

FACULTAD DE INGENIERÍA



Carrera de Ingeniería Civil

EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL PUENTE MOCHE MEDIANTE CURVAS DE FRAGILIDAD, TRUJILLO 2019

Tesis para optar el título profesional de:

Ingeniero civil

Autor:

Diego Leonel Suarez Vasquez

Asesor:

Ing. Mg. Carlos Alberto Rodríguez Reyna

Trujillo - Perú

2020

DEDICATORIA

A mis padres, Eneida y Leonel, por darme la vida, su cariño, su estima, ser mi alegría, lo mejor, lo más especial y más valioso que tengo, por su apoyo incondicional moralmente, emocionalmente y económicamente en cada momento de mi vida.

A una persona muy especial en mi vida, Olenka, por su paciencia, comprensión, tiempo y apoyo incondicional.

A mi hermano, Alex, por ser una de las motivaciones más especiales en mi vida.

AGRADECIMIENTO

A Dios, Yahvé, sin él nada sería posible, por la vida, salud, sabiduría, paciencia, fuerzas e iluminación durante mi vida profesional y para lograr esta investigación.

Al Mg. Carlos Rodríguez Reyna, mi docente, por la oportunidad de brindarme los conocimientos, herramientas, su apoyo incondicional y aprender de él para el desarrollo y culminación de cada etapa de esta investigación en el área de estructuras, diseño de puentes y sismorresistencia.

A Olenka por su dedicación, apoyo y compañía en esta investigación.

Jhoselin e Iván por su amistad, apoyo y motivación para realización de esta investigación.

ÍNDICE

ÍNDICE DE TABLAS.....	6
ÍNDICE DE FIGURAS.....	8
RESUMEN.....	20
ABSTRACT.....	21
CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN.....	22
1.1. Realidad problemática	22
1.2. Formulación del problema	37
1.3. Objetivos	37
1.3.1. Objetivo general	37
1.3.2. Objetivos específicos.....	37
CAPÍTULO II. METODOLOGÍA.....	38
2.1. Tipo de investigación	38
2.2. Población y muestra	39
2.2.1. Unidad de estudio.....	39
2.2.2. Consideraciones éticas	42
2.3. Materiales.....	42
2.3.1. Puente Moche	42
2.4. Instrumentos	47
2.4.1. CSi Bridge	47
2.4.2. Minitab	48
2.4.3. SeismoMatch.....	49
2.4.4. SeismoArtif	50
2.5. Métodos	51
2.5.1. Análisis dinámico lineal	51
2.5.2. Análisis Pushover	53
2.5.3. Método Tiempo – Historia de Integración Directa	56
2.5.4. Curvas de fragilidad.....	56
2.5.5. Nivel de vulnerabilidad	69
2.6. Técnicas e instrumentos de recolección y análisis de datos	77
2.7. Procedimientos	78
2.7.1. Modelado de puente Moche.....	80
2.7.2. Análisis de las propiedades dinámicas del puente Moche en el momento de un sismo	106
2.7.3. Análisis estático no lineal	137
2.7.4. Análisis dinámico no lineal	165
2.7.5. Curvas de fragilidad.....	177
2.7.6. Determinación del nivel de vulnerabilidad sísmica	186

CAPÍTULO III. RESULTADOS	187
3.1. Propiedades dinámicas del puente Moche y respuesta ante sismo.....	187
3.2. Análisis Estático No Lineal para la construcción de curvas de fragilidad.....	192
3.3. Análisis dinámico no lineal para la construcción de curvas de fragilidad	215
3.4. Nivel de vulnerabilidad sísmica del puente Moche	229
CAPÍTULO IV. DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES	235
4.1. Limitaciones	235
4.2. Discusión.....	236
4.2.1. Propiedades dinámicas del puente Moche y respuesta ante sismo	236
4.2.2. Análisis estático no lineal para la construcción de curvas de fragilidad	241
4.2.3. Análisis dinámico no lineal para la construcción de curvas de fragilidad	246
4.2. Conclusiones.....	254
REFERENCIAS.....	256
ANEXOS	265

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Matriz de operacionalización de variables	40
Tabla 2: Matriz de Consistencia	41
Tabla 3: Estados discretos de daño e intervalos de variación del factor de daño	62
Tabla 4: Grados de inspección de daños.....	63
Tabla 5: Clasificación de daños y usabilidad de estructuras	64
Tabla 6: Clasificación de estados de daño propuesto por Basöz et al. (1999).....	64
Tabla 7: Requisitos de Análisis Mínimos para Efectos Sísmicos	106
Tabla 8: Segmento de la tabla Zonificación Sísmica	107
Tabla 9: Requisitos para que un Puente sea considerado Regular.....	108
Tabla 10: Coeficientes de Sitio F_{pga} y F_a	110
Tabla 11: Coeficientes de Sitio F_v	110
Tabla 12: Obtención del valor F_{pga}	111
Tabla 13: Obtención del valor F_a	111
Tabla 14: Obtención del valor F_v	111
Tabla 15: Características de los registros sísmicos usados en el análisis lineal Tiempo – Historia	133
Tabla 16: Factores de escala y reducción para periodos de retornos establecidos	138
Tabla 17: Segmento de la tabla Parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales: columnas de concreto armado	159
Tabla 18: Periodo de retorno con su respectivo PGA.....	167
Tabla 19: Definición de estados de daño para puentes con pilares inelásticos del tipo de columna	178
Tabla 20: Acelerogramas seleccionados para la obtención de la curva dinámica Pushover ...	181
Tabla 21: Periodos y Masas participativas del Puente Moche	187
Tabla 22: Fuerzas cortantes por modelado en dirección X y Y	189
Tabla 23: Fuerzas cortantes nominales en dirección X y Y	189

Tabla 24: Parámetros de control para funciones de fragilidad de MPA	201
Tabla 25: Parámetros de control para funciones de fragilidad de NRHA	220
Tabla 26: Nivel de vulnerabilidad del puente Moche en base a MPA en dirección X.....	230
Tabla 27: Nivel de vulnerabilidad del puente Moche en base a MPA en dirección Y.....	231
Tabla 28: Nivel de vulnerabilidad del puente Moche en base a NRHA en dirección X	233
Tabla 29: Nivel de vulnerabilidad del puente Moche en base a NRHA en dirección Y	233
Tabla 30: Puntos de cedencia y capacidad última del Puente Moche de MPA.....	241
Tabla 31: Puntos de cedencia y capacidad última del Puente Moche de NRHA	246

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Diseño de la investigación	38
Figura 2: Simulaciones del puente Moche	39
Figura 3: Rótulo del plano de estribos del Puente Moche	42
Figura 4: Camión de diseño H - 15 - S 12.....	43
Figura 5: Camión de diseño HL - 93	43
Figura 6: Condiciones de Apoyo de puentes en voladizo	45
Figura 7: Interfaz de CSi Bridge	48
Figura 8: Interfaz de Minitab.....	49
Figura 9: Interfaz de SeismoMatch	50
Figura 10: Interfaz de SeismoArtif.....	51
Figura 11: Representación de la Curva Pushover	54
Figura 12: Definición de curvas de fragilidad	57
Figura 13: Curvas de fragilidad de puente clase Pedini (a) En dirección longitudinal (b) En dirección transversal	58
Figura 14: Envolvente de intensidades	61
Figura 15: Función de densidad de probabilidad gaussiana (izquierda). Función de distribución acumulativa gaussiana (derecha)	67
Figura 16: Curva de Capacidad	70
Figura 17: Representación bilineal de la curva de capacidad	71
Figura 18: Representación bilineal de la curva de capacidad parte del procedimiento empleado en FEMA 273.....	73
Figura 19: Curva de capacidad vs espectro de capacidad de la muestra de puente 1	74
Figura 20: Espectro de respuesta elástico tradicional y espectro de demanda	74
Figura 21: Determinación del punto de desempeño	75
Figura 22: Metodología para generar curvas de fragilidad (adaptada de Bonnet, 2003)	76
Figura 23: Técnicas, instrumentos y Recolección de Datos	77

Figura 24: Esquema de recolección de datos.....	78
Figura 25: Procedimiento de la investigación	79
Figura 26: Selección del nuevo modelo de un puente (Parte 1).....	81
Figura 27: Selección del nuevo modelo de un puente (Parte 2).....	82
Figura 28: Configuración de la grilla del puente.....	83
Figura 29: Propiedades del concreto $f'c = 175 \text{ Kg/cm}^2$	84
Figura 30: Propiedades del acero de refuerzo $f_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2$	85
Figura 31: Propiedades del pilar sin reforzar	86
Figura 32: Propiedades de pilar reforzado.....	87
Figura 33: Consideraciones de diseño para el modelado (Parte 1).....	88
Figura 34: Consideraciones de diseño para el modelado (Parte 2).....	89
Figura 35: Propiedades de la viga diafragma	90
Figura 36: Propiedades de la cimentación.....	91
Figura 37: Propiedades de apoyo móvil.....	91
Figura 38: Propiedades del estribo	92
Figura 39: Propiedades de los pilares.....	93
Figura 40: Propiedades de los pilares reforzados.....	93
Figura 41: Propiedades de (a) Baranda de derecha y (b) Baranda izquierda	94
Figura 42: Propiedades de (a) Vereda de derecha y (b) Vereda izquierda	94
Figura 43: Propiedades del asfalto.....	95
Figura 44: Propiedades del carril derecho	96
Figura 45: Propiedades del carril izquierdo.....	97
Figura 46: Propiedades del camión de carga H15 - 44	98
Figura 47: Propiedades del camión HL – 93.....	99
Figura 48: Lista de patrones de cargas empleados en el modelamiento	99
Figura 49: Lista de casos de carga empleados en el modelamiento.....	100
Figura 50: Datos del puente modelado	101

Figura 51: Asignación de los estribos del puente	102
Figura 52: Asignación de los pilares del puente	102
Figura 53: Asignación de las vigas diafragma del puente	103
Figura 54: Asignación de las cargas lineales del puente	103
Figura 55: Asignación de cargas distribuidas en un área determinada del puente	104
Figura 56: Asignación de liberación de momentos para pilar	104
Figura 57: Asignación de liberación de momentos para losa	105
Figura 58: Modelo final del puente Moche	106
Figura 59: Ubicación de Moche con su respectivo PGA.....	109
Figura 60: Espectro de Respuesta de Diseño según AASHTO, 2014.....	113
Figura 61: Espectro de respuesta	113
Figura 62: Espectro de Respuesta como función de diseño del modelado.....	114
Figura 63: Datos de la definición de la masa	115
Figura 64: Definición de los casos de carga	116
Figura 65: Caso de la carga Modal	116
Figura 66: Espectro en dirección X	117
Figura 67: Espectro en dirección Y	118
Figura 68: Opciones de análisis	119
Figura 69: Lista de casos a procesar para análisis elástico multimodal	119
Figura 70: Tablas de información y resultados del análisis	120
Figura 71: Respuesta de la superestructura del puente	121
Figura 72: Respuesta de los pilares	122
Figura 73: Acelerograma original del sismo de Lima de 1974 en la dirección Este – Oeste ..	123
Figura 74: Acelerograma del sismo de Lima 1974 en la dirección E – O, escalado para un espectro objetivo de $Z = 0.12 g$	124
Figura 75: Acelerograma original del sismo de Lima de 1974 en la dirección Norte – Sur.....	124

Figura 76: Acelerograma del sismo de Lima 1974 en la dirección N – S, escalado para un espectro objetivo de $Z = 0.07 g$	124
Figura 77: Acelerograma original del sismo de Arequipa 2001 en la dirección Este – Oeste. 125	
Figura 78: Acelerograma del sismo de Arequipa 2001 en la dirección E – O, escalado para un espectro objetivo de $Z = 0.11 g$	125
Figura 79: Acelerograma del sismo de Arequipa 2001 en la dirección Norte – Sur original ...	125
Figura 80: Acelerograma del sismo de Arequipa 2001 en la dirección N – S, escalado para un espectro objetivo de $Z = 0.12 g$	126
Figura 81: Acelerograma original del sismo de Northridge 1994 en la dirección Este – Oeste	126
Figura 82: Acelerograma del sismo de Northridge 1994 en la dirección E – O, escalado para un espectro objetivo de $Z = 0.20 g$	126
Figura 83: Acelerograma original del sismo de Northridge 1994 en la dirección Norte – Sur. 127	
Figura 84: Acelerograma del sismo de Northridge 1994 en la dirección N – S, escalado para un espectro objetivo de $Z = 0.15 g$	127
Figura 85: Acelerograma original del sismo de Chile 2010 en la dirección Este – Oeste	127
Figura 86: Acelerograma del sismo de Chile 2010 en la dirección E – O, escalado para un espectro objetivo de $Z = 0.32 g$	128
Figura 87: Acelerograma original del sismo de Chile 2010 en la dirección Norte – Sur.....	128
Figura 88: Acelerograma del sismo de Chile 2010 en la dirección N – S, escalado para un espectro objetivo de $Z = 0.30 g$	128
Figura 89: Acelerograma original del sismo de Kōbe 1995 en la dirección Este – Oeste	129
Figura 90: Acelerograma del sismo de Kōbe 1995 en la dirección E – O, escalado para un espectro objetivo de $Z = 0.65 g$	129
Figura 91: Acelerograma original del sismo de Kōbe 1995 en la dirección Norte – Sur	129
Figura 92: Acelerograma del sismo de Kōbe 1995 en la dirección N – S, escalado para un espectro objetivo de $Z = 0.43 g$	130

Figura 93: Acelerograma original del sismo de Iwate – Miyagi 2008 en la dirección Este – Oeste	130
Figura 94: Acelerograma del sismo de Iwate – Miyagi 2008 en la dirección E – O, escalado para un espectro objetivo de $Z = 0.98 g$	130
Figura 95: Acelerograma original del sismo de Iwate – Miyagi 2008 en la dirección Norte – Sur	131
Figura 96: Acelerograma del sismo de Iwate – Miyagi 2008 en la dirección N – S, escalado para un espectro objetivo de $Z = 0.84 g$	131
Figura 97: Acelerograma original del sismo de Japón 2011 en la dirección Este – Oeste	131
Figura 98: Acelerograma del sismo de Japón 2011 en la dirección E – O, escalado para un espectro objetivo de $Z = 0.63 g$	132
Figura 99: Acelerograma original del sismo de Japón 2011 en la dirección Norte – Sur	132
Figura 100: Acelerograma del sismo de Japón 2011 en la dirección N – S, escalado para un espectro objetivo de $Z = 2.14 g$	132
Figura 101: Acelerograma como función de diseño del modelado	134
Figura 102: Definición de los casos de carga	135
Figura 103: Caso en dirección X	135
Figura 104: Caso en dirección Y	136
Figura 105: Lista de casos a procesar para análisis Tiempo – Historia lineal	137
Figura 106: Espectro de respuesta para 50 años	139
Figura 107: Espectro de respuesta para 70 años	139
Figura 108: Espectro de respuesta para 75 años	139
Figura 109: Espectro de respuesta para 85 años	140
Figura 110: Espectro de respuesta para 100 años	140
Figura 111: Espectro de respuesta para 125 años	140
Figura 112: Espectro de respuesta para 150 años	141
Figura 113: Espectro de respuesta para 250 años	141
Figura 114: Espectro de respuesta para 375 años	141

Figura 115: Espectro de respuesta para 500 años	142
Figura 116: Espectro de respuesta para 650 años	142
Figura 117: Espectro de respuesta para 775 años	142
Figura 118: Espectro de respuesta para 875 años	143
Figura 119: Espectro de respuesta para 1000 años	143
Figura 120: Espectro de respuesta para 1250 años	143
Figura 121: Espectro de respuesta para 1500 años	144
Figura 122: Espectro de respuesta para 2000 años	144
Figura 123: Espectro de respuesta para 2500 años	144
Figura 124: Espectros de respuesta escalados	145
Figura 125: Definición de los espectros de demanda	145
Figura 126: Definición de los patrones de carga para análisis Pushover	146
Figura 127: Definición las fuerzas de Pushover (a) Patrón para dirección X y (b) Patrón para dirección Y	147
Figura 128: Definición de los casos de carga de Pushover	147
Figura 129: Carga Gravitacional No Lineal X.....	148
Figura 130: Aplicación de control de carga para análisis Pushover para CGNL	149
Figura 131: Resultados guardados para casos de carga de estados no lineal para CGNL....	149
Figura 132: Parámetros No lineales para CGNL	150
Figura 133: Carga Gravitacional No Lineal Y.....	151
Figura 134: Caso PUSH X	152
Figura 135: Aplicación de control de carga para análisis Pushover para PUSH.....	153
Figura 136: Resultados guardados para casos de carga de estados no lineal para PUSH....	153
Figura 137: Caso PUSH Y	154
Figura 138: Asignación de rótulas a los pilares	155
Figura 139: Método de la longitud de la rótula plástica	156
Figura 140: Asignación de la distancia de las rótulas a los pilares.....	157

Figura 141: Rótulas plásticas para la dirección X	162
Figura 142: Rótulas plásticas para la dirección Y	163
Figura 143: Lista de casos a procesar para análisis Pushover	163
Figura 144: Curva de capacidad del Pushover	164
Figura 145: Espectro de capacidad en base a la norma ATC -40	165
Figura 146: Función trapezoidal con duración de 40 segundos	166
Figura 147: Acelerograma sintético típico para un PGA de 0.154 g	167
Figura 148: Acelerograma sintético típico para un PGA de 0.230 g	168
Figura 149: Acelerograma sintético típico para un PGA de 0.425 g	168
Figura 150: Acelerograma sintético típico para un PGA de 0.578 g	168
Figura 151: Acelerograma sintético típico para un PGA de 0.867 g	169
Figura 152: Acelerogramas sintéticos típicos de cada PGA	169
Figura 153: Definición de las funciones Tiempo – Historia	170
Figura 154: Definición de los casos de carga de análisis Tiempo – Historia no lineal	170
Figura 155: Caso 0.154 g X	171
Figura 156: Caso 0.154 g Y	172
Figura 157: Amortiguamiento de la integración directa	173
Figura 158: Parámetros de integración de tiempo	174
Figura 159: Parámetros no lineales para Tiempo – Historia de Integración Directa	174
Figura 160: Lista de casos a procesar para análisis Tiempo – Historia no lineal	175
Figura 161: Definición de trazo de función	176
Figura 162: Desplazamiento en un nodo de la estructura	176
Figura 163: Curvas Pushover y su idealización bilineal. (a) $\mu u \geq 3.0$, (b) $\mu u < 3.0$	177
Figura 164: Curva de capacidad cuando se considera y no se considera estribo	179
Figura 165: Curvas Pushover para el puente T7 para diferentes métodos de análisis	180
Figura 166: Histograma de las muestras de concreto para el LHS	183
Figura 167: Histograma de las muestras de acero corrugado para el LHS	183

Figura 168: Histograma de las muestras de las distancias de las rótulas plásticas.....	184
Figura 169: Generación de curvas de fragilidad a partir de funciones de distribución de probabilidad acumulada de tres niveles de intensidad sísmica	185
Figura 170: Curvas de fragilidad	186
Figura 171: Momentos generados por el camión H - 15 - S 12.....	188
Figura 172: Momentos generados por el camión HL - 93.....	188
Figura 173: Fuerzas cortantes promedio en los pilares del análisis Tiempo – Historia lineal para la dirección X.....	190
Figura 174: Fuerzas cortantes promedio en los pilares del análisis Tiempo – Historia lineal para la dirección Y	190
Figura 175: Desplazamientos promedio en el nivel superior de los pilares del análisis Tiempo – Historia lineal para la dirección X.....	191
Figura 176: Desplazamientos promedio en el nivel superior de los pilares del análisis Tiempo – Historia lineal para la dirección Y	191
Figura 177: Funciones de probabilidad acumulada para la dirección X basada en desplazamientos de MPA.....	193
Figura 178: Funciones de probabilidad acumulada para la dirección Y basada en desplazamientos de MPA.....	194
Figura 179: Funciones de probabilidad acumulada para la dirección X basada en desplazamientos espectrales de MPA	195
Figura 180: Funciones de probabilidad acumulada para la dirección Y basada en desplazamientos espectrales de MPA	196
Figura 181: Funciones de probabilidad acumulada para la dirección X basada en aceleraciones espectrales de MPA	197
Figura 182: Funciones de probabilidad acumulada para la dirección Y basada en aceleraciones espectrales de MPA	198
Figura 183: Representación bilineal de la curva de capacidad del Pushover de la dirección X	199

Figura 184: Representación bilineal de la curva de capacidad del Pushover de la dirección Y	200
Figura 185: Curva de capacidad del Pushover para dirección X.....	200
Figura 186: Curva de capacidad del Pushover para dirección Y.....	201
Figura 187: Funciones de probabilidad acumulada para la dirección X basada en desplazamientos señalando sus estados de daño de MPA	202
Figura 188: Funciones de probabilidad acumulada para la dirección Y basada en desplazamientos señalando sus estados de daño de MPA	203
Figura 189: Curvas de fragilidad discretizada en base a desplazamientos de MPA para la dirección X.....	204
Figura 190: Curvas de fragilidad discretizada en base a desplazamientos de MPA para la dirección Y.....	205
Figura 191: Curvas de fragilidad discretizada en base a desplazamientos espectrales de MPA para la dirección X.....	205
Figura 192: Curvas de fragilidad discretizada en base a desplazamientos espectrales de MPA para la dirección Y.....	206
Figura 193: Curvas de fragilidad discretizada en base a aceleraciones espectrales de MPA para la dirección X.....	207
Figura 194: Curvas de fragilidad discretizada en base a aceleraciones espectrales de MPA para dirección Y.....	207
Figura 195: Curvas de fragilidad discretizada en base a periodos de retorno de MPA para la dirección X.....	208
Figura 196: Curvas de fragilidad discretizada en base a periodos de retorno de MPA para la dirección Y.....	208
Figura 197: Curvas de fragilidad discretizada en base a PGA de MPA para la dirección X ...	209
Figura 198: Curvas de fragilidad discretizada en base a PGA de MPA para la dirección Y ...	210
Figura 199: Curvas de fragilidad en base a desplazamientos de MPA para la dirección X	210
Figura 200: Curvas de fragilidad en base a desplazamientos de MPA para la dirección Y	211

Figura 201: Curvas de fragilidad en base a desplazamientos espectrales de MPA para la dirección X.....	211
Figura 202: Curvas de fragilidad en base a desplazamientos espectrales de MPA para la dirección Y.....	212
Figura 203: Curvas de fragilidad en base a aceleraciones espectrales de MPA para la dirección X	212
Figura 204: Curvas de fragilidad en base a aceleraciones espectrales de MPA para la dirección Y	213
Figura 205: Curvas de fragilidad en base a periodo de retorno de MPA para la dirección X..	213
Figura 206: Curvas de fragilidad en base a periodo de retorno de MPA para la dirección Y..	214
Figura 207: Curvas de fragilidad en base a PGA de MPA para la dirección X.....	214
Figura 208: Curvas de fragilidad en base a PGA de MPA para la dirección Y.....	215
Figura 209: Funciones de probabilidad acumulada para la dirección X basada en desplazamientos de NRHA	216
Figura 210: Funciones de probabilidad acumulada para la dirección Y basada en desplazamientos de NRHA	217
Figura 211: Puntos de control para la construcción de la curva Pushover dinámico para la dirección X.....	218
Figura 212: Puntos de control para la construcción de la curva Pushover dinámico para la dirección Y.....	219
Figura 213: Representación bilineal de la curva de capacidad MPA y NRHA de la dirección X	219
Figura 214: Representación bilineal de la curva de capacidad MPA y NRHA de la dirección Y	220
Figura 215: Funciones de probabilidad acumulada para la dirección X basada en desplazamientos señalando sus estados de daño de NRHA	221
Figura 216: Funciones de probabilidad acumulada para la dirección Y basada en desplazamientos señalando sus estados de daño de NRHA	222

Figura 217: Curvas de fragilidad discretizada en base a desplazamientos de NRHA para la dirección X.....	223
Figura 218: Curvas de fragilidad discretizada en base a desplazamientos de NRHA para la dirección Y.....	224
Figura 219: Curvas de fragilidad discretizada en base a periodos de retorno de NRHA para la dirección X.....	224
Figura 220: Curvas de fragilidad discretizada en base a periodos de retorno de NRHA para la dirección Y.....	225
Figura 221: Curvas de fragilidad discretizada en base a PGA de NRHA para la dirección X ..	226
Figura 222: Curvas de fragilidad discretizada en base a PGA de NRHA para la dirección Y ..	226
Figura 223: Curvas de fragilidad en base a desplazamientos de NRHA para la dirección X..	227
Figura 224: Curvas de fragilidad en base a desplazamientos de NRHA para la dirección Y ..	227
Figura 225: Curvas de fragilidad en base a periodos de retorno de NRHA para la dirección X	228
Figura 226: Curvas de fragilidad en base a periodos de retorno de NRHA para la dirección Y	228
Figura 227: Curvas de fragilidad en base a PGA de NRHA para la dirección X	229
Figura 228: Curvas de fragilidad en base a PGA de NRHA para la dirección Y	229
Figura 229: Diferencia de momentos generados por camión H – 15 S 12 y HL – 93	237
Figura 230: Comparación de fuerzas cortantes promedio entre análisis elástico multimodal y análisis Tiempo - Historia	239
Figura 231: Comparación de desplazamientos promedio en el nivel superior los pilares entre análisis elástico multimodal y análisis Tiempo - Historia	241
Figura 232: Curvas de fragilidad en base a periodo de retorno de MPA para la dirección X..	243
Figura 233: Curvas de fragilidad en base a periodo de retorno de MPA para la dirección Y..	244
Figura 234: Curvas de fragilidad en base a PGA de MPA para la dirección X.....	245
Figura 235: Curvas de fragilidad en base a PGA de MPA para la dirección Y.....	245
Figura 236: Curvas de fragilidad en base a periodo de retorno de NRHA para la dirección X	247

Figura 237: Curvas de fragilidad en base a periodo de retorno de NRHA para la dirección Y	248
Figura 238: Curvas de fragilidad en base a PGA de NRHA para la dirección X	249
Figura 239: Curvas de fragilidad en base a PGA de NRHA para la dirección Y	249
Figura 240: Curvas de fragilidad en base a PGA de MPA y NRHA para la dirección X.....	250
Figura 241: Curvas de fragilidad en base a PGA de MPA y NRHA para la dirección Y.....	251
Figura 242: Niveles de vulnerabilidad del MPA para dirección X	252
Figura 243: Niveles de vulnerabilidad del MPA para dirección Y	252
Figura 244: Niveles de vulnerabilidad del NRHA para dirección X.....	253
Figura 245: Niveles de vulnerabilidad del NRHA para dirección Y.....	253

RESUMEN

La presente investigación se realizó en la Provincia de Trujillo y tiene como objetivo evaluar la vulnerabilidad sísmica del puente Moche mediante curvas de fragilidad debido al riesgo sísmico que existe actualmente. Para la elaboración de esta tesis se utilizó un diseño de tipo no experimental y se empleó CSi Bridge, SeismoMatch, SeismoArtif como parte del modelado. Esta investigación evalúa las curvas de fragilidad que son empleadas para estimar la probabilidad de daño y vulnerabilidad estructural ante una acción sísmica determinada del puente Moche, con parámetros que son los espectros de demanda, acelerogramas sintéticos, datos aleatorios de concreto y de acero corrugado. El puente es evaluado desde su diseño de acuerdo al Manual de Puentes del Perú y con la generación de curvas de fragilidad obtenidas siguiendo los lineamientos de las normas ASCE 41 – 13 y ATC – 40 mediante el análisis estático no lineal y análisis dinámico no lineal. En cuanto a los resultados obtenidos, no cumple con las verificaciones que emplea la norma actual debido a que utiliza otros parámetros con respecto a la normativa con la que fue diseñado y con respecto a la construcción de las curvas de fragilidad demuestran los estados de daño y el alto nivel de vulnerabilidad del puente para ambos análisis. Obteniendo que el puente Moche requiere una reconstrucción o la construcción de un nuevo puente en su lugar.

Palabras clave: Puentes, vulnerabilidad sísmica, curvas de fragilidad, probabilidad de daño, análisis estático no lineal, análisis dinámico no lineal.

ABSTRACT

The present research was performed in the Province of Trujillo and it is like objective to evaluation the seismic vulnerability of the Moche bridge using fragility functions due to the seismic risk that exists currently. For the elaboration of this thesis, a non-experimental type design and it was used CSi Bridge, SeismoMatch, SeismoArtif like as part of the modeling. This research evaluates the fragility functions that are used to estimate the probability of damage and structural vulnerability to a given seismic action of the Moche bridge, with parameters such as demand spectrums, synthetic accelerograms, random data of concrete and corrugated steel. The bridge is evaluated from its design according to the Manual de Puentes of Peru and with the generation of fragility functions obtained according to the guidelines of standard ASCE 41 – 13 and ATC – 40 through nonlinear static analysis and nonlinear dynamic analysis. As for the results obtained, it does not performance with the verifications used by the current standard because it uses other parameters with respect to the standard with which it was designed and with respect to the construction of the fragility functions to demonstrate the states of damage and the high level of vulnerability of the bridge for both analyzes. Obtaining like the Moche bridge to require rebuilding or building a new bridge in its place.

Keywords: Bridges, seismic vulnerability, fragility functions, probability of damage, Nonlinear Pushover Analysis, Nonlinear Response – History Analysis.

CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN

1.1. Realidad problemática

El lado occidental de Sudamérica tiene como principal característica de ser una de las fallas más activas en el mundo. Estando el Perú ubicado en esta región, debe su principal actividad sísmica al proceso de subducción de la placa de Nazca bajo la placa Sudamericana, con velocidad media del orden de 7 a 8 cm cada año, produciendo terremotos de gran magnitud frente a la ranura de la costa a profundidades menores a 60 km con relativa frecuencia (Tavera & Buforn, 1998).

El Perú, es un país de alta sismicidad debido a que se localiza en el Cinturón de Fuego del Pacífico, teniendo su último gran sismo el día 15 de agosto de 2007, denominado como “Sismo de Pisco” debido a que su epicentro fue ubicado a 60 km al Oeste de esta ciudad, en donde las placas Sudamérica y Nazca convergieron con una magnitud de 7.0 M_L (escala de Richter) y 7.9 M_W (escala de Momento) (Tavera, Bernal & Salas, 2007).

En Chile, por las consecuencias en pérdidas económicas y víctimas humanas que causaron los sismos de Valdivia de 1960 y Antofagasta de 1995, la población de este país, se alertó sobre el riesgo sísmico que existía por lo que ingenieros expertos en estos temas contribuyeron con el diseño de una normativa que permita la mejora de las construcciones con el fin de que estas sean sismorresistentes. Los resultados de realizar una normativa sismorresistente fueron menos pérdidas económicas y menos víctimas humanas durante los sismos ocurridos posteriormente en Concepción en el 2010 e Iquique en el 2014 dando a conocerse así la importancia de una normativa (Tavera, 2014).

Así mismo en el Perú, las consecuencias de los eventos sísmicos, el avance de la investigación y la tecnología en el área de estructuras sismorresistentes nos da a conocer que nuestras edificaciones son vulnerables ante sismos severos a pesar que tenemos la

norma de Diseño Sismorresistente (NTE E.030) que pertenece al Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE). Por lo que los diseñadores encargados de los proyectos de diversos tipos de estructuras, se apoyan en reglamentos internacionales como las normas norteamericanas Seismic evaluation and Retrofit of Concrete Buildings (ATC 40) o Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE 41-13), que contienen lineamientos más específicos y detallados para el diseño, como la incorporación de dispositivos de aislamiento en la base de estructura debido al desempeño sísmico de la estructura, como es el caso de la construcción del Hospital materno infantil de Juliaca, en el departamento de Puno, donde se consideró disipadores de energía como parte del diseño de la estructura de cada pabellón del nosocomio que actualmente se encuentra en construcción.

En cuanto al diseño de puentes en el Perú, se tiene el reglamento denominado Manual de Puentes, donde encontramos consideraciones de diseño sismorresistente, que se apoya en la norma norteamericana AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, lo mismo sucede con la NTE E.030 (en lo que sea aplicable), que tiene alcance nacional. Estas normas fueron aplicadas en el diseño del puente Calemar, ubicado en la provincia de Bolívar, en el departamento de La Libertad, en donde cerca del estribo se consideró disipadores.

En el departamento de la Libertad, en la provincia de Trujillo, en el límite entre el distrito Moche y el distrito de Trujillo, se encuentra ubicado el puente Moche, estudiado en esta investigación. Según las autoridades del gobierno Central y Regional necesita una intervención rápida debido a que sufre el riesgo de colapsar y el Colegio de Ingenieros del Perú – Consejo Departamental La Libertad, indica también que la infraestructura cuenta con más de 50 años de antigüedad, presenta secciones corroídas que son expuestas

a la intemperie. El Decano de la institución afirmó que el puente nunca ha recibido mantenimiento exclamando lo siguiente: “El puente fue edificado para otras condiciones de trabajo, para otras frecuencias y se debe considerar que las cargas de los vehículos actuales son mayores a las que circulaban hace 50 años” (La República, 2015).

Para el diseño del puente Moche, se tuvieron ciertas consideraciones como la carga vehicular que fue del camión H15 – S – 12 – 44 empleando el reglamento de la norma norteamericana AASHO de 1949 que actualmente no está vigente. Debido a las condiciones actuales que tiene el puente Moche, según el Manual de Puentes del Perú y la norma norteamericana AASHTO del año 2017, se debe diseñar con la carga del camión HL – 93. Además, se debe considerar que en el puente circulan vehículos con dicha carga y con otros tipos de carga teniendo como consecuencia la sobrecarga a la estructura.

Para entender estudios de vulnerabilidad sísmica en puentes se analizaron diversas investigaciones a nivel internacional y nacional, tal es el caso del Continente Asiático, en el país de Irán se realizó un estudio en base a puentes de concreto construidos antes de 1990, con el objetivo del desarrollo de curvas de fragilidad analítica, en donde se tuvo en cuenta la longitud del tramo, altura de los pilares, empalmes de solape, el límite elástico y la resistencia a la compresión del concreto. Los puentes que fueron seleccionados para este estudio tienen columnas de 6 metros a 12 metros de altura y otros con pilares entre 18 metros a 20 metros de altura. Para ellos se empleó el Análisis Tiempo – Historia No Lineal, utilizando el programa SAP 2000, en cuanto a la verificaciones se utilizó las normas emitidas por FEMA para procedimientos no lineales y rehabilitación, como parte de los resultados se tuvo que puentes de Viga I presenta probabilidades de 95, 85 y 42% de presentar los estados de daño LS1, LS2 y LS3; mientras que para puentes de viga cajón, las probabilidades de alcanzar los estados de daño LS1, LS2, LS3 y LS4 son 90,

82, 55 y 11% respectivamente. Se determinó que parámetros anteriormente señalados tienen efectos significativos en la vulnerabilidad sísmica en las estructuras agregando que estos resultados son de gran utilidad para identificar y priorizar la modernización de puentes sísmicamente vulnerables (Mosleh, Jara, Razzaghi, & Varum, 2018).

En India, se realizó un estudio basado en el desempeño sísmico de puentes de concreto de tipo viga I, viga T y viga cajón con tramos típicos de 24 metros, 30 metros y 50 metros respectivamente. Con el objetivo de formular curvas de fragilidad analítica para los puentes de concreto armado, las que se utilizaron en la evaluación de su vulnerabilidad sísmica, se llevó a cabo análisis estáticos no lineales y análisis dinámicos incrementales para cada muestra de puente con sus modelos analíticos tridimensionales detallados bajo diferentes movimientos de terremoto con intensidades sísmicas variables. Las curvas de fragilidad se obtuvieron de la probabilidad de exceder cada estado límite de daño especificado para cada clase de puente. Como resultados en PGA la vulnerabilidad para puentes vigas T fue de 0.39 g a 0.46 g, para puentes vigas I de 0.46 g a 0.53 g y para puentes viga cajón de 0.49 g a 0.57 g. Estos resultados muestran la insuficiencia del código de diseño sísmico de la India, por lo que los terremotos recientes experimentados en todo el mundo tienen un rango de intensidad de 0.8 a 1.0 PGA (g) (Patil, Bhargava & Khare, 2019).

En el continente europeo, en España, se presenta una investigación en la que, uno de sus objetivos es la presentación, el desarrollo y la implementación de una metodología para la generación de curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño desde un punto de vista probabilístico mediante una herramienta computacional que incorpora el método Montecarlo. En sus resultados referidos a curvas de fragilidad y vulnerabilidad, obtuvo funciones de fragilidad para estructuras sin diseño sismorresistente y con diseño

sismorresistente para edificios de 5, 9 y 13 pisos. En uno de ellos como es el caso del edificio de 5 pisos sin diseño sismorresistente, se obtuvo diferentes probabilidades para los estados de daño: sin daño, daño leve, severo y colapso; mientras que para una estructura que cuenta con diseño sismorresistente, se presentan todos los estados de daño señalados a excepción del estado de colapso. Como una de las conclusiones de su investigación referidas a la vulnerabilidad y daño sísmico, las curvas de fragilidad constituyen una excelente representación entre severidad del sismo y daño, que en su forma natural permiten la obtención de matrices de probabilidad de daño siendo a su vez sirven para la generación de escenarios y mapas de representación de daño sísmico, que mediante una herramienta como el GIS pueden emplearse para la generación de planes de prevención, emergencia y atención de desastres (Bonett, 2003).

En Grecia, se realizó un estudio que está enfocado en la estimación de curvas de fragilidad sísmica para todos los tipos de puentes comunes que son partes de las autopistas griegas. Tiene como objetivo desarrollar una metodología analítica para derivar curvas de fragilidad y se aplica a los modelos de puentes. El procedimiento está basado en el análisis de empuje de todos los puentes seleccionados y a su definición de los estados de daño, como consecuencia, esta se diferencia por la forma de definir el daño de acuerdo con el mecanismo de disipación de energía en cada puente. Como parte de los resultados se encontraron curvas de fragilidad para los cinco estados de daño que son sin daño, leve, moderado, severo y colapso, siendo estos obtenidos para puentes modelado con estribos o sin estribos para ver cómo afecta este en la vulnerabilidad de la estructura, obteniendo en unos casos que el estribo ofrecía mayor resistencia y reducía en un estado de daño su vulnerabilidad. Se concluyó que existe similitudes, pero diferencias importantes en las curvas de fragilidad derivadas, siendo que la dirección longitudinal es la más crítica que se basa en los estados de daño más altos que son el daño severo y el colapso, mientras

que en la dirección transversal existe las probabilidades similares debido a que estas no tienen restricciones como los estribos, como parte de un hallazgo particular es que la generación de curvas de fragilidad dependen de los espectros utilizados para estimar las demandas (Moschonas, Kappos, Panetsos, Papadopoulos, Makarios y Thanopoulos, 2009).

En la Decimocuarta Conferencia Mundial sobre Ingeniería Sísmica, realizada en China, se presentó una investigación orientada al desarrollo de una metodología para la construcción de la curva Pushover dinámico mediante el análisis Tiempo – Historia riguroso, en donde una de las estructuras de análisis son los pilares de los puentes que son típicos en las autopistas europeas con una longitud de 100 metros. Su objetivo fue el desarrollo de una metodología para encontrar la curva Pushover dinámico a partir de la curva de empuje Pushover Modal, para ello se desarrollaron tres puntos de control como comparación frente al Pushover Modal y al Pushover convencional. En uno de los muchos resultados obtenidos en la investigación, para el Pushover Modal se tiene como punto de fluencia de la estructura a una fuerza de 5000 toneladas con un desplazamiento de 3.8 centímetros frente a los puntos de control que tienen un promedio de 5500 toneladas con un desplazamiento de 3.5 cm; encontrándose que en el punto de colapso tienden a acercarse con 10000 toneladas y 14.5 centímetros frente a 12000 toneladas y 14.8 centímetros respectivamente. Se concluyó que los puntos de control mostrados son similares a la curva generada por el Pushover Modal y que presenta bastante diferencia frente al Pushover simple o convencional siendo muestra de un resultado confiable y resaltando que es sólo para estructuras que no tienen estribos, por lo que para considerar este elemento de soporte se tendrían que hacer más estudios que no tienen fines prácticos (Paraskeva y Kappos, 2008).

En el país vecino de Chile, se realizó una investigación con el objetivo analizar la vulnerabilidad sísmica del puente Pedro de Valdivia, ubicado en la ribera del río Valdivia, construido en el año 1954, una estructura de doscientos cinco metros de longitud, dividido en cinco vanos siendo clasificado como un puente viga de canto variable tipo Gerber de hormigón armado. Como parte de los parámetros estructurales evaluados se consideró al concreto y al acero de refuerzo. Se analizó mediante el método Pushover, en base al reglamento del FEMA 356, se construyó su curva de capacidad, posterior a esto se construyeron las curvas de fragilidad señalando los estados de daños de la estructura siendo estos DS0 (Sin daño), DS1 (Daño leve), DS2 (Daño moderado), DS3 (Daño severo) y DS4 (Colapso). Como resultado se obtuvo que la estructura es vulnerable en la dirección longitudinal con aceleraciones máximas del suelo comprendidas entre 0.4 g y 0.5 g, mientras que para el lado transversal con PGA de 0.4 g y 0.5 g existe poca probabilidad de daño. Siendo que en esta dirección no existe casi ningún tipo de daño, sin excluir la existencia de un balance de comportamiento sísmico (Aburto, 2013).

En nuestro país, se realizó un estudio del puente Sánchez Cerro ubicado en la ciudad Piura, en donde se tuvo como objetivo utilizar las curvas de fragilidad para verificar la vulnerabilidad de cada pila del puente, considerando variables aleatorias para lo cual se empleó el método de Monte Carlo, en donde se asoció el daño acumulado en la estructura debido a un escenario sísmico con la probabilidad de colapso. Como resultados se obtuvo que unas pilas eran más vulnerables que otras; como los elementos extremos del primer eje del puente que presentan una probabilidad del 85% de tener daños menores y del 20% para daños moderados, a diferencia de los elementos del segundo eje del puente que tienen una probabilidad del 60% de presentar daños menores y un 17% para daños moderados. (Estela, 2019).

Además, la presente investigación permite ampliar los conocimientos con la siguiente base teórica, tal es el caso de la AASHTO, define al puente como una estructura no menor a 20 pies que es parte de una carretera, que pasa por encima o debajo de esta. (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2017).

Los puentes se componen de dos partes que son la superestructura y la subestructura. El primero tiene contacto con el tráfico, teniendo como elementos las losas, vigas longitudinales, vigas diafragmas o armaduras que son integrados de manera monolítica con la subestructura en algunos casos. La subestructura tiene la función de ser el soporte de la superestructura y transmitir las cargas a las cimentaciones y luego al terreno. Dentro de las subestructuras se encuentran los estribos que pueden estar hechos de concreto ciclópeo, concreto armado, de tierra armada o reforzada y pueden ser prefabricados de concreto postensado, o en algunos casos conformados por gaviones. En cuanto a los elementos de apoyo son dispositivos de transferencia de cargas de la superestructura a la subestructura (Aranís, 2005).

Se clasifica a los puentes en cuatro grandes grupos, el primero grupo es en base a los materiales utilizados como acero, concreto, madera, aleación de aluminio o por materiales compuestos, el segundo grupo está basado en los objetivos de las funciones que cumplen, como puentes carreteros, ferroviarios, combinados, peatonales o acueductos, el tercer grupo corresponde a su sistema estructural si es un puente losa, viga "T", viga cajón, sección cajón, sección compuesta, armaduras, arco, atirantado o colgantes y el último grupo está basada en las condiciones de apoyo como puentes simplemente apoyados, continuos, en voladizo o aporticado (Aranís, 2005).

Antes de ejecutar la construcción de un puente, es importante realizar el diseño estructural, análisis estructural y diseño sísmico.

El diseño estructural sirve para garantizar que el material escogido para la construcción de una estructura como un puente, no presente fallas durante su vida útil, que abarca desde fallas de servicio hasta inestabilidad o roturas; por lo que también controla las deformaciones del material (Navarro, 2016).

Un puente debe estar diseñado estructuralmente de acuerdo a los estados límite de servicio, fatiga, fractura, resistencia y evento extremo, teniendo debidamente en cuenta la inspección, economía y estética; independientemente del tipo de análisis utilizado, se debe cumplir con todos los efectos de la fuerza específica y sus combinaciones (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2017).

El análisis estructural de un puente tiene como objetivo realizar una serie de observaciones, operaciones y pruebas que permiten saber si la estructura está bien construida en base a su diseño, considerando las condiciones del suelo, los comportamientos frente a sismos de diferentes magnitudes, al igual que la existencia de explosiones, tsunamis, vientos huracanados entre otros. Además, se debe evaluar si existe factores de vulnerabilidad no previstos, como demasiada carga viva y carga muerta, juntas de vigas y columnas que no son adecuadas frente a sismos de gran magnitud, cimentaciones ineficaces, materiales inadecuados, entre otros (Belaunde, 2018).

En la clasificación del análisis estructural, se tiene el análisis estático, que se ocupa de la carga independiente del tiempo y análisis dinámico, que considera cualquier carga donde la magnitud, la dirección y la posición varían con el tiempo. Las cargas dinámicas típicas para una estructura de puente incluyen movimientos vehiculares, acciones de olas, vientos, flujo de corrientes y terremotos (Zhang, Vinayagamoorth & Duan, 2015).

Los análisis son de dos tipos, estático y dinámico y a la vez lineales y no lineales. En el rango lineal por acción estática está el análisis estático, mientras que por acción dinámicas

está el análisis espectral por suposición modal y análisis Tiempo – Historia. En el rango no lineal por acciones estáticas está el análisis Pushover convencional, Pushover simplificado y Pushover adaptativo, mientras que por acciones dinámicas el análisis Tiempo – Historia rápido y análisis Tiempo – Historia por integración directa (Vargas, 2017).

El análisis lineal es donde las fuerzas son directamente proporcionales a los desplazamientos y existe una relación lineal entre estas dos variables, este comportamiento se podría expresar en una línea recta, en donde involucra ecuaciones de equilibrio que se obtienen a partir de la geometría no deformada. Por otro lado, el análisis no lineal no contempla la proporción entre desplazamientos y fuerzas, originando relaciones polinómicas, trigonométricas, exponenciales, radicales, y más. Esto se puede observar en la matriz de rigidez que influye en ambas clases de análisis, porque la rigidez es la propiedad que caracteriza la respuesta ante la carga aplicada y esta es afectada por tres factores que son la forma, el material y el soporte del elemento (SolidWorks, 2020). Actualmente se señala que un puente debe durar 75 años. Algunos de los puentes existentes, en casos no deseados, tienden al desplome debido a la carga vehicular de diseño, debido a que no reciben mantenimiento, debido al empleo de materiales inapropiados y por parámetros que ya no están de acuerdo a la norma actual. Por lo que, aparte de evaluar los puentes de acuerdo con nuestra norma mediante el análisis estructural, con los análisis Multimodal Espectral y análisis Tiempo – Historia (que son los más importantes en el rango lineal); también se debe verificar con el análisis por desempeño, con el fin de obtener una evaluación de la estructura en un modo no lineal, donde es necesario el empleo de un nuevo requerimiento como disipadores de energía o aislamiento en la base (Manual de Puentes, 2018).

Una estructura es sismorresistente cuando se diseña sísmicamente y se construye con componentes apropiados, materiales con una proporción determinada y resistencia suficiente para soportar las fuerzas causadas por sismos. A pesar que se diseñe y construya una estructura siguiendo las normas de diseño y construcción sismorresistente, existe la posibilidad de que se presente un evento sísmico más fuerte de lo previsto existiendo la posibilidad de ocurrir daños. (Universidad de Valladolid, 2020).

En cuanto al diseño sísmico de los puentes, primero se requiere clasificarlos por su importancia: puentes esenciales (de emergencia) que son para fines de seguridad y/o defensa inmediatamente después del sismo de diseño (periodo de retorno de 1000 años); puentes críticos, que son con los mismos fines de los puentes esenciales, pero se considera que este debe soportar un gran sismo y con periodo de 2500 años y otros puentes que no son esenciales ni críticos (Manual de Puentes, 2018).

En el caso de su investigación se optó por emplear el Análisis Pushover y Análisis Tiempo – Historia No Lineal por Integración Directa porque son los métodos más utilizados para desarrollar curvas sísmicas de fragilidad. Además, desde hace décadas se han realizado múltiples estudios como el análisis de estructuras intactas y edificios dañados. Por lo que los resultados que se obtienen se pueden comparar con los del diseño sísmico basado en el rendimiento y en la generación de curva de fragilidad (Nazri, 2018).

El análisis de fragilidad se define como una herramienta poderosa utilizada para ver la confiabilidad y riesgo de las estructuras con el fin de predecir el alcance del daño sísmico en puentes. Siendo este análisis, que involucra el rendimiento sísmico de los modelos de un puente que se evalúa comparando sus curvas de fragilidad, las cuales indican el impacto de la rotura de algún elemento, como los pilares que son fragilidades del puente,

otro claro modelo de fragilidad es una columna prismática o un pilar que tiene una forma particular, debido a los esfuerzos y deformaciones que presenta (Gómez, 2002).

La finalidad de las curvas de fragilidad es proporcionar una predicción del daño potencial durante un terremoto. Estas curvas representan la evaluación del riesgo sísmico y se utilizan como un indicador para identificar el daño físico más fuerte. Su función también se usa directamente para reducir el costo del daño y la pérdida de vidas durante un evento sísmico. Por lo tanto, las curvas de fragilidad se pueden utilizar como una herramienta de toma de decisiones para situaciones previas y posteriores al terremoto. Además, estas curvas pueden ayudar a desarrollar futuras disposiciones del código local (Nazri, 2018).

La vulnerabilidad sísmica se define como el daño estructural que da como consecuencia una crisis organizacional y económica a las ciudades que conecta, así mismo establece un grado de pérdida de su función principal, ocasionando este un evento sísmico que puede deteriorarla a sí misma. Por lo que la evaluación del nivel de peligro sísmico de un puente es crítica para cada uno de sus componentes, donde la intensidad de movimiento del suelo esperado y las duraciones deben ser consideradas. (ACI 341.3R – 07, 2007).

Actualmente es evidente que los puentes mejoran la calidad de vida de las personas, porque son estructuras esenciales en los sistemas de transporte y promueven el progreso social y monetario de una nación.

Socialmente, esta investigación se justifica, porque sus resultados buscan orientar las previsiones que deban tomar en cuenta las autoridades para permitir la continuidad de la comunicación de personas entre comunidades y brinda acceso a hospitales, centros educativos, aeropuertos y sitios de trabajo, es decir conecta dos puntos teniendo en cuenta que se pueden complementar en caso de que estos puntos padezcan de algún bien o servicio, además ayuda a la integración y a optimizar la calidad de vida de las personas.

Tal es el caso del Gran Puente de Akashi Kaikyo que reemplazó al servicio de ferris que conectaba la ciudad de Kōbe con la isla de Awaji que cruza el estrecho de Akashi, debido a que el servicio de ferris era vulnerable a las tormentas que sufre el estrecho, siendo este el motivo de la construcción del puente (Japan Endless Discovery, 2019).

Las pérdidas que derivan del colapso de un puente suelen ser elevadas; tal es el caso del colapso del puente Morandi en el año 2018, en la ciudad de Génova, en donde las pérdidas económicas representaron un 25% de caída de la Bolsa de Milán del grupo Atlantia, una empresa que se dedica al rubro de la construcción de autopistas, puesto que hubo una pérdida de 4.800 millones de euros, después del anuncio del gobierno italiano de abrir un procedimiento para la revocación de las concesiones tras el desplome del Viaducto Polcevera (Euronews, 2018).

Por consiguiente, un colapso de un puente crítico en la Panamericana Norte, supone un riesgo económico porque dificultaría la transitabilidad de la zona, costando las pérdidas de materiales, como el transporte de materias primas y productos diversos, significando un impacto en las distintas empresas que movilizan sus cargas por el puente, además de paralizar el transporte público que transita por dicha vía.

La construcción de un puente influye en el medioambiente provocando diferentes tipos de afecciones como su modificación, con diferentes modelos de contaminación física, química, fisiológica, biológica y luminosa, consumo de recursos, el empleo de combustibles y otras energías, materias primas no recuperables, producción de residuos, generada en la extracción de materias primas, ejecución de obras y demoliciones. Por lo que la disminución del Impacto Ambiental en el sector de la construcción se centra en tres aspectos que son la inspección del consumo de recursos, la disminución de las emisiones

contaminantes y correcta gestión de los residuos que se generan a lo largo del proceso constructivo (Structuralia, 2016).

Además, la construcción de un puente tiene un impacto ambiental como toda obra civil, sin embargo, se sabe que tiene puntos a favor por los múltiples aportes mencionados anteriormente, por consiguiente se debe tener un control de los insumos empleados que contribuya a la no contaminación, así mismo se debe evitar modificar los recursos naturales, manejar de manera correcta los residuos empleados, prevenir los riesgos ecológicos en cuanto a flora y fauna, debido a que la modificación del paisaje debe tener aspectos positivos que contribuyan con la conservación del medioambiente.

También, el aporte técnico de las curvas de fragilidad o curvas de vulnerabilidad permite en la ingeniería civil de esta época, efectuar las valoraciones cuantitativas de los estados de daño posibles en las construcciones expuestas a fenómenos naturales o actividades humanas, como también pérdidas en escenarios de riesgos y para tomar la decisión sobre estrategias de adecuación para las estructuras (Gutiérrez, 2015).

Por consiguiente, en el aporte teórico del empleo de las curvas de fragilidad estas son una representación de la probabilidad de excedencia de un estado daño en función de un parámetro de severidad del movimiento, así mismo contribuyen a verificar el nivel de vulnerabilidad sísmica según el tipo de metodología escogida para representarlas (Construcción en Acero, 2016).

El aporte tecnológico a la evaluación de la vulnerabilidad sísmica a través de un índice de daño, independiente de la tipología estructural adoptada y del nivel de amenaza considerado en el diseño, estableciendo una relación entre la forma de cambio del daño y el desplazamiento del nivel de la losa por la acción de cargas laterales. Este índice de daño es aplicado en el estudio del comportamiento de estructuras (Vielma, 2014).

Esta investigación está orientada a evaluar la vulnerabilidad del puente Moche de tal forma que los resultados se conviertan en una herramienta para la toma de decisiones por parte de las autoridades, tanto para la planificación de mantenimiento, reparación, reforzamiento o reconstrucción del puente Moche, como para la disposición de medidas complementarias para evitar o reducir pérdidas económicas en diversos escenarios de riesgo sísmico.

Como se mencionó anteriormente el puente Moche, es un puente que ya está próximo a cumplir su periodo de servicio, 75 años, como lo señala el manual de Puentes (2018), considerando que el puente no fue diseñado con parámetros sísmico debido a que su norma de diseño AASHO 1949 no los menciona, además agregar los constantes fenómenos de El Niño que ha perjudicado constantemente con la crecida del río Moche y la falta de mantenimiento que debe corresponder a la estructura, como resultado el deterioro de la estructura debido a estos factores y existiendo una opinión emitida por el Colegio de Ingenieros del Perú – Consejo Departamental de La Libertad siendo citada en esta investigación, es por estos motivos que se escogió el puente Moche en la ciudad de Trujillo.

Por último, debido a que existe también existe otro puente en la ciudad de Trujillo y es el puente Santa Rosa, que está ubicado en el tramo Santa Rosa – Centro Arqueológico – Huacas del Sol y La Luna, este puente permite el paso vehicular y peatonal del puente Moche, sin embargo, esta estructura ha no sido considerado para esta investigación debido que fue construido hace 8 años, en su concepción de ha considerado el diseño sísmico señalada desde el Manual de Puentes (2003), no ha sido reportado por las autoridades competente como una estructura vulnerable y se encuentra en óptimas condiciones.

1.2. Formulación del problema

¿Qué nivel de vulnerabilidad sísmica presenta el puente Moche en Trujillo, 2019?

1.3. Objetivos

1.3.1. Objetivo general

Evaluar la vulnerabilidad sísmica del puente Moche mediante curvas de fragilidad, Trujillo, 2019.

1.3.2. Objetivos específicos

- Analizar las propiedades dinámicas del puente y su respuesta ante un sismo mediante el Método Elástico Multimodal y Tiempo – Historia lineal.
- Realizar simulaciones mediante análisis estático no lineal del puente Moche mediante el Método Pushover Modal con espectros de demanda para la construcción de curvas fragilidad.
- Realizar simulaciones mediante análisis dinámico no lineal del puente Moche mediante el Método Tiempo Historia por Integración Directa con acelerogramas sintéticos para la construcción de curvas fragilidad.
- Determinar el nivel de vulnerabilidad sísmica del puente Moche mediante las curvas de fragilidad con la probabilidad de daño obtenida.

CAPÍTULO II. METODOLOGÍA

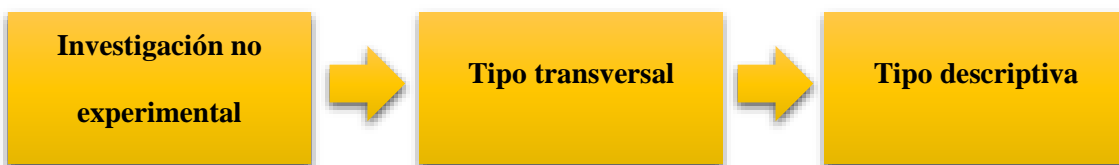
En este capítulo se reconoce los materiales, instrumentos, métodos y procedimientos, en base de artículos, libros, tesis y reglamentos esenciales para esta investigación como el Manual de Puentes 2018, ASCE 41 – 13 y AASHTO – LRFD 2017.

Esta investigación posee un enfoque cuantitativo, porque nos brinda datos numéricos a través de las curvas de fragilidad.

2.1. Tipo de investigación

El diseño de esta investigación es no experimental, tipo transversal descriptivo. Se realizará el modelamiento en el programa CSi Bridge en su versión 21.0.2, siendo este programa escogido por el motivo de definir de manera fácil geometrías complejas de puentes, condiciones de contorno y los distintos casos de carga, agregando que CSi Bridge, facilita el diseño y la adaptación de los puentes de acero estructural y concreto armado, de manera rápida y sencilla.

Figura 1: Diseño de la investigación



Fuente: Elaboración propia (2019)

Se entiende que la presente investigación es de diseño no experimental por el motivo que la variable que se está investigando no son manipuladas de manera intencionada. Si bien solo se recoge la muestra de la variable en su estado natural para seguidamente ser analizada. Se hace referencia que la investigación es de tipo transversal debido que la acumulación de datos imprescindibles para detallar y examinar la variable no será a lo largo de diferentes periodos de tiempo, sino que se recolectará en un solo intervalo.

Se hace mención que la investigación es de tipo descriptiva debido a que se escogerá muestras de la variable en estado natural para luego someterla a análisis y posteriormente a describirlas como se encontraron. Todo lo anteriormente mencionado se representa en el esquema mostrado en la **Figura 1**.

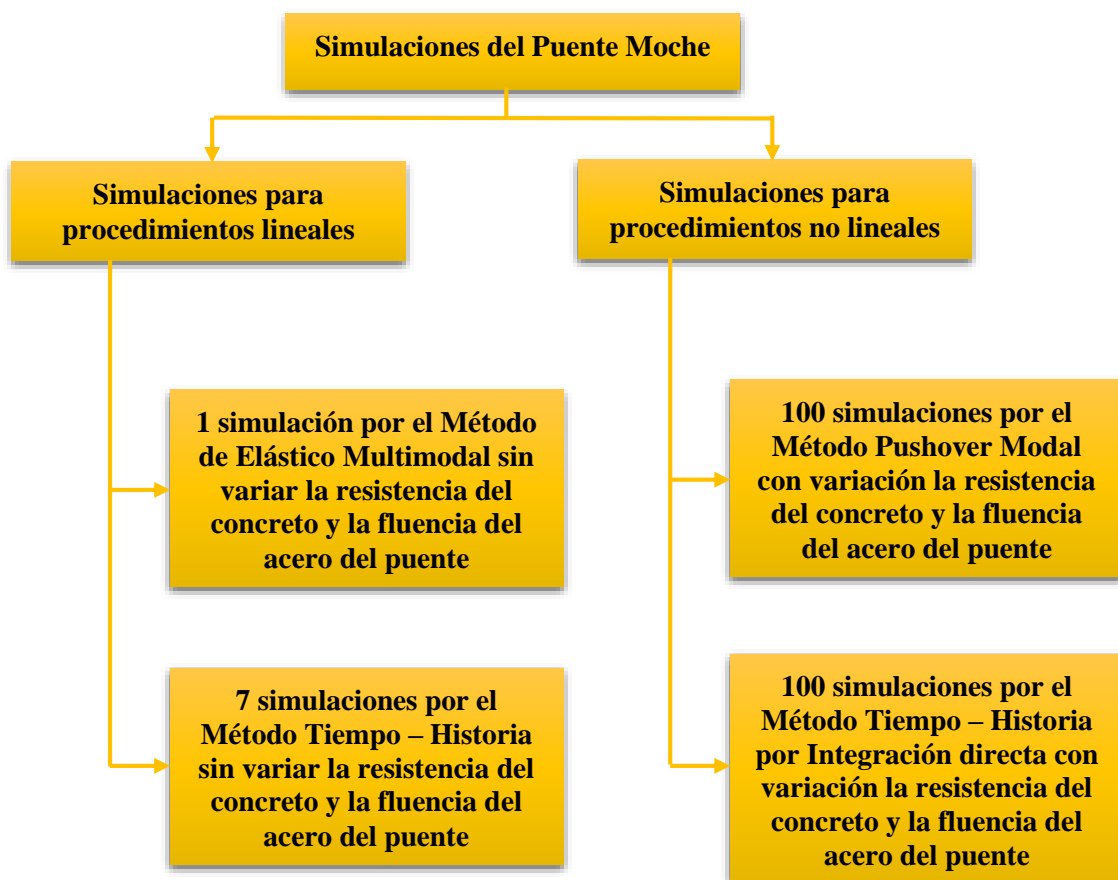
2.2. Población y muestra

La población y la muestra en esta investigación está orientada al puente Moche debido a que es la unidad de estudio.

2.2.1. Unidad de estudio

La unidad de estudio será el puente Moche el cual se someterá a varios análisis para obtener resultados y medir su vulnerabilidad.

Figura 2: Simulaciones del puente Moche



Fuente: Elaboración propia (2019)

Tabla 1: Matriz de operacionalización de variables

VARIABLES	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES	ÍTEMS	MEDICIÓN	UNIDAD DE MEDIDA
Evaluación de la vulnerabilidad sísmica del puente Moche mediante curvas de fragilidad.	La evaluación de la vulnerabilidad del puente Moche mediante curvas de fragilidad, es una forma de obtener el nivel de vulnerabilidad, mediante métodos analíticos que a su vez emplea métodos de análisis y diseño de estructuras, haciendo de conocimiento de cómo es comportamiento del puente y en qué nivel de daño estructural se encuentra en base a estados de daños previamente establecidos reflejados en curvas de fragilidad para encontrar la vulnerabilidad de dicha estructura.	La evaluación de la vulnerabilidad sísmica del puente Moche mediante curvas de fragilidad es la representación gráfica cuando una estructura ha sobrepasado un estado límite de daño ante la acción de un parámetro de intensidad; generalmente representado para carga sísmica por la aceleración máxima de un sismo (Soria, 2011).	Procedimientos lineales.	Método Elástico Multimodal.	Masas participativas. Momentos de generados por el camión de diseño y uso.	Manual de Puentes del Perú (2018).	Porcentajes (%) Toneladas - metro (Tn - m)
				Método Tiempo - Historia lineal.	Fuerzas cortantes promedio. Desplazamientos promedio.		Toneladas (Tn) Metros (m)
			Procedimientos no lineales.	Método Pushover Modal.	Desplazamientos, desplazamientos espectrales y aceleraciones espectrales obtenidos de MPA.	ATC - 40, FEMA 356 y ASCE 41 - 13	Metros (m) Gravedades (g) Periodo de retorno (años)
				Método Tiempo - Historia por integración directa.	Desplazamientos obtenidos de NRHA.	ATC - 40, FEMA 356 y ASCE 41 - 13	Metros (m) Gravedades (g) Periodo de retorno (años)
		Niveles de vulnerabilidad.	Estados de daño	Probabilidad de daño.	Basöz (1999)	Porcentajes (%)	

Fuente: Elaboración propia (2019)

Tabla 2: Matriz de Consistencia

Problema	Objetivos	Variables	Dimensiones	Indicadores	Metodología	Población y muestra						
¿Qué nivel de vulnerabilidad sísmica presenta el puente Moche en Trujillo, 2019?	Objetivo Principal	Evaluación de la vulnerabilidad sísmica del puente Moche mediante curvas de fragilidad.	Procedimientos lineales.	Método Elástico Multimodal.	Diseño de investigación: experimental.	La población y la muestra en esta investigación está orientada al puente Moche debido a que es la unidad de estudio.						
	Objetivos Específicos											
	<ul style="list-style-type: none"> Analizar las propiedades dinámicas del puente y su respuesta ante un sismo mediante el Método Elástico Multimodal y Tiempo – Historia lineal. 						<ul style="list-style-type: none"> Realizar simulaciones mediante análisis estático no lineal del puente Moche mediante el Método Pushover Modal con espectros de demanda para la construcción de curvas fragilidad. 	<ul style="list-style-type: none"> Realizar simulaciones mediante análisis dinámico no lineal del puente Moche mediante el Método Tiempo Historia por Integración Directa con acelerogramas sintéticos para la construcción de curvas fragilidad. 	<ul style="list-style-type: none"> Determinar el nivel de vulnerabilidad sísmica del puente Moche mediante las curvas de fragilidad con la probabilidad de daño obtenida. 	<ul style="list-style-type: none"> Procedimientos no lineales. 	<ul style="list-style-type: none"> Método Tiempo – Historia lineal. 	<ul style="list-style-type: none"> Tipo investigación: Transversal.
	<ul style="list-style-type: none"> Realizar simulaciones mediante análisis estático no lineal del puente Moche mediante el Método Pushover Modal con espectros de demanda para la construcción de curvas fragilidad. 						<ul style="list-style-type: none"> Realizar simulaciones mediante análisis dinámico no lineal del puente Moche mediante el Método Tiempo Historia por Integración Directa con acelerogramas sintéticos para la construcción de curvas fragilidad. 	<ul style="list-style-type: none"> Determinar el nivel de vulnerabilidad sísmica del puente Moche mediante las curvas de fragilidad con la probabilidad de daño obtenida. 	<ul style="list-style-type: none"> Procedimientos no lineales. 	<ul style="list-style-type: none"> Método Pushover Modal. 	<ul style="list-style-type: none"> Nivel Investigación: Descriptivo 	
			Niveles de vulnerabilidad.	Estados de daño	<ul style="list-style-type: none"> Técnica Recolección de datos: Fichas Resumen. Cuadros de registro. Matriz descriptiva. 	<ul style="list-style-type: none"> de medir su vulnerabilidad. 						

Fuente: Elaboración propia (2019)

2.2.2. Consideraciones éticas

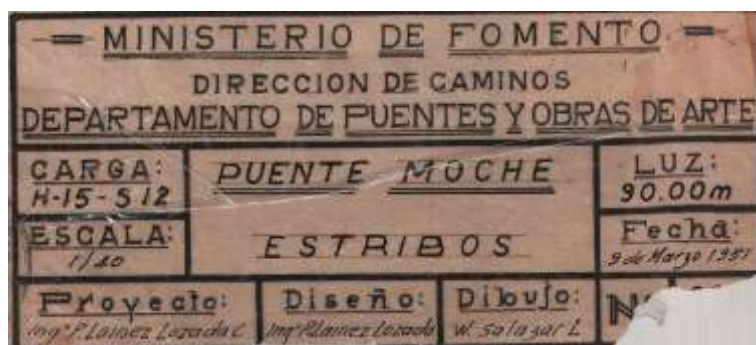
Por la naturaleza del estudio, ha sido necesario cursar comunicación de manera formal al MTC, entidad que nos ha proporcionado los planos del puente para la realización de la presente Tesis.

2.3. Materiales

2.3.1. Puente Moche

El puente Moche es el puente Viga – Losa que une la ciudad de Trujillo con el distrito de Moche, siendo la ruta de Sur a Norte, tiene 90 metros de longitud con dos vanos extremos de 15 metros y tres vanos centrales de 20 metros, siendo soportado por dos estribos y ocho pilares. Según los planos gestionados por el MTC y PROVIAS, señalan que el proyecto de construcción del puente Moche comenzó en el año 1951 y fue ejecutado por el ministerio de Fomento como se muestra en la **Figura 3**.

Figura 3: Rótulo del plano de estribos del Puente Moche



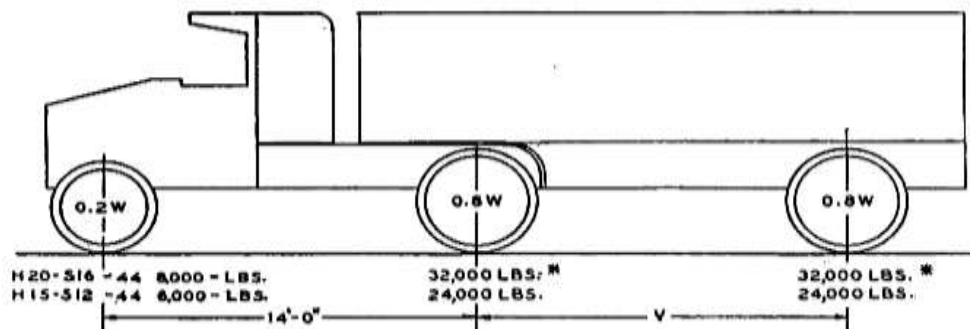
Fuente: Ministerio de Fomento (1951)

2.3.1.1. Consideraciones generales de diseño

La gestión de documentos que se realizó al Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC), logró que se obtuviera algunos planos del diseño del puente Moche y permitió que se rescatara información de importancia para la investigación.

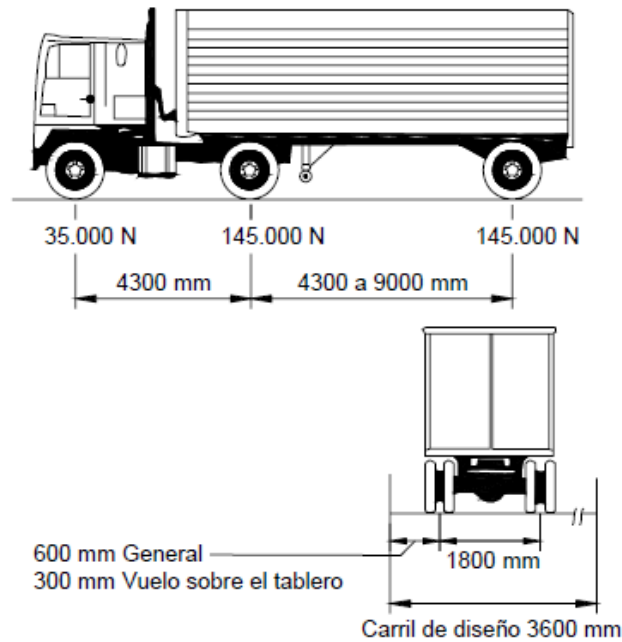
Se tiene en cuenta que el puente fue diseñado en el año 1951 y la norma de diseño que la sustenta es la AASHO de 1949, donde se puede obtener parámetros como el caso del camión de diseño H – 15 – S 12 representado en la **Figura 4**, siendo un camión de diseño más ligero a comparación del camión actual de diseño de puentes que es el HL – 93, como se muestra en la **Figura 5**.

Figura 4: Camión de diseño H - 15 - S 12



Fuente: AASHO 1949 (1949)

Figura 5: Camión de diseño HL - 93

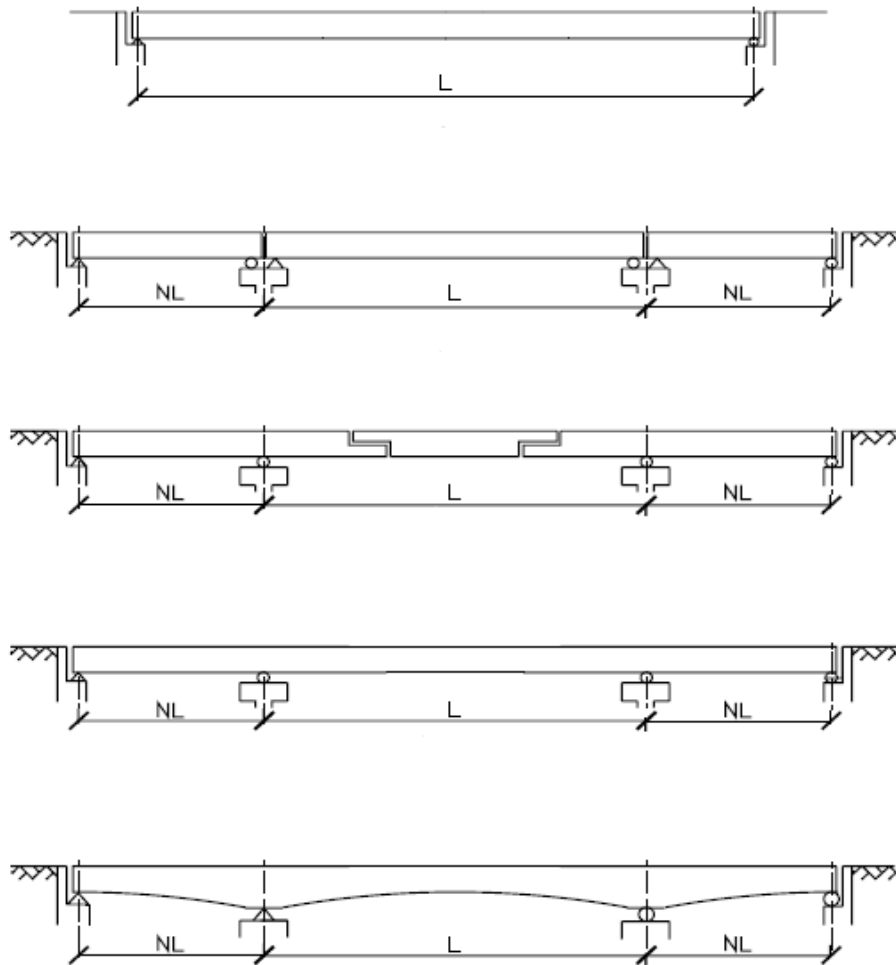


Fuente: AASHTO 2017 (2017)

Así mismo la información rescatada del rótulo del puente sirve para el modelado, por los datos que presenta, los cuales permiten corroborar la información de diseño y verificar si el puente se ajusta a la norma HL – 93 o al manual de Puentes del Perú o tiene alguna dificultad en su diseño.

Otra característica del puente Moche son sus tramos que se encuentran suspendidos y en voladizo como se muestra en la **Figura 6**. Esta condición con la que fue diseñado el puente se debe por el tipo de cimentación que sufre un excesivo asentamiento en los pilares causando altos esfuerzos en las vigas longitudinales, siendo esto a la vez una solución económica en el caso de sistemas continuos, por ello en el diseño se adiciona un número de articulaciones cerca de los puntos de inflexión por carga muerta para hacer al sistema isostático. Hay que tener en cuenta que los sistemas suspendidos y en voladizo generalmente son más económicos que los sistemas de múltiples tramos iguales, y que el sistema continuo no es económico. El peso y costo de las vigas son similares que a los que tienen los sistemas continuos y suspendido, pero el costo se incrementará debido a los detalles de las articulaciones y juntas de expansión (García, 2005).

Figura 6: Condiciones de Apoyo de puentes en voladizo



*Fuente: Análisis y diseño de puentes de concreto Armado: Método AASHTO - LRFD
(García, 2005)*

2.3.1.2. Vigas longitudinales y vigas transversales

El puente Moche tiene longitudinalmente cuatro vigas de concreto armado, de espesor de 60 centímetros con un peralte de 1.805 metros. También se debe tener en cuenta que ambas vigas, no están descritas en el plano, pero si avalado en el diseño de su concepción, de la norma AASHO 1949 y la norma AASHO 1973 emitidas por la Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales (AASHO), donde indica la norma en su

décima primera edición que el predimensionamiento del sistema viga-losa se realiza con la **Ecuación 1**.

$$t_{mín} = 0.5 + \frac{S}{18} \quad (Ec. 1)$$

Donde:

S : Luz actual en pies (ft)

$t_{mín}$: peralte mínimo en pies (ft)

En cuanto a las vigas diafragma son tres vigas por cada 5 metros, de 60 centímetros de espesor con un peralte de 80 centímetros, a base de concreto armado.

2.3.1.3. Losa

Al igual que las vigas, están hechas de concreto armado, siendo dos losas de 20 metros, dos losas de 10 metros y una losa de 30 metros, todos con 7.20 metros de ancho y un espesor de 16.5 centímetros.

En base a la ausencia de las dimensiones de la losa, se comprueba las dimensiones de la losa de acuerdo a la norma AASHO 1973, el cual señala que el mínimo espesor es de 0.542 pies (16.5 centímetros).

2.3.1.4. Pilares

Los pilares del puente Moche son de tipo Columna, dos columnas cada 20 metros, con dimensiones de 5.775 metros de altura, espesor de 60 centímetros y ancho de 2.50 metros como se muestra en el **Anexo 11** y **Anexo 14**.

2.3.1.5. Estribo

Los estribos del puente están hechos de concreto armado, tipo cajón abierto en forma de “U”, el estribo típico cuenta con tres piezas, de dimensiones de 6.25 metros de altura, una de las piezas tiene 10 metros en el sentido transversal del puente y dos piezas de 7.65

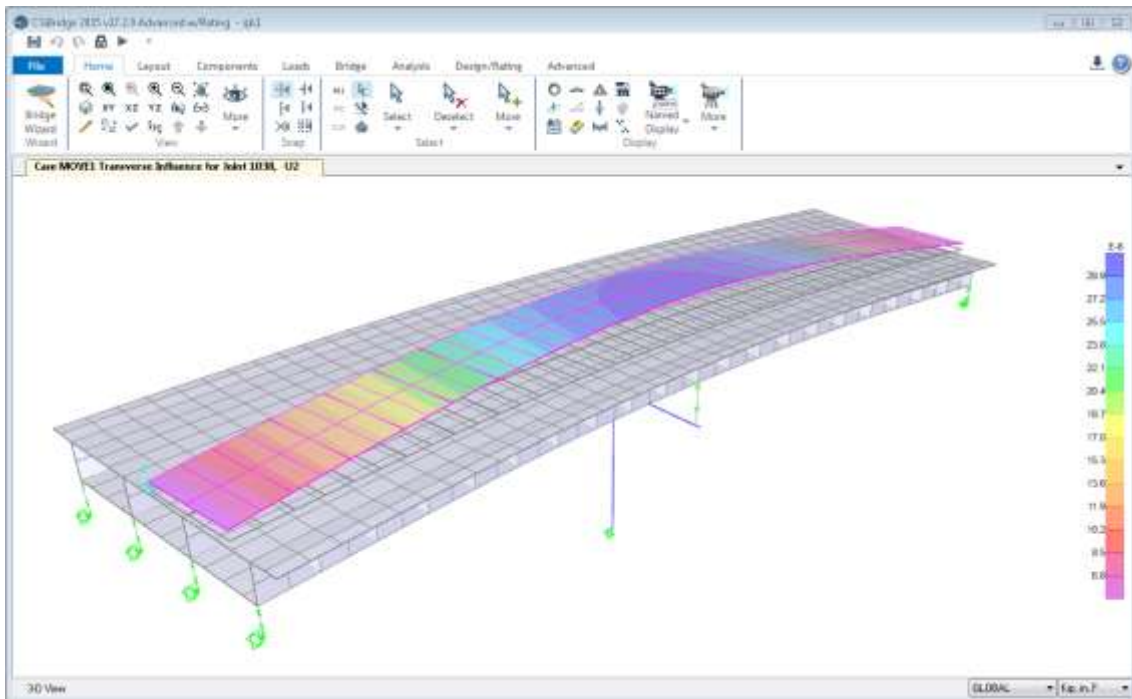
metros en el sentido longitudinal del puente, todas las piezas tienen un espesor de 2.20 metros como se muestra en el **Anexo 10** y **Anexo 13**.

2.4. Instrumentos

2.4.1. CSi Bridge

CSiBridge es un software totalmente independiente que integra las capacidades de modelado, análisis y dimensionamiento de estructuras de puentes en un único modelo, con el fin de satisfacer las necesidades de los profesionales de ingeniería civil. La facilidad con la que logra todas estas tareas, hace al software más versátil y productivo, encontrándolo actualmente disponible en el mercado. Los ingenieros pueden definir fácilmente geometrías complejas de puentes y diversos tipos de cargas y análisis. Por tal motivo el modelado es basado en la definición paramétrica de varios elementos estructurales, utilizando términos familiares para los ingenieros de puentes. Así mismo, este software ayuda que el dimensionamiento sea de manera rápida y eficaz en el refuerzo estructural de puentes existentes de concreto armado y metálicos, como se muestra en la **Figura 7** (CSI ESPAÑA, 2019).

Figura 7: Interfaz de CSi Bridge



Fuente: CSI AMERICA (2019)

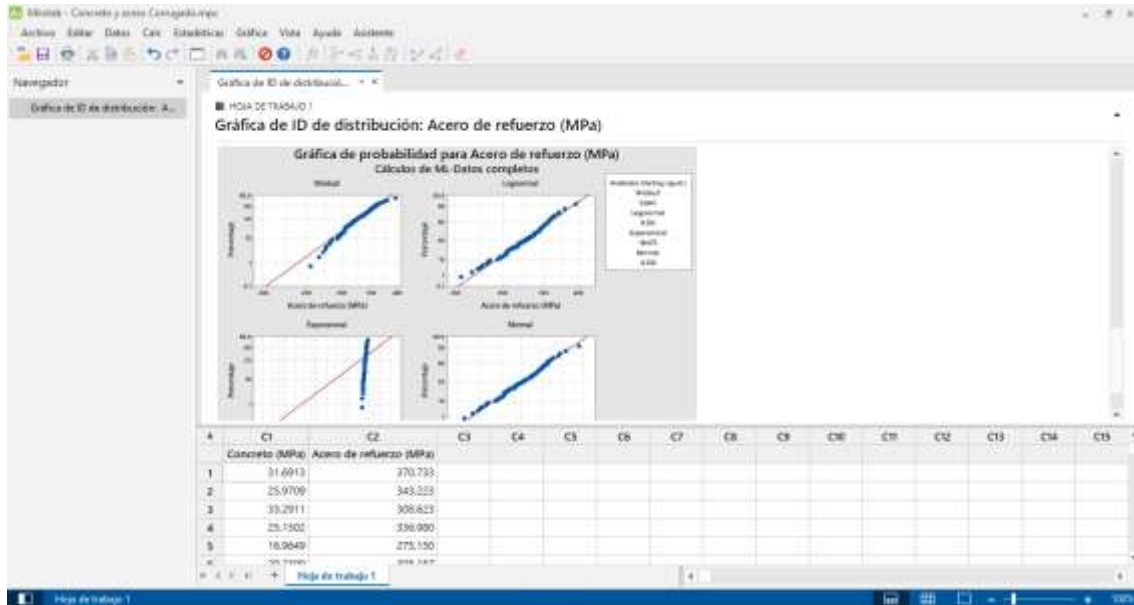
2.4.2. Minitab

Es un software que es empleado como una herramienta estadística para analizar datos, con una amplia gama de opciones que permite utilizar datos externos y administrarlos fácilmente en una hoja de cálculo de forma automática, además contempla gráficos y capacidades avanzadas de edición de datos, en cuanto a estadística tiene procedimientos para la estimación de parámetros y pruebas de hipótesis como estadísticas descriptivas, intervalos de confianza y análisis de variación y correlación como se muestra en la **Figura 8** (Software, 2019).

Minitab también está enfocada al análisis de datos complejos, a la identificación y resolución de problemas relativos a los procesos, por lo que se ha convertido en un instrumento fundamental para todas las compañías con procesos productivos que

requieren de un software de análisis para controlar o mejorar rendimientos en una cadena de producción (Addlink, 2019).

Figura 8: Interfaz de Minitab

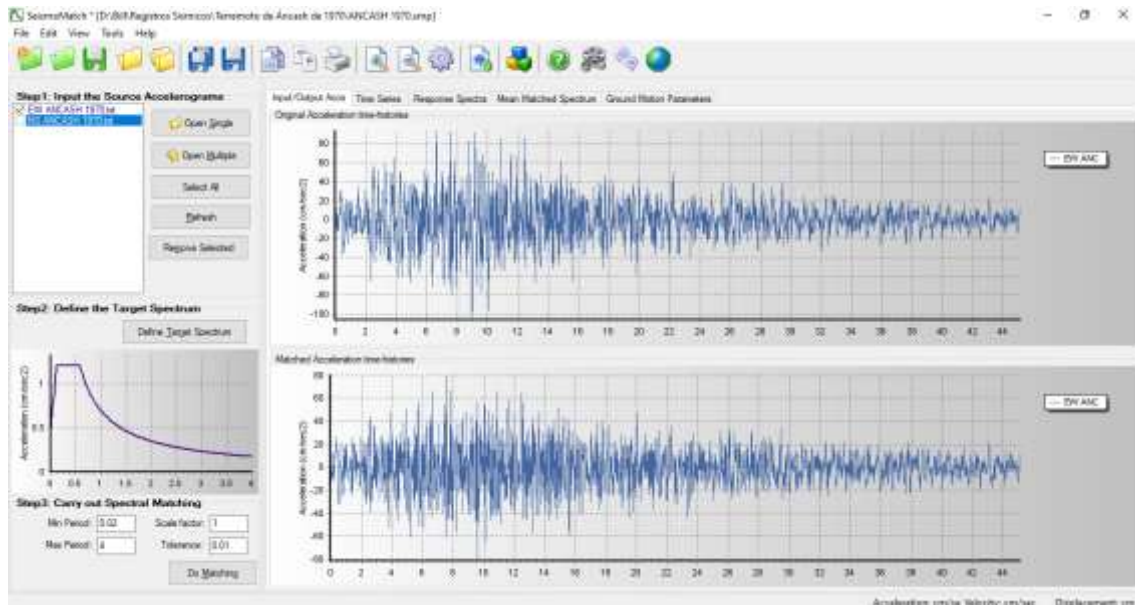


Fuente: Elaboración propia (2019)

2.4.3. SeismoMatch

SeismoMatch es un software que modifica acelerogramas existentes con el objetivo de que sean compatibles con el espectro de diseño como se muestra en la **Figura 9**, actualmente emplea los algoritmos de Hancock et al. (2006) o el algoritmo propuesto por Al Atik y Abrahamson (2010). Quienes usan esta aplicación podrán cargar varios registros sísmicos al mismo tiempo, definir el espectro de respuesta objetivo, elegir el tipo de algoritmo que se desea emplear para el cálculo y cambiar el rango de frecuencias que se desea adaptar a los criterios de tolerancia con el propósito de comparar la señal original con la esperada adaptándola hasta alcanzar los criterios de tolerancia (Dynamics, 2019).

Figura 9: Interfaz de SeismoMatch

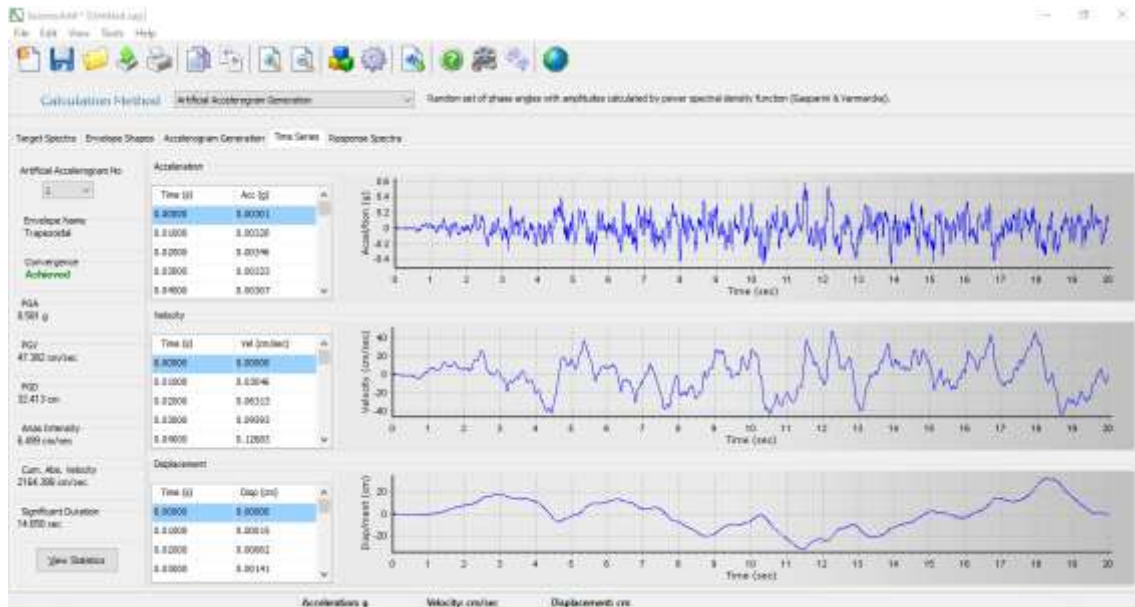


Fuente: Elaboración propia (2019)

2.4.4. SeismoArtif

SeismoArtif es un software que sirve para generar acelerogramas de terremotos artificiales, que coinciden con un espectro de respuesta con un objetivo específico utilizando diferentes métodos de cálculo y suposiciones variadas como se muestra en la **Figura 10**. La herramienta se utiliza para análisis dinámicos no lineales, sin embargo, tiene una desventaja, el cual es emplear acelerogramas reales, por lo que permite generar conjuntos de acelerogramas para el análisis dinámico no lineal de estructuras nuevas o existentes. El software utiliza espectros objetivos definidos por el usuario y tipos de envolventes definidos, los cuales generan acelerogramas artificiales y proporcionan una comparación entre su espectro de respuesta y espectro objetivo incluyendo el error medio en porcentaje, coeficiente de variación y PGA del acelerograma (Geoengineer, 2019).

Figura 10: Interfaz de SeismoArtif



Fuente: Elaboración propia (2019)

2.5. Métodos

2.5.1. Análisis dinámico lineal

Es el análisis de fuerzas, desplazamientos, velocidades y aceleraciones de una estructura como resultado de las deformaciones y desplazamientos. Para obtener respuestas dinámicas en el modelamiento de un puente se debe tener en cuenta aspectos de la estructura como la rigidez, la masa, el amortiguamiento y los aspectos de excitación como la frecuencia de la función fuerza, la duración y dirección de la aplicación (Manual de Puentes, 2018).

2.5.1.1. Método Elástico Multimodal

Este método supone que las fuerzas, momentos y desplazamientos de los elementos del puente se estiman gracias a la carga sísmica combinando las respuestas de los modos individuales empleando el método de combinación cuadrática completa (CQC) que es adecuado para la mayoría de los sistemas de puentes y el método de la raíz cuadrada de

la suma de los cuadrados (SRSS), siendo considerado como uno de los métodos más adecuados para combinar respuestas de modos bien separados (Zhang et al., 2015).

Para su modelamiento se debe tener en cuenta el acoplamiento de las tres direcciones dentro de cada modo de vibración obteniendo por eso una representación tridimensional, así mismo se debe considerar que el número de modos incluidos en el análisis debería ser como mínimo tres veces el número de tramos del puente incluyendo una respuesta sísmica elástica, es decir un espectro de diseño basado en el Manual de Puentes y para hallar los desplazamiento y solicitaciones en los elementos se empleara el método de Combinación Cuadrática Completa (CQC) y el método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) (Manual de Puentes, 2018).

2.5.1.2. Método de Tiempo – Historia lineal

Se realiza a partir de una serie de registros sísmicos, que son integradas en ecuaciones diferenciales desacopladas a cada modo, en función del tiempo y combinadas adecuadamente sus componentes, se obtiene historias para los desplazamientos. Por lo general, este procedimiento es costoso, debido a la cantidad de operaciones y capacidad de memoria que emplea para almacenar resultados intermedios, sin descartar que el proceso es repetitivo hasta encontrar el valor adecuado (Aragadovay, 2016).

Este método sea un análisis elástico o inelástico debe cumplir el artículo 2.6.5 del Manual de Puentes presentado en el procedimiento, por lo que determinará la sensibilidad de la solución numérica al tamaño del tiempo utilizado en el análisis (Manual de Puentes, 2018).

En cuanto a recomendaciones del uso del método los registros deben ser apropiadamente seleccionados y escalados individualmente. Agregando que a nivel mundial se necesitan al menos 7 pares de registros sísmicos que son empleados para el análisis Tiempo –

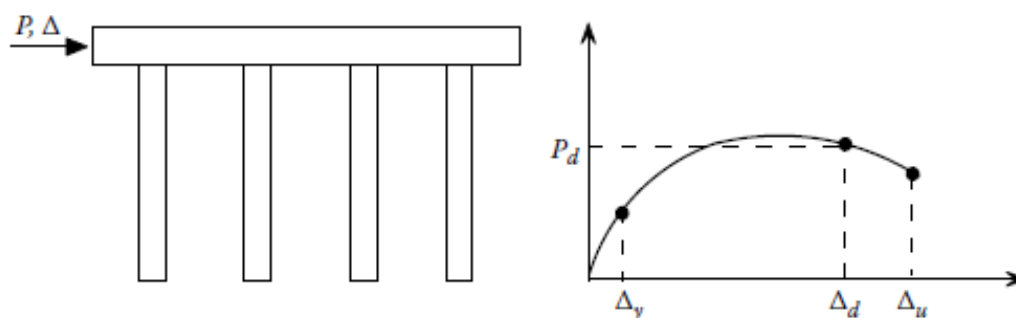
Historia, en el caso de Perú, se recomienda utilizar 3 pares de registros sísmicos, siendo escalados, con un factor de reducción de 1 señalado en la norma peruana técnica E030 (Villareal y La Rosa, 2016).

2.5.2. Análisis Pushover

Considera los comportamientos no lineales de la estructura, como efectos Fuerza – Desplazamiento. En general, las cargas de gravedad permanentes se aplican primero a la estructura, y luego a una carga lateral horizontal o desplazamiento lateral al centro de masa del puente hasta lograr alcanzar la capacidad de desplazamiento estructural (Ger y Cheng, 2013).

El análisis Pushover está basado en un patrón de carga laterales como se muestra en la **Figura 11**, que van incrementando a tal punto de conseguir un desplazamiento objetivo, así mismo es un proceso de análisis que comienza con una respuesta elástica asociada a una respuesta dentro de un rango elástico con una rigidez inicial seguidamente las fuerzas incrementan hasta reducir la rigidez de la estructura haciendo que comience a incursionar en un rango inelástico en proporción de la ductilidad. Para cada elemento estructural se le asigna rótulas plásticas en función a su tipo de falla sustentado por el reglamento escogido, que indica la capacidad cedente y su capacidad última en base de curvaturas, rotaciones o desplazamientos y con el incremento de cargas laterales se presencia las rótulas en los elementos estructurales evidenciando si existe una falla frágil o dúctil conduciendo al colapso de la estructura.

Figura 11: Representación de la Curva Pushover



Fuente: Seismic Design Aids for Nonlinear Pushover Analysis (Ger y Cheng, 2013)

Para los puentes diseñados se debe tener en cuenta los principios de diseño de capacidad y el modo más probable de falla de la columna el cual se limita a la falla de compresión del concreto debido a la fractura del refuerzo transversal o a la fractura por tracción del refuerzo longitudinal. Para los puentes existentes no diseñados se emplea principios de diseño de capacidad y el modo de falla de columna podría ser uno o una combinación de falla de compresión del concreto no confinado debido a la fractura transversal de reforzamiento, falla de compresión del concreto confinado debido a la fractura del refuerzo transversal, falla de compresión debido al pandeo del refuerzo longitudinal, fractura de tracción longitudinal de la barra de refuerzo, fatiga de ciclo bajo del refuerzo longitudinal, falla en la zona de empalme de regazo, falla de corte del miembro que limita el comportamiento dúctil y falla de la junta de conexión viga-columna (Ger y Cheng, 2013).

El análisis estático no lineal se ha convertido en una herramienta popular para la evaluación sísmica de puentes de hormigón armado (RC) principalmente como un medio para identificar la jerarquía de fallas a un bajo costo computacional. Sin embargo, la no linealidad esperada en los puentes durante los movimientos de tierra fuertes, no se puede atribuir únicamente al rendimiento de las secciones de RC, aunque estos son los

elementos que a menudo están diseñados deliberadamente para exhibir un comportamiento inelástico (Saiid, Arêde, Cardone, Delgado, Dolce, Fischinger, Isaković, Pantazopoulou, Pekcan, Pinho, & Sextos, 2012).

La importancia de este análisis radica cuando se realiza el diseño de una estructura se define la acción sísmica a través de un espectro de diseño inelástico donde se le asigna un factor de reducción. Al aplicar el análisis Pushover se obtiene la curva de capacidad expresada en desplazamiento versus la cortante basal con ello se define la ductilidad del sistema encontrando el punto de cedencia y punto último en una representación bilineal idealizada (Nuray, Fischinger, Isaković, Kappos, & Pinho, 2012).

Como procedimiento general para realizar el análisis Pushover como primer paso se debe definir los casos no lineales asociados a sus respectivas cargas gravitacionales, seguidamente se define el patrón de cargas laterales de tal manera que estas fuerzas sean ubicadas en los nodos finales del pilar, luego se define el desplazamiento objetivo de monitoreo en función al incremento de la fuerza cortante, posteriormente se aplican las rótulas plásticas en los elementos estructurales en el caso de la investigación se sigue los lineamientos del ASCE 41 – 13 y finalmente se obtiene el patrón de rótulas plásticas y la curvas de capacidad.

2.5.2.1. Método Pushover Modal

Para realizar el método Pushover Modal (MPA) se determina la curva de capacidad mediante un análisis estático no lineal del sistema de “n” grados de libertad que sirve para una distribución de específicas fuerzas laterales que a la vez estas corresponden a un modo de vibración, utilizando para este método tantas distribuciones como modos que se desea incluir. Seguidamente la curva de capacidad asociada a cada modo es idealizada por una curva bilineal equivalente y convertida a la de un sistema de un solo grado de

libertad. Continuamente se determina la respuesta dinámica no lineal del sistema inelástico de un grado de libertad. Finalmente, el desplazamiento máximo del sistema de un grado de libertad se convierte al del sistema de “n” grados de libertad para cada modo utilizando las expresiones de análisis espectral, este desplazamiento máximo se obtiene mediante CQC (López y Del Re Ruíz, 2008).

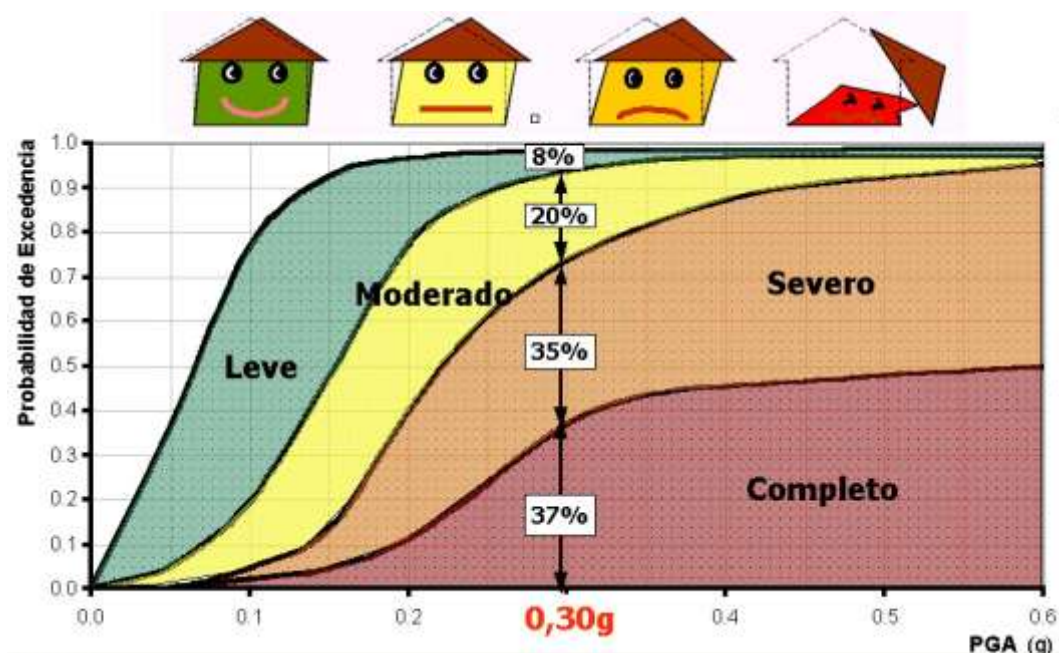
2.5.3. Método Tiempo – Historia de Integración Directa

El procedimiento Tiempo – Historia No Lineal (NLRHA o NRHA), implica la integración directa, en el dominio del tiempo, de las ecuaciones de movimiento para un conjunto dado de entradas de movimiento de tierra y aprovecha el hecho de modelar el comportamiento cíclico no lineal de los materiales que se utilizan, en donde se emplean registros sísmicos que son escalados o generados artificialmente, considerándose uno de los problemas más complejos de la práctica (Nuray, et al., 2012).

2.5.4. Curvas de fragilidad

El concepto de la función de fragilidad en ingeniería se refiere a una relación probabilística entre la frecuencia de falla de un componente de una planta de energía nuclear y la aceleración del suelo de un terremoto (Porter, 2015).

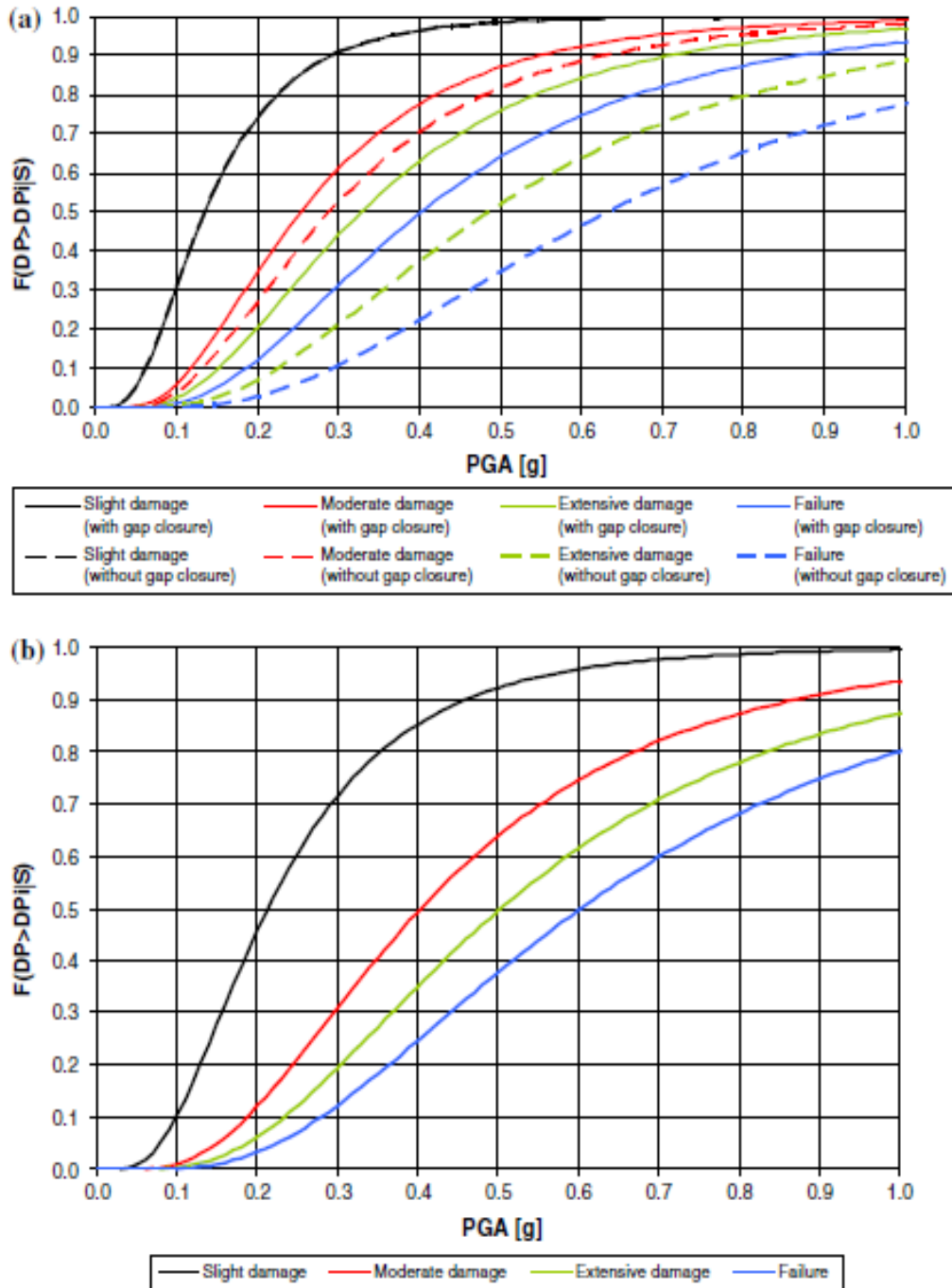
Figura 12: Definición de curvas de fragilidad



Fuente: Estimación de pérdidas por sismo en edificios peruanos mediante Curvas de Fragilidad analíticas (Velásquez, 2006)

Estas funciones de vulnerabilidad representan la probabilidad de que una estructura exceda un estado de daño, en función de un parámetro que define la intensidad sísmica, siendo que estas curvas tienen como utilidad estimar el riesgo sísmico de diferentes grupos como edificios, puentes, plantas nucleares, aeropuertos y líneas vitales. Las curvas de fragilidad son de gran utilidad para ingenieros, investigadores, expertos en fiabilidad, compañía de seguros, entre otros, debido a que son esenciales en la evaluación sísmica de estructuras contribuyendo en la mejora de análisis, evaluación y mejora de estos (Estela, 2019).

**Figura 13: Curvas de fragilidad de puente clase Pedini (a) En dirección longitudinal
(b) En dirección transversal**



Fuente: *Seismic fragility curves for Greek bridges: Methodology and case studies*
(Moschonas et al., 2009)

2.5.4.1. Forma común de una función de fragilidad

Una de las formas más comunes de una función de fragilidad sísmica es la función de distribución acumulada lognormal, siendo representado en la **Ecuación 2** (Porter, 2015).

$$F_d(x) = P[D \geq d/X = x] \quad d \in \{1, 2, \dots, n_D\} = \Phi\left(\frac{\ln\left(\frac{x}{\theta_d}\right)}{\beta_d}\right) \quad (\text{Ec. 2})$$

Donde:

$P[A/B]$: Probabilidad que A es verdadero dado que B es verdadero.

D : Estado de daño incierto de un componente particular que puede tomar valores en $\{0, 1, \dots, n_D\}$ y donde D es igual a cero indicando el estado sin daño, D es igual a 1 indica el primer estado de daño, etc.

d : Valor particular de D que es sin incertidumbre.

n_D : Número de posibles estados de daño $n_D \in \{1, 2, \dots\}$.

X : Intensidad de la excitación incierta, siendo el ejemplo de una aceleración máxima para un periodo de cero en la base de la estructura en estudio, en donde la excitación se llama parámetro de demanda (DP).

x : Valor particular de X que es sin incertidumbre.

$F_d(x)$: Función de fragilidad para el estado de daño d evaluada en x .

$\Phi(s)$: Función normal de distribución acumulada (Gaussiana) evaluada en s .

$\theta(d)$: Mediana de la capacidad del edificio para resistir el daño d .

βd : Desviación estándar del logaritmo natural de la capacidad de la estructura para resistir un estado de daño.

2.5.4.2. Estimación de la demanda sísmica

La demanda sísmica depende del tipo de análisis estructural que se le realice a la estructura en estudio, en el caso cuando sea requerido un análisis lineal, la demanda sísmica está definida por los espectros de respuesta, mientras que para un análisis no lineal es necesario el empleo de algún método de integración paso a paso previa a la definición de la demanda sísmica por medio de acelerogramas (Barbat, Oller & Vielma, 2005).

En múltiples casos no se cuenta con cantidades aceptables de acelerogramas reales, por lo que se recurre a generar artificialmente mediante métodos deterministas o estocásticos buscando que los espectros de respuesta de los acelerogramas obtenidos resulten a la par con el espectro de diseño. Por lo que para métodos deterministas se toma las características de la fuente sismogénica y la ubicación del área en estudio respecto a la fuente (López y Rodríguez, 2018).

Para los métodos estocásticos, en el programa SIMQKE, donde este software consideró una función periódica como una superposición de ondas sinusoidales, que, debido a su carácter transitorio, fue normalizado por una función de intensidad $I(t)$ que define la forma del acelerograma considerando así el carácter transitorio de éste (Gasparini y Vanmarcke, 1976).

La base de un método comúnmente usado de simulación numérica de movimientos de tierra de terremotos es con el hecho de que cualquier función periódica puede expandirse en una serie de ondas sinusoidales, como se muestra en la **Ecuación 3** (Gasparini y Vanmarcke, 1976).

$$\ddot{X}_{(t)} = I(t) \sum_{k=1}^n A_k \text{sen}(w_k t + \phi_k) \quad (\text{Ec. 3})$$

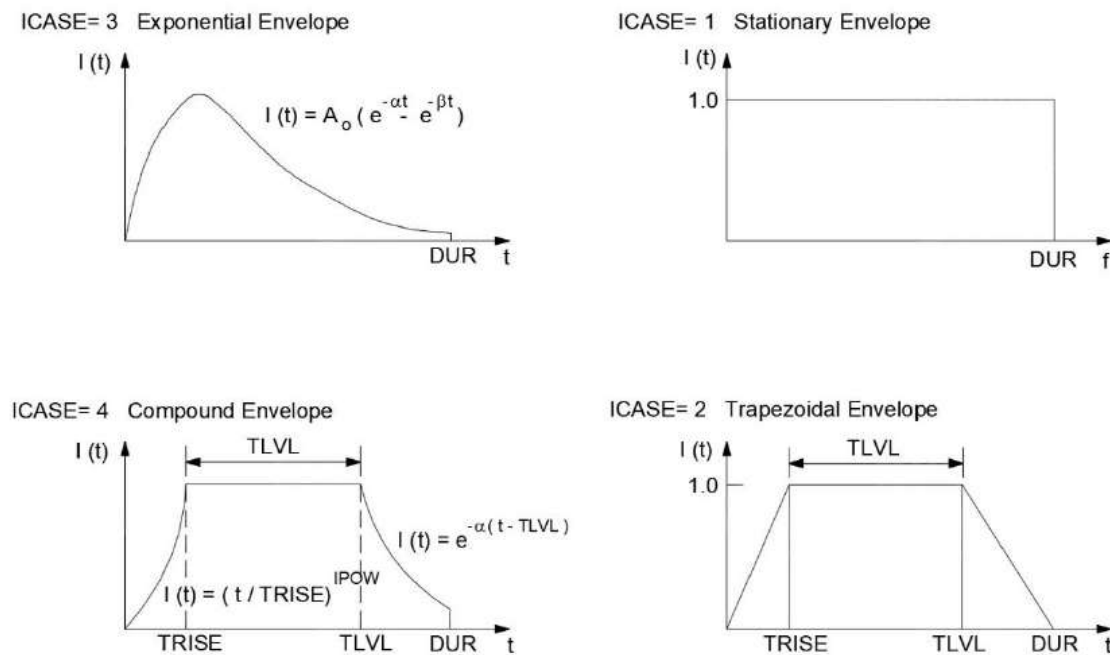
A_k : Amplitud

w_k : Frecuencia angular

ϕ_k : Ángulo de fase

Estos datos señalados, son generados de manera aleatoria. Las funciones de intensidad toman formas muy diversas como se muestran en la **Figura 14**.

Figura 14: Envoltente de intensidades



Fuente: Ruamoko Manual. User Guide to Associated Programs (Vol.4) (Carr, 2007)

2.5.4.3. Métodos para crear funciones de fragilidad

2.5.4.3.1. Métodos de observación de campo

Para aplicar este método, las estructuras existentes se deben clasificar por tipologías de acuerdo con las principales características como son altura, área de planta, número de niveles, entre otros aspectos y condiciones relacionadas con el uso e importancia de las estructuras. La intensidad del movimiento está en base de las zonas localizadas de las estructuras analizadas. Así, a partir de los daños observados después de un sismo, es

posible generar curvas de fragilidad para cada clase identificada previamente. (Bonnet, 2003).

2.5.4.3.2. Métodos Experimentales

Estos métodos requieren simplificaciones impuestas por un modelo a escala que sirve para representar el comportamiento de la estructura que incluyen patrones de cargas para simular la acción sísmica. Actualmente, existen dos tipos de ensayos que son ensayos de carga monotónica creciente mediante actuadores de carga o desplazamientos y ensayos sobre mesa vibradores, utilizando historias temporales de aceleración (Bonnet, 2003).

2.5.4.3.3. Métodos a partir de la opinión de expertos

Estos métodos se basan en la estimación de porcentajes esperado de daño determinado a partir de las respuestas de expertos en análisis, diseño y patología estructural, a una serie de preguntas relacionadas con el comportamiento de la estructura. En cuanto a las probabilidades de cada estado de daño se puede determinar en base a la distribución elegida entre límites de los respectivos intervalos y para las curvas de fragilidad se grafican para cada valor de la intensidad sísmica probable (Bonnet, 2003). En el caso de calcular las probabilidades de excedencia se utilizan los intervalos de variación propuestos en el ATC – 13 que se muestran la **Tabla 3**.

Tabla 3: Estados discretos de daño e intervalos de variación del factor de daño

Estado de daño	Intervalo del Factor de daño (%)	Factor de daño central (%)
Sin daño	0	0
Leve	0 – 1	0.5
Suave	1 – 10	5
Moderado	10 – 30	20
Fuerte	30 – 60	45
Mayor	60 – 100	80
Destrucción	100	100

Fuente: Earthquake Damage Evaluation Data for California (ATC, 1985)

2.5.4.3.4. Métodos Analíticos

Estos métodos se apoyan de los análisis numéricos y pueden ser empleados en zonas donde no se presencia daños sísmicos en las estructuras, ni donde se dispone de resultados de ensayos de laboratorio, siendo útiles para los análisis de vulnerabilidad sísmica. En cuanto a los resultados que se pueden obtener, son sensibles de acuerdo a los modelos contruidos para representar las estructuras por lo que deben emplearse modelos que mejor forma posible representen el comportamiento sísmico estructural (Bonnet, 2003).

2.5.4.4. Estados de daño

Los estados de daños se refieren a la representación de condiciones límites con los daños físicos de una estructura relacionándose con diferentes niveles de desempeño esperados que buscan la continuidad funcional de una estructura con la intención de salvaguardar la vida de sus ocupantes o prevenir el colapso (López & Rodríguez, 2018).

Park, Ang y Wen (1987), establecieron estados de daño en base a la observación de varios edificios después de un evento sísmico, siendo adaptado en la **Tabla 4**, donde se muestra la inspección del daño.

Posteriormente, Anagnostopoulos, Petrovski & Bouwkamp (1989), propusieron una clasificación de estados de daño en base de la funcionalidad de las estructuras después de un evento sísmico como se muestra en la **Tabla 5**.

Tabla 4: Grados de inspección de daños

Grado de daño	Apariencia Física
Colapso	Colapso parcial o total de la estructura
Severo	Grandes aplastamientos del concreto y estrés de los refuerzos
Moderado	Grandes grietas extensivas y desprendimiento de concreto en elementos más débiles.
Ligero	Grietas menores en la estructura. Rotura parcial de concreto en columnas.
Sin daño	Grietas esporádicas.

Fuente: Damage-Limiting Aseismic Design of Buildings (Park et al., 1987)

Tabla 5: Clasificación de daños y usabilidad de estructuras

Clasificación de uso	Estado de daño	Descripción del daño
En funcionamiento	1. Sin daño	Sin daño visible a los miembros estructurales. Estructuras con daños estructurales insignificantes y daños no estructurales leves. Las grietas finas en los miembros estructurales juzgan que no reducen la capacidad sísmica del edificio.
	2. Leve	
Esta categoría es para edificios cuya capacidad sísmica original no se ha reducido y que no parecen representar ningún peligro para la vida humana.		
Temporalmente usable	3. Moderado	Grietas pequeñas a grandes en elementos estructurales de concreto armado. El desprendimiento de concreto de los miembros estructurales, la exposición del refuerzo, el aplastamiento del material en ciertos lugares, pero hasta el punto de que no constituye un peligro de colapso.
	4. Pesado	
Las estructuras en esta categoría han disminuido la capacidad sísmica y deben ser reparados o reforzados.		
Inutilizable	5. Severo	Gran cantidad de elementos estructurales y conexiones fundidas. Pandeo de refuerzo en varios lugares, dislocaciones considerables de elementos estructurales y de toda la estructura.
	6. Colapso	
Las estructuras de esta categoría no son seguras porque están sujetas a un colapso repentino.		

Fuente: Damage-Limiting Aseismic Design of Buildings (Park et al., 1987)

En una investigación realizada en puentes, se estableció niveles de estado desde sin daño hasta colapso basado en el evento sísmico de Northridge de 1994, Basöz, Kiremidjian y King (1999) realizó la siguiente clasificación para los estados de daño, como se muestra en la **Tabla 6**.

Tabla 6: Clasificación de estados de daño propuesto por Basöz et al. (1999)

Estado de Daño	Descripción
Colapso	Las superestructuras se mueven de sus soportes o fallan.
Severo	El esparcimiento del pilar y el pandeo de la barra de refuerzo se extendieron sobre una longitud de un diámetro de pilar o más, falla de la base, o en casos en los que se producen daños graves en las bisagras y cerca del asiento.
Moderado	El desprendimiento del pilar o el agrietamiento por corte se producen sin pandeo, o cuando el pilar, el daño del muelle en las articulaciones es sustancial
Leve	Sin peligro de colapso estructural inminente o con daños fácilmente reparables, como un desprendimiento menor y grietas finas en los pilares, grietas en las bisagras, movimiento leve o asentamiento de los pilares y / o bisagras
Sin daño	Sin daños notables debido al terremoto.

Fuente: Statistical Analysis of Bridge Damage Data from the 1994 Northridge, CA, Earthquake (Basöz et al., 1999)

2.5.4.5. Distribución de probabilidades

Para entender la fragilidad, es necesario comprender la probabilidad y las cantidades inciertas. La palabra incierto se refiere a un término más amplio denominado aleatorio por que se aplica a cantidades que cambian de manera impredecible como a cantidades invariables. En cuanto a la probabilidad se denota con $P []$, y la probabilidad condicional se denota por $P [A/B]$, es decir, la probabilidad de que la afirmación A sea verdadera dado que la afirmación B es verdadera. Mientras que una variable se caracteriza mediante distribuciones de probabilidades en las que encontramos funciones de densidad de probabilidad, funciones de masa de probabilidad y funciones de distribución acumulada (Porter, 2020).

Las funciones de densidad de probabilidad que son aplicables a las cantidades pueden asumir un dominio continuo de valores. Esta función de densidad de probabilidad para una variable aleatorio escalar continuo se le puede trazar un gráfico $x - y$, en donde el eje x mide el valor posible que puede asumir y en el eje y mide la probabilidad por unidad que exista en x tomándolo como un valor particular. Una función de densidad de probabilidad de x con $f_x(x)$, siendo la letra minúscula f una densidad de probabilidad, el subíndice x , es una función de densidad de la variable aleatoria x , y es el argumento de (x) , que señala su evaluación en un valor particular de x . El área bajo la función de densidad de probabilidad entre dos valores cualquiera a y b donde da la probabilidad que x tome un valor entre esos dos límites. En la **Ecuación 4**, usamos la convención de que el límite superior está incluido y no está el límite inferior.

$$P[a < X \leq B] = \int_a^b f_x(x)dx \quad (\text{Ec. 4})$$

Al integrar la función de densidad de probabilidad de X desde $-\infty$ a x , el valor de la integral resulta la probabilidad de que la variable aleatoria tome un valor menor o igual a x . Nos referimos al valor de esa integral como una función de x como función de distribución acumulativa de X denotada como $F_x(x)$.

$$P[X < x] = \int_{z=-\infty}^x f_x(z) dz \quad (\text{Ec. 5})$$

La **Ecuación 5**, utiliza como variable de integración z , siendo el límite superior x el cual es un valor fijo y de carácter particular. Algunas variables pueden tomar valores discretos como en la **Ecuación 6**.

$$P[X = x] = p_x(x) \quad (\text{Ec. 6})$$

Por lo que podemos expresar la función de distribución acumulativa de una variable aleatoria discreta igual que una continua como se muestra en la **Ecuación 7**.

$$P[X \leq x] = \int_{z=-\infty}^x p_x(x) dz = \sum_{z=-\infty}^x p_x dz \quad (\text{Ec. 7})$$

2.5.4.6. Distribuciones de probabilidad

La existencia de distribuciones de probabilidad es muy amplia, entre las más usadas con más frecuencias son las distribuciones normales, lognormales y uniformes. Cualquier profesional que se ocupe de la evaluación de riesgos debe comprender y utilizar estas distribuciones debido que se utilizan en aplicaciones como fragilidad, vulnerabilidad y riesgo (Porter, 2020).

Si una cantidad X se distribuye normalmente con el valor medio μ y una desviación estándar σ , se puede asumir que cualquier escalar comprendido en $-\infty < X < +\infty$, se tiene en cuenta que cuando mayor sea σ , más incierto será X . La función de densidad de probabilidad normal o Gaussiana como se muestra en la **Ecuación 8**.

$$f_x(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}} = \varphi\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right) \quad (\text{Ec. 8})$$

La función de distribución acumulada (CDF) como se muestra en la **Ecuación 9** y en la **Ecuación 10**.

$$P[X \leq x] = F_x(x) \quad (\text{Ec. 9})$$

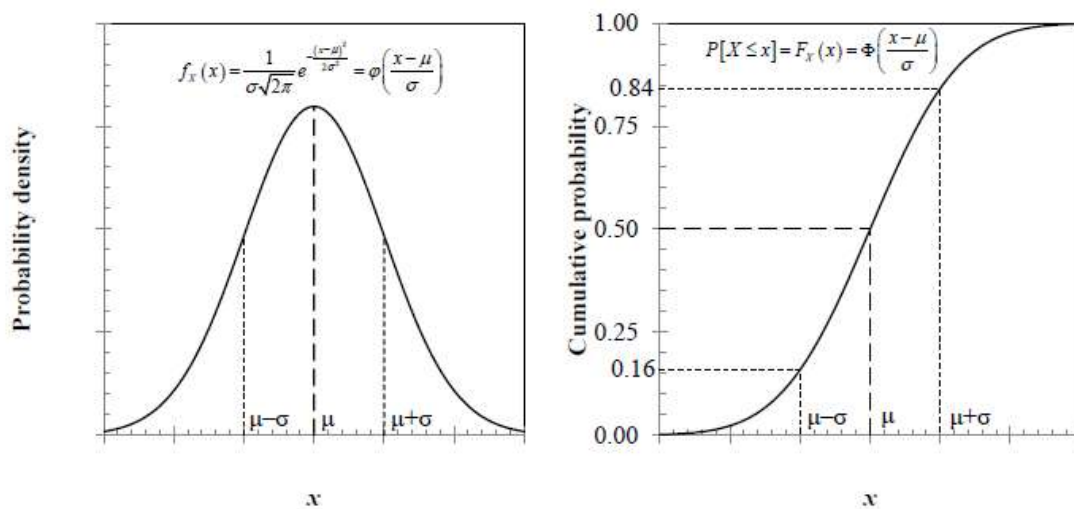
$$f_x(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}} = \Phi\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right) \quad (\text{Ec. 10})$$

En la **Ecuación 10**, se denota que Φ comúnmente es la función de distribución acumulativa normal estándar, donde se puede encontrar el valor x asociado con una probabilidad de no excedencia especificada como p invirtiendo la función de distribución acumulativa en p como se muestra en la **Ecuación 12**.

$$x_p = x: P[X \leq x_p] = p \quad (\text{Ec. 11})$$

$$x_p = F_X^{-1}(p) \quad (\text{Ec. 12})$$

Figura 15: *Función de densidad de probabilidad gaussiana (izquierda). Función de distribución acumulativa gaussiana (derecha)*



Fuente: *A Beginner's Guide to Fragility, Vulnerability, and Risk* (Porter, 2020)

2.5.4.7. Método de simulación de Montecarlo

Es un método probabilístico basado en la realización de numerosos experimentos ficticios utilizando números aleatorios, siendo de carácter universal y no necesitando un conocimiento de la teoría de la probabilidad, es decir, la única información que necesita es la relación entre las cantidades de entrada y salida y el conocimiento de las distribuciones de probabilidad de las variables de entrada porque el método utiliza numerosas repeticiones de ensayos con números aleatorios generados por computadoras. Actualmente, existen varios programas informáticos que son utilizados para simulaciones de Montecarlo, considerando que la base de cualquier programa es un generador de números aleatorios (Menčík, 2016).

2.5.4.8. Muestreo por Hipercubo Latino

En contraste el método de Montecarlo tiene dos desventajas, el primero es porque necesita un número muy alto de simulaciones en caso de que la cantidad de salida debe obtenerse mediante cálculos numéricos que requieren mucho tiempo y el segundo que puede suceder es que los números aleatorios generados de la función de distribución no se distribuyan suficientemente regular en el intervalo de definición. El método Muestreo por Hipercubo Latino (LHS) elimina estos inconvenientes, concibiendo que este es similar a la generación de números aleatorios a través de la transformación probabilística inversa, teniendo como diferencia que crea valores no generando números aleatorios dispersos de manera caótica en el intervalo, sino asignándoles valores fijos, siendo este intervalo el que se divide en varias capas del mismo ancho y estos valores se calculan mediante la transformación inversa (Menčík, 2016).

La técnica del LHS concibe los siguientes pasos, el primero es la selección de las variables a muestrear, luego es la asignación de distribuciones de probabilidad a cada variable,

sucesivamente es la división de cada distribución de probabilidad acumulada (CDF) en un número de regiones igualmente particionadas con el objeto de que la muestra tenga puntos en cada intervalo, después es la generación de una muestra aleatorio dentro de cada intervalo para cada variable y finalmente se realiza la generación de pares aleatorios de muestras para contar con el vector de entrada siendo usado uno por cada intervalo. Con cada par de valor de entrada el modelo numérico es ejecutado una vez (López y Rodríguez, 2018).

2.5.5. Nivel de vulnerabilidad

Las curvas de fragilidad son una medida de la vulnerabilidad sísmica de una estructura siendo los métodos basados en el espectro de capacidad consideran cinco estados de daño como se muestra en la **Tabla 6**. En cada estado de daño, la curva de fragilidad proporciona la probabilidad de superar ese estado de daño como función de un parámetro que representa la acción sísmica sufrida por la estructura (Estela, 2019).

Este estudio de vulnerabilidad del puente Moche está basado en que “se genera un conjunto de muestras de las variables que representan los parámetros sísmicos y estructurales. Los valores para cada parámetro se eligen en forma aleatoria a partir de su función de distribución de probabilidad” (Velásquez, 2006). También se ha considerado “que el sesgo de las estimaciones obtenidas por el LHS es bastante pequeño para un número moderado de simulaciones” (Florian, 1992).

2.5.5.1. Vulnerabilidad calculada – Método del espectro de capacidad

El uso de curvas de fragilidad considerándose como un componente que toma más relevancia en las estimaciones de riesgo sísmico, como sitios urbanos, redes de carreteras, por lo que el uso del método del espectro de capacidad (CSM), tiene como propósito de construir curvas de fragilidad, este método sirve para la identificación del desplazamiento

espectral. Para verificar la confiabilidad de este procedimiento analítico actual, las curvas de fragilidad por este método pueden compararse con las obtenidas por análisis de Tiempo – Historia no lineal (Banerjee y Shinozuka, 2007).

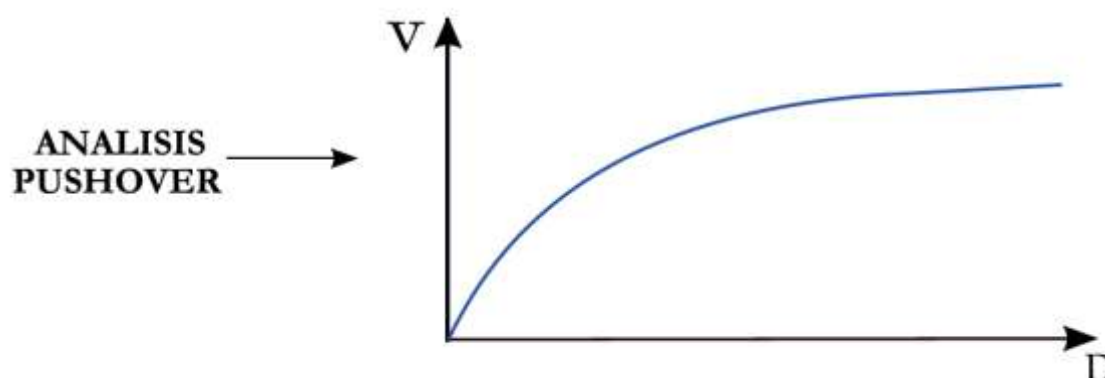
En ATC – 40 (1996), se registró procedimientos de análisis estático no lineal, incluido el CSM para la evaluación sísmica de edificios de concreto armado y actualmente está en uso para análisis, diseño y evaluación sísmica de puente (Zheng, Usami y Ge, 2003).

El método de CSM, requiere la determinación de tres elementos importantes que son la curva de capacidad, el espectro de demanda y el punto de desempeño (Aburto, 2013).

2.5.5.1.1. Curva de capacidad

La curva de capacidad es la representación de la fuerza aplicada a la estructura como función del desplazamiento simbolizando su capacidad en el rango elástico como se muestra en la **Figura 16**, por su parte esta consiste en una serie de segmentos de rectas decrecientes que involucran a la rigidez, la cedencia, daño y falla de componentes. Para el caso de puentes esta curva es formulada a través de la fuerza cortante generada en el apoyo del puente en función del desplazamiento de la superestructura.

Figura 16: Curva de Capacidad

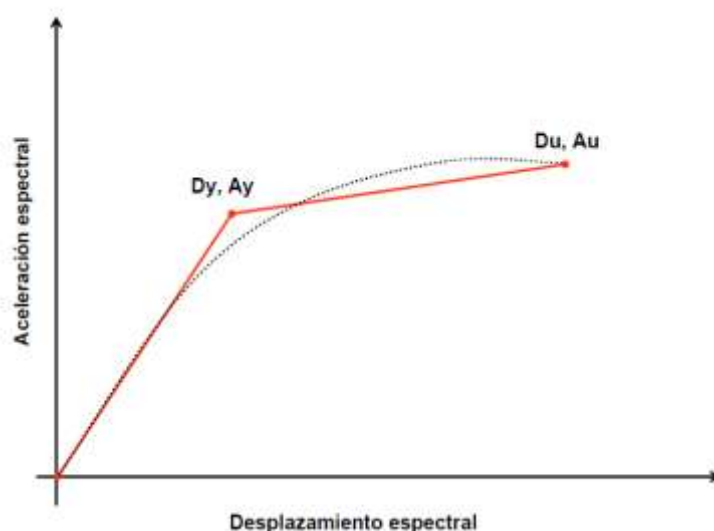


Fuente: Análisis de la vulnerabilidad sísmica del Puente Pedro de Valdivia – Chile (Aburto, 2013)

2.5.5.1.2. Representación bilineal de la curva de capacidad

Es la representación gráfica que determina cuando la estructura termina en el rango lineal e inicia en el rango no lineal, es decir, es la representación del punto de fluencia (D_y) y capacidad última de la estructura (D_u). En la **Figura 17** el punto de cedencia representa el desplazamiento en el que la respuesta de la estructura entra en la no linealidad, siendo denotado como (D_y, A_y) , donde D es el desplazamiento, A es la aceleración espectral y el subíndice (y) se refiere a la cedencia. En cuanto al punto de capacidad última esta representa el desplazamiento en el que el sistema estructural global ha alcanzado el mecanismo de colapso, siendo denotado como (D_u, A_u) , donde el subíndice u se refiere a la capacidad última (Moreno, 2006).

Figura 17: Representación bilineal de la curva de capacidad



Fuente: Evaluación del riesgo sísmico en edificios mediante análisis estático no lineal: Aplicación a diversos escenarios sísmicos de Barcelona (Moreno, 2006)

Para obtener la representación bilineal de la curva de capacidad se emplea el criterio de las Áreas Iguales. La idealización de la representación se basa en la energía disipada por

la estructura analizada por el área, bajo la curva Pushover que sea igual a la energía disipada por la curva idealizada (FEMA 273, 1997).

La manera de como formular la curva de capacidad bilineal es definiendo el desplazamiento último (D_u) y la cortante en la base (V_u) que corresponde al punto antes que se inicie el colapso. Este valor es el punto B mostrado en la **Figura 18**. Se toma el cálculo del área bajo la curva de capacidad A_{curva} utilizando el método de integración de regla de los trapecios. Seguidamente se estima la cortante basal de fluencia V_y^i , siendo este valor el primer paso el cual es parte de un proceso iterativo que iguala las áreas bajo la curva real A_{curva} , la curva bilineal idealizada $A_{bilineal}$ y el superíndice indica el paso i del proceso iterativo. En cuanto al cálculo de la pendiente inicial K_e^i de la curva bilineal se obtiene uniendo con una línea recta el origen O y el punto sobre la curva de capacidad real con una cortante basal igual a $0.6V_y^i$ que se presenta en la **Figura 18**. En base al análisis Pushover, se determina el desplazamiento $D_{0.6}^i$ correspondiente a un cortante basal igual a $0.6V_y^i$ y la pendiente K_e^i correspondiente a la rigidez lateral efectiva de la estructura que se calcula mediante la **Ecuación 13**.

$$K_e^i = \frac{0.6V_y^i}{D_{0.6}^i} \quad (Ec. 13)$$

Mientras que para el cálculo del desplazamiento de fluencia (D_y) esta definido por la expresión mostrada en la **Ecuación 14**.

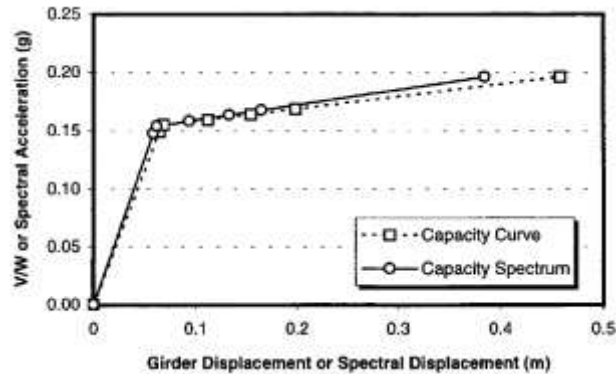
$$D_y = \frac{V_y}{K_y} \quad (Ec. 14)$$

Los valores V_y^i y D_y^i corresponden al punto A, y la definición de la curva bilineal es la composición de las rectas OA y AB . Para calcular el factor reductor (α) de la rigidez de la estructura después de la fluencia se emplea la **Ecuación 15**.

2.5.5.1.3. Espectro de Capacidad

Según el ATC – 40 (1996), contempla que es el resultado de la curva de capacidad transformada de las coordenadas de fuerza de corte versus los desplazamientos de la losa.

Figura 19: Curva de capacidad vs espectro de capacidad de la muestra de puente 1

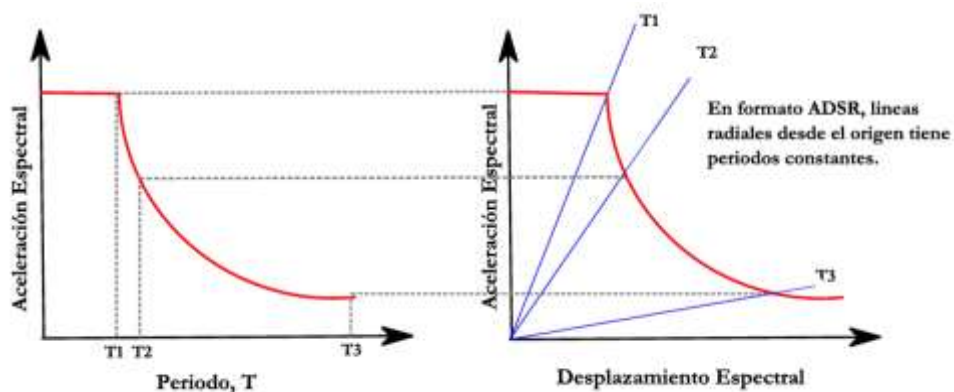


Fuente: Nonlinear static procedure for fragility Curve development (Shinozuka, Feng, Kim, Ho-Kyung, Kim, 2000)

2.5.5.1.4. Espectro de demanda

Es el espectro de respuesta reducido que sirve para representar el movimiento de tierra del terremoto en el método del espectro de capacidad (ATC – 40, 1996).

Figura 20: Espectro de respuesta elástico tradicional y espectro de demanda

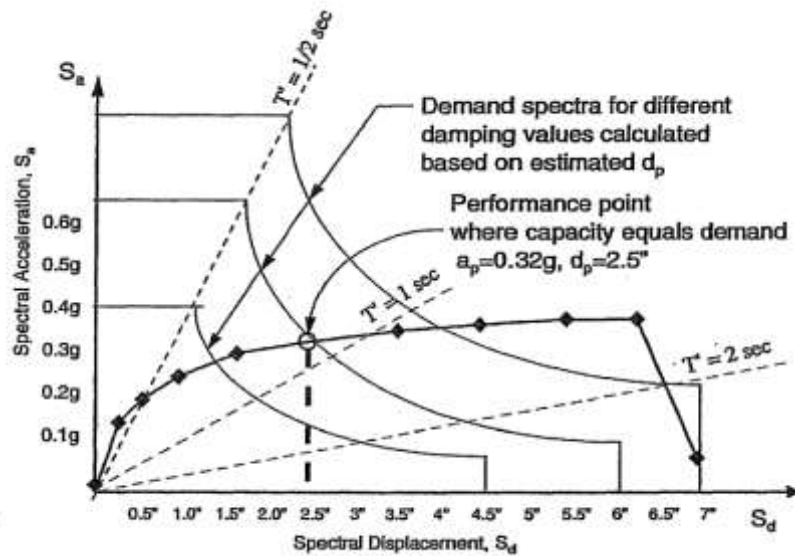


Fuente: Análisis de la vulnerabilidad sísmica del Puente Pedro de Valdivia - Chile (Aburto, 2013)

2.5.5.1.5. Punto de desempeño

Es la intersección del espectro de capacidad con el espectro de demanda, es decir, el desplazamiento en el punto de rendimiento es equivalente al desplazamiento objetivo en el método de los coeficientes (ATC – 40, 1996).

Figura 21: Determinación del punto de desempeño



Fuente: ATC - 40 (1996)

Figura 22: Metodología para generar curvas de fragilidad (adaptada de Bonnet, 2003)



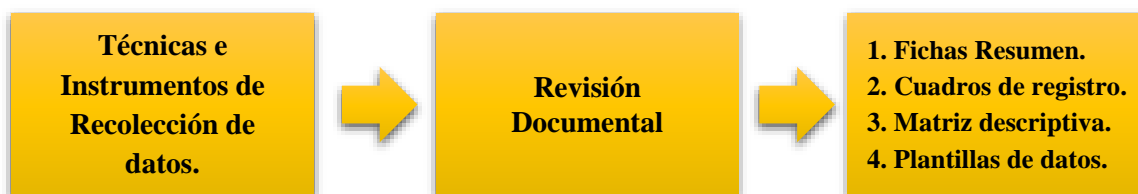
Fuente: Elaboración propia (2019)

2.6. Técnicas e instrumentos de recolección y análisis de datos

En esta investigación se empleó la revisión documental por la posición teórica de la investigación. Por lo que se empleó información que sigue la norma de diseño estructural de la AASHO 1949 dirigida a los puentes y los lineamientos de diseño sísmico establecido en el Manual de Puentes (2018) para procedimientos lineales y además, se ha tomado en cuenta los parámetros de la norma ATC 40, los cuales fueron modificados en el FEMA 356 para procedimiento no lineales y actualizados en los criterios de modelación no lineal del ASCE 41 – 13, considerando que se utilizó planos como parte de la solicitud de información emitida del Ministerio de Transportes y Comunicaciones. Posteriormente se realizó el modelado la estructura para procedimientos lineales de acuerdo a la norma del Manual de Puentes (2018), en cuanto para el modelado para procedimientos no lineales se empleó con la finalidad de construir curvas de fragilidad para determinar la vulnerabilidad sísmica del puente Moche.

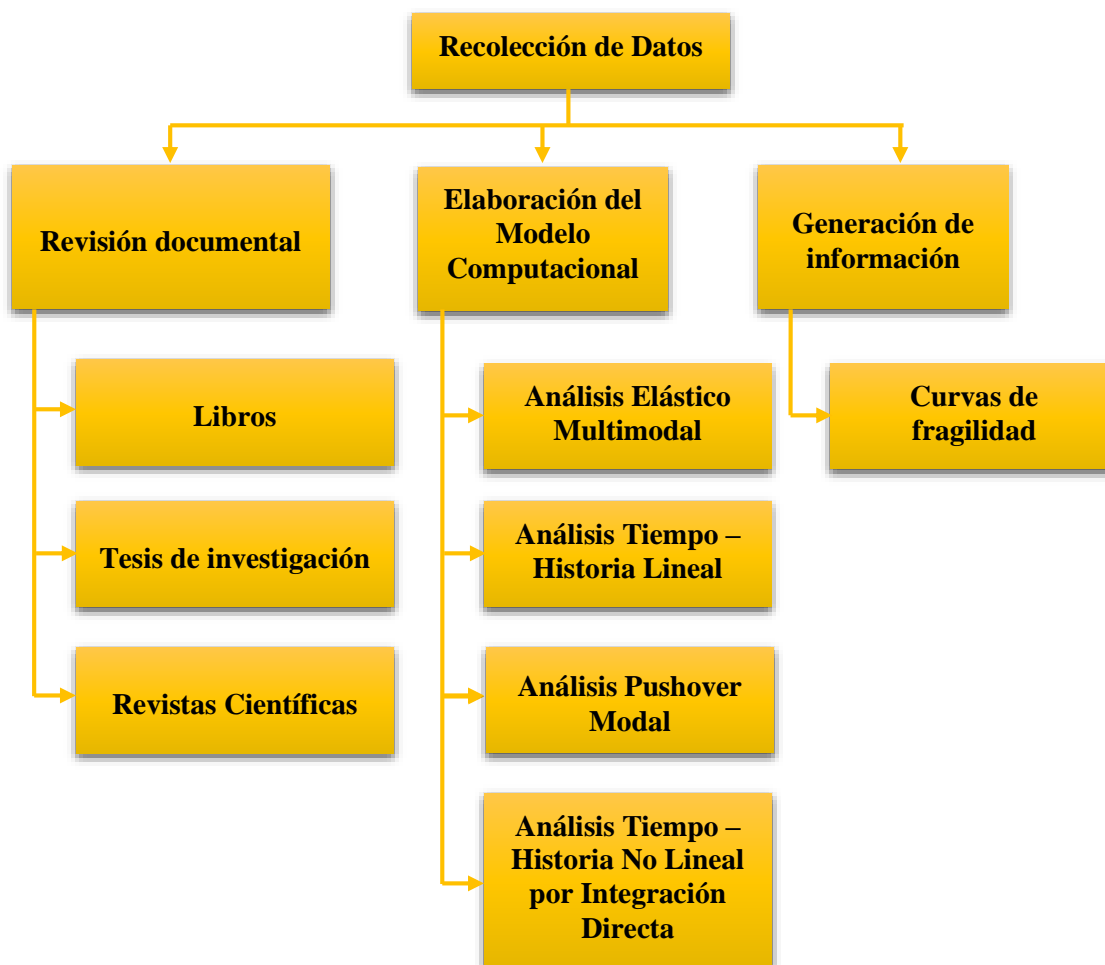
Como instrumentos en la recolección de datos se emplearon fichas resumen, cuadros de registro de información, matrices descriptivas y plantillas de datos. Por medio de estos se procesó información obtenida en la revisión de normas, trabajos de investigación, fichas técnicas y los resultados numéricos que se obtenga de los programas de cómputo.

Figura 23: Técnicas, instrumentos y Recolección de Datos



Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 24: Esquema de recolección de datos

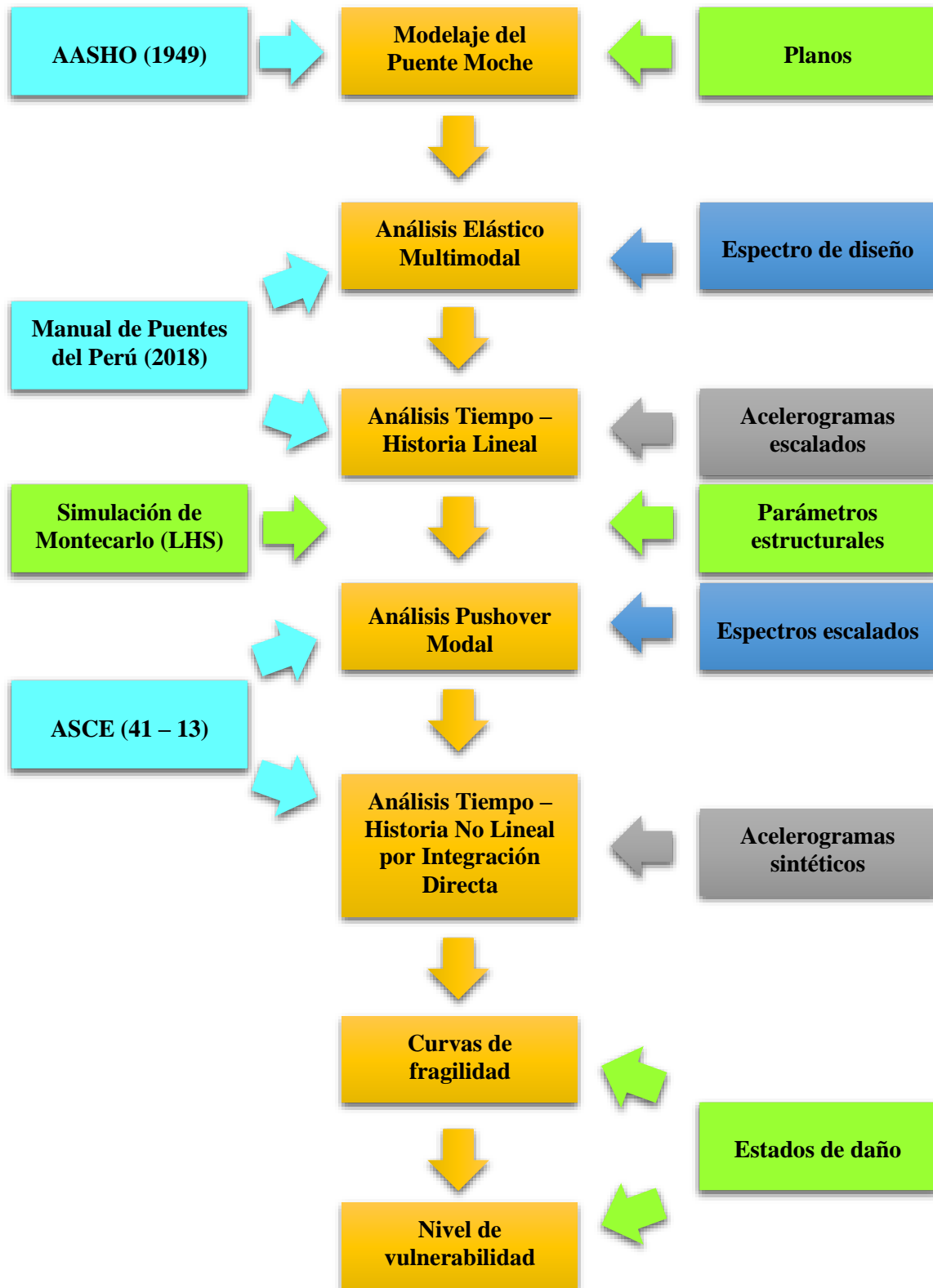


Fuente: Elaboración propia (2019)

2.7. Procedimientos

Se realizó el modelado del puente Moche y su procedimiento en el rango lineal con los métodos elástico Multimodal y Tiempo – Historia y en el rango no lineal los análisis Pushover y los análisis Tiempo – Historia de Integración Directa. Además, se dió a conocer los pasos de la construcción de las curvas de fragilidad en cada dirección del puente y como encontrar el nivel de vulnerabilidad de la estructura.

Figura 25: Procedimiento de la investigación

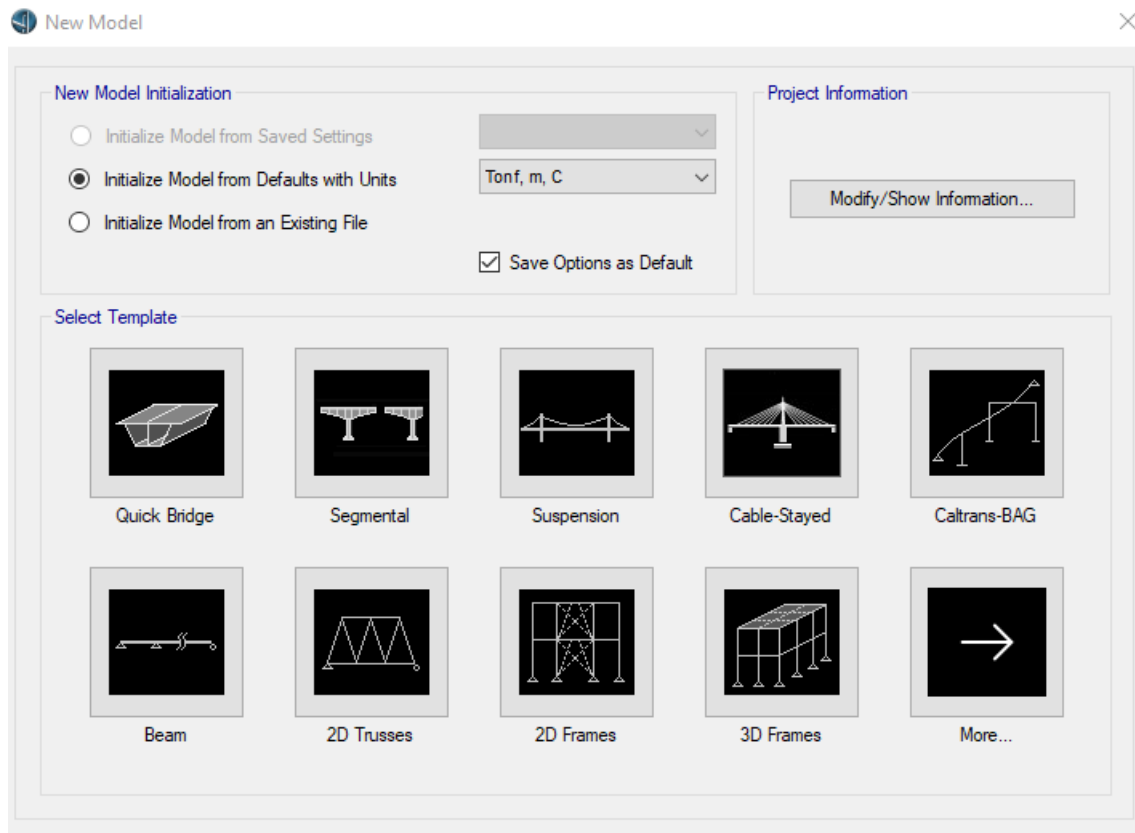


Fuente: Elaboración propia (2019)

2.7.1. Modelado de puente Moche

Para el modelado del puente Moche se tuvo en cuenta las consideraciones de diseño señalados en el plano mostrados en el **Anexo 11** y **Anexo 12**, primero se procedió a la construcción del modelo en el programa CSi Bridge, segundo se realizó a un análisis elástico multimodal consiguiendo las fuerzas en base de espectros de demanda, tercero un análisis Tiempo – Historia lineal obteniendo fuerzas en base a acelerogramas escalados, cuarto se realizó 100 análisis Pushover y 100 análisis Tiempo – Historia de Integración Directa que ayudaron en la construcción de curvas de fragilidad y finalmente se determinó el nivel de vulnerabilidad de la estructura tanto por el análisis Pushover como por el método Tiempo – Historia No Lineal. A continuación, se observa el modelo general del puente Moche, luego se menciona las condiciones escogidas para la obtención de resultados en cada análisis. En las **Figura 26** y **Figura 27** se muestra las opciones de los puentes que se puede diseñar.

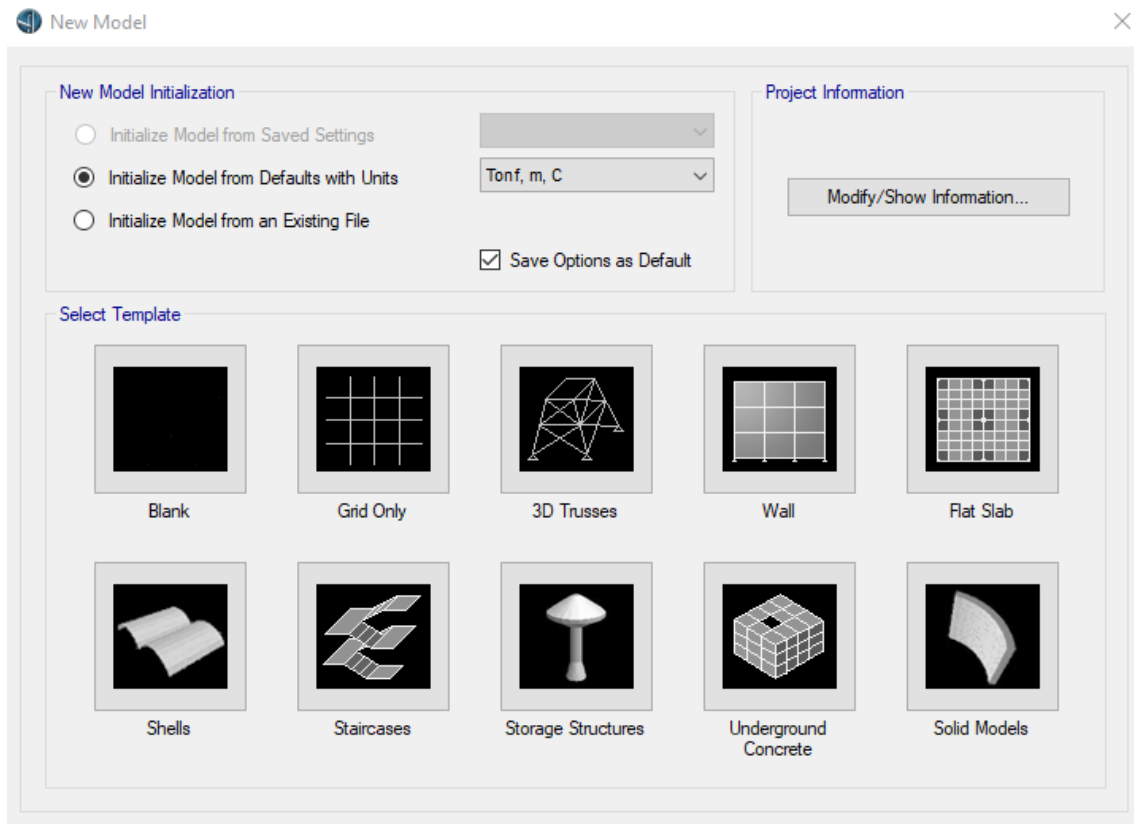
Figura 26: Selección del nuevo modelo de un puente (Parte 1)



Fuente: Elaboración propia (2019)

En la **Figura 26**, se presenta las opciones de modelar un puente de manera rápida, un puente segmentado, un puente en suspensión, un puente atirantado, un puente Caltrans – BAG, el modelado de una viga, el modelado de una armadura en dos dimensiones al igual que un pórtico en dos dimensiones, un pórtico de tres dimensiones y por último la opción de más modelados que están en la **Figura 27**, donde existe la opción de modelar un puente desde cero, se presenta la opción de grillas para modelar, armaduras en tres dimensiones, modelado de muros, losas, cáscaras, escaleras, estructuras de almacenamiento como reservorios, estructuras subterráneas y por último sólidos.

Figura 27: Selección del nuevo modelo de un puente (Parte 2)

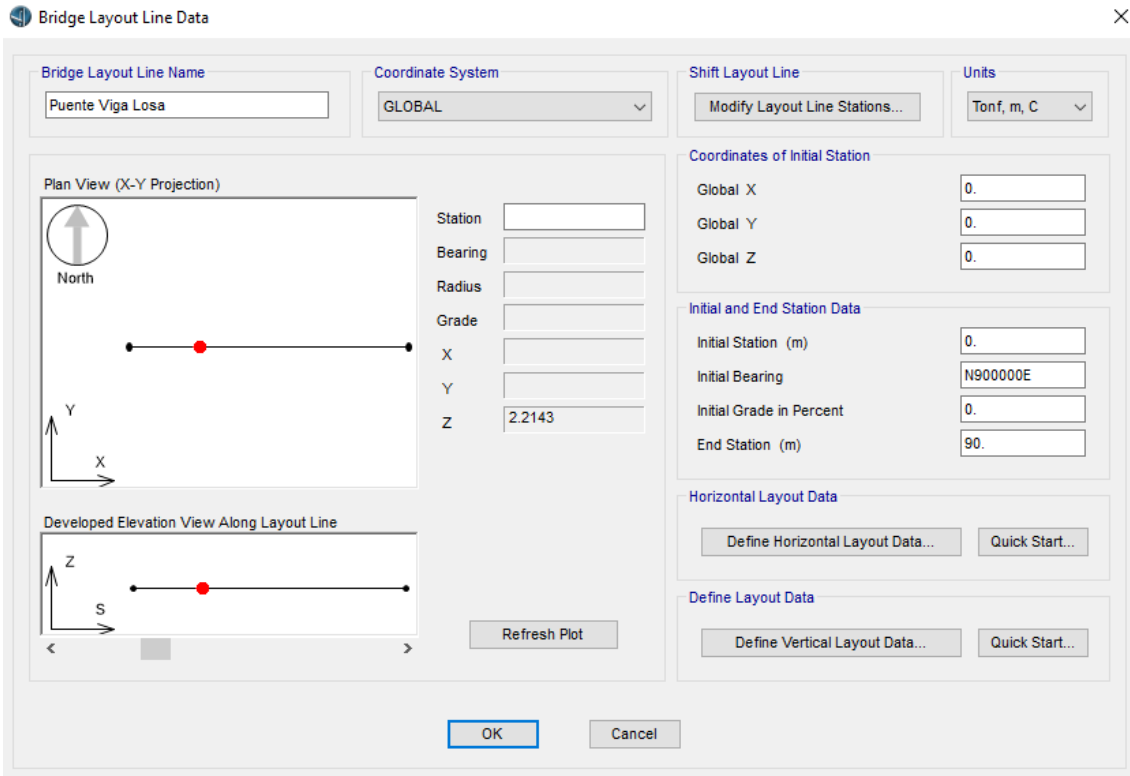


Fuente: Elaboración propia (2019)

En el caso de esta investigación se tiene un puente de concreto armado para el modelamiento, se escogió la opción de *Blank* para diseñar el puente desde cero y se consideró los parámetros que se adecúen en el diseño. Se tuvo en cuenta las unidades en las que se va a trabajar, en este caso se optó por usar: *Tonf, m, C*, los cuales se encuentran en la opción *Initialize Model From Defaults with Units*.

En la **Figura 28** se ve el trazado de las grillas, la especificación de la existencia de algún esviaje, configuración de las coordenadas y capas.

Figura 28: Configuración de la grilla del puente



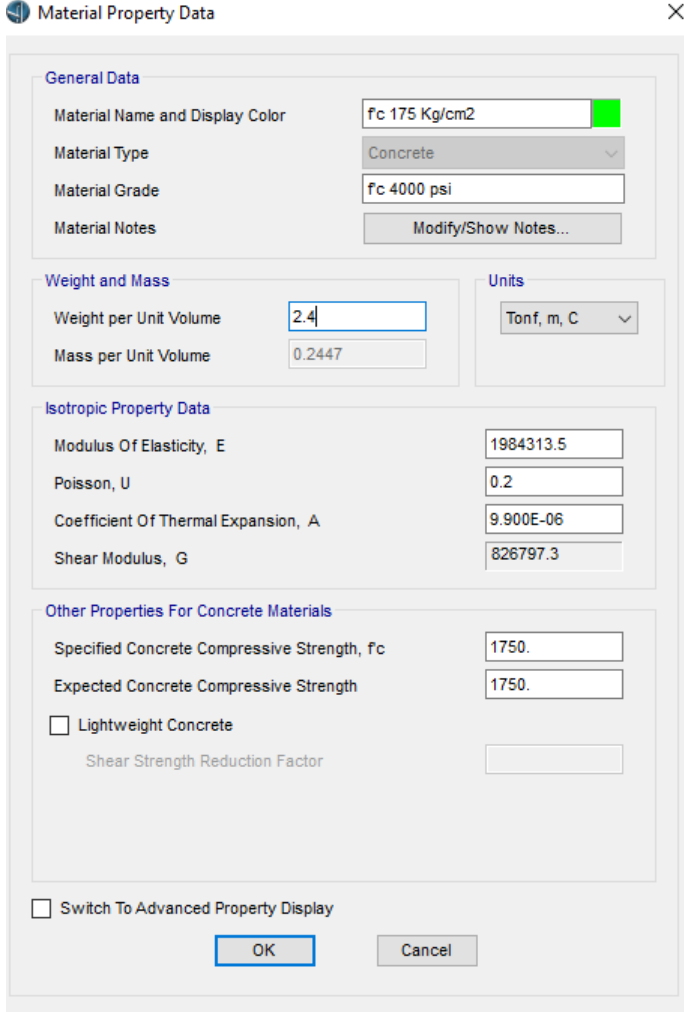
Fuente: Elaboración propia (2019)

En consideraciones especiales dentro de este cuadro de diálogo, en el casillero en la parte *Initial Station (m)* se colocó 0 por ser el inicio donde comienza el trazado del puente y para la parte *End Station (m)* se colocó 90 por ser esa la longitud del puente y la distancia entre el punto de inicio y el final en trazado de las grillas.

En la **Figura 29** se presencia la configuración del concreto $f'c = 175 \text{ Kg/cm}^2$ que corresponde a la resistencia a la compresión de los pilares, siendo este valor tomado del plano de pilares señalado en el **Anexo 11**, sustentando que se utilizó de concreto armado pilares 1:6 con 7 galones de agua por saco de cemento y acero de refuerzo de $f_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2$ que es componente de los pilares. Para la generación de los materiales nos ubicamos en la pestaña *Components* y en la primera sección se encuentra la opción

Material Properties el cual te permite crear los materiales para el modelado, en este caso el material de los pilares.

Figura 29: Propiedades del concreto $f'c = 175 \text{ Kg/cm}^2$



Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: fc 175 Kg/cm2

Material Type: Concrete

Material Grade: fc 4000 psi

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 2.4

Mass per Unit Volume: 0.2447

Units

Tonf, m, C

Isotropic Property Data

Modulus Of Elasticity, E: 1984313.5

Poisson, U: 0.2

Coefficient Of Thermal Expansion, A: 9.900E-06

Shear Modulus, G: 826797.3

Other Properties For Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, fc: 1750.

Expected Concrete Compressive Strength: 1750.

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:

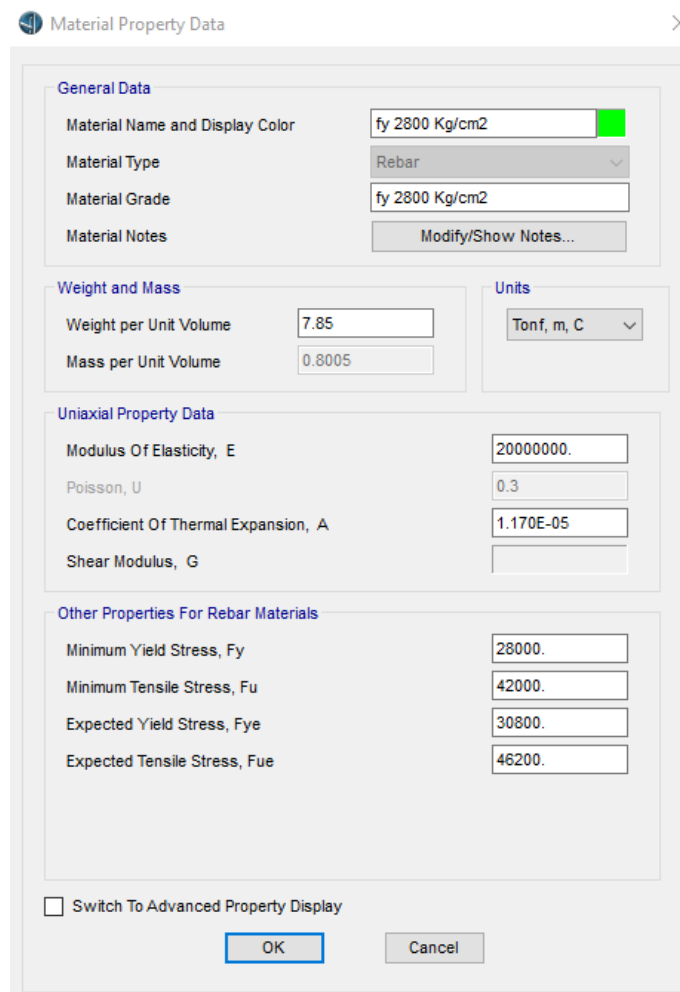
Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

Fuente: Elaboración propia (2019)

Como material el concreto se tomó como base en uno de los análisis una resistencia a la compresión ($f'c$) de 175 Kg/cm^2 , con módulo de elasticidad de 1984313.5 Tn/m^2 , especificando su peso unitario de 2.4 Tn/m^3 , con módulo de Poisson de 0.2.

Figura 30: Propiedades del acero de refuerzo $f_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2$



Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: fy 2800 Kg/cm2

Material Type: Rebar

Material Grade: fy 2800 Kg/cm2

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 7.85

Mass per Unit Volume: 0.8005

Units

Tonf, m, C

Uniaxial Property Data

Modulus Of Elasticity, E: 20000000.

Poisson, U: 0.3

Coefficient Of Thermal Expansion, A: 1.170E-05

Shear Modulus, G:

Other Properties For Rebar Materials

Minimum Yield Stress, Fy: 28000.

Minimum Tensile Stress, Fu: 42000.

Expected Yield Stress, Fye: 30800.

Expected Tensile Stress, Fue: 46200.

Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

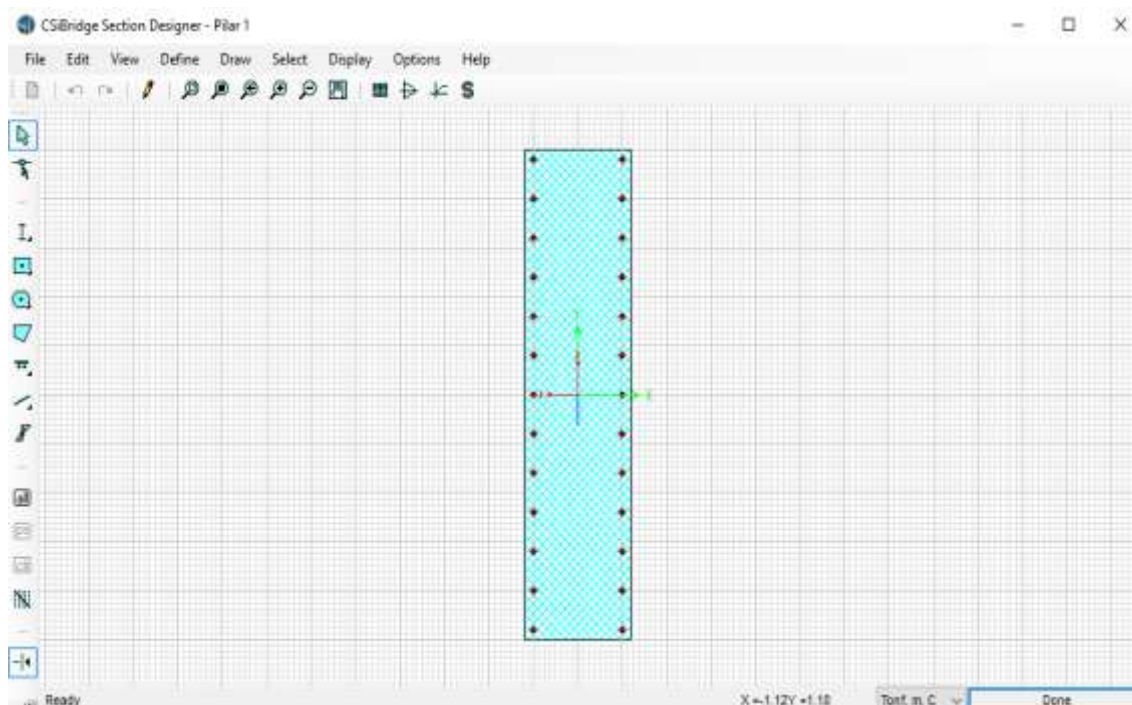
Fuente: Elaboración propia (2019)

En la **Figura 30** el acero de refuerzo se tomó como base, en uno de los análisis con una fluencia (f_y) de 2800 Kg/cm^2 , con módulo de elasticidad de $2\,000\,000 \text{ Tn/m}^2$, especificando su peso unitario de 7.85 Tn/m^3 , con módulo de Poisson de 0.3. En cuanto al mínimo esfuerzo admisible (F_u) se considera 1.5 veces el esfuerzo de fluencia, la fluencia esperada (F_{ye}) se consideró 1.1 veces, finalmente el esfuerzo admisible esperado (F_{ue}) se consideró 1.65 veces el esfuerzo de fluencia.

En las **Figura 31** y **Figura 32** se muestra las propiedades de los elementos tipo pórtico, la sección de los pilares sin reforzar denominado *Pilar 1* y la sección del pilar reforzado

denominado *Pilar 2* quien adopta dicho nombre en el modelado. Para este caso se utilizó la opción de *Section Designer* para la generación de ambos pilares, el cual se encuentra en la pestaña *Components* y en la primera sección la opción *Frame Properties* que permite crear el tipo de sección de acuerdo al material que empleamos, se selecciona *Other* y seguidamente la opción *Section Designer*, porque permite a uno dibujar la sección con materiales creados anteriormente.

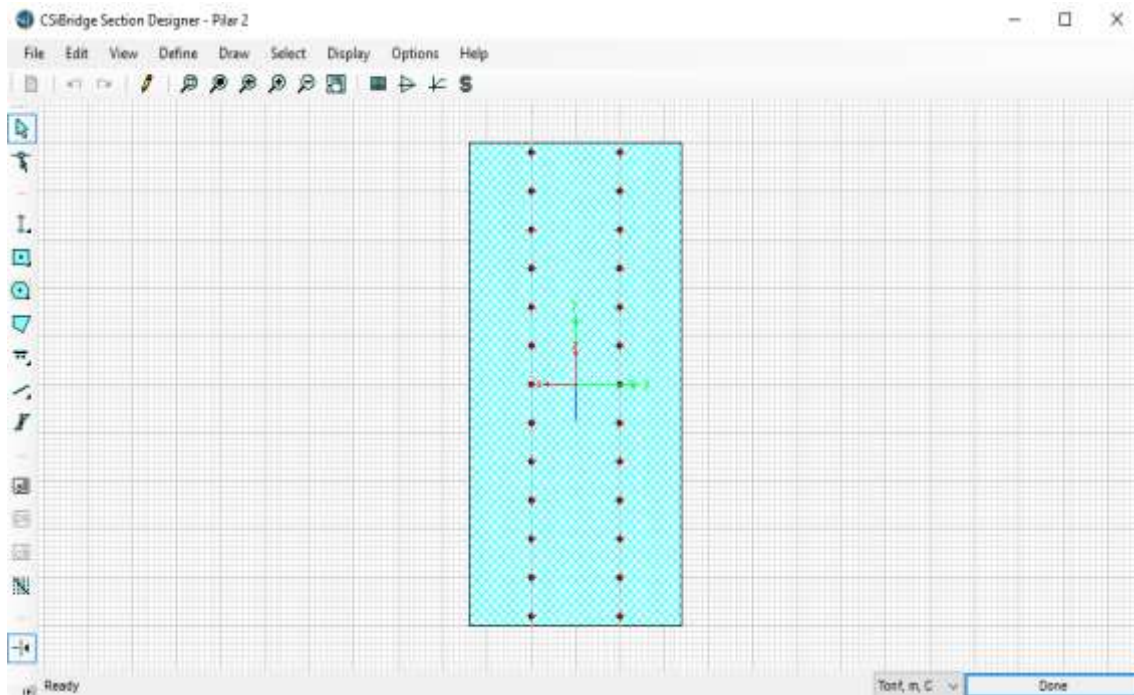
Figura 31: Propiedades del pilar sin reforzar



Fuente: Elaboración propia (2019)

En ambos elementos, considerados secciones, se toma en cuenta sus dimensiones de ancho largo de 2.50 metros y de espesor de 60 centímetros mostrado en la **Figura 31**, a diferencia del pilar reforzado solo tiene 120 centímetros de espesor señalado en la **Figura 32**.

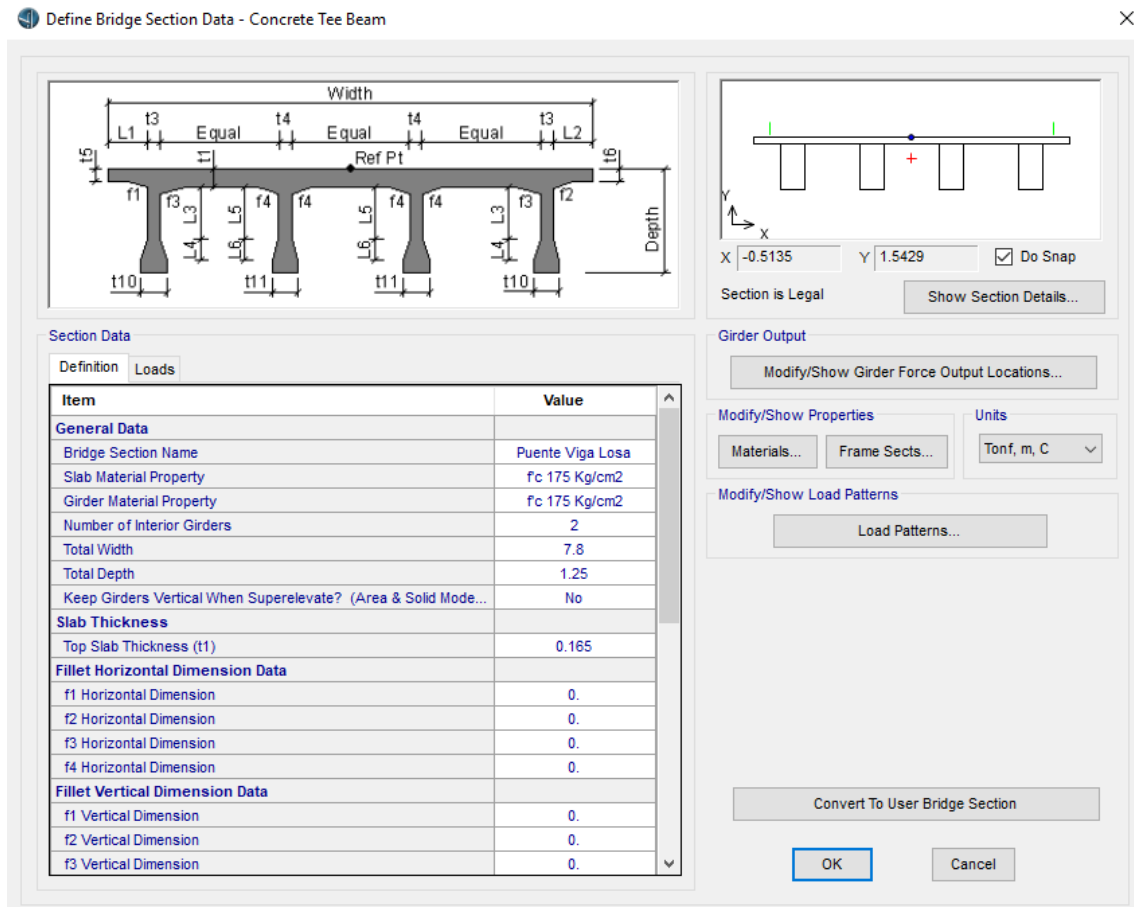
Figura 32: Propiedades de pilar reforzado



Fuente: Elaboración propia (2019)

En las **Figura 33** y **Figura 34**, se tomó las consideraciones de diseño para la sección del puente, como es la profundidad de la viga con la losa, el espesor de la losa, el peralte de las vigas, el número interior de las vigas y si hay la existencia vigas acarteladas. Todos los valores que han sido colocados han sido en base a los planos del puente Moche y a la verificación en campo para corroborar medidas como se muestra en **Anexo 7**.

Figura 33: Consideraciones de diseño para el modelado (Parte 1)



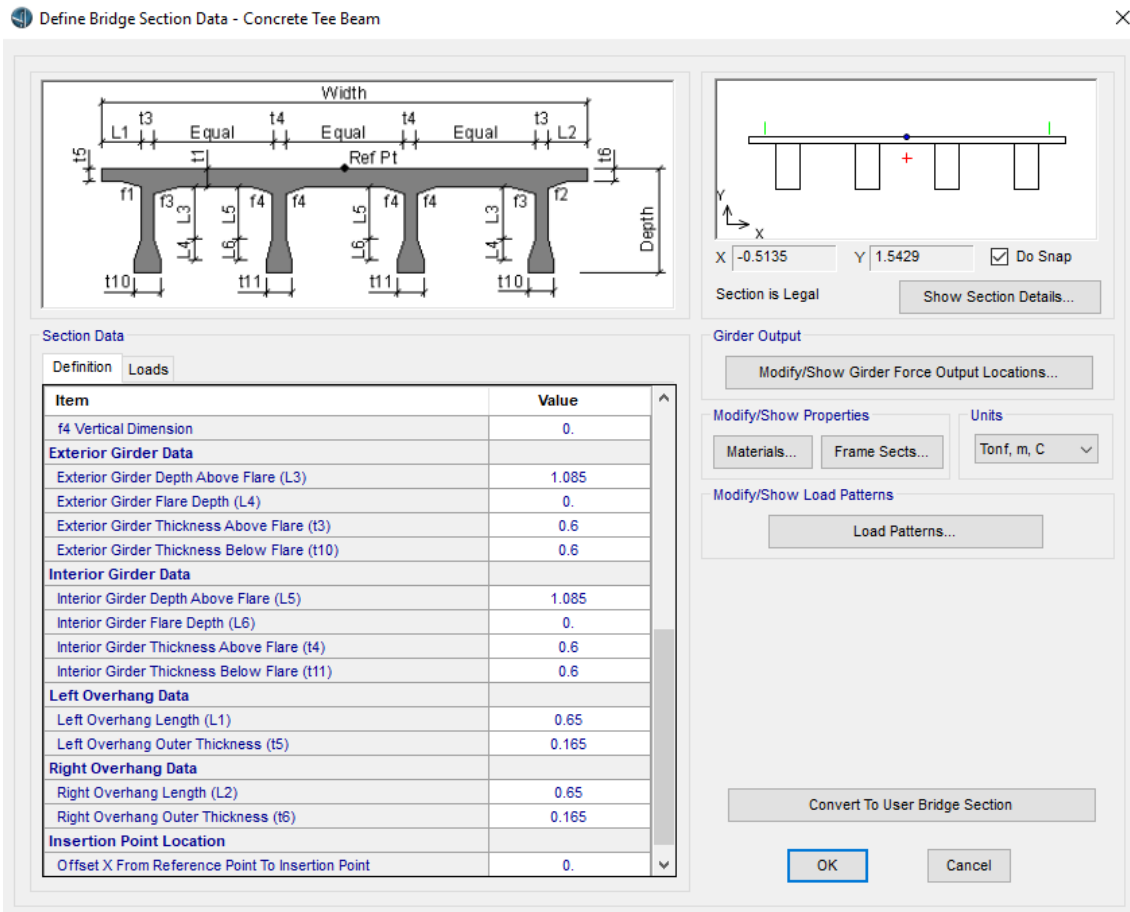
Fuente: Elaboración propia (2019)

En la **Figura 33**, existen opciones importantes como la presencia la denominación ($t1$) que corresponde al espesor de la losa al igual que para la opción *Fillet Horizontal Dimension Data* y *Fillet Vertical Dimension Data*, donde se encuentra medidas para $f1, f2, f3, f4$ que relacionado si existe vigas con secciones no prismáticas.

Para la **Figura 34**, se presencia las opciones de *Exterior Girder Data* y *Interior Gider Data* en donde se agregan las dimensiones como longitud y el ancho de estos elementos y por último *Left Overhang Data* y *Right Overhang Data* que están en base a la distancia en voladizo que le corresponde a la losa.

Figura 34: Consideraciones de diseño para el modelado (Parte 2)

Define Bridge Section Data - Concrete Tee Beam



Section Data

Item	Value
f4 Vertical Dimension	0.
Exterior Girder Data	
Exterior Girder Depth Above Flare (L3)	1.085
Exterior Girder Flare Depth (L4)	0.
Exterior Girder Thickness Above Flare (t3)	0.6
Exterior Girder Thickness Below Flare (t10)	0.6
Interior Girder Data	
Interior Girder Depth Above Flare (L5)	1.085
Interior Girder Flare Depth (L6)	0.
Interior Girder Thickness Above Flare (t4)	0.6
Interior Girder Thickness Below Flare (t11)	0.6
Left Overhang Data	
Left Overhang Length (L1)	0.65
Left Overhang Outer Thickness (t5)	0.165
Right Overhang Data	
Right Overhang Length (L2)	0.65
Right Overhang Outer Thickness (t6)	0.165
Insertion Point Location	
Offset X From Reference Point To Insertion Point	0.

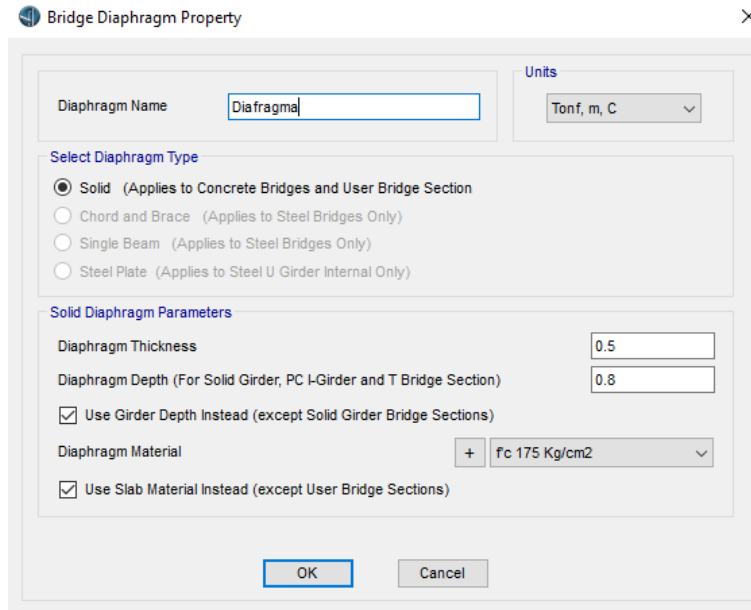
Convert To User Bridge Section

OK Cancel

Fuente: Elaboración propia (2019)

En la **Figura 35**, se muestra la configuración de la viga diafragma, las dimensiones son de 80 centímetros de peralte con un ancho de 50 centímetros, además se señaló en que parte de la sección del puente se colocarán. Estas medidas no figuran en el plano, pero se realizó las medidas en campo como se muestra en el **Anexo 7**.

Figura 35: Propiedades de la viga diafragma

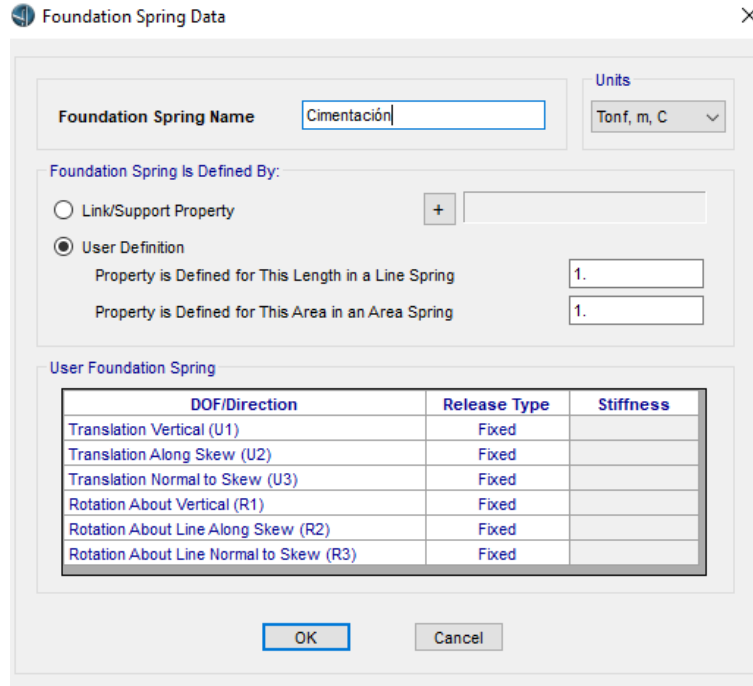


Fuente: Elaboración propia (2019)

En la **Figura 36** se indica las consideraciones para ver cómo se encuentra la cimentación de los pilares, en este caso es empotrado. *Fixed* es la opción de quitarle el grado de libertad al nodo correspondiente, siendo empotrado se aplicó *Fixed* a cada una de las direcciones de traslación y de rotación señaladas en $U1, U2, U3, R1, R2$ y $R3$.

En la **Figura 37** se muestra los puntos de apoyo del puente para los estribos, en este caso son apoyos móviles. Mientras que para la cimentación se utilizó *Fixed* para todas las direcciones, en este caso se utilizó la opción *Free* para liberar algunos grados de libertad, como es en este caso la traslación $U3$ y las rotaciones $R1, R2$ y $R3$.

Figura 36: Propiedades de la cimentación



Foundation Spring Data

Foundation Spring Name: Cimentación

Units: Tonf, m, C

Foundation Spring Is Defined By:

Link/Support Property

User Definition

Property is Defined for This Length in a Line Spring: 1.

Property is Defined for This Area in an Area Spring: 1.

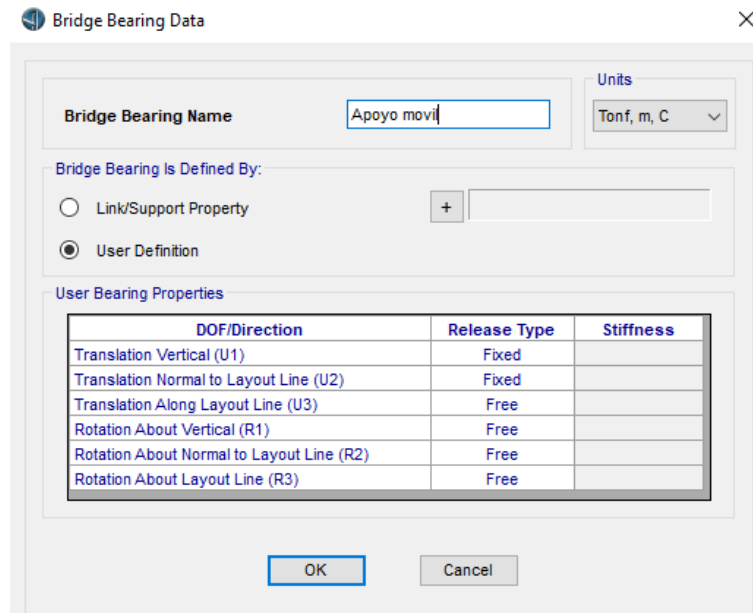
User Foundation Spring

DOF/Direction	Release Type	Stiffness
Translation Vertical (U1)	Fixed	
Translation Along Skew (U2)	Fixed	
Translation Normal to Skew (U3)	Fixed	
Rotation About Vertical (R1)	Fixed	
Rotation About Line Along Skew (R2)	Fixed	
Rotation About Line Normal to Skew (R3)	Fixed	

OK Cancel

Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 37: Propiedades de apoyo móvil



Bridge Bearing Data

Bridge Bearing Name: Apoyo móvil

Units: Tonf, m, C

Bridge Bearing Is Defined By:

Link/Support Property

User Definition

User Bearing Properties

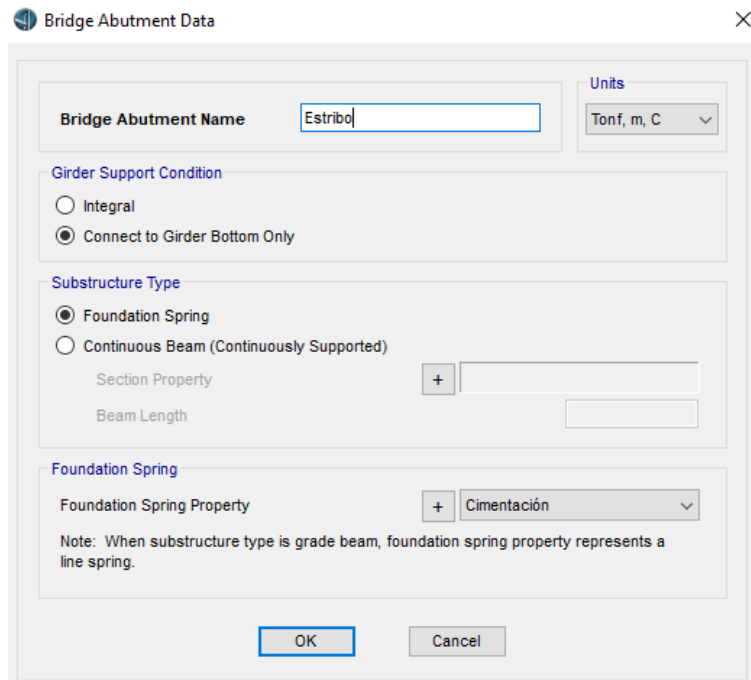
DOF/Direction	Release Type	Stiffness
Translation Vertical (U1)	Fixed	
Translation Normal to Layout Line (U2)	Fixed	
Translation Along Layout Line (U3)	Free	
Rotation About Vertical (R1)	Free	
Rotation About Normal to Layout Line (R2)	Free	
Rotation About Layout Line (R3)	Free	

OK Cancel

Fuente: Elaboración propia (2019)

En la **Figura 38** se muestra la definición de las propiedades del estribo, si está conectada al puente o apoyado o en algún otro dispositivo. Además, se especificó en la parte de *Foundation Spring Property* que el tipo de apoyo siendo en esta situación se escoge cimentación debido a las características del tipo de apoyo que se muestra en la **Figura 36**.

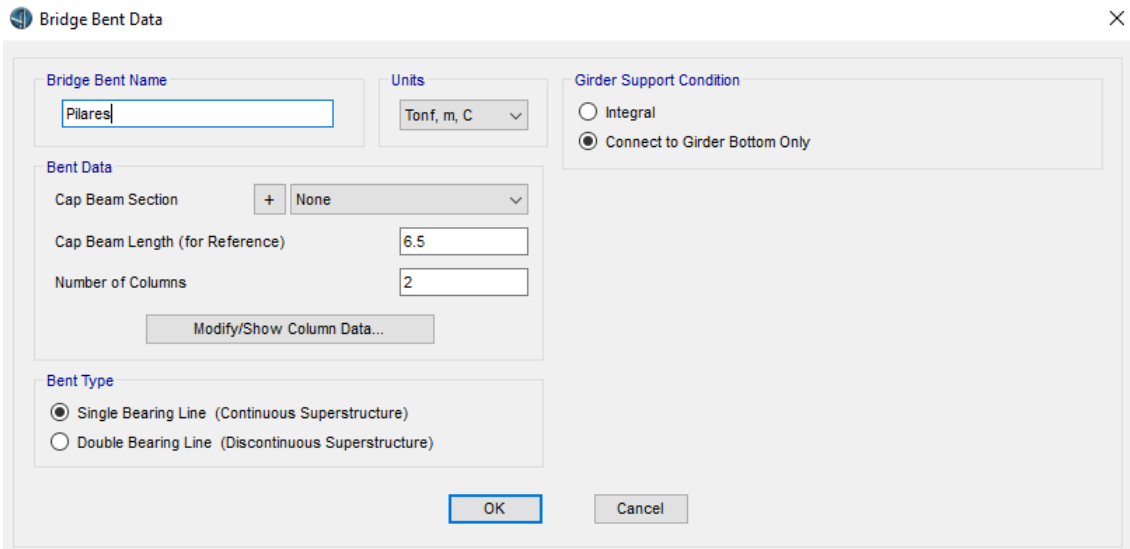
Figura 38: Propiedades del estribo



Fuente: Elaboración propia (2019)

En la **Figura 39** y **Figura 40**, se agregó las características de los pilares sin reforzar y los pilares reforzados, indicando la ubicación de las columnas y el número que lo conforman. Para ambos casos se consideró una viga tipo continuada en la estructura en la opción *Single Bearing Line*, además se tuvo que poner un ancho para poder unir los pilares con la superestructura en la opción *Cap Bent (Reference)* y se adicióno el número de columnas en la opción *Number of Columns*.

Figura 39: Propiedades de los pilares



Bridge Bent Data

Bridge Bent Name: Pilares

Units: Tonf, m, C

Girder Support Condition: Integral, Connect to Girder Bottom Only

Bent Data:

Cap Beam Section: + None

Cap Beam Length (for Reference): 6.5

Number of Columns: 2

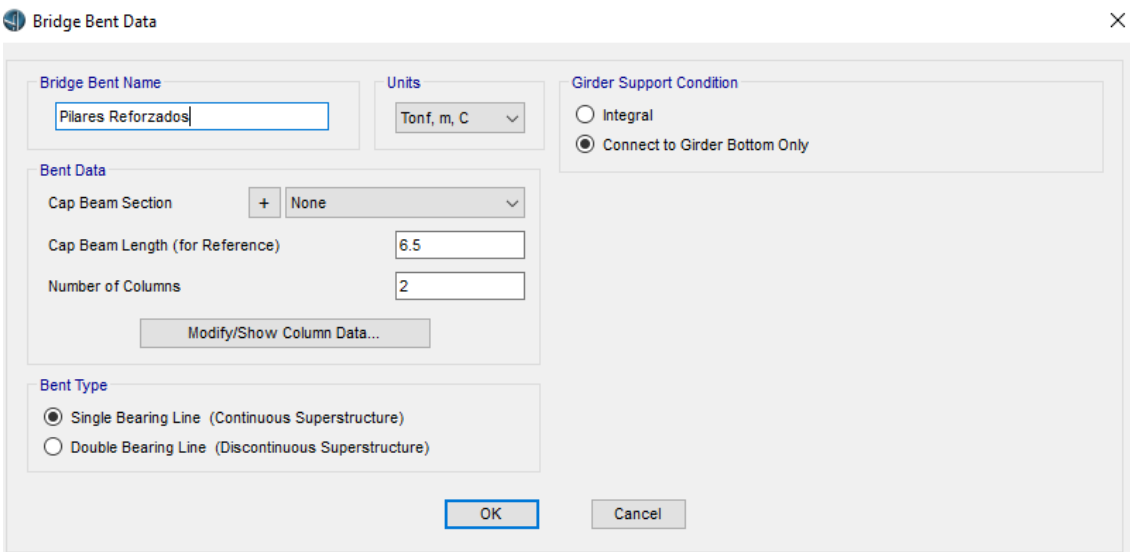
Modify/Show Column Data...

Bent Type: Single Bearing Line (Continuous Superstructure), Double Bearing Line (Discontinuous Superstructure)

OK Cancel

Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 40: Propiedades de los pilares reforzados



Bridge Bent Data

Bridge Bent Name: Pilares Reforzados

Units: Tonf, m, C

Girder Support Condition: Integral, Connect to Girder Bottom Only

Bent Data:

Cap Beam Section: + None

Cap Beam Length (for Reference): 6.5

Number of Columns: 2

Modify/Show Column Data...

Bent Type: Single Bearing Line (Continuous Superstructure), Double Bearing Line (Discontinuous Superstructure)

OK Cancel

Fuente: Elaboración propia (2019)

En las **Figura 41**, **Figura 42** y **Figura 43** se muestra las cargas muertas que lleva el puente como es caso de las barandas, la carga de la vereda y la carga de la capa asfáltica.

Figura 41: Propiedades de (a) Baranda de derecha y (b) Baranda izquierda

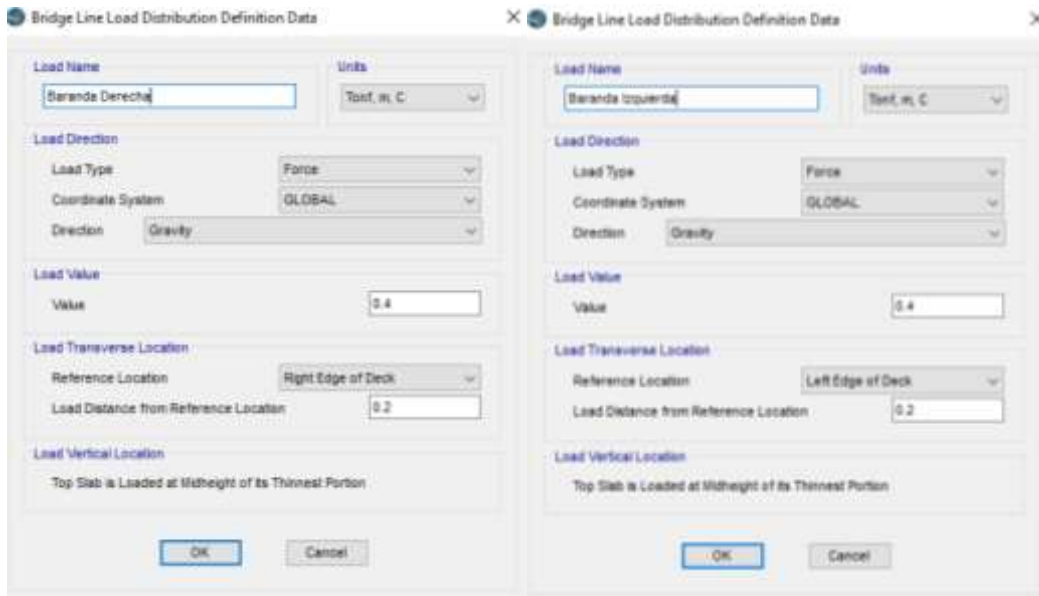


Figure 41 shows two screenshots of the 'Bridge Line Load Distribution Definition Data' dialog box. Both screenshots (a) and (b) show the same configuration for load properties: Load Name (Baranda Derecha/Baranda Izquierda), Units (Tonf. m. C), Load Type (Force), Coordinate System (GLOBAL), Direction (Gravity), Load Value (0.4), and Load Transverse Location (Right/Left Edge of Deck, 0.2). The vertical location is set to 'Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion'.

(a)

(b)

Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 42: Propiedades de (a) Vereda de derecha y (b) Vereda izquierda

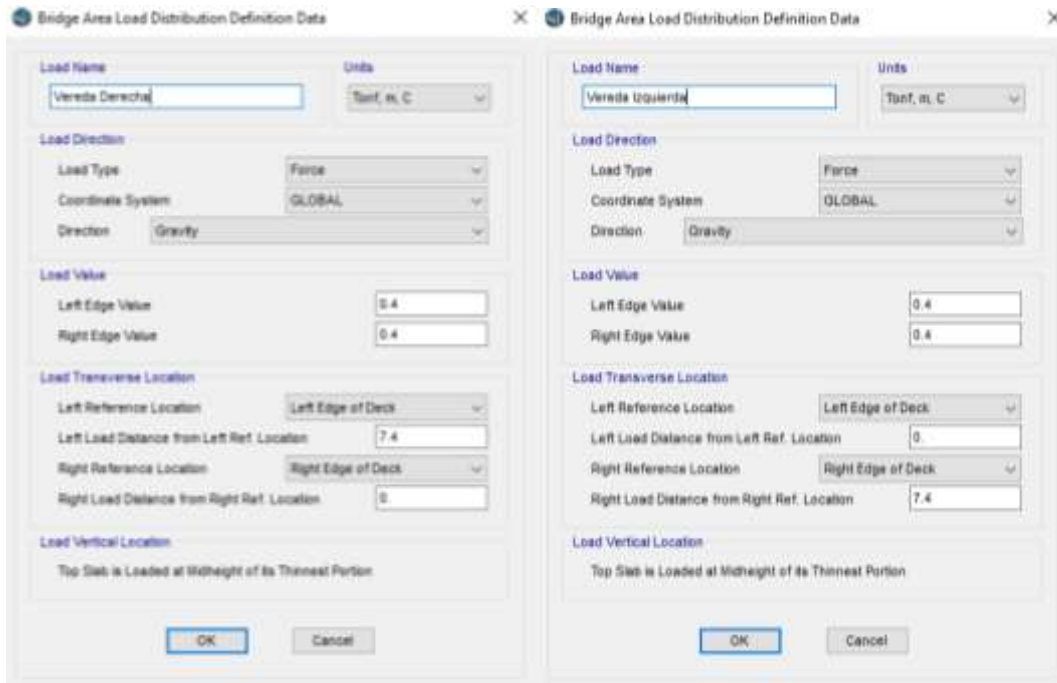


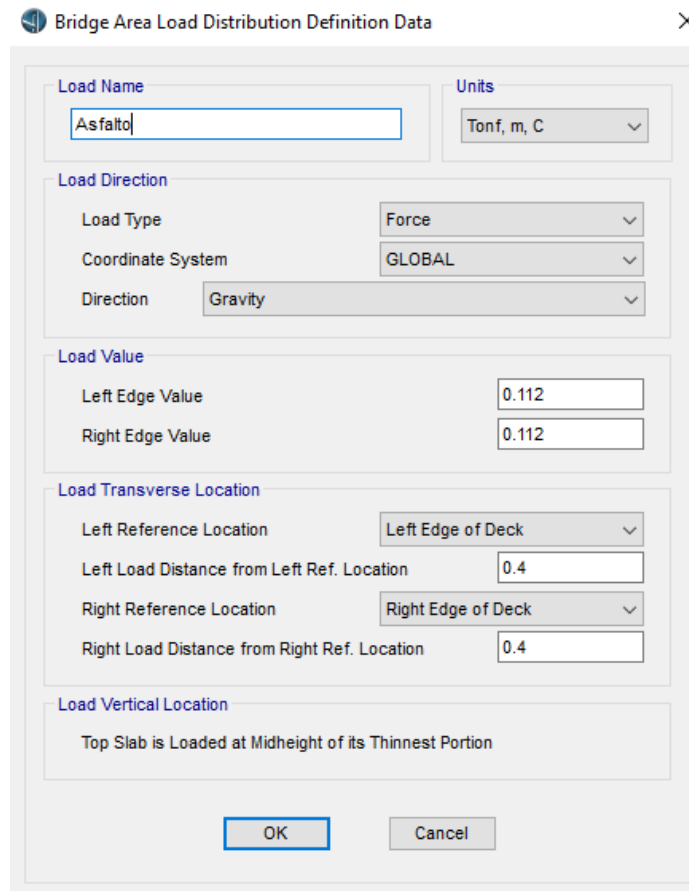
Figure 42 shows two screenshots of the 'Bridge Area Load Distribution Definition Data' dialog box. Screenshot (a) for 'Vereda Derecha' shows Left Edge Value (0.4), Right Edge Value (0.4), Left Reference Location (Left Edge of Deck, 7.4), and Right Reference Location (Right Edge of Deck, 0). Screenshot (b) for 'Vereda Izquierda' shows Left Edge Value (0.4), Right Edge Value (0.4), Left Reference Location (Left Edge of Deck, 0), and Right Reference Location (Right Edge of Deck, 7.4). Both show Load Type (Force), Coordinate System (GLOBAL), Direction (Gravity), and Vertical Location (Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion).

(a)

(b)

Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 43: Propiedades del asfalto



Bridge Area Load Distribution Definition Data

Load Name: Asfalto

Units: Tonf, m, C

Load Direction:

- Load Type: Force
- Coordinate System: GLOBAL
- Direction: Gravity

Load Value:

- Left Edge Value: 0.112
- Right Edge Value: 0.112

Load Transverse Location:

- Left Reference Location: Left Edge of Deck
- Left Load Distance from Left Ref. Location: 0.4
- Right Reference Location: Right Edge of Deck
- Right Load Distance from Right Ref. Location: 0.4

Load Vertical Location:

Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

OK Cancel

Fuente: Elaboración propia (2019)

En las **Figura 44** y **Figura 45**, se muestra las propiedades de los carriles del puente, que son 2 carriles, uno derecho y uno izquierdo, en donde se encuentra la discretización del carril, la distancia, su inicio y final tanto longitudinal y transversal.

Figura 44: Propiedades del carril derecho

Bridge Lane Data ×

General

Lane Name: Notes...

Coordinate System

Units

Maximum Lane Load Discretization Lengths

Along Lane:

Across Lane:

Additional Lane Load Discretization Parameters Along Lane

Discretization Length Not Greater Than 1/ of Span Length

Discretization Length Not Greater Than 1/ of Lane Length

Lane Data

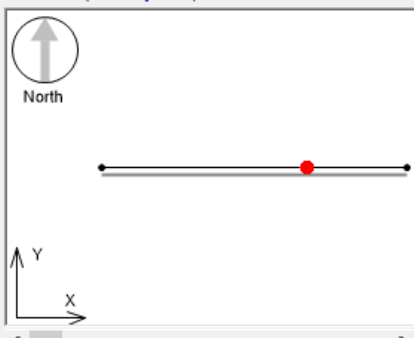
Bridge Layout Line	Station m	Centerline Offset m	Lane Width m	Radius m	
Puente Viga Losa	0.	1.95	3.9	0.	<input type="button" value="Move Lane..."/> <input type="button" value="Add"/> <input type="button" value="Insert"/> <input type="button" value="Modify"/> <input type="button" value="Delete"/>
Puente Viga Losa	0.	1.95	3.9	0.	
Puente Viga Losa	90.	1.95	3.9	0.	

Lane type

Fixed Lane Floating Lane Set

 Auto Floating Lane Width:

Plan View (X-Y Projection)



Layout Line:

Station:

Bearing:

Radius:

Grade:

X:

Y:

Z:

Snap To Layout Line

Snap To Lane

Lane Edge Type

Left Edge:

Right Edge:

Objects Loaded By Lane

Program Determined

Group

Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 45: Propiedades del carril izquierdo

Bridge Lane Data

General
Lane Name: Carril izquierdo
Coordinate System: GLOBAL
Units: Tonf, m, C

Maximum Lane Load Discretization Lengths
Along Lane: 3.
Across Lane: 3.

Additional Lane Load Discretization Parameters Along Lane
 Discretization Length Not Greater Than 1/ 4. of Span Length
 Discretization Length Not Greater Than 1/ 10. of Lane Length

Lane Data

Bridge Layout Line	Station m	Centerline Offset m	Lane Width m	Radius m
Puente Viga Losa	0.	-1.95	3.9	0.
Puente Viga Losa	0.	-1.95	3.9	0.
Puente Viga Losa	90.	-1.95	3.9	0.

Lane type
 Fixed Lane
1 Fixed Lane

Plan View (X-Y Projection)
North
X: 44.6224
Y: -43.2129
 Snap To Layout Line
 Snap To Lane

Lane Edge Type
Left Edge: Exterior
Right Edge: Interior

Objects Loaded By Lane
 Program Determined

OK Cancel

Fuente: Elaboración propia (2019)

En la **Figura 46**, se muestra el camión de diseño del puente (H15 – 44) teniendo en cuenta lo señalado en la **Figura 4** y en la **Figura 47** se aprecia la carga vehicular que circula por el puente actualmente (HL – 93) siendo esta especificado en la norma AASHTO y se muestra en la **Figura 5**.

Figura 46: Propiedades del camión de carga H15 - 44

Vehicle Data - Vertical Loading

Uniform Load Scale Factor: 1 Axle Load Scale Factor: 20

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		0.	Fixed Width	0.3048	0.1814	Two Points	1.8288
Leading Load	Infinite		0.	Fixed Width	0.3048	0.1814	Two Points	1.8288
Fixed Length	4.2672		0.	Fixed Width	0.3048	0.7257	Two Points	1.8288

Add Insert Modify Delete

Floating Axle Loads

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0	One Point	1
For Other Responses	0	One Point	1

Floating Axle Load Scale Factor: 1

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Ignore Vertical Loads if Horizontal Centrifugal or Braking Loads are Defined

Superelevation Effects

Adjust Vertical Loads for Superelevation

Axle Load Factor:

Uniform Load Factor:

OK Cancel

Fuente: Elaboración propia (2019)

En la **Figura 48** se muestra los distintos patrones de carga que se utilizarán en este modelo, considerando el nombre de la carga, el tipo de la carga y su patrón de presencia. Para este paso se consideró la carga muerta, la carga asfáltica, la carga viva para el camión H15 – 44 y HL – 93.

En la **Figura 49**, se presencia la lista de los casos de carga que se evaluó. Para este proceso se consideró la carga muerta como los casos estático lineal, carga Modal como modo y la carga del camión H15 – 44 y HL – 93.

Figura 47: Propiedades del camión HL – 93

Vehicle Data - Vertical Loading

Uniform Load Scale Factor: 1 Axle Load Scale Factor: 1.33

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		0.9524	Fixed Width	3.048	3.6287	Two Points	1.8288
Leading Load	Infinite		0.9524	Fixed Width	3.048	3.6287	Two Points	1.8288
Fixed Length	4.2672		0.9524	Fixed Width	3.048	14.515	Two Points	1.8288
Variable Length	4.2672	9.144	0.9524	Fixed Width	3.048	14.515	Two Points	1.8288
Trailing Load	Infinite		0.9524	Fixed Width	3.048			

Buttons: Add, Insert, Modify, Delete

Floating Axle Loads

For Lane Moments: Value: 0, Width Type: One Point, Axle Width: 1

For Other Responses: Value: 0, Width Type: One Point, Axle Width: 1

Floating Axle Load Scale Factor: 1

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Ignore Vertical Loads if Horizontal Centrifugal or Braking Loads are Defined

Superelevation Effects

Adjust Vertical Loads for Superelevation

Axle Load Factor:

Uniform Load Factor:

Buttons: OK, Cancel

Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 48: Lista de patrones de cargas empleados en el modelamiento

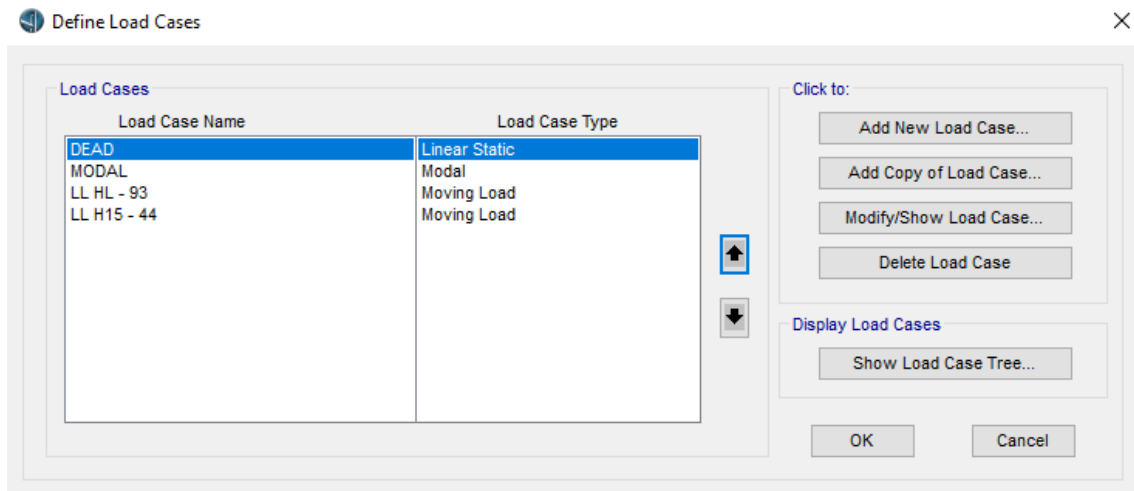
Define Load Patterns

Load Pattern Name	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load Pattern
DC	Dead	1	
DC	Dead	1	
DW	Wearing Surface	0	
LL H15 - 44	Vehicle Live	0	
LL HL - 93	Vehicle Live	0	

Buttons: Add New Load Pattern, Modify Load Pattern, Modify Lateral Load Pattern..., Delete Load Pattern, Show Load Pattern Notes..., OK, Cancel

Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 49: Lista de casos de carga empleados en el modelamiento



Fuente: Elaboración propia (2019)

En la **Figura 50**, se muestra la ventana de entrada de datos, para la configuración de tramos, estribos, pilares, asignación de cargas, asignación de rotulas con ayuda de un gráfico de acuerdo a las grillas establecidas. En el modelamiento se dividió el puente de acuerdo al plano, con distancias del primer tramo y último tramo de 15 metros y tramos interiores de 20 metros.

Figura 50: Datos del puente modelado

Bridge Object Data

Bridge Object Name: Puente Viga Losa

Layout Line Name: Puente Viga Losa

Coordinate System: GLOBAL

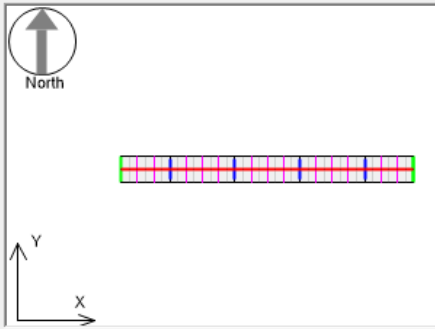
Units: Tonf, m, C

Define Bridge Spans

Span Label	Start Station m	Length m	End Station m	Start Support	End Support
Span 1	0.	15.	15.	Estribo	Pilares
Span 2	15.	20.	35.	Pilares	Pilares
Span 3	35.	20.	55.	Pilares	Pilares
Span 4	55.	20.	75.	Pilares	Pilares Reforz...
Span 5	75.	15.	90.	Pilares Reforz...	Estribo

Note: 1. Bridge object location is based on bridge section insertion point following specified layout line.

Bridge Object Plan View (X-Y Projection)



Show Enlarged Sketch...

Modify/Show Assignments

- Spans
- User Discretization Points
- Abutments
- Bents
- In-Span Hinges (Expansion Jts)
- In-Span Cross Diaphragms
- In-Span Splices
- Superelevation
- Prestress Tendons
- Girder Rebar
- Staged Construction Groups
- Point Load Assigns

Modify/Show...

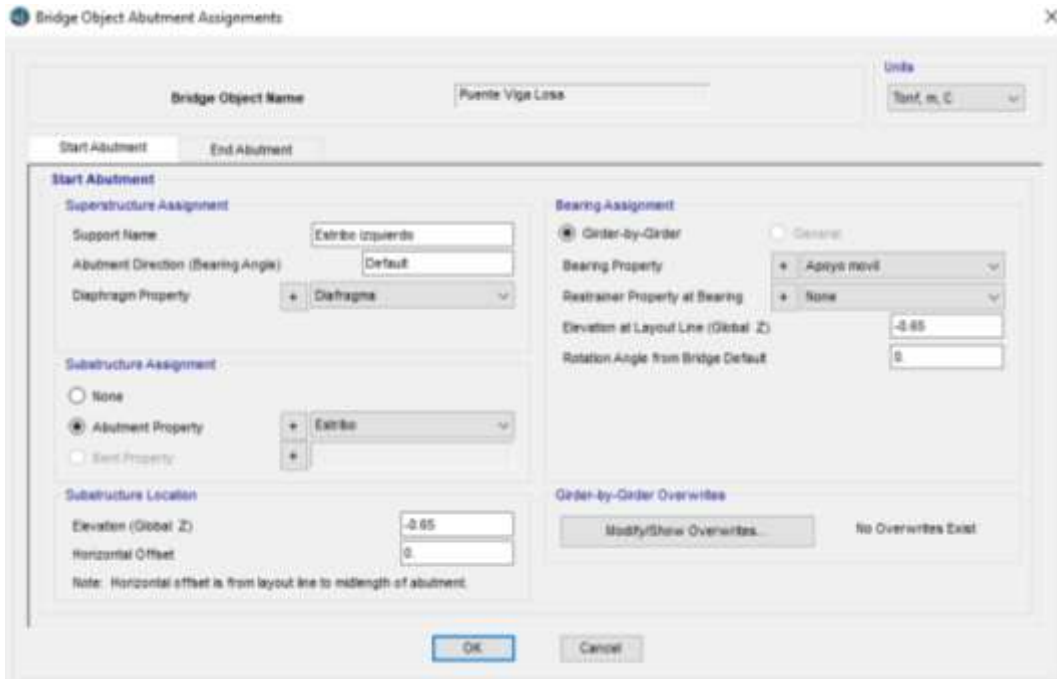
Lock to Prevent Updating the Linked Model

OK Cancel

Fuente: Elaboración propia (2019)

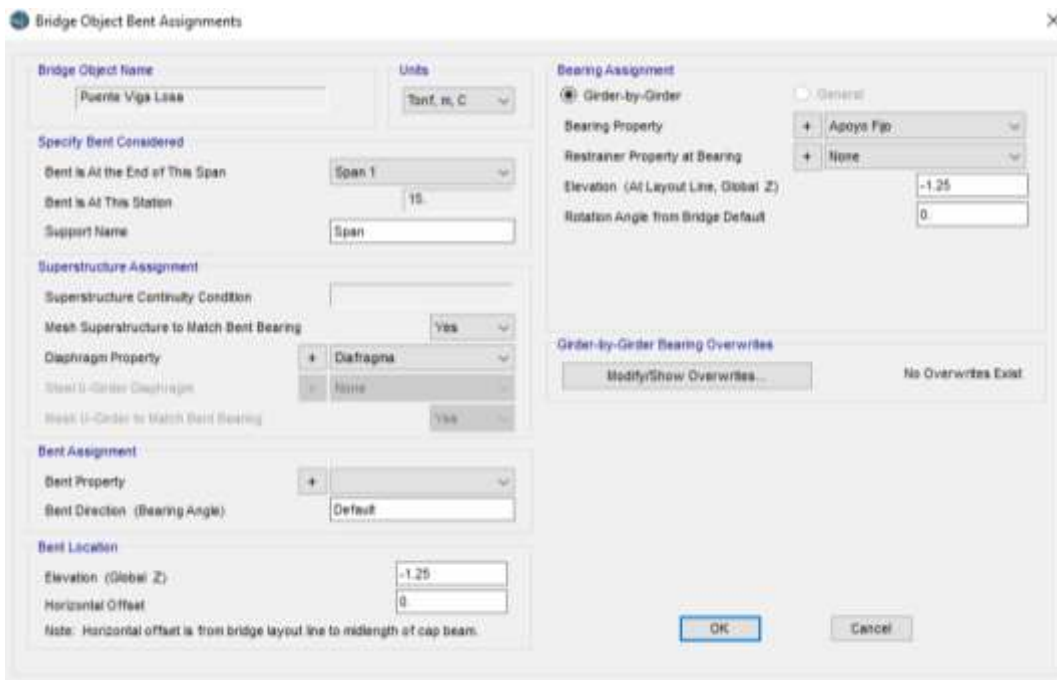
Desde la **Figura 51** hasta la **Figura 55** se muestra la configuración de cada parte del puente como es el estribo, pilares, vigas diafragmas y las cargas que serán transmitidas al puente.

Figura 51: Asignación de los estribos del puente



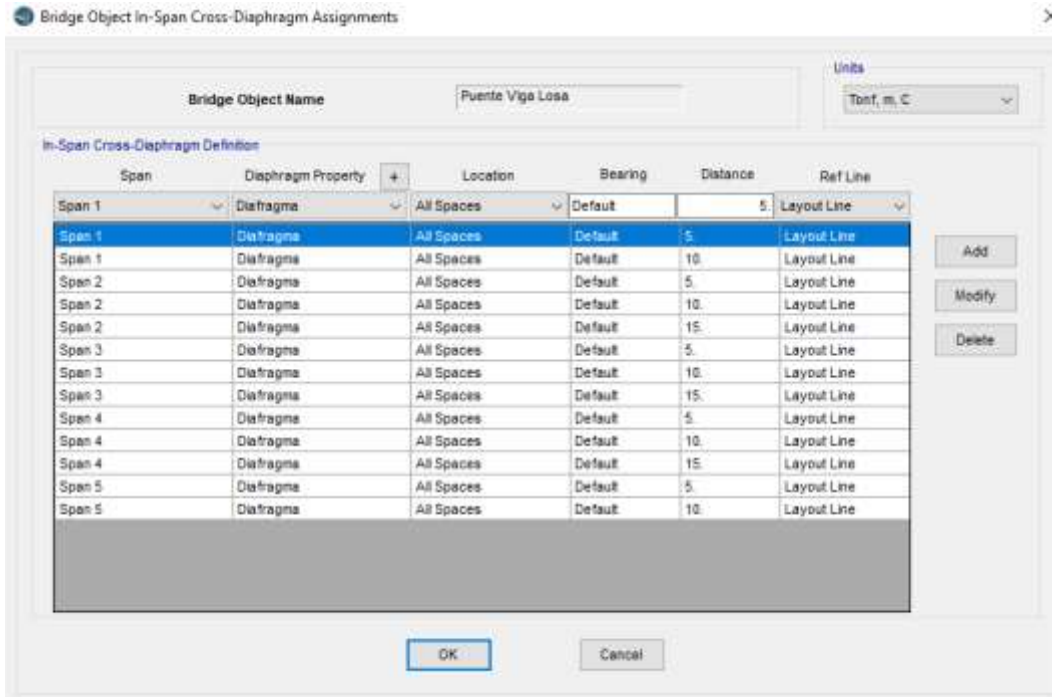
Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 52: Asignación de los pilares del puente



Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 53: Asignación de las vigas diafragma del puente



Bridge Object Name: Puente Viga Losa
Units: Tonf, m, C

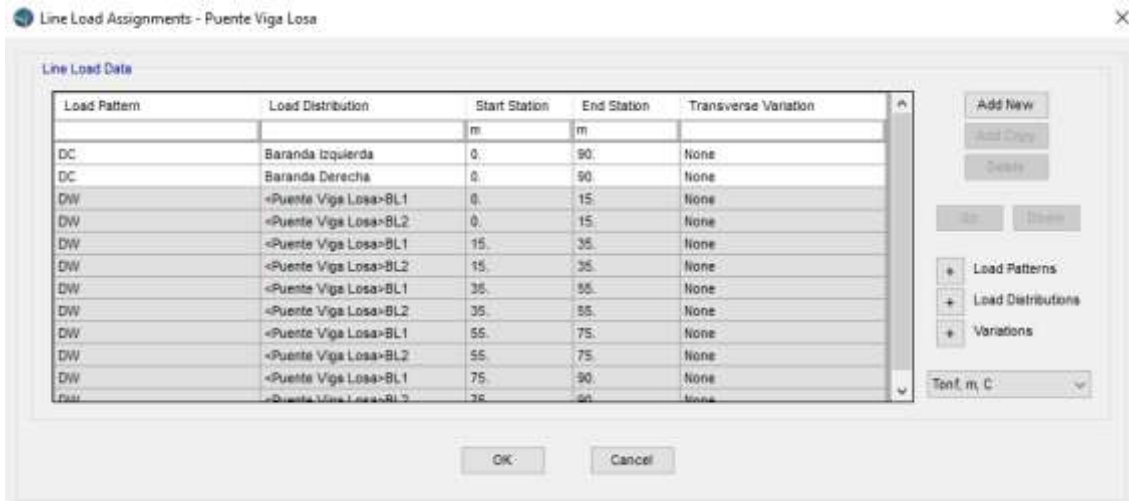
In-Span Cross-Diaphragm Definition

Span	Diaphragm Property	Location	Bearing	Distance	Ref Line
Span 1	Diaphragma	All Spaces	Default	5	Layout Line
Span 1	Diaphragma	All Spaces	Default	10	Layout Line
Span 2	Diaphragma	All Spaces	Default	5	Layout Line
Span 2	Diaphragma	All Spaces	Default	10	Layout Line
Span 2	Diaphragma	All Spaces	Default	15	Layout Line
Span 3	Diaphragma	All Spaces	Default	5	Layout Line
Span 3	Diaphragma	All Spaces	Default	10	Layout Line
Span 3	Diaphragma	All Spaces	Default	15	Layout Line
Span 4	Diaphragma	All Spaces	Default	5	Layout Line
Span 4	Diaphragma	All Spaces	Default	10	Layout Line
Span 4	Diaphragma	All Spaces	Default	15	Layout Line
Span 5	Diaphragma	All Spaces	Default	5	Layout Line
Span 5	Diaphragma	All Spaces	Default	10	Layout Line

Buttons: Add, Modify, Delete, OK, Cancel

Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 54: Asignación de las cargas lineales del puente



Line Load Assignments - Puente Viga Losa

Line Load Data

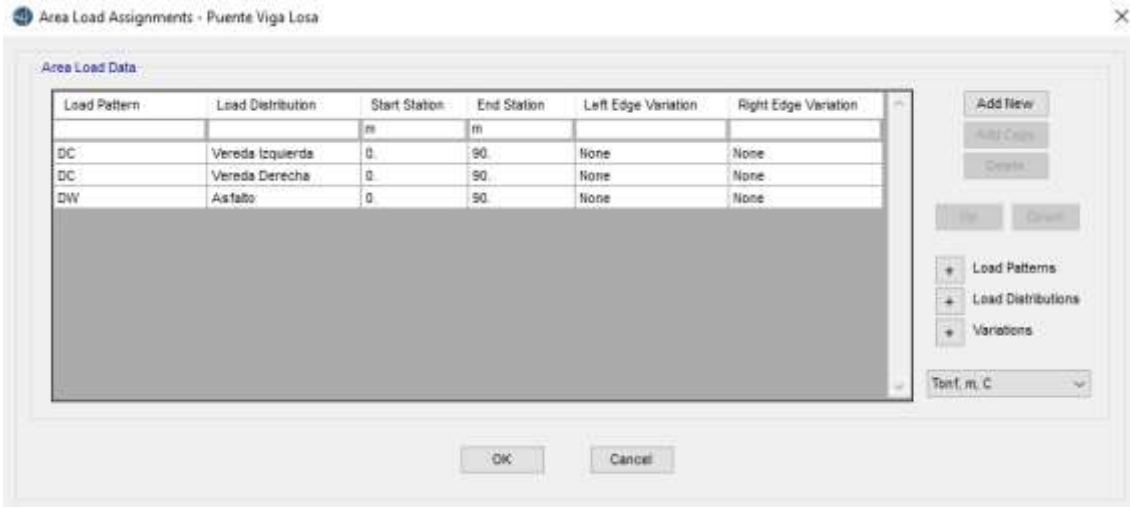
Load Pattern	Load Distribution	Start Station	End Station	Transverse Variation
		m	m	
DC	Baranda Izquierda	0.	90.	None
DC	Baranda Derecha	0.	90.	None
DW	<Puente Viga Losa>BL1	0.	15.	None
DW	<Puente Viga Losa>BL2	0.	15.	None
DW	<Puente Viga Losa>BL1	15.	35.	None
DW	<Puente Viga Losa>BL2	15.	35.	None
DW	<Puente Viga Losa>BL1	35.	55.	None
DW	<Puente Viga Losa>BL2	35.	55.	None
DW	<Puente Viga Losa>BL1	55.	75.	None
DW	<Puente Viga Losa>BL2	55.	75.	None
DW	<Puente Viga Losa>BL1	75.	90.	None
DW	<Puente Viga Losa>BL2	75.	90.	None

Buttons: Add New, Add Copy, Delete, OK, Cancel

Units: Tonf, m, C

Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 55: Asignación de cargas distribuidas en un área determinada del puente

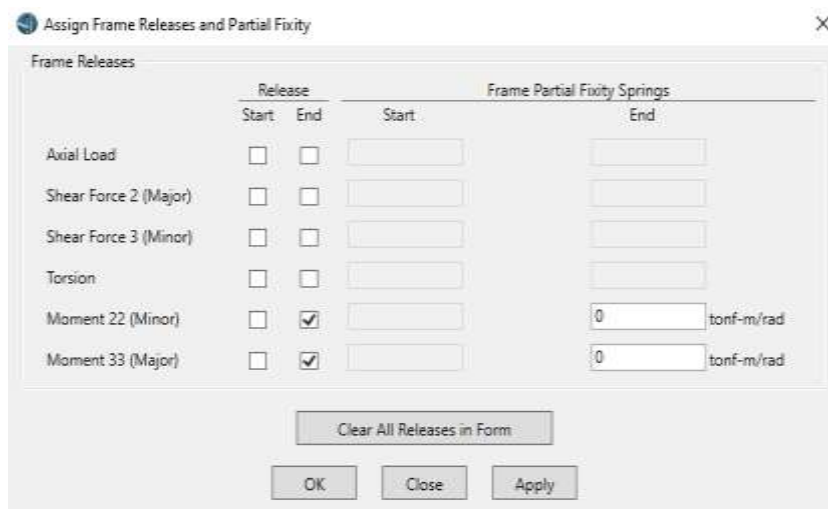


Load Pattern	Load Distribution	Start Station	End Station	Left Edge Variation	Right Edge Variation
		m	m		
DC	Vereda Izquierda	0	90	None	None
DC	Vereda Derecha	0	90	None	None
DW	Asfalto	0	90	None	None

Fuente: Elaboración propia (2019)

Después de haber configurado la sección *Bridge Object Data*, se seleccionó todos los pilares del puente y se le libera el $M2$ y $M3$ por lo que esta opción se encuentra en la pestaña *Advanced*, sección *Frames*, opción *Releases/Partial Fixity* en donde se marca las casillas correspondiente a *End Release – M2* y $M3$ como se muestra en la **Figura 56**.

Figura 56: Asignación de liberación de momentos para pilar

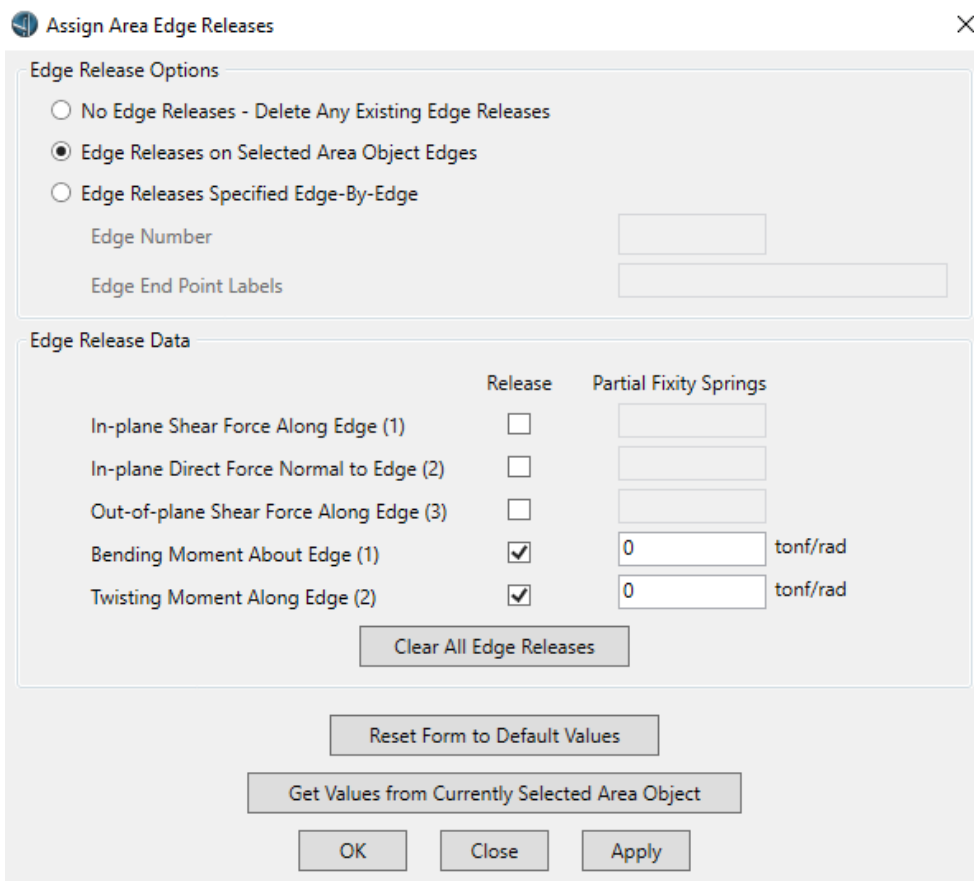


	Release		Frame Partial Fixity Springs	
	Start	End	Start	End
Axial Load	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		
Shear Force 2 (Major)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		
Shear Force 3 (Minor)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		
Torsion	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		
Moment 22 (Minor)	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>		0 tonf-m/rad
Moment 33 (Major)	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>		0 tonf-m/rad

Fuente: Elaboración propia (2019)

Al igual que los pilares, se consideró el sistema isostático, como es un puente en voladizo, por lo que seleccionamos las áreas de la losa correspondiente a la distancia de 20 y 60 metros donde se libera el *Moment* y *Twisting*, esta opción se encuentra en la pestaña *Advanced*, sección *Área*, opción *Edge Releases* en donde se marca las casillas *Bending Moment About Edge (1)* y *Twisting Moment About Edge (2)* como se muestra en la **Figura 57**. Para el caso de las distancias de 30 y 70 metros también se considera el mismo procedimiento, sin embargo, no se considera *Twisting Moment About Edge (2)*.

Figura 57: Asignación de liberación de momentos para losa



Assign Area Edge Releases

Edge Release Options

No Edge Releases - Delete Any Existing Edge Releases

Edge Releases on Selected Area Object Edges

Edge Releases Specified Edge-By-Edge

Edge Number

Edge End Point Labels

Edge Release Data

	Release	Partial Fixity Springs
In-plane Shear Force Along Edge (1)	<input type="checkbox"/>	<input type="text"/>
In-plane Direct Force Normal to Edge (2)	<input type="checkbox"/>	<input type="text"/>
Out-of-plane Shear Force Along Edge (3)	<input type="checkbox"/>	<input type="text"/>
Bending Moment About Edge (1)	<input checked="" type="checkbox"/>	0 tonf/rad
Twisting Moment Along Edge (2)	<input checked="" type="checkbox"/>	0 tonf/rad

Clear All Edge Releases

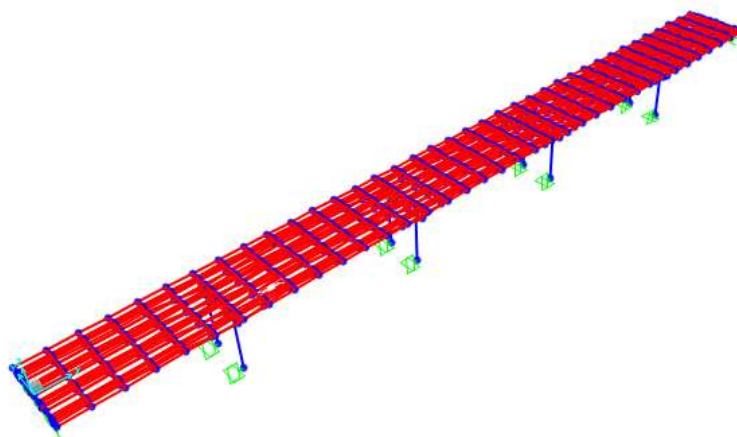
Reset Form to Default Values

Get Values from Currently Selected Area Object

OK Close Apply

Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 58: Modelo final del puente Moche



Fuente: Elaboración propia (2019)

2.7.2. Análisis de las propiedades dinámicas del puente Moche en el momento de un sismo

Para el análisis de las propiedades dinámicas del puente se requiere realizar un análisis dinámico lineal como lo solicita el actual Manual de Puentes, agregando que el análisis anteriormente descrito es el más adecuado para la verificación y su correcto funcionamiento de la estructura. En el Manual de Puentes, en el artículo 2.6.5.4.3.1., se encuentra la selección del método, que se adjunta la **Tabla 7**.

Tabla 7: Requisitos de Análisis Mínimos para Efectos Sísmicos

Zona Sísmica	Puentes de un Solo Tramo	Puentes de Múltiples Tramos					
		Otros Puentes		Puentes Esenciales		Puentes Críticos	
		Regular	Irregular	Regular	Irregular	Regular	Irregular
1	No se requiere análisis sísmico	*	*	*	*	*	*
2		SM/UL	SM	SM/UL	MM	MM	MM
3		SM/UL	MM	MM	MM	MM	TH
4		SM/UL	MM	MM	MM	TH	TH

Fuente: Manual de Puentes (2018)

Para encontrar el tipo de análisis mínimo para efectos de sísmicos, se determinó a qué zona sísmica pertenece, si la estructura de la investigación es un puente de un tramo o

múltiples tramos, a que clasificación corresponde según la importancia del puente y si es un puente regular o irregular.

Para la determinación de la zona a la que pertenece, se consulta el Anexo N°1 denominado Zonificación sísmica la norma E.030, del Reglamento Nacional de Edificaciones, en donde se menciona la existencia de cuatro zonas sísmicas tal como se muestra en el capítulo 2 con nombre Peligro Sísmico, en donde el Puente Moche se ubica en el departamento La Libertad, provincia de Trujillo, distrito de Moche, señalado en la **Tabla 8**.

Tabla 8: Segmento de la tabla Zonificación Sísmica

REGIÓN (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SÍSMICA	ÁMBITO
LA LIBERTAD	TRUJILLO	EL PORVENIR	4	TODOS LOS DISTRITOS
		FLORENCIA DE MORA		
		HUANCHACO		
		LA ESPERANZA		
		LAREDO		
		MOCHE		
		POROTO		
		SALAVERRY		
		SIMBAL		
		TRUJILLO		
VÍCTOR LARCO HERRERA				

Fuente: Norma E.030 (2018)

En cuanto al número de tramos se tuvo en cuenta que el puente Moche tiene 5, por tal motivo entra en la categoría de puente de múltiples tramos y para la clasificación según su importancia se tomó en cuenta que es un puente crítico.

Para la verificación del último parámetro del método de análisis que pide la norma, se comprobó si el puente en cuestión es un puente regular o irregular, esto se revisa en la

Tabla 9, dentro del artículo 2.6.5.4.3.1., que obtiene los requisitos para que un puente sea considerado Regular.

Tabla 9: Requisitos para que un Puente sea considerado Regular

Parámetro	Valor				
	2	3	4	5	6
Número de tramos	2	3	4	5	6
Máximo ángulo subtendido para un puente curvo	90°	90°	90°	90°	90°
Máxima relación de longitudes entre tramo y tramo	3	2	2	1.5	1.5
Máxima relación de rigidez Pilar/pila entre tramo y tramo, excluyendo estribos	-	4	3	3	2

Fuente: Manual de Puentes (2018)

Teniendo en cuenta lo anteriormente mencionado, se realizó el Método Tiempo – Historia (TH), debido a que el puente Moche es un puente crítico, es regular y se encuentra en la zona 4, por su ubicación en la Región La Libertad de acuerdo al Manual de Puentes. Para el modelado del análisis se considera el modelo del ítem anterior, mejorando otros parámetros, como la masa participativa y el incremento de casos de cargas.

2.7.2.1. Análisis sísmico dinámico mediante el método Elástico Multimodal

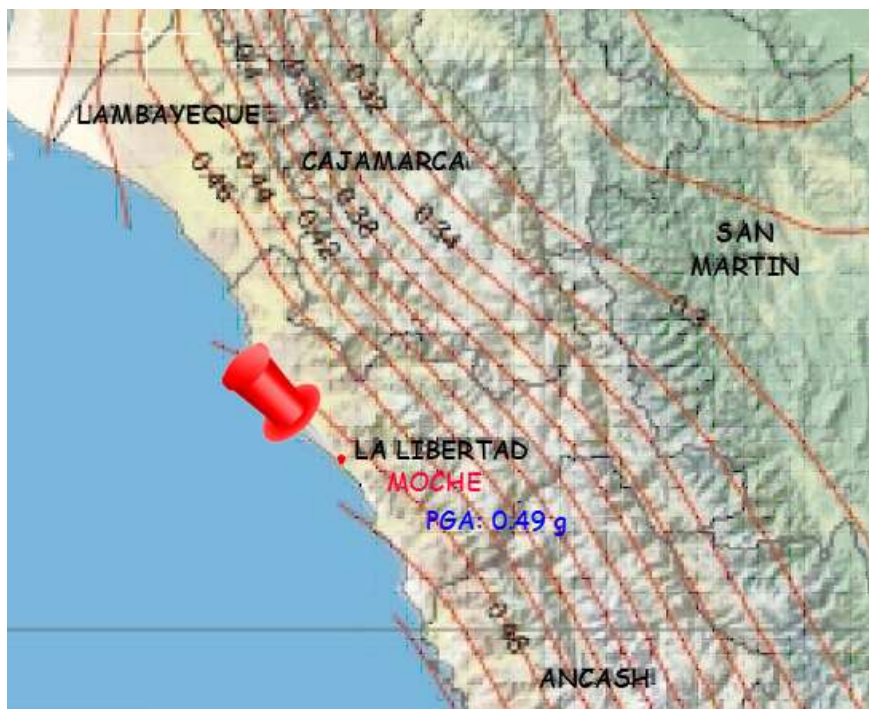
En el párrafo anterior se mencionó que se realizó el análisis por el método Tiempo – Historia, sin embargo, observando el reglamento AASHO 1949, no se contempla ningún análisis por el método de elástico multimodal ni por el método Tiempo – Historia, por lo que no se puede predecir las fuerzas que desarrolla el puente Moche, para comprobar su comportamiento mediante un espectro de respuesta se recurrió primero a este método para posteriormente compararlo con el método señalado en el actual Manual de Puentes. Se procedió con buscar el espectro de diseño en base a la normativa actual para ingresarla al programa y someterla al análisis para encontrar las respuestas sísmicas.

2.7.2.1.1. Espectro de diseño

Para el modelamiento dinámico lineal, se debe considerar un espectro de respuesta para un periodo de diseño de 1000 años, porque los siguientes parámetros serán extraídos del Apéndice 3 del Manual de Puentes del Perú.

Se definió el tipo de suelo y perfil, en este caso es el suelo *D*, a continuación, se presenta los coeficientes que permitió la construcción del espectro de respuesta tenemos Coeficiente de aceleración de pico del terreno sobre roca (*PGA*); del mapa de isoaceleraciones espectrales, *PGA* es igual a 0.49, mostrado en la **Figura 59** y extraído del **Anexo 16**.

Figura 59: Ubicación de Moche con su respectivo *PGA*



Fuente: Elaboración propia (2019)

Coeficiente de aceleración de respuesta espectral horizontal en 0.2 s de periodo sobre roca (S_s), del mapa de isoaceleraciones, S_s es igual a 1.18, mostrado en el **Anexo 17**.

Coefficiente de aceleración de respuesta espectral horizontal en 1 s de periodo sobre roca (S_1), del mapa de isoaceleraciones, S_1 es igual a 0.45, mostrado en el **Anexo 18**.

Coefficiente de Sitio (F_{pga} , F_a , F_v): De la tabla N° 01 (**Tabla 10**) y N° 02 (**Tabla 11**) del apéndice 3 del Manual de Puentes del Perú, por lo cual se debe interpolar como se muestra en la **Tabla 12**, **Tabla 13** y **Tabla 14**.

Tabla 10: Coeficientes de Sitio F_{pga} y F_a

Clases de Sitio	Coeficientes para periodo corto de PGA y Aceleración Espectral				
	PGA \geq 0.10 S _s \geq 1.25	PGA \geq 0.20 S _s \geq 1.25	PGA \geq 0.30 S _s \geq 1.25	PGA \geq 0.40 S _s \geq 1.25	PGA \geq 0.50 S _s \geq 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	Se deben considerar investigaciones geotécnicas y análisis dinámicos específicos para la zona de estudio.				

Fuente: Manual de Puentes (2018)

Tabla 11: Coeficientes de Sitio F_v

Clases de Sitio	Coeficientes de Aceleración Espectral para periodo a 1 s				
	S ₁ \geq 0.10	S ₁ \geq 0.20	S ₁ \geq 0.30	S ₁ \geq 0.40	S ₁ \geq 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	1.7	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	Se deben considerar investigaciones geotécnicas y análisis dinámicos específicos para la zona de estudio.				

Fuente: Manual de Puentes (2019)

Tabla 12: Obtención del valor F_{pga}

PGA	F_{pga}
0.40	1.1
0.49	1.015
0.50	1.0

Fuente: Elaboración propia (2019)

Tabla 13: Obtención del valor F_a

S_s	F_a
1.00	1.1
1.18	1.028
1.25	1.0

Fuente: Elaboración propia (2019)

Tabla 14: Obtención del valor F_v

S_1	F_v
0.40	1.6
0.45	1.55
0.50	1.5

Fuente: Elaboración propia (2019)

Coefficiente de aceleración (A_s):

$$A_s = F_{pga}PGA \quad (Ec. 18)$$

Con la **Ecuación 18**, se consideró los valores de F_{pga} y PGA y se obtuvo un valor de 0.49.

Ordenada espectral del espectro de respuesta de aceleraciones para periodos cortos (S_{DS}):

$$S_{DS} = F_a S_s \quad (Ec. 19)$$

Con la **Ecuación 19**, se consideró los valores de F_a y S_s y se obtuvo un valor de 1.21.

Ordenada espectral del espectro de respuesta de aceleraciones para 1 s de periodo (S_{D1}):

$$S_{D1} = F_v S_1 \quad (Ec. 20)$$

Con la **Ecuación 20**, se consideró los valores de F_v y S_1 y se obtuvo un valor de 0.70.

Periodo de inicio de la platea de la platea de periodos cortos (T_o):

$$T_o = 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (Ec. 21)$$

Con la **Ecuación 21**, se consideró los valores de S_{D1} y S_{DS} y se obtuvo un valor de 0.12.

Periodo de inicio de la platea de la platea de periodos cortos (T_S):

$$T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (Ec. 22)$$

Con la **Ecuación 22**, se consideró los valores de S_{D1} y S_{DS} y se obtuvo un valor de 0.58.

Una vez hallados los parámetros indicados, las ordenadas C_{sm} se determina teniendo en cuenta las siguientes ecuaciones:

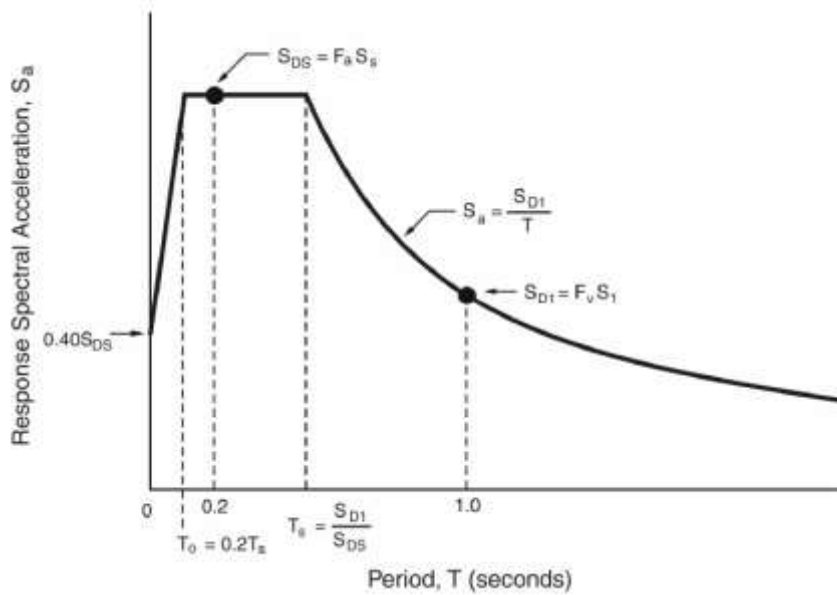
$$C_{sm} = (S_{DS} - A_s) \frac{T}{T_o} + A_s \Rightarrow T \leq T_o \quad (Ec. 23)$$

$$C_{sm} = S_{DS} \Rightarrow T_o \leq T \leq T_S \quad (Ec. 24)$$

$$C_{sm} = \frac{S_{DS}}{T} \Rightarrow T \geq T_S \quad (Ec. 25)$$

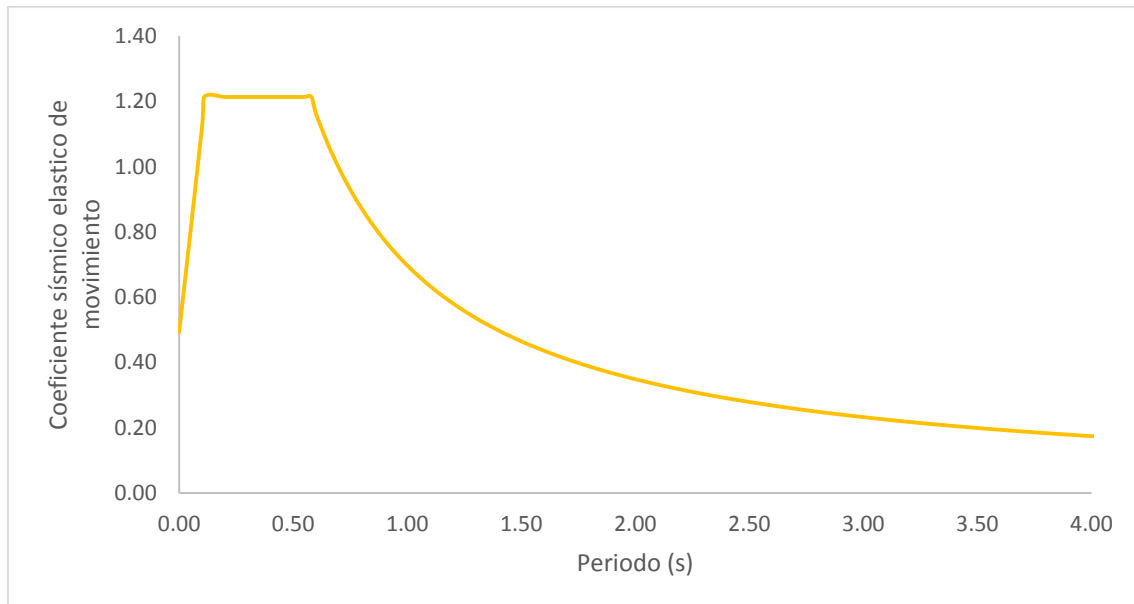
La formulación del espectro de respuesta está en base a la **Figura 60** del apéndice 3 del Manual de puentes. La **Figura 61**, es la generación del espectro de respuesta, el cual será parte del análisis elástico multimodal.

Figura 60: Espectro de Respuesta de Diseño según AASHTO, 2014



Fuente: *Seismic Retrofitting Manual for Highway Structures: Part 1 – Bridges (2006)*

Figura 61: Espectro de respuesta

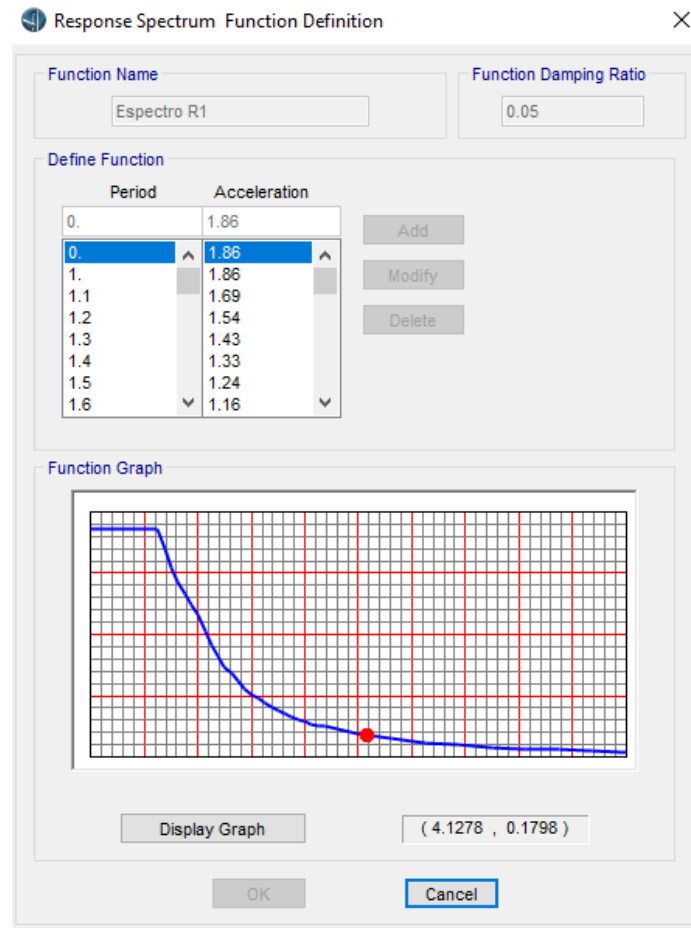


Fuente: *Elaboración propia (2019)*

Después de la obtención del espectro de diseño se continua con el modelado desde la **Figura 58**. Para cargar los espectros, se busca la pestaña *Loads*, sección *Type – Functions*, opción *Response Spectrum*, se ecoge en *Chose Fuction Type to Add* la

opción *From File* y se selecciona *Add New Function* donde se carga el archivo de cada espectro escalado como se muestra en la **Figura 62**.

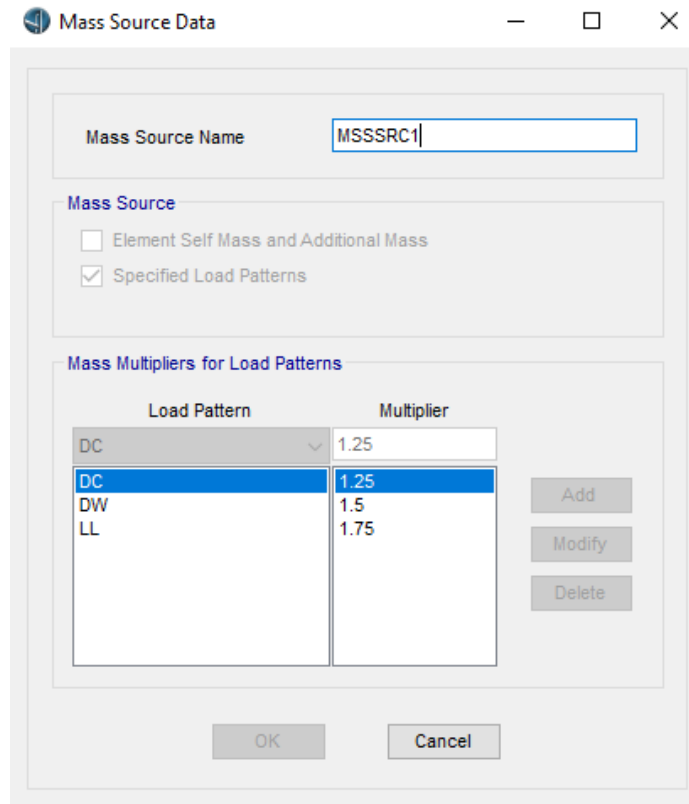
Figura 62: *Espectro de Respuesta como función de diseño del modelado*



Fuente: Elaboración propia (2019)

En cuanto a la masa de la estructura, se asignó los factores de carga de acuerdo al Manual de Puentes de la tabla 2.4.5.3.1-1 denominada Combinaciones de carga y factores de carga, por lo que se ingresó como se señala en la **Figura 63** en la sección de *Define* donde se encuentra la opción *Mass Source*.

Figura 63: Datos de la definición de la masa



Mass Source Data

Mass Source Name: MSSSRC1

Mass Source

Element Self Mass and Additional Mass

Specified Load Patterns

Mass Multipliers for Load Patterns

Load Pattern	Multiplier
DC	1.25
DW	1.5
LL	1.75

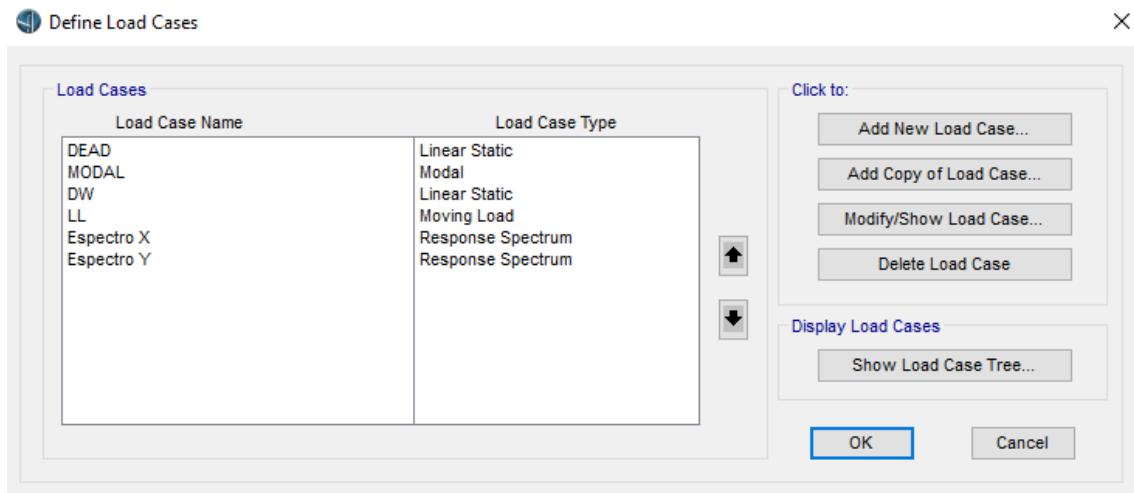
Buttons: Add, Modify, Delete, OK, Cancel

Fuente: Elaboración propia (2019)

En la **Figura 64**, se muestra la creación de los casos carga, que son Espectro X y Espectro Y para la entrada de los espectros. Para este análisis el caso de carga es espectro de respuesta, en el programa es *Response Spectrum*.

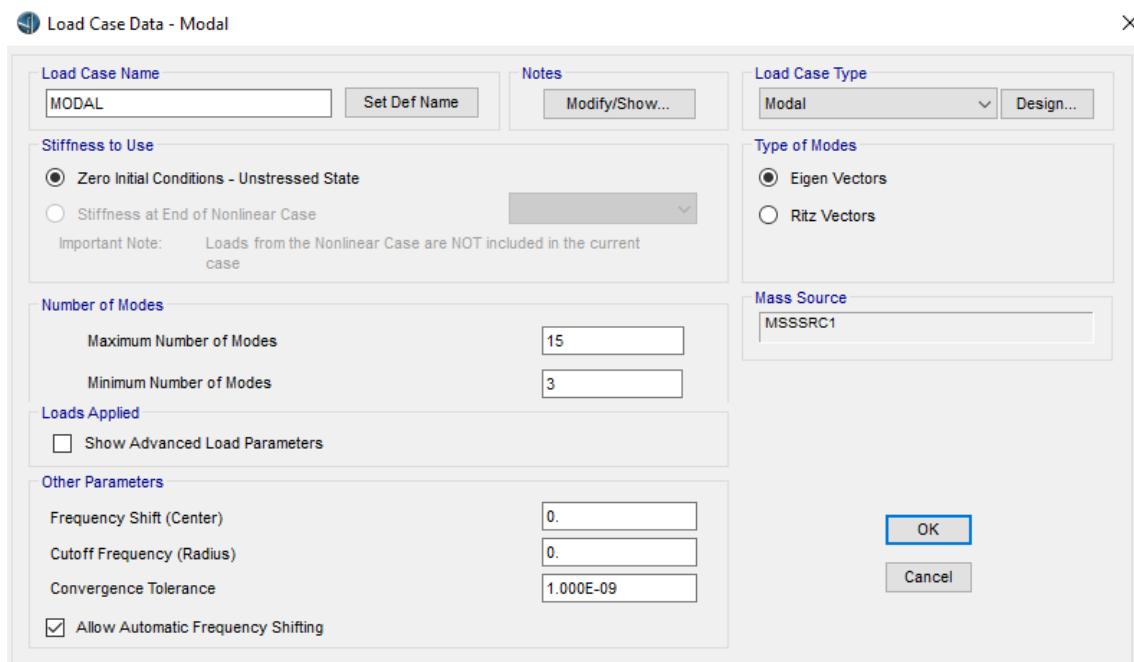
En la **Figura 65**, se muestra la configuración de la carga *Modal*, el cual debe permitir el número de modos de 15 y el mínimo de 3, debido a que el Manual de Puentes especifica que son 3 modos por cada vano.

Figura 64: Definición de los casos de carga



Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 65: Caso de la carga Modal

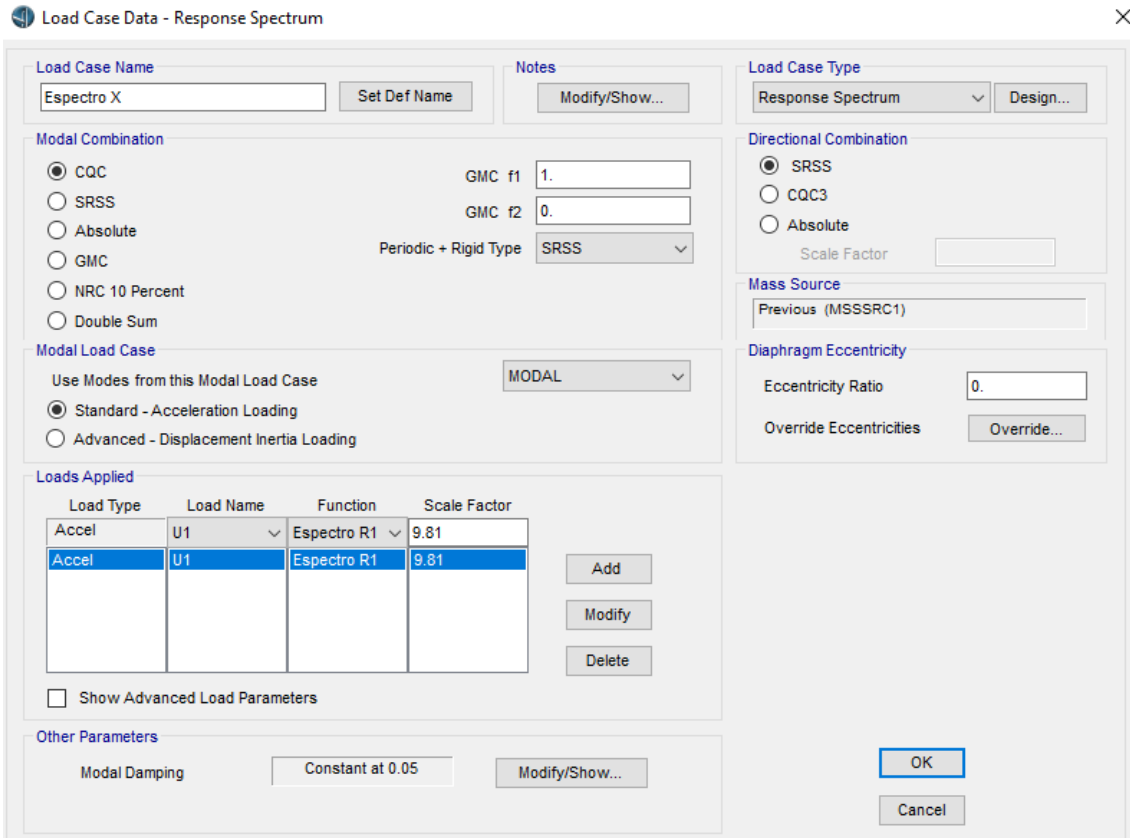


Fuente: Elaboración propia (2019)

En la **Figura 66**, se presencia la incorporación de nuevos casos de carga como es el espectro en la dirección X, su tipo de caso de carga es *Response Spectrum*, donde se considera el CQC como la combinación modal, el SRSS como dirección de combinación,

en la cargas de aplicación se considera *Accel*, en la dirección *U1*, la función se consideró al espectro de respuesta ingresado y con la definición del espectro utilizado multiplicado por el valor de escala de 9.81 (gravedad de la Tierra).

Figura 66: Espectro en dirección X



Load Case Name: Espectro X

Load Case Type: Response Spectrum

Modal Combination: CQC, SRSS, Absolute, GMC, NRC 10 Percent, Double Sum

Directional Combination: SRSS, CQC3, Absolute

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	Espectro R1	9.81
Accel	U1	Espectro R1	9.81

Other Parameters: Modal Damping: Constant at 0.05

Fuente: Elaboración propia (2019)

En la **Figura 67**, se presencia la incorporación de nuevos casos de carga como es el espectro en la dirección Y, el tipo de caso de carga es *Response Spectrum*, se considera el CQC como la combinación modal, el SRSS como dirección de combinación, en la cargas de aplicación se considera *Accel*, en la dirección *U2*, la función se consideró al espectro de respuesta ingresado y con la definición del espectro utilizado multiplicado por el valor de escala de 9.81 (gravedad de la Tierra).

Figura 67: Espectro en dirección Y

Load Case Data - Response Spectrum

Load Case Name: Espectro Y Set Def Name Modify/Show...

Load Case Type: Response Spectrum Design...

Modal Combination:

- CQC
- SRSS
- Absolute
- GMC
- NRC 10 Percent
- Double Sum

GMC f1: 1. GMC f2: 0.

Periodic + Rigid Type: SRSS

Directional Combination:

- SRSS
- CQC3
- Absolute

Scale Factor:

Mass Source: Previous (MSSSRC1)

Diaphragm Eccentricity:

Eccentricity Ratio: 0. Override Eccentricities: Override...

Modal Load Case:

Use Modes from this Modal Load Case: MODAL

- Standard - Acceleration Loading
- Advanced - Displacement Inertia Loading

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U2	Espectro R1	9.81
Accel	U2	Espectro R1	9.81

Add Modify Delete

Show Advanced Load Parameters

Other Parameters:

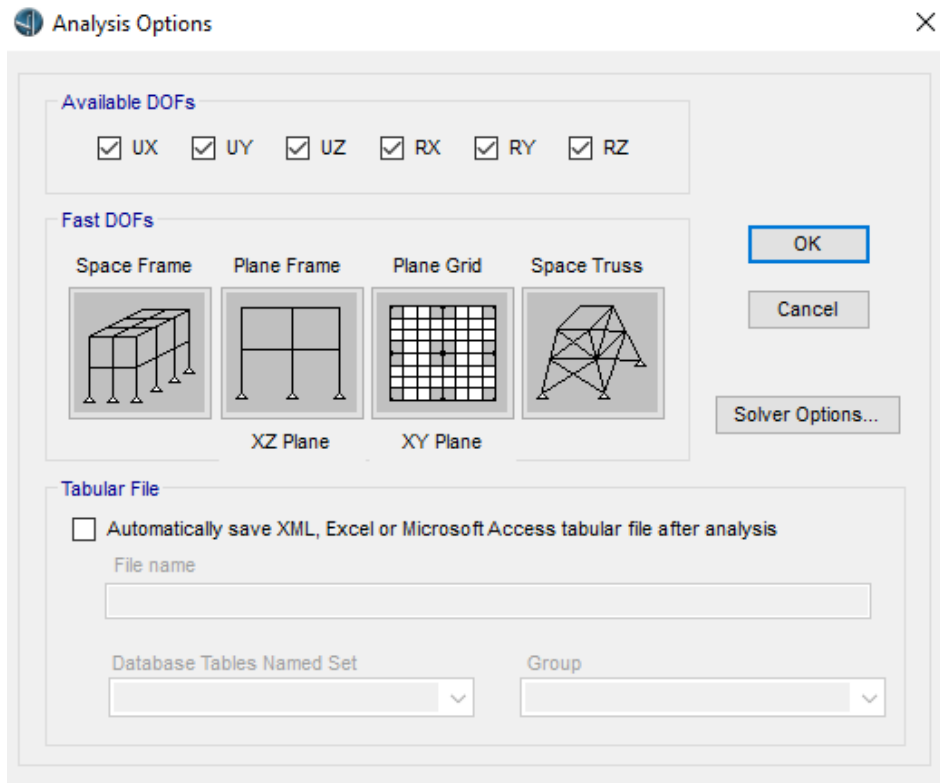
Modal Damping: Constant at 0.05 Modify/Show...

OK Cancel

Fuente: Elaboración propia (2019)

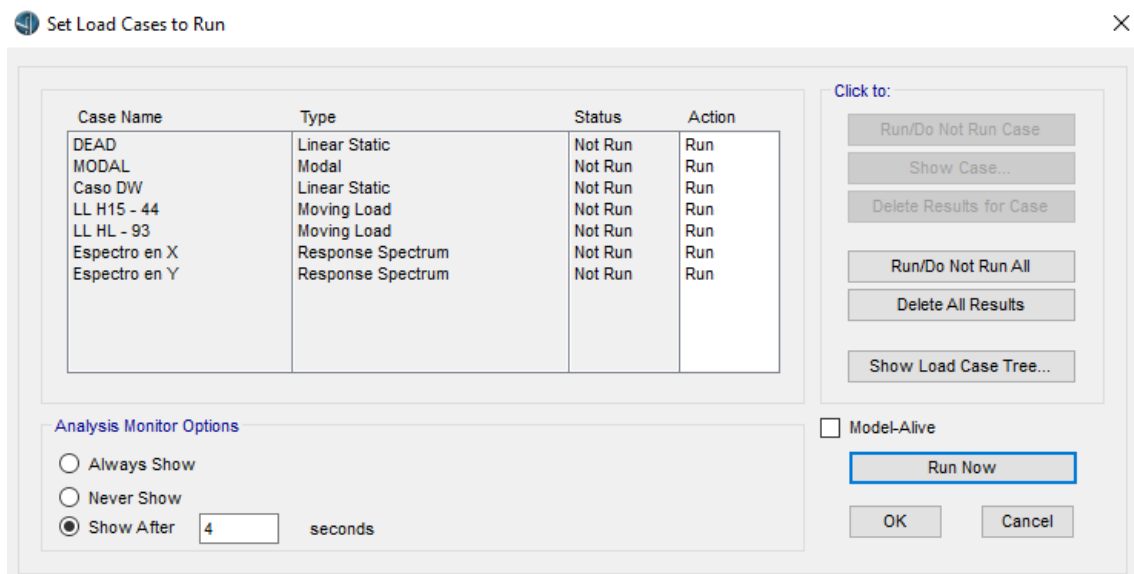
Para procesar los datos se va a la pestaña *Analysis* y se escoge *Analysis Options*, con el fin de verificar si todos los grados de libertad están marcados como se muestra en la **Figura 68**. Como último paso para procesar los datos se va la opción de *Run Analysis* que se encuentra en la misma pestaña de análisis indicado en la **Figura 69**.

Figura 68: Opciones de análisis



Fuente: Elaboración propia (2019)

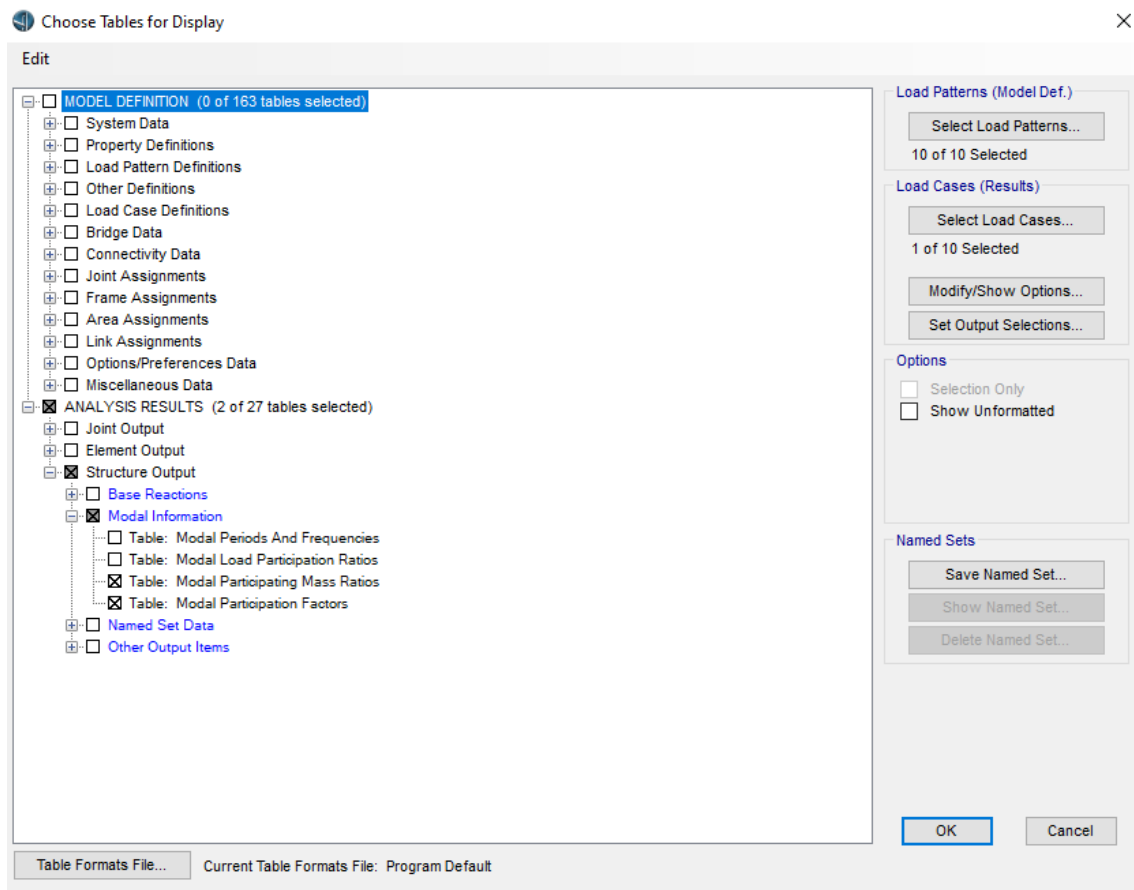
Figura 69: Lista de casos a procesar para análisis elástico multimodal



Fuente: Elaboración propia (2019)

Para verificar los periodos y las masas participativas en X y Y , se selecciona la opción de *Show Tables*, que se ubica en la pestaña *Home*, en la sección *Display* como se muestra en la **Figura 70**. Esta opción te permite observar definiciones del modelo y análisis de resultados, para este caso se utilizó la opción de análisis de resultados, salida de estructura, información de modos, por lo que se escoge *Modal Participating Mass Ratios* y *Modal Participation Factors*. Posteriormente a esto, el software te permite visualizar lo que se ha marcado.

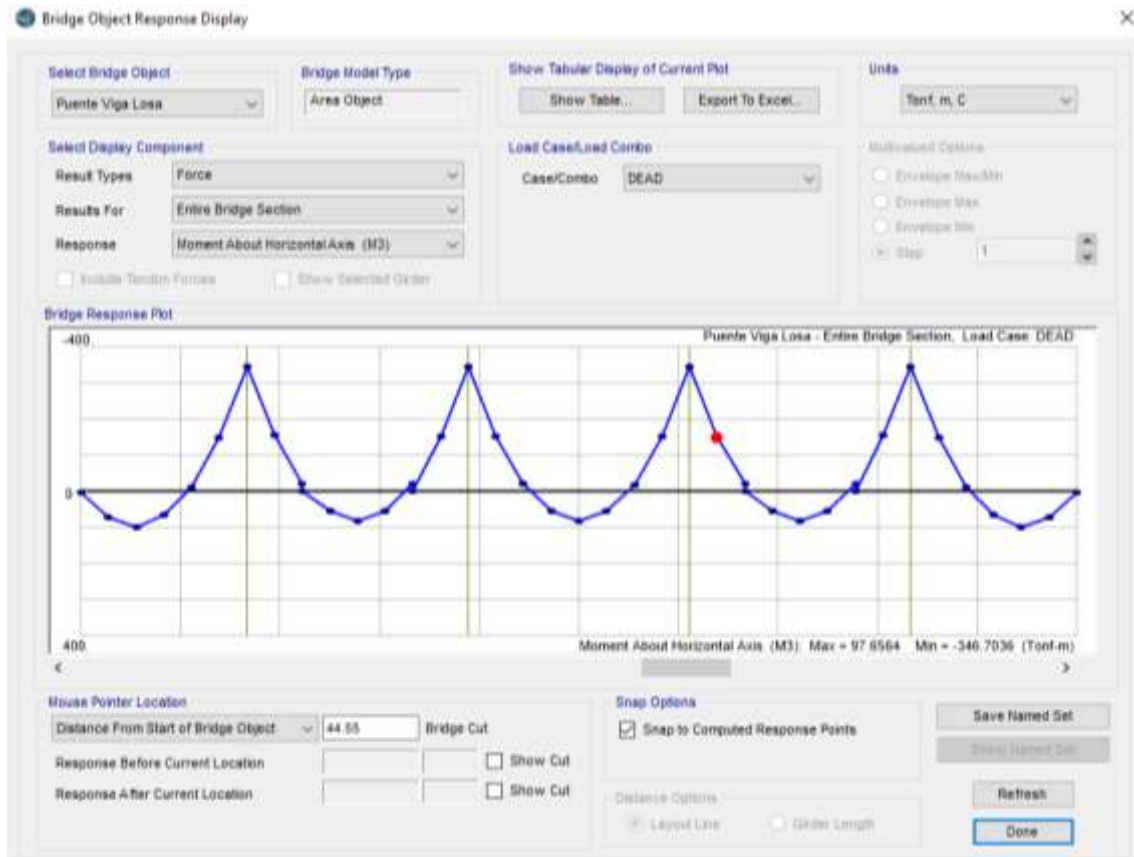
Figura 70: Tablas de información y resultados del análisis



Fuente: Elaboración propia (2019)

Para verificar las fuerzas y momentos de la superestructura, se escoge la opción *Show Superstructure Bridge Forces/Stress*, donde se encuentra las fuerzas de todo el puente y de cada tramo de la estructura, como se muestra en la **Figura 71**.

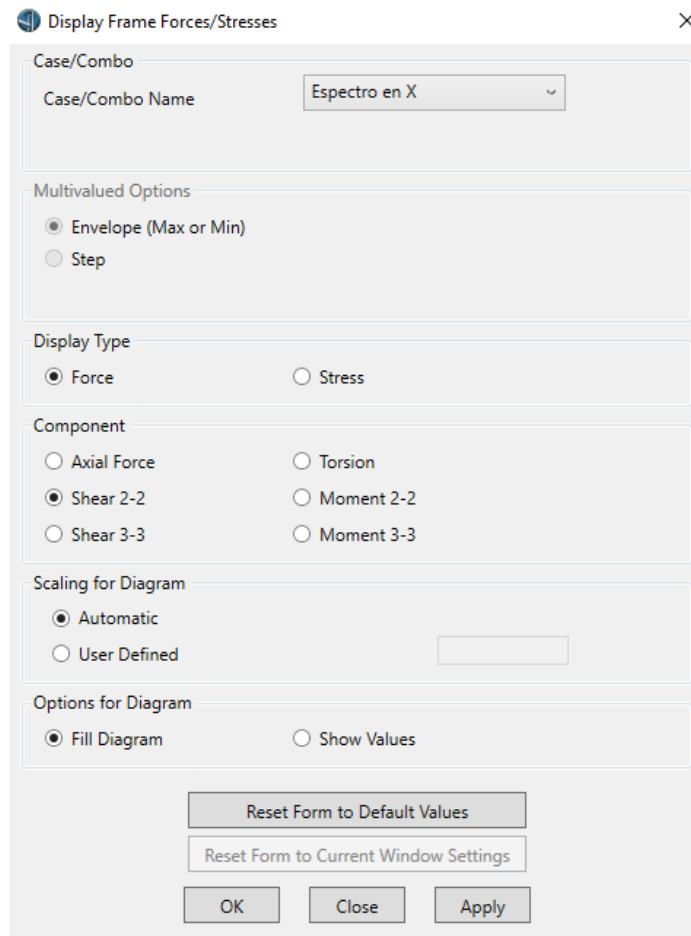
Figura 71: Respuesta de la superestructura del puente



Fuente: Elaboración propia (2019)

Para verificar las fuerzas axiales, fuerzas cortantes y momentos de los pilares, se escoge la opción *Show Frame/Cable/Tendon Force Diagrams*, en donde te permite las fuerzas y momentos máximos y mínimos que desarrollan elementos del pórtico, cables y tendones, de un estructura, como se muestra en la **Figura 72**.

Figura 72: Respuesta de los pilares



Fuente: Elaboración propia (2019)

2.7.2.2. Análisis sísmico dinámico mediante el método Tiempo – Historia lineal

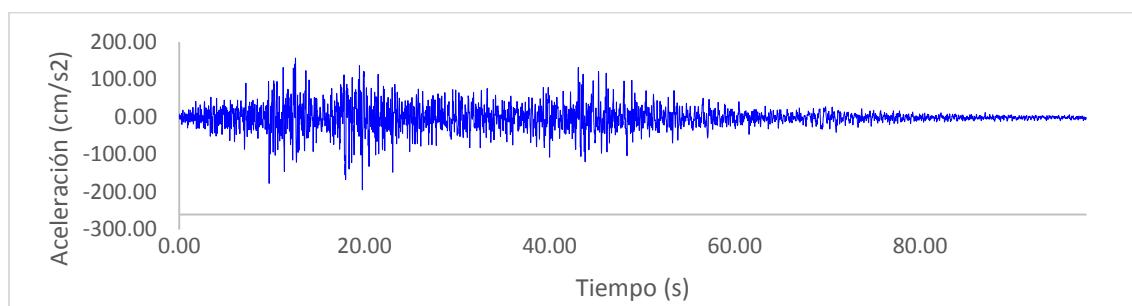
Como se mostró en el ítem 2.4.2.1, se realizó un análisis por el método espectral multimodal que es útil para ver las fuerzas que desarrollan los pilares debido a la ausencia de la memoria de cálculo que se empleó en el puente y debido a que el Manual de Puentes indica que esta clase de puente necesita un análisis por el método Tiempo – Historia de rango lineal, siendo el caso se procedió a evaluar con registros sísmicos escalados.

2.7.2.2.1. Selección y escalamiento de acelerogramas

Para la selección de acelerogramas se considera que “deben ser concordantes con las características del suelo de cimentación del proyecto” (Villareal y La Rosa, 2016). Por tal motivo se escogió eventos sísmicos que ocurrieron en nuestro país y en otras partes del mundo que tienen las mismas características del tipo de suelo, en este caso es suelo tipo *D*, es decir datos que pertenecían a determina estación acelerométrica que tiene el mismo tipo de suelo.

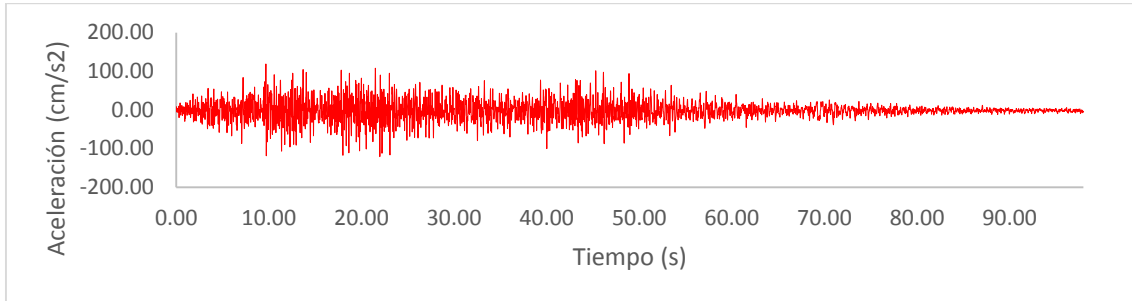
Los siguientes acelerogramas, presentados desde la **Figura 73** a la **Figura 100**, son los seleccionados para el análisis Tiempo – Historia lineal, en donde se muestra el tiempo de duración en segundos y su aceleración en centímetros sobre segundo al cuadrado de cada acelerograma, al igual que su máxima aceleración y su dirección, siendo todas estas características que están agrupadas en la **Tabla 15**.

Figura 73: Acelerograma original del sismo de Lima de 1974 en la dirección Este – Oeste



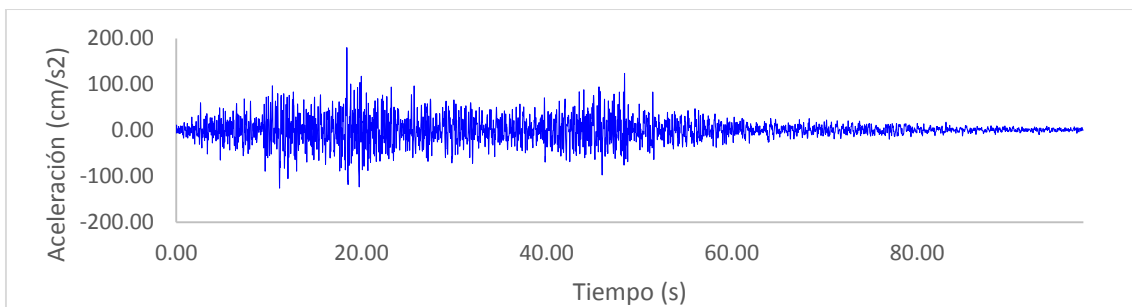
Fuente: Centro Peruano Japonés de Investigación Sísmica y Prevención de desastres (CISMID)

Figura 74: Acelerograma del sismo de Lima 1974 en la dirección E – O, escalado para un espectro objetivo de $Z = 0.12 g$



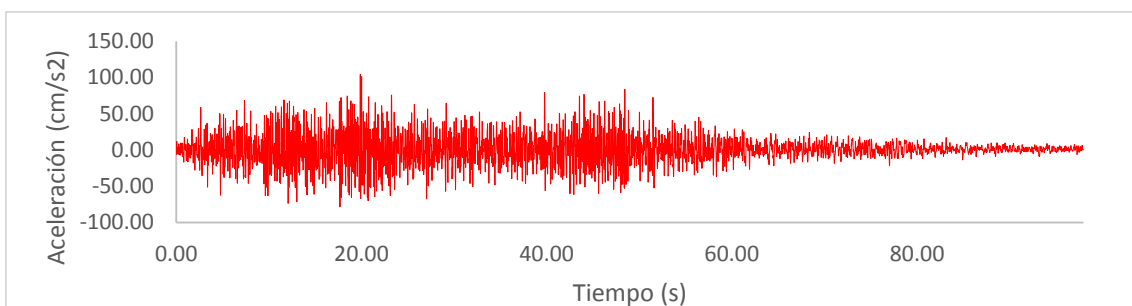
Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 75: Acelerograma original del sismo de Lima de 1974 en la dirección Norte – Sur



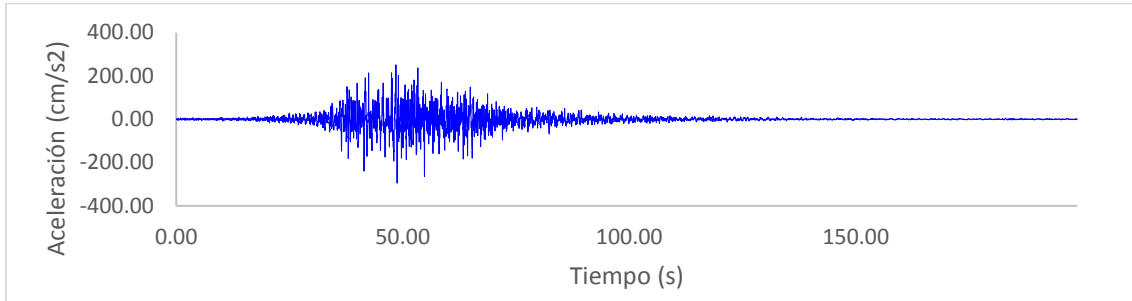
Fuente: Centro Peruano Japonés de Investigación Sísmica y Prevención de desastres (CISMID)

Figura 76: Acelerograma del sismo de Lima 1974 en la dirección N – S, escalado para un espectro objetivo de $Z = 0.07 g$



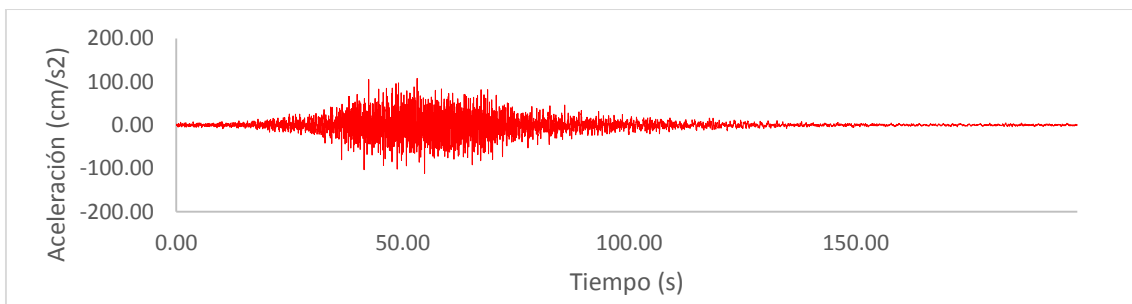
Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 77: Acelerograma original del sismo de Arequipa 2001 en la dirección Este – Oeste



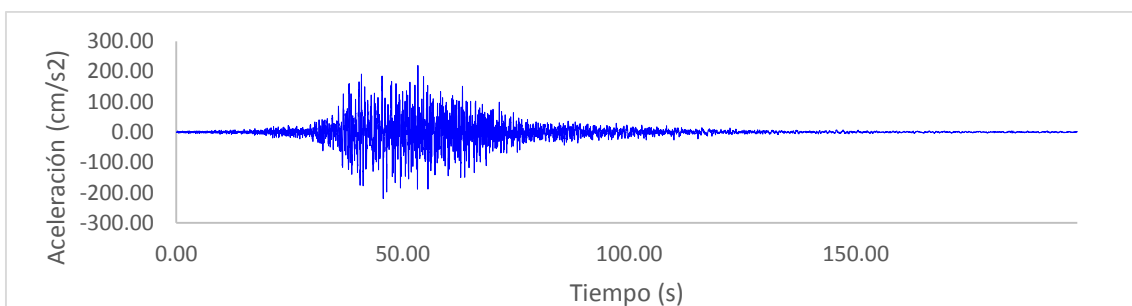
Fuente: Centro Peruano Japonés de Investigación Sísmica y Prevención de desastres (CISMID)

Figura 78: Acelerograma del sismo de Arequipa 2001 en la dirección E – O, escalado para un espectro objetivo de $Z = 0.11 g$



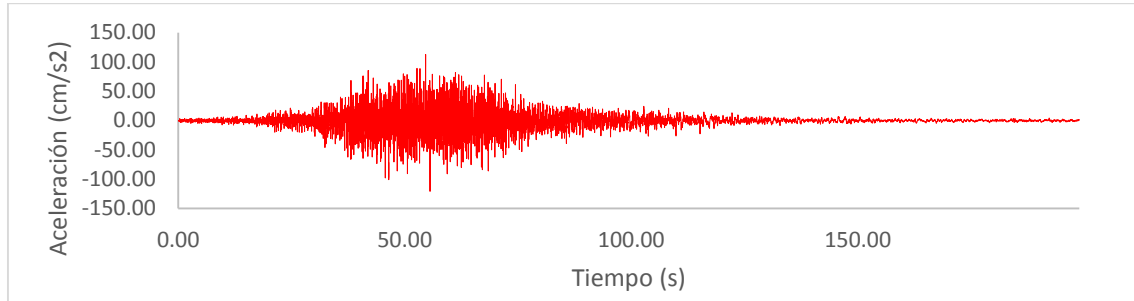
Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 79: Acelerograma del sismo de Arequipa 2001 en la dirección Norte – Sur original



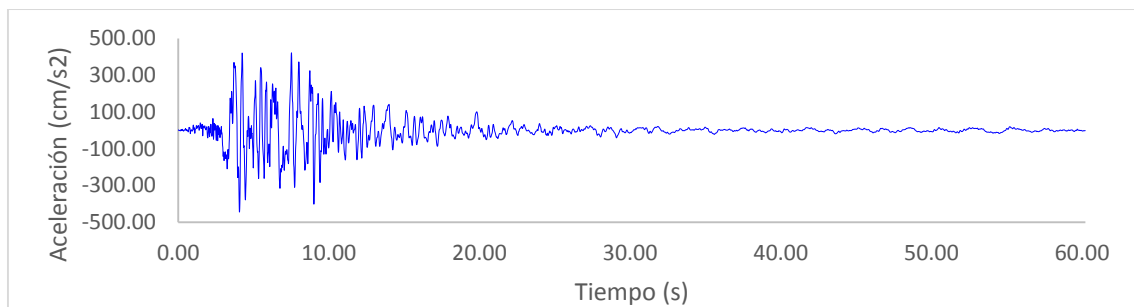
Fuente: Centro Peruano Japonés de Investigación Sísmica y Prevención de desastres (CISMID)

Figura 80: Acelerograma del sismo de Arequipa 2001 en la dirección N – S, escalado para un espectro objetivo de $Z = 0.12 g$



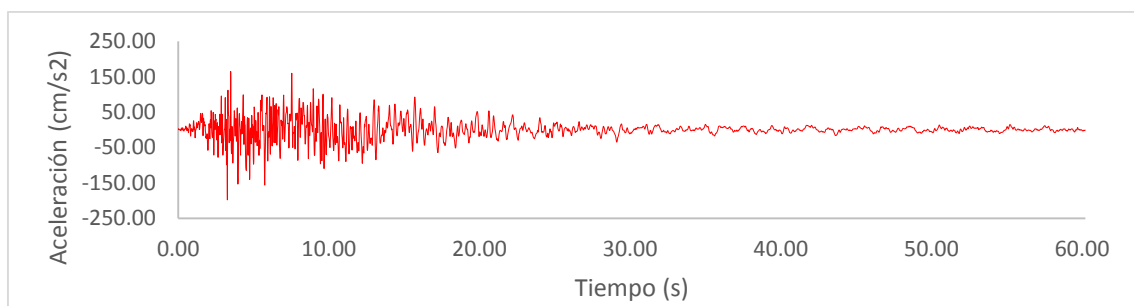
Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 81: Acelerograma original del sismo de Northridge 1994 en la dirección Este – Oeste



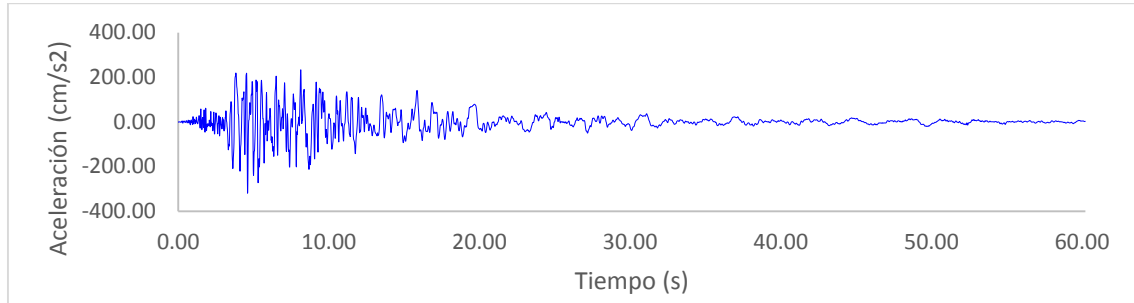
Fuente: Strong – Motion Virtual Data Center (VDC)

Figura 82: Acelerograma del sismo de Northridge 1994 en la dirección E – O, escalado para un espectro objetivo de $Z = 0.20 g$



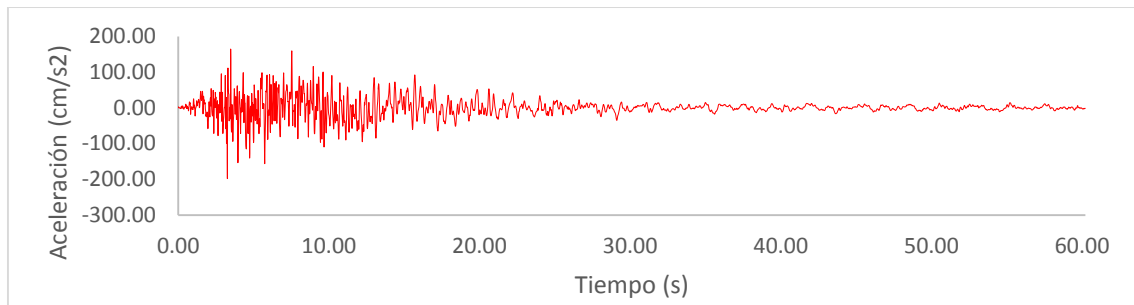
Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 83: Acelerograma original del sismo de Northridge 1994 en la dirección Norte – Sur



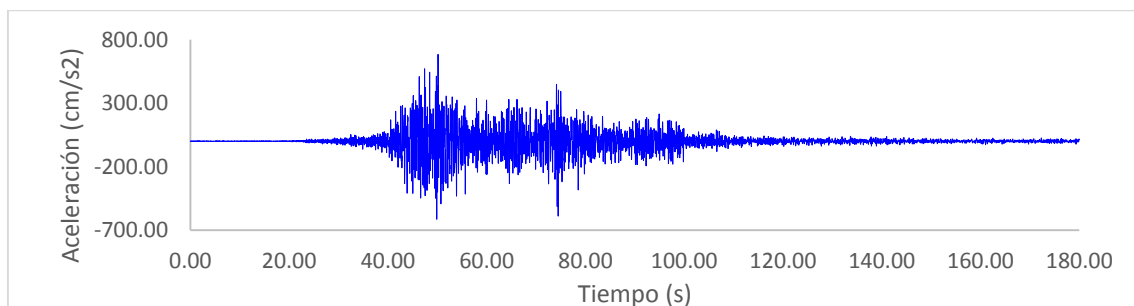
Fuente: Strong – Motion Virtual Data Center (VDC)

Figura 84: Acelerograma del sismo de Northridge 1994 en la dirección N – S, escalado para un espectro objetivo de $Z = 0.15 g$



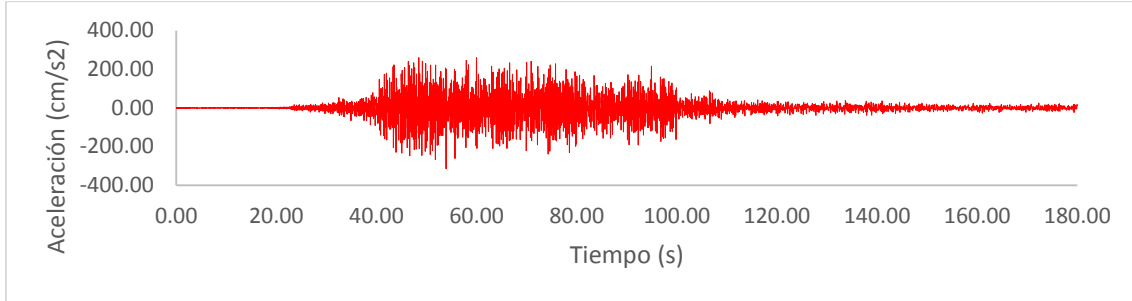
Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 85: Acelerograma original del sismo de Chile 2010 en la dirección Este – Oeste



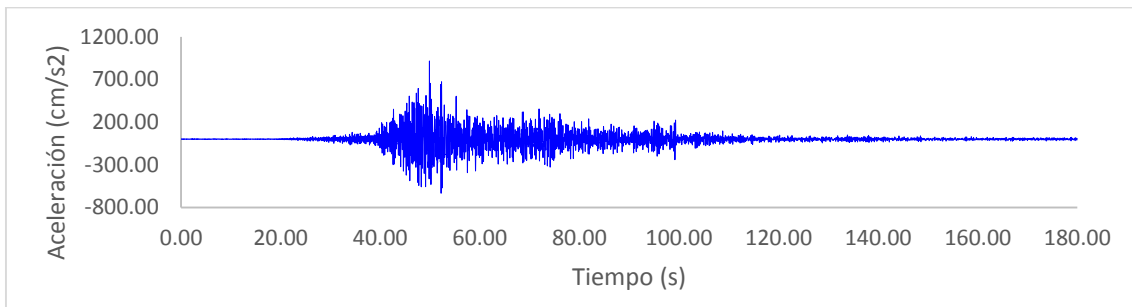
Fuente: Red de cobertura nacional de acelerógrafos, Chile (RENADIC)

Figura 86: Acelerograma del sismo de Chile 2010 en la dirección E – O, escalado para un espectro objetivo de $Z = 0.32 g$



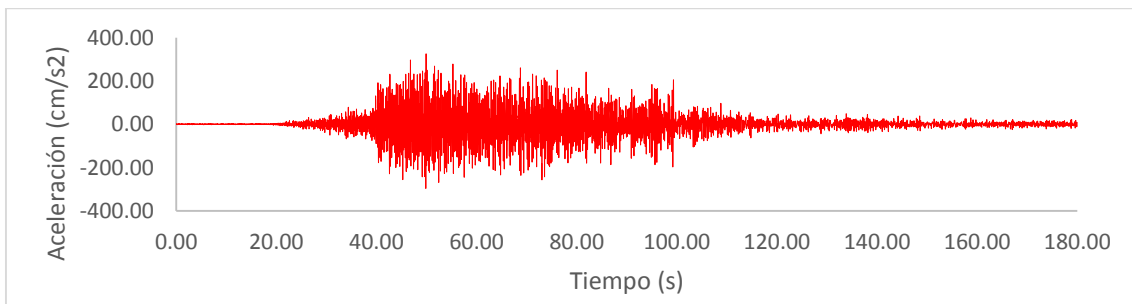
Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 87: Acelerograma original del sismo de Chile 2010 en la dirección Norte – Sur



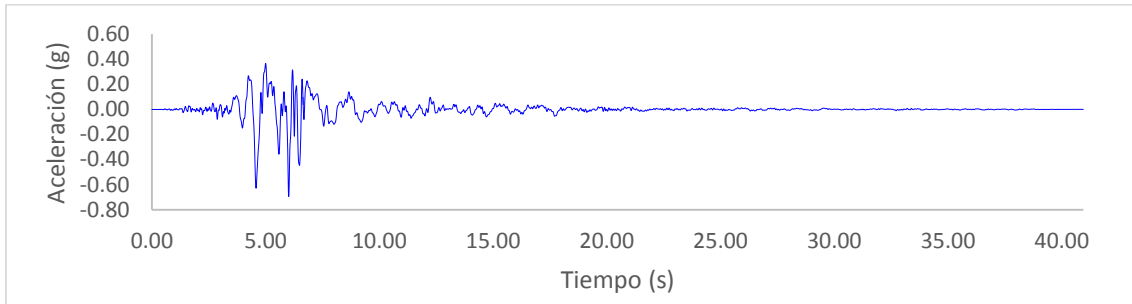
Fuente: Red de cobertura nacional de acelerógrafos, Chile (RENADIC)

Figura 88: Acelerograma del sismo de Chile 2010 en la dirección N – S, escalado para un espectro objetivo de $Z = 0.30 g$



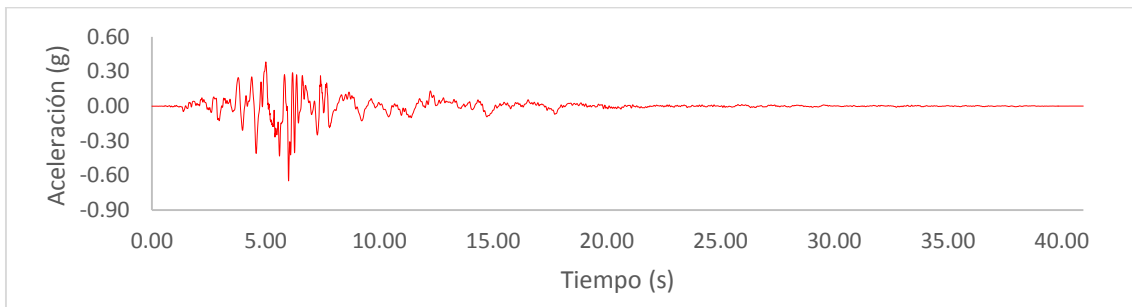
Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 89: Acelerograma original del sismo de Kōbe 1995 en la dirección Este – Oeste



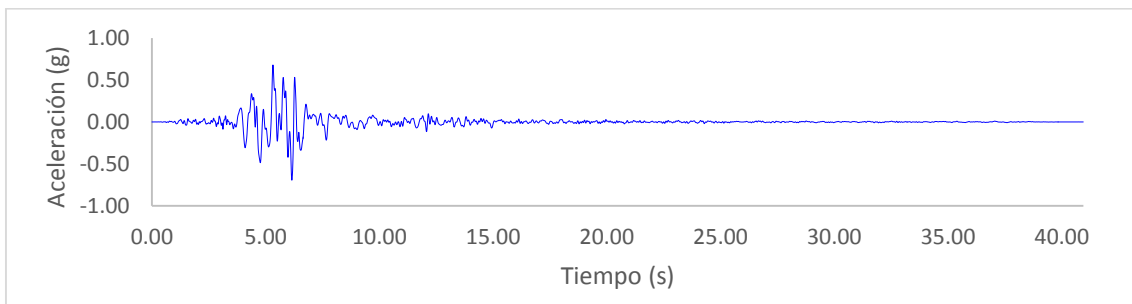
Fuente: Strong – Motion Virtual Data Center (VDC)

Figura 90: Acelerograma del sismo de Kōbe 1995 en la dirección E – O, escalado para un espectro objetivo de $Z = 0.65 g$



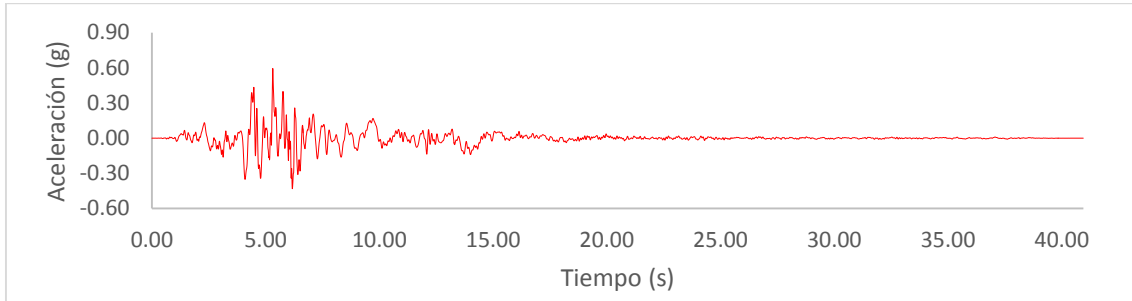
Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 91: Acelerograma original del sismo de Kōbe 1995 en la dirección Norte – Sur



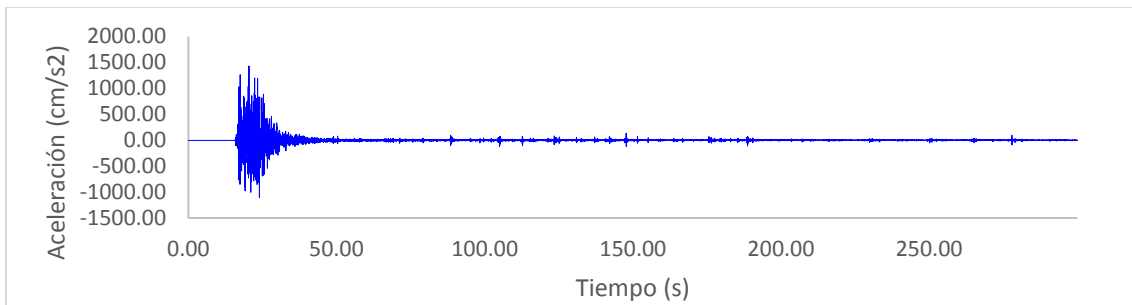
Fuente: Strong – Motion Virtual Data Center (VDC)

Figura 92: Acelerograma del sismo de Kōbe 1995 en la dirección N – S, escalado para un espectro objetivo de $Z = 0.43 g$



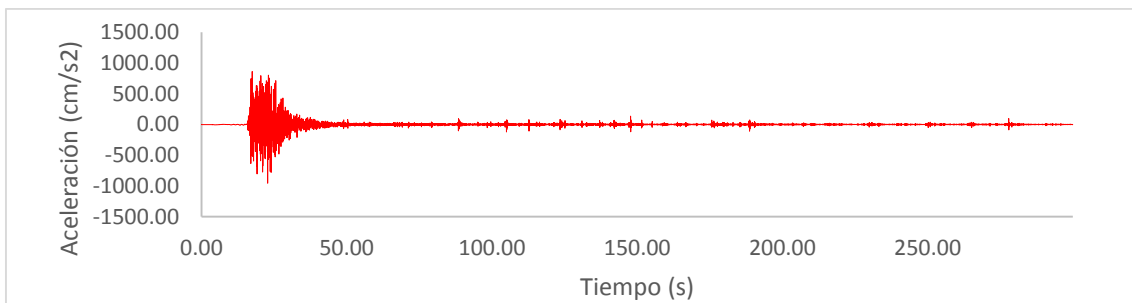
Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 93: Acelerograma original del sismo de Iwate – Miyagi 2008 en la dirección Este – Oeste



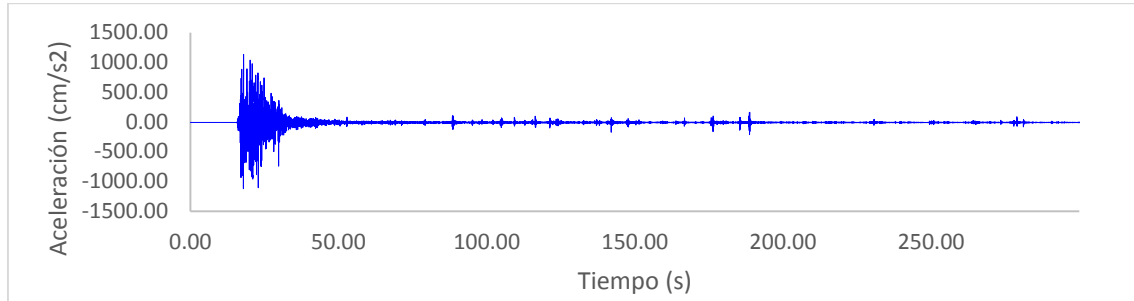
Fuente: Strong – Motion seismograph Networks (K-NET, KiK – net)

Figura 94: Acelerograma del sismo de Iwate – Miyagi 2008 en la dirección E – O, escalado para un espectro objetivo de $Z = 0.98 g$



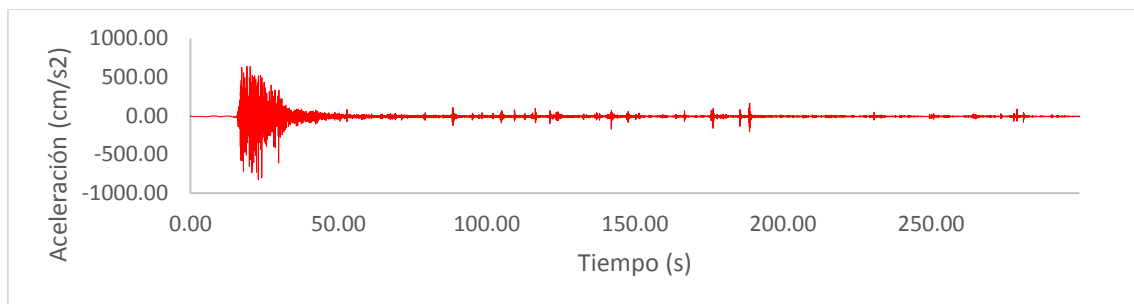
Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 95: Acelerograma original del sismo de Iwate – Miyagi 2008 en la dirección Norte – Sur



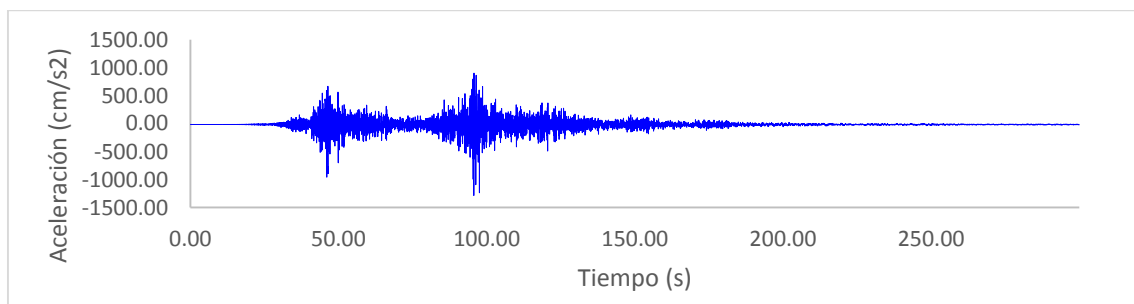
Fuente: Strong – Motion seismograph Networks (K-NET, KiK – net)

Figura 96: Acelerograma del sismo de Iwate – Miyagi 2008 en la dirección N – S, escalado para un espectro objetivo de $Z = 0.84 g$



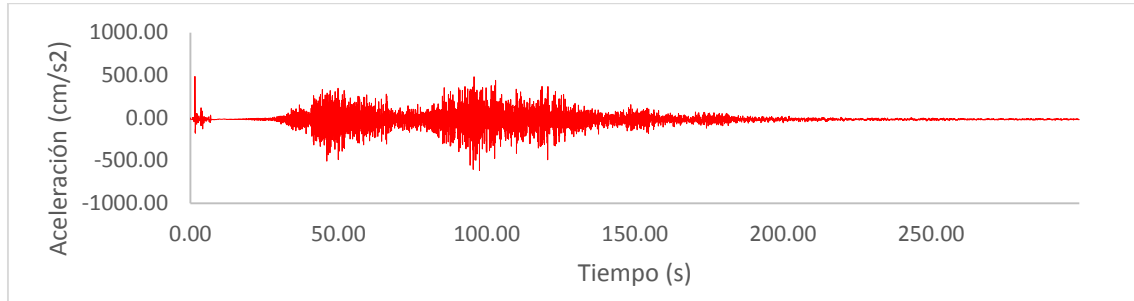
Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 97: Acelerograma original del sismo de Japón 2011 en la dirección Este – Oeste



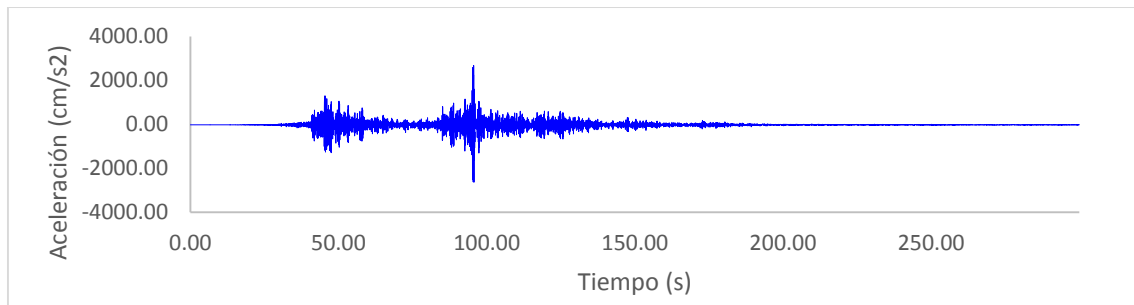
Fuente: Strong – Motion seismograph Networks (K-NET, KiK – net)

Figura 98: Acelerograma del sismo de Japón 2011 en la dirección E – O, escalado para un espectro objetivo de $Z = 0.63 g$



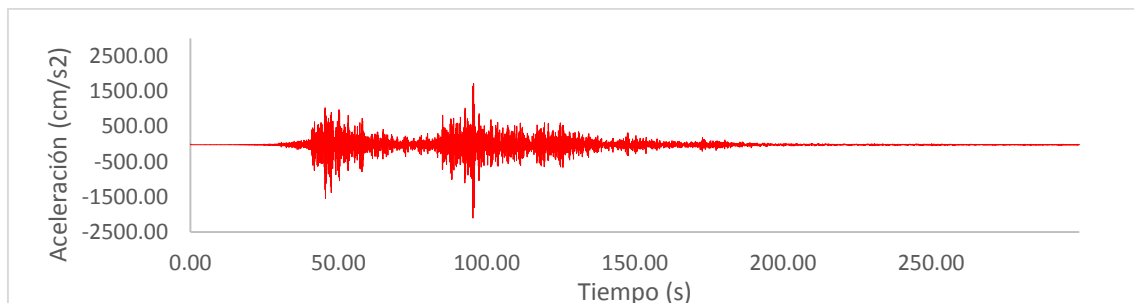
Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 99: Acelerograma original del sismo de Japón 2011 en la dirección Norte – Sur



Fuente: Strong – Motion seismograph Networks (K-NET, KiK – net)

Figura 100: Acelerograma del sismo de Japón 2011 en la dirección N – S, escalado para un espectro objetivo de $Z = 2.14 g$



Fuente: Elaboración propia (2019)

Después de la obtención del escalamiento de los acelerogramas que se muestran en la **Tabla 15**, estos datos fueron ingresados como parte del modelamiento. El modelado para este tipo de análisis se continúa desde la **Figura 58**. Se busco la pestaña *Loads*, sección *Type – Functions*, opción *Time History*, se ecoge en *Chose Fuction Type to Add* la opción *From File* y se selecciono *Add New Function* donde se cargó el archivo de cada acelerograma escalado indicado en la **Figura 101**. Se debe tener en cuenta un acelerograma por la dirección *X* y un acelerograma por la dirección *Y*, para la simulación de este análisis se empleo veinticuatro acelerogramas en total. Se consideró que para este análisis lo que se mostró en la **Figura 63** que es correspondiente al análisis por el método elástico multimodal.

Tabla 15: Características de los registros sísmicos usados en el análisis lineal Tiempo – Historia

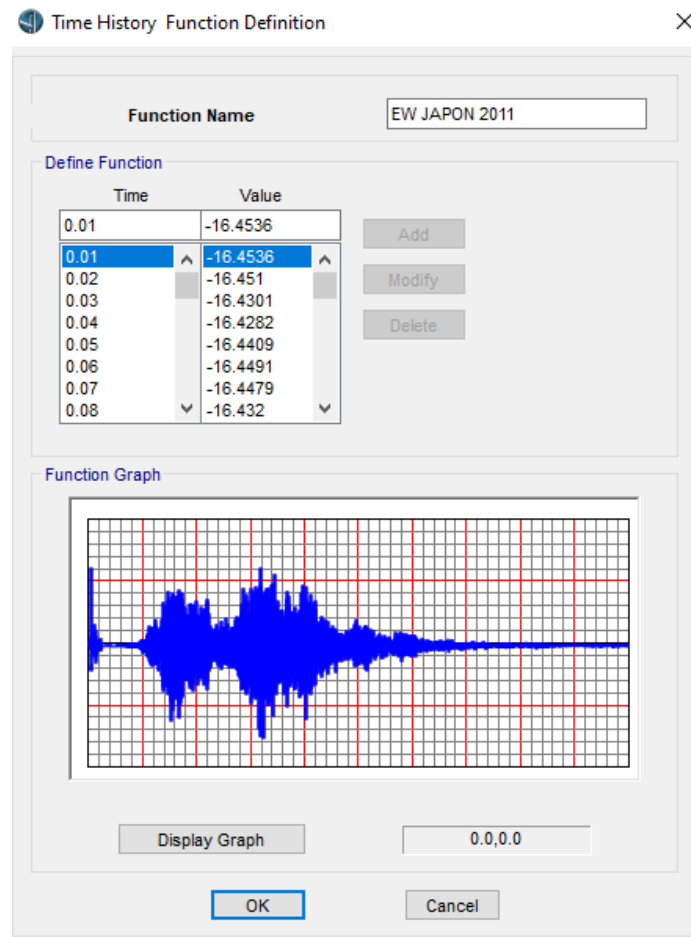
Sismo	Estación Acelerométrica	Tipo de Suelo	Dirección	Acel. Máx. Original (cm/s ²)	Factor de Escala	Acel. Escala (cm/s ²)	Factor “Z”
Lima 1974	La Reserva (Lima - Perú)	Suelo D – Grava Gruesa	E-O	194.21	0.62	120.88	0.12 g
			N-S	125.60	0.62	78.45	0.07 g
Arequipa 2001	César Vizcarra Vargas (Moquegua - Perú)	Suelo D – Grava Gruesa con arena limosa	E-O	295.15	0.37	111.63	0.11 g
			N-S	219.69	0.55	120.69	0.12 g
Northridge 1994	17645 Saticoy St. (California – Estados Unidos)	Suelo D – Suelo Rígido	E-O	444.15	0.45	198.15	0.20 g
			N-S	319.36	0.45	142.85	0.15 g
Chile 2010	Angol (La Araucanía - Chile)	Suelo D – Grava Gruesa	E-O	614.60	0.51	315.03	0.32 g
			N-S	634.31	0.47	296.44	0.30 g
Kōbe 1995	Takarazuka (Hyōgo – Japón)	Suelo D – Suelo Rígido	E-O	680.23	0.93	635.39	0.65 g
			N-S	680.42	0.62	422.32	0.43 g
Iwate-Miyagi 2008	IWTH25 (Iwate – Japón)	Suelo D – Suelo Rígido	E-O	1105.39	0.87	957.11	0.98 g
			N-S	1121.88	0.74	826.71	0.84 g
			E-O	1285.34	0.48	616.76	0.63 g

Japón 2011	MYG004 (Miyagi – Japón)	Suelo D – Suelo Rígido	N-S	2628.63	0.80	2100.69	2.14 g
---------------	-------------------------------	------------------------------	-----	---------	------	---------	--------

Fuente: Elaboración propia (2019)

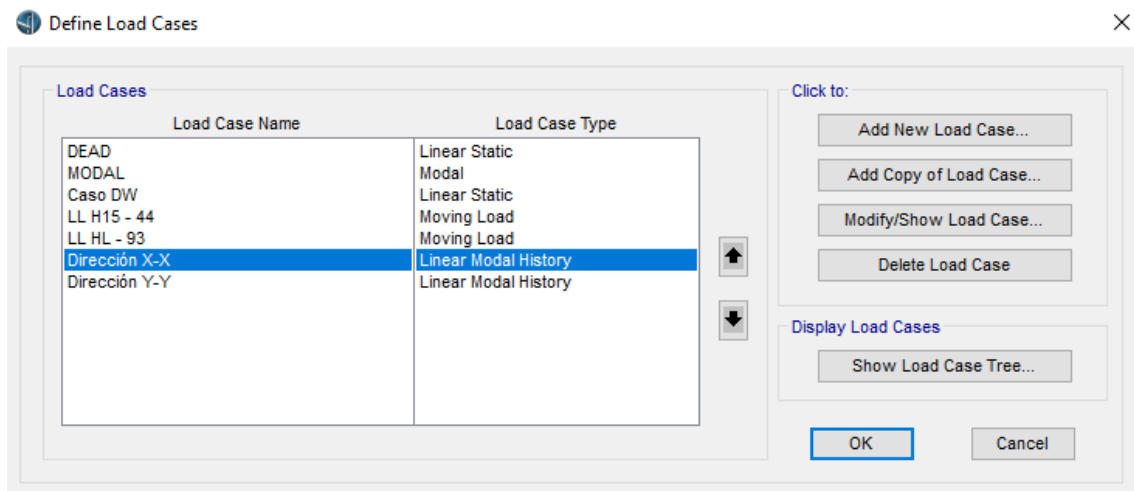
En la **Figura 102**, se muestra la creación de los casos carga, en Dirección X – X y Dirección Y – Y para la entrada de los acelerogramas. Para este análisis el caso de carga es Lineal Tiempo – Historia, en el programa es *Linear Modal History*. También como parte del análisis se consideró la configuración del caso de la carga *Modal* mostrado en la **Figura 65**.

Figura 101: Acelerograma como función de diseño del modelado



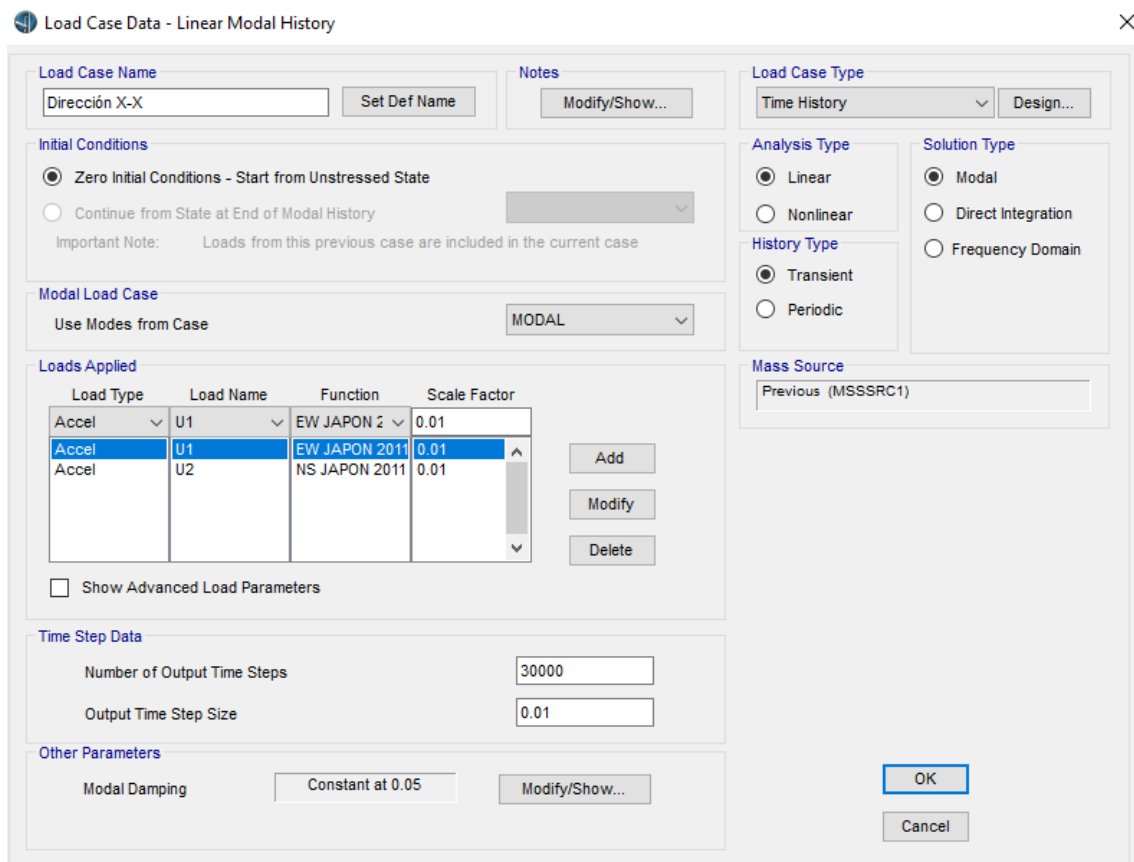
Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 102: Definición de los casos de carga



Fuente: Elaboración propia (2019)

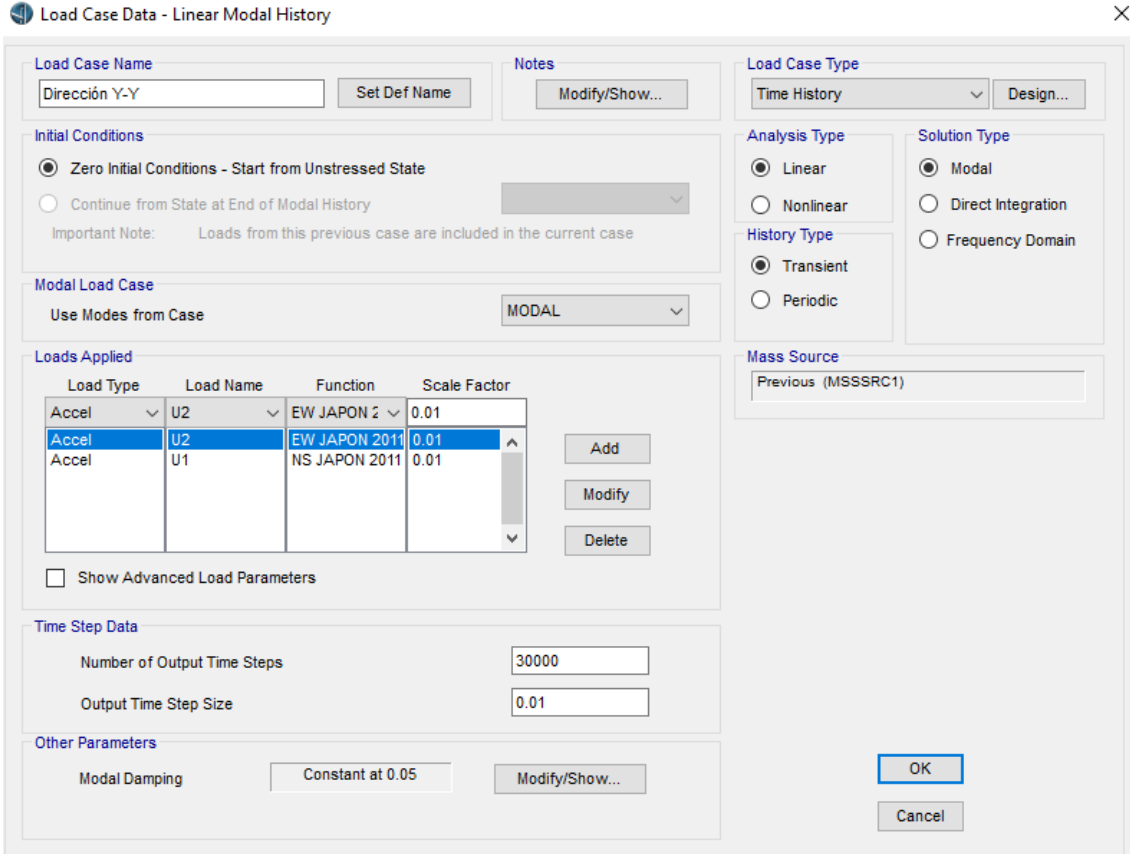
Figura 103: Caso en dirección X



Fuente: Elaboración propia (2019)

En la **Figura 103**, se presencia la incorporación de nuevos casos de carga como es la Dirección X – X, el tipo de caso de carga es *Linear Modal History*, se consideró un análisis de tipo lineal, una solución de tipo modal, una historia de tipo transitorio, en cuanto a la carga de aplicación se considera *Accel*, en *U1* para la primera dirección y *U2* para la segunda dirección, ambos con su respectivo acelerograma y con factor de escala de 0.01 por el motivo de que los datos están en cm/s^2 , en el caso de que los datos del registro se encuentren en g se empleará un factor de escala de 1.

Figura 104: Caso en dirección Y



Load Case Name: Dirección Y-Y

Load Case Type: Time History

Initial Conditions: Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Modal Load Case: Use Modes from Case: MODAL

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U2	EW JAPON 2	0.01
Accel	U2	EW JAPON 2011	0.01
Accel	U1	NS JAPON 2011	0.01

Time Step Data: Number of Output Time Steps: 30000, Output Time Step Size: 0.01

Other Parameters: Modal Damping: Constant at 0.05

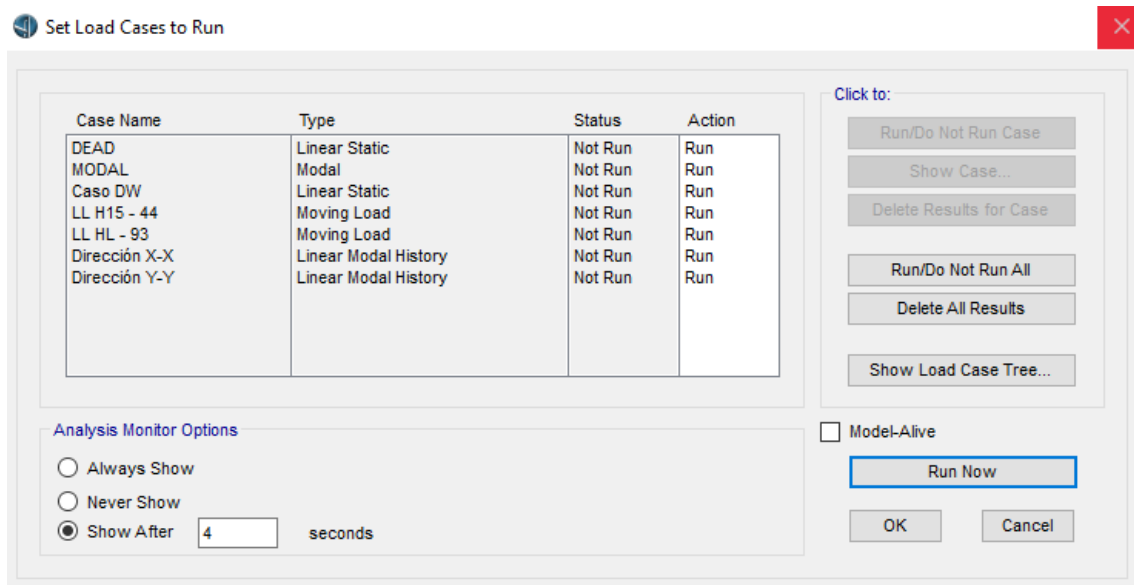
Fuente: Elaboración propia (2019)

En la **Figura 104**, se presencia la incorporación de nuevos casos de carga como es la Dirección Y – Y, el tipo de caso de carga es *Linear Modal History*, se consideró un análisis de tipo lineal, un solución de tipo modal, una historia de tipo transitorio, en cuanto

a la carga de aplicación se consideró *Accel*, en *U2* para la primera dirección y *U1* para la segunda dirección, ambos con su respectivo acelerograma y con factor de escala de 0.01 por el motivo de que los datos están en cm/s^2 .

Para procesar los datos se realizó los mismos pasos mostrados en la **Figura 68** y **Figura 105**. Como último paso para la extracción de los datos de las fuerzas que desarrolla el puente se extrajo los datos del mismo paso que se mostró en la **Figura 72**.

Figura 105: Lista de casos a procesar para análisis Tiempo – Historia lineal



Fuente: Elaboración propia (2019)

2.7.3. Análisis estático no lineal

Para concebir el modelado, se tuvo que diseñar varios espectros de demanda, teniendo en cuenta desde un sismo de diseño para la estructura hasta un sismo máximo, siendo esto indispensable para construir las curvas de fragilidad. También se tuvo en cuenta las rótulas para las 100 simulaciones que se le realizó al puente.

2.7.3.1. Escalamiento de espectros de demanda

El escalamiento del espectro de demanda comienza desde que se genera el espectro original mostrado en la **Figura 61**, por tal motivo se construyó espectros de diseño escalados para 50, 70, 75, 85, 100, 125, 150, 250, 375, 500, 650, 775, 875, 1000, 1250, 1500, 2000 y 2500 años y se tiene en cuenta que las estructuras como los puentes su periodo de retorno para servicio es de 75 años, para diseño 1000 años y para máximo es 2500 años (Manual de Puentes, 2018).

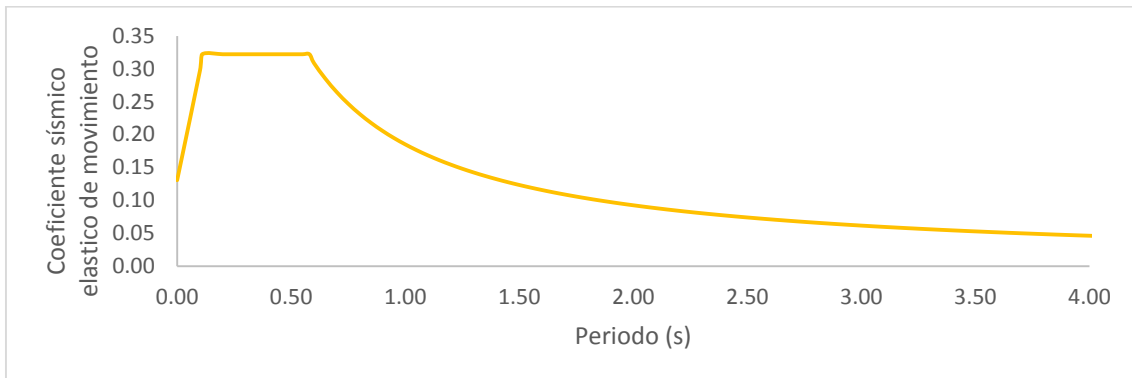
En base al reglamento ASCE 7 – 16 (2017), en el capítulo 11, artículo 4, inciso 7, se menciona que los espectros de respuesta perteneciente a sismo máximo son 1.5 veces al espectro de sismo de diseño, entonces se procedió a escalar cada espectro de demanda.

Tabla 16: Factores de escala y reducción para periodos de retornos establecidos

Periodos de retorno	Factor de escala	Factor de reducción
50	0.2656	3.7646
70	0.3083	3.2438
75	0.3178	3.1463
85	0.3359	2.9767
100	0.3610	2.7702
125	0.3985	2.5097
150	0.4319	2.3152
250	0.5415	1.8468
375	0.6479	1.5435
500	0.7359	1.3590
650	0.8264	1.2100
775	0.8933	1.1194
875	0.9426	1.0609
1000	1.0000	1.0000
1250	1.1038	0.9060
1500	1.1965	0.8358
2000	1.3590	0.7359
2500	1.5000	0.6667

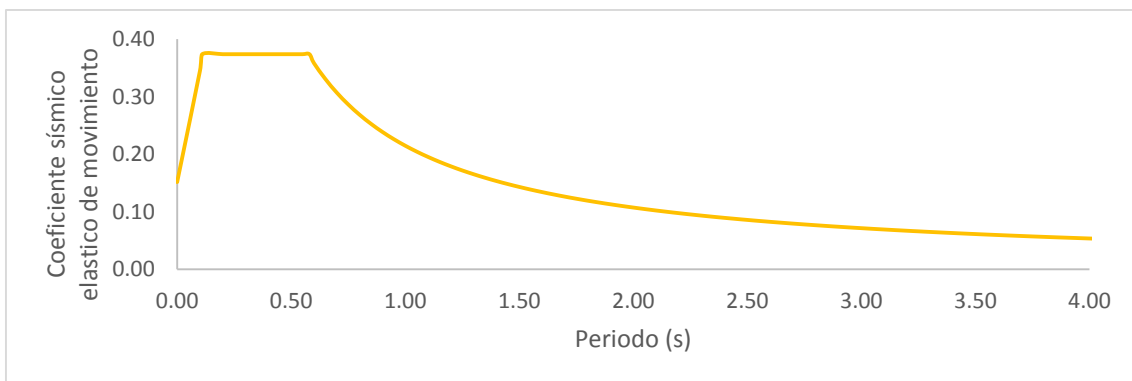
Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 106: Espectro de respuesta para 50 años



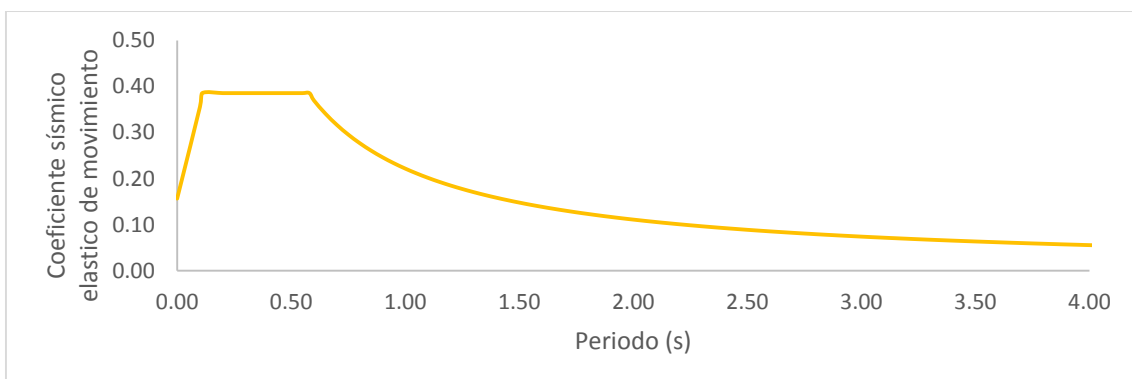
Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 107: Espectro de respuesta para 70 años



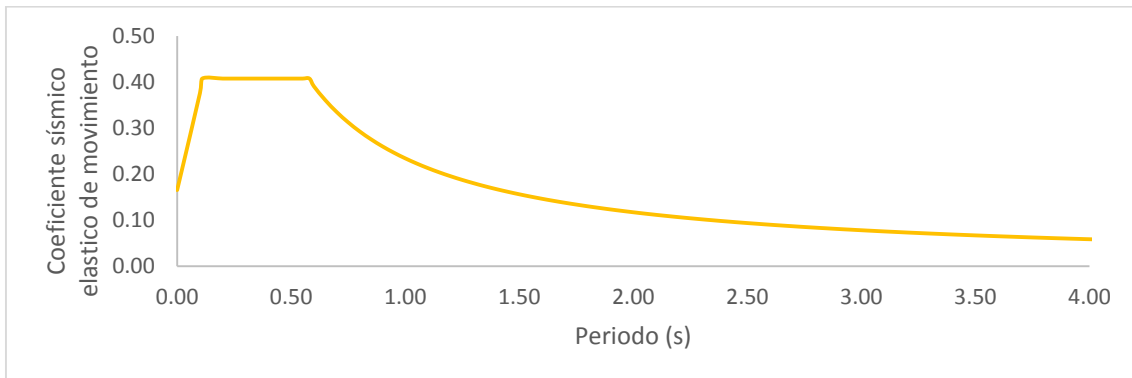
Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 108: Espectro de respuesta para 75 años



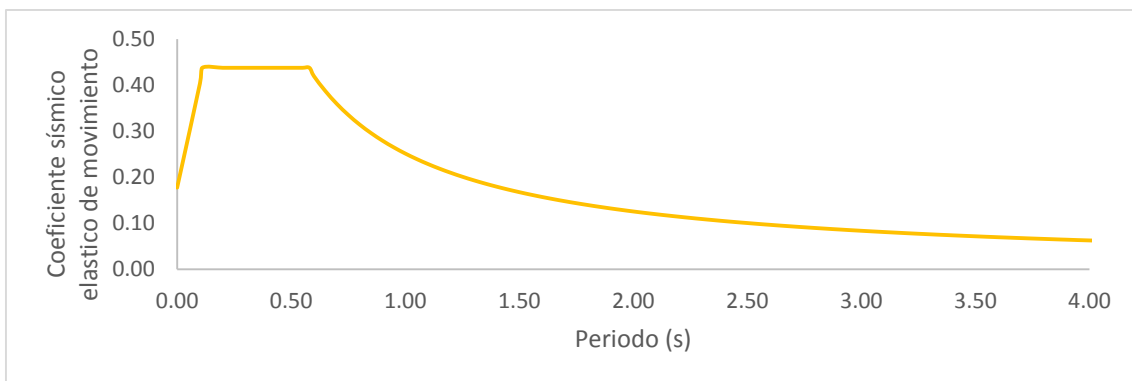
Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 109: Espectro de respuesta para 85 años



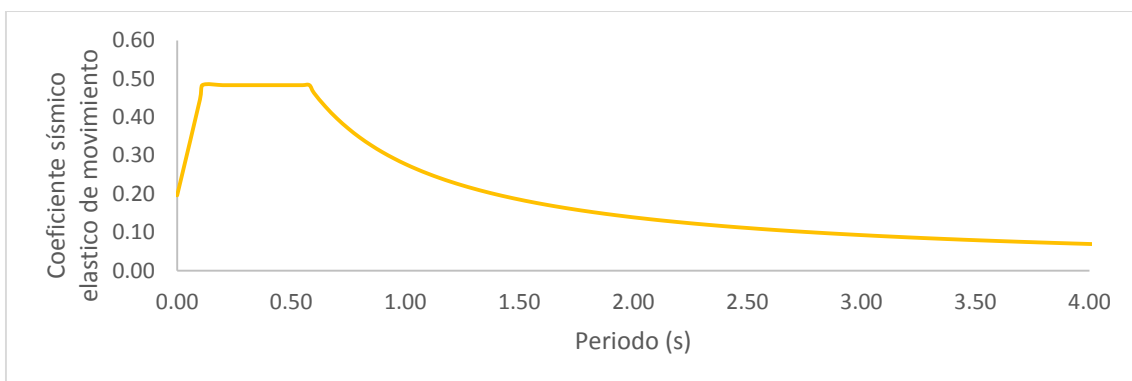
Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 110: Espectro de respuesta para 100 años



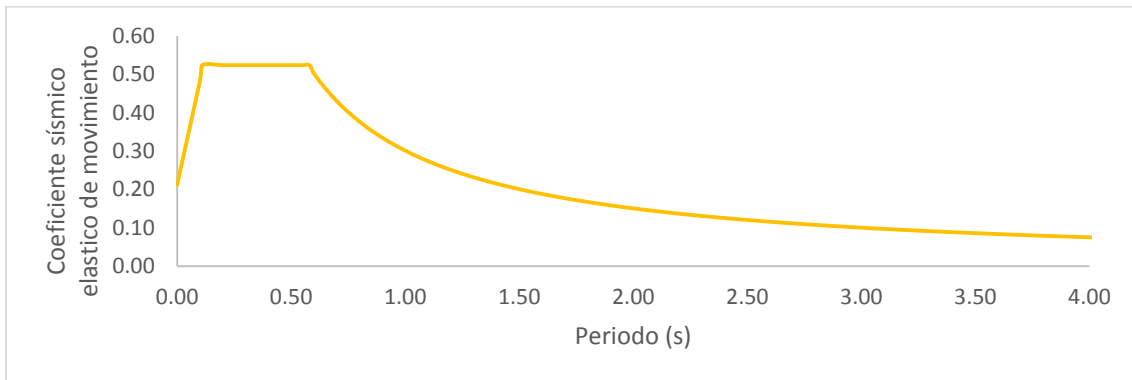
Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 111: Espectro de respuesta para 125 años



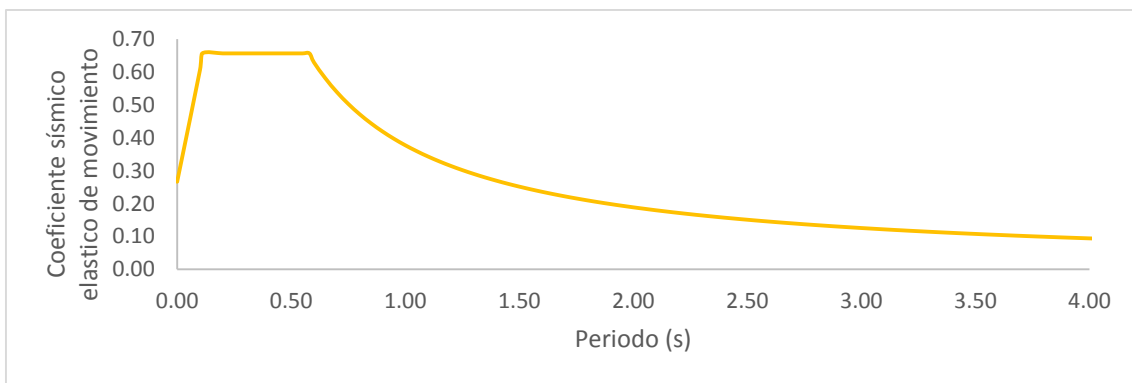
Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 112: Espectro de respuesta para 150 años



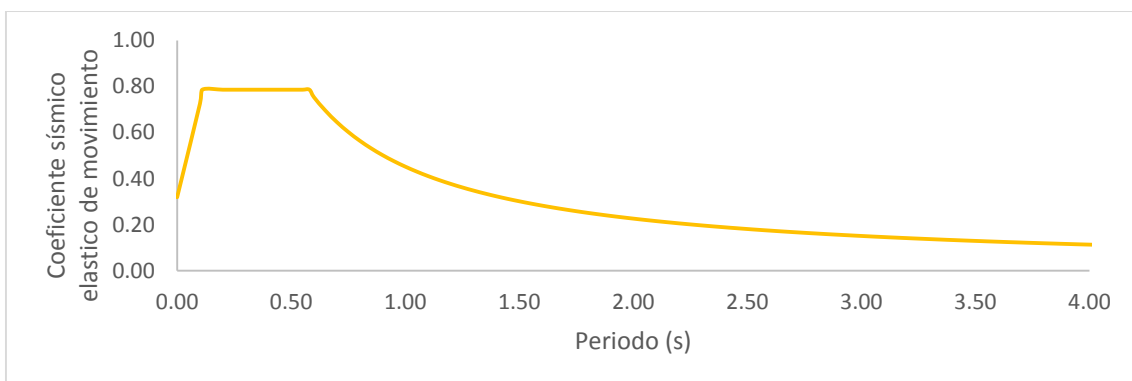
Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 113: Espectro de respuesta para 250 años



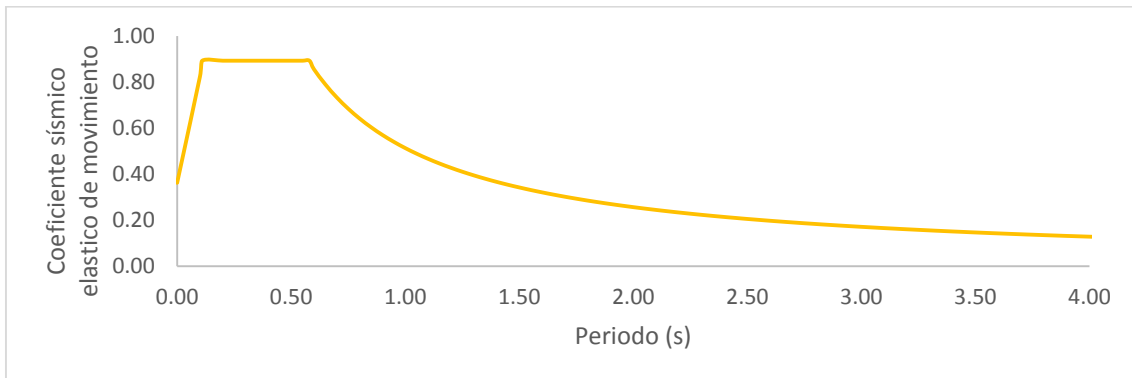
Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 114: Espectro de respuesta para 375 años



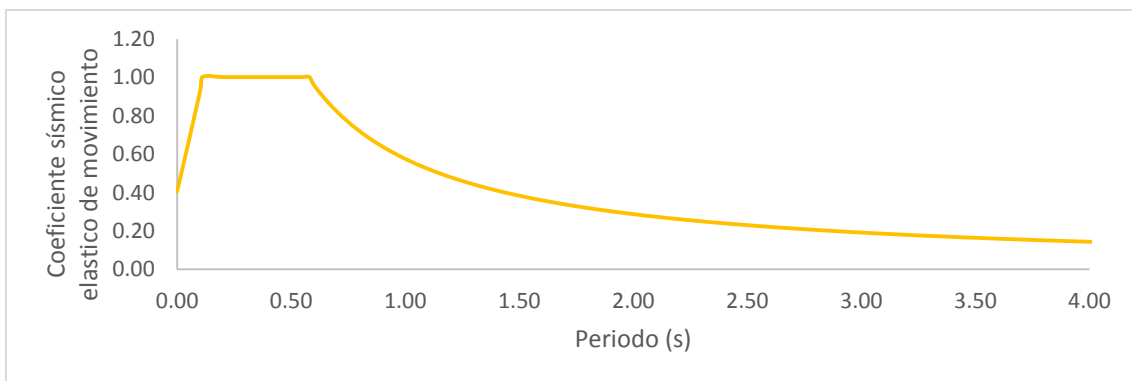
Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 115: Espectro de respuesta para 500 años



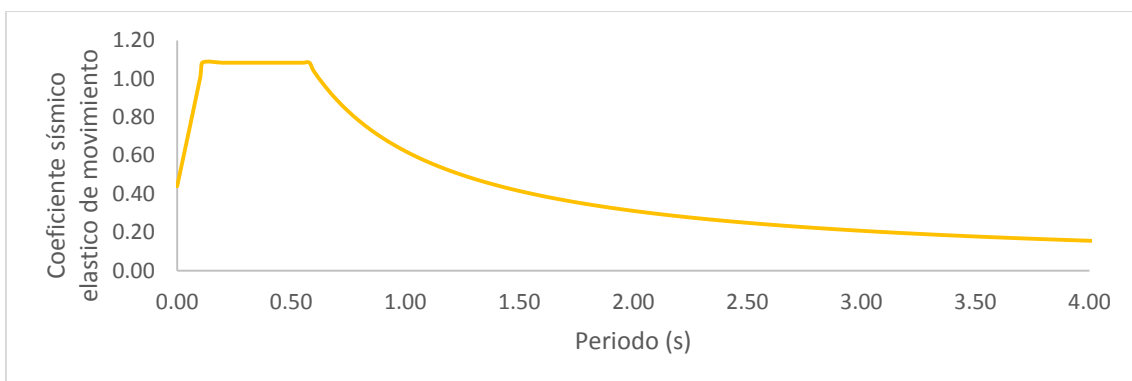
Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 116: Espectro de respuesta para 650 años



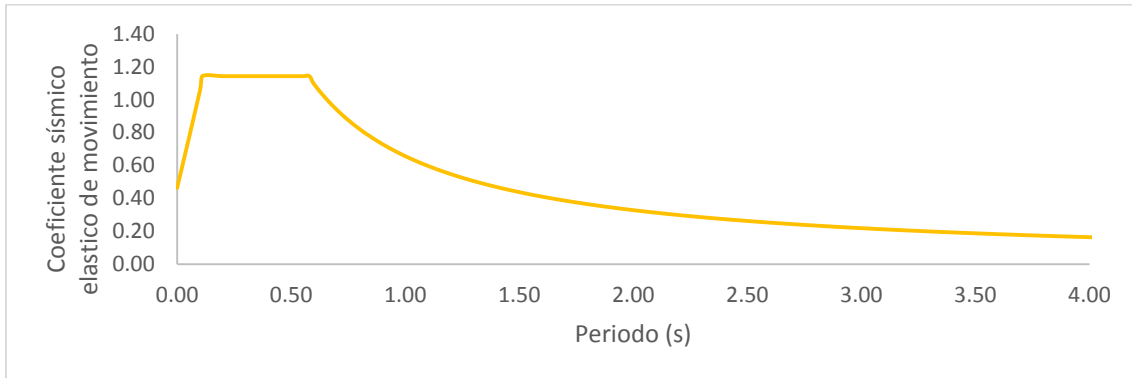
Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 117: Espectro de respuesta para 775 años



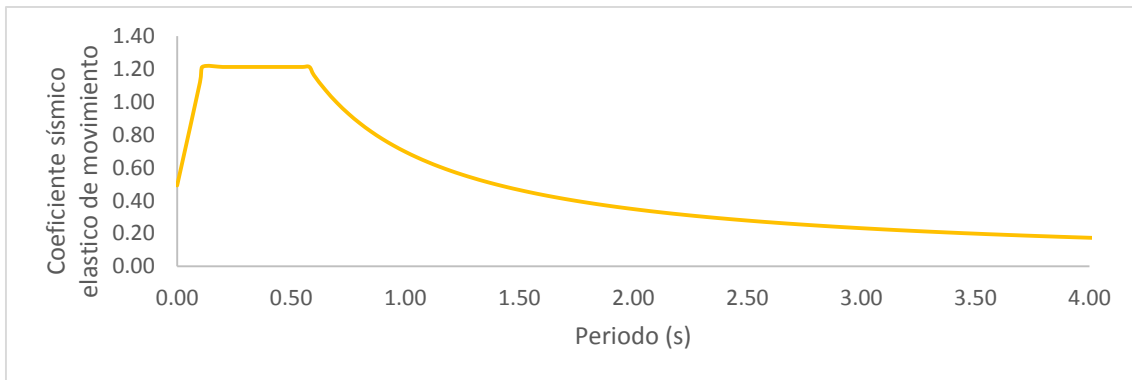
Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 118: Espectro de respuesta para 875 años



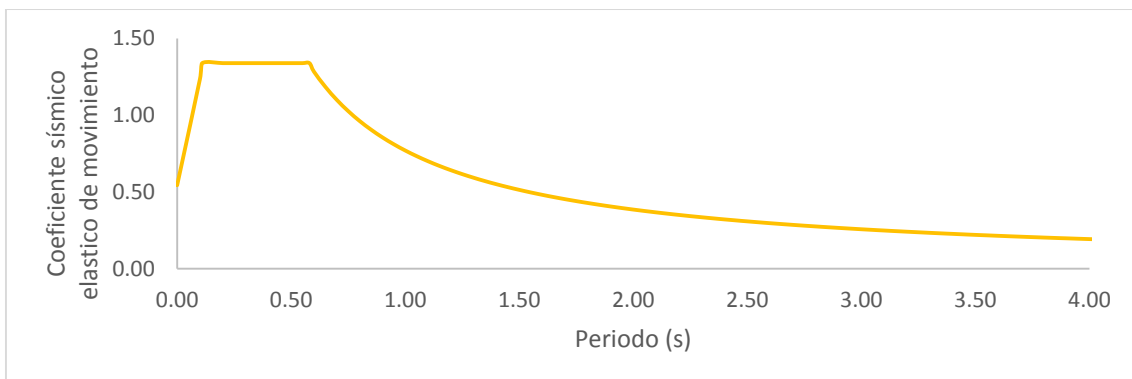
Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 119: Espectro de respuesta para 1000 años



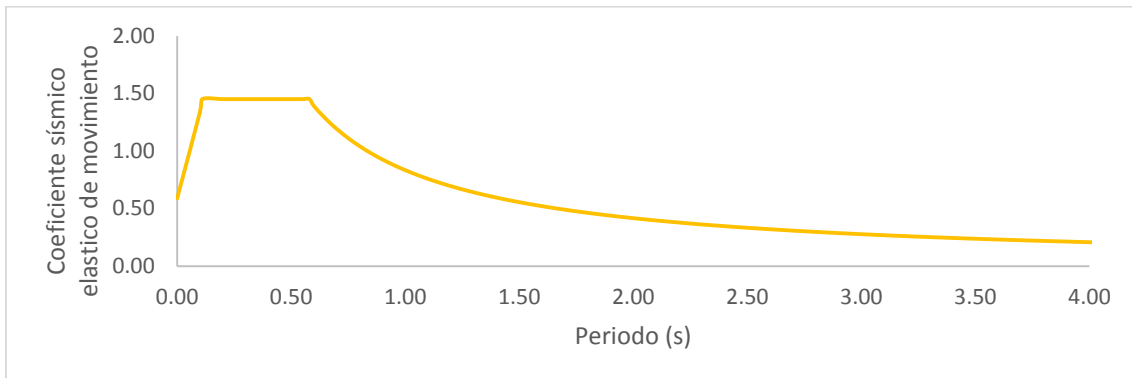
Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 120: Espectro de respuesta para 1250 años



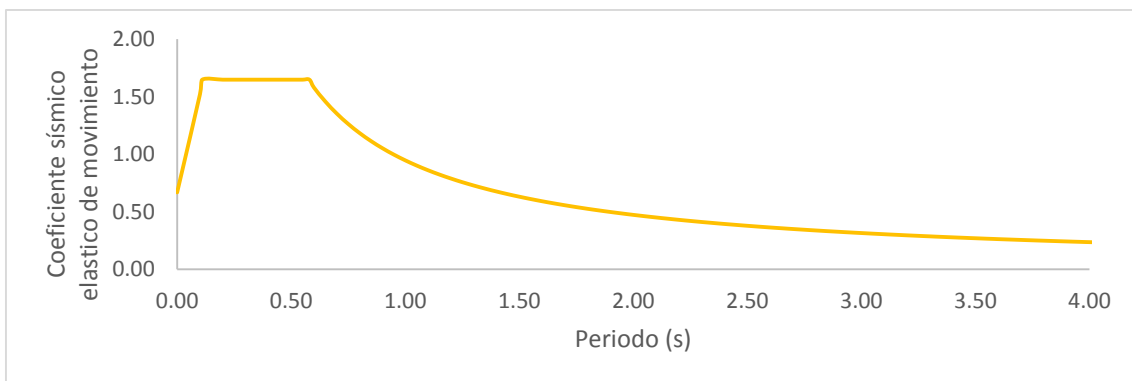
Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 121: Espectro de respuesta para 1500 años



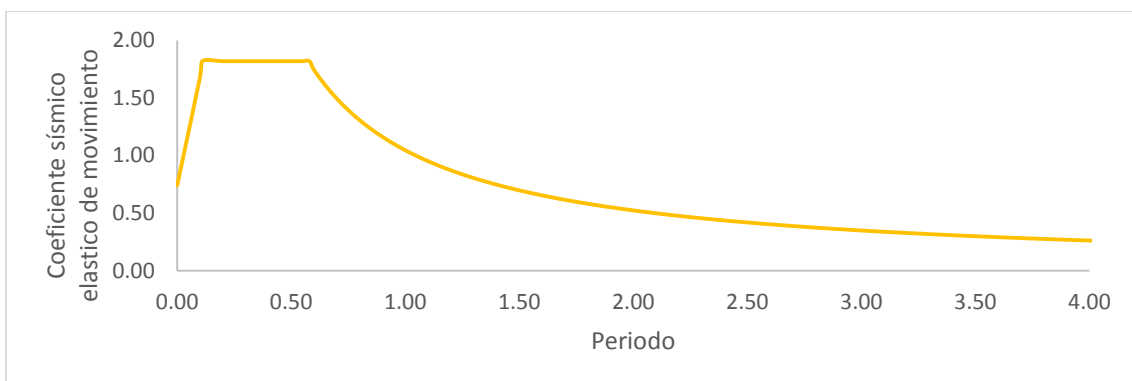
Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 122: Espectro de respuesta para 2000 años



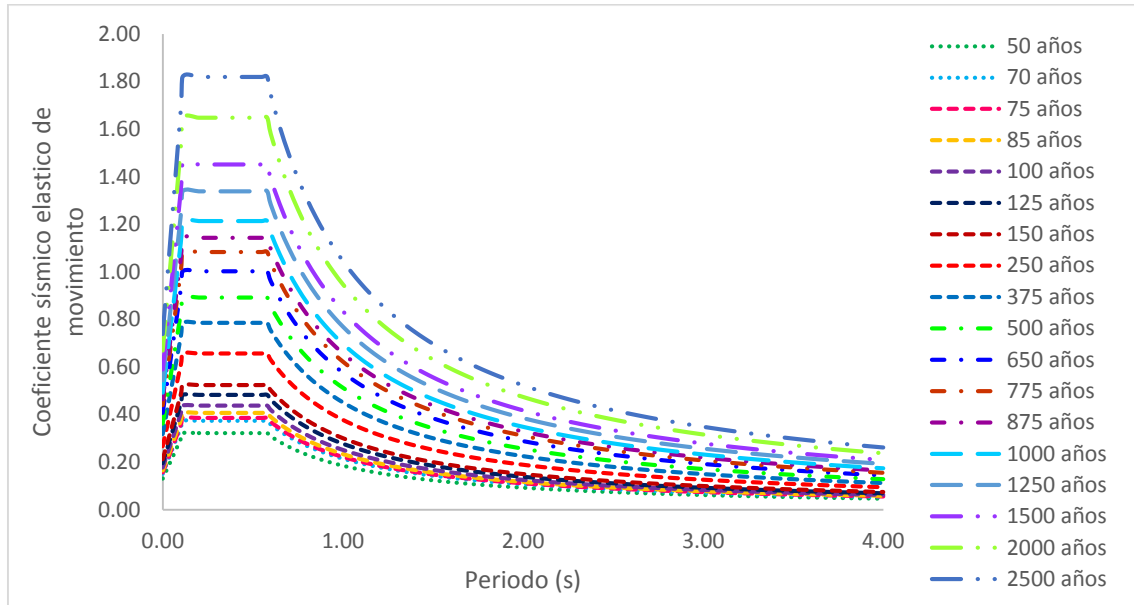
Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 123: Espectro de respuesta para 2500 años



Fuente: Elaboración propia (2019)

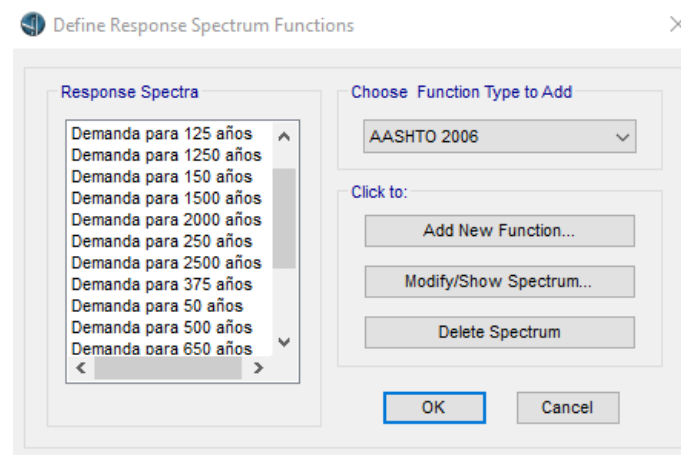
Figura 124: Espectros de respuesta escalados



Fuente: Elaboración propia (2019)

Para el modelamiento del Pushover consideró el modelado del ítem 2.4.1. de la investigación como continuación del procedimiento, comenzando desde la **Figura 58**. En cuanto para cargar los espectros, se realiza de la misma manera como se muestra en la **Figura 62** y deben quedar como la **Figura 125**.

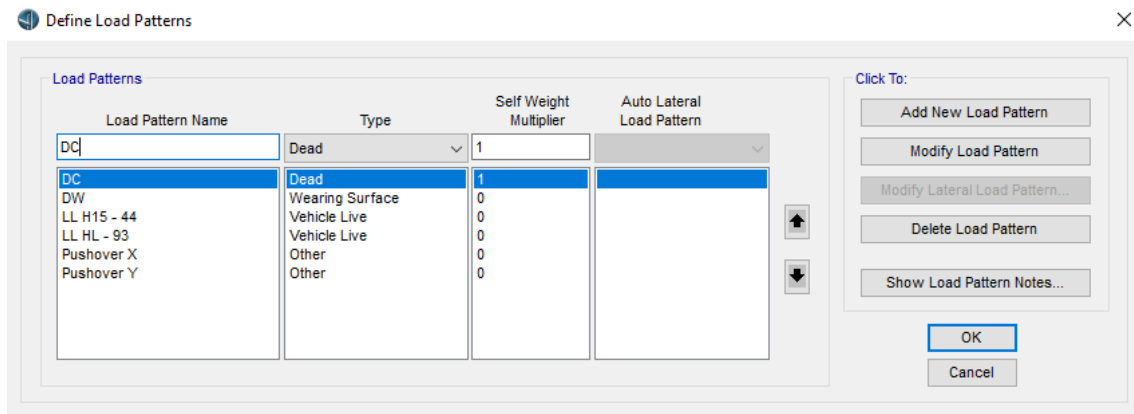
Figura 125: Definición de los espectros de demanda



Fuente: Elaboración propia (2019)

En la **Figura 126**, se definieron nuevos patrones de carga que son las fuerzas Pushover en la dirección *X* y *Y*, que posteriormente fueron ingresadas en cada Pilar de la estructura como se muestra en la **Figura 127**. También para este análisis se aplicó lo que se mostró en la **Figura 63**.

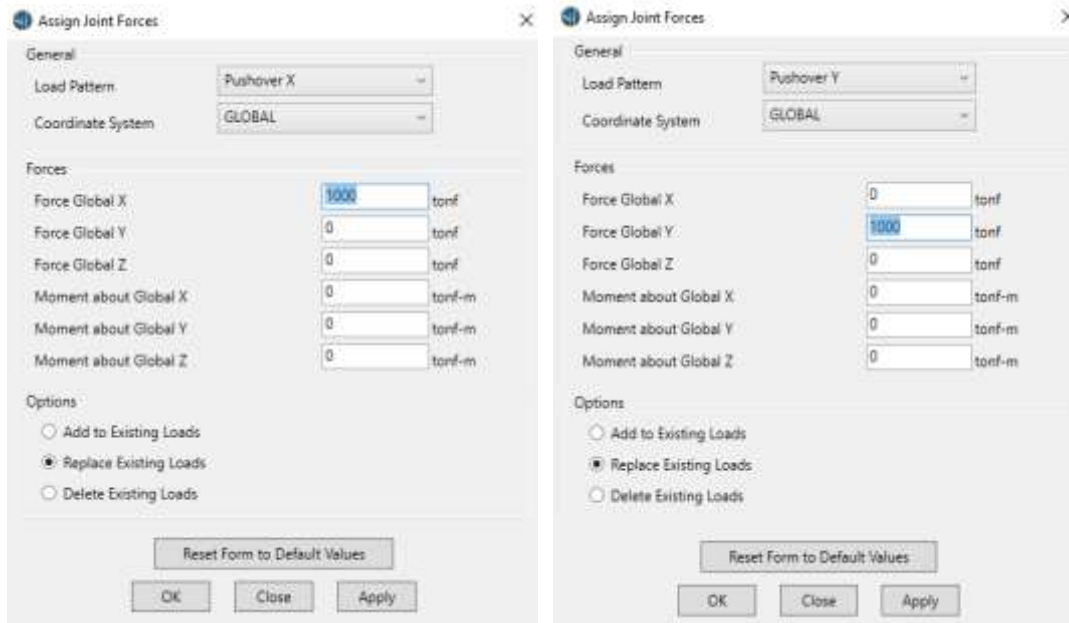
Figura 126: Definición de los patrones de carga para análisis Pushover



Fuente: Elaboración propia (2019)

En la **Figura 128**, se presencia los casos de cargas que participan en el análisis Pushover aparte de los casos que se tienen que analizar inicialmente, los casos *CGNL X* y *CGNL Y* (Carga Gravitacional No Lineal) señalados en la **Figura 129** y **Figura 133** consideran dentro de sus cargas la *DEAD* (carga muerta), la *LL HL - 93* (Carga viva) multiplicadas por el factor señalado en el Manual de Puentes en el 2.4.5.3.1-1, en cuanto a los estados *PUSH X* y *PUSH Y*, estos parten de las cargas *CGNL* de su respectiva dirección. También como parte del análisis se consideró la configuración del caso de la carga *Modal* mostrado en la **Figura 65**.

Figura 127: Definición las fuerzas de Pushover (a) Patrón para dirección X y (b) Patrón para dirección Y

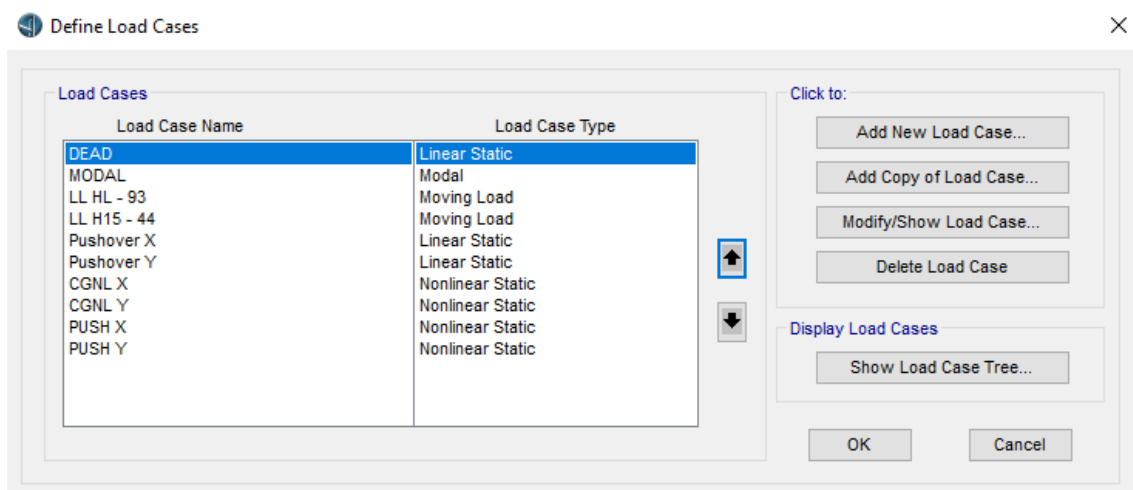


(a)

(b)

Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 128: Definición de los casos de carga de Pushover

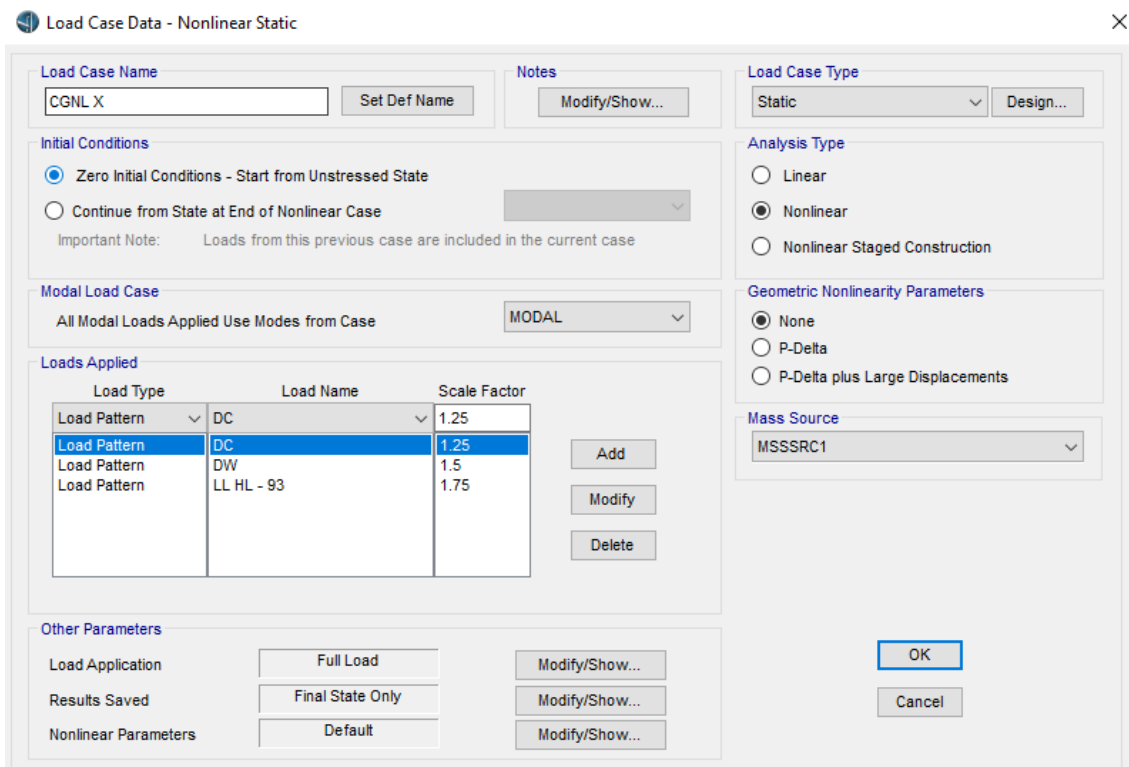


Fuente: Elaboración propia (2019)

En la **Figura 129** se presencia la *CGNL X*, que es una de tipo estático, que es parte de un análisis no lineal, cuyas características como parámetros no lineales geométricos no tiene. En cuanto a las cargas de aplicación la carga muerta se multiplicó por su factor de carga que es 1.25, para el caso del asfalto se multiplicó por 1.50 y para la carga viva por 1.75. Para las condiciones iniciales no se tiene en cuenta la carga gravitacional. Esto aplica para la *CGNL Y* que se muestra en la **Figura 133**.

En la **Figura 130** se ve la aplicación de control de cargas en donde la forma de aplicación es por fuerzas y se tiene en cuenta la dirección de desplazamiento que es *U1* por ser desplazamiento en *X* y se evalúa en el nodo 809, esto también aplica para la carga *CGNL Y*, pero se tomará en cuenta *U2* por ocurrir desplazamiento en *Y*.

Figura 129: Carga Gravitacional No Lineal X



Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: CGNL X [Set Def Name] [Modify/Show...]

Load Case Type: Static [Design...]

Initial Conditions:

- Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
- Continue from State at End of Nonlinear Case [Dropdown]

 Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case: All Modal Loads Applied Use Modes from Case [MODAL]

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	DC	1.25
Load Pattern	DW	1.5
Load Pattern	LL HL - 93	1.75

[Add] [Modify] [Delete]

Analysis Type:

- Linear
- Nonlinear
- Nonlinear Staged Construction

Geometric Nonlinearity Parameters:

- None
- P-Delta
- P-Delta plus Large Displacements

Mass Source: MSSSRC1 [Dropdown]

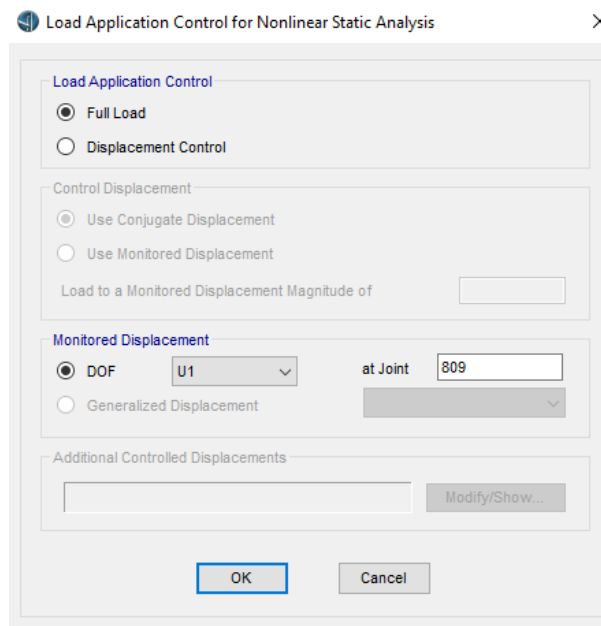
Other Parameters:

- Load Application: Full Load [Modify/Show...]
- Results Saved: Final State Only [Modify/Show...]
- Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

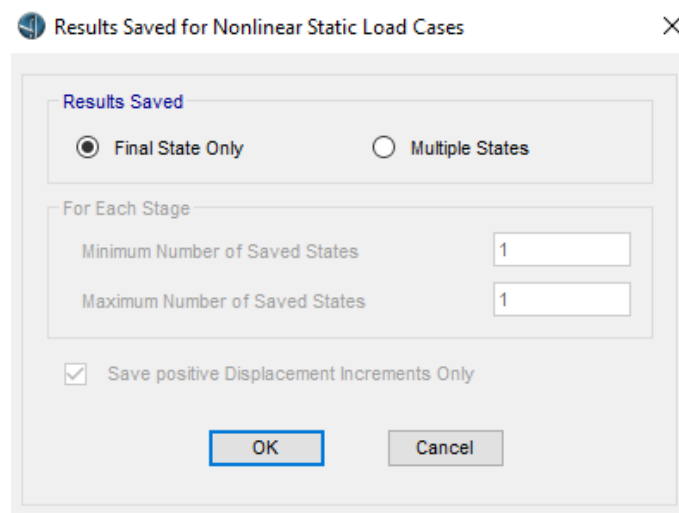
Fuente: *Elaboración propia (2019)*

Figura 130: Aplicación de control de carga para análisis Pushover para CGNL



Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 131: Resultados guardados para casos de carga de estados no lineal para CGNL

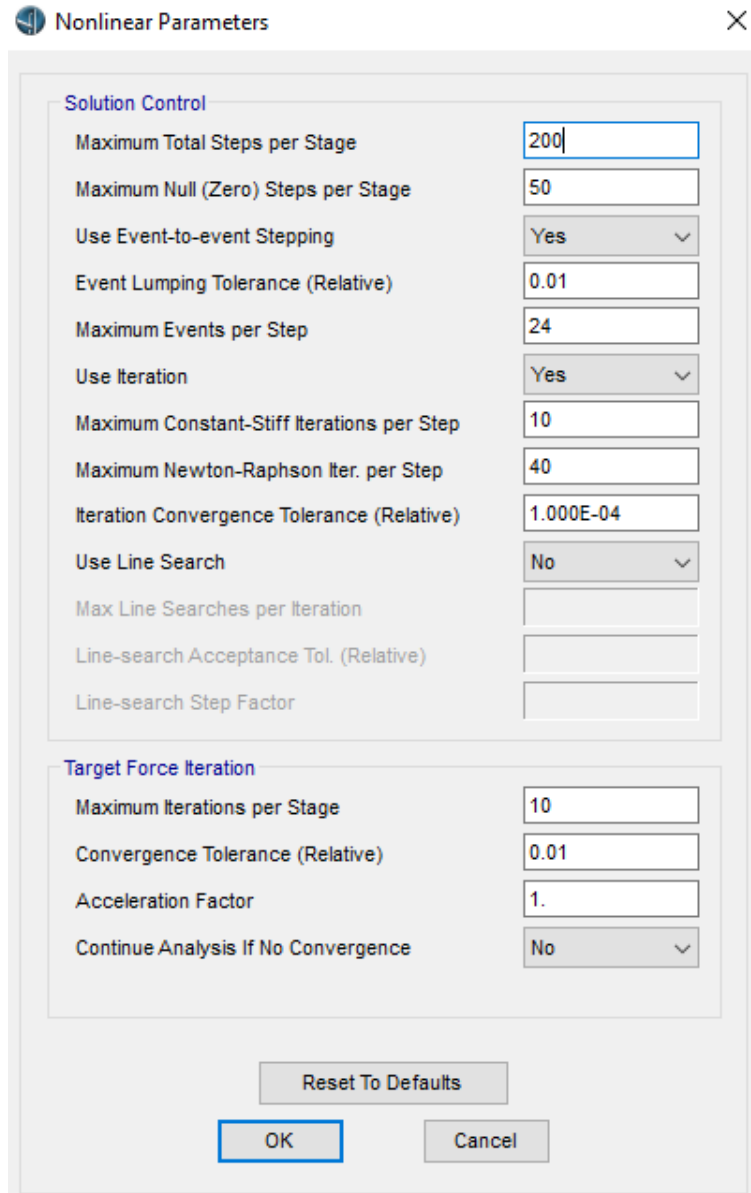


Fuente: Elaboración propia (2019)

En la **Figura 131** se muestra cómo se guardaron los resultados para casos de carga de estados no lineal para CGNL de ambas direcciones.

En la **Figura 132** se muestra los parámetros no lineales en consideración para la *CGNL* en ambas direcciones, como es el control de la solución y el objetivo de la iteración de la carga.

Figura 132: *Parámetros No lineales para CGNL*



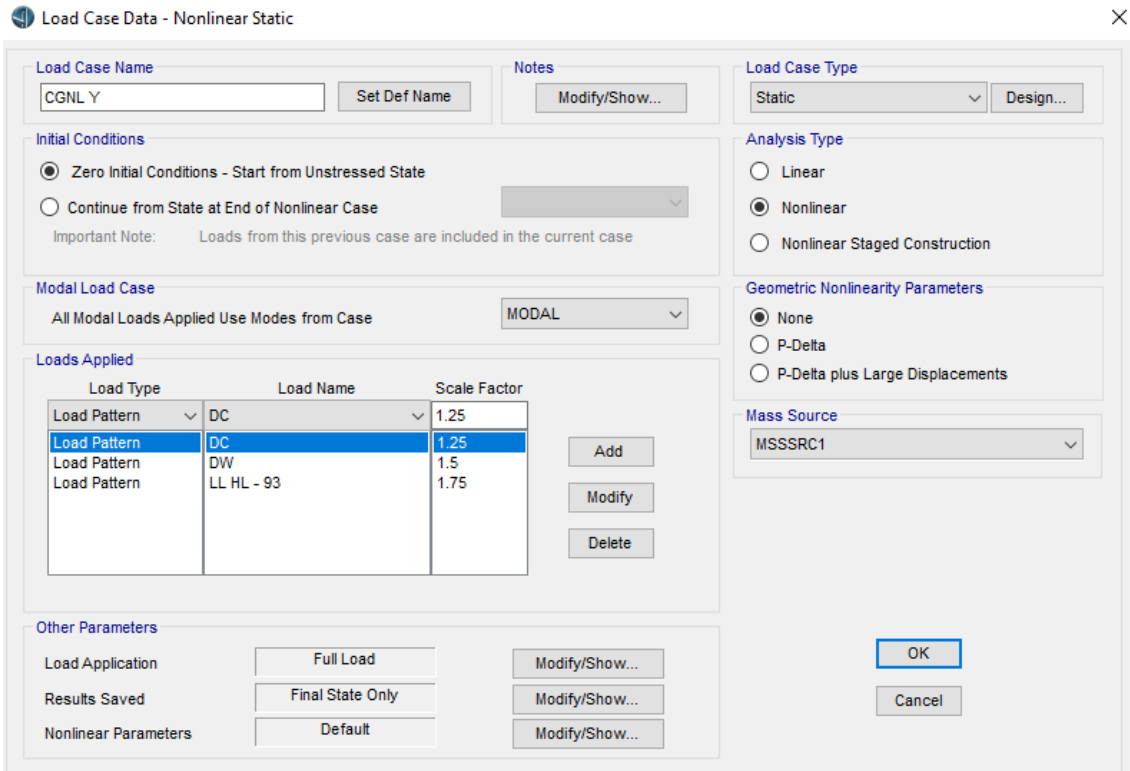
Solution Control	
Maximum Total Steps per Stage	200
Maximum Null (Zero) Steps per Stage	50
Use Event-to-event Stepping	Yes
Event Lumping Tolerance (Relative)	0.01
Maximum Events per Step	24
Use Iteration	Yes
Maximum Constant-Stiff Iterations per Step	10
Maximum Newton-Raphson Iter. per Step	40
Iteration Convergence Tolerance (Relative)	1.000E-04
Use Line Search	No
Max Line Searches per Iteration	
Line-search Acceptance Tol. (Relative)	
Line-search Step Factor	
Target Force Iteration	
Maximum Iterations per Stage	10
Convergence Tolerance (Relative)	0.01
Acceleration Factor	1.
Continue Analysis If No Convergence	No

Reset To Defaults

OK Cancel

Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 133: Carga Gravitacional No Lineal Y



Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: CGNL Y

Load Case Type: Static

Initial Conditions:

- Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
- Continue from State at End of Nonlinear Case

 Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case: All Modal Loads Applied Use Modes from Case (MODAL)

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	DC	1.25
Load Pattern	DW	1.5
Load Pattern	LL HL - 93	1.75

Other Parameters:

- Load Application: Full Load
- Results Saved: Final State Only
- Nonlinear Parameters: Default

Fuente: Elaboración propia (2019)

En la **Figura 134** se presencia la *PUSH X*, que es una de tipo estático, siendo parte de un análisis no lineal, cuya característica como parámetros no lineales geométricos no tiene ninguno. En cuanto a las cargas de aplicación se empleó la carga *Pushover X*. Para las condiciones iniciales se tuvo en cuenta parte del estado finalizado de la carga *CGNL X*. Esto aplica para la *PUSH Y* que se muestra en la **Figura 137**, pero empleando *CGNL Y*. En la **Figura 135** se ve el control de aplicación de cargas en donde la forma de aplicación es desplazamientos y se tiene en cuenta la dirección de desplazamiento que es *U1* por ser desplazamiento en *X* y se evaluó en el nodo 809, esto también aplico para la carga *PUSH Y*, pero se tomó en cuenta *U2* por ocurrir desplazamiento en *Y*. En la **Figura 136** se muestra cómo se guardaron los resultados para casos de carga de estados no lineal para

CGNL de ambas direcciones. En cuanto a los parámetros no lineales se tomó como muestra la **Figura 132**.

Figura 134: Caso PUSH X

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: PUSH X [Set Def Name] [Modify/Show...]

Notes: [Modify/Show...]

Load Case Type: Static [Design...]

Initial Conditions:

- Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
- Continue from State at End of Nonlinear Case [CGNL X]

 Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case: All Modal Loads Applied Use Modes from Case [MODAL]

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Pushover X	1.
Load Pattern	Pushover X	1.

[Add] [Modify] [Delete]

Analysis Type:

- Linear
- Nonlinear
- Nonlinear Staged Construction

Geometric Nonlinearity Parameters:

- None
- P-Delta
- P-Delta plus Large Displacements

Mass Source: MSSSRC1

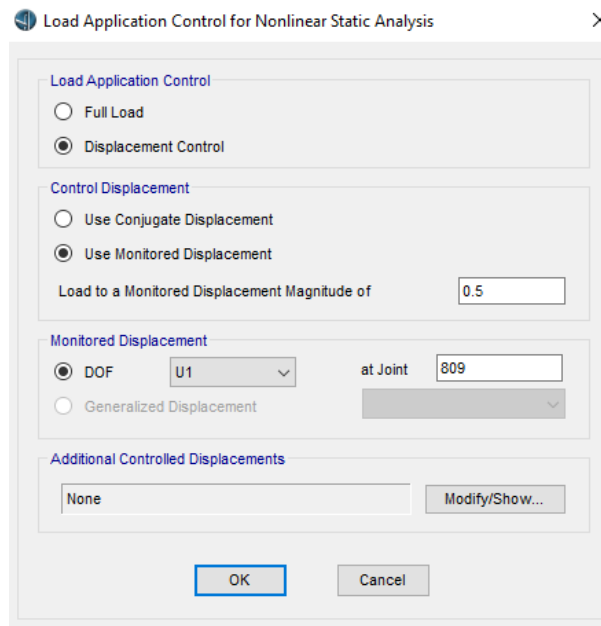
Other Parameters:

- Load Application: [Displ Control] [Modify/Show...]
- Results Saved: [Multiple States] [Modify/Show...]
- Nonlinear Parameters: [Default] [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

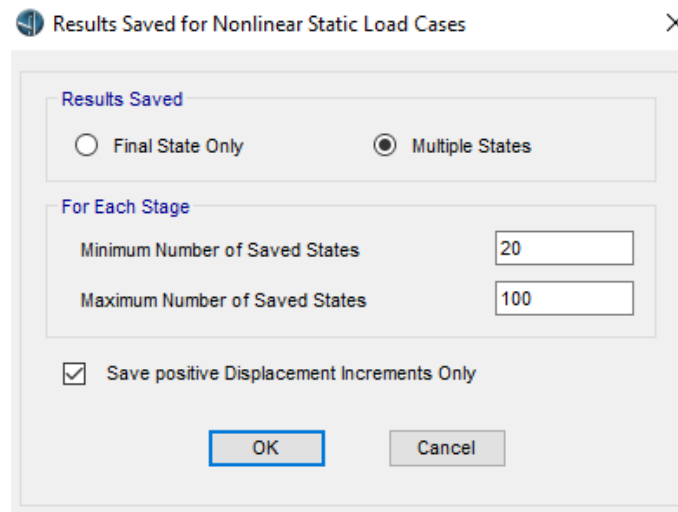
Fuente: *Elaboración propia (2019)*

Figura 135: Aplicación de control de carga para análisis Pushover para PUSH



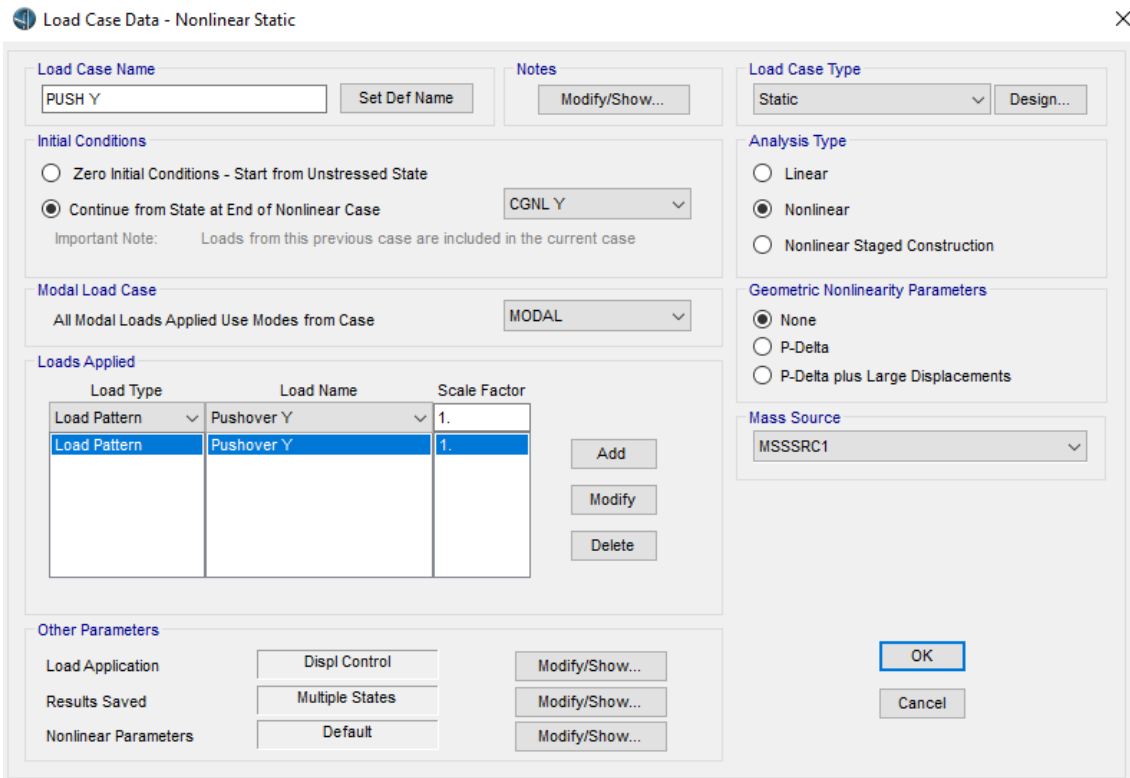
Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 136: Resultados guardados para casos de carga de estados no lineal para PUSH



Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 137: Caso PUSH Y



Load Case Name: PUSH Y

Load Case Type: Static

Initial Conditions: Continue from State at End of Nonlinear Case (CGNL Y)

Analysis Type: Nonlinear

Modal Load Case: All Modal Loads Applied Use Modes from Case (MODAL)

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Pushover Y	1.
Load Pattern	Pushover Y	1.

Other Parameters:

- Load Application: Displ Control
- Results Saved: Multiple States
- Nonlinear Parameters: Default

Buttons: OK, Cancel, Add, Modify, Delete, Modify/Show...

Fuente: Elaboración propia (2019)

Para obtener la curva del Pushover, se asignó las rótulas plásticas, en el programa está denominado como *Hinges*, que son asignados a los pilares. Teniendo esta comparación entre columnas y pilares se tomó en cuenta la norma extranjera ASCE 41-13, que en sus lineamientos ayuda a conseguir que posible falla puede sucederle a un determinado elemento estructural. Por lo que se seleccionó los pilares para agregar los *Hinges*, siendo como procedimiento ir a la pestaña *Advanced*, sección *Frames*, opción *Hinges* como se muestra en la **Figura 138**, donde se tuvo que señalar la distancia a la que va ir colocada la rótula y se determinó como se muestra en la sección 2.4.3.2 de la investigación.

Figura 138: Asignación de rótulas a los pilares

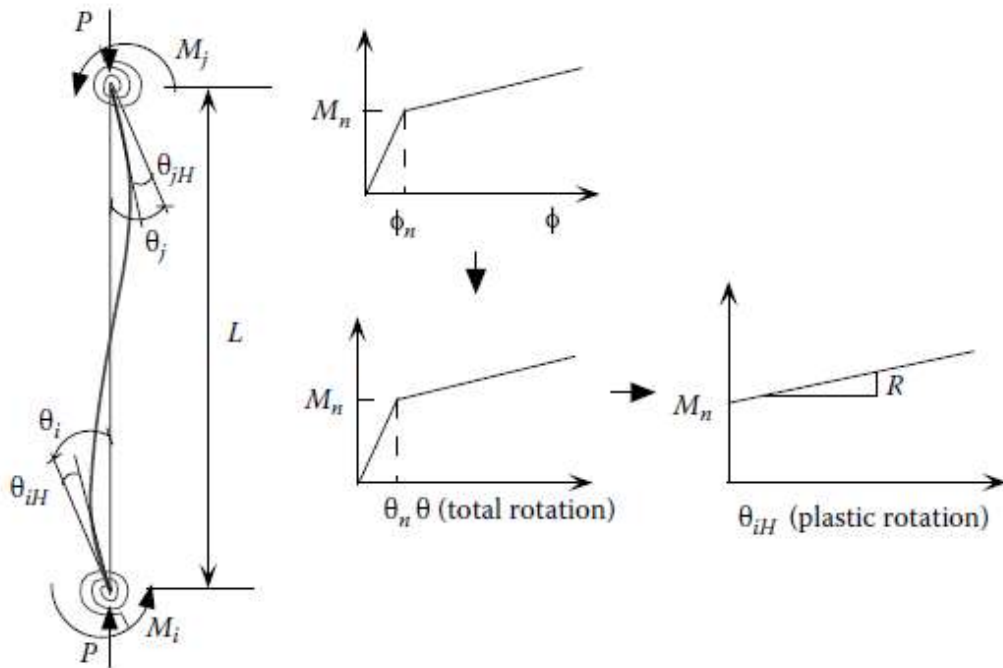


Fuente: Elaboración propia (2019)

2.7.3.2. Determinación de la distancia de las rótulas plásticas

Para la determinación de la distancia de colocación de la rótula plástica, se empleó el método de la longitud de la rótula plástica. Es un método de los más populares para los análisis Pushover. En este método, la matriz de rigidez de una columna se fórmula mediante la combinación de un elemento de columna elástica y un resorte giratorio no lineal conectado en cada extremo en cada elemento. En la **Figura 139**, el resorte giratorio y la rigidez de flexión elástica del elemento de columna se comportan como dos resortes en serie, siendo la rigidez del resorte giratorio el que se rige por el momento de curvatura de una bisagra con longitud (L_p), que se calculó mediante la **Ecuación 26**.

Figura 139: Método de la longitud de la rótula plástica



Fuente: *Seismic Design Aids for Nonlinear Pushover Analysis* (Ger y Cheng, 2013)

$$L_p = 0.08L + 0.15f_y d_{bl} \geq 0.3f_y d_{bl} \quad (\text{Ec. 26})$$

Donde:

L = Longitud del pilar en pulgadas

f_y = Fluencia del acero en ksi

d_{bl} = Diámetro de la barra en pulgadas

Como resultado de la **Ecuación 29**, se obtuvo que la rótula estará a una distancia de 0.61 metros del inicio del pilar, equivaliendo en el programa al 10.56% de la distancia total del pilar como se muestra en la **Figura 140**.

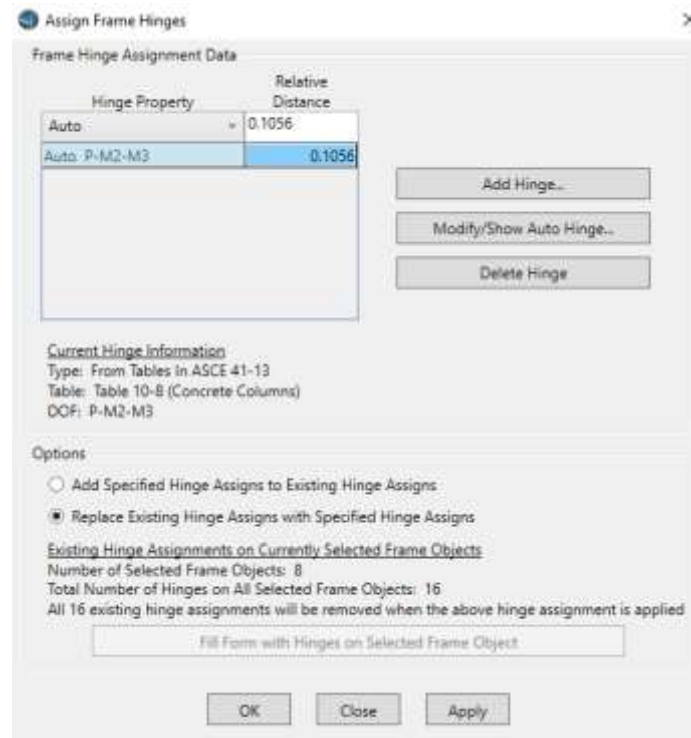
$$L_p = 0.08(227.36 \text{ in}) + 0.15(40 \text{ ksi})(1 \text{ in}) \geq 0.3(40 \text{ ksi})(1 \text{ in}) \quad (\text{Ec. 27})$$

$$L_p = 24.19 \text{ in} \geq 12 \text{ in} \quad (\text{Ec. 28})$$

$$L_p = 24.19 \text{ in} = 0.61 \text{ m} \quad (\text{Ec. 29})$$

Posteriormente a determinar la distancia de la rótula, se tuvo que determinar las características de las rótulas para cada dirección para todos los pilares, como se muestra en la sección 2.4.3.3 de la investigación.

Figura 140: Asignación de la distancia de las rótulas a los pilares



Fuente: Elaboración propia (2019)

2.7.3.3. Determinación de las características de las rótulas

Para ingresar al modelamiento de las rótulas, se tuvo en cuenta los grados de libertad que se le asignará al pilar, la condición de falla, el caso de carga donde tomará valores para el procesamiento y la cuantía de acero.

Como el pilar tiene el principio funcionamiento de una columna, para los grados de libertad se liberó la fuerza axial y los momentos que genera en ambas direcciones, adoptando como opción $P - M2 - M3$. Como siguiente paso se verificó la cantidad de acero de refuerzo que existe en cada dirección de los pilares, empleando la **Ecuación 30**.

$$\rho = \frac{A_v}{(b_w \times s)} \quad (Ec. 30)$$

Donde:

ρ : Cuantía de acero

A_v : Área de acero de refuerzo de la sección

b_w : Ancho efectivo

s : Espaciamiento del acero de refuerzo

En el caso para el acero de refuerzo en la dirección X , se presencia la ausencia de acero confinado como se muestra en el plano de pilares (**Anexo 11** y **Anexo 14**) de refuerzo por lo que se reemplazó los valores como se muestra en la **Ecuación 31**, obteniendo un valor de 0.

$$\rho = \frac{0mm^2}{(2500mm \times 200mm)} = 0 \quad (Ec. 31)$$

En cambio, el acero de refuerzo en la dirección Y , se presencia acero de refuerzo confinado como se muestra en el plano de pilares (**Anexo 11** y **Anexo 14**) por lo que cuando se reemplazó los valores como se muestra en la **Ecuación 32**, se obtiene un valor de 0.00215.

$$\rho = \frac{258mm^2}{(600mm \times 200mm)} = 0.00215 \quad (Ec. 32)$$

Una vez calculada la cuantía de acero, se verificó la condición de falla del pilar, esta se comprobó en base a la norma escogida, siendo la ASCE 41 – 13, en donde existe cuatro condiciones mostradas en la **Tabla 15**, que señala que debe cumplir la **Ecuación 30**, **Ecuación 33** y **Ecuación 34**.

$$\frac{P}{A_g \times f'_c} \quad (Ec. 33)$$

Donde:

P : Carga Axial del Pilar

A_g : Área bruta de la sección

$f'c$: Resistencia del concreto a la compresión

$$\frac{V}{b_w \times d \times \sqrt{f'c}} \quad (Ec. 34)$$

Donde:

V : Fuerza cortante de diseño para Análisis estático No Lineal o Análisis dinámico No Lineal

b_w : Ancho efectivo

d : Peralte efectivo de la sección

$f'c$: Resistencia del concreto a la compresión

Tabla 17: Segmento de la tabla Parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales: columnas de concreto armado

Condiciones		
Condición i		
$\frac{P}{Agf'c}$	$\rho = \frac{Av}{(b_w s)}$	
≤ 0.1	≥ 0.006	
≥ 0.6	≥ 0.006	
≤ 0.1	$= 0.002$	
≥ 0.6	$= 0.002$	
Condición ii		
$\frac{P}{Agf'c}$	$\rho = \frac{Av}{(b_w s)}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'c}}$
≤ 0.1	≥ 0.006	$\leq 3 (0.25)$
≤ 0.1	≥ 0.006	$\geq 6 (0.5)$
≥ 0.6	≥ 0.006	$\leq 3 (0.25)$
≥ 0.6	≥ 0.006	$\geq 6 (0.5)$
≤ 0.1	≤ 0.0005	$\leq 3 (0.25)$
≤ 0.1	≤ 0.0005	$\geq 6 (0.5)$
≥ 0.6	≤ 0.0005	$\leq 3 (0.25)$

≥ 0.6	≤ 0.0005	$\geq 6 (0.5)$
Condición iii		
$\frac{P}{Agf'c}$	$\rho = \frac{Av}{(b_w s)}$	
≤ 0.1	≥ 0.006	
≥ 0.6	≥ 0.006	
≤ 0.1	≤ 0.005	
≥ 0.6	≤ 0.005	
Condición iv		
$\frac{P}{Agf'c}$	$\rho = \frac{Av}{(b_w s)}$	
≤ 0.1	≥ 0.006	
≥ 0.6	≥ 0.006	
≤ 0.1	≤ 0.0005	
≥ 0.6	≤ 0.0005	

Fuente: ASCE 41 – 13 (2014)

Para el caso en la dirección en X, se verificó la condición que se comienza con la **Ecuación 33**, obteniendo valores que se presentan en la **Ecuación 35**.

$$\frac{9498000 N}{2500mm \times 600mm \times 17.16MPa} = 0.037 \quad (Ec. 35)$$

Para que cumpla la *condición i* se debe sustentar que 0.037 sea menor o igual que 0.1 o mayor igual que 0.6, si cumple con esta verificación se hace la segunda verificación con la **Ecuación 30**, pero por la ausencia de acero confinado en la sección será igual a 0 señalado en la **Ecuación 31**, teniendo en cuenta que para cumplir la segunda verificación se debe tener un valor mayor o igual a 0.006 o igual a 0.002, es decir si observamos la **Tabla 17**, no cumple con la *condición i*, *condición ii* y *condición iv* debido a que se necesita una cuantía del acero confinado, por lo que solo quedaría la *condición iii* la cual en su segunda verificación sus valores deben ser menores o igual que 0.005 y mayores o iguales que 0.006.

Para el caso de la dirección en Y, se procede de la misma manera se verificó el caso en la dirección X, teniendo 0.037 para la primera condición y para la segunda condición una

cuantía de 0.00215 por lo que se procede a verificar la última condición con la **Ecuación 34** y sustentada en la **Ecuación 36** para un pilar y en la **Ecuación 37** para todos los pilares.

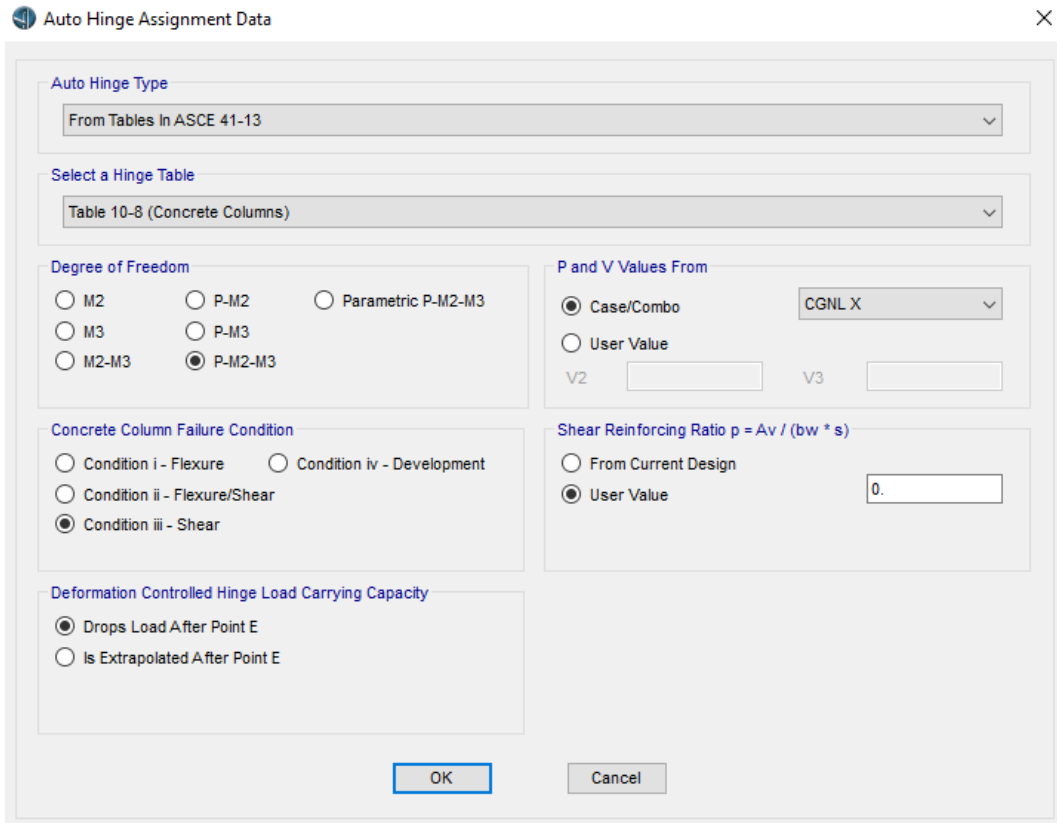
$$\frac{155350000 \text{ N}}{600\text{mm} \times 2500\text{mm} \times \sqrt{17.16\text{MPa}}} = 0.25 \quad (\text{Ec. 36})$$

$$\frac{1242800000 \text{ N}}{600\text{mm} \times 2380\text{mm} \times \sqrt{17.16\text{MPa}}} = 2.10 \quad (\text{Ec. 37})$$

Teniendo en cuenta los resultados de las dos ecuaciones anteriores se verificó si cumplen con la *condición iii*, siendo el caso que se tiene una cuantía inferior a 0.005 se debe conseguir valores menores o igual que 3 en todos los pilares y para un pilar menor o igual que 0.25, en caso cumplan con la condición 3.

Seguidamente se escogió el caso de carga que servirá para la deformación de la columna en el rango no lineal, esto se aplicó para la dirección *X* y para la dirección *Y*, por consiguiente, se tomó la carga gravitacional de las cargas del puente multiplicadas por su respectivo factor de amplificación según el Manual de Puentes y estos datos son colocados en el modelado como se muestra en la **Figura 141** y **Figura 142**. Para procesar los datos se realiza los mismos pasos mostrados en la **Figura 68** y **Figura 143**.

Figura 141: Rótulas plásticas para la dirección X



Auto Hinge Assignment Data

Auto Hinge Type
From Tables In ASCE 41-13

Select a Hinge Table
Table 10-8 (Concrete Columns)

Degree of Freedom
 M2 P-M2 Parametric P-M2-M3
 M3 P-M3
 M2-M3 P-M2-M3

Concrete Column Failure Condition
 Condition i - Flexure Condition iv - Development
 Condition ii - Flexure/Shear
 Condition iii - Shear

Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity
 Drops Load After Point E
 Is Extrapolated After Point E

P and V Values From
 Case/Combo User Value
CGNL X
V2 V3

Shear Reinforcing Ratio $p = A_v / (b_w * s)$
 From Current Design
 User Value

OK Cancel

Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 142: Rótulas plásticas para la dirección Y

Auto Hinge Assignment Data

Auto Hinge Type
From Tables In ASCE 41-13

Select a Hinge Table
Table 10-8 (Concrete Columns)

Degree of Freedom
 M2 P-M2 Parametric P-M2-M3
 M3 P-M3
 M2-M3 P-M2-M3

P and V Values From
 Case/Combo CGNL Y
 User Value
V2 V3

Concrete Column Failure Condition
 Condition i - Flexure Condition iv - Development
 Condition ii - Flexure/Shear
 Condition iii - Shear

Shear Reinforcing Ratio $p = A_v / (b_w * s)$
 From Current Design
 User Value 2.150E-03

Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity
 Drops Load After Point E
 Is Extrapolated After Point E

OK Cancel

Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 143: Lista de casos a procesar para análisis Pushover

Set Load Cases to Run

Case Name	Type	Status	Action
DEAD	Linear Static	Not Run	Run
MODAL	Modal	Not Run	Run
LL HL - 93	Moving Load	Not Run	Run
LL H15 - 44	Moving Load	Not Run	Run
Pushover X	Linear Static	Not Run	Run
Pushover Y	Linear Static	Not Run	Run
CGNL X	Nonlinear Static	Not Run	Run
CGNL Y	Nonlinear Static	Not Run	Run
PUSH X	Nonlinear Static	Not Run	Run
PUSH Y	Nonlinear Static	Not Run	Run

Click to:
Run/Do Not Run Case
Show Case...
Delete Results for Case
Run/Do Not Run All
Delete All Results
Show Load Case Tree...

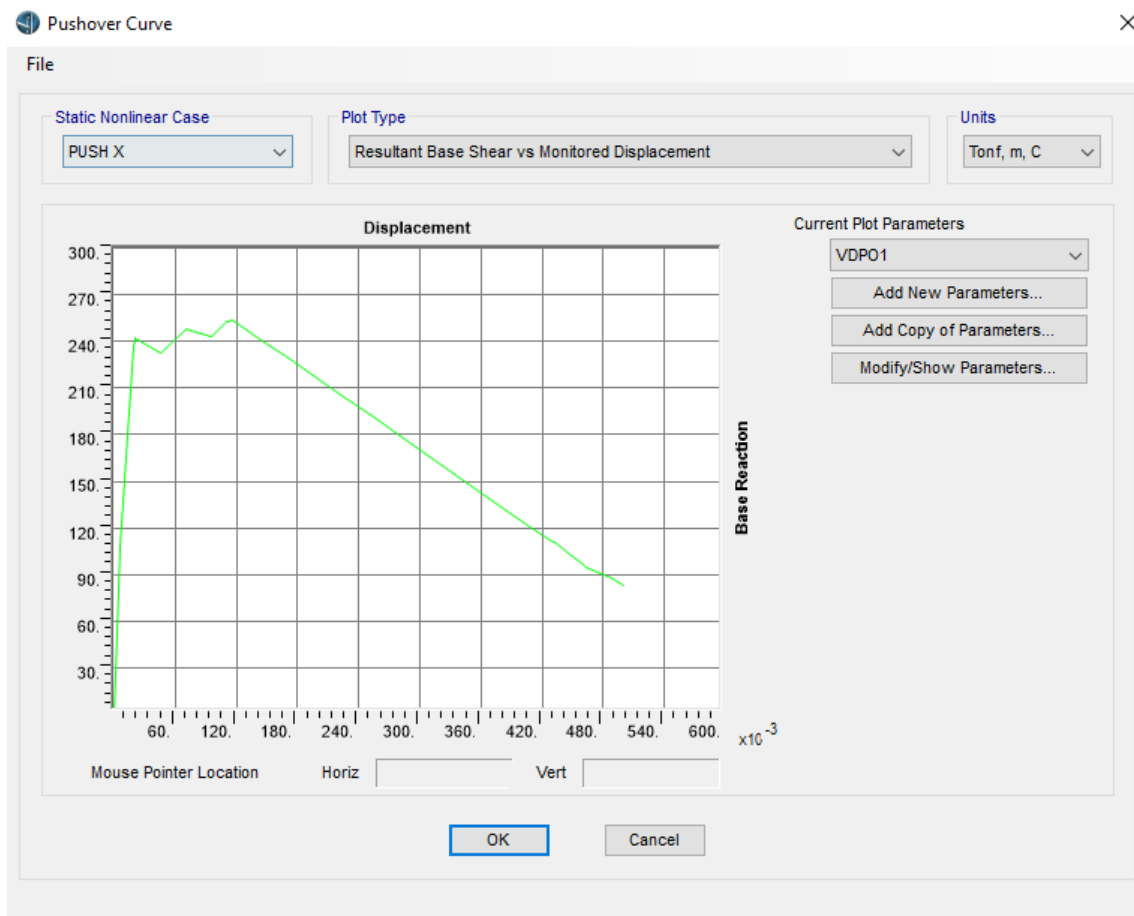
Analysis Monitor Options
 Always Show
 Never Show
 Show After 4 seconds

Model-Alive
Run Now
OK Cancel

Fuente: Elaboración propia (2019)

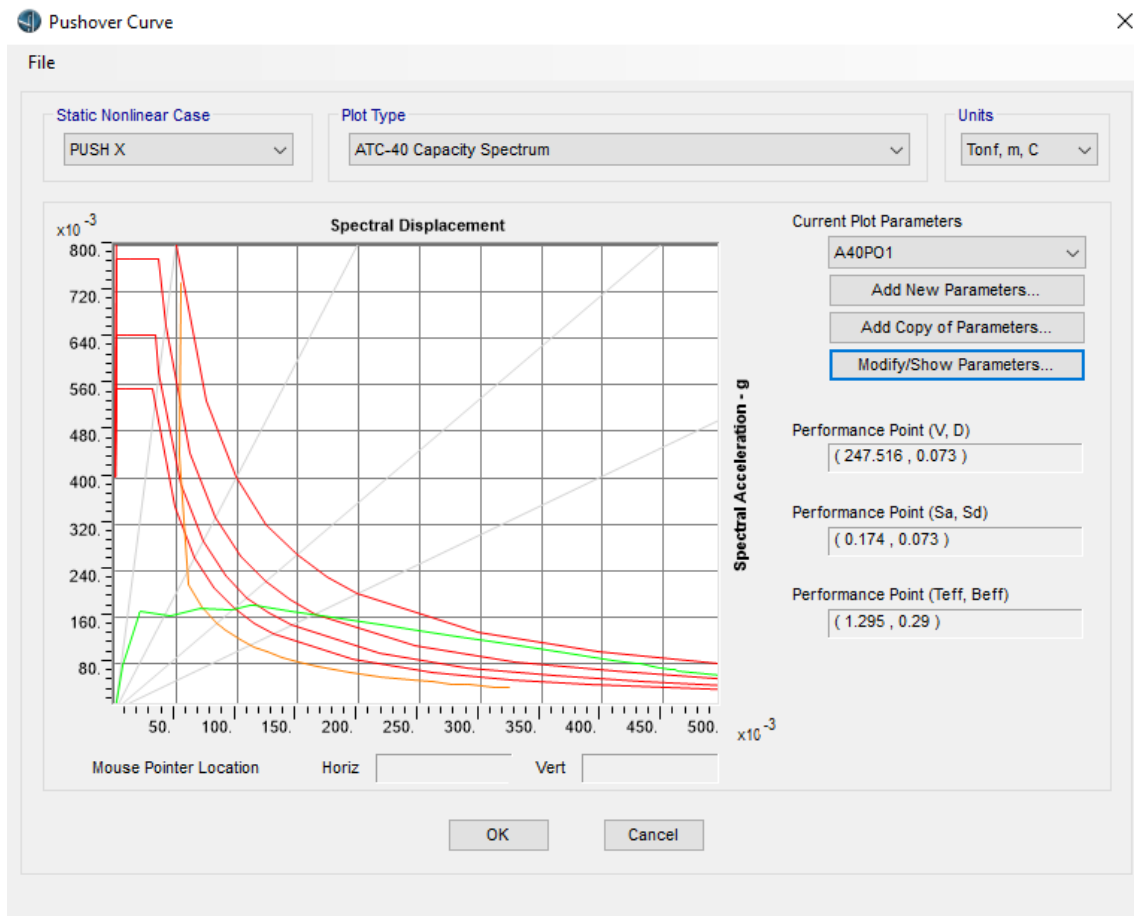
Para la obtención de los resultados, se empleó la opción *Pushover Curve*, que se encuentra en la pestaña *Home*, en la sección *More*, opción *Show Static Pushover Curve*, en donde se obtuvo la Curva de capacidad como se muestra en la **Figura 144** y los espectros de capacidad presentados en la **Figura 145**.

Figura 144: Curva de capacidad del Pushover



Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 145: Espectro de capacidad en base a la norma ATC -40



Fuente: Elaboración propia (2019)

2.7.4. Análisis dinámico no lineal

Para concebir el modelado, se tuvo que generar varios acelerogramas sintéticos, para esto se tuvo en cuenta los PGA correspondientes a cada espectro escalado anteriormente señalados en la **Tabla 16**. Por cada PGA se generó 100 acelerogramas, haciendo un total de 1800 acelerogramas. También se tuvo que tomar en cuenta las rótulas empleadas para el modelo inicial para las 100 simulaciones que se le realizaron al puente como se realizó en los análisis Pushover.

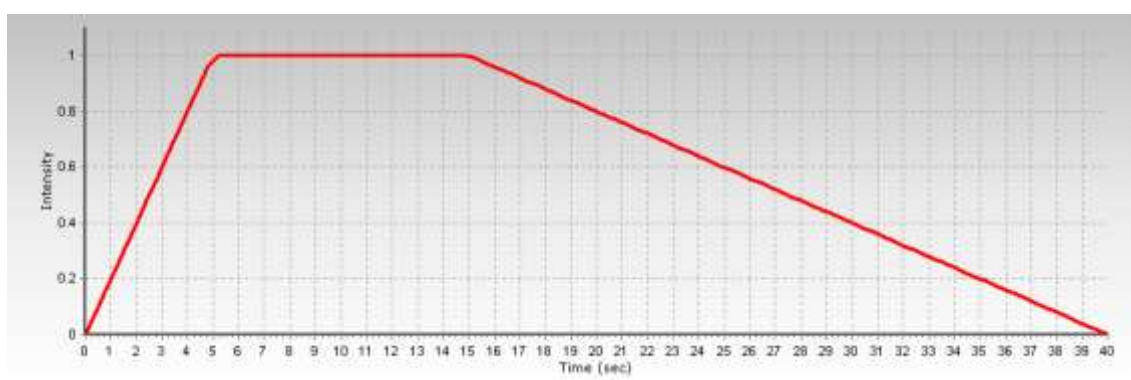
2.7.4.1. Generación de acelerogramas sintéticos

La generación de acelerogramas sintéticos comienza, en base a los espectros escalados los cuales tienen un PGA determinado como se muestra en la **Tabla 18**. Cada espectro de escalado se ingreso a SeismoArtif para obtener los acelerogramas deseados. Estos acelerogramas generados para un suelo tipo D en la ciudad de Trujillo entre 0.154 g y 0.867 g en suelo rígido, tomándose en cuenta que son 100 acelerogramas por cada PGA.

Para la elaboración de las acelerogramas sintéticos nos basamos en un procedimiento iterativo en el que se construye las señales como la suma de armónicos, para que se corrija las amplitudes del espectro de Fourier, de manera que sus amplitudes espectrales sean compatibles con la base espectro base (López y Rodríguez, 2018).

Hou (1968), propuso una función tipo trapezoidal, para simular el carácter transitorio de los acelerogramas, por lo que, los acelerogramas sintéticos se formularon con un tiempo de duración de 40 segundos.

Figura 146: Función trapezoidal con duración de 40 segundos



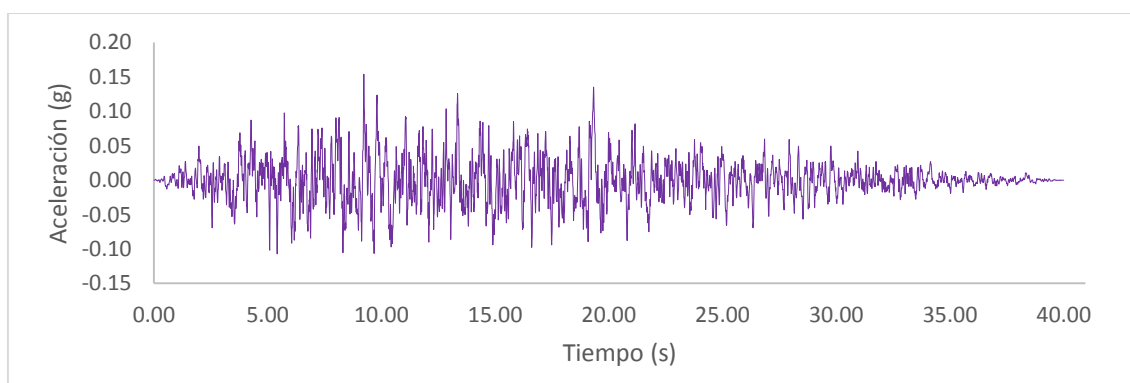
Fuente: Elaboración propia (2019)

Tabla 18: Periodo de retorno con su respectivo PGA

Periodos de retorno	PGA
50	0.154
70	0.178
75	0.184
85	0.194
100	0.209
125	0.230
150	0.250
250	0.313
375	0.375
500	0.425
650	0.478
775	0.517
875	0.545
1000	0.578
1250	0.638
1500	0.692
2000	0.786
2500	0.867

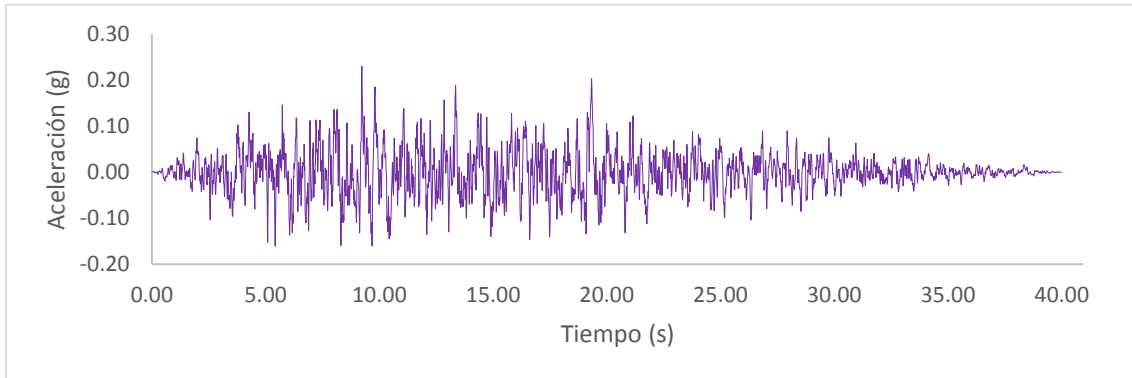
Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 147: Acelerograma sintético típico para un PGA de 0.154 g



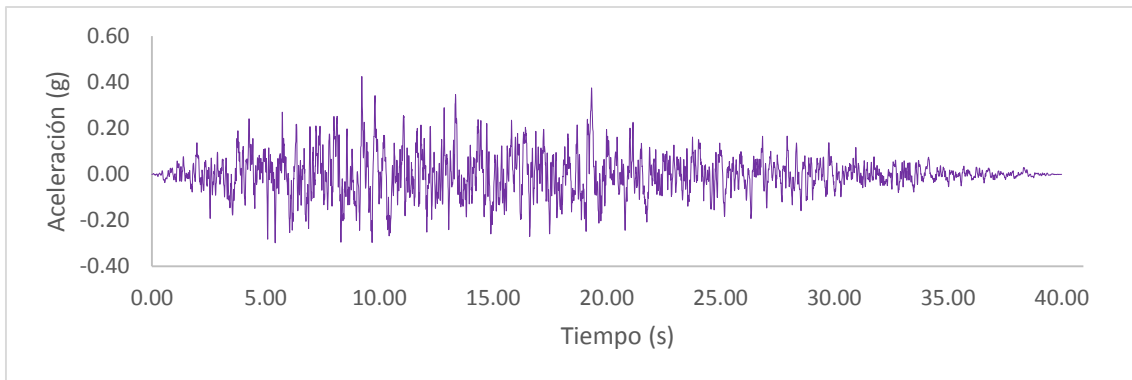
Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 148: Acelerograma sintético típico para un PGA de 0.230 g



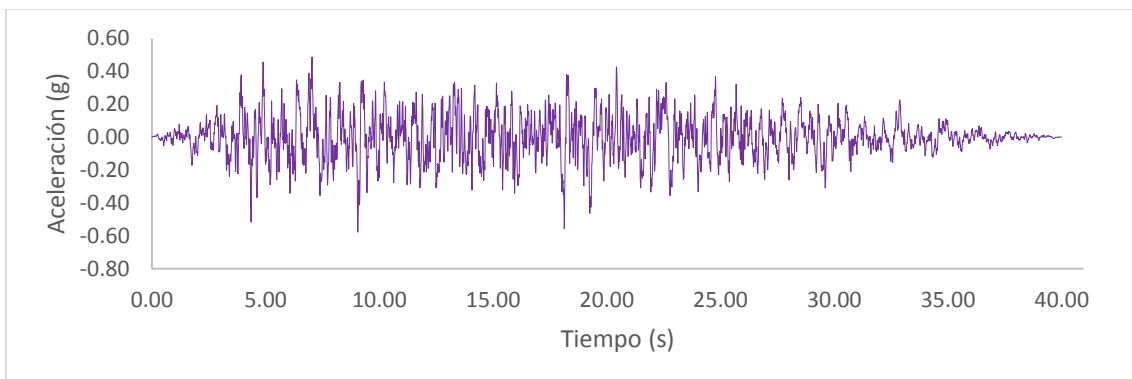
Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 149: Acelerograma sintético típico para un PGA de 0.425 g



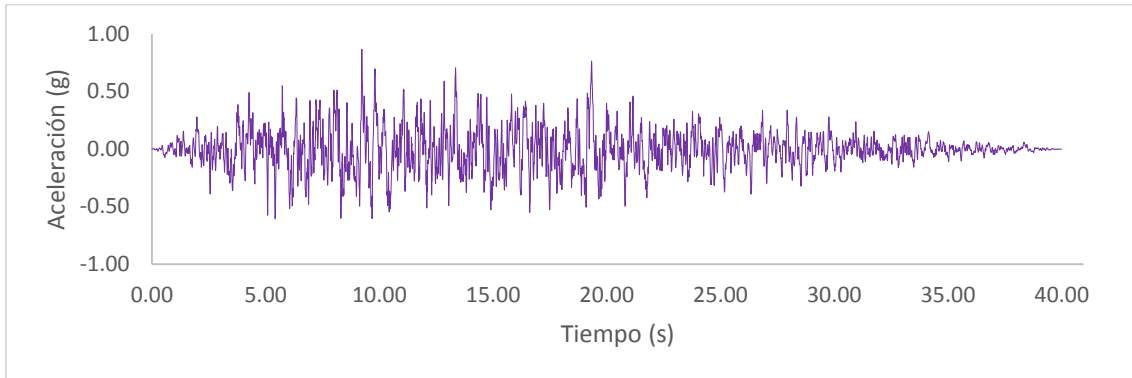
Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 150: Acelerograma sintético típico para un PGA de 0.578 g



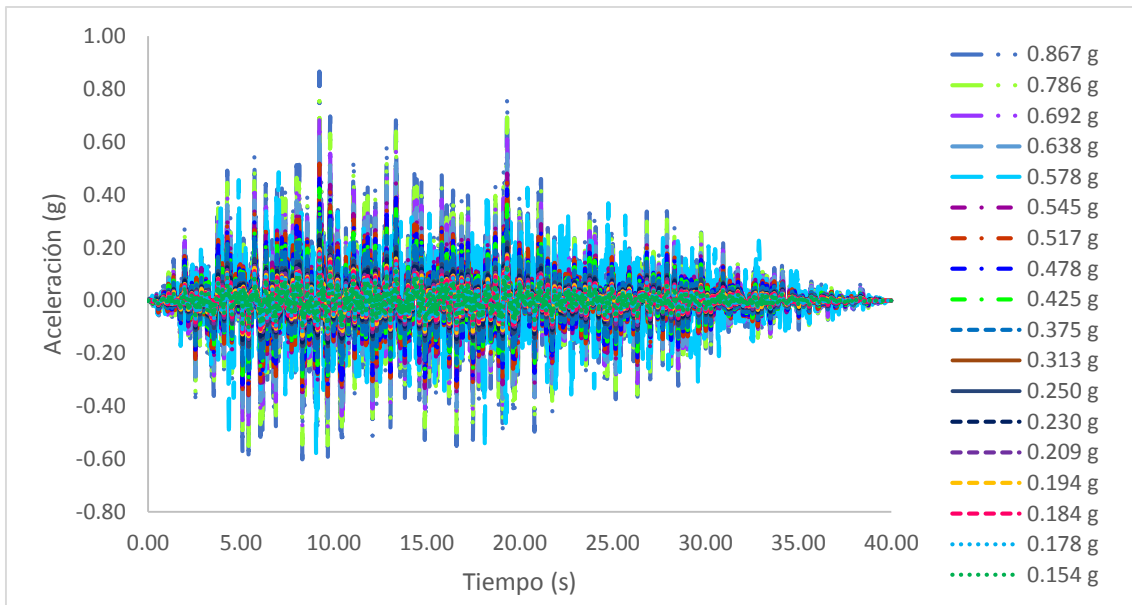
Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 151: Acelerograma sintético típico para un PGA de 0.867 g



Fuente: Elaboración propia (2019)

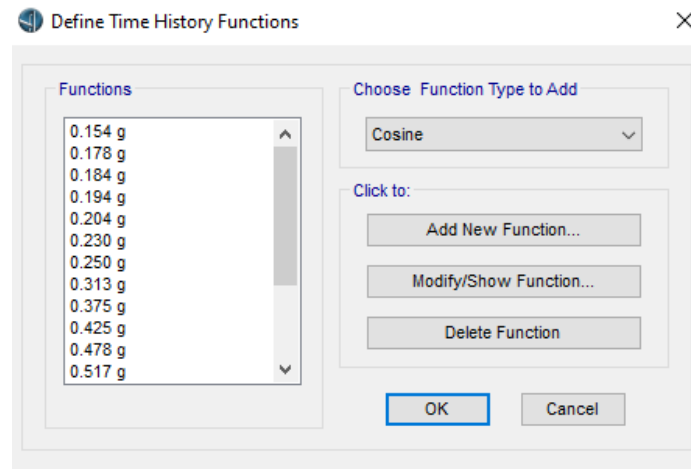
Figura 152: Acelerogramas sintéticos típicos de cada PGA



Fuente: Elaboración propia (2019)

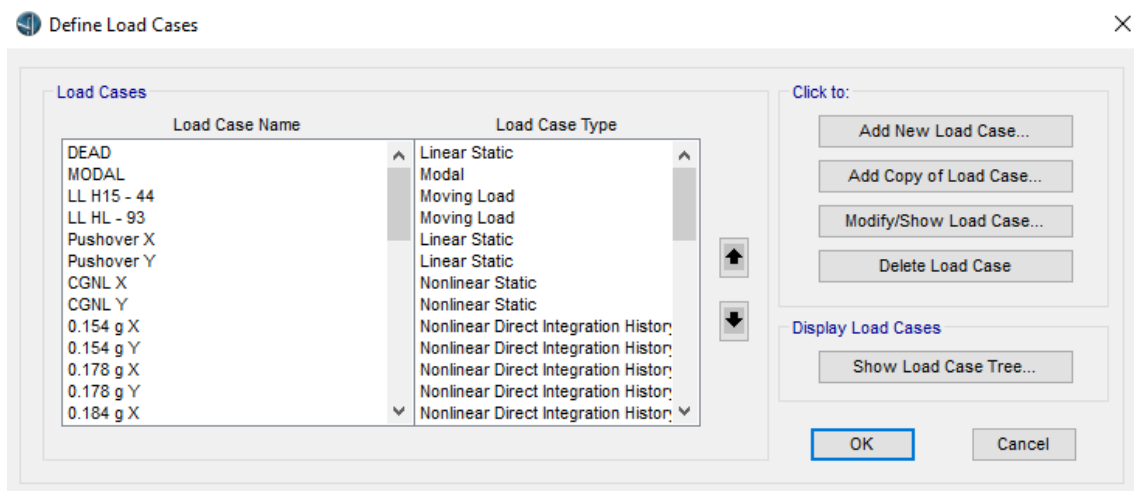
Para este modelamiento se consideró el modelado del ítem 2.4.1. de la investigación como continuación de los procedimientos, comenzando desde la **Figura 58**. En cuanto para cargar los acelerogramas sintéticos, se realizó de la misma manera como se muestra en la **Figura 101** quedando como la **Figura 153**. Para los patrones de carga se mantienen los mismos análisis Pushover mostrado en la **Figura 127**.

Figura 153: Definición de las funciones Tiempo – Historia



Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 154: Definición de los casos de carga de análisis Tiempo – Historia no lineal

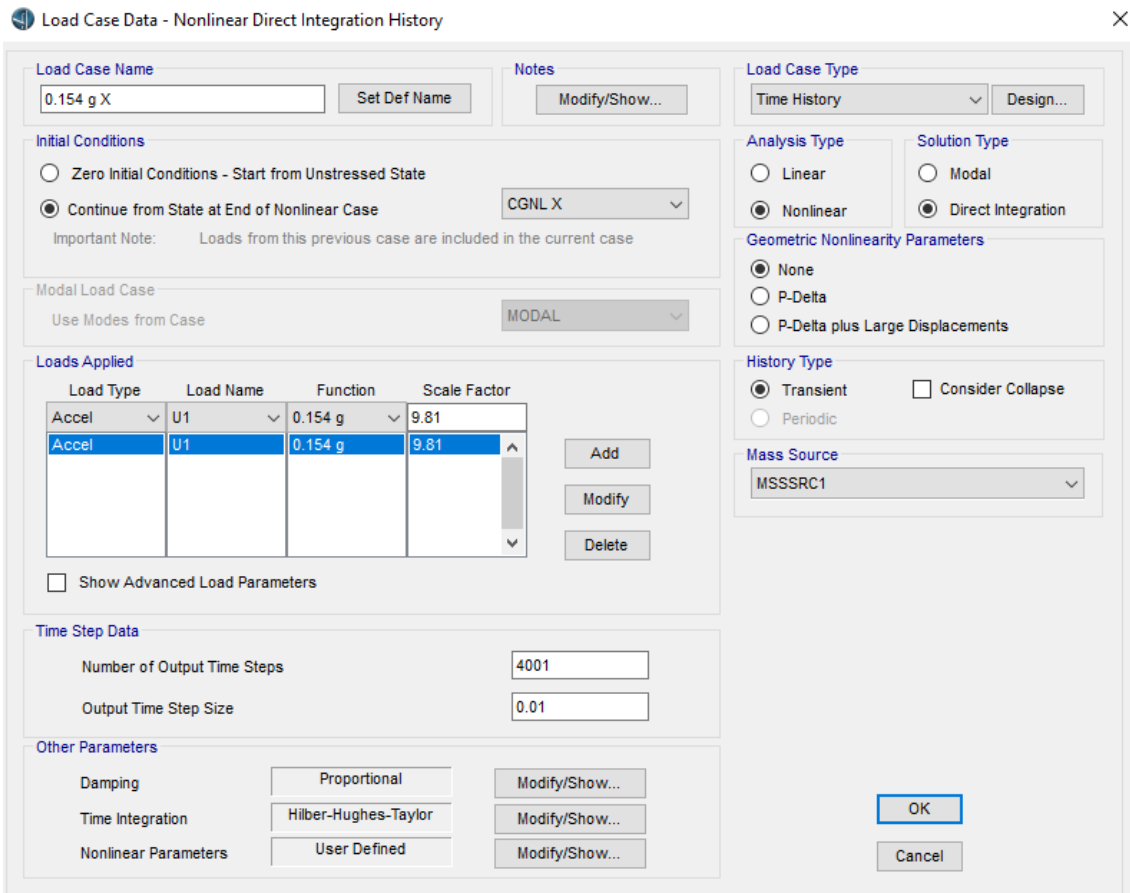


Fuente: Elaboración propia (2019)

En la **Figura 154**, se presencia los casos de cargas que participan en el análisis Tiempo – Historia no lineal, aparte de los casos que se tienen que analizar inicialmente, los casos *CGNL X* y *CGNL Y* (Carga Gravitacional No Lineal) señalados en la **Figura 129** y **Figura 133** considerando dentro de sus cargas la *DEAD* (carga muerta), la *LL HL – 93* (Carga viva) multiplicados por el factor señalado en el Manual de Puentes en el 2.4.5.3.1-1, en

cuanto a los casos de carga con distintos PGA estos parten de las cargas *CGNL* que se muestran en la **Figura 155** y **Figura 156**.

Figura 155: Caso 0.154 g X



Load Case Data - Nonlinear Direct Integration History

Load Case Name: 0.154 g X

Initial Conditions:

- Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
- Continue from State at End of Nonlinear Case (CGNL X)

 Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case:

- Use Modes from Case (MODAL)

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	0.154 g	9.81
Accel	U1	0.154 g	9.81

Time Step Data:

- Number of Output Time Steps: 4001
- Output Time Step Size: 0.01

Other Parameters:

- Damping: Proportional
- Time Integration: Hilber-Hughes-Taylor
- Nonlinear Parameters: User Defined

Load Case Type: Time History

Analysis Type:

- Linear
- Nonlinear

Solution Type:

- Modal
- Direct Integration

Geometric Nonlinearity Parameters:

- None
- P-Delta
- P-Delta plus Large Displacements

History Type:

- Transient
- Periodic

 Consider Collapse:

Mass Source: MSSSRC1

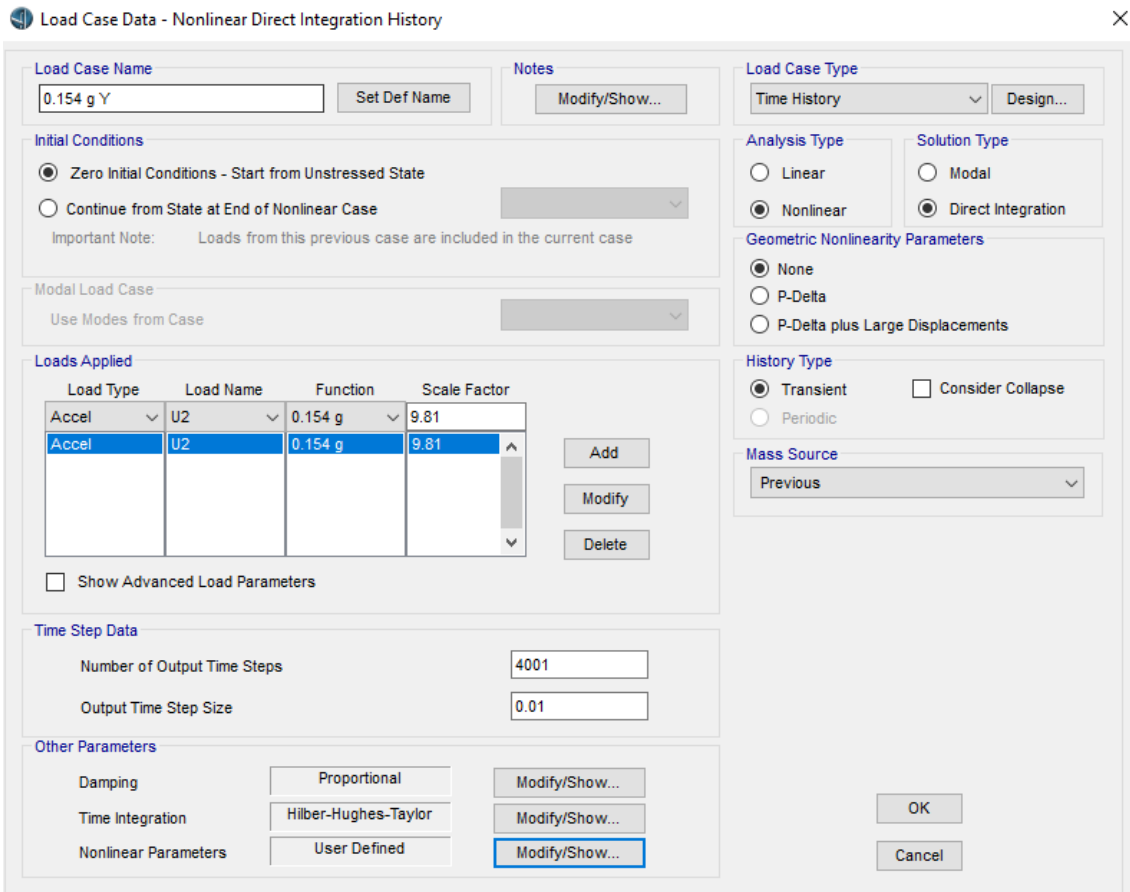
Buttons: OK, Cancel

Fuente: Elaboración propia (2019)

En la **Figura 155**, se presencia la incorporación de nuevos casos de carga como es 0.154 g X, el tipo de caso de carga es *Nonlinear Direct Integration History*, donde se consideró un análisis de tipo no lineal, una solución de tipo integración directa, una historia de tipo transitorio, con la característica que como parámetros no lineales geométricos no tiene ninguno, en cuanto a la carga de aplicación se consideró *Accel*, en U1 para la dirección, ambos con su respectivo acelerograma y con factor de escala de 9.81 por el motivo de que los datos están en *g*. Para las condiciones iniciales se tomó en

cuenta parte del estado finalizado de la carga *CGNL X*. Esto aplica para la dirección *Y*, con la diferencia que en la dirección de la carga se consideró *U2* y con las condiciones iniciales se tuvo en cuenta que parte del estado finalizado de la carga *CGNL Y*.

Figura 156: Caso 0.154 g Y



Load Case Data - Nonlinear Direct Integration History

Load Case Name: 0.154 g Y

Initial Conditions:

- Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
- Continue from State at End of Nonlinear Case

 Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case: Use Modes from Case

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U2	0.154 g	9.81
Accel	U2	0.154 g	9.81

Time Step Data:

- Number of Output Time Steps: 4001
- Output Time Step Size: 0.01

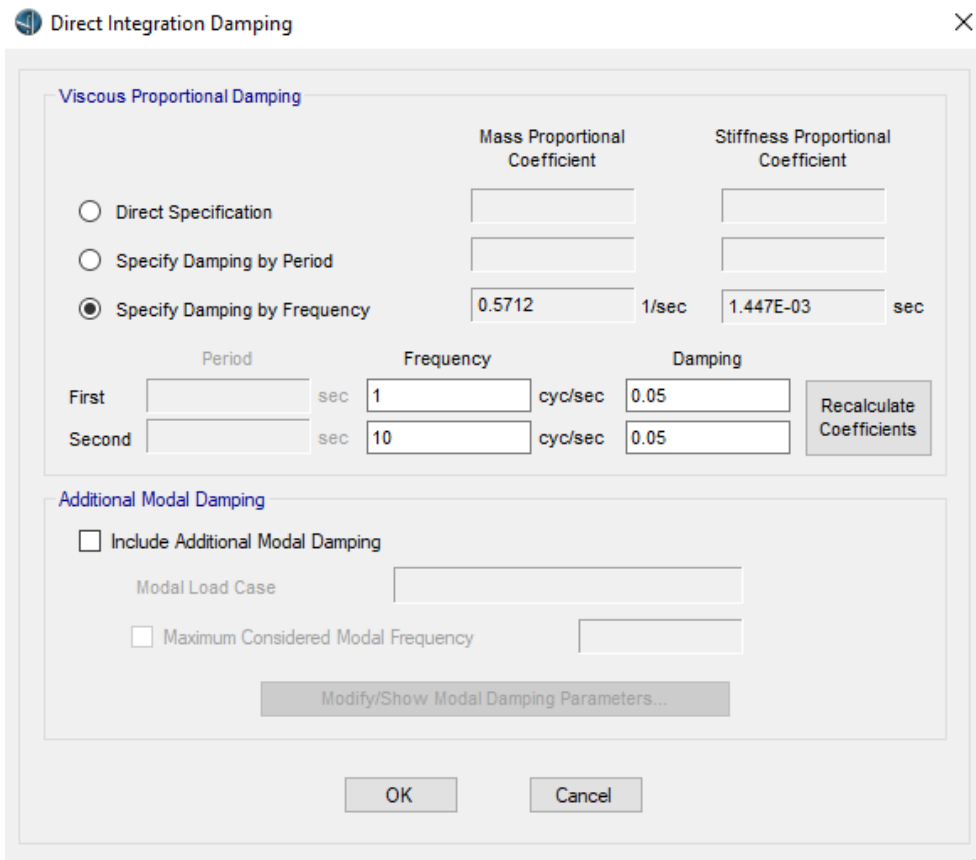
Other Parameters:

- Damping: Proportional
- Time Integration: Hilber-Hughes-Taylor
- Nonlinear Parameters: User Defined

Fuente: Elaboración propia (2019)

En la **Figura 157**, se muestra las características de la amortiguación de la integración directa, donde se especificó el amortiguamiento por frecuencia con la opción *Specify Damping by Frequency*, estos coeficiente tanto para masa y rigidez, han sido calculados por el programa mediante las opciones *First* y *Second* en la parte *Frequency* se consideró 1 sec y 10 sec, respectivamente, ambos con 5% de amortiguamiento.

Figura 157: Amortiguamiento de la integración directa

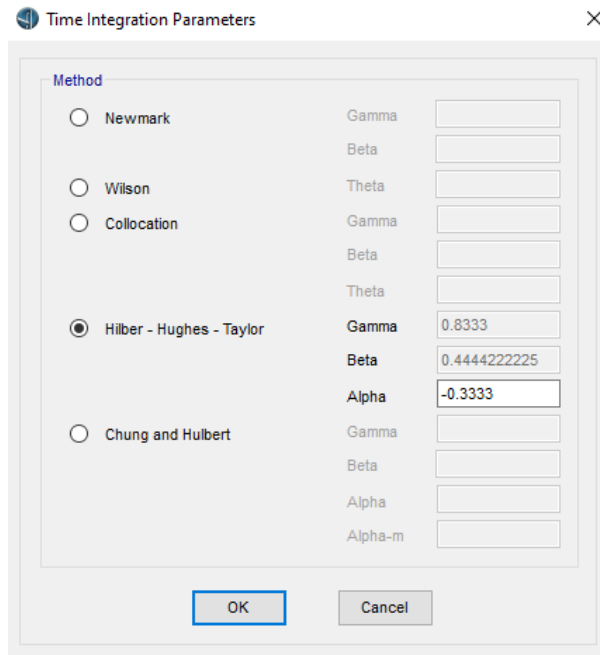


Fuente: Elaboración propia (2019)

En la **Figura 158**, se muestra los parámetros de integración de tiempo, en donde se optó el método de Hilbert – Hughes – Taylor. Hilbert, Hughes y Taylor (1977) que concluyeron que habían desarrollado una nueva familia de algoritmos de un paso incondicionalmente estables para la dinámica estructural que posee propiedades mejoradas de amortiguación algorítmica que pueden controlarse continuamente, entre las nuevas familias se encuentran algoritmos con factores $\alpha = -0.1$ y $\alpha = -0.3$, siendo el segundo incondicionalmente el más estable. Teniendo en cuenta lo anteriormente dicho se ingresó en el software para este método un valor a *Alpha* de $-1/3$.

En la **Figura 159** se muestra los parámetros no lineales con respecto al caso no lineal de integración directa, esta configuración aplico para ambas direcciones.

Figura 158: Parámetros de integración de tiempo



Time Integration Parameters

Method

Newmark

Wilson

Collocation

Hilber - Hughes - Taylor

Chung and Hulbert

Gamma

Beta

Theta

Gamma

Beta

Theta

Gamma

Beta

Alpha

Gamma

Beta

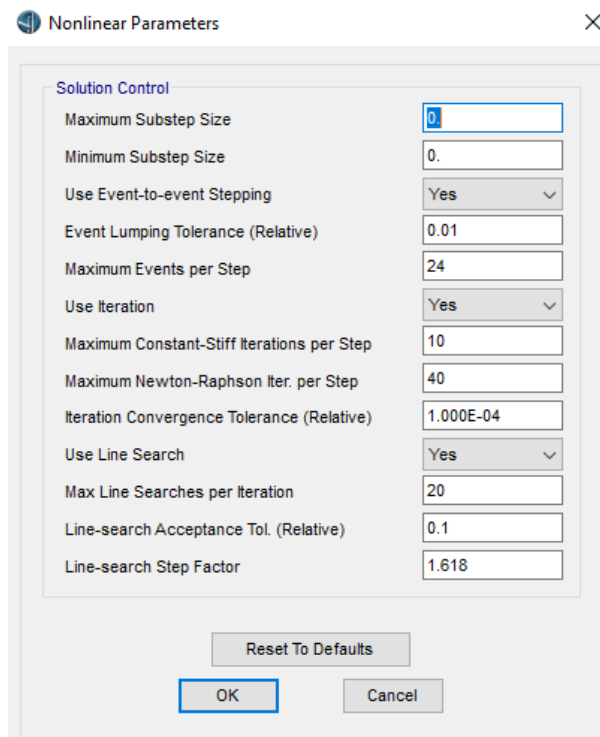
Alpha

Alpha-m

OK Cancel

Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 159: Parámetros no lineales para Tiempo – Historia de Integración Directa



Nonlinear Parameters

Solution Control

Maximum Substep Size

Minimum Substep Size

Use Event-to-event Stepping

Event Lumping Tolerance (Relative)

Maximum Events per Step

Use Iteration

Maximum Constant-Stiff Iterations per Step

Maximum Newton-Raphson Iter. per Step

Iteration Convergence Tolerance (Relative)

Use Line Search

Max Line Searches per Iteration

Line-search Acceptance Tol. (Relative)

Line-search Step Factor

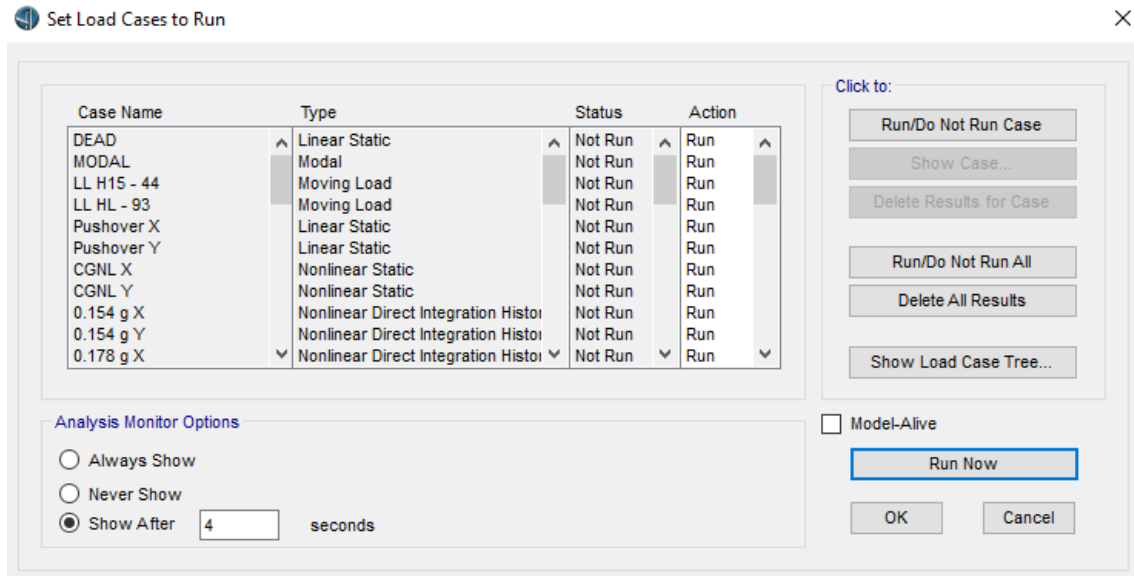
Reset To Defaults

OK Cancel

Fuente: Elaboración propia (2019)

Como parte del análisis también se consideró la asignación de rótulas plásticas, se muestra su procedimiento desde la **Figura 140** hasta la **Figura 142**. Para procesar los datos se realizó los mismos pasos mostrados en la **Figura 68** y **Figura 160**.

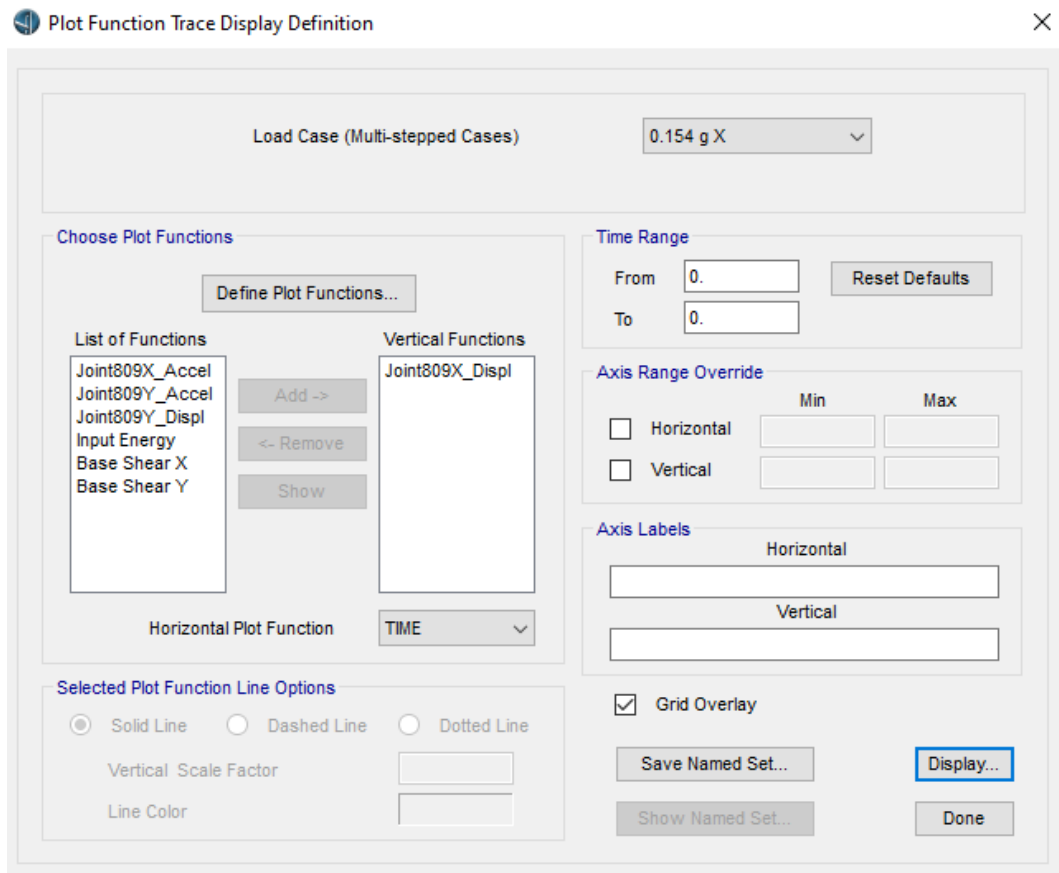
Figura 160: Lista de casos a procesar para análisis Tiempo – Historia no lineal



Fuente: Elaboración propia (2019)

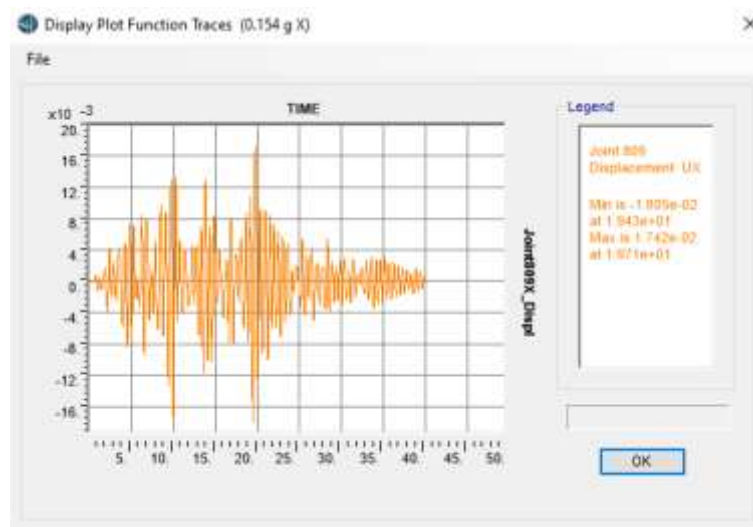
Para la obtención de los resultados, se empleó la opción *Plot Functions Trace Display Definition* mostrado en la **Figura 161**, que se encuentra en la pestaña *Home*, en la sección *More*, opción *Show Plot Functions*, en donde se obtuvo los desplazamientos como se muestra en la **Figura 162**.

Figura 161: Definición de trazo de función



Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 162: Desplazamiento en un nodo de la estructura



Fuente: Elaboración propia (2019)

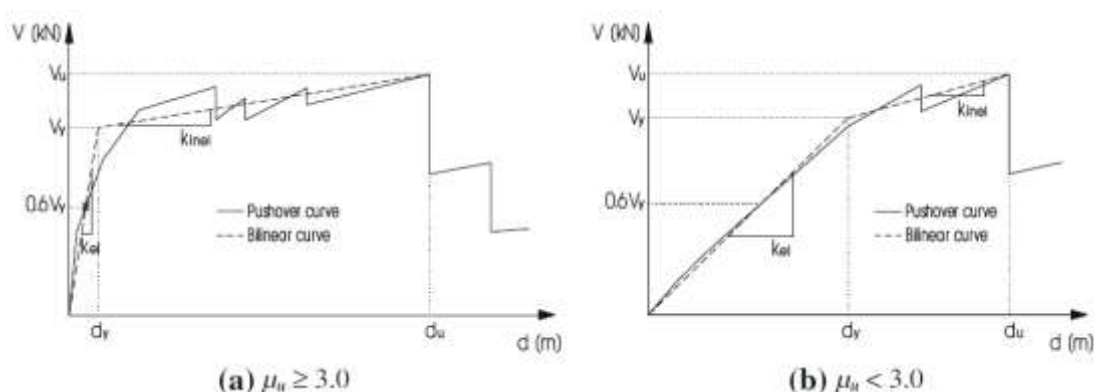
2.7.5. Curvas de fragilidad

Para la generación de curvas de fragilidad del Puente Moche, se utilizó los lineamientos generales descritos por Velásquez (2006), teniendo en cuenta las adaptaciones correspondientes. En cuanto a la obtención de resultados confiables se requiere calcular la respuesta de un número de modelos estructurales, ante los diversos escenarios de demanda sísmica, por consiguiente, los resultados obtenidos permiten trazar las distribuciones de probabilidad acumulada para obtener las funciones de fragilidad y finalmente señalar el nivel de vulnerabilidad de la estructura en estudio.

2.7.5.1. Estados de daño

Se define como estado de daño a la condición debilitada en la que se encuentra una estructura. En este caso se consideró cinco estados de daño, sin daño (*DS0*), leve (*DS1*), moderado (*DS2*), extensivo (*DS3*) y colapso (*DS4*). Los estados de daño se definen utilizando los desplazamientos del puente (*D*), en puntos característicos de la curva de empuje bilineal en donde las dos direcciones del puente se examinan por separado (Moschonas et al., 2009).

Figura 163: Curvas Pushover y su idealización bilineal. (a) $\mu_u \geq 3.0$, (b) $\mu_u < 3.0$



Fuente: Seismic fragility curves for Greek bridges: Methodology and case studies (Moschonas et al., 2009)

El daño sufrido por el puente se define directamente en la curva de Pushover correspondiente en función del rendimiento y el desplazamiento final mostrado en la **Figura 163**, d_y, b_r y d_u, b_r , respectivamente mostrado en la **Tabla 19**.

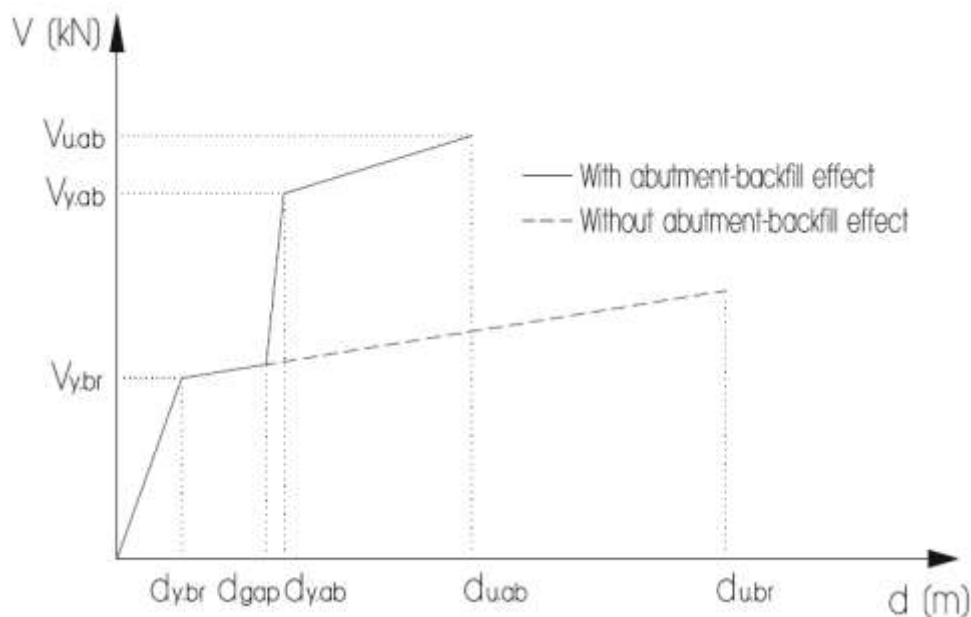
Tabla 19: Definición de estados de daño para puentes con pilares inelásticos del tipo de columna

Estados de daño	Intervenciones requeridas	Valores para desplazamientos o desplazamientos espectrales	
		Dirección longitudinal	Dirección transversal
DS0 Sin daño	Ninguno	$\leq \min\{0.7d_{y,br}\}$	$\leq \{0.7d_{y,br}\}$
DS1 Leve	Inspección	$> \min\{0.7d_{y,br}\}$	$> \{0.7d_{y,br}\}$
DS2 Moderado	Reparación	$> \min\{1.5d_{y,br}, d_{y,br} + (1/3)(d_{u,br} - d_{y,br})\}$	$> \min\{1.5d_{y,br}, d_{y,br} + (1/3)(d_{u,br} - d_{y,br})\}$
DS3 Severo	Reconstrucción	$> \min\{3d_{y,br}, d_{y,br} + (2/3)(d_{u,br} - d_{y,br})\}$	$> \min\{3d_{y,br}, d_{y,br} + (2/3)(d_{u,br} - d_{y,br})\}$
DS4 Colapso	Nueva construcción	$> \min\{d_{u,br}\}$	$> d_{u,br}$

Fuente: Seismic fragility curves for Greek bridges: Methodology and case studies (Moschonas et al., 2009)

El primer estado de daño *DS0*, se define como el límite de la no existencia de daño, mientras que el estado *DS1* se define como una función del desplazamiento del rendimiento, d_y, b_r , mientras que el *DS4* se basa en el desplazamiento final del puente, d_u, b_r . Los estados de daño *DS2* y *DS3* se definen como estados intermedios de rendimiento de la curva de empuje derivada. Para la ductilidad, en el caso de puentes se tiene en cuenta que con factor de ductilidad de $\mu_u \geq 3.0$, son para puentes que cuentan con algún dispositivo de apoyo, mientras que para los puentes con factor $\mu_u < 3.0$, son para puentes de conexión monolítica de viga – losa con el tablero (Moschonas et al., 2009).

Figura 164: Curva de capacidad cuando se considera y no se considera estribo



Fuente: *Seismic fragility curves for Greek bridges: Methodology and case studies* (Moschonas et al., 2009)

Donde

$d_{y.br}$: es el punto final de fluencia de la estructura o pilar sin estribo

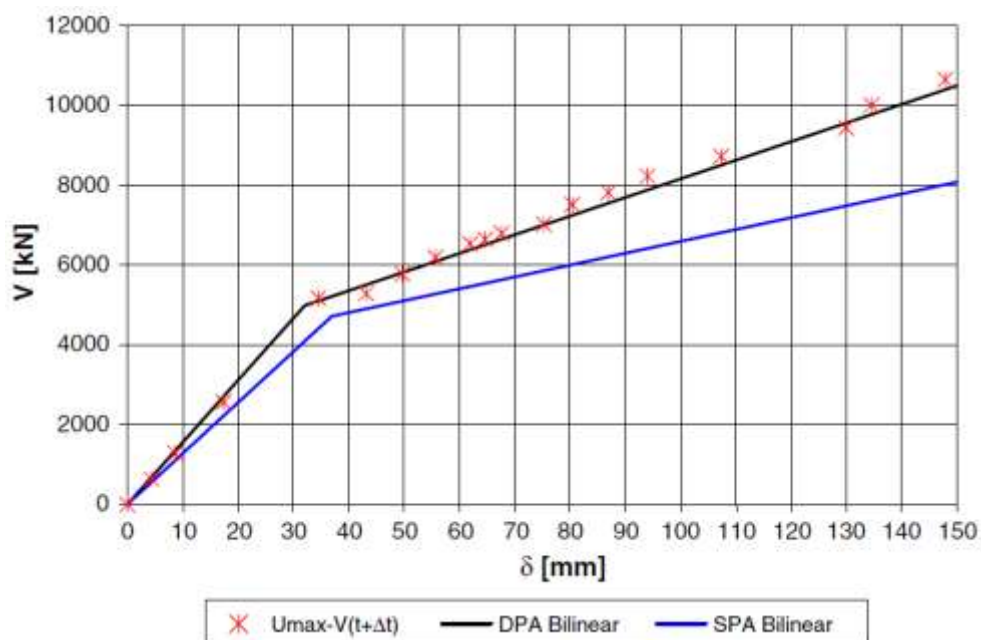
d_{gap} : es el punto final de fluencia de la estructura o pilar con estribo

$d_{u.br}$: es el punto inicial para colapso de la estructura.

Para la delimitación de los estados de daño en las curvas de fragilidad mediante el NRHA, Moschonas et al. (2009), se definió los estados de daños a partir de una curva dinámica de empuje (Dynamic Pushover Curve), es decir, una gráfica del desplazamiento máximo del punto de monitoreo versus la cizalladura de la base que corresponde al siguiente paso en el análisis ($U_{max} - V(t + \Delta t)$) por considerar una resistencia ligeramente mayor y es más ligeramente rígida que la curva del Pushover. En este análisis se empleó cinco registros sísmicos artificiales con un determinado nivel de intensidad sísmica y se llevó a cabo su NRHA de la estructura, siendo esta la curva dinámica de empuje el cual se

comparó con el Pushover modo único (SPA) y Pushover Adaptativo (DPA), considerando este último como el más cercano a la curva dinámica de empuje.

Figura 165: Curvas Pushover para el puente T7 para diferentes métodos de análisis



Fuente: *Seismic fragility curves for Greek bridges: Methodology and case studies* (Moschonas et al., 2009)

Paraskeva y Kappos (2008), establecieron cuatro puntos de control para la construcción de una curva dinámica de empuje que son el desplazamiento máximo ($U_{m\acute{a}x}$) en el punto de control versus el cizallamiento base simultáneo del puente ($V_b(t)$), el ($U_{m\acute{a}x}$) en el punto de control versus a la cizalladura base ($V_b(t - \Delta t)$) registrada en el paso anterior, cuando ($U_{m\acute{a}x}$) en el punto de control de la cizalla base registrada después del paso del desplazamiento máximo en el punto de control ($V_b(t + \Delta t)$) y por último ($U_{m\acute{a}x}$) en el punto de control frente a la cizalladura máxima del puente ($V_{bm\acute{a}x}$); este se considera solo como límite superior, debido a que las cantidades de respuesta no son simultáneas.

En base a lo mencionado, se construyó la curva dinámica de empuje, mediante el método NRHA, utilizando siete registros sísmicos artificiales a un PGA de $0.578 g$ mostrado en la **Tabla 20**. Basado en Moschonas et al., (2009) y Paraskeva y Kappos (2008) se tomó como punto de control el $(U_{max} - V(t + \Delta t))$. Posterior a la obtención de la curva dinámica de empuje se representó de manera bilineal con el fin de señalar los estados de daño y para generar las curvas de fragilidad en base a esta metodología.

Tabla 20: Acelerogramas seleccionados para la obtención de la curva dinámica

Pushover

Numero de acelerograma	Media de error (%)	Coefficiente de variación (%)	PGV (cm/s)	PGD (cm)	Duración significativa (s)
1	4.75	9.11	55.85	16.37	25.25
2	5.57	8.95	50.75	15.48	23.26
3	6.43	9.07	58.31	24.13	23.96
4	7.69	9.10	59.35	19.83	24.43
5	7.33	9.42	55.17	51.98	24.79
6	5.38	9.00	46.47	17.38	23.79
7	5.17	9.23	56.15	17.05	23.69
Promedio	6.05	9.13	54.58	23.17	24.17

Fuente: *Elaboración propia (2019)*

2.7.5.2. Generación de los parámetros estructurales

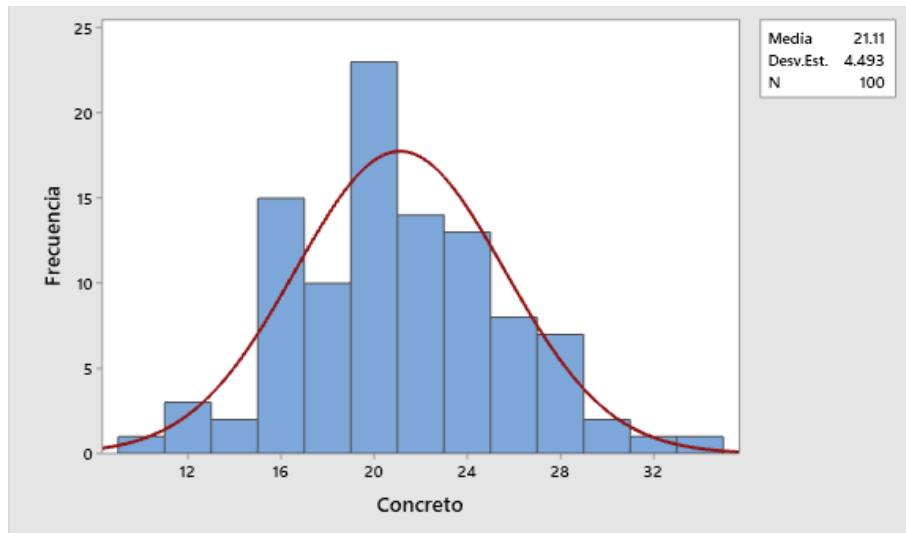
En cuanto a la generación de parámetros estructurales se consideró la resistencia a la compresión del concreto $f'c$ y el esfuerzo de fluencia del acero fy , de acuerdo a la norma extranjera ACI 214R – 11 el $f'c$ tiene una distribución normal siendo un concreto $f'c$ 17 MPa se usó una media de 21 MPa con una desviación estándar de 4.1 MPa. El fy se ajusta a una distribución normal adaptándole para fy un valor 280 MPa con una media de 330.30 MPa y con una desviación estándar del 25.25 MPa (González, Botero, Rochel, Vidal y Álvarez, 2005).

Estos parámetros estructurales generados se emplearon tanto en los análisis Pushover como para los análisis Tiempo – Historia no lineal. Además, previamente se generó un conjunto de muestras de las variables que representan los parámetros estructurales, estos valores para cada parámetro fueron obtenidos de forma aleatoria a partir de las funciones de distribución normal, debido al empleo de la técnica de LHS, donde se procesaron 100 modelos estructurales debido a “que representan razonablemente bien las incertidumbres en las variables sísmicas y estructurales” (Velásquez, 2006).

Se tomó en cuenta el procedimiento del modelado del análisis Pushover Modal y Tiempo – Historia de Integración Directa, se consideró 100 datos de concreto como de acero de refuerzo lo que permitió ver el estado de daño de la estructura como se señaló. Los datos que se generó son aleatorios, pero comprendido entre una media y una desviación estándar para distribuciones normales, señalados en la **Figura 166** y **Figura 167**, para ejecutar los análisis estos son mezclados de manera aleatoria para crear 100 casos posibles y así encontrar vulnerabilidad de la estructura.

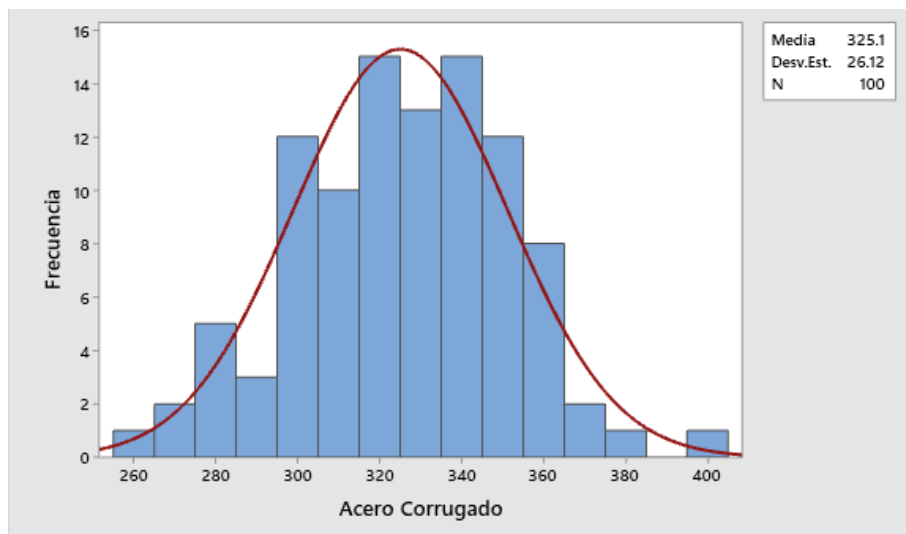
Para cada análisis se empleó distintas fluencias de acero de refuerzo por lo que se ve la necesidad de generar distintas longitudes de rótulas plásticas en base a la **Ecuación 26**, siendo las muestras representadas en la **Figura 168**.

Figura 166: Histograma de las muestras de concreto para el LHS



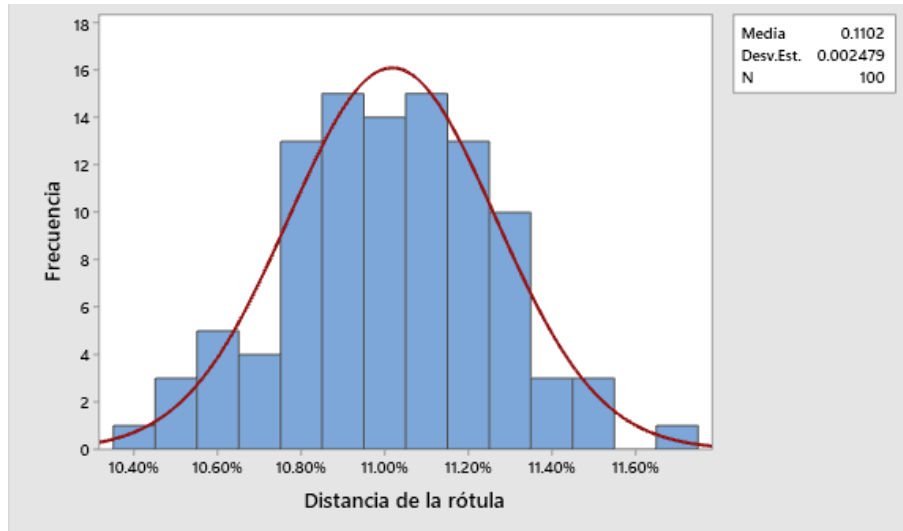
Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 167: Histograma de las muestras de acero corrugado para el LHS



Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 168: *Histograma de las muestras de las distancias de las rótulas plásticas*

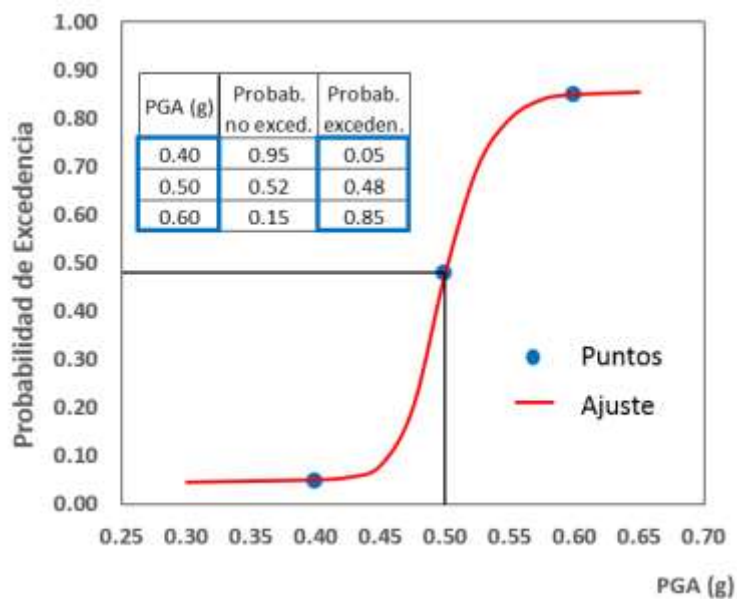
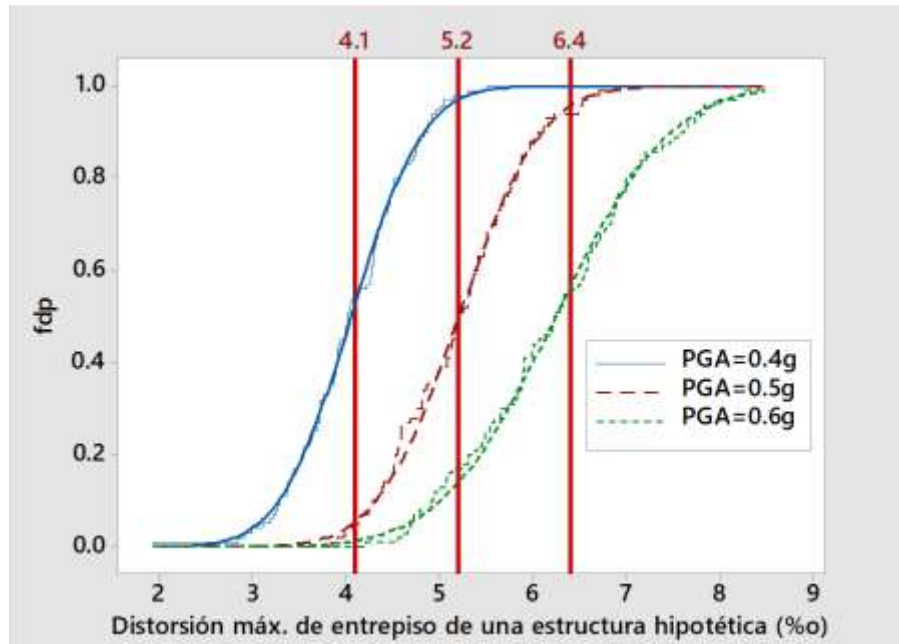


Fuente: Elaboración propia (2019)

2.7.5.3. Construcción de curvas de fragilidad

Para la generación de curvas de vulnerabilidad se tuvo en cuenta el procedimiento planteado por López y Rodríguez (2018). En la **Figura 169** se muestra el procedimiento que se realizó para la generación de curvas de fragilidad de un supuesto sistema estructural. Teniendo las funciones de distribución condicional de la respuesta estructural que sirve para los niveles de intensidad y habiendo definido las probabilidades de daño como en este caso, IO: 4.1%, LS: 5.2% y CP: 6.5 %, se determinó las probabilidades de ocurrencia de cada uno de ellos. Dándonos a entender que LS es 5.2 %, y se obtuvo probabilidades acumuladas de 0.15, 0.52 y 0.95 para 0.6 g, 0.5 g y 0.4 g respectivamente. Seguidamente, se obtuvo las probabilidades de excedencia 0.85, 0.48 y 0.05, al generarse la curva de fragilidad para el estado de daño LS. Para casos prácticos es necesario expresar la curva de fragilidad como una función y esta es trabajada con un número importante de simulaciones por lo que es recomendable utilizar ajustes del tipo lognormal o polinómico.

Figura 169: Generación de curvas de fragilidad a partir de funciones de distribución de probabilidad acumulada de tres niveles de intensidad sísmica

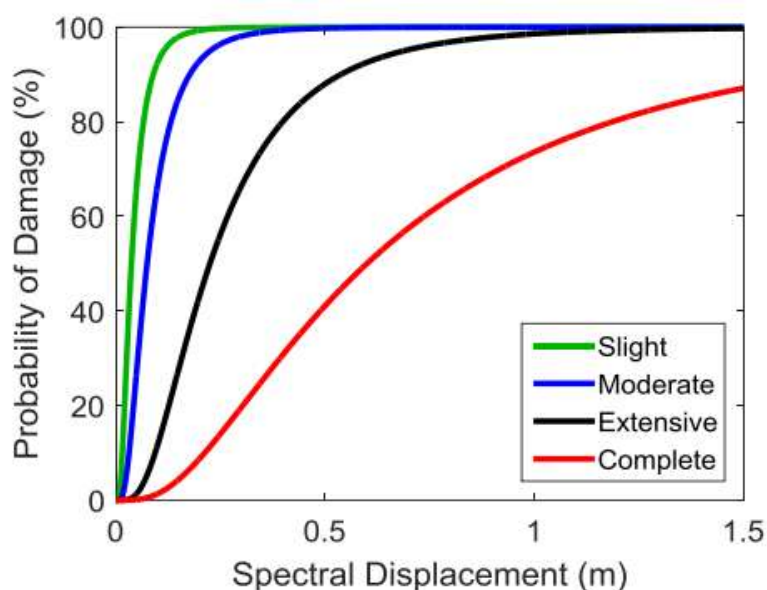


Fuente: Construcción de curvas de fragilidad para viviendas unifamiliares de muros de ductilidad limitada (López y Rodríguez, 2018)

2.7.6. Determinación del nivel de vulnerabilidad sísmica

El nivel de vulnerabilidad sísmica de un puente, está determinado por el porcentaje de la probabilidad de excedencia que es obtenida en las curvas de fragilidad para la dirección longitudinal y transversal de la estructura, partiendo de sus mismos estados de daño, DS_0 , DS_1 , DS_2 , DS_3 y DS_4 . En un ejemplo tomando la **Figura 170**, el estado leve, que es señalado por la función de color verde, indica que hasta con un desplazamiento espectral de 20 centímetros tiene hasta un 100% de probabilidad de daño, de igual manera para el estado moderado señalado por la función azul, indica que hasta con un desplazamiento espectral de 20 centímetros tiene hasta un 90% de probabilidad de daño, para el caso del estado severo, marcado con la función de color negro se puede apreciar que con un desplazamiento espectral de 50 centímetros tiene hasta un 85% de probabilidad de daño y por último que a 50 centímetros se tiene hasta un 40% de probabilidad de daño de la estructura.

Figura 170: Curvas de fragilidad



Fuente: *Fragility Functions (Universidad de Canterbury, 2019)*

CAPÍTULO III. RESULTADOS

En este capítulo se presenta los resultados obtenidos al aplicar los distintos métodos descritos en el capítulo anterior en la sección de procedimientos. Inicialmente, se presenta la respuesta dinámica del Puente Moche en vibración libre y luego se presentan parámetros asociados a la respuesta del puente ante sismo de diseño (obtenidos del análisis elástico Multimodal y del análisis Tiempo – Historia lineal, así como de las simulaciones Pushover y Tiempo – Historia no lineal). Finalmente se presenta la construcción de las curvas de fragilidad de acuerdo a los estados de daño y se determina el nivel de vulnerabilidad que presenta el puente Moche.

3.1. Propiedades dinámicas del puente Moche y respuesta ante sismo

Del análisis elástico multimodal se obtienen los periodos y masas participativas que se presentan en la **Tabla 21**.

Tabla 21: Periodos y Masas participativas del Puente Moche

Modo	Periodo	UX	UY	Suma de UX	Suma de UY
1	0.51 s	44.21%	0.00%	44.21%	0.00%
2	0.47 s	51.67%	0.00%	95.88%	0.00%
3	0.36 s	3.54%	0.00%	99.42%	0.00%
4	0.26 s	0.34%	0.00%	99.76%	0.00%
5	0.20 s	0.11%	0.00%	99.87%	0.00%
6	0.18 s	0.01%	0.04%	99.88%	0.04%
7	0.17 s	0.00%	0.00%	99.89%	0.04%
8	0.17 s	0.02%	0.01%	99.90%	0.05%
9	0.16 s	0.00%	75.15%	99.90%	75.21%
10	0.15 s	0.01%	0.52%	99.91%	75.73%
11	0.14 s	0.00%	1.05%	99.91%	76.77%
12	0.13 s	0.00%	0.02%	99.91%	76.80%
13	0.13 s	0.00%	0.00%	99.92%	76.80%
14	0.12 s	0.03%	0.00%	99.94%	76.80%

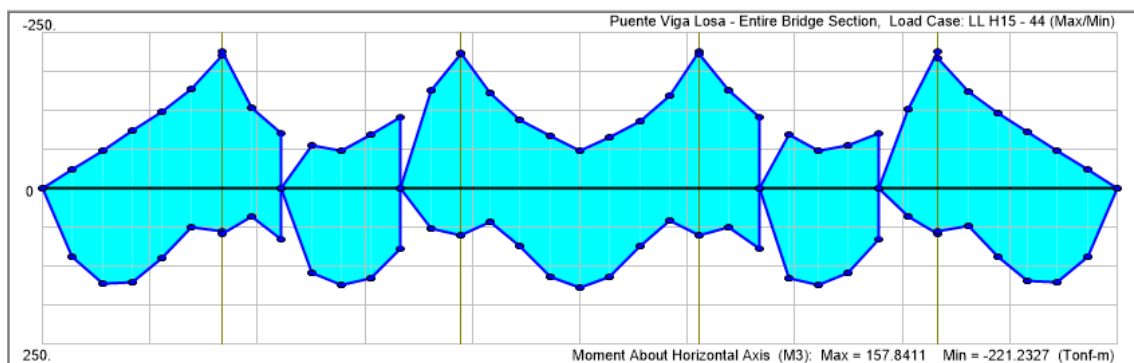
15	0.10 s	0.00%	12.14%	99.94%	88.94%
----	--------	-------	--------	--------	--------

Fuente: Elaboración propia (2019)

En cuanto al análisis dinámico por el método elástico multimodal, se obtuvo los periodos y sus respectivas masas participativas como se muestra en la **Tabla 21**, siendo para el modo 2 predominante en la dirección longitudinal del puente con una masa participativa de 51.67% mientras que en la dirección transversal del puente el modo predominante es el 9 con una masa participativa de 75.15%.

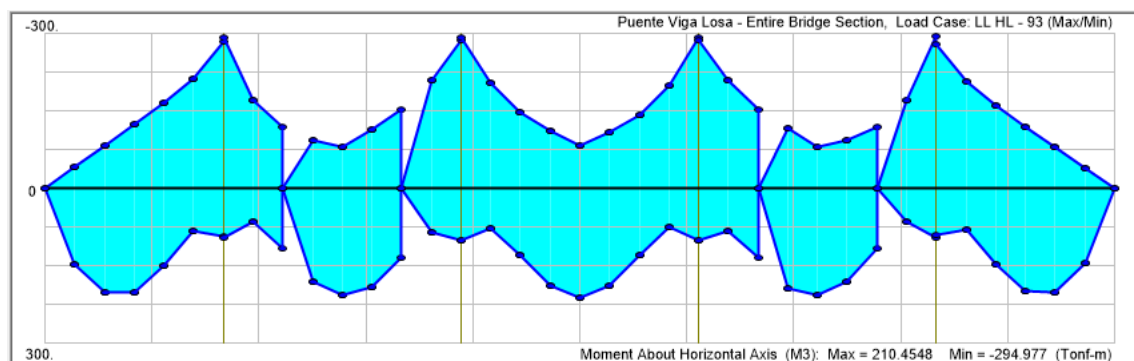
En cuanto, para el tablero del puente, se evaluaron los momentos generados por el camión de diseño H – 15 – S 12 (**Figura 171**) señalado en la norma AASHTO 1949 y por el camión de diseño sustentado en la norma AASHTO 2017 siendo base el HL – 93 (**Figura 172**).

Figura 171: Momentos generados por el camión H - 15 - S 12



Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 172: Momentos generados por el camión HL - 93



Fuente: Elaboración propia (2019)

Se observa que el máximo momento flector de diseño es 221.23 Tn.m para el camión H – 15 – S 12 en tanto que para el camión HL – 93 es 294.98 Tn.m.

Para los pilares se tomaron en cuenta las fuerzas cortantes de cada pilar, tanto las fuerzas que se consiguieron por el modelado mediante un espectro de respuesta como las fuerzas cortantes nominales calculadas de cada pilar, mediante la **Ecuación 38**.

$$V_n = V_c + V_s \quad (Ec. 38)$$

Donde:

V_n : Resistencia nominal al cortante

V_c : Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto

V_s : Resistencia nominal al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante.

Tabla 22: Fuerzas cortantes por modelado en dirección X y Y

Pilares	Fuerzas cortantes en X	Fuerzas cortantes en Y
1	85.63 Tn	101.61 Tn
2	85.63 Tn	101.62 Tn
3	87.99 Tn	177.48 Tn
4	88.05 Tn	177.49 Tn
5	89.03 Tn	152.47 Tn
6	89.35 Tn	152.47 Tn
7	77.42 Tn	63.52 Tn
8 (Pilar reforzado)	554.99 Tn	116.40 Tn
Total	1158.09 Tn	1043.06 Tn

Fuente: Elaboración propia (2019)

Tabla 23: Fuerzas cortantes nominales en dirección X y Y

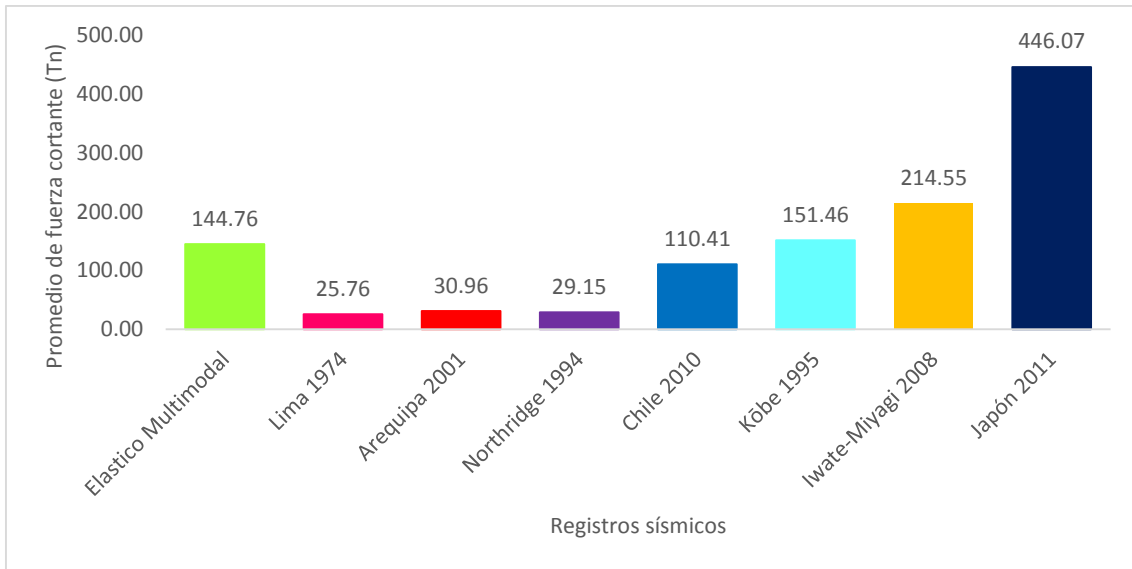
Pilares	Fuerzas cortantes en X	Fuerzas cortantes en Y
1	84.51 Tn	155.35 Tn
2	84.51 Tn	155.35 Tn
3	84.51 Tn	155.35 Tn
4	84.51 Tn	155.35 Tn
5	84.51 Tn	155.35 Tn
6	84.51 Tn	155.35 Tn
7	84.51 Tn	155.35 Tn
8 (Pilar reforzado)	84.51 Tn	239.36 Tn
Total	676.08 Tn	1326.81 Tn

Fuente: Elaboración propia (2019)

Para el análisis de método de Tiempo – Historia lineal se tomó en cuenta los registros de la **Tabla 15** y se obtuvo las fuerzas cortantes promedio en los pilares de cada dirección del puente para las distintas aceleraciones pico escaladas; siendo estos mostrados en la

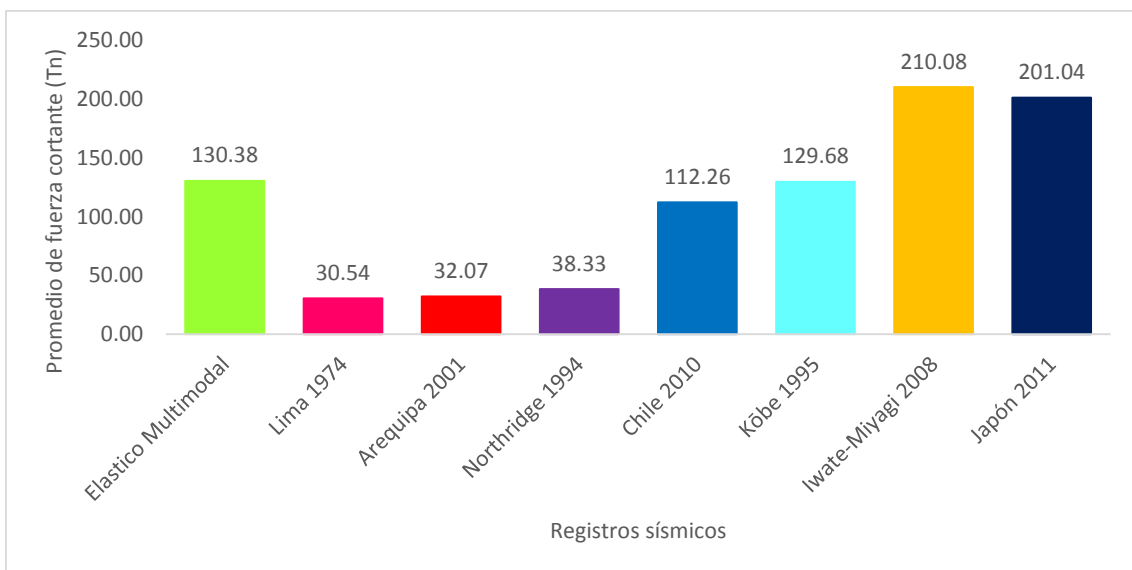
Figura 173 y **Figura 174**, y también los desplazamientos promedio en el nivel superior de los pilares mostrados en la **Figura 175** y **Figura 176**.

Figura 173: Fuerzas cortantes promedio en los pilares del análisis Tiempo – Historia lineal para la dirección X



Fuente: Elaboración propia (2019)

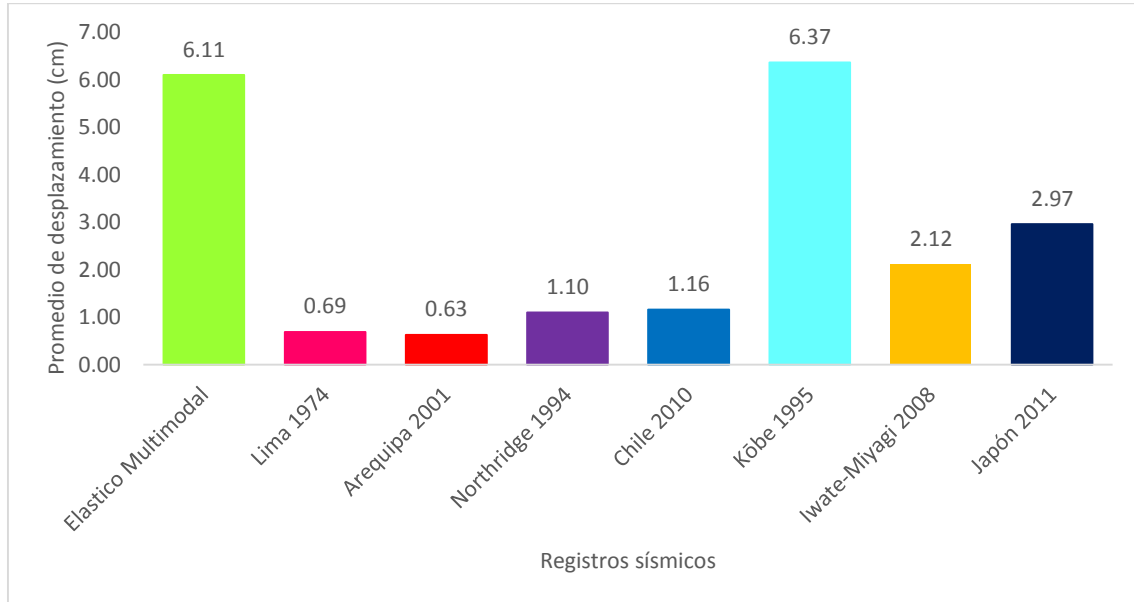
Figura 174: Fuerzas cortantes promedio en los pilares del análisis Tiempo – Historia lineal para la dirección Y



Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 175: Desplazamientos promedio en el nivel superior de los pilares del análisis

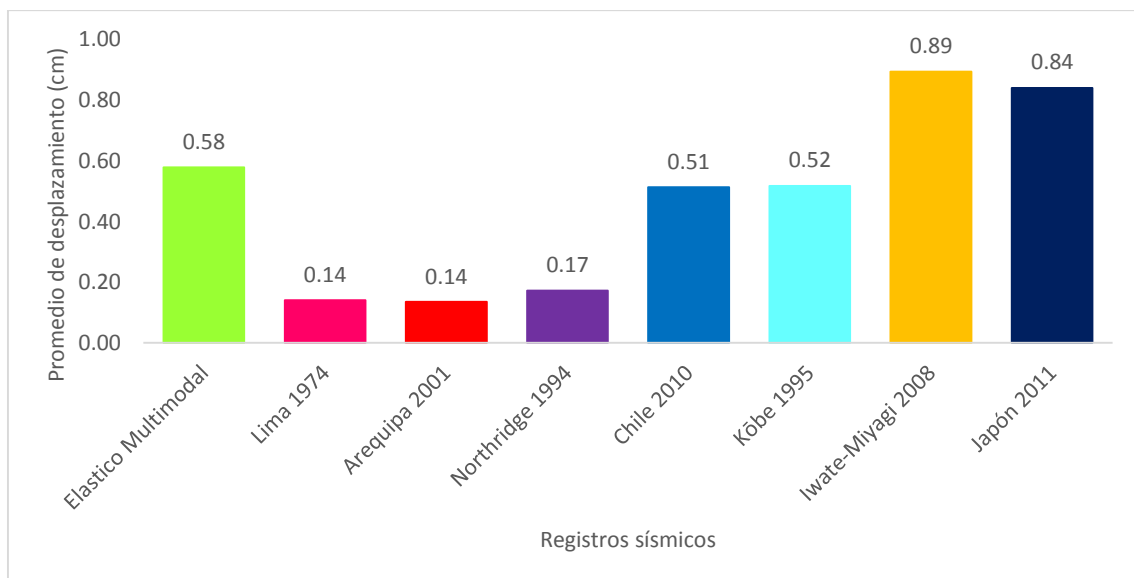
Tiempo – Historia lineal para la dirección X



Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 176: Desplazamientos promedio en el nivel superior de los pilares del análisis

Tiempo – Historia lineal para la dirección Y



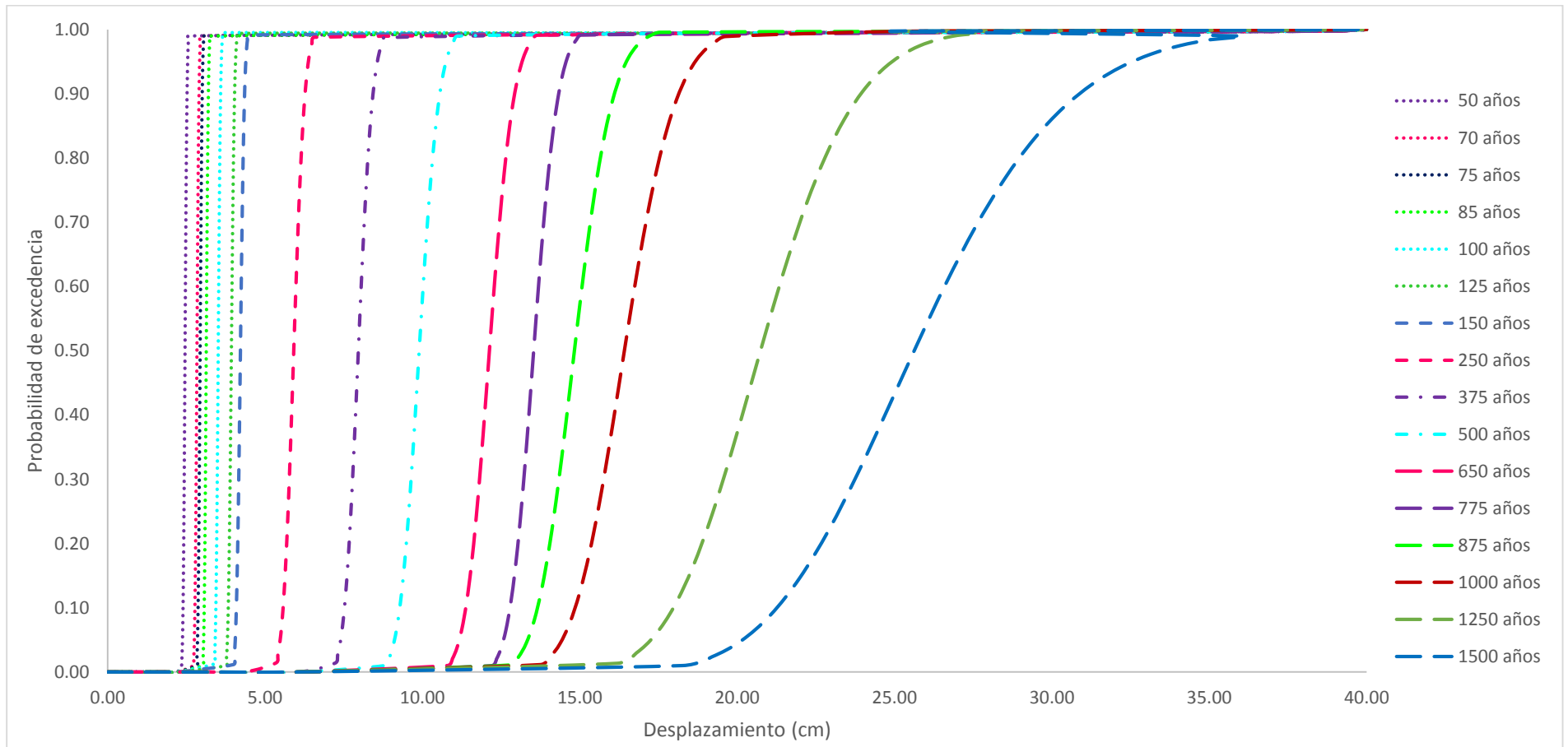
Fuente: Elaboración propia (2019)

3.2. Análisis Estático No Lineal para la construcción de curvas de fragilidad

Para los resultados de los análisis Pushover se tuvo en cuenta la curva de capacidad y su representación bilineal como también los puntos de desempeño obtenidos de los espectros de capacidad que siguen los reglamentos del ATC 40 , para los distintos periodos de retorno que fueron mencionados. Parte del procesamiento de datos se recopilaron desplazamientos, desplazamientos espectrales, aceleraciones espectrales, posteriormente se formulará la aceleración máxima del suelo que le corresponde y en años de retorno. Al finalizar la recopilación de datos se obtiene la función de supervivencia para cada año de retorno en desplazamiento, desplazamiento espectral y aceleración espectral en la dirección X y en la dirección Y.

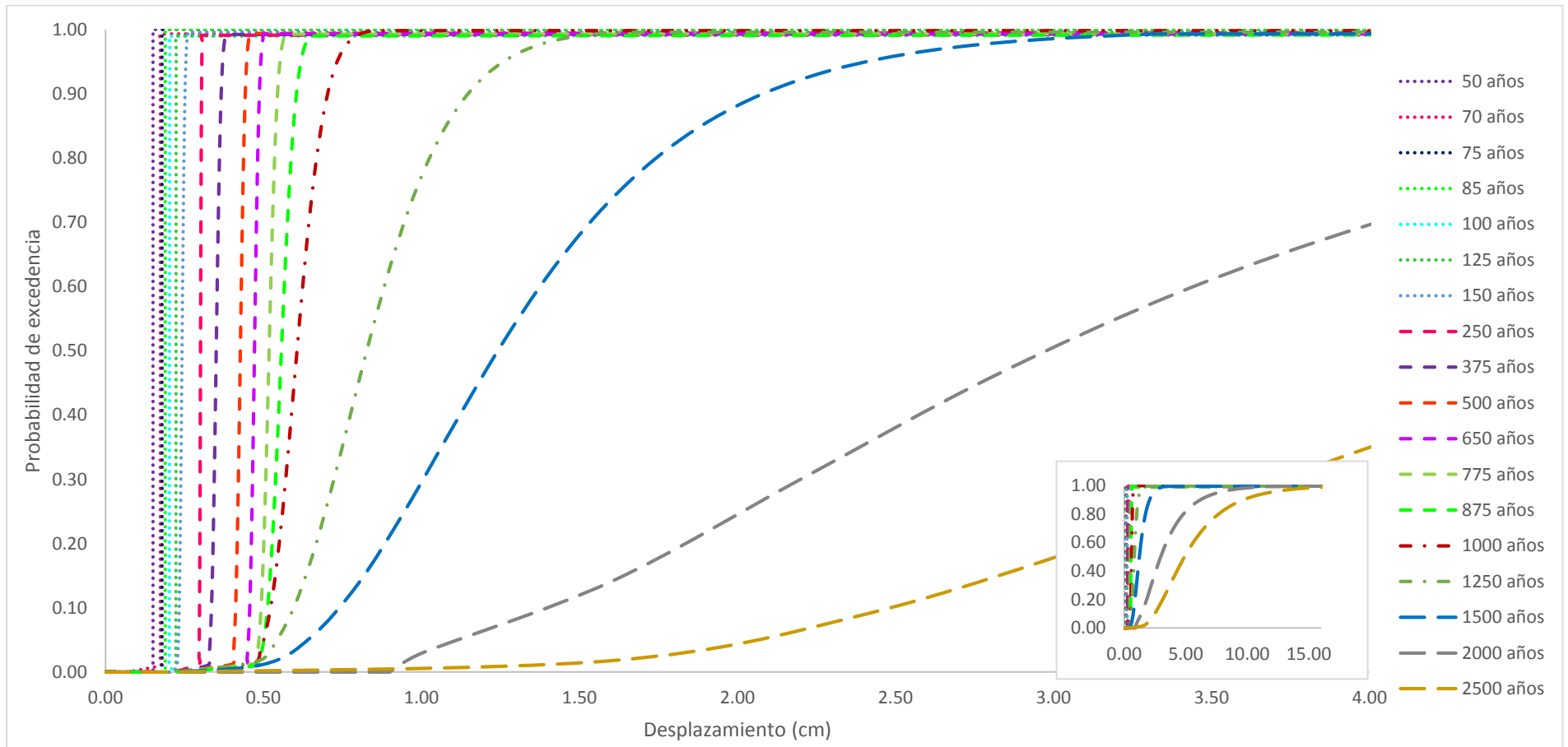
En la **Figura 177** y **Figura 178** se mostrará las funciones de probabilidad acumulada en base a los desplazamientos en los distintos periodos de retorno que se analizó. Al igual se mostrará las funciones de probabilidad acumulada en base a los desplazamientos espectrales (**Figura 179** y **Figura 180**) y en base a aceleraciones espectrales (**Figura 181** y **Figura 182**) en los distintos periodos de retorno que se analizó.

Figura 177: Funciones de probabilidad acumulada para la dirección X basada en desplazamientos de MPA



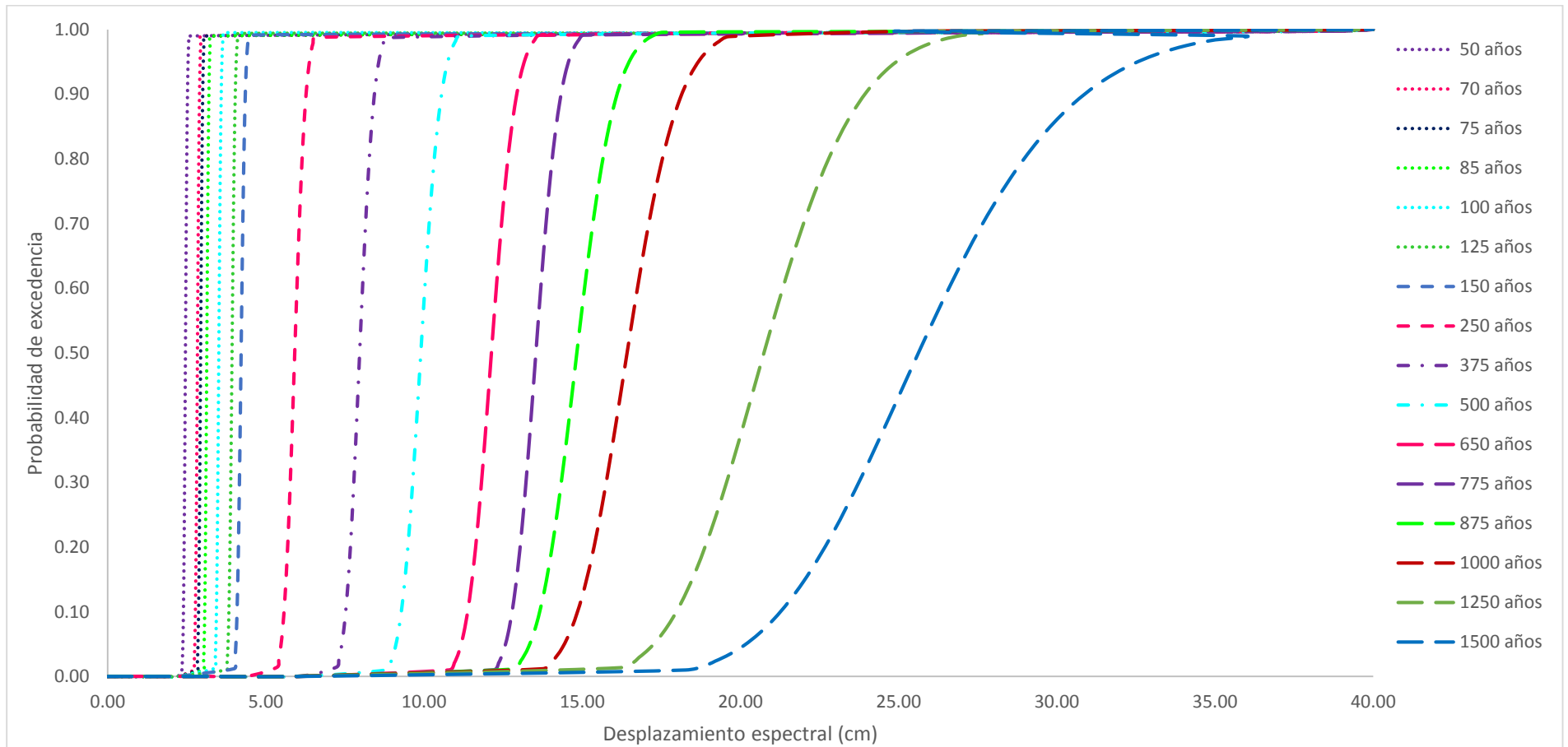
Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 178: Funciones de probabilidad acumulada para la dirección Y basada en desplazamientos de MPA



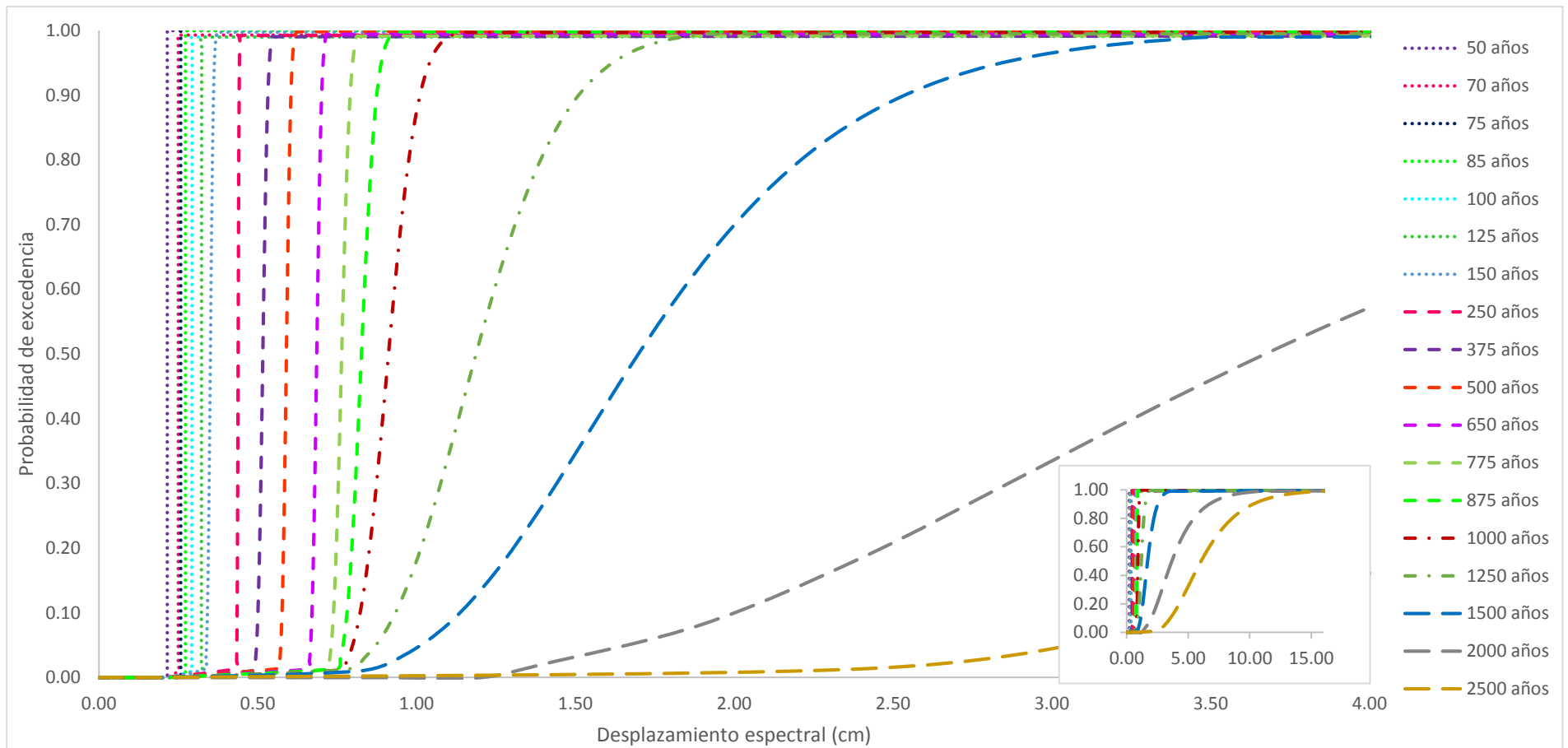
Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 179: Funciones de probabilidad acumulada para la dirección X basada en desplazamientos espectrales de MPA



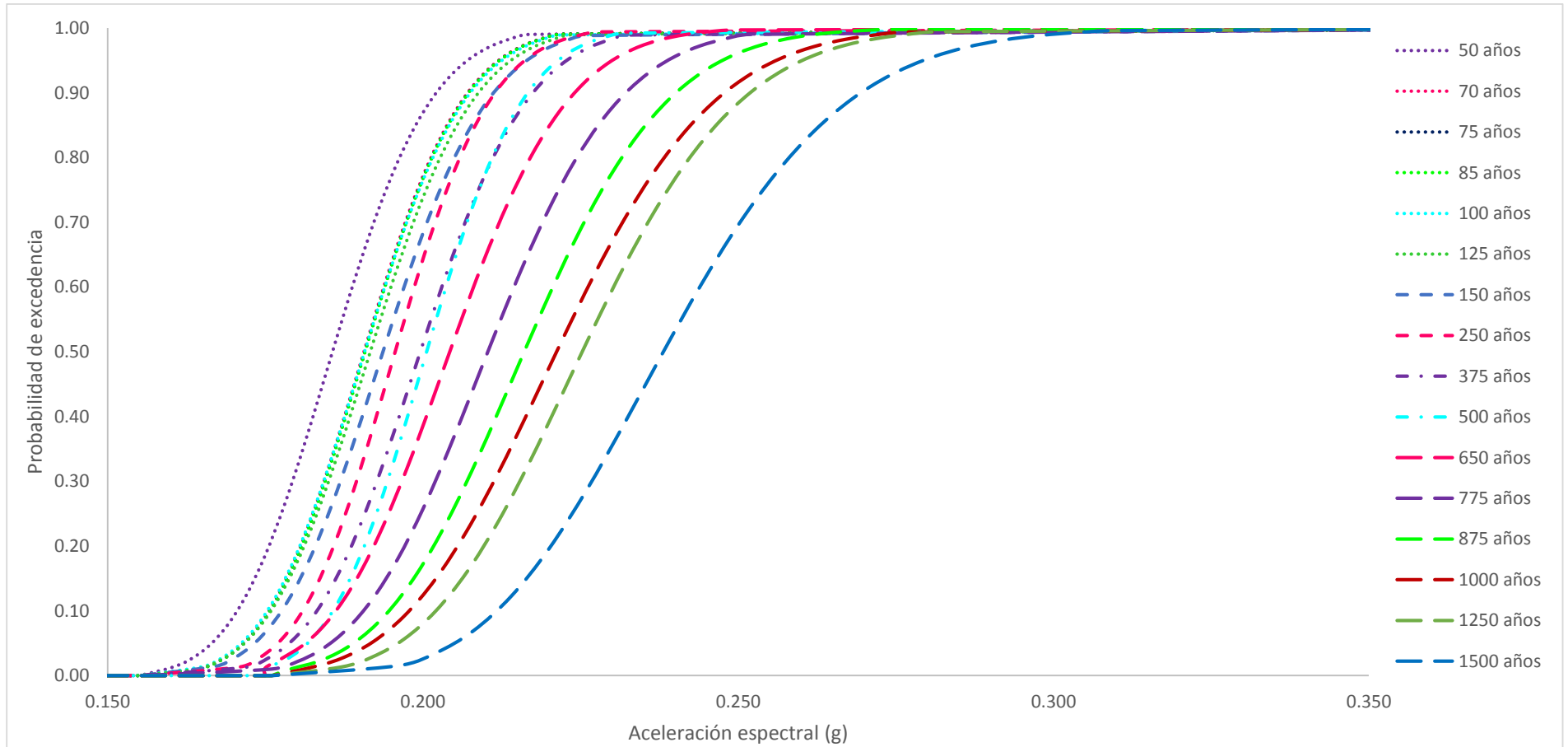
Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 180: Funciones de probabilidad acumulada para la dirección Y basada en desplazamientos espectrales de MPA



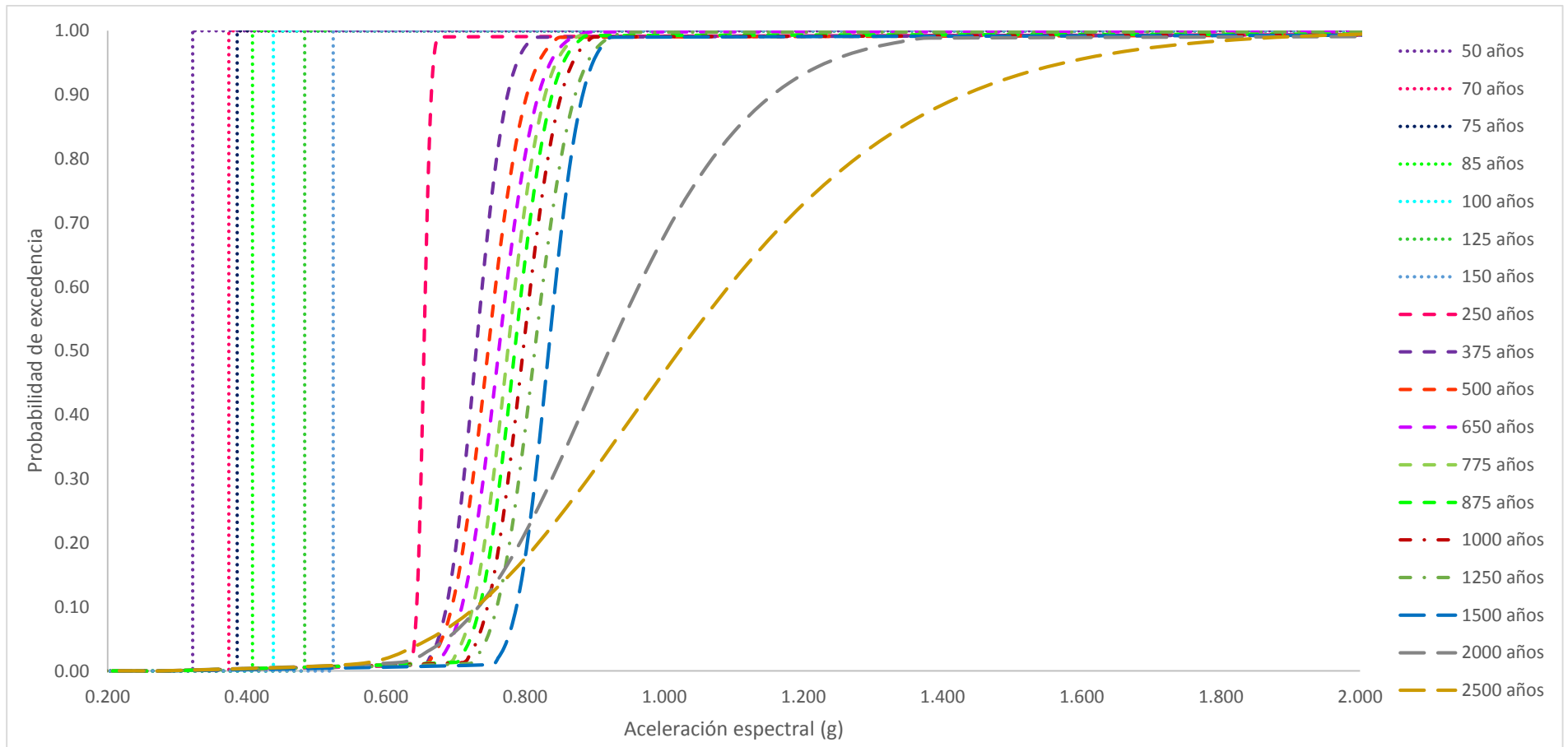
Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 181: Funciones de probabilidad acumulada para la dirección X basada en aceleraciones espectrales de MPA



Fuente: Elaboración propia (2019)

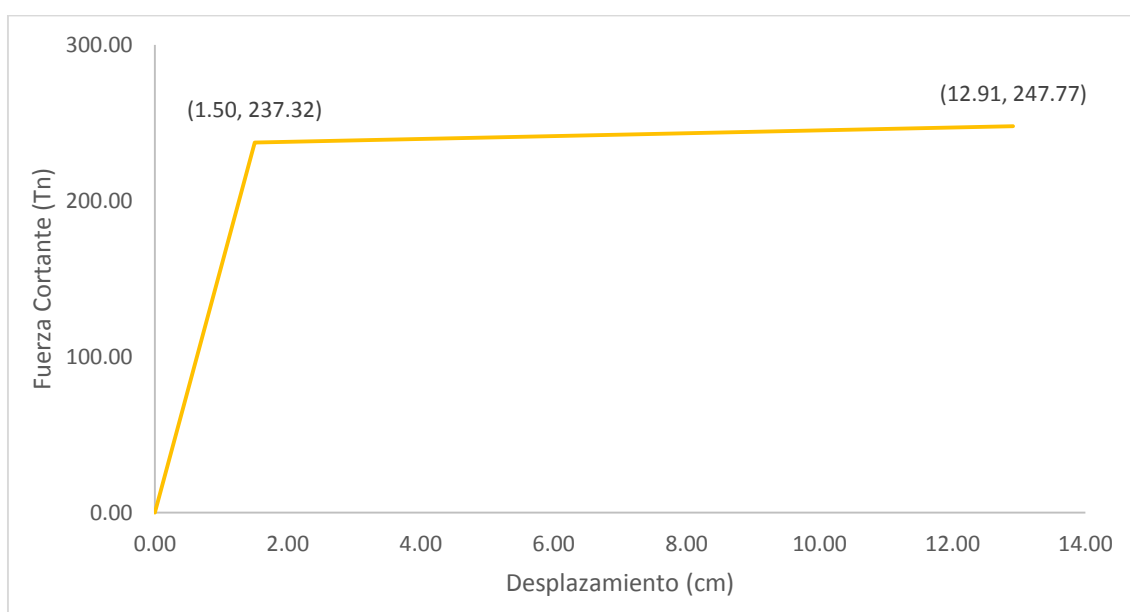
Figura 182: Funciones de probabilidad acumulada para la dirección Y basada en aceleraciones espectrales de MPA



Fuente: Elaboración propia (2019)

Se obtuvieron las curvas de capacidad del Pushover y su respectiva representación bilineal de la curva de capacidad para cada dirección en base del promedio de todos los modelos procesados. En la **Figura 183** se muestra la figura la representación bilineal de la curva de capacidad para la dirección X y en la **Figura 184** para la dirección Y, en donde se señala el punto final de fluencia de la estructura o pilar sin estribo y el punto inicial para el colapso de la estructura.

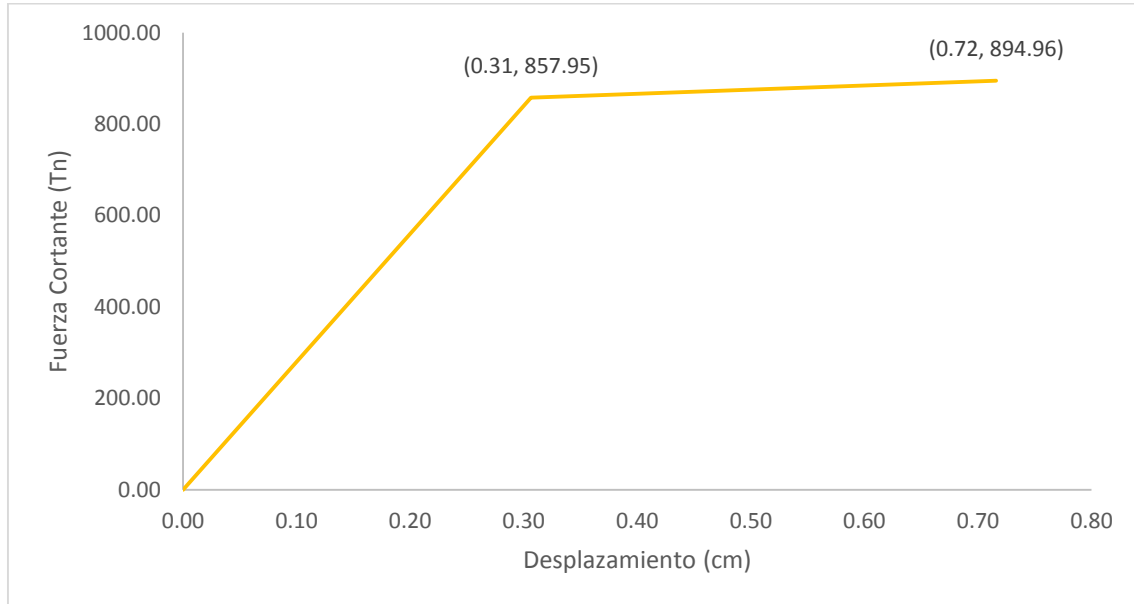
Figura 183: Representación bilineal de la curva de capacidad del Pushover de la dirección X



Fuente: Elaboración propia (2019)

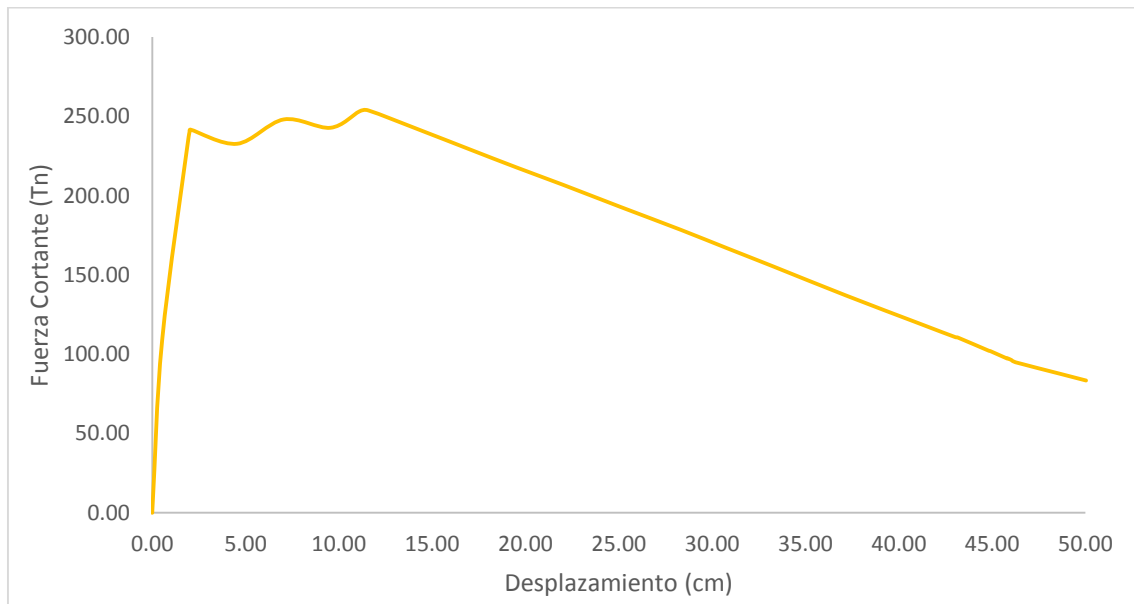
En la **Figura 183** se muestra el punto de fluencia con 1.50 centímetros y una fuerza cortante de 237.32 toneladas y el punto de inicio de colapso de la estructura en 12.91 centímetros desarrollando una fuerza cortante de 247.77 toneladas. Para la **Figura 184** se muestra el punto de fluencia con 0.31 centímetros y una fuerza cortante de 857.95 toneladas y el punto de inicio de colapso de la estructura en 0.72 centímetros desarrollando una fuerza cortante de 894.96 toneladas.

Figura 184: Representación bilineal de la curva de capacidad del Pushover de la dirección Y



Fuente: Elaboración propia (2019)

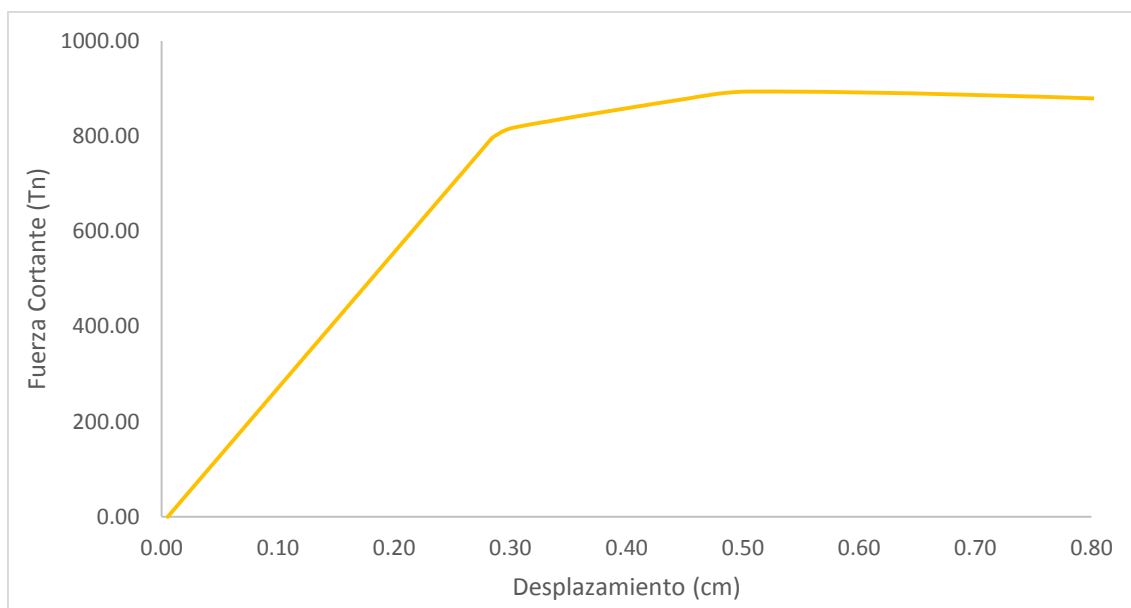
Figura 185: Curva de capacidad del Pushover para dirección X



Fuente: Elaboración propia (2019)

En la **Figura 185** se muestra la curva de capacidad Pushover típica en la dirección X, y en la **Figura 186** se muestra la curva de capacidad Pushover típica en la dirección Y.

Figura 186: Curva de capacidad del Pushover para dirección Y



Fuente: Elaboración propia (2019)

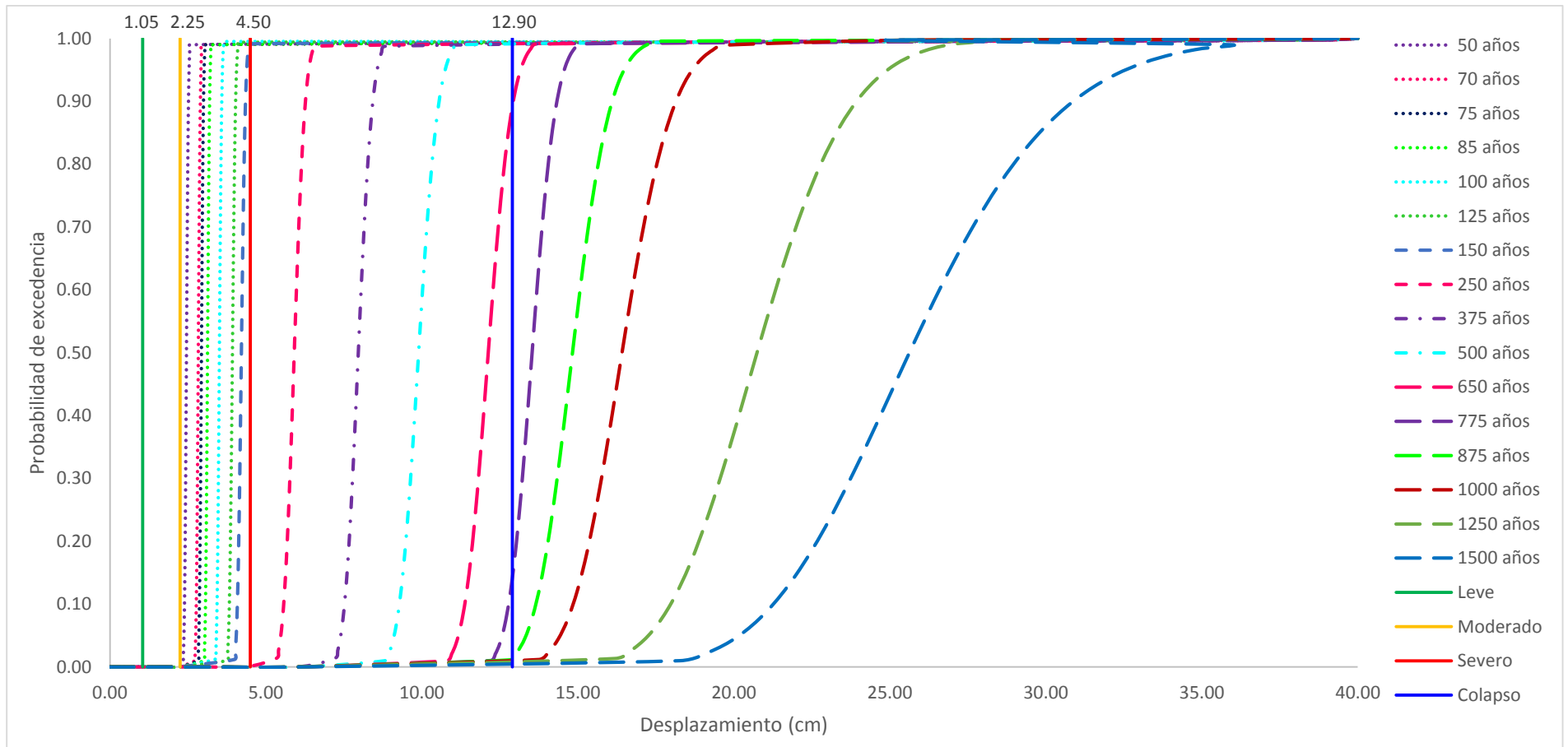
Tabla 24: Parámetros de control para funciones de fragilidad de MPA

Código	Estados de daño	Intervenciones requeridas	Valores	
			Longitud	Transversal
DS0	Ninguno	Ninguna	$\leq 1.05 \text{ cm}$	$\leq 0.22 \text{ cm}$
DS1	Menor/Leve	Inspección	$> 1.05 \text{ cm}$	$> 0.22 \text{ cm}$
DS2	Moderado	Reparación de componentes	$> 2.25 \text{ cm}$	$> 0.45 \text{ cm}$
DS3	Mayor/Severo	Reconstrucción de componentes	$> 4.50 \text{ cm}$	$> 0.60 \text{ cm}$
DS4	Falla/Colapso	Reconstrucción del puente	$> 12.90 \text{ cm}$	$> 0.74 \text{ cm}$

Fuente: Elaboración propia (2019)

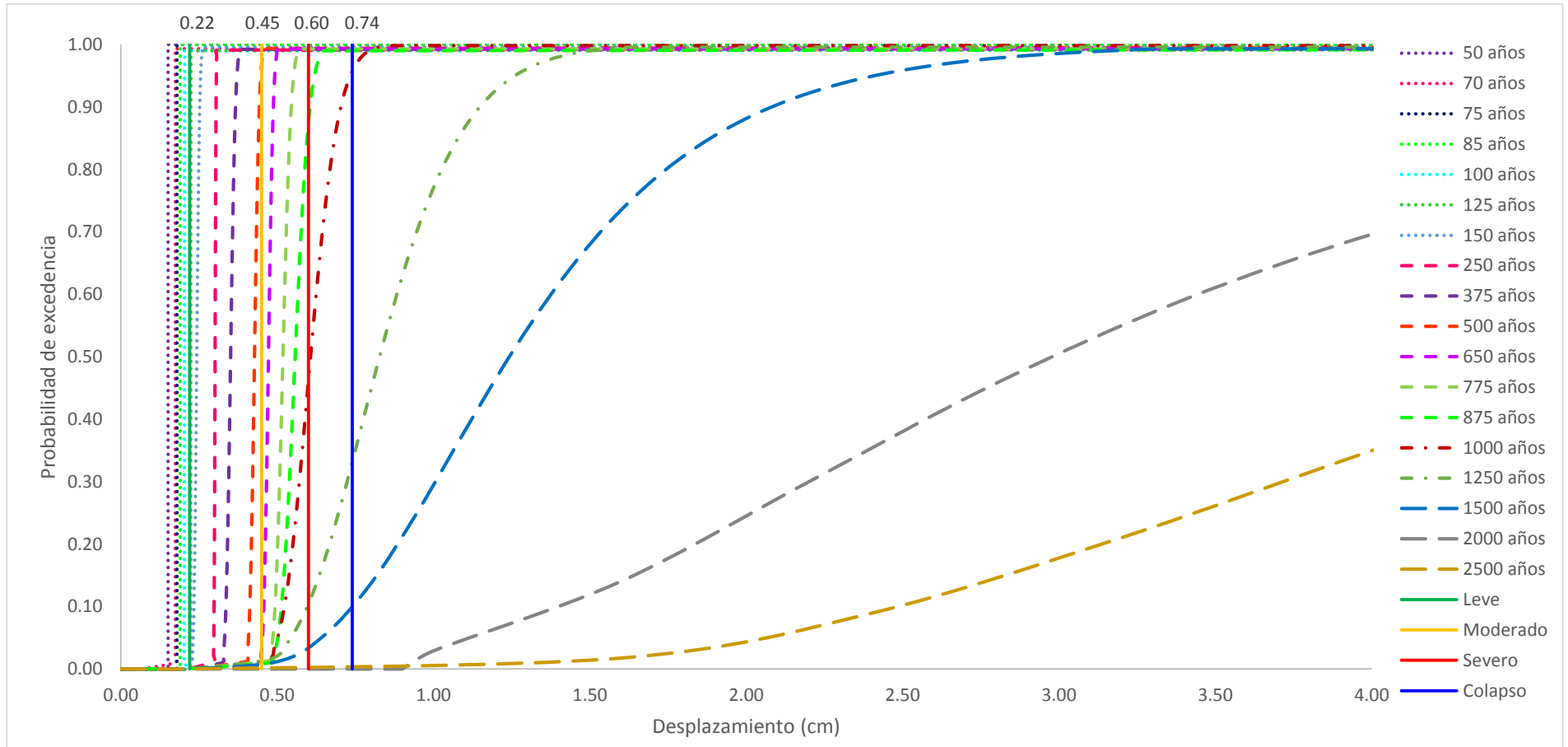
En la **Tabla 24**, se presenta los cálculos de los puntos de control para los estados de daño. Estos valores obtenidos que aplican para los desplazamientos se marcan en los gráficos mostrados en la **Figura 177** y **Figura 178** con su dirección respectiva, por lo que se presentará de la siguiente manera en la **Figura 187** y **Figura 188**.

Figura 187: Funciones de probabilidad acumulada para la dirección X basada en desplazamientos señalando sus estados de daño de MPA



Fuente: Elaboración propia (2019)

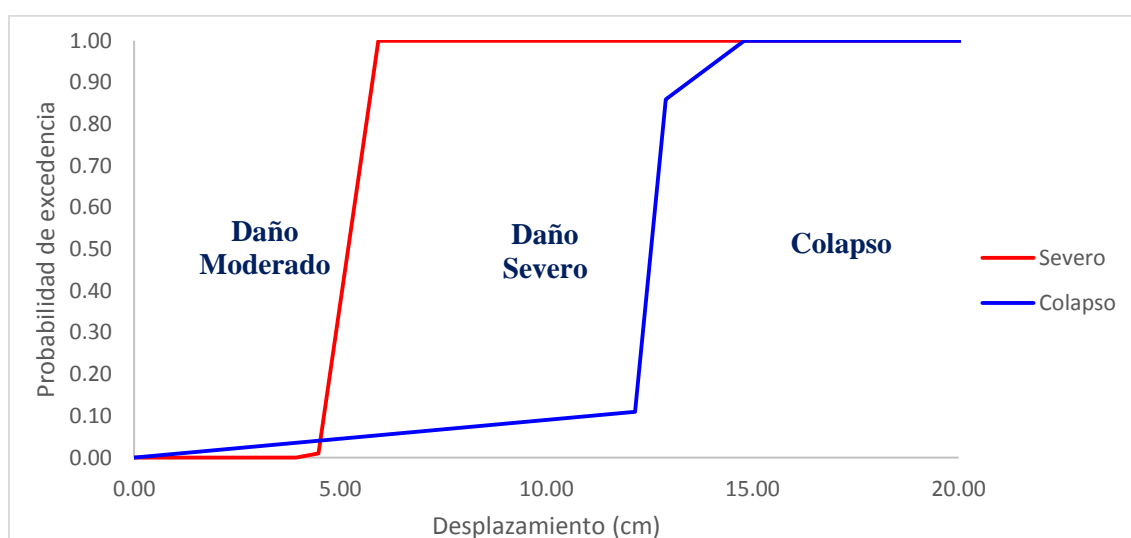
Figura 188: Funciones de probabilidad acumulada para la dirección Y basada en desplazamientos señalando sus estados de daño de MPA



Fuente: Elaboración propia (2019)

Moschonas et al. (2009), señala que los parámetros de la **Tabla 19** aplican para indicar los estados de daño a los desplazamientos y así poder identificar las curvas de fragilidad en estos mismos, siendo base esto último para generar las curvas de fragilidad para los desplazamientos espectrales, aceleraciones espectrales, periodos de retorno y aceleración máxima del suelo.

Figura 189: Curvas de fragilidad discretizada en base a desplazamientos de MPA para la dirección X

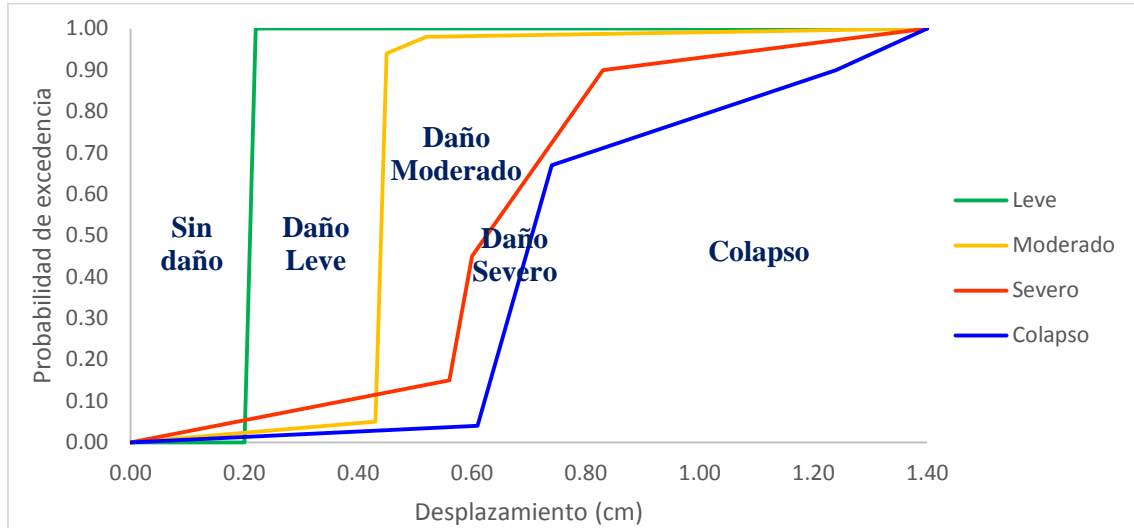


Fuente: Elaboración propia (2019)

En la **Figura 189**, las curvas de fragilidad para la dirección X del puente donde desplazamientos menores a 4.47 centímetros produce un daño moderado, con desplazamientos entre 4.47 centímetros a 12.90 centímetros daño severo y con desplazamientos mayores a 12.90 centímetros, la estructura colapsará.

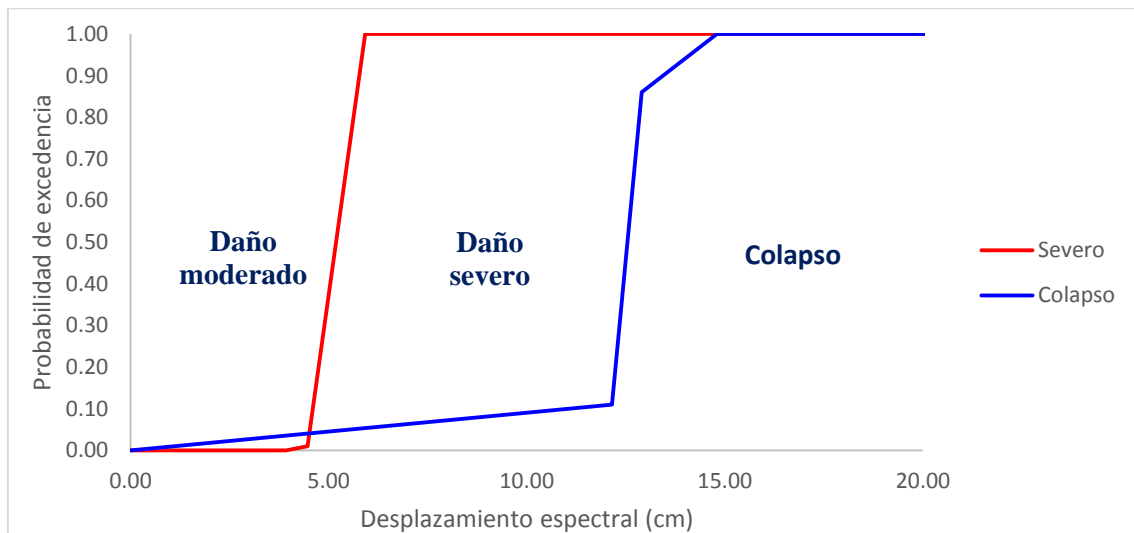
En la **Figura 190**, las curvas de fragilidad para la dirección Y del puente donde desplazamientos menores de 0.22 centímetros no se genera daño, de 0.22 a 0.45 centímetros un daño leve, de 0.45 a 0.60 centímetros un daño moderado, de 0.60 a 0.74 centímetros un daño severo y con desplazamientos mayores de 0.74 centímetros, la estructura colapsará.

Figura 190: Curvas de fragilidad discretizada en base a desplazamientos de MPA para la dirección Y



Fuente: Elaboración propia (2019)

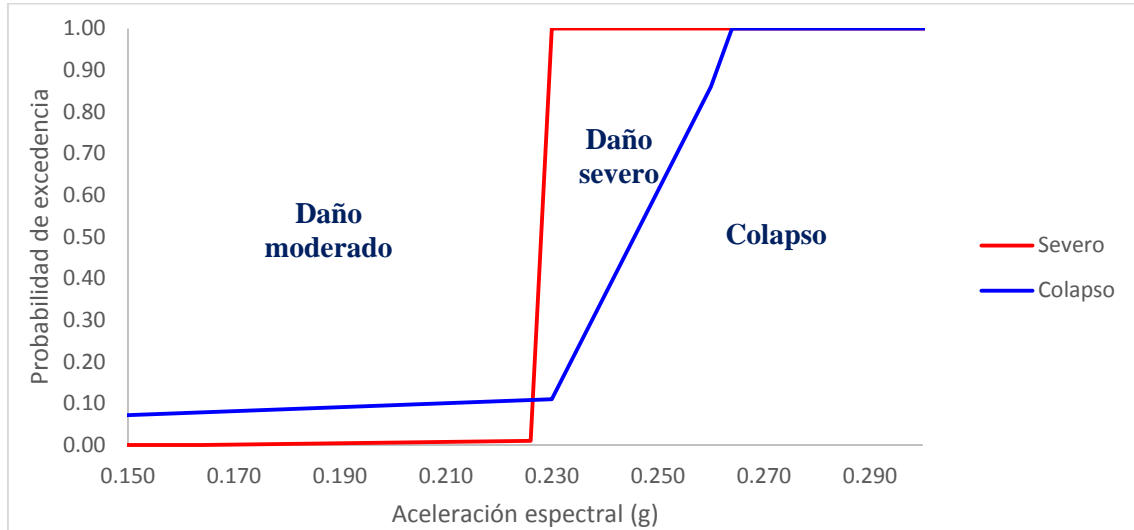
Figura 191: Curvas de fragilidad discretizada en base a desplazamientos espectrales de MPA para la dirección X



Fuente: Elaboración propia (2019)

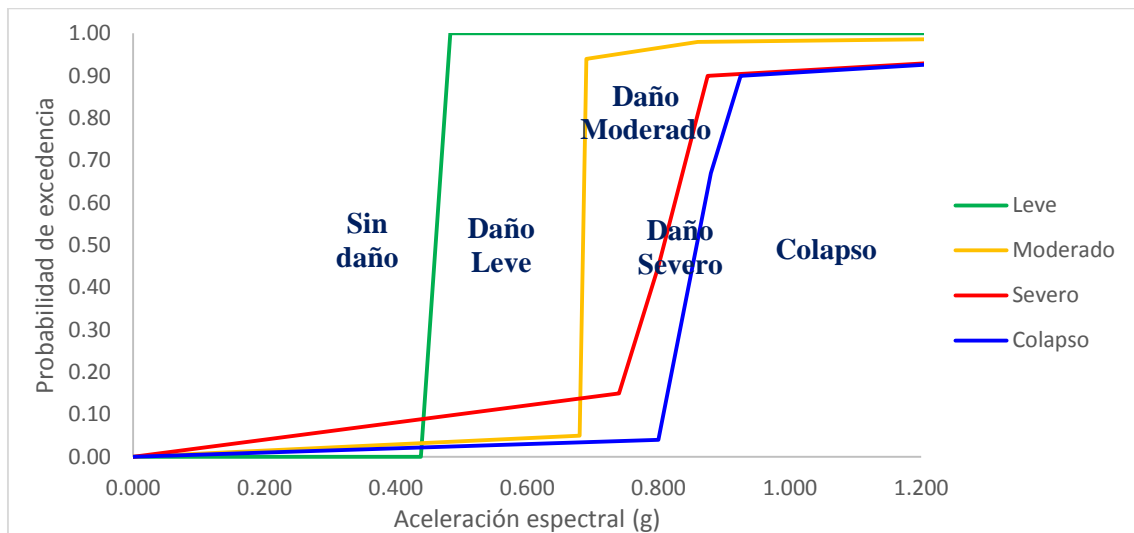
En la **Figura 191**, las curvas de fragilidad para la dirección X del puente donde desplazamientos espectrales menores a 4.47 centímetros produce un daño moderado, con

Figura 193: Curvas de fragilidad discretizada en base a aceleraciones espectrales de MPA para la dirección X



Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 194: Curvas de fragilidad discretizada en base a aceleraciones espectrales de MPA para dirección Y

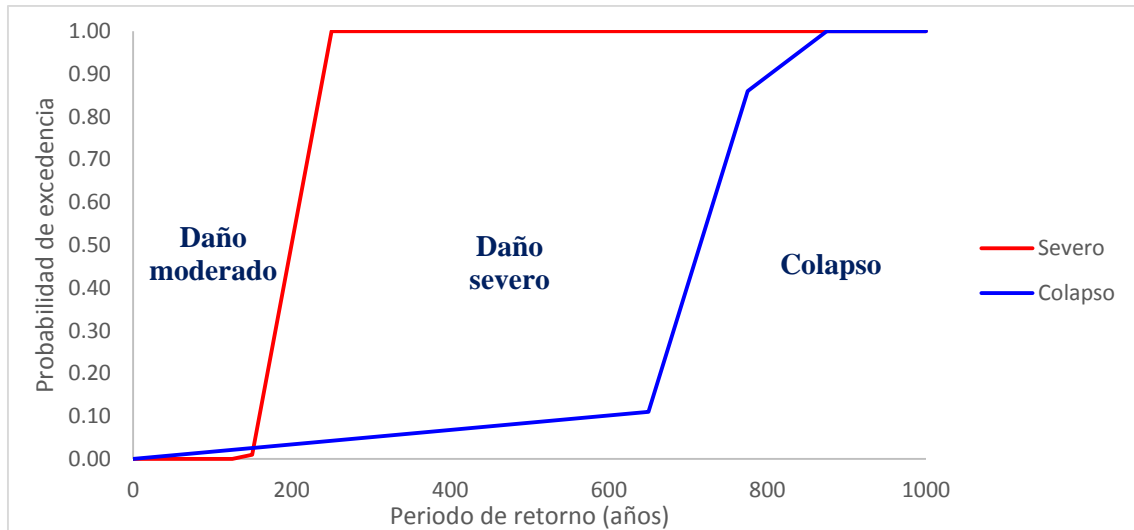


Fuente: Elaboración propia (2019)

Para la **Figura 194**, las curvas de fragilidad para la dirección Y del puente, con aceleraciones espectrales menores de 0.483 g no se genera daño, de 0.483 g a 0.69 g se

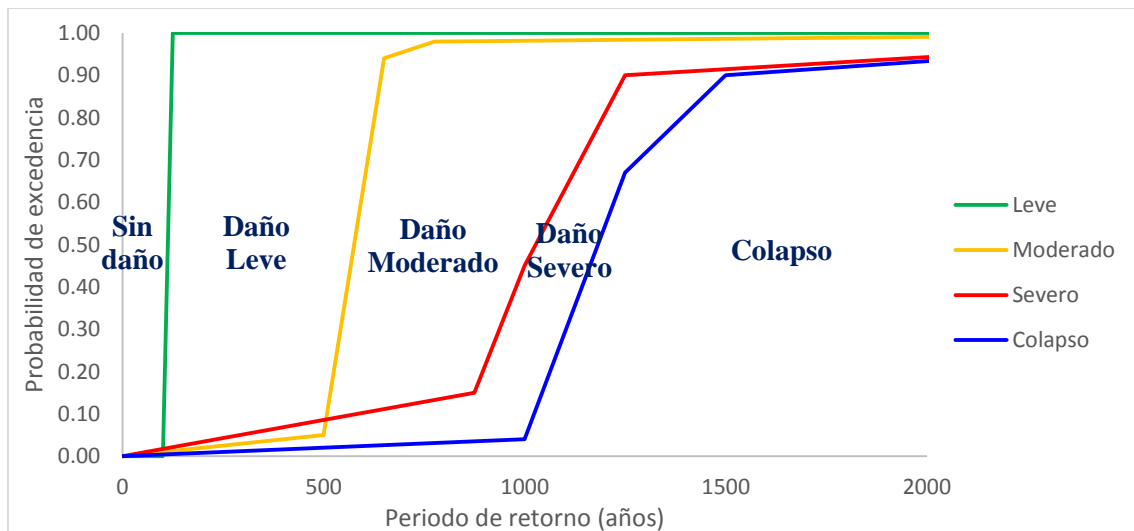
produce un daño leve, de 0.69 a 0.8 g se genera un daño moderado, de 0.8 a 0.88 g se produce un daño severo y con aceleraciones mayores de 0.88 g, la estructura colapsará.

Figura 195: Curvas de fragilidad discretizada en base a periodos de retorno de MPA para la dirección X



Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 196: Curvas de fragilidad discretizada en base a periodos de retorno de MPA para la dirección Y

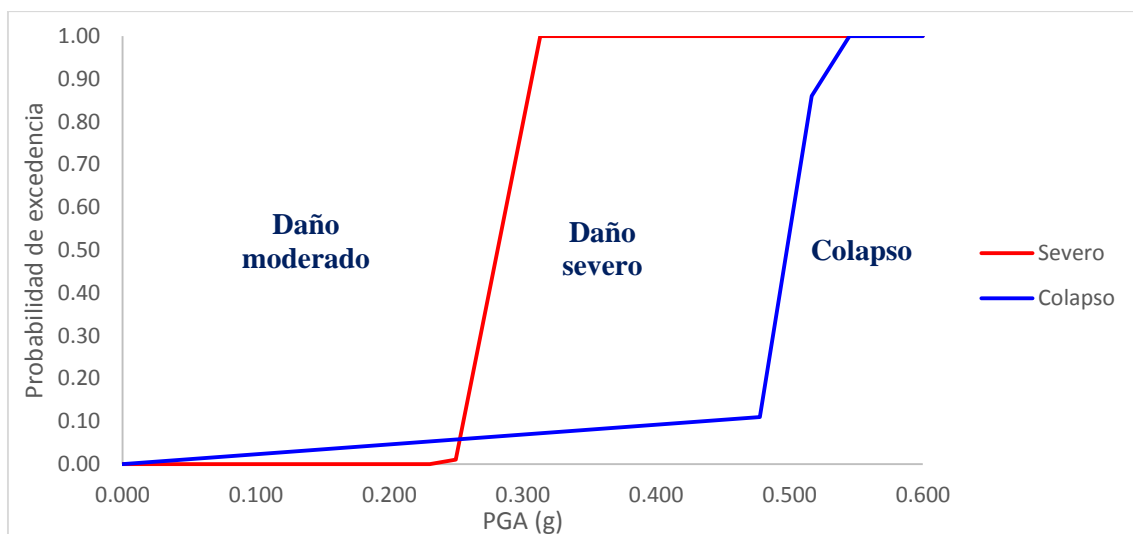


Fuente: Elaboración propia (2019)

En la **Figura 195**, las curvas de fragilidad para la dirección X del puente donde periodos de retorno menores a 150 años produce un daño moderado, con periodos de retorno entre 150 años a 775 años daño severo y con periodos de retorno mayores a 775 años, la estructura colapsará.

En la **Figura 196**, las curvas de fragilidad para la dirección Y del puente en donde se aprecia con espectro de respuesta menor de 125 años no se genera daño, de 125 a 650 años se produce un daño leve, con 650 a 1000 años se genera un daño moderado, de 1000 a 1250 años se produce un daño severo y con espectros de respuesta mayores de 1250 años la estructura colapsará.

Figura 197: Curvas de fragilidad discretizada en base a PGA de MPA para la dirección X



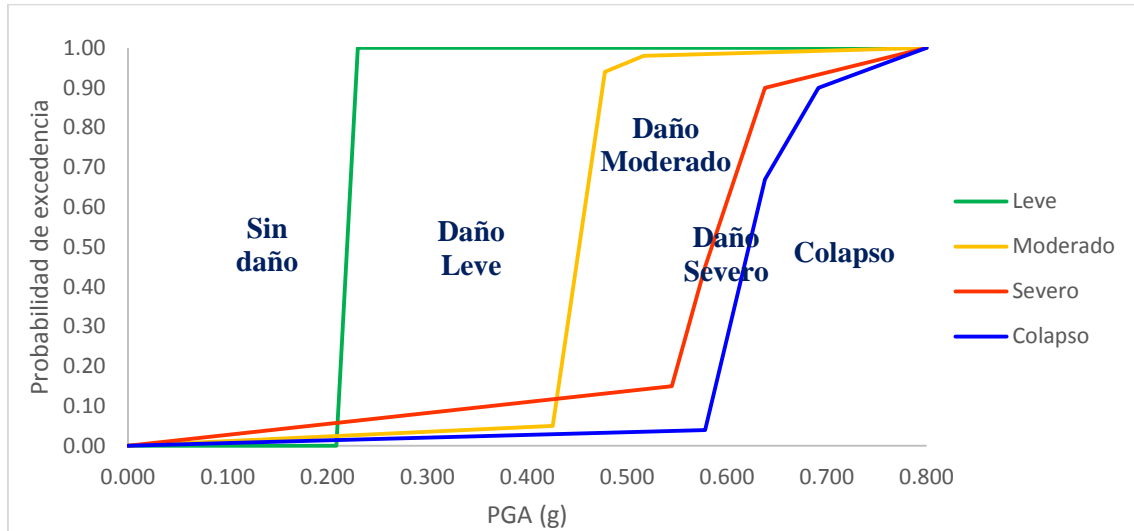
Fuente: Elaboración propia (2019)

En la **Figura 197**, las curvas de fragilidad para la dirección X del puente donde un PGA menor a 0.250 g produce un daño moderado, con PGA entre 0.250 g a 0.517 g daño severo y con PGA mayores a 0.517 g, la estructura colapsará.

En la **Figura 198**, las curvas de fragilidad para la dirección Y del puente en donde con un PGA menor de 0.230 g no se genera daño, de 0.230 g a 0.478 g se produce un daño

leve, con 0.478 g hasta 0.578 g se genera un daño moderado, de 0.578 g a 0.638 g se produce un daño severo y con un PGA mayor a 0.638 g la estructura colapsará.

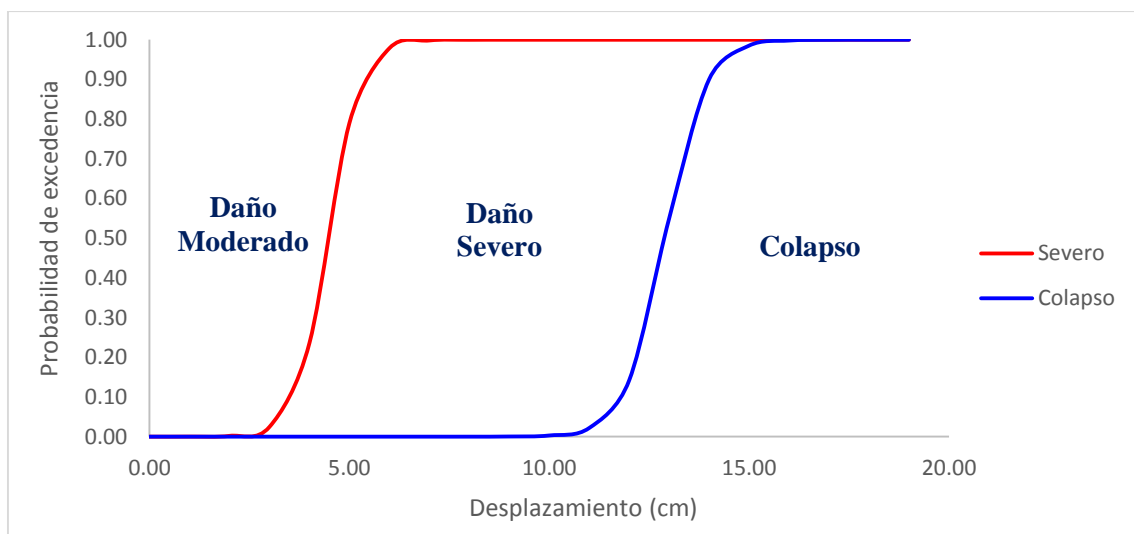
Figura 198: Curvas de fragilidad discretizada en base a PGA de MPA para la dirección Y



Fuente: Elaboración propia (2019)

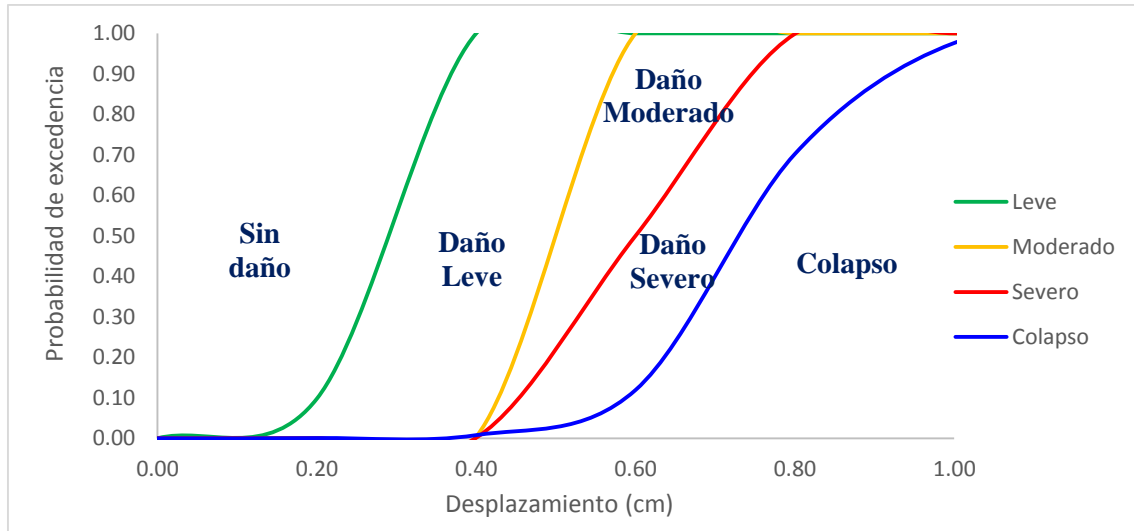
Finalmente para el suavizado de las curvas de fragilidad, se usa le aplica unos ajustes sigmoidales logísticos como se mostrará desde la **Figura 199** hasta la **Figura 208**.

Figura 199: Curvas de fragilidad en base a desplazamientos de MPA para la dirección X



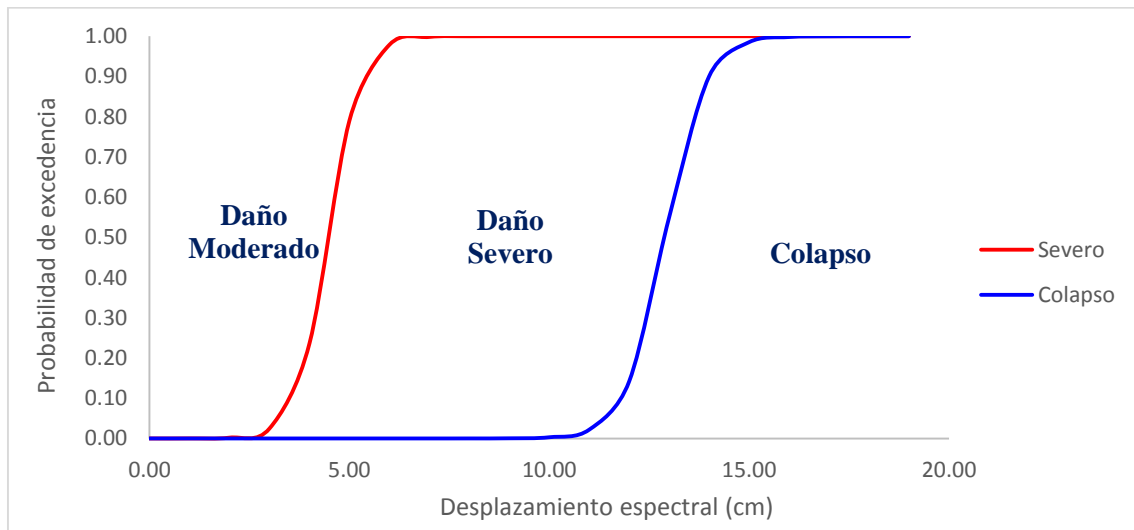
Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 200: Curvas de fragilidad en base a desplazamientos de MPA para la dirección Y



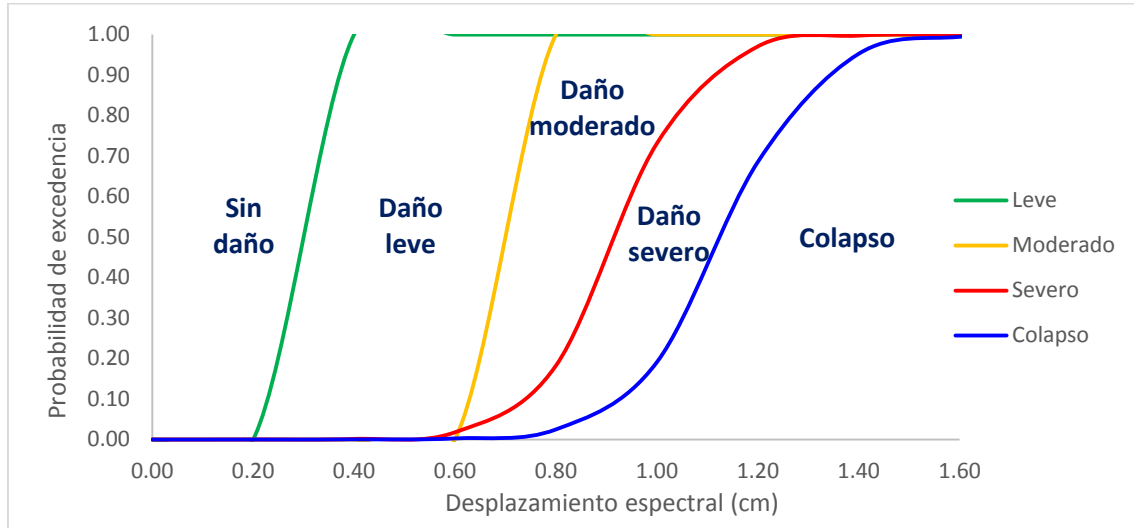
Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 201: Curvas de fragilidad en base a desplazamientos espectrales de MPA para la dirección X



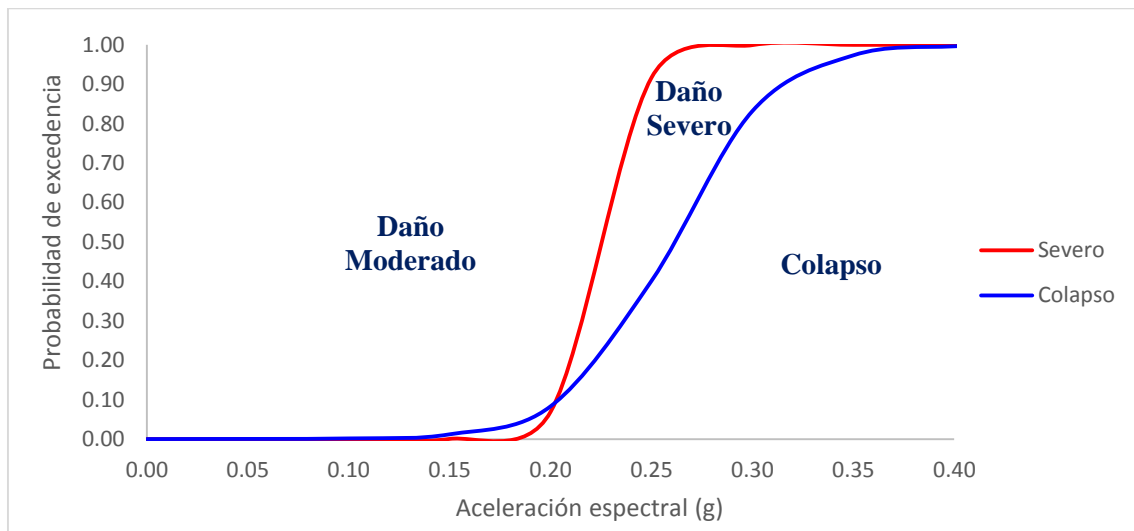
Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 202: Curvas de fragilidad en base a desplazamientos espectrales de MPA para la dirección Y



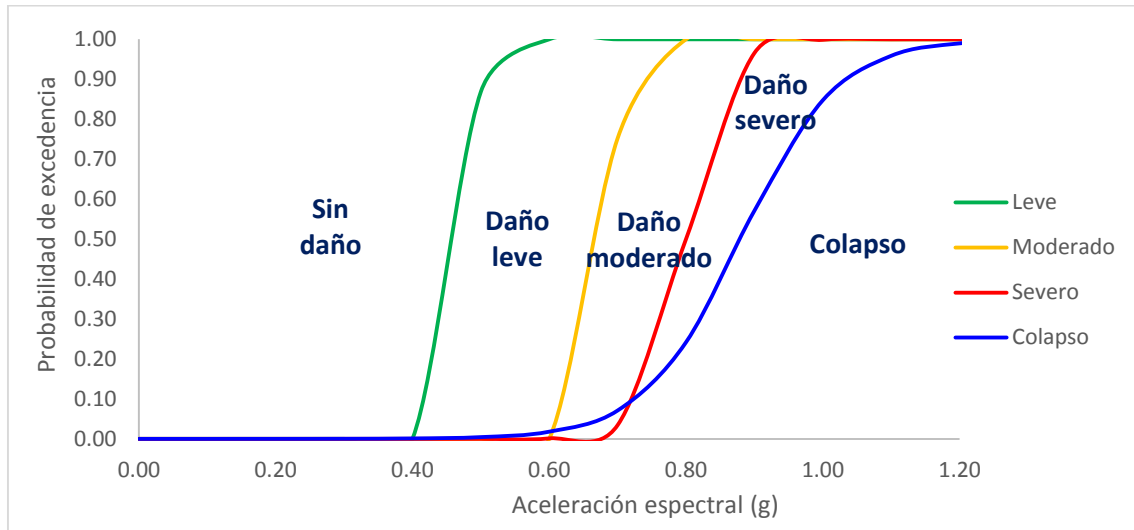
Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 203: Curvas de fragilidad en base a aceleraciones espectrales de MPA para la dirección X



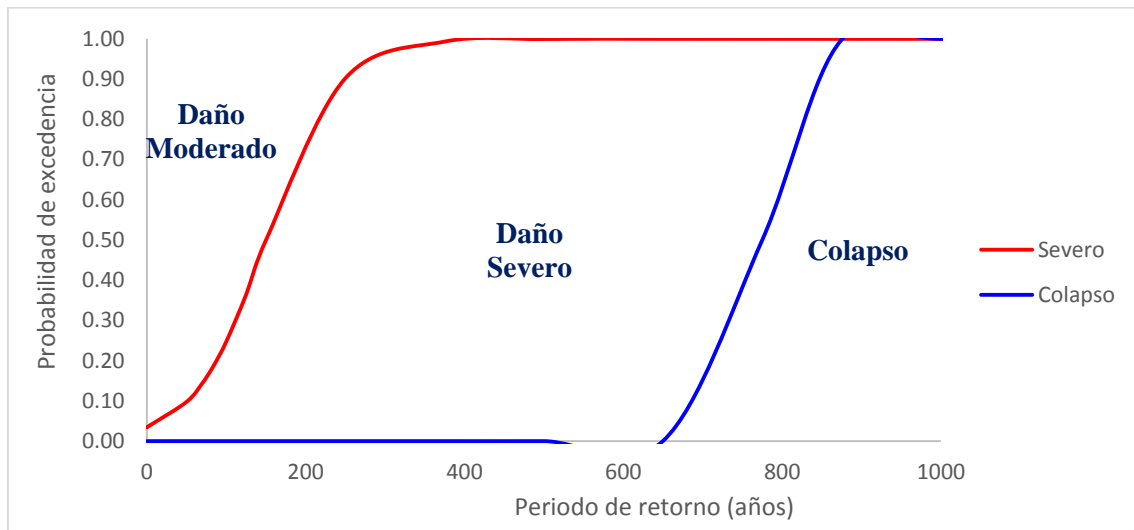
Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 204: Curvas de fragilidad en base a aceleraciones espectrales de MPA para la dirección Y



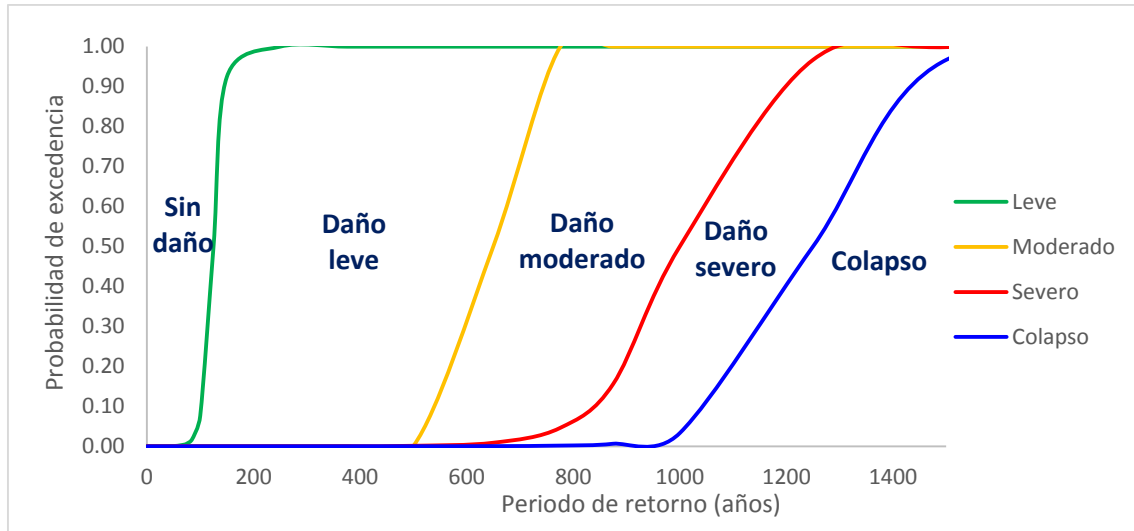
Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 205: Curvas de fragilidad en base a periodo de retorno de MPA para la dirección X



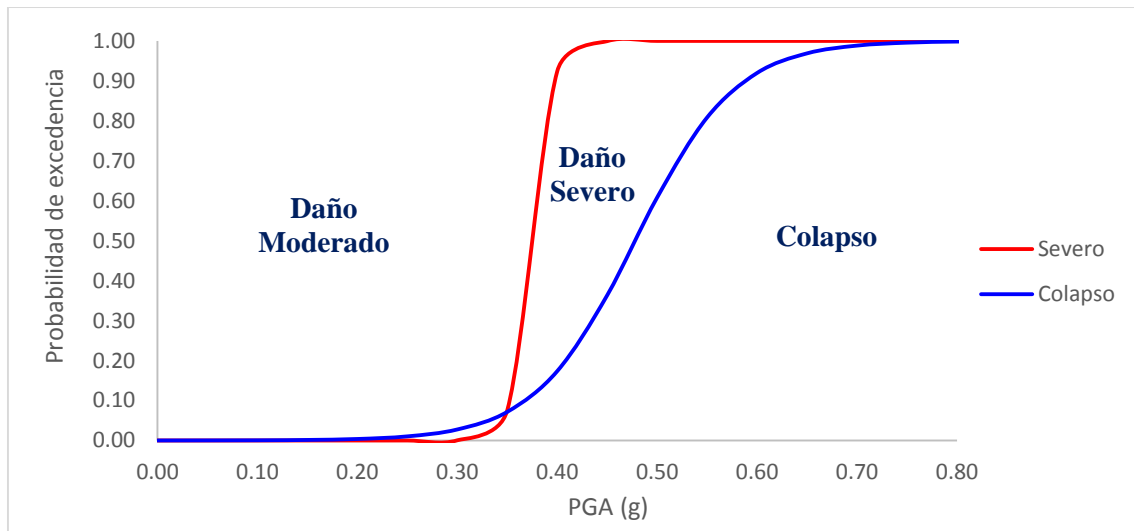
Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 206: Curvas de fragilidad en base a periodo de retorno de MPA para la dirección Y



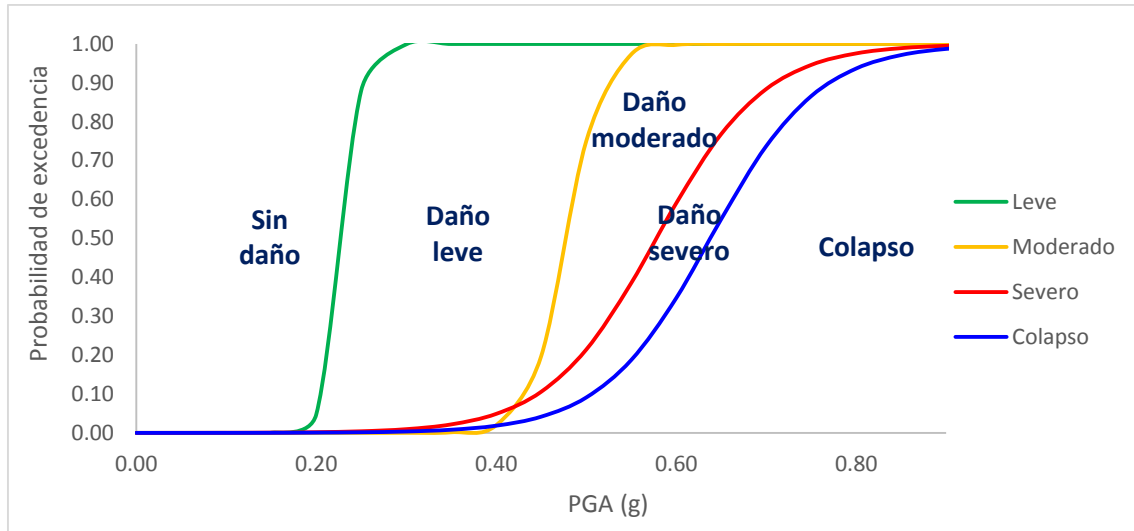
Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 207: Curvas de fragilidad en base a PGA de MPA para la dirección X



Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 208: Curvas de fragilidad en base a PGA de MPA para la dirección Y



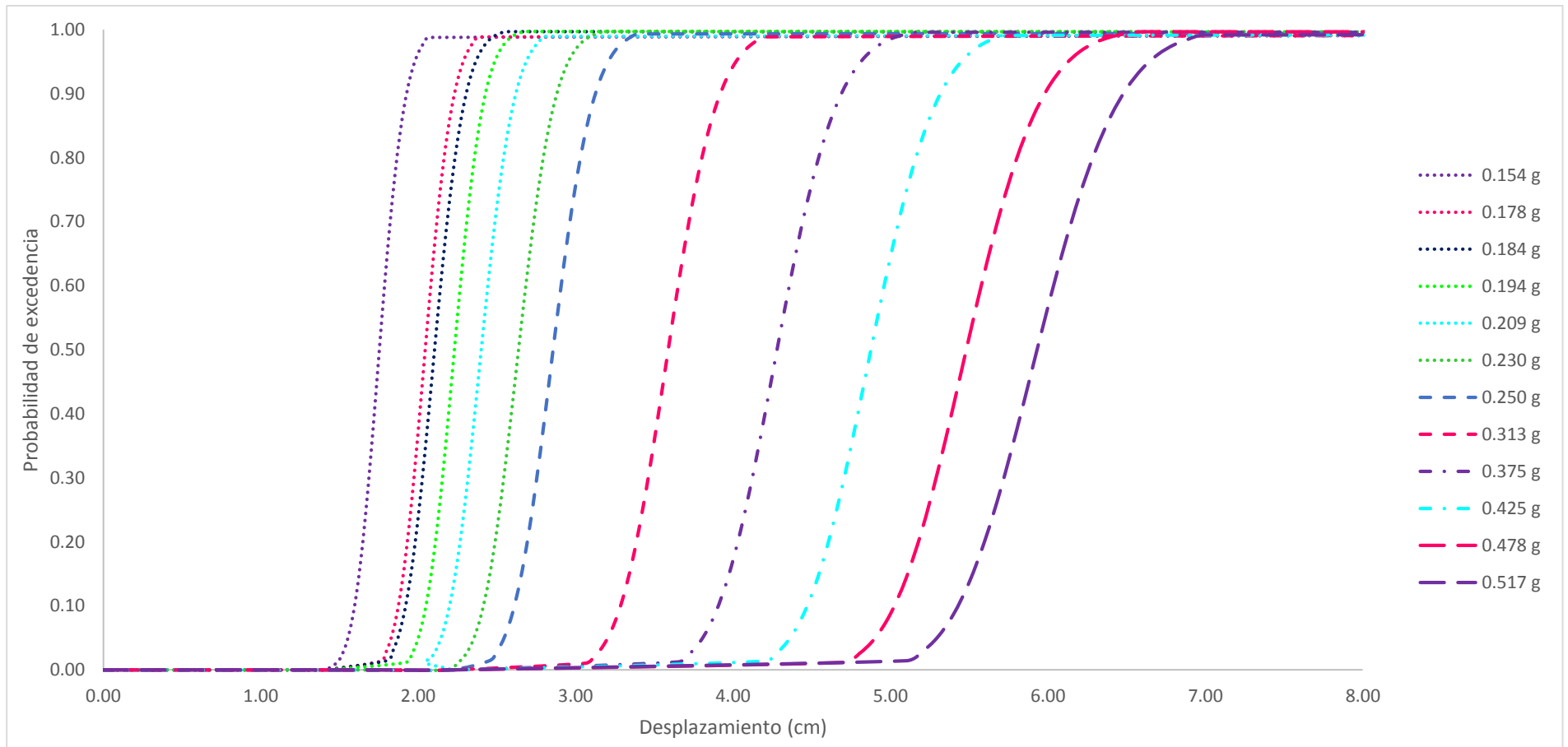
Fuente: Elaboración propia (2019)

3.3. Análisis dinámico no lineal para la construcción de curvas de fragilidad

Para los resultados de los análisis Tiempo – Historia no lineal se tuvo en cuenta la curva de capacidad en base a los puntos de control señalados en la investigación de Paraskeva y Kappos (2008) y su representación bilineal señala por la metodología sugerida en Moschonas et al. (2009) para los distintos PGA que fueron mencionados. Parte del procesamiento de datos se recopilaron desplazamientos para posteriormente se formulará el PGA que le corresponde y en años de retorno. Al finalizar la recopilación de datos se obtiene la función de supervivencia para cada PGA en desplazamiento en la dirección X y en la dirección Y.

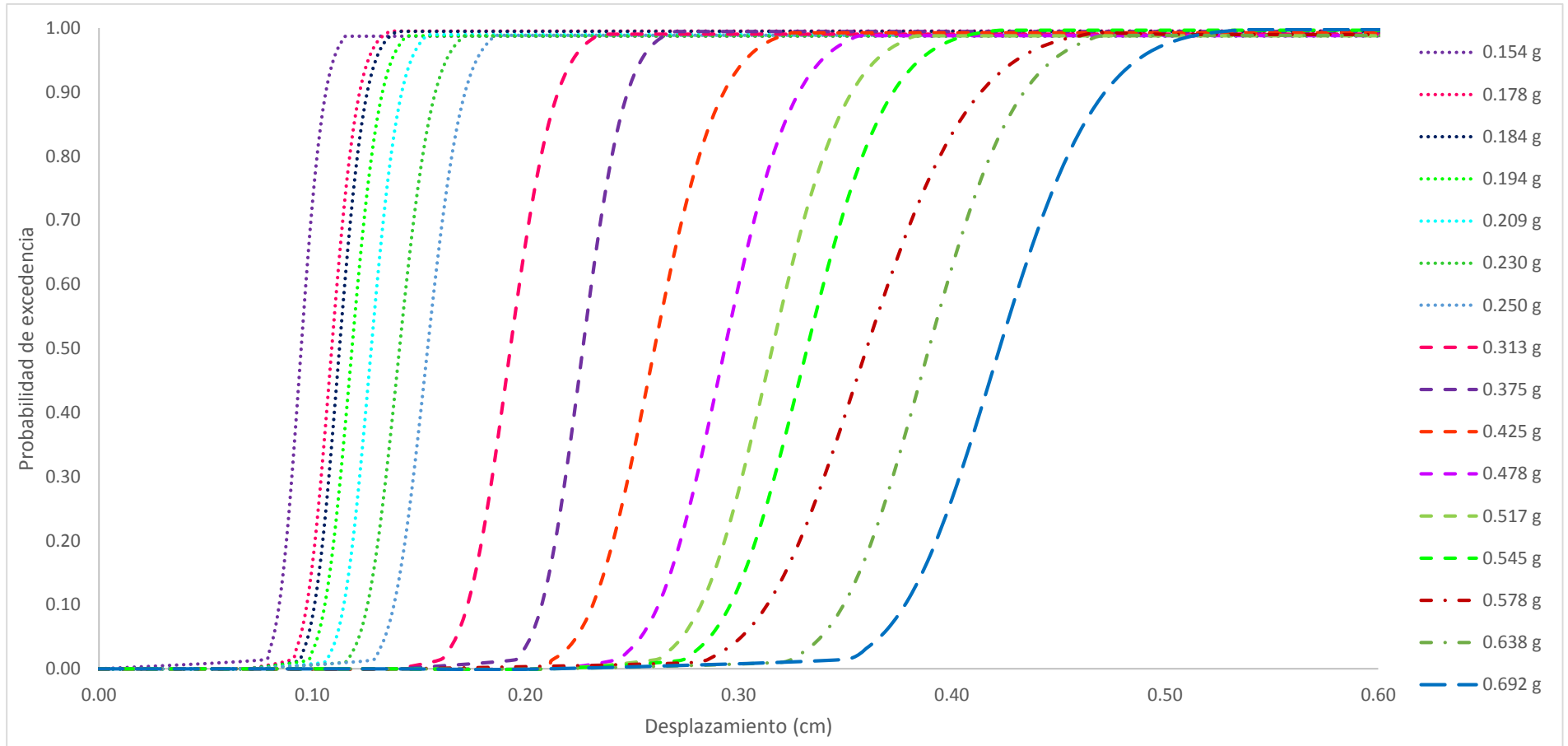
En la **Figura 209** y **Figura 210** se mostrará las funciones de probabilidad acumulada en base a los desplazamientos en los PGA que se analizó.

Figura 209: Funciones de probabilidad acumulada para la dirección X basada en desplazamientos de NRHA



Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 210: Funciones de probabilidad acumulada para la dirección Y basada en desplazamientos de NRHA

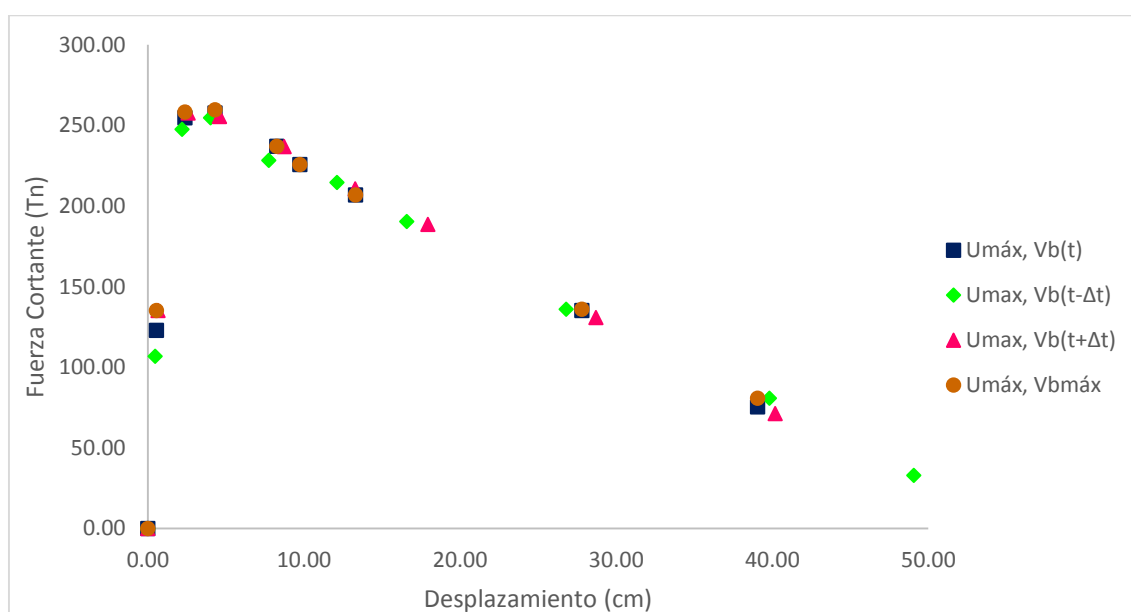


Fuente: Elaboración propia (2019)

Se obtuvieron las curvas de capacidad del Pushover Dinámico y su respectiva representación bilineal de la curva de capacidad los puntos de control para cada dirección en base del promedio de los 7 acelerogramas sintéticos mostrados en la **Tabla 20**.

En la **Figura 211**, se muestra los cuatro puntos de control para la construcción de la curva dinámica Pushover para la dirección X y en la **Figura 212** para la dirección Y. En donde se aprecia que el tercer punto de control, es decir, cuando (U_{\max}) en de la cizalla base registrada después del paso del desplazamiento máximo en el punto de control ($V_b(t + \Delta t)$), debido ofrece una mayor resistencia los demás puntos de control.

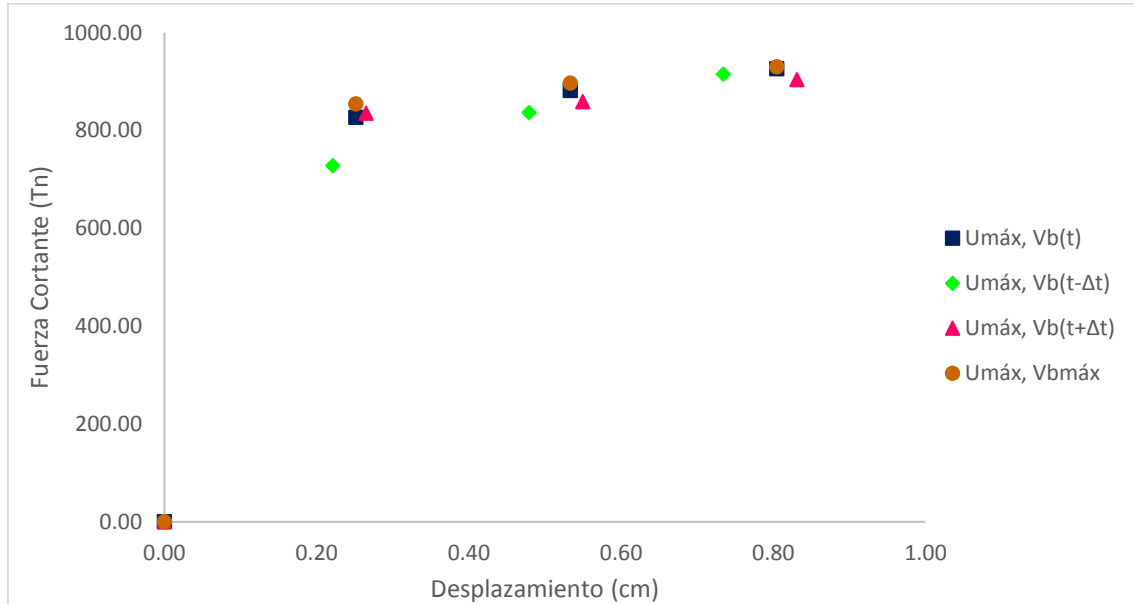
Figura 211: Puntos de control para la construcción de la curva Pushover dinámico para la dirección X



Fuente: Elaboración propia (2019)

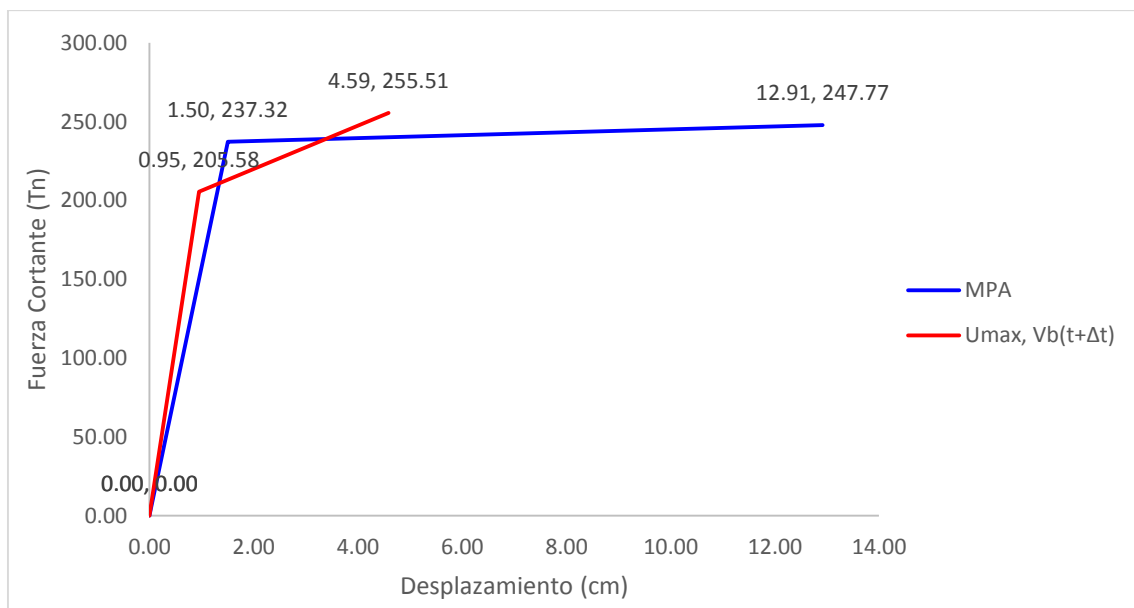
En la **Figura 213** se muestra la figura la representación bilineal de la curva de capacidad para la dirección X y en la **Figura 214** para la dirección Y, en donde se señala el punto final de fluencia de la estructura o pilar sin estribo y el punto inicial para el colapso de la estructura, mostrando una ligera similitud con la curva de capacidad Pushover.

Figura 212: Puntos de control para la construcción de la curva Pushover dinámico para la dirección Y



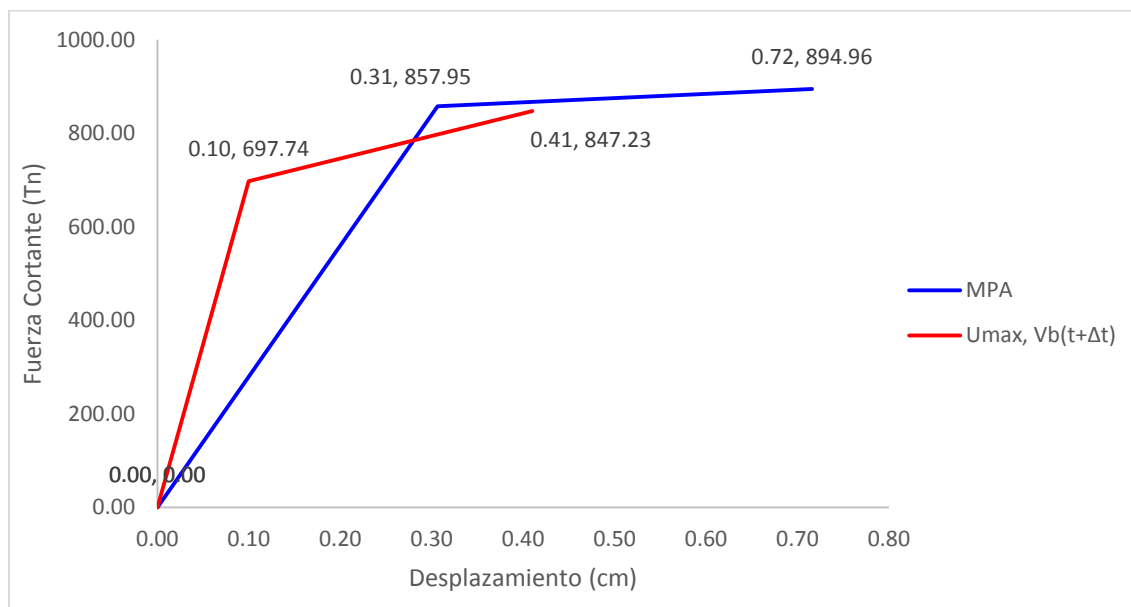
Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 213: Representación bilineal de la curva de capacidad MPA y NRHA de la dirección X



Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 214: Representación bilineal de la curva de capacidad MPA y NRHA de la dirección Y



Fuente: Elaboración propia (2019)

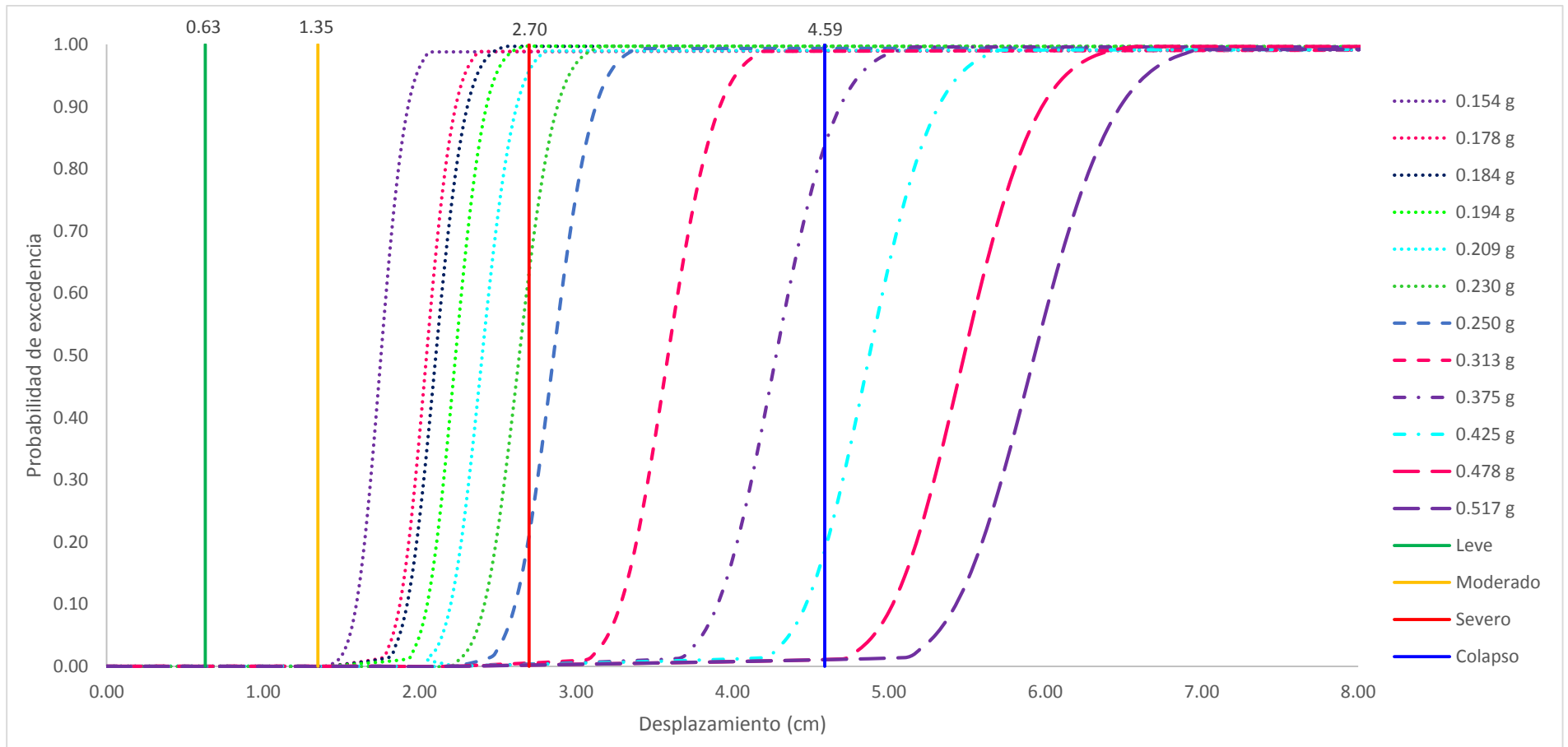
En la **Tabla 25**, se presenta los cálculos de los puntos de control para los estados de daño. Estos valores obtenidos que aplican para los desplazamientos se marcan en los gráficos mostrados en la **Figura 209** y **Figura 210** con su dirección respectiva, por lo que se presentará de la siguiente manera en la **Figura 215** y **Figura 216**.

Tabla 25: Parámetros de control para funciones de fragilidad de NRHA

Código	Estados de daño	Intervenciones requeridas	Valores	
			Longitud	Transversal
DS0	Ninguno	Ninguna	$\leq 0.67 \text{ cm}$	$\leq 0.10 \text{ cm}$
DS1	Menor/Leve	Inspección	$> 0.67 \text{ cm}$	$> 0.10 \text{ cm}$
DS2	Moderado	Reparación de componentes	$> 1.43 \text{ cm}$	$> 0.15 \text{ cm}$
DS3	Mayor/Severo	Reconstrucción de componentes	$> 2.85 \text{ cm}$	$> 0.30 \text{ cm}$
DS4	Falla/Colapso	Reconstrucción del puente	$> 4.59 \text{ cm}$	$> 0.41 \text{ cm}$

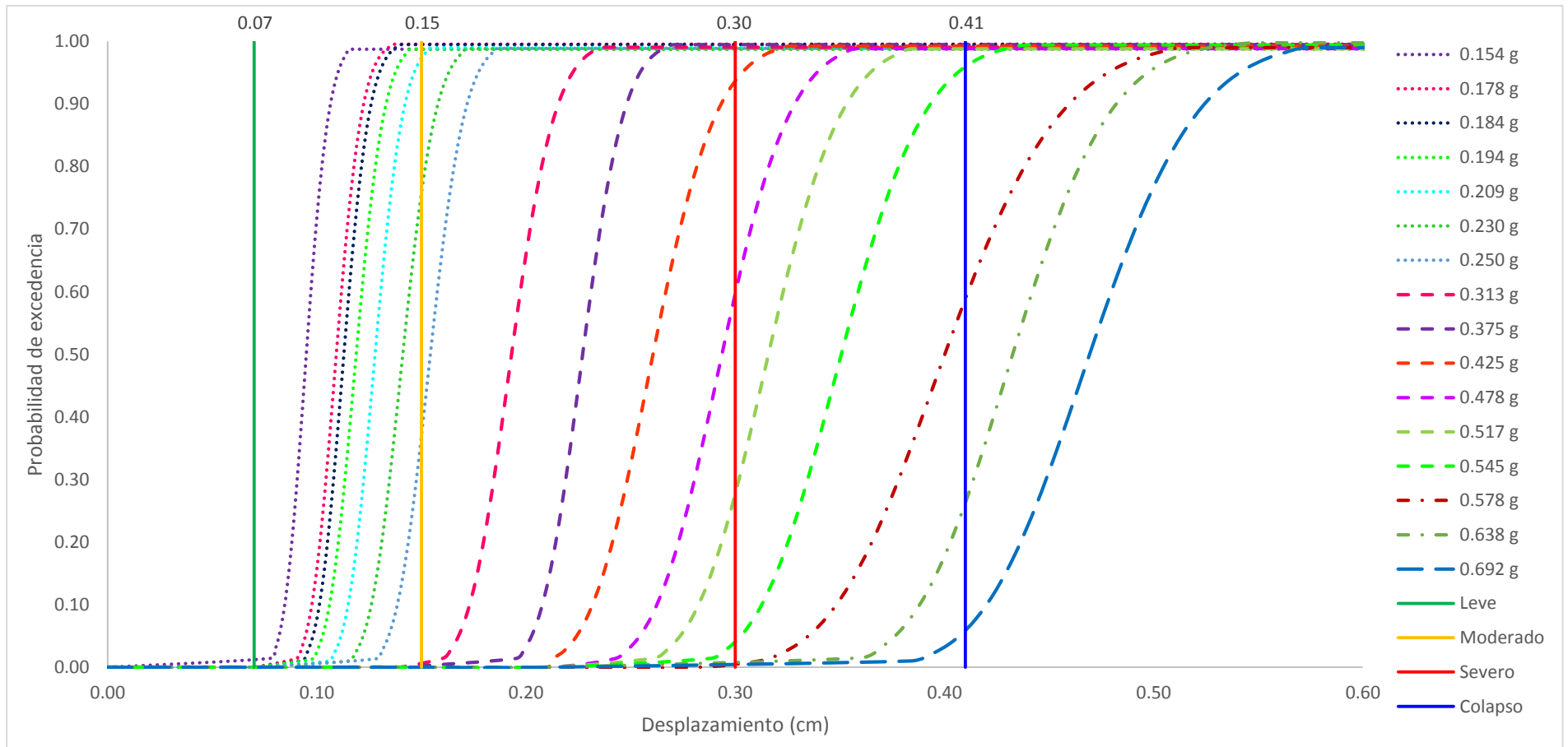
Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 215: Funciones de probabilidad acumulada para la dirección X basada en desplazamientos señalando sus estados de daño de NRHA



Fuente: Elaboración propia (2019)

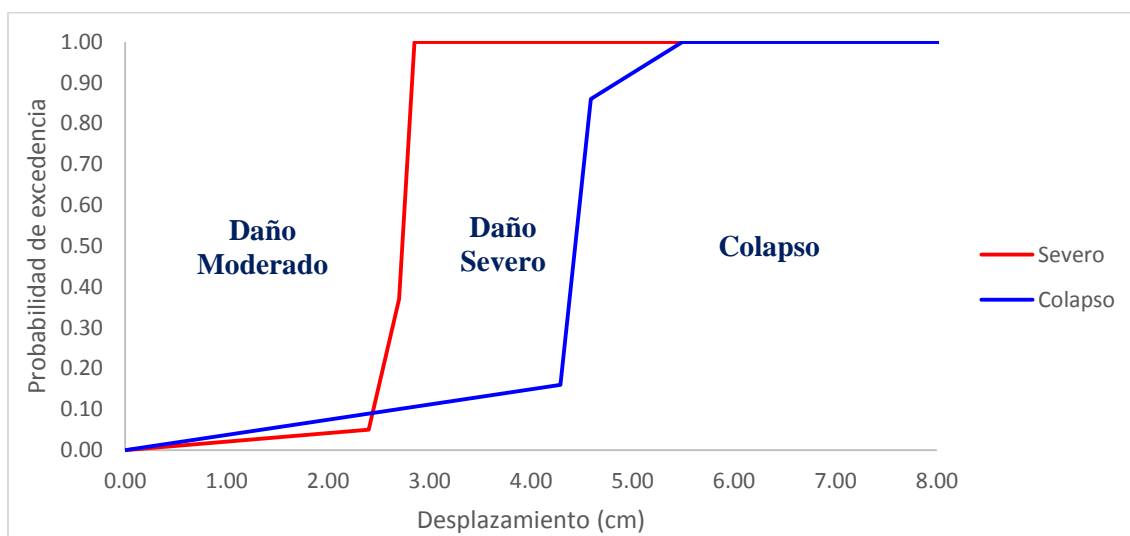
Figura 216: Funciones de probabilidad acumulada para la dirección Y basada en desplazamientos señalando sus estados de daño de NRHA



Fuente: Elaboración propia (2019)

De la misma manera como se señalaron los estados de daño para construir las curvas de fragilidad indicada por Moschonas et al. (2009), se realizará para las funciones de probabilidad acumulada obtenidas del NRHA.

Figura 217: Curvas de fragilidad discretizada en base a desplazamientos de NRHA para la dirección X

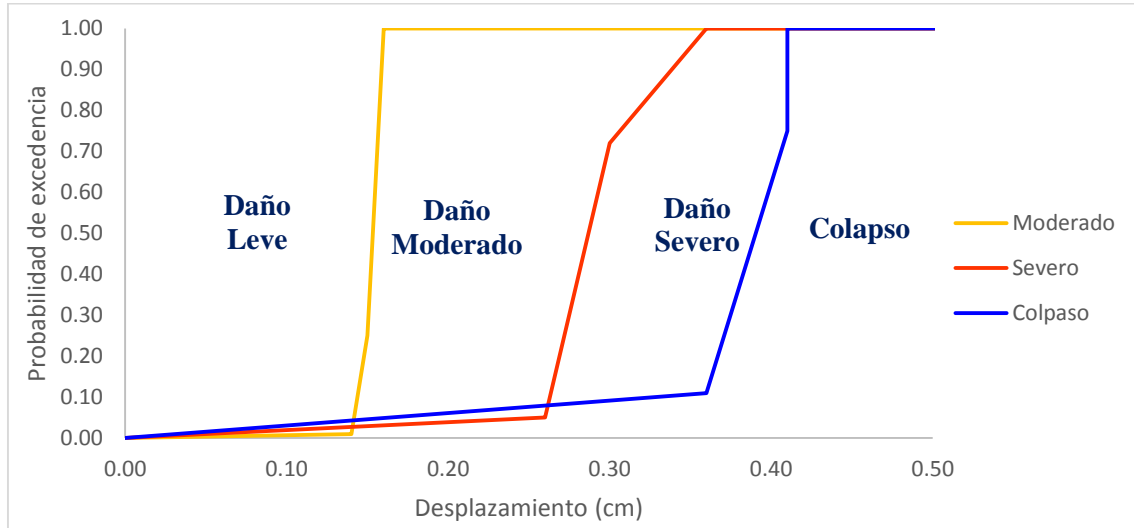


Fuente: Elaboración propia (2019)

En la **Figura 217**, las curvas de fragilidad para la dirección X del puente donde desplazamientos menores a 2.70 centímetros produce un daño moderado, con desplazamientos entre 2.70 centímetros a 4.59 centímetros daño severo y con desplazamientos mayores a 4.59 centímetros, la estructura colapsará.

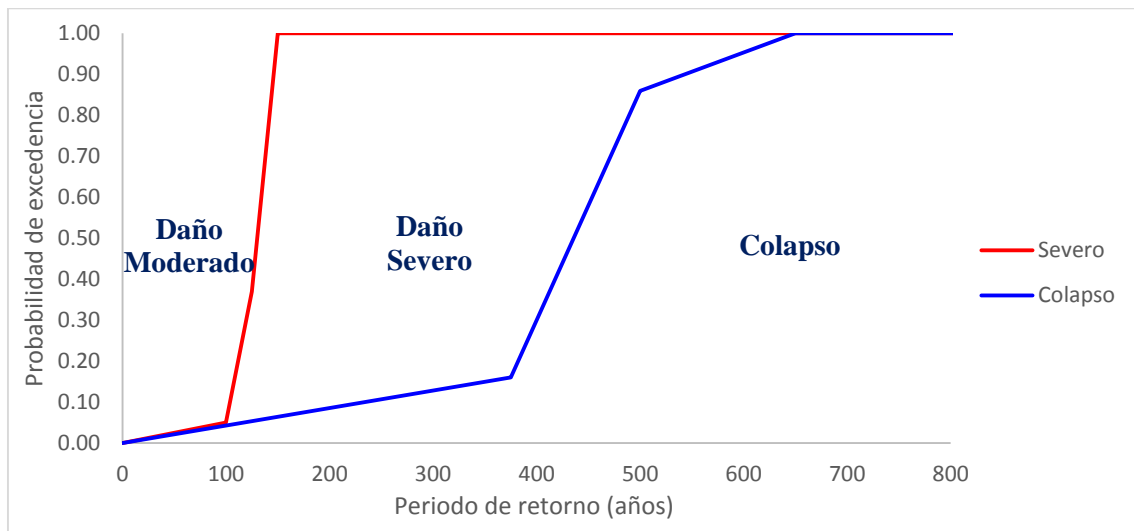
En la **Figura 218**, las curvas de fragilidad para la dirección Y del puente donde desplazamientos menores de 0.15 centímetros se genera un daño leve, de 0.15 a 0.30 centímetros un daño moderado, de 0.30 a 0.41 centímetros un daño severo y con desplazamientos mayores de 0.41 centímetros, la estructura colapsará.

Figura 218: *Curvas de fragilidad discretizada en base a desplazamientos de NRHA para la dirección Y*



Fuente: *Elaboración propia (2019)*

Figura 219: *Curvas de fragilidad discretizada en base a periodos de retorno de NRHA para la dirección X*



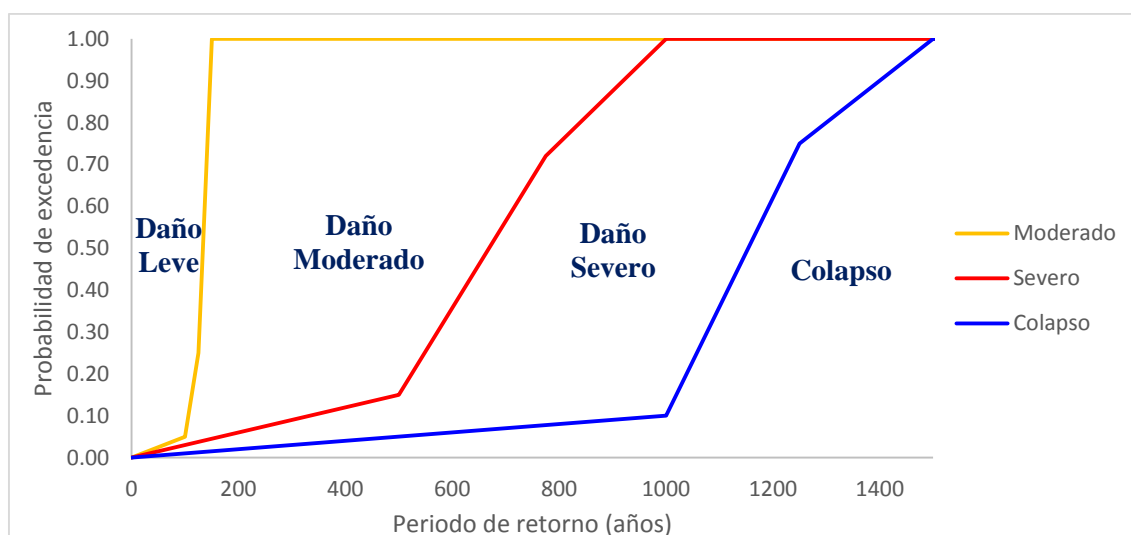
Fuente: *Elaboración propia (2019)*

En la **Figura 219**, las curvas de fragilidad para la dirección X del puente donde periodos de retorno menores a 125 años produce un daño moderado, con periodos de retorno entre

150 años a 500 años daño severo y con periodos de retorno mayores a 500 años, la estructura colapsará.

En la **Figura 220**, las curvas de fragilidad para la dirección transversal del puente en donde se aprecia con espectro de respuesta menor de 125 se genera daño leve, de 125 a 775 años se produce un daño moderado, de 775 a 1250 años se produce un daño severo y con espectros de respuesta mayores de 1250 años la estructura colapsará.

Figura 220: Curvas de fragilidad discretizada en base a periodos de retorno de NRHA para la dirección Y

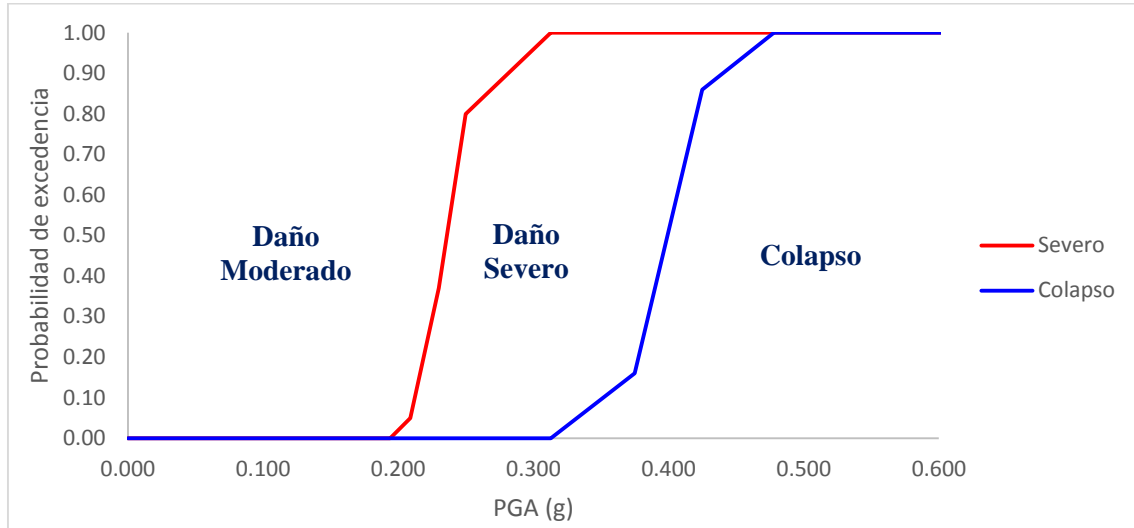


Fuente: Elaboración propia (2019)

En la **Figura 221**, las curvas de fragilidad para la dirección X del puente donde un PGA menor a 0.230 g produce un daño moderado, con PGA entre 0.230 g a 0.425 g daño severo y con PGA mayores a 0.425 g, la estructura colapsará.

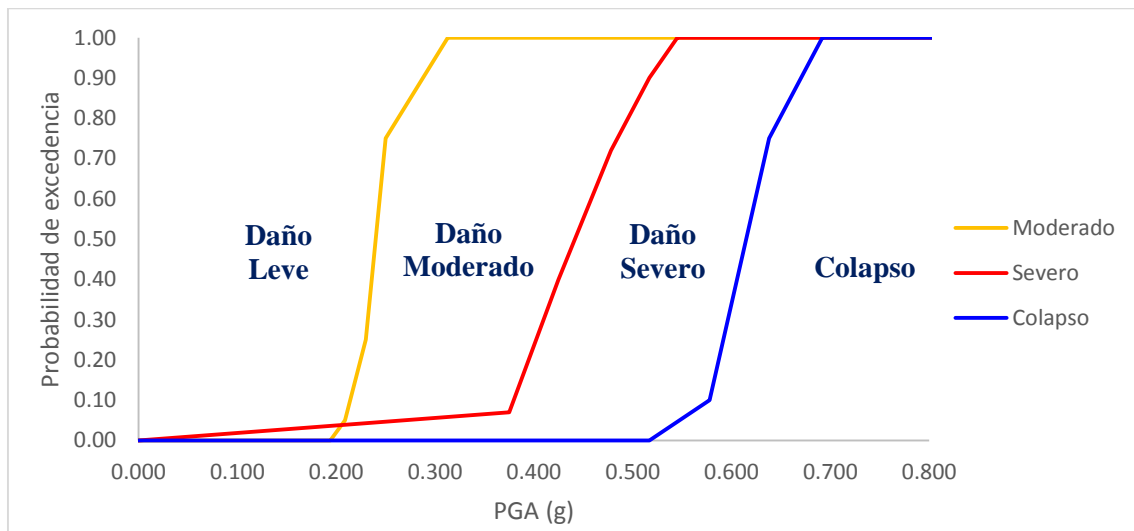
En la **Figura 222**, las curvas de fragilidad para la dirección Y del puente en donde con un PGA menor de 0.230 g se genera daño leve, de 0.230 g a 0.478 g se produce un daño moderado, de 0.478 g a 0.638 g se produce un daño severo y con un PGA mayor a 0.638 g la estructura colapsará.

Figura 221: Curvas de fragilidad discretizada en base a PGA de NRHA para la dirección X



Fuente: Elaboración propia (2019)

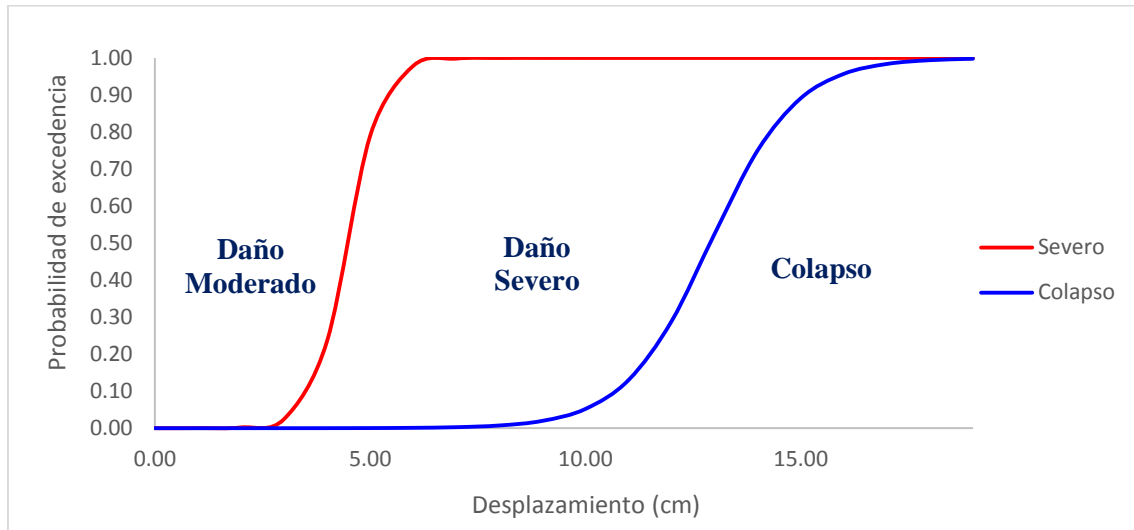
Figura 222: Curvas de fragilidad discretizada en base a PGA de NRHA para la dirección Y



Fuente: Elaboración propia (2019)

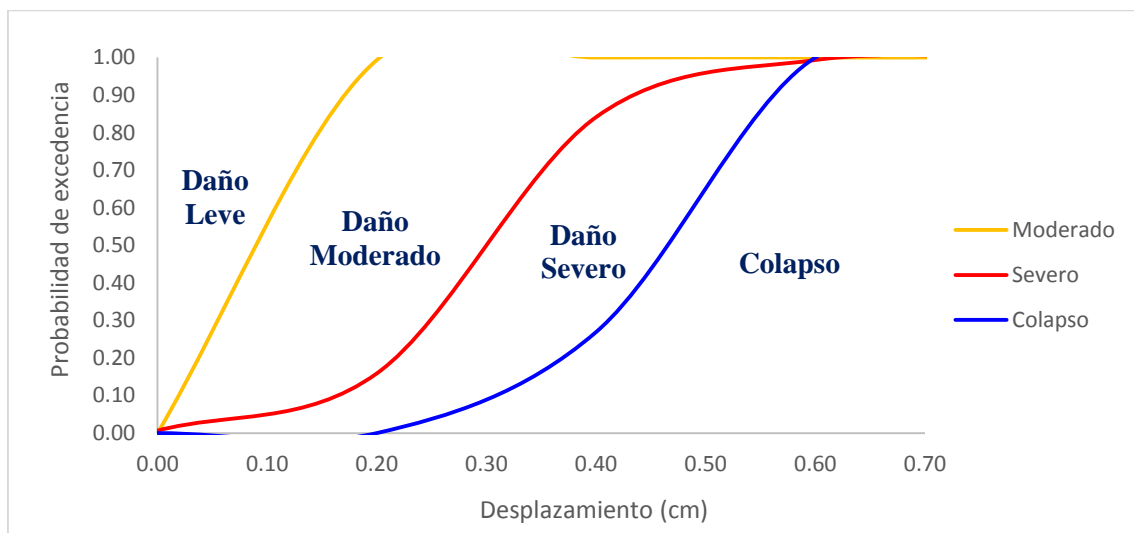
Finalmente para el suavizado de las curvas de fragilidad, se le aplica unos ajustes sigmoidales logísticos como se mostrará desde la **Figura 223** hasta la **Figura 229**.

Figura 223: Curvas de fragilidad en base a desplazamientos de NRHA para la dirección X



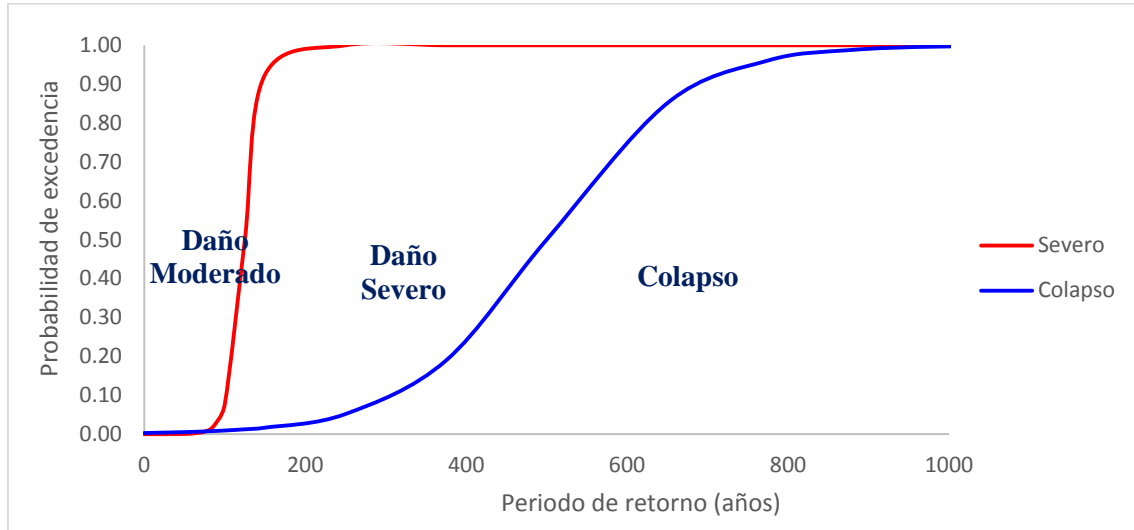
Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 224: Curvas de fragilidad en base a desplazamientos de NRHA para la dirección Y



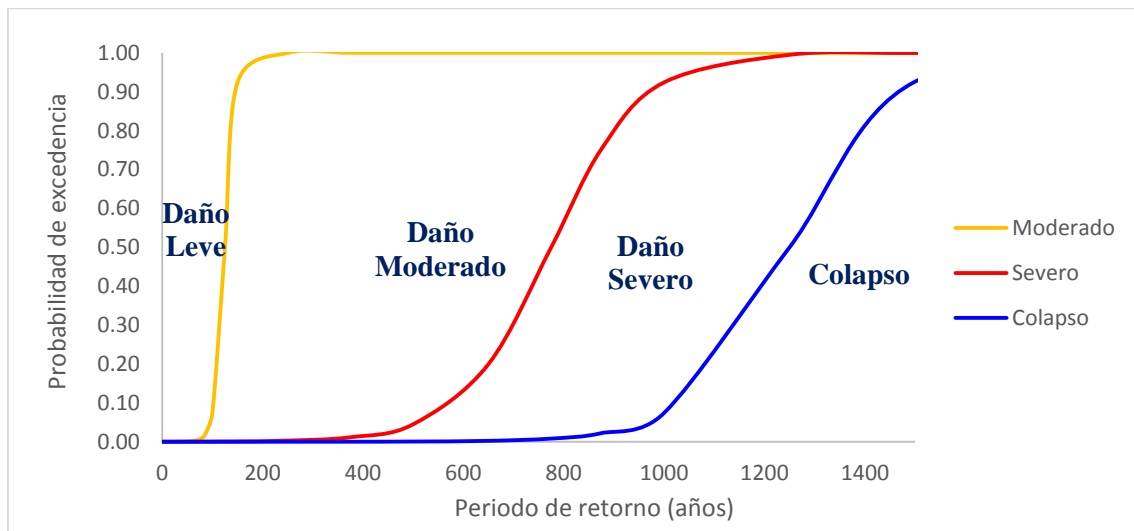
Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 225: Curvas de fragilidad en base a periodos de retorno de NRHA para la dirección X



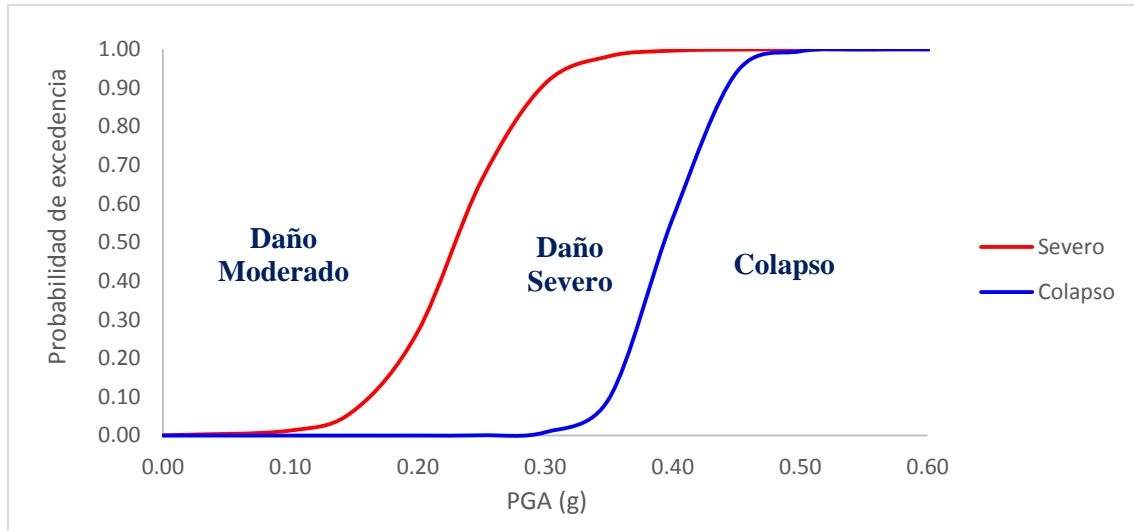
Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 226: Curvas de fragilidad en base a periodos de retorno de NRHA para la dirección Y



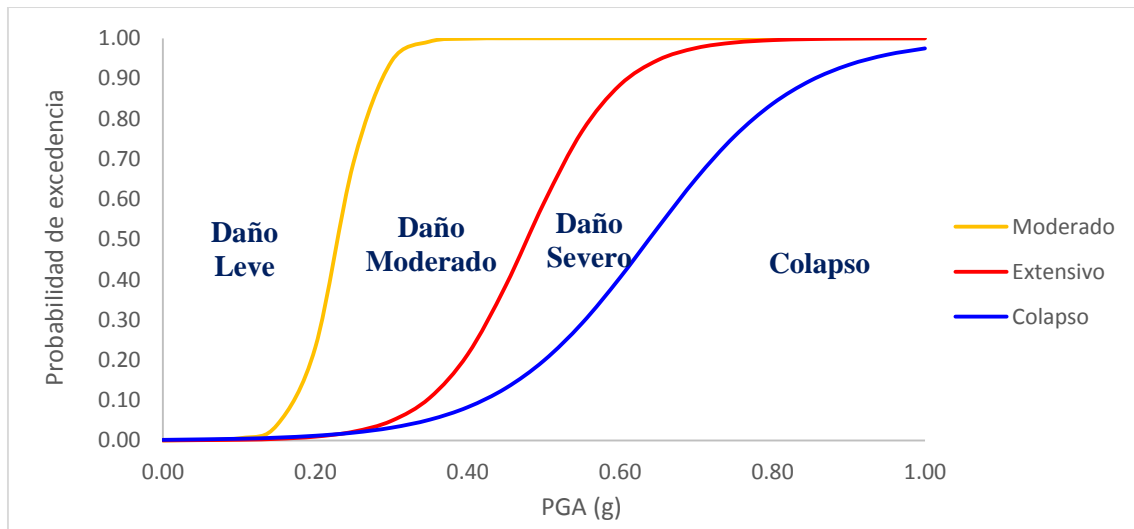
Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 227: Curvas de fragilidad en base a PGA de NRHA para la dirección X



Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 228: Curvas de fragilidad en base a PGA de NRHA para la dirección Y



Fuente: Elaboración propia (2019)

3.4. Nivel de vulnerabilidad sísmica del puente Moche

Para el nivel de vulnerabilidad sísmica del puente Moche está en base a los estados de daño de las curvas de fragilidad. “Las curvas de fragilidad son una medida de la vulnerabilidad sísmica de una estructura en términos probabilistas, empleadas para representar el funcionamiento de una estructura” (Estela, 2019).

En base a lo mencionado en el párrafo anterior, se presentará los niveles de vulnerabilidad del Puente Moche obtenido mediante el MPA (**Tabla 26** y **Tabla 27**) y mediante el NRHA (**Tabla 28** y **Tabla 29**)

Tabla 26: Nivel de vulnerabilidad del puente Moche en base a MPA en dirección X

Estados de daño (Basado en Basöz et al.)	Nivel de vulnerabilidad		
	Moderado	Severo	Colapso
Probabilidad de daño	Hasta 1%	1%	86%
Desplazamiento	< 4.47 cm	\geq 4.47 cm hasta < 12.90 cm	\geq 12.90 cm
Desplazamiento espectral	< 4.47 cm	\geq 4.47 cm hasta < 12.90 cm	\geq 12.90 cm
Aceleración espectral	< 0.226 g	\geq 0.226 g hasta < 0.260 g	\geq 0.260 g
Periodo de retorno	< 150 años	\geq 150 años hasta < 775 años	\geq 775 años
PGA	< 0.250 g	\geq 0.250 g hasta < 0.517 g	\geq 0.517 g

Fuente: Elaboración propia (2019)

En la **Tabla 26**, se muestra los niveles de vulnerabilidad en la dirección longitudinal, son los estados de daño como el daño moderado, severo y el colapso, debido a una acción sísmica que genere desplazamientos, desplazamientos espectrales, aceleraciones espectrales, un espectro de respuesta y un PGA menor que 4.47 cm, 4.47 cm, 0.226 g, 150 años, 0.250 g respectivamente existe un nivel de vulnerabilidad de 1 % de que la estructura tenga un daño moderado.

Para desplazamientos, desplazamientos espectrales, aceleraciones espectrales, un espectro de respuesta y una PGA mayor igual que 4.47 cm, 4.47 cm, 0.226 g, 150 años, 0.250 g y menor que 12.90 cm, 12.90 cm, 0.260 g, 775 años, 0.517 g respectivamente

existe un nivel de vulnerabilidad de 1 % de que la estructura presente daño severo y si estas últimas cifras son mayores e iguales a las mencionadas, la estructura tiene un nivel de vulnerabilidad de 86 % de colapsar.

Tabla 27: Nivel de vulnerabilidad del puente Moche en base a MPA en dirección Y

Estados de daño (Basado en Basöz et al.)	Nivel de vulnerabilidad				
	Sin daño	Leve	Moderado	Severo	Colapso
Probabilidad de daño	Hasta 100 %	100 %	94%	45%	67%
Desplazamiento	< 0.22 cm	≥ 0.22 cm hasta < 0.45 cm	≥ 0.45 cm hasta < 0.60 cm	≥ 0.60 cm hasta < 0.74 cm	≥ 0.74 cm
Desplazamiento espectral	< 0.32 cm	≥ 0.32 cm hasta < 0.67 cm	≥ 0.67 cm hasta < 0.92 cm	≥ 0.92 cm hasta < 1.13 cm	≥ 1.13 cm
Aceleración espectral	< 0.483 g	≥ 0.483 g hasta < 0.690 g	≥ 0.690 g hasta < 0.800 g	≥ 0.800 g hasta < 0.880 g	≥ 0.880 g
Periodo de retorno	< 125 años	≥ 125 años hasta < 650 años	≥ 650 años hasta < 1000 años	≥ 1000 años hasta < 1250 años	≥ 1250 años
PGA	< 0.230 g	≥ 0.230 g hasta < 0.478 g	≥ 0.478 g hasta < 0.578 g	≥ 0.578 g hasta < 0.638 g	≥ 0.638 g

Fuente: Elaboración propia (2019)

En la **Tabla 27**, se muestra los niveles de vulnerabilidad en la dirección transversal, que son críticos por presentarse todos los estados de daño, debido a una acción sísmica que genere desplazamientos, desplazamientos espectrales, aceleraciones espectrales, un espectro de respuesta y un PGA menor que 0.22 cm, 0.32 cm, 0.483 g, 125 años, 0.230 g respectivamente existe un nivel de vulnerabilidad de 100 % de que la estructura no tenga daño.

Para desplazamientos, desplazamientos espectrales, aceleraciones espectrales, un espectro de respuesta y un PGA mayor que 0.22 cm, 0.32 cm, 0.483 g, 125 años, 0.230 g

y menor que 0.46 cm, 0.67 cm, 0.690 g, 650 años, 0.478 g respectivamente existe un nivel de vulnerabilidad de 100 % de que la estructura presente daño leve.

En cambio, para desplazamientos, desplazamientos espectrales, aceleraciones espectrales, un espectro de respuesta y un PGA mayor igual que 0.46 cm, 0.67 cm, 0.690 g, 650 años, 0.478 g y menor que 0.60 cm, 0.92 cm, 0.800 g, 1000 años, 0.578 g respectivamente existe de nivel de vulnerabilidad de 94 % de que la estructura presente daño moderado.

Para desplazamientos, desplazamientos espectrales, aceleraciones espectrales, un espectro de respuesta y un PGA mayor igual que 0.60 cm, 0.92 cm, 0.800 g, 1000 años, 0.578 g y menor que 0.74 cm, 1.13 cm, 0.880 g, 1250 años, 0.638 g respectivamente existe un nivel de vulnerabilidad de 45 % de que la estructura presente daño severo.

Por último, para desplazamientos, desplazamientos espectrales, aceleraciones espectrales, un espectro de respuesta y un PGA mayor igual que 0.74 cm, 1.13 cm, 0.880 g, 1250 años, 0.638 g respectivamente existe un nivel de vulnerabilidad de 67 % de que la estructura colapse.

En la **Tabla 28**, se muestra los niveles de vulnerabilidad en la dirección longitudinal, son los estados de daño como el daño moderado, severo y el colapso, debido a una acción sísmica que genere desplazamientos, un espectro de respuesta y un PGA menor que 2.70 cm, 125 años, 0.230 g respectivamente existe un nivel de vulnerabilidad de 37 % de que la estructura tenga un daño moderado.

Para desplazamientos, un espectro de respuesta y una PGA mayor igual que 4.59 cm, 500 años, 0.425 g y menor que 4.59 cm, 500 años, 0.425 g respectivamente existe un nivel de vulnerabilidad de 86 % de que la estructura presente daño severo y si estas últimas cifras

son mayores o iguales a las mencionadas, la estructura tiene un nivel de vulnerabilidad de 86 % de colapsar.

Tabla 28: Nivel de vulnerabilidad del puente Moche en base a NRHA en dirección X

Estados de daño (Basado en Basöz et al.)	Nivel de vulnerabilidad		
	Moderado	Severo	Colapso
Probabilidad de daño	Hasta 37%	37%	86%
Desplazamiento	< 2.70 cm	≥ 2.70 cm hasta < 4.59 cm	≥ 4.59 cm
Periodo de retorno	< 125 años	≥ 125 años hasta < 500 años	≥ 500 años
PGA	< 0.230 g	≥ 0.230 g hasta < 0.425 g	≥ 0.425 g

Fuente: Elaboración propia (2019)

Tabla 29: Nivel de vulnerabilidad del puente Moche en base a NRHA en dirección Y

Estados de daño (Basado en Basöz et al.)	Nivel de vulnerabilidad			
	Leve	Moderado	Severo	Colapso
Probabilidad de daño	Hasta 25 %	25%	72%	75%
Desplazamiento	< 0.15 cm	≥ 0.15 cm hasta < 0.30 cm	≥ 0.30 cm hasta < 0.41 cm	≥ 0.41 cm
Periodo de retorno	< 125 años	≥ 125 años hasta < 775 años	≥ 775 años hasta < 1250 años	≥ 1250 años
PGA	< 0.230 g	≥ 0.230 g hasta < 0.478 g	≥ 0.478 g hasta < 0.638 g	≥ 0.638 g

Fuente: Elaboración propia (2019)

En la **Tabla 29**, se muestra los niveles de vulnerabilidad en la dirección transversal, que son críticos por presentarse todos los estados de daño, debido a una señal sísmica que genere desplazamientos, un espectro de respuesta y un PGA menor igual que 0.15 cm,

125 años, 0.230 g respectivamente existe un nivel de vulnerabilidad de 25 % de que la estructura de presente un daño leve.

Para desplazamientos, un espectro de respuesta y un PGA mayor igual que 0.15 cm, 125 años, 0.230 g y menor que 0.30 cm, 775 años, 0.478 g respectivamente existe un nivel de vulnerabilidad de 25 % de que la estructura presente daño moderado.

En cambio, para desplazamientos, un espectro de respuesta y un PGA mayor igual que 0.30 cm, 775 años, 0.478 g y menor que 0.41 cm, 775 años, 0.638 g respectivamente existe de nivel de vulnerabilidad de 72 % de que la estructura presente daño severo.

Por último, para desplazamientos, un espectro de respuesta y PGA mayor igual que 0.41 cm, 775 años, 0.638 g respectivamente existe un nivel de vulnerabilidad de 75 % de que la estructura colapse.

CAPÍTULO IV. DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES

4.1. Limitaciones

El presente estudio es de carácter probabilístico, y las características geométricas de la estructura han sido extraídas de los planos. La naturaleza del estudio, permite tomar en cuenta las posibles variaciones en las propiedades mecánicas de los materiales, así como la variabilidad de la demanda sísmica, y aunque se realizó la verificación de las principales dimensiones en obra, no se llegó a verificar la porción enterrada de los pilares, ni sus cimentaciones.

El estudio de vulnerabilidad está enfocado en los pilares del puente, habiendo modelado los extremos del tablero como apoyos móviles, sin incluir los estribos. Esto impone una limitación a los resultados del estudio, en el sentido que, ante sismos de baja intensidad, los estribos mejoran el comportamiento, y ante sismos de mayor intensidad, debido a que los estribos no cuentan con refuerzo, se espera que se comporten como un apoyo móvil.

El enfoque probabilístico reconocido mundialmente tiene precisamente la fortaleza de considerar diversas variables. Como todo estudio, no puedes incluir “n” variables pues se extendería en el tiempo, para Vargas, Pujades, Barbat y Hurtado (2013) considera que “Muchas de las variables involucradas en la evaluación de la vulnerabilidad y del riesgo sísmico de estructuras son altamente aleatorias” y que además “La variabilidad de las características estructurales y de la acción sísmica tiene especial relevancia, pero también la aleatoriedad de la respuesta del sistema, especialmente cuando el comportamiento de este último es no lineal”.

En la investigación de Kappos et al. (2009), considera como parámetros probabilísticos de datos aleatorios de concreto y de acero reforzado siendo estos aplicado a un modelo estructural a los cuales les realizó simulaciones de análisis dinámico no lineal para

encontrar la vulnerabilidad de un tipo de puente en Grecia, al igual que Aburto (2013), tuvo en cuenta los mismos parámetros probabilísticos para generar curvas de fragilidad para encontrar la vulnerabilidad sísmica del puente Pedro de Valdivia, manteniendo ambas investigaciones como objetivo general el nivel de vulnerabilidad.

Al desarrollar las curvas de fragilidad, se pretende, estudiar una tipología de puente, pudiendo sus resultados ser aplicables en evaluaciones rápidas o preliminares de puentes con similares características. Con respecto a la extracción de diamantinas podría requerirse si se buscara realizar un proyecto de reforzamiento, por lo que no es el objetivo de la presente tesis. En el estudio realizado se ha considerado la distribución probabilística del $f'c$, es decir, se han evaluado resistencias por debajo del $f'c$ y por encima, lo mismo que para el acero. La información de diamantinas no modificaría el procedimiento, sería algo accesorio, que no incluimos en nuestro plan de tesis aprobado.

4.2. Discusión

4.2.1. Propiedades dinámicas del puente Moche y respuesta ante sismo

4.2.1.1. Periodos de la estructura

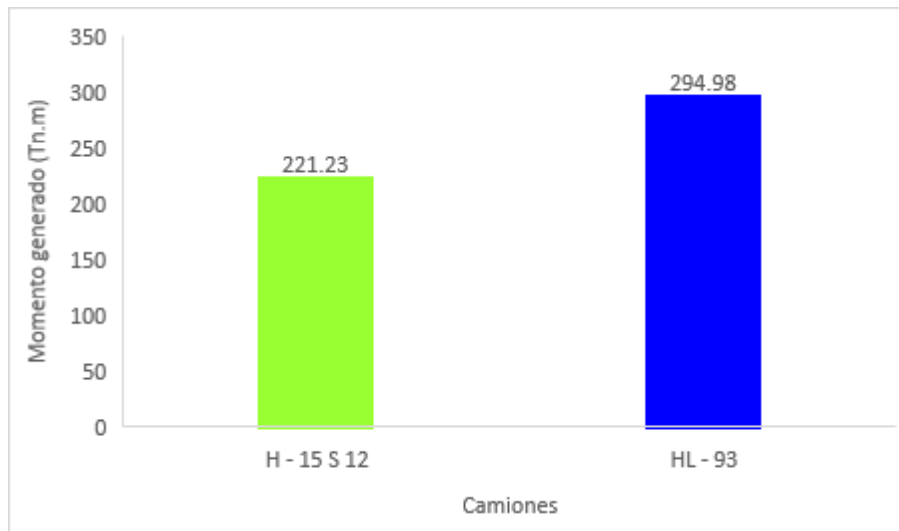
En general, las normas de análisis sísmico requieren una participación modal mínima que suele ser del 90% de la masa participativa, esto se logra aumentando el número de modos de vibración de tal forma que la masa participativa acumulada sea superior al valor especificado en cada una de las direcciones analizadas (Castro, 2018). Siendo el caso, sólo la dirección longitudinal cumple y la dirección transversal no cumpliría como se muestra en la **Tabla 21**.

4.2.1.2. Momentos por efecto del camión de diseño

Para la parte de la viga – losa se evaluó los momentos generados por el camión de diseño H – 15 – S 12 señalado en la norma AASHO 1949 y por el camión de diseño del

sustentado en la norma AASHTO 2017 siendo base el HL – 93 como se muestra en la **Figura 229**, en donde se aprecia un incremento de 73.75 toneladas por metro entre su camión de diseño y la carga especificada en las normas actuales, lo que representa un 33% adicional.

Figura 229: Diferencia de momentos generados por camión H – 15 S 12 y HL – 93



Fuente: Elaboración propia (2019)

4.2.1.3. Fuerzas cortantes en los pilares

Al comparar las fuerzas cortantes en los pilares, presentadas en la **Tabla 22** con las resistencias nominales a corte de la **Tabla 23**, podemos observar que existen diferencias importantes: en el pilar 8 que tiene una fuerza cortante de 554.99 Tn la diferencia es la más notoria en relación con la fuerza nominal de 84.51 Tn, además en la dirección X, la diferencia máxima es de 6 veces en tanto que en la dirección Y, la resistencia es superior a la demanda en todos los pilares llegando a 73 % de la fuerza nominal esperada.

4.2.1.4. Fuerzas cortantes y desplazamientos del análisis Tiempo – Historia lineal

Para el análisis de método de Tiempo – Historia lineal se tomó en cuenta los registros de la **Tabla 15** y se obtuvo las fuerzas cortantes promedio de cada dirección mostrados en

la **Figura 173** y **Figura 174**, siendo que eventos sísmicos ocurridos en nuestro territorio que es Lima 1974 escalado a una aceleración de 0.43 g en dirección E – O y de 0.32 g en dirección N – S; el evento Arequipa 2001 escalado a una aceleración de 0.32 g en dirección E – O y de 0.30 g en dirección N – S. La fuerza cortante promedio de Lima 1974 es 77% menos en la dirección E – O y 82% menos en la dirección N – S que la obtenida en el análisis multimodal mientras que en Arequipa 2001 para la dirección E – O es 75% menos y para la dirección N – S es 79% menos.

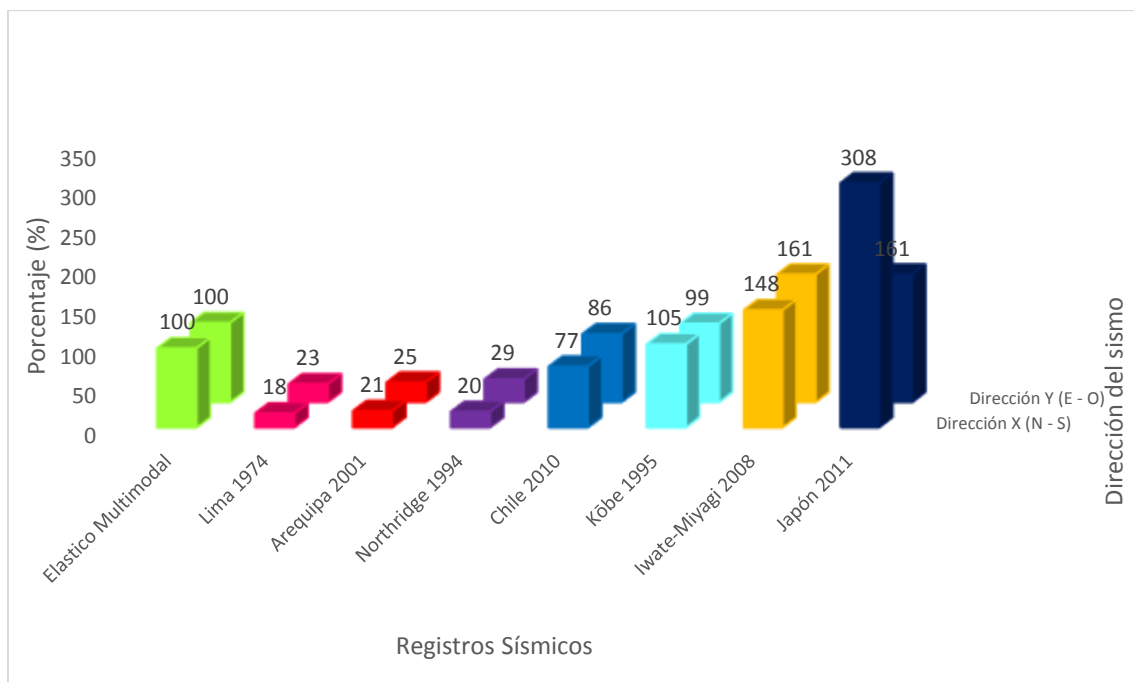
El sismo de Northridge 1994 fue escalado a 0.45 g en ambas direcciones, siendo comparado las fuerzas cortantes promedio obtenidas con las del análisis elástico multimodal donde presenta un 71% menos en la dirección E – O y 80% menos en la dirección. En cuanto el evento de Chile 2010, este fue escalado a 1.06 g en la dirección E – O y 1.37 g en la dirección N – S, presentando una diferencia no muy notaria como los tres primeros registros sísmicos citados con relación a la fuerza cortante promedio, siendo para la dirección E – O un 14% menos y un 23% menos para la dirección N – S en comparación con las fuerzas cortantes promedio del análisis elástico multimodal.

Por último, en comparación de igual manera con el análisis elástico multimodal con respecto a las fuerzas cortantes promedio, se escaló tres eventos sucedidos en Japón, siendo el primero el de Kōbe 1995 escalado a 1.25 g en dirección E – O y a 1.27 g en dirección N – S, el segundo de Iwate – Miyagi 2008 escalado a 2.74 g en dirección E – O y a 2.04 g en dirección N – S y el tercero de Japón 2011 escalado a 2.37 g en dirección E – O y a 6.68 g en dirección N – S.

La diferencia con respecto a las fuerzas cortante promedio con el análisis elástico multimodal, en Kōbe 1995 existe 1% más en la dirección E – O y de 5% menos en la dirección N – S. Para el caso de Iwate – Miyagi 2008, la fuerza cortante promedio excedió

a la del análisis elástico multimodal en 61% para la dirección E – O y para la dirección N – S excedió en 48% y para el evento sísmico de Japón 2011 la fuerza cortante promedio en la dirección E – O fue un 61% más mientras que para la dirección N – S fue un 208% más que en el análisis elástico multimodal.

Figura 230: Comparación de fuerzas cortantes promedio entre análisis elástico multimodal y análisis Tiempo - Historia



Fuente: Elaboración propia (2019)

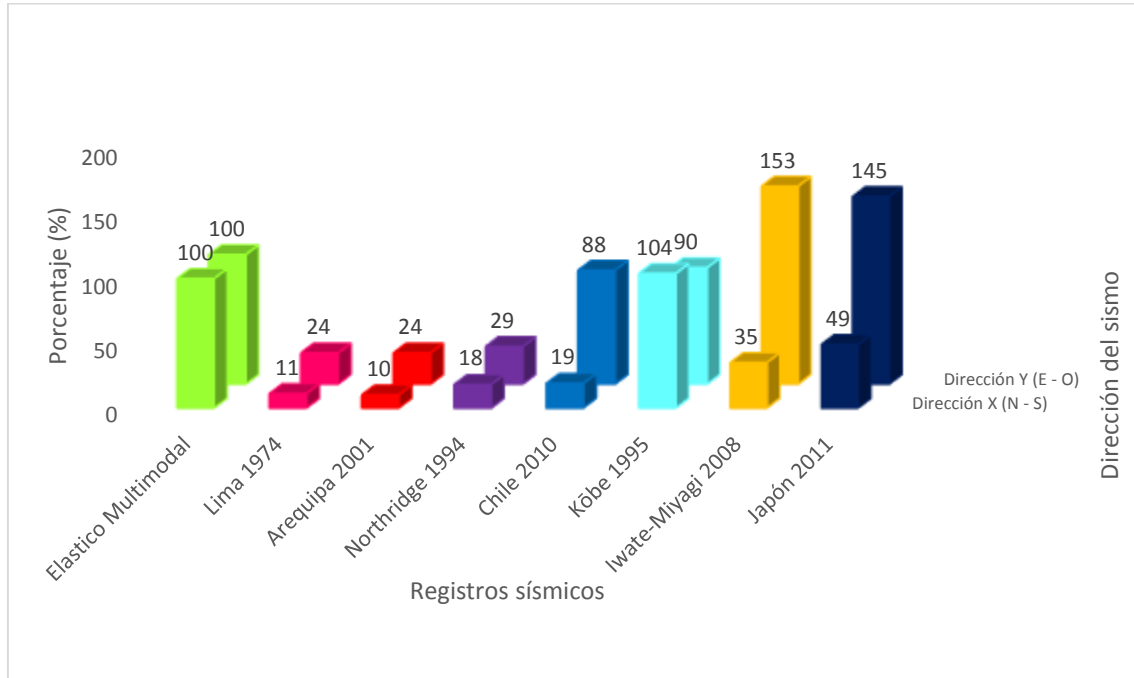
En cuanto a los desplazamientos promedio en el nivel superior de los pilares obtenidos y mostrados en la **Figura 175** y **Figura 176**, existe diferencia como es el caso de Lima 1974 con respecto a los del análisis de elástico multimodal en donde para la dirección N – S se obtuvo un 89% menos y en la dirección E – O se obtuvo un desplazamiento de 76% menos, en cuanto al evento de Arequipa 2001 para la dirección N – S fue un 90% menos mientras que para la dirección también se obtuvo un 76%.

Para el caso de Northridge 1994, se obtuvo desplazamientos promedio en el nivel superior los pilares en la dirección N – S de 82% menos y en la dirección E – O de 71% menos con respecto al análisis elástico multimodal, en cuanto al evento de Chile 2010, se obtuvo desplazamientos promedio en el nivel superior los pilares de 81% menos en la dirección N – S y en la dirección de E – O de 12% menos.

Uno de los resultados de desplazamientos promedio en el nivel superior los pilares guardan cierta similitud con el análisis elástico multimodal que es el del evento de Kōbe 1995 donde hay una excedencia de 4% en la dirección N – S y en la dirección de E – O hay un 10 % menos de diferencia. En cuanto al evento de Iwate – Miyagi en la dirección N – S se obtuvo un desplazamiento promedio en el nivel superior los pilares de 65% y para la dirección E – O se obtuvo el desplazamiento 53% de excedencia en comparación el análisis elástico multimodal. Por último, el registro de Japón 2011 con respecto al análisis elástico multimodal, en la dirección N – S se obtuvo 51% menos y en la dirección E – O un 45% más para los desplazamientos promedio en el nivel superior los pilares.

Se puede destacar que el evento escalado ocurrido de Kōbe 1995 guarda una gran similitud con respecto a las fuerzas cortantes promedio y desplazamientos promedio en el nivel superior los pilares del análisis elástico multimodal, en contraste eventos escalados ocurridos en Perú no causarían mucho daño al igual que el evento de Northridge 1994. Sin embargo, los eventos ocurridos en Japón en 2008 y 2011 exceden en fuerzas cortantes promedio y en desplazamientos promedio en el nivel superior los pilares al del análisis elástico multimodal, por lo que sismos con similar aceleración escalada pueden causar un daño mayor.

Figura 231: Comparación de desplazamientos promedio en el nivel superior los pilares entre análisis elástico multimodal y análisis Tiempo - Historia



Fuente: Elaboración propia (2019)

4.2.2. Análisis estático no lineal para la construcción de curvas de fragilidad

4.2.2.1. Curva del Pushover

Mediante el procedimiento señalado en el FEMA 273, para el cálculo de la representación bilineal de la curva de capacidad se obtuvo el punto de fluencia de la estructura y el punto del inicio del colapso de la estructura mostrado en la **Tabla 30**.

Tabla 30: Puntos de cedencia y capacidad última del Puente Moche de MPA

Dirección de Análisis	Dy	Fy	Du	Fu
Longitudinal	1.50 cm	237.32 Tn	12.90 cm	247.22 Tn
Transversal	0.31 cm	857.95 Tn	0.72 cm	894.96 Tn

Fuente: Elaboración propia (2019)

Donde:

Dy: Desplazamiento de cedencia

Du: Desplazamiento último

Fy: Fuerza cortante de cedencia

Du: Fuerza cortante última

Como lo señala Moschonas et. al. (2009), mediante factor de la ductilidad se puede definir el tipo de conexión que existe en el puente. Si estos resultados son mayores o iguales a 3 tienen una conexión monolítica viga – losa con el tablero, mientras que si son inferiores a 3 entonces la estructura tiene una conexión en donde participa algún elemento de apoyo. Por lo mostrado anteriormente, se ve en la dirección longitudinal del puente que se tiene grandes desplazamientos antes de su punto de caída, dando muestra de un factor de ductilidad que posee la estructura siendo esta una ductilidad de 8.60, esto da muestra de la conexión monolítica que existe entre el pilar y el tablero, mientras que en el lado transversal se obtiene un factor de ductilidad de 2.32, dando a conocer que esta dirección, en la estructura existe algún de apoyo. Este factor es debido que sus desplazamientos son inferiores en su punto de colapso.

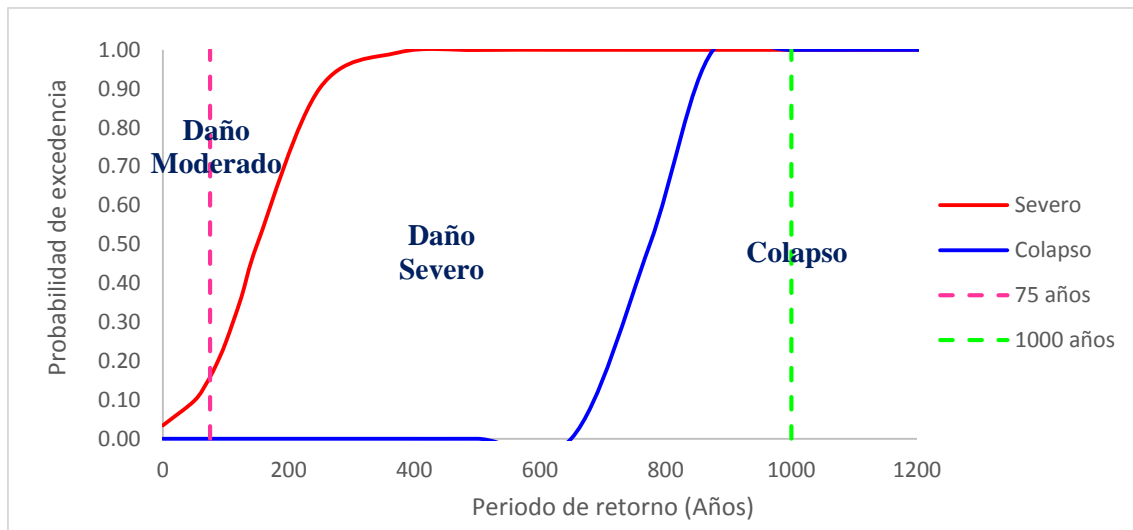
4.2.2.2. Curvas de fragilidad de MPA

Para el puente Moche se obtuvieron en base a desplazamientos, desplazamientos espectrales, aceleraciones espectrales, periodos de retorno y PGA pertenecientes al MPA, siendo que para las curvas de fragilidad para la dirección longitudinal aparece sólo dos en base a dos estados, mientras que en la dirección transversal aparecen los cuatro.

Para la evaluación de las curvas de fragilidad se tomó en cuenta las curvas en base a periodos de retorno, en consideración se tuvo el periodo de servicio y el periodo de diseño de los puentes actuales en el Perú. Por otra parte, de evaluará las curvas en base a PGA, tomando en cuenta las isoaceleraciones pertenecientes a Moche de la investigación

sustentada por Tavera, Bernal, Condori, Ordaz, Zevallos y Ishizawa (2014) y las isoaceleraciones sustentadas en el Manual de Puentes (2018).

Figura 232: Curvas de fragilidad en base a periodo de retorno de MPA para la dirección X

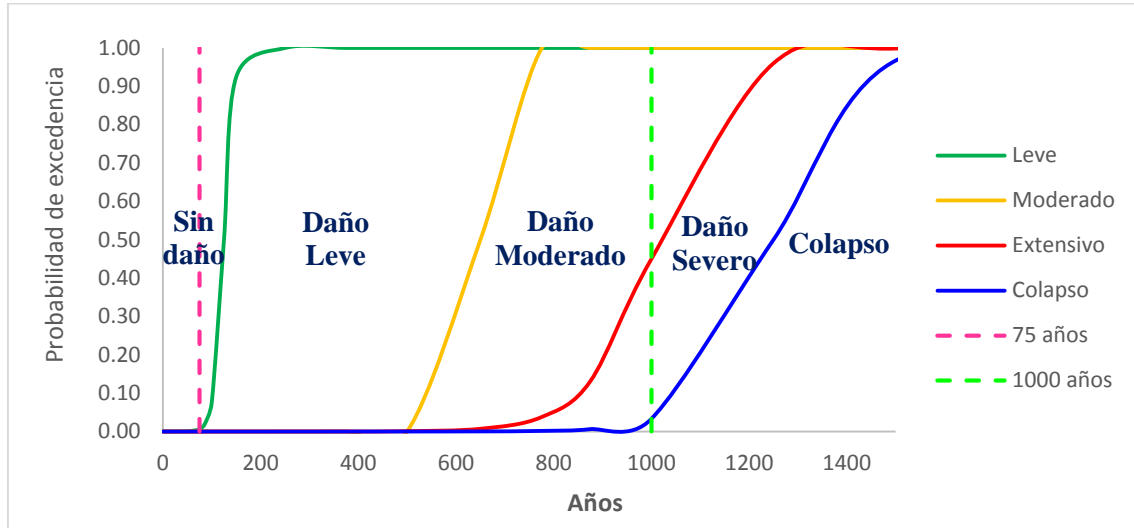


Fuente: Elaboración propia (2019)

Revisando la **Figura 232** existe una probabilidad de ocurrencia de 15% de que sufra un daño severo con un sismo de 75 años, mientras que si la estructura sufriera con un sismo de 1000 años existe la probabilidad que de un 100% que la estructura colapse. Siendo el estado predominante el colapso de la estructura en la dirección longitudinal por lo que se requiera una nueva construcción completa de esta.

Observando la **Figura 233** existe una probabilidad de ocurrencia de 55% de que sufra un daño moderado con un sismo de 1000 años, siendo el daño predominante después del daño severo que tiene una probabilidad de ocurrencia de 40% y una mínima posibilidad de un 5% que la estructura colapse con un sismo de 1000 años en la dirección transversal, por lo que el puente requeriría una reconstrucción.

Figura 233: Curvas de fragilidad en base a periodo de retorno de MPA para la dirección Y

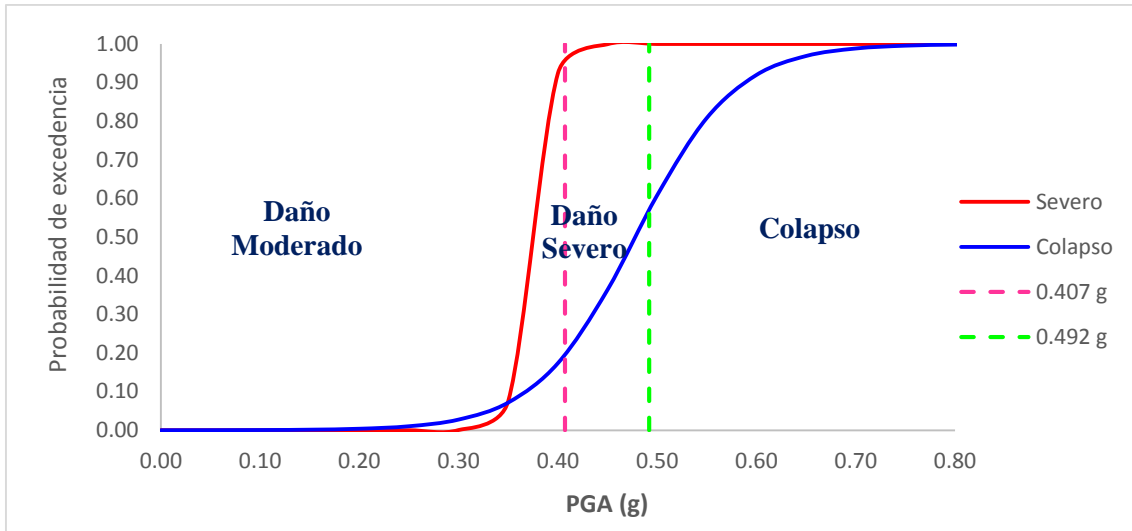


Fuente: Elaboración propia (2019)

Una vez que contamos con las curvas de fragilidad en base a PGA, si deseamos conocer la vulnerabilidad probable del puente Moche ante la aceleración que proporciona Tavera et. al. (2014) indica que una aceleración de 0.407 g evaluado para un periodo de retorno de 50 años con una excedencia del 10% o ante la aceleración proporcionada por el Manual de Puentes (2018) en su mapa de isoaceleraciones, podemos señalar que 0.492 g es lo que indica para un periodo de retorno de 1000 años con una excedencia.

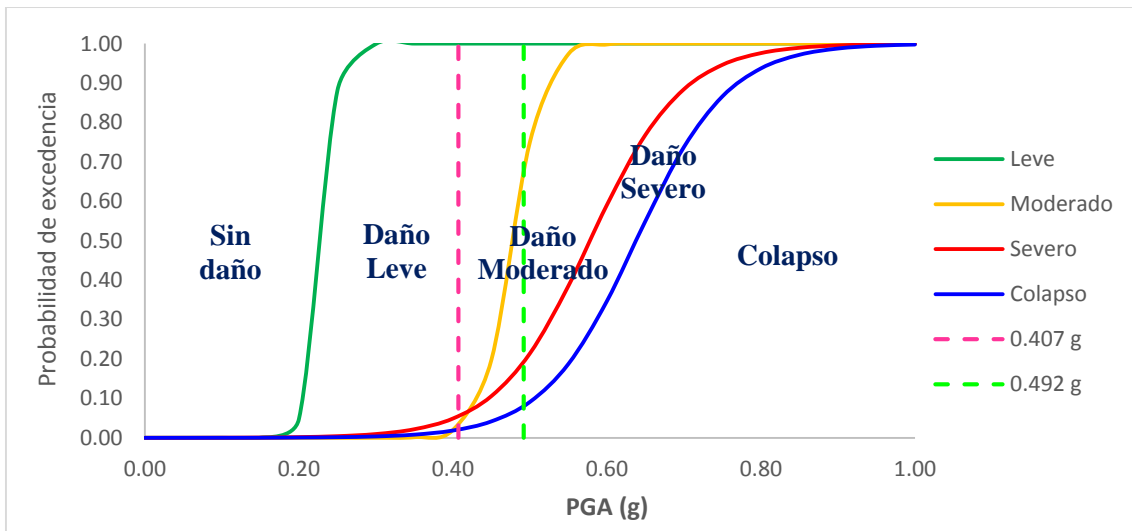
Como se muestra en la **Figura 234** existe una probabilidad de ocurrencia de 75% de que sufra un daño severo con un PGA de 0.407 g y con una probabilidad de ocurrencia de 20% de que la estructura colapse, mientras con un PGA de 0.492 g existe la probabilidad de ocurrencia de un 42% que la estructura sufra un daño severo y de 58% de que la estructura colapse. Siendo el estado predominante de daño severo de la estructura en la dirección longitudinal por lo que se requiera una reconstrucción del puente.

Figura 234: Curvas de fragilidad en base a PGA de MPA para la dirección X



Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 235: Curvas de fragilidad en base a PGA de MPA para la dirección Y



Fuente: Elaboración propia (2019)

Como se muestra en la **Figura 235** existe una probabilidad de ocurrencia de 95% de que sufra un daño leve con PGA de 0.407g, siendo predominante este daño, se produce un daño severo de 3% y 2% de colapso, mientras que con PGA de 0.492 g con probabilidades de ocurrencia de 50% de que sufra un daño moderado, siendo el daño más predominante, además de 30% de probabilidades que se produzca un daño leve y con bajas

probabilidades de daño severo y colapso de 11% y 9% respectivamente, por lo que el puente requería un inspección.

En base a las demarcaciones obtenidas para cada curva de fragilidad, si se tuviera en cuenta otros parámetros como mayores PGA o menores espectros de diseño, puede variar la vulnerabilidad, sin embargo, se destaca la alta vulnerabilidad que presenta el puente Moche en casi todos sus estados de daño.

4.2.3. Análisis dinámico no lineal para la construcción de curvas de fragilidad

4.2.3.1. Curva de Pushover dinámico

Mediante el mismo procedimiento para calcular la representación bilineal de la curva de capacidad del MPA se obtuvo para el NRHA el punto de fluencia de la estructura y el punto del inicio del colapso de la estructura mostrado en la **Tabla 31**.

Tabla 31: Puntos de cedencia y capacidad última del Puente Moche de NRHA

Dirección de Análisis	Dy	Fy	Du	Fu
Longitudinal	0.95 cm	205.58 Tn	4.59 cm	251.51 Tn
Transversal	0.10 cm	697.94 Tn	0.41 cm	847.23 Tn

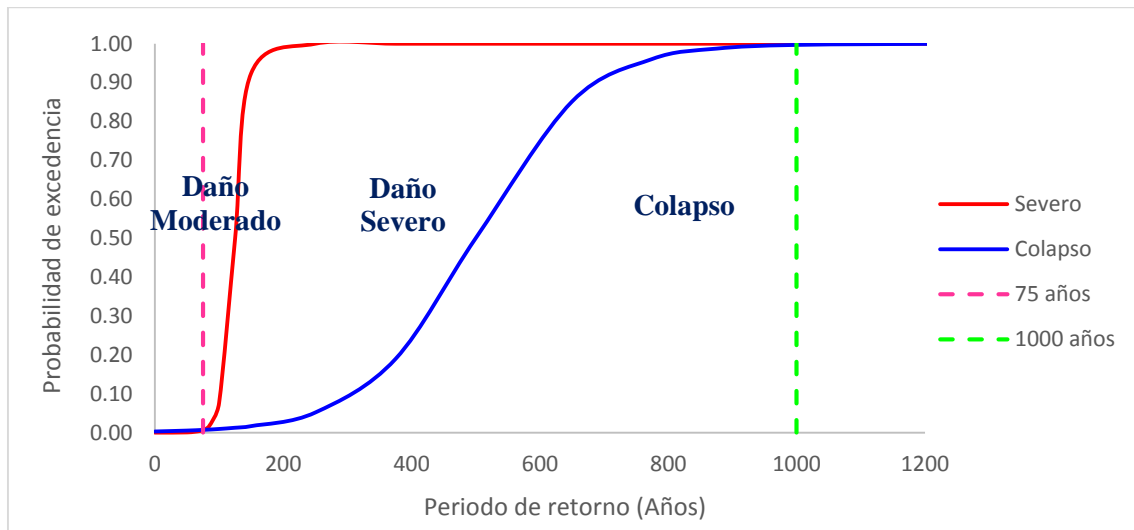
Fuente: Elaboración propia (2019)

Según lo mostrado en la **Tabla 31**, se ve en la dirección longitudinal del puente que se tiene grandes desplazamientos antes de su punto de caída, dando muestra que posee la estructura un factor de ductilidad de 4.83, esto demuestra a la conexión monolítica que existe entre el pilar y el tablero, al igual que en el lado transversal se obtiene un factor de ductilidad de 4.1, demostrando el mismo tipo de conexión mencionado anteriormente. A diferencia de los resultados obtenidos en el MPA, se logra comprobar el tipo de conexión de la losa y el tablero de la estructura que existe en ambas direcciones mediante el NRHA, tanto para un espectro de diseño de 1000 años como para una señal sísmica de 0.578 g respectivamente.

4.2.3.2. Curvas de fragilidad de NRHA

Para el puente Moche se obtuvieron en base a desplazamientos, periodos de retorno y PGA pertenecientes al NRHA, siendo que para las curvas de fragilidad para la dirección longitudinal aparece sólo dos en base a dos estados, mientras que en la dirección transversal aparecen tres.

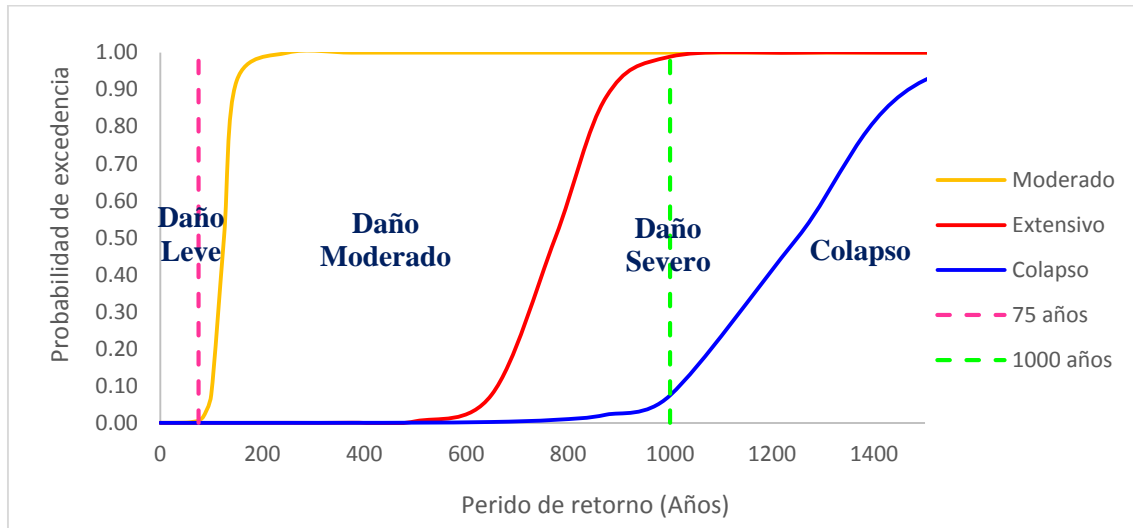
Figura 236: Curvas de fragilidad en base a periodo de retorno de NRHA para la dirección X



Fuente: Elaboración propia (2019)

Revisando la **Figura 236** existe una probabilidad de ocurrencia de 100% de que sufra un daño moderado con un sismo de 75 años, mientras que si la estructura sufriera con un sismo de 1000 años existe la probabilidad de un 100% que la estructura colapse. Siendo ambos estados los predominantes, sin embargo, si hubiera un sismo con el periodo de servicio la estructura necesitaría un reforzamiento mientras que, si la estructura sufre un sismo de diseño, esta llegaría al colapso de la estructura en la dirección longitudinal por lo que se requiera una nueva construcción completa de esta.

Figura 237: Curvas de fragilidad en base a periodo de retorno de NRHA para la dirección Y

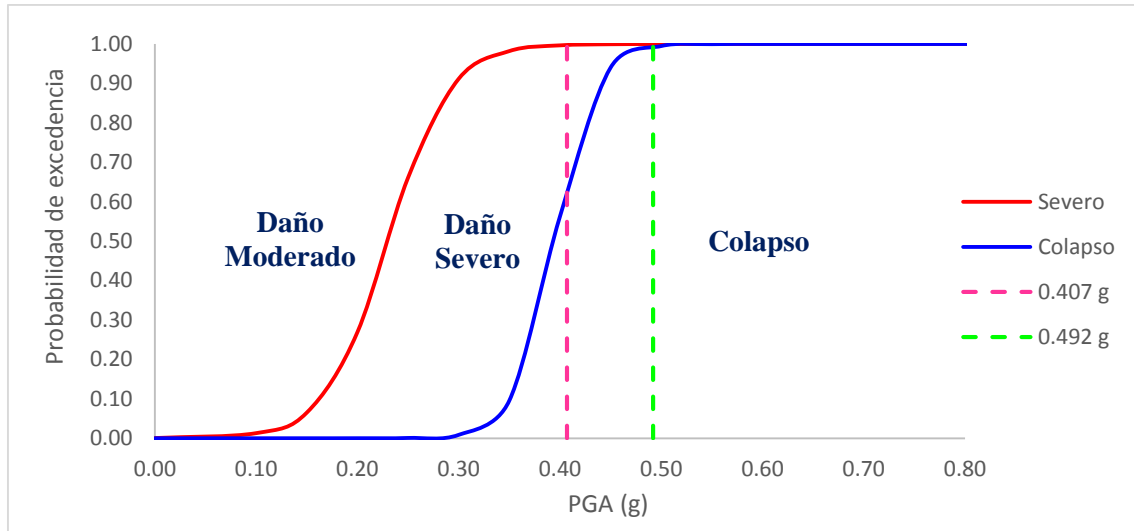


Fuente: Elaboración propia (2019)

Revisando la **Figura 237** existe una probabilidad de ocurrencia de 100% de que sufra un daño leve con un sismo de 75 años, mientras que si la estructura sufriera con un sismo de 1000 años existe la probabilidad que de un 90% que la estructura necesite una reconstrucción, con una baja probabilidad de colapso del 5 % de probabilidades de ocurrencia. Siendo predominante el daño leve en el caso de un sismo de servicio, se requeriría una inspección, mientras si ocurriera un sismo de diseño la estructura necesitaría una reconstrucción.

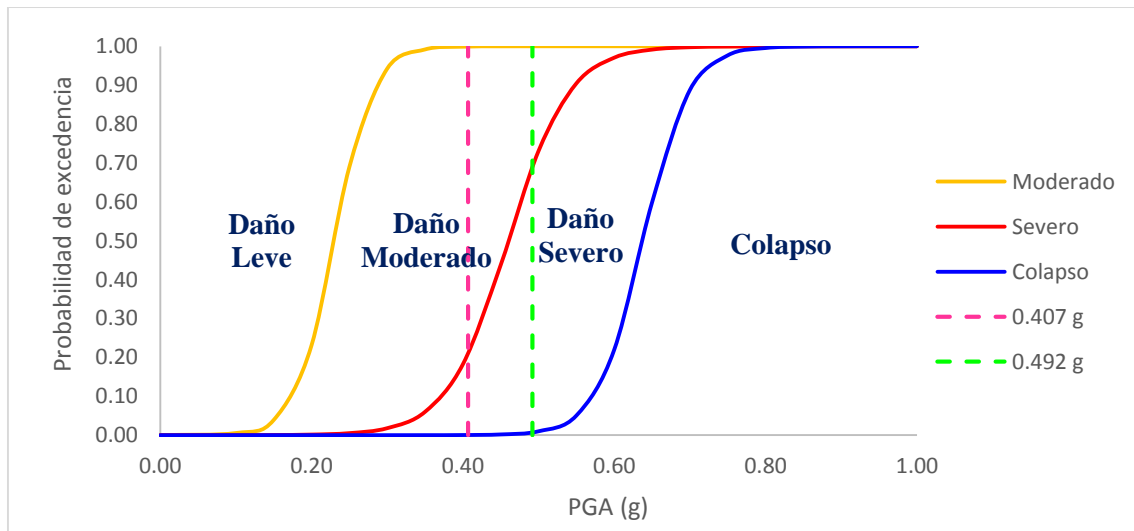
Como se muestra en la **Figura 238** existe una probabilidad de ocurrencia de 40% de que sufra un daño severo con un PGA de 0.407 g y con una probabilidad de ocurrencia de 60% de que la estructura colapse, mientras con un PGA de 0.492 g existe la probabilidad de ocurrencia de un 100% que la estructura colapse. Siendo el estado predominante es el colapso de la estructura en la dirección longitudinal por lo que se requerirá una nueva construcción.

Figura 238: Curvas de fragilidad en base a PGA de NRHA para la dirección X



Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 239: Curvas de fragilidad en base a PGA de NRHA para la dirección Y

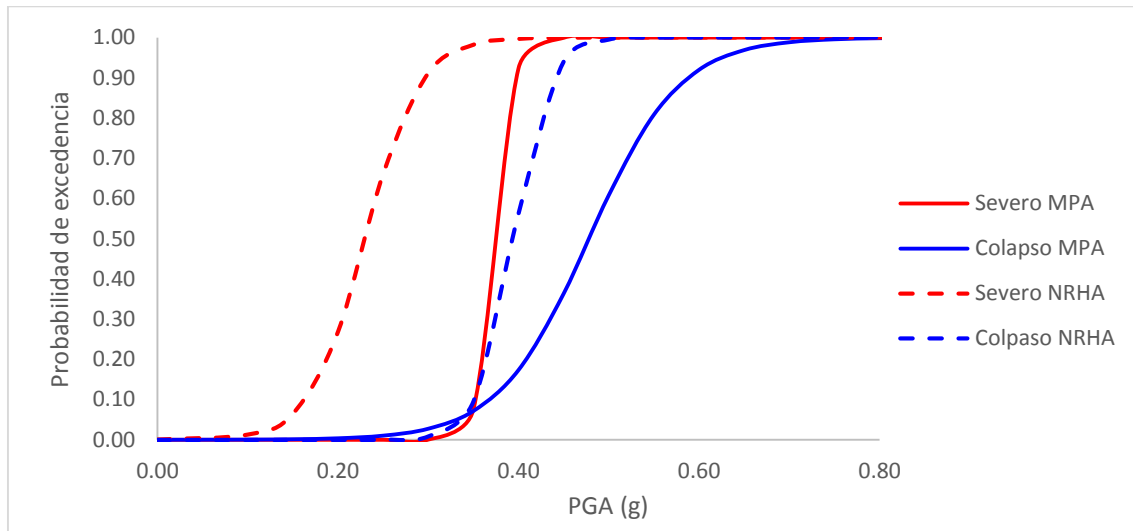


Fuente: Elaboración propia (2019)

Como se muestra en la **Figura 239** existe una probabilidad de ocurrencia de 80% de que sufra un daño moderado con un PGA de 0.407 g y con una probabilidad de ocurrencia de 20% de que la estructura sufra un daño severo, mientras con un PGA de 0.492 g existe la probabilidad de ocurrencia de un 31% que la estructura sufra un daño severo y de 69% de que la estructura colapse. Siendo el estado predominante de daño moderado y daño

severo de la estructura en la dirección transversal por lo que se requiera una reconstrucción del puente.

Figura 240: Curvas de fragilidad en base a PGA de MPA y NRHA para la dirección X

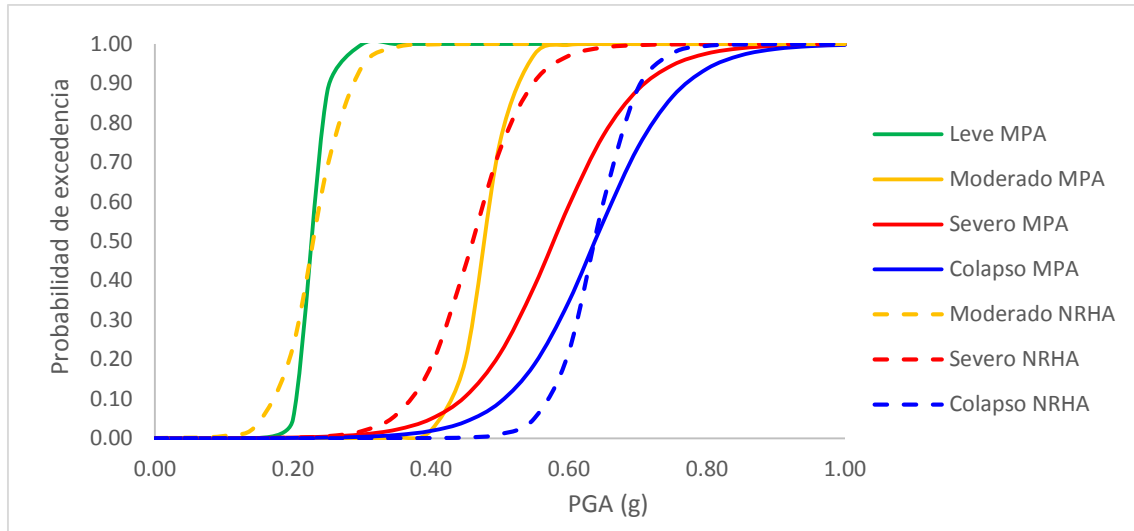


Fuente: Elaboración propia (2019)

En la **Figura 240**, se muestra la diferencia de las curvas de fragilidad para la dirección X, en donde se muestra las curvas generadas por el MPA y NRHA, en donde el PGA generado por el primer análisis es mayor, existiendo una variación de 0.145 g, mientras el segundo análisis lo contrasta debido a que un PGA menor por una variación de 0.083 g, por lo que estructura sufriría daños más rápidamente.

En la **Figura 241**, a comparación de la dirección Y, en donde se muestra las curvas generadas por el MPA y NRHA, existe una gran variación en los estados menores, inclusive el estado leve no existe para las curvas generadas NRHA, mientras que para el estado de colapso coinciden con el mismo PGA, pero existe mayor probabilidad de excedencia del obtenido en el MPA.

Figura 241: Curvas de fragilidad en base a PGA de MPA y NRHA para la dirección Y



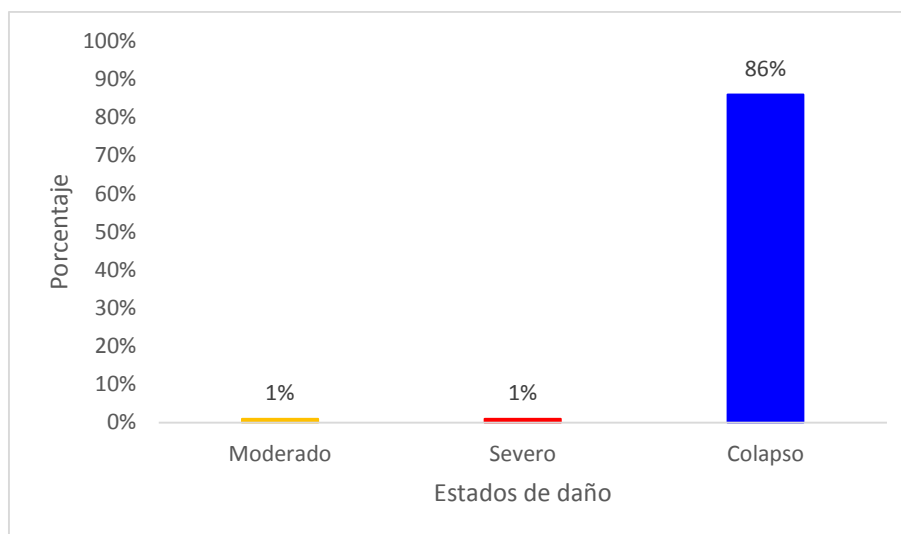
Fuente: Elaboración propia (2019)

4.1.1.1. Nivel de Vulnerabilidad sísmica del puente Moche

La vulnerabilidad del Puente Moche, es elevada ante una acción sísmica, debido a que las curvas fragilidad son una medida usada para la vulnerabilidad.

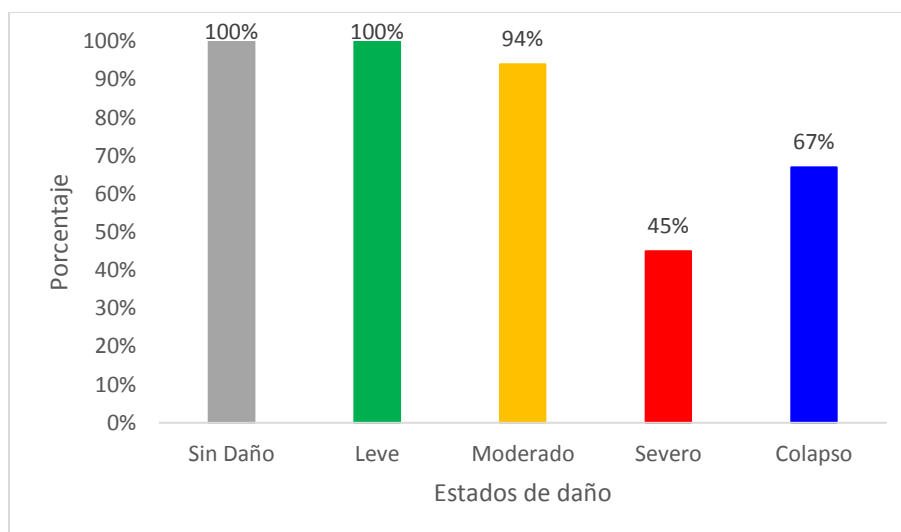
En la **Figura 242**, se muestra alta vulnerabilidad del puente Moche en la dirección X por la probabilidad de excedencia de un 86% de posibilidades de colapsar ante espectros de diseño, al igual que en la **Figura 243**, la vulnerabilidad de daños severos y un colapso es ligeramente menor que la longitudinal debido están por encima del 50% de probabilidades de colapsar en la dirección transversal.

Figura 242: Niveles de vulnerabilidad del MPA para dirección X



Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 243: Niveles de vulnerabilidad del MPA para dirección Y

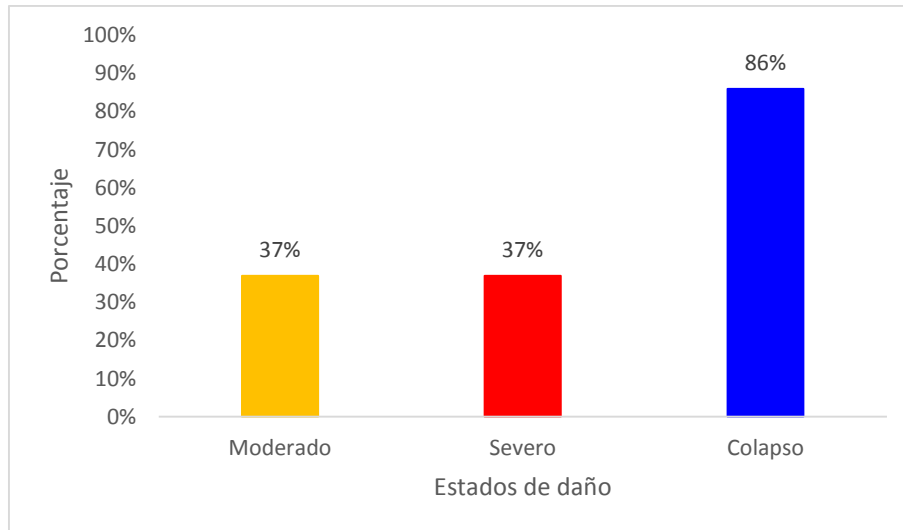


Fuente: Elaboración propia (2019)

En la **Figura 244**, se muestra alta vulnerabilidad del puente Moche en su dirección longitudinal por la probabilidad de excedencia de un 86% de posibilidades de colapsar ante señales sísmica, sin obviar que también existe una probabilidad del 37% de existir daños moderados y severo, al igual que en la **Figura 245**, muestra la alta vulnerabilidad del puente Moche en su dirección transversal de 72% y 75% de probabilidades de que

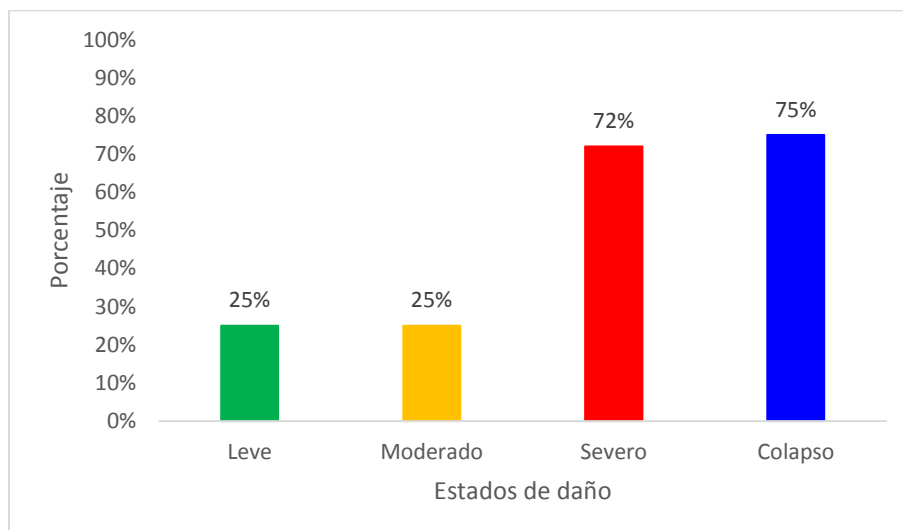
tenga daños severos y colapso respectivamente. Si bien los resultados entre el MPA y el NRHA existe una diferencia, este último ayuda a corroborar si existe deficiencias en el análisis MPA, debido a la sensibilidad y a la complejidad del NRHA.

Figura 244: Niveles de vulnerabilidad del NRHA para dirección X



Fuente: Elaboración propia (2019)

Figura 245: Niveles de vulnerabilidad del NRHA para dirección Y



Fuente: Elaboración propia (2019)

4.2. Conclusiones

Se realizó un análisis Elástico Multimodal y un análisis Tiempo- Historia Lineal del Puente Moche para determinar sus propiedades dinámicas y las fuerzas de diseño ante un sismo, encontrándose que el periodo fundamental en la dirección longitudinal es 0.47 segundos (en X con 51.67% de masa participativa) que guarda similitud con los periodos reportados por el modo 2 para la misma dirección. Para la dirección transversal, el periodo fundamental resultó 0.16 segundos (en Y con 75.15% de la masa participativa), que es similar al encontrado por modo 9 en un puente de 5 tramos con luces similares. También se realizó el análisis para carga vehicular de acuerdo a lo estipulado por el Manual de Puentes (2018). Los análisis dinámicos muestran que las fuerzas cortantes de diseño en la dirección X resultan ligeramente mayores a las resistencias teóricas de los pilares 1 a 7 (1.94% mayor en promedio) y la resistencia teórica promedio de los mismos pilares en la dirección Y, resultan un 17.36% mayores que las fuerzas cortantes de diseño. El reforzamiento practicado al pilar 8 hace que, debido al incremento de rigidez, absorba fuerzas sísmicas muy elevadas en la dirección X que sería incapaz de soportar (Resistencia/Demanda= 0.15).

De los 100 Análisis Pushover Modal (MPA) realizados, se encontró una baja ductilidad de la estructura en la dirección transversal y al trazar las funciones de probabilidad acumulada (de excedencia), se obtuvo una probabilidad de 50% de superar 10 centímetros de desplazamiento en la dirección X para un sismo de 500 años de periodo de retorno, en tanto que para la dirección transversal se obtuvo similar probabilidad (50%) de superar desplazamientos de 0.4 centímetros para el mismo sismo periodo de retorno.

El Análisis Tiempo – Historia No Lineal de Integración Directa (NRHA) se llevó a cabo con 1800 acelerogramas sintéticos (con un distintos PGA basados en los espectros de

diseño en empleados en el MPA) encontrándose una degradación rápida de la rigidez y una alta vulnerabilidad en la dirección longitudinal. Las curvas de fragilidad para la dirección X, obtenidas en base al análisis NRHA, muestran para sismos con periodo de retorno de 500 años, existe una probabilidad del 100% de exceder el Estado de Daño Severo y una probabilidad del 50% de llegar al Estado de Colapso. Por su parte, en la dirección Y, se encontró una probabilidad del 100% de alcanzar el Estado de Daño Moderado, en tanto que la probabilidad de exceder el estado de daño Severo es de solo 8%, siendo nula la probabilidad de colapso. Finalmente, ante la ocurrencia de un sismo con periodo de retorno de 1000 años, se encontró una probabilidad del 100% de colapso para la dirección X; en tanto que para la dirección Y, la probabilidad de exceder el Estado de Daño Moderado es 100%, la probabilidad de exceder el Estado de Daño Severo es de 40% y la probabilidad de alcanzar el colapso es sólo 5%.

De acuerdo a los resultados obtenidos, podemos concluir que el puente Moche (de importancia crítica) presenta una elevada vulnerabilidad en la dirección longitudinal de 86%, inclusive para el Sismo de Diseño, esperándose Daño severo e incluso colapso, lo que implicaría dejar incomunicadas a las principales ciudades costeras del norte peruano, incluyendo Trujillo, con respecto a Lima y otras ciudades a las que se accede por la Carretera Panamericana. La pérdida del puente Moche originaría una grave crisis difícil de afrontar, por lo que es de vital importancia que las autoridades desarrollen un estudio complementario que evalúe la factibilidad de reforzar el puente existente o construir uno nuevo.

REFERENCIAS

- Aburto, P. (2013). Análisis de la vulnerabilidad sísmica del puente Pedro de Valdivia-Chile. Valdivia, Chile.
- Addlink (s.f). Minitab 19. Obtenido de: <https://www.addlink.es/productos/minitab-statistical-software#caracteristicas>
- Anagnostopoulos, S., Petrovski, J. & Bouwkamp, J. (1989). Emergency Earthquake Damage and Usability Assessment of Buildings. *Earthquake Spectra*, 5, 461 – 476. DOI: 10.1193/1.1585535
- Aragadovay, L. (2016). Análisis comparativo utilizando el método tiempo – historia con el espectrograma del sismo el centro y la norma ecuatoriana de la construcción NEC 2015. Ambato, Ecuador.
- ACI 341.3R – 07 (2007). Seismic Evaluation and Retrofit Techniques for Concrete Bridges. Farmington Hills, Michigan, United States. American Concrete Institute.
- ACI 214R – 11 (2011). Guide to Evaluation of Strength Test Results of Concrete. Farmington Hills, Michigan, United States. American Concrete Institute.
- AASHO – BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS (1949). Washington. United States. American Association of State Highway and Officials.
- AASHTO LRDF – BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS (2017). Washington. United States. American Association of State Highway and Transportation Officials.
- ASCE 7 – 16 (2017). Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures. Reston, Virginia, United States. American Society of Civil Engineers.
- ASCE 41 – 13 (2014). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. Reston, Virginia, United States. American Society of Civil Engineers.

ATC – 13 (1985). Earthquake Damage Evaluation Data for California. Redwood City, California, United States. Federal Emergency Management Agency.

ATC – 40 (1996). Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings. Redwood City, California, United States. California Seismic Safety Commission.

Banerjee. S. & Shinozuka, M. (2007). Nonlinear Static Procedure for Seismic Vulnerability Assessment of Bridges. Computer-AIDED Civil and Infrastructure Engineering, 22, 293 – 305. DOI: 10.1111/j.1467-8667.2007.00486.x

Barbat, H., Oller, S. & Vielma, J. (2005). Cálculo y diseño sismorresistente de edificios. Aplicación de la norma NCSE-02, Barcelona, España. Centro internacional de métodos numéricos en ingeniería.

Basöz, N., Kiremidjian, A. & King. S. (1999). Statistical Analysis of Bridge Damage Data from the 1994 Northridge, CA, Earthquake. Earthquake Spectra. 15, 25 – 54. DOI: 10.1193/1.1586027

Belaunde, G. (2018, 11 de enero). Importancia del Análisis Estructural de Edificios. Gestión. Obtenido de:
<https://gestion.pe/blog/riesgosfinancieros/2018/01/continuidad-del-negocio-u-operativa-importancia-del-analisis-estructural-de-edificios.html/?ref=gesr>

Bonnet, R. (2003). Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios: Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada. Barcelona, España.

Carr, A. (2007). Ruamoko Manual. User Guide to Associated Programs (Vol. 4), Christchurch, New Zeland. University of Canterbury.

Castro, Ulises O. (2018, 14 de noviembre). Análisis Sísmico – Combinaciones Modales. Obtenido de: <https://www.linkedin.com/pulse/an%C3%A1lisis-s%C3%ADsmico-combinaciones-modales-ulises-o-castro>

CERSA (s.f.). Análisis y Diseño de Puentes con CSi Bridge. Obtenido de:

<https://cersa.org.pe/capacitaciones/?q=armatupack/analisisdepuentesCSIBridge#:~:text=Usando%20CSi%20Bridge%20los%20ingenieros,de%20manera%20r%C3%A1pida%20y%20sencilla.>

CISMID. (s.f.). Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres. Obtenido de: <http://www.cismid-uni.org/>

Chopra, A. & Goel, R. (2002). A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31, 561 – 582. DOI: 10.1002/eqe.144

Construcción en Acero (2016, 01 de marzo). Construcción de curvas de fragilidad. Obtenido de: <https://www.construccionenacero.com/blog/ndeg-23-construccion-de-curvas-de-fragilidad>

CSIESPAÑA (s.f.). CSi Bridge. Obtenido de: <https://www.csiespana.com/software/4/csi-bridge>

CSI AMERICA (s.f.). CSi Bridge 2015 17.2.0 ENHANCEMENTS. Obtenido de: <https://www.csiamerica.com/content/csibrige-2015-1720-enhancements>

Dynamics (s.f.). Structural Engineering, Seismic Risk Analysis and Earthquakes Engineering. Obtenido de: http://www.dynamisassociates.com/software_es/

Estela, J. (2019). Efecto del cálculo de curvas de fragilidad para la evaluación de vulnerabilidad sísmica del puente carretero Sánchez Cerro – Piura – 2018. Trujillo. Perú.

Euronews (2018, 16 de agosto). Las consecuencias económicas del derrumbe del puente de Génova. Obtenido de: <https://es.euronews.com/2018/08/16/las-consecuencias-economicas-del-derrumbe-del-puente-de-genova>

- E.030 (2018). Diseño Sismorresistente. Lima. Perú. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.
- E.060 (2009). Concreto Armado. Lima. Perú. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.
- FEMA 273 (1997). NEHRP Guidelines for the Seismic rehabilitation of buildings, California, United States. Federal Emergency Management Agency.
- Florian, A. (1992), An efficient sampling scheme: Updated Latin Hypercube Sampling. Probabilistic Engineering Mechanics, 7, 123 – 130. DOI: 10.1016/0266-8920(92)90015-A
- García – Rossell, C. (2005). Análisis y diseño de puentes de concreto Armado: Método AASHTO - LRFD, Lima, Perú. Capítulo de Estudiantes ACI de la Universidad Nacional de Ingeniería.
- Gasparini, D. & Vanmarcke, E. (1976). SIMQKE: A Program for artificial motion generation. User's Manual and Documentation. Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, USA.
- Ger, J. & Cheng, F. (2013). Seismic Design Aids for Nonlinear Pushover Analysis of Reinforced Concrete and Steel Bridges. Boca Raton, Estados Unidos. CRC Press.
- Gómez, C., Oller, S. & Barbat, A. (2002). Curvas de fragilidad de un puente de concreto aplicado un método simplificado de análisis. XIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, 18, 731 - 741, Recuperado de: http://www.smie.org.mx/SMIE_Articulos/co/co_12/te_04/ar_05.pdf
- González, V., Botero, J., Rochel, R., Vidal, J., & Álvarez, M. (2005). Propiedades mecánicas del acero de refuerzo utilizado en Colombia. Ingeniería y Ciencia, 1(1), 67 – 76.

Geoengineer (s.f.). SeismoArtif. Obtenido de:

<https://www.geoengineer.org/software/seismoartif>

Gutiérrez, A. (2015). Cambios de paradigmas en ingeniería civil. Seminario Técnico SIVENSA, PAG Marketing. Caracas, Venezuela.

Hilber, H., Hughes, T. & Taylor, R. (1977). Improved numerical dissipation for time integration algorithms in structural dynamics. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 5, 283 – 292. DOI: 10.1002/eqe.4290050306

Hou, S. (1968). Earthquake simulation models and their applications, Massachusetts Institute of Technology, USA. Department of civil engineering

Japan Endless Discovery (s.f.). Gran Puente de Akashi Kaikyo. Obtenido de: <https://www.japan.travel/es/spot/1049/>

Kiureghian, A., & Neuenhofer, A. (1992). Response spectrum method for multisupport seismic excitations. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 21, 713 - 714. DOI:10.1002/eqe.4290210805

K – NET, Kik – net (s.f.) Strong – Motion Seismograph networks. Obtenido de <https://www.kyoshin.bosai.go.jp/>

La República (2015, 10 de abril). Colegio de Ingenieros advierte: puente Moche corre el riesgo de colapsar. Obtenido de: <https://larepublica.pe/archivo/869091-colegio-de-ingenieros-advierte-puente-moche-corre-el-riesgo-de-colapsar/>

López, O. & Del Re Ruíz, G. (2008). Evaluación de los métodos de análisis estático no-lineal para determinar la demanda sísmica en estructuras aporticadas de concreto armado. *Boletín Técnico*, 46 (3), 1 – 28.

López, S. & Rodríguez, C. (2018). Construcción de curvas de fragilidad para viviendas unifamiliares de muros de ductilidad limitada, Lima. Perú.

Manual de Puentes (2018). Lima, Perú. Ministerio de Transportes y Comunicaciones.

- Martinez, J. (2012). Caracterización de la vulnerabilidad sísmica utilizando curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño para algunas tipologías estructurales de hormigón armado. Aplicación a la ciudad de Valdivia, región de Los Ríos. Valdivia, Chile.
- Menčík, J. (2016). Concise Reliability for Engineers [Adobe Digital Edition version]. DOI: 10.5772/62009
- Moreno, R. (2006). Evaluación del riesgo sísmico en edificios mediante análisis estático no lineal: Aplicación a diversos escenarios sísmicos de Barcelona. Barcelona, España.
- Mosleh, A., Jara, J., Razzaghi, M. & Varum H. (2018). Probabilistic Seismic Performance Analysis of RC Bridges. Journal of Earthquake Engineering, 1-25. DOI: 10.1080/13632469.2018.1477637
- Moschonas, I., Kappos, A., Panetsos, P., Papadopoulos, V., Makarios, T., Thanopoulos, P. (2009). Seismic fragility curves for Greek bridges: Methodology and case studies. Bulletin of Earthquake Engineering, 7, 439 - 468. DOI: 439-468. 10.1007/s10518-008-9077-2.
- Nazri, F. (2018). Seismic Fragility Assessment for Buildings due to Earthquake Excitation. Penang, Malaysia. Springer.
- Navarro, K. (2016, 23 de diciembre). La importancia del Diseño Estructural. Cyecsa. Obtenido de: <https://www.cyecsa.com/uncategorized/la-importancia-del-diseno-estructural/>
- Nuray, M., Fischinger, M., Isaković, T., Kappos, A. & Pinho, R. (2012). Methods for Inelastic Analysis of Bridges. En A. J. Kappos, M. Saïd, M. Nuray & T. Isaković (Eds.). Seismic Design and Assessment of Bridges Inelastic Methods of Analysis and Case Studies. Dordrecht, Países Bajos, Springer.

- Nuray, M. & Önem, G. (2010). Evaluation of Analysis Procedures for Seismic Assessment and Retrofit Design. En M. Garevski & Ansal A. (Eds.) Earthquake Engineering in Europe. Dordrecht, Países Bajos, Springer.
- Paraskeva, T., Kappos, A. & Sextos A. (2006). Extension of modal pushover analysis to seismic assessment of bridges. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 35, 1269 – 1293. DOI: 10.1002/eqe.582
- Paraskeva, T. & Kappos, A. (2008). An improved multimodal procedure for deriving pushover curves for bridges.
- Park, Y., Ang, H. & Wen, Y. (1987). Damage-Limited Aseismic Design of Buildings. *Earthquake Spectra*. 3, 1 – 26. DOI: 10.1193/1.1585416
- Patil, D. & Bhargava, R. & Khare, R. (2019). Performance-based Seismic Evaluation of Different Concrete Bridges. *International Journal of Applied Engineering Research*, Volumen 14 (11), 2799 - 2805.
- Porter, K. (2015). A Beginner's Guide to Fragility, Vulnerability, and Risk. *Encyclopedia of Earthquake Engineering*, 23, 471 – 489. DOI: 10.1007/978-3-642-36197-5_256-1.
- Porter, K. (2020). A Beginner's Guide to Fragility, Vulnerability, and Risk. Colorado. United States.
- RENADIC (s.f.). Red de cobertura nacional de acelerógrafos. Obtenido de <http://www.terremotosuchile.cl/>
- Saiid, M., Arêde, A., Cardone, D. Delgado, P., Dolce, M., Fischinger, M., Isaković, T., Pantazopoulou, S., Pekcan, G., Pinho, R. & Sextos A. (2012). Modelling of Bridges for Inelastic Analysis. En A. J. Kappos, M. Saiid, M. Nuray & T. Isaković (Eds.). *Seismic Design and Assessment of Bridges Inelastic Methods of Analysis and Case Studies*. Dordrecht, Países Bajos, Springer.

Seismic Retrofitting Manual for Highway Structures: Part 1 – Bridges (2006). U.S.

Department of Transportation Federal Highway Administration. Georgetown Pike

Mc Lean. Virginia. United States.

Shinozuka, M., Feng, M., Kim, H. & Kim, S. (2000). Nonlinear procedure for fragility

curves development. Journal of Engineering Mechanics. 126, 1287-1295. DOI:

10.1061/(ASCE)0733-9399(2000)126:12(1287)

SolidWorks (s.f.). Comprensión del análisis no lineal. Obtenido de:

<https://www.solidworks.com/es/media/understanding-nonlinear-analysis>

Software (s.f.). Minitab. Obtenido de: <https://software.com.mx/p/minitab>

Soria, I. (2011). Curvas de fragilidad para puentes carreteros típicos del Pacífico

Mexicano. México, D.F. México.

Structuralia (2016, 20 de julio). Gestión medioambiental en la ejecución de puentes.

Obtenido de: <https://blog.structuralia.com/gestion-medioambiental-en-la-ejecucion-de-puentes>

Tavera, H., Bernal, I., Salas, H. (2007). El sismo de Pisco del 15 de agosto, 2007 (7.9M_w).

Departamento de Ica – Perú. Instituto Geofísico del Perú, Lima, Perú.

Tavera, H. & Buforn, E. (1998). Sismicidad y sismotectónica de Perú. Física de la Tierra,

10, 187 – 219. Recuperado de: <https://repositorio.igp.gob.pe/handle/IGP/822>

Tavera, H. (2014). Evaluación del peligro asociado a los sismos y efectos secundarios en

Perú. Instituto Geofísico del Perú, Lima, Perú.

Tavera, H., Bernal, I., Condori, C., Ordaz, M., Zevallos, A. & Ishizawa, O. (2014).

Evaluación del Peligro Sísmico en Perú. Instituto Geofísico del Perú, Lima, Perú.

Universidad de Valladolid (s.f.). Construcciones sismorresistentes. Obtenido de:

https://www.lpi.tel.uva.es/~nacho/docencia/ing_ond_1/trabajos_06_07/io3/public_html/Sismorresistencia/Sismorresistencia.html

Universidad de Canterbury (s.f.). Fragility Functions. Obtenido de: wiki.canterbury.ac.nz

VDC (s.f.). Strong – Motion Virtual Data Center. Obtenido de <https://strongmotioncenter.org/vdc/scripts/search.plx>

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

Vargas, Y., Pujades, L., Barbat, A. & Hurtado, J. (2013). Evaluación probabilista de la capacidad, fragilidad y daño sísmico de edificios de hormigón armado. Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería. 29, 63 – 78. DOI: 10.1016/j.rimni.2013.04.003

Velásquez, J. (2006). Estimación de pérdidas por sismo en edificios peruanos mediante Curvas de Fragilidad analíticas. Lima, Perú.

Vielma, J. (2014). Contribuciones a la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificios, Barcelona, España. Centro internacional de métodos numéricos en ingeniería.

Villareal Castro, G. & Díaz La Rosa Sánchez, Marco (2016). Edificaciones con disipadores viscosos, Trujillo, Perú. Gráfica Norte S.R.L.

Zhang, W., Vinayagamooth, M. & Duan L (2015). Dynamic Analysis. En W.-F. Chen & L. Duan (Eds.), Bridge Engineering Handbook: Seismic Design. Boca Raton, Estados Unidos. CRC Press.

Zheng, Y., Usami, T. & Ge, H. (2003). Seismic response predictions of multi-span steel bridges through pushover analysis. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 32, 1259 - 1274. DOI: 10.1002/eqe.272

ANEXOS

Anexo 1: Vista del Puente Moche



Fuente: Elaboración propia (2019)

Vista del puente: Se muestra al puente Moche con sus dos tramos que existe actualmente, siendo el puente más antiguo el que tiene la ruta de Sur a Norte, la que se evaluará debido a su tiempo de servicio a comparación del otro tramo que es de Norte a Sur.

Anexo 2: Visita al Puente Moche



Fuente: Elaboración propia (2019)

Visita: Se acudió al lugar donde se encuentre el puente Moche, para ver la situación actual en la que se encuentra.

Anexo 3: Estado del Puente – Evidencia 1



Fuente: Elaboración propia (2019)

Estribo 1 del puente Moche: Se aprecia la marca hasta donde ha llegado el agua debido al caudal traído por el último fenómeno del niño. Se presencia los efectos de agrietamiento del estribo debido al peso del tablero y a la carga vehicular que circula en el puente, además las condiciones del tablero de concreto armado en malas condiciones debido a la falta del mantenimiento.

Anexo 4: Estado del Puente – Evidencia 2



Fuente: Elaboración propia (2019)

Ausencia de elementos de apoyo: En cuanto al diseño actual del puente no se ha considerado elementos de apoyo, lo que ha ocasionado grietas en pilares y estribos.

Anexo 5: Desprendimiento de concreto – Evidencia 3



Fuente: Elaboración propia (2019)

Vigas longitudinales y transversales: Se presencia el desprendimiento de concreto en distintas partes inferiores de las vigas del puente, he incluso se presencia la falta de recubrimiento del acero de refuerzo exponiéndolo a la intemperie. Esto está sucediendo por motivos de falta de mantenimiento continuo en la estructura.

Anexo 6: Reforzamiento de Pilar – Evidencia 4



Fuente: Elaboración propia (2019)

Reforzamiento de pilar: El puente Moche tiene un pilar que fue reforzado en el año 2015, este surgió a causa de que fue afectado por el fenómeno de El Niño de ese año, el pilar adquirió el doble de su espesor originalmente.

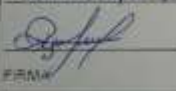
Anexo 7 - Medición del puente Moche



Fuente: Elaboración propia (2019)

Mediciones de la losa y viga: Los planos solicitudes al Ministerio de Transportes y Comunicaciones, no muestran el espesor de la losa, ni el peralte de la viga por lo que se procedió a realizar mediciones a la estructura.

Anexo 9: Solicitud para obtención de planos del puente Moche

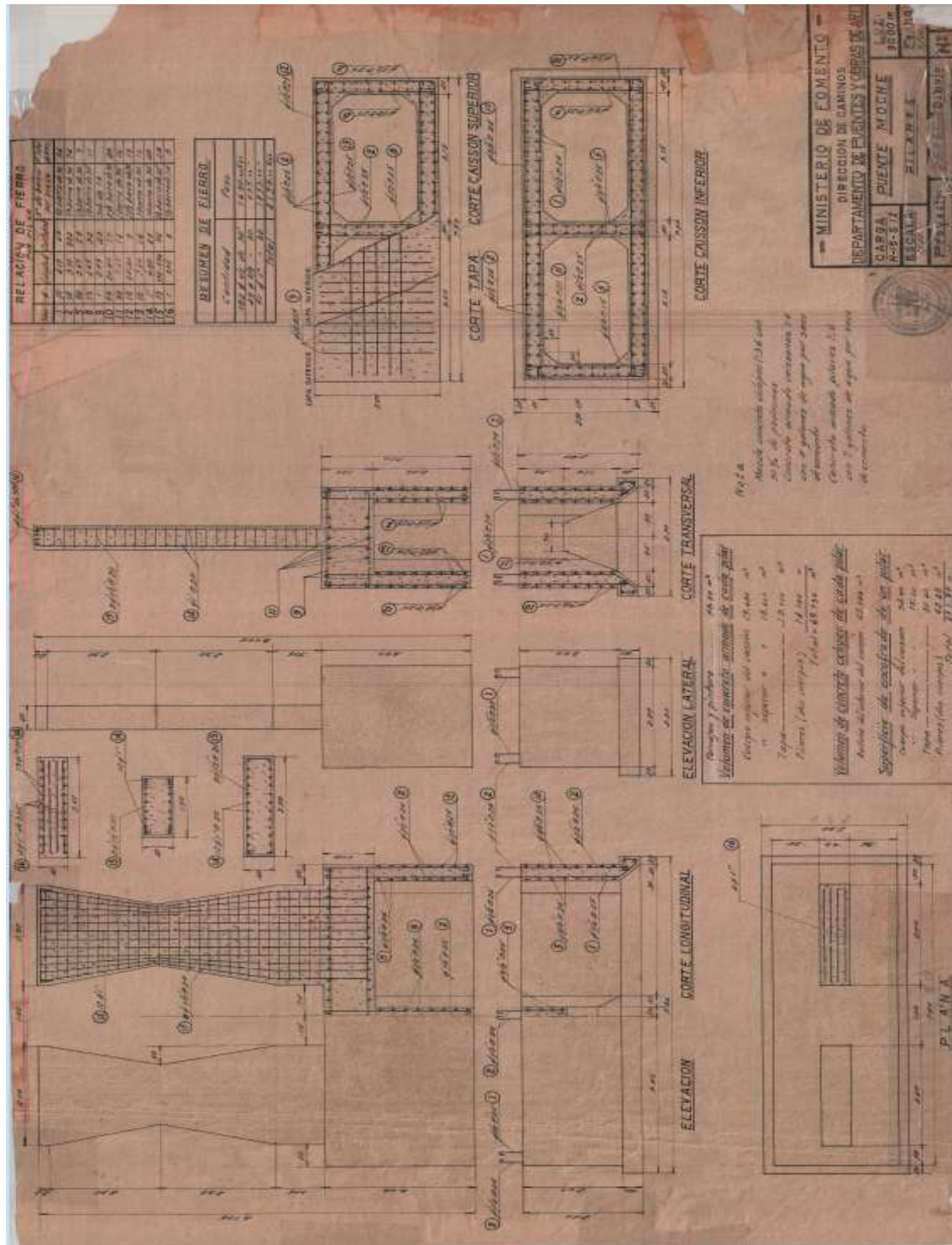
PEHU	Ministerio de Transportes y Comunicaciones	Administración de Carreteras	PROVIAS NACIONAL	
FORMULARIO PROVIAS 001	SOLICITUD DE ACCESO A LA INFORMACIÓN PÚBLICA (Texto Único Ordenado de la Ley N° 27806, Ley de Transparencia y Acceso a la Información Pública, aprobado por Decreto Supremo N° 043-2003-PCM)		N° DE REGISTRO	
I. FUNCIONARIO RESPONSABLE DE ENTREGAR LA INFORMACIÓN Mitzzy Chavez				
II. DATOS DEL SOLICITANTE				
APELLIDOS Y NOMBRES / RAZÓN SOCIAL Suárez Vásquez, Diego Leonel		DOCUMENTO DE IDENTIDAD D.N.I./M.I.C./OTRO D.N.I. 70555143		
DOMICILIO				
AV. CALLE/URBS. Calle Apurimac	N°/C/PTO./INT. E22	DISTRITO San Pedro de Macis	URBANIZACIÓN	
PROVINCIA Pacasmayo	DEPARTAMENTO La Libertad	CORREO ELECTRÓNICO diegoleonel@outlook.com	TELÉFONO 956465064	
III. INFORMACIÓN SOLICITADA Solicitar los planos del Puente Moche ubicada en el distrito de Moche, provincia de Trujillo, departamento de La Libertad obra ejecutada por el Ministerio del Fomento (Dirección de Carreteras), para la cual los planos los necesitara para mi tesis basada en estudio estructural.				
IV. DEPENDENCIA DE LA CUAL SE REQUIERE LA INFORMACIÓN Transparencia Administrativa				
V. FORMA DE ENTREGA DE LA INFORMACIÓN (marcar con una "X")				
COPIA SIMPLE	DISQUETE	CD	<input checked="" type="checkbox"/> CORREO ELECTRÓNICO	OTRO
APELLIDOS Y NOMBRES Suárez Vásquez, Diego Leonel		FECHA Y HORA DE RECEPCIÓN		
FIRMA 				
OBSERVACIONES:				
NOTA: PRESENTAR EN ORIGINAL Y COPIA.				

PROVIAS NACIONAL
TRAMITE DOCUMENTARIO
E- 11519 279
HORA 19 AGO. 2019
ES SEÑAL DE RECEPCION NO DE CONFORMIDAD
AC

Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2019)

Cargo que pide el Ministerio de Transporte y Comunicaciones, al solicitar acceso a la información pública, bajo la ley N° 27806.

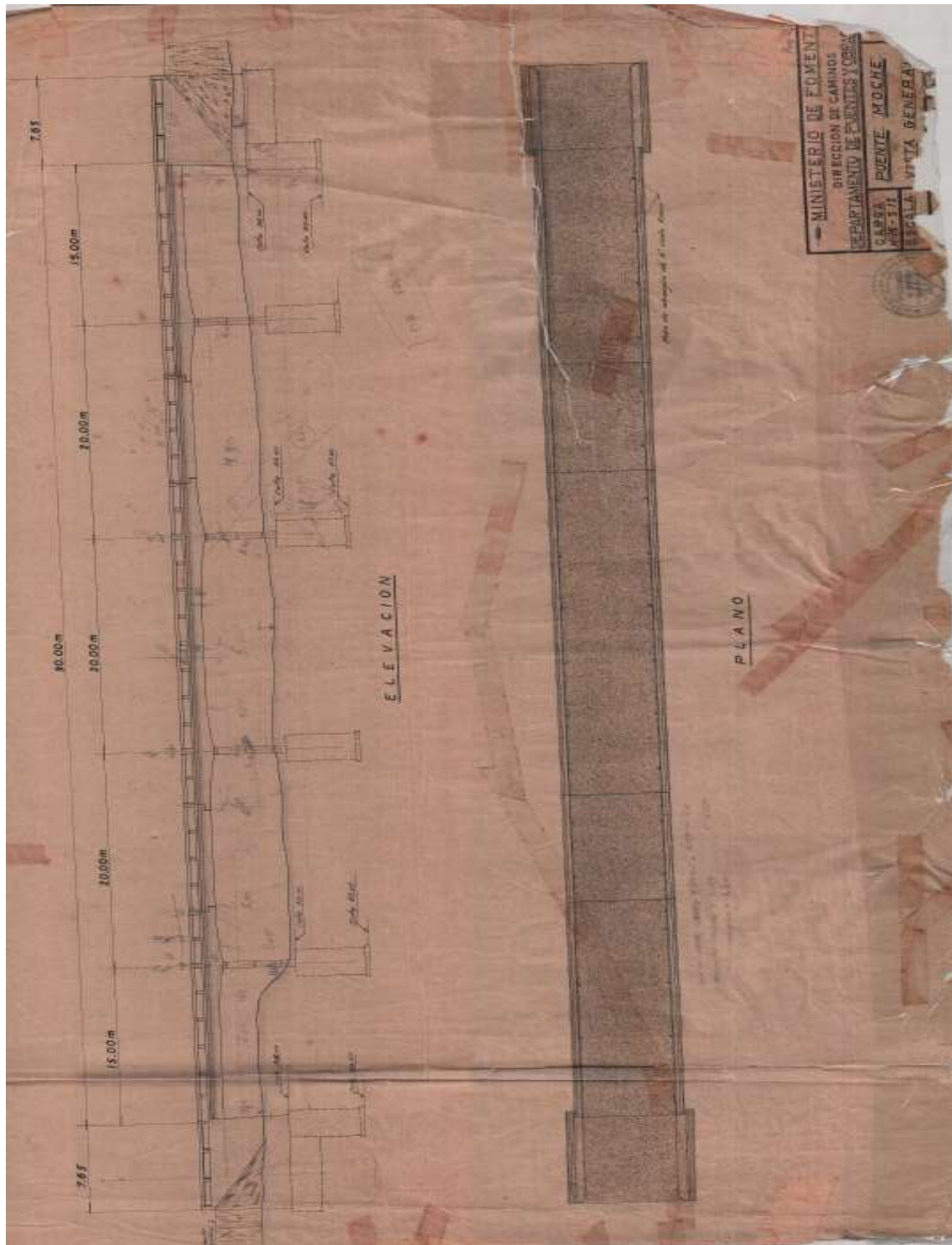
Anexo 11: Plano de pilares del Puente Moche



Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2019)

Plano original donde se detalla las características de los pilares del puente Moche.

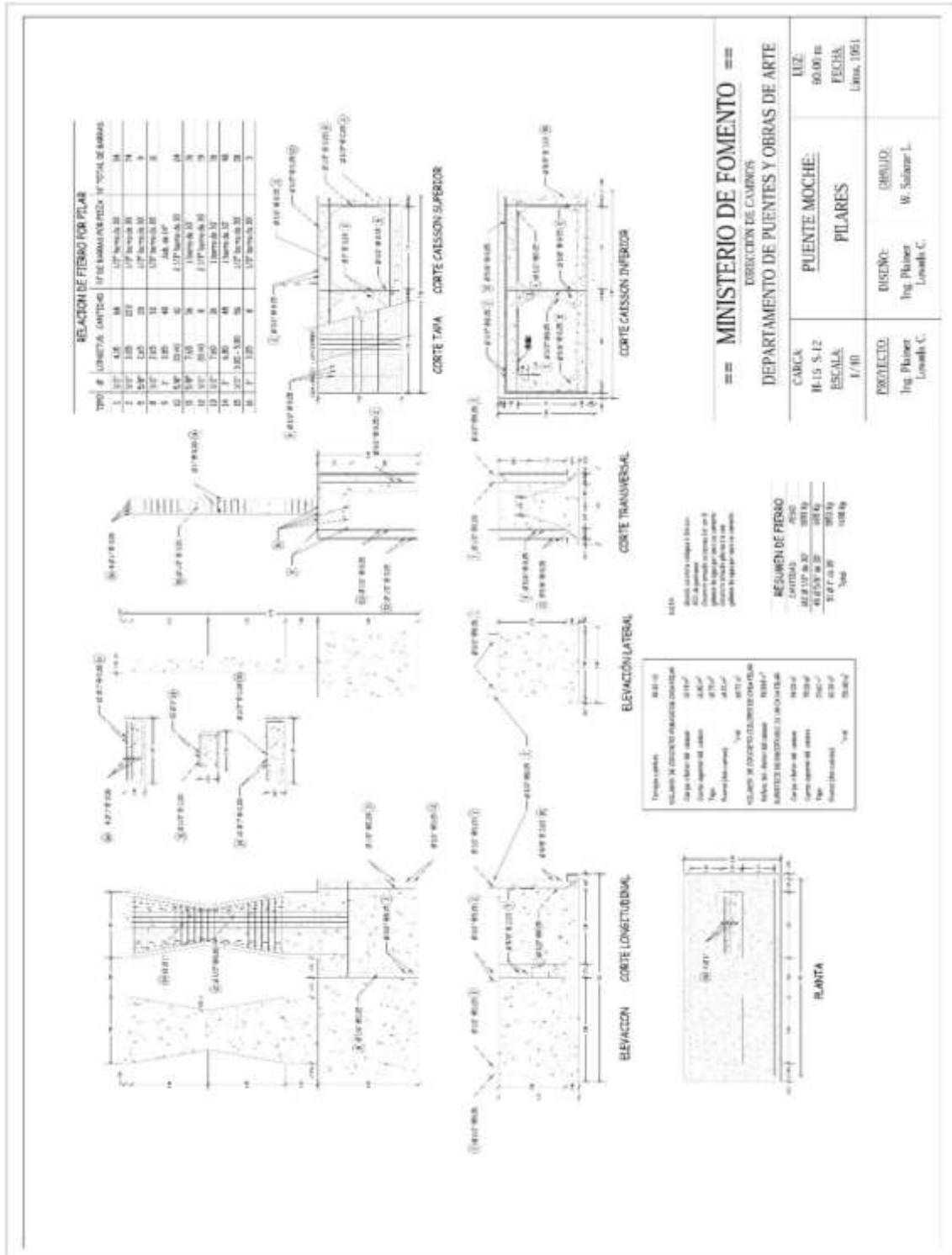
Anexo 12: Plano de vista general del Puente Moche



Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2019)

Plano donde se detalla las características del puente Moche.

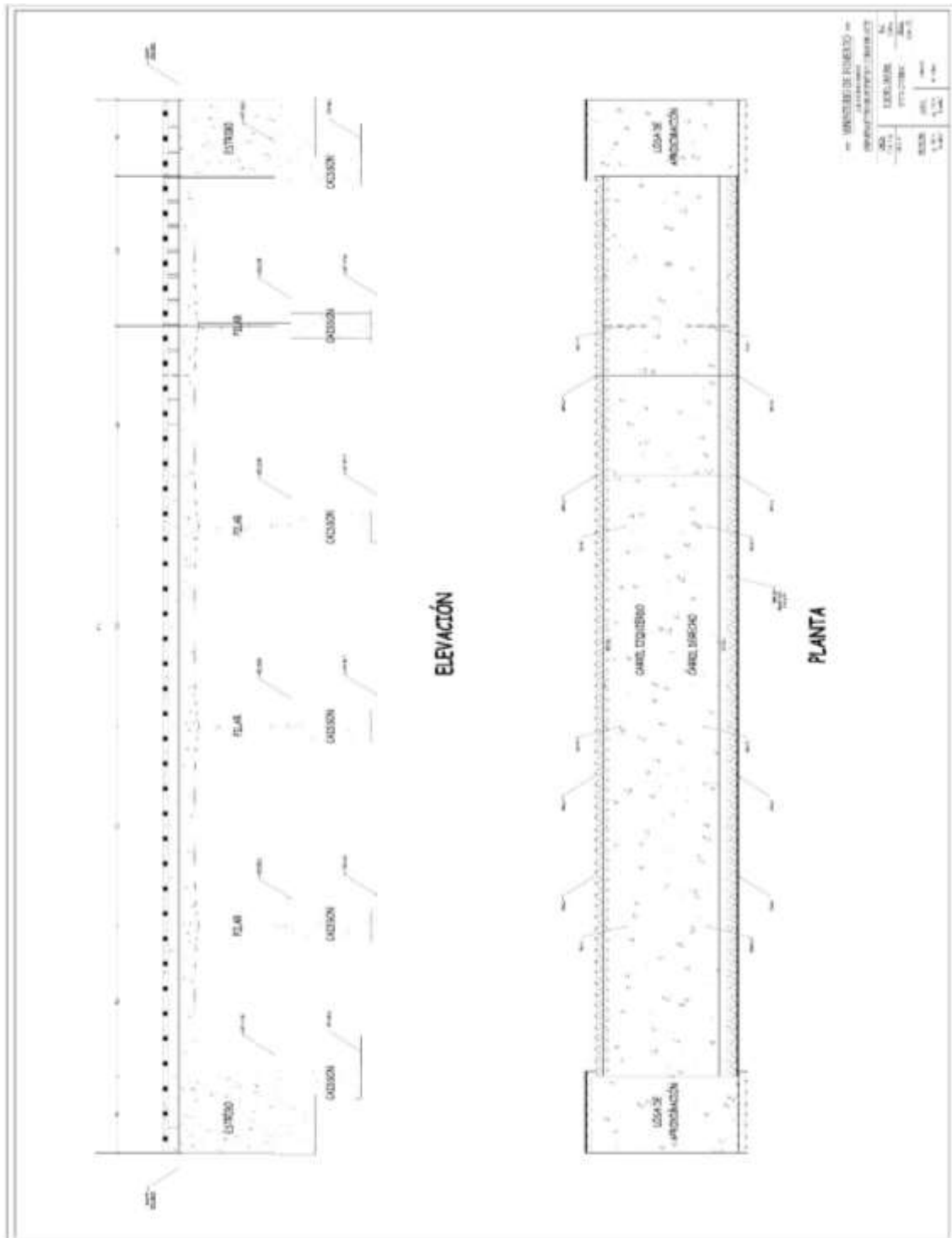
Anexo 14: Plano de pilares del Puente Moche



Fuente: Elaboración propia (2019)

Plano elaborado donde se detalla las características de los pilares del puente Moche.

Anexo 15: Plano de vista general del Puente Moche



Fuente: Elaboración Propia (2019)

Plano elaborado donde se detalla las características del puente Moche.

Anexo 16: Mapa de isoaceleraciones espectrales suelo tipo B, AASHTO 2014 (Roca).

Periodo estructural de 0.0 seg



Fuente: Manual de Puentes (2018)

Mapa de donde se obtiene el coeficiente de *PGA*

Anexo 17: Mapa de isoaceleraciones espectrales suelo tipo B, AASHTO 2014 (Roca).

Periodo estructural de 0.2 seg



Fuente: Manual de Puentes (2018)

Mapa de donde se obtiene el coeficiente de S_S

Anexo 18: Mapa de isoaceleraciones espectrales suelo tipo B, AASHTO 2014 (Roca).

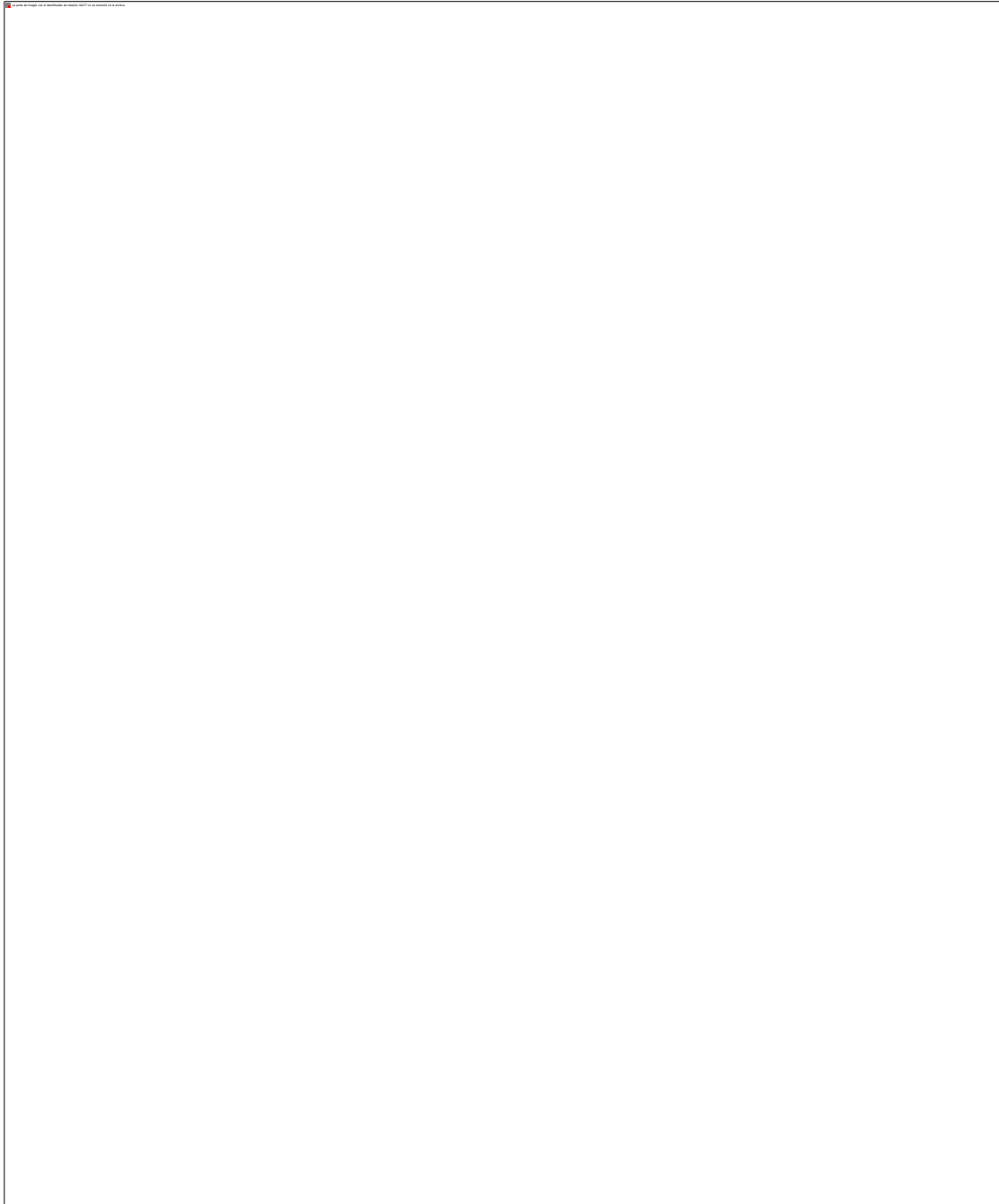
Periodo estructural de 1.0 seg



Fuente: Manual de Puentes (2018)

Mapa de donde se obtiene el coeficiente de S_1

Anexo 19: Mapa de peligro sísmico para el Perú considerando un periodo de retorno de 50 años con el 10% de excedencia



Fuente: Evaluación del Peligro Sísmico en Perú (Tavera et al., 2018)

Mapa de riesgo sísmico para periodo de retorno de 50 años con 10% de excedencia con valores de aceleración que están expresados en unidades de gals.