINK 37								
Dirección de Análisis X-X								
Registro	Dmax	Dmin	Fmax	Fmin	keff (tonf/m)	Dmax	ξ	ξ%
CHILE 2010	11.88	-12.6	27.01	-28.59	227.12	12.6	0.2534	<b>25.34</b>
LIMA 1966	15.79	-12.25	29.86	-27.88	205.92	15.79	0.2259	<b>22.59</b>
ICA 2007	15.07	-8.59	28.4	-22.61	215.60	15.07	0.2316	<b>23.16</b>
<b>Valores Promedio</b>					<b>216.21</b>	<b>14.49</b>		<b>23.70</b>
Dirección de Análisis Y-Y								
Registro	Dmax	Dmin	Fmax	Fmin	keff (tonf/m)	Dmax	ξ	ξ%
CHILE 2010	13.98	-9.55	28.88	-24.4	226.43	13.98	0.2408	<b>24.08</b>
LIMA 1966	15.28	-12.45	30.13	-28.3	210.71	15.28	0.2299	<b>22.99</b>
ICA 2007	16.67	-9.15	31.26	-23.76	213.09	16.67	0.2192	<b>21.92</b>
<b>Valores Promedio</b>					<b>216.75</b>	<b>15.31</b>		<b>23.00</b>

Tabla 70. Cálculo del amortiguamiento efectivo en Aislador LINK 55.

Propiedades promedio del Sistema de Aislamiento - LINK 55								
Dirección de Análisis X-X								
Registro	Dmax	Dmin	Fmax	Fmin	keff (tonf/m)	Dmax	$\xi$	$\xi\%$
CHILE 2010	13.11	-10.41	29.28	-25.52	232.99	13.11	0.2486	<b>24.86</b>
LIMA 1966	18.01	-10.21	34.48	-24.74	209.85	18.01	0.2097	<b>20.97</b>
ICA 2007	16.74	-9.09	32.16	-22.96	213.40	16.74	0.2187	<b>21.87</b>
<b>Valores Promedio</b>					<b>218.75</b>	<b>15.95</b>		<b>22.57</b>
Dirección de Análisis Y-Y								
Registro	Dmax	Dmin	Fmax	Fmin	keff (tonf/m)	Dmax	$\xi$	$\xi\%$
CHILE 2010	11.37	-6.6	26.86	-20.09	261.27	11.37	0.2655	<b>26.55</b>
LIMA 1966	10.59	-10.56	25.21	-24.88	236.83	10.59	0.2735	<b>27.35</b>
ICA 2007	14.17	-7.33	27.38	-20.69	223.58	14.17	0.2392	<b>23.92</b>
<b>Valores Promedio</b>					<b>240.56</b>	<b>12.04</b>		<b>25.94</b>

Tabla 71. Cálculo del amortiguamiento efectivo en Disipadores FLV Longitudinales  $\lambda_{\max}$ .

Propiedades promedio del Sistema de Disipación de Energía - LINK 66								
Dirección de Análisis Longitudinal								
Registro	Dmax(m)	Masa (ton)	C	$\alpha$	$\omega$	$\lambda$	$\xi$	$\xi\%$
CHILE 2010	0.1281	122.65	44.4	0.3	2.74	3.675	0.1604	<b>16.04</b>
LIMA 1966	0.167	122.65	44.4	0.3	2.74	3.675	0.1332	<b>13.32</b>
ICA 2007	0.158	122.65	44.4	0.3	2.74	3.675	0.1385	<b>13.85</b>
Propiedades promedio del Sistema de Disipación de Energía - LINK 71								
Dirección de Análisis Longitudinal								
Registro	Dmax(m)	Masa (ton)	C	$\alpha$	$\omega$	$\lambda$	$\xi$	$\xi\%$
CHILE 2010	0.125	122.65	44.4	0.3	2.74	3.675	0.1632	<b>16.32</b>
LIMA 1966	0.129	122.65	44.4	0.3	2.74	3.675	0.1596	<b>15.96</b>
ICA 2007	0.152	122.65	44.4	0.3	2.74	3.675	0.1423	<b>14.23</b>
Propiedades promedio del Sistema de Disipación de Energía - LINK 89								
Dirección de Análisis Longitudinal								
Registro	Dmax(m)	Masa (ton)	C	$\alpha$	$\omega$	$\lambda$	$\xi$	$\xi\%$
CHILE 2010	0.128	122.65	44.4	0.3	2.74	3.675	0.1605	<b>16.05</b>
LIMA 1966	0.12	122.65	44.4	0.3	2.74	3.675	0.1679	<b>16.79</b>
ICA 2007	0.155	122.65	44.4	0.3	2.74	3.675	0.1404	<b>14.04</b>
Propiedades promedio del Sistema de Disipación de Energía - LINK 73								
Dirección de Análisis Longitudinal								
Registro	Dmax(m)	Masa (ton)	C	$\alpha$	$\omega$	$\lambda$	$\xi$	$\xi\%$
CHILE 2010	0.119	122.65	44.4	0.3	2.74	3.675	0.1689	<b>16.89</b>
LIMA 1966	0.127	122.65	44.4	0.3	2.74	3.675	0.1614	<b>16.14</b>
ICA 2007	0.157	122.65	44.4	0.3	2.74	3.675	0.1391	<b>13.91</b>
Propiedades promedio del Sistema de Disipación de Energía - LINK 74								
Dirección de Análisis Longitudinal								
Registro	Dmax(m)	Masa (ton)	C	$\alpha$	$\omega$	$\lambda$	$\xi$	$\xi\%$
CHILE 2010	0.139	122.65	44.4	0.3	2.74	3.675	0.1515	<b>15.15</b>
LIMA 1966	0.135	122.65	44.4	0.3	2.74	3.675	0.1546	<b>15.46</b>
ICA 2007	0.15	122.65	44.4	0.3	2.74	3.675	0.1436	<b>14.36</b>

Tabla 72. Cálculo del amortiguamiento efectivo en Disipadores FLV Transversales  $\lambda_{m\acute{a}x}$

Propiedades promedio del Sistema de Disipación de Energía - LINK 84								
Dirección de Análisis Transversal								
Registro	Dmax(m)	Masa (ton)	C	$\alpha$	$\omega$	$\lambda$	$\xi$	$\xi\%$
CHILE 2010	0.142	122.65	44.4	0.3	2.74	3.675	0.1493	<b>14.93</b>
LIMA 1966	0.158	122.65	44.4	0.3	2.74	3.675	0.1385	<b>13.85</b>
ICA 2007	0.161	122.65	44.4	0.3	2.74	3.675	0.1367	<b>13.67</b>
Propiedades promedio del Sistema de Disipación de Energía - LINK 85								
Dirección de Análisis Transversal								
Registro	Dmax(m)	Masa (ton)	C	$\alpha$	$\omega$	$\lambda$	$\xi$	$\xi\%$
CHILE 2010	0.171	122.65	44.4	0.3	2.74	3.675	0.1311	<b>13.11</b>
LIMA 1966	0.152	122.65	44.4	0.3	2.74	3.675	0.1423	<b>14.23</b>
ICA 2007	0.18	122.65	44.4	0.3	2.74	3.675	0.1264	<b>12.64</b>
Propiedades promedio del Sistema de Disipación de Energía - LINK 86								
Dirección de Análisis Transversal								
Registro	Dmax(m)	Masa (ton)	C	$\alpha$	$\omega$	$\lambda$	$\xi$	$\xi\%$
CHILE 2010	0.147	122.65	44.4	0.3	2.74	3.675	0.1457	<b>14.57</b>
LIMA 1966	0.163	122.65	44.4	0.3	2.74	3.675	0.1355	<b>13.55</b>
ICA 2007	0.134	122.65	44.4	0.3	2.74	3.675	0.1554	<b>15.54</b>
Propiedades promedio del Sistema de Disipación de Energía - LINK 87								
Dirección de Análisis Transversal								
Registro	Dmax(m)	Masa (ton)	C	$\alpha$	$\omega$	$\lambda$	$\xi$	$\xi\%$
CHILE 2010	0.144	122.65	44.4	0.3	2.74	3.675	0.1478	<b>14.78</b>
LIMA 1966	0.153	122.65	44.4	0.3	2.74	3.675	0.1417	<b>14.17</b>
ICA 2007	0.125	122.65	44.4	0.3	2.74	3.675	0.1632	<b>16.32</b>
Propiedades promedio del Sistema de Disipación de Energía - LINK 88								
Dirección de Análisis Transversal								
Registro	Dmax(m)	Masa (ton)	C	$\alpha$	$\omega$	$\lambda$	$\xi$	$\xi\%$
CHILE 2010	0.153	122.65	44.4	0.3	2.74	3.675	0.1417	<b>14.17</b>
LIMA 1966	0.166	122.65	44.4	0.3	2.74	3.675	0.1338	<b>13.38</b>
ICA 2007	0.095	122.65	44.4	0.3	2.74	3.675	0.1978	<b>19.78</b>

Tabla 73. Cálculo del amortiguamiento efectivo en los pilares  $\lambda_{m\acute{a}x}$ .

Propiedades promedio del Sistema de Disipación de Energía - AISLADORES + DISIPADORES							
Dirección de Análisis Longitudinal							
Registro	Estribo izq	Pilar ext izq	Pilar cent izq	Pilar central	Pilar cent der	Pilar ext der	Estribo der
CHILE 2010	24.11	42.05	42.53	42.24	42.01	40.49	24.86
LIMA 1966	24.29	35.82	38.00	39.75	38.94	38.05	20.97
ICA 2007	24.11	36.67	39.37	37.47	36.62	37.53	21.87
Propiedades promedio del Sistema de Disipación de Energía - AISLADORES + DISIPADORES							
Dirección de Análisis Transversal							
Registro	Estribo izq	Pilar ext izq	Pilar cent izq	Pilar central	Pilar cent der	Pilar ext der	Estribo der
CHILE 2010	28.48	39.26	36.04	37.68	38.08	38.25	26.55
LIMA 1966	27.05	36.18	33.76	32.67	33.85	36.37	27.35
ICA 2007	25.34	36.17	33.33	36.11	37.08	41.70	23.92

Podemos apreciar que el amortiguamiento efectivo logrado por los disipadores ubicados en los pilares del puente, en conjunto con el amortiguamiento efectivo logrado por los aisladores sísmicos para el caso  $\lambda_{m\acute{a}x}$  llegan a superar el valor buscado de 40%, manteniéndose entre valores de 32.67% hasta 42.53%, variando en su ubicación y sentido de análisis.

## CAPÍTULO 6: ANÁLISIS DE RESULTADOS

En el presente capítulo realizaremos el análisis de los resultados obtenidos para cada caso de estudio. Luego realizaremos la comparación de los resultados de cada caso, según los criterios establecidos en el marco teórico.

### 6.1. Análisis de Resultados del Caso sin Protección Sísmica

En ese te caso de estudio se realizó un análisis modal espectral y análisis tiempo historia no lineal, obteniéndose los modos de vibración, fuerzas cortantes y momentos flectores, desplazamientos elásticos y desplazamientos inelásticos, desempeño sísmico.

#### 6.1.1. Análisis de Resultados del Análisis Modal Espectral

Del análisis modal espectral, se analizaron 12 modos hasta lograr un porcentaje acumulado de masa modal del 90% en ambas direcciones de análisis. El periodo fundamental del puente tiene un periodo de 0.63 segundos y su movimiento tiene dirección longitudinal, el segundo modo tiene un periodo de 0.597 segundos y su movimiento tiene dirección transversal, finalmente el tercer modo tiene un periodo de 0.59 segundos y su movimiento es rotacional.

Con respecto a los desplazamientos obtenidos, se puede apreciar que para la dirección longitudinal se tiene un desplazamiento máximo de 8.09 cm, la cual supera el desplazamiento máximo elástico. La fuerza cortante promedio en los pilares es del orden de 1635 tonf en el sentido longitudinal, y de 1487 tonf en el sentido transversal.

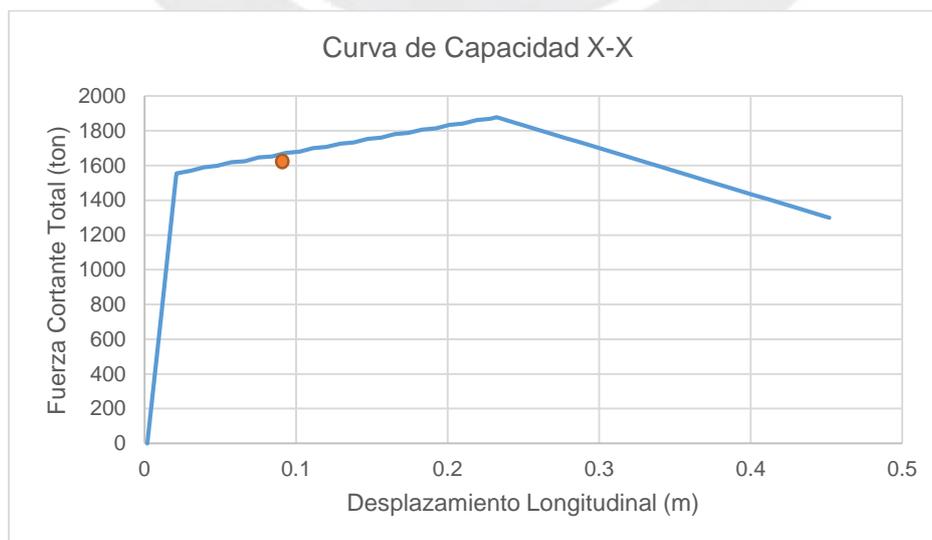


Figura 65. Desempeño en el sentido longitudinal del puente Quilca.

Según los resultados del análisis modal espectral, para el espectro de diseño del Manual de Puentes del MTC, el puente Quilca tiene un desempeño de Seguridad de Vida.

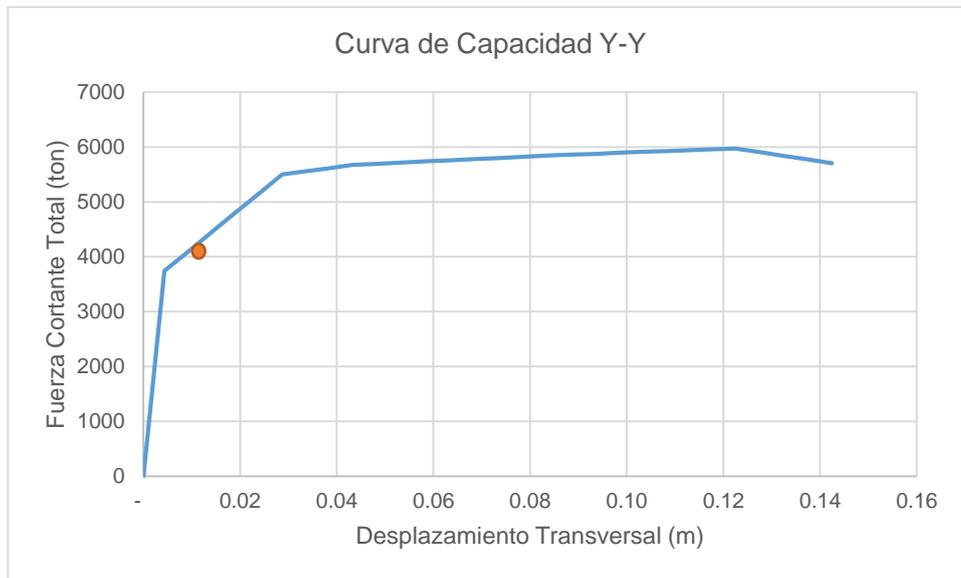


Figura 66. Desempeño en el sentido transversal del puente Quilca.

Según los resultados del análisis modal espectral, para el espectro de diseño del Manual de Puentes del MTC, el puente Quilca tiene un desempeño de Ocupación inmediata en la dirección transversal. Por lo tanto, el puente Quilca tiene un desempeño de Seguridad de Vida, y presentará daños estructurales.

### 6.1.2. Análisis de Resultados del Análisis Tiempo Historia No Lineal

En el análisis tiempo historia no lineal se utilizaron 3 registros sísmicos correspondientes al sismo de LIMA 1966, el sismo de ICA 2007 y el sismo de CHILE 2010.

Los desplazamientos inelásticos máximos obtenidos varían desde 8.52 cm hasta 14.65 cm en dirección longitudinal, y desde 1.14cm hasta 1.37 cm en la dirección transversal.

Tabla 74. Desplazamientos inelásticos máximos SX.

Desplazamientos Inelásticos Máximos SISMO X (mm)					
CASO DE CARGA	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	Pilar 5
SISMO 1966 PQR	133.1	133	132.8	133.6	133.1
SISMO 2007 ICA	146.1	145.9	146.1	146.5	146.6
SISMO CHILE 2010	84.7	85.2	84.6	84.7	85.6

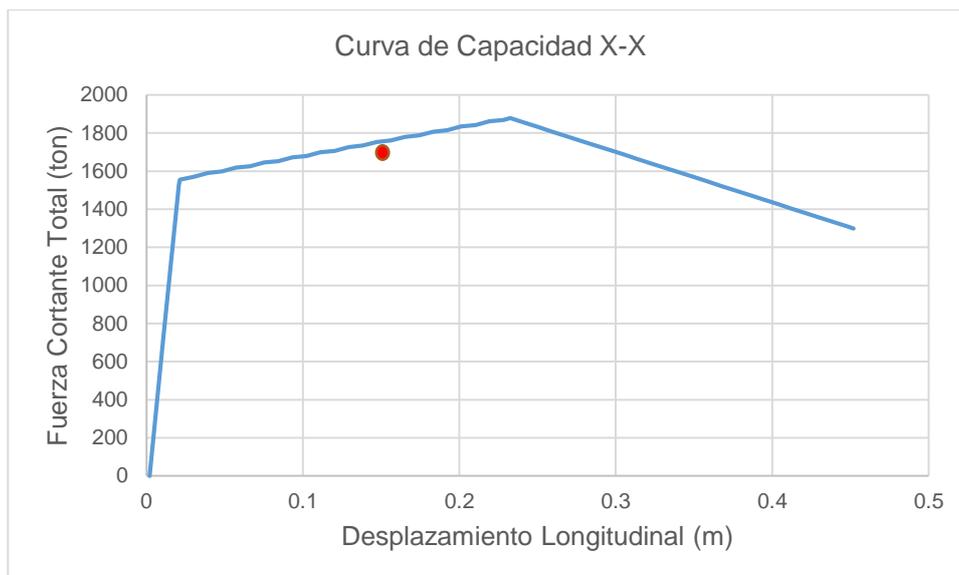


Figura 67. Desempeño sísmico para el caso longitudinal.

Según los resultados del análisis tiempo historia no lineal, para el espectro de diseño del Manual de Puentes del MTC, el puente Quilca tiene un desempeño de Seguridad de Vida, cercano a Prevención de Colapso.

Tabla 75. Desplazamientos inelásticos máximos SY.

Desplazamientos Inelásticos Máximos SISMO Y (mm)					
CASO DE CARGA	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	Pilar 5
SISMO 1966 PQR	13.7	7.2	4.6	7.2	13.7
SISMO 2007 ICA	11.2	6.1	4.2	6.1	11.2
SISMO CHILE 2010	7.6	11.4	5.4	11.4	7.6

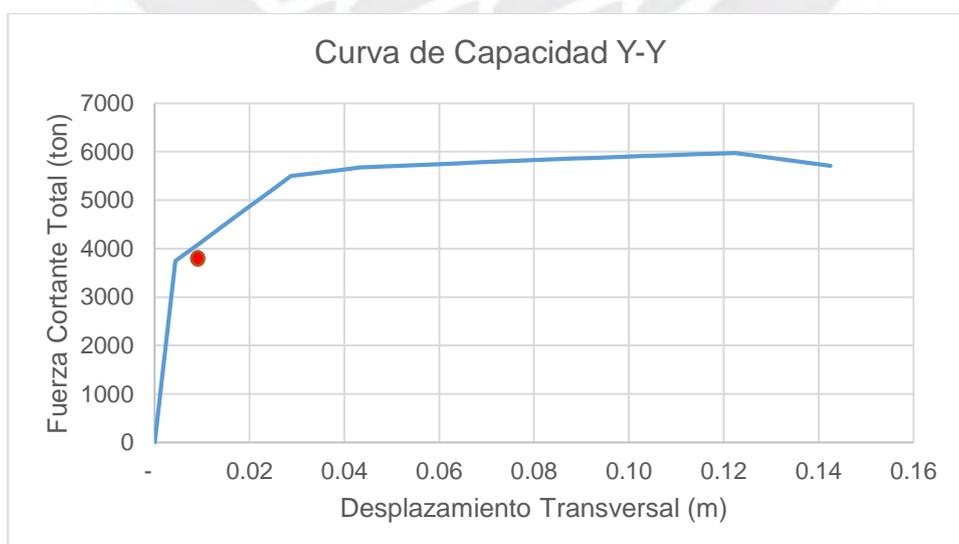


Figura 68. Desempeño sísmico para el caso transversal.

Según los resultados del análisis modal espectral, para el espectro de diseño del Manual de Puentes del MTC, el puente Quilca tiene un desempeño de Ocupación Inmediata en la dirección transversal. Por lo tanto, el puente Quilca tendría un desempeño de Seguridad de Vida.

## 6.2. Análisis de Resultados del Caso con Aislamiento Sísmico

En ese te caso de estudio se realizó un análisis modal espectral y análisis tiempo historia no lineal, obteniéndose los modos de vibración, fuerzas cortantes y momentos flectores, desplazamientos elásticos y desplazamientos inelásticos, desempeño sísmico.

### 6.2.1. Análisis de Resultados del Análisis Modal Espectral

Del análisis modal espectral, se analizaron 100 modos hasta lograr un porcentaje acumulado de masa modal del 90% en ambas direcciones de análisis. El periodo fundamental del puente tiene un periodo de 2.37 segundos y su movimiento tiene dirección longitudinal, el segundo modo tiene un periodo de 2.29 segundos y su movimiento tiene dirección transversal, finalmente el tercer modo tiene un periodo de 2.02 segundos y su movimiento es rotacional.

El desplazamiento máximo en los pilares es del orden de 1.12 cm en la dirección longitudinal y de 0.12 cm en la dirección transversal. El desplazamiento en los aisladores sísmicos es del orden de 32.91 cm en la dirección longitudinal y de 39.35 cm en la dirección transversal.

Podemos observar que casi la totalidad del desplazamiento del puente es tomado por los aisladores sísmicos.

La fuerza cortante promedio en los pilares es del orden de 253.75 tonf en el sentido longitudinal, y de 211.49 tonf en el sentido transversal.

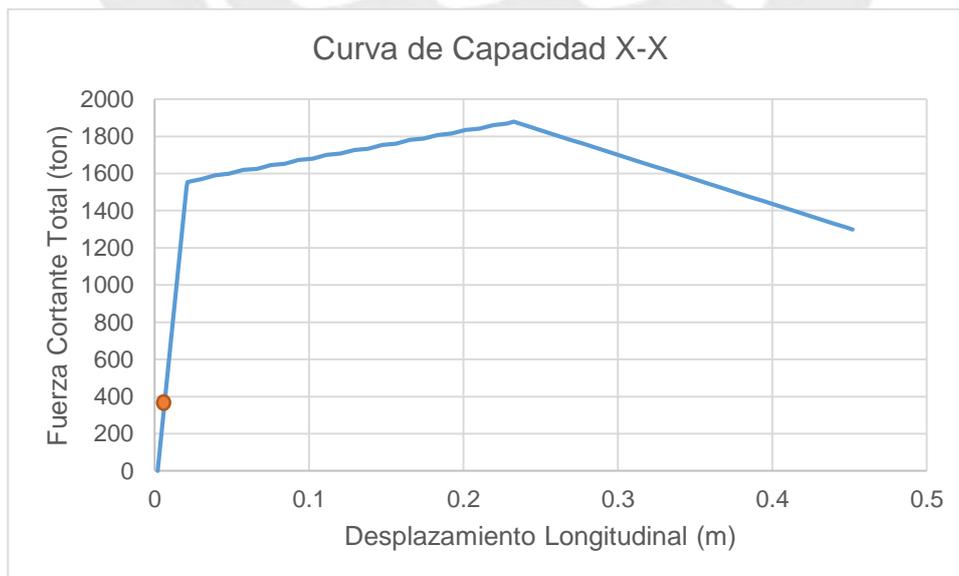


Figura 69. Desempeño sísmico para el sentido longitudinal.

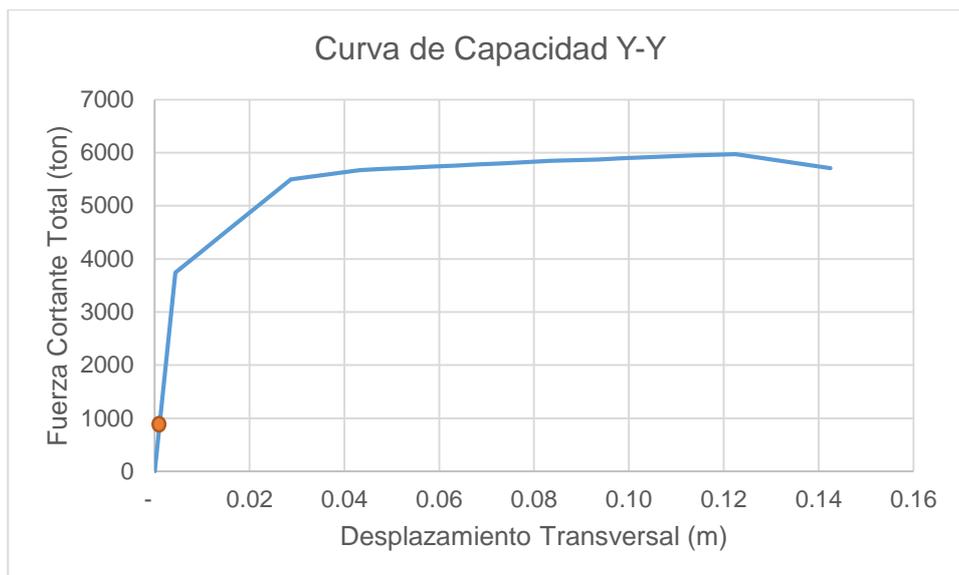


Figura 70. Desempeño sísmico para el sentido transversal.

Según los resultados del análisis modal espectral, para el espectro de diseño del Manual de Puentes del MTC, el puente Quilca tiene un desempeño de Operatividad Inmediata en la dirección longitudinal y transversal.

Asimismo, se realizó el análisis modal espectral considerando el máximo valor de rigidez efectiva  $K_{max}$ , por efecto de aplicación de los factores  $\lambda$  por envejecimiento del caucho, de acuerdo a lo indicado en la norma AASHTO GSID 2010.

Del análisis modal espectral, se analizaron 100 modos hasta lograr un porcentaje acumulado de masa modal del 90% en ambas direcciones de análisis. El periodo fundamental del puente tiene un periodo de 2.37 segundos y su movimiento tiene dirección longitudinal, el segundo modo tiene un periodo de 2.29 segundos y su movimiento tiene dirección transversal, finalmente el tercer modo tiene un periodo de 2.02 segundos y su movimiento es rotacional.

El desplazamiento máximo en los pilares es del orden de 1.18 cm en la dirección longitudinal y de 0.12 cm en la dirección transversal. Podemos apreciar que se incrementan los desplazamientos en la subestructura del puente.

El desplazamiento en los aisladores sísmicos es del orden de 29.7 cm en la dirección longitudinal y de 36.1 cm en la dirección transversal.

Podemos observar que casi la totalidad del desplazamiento del puente es tomado por los aisladores sísmicos.

La fuerza cortante promedio en los pilares es del orden de 264 tonf en el sentido longitudinal, y de 230 tonf en el sentido transversal.

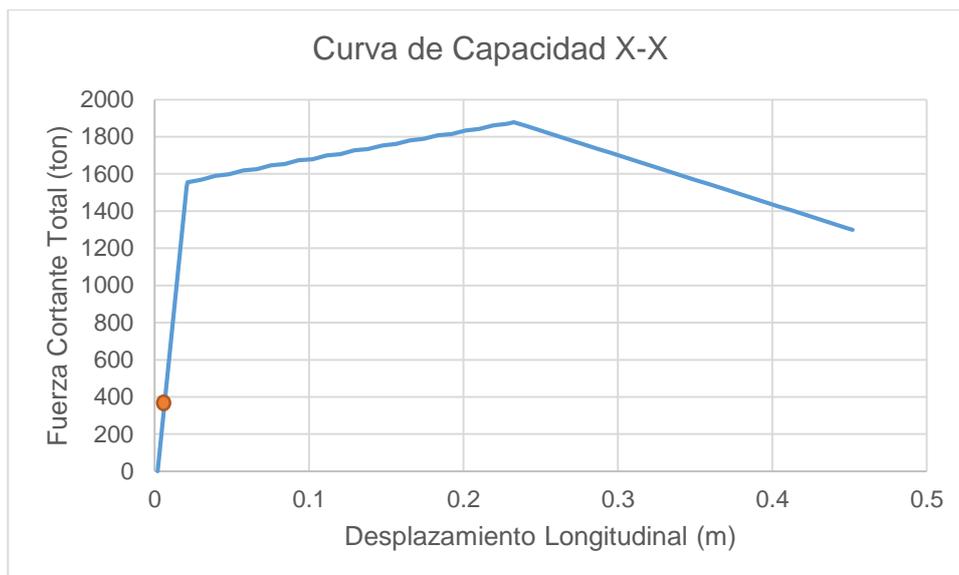


Figura 71. Desempeño sísmico para el sentido longitudinal.

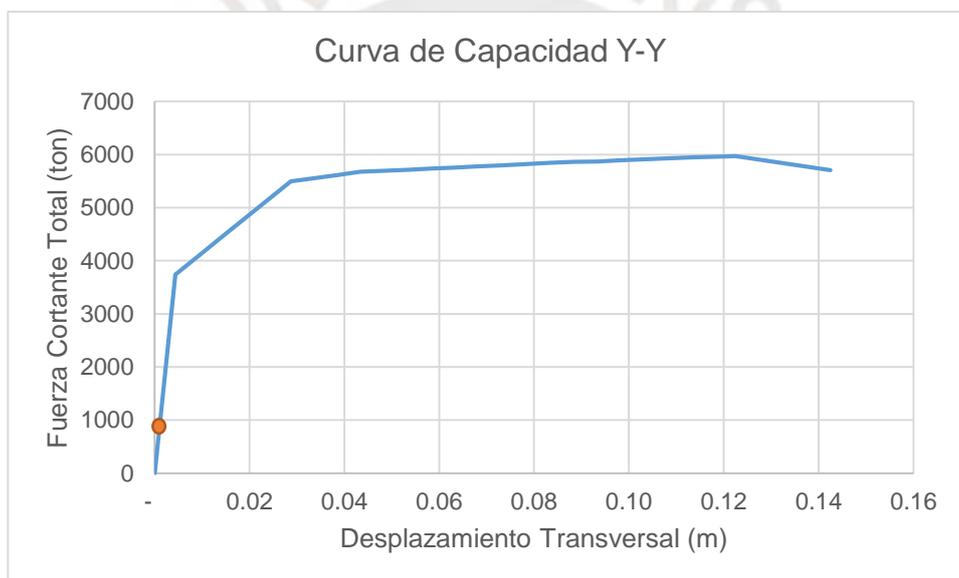


Figura 72. Desempeño sísmico para el sentido transversal.

Según los resultados del análisis modal espectral, para el espectro de diseño del Manual de Puentes del MTC, el puente Quilca tiene un desempeño de Operatividad Inmediata en la dirección longitudinal y transversal.

### 6.2.2. Análisis de Resultados del Análisis Tiempo Historia No Lineal

De los resultados obtenidos mediante el análisis FNA, se obtuvieron desplazamientos, fuerzas cortantes y momentos flectores. Los desplazamientos obtenidos en este análisis corresponden a un análisis no lineal, por lo tanto, algunos serán desplazamientos elásticos (subestructura), mientras que otros serán desplazamientos inelásticos (aisladores sísmicos).

El desplazamiento máximo para el caso  $\lambda_{min}$  en los pilares es del orden de 1.4 cm en la dirección longitudinal y de 0.1 cm en la dirección transversal. El desplazamiento máximo para el caso  $\lambda_{min}$  en los aisladores sísmicos es del orden de 24.48 cm en la dirección longitudinal y de 36.02 cm en la dirección transversal.

El desplazamiento máximo para el caso  $\lambda_{máx}$  en los pilares es del orden de 1.36 cm en la dirección longitudinal y de 0.1 cm en la dirección transversal. El desplazamiento máximo para el caso  $\lambda_{máx}$  en los aisladores sísmicos es del orden de 22.21 cm en la dirección longitudinal y de 31.95 cm en la dirección transversal. Estos resultados corresponden al sismo de diseño (TR= 1000 años).

Podemos observar que casi la totalidad del desplazamiento del puente es tomado por los aisladores sísmicos. La fuerza cortante máxima promedio en los pilares es del orden de 351.64 tonf en el sentido longitudinal, y de 237.42 tonf en el sentido transversal, para el caso  $\lambda_{min}$

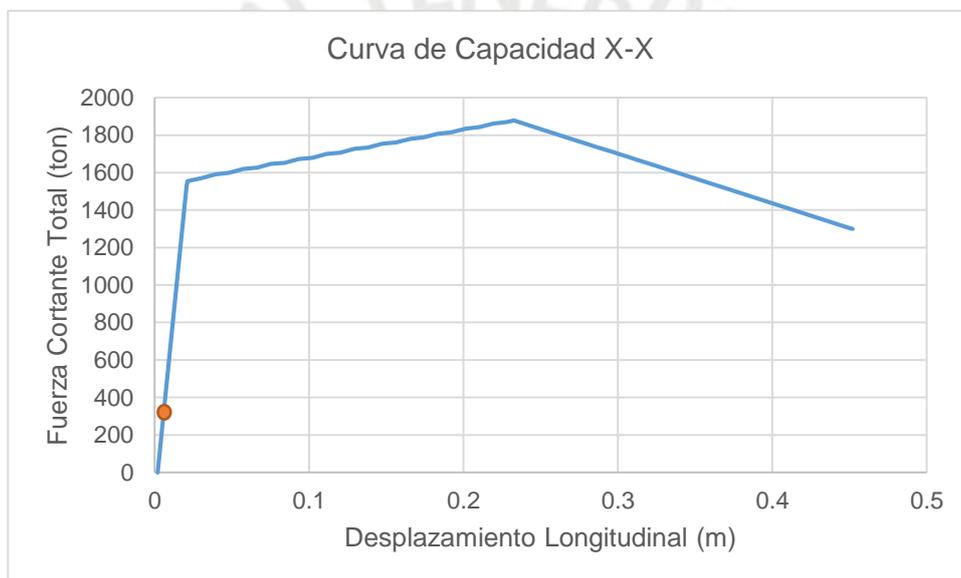


Figura 73. Desempeño en el sentido longitudinal  $\lambda_{min}$ .

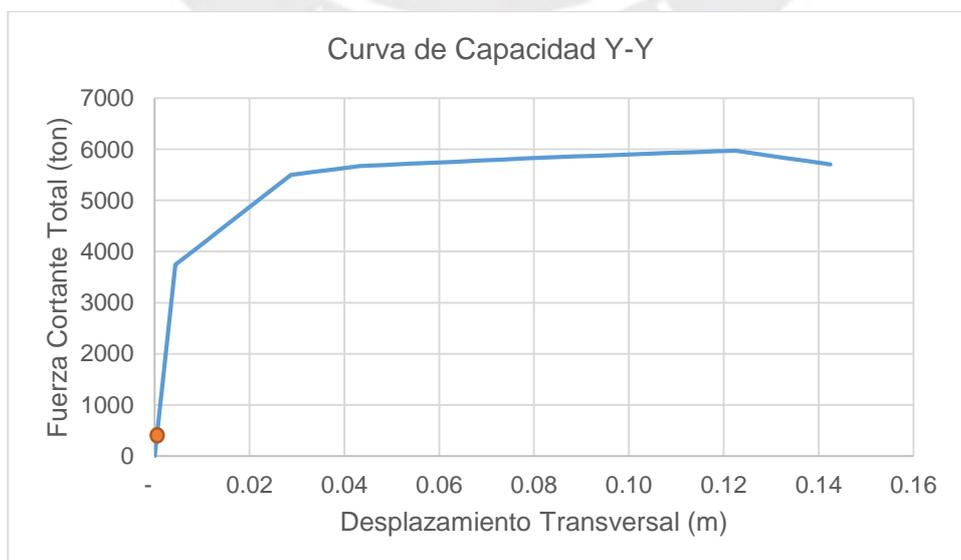


Figura 74. Desempeño en el sentido transversal  $\lambda_{min}$ .

La fuerza cortante máxima promedio en los pilares es del orden de 351.85 tonf en el sentido longitudinal, y de 217.62 tonf en el sentido transversal, para el caso  $\lambda_{\text{máx}}$ .

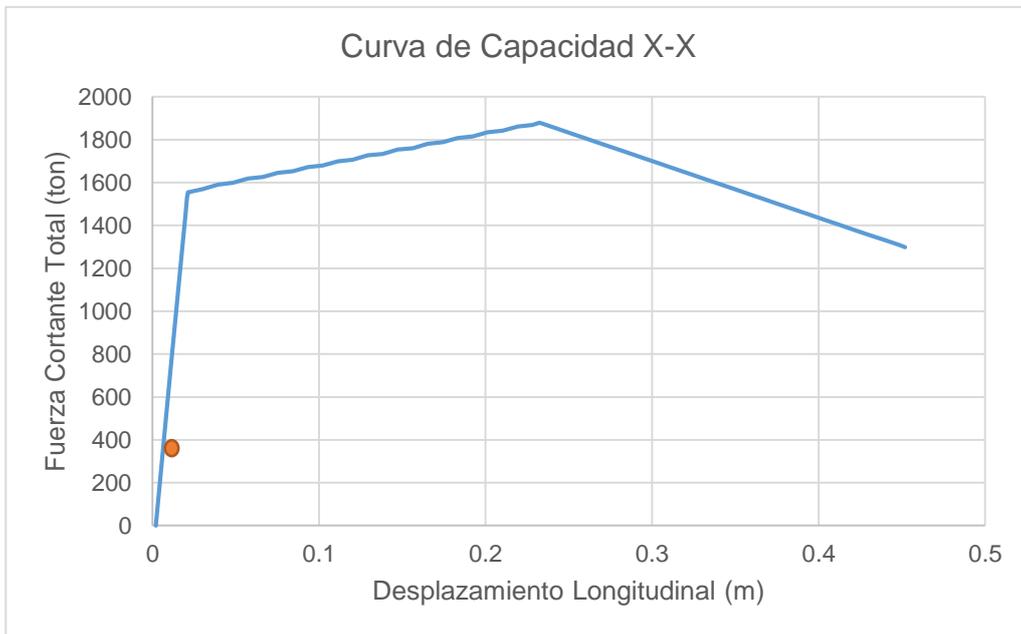


Figura 75. Desempeño en el sentido longitudinal  $\lambda_{\text{máx}}$ .

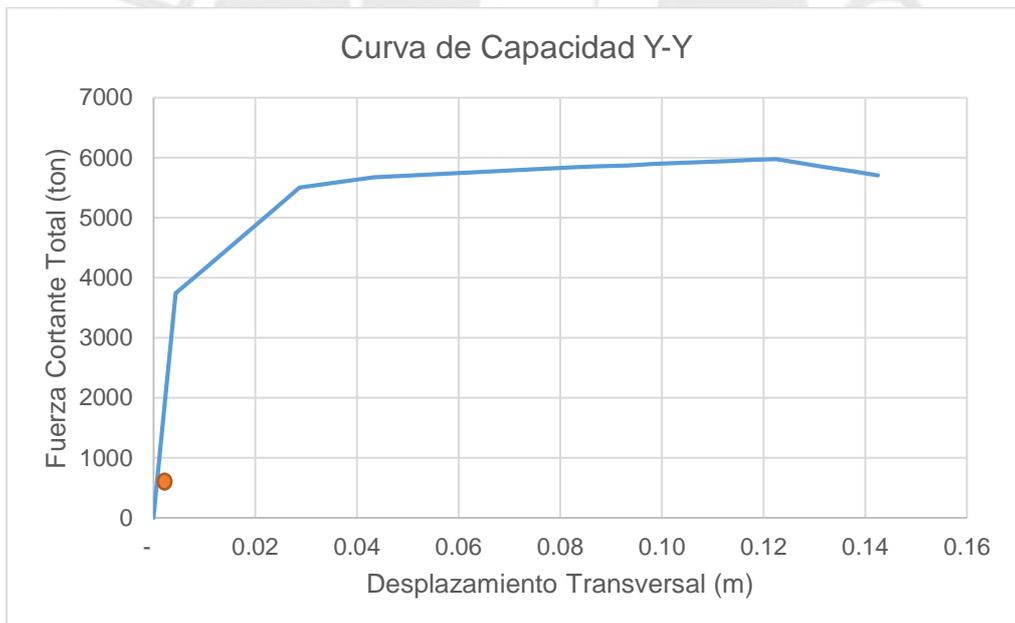


Figura 76. Desempeño en el sentido transversal  $\lambda_{\text{máx}}$ .

### **6.3. Análisis de resultados del caso con sistema híbrido de Aisladores y Disipadores**

En ese te caso de estudio se realizó un análisis modal espectral y análisis tiempo historia no lineal, obteniéndose los modos de vibración, fuerzas cortantes y momentos flectores, desplazamientos elásticos y desplazamientos inelásticos, desempeño sísmico.

#### **6.3.1. Análisis de resultados del análisis modal espectral**

Del análisis modal espectral, se analizaron 100 modos hasta lograr un porcentaje acumulado de masa modal del 90% en ambas direcciones de análisis. El periodo fundamental del puente tiene un periodo de 2.368 segundos y su movimiento tiene dirección longitudinal, el segundo modo tiene un periodo de 2.29 segundos y su movimiento tiene dirección transversal, finalmente el tercer modo tiene un periodo de 2.016 segundos y su movimiento es rotacional.

Como se aprecia prácticamente no hay diferencia entre el modelo con aisladores y el modelo con aisladores y disipadores, esto se debe a que la inclusión de los amortiguadores de fluido viscoso no aporta rigidez a la estructura, por lo tanto, las formas modales no se ven alteradas.

#### **6.3.2. Análisis de Resultados del Análisis Tiempo Historia**

De los resultados obtenidos mediante el análisis FNA, se obtuvieron desplazamientos, fuerzas cortantes y momentos flectores. Los desplazamientos obtenidos en este análisis corresponden a un análisis no lineal, por lo tanto, algunos serán desplazamientos elásticos (subestructura), mientras que otros serán desplazamientos inelásticos (aisladores sísmicos y disipadores de energía).

El desplazamiento máximo para el caso  $\lambda_{min}$  en los pilares es del orden de 1.41 cm en la dirección longitudinal y de 0.09 cm en la dirección transversal. El desplazamiento en los aisladores sísmicos es del orden de 19.38 cm en la dirección longitudinal y de 23.49 cm en la dirección transversal.

El desplazamiento máximo para el caso  $\lambda_{máx}$  en los pilares es del orden de 1.18 cm en la dirección longitudinal y de 0.092 cm en la dirección transversal. El desplazamiento en los aisladores sísmicos es del orden de 18.01 cm en la dirección longitudinal y de 20.97 cm en la dirección transversal. Estos resultados corresponden al sismo de diseño (TR= 1000 años).

El desplazamiento máximo de los disipadores de energía es igual al de los aisladores sísmicos perpendiculares a estos, debido a compatibilidad de deformaciones.

La fuerza cortante máxima promedio en los pilares es del orden de 281.80 tonf en el sentido longitudinal, y de 188.94 tonf en el sentido transversal, para el caso  $\lambda_{min}$ .

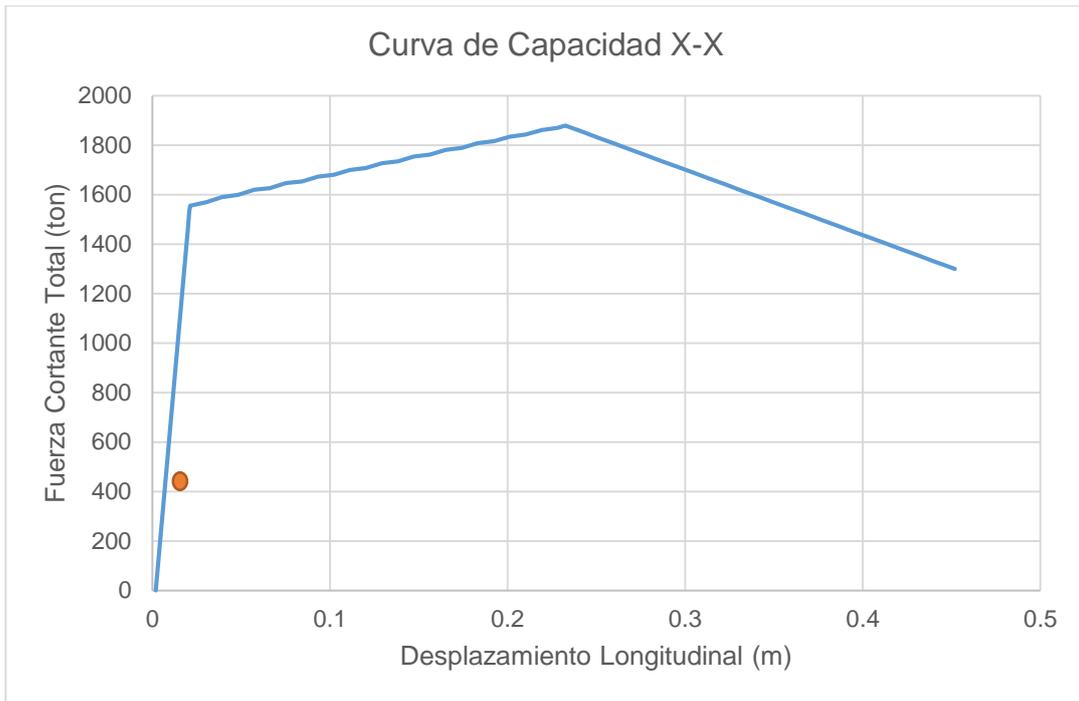


Figura 77. Desempeño en sentido longitudinal  $\lambda_{min}$ .

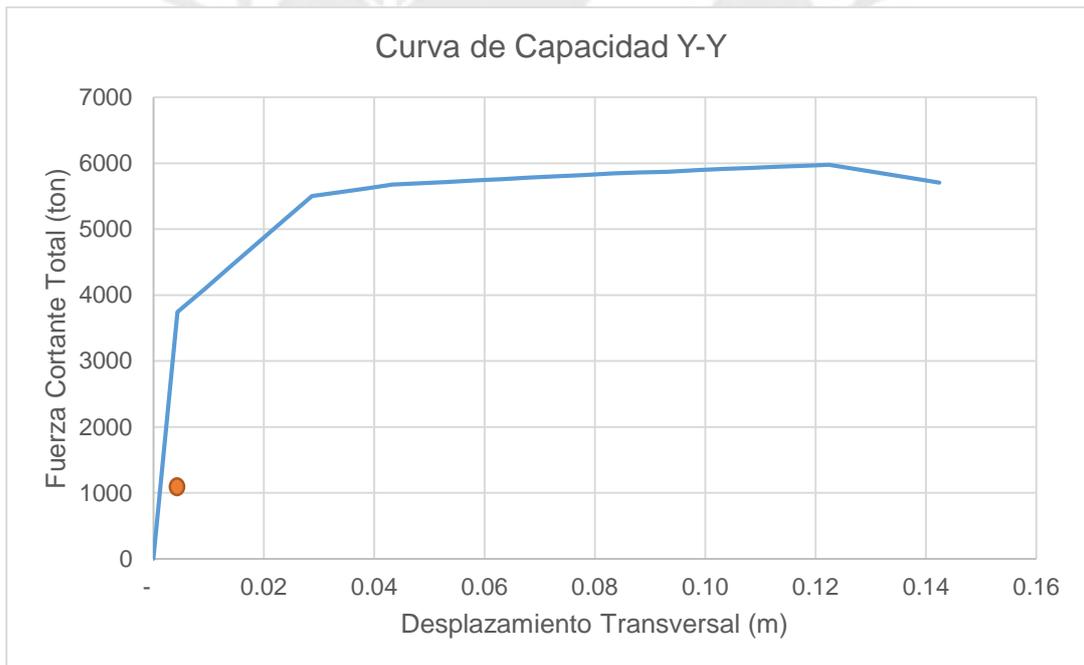


Figura 78. Desempeño en sentido transversal  $\lambda_{min}$ .

La fuerza cortante máxima promedio en los pilares es del orden de 271.65 tonf en el sentido longitudinal, y de 192.64 tonf en el sentido transversal, para el caso  $\lambda_{m\acute{a}x}$ .

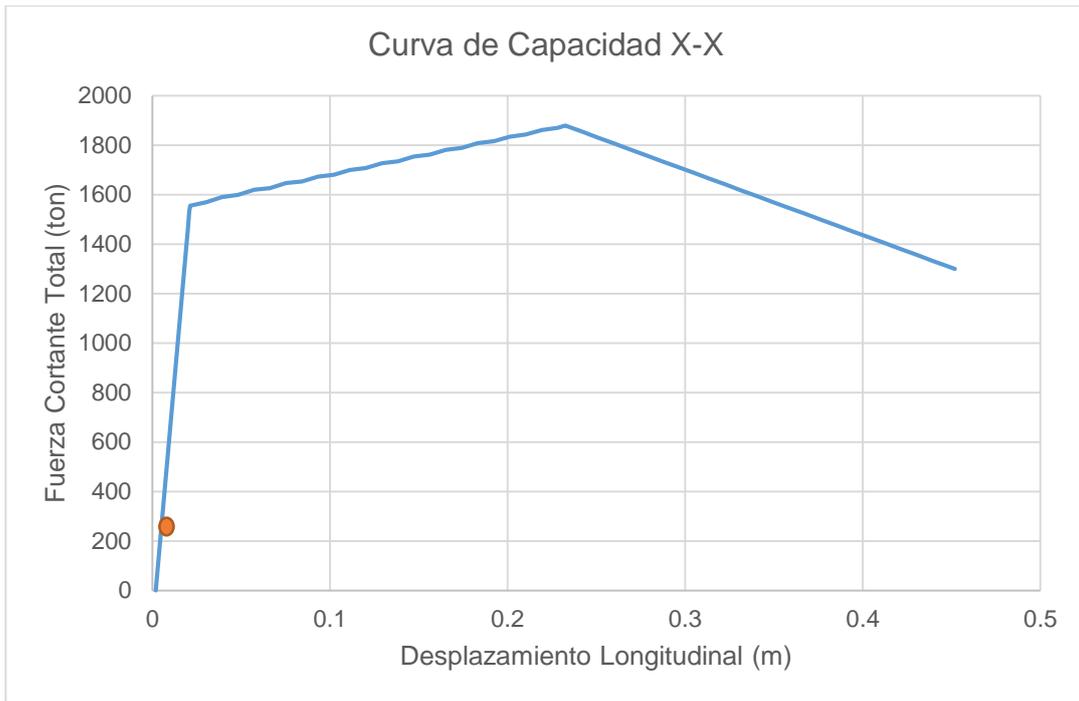


Figura 79. Desempeño en sentido longitudinal  $\lambda_{m\acute{a}x}$ .

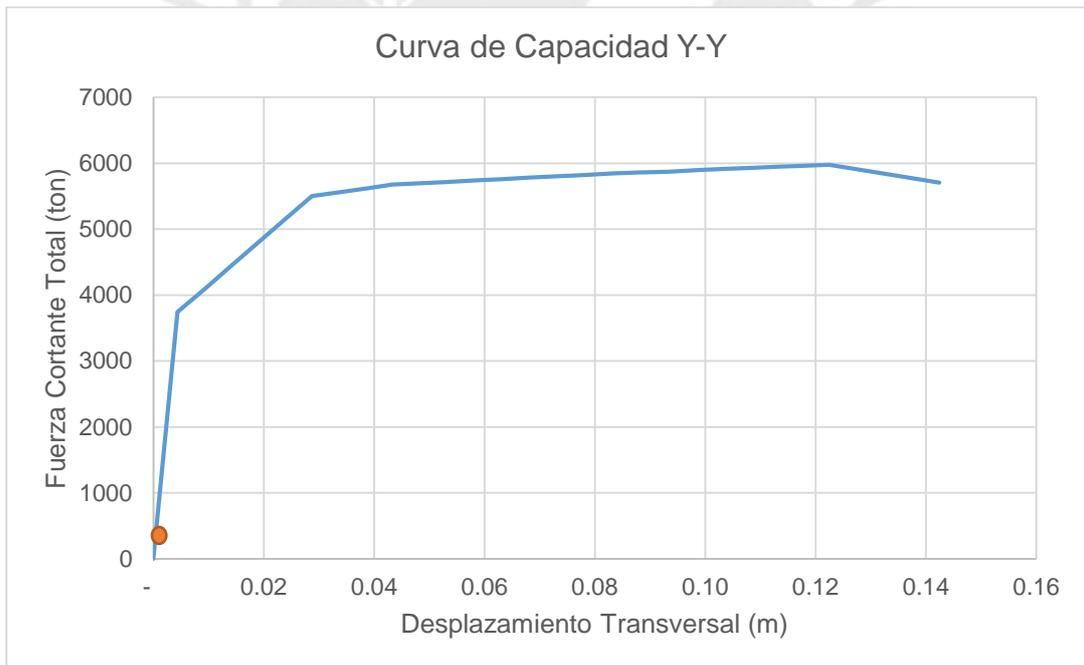


Figura 80. Desempeño en sentido transversal  $\lambda_{m\acute{a}x}$ .

## CAPÍTULO 7: COMPARACIÓN DE RESULTADOS DE LOS TRES CASOS DE ESTUDIO

En el presente capítulo de la tesis, compararemos los resultados de los 3 casos de estudio, tanto para parámetros modales, desplazamientos, momentos flectores y fuerzas cortantes, amortiguamiento efectivo, disipación de energía y el nivel de desempeño.

### 7.1. Comparación de las Formas Modales para los 3 casos de estudio

De los 3 casos de estudio, podemos deducir que la inclusión del sistema de aislamiento sísmico modifica el comportamiento dinámico en gran medida, esto se evidencia en el incremento del periodo natural de vibración "T", de 0.63 segundos para el caso Sin Aislamiento hasta un valor de 2.37 segundos para el caso con aislamiento sísmico. (Ver figura 79)

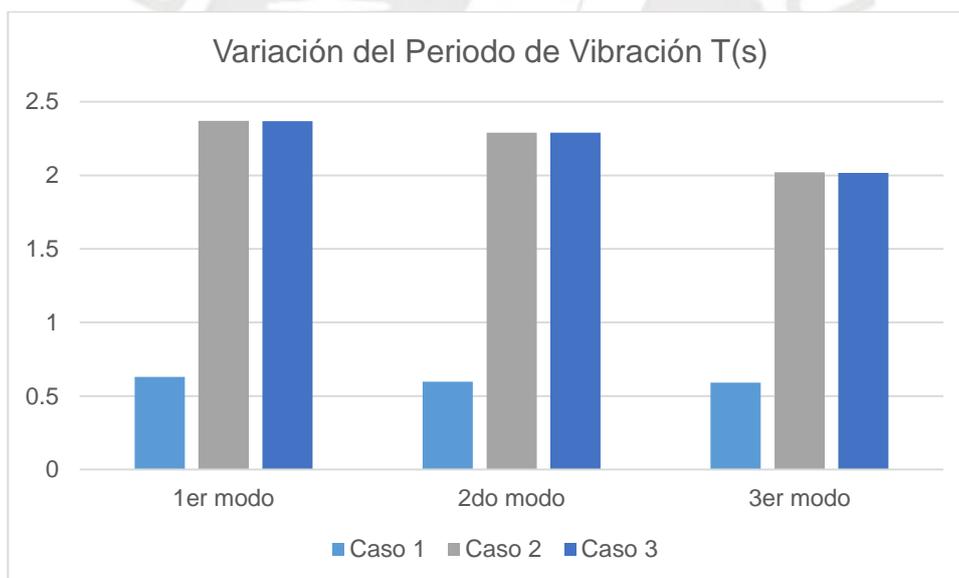


Figura 81. Variación del periodo fundamental T(s).

### 7.2. Comparación de desplazamientos en los Pilares

Se obtuvieron los desplazamientos en los pilares para cada caso de estudio. Se observa que los desplazamientos en el caso con aislamiento sísmico disminuyen grandemente, así mismo, el caso con aislamiento y disipadores de fluido viscoso reduce un poco más el desplazamiento en comparación con el caso aislado, como se puede apreciar en las figuras 80 y 81.

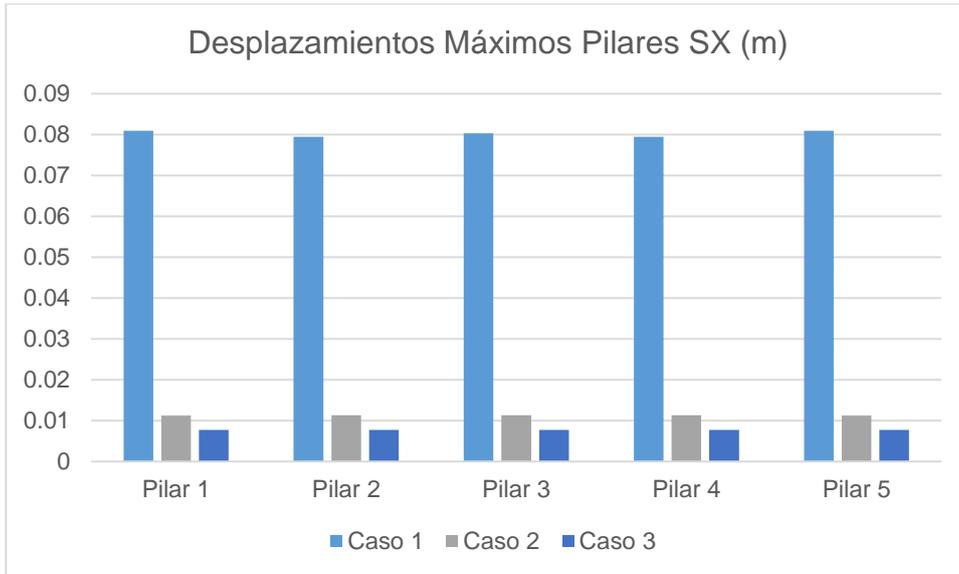


Figura 82. Comparación de Desplazamientos Máximos en Pilares.

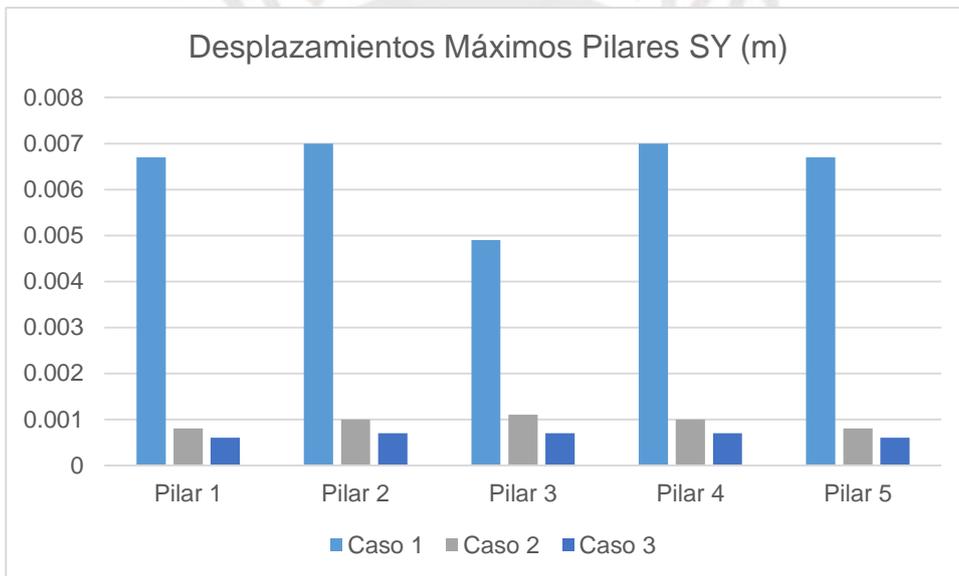


Figura 83. Comparación de Desplazamientos Máximos en Pilares.

Se obtuvieron los desplazamientos inelásticos como resultado del análisis tiempo historian no lineal, para los 3 registros sísmicos. Se muestra la comparación gráfica de los resultados.

Los mayores desplazamientos tanto en la dirección longitudinal como en la transversal, se obtuvieron para el sismo de ICA 2007.

Se puede observar en el caso de los desplazamientos transversales, que hay una gran variación entre pilares del puente, obteniéndose los desplazamientos en los pilares extremos, y los mayores desplazamientos en el pilar central.

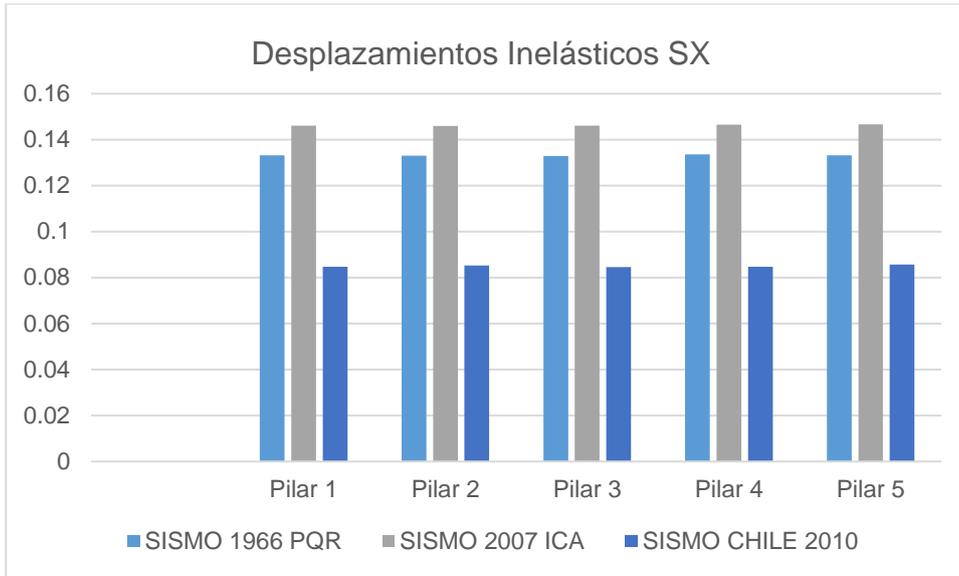


Figura 84. Comparación de Desplazamientos Máximos en Pilares.

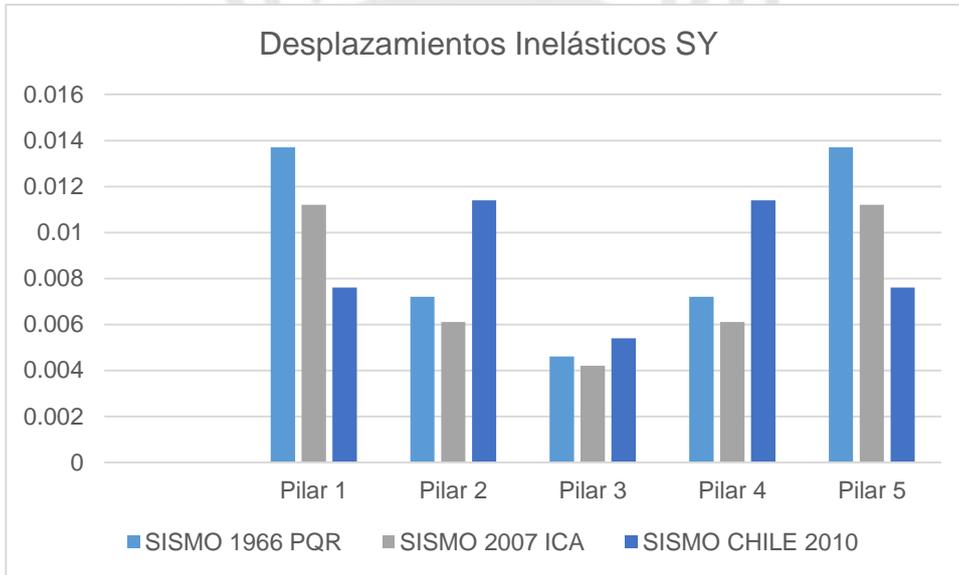


Figura 85. Comparación de Desplazamientos Máximos en Pilares.

Haciendo una comparación de desplazamientos de los 3 casos de estudio en cuanto a desplazamientos en los pilares como resultados de los análisis Tiempo Historia, tenemos:

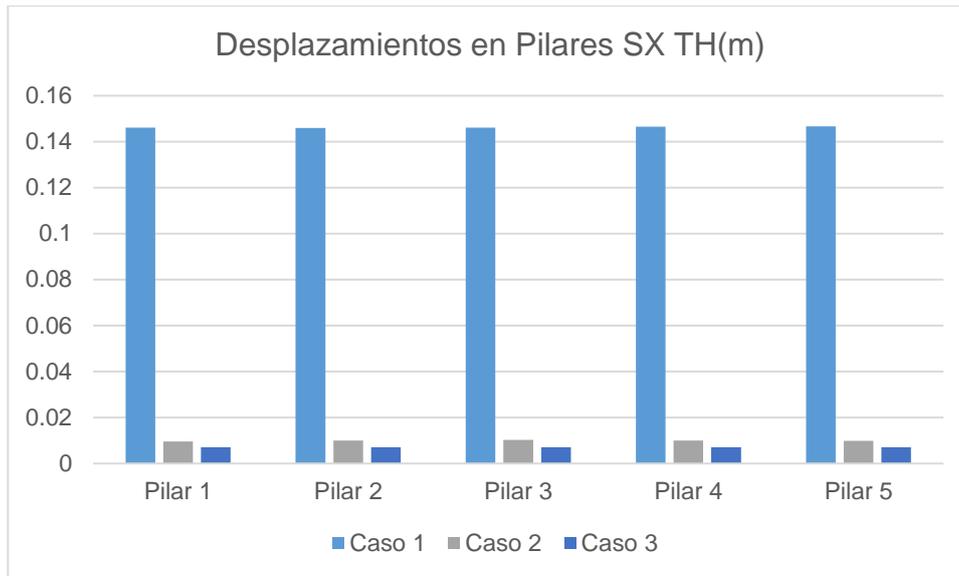


Figura 86. Desplazamientos en pilares – Análisis Tiempo Historia SX

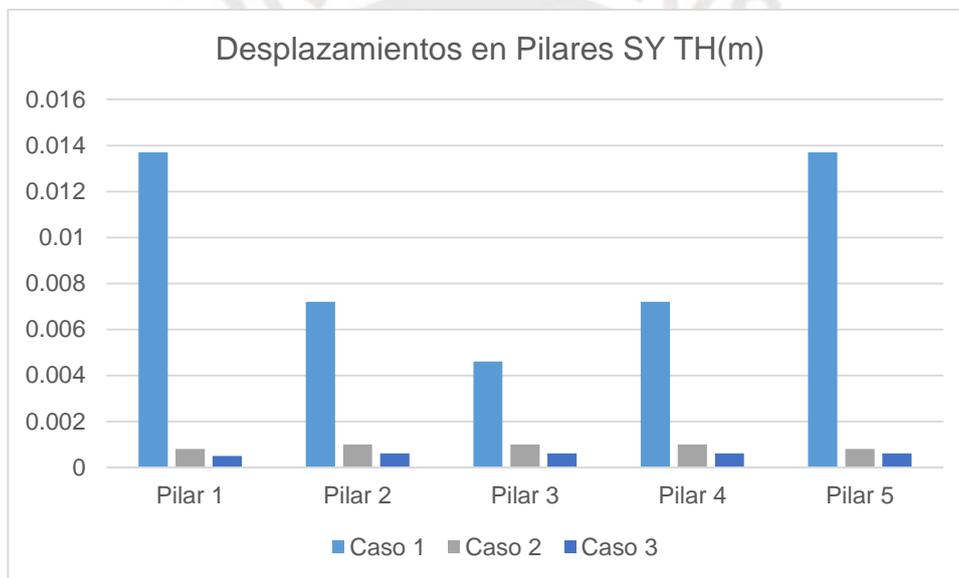


Figura 87. Desplazamientos en pilares – Análisis Tiempo Historia SY

Se aprecia que los desplazamientos del caso 1 son muy grandes en comparación con los casos 2 y 3, esto debido a que el caso 1 contempla desplazamientos inelásticos del pilar, donde este presenta daño, en cambio los casos 2 y 3 presentan desplazamientos dentro del rango elástico.

De la misma forma se obtuvieron los desplazamientos a nivel de súper estructura del puente. En este caso vemos un efecto contrario al de la sub estructura, y es que, en los casos con aislamiento sísmico, los desplazamientos de la súper estructura se incrementan grandemente.

Esto se debe a que el aislador presenta grandes deformaciones disipando la energía del sismo, por lo que los pilares al recibir menor demanda sísmica, tienen una menor deformación.

Se aprecia también que el desplazamiento en los aisladores para el caso con sistema de aislamiento y disipación de energía, es menor en comparación con el caso con solo aisladores. Esto se debe a que ambos dispositivos proporcionan un mayor nivel de amortiguamiento, y presenta una reducción de desplazamientos tanto en la dirección longitudinal y transversal.

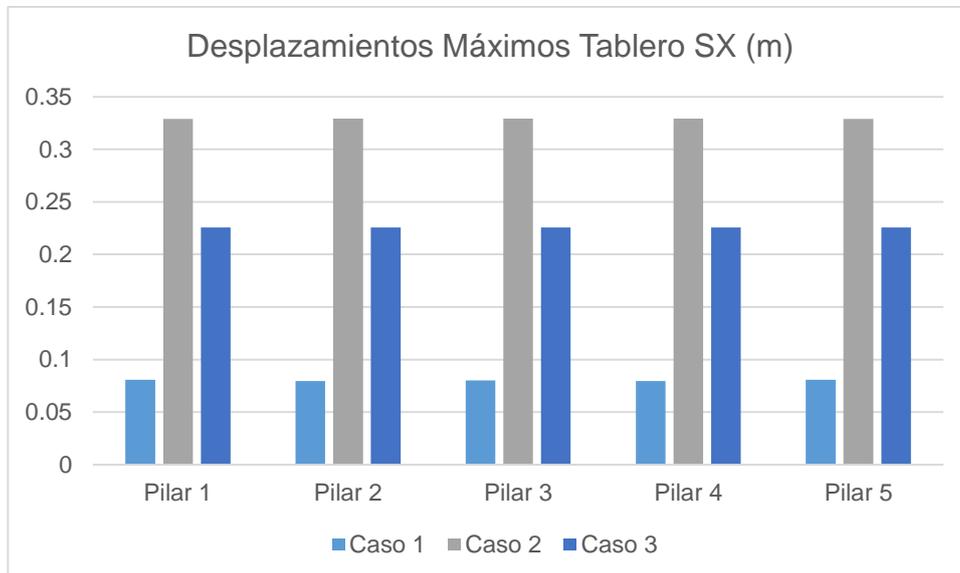


Figura 88. Comparación de Desplazamientos Máximos en Tablero

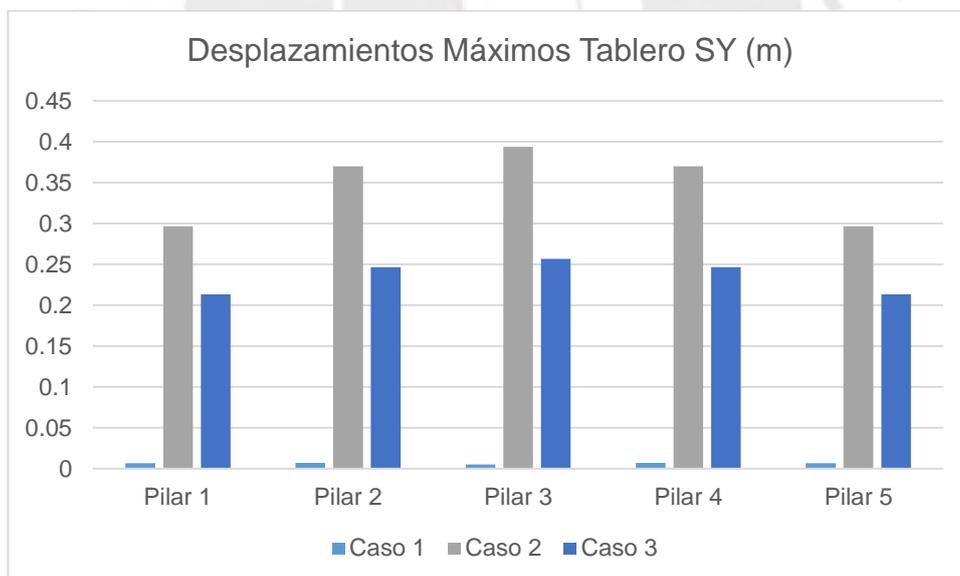


Figura 89. Comparación de Desplazamientos Máximos en Tablero

Haciendo una comparación de desplazamientos de los 3 casos de estudio en cuanto a desplazamientos en el tablero del puente como resultados de los análisis Tiempo Historia, tenemos:

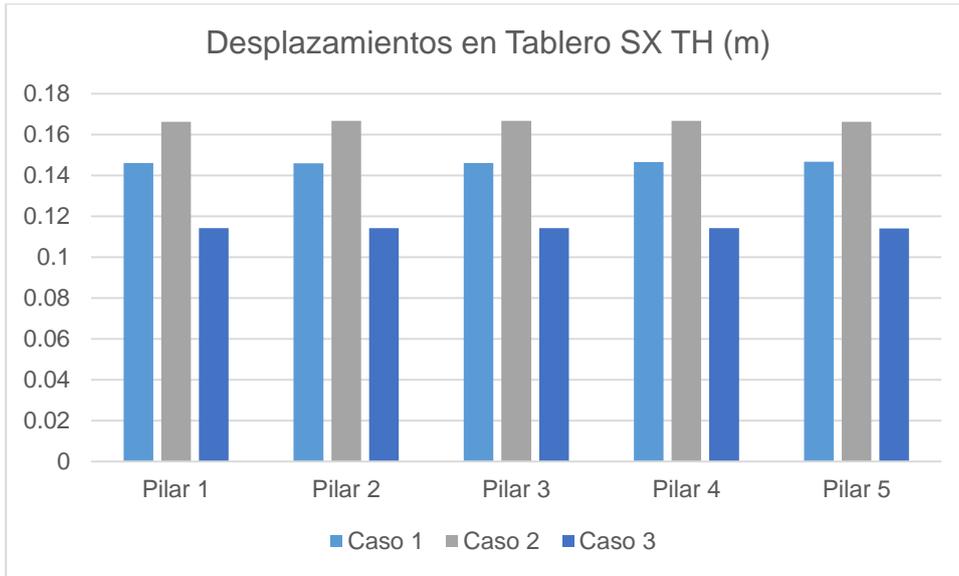


Figura 90. Comparación de Desplazamientos Máximos en Tablero

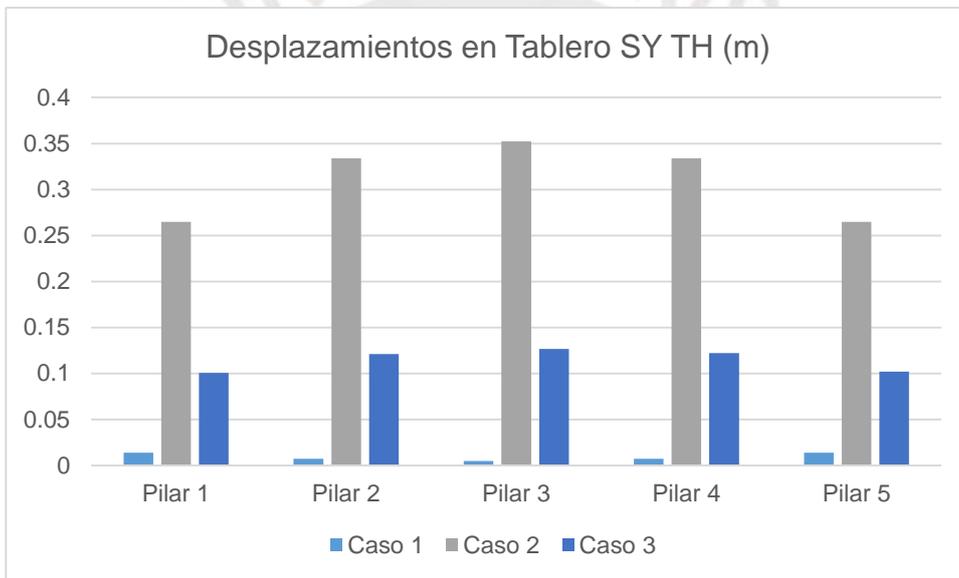


Figura 91. Comparación de Desplazamientos Máximos en Tablero

Podemos observar que el desplazamiento del tablero se incrementa para el caso con aislamiento sísmico de similar manera o lo observado en el análisis modal espectral. Asimismo, en el caso 3 con la inclusión de los disipadores de energía FLV, se tiene una disminución importante de dichos desplazamientos en ambas direcciones de análisis.

### 7.3. Comparación de Fuerzas Cortantes en los Pilares

Se obtuvieron las fuerzas cortantes en los pilares del puente, para cada caso de estudio, y tipo de análisis. Se observa que, de forma similar a la variación de desplazamientos por la inclusión de los aisladores sísmicos, se presenta una disminución en la demanda de fuerzas cortantes, lo cual se aprecia en los gráficos mostrados a continuación:

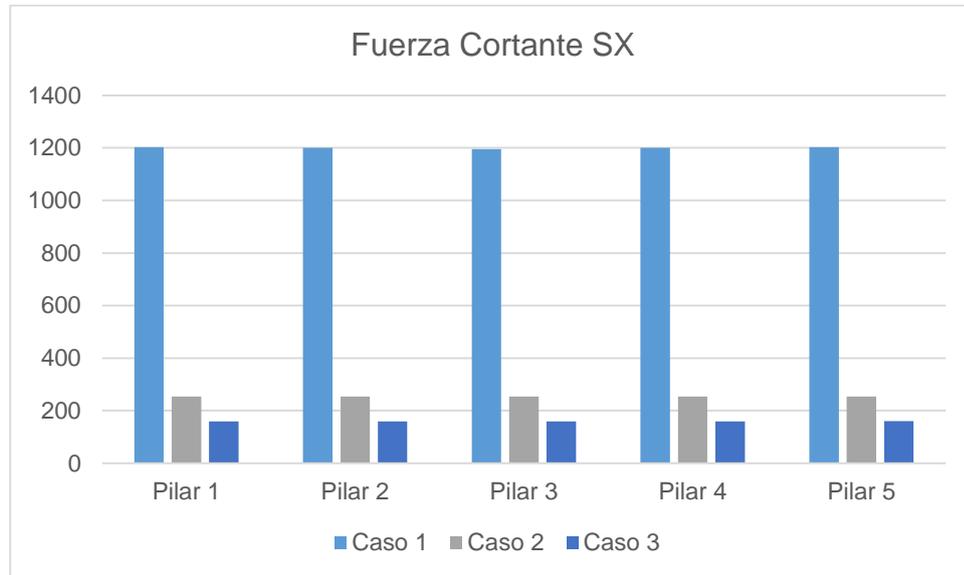


Figura 92. Comparación de fuerzas cortantes en pilares SX.

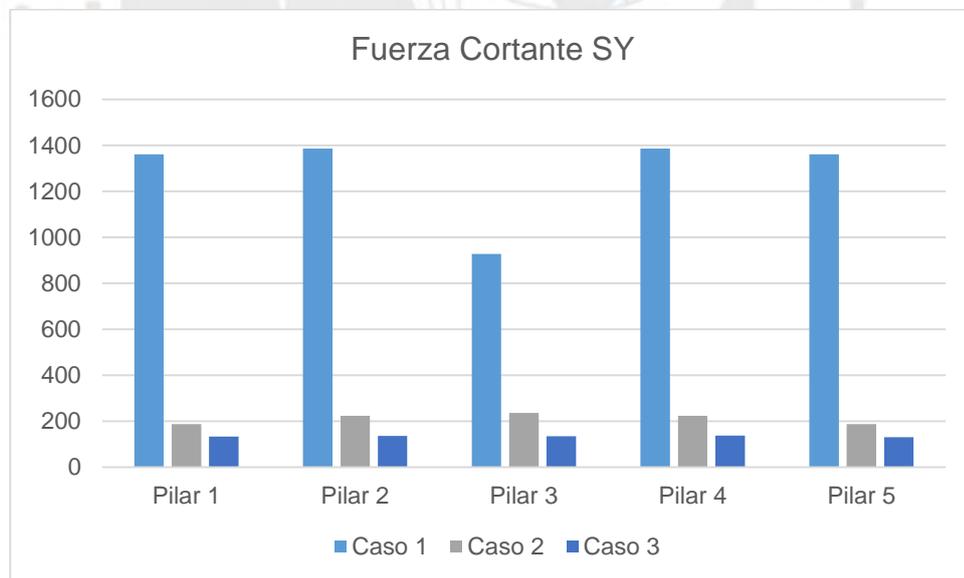


Figura 93. Comparación de fuerzas cortantes en pilares SY.

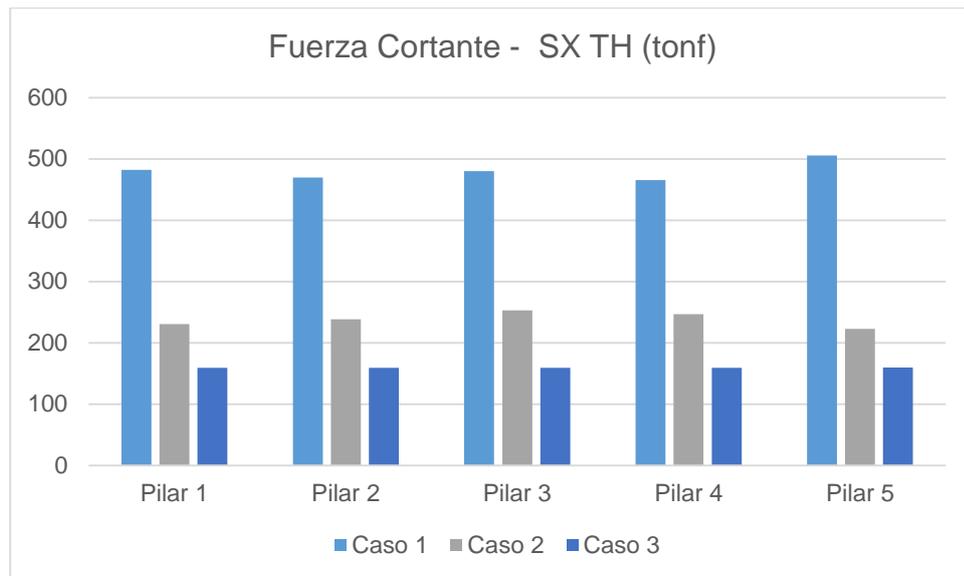


Figura 94. Comparación de fuerzas cortantes en pilares SX TH.

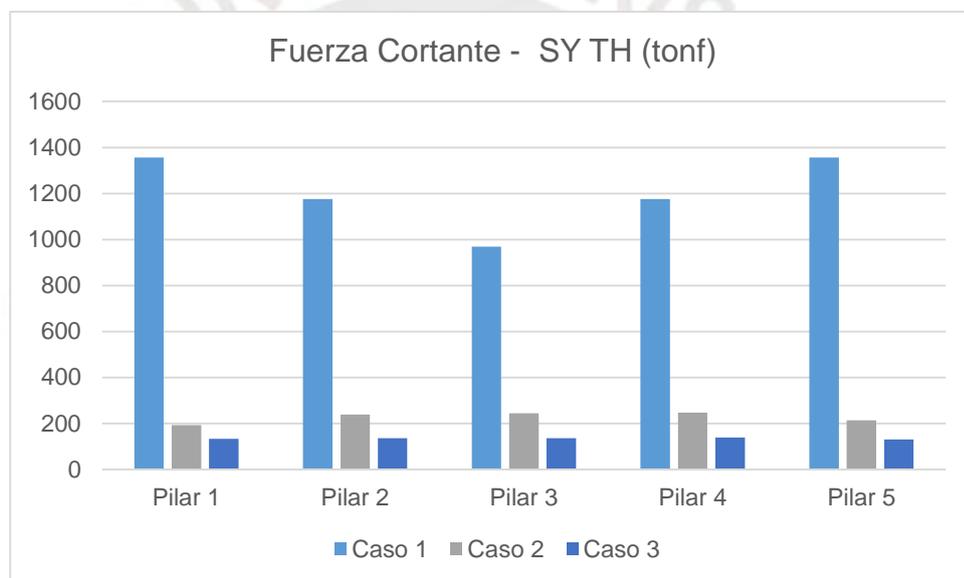


Figura 95. Comparación de fuerzas cortantes en pilares SY TH.

#### 7.4. Comparación de Momentos Flectores

Se obtuvieron las fuerzas cortantes en los pilares del puente, para cada caso de estudio, y tipo de análisis. Se observa que, de forma similar a la variación de desplazamientos por la inclusión de los aisladores sísmicos, se presenta una disminución en la demanda de momentos flectores, lo cual se aprecia en los gráficos mostrados a continuación:

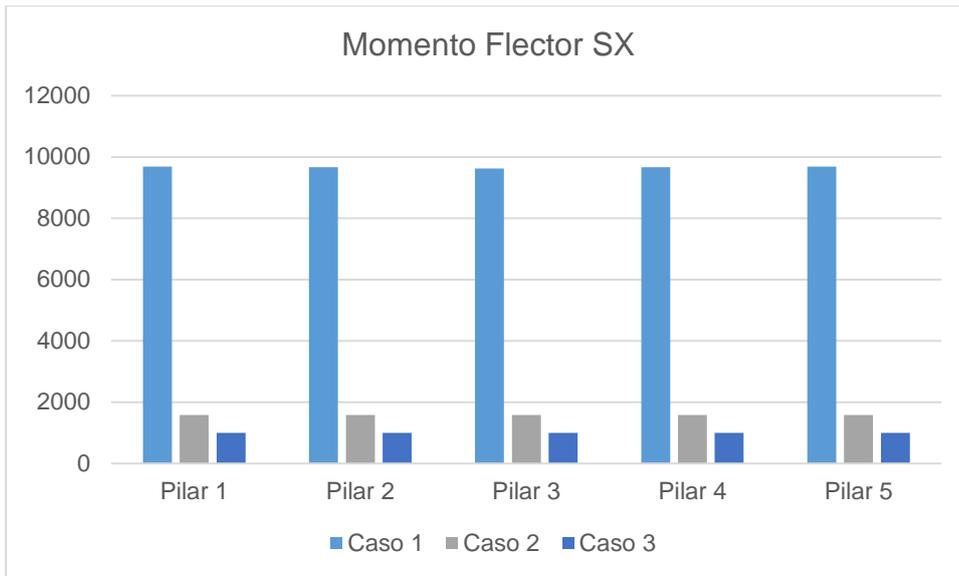


Figura 96. Comparación de momentos flectores en pilares SX.

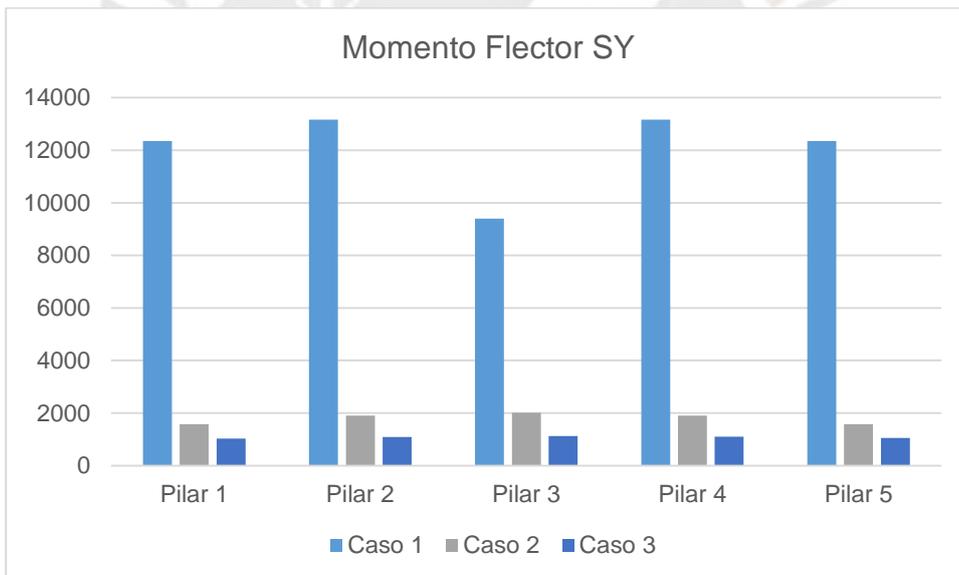


Figura 97. Comparación de momentos flectores en pilares SY.

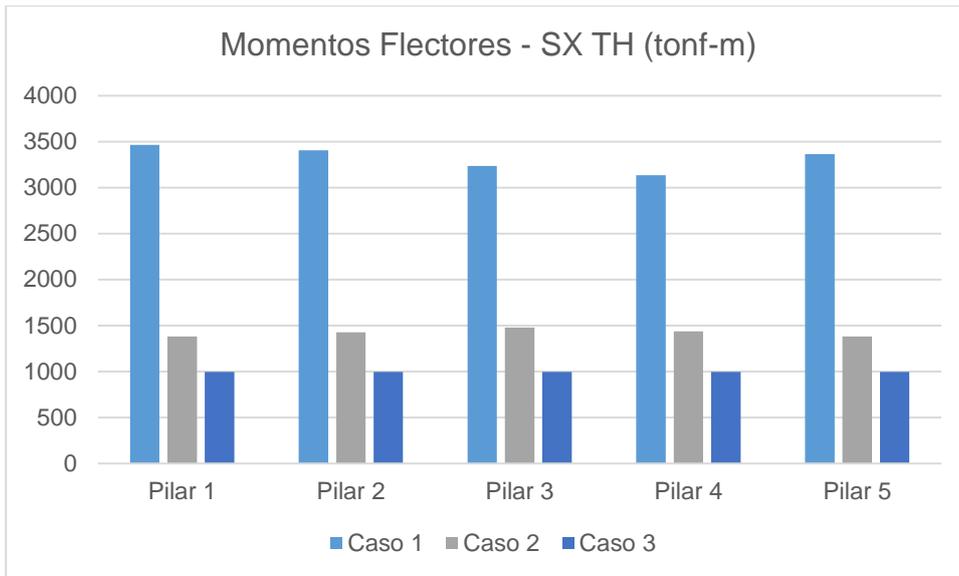


Figura 98. Comparación de momentos flectores - SX TH

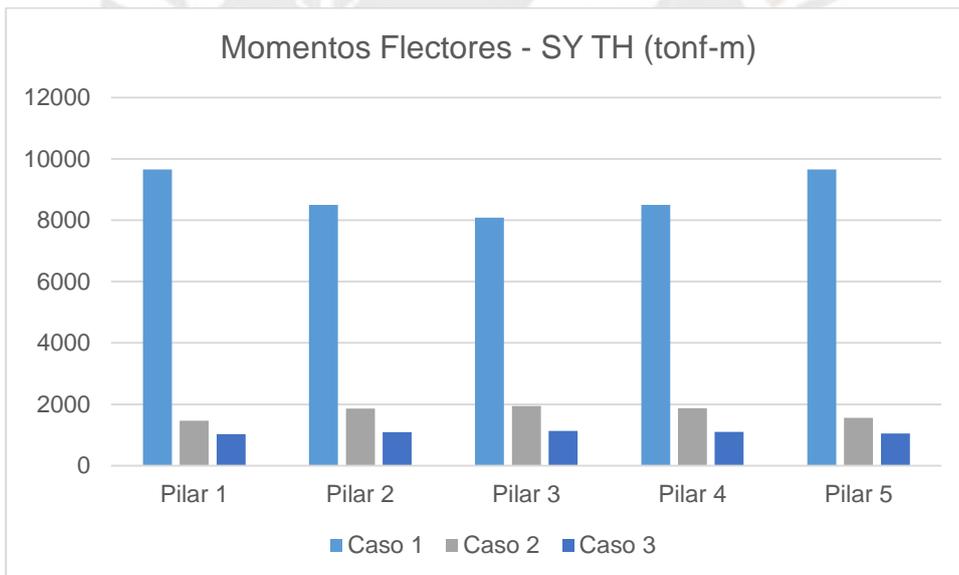


Figura 99. Comparación de momentos flectores - SY TH

### 7.5. Comparación de Fuerza Cortante en los Aisladores LRB

Del resultado de los análisis tiempos historia para el caso con aislamiento sísmico y el caso de aislamiento sísmico con disipadores de energía FLV, se obtuvieron las siguientes gráficas comparativas para las fuerzas cortantes actuantes en cada dispositivo:

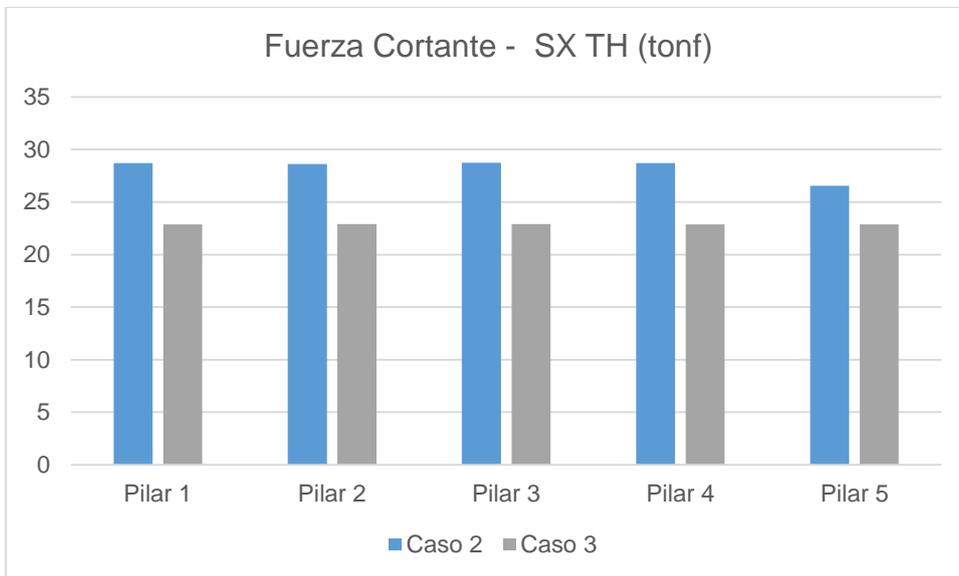


Figura 100. Comparación de fuerzas cortantes en los aisladores.

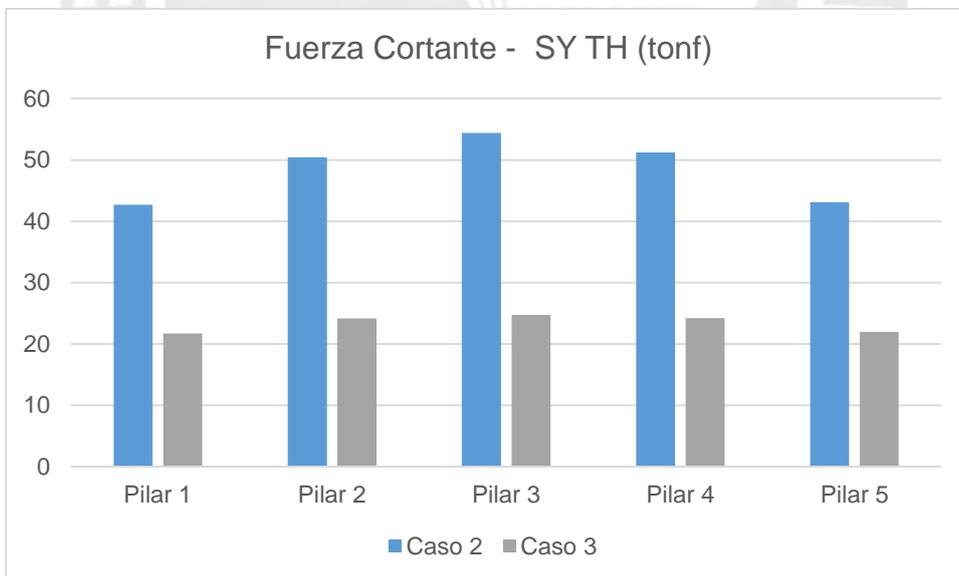


Figura 101. Comparación de fuerzas cortantes en los aisladores.

### 7.6. Comparación de Momentos Flectores en los Aisladores LRB

Del resultado de los análisis tiempos historia para el caso con aislamiento sísmico y el caso de aislamiento sísmico con disipadores de energía FLV, se obtuvieron las siguientes gráficas comparativas para las fuerzas cortantes actuantes en cada dispositivo:

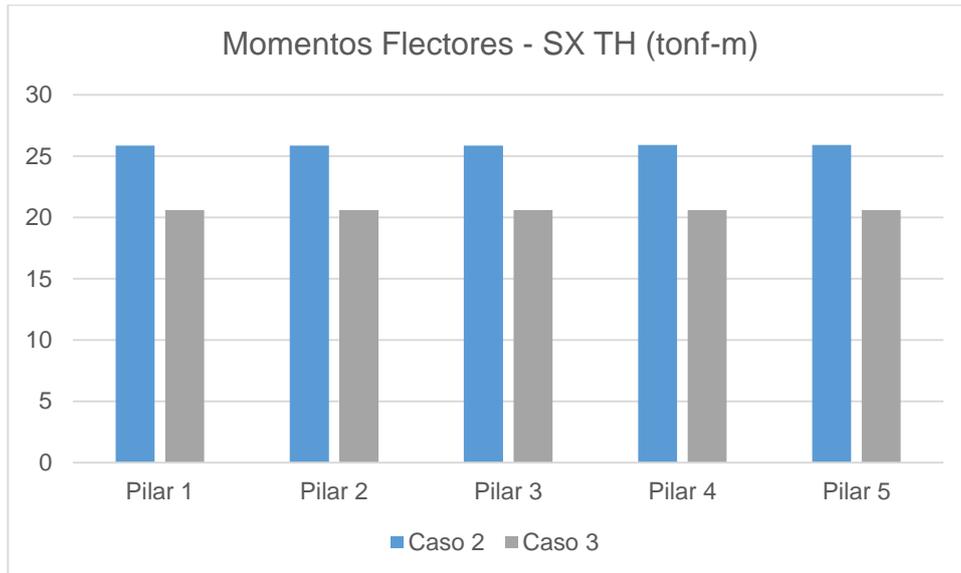


Figura 102. Comparación de momentos flectores en los aisladores.

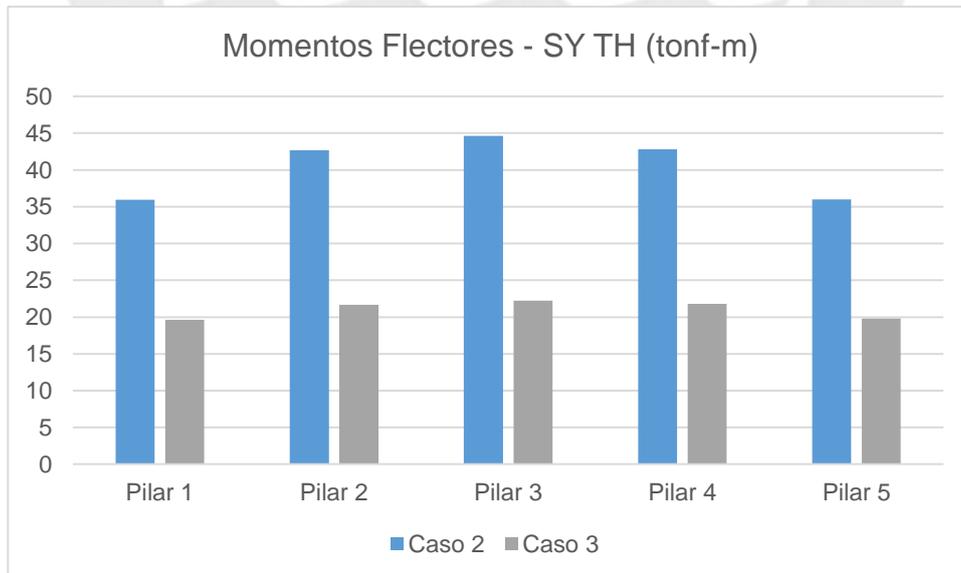


Figura 103. Comparación de momentos flectores en los aisladores.

## 7.7. Comparación del nivel de Desempeño

De los diferentes resultados de desplazamientos obtenidos, ya sea por tipo de análisis, y caso de estudio, se plantea la comparación de niveles de desempeño en las figuras 92 a la 95 para la dirección longitudinal y las figuras 96 a la 99 para la dirección transversal.

Comparación del desempeño sísmico del puente Quilca considerando los criterios de aceptación de FEMA 356.

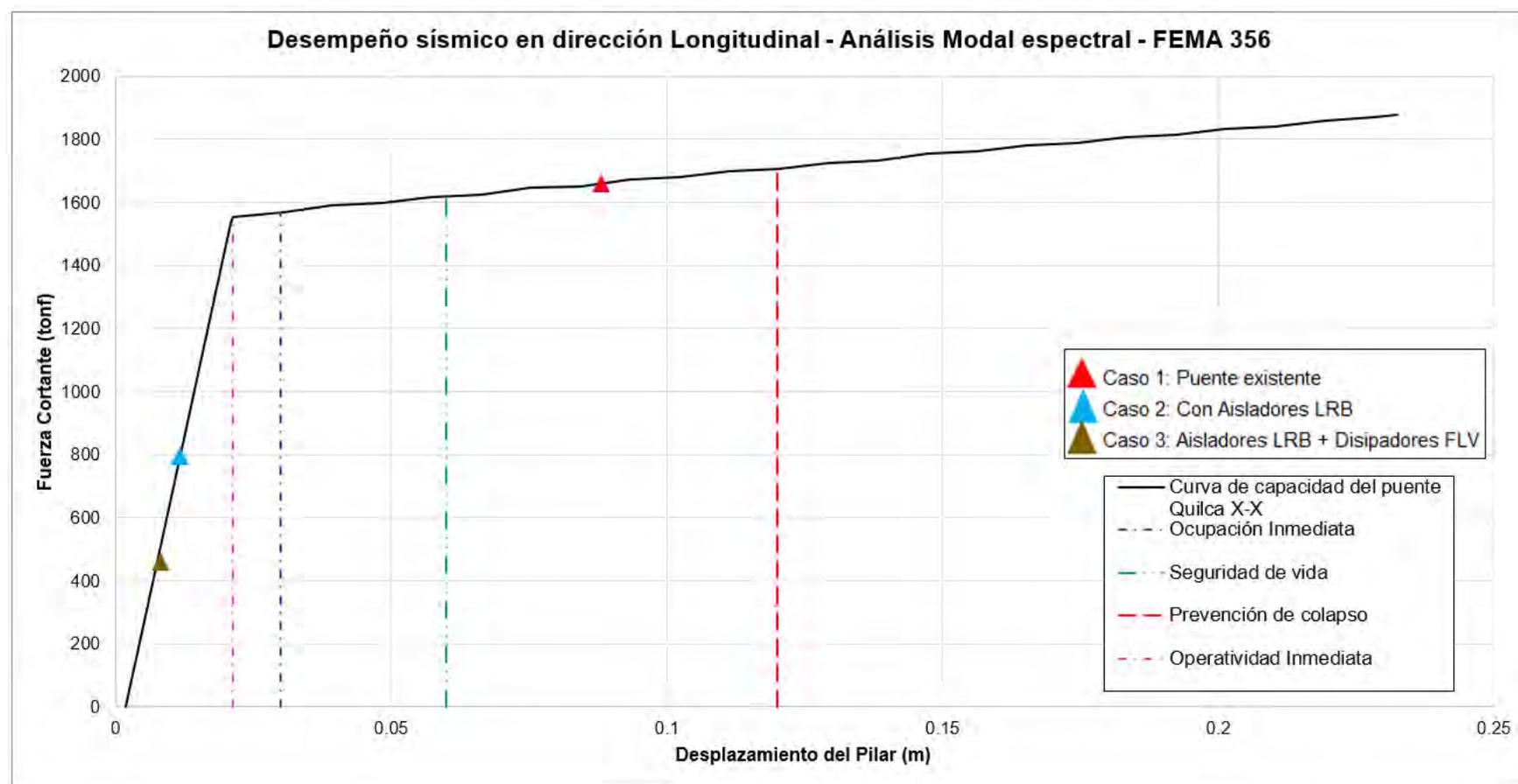


Figura 104. Comparación del desempeño sísmico del puente Quilca X-X Modal Espectral basado en FEMA 356.

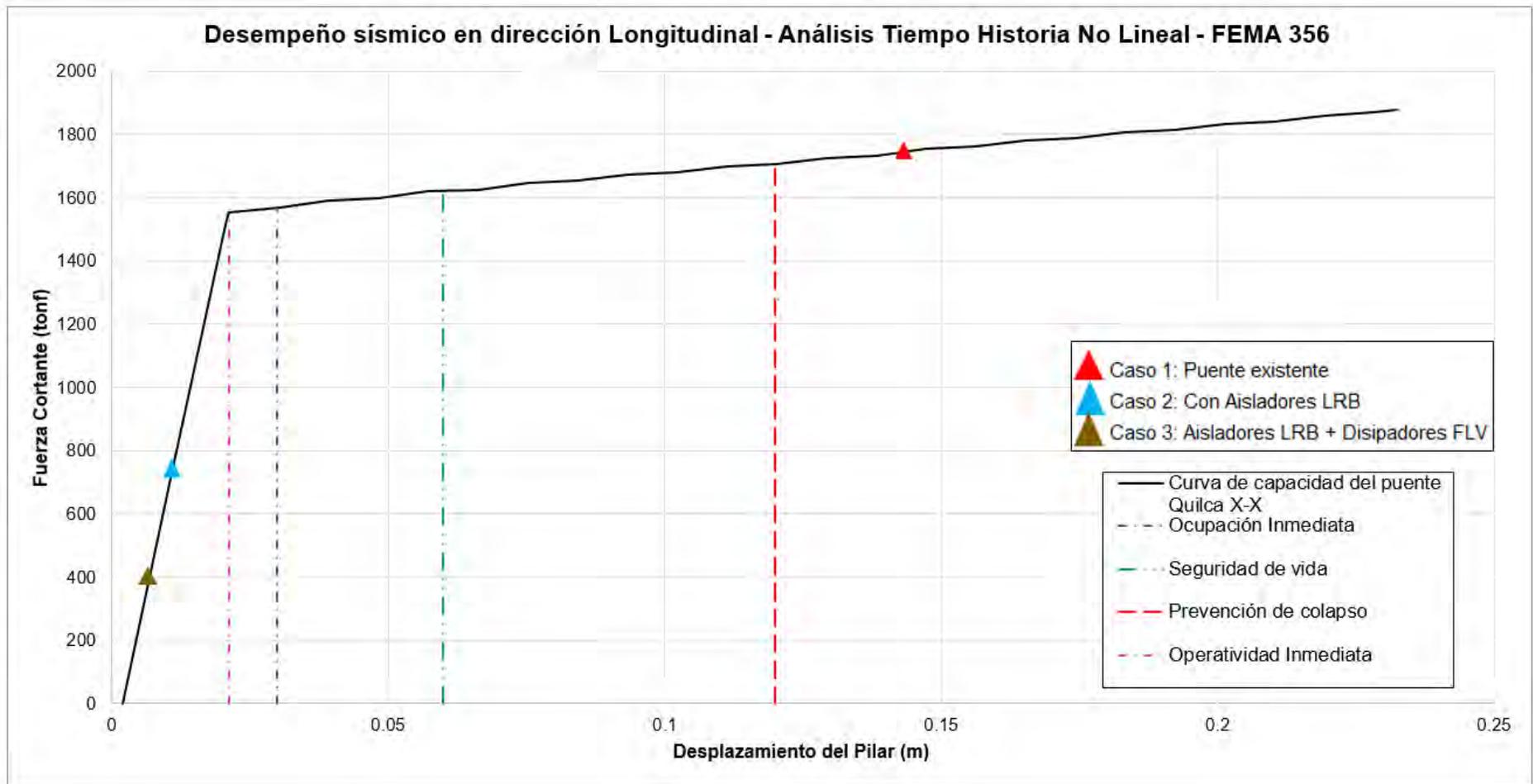


Figura 105. Comparación del desempeño sísmico del puente Quilca X-X Tiempo historia no lineal basado en FEMA 356.

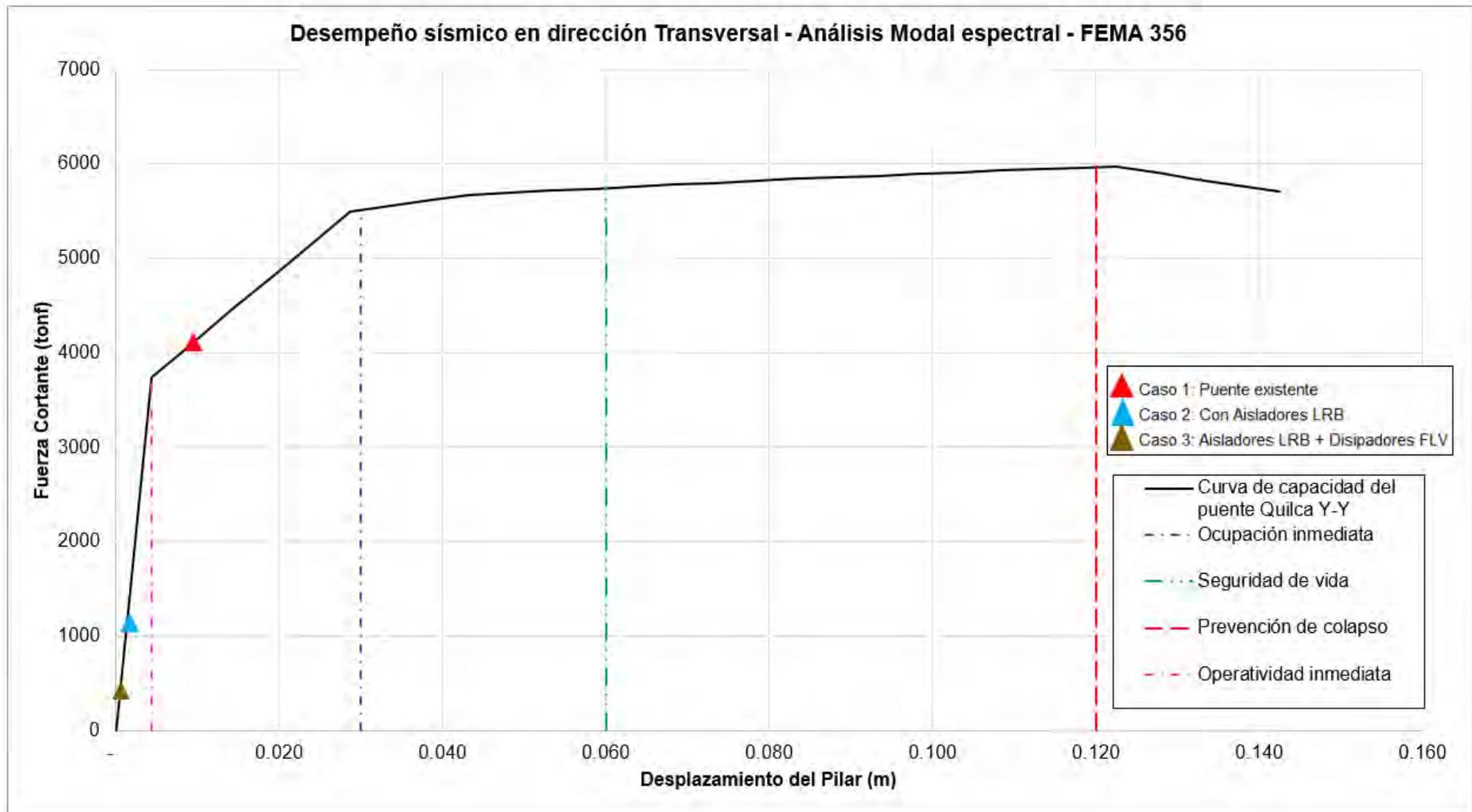


Figura 106. Comparación del desempeño sísmico del puente Quilca Y-Y Modal Espectral basado en FEMA 356.

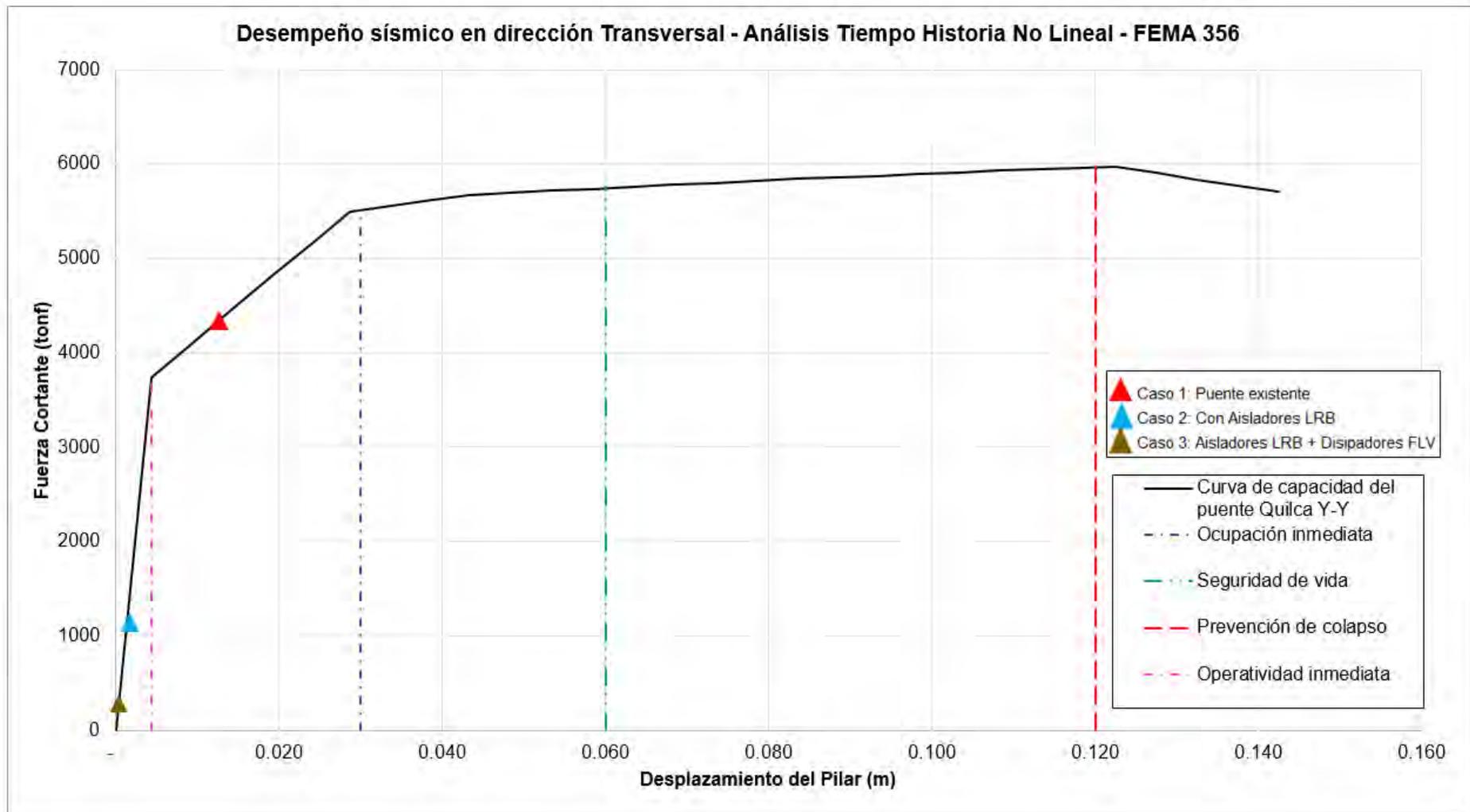


Figura 107. Comparación del desempeño sísmico del puente Quilca X-X Tiempo historia no lineal basado en FEMA 356.

Comparación del desempeño sísmico del puente Quilca considerando los criterios de aceptación de ASCE/SEI 41-13.

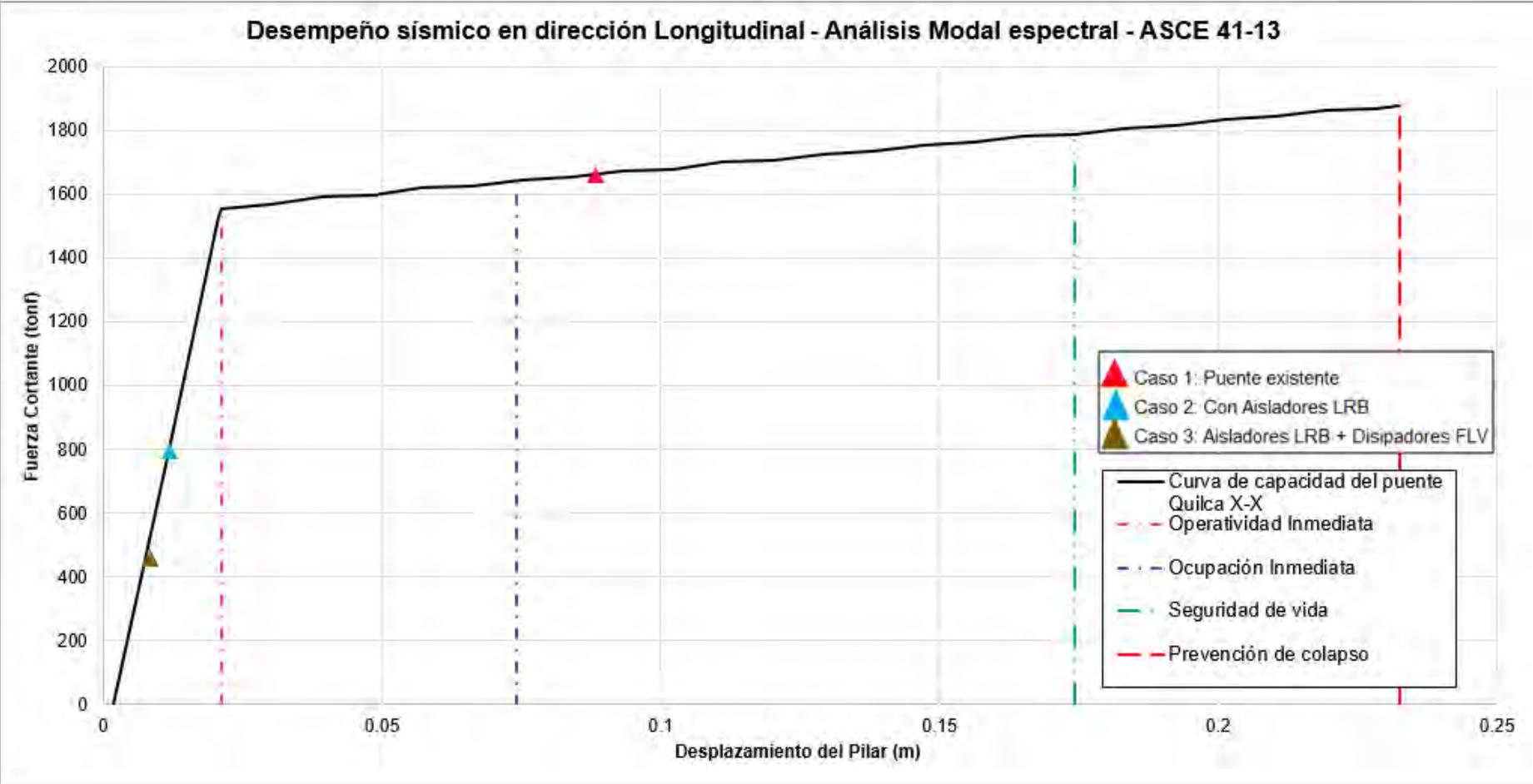


Figura 108. Comparación del desempeño sísmico del puente Quilca X-X Modal Espectral basado en ASCE/SEI 41-13.

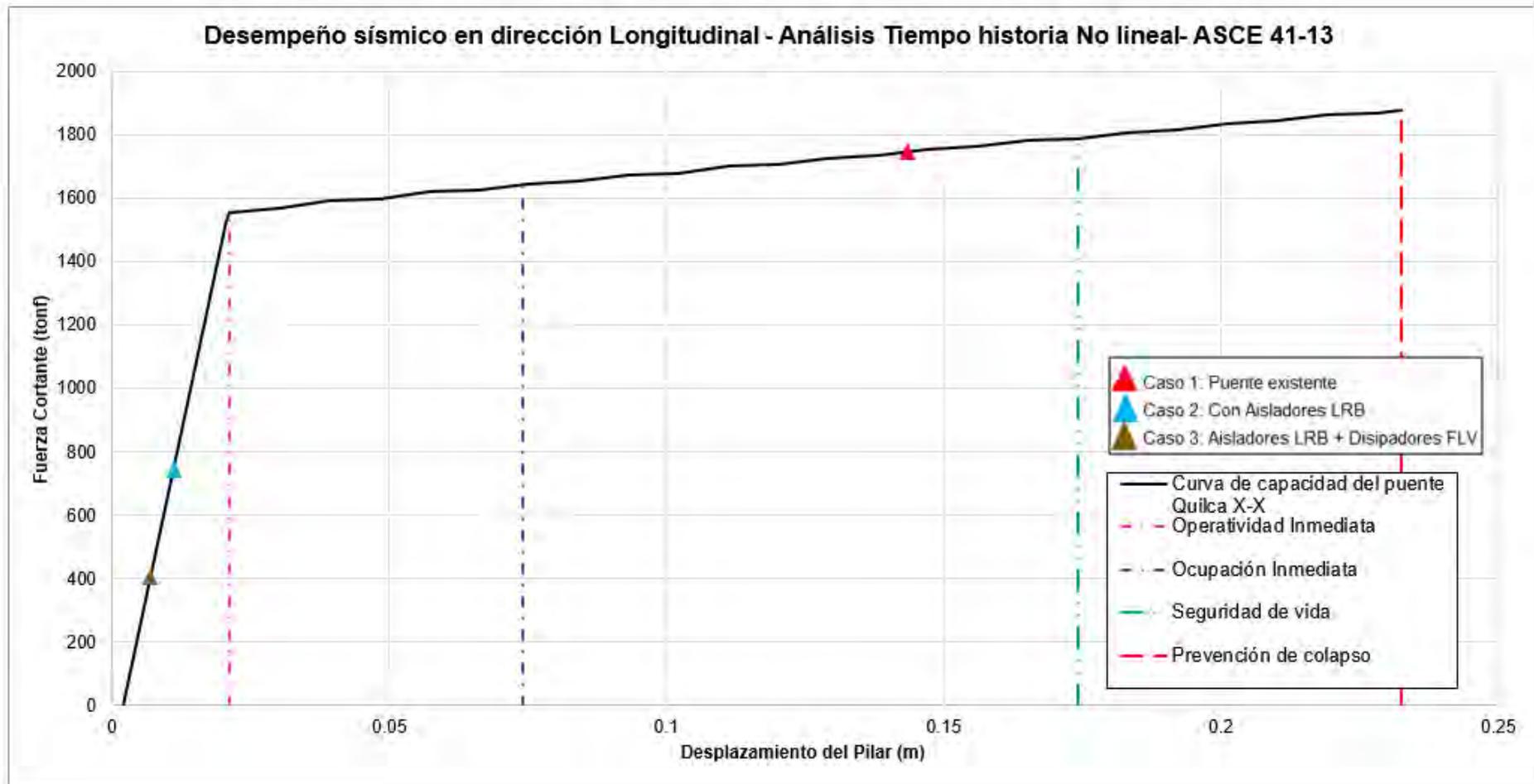


Figura 109. Comparación del desempeño sísmico del puente Quilca X-X Tiempo historia no lineal basado en ASCE/SEI 41-13.

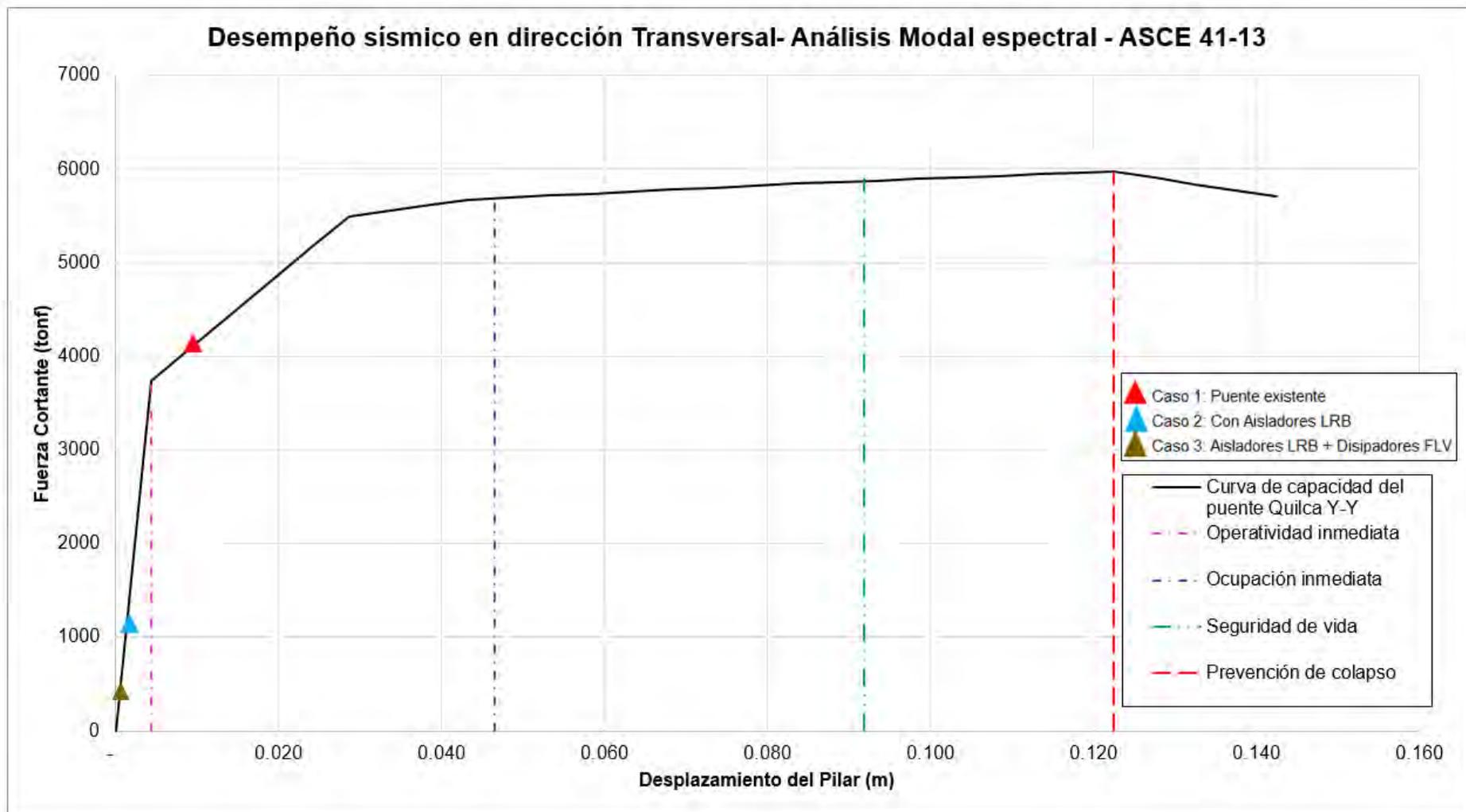


Figura 110. Comparación del desempeño sísmico del puente Quilca Y-Y Modal Espectral basado en ASCE/SEI 41-13.

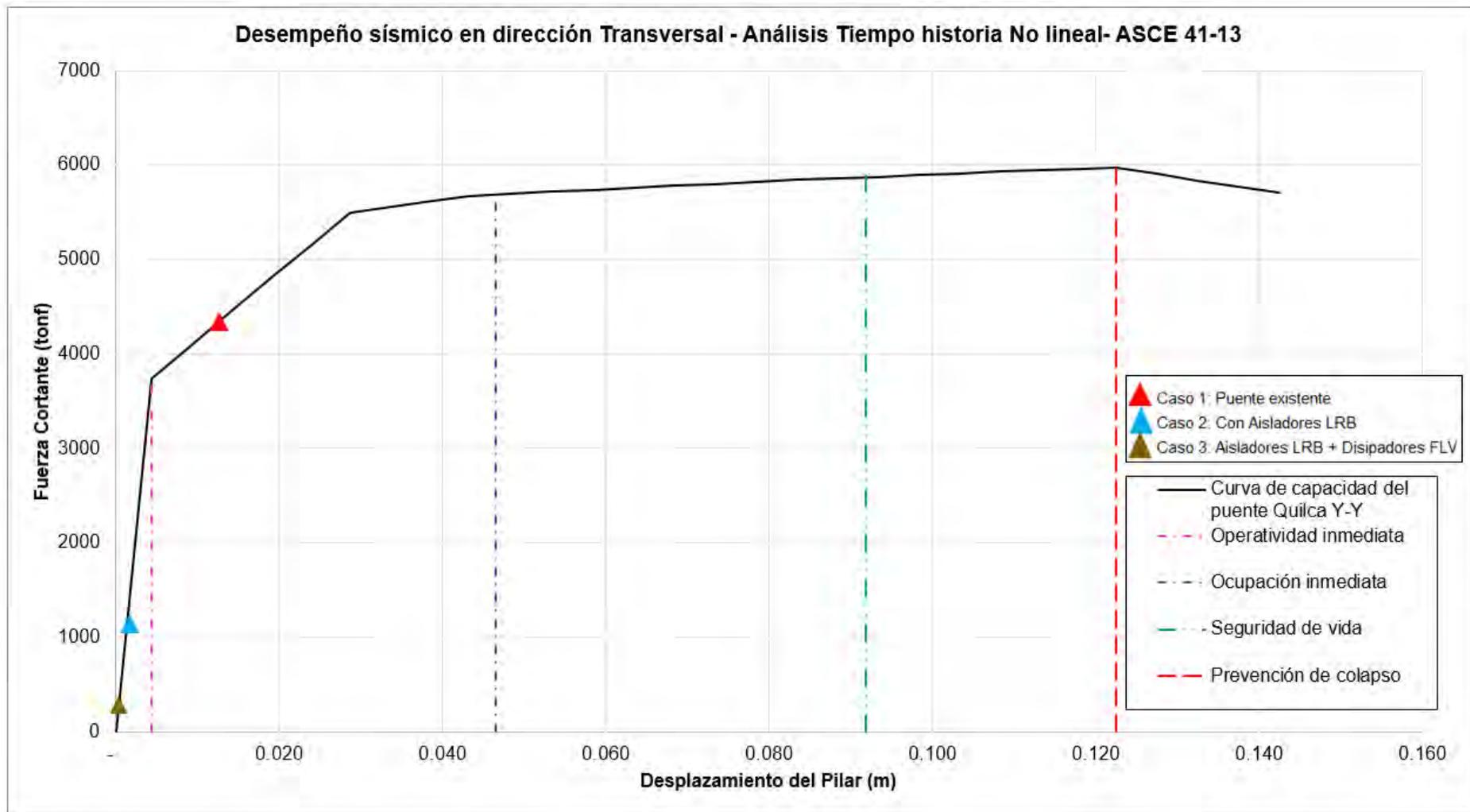


Figura 111. Comparación del desempeño sísmico del puente Quilca Y-Y Tiempo historia no lineal basado en ASCE/SEI 41-13

## CAPÍTULO 8: CONCLUSIONES

Del análisis del caso sin aislamiento, se ha determinado que el puente Quilca incurrirá en comportamiento inelástico para el sismo de diseño del manual de puentes del MTC 2017, es decir sufrirá daño en su subestructura.

La propuesta de un sistema de protección sísmica híbrido, consistente en la colocación de aisladores y disipadores, es la más adecuada, ya que permite lograr un nivel de desempeño de operatividad inmediata, y genera menores desplazamientos garantizando un comportamiento adecuado.

La propuesta de un sistema de aislamiento sísmico, permite lograr un nivel de desempeño de operatividad inmediata, sin embargo, genera grandes desplazamientos en la interfaz de aislamiento, dificultando su aplicación en puentes existentes debido a juntas sísmicas insuficientes y la necesidad de tapajuntas especiales.

Dependiendo de los criterios de aceptación para el desempeño sísmico, se pueden obtener diferentes interpretaciones. Para el caso que se usó los criterios de FEMA 356 para el caso sin sistemas de protección sísmica el puente Quilca tenía un desempeño de prevención de colapso, sin embargo, al usar los criterios recomendados por ASCE/SEI 41-13, el nivel de desempeño corresponde a seguridad de vida a incluso está cercano al nivel de ocupación inmediata.

Se realizaron análisis dinámicos modales espectrales y tiempo historia no lineal, para ambos tipos de análisis los casos de estudio con aisladores LRB y el caso con aisladores LRB con disipadores de fluido viscoso, tienen un nivel de desempeño de operatividad inmediata, garantizando un comportamiento elástico de la subestructura del puente Quilca.

Los desplazamientos en la sub estructura del puente se reducen considerablemente en los casos con aislamiento sísmico y aislamiento sísmico y disipación de energía, en comparación con el caso sin sistemas de protección sísmica, debido al alargamiento del periodo de la estructura por la baja rigidez lateral de los aisladores y el amortiguamiento adicional de los propios aisladores tipo LRB y los disipadores de fluido viscoso FLV.

Los desplazamientos en la súper estructura del puente se incrementan considerablemente en los casos con aislamiento sísmico y aislamiento sísmico y disipación de energía, en comparación con el caso sin sistemas de protección sísmica.

Es importante realizar la verificación numérica de la rigidez efectiva y el amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento y del sistema híbrido con disipadores de energía, a fin de verificar que las propiedades obtenidas en el análisis tiempo historia no lineal modal, generan un comportamiento sísmico cercano al esperado, a fin de validar el diseño del sistema de aislamiento y disipación de energía.

En el caso del análisis del sistema híbrido, la inclusión de los disipadores incrementa el amortiguamiento del sistema, lo que se traduce en menores desplazamientos. Estos menores desplazamientos, por compatibilidad de deformaciones también se presentan en los aisladores, en consecuencia, la rigidez efectiva de los mismos se incrementa, reduciendo el periodo efectivo del sistema.

Es de gran importancia realizar un estudio de sitio, a fin de determinar el espectro de respuesta del terreno frente a la demanda sísmica esperada, ya que en suelos de tipo S2 o S3, los espectros tienen la particularidad de tener una segunda zona de alta demanda de aceleración, principalmente en periodos altos entre 2 y 4 segundos, como se vio en el espectro del sismo de ICA 2007 mostrado en la presente tesis. Lo mencionado es muy importante al momento de tomar la decisión del periodo objetivo, ya que, en lugar de tener demandas sísmicas menores, podríamos obtener mayores, lo que sería perjudicial para la estructura nueva o reforzada de ser el caso.

La respuesta del puente en el sentido transversal, ha variado considerablemente en cada pilar del puente, lo que no ocurre en el sentido longitudinal, en el cual la respuesta de desplazamientos es muy similar y se comporta como un diafragma rígido. Esto puede deberse a que, por la longitud del tablero, este no se comporta como un diafragma rígido en el sentido transversal. Para obtener una respuesta más uniforme en la dirección transversal, sería necesario que algunos aisladores ubicados en los estribos sean de mayor rigidez, a fin de balancear la rigidez lateral del sistema de aislamiento en el sentido transversal.

La inclusión de los disipadores de fluido viscoso en una estructura aislada, tiene un efecto diferente si lo comparamos con una estructura de base fija, ya que en una estructura de base fija la rigidez lateral está definida por las columnas y placas que la conforman, por lo que la inclusión de los disipadores no afecta dicha rigidez lateral, y solo afecta el amortiguamiento efectivo. En cambio, en una estructura aislada, la rigidez lateral de la estructura está gobernada principalmente por la rigidez lateral del sistema de aislamiento, la cual depende del desplazamiento máximo logrado, por lo que, al momento de incluir los disipadores de energía, estos reducen desplazamientos generando que la rigidez efectiva del sistema de aislamiento se incremente, reduciendo el periodo efectivo de la estructura.

## BIBLIOGRAFÍA

- Aguiar, R., (2008). *Aisladores de base elastoméricos y FPS*, CEINCI ESPE, Quito, Ecuador.
- American Association of State Highway and Transportation Officials, (2009). *Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design*. Tercera Edición. Washington DC, USA.
- American Association of State Highway and Transportation Officials, (2010). *Guide Specifications for Seismic Isolation Design*. Tercera Edición. Washington DC, USA.
- American Society of Civil Engineers, (2014). *Seismic evaluation and retrofit of existing buildings*. ASCE/SEI Standard 41-13.
- American Society of Civil Engineers, (2016). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and other Structures*. ASCE/SEI Standard 7-16.
- Applied Technology Council, (1996). *ATC-40 Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. California, USA.
- Buckle I.G., Al-Ani M., Monzon E., (2011), *Seismic Isolation Design Examples of Highway Bridges*. Nevada, USA.
- Buckle I.G., Constantinou M.C., Dicleli M. y Ghasemi H., (2006), *Seismic Isolation of Highway Bridges, Reporte N° MCEER-06-SP07*, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, New York, USA.
- Federal Emergency Management Agency, (2000), *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, FEMA 356*, Washington, D.C., USA.
- Federal Emergency Management Agency, (2018), *Seismic Performance Assessment of Buildings, FEMA P-58, Second Edition*, Washington, D.C., USA.
- Jara, M. y Casas, J. R. (2002). *Criterios de diseño de puentes con aisladores y disipadores de energía*. Barcelona, España.
- McVitty, W., y Constantinou, M. (2015). *Property Modification Factors for Seismic Isolators: Design Guidance for Buildings. Technical Report MCEER-15-0005*, University at Buffalo, State University of New York.

Ministerio de Transportes y Comunicaciones, (2017), *Manual de Diseño de Puentes*, Lima, Perú.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, (2016), *Norma E.030 Diseño Sismo Resistente, Reglamento Nacional de Edificaciones*, Lima, Perú.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, (2019), *Norma E.031 Aislamiento Sísmico, Reglamento Nacional de Edificaciones*, Lima, Perú.

Nicols Makris y Jian Zhang. (2004), *Seismic Response Analysis of a Highway Overcrossing Equipped with Elastomeric Bearings and Fluid Dampers*, Journal of Structural Engineering ASCE.

Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of Berkeley (2008), *Guidelines for Nonlinear Analysis of Bridge Structures in California*, California, USA.

Priestley, M., Seible, W., y Calvi, G. (1996). *Seismic design and retrofit of bridges*, USA.

Taylor Devices Inc., (2019), *Fluid Viscous Dampers, General Guidelines for Engineers including a brief History*, NY, USA.

Vargas, C. (2017), *Evaluación del desempeño sísmico de puentes continuos*, Lima, Perú.

ZER GEOSYSTEM PERU S.A.C. (2010). *Ensayos geofísicos por los métodos de MASW y MAM para el área de emplazamiento del puente Quilca*, Lima, Perú.

# ANEXOS

## PLANOS ESQUEMATICOS DE LAS CASOS DE ESTUDIO

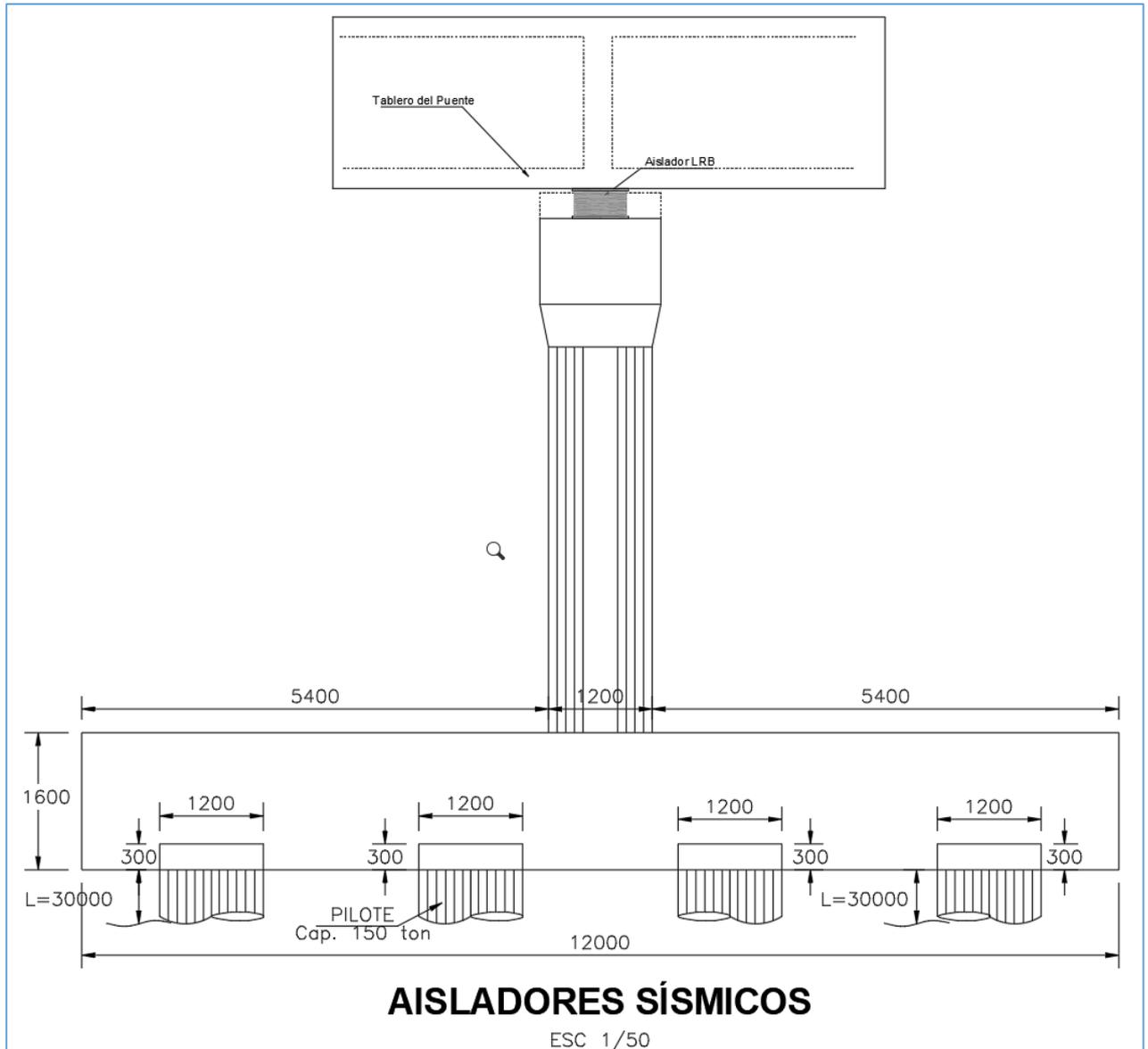


Figura 112. Ubicación de aisladores sísmicos tipo LRB

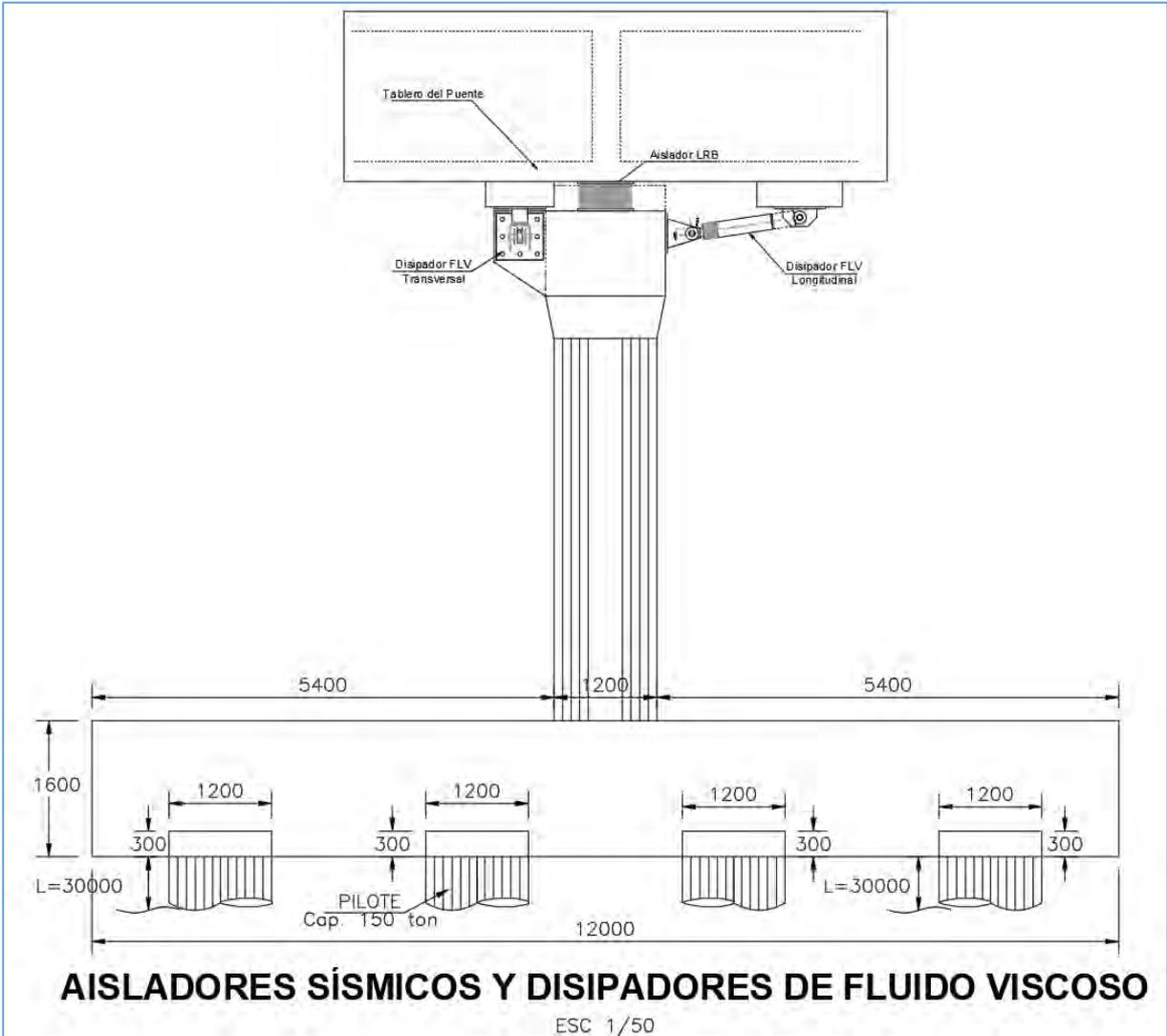


Figura 113. Ubicación de aisladores sísmicos tipo LRB y disipadores FLV

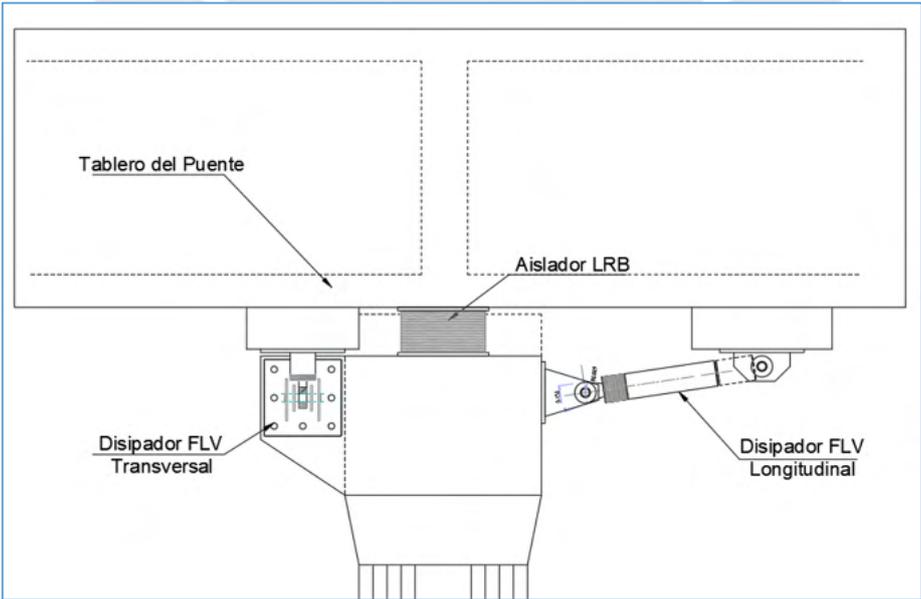


Figura 114. Detalle de colocación de aisladores LRB y disipadores FLV.

## CÁLCULOS PARA ANALISIS ESTATICO COMO MODELO DE 1GDL

Se ha modelado la sección del pilar del puente Quilca, con la herramienta Section Designer del software Csi Bridge, la cual nos da las propiedades de la sección.

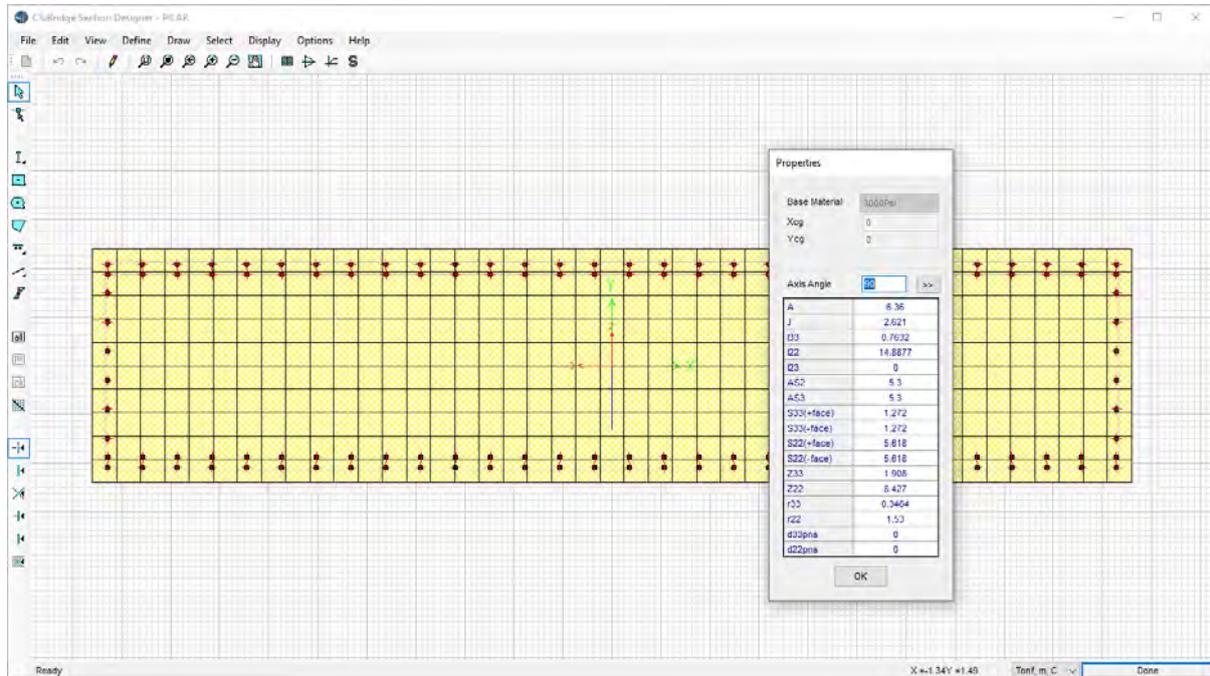


Figura 115. Definición de sección del Pilar típico del puente Quilca, con Section Designer.

Para obtener los pesos del puente, se han obtenido las cargas muertas del mismo, así como la carga axial en los apoyos proveniente de la carga vehicular, como se muestra a continuación.

PESO PUENTE (tonf)						CARGA MOVIL VEHICULAR (tonf)				
<b>Estribo 1</b>	61.26	60.36	59.45	58.55	<b>239.62</b>	29.62	27.92	27.86	29.49	<b>114.89</b>
<b>Pilar 1</b>	<b>912.59</b>					<b>217.98</b>				
<b>Pilar 2</b>	<b>827.88</b>					<b>213.44</b>				
<b>Pilar 3</b>	<b>757.003</b>					<b>206.33</b>				
<b>Pilar 4</b>	<b>827.88</b>					<b>213.44</b>				
<b>Pilar 5</b>	<b>912.59</b>					<b>217.98</b>				
<b>Estribo 2</b>	61.26	60.36	59.45	58.55	<b>239.62</b>	29.62	27.92	27.86	29.49	<b>114.89</b>
					<b>4717.18</b>					<b>1298.95</b>

**Promedio en pilares** 847.59

**Wtotal** 6016.13

Las propiedades de rigidez, inercias, áreas, entre otras empleadas para el cálculo de rigideces, se han obtenido del section designer. Estas propiedades son las siguientes:

<b>A</b>	6.36
<b>J</b>	2.621
<b>I33</b>	0.7632

I22	14.8877
I23	0
AS2	5.3
AS3	5.3
S33(+face)	1.272
S33(-face)	1.272
S22(+face)	5.618
S22(-face)	5.618
Z33	1.908
Z22	8.427
r33	0.3464
r22	1.53
d33pna	0
d22pna	0
H	6.7
t	1.2
L	5.3

El cálculo de la rigidez de los pilares se ha hecho para la dirección longitudinal considerando la rigidez como un elemento que trabaja a flexión, y para la dirección transversal se ha considerado la deformación por cortante y el cálculo de la rigidez es como la de un muro rígido.

$$K_{long} = 3 * \frac{EI}{h^3} \quad \dots \text{Ecuación para rigidez longitudinal.}$$

$$K_{trans} = \frac{EI}{4\left(\frac{h}{L}\right)^3 + 3\left(\frac{h}{L}\right)} \quad \dots \text{Ecuación para rigidez lateral.}$$

$$f'c = 210$$

$$E = 217370.651 \text{ Kg/cm}^2$$

$$G = 0.40 * E$$

$$K33 = 16547.64 \text{ T/m}$$

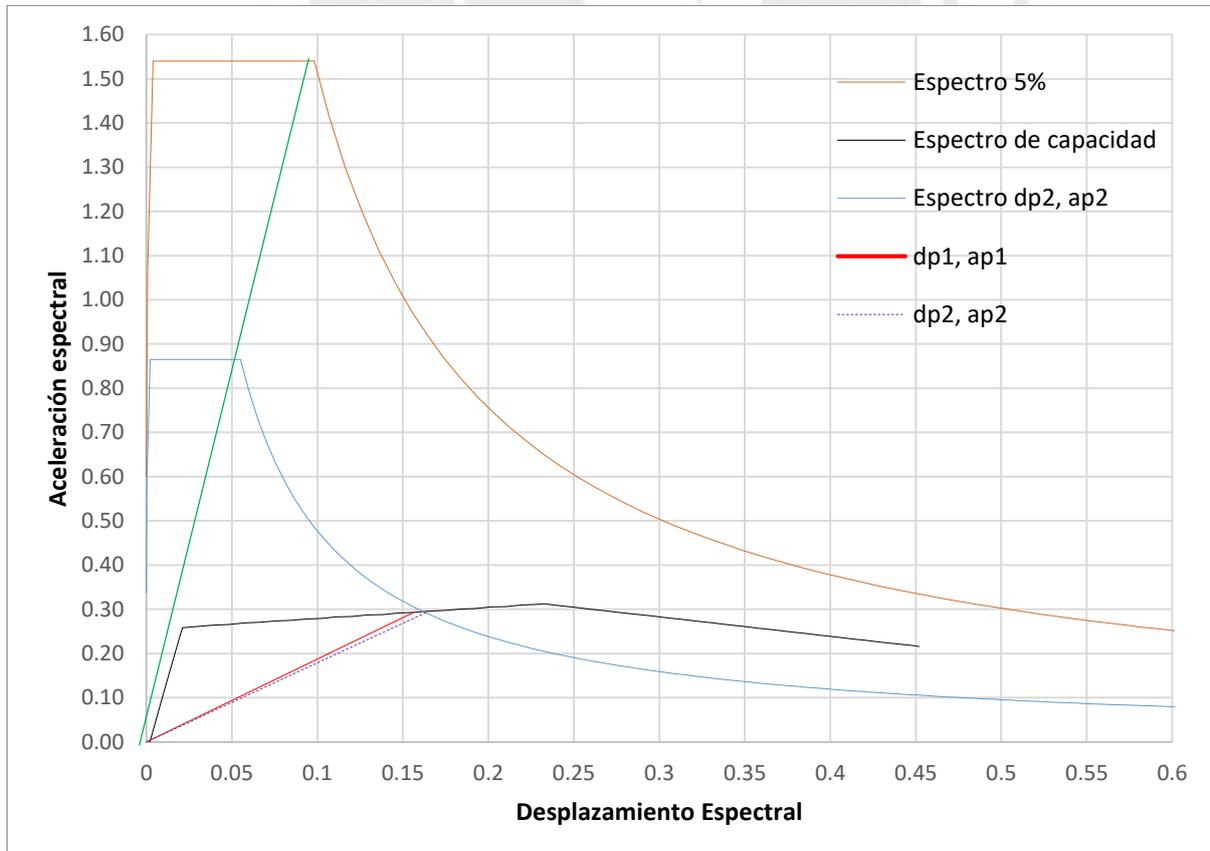
$$K22 = 219690.25 \text{ T/m}$$

## CÁLCULOS DEL PUNTO DE DESEMPEÑO SEGÚN METODOLOGÍA DEL ATC-40

Para el cálculo del punto de desempeño, se han seguido los lineamientos del ATC-40 indicados en el capítulo 1.1.4 Punto de desempeño. Se presentan a continuación los cálculos para el caso longitudinal:

Puntos de prueba	
dpi	api
0.1562	0.2926
0.1652	0.2959

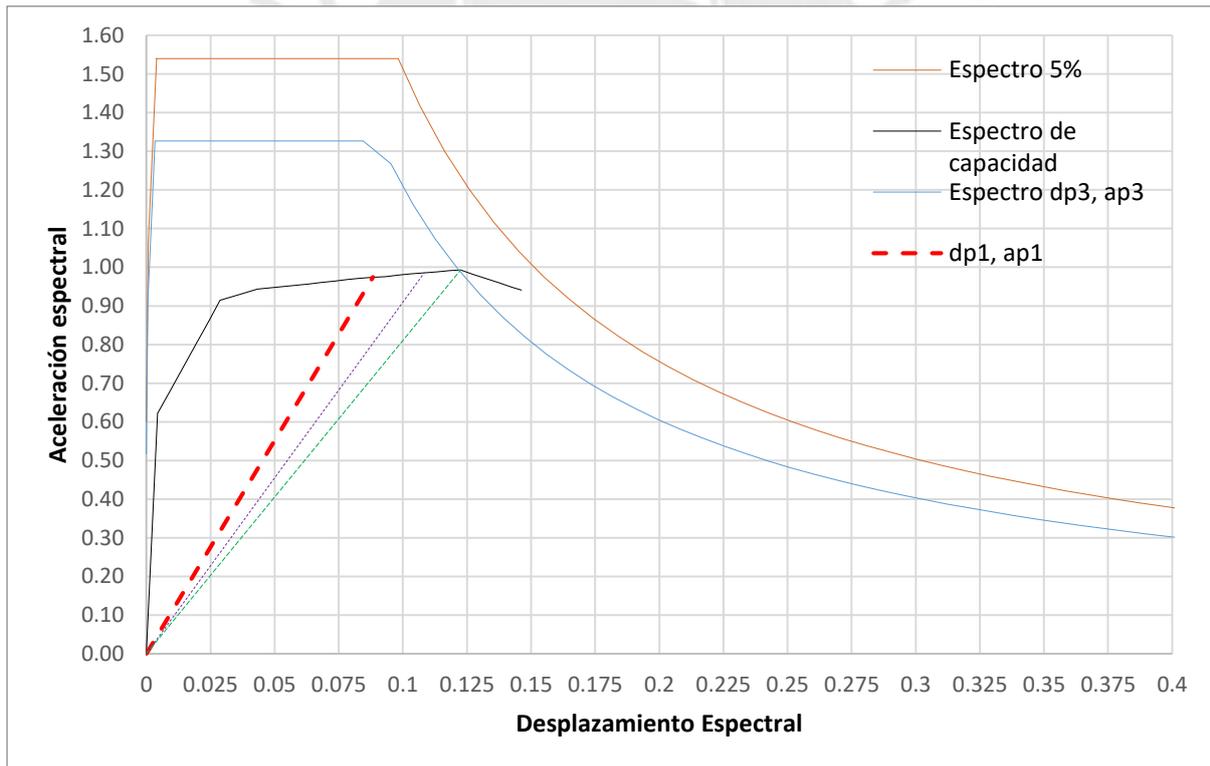
$\beta_0$	46.763			
$d_y$	0.021	$k_A, \beta_0 \leq 16.25$	$1 \quad k_B, \beta_0 \leq 25$	0.67
$a_y$	0.254	$k_A, \beta_0 > 16.25$	$0.756 \quad k_B, \beta_0 > 25$	0.518
$dp_1$	0.165			
$ap_1$	0.296			
		Min		0.01905
SRA1	0.432	0.33	2.32	
SRV1	0.562	0.5	1.78	



Se presentan a continuación los cálculos para el caso transversal:

Puntos de prueba	
dpi	api
0.088	0.9741
0.108	0.985
0.122	0.9930

$\beta_0$  52.10480286  
 $\beta_0 \leq 16.25$  k A , 1 k B ,  $\beta_0 \leq 25$  0.67  
 $\beta_0 > 16.25$  k A ,  $\beta_0 > 16.25$  0.712834388 k B ,  $\beta_0 > 25$  0.480184583  
 $\beta_0 > 16.25$  0.712834388 k B ,  $\beta_0 > 25$  0.480184583  
d1 0.122469  
a1 0.993058415  
SRA1 0.86146 1.160820004  
SRV1 0.894368121 1.118107831



## DIAGRAMAS DE MOMENTO CURVATURA

Los diagramas momento curvatura, son generados por el software Csi Bridge, a partir de la definición de la sección transversal del PILAR. Asimismo, los diagramas momento curvatura, corresponden a determinada dirección de análisis y carga axial. Dependiendo de la ubicación cada pilar puede existir pequeñas variaciones debido a que la carga axial en los pilares no es igual en cada uno de ellos. Se muestran los diagramas de momento curvatura del pilar central para una carga axial  $P=132$  Tonf (compresión).

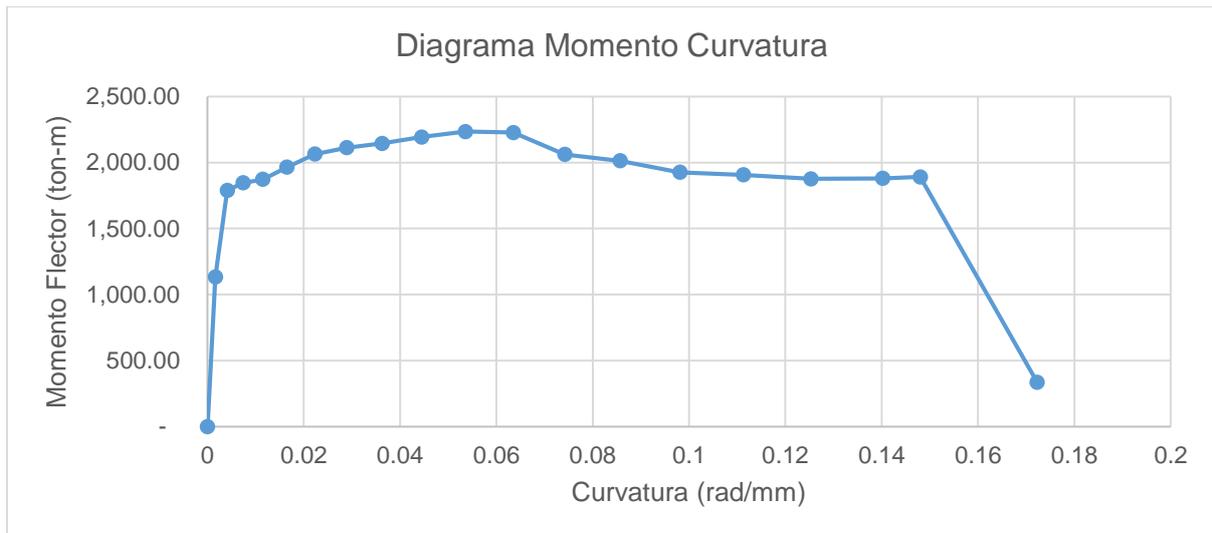


Diagrama Momento Curvatura Sentido Longitudinal

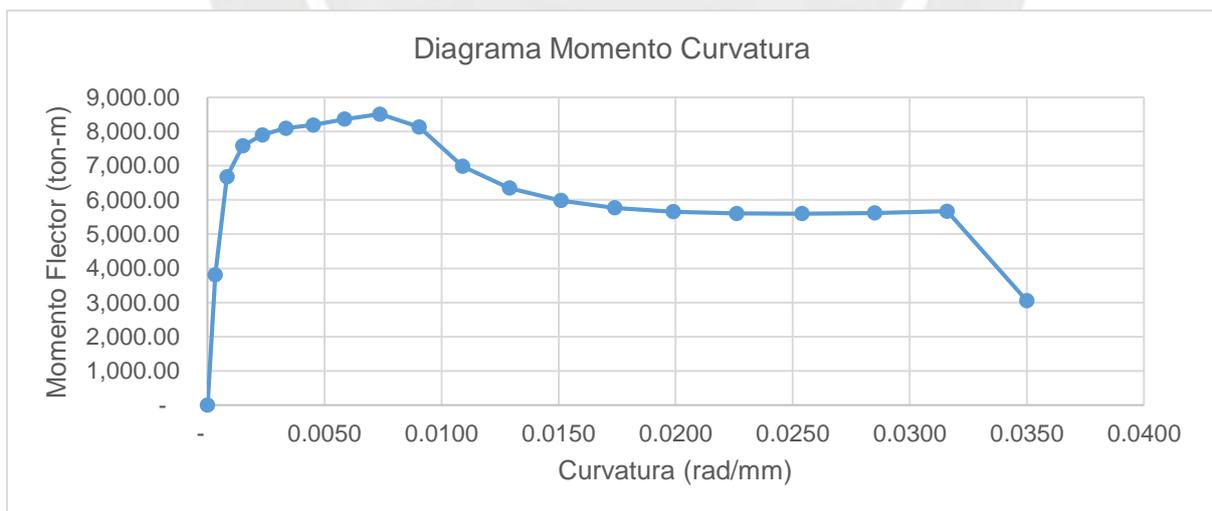
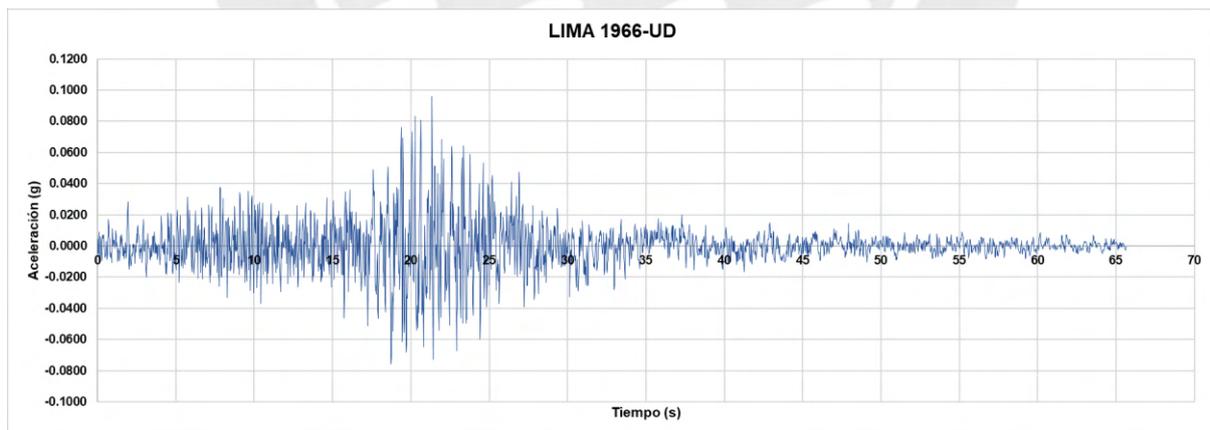
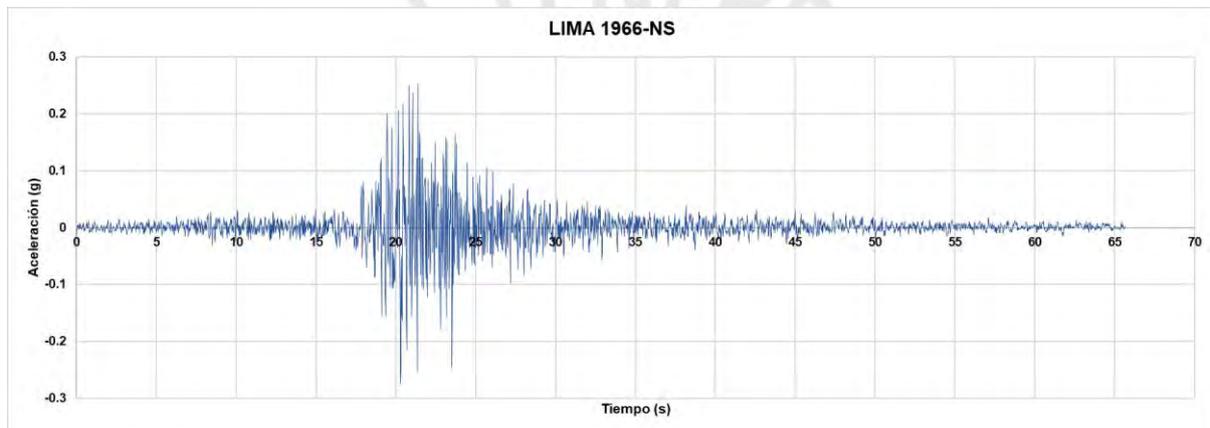
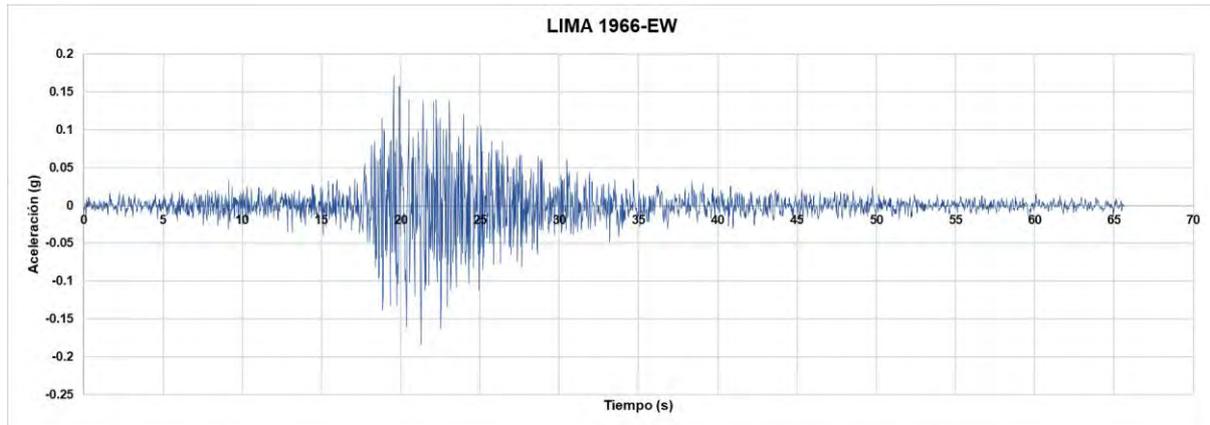
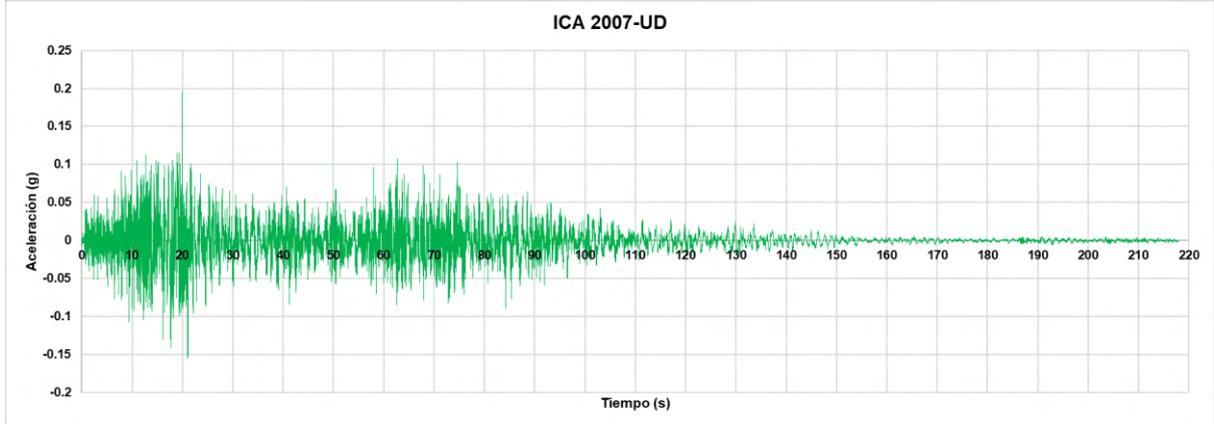
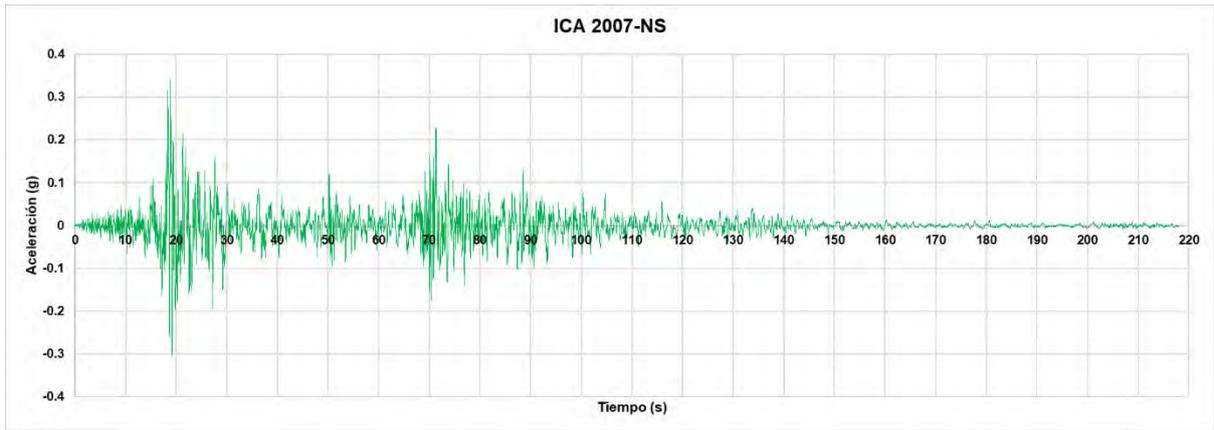
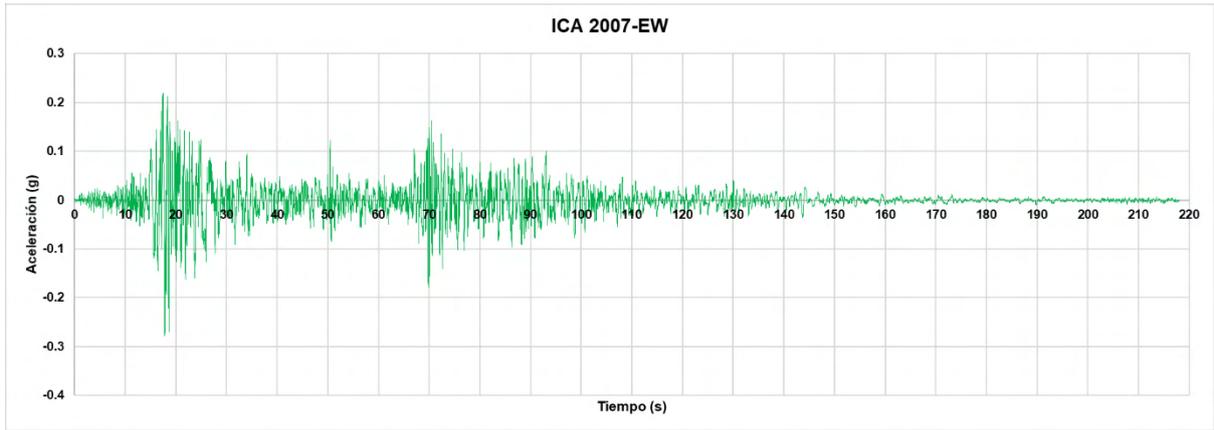
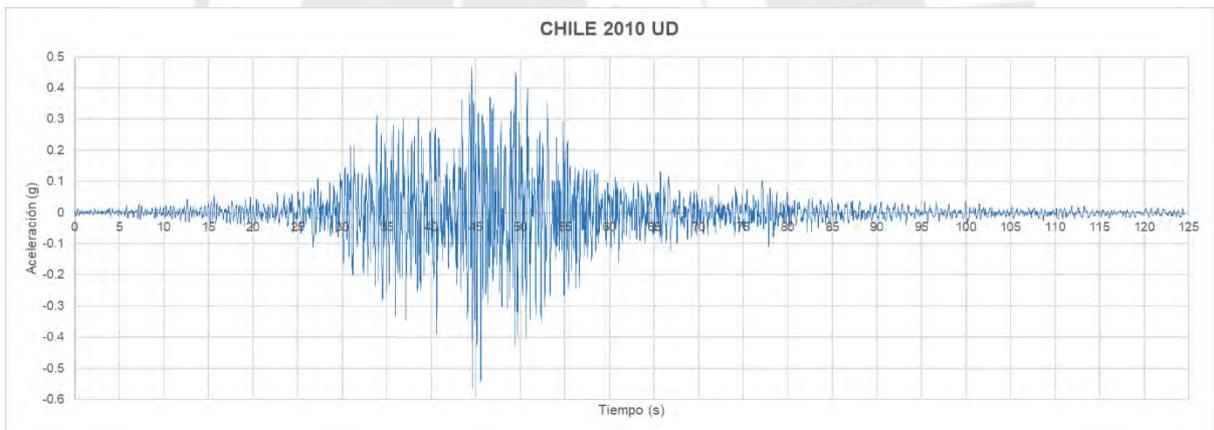
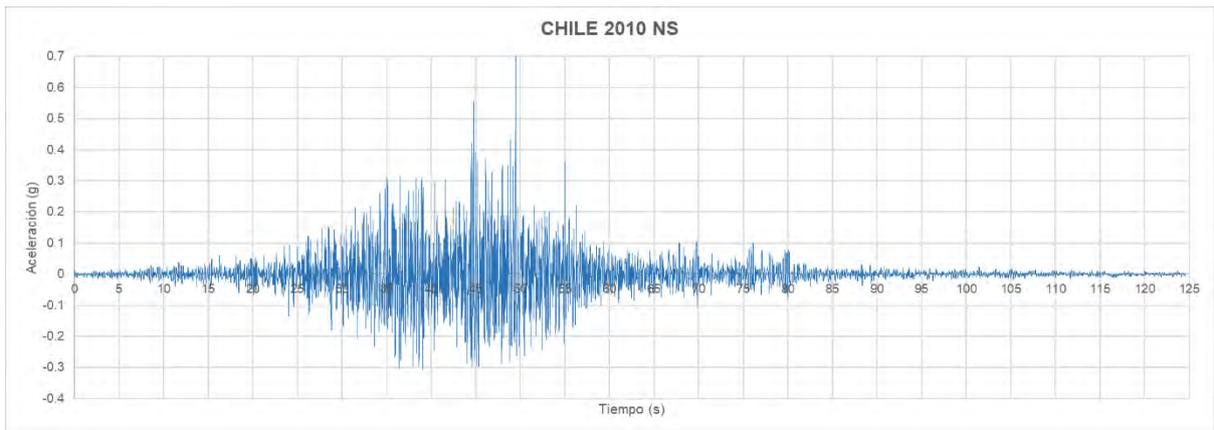
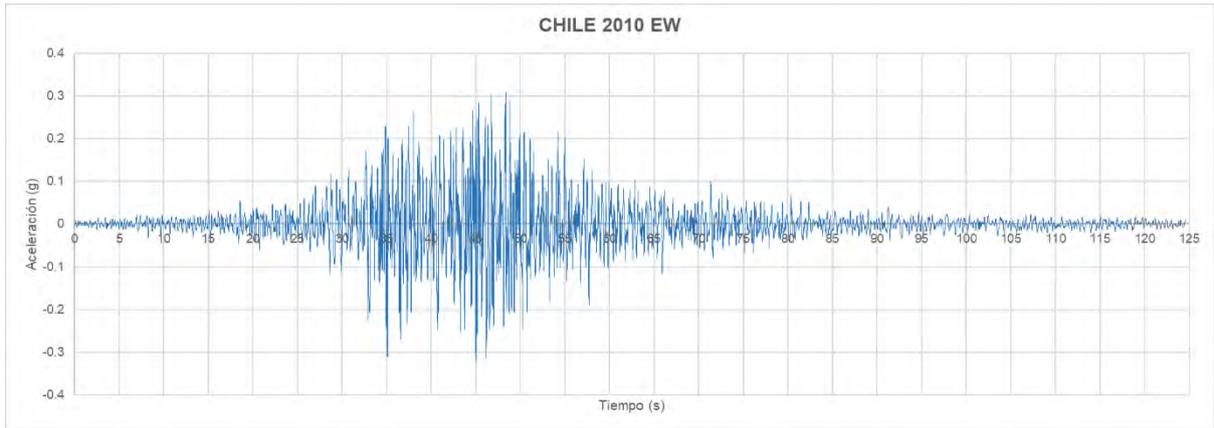


Diagrama Momento Curvatura Sentido Transversal

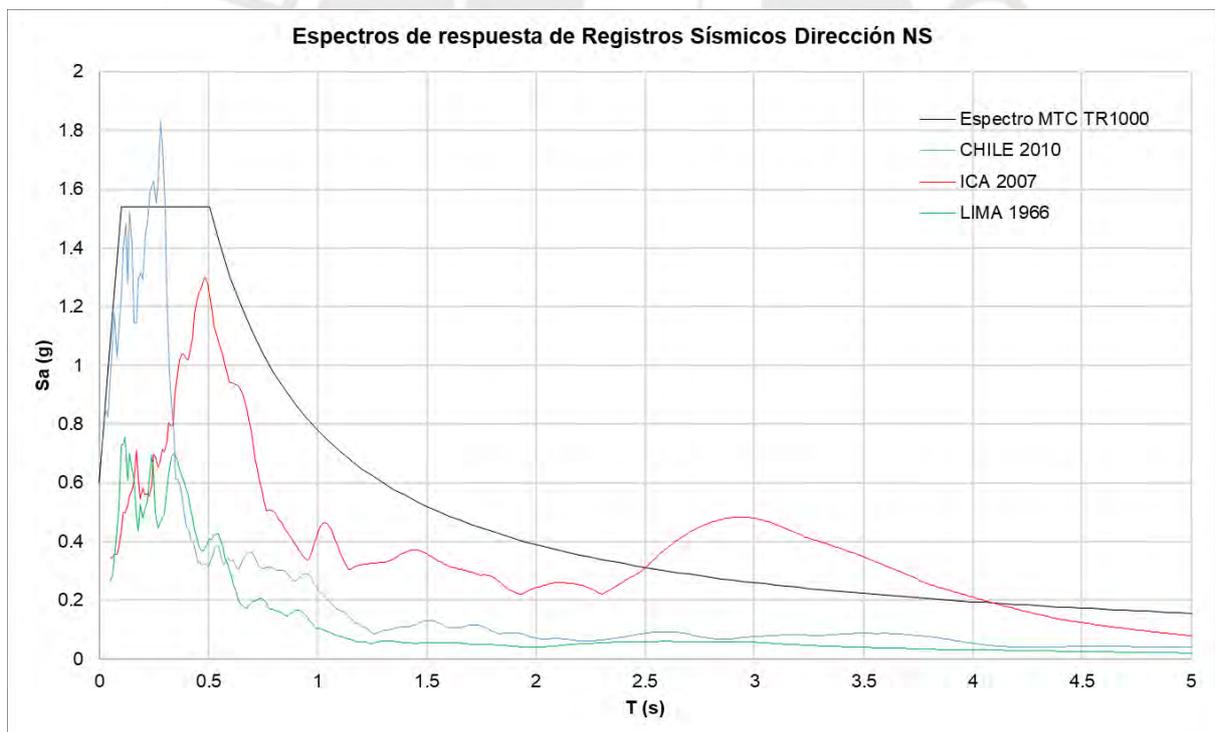
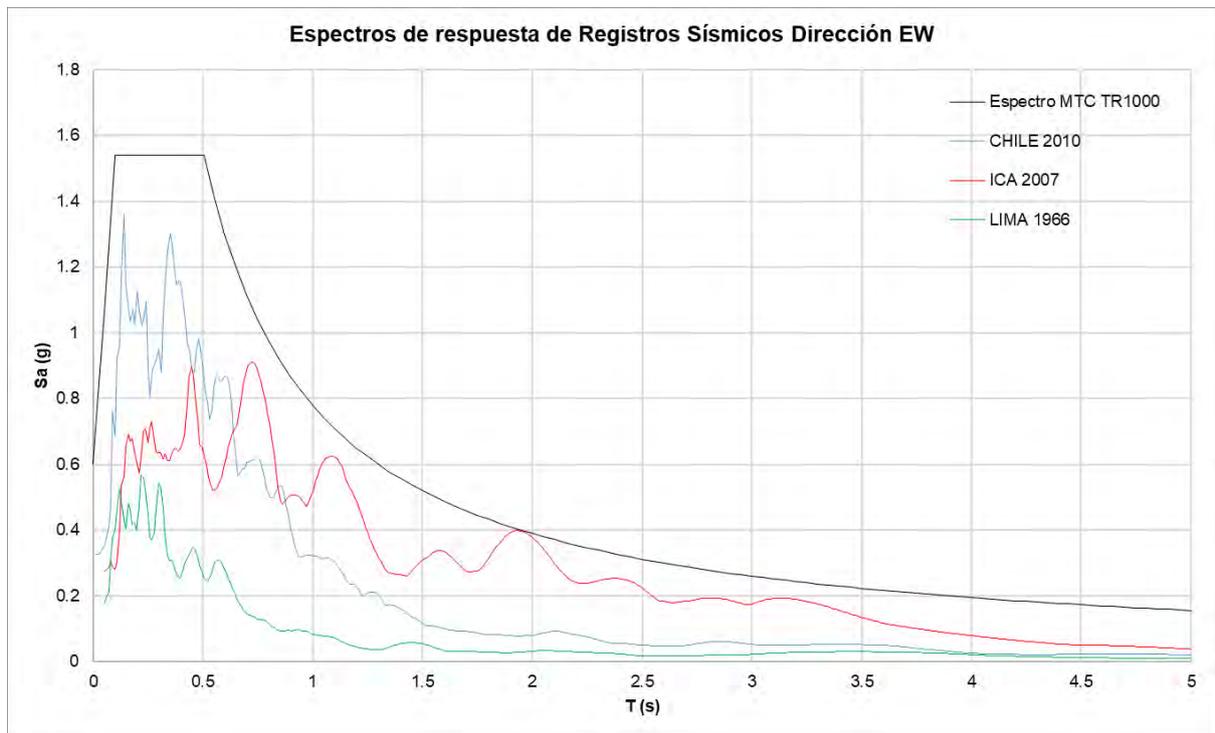
## REGISTROS SÍSMICOS SIN ESCALAR

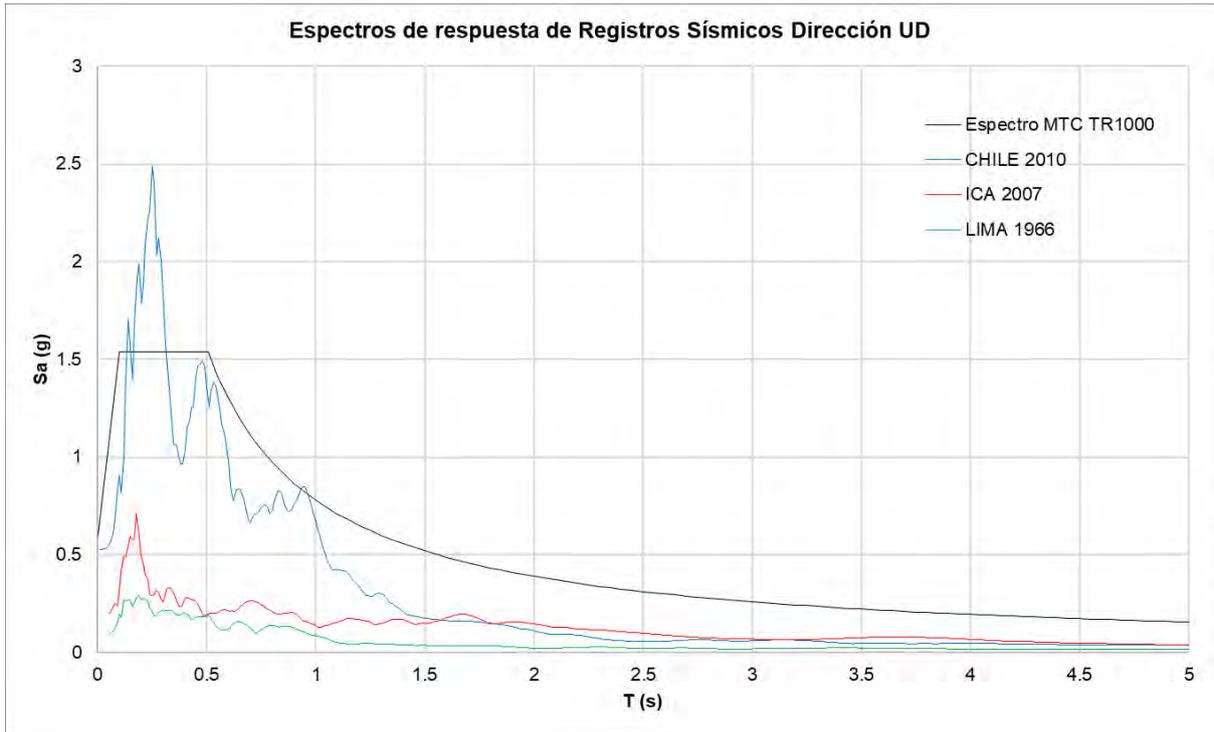




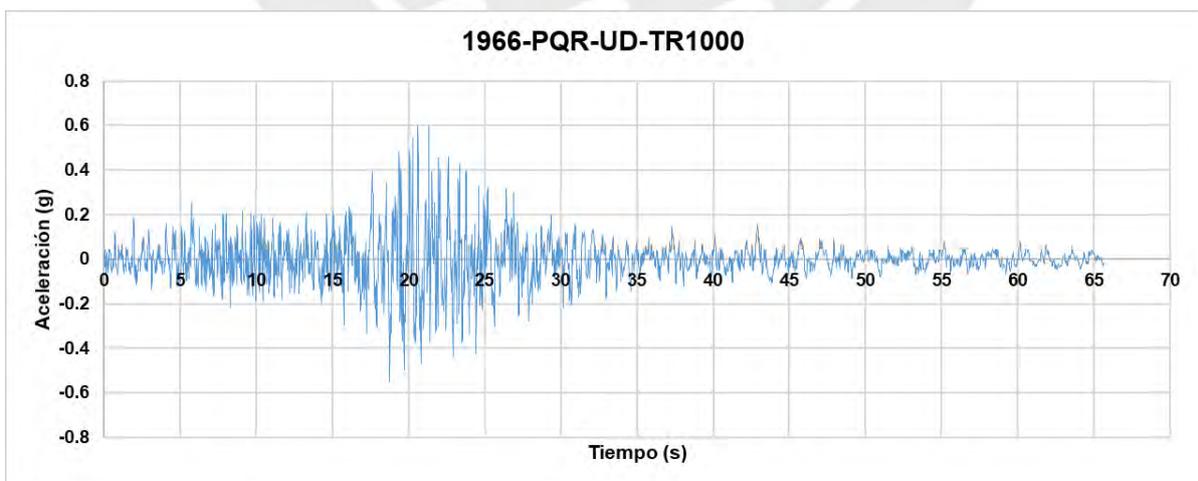
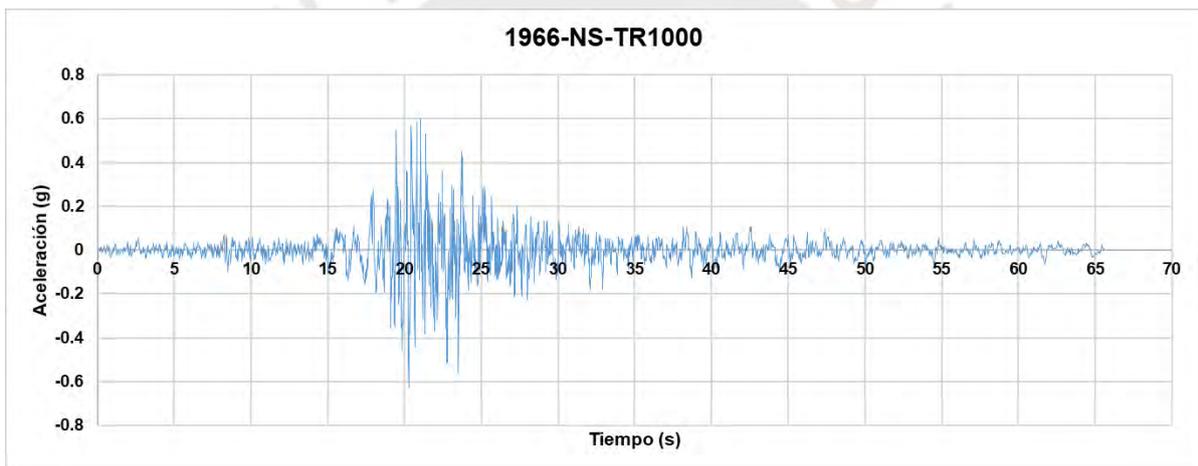
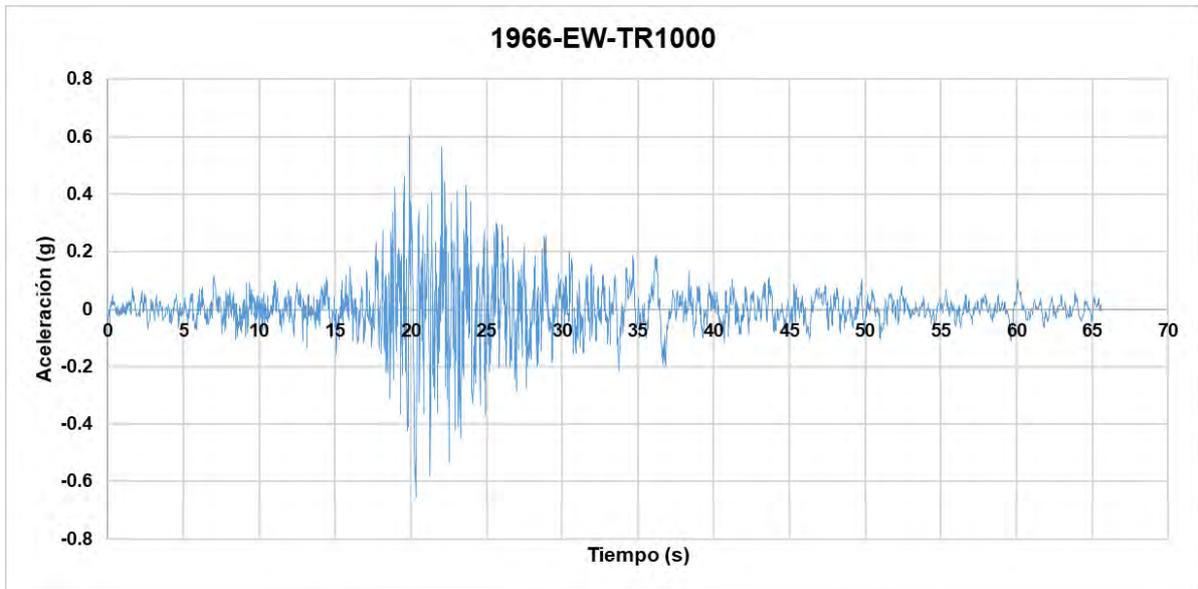


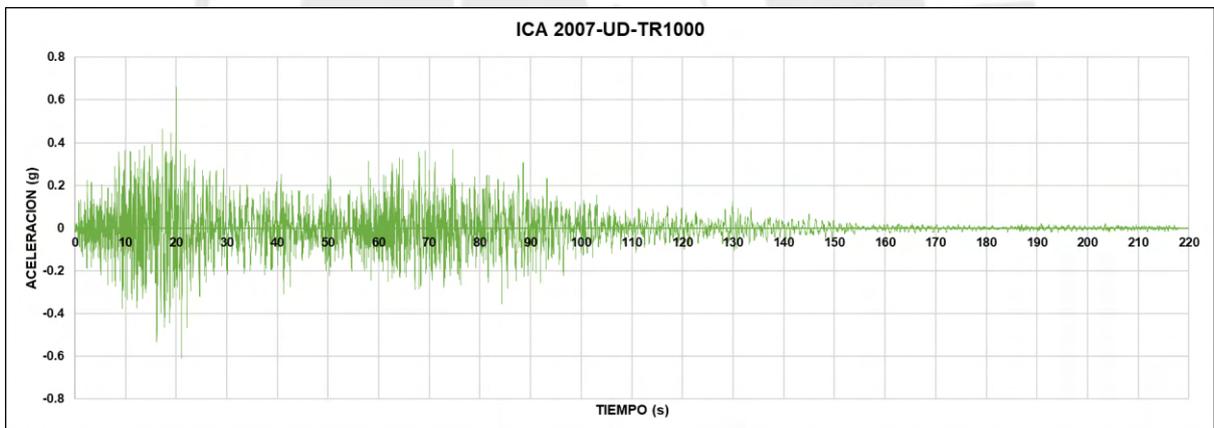
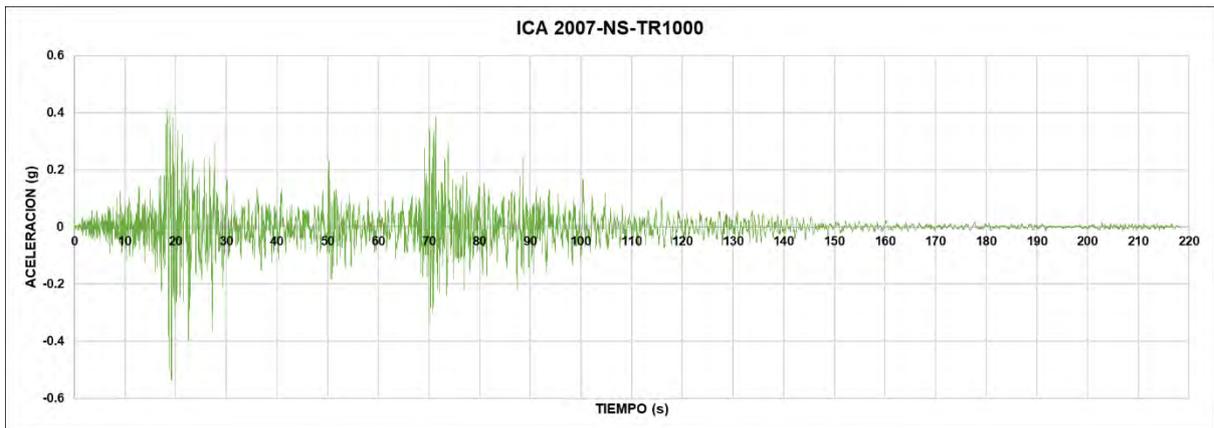
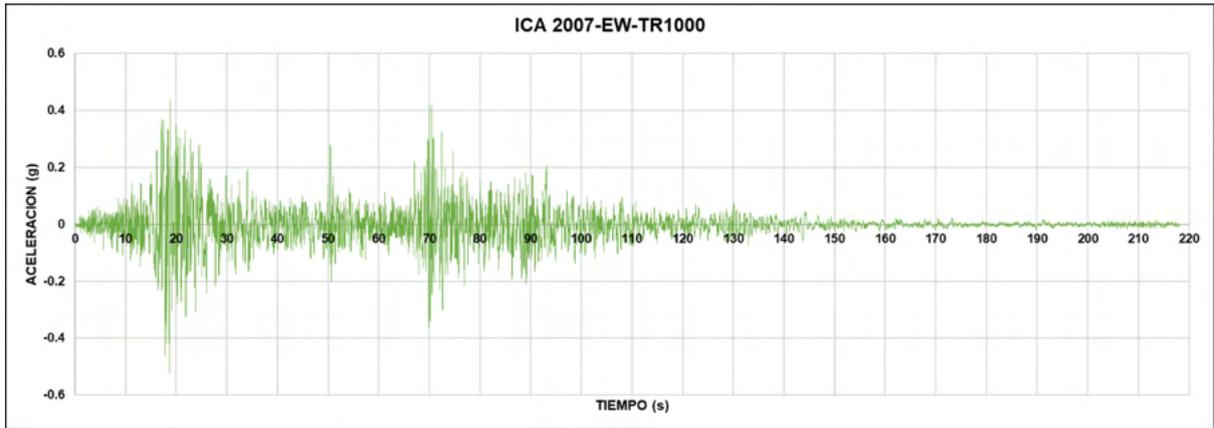
## ESPECTROS DE RESPUESTA DE REGISTROS SÍSMICOS

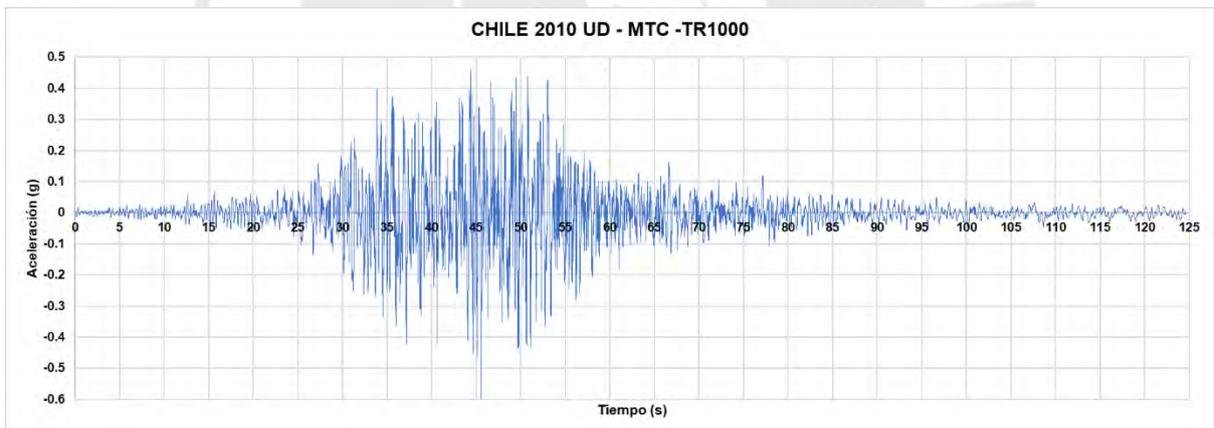
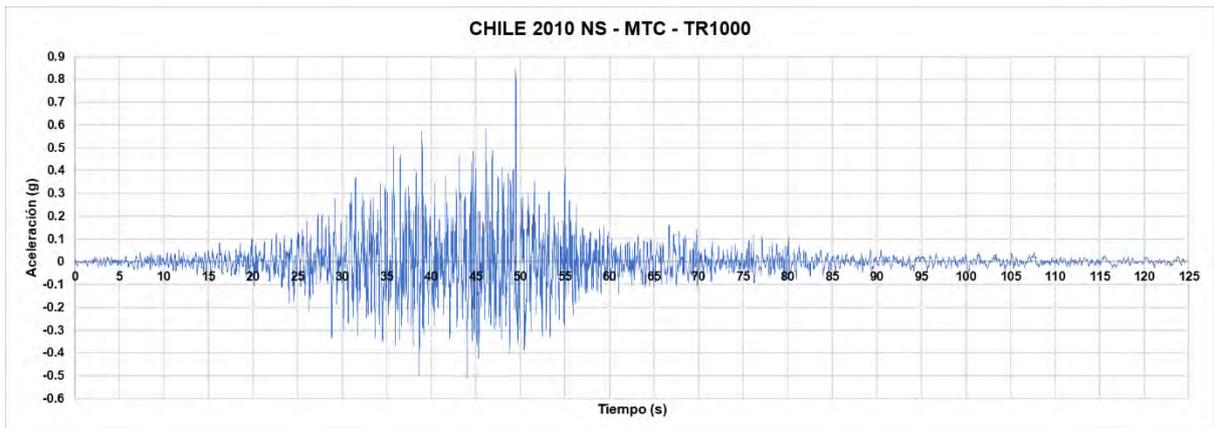
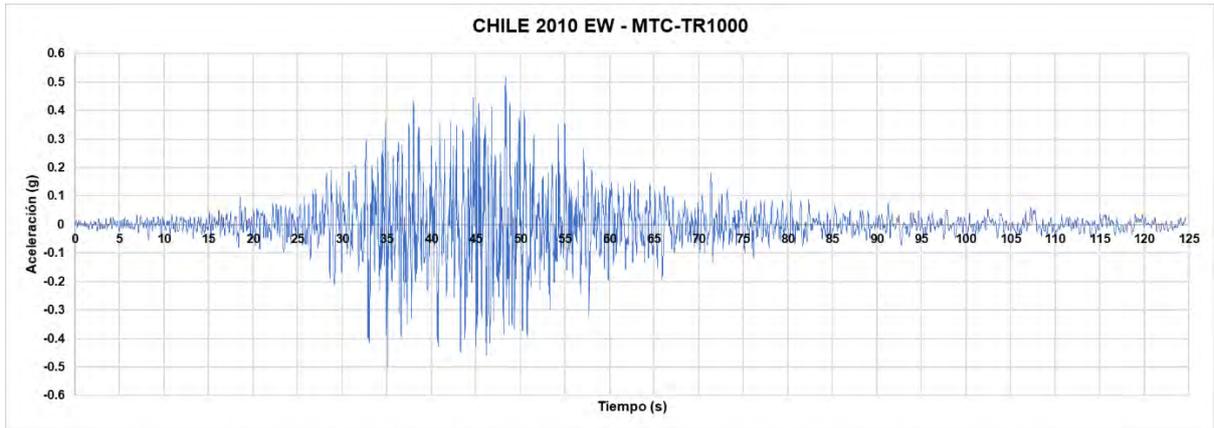




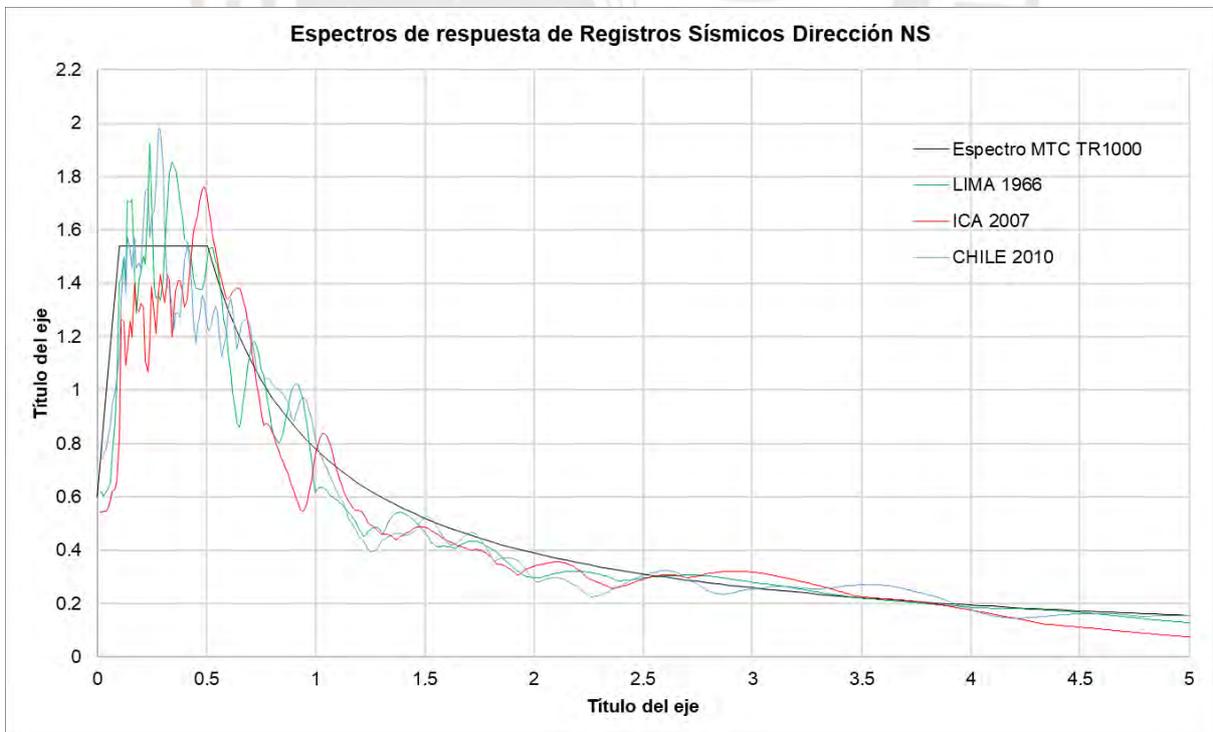
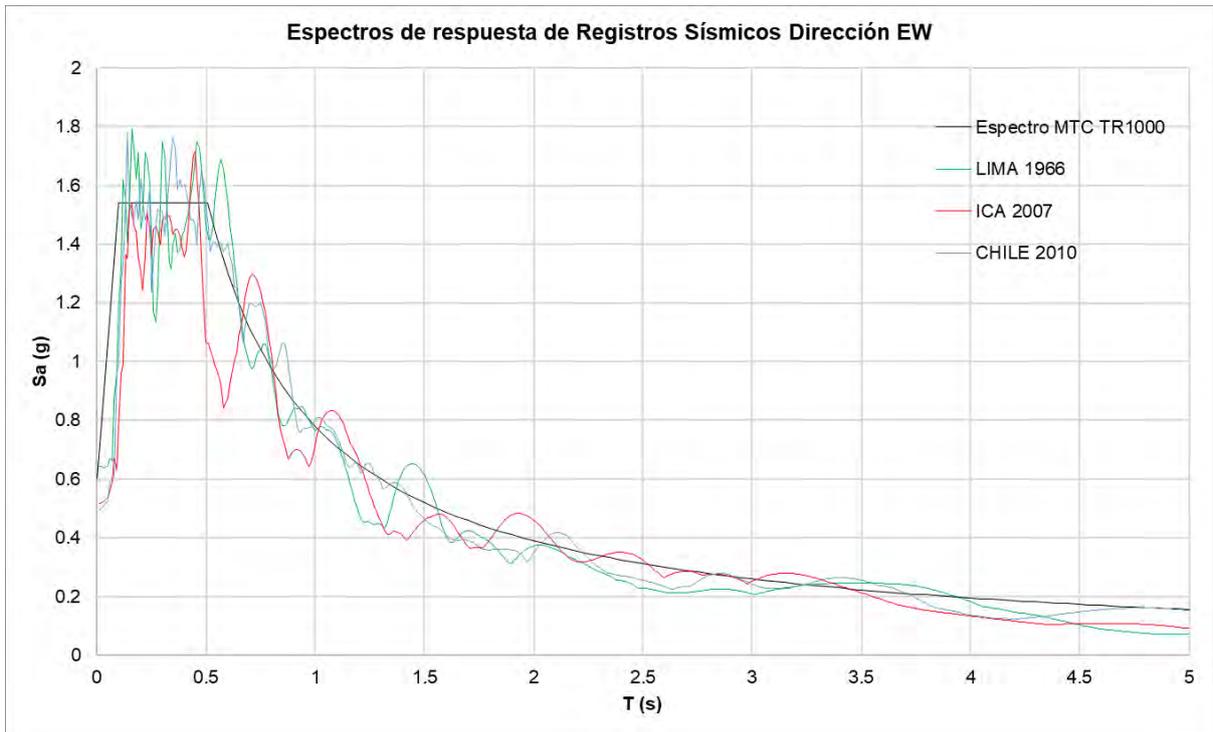
## REGISTROS SÍSMICOS ESCALADOS TR1000

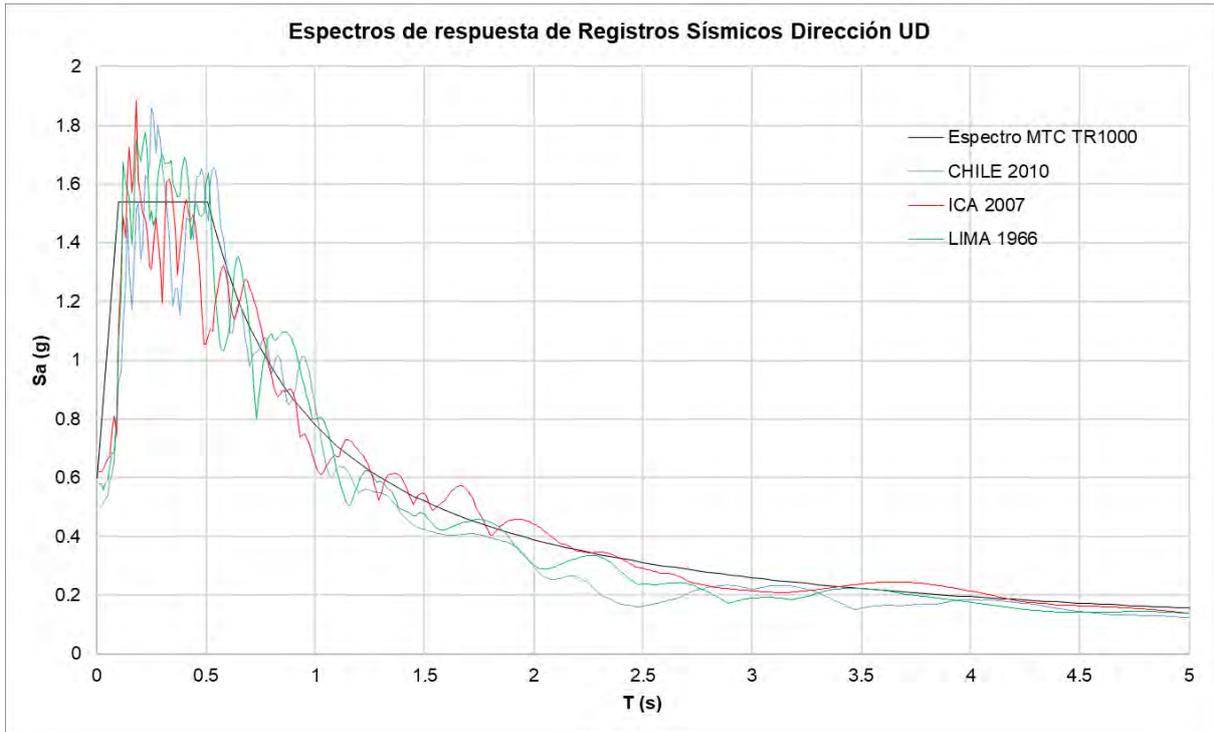






## ESPECTROS DE RESPUESTA DE REGISTROS SÍSMICOS TR1000



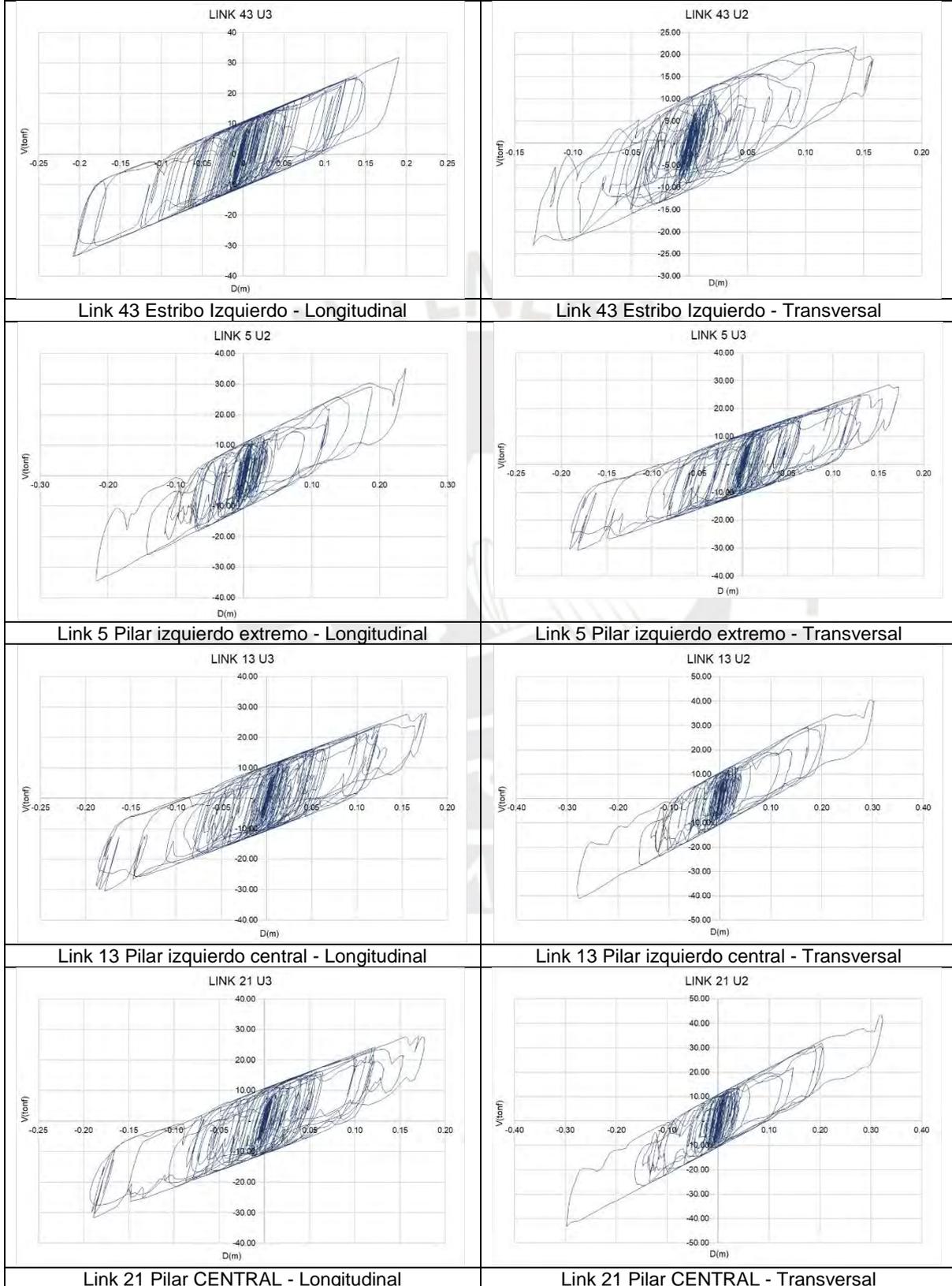


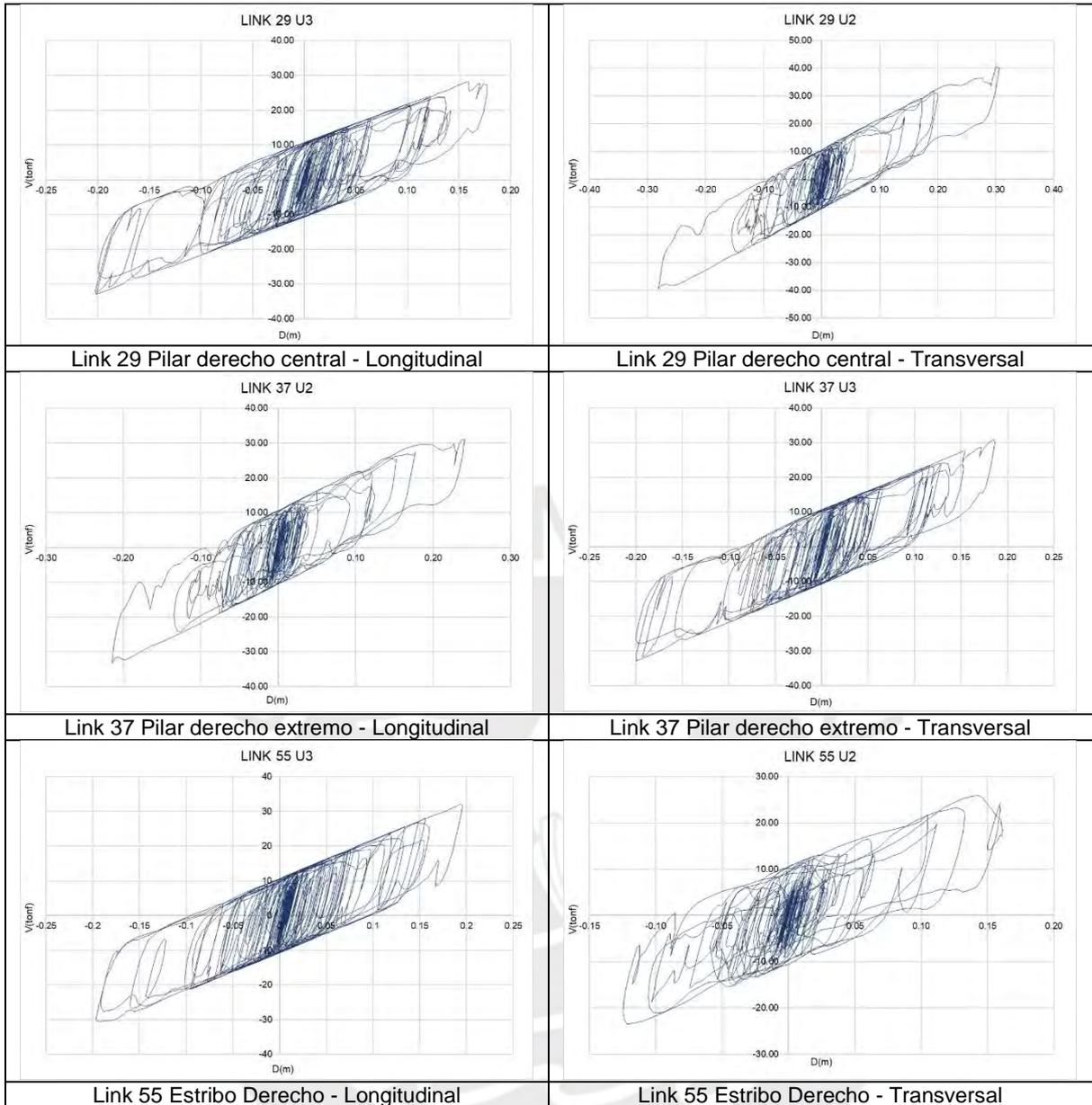
# DIAGRAMAS DE HISTÉRESIS EN DISPOSITIVOS SÍSMICOS

## CASO 1: PUENTE QUILCA CON AISLADORES SÍSMICOS LRB

### DIAGRAMAS FUERZA CORTANTE VS DESPLAZAMIENTO $\lambda_{min}$

Tabla 76. Diagramas de Histéresis en Aisladores - Caso CHILE 2010 TR1000  $\lambda_{min}$ .





Link 29 Pilar derecho central - Longitudinal

Link 29 Pilar derecho central - Transversal

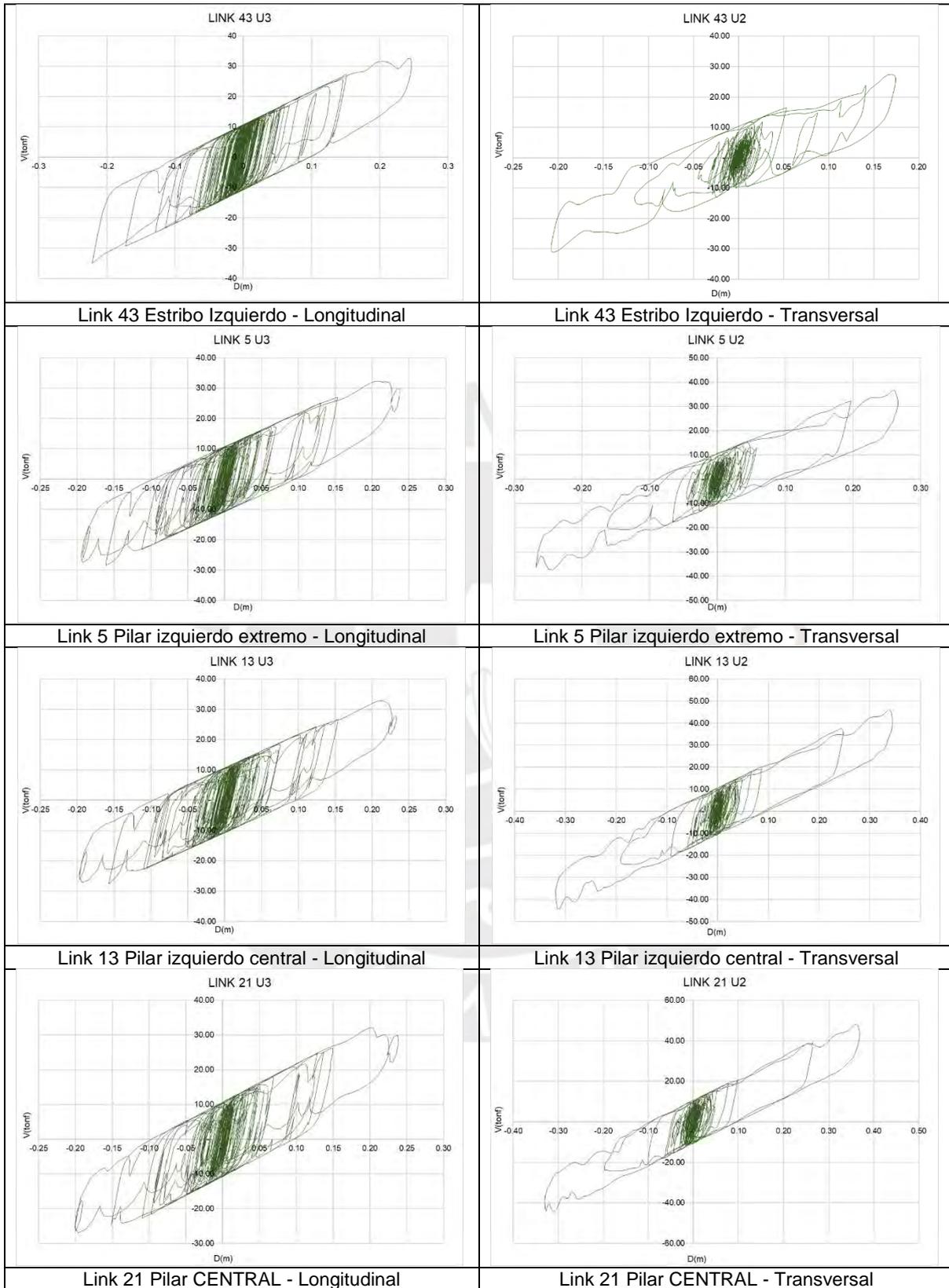
Link 37 Pilar derecho extremo - Longitudinal

Link 37 Pilar derecho extremo - Transversal

Link 55 Estribo Derecho - Longitudinal

Link 55 Estribo Derecho - Transversal

Tabla 77. Diagramas de Histéresis en Aisladores - Caso LIMA 1966 TR1000  $\lambda$ min.



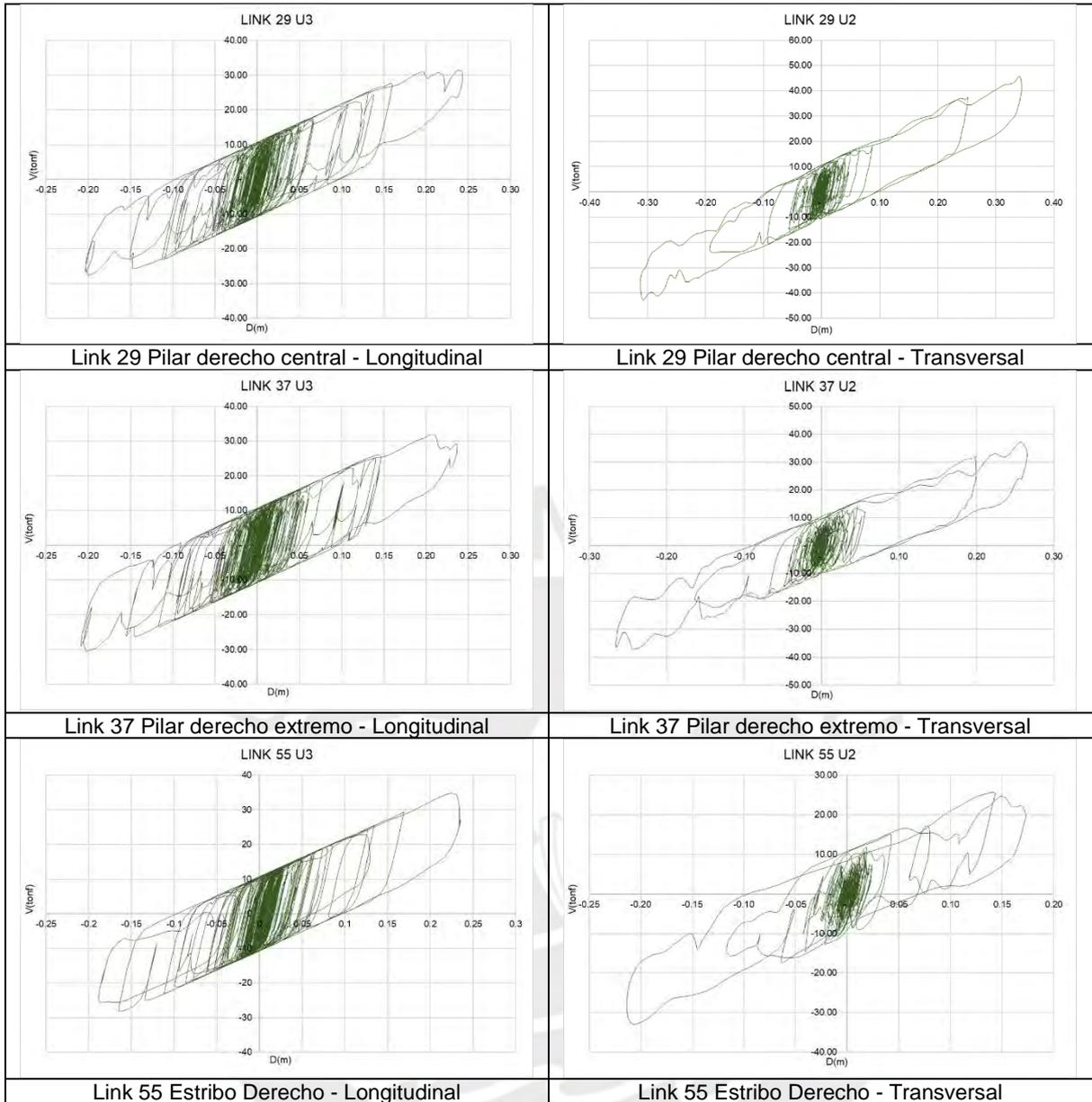
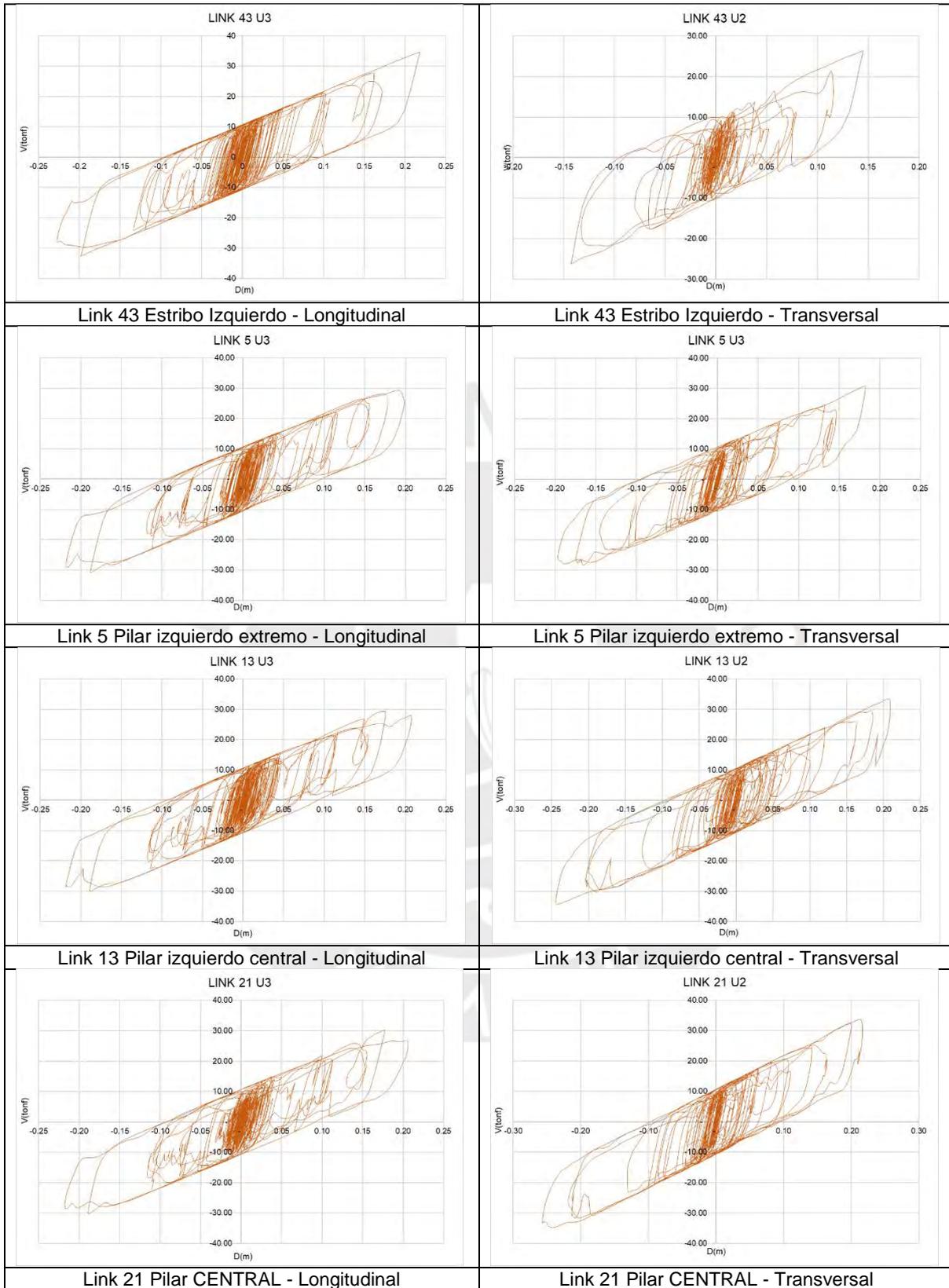
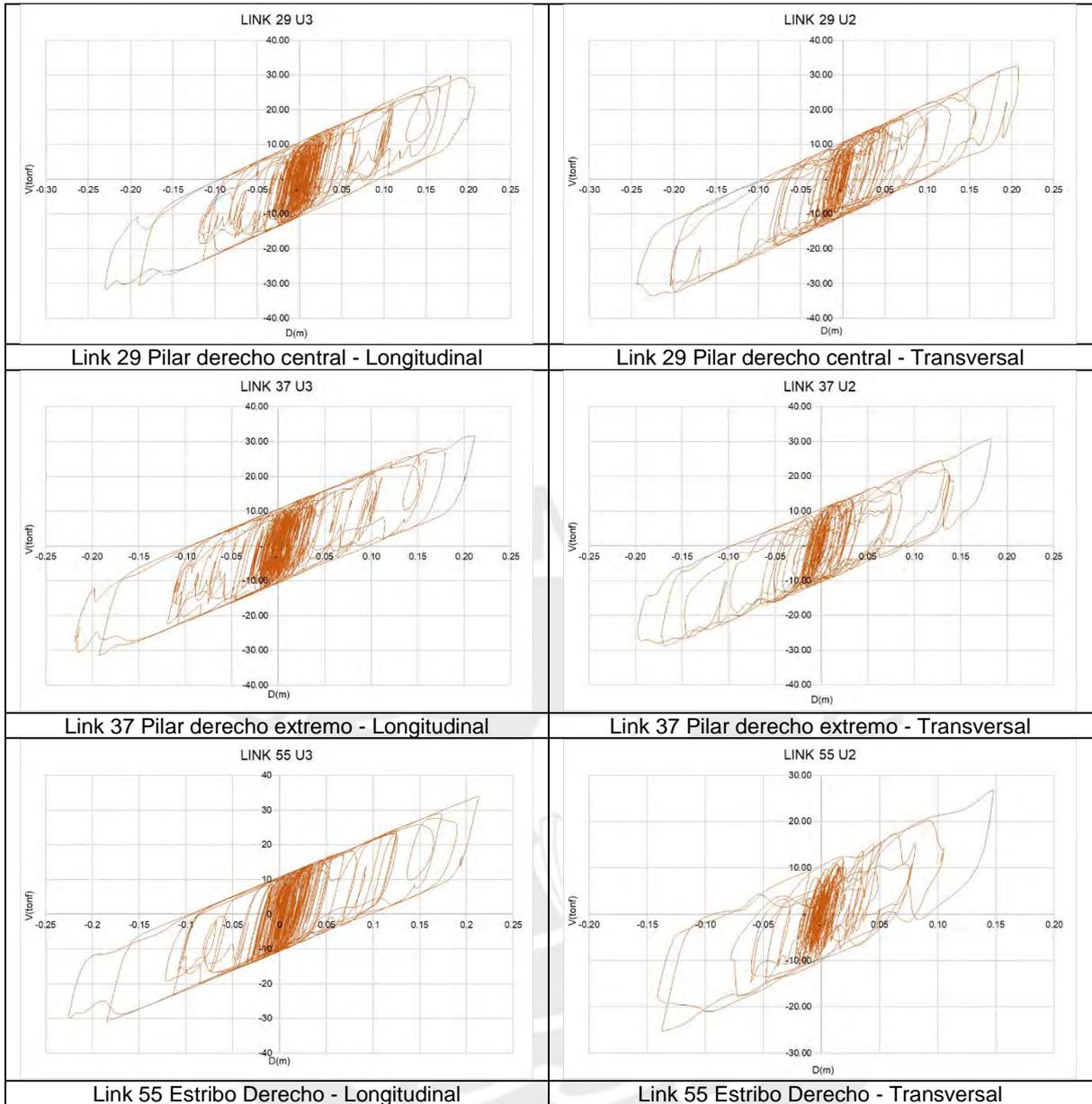


Tabla 78. Diagramas de Histéresis en Aisladores - Caso ICA 2007 TR1000  $\lambda$ min.





Link 29 Pilar derecho central - Longitudinal

Link 29 Pilar derecho central - Transversal

Link 37 Pilar derecho extremo - Longitudinal

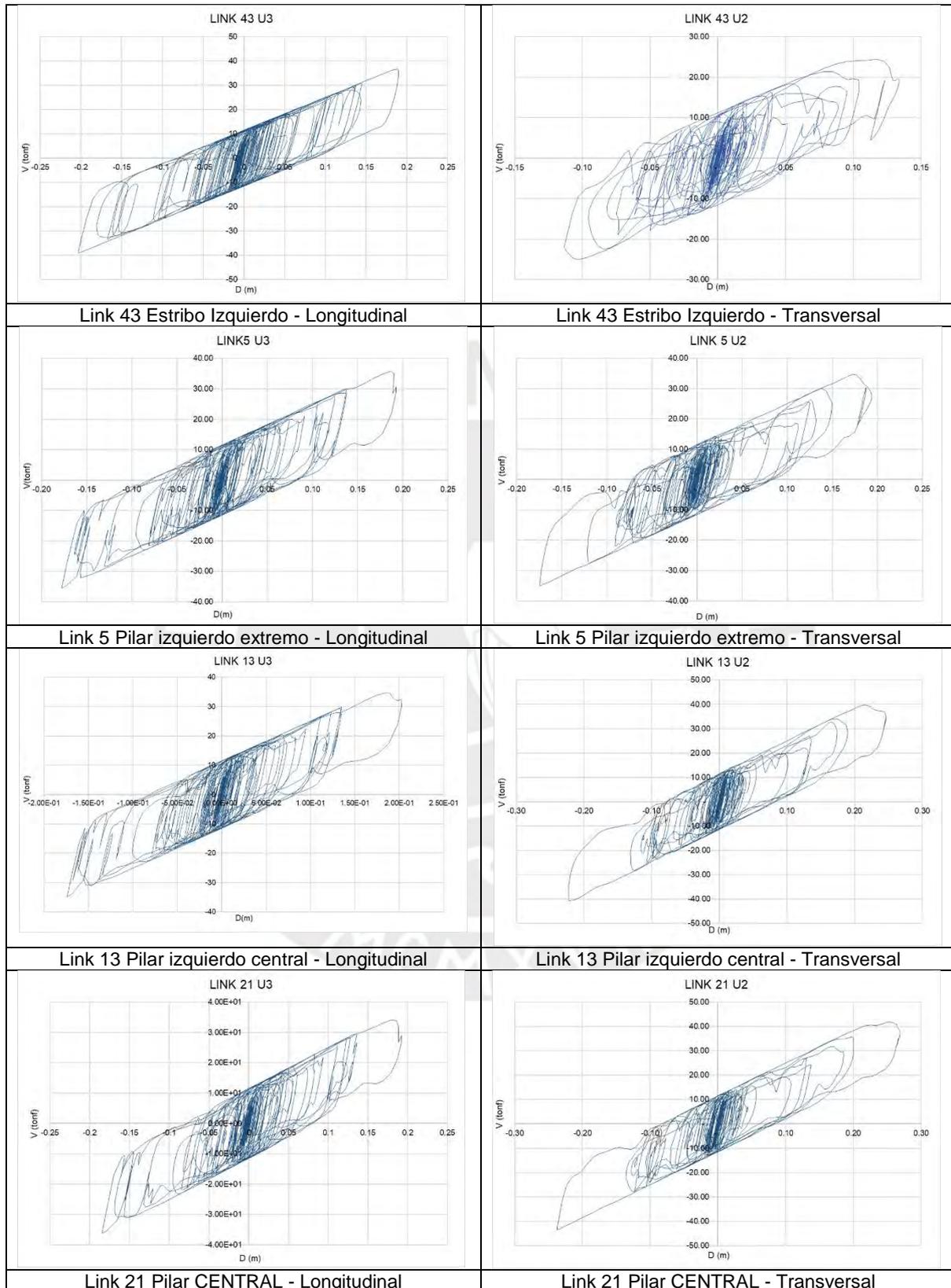
Link 37 Pilar derecho extremo - Transversal

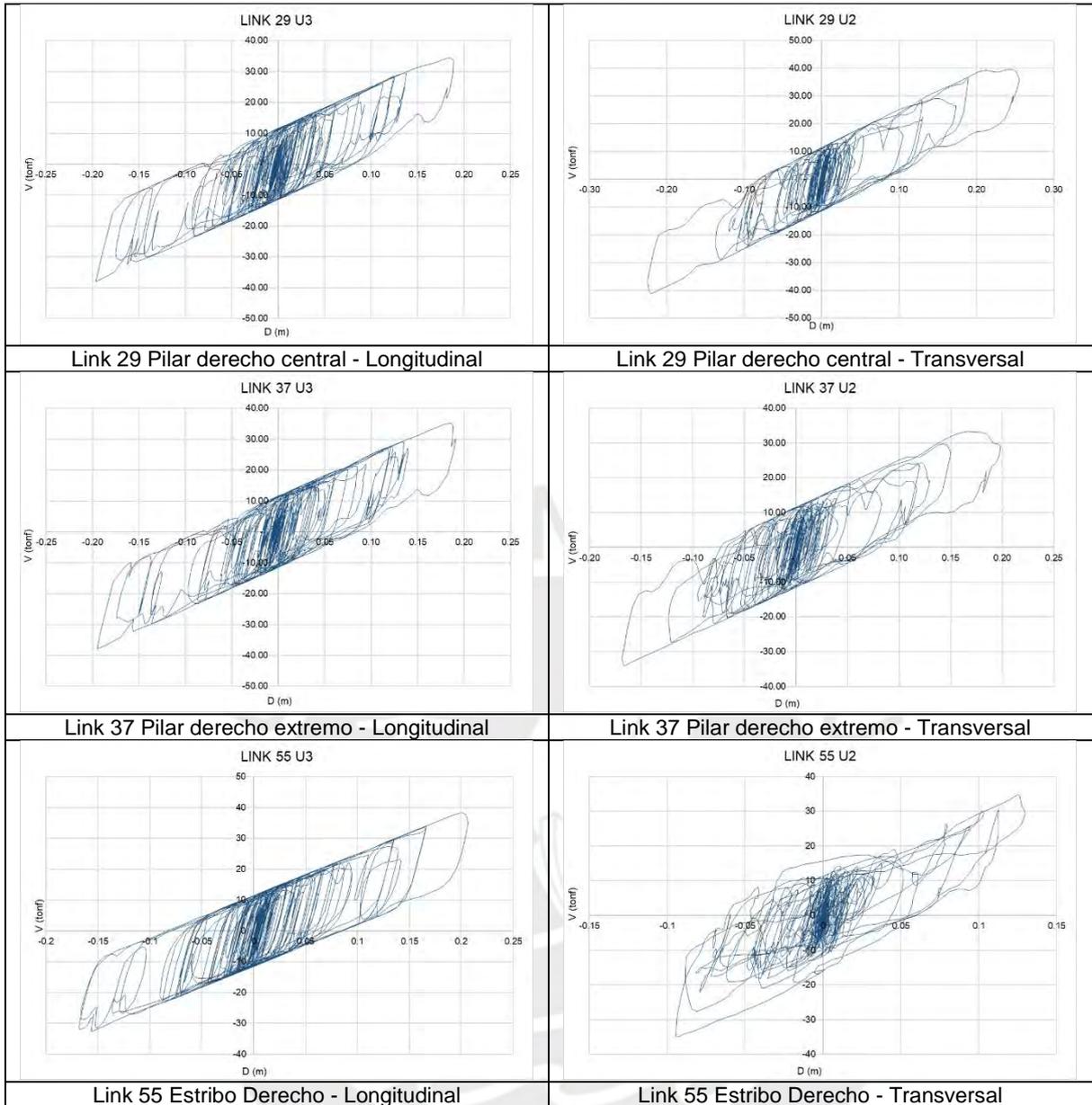
Link 55 Estribo Derecho - Longitudinal

Link 55 Estribo Derecho - Transversal

## DIAGRAMAS FUERZA CORTANTE VS DESPLAZAMIENTO $\lambda_{m\acute{a}x}$

Tabla 79. Diagramas de Histéresis en Aisladores - Caso CHILE 2010 TR1000  $\lambda_{m\acute{a}x}$ .





Link 29 Pilar derecho central - Longitudinal

Link 29 Pilar derecho central - Transversal

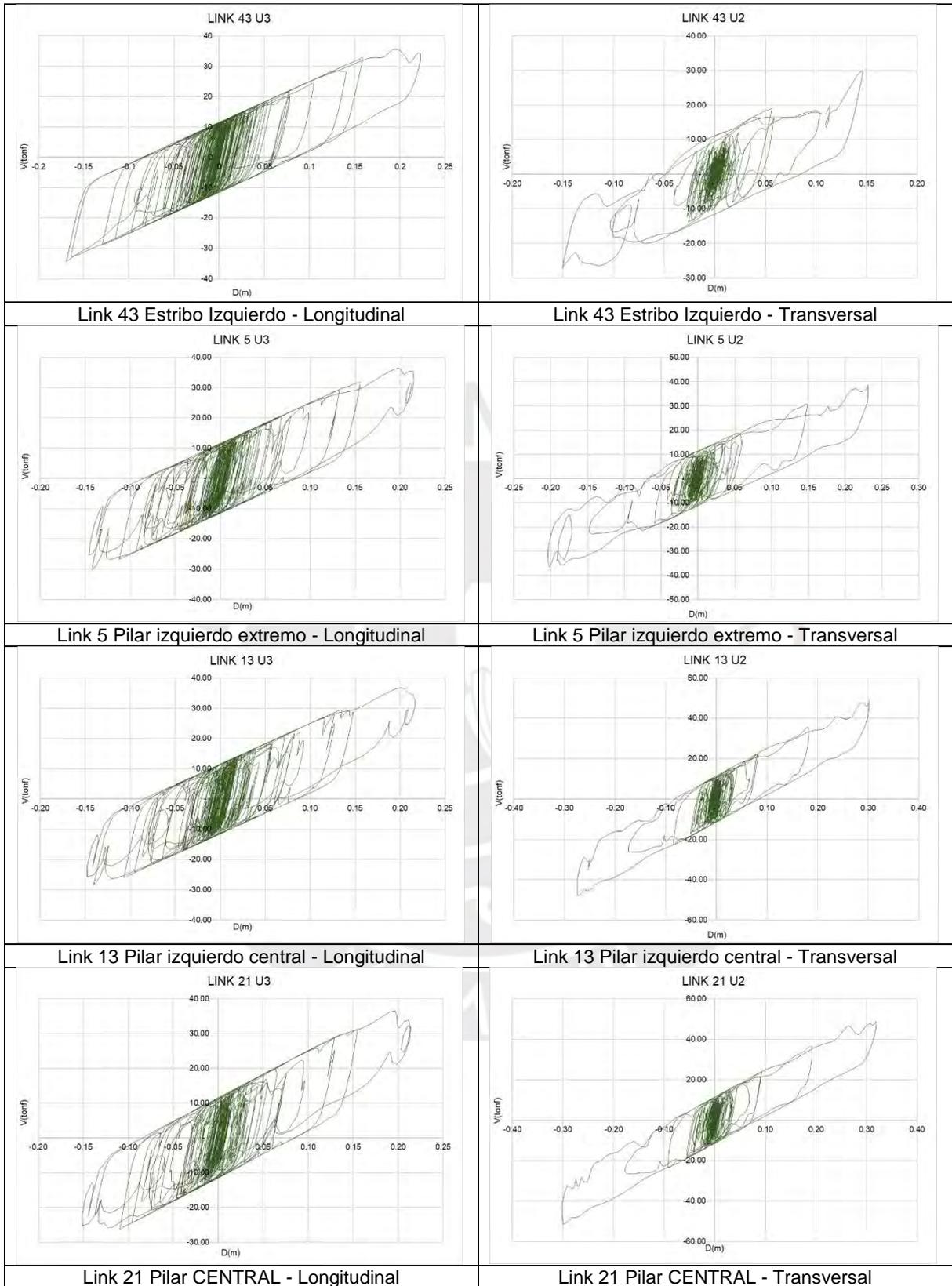
Link 37 Pilar derecho extremo - Longitudinal

Link 37 Pilar derecho extremo - Transversal

Link 55 Estribo Derecho - Longitudinal

Link 55 Estribo Derecho - Transversal

Tabla 80. Diagramas de Histéresis en Aisladores - Caso LIMA 1966 TR1000 λmáx.



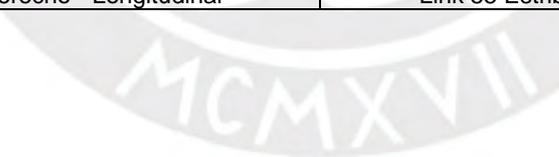
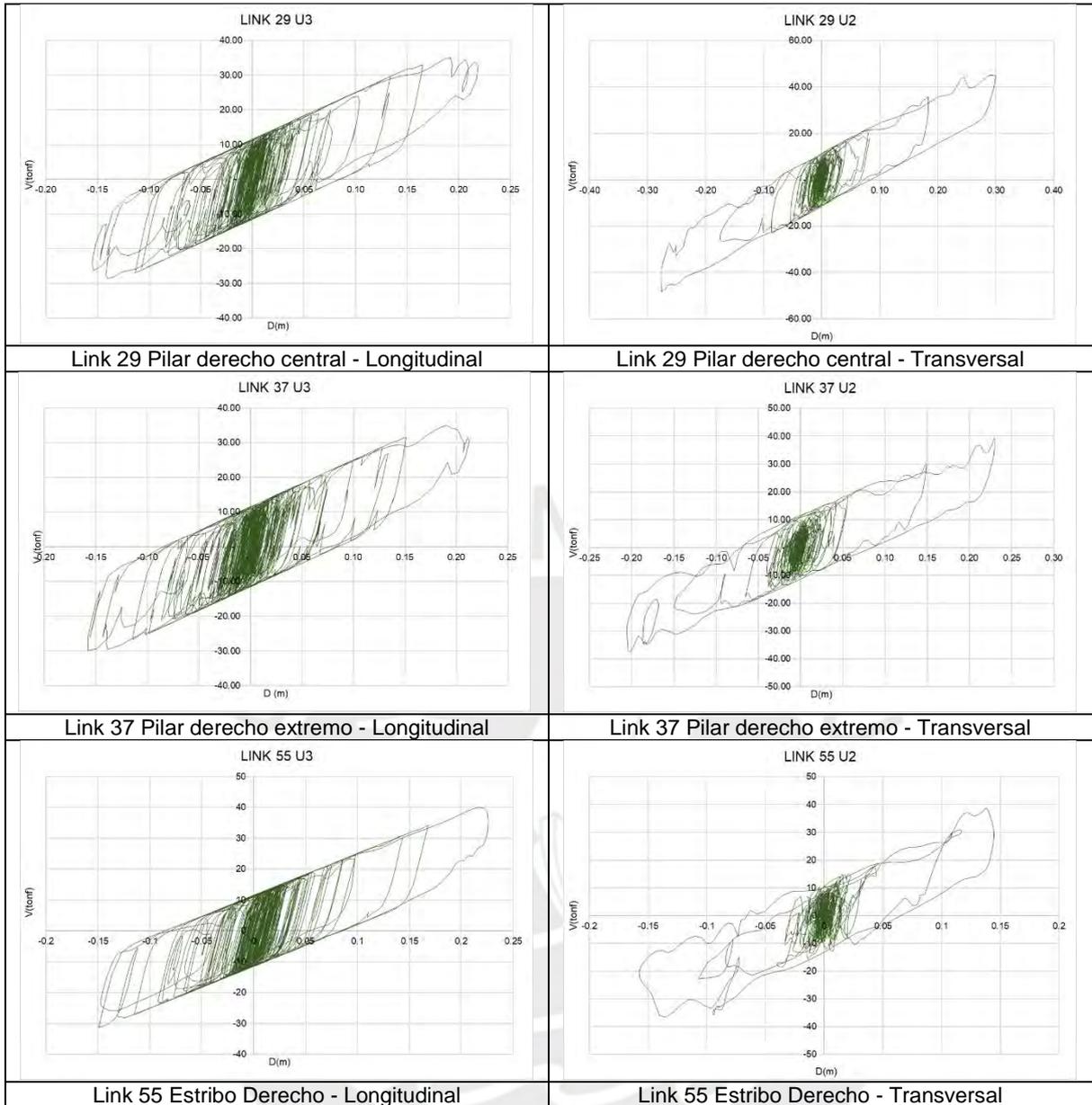
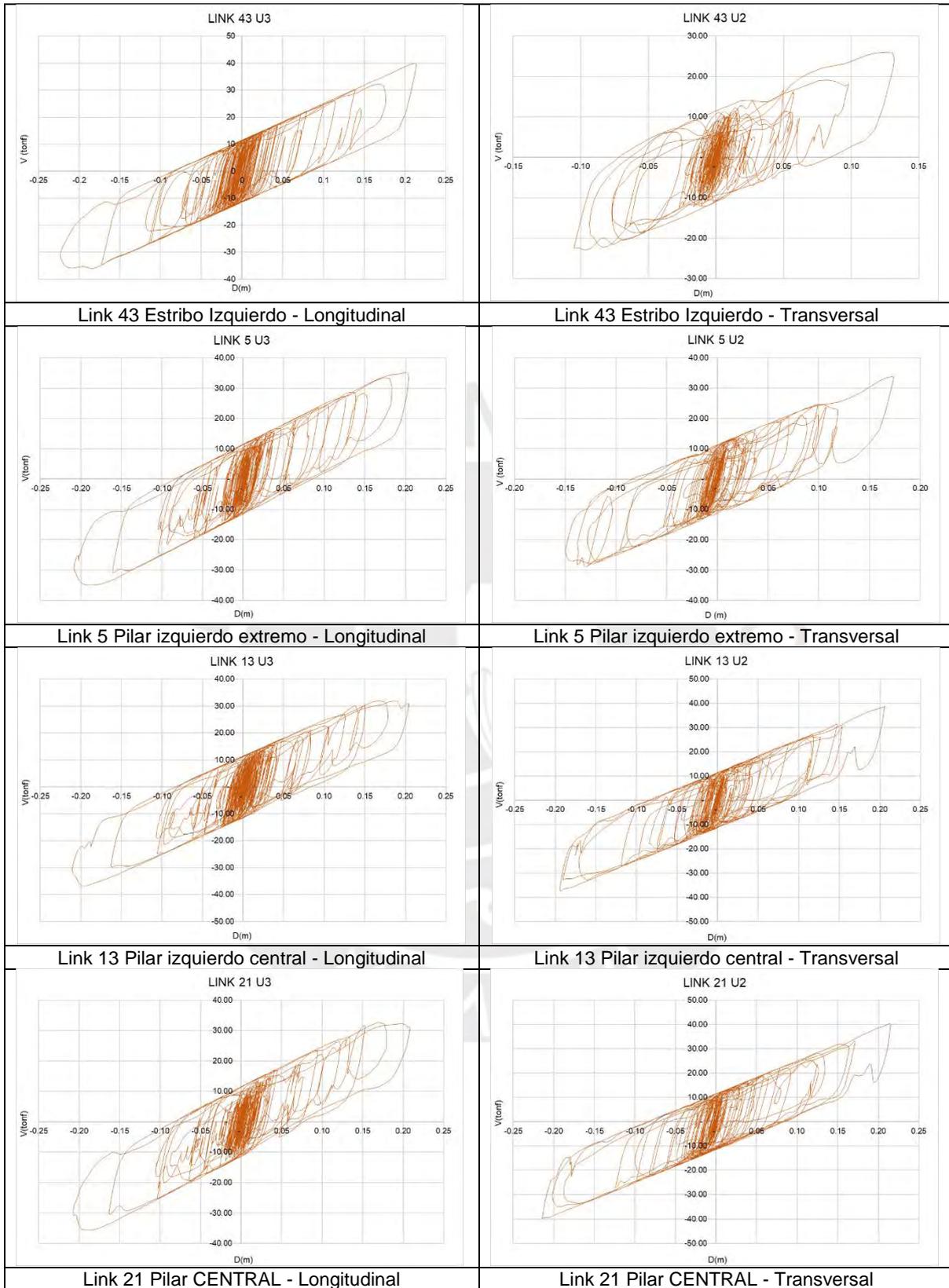
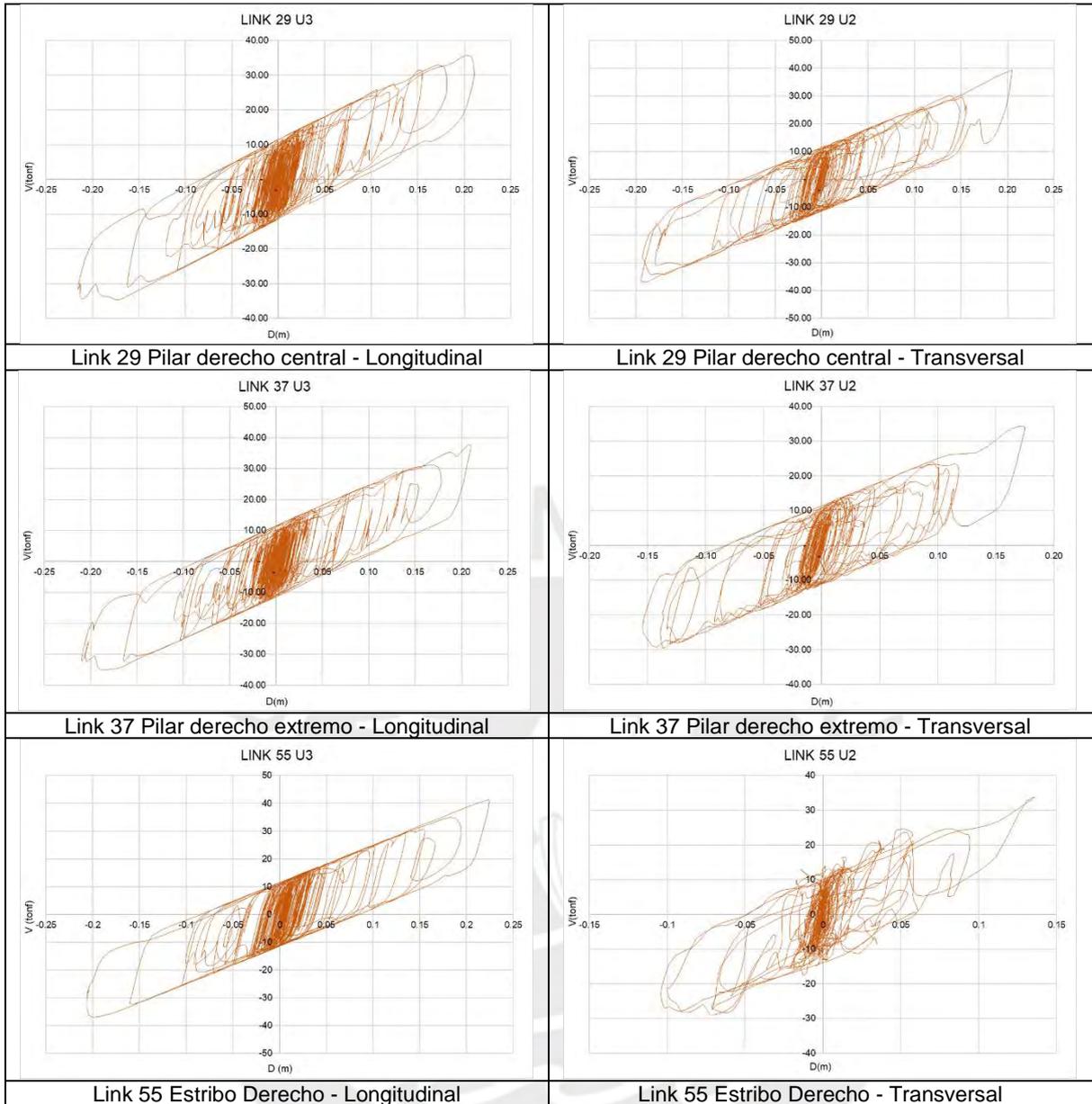


Tabla 81. Diagramas de Histéresis en Aisladores - Caso ICA 2007 TR1000  $\lambda_{m\acute{a}x}$ .

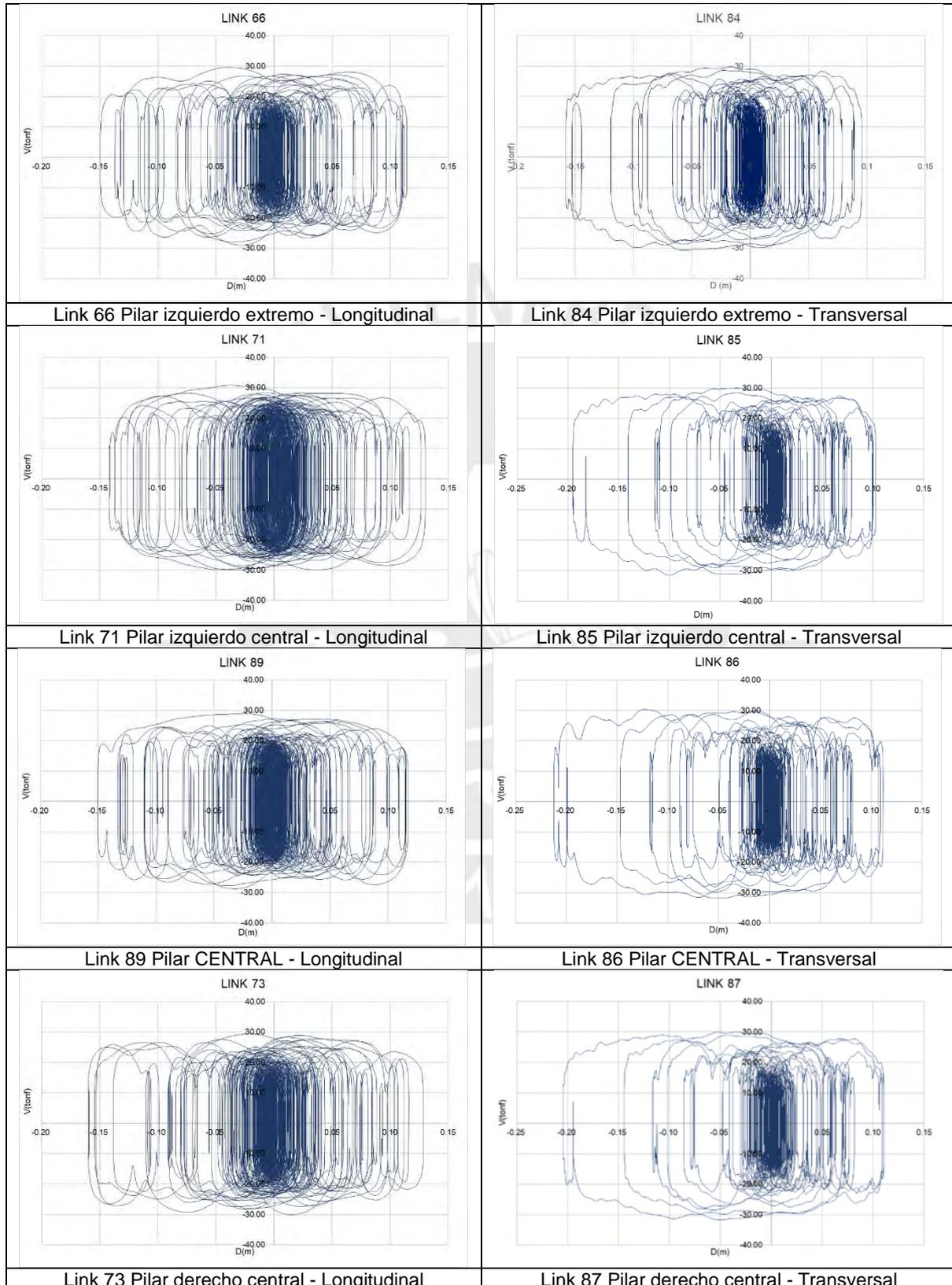




## CASO 2: PUENTE QUILCA CON AISLADORES SÍSMICOS LRB Y DISIPADORES SÍSMICOS DE FLUIDO VISCOSO

### DIAGRAMAS FUERZA CORTANTE VS DESPLAZAMIENTO $\lambda_{min}$

Tabla 82. Diagramas de Histéresis en Disipadores de fluido viscoso - Caso CHILE 2010 TR1000  $\lambda_{min}$ .



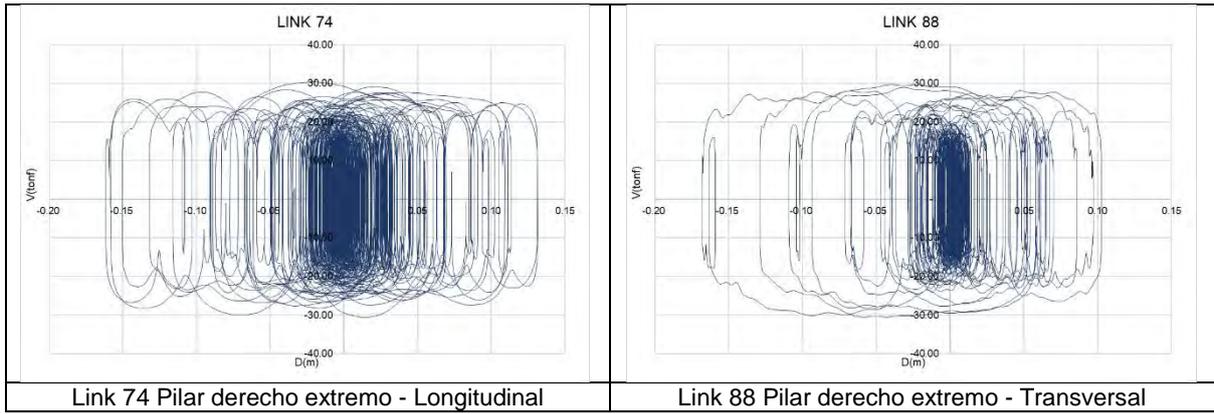
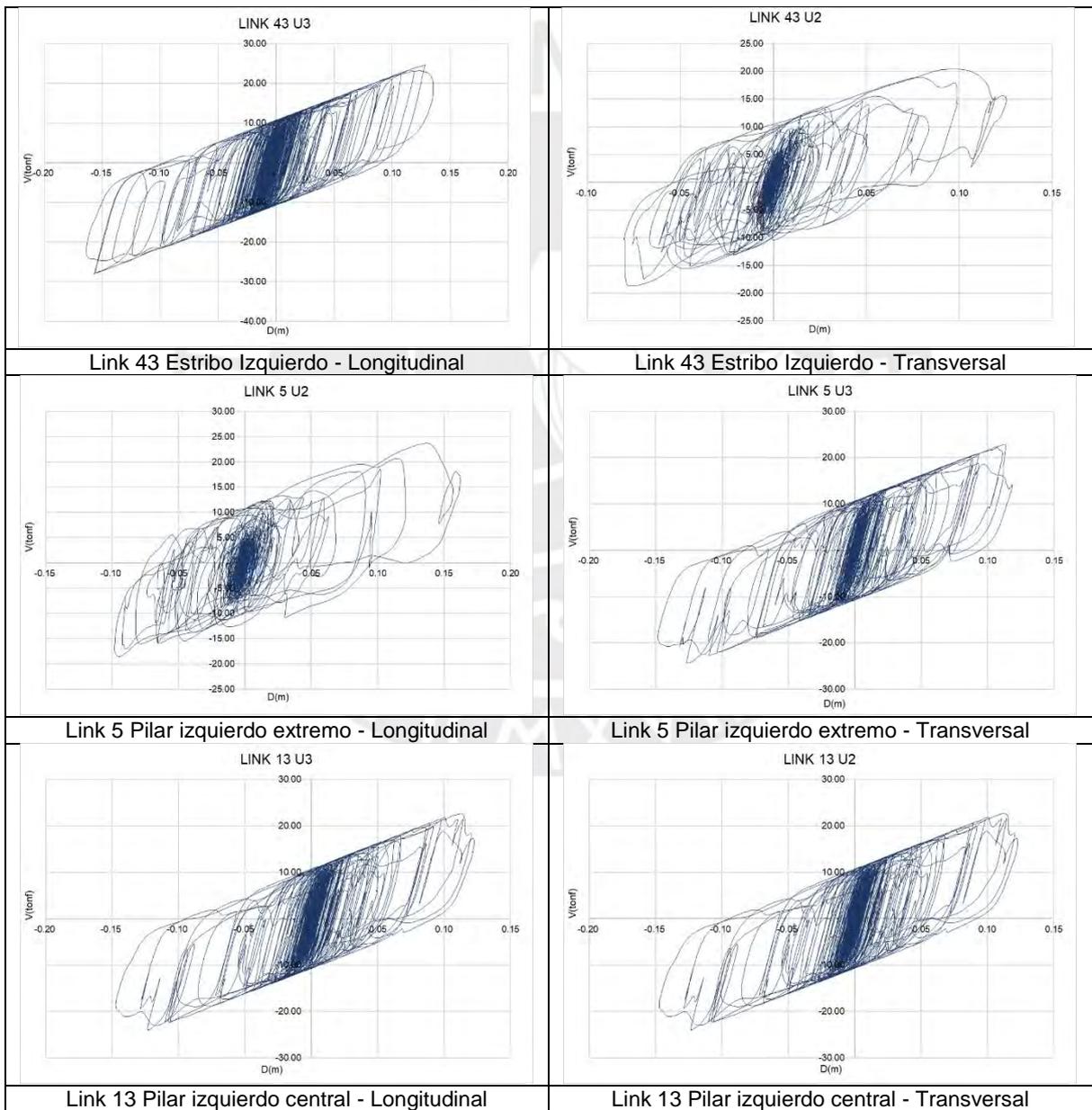


Tabla 83. Diagramas de Histéresis en Aisladores - Caso CHILE 2010 TR1000  $\lambda_{min}$



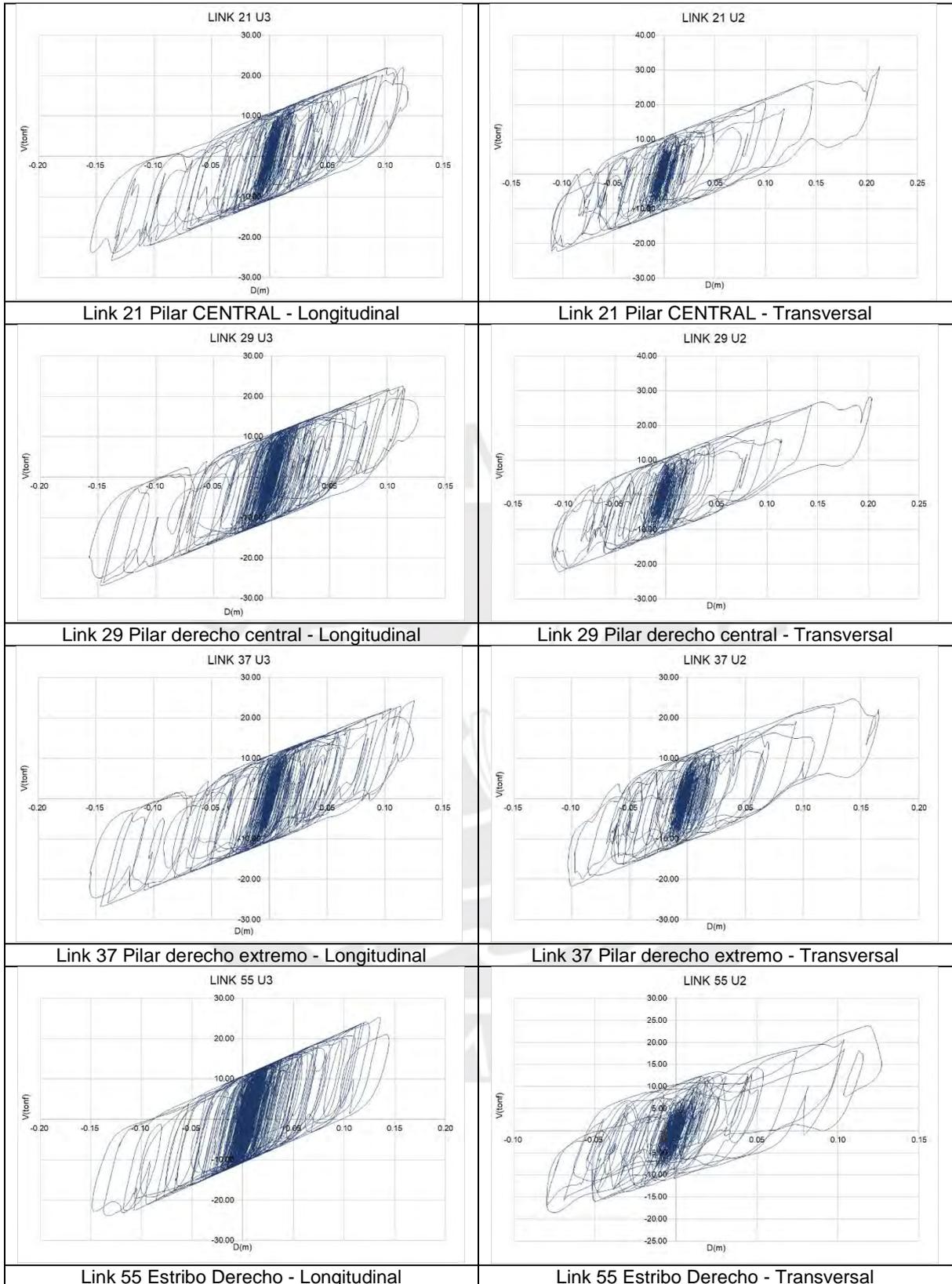
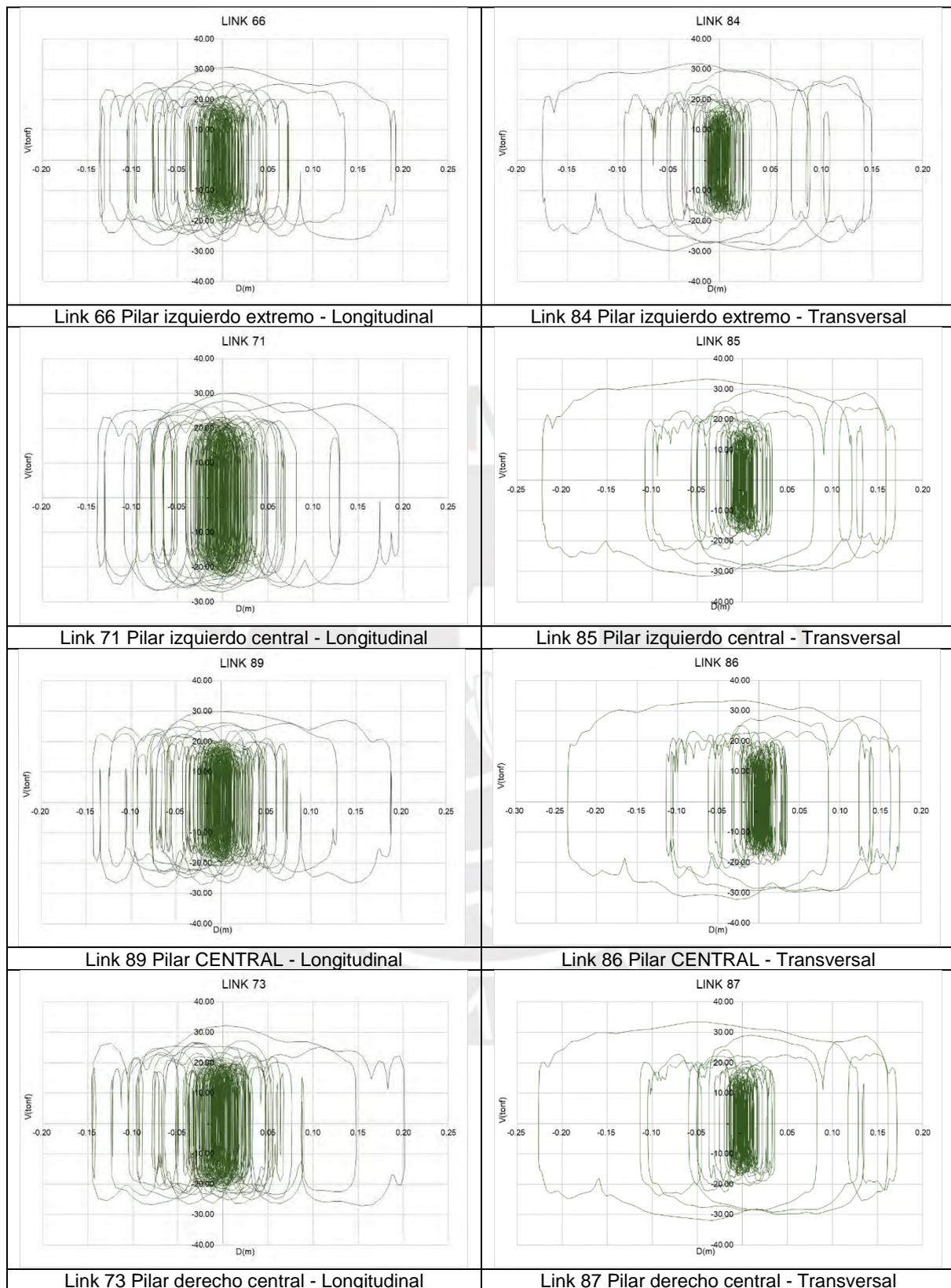


Tabla 84. Diagramas de Histéresis en Disipadores de fluido viscoso - Caso LIMA 1966 TR1000 λmin.



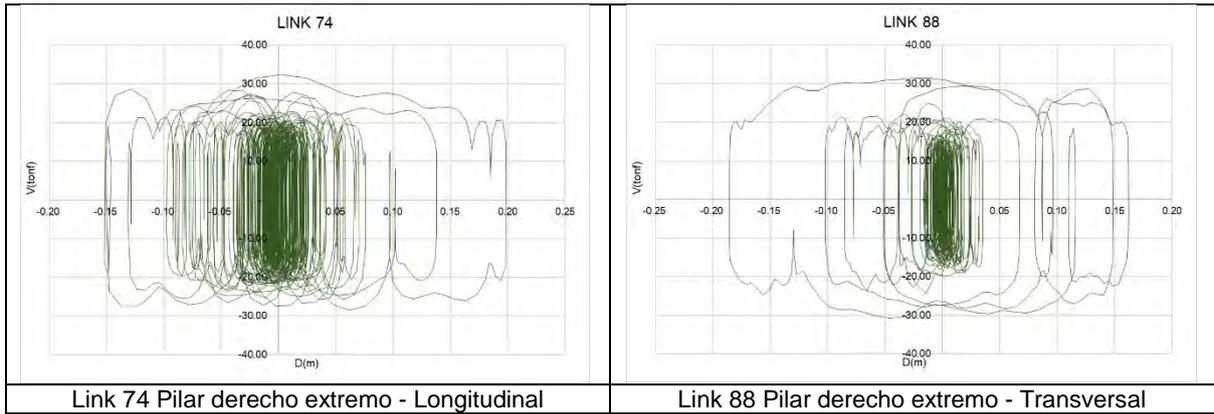
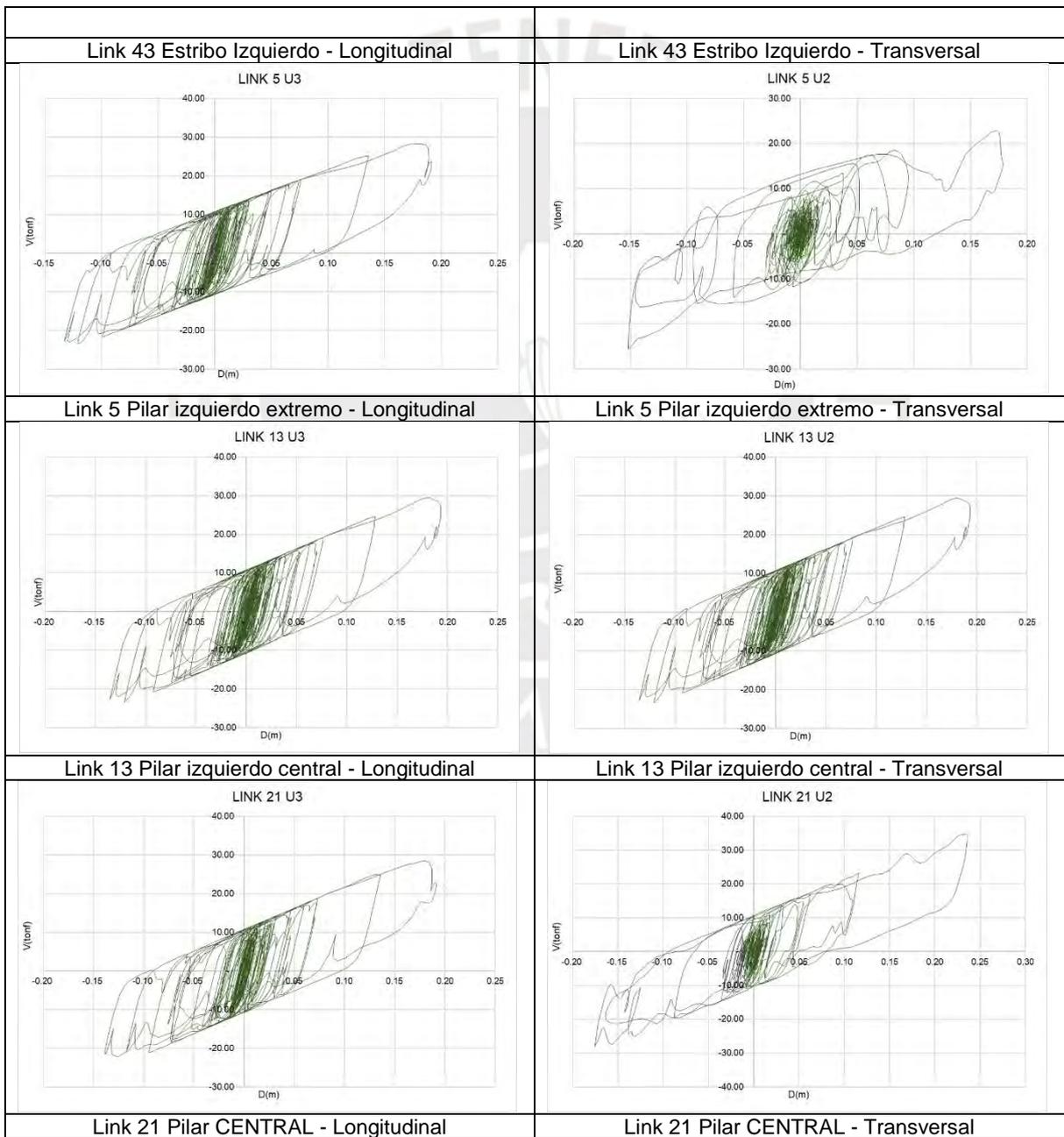


Tabla 85. Diagramas de Histéresis en Aisladores - Caso LIMA 1966 TR1000  $\lambda$ min.



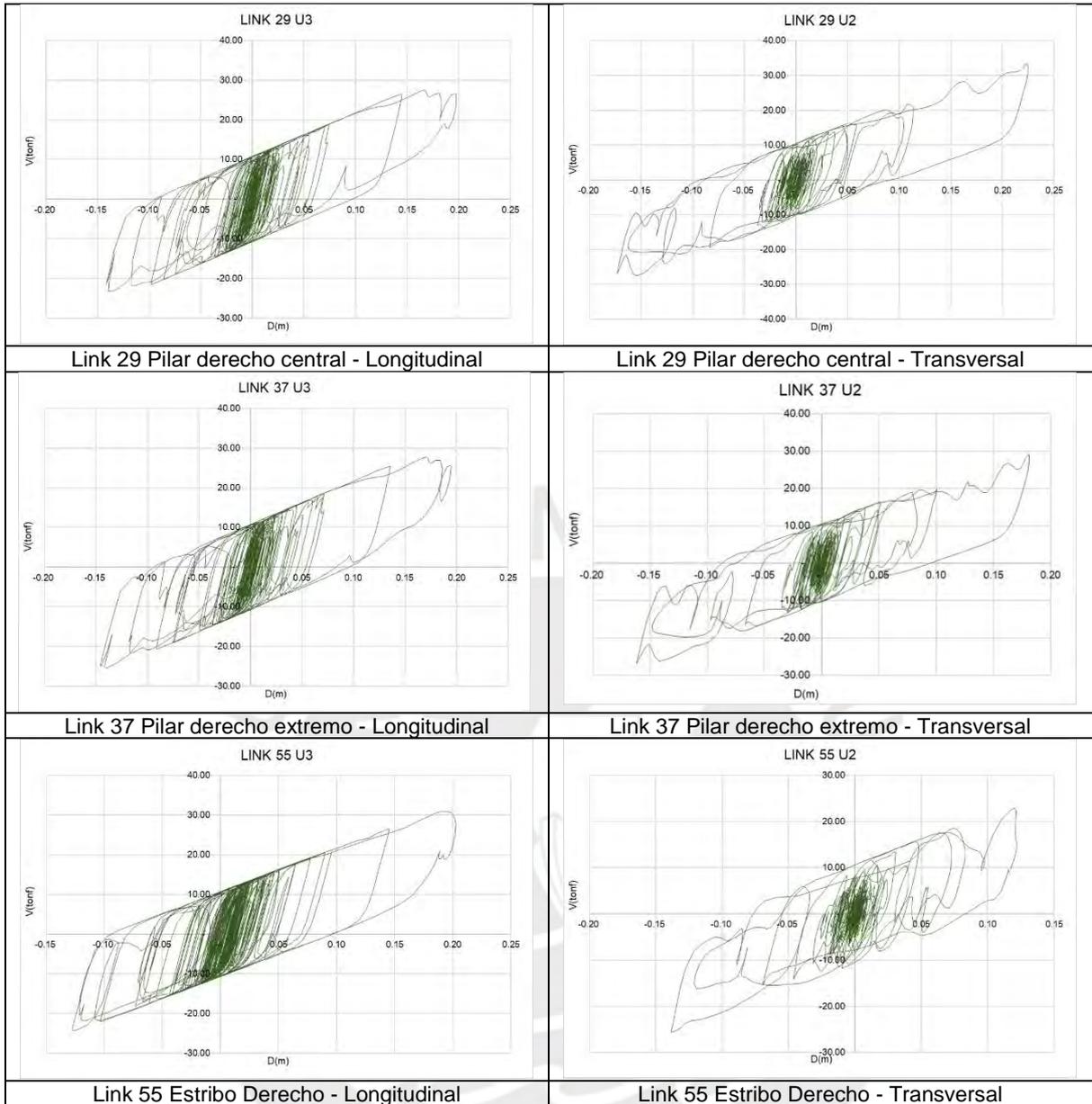
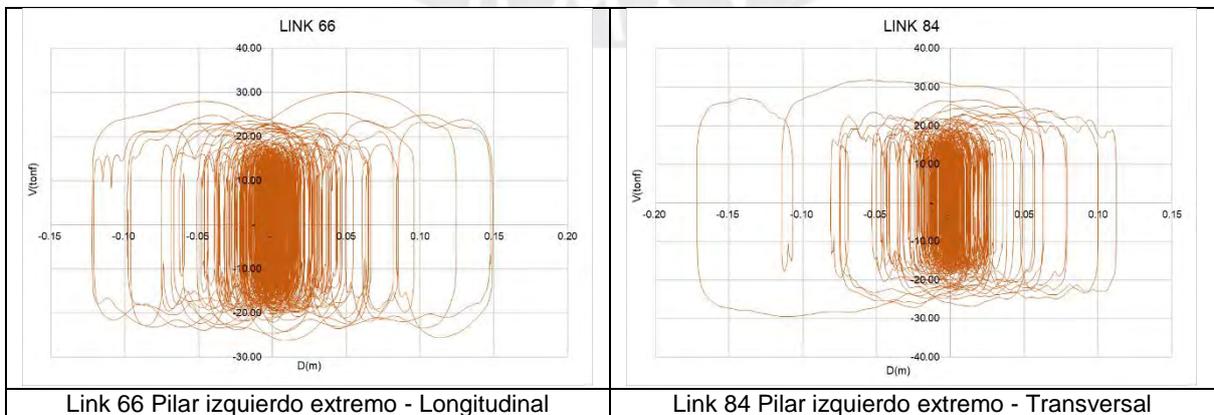


Tabla 86. Diagramas de Histéresis en Disipadores de fluido viscoso - Caso ICA 2007 TR1000  $\lambda$ min.



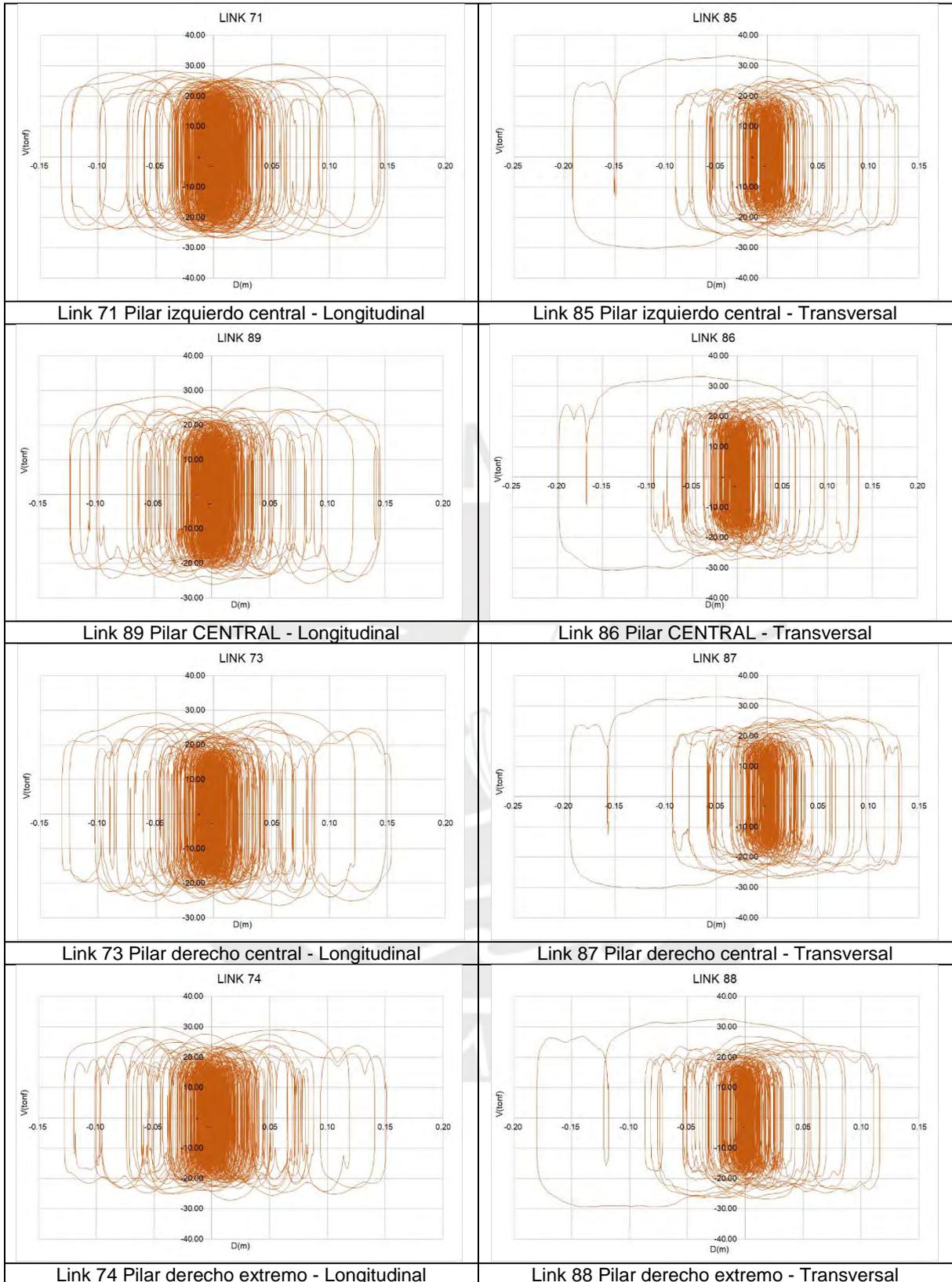
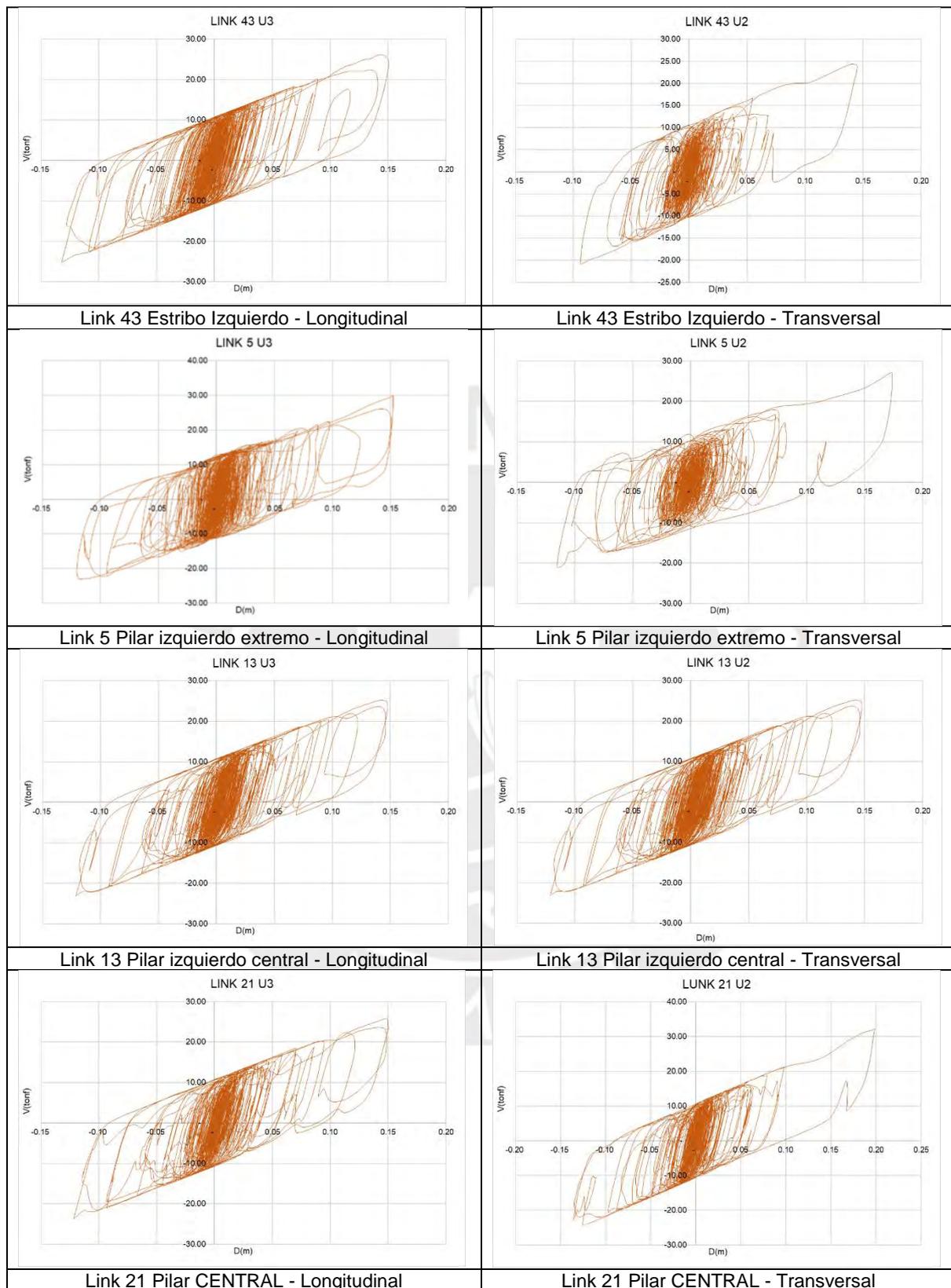
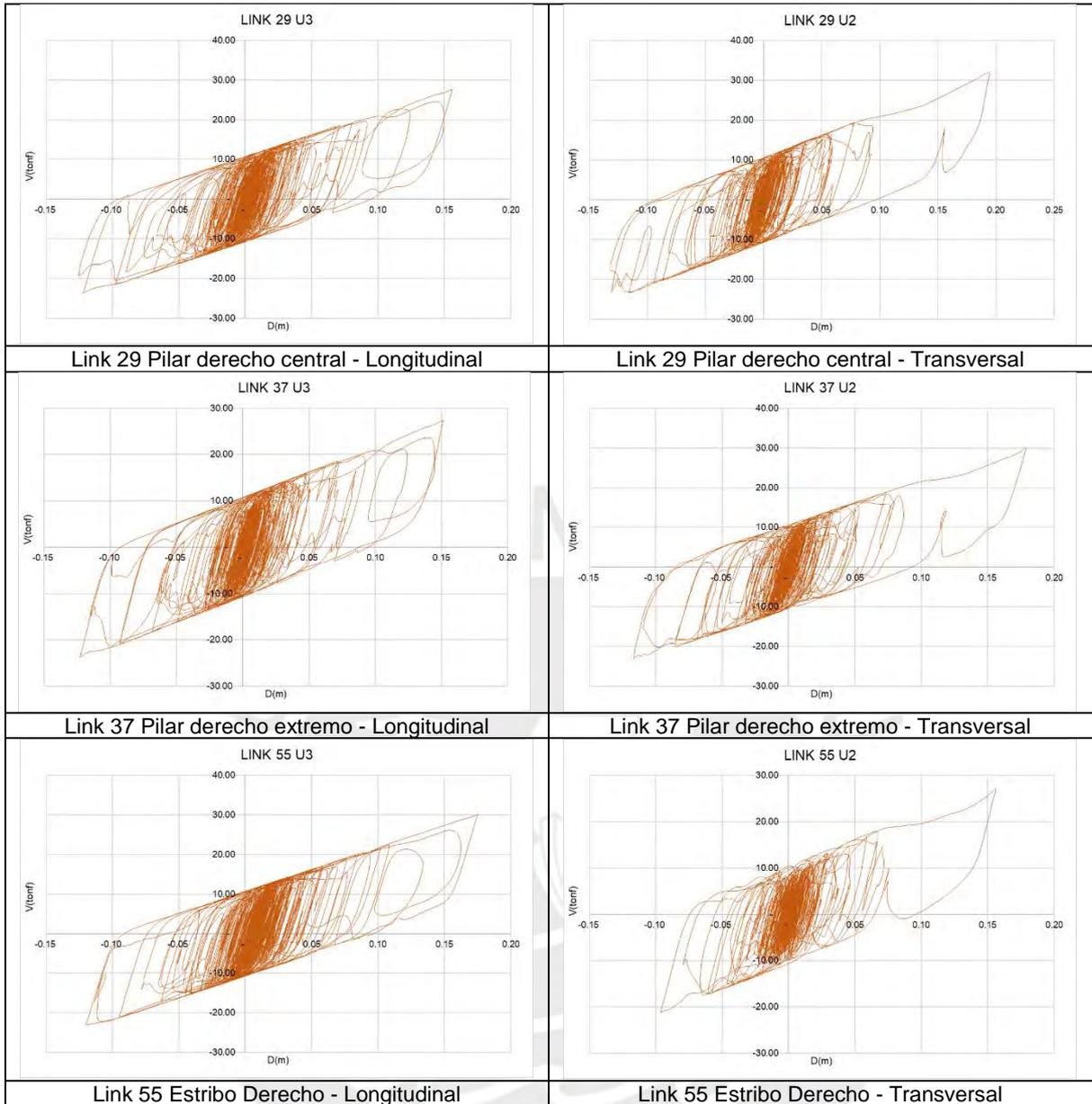


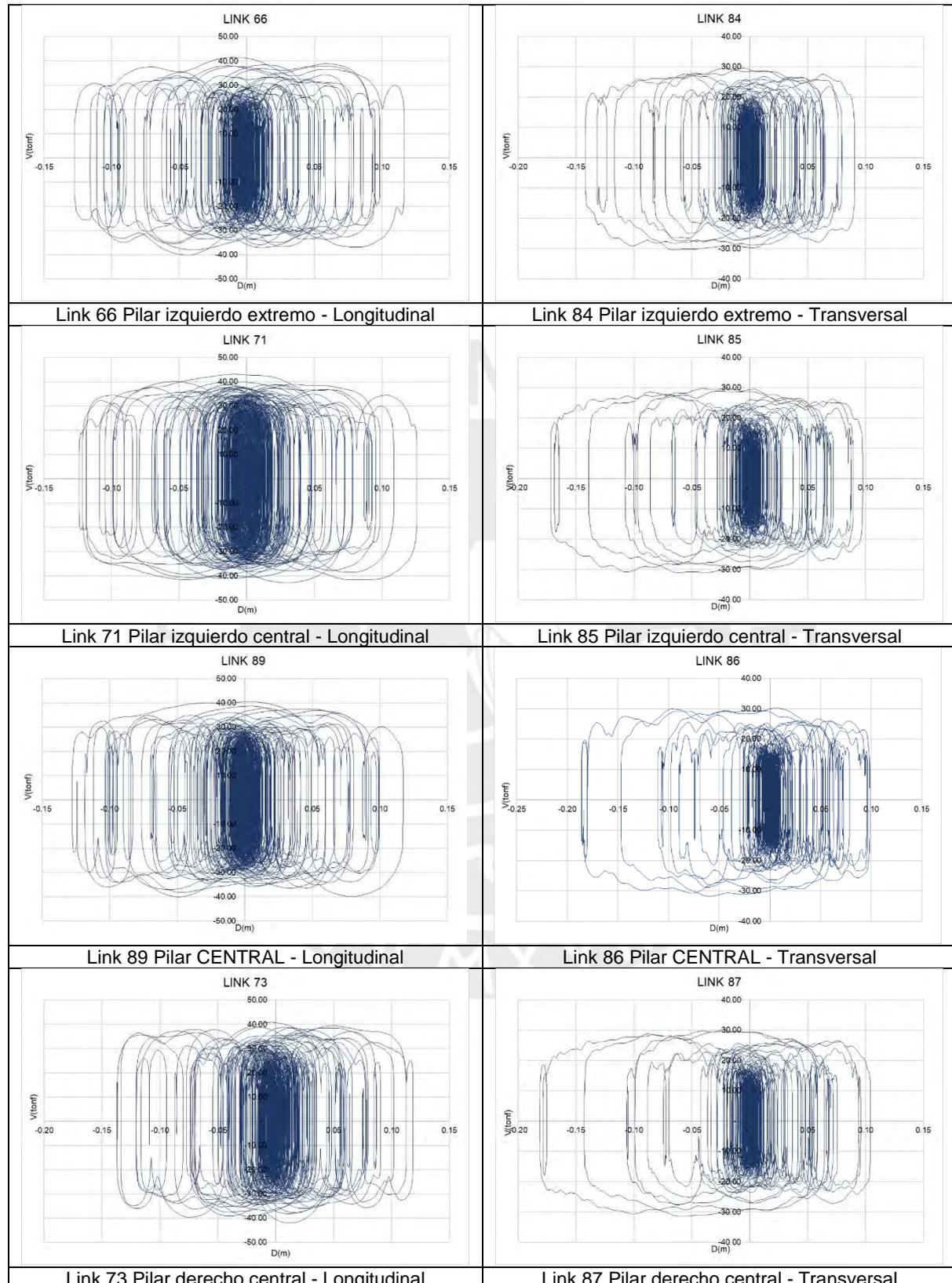
Tabla 87. Diagramas de Histéresis en Aisladores - Caso ICA 2007 TR1000  $\lambda_{min}$





## DIAGRAMAS FUERZA CORTANTE VS DESPLAZAMIENTO $\lambda_{m\acute{a}x}$

Tabla 88. Diagramas de Histéresis en Disipadores de fluido viscoso - Caso CHILE 2010 TR1000  $\lambda_{m\acute{a}x}$



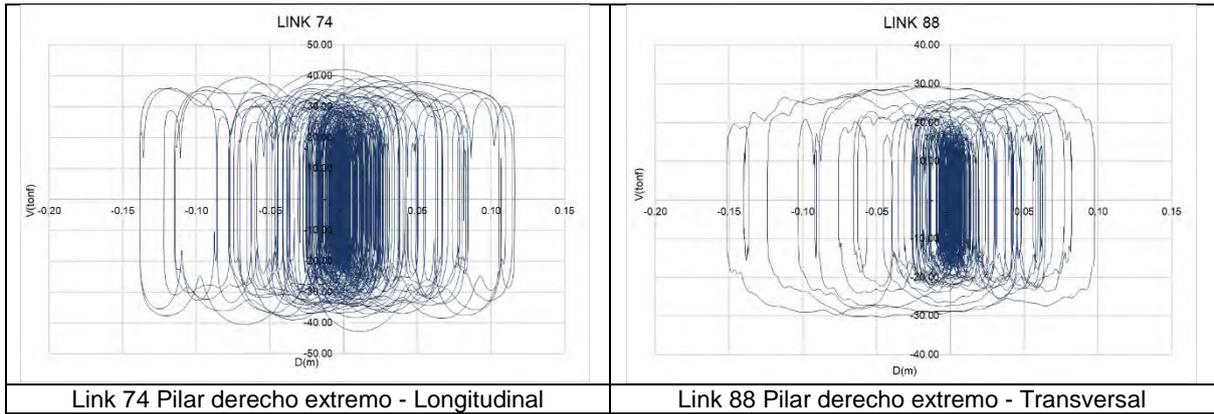
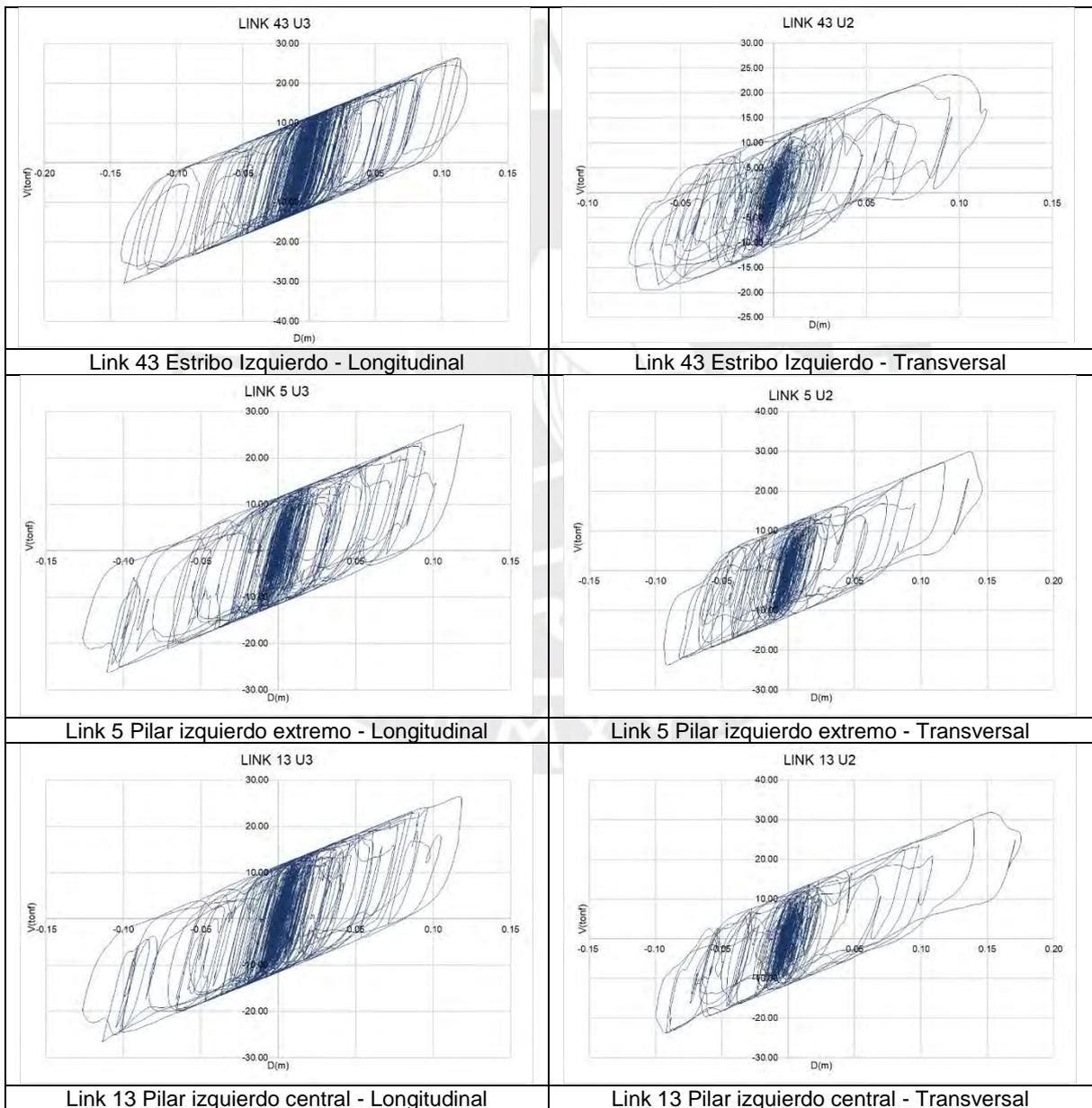


Tabla 89. Diagramas de Histéresis en Aisladores - Caso CHILE 2010 TR1000  $\lambda_{m\acute{a}x}$



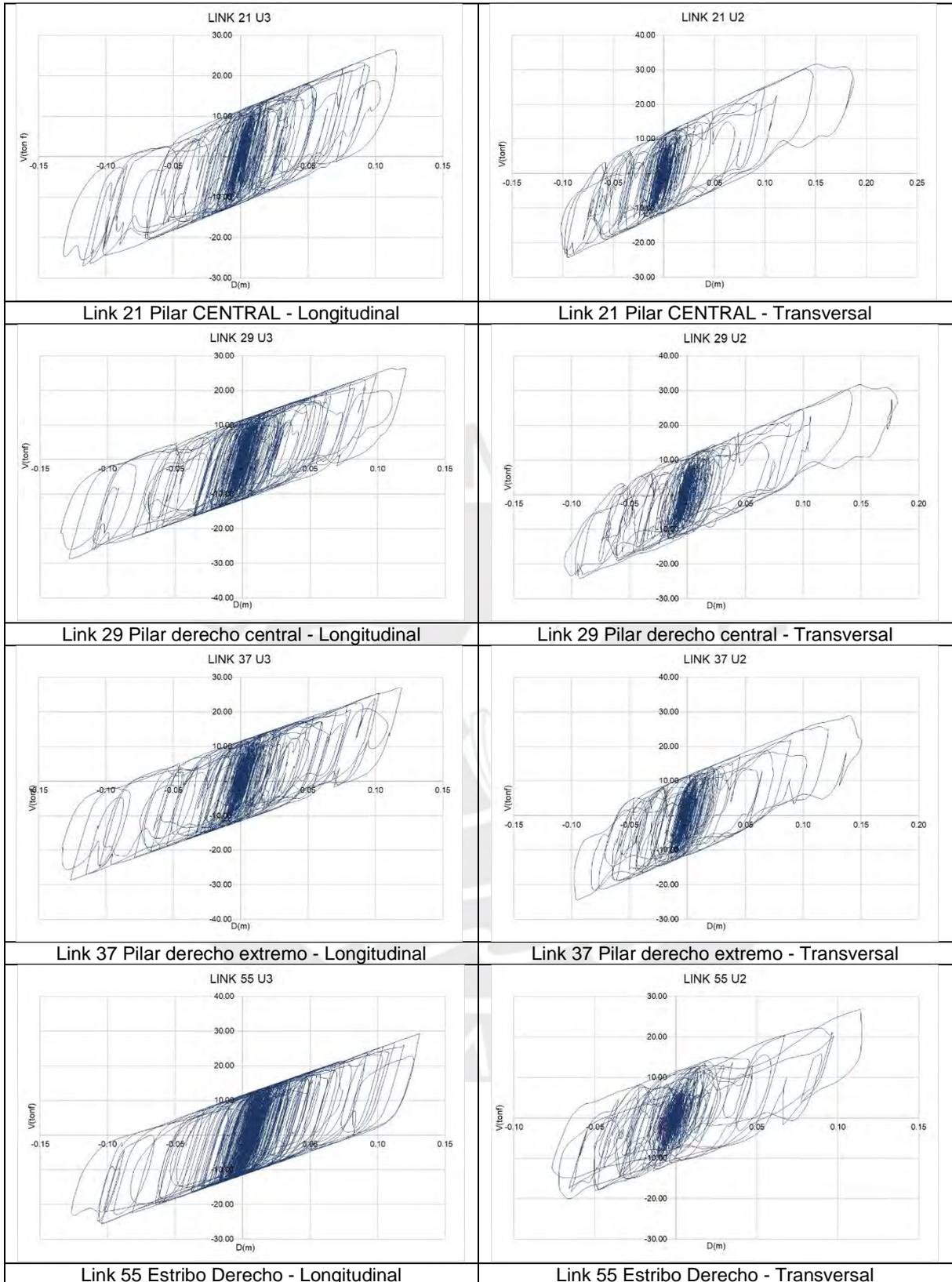
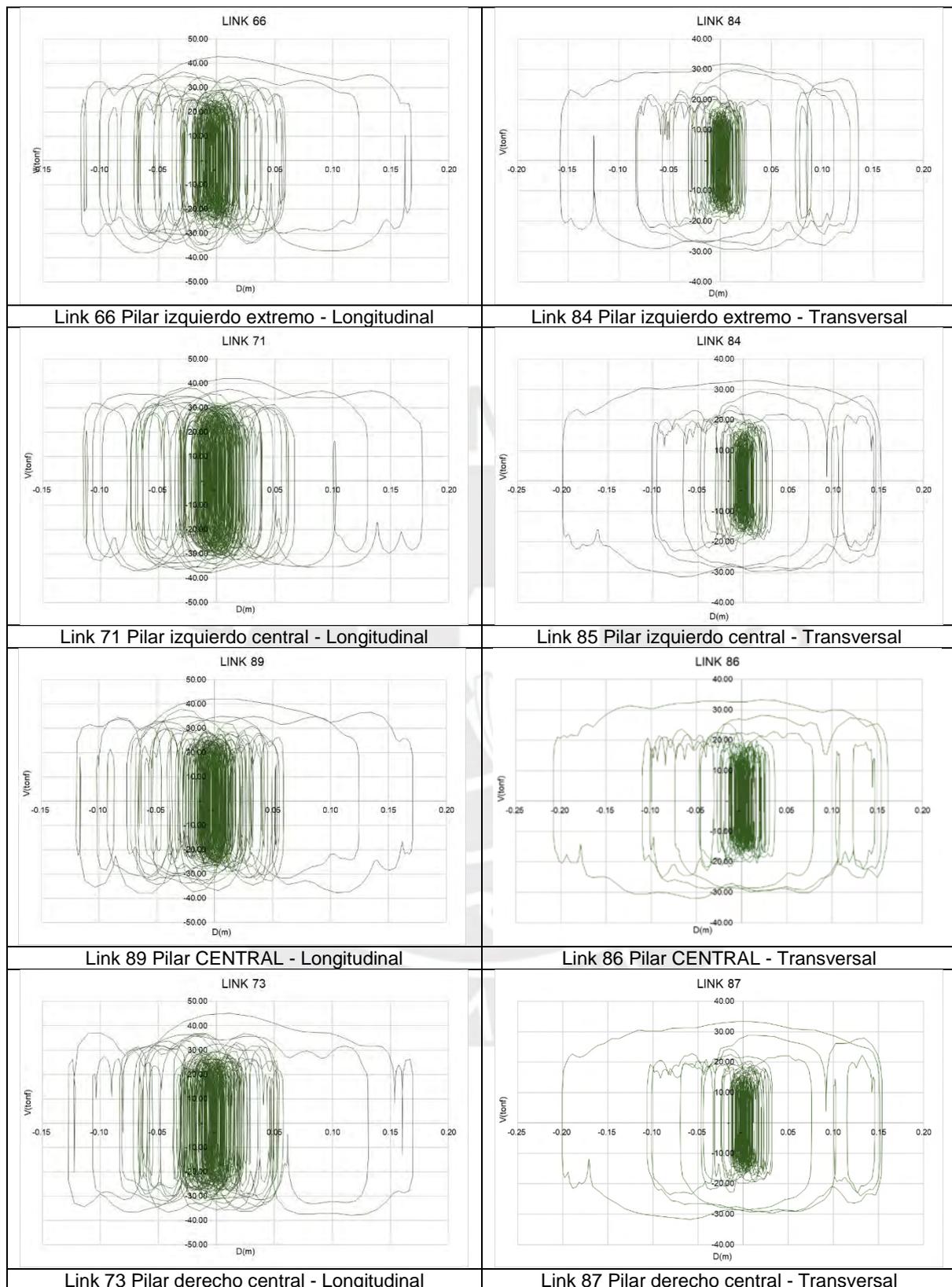


Tabla 90. Diagramas de Histéresis en Disipadores de fluido viscoso - Caso LIMA 1966 TR1000  $\lambda_{m\acute{a}x}$ .



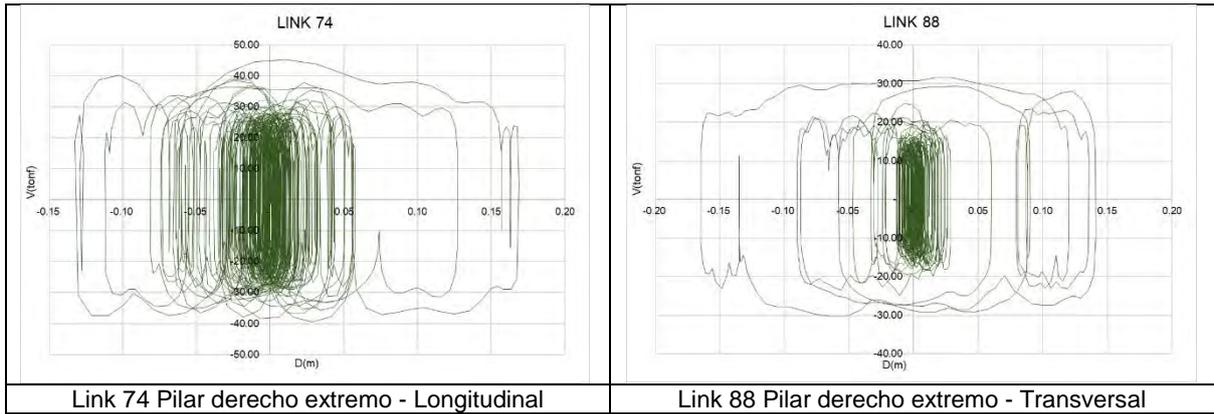
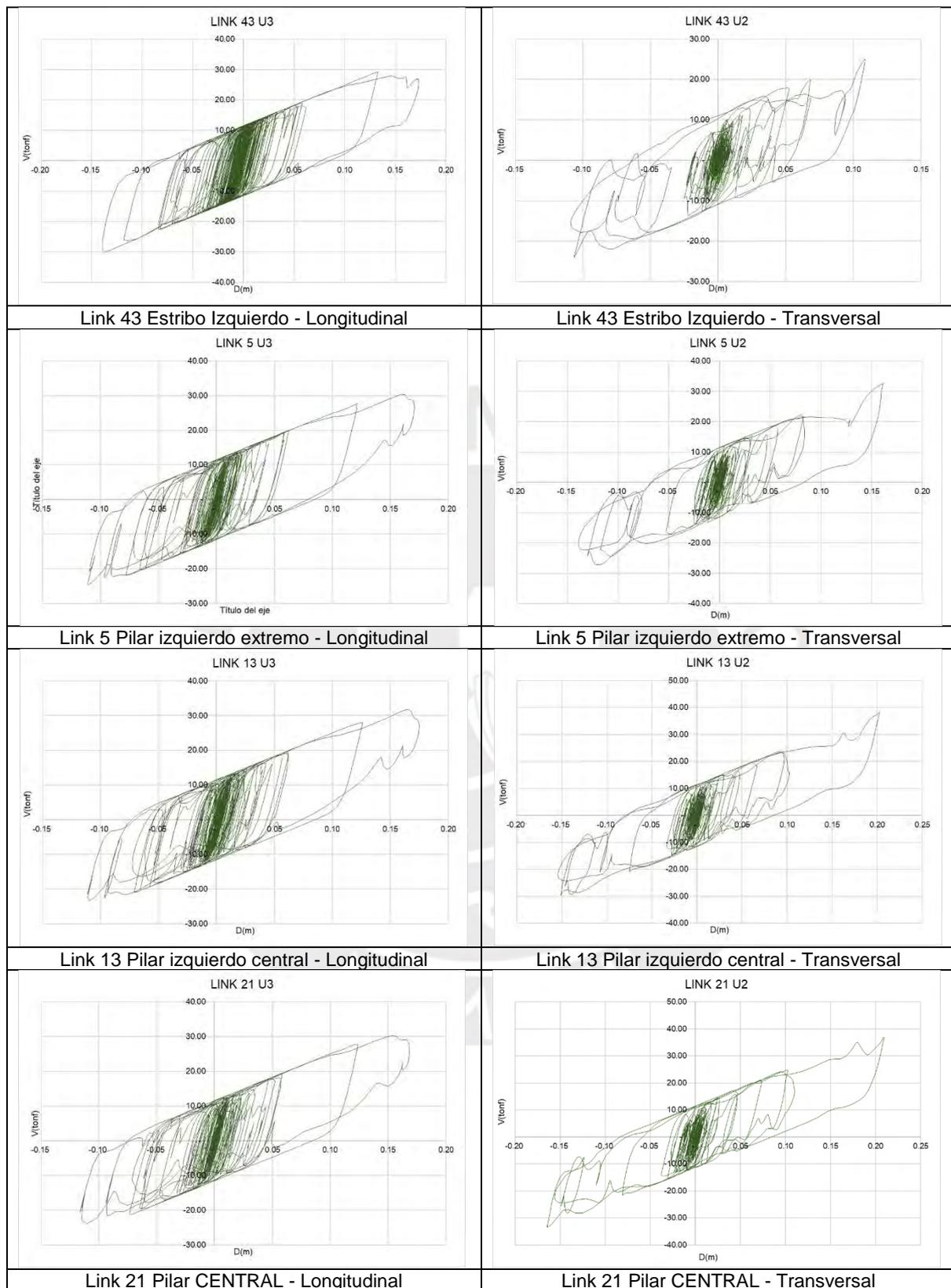


Tabla 91. Diagramas de Histéresis en Aisladores - Caso LIMA 1966 TR1000 λmáx.



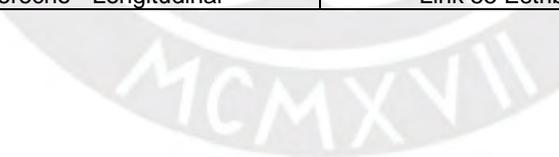
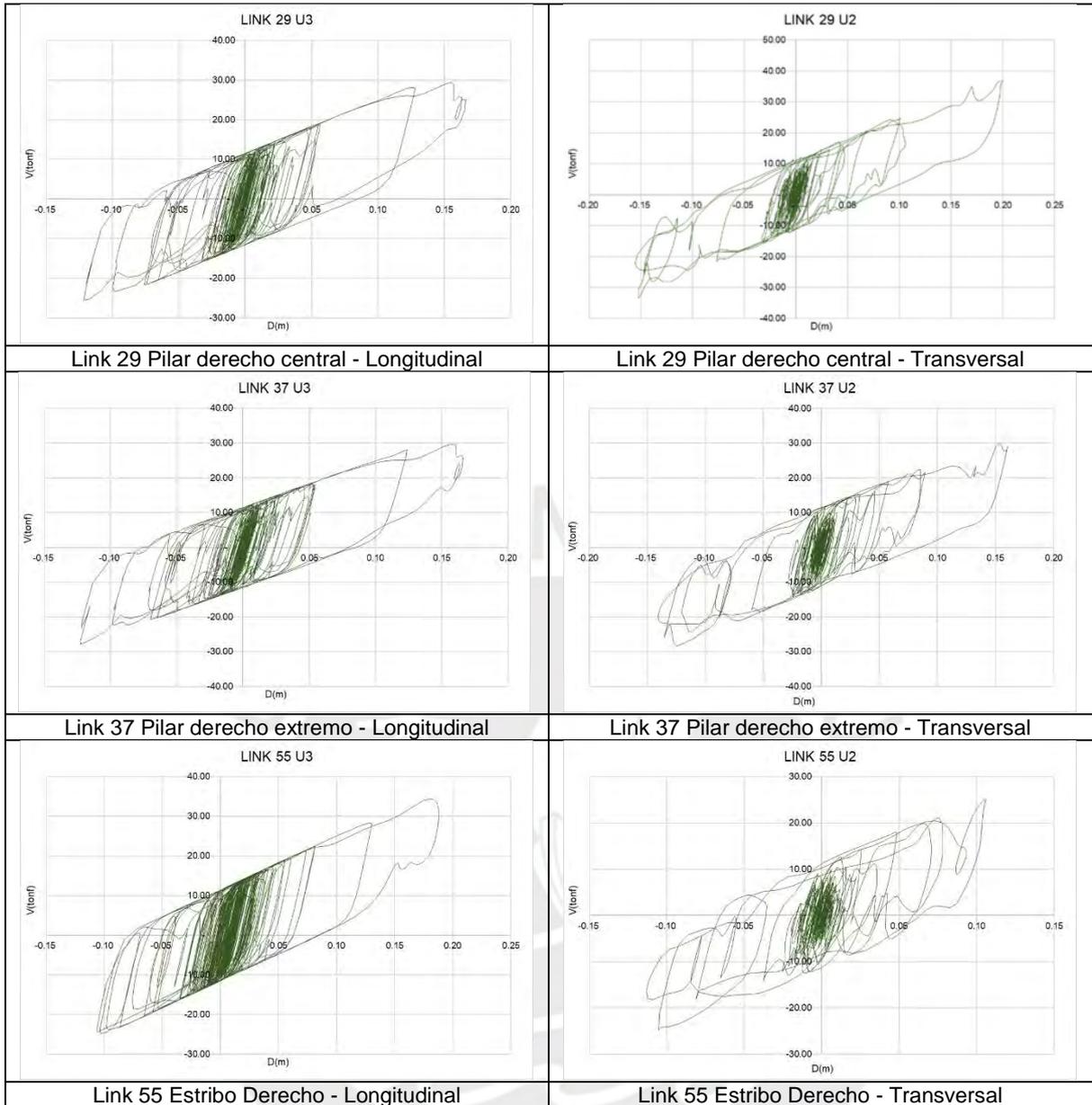
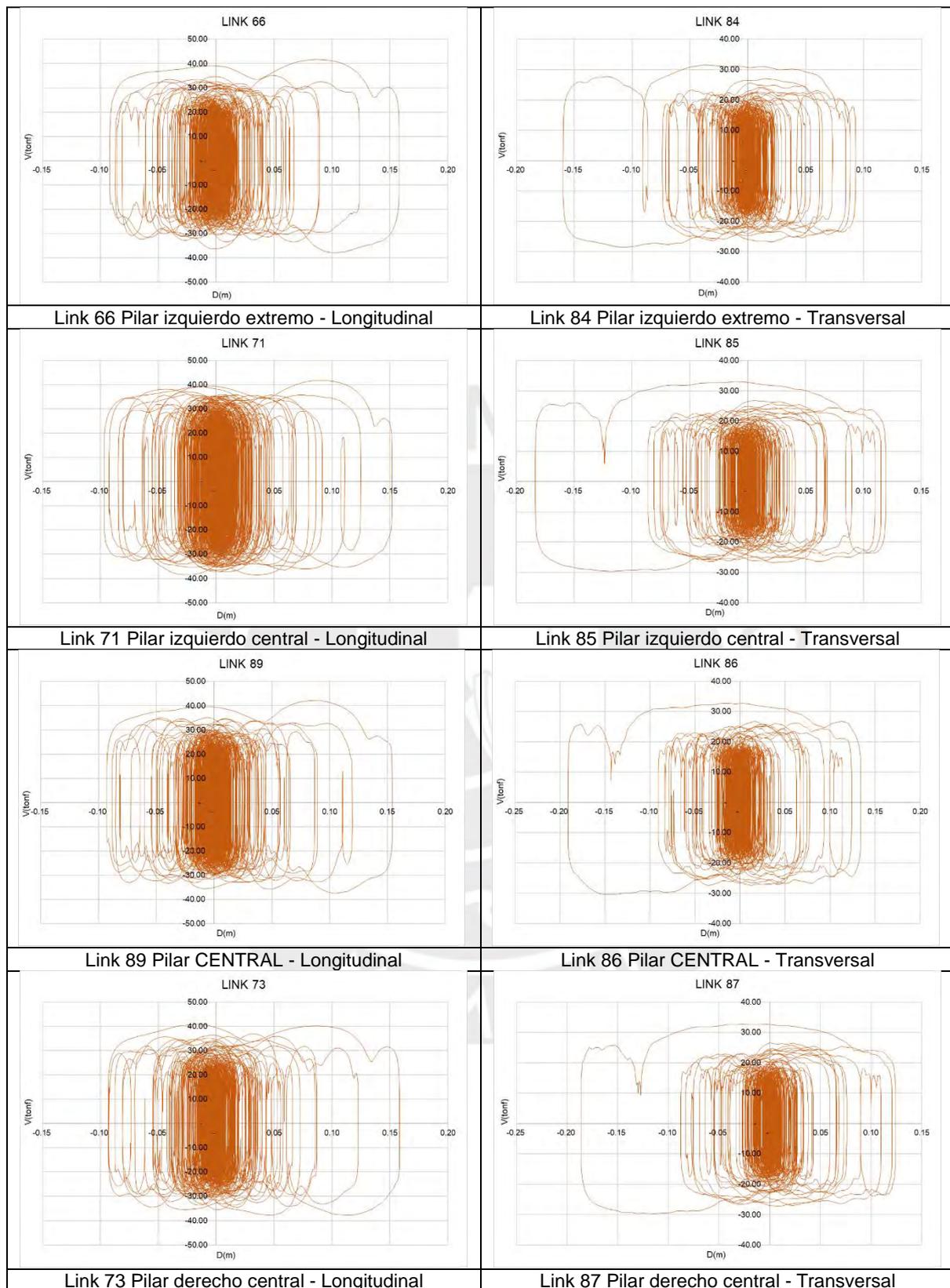


Tabla 92. Diagramas de Histéresis en Disipadores de fluido viscoso - Caso ICA 2007 TR1000  $\lambda_{m\acute{a}x}$ .



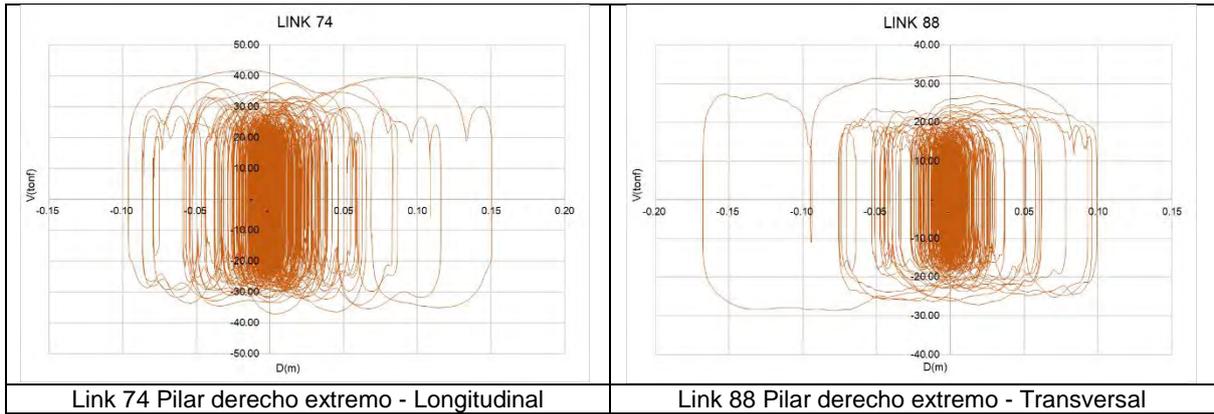


Tabla 93. Diagramas de Histéresis en Aisladores - Caso ICA 2007 TR1000  $\lambda_{m\acute{a}x}$ .

