

EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE PUENTES EN CUYO Y EL NOA A TRAVÉS DE CURVAS DE FRAGILIDAD

José Aníbal Saracho

Ingeniero en Construcciones y Civil
Magister en Ingeniería Estructural

Tesis presentada en parcial cumplimiento para la obtención del grado de:

Doctor en Ingeniería

Dirigida por:

Dr. Ing. Gustavo Ariel Pérez

Integrantes Comisión de Supervisión:

**Dr. Ing. Domingo Sfer
Dr. Ing. Gustavo Luis Palazzo**

Aprobada por:

**Dr. Ing. Darío Rivera Vargas
Dr. Ing. Federico Pinto
Dr. Ing. Juan Carlos Ramallo**

**Instituto de Estructuras
“Ing. Arturo M. Guzmán”
Facultad de Ciencias Exactas y Tecnología
Universidad Nacional de Tucumán**

Julio de 2024.

ÍNDICE

ÍNDICE	I
RESUMEN	V
ABSTRACT	VI
AGRADECIMIENTOS	VII
LISTA DE TABLAS	VIII
LISTA DE FIGURAS	XII
CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN	1
1.1 Descripción del problema	1
1.2 Evaluación del riesgo sísmico	3
1.3 Introducción al desarrollo de las curvas de fragilidad	4
1.4 Revisión de estudios previos	8
1.4.1 Métodos de juicio de expertos	9
1.4.2 Métodos empíricos	11
1.4.3 Métodos analíticos	12
1.5 Objetivo y alcance	17
1.6 Organización del trabajo	17
CAPÍTULO 2: CLASIFICACIÓN DE PUENTES PARA ESTUDIOS DE FRAGILIDAD SÍSMICA	19
2.1 Generalidades	19
2.2 Revisión de clasificaciones de puentes en estudios previos	20
2.3 Análisis del inventario y clasificación de puentes en Argentina	24
2.3.1 Número de tramos	26
2.3.2 Longitud máxima de tramos	29
2.3.3 Ancho de Tablero	30
2.3.4 Altura de Pilas	30
2.3.5 Ángulo de Oblicuidad	31
2.3.6 Tipo de Superestructura	32
2.3.7 Año de construcción	35
2.4 Puentes de estudio seleccionados	35
CAPÍTULO 3: SELECCIÓN DE ACELEROGRAMAS PARA ESTUDIOS DE FRAGILIDAD	46
3.1 Generalidades	46
3.2 Características de las fuentes sismogénicas principales en la región de estudio	47
3.3 Herramienta utilizada para la selección. Definición de espectros objetivos	50

3.4 Criterios adoptados para la búsqueda de acelerogramas	56
3.5 Criterios adoptados para la selección final del conjunto de acelerogramas	57
3.6 Resultados y discusión	59
3.7 Comentarios finales	71
CAPÍTULO 4: MODELOS ANALÍTICOS	73
4.1 Generalidades	73
4.2 Modelado de los componentes del puente	73
4.2.1 Superestructura	76
4.2.2 Subestructura – Pilas	76
4.2.2.1 Modelos de los materiales	77
4.2.2.2 Modelos analíticos de columnas y vigas de hormigón armado	81
4.2.2.3 Verificación del modelo en columnas	82
4.2.3 Fundaciones en pilas	84
4.2.3.1 Fundación superficial	85
4.2.3.2 Fundación profunda	88
4.2.4 Estribos	89
4.2.5 Apoyos	93
4.2.6 Tensores	94
4.2.7 Elementos de impacto	95
4.3 Algunas respuestas de los modelos	98
CAPÍTULO 5: ESTADOS LÍMITES DE DAÑO	110
5.1 Generalidades	110
5.2 Antecedentes	110
5.2.1 Estados límites de daño por curvatura en columnas	112
5.2.2 Estado límite de daño por corte en columnas	116
5.2.2.1 Resistencia al corte inicial, V_i	116
5.2.2.2 Resistencia al corte final, V_f	118
5.2.3 Estados límites de daño por desplazamiento de la superestructura	118
5.3 Estados Límites de daño adoptados	119
5.3.1 Ductilidad por curvatura en columnas	119
5.3.2 Capacidad al corte en columnas	123
5.3.3 Capacidad por desplazamiento	125
CAPÍTULO 6: DESARROLLO DE CURVAS DE FRAGILIDAD Y ESTIMACIÓN DE PÉRDIDAS ECONÓMICAS	126
6.1 Generalidades	126
6.2 Modelos de demanda sísmica probabilística	126

6.2.1 Selección de la medida de intensidad	130
6.2.2 Modelos de demanda sísmica probabilística para ductilidad por curvatura	131
6.2.3 Modelos de demanda sísmica probabilística para el esfuerzo de corte en columnas	135
6.2.4 Modelos de demanda sísmica probabilística para el desplazamiento relativo de la superestructura	137
6.3 Curvas de Fragilidad	141
6.3.1 Límites de los Estados de daño	141
6.3.2 Generación de curvas de fragilidad	142
6.3.3 Curvas de fragilidad para ductilidad por curvatura	143
6.3.4 Curvas de fragilidad para esfuerzo de corte	144
6.3.5 Curvas de fragilidad para desplazamiento de la superestructura	146
6.3.6 Curvas de fragilidad determinantes	148
6.4 Pérdidas económicas	149
6.5 Cálculo del daño esperado por aplicación de las curvas de fragilidad	151
CAPÍTULO 7: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES PARA FUTUROS TRABAJOS	155
7.1 Resumen	155
7.2 Conclusiones	155
7.3 Recomendaciones para futuros trabajos	159
7.4 Publicaciones del autor relacionadas con la Tesis	160
APÉNDICE A: INFLUENCIA DE DISTINTOS PARÁMETROS EN LA VARIACIÓN DEL PERIODO DE LAS ESTRUCTURAS ESTUDIADAS	163
A.1 Introducción	163
A.2 Metodología	163
A.2.1 Modelos estructurales	163
A.2.2 Incremento de la resistencia y rigidez de los materiales constitutivos	164
A.2.3 Flexibilidad en fundaciones	165
A.3 Análisis de resultados y discusión	168
A.4 Conclusiones	169
APÉNDICE B: MOVIMIENTOS SÍSMICOS VERTICALES Y SUS EFECTOS SOBRE LAS ESTRUCTURAS. SU CONSIDERACIÓN EN PUENTES	171
B.1 Introducción	171
B.2 Componente vertical del movimiento sísmico y relación V/H	171
B.3 Contenido de frecuencias	172

B.4 Retraso de tiempo entre los movimientos verticales y horizontales máximos	174
B.5 Período de respuesta vertical	174
B.6 Efecto sobre las estructuras de los puentes	175
B.7 Estudio sobre las disposiciones de códigos	176
B.8 Comentario final	177
REFERENCIAS	178

RESUMEN

Los terremotos devastadores ocurridos en los últimos tiempos en distintas partes del mundo revelaron que los puentes son uno de los componentes más vulnerables de los sistemas de transporte. Dichos eventos sísmicos han enfatizado la necesidad de mitigar el riesgo derivado de la falla de los puentes.

Una herramienta de decisión emergente, cuyo uso es cada vez más popular en la evaluación de este riesgo sísmico, lo constituyen las curvas de fragilidad. Dichas curvas representan la probabilidad de que un puente alcance o supere un nivel de daño particular para un terremoto de un determinado nivel de intensidad. Dado que en distintos países desarrollados se han hecho grandes esfuerzos en investigación para la implementación de curvas de fragilidad en paquetes de evaluación de riesgos, ha surgido la necesidad de dar los primeros pasos en este sentido en Argentina y obtener curvas de fragilidad para puentes típicos de nuestra red vial nacional en zonas caracterizadas como de elevada y muy elevada peligrosidad sísmica.

El propósito de este estudio es generar curvas de fragilidad para dos clases mayoritarias de puentes típicos de nuestro país. Los puentes representativos de cada clase surgieron de un estudio estadístico llevado a cabo sobre datos del inventario de puentes de las regiones de Cuyo y NOA. Posteriormente, se seleccionaron registros sísmicos representativos de la sismicidad de la región del centro-oeste argentino que cubren un amplio rango de niveles de peligrosidad sísmica para reproducir la variabilidad de dichos registros en el proceso de obtención de las curvas de fragilidad analíticas. Se construyeron modelos analíticos detallados 3D de cada puente típico para realizar análisis dinámicos no lineales. Se definieron umbrales de daño para diferentes componentes de los puentes en términos de distintos parámetros de demanda ingenieril, tales como ductilidad por curvatura en columnas, corte en estos elementos y desplazamiento longitudinal de la superestructura. Luego, con los valores de las respuestas máximas conseguidas, se generaron modelos de demanda sísmica probabilística. En base a estos modelos se construyeron las curvas de fragilidad, contemplando distintos estados de daño: leve, moderado, severo y total.

Finalmente, para una determinada condición de referencia, utilizando las curvas de fragilidad obtenidas se estimaron las pérdidas económicas directas producidas por el sismo de diseño de 1000 años de periodo de retorno. Los resultados muestran que la clase de puentes designada como Vigas cajón de hormigón continua de tramos múltiples resulta más vulnerable que la correspondiente a Vigas de hormigón simplemente apoyadas de tramos múltiples. La relación entre las pérdidas económicas directas para ambos tipos de puentes ante la acción de un mismo sismo es cercana al doble.

Palabras Clave: Puentes, Evaluación, Vulnerabilidad Sísmica, Fragilidad.

ABSTRACT

Devastating earthquakes in recent times in different parts of the world revealed that bridges are one of the most vulnerable components of transportation systems. These seismic events have emphasized the need to mitigate the risk derived from the failure of the bridges.

An emerging decision tool, whose use is increasingly popular in the evaluation of this seismic risk, is the fragility curves. These curves represent the probability that a bridge reaches or exceeds a particular damage level for an earthquake of a certain intensity level. Given that in different developed countries great efforts have been made in research for the implementation of fragility curves in risk assessment packages, the need has arisen to take the first steps in this direction in Argentina and to obtain brittleness curves for typical bridges of our national road network in areas characterized as high and very high seismic hazard.

The purpose of this study is to generate fragility curves for two major classes of typical bridges in our country. The representative bridges of each class emerged from a statistical study carried out on bridge inventory data from the Cuyo and NOA regions. Subsequently, representative seismic records of the seismicity of the central-western region of Argentina were selected that cover a wide range of levels of seismic hazard to reproduce the variability of these records in the process of obtaining analytical fragility curves. Detailed 3D analytical models of each typical bridge were constructed to perform non-linear dynamic analysis. Damage thresholds were defined for different bridge components in terms of different engineering demand parameters, such as bending ductility in columns, shear in these elements and longitudinal displacement of the superstructure. Then, with the values of the maximum responses achieved, probabilistic seismic demand models were generated. Based on these models, the fragility curves were constructed, contemplating different states of damage: slight, moderate, severe and complete.

Finally, for a certain reference condition, using the fragility curves obtained, the direct economic losses produced by the design earthquake with a 1000-year return period were estimated. The results show that the class of bridges designated as multi-span continuous concrete box girders is more vulnerable than that corresponding to simply supported multi-span concrete beams. The relationship between the direct economic losses for both types of bridges in the event of the same earthquake is close to double.

Keywords: Bridges, Evaluation, Seismic Vulnerability, Fragility.

AGRADECIMIENTOS

Quiero expresar mi profundo agradecimiento a todas las personas que de una u otra manera colaboraron para que pudiera llevar a cabo los Cursos del Doctorado en Ingeniería y este trabajo de Tesis.

En primer lugar, quiero mencionar a la Dra. Bibiana María Luccioni, Directora de la carrera, quien nos brindó su apoyo desde el primer momento. Siempre estuvo atenta a lo que nos pasaba, alentándonos permanentemente a superar las dificultades que enfrentábamos durante el cursado intensivo y orientándonos también durante nuestro trabajo de tesis. Se trata de una persona extraordinaria a quien tuvimos la fortuna de cruzarla en nuestro camino y que con su ejemplo de trabajo dejó en nosotros una impronta que jamás olvidaremos.

Agradezco al Dr. Gustavo Ariel Pérez, mi Director de Tesis, por su paciente dedicación, generosidad y palabras de aliento para guiar mis estudios. Compartimos muchas horas de trabajo, como así también un profundo interés por esta línea de investigación. Con sus observaciones y consejos he mejorado notablemente en distintos aspectos de mi quehacer como docente investigador. En todo este tiempo recibí de él muchas enseñanzas, tanto en el plano profesional como personal.

A los Directores del Instituto de Estructuras en distintos periodos, Ings. Enrique Emilio Galindez y Sergio Eduardo Gutierrez, por el apoyo incondicional que me brindaron.

Al cuerpo de profesores del Doctorado agradezco la transmisión desinteresada de conocimientos y su notable dedicación durante los cursos.

A todos mis compañeros de distintas promociones del Doctorado y Maestría en Ingeniería Estructural, con quienes forjamos afectuosos lazos de amistad: Gabriel Araoz, Facundo Bellomo, Esteban Torres, Facundo Isla, Gonzalo Ruano, Martín Almenar, Javier Danna, Pablo Barlek, José Mendez, Daniela Scotta, Alejandra Dazziano, Agustín Demagistri, Nicolás Labanda y Fabian Fiengo. También a los compañeros de los Proyectos de Investigación en los cuales participé y al personal de apoyo del Instituto. A mi compañero de oficina y querido amigo Oscar Dip, al querido profesor Alberto Pascual y a mi Director de Tesis de Maestría, José Rodolfo Barlek.

A todas las personas de la Facultad Regional Tucumán de la UTN que me han apoyado para la realización de este emprendimiento.

Al Ing. Eduardo Alberto Castelli, Jefe de la Sección Sigma-Puentes de Vialidad Nacional, Distrito Tucumán, por el valioso aporte de información y la importante experiencia compartida. Igualmente, al Ing. Horacio Ferrada, Jefe de la Sección Sigma-Puentes del Distrito Mendoza, por toda la información y apoyo brindado. Ídem, al Ing. Rodolfo Pujador del Distrito San Juan.

A los miembros del tribunal examinador, por el destacado trabajo y valioso aporte que realizaron.

Por último, deseo expresar que esta experiencia en el Instituto de Estructuras me ha dado la oportunidad de relacionarme con gente totalmente identificada con el trabajo que hace, en un ambiente de compañerismo, humildad y honestidad intelectual; todo lo cual, afianzó mi vocación de docente-investigador y sobre todo me ha permitido crecer como persona.

LISTA DE TABLAS

Tabla 1.1	Forma general de la matriz de probabilidad de daño en ATC-13.	10
Tabla 1.2	Matriz de daño de Basoz y Kiremidjian (1997) – Sismo de Northridge de 1994.	12
Tabla 1.3	Matriz de daño de Yamazaki et al. (1999) –Sismo de Kobe de 1995.	12
Tabla 2.1	Descripción de las subcategorías de puentes empleadas por Basoz y Kiremidjian (1997).	20
Tabla 2.2	Algunos materiales y tipos de construcción en NBI (FHWA, 1995).	21
Tabla 2.3	Clases de puentes definidas por Nielson (2005).	22
Tabla 2.4	Esquema de clasificación de puentes en HAZUS (FEMA, 2003).	23
Tabla 2.5	Distribución porcentual de los tipos de puentes del inventario.	25
Tabla 2.6	Distribución porcentual del Esquema estructural para Puentes Losa.	25
Tabla 2.7	Distribución porcentual del Esquema estructural para Puentes de Vigas Cajón.	25
Tabla 2.8	Distribución porcentual del Esquema estructural para Puentes de Vigas Rectangulares, T y Doble T.	25
Tabla 2.9	Distribución porcentual para Puentes Losa Simplemente Apoyados en relación con el Número de Tramos.	26
Tabla 2.10	Distribución porcentual para Puentes de Vigas Simplemente Apoyados en relación con el Número de Tramos.	26
Tabla 2.11	Clases de Puentes y su designación mediante siglas.	26
Tabla 2.12	Estadísticas del parámetro Número de Tramos para las cuatro clases de Tramos Múltiples.	28
Tabla 2.13	Estadísticas del parámetro Longitud máxima de Tramos para las cinco clases de Puentes.	29
Tabla 2.14	Estadísticas del parámetro Ancho del Tablero para las cinco clases de Puentes.	30
Tabla 2.15	Estadísticas del parámetro Ángulo de Oblicuidad para las cinco clases de Puentes.	32
Tabla 2.16	Distribución porcentual por rangos del Ángulo de Oblicuidad para las cinco clases de Puentes.	32
Tabla 2.17	Distribución Porcentual del N° de Vigas en Puentes de Viga Cajón, clase VCH-CTM.	33

Tabla 2.18	Distribución Porcentual del Tipo de Viga en Puentes de Vigas de las clases VH-SATM y VH-SA.	33
Tabla 2.19	Distribución Porcentual del N° de vigas para Puentes de Vigas de Sección Rectangular, Clases VH-SATM y VH-SA.	33
Tabla 2.20	Distribución Porcentual del N° de vigas para Puentes de Vigas de sección Doble T, clases VH-SATM y VH-SA.	33
Tabla 2.21	Estadísticas de la Separación entre Vigas para sección transversal de 4 vigas rectangulares en clases VH-SATM y VH-SA.	33
Tabla 2.22	Estadísticas de la Separación entre Vigas para sección transversal Doble T, en clases VH-SATM y VH-SA.	34
Tabla 2.23	Distribución Porcentual del Tipo de Viga en Puentes de Vigas Continuos, clases VH-CTM.	34
Tabla 2.24	Distribución Porcentual del N° de Vigas en Puentes de Vigas Continuos, clase VH-CTM.	34
Tabla 2.25	Estadísticas de la Separación entre Vigas para sección transversal de 4 vigas rectangulares en clase VH-CTM.	34
Tabla 2.26	Mediana del Año de construcción para cada clase de puentes.	35
Tabla 3.1	Características fundamentales de fuentes sismogénicas principales del centro-oeste argentino (Castano, 1992).	49
Tabla 3.2	Series de movimientos sísmicos.	51
Tabla 3.3	Velocidad media de la onda de corte en los 30 m superiores del terreno.	52
Tabla 3.4	Valores de duración significativa de los registros de primera selección.	65
Tabla 3.5	Valores de duración significativa de los registros seleccionados.	67
Tabla 3.6	Algunos parámetros importantes de los 25 sismos seleccionados.	69
Tabla 4.1	Valores de los parámetros usados para definición del material Steel01 representativo del acero ADN420.	81
Tabla 4.2	Valores de los parámetros usados para definición del material Concrete01 representativo del hormigón no confinado	81
Tabla 4.3	Valores de los parámetros usados para definición del material Concrete01 representativo del hormigón confinado	81
Tabla 4.4	Rigideces en superficie para una placa rígida sobre un medio elástico homogéneo y semi-infinito (Gazetas, 1991).	86
Tabla 4.5	Factores de corrección por soterramiento para rigideces obtenidas en placa rígida sobre un medio semi-infinito elástico y homogéneo (Gazetas, 1991).	87

Tabla 4.6	Valores de las variables usadas para la determinación de las rigideces en la base aislada.	87
Tabla 4.7	Cálculo de los valores de las rigideces en la base aislada.	88
Tabla 4.8	Longitud activa y rigideces horizontal y rotacional de pilotes.	89
Tabla 4.9	Valores de rigideces y fuerzas de fluencia para terraplén sobre muro pantalla y pilotes en estribos del Puente de clase VH-SATM.	92
Tabla 4.10	Valores de rigideces y fuerzas de fluencia para terraplén sobre muro pantalla y bases en estribos del Puente de clase VCH-CTM	92
Tabla 4.11	Valores de rigidez y fuerza de fluencia para elastómeros en estribos en dirección longitudinal.	94
Tabla 4.12	Valores de rigidez, fuerza de fluencia y desplazamiento de fluencia para los tensores.	95
Tabla 4.13	Parámetros del modelo analítico de elementos de impacto	98
Tabla 5.1	Definiciones de estados de daño según HAZUS (FEMA, 2003).	111
Tabla 5.2	Umbral que limitan los distintos estados de daño.	112
Tabla 5.3	Valores de curvaturas representativas de los distintos límites de estados de daño.	122
Tabla 5.4	Valores de umbrales de daño en componente por ductilidad por curvatura	123
Tabla 5.5	Cálculo de la capacidad al corte de las columnas de las clases de puentes de estudio	124
Tabla 5.6	Valores de umbrales de daño en componente por Corte	124
Tabla 5.7	Valores de umbrales de daño en componente por desplazamiento de la superestructura	125
Tabla 6.1	Ductilidades por Curvatura en Puente de la clase VCH-CTM.	132
Tabla 6.2	Ductilidades por Curvatura en Puente de la clase VH-SATM.	133
Tabla 6.3	Modelos de Demanda Sísmica Probabilística (MDSP) de los Puentes.	134
Tabla 6.4	Valores de esfuerzos de corte normalizados en columnas para puente de la clase VH-SATM	135
Tabla 6.5	Valores de esfuerzos de corte normalizados en columnas para puente de la clase VCH-CTM	136
Tabla 6.6	Modelos de Demanda Sísmica Probabilística para esfuerzo de corte en columnas de las dos clases de Puentes	137
Tabla 6.7	Desplazamiento longitudinal normalizado en Puente de la clase VCH-CTM	138
Tabla 6.8	Desplazamiento longitudinal normalizado en Puente de la	

	clase VH-SATM	139
Tabla 6.9	Modelos de Demanda Sísmica Probabilística para Desplazamiento relativo de la superestructura en las dos clases de Puentes	140
Tabla 6.10	Parámetros del modelo de capacidad para Ductilidad por curvatura	141
Tabla 6.11	Parámetros del modelo de capacidad para Esfuerzo de Corte	141
Tabla 6.12	Parámetros del modelo de capacidad para Desplazamiento relativo de la superestructura	142
Tabla 6.13	Parámetros de las Curvas de Fragilidad para Ductilidad por Curvatura en las dos clases de puentes	143
Tabla 6.14	Parámetros de las Curvas de Fragilidad para esfuerzo de corte en las dos clases de puentes	145
Tabla 6.15	Parámetros de las Curvas de Fragilidad para desplazamiento de la superestructura en las dos clases de puentes	147
Tabla 6.16	Relación de costos de reparación.	150
Tabla 6.17	Cálculo de la Relación de Costos de Reparación en Puente de la clase VCH-CTM.	152
Tabla 6.18	Cálculo de la Relación de Costos de Reparación en Puente de la clase VH-SATM.	152
Tabla 6.19	Pérdidas económicas directas esperadas por sismo en ambos puentes típicos.	154
Tabla A-1	Parámetros del modelo de Mander representados en los modelos estructurales	165
Tabla A-2	Valores del módulo de reacción lateral del suelo y ángulo de fricción interna en fundación para modelo del puente de clase VH-SATM	167
Tabla A-3	Periodo para distintas condiciones impuestas en la fundación de modelos del puente de clase VH-SATM	168
Tabla A-4	Periodo para distintas condiciones impuestas en la fundación de modelos del puente de clase VCH-CTM	169
Tabla B-1	Movimientos sísmicos con relaciones V/H importantes.	172

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1	Línea de tiempo del evento sísmico (Basoz y Kiremidjian,1996).	4
Figura 1.2	Esquema secuencial del desarrollo de curvas de fragilidad (Avsar, 2009).	7
Figura 1.3	Ejemplo de curvas de fragilidad para diferentes estados de daño.	8
Figura 1.4	Intersección de los espectros capacidad-demanda, aceleración espectral - desplazamiento espectral (Mander, 1999).	14
Figura 1.5	Generación de Curvas de fragilidad analíticas usando Análisis Dinámico No Lineal (Dusicka y Roberts, 2011).	16
Figura 2.1	Función Densidad de Probabilidad No Paramétrica referida al número de tramos para Puentes VH-CTM.	27
Figura 2.2	Función Densidad de Probabilidad No Paramétrica referida al número de tramos para Puentes VH-SATM.	27
Figura 2.3	Función Densidad de Probabilidad No Paramétrica referida al número de tramos para Puentes VCH-CTM.	28
Figura 2.4	Función Densidad de Probabilidad No Paramétrica referida al número de tramos para Puentes L-SATM.	28
Figura 2.5	Función de Densidad de Probabilidad empírica para la Altura Máxima de Pilas en todas las clases de Puentes.	31
Figura 2.6	Vista del Puente típico de la clase VH-CTM.	36
Figura 2.7	Semi-corte Longitudinal del Puente típico de la clase VH-CTM.	37
Figura 2.8	Planta general del Puente típico de la clase VH-CTM.	37
Figura 2.9	Sección transversal superestructura del Puente típico de la clase VH-SATM.	37
Figura 2.10	Detalle de Losa de continuidad entre tramos del Puente típico de la clase VH-SATM.	38
Figura 2.11	Geometría en Pilas del Puente típico de la clase VH-SATM.	38
Figura 2.12	Armaduras en Pilas del Puente típico de la clase VH-SATM.	39
Figura 2.13	Estribos en Puente típico de la clase VH-SATM.	39
Figura 2.14	Vista en Puente típico de la clase VCH-SATM.	40
Figura 2.15	Vista, Corte y Planta en Puente típico de la clase VCH-CTM.	40
Figura 2.16	Sección transversal en Puente típico de la clase VCH-CTM.	41
Figura 2.17	Pila en Puente típico de la clase VCH-CTM.	42
Figura 2.18	Estribo en Puente típico de la clase VCH-CTM.	43

Figura 2.19	Tensor en Estribo Puente típico de la clase VCH-CTM.	44
Figura 3.1	Ubicación de fuentes sismogénicas potenciales del centro-oeste argentino (Castano, 1992).	48
Figura 3.2	Aplicación web de la base de datos del PEER-NGA.	51
Figura 3.3	Zonificación sísmica de la República Argentina (INPRES-CIRSOC 103, 2018).	54
Figura 3.4	Espectros elásticos para zona sísmica 4 y nivel de amenaza sísmica de 500 años de recurrencia.	55
Figura 3.5	Espectros elásticos para zona sísmica 4 y nivel de amenaza sísmica de 2500 años de recurrencia.	55
Figura 3.6	Intensidad de Aceleración Espectral ASI (Avsar, 2009).	58
Figura 3.7	Espectros elásticos de los registros obtenidos para zona sísmica 4, clase de sitio SD y nivel de amenaza sísmica de 2500 años de recurrencia.	60
Figura 3.8	Componente horizontal del sismo de Gazli, USSR. PGA: 0.73 g.	60
Figura 3.9	Espectro elástico del registro del sismo de Gazli, USSR.	61
Figura 3.10	Componente horizontal del sismo de Parkfield. PGA: 0.661 g.	61
Figura 3.11	Espectro elástico del registro del sismo de Parkfield.	62
Figura 3.12	Histograma de frecuencias de PGA para los 274 sismos encontrados.	62
Figura 3.13	Distribución ASI versus PGA para los 274 sismos hallados.	63
Figura 3.14	Distribución ASI versus PGA para los 39 sismos de primera selección.	64
Figura 3.15	Registros remanentes de la primera selección más los eliminados e incorporados.	66
Figura 3.16	Registros seleccionados por consideración de la duración significativa.	67
Figura 3.17	Conjunto de sismos finalmente seleccionados.	68
Figura 3.18	Espectros de respuesta para los 25 sismos seleccionados.	71
Figura 4.1	Vista del modelo analítico 3D y de sus detalles para el puente de la clase VH-SATM.	74
Figura 4.2	Discretización de pilas de múltiples columnas en puente de la clase VH-SATM.	77
Figura 4.3	Modelo material para el acero de la armadura	79
Figura 4.4	Modelos de materiales para el hormigón confinado y no confinado.	79
Figura 4.5	Historia de deformaciones para el material Steel01, representativo del acero ADN 420	80

Figura 4.6	Historia de deformaciones para el material Concrete01, representativo del hormigón no confinado	80
Figura 4.7	Historia de deformaciones para el material Concrete01, representativo del hormigón confinado	80
Figura 4.8	Discretización con fibras en columna circular de hormigón armado en puente de la clase VH-SATM	82
Figura 4.9	Discretización con fibras en viga cabecera de hormigón armado en puente de la clase VH-SATM	82
Figura 4.10	Comportamiento histerético del ensayo experimental del modelo de columna (Kunnath et al., 1997)	83
Figura 4.11	Comportamiento histerético de la simulación numérica del modelo de columna en OpenSees, Fuerza en [N] vs Desplazamiento [mm]	83
Figura 4.12	Mapeo superficial de desplazamientos en [mm]	84
Figura 4.13	Modelos de las fundaciones.	85
Figura 4.14	Ancho y altura del muro pantalla que intervienen en el cálculo de la rigidez del estribo	90
Figura 4.15	Tipos de presión en el suelo y su dirección en el estribo.	91
Figura 4.16	Modelos analíticos para los resortes ubicados en los estribos. Contribución suelo del terraplén.	91
Figura 4.17	Modelos analíticos para los resortes ubicados en los estribos. Contribución de los pilotes.	92
Figura 4.18	Modelo analítico para los apoyos elastoméricos.	93
Figura 4.19	Respuesta Fuerza-deformación de los tensores.	95
Figura 4.20	Ubicación de elemento de impacto en muro pantalla.	96
Figura 4.21	Ubicación de elementos de impacto en llaves de corte.	96
Figura 4.22	Modelo analítico de las llaves de corte.	97
Figura 4.23	Primer modo de vibración en puente de la clase VCH-CTM	99
Figura 4.24	Segundo modo de vibración en puente de la clase VCH-CTM.	99
Figura 4.25	Primer modo de vibración en puente de la clase VH-SATM.	100
Figura 4.26	Segundo modo de vibración en puente de la clase VH-SATM.	100
Figura 4.27	Diagrama Momento-Curvatura en dirección longitudinal para columna de pila en puente de la clase VCH-CTM.	101
Figura 4.28	Diagrama Momento-Curvatura en dirección transversal para columna de pila en puente de la clase VCH-CTM.	102
Figura 4.29	Desplazamientos de la superestructura en dirección longitudinal para puente de la clase VCH-CTM.	102

Figura 4.30	Respuesta del estribo en puente de la clase VCH-CTM.	103
Figura 4.31	Respuesta de elastómero en estribo de puente de la clase VCH-CTM.	103
Figura 4.32	Respuesta del tensor en estribo en la dirección transversal para clase VCH-CTM.	104
Figura 4.33	Respuesta de elemento de impacto en estribo en dirección longitudinal en puente de la clase VCH-CTM.	104
Figura 4.34	Diagrama Momento-Curvatura en dirección longitudinal para columna de pila en puente de la clase VH-SATM.	105
Figura 4.35	Diagrama Momento-Curvatura en dirección transversal para columna de pila en puente de la clase VH-SATM	105
Figura 4.36	Desplazamientos de la superestructura en dirección longitudinal para puente de la clase VH-SATM.	106
Figura 4.37	Respuesta del estribo en puente de la clase VH-SATM.	106
Figura 4.38	Respuesta de elastómero en estribo de puente de la clase VH-SATM.	107
Figura 4.39	Respuesta de elemento de impacto en estribo en dirección longitudinal en puente de la clase VH-SATM.	107
Figura 4.40	Respuesta de llaves de corte en estribo en dirección transversal en puente de la clase VH-SATM.	108
Figura 5.1	Distribución de curvaturas y desplazamientos en una columna Cantilever.	114
Figura 5.2	Diagrama Momento-Curvatura en columnas. Umbrales de daño.	115
Figura 5.3	Longitudes de apoyo disponibles para la superestructura en Pila y Estribos, según definición de los distintos Umbrales de Daño en Componentes.	119
Figura 5.4	Definición de las propiedades de la sección en puente de la clase VCH-CTM.	120
Figura 5.5	Momento-Curvatura y diagrama de deformaciones asociado a una deformación específica de la fibra extrema del hormigón confinado de 0.004. Puente de la clase VCH-CTM.	121
Figura 5.6	Momento-Curvatura y diagrama de deformaciones asociado a una deformación específica de la fibra extrema del hormigón confinado de 0.002. Puente de la clase VH-SATM.	122
Figura 6.1	Ilustración del Modelo de Demanda Sísmica Probabilística en el espacio lognormal (Padgett, 2007).	129
Figura 6.2	Modelo de Demanda Sísmica Probabilística para Ductilidad por Curvatura en Puente de la clase VCH-CTM.	134
Figura 6.3	Modelo de Demanda Sísmica Probabilística para Ductilidad por Curvatura en Puente de la clase VH-SATM.	134

Figura 6.4	Modelo de Demanda Sísmica Probabilística para esfuerzo de corte en columnas, Puente de la clase VCH-CTM.	137
Figura 6.5	Modelo de Demanda Sísmica Probabilística para esfuerzo de corte en columnas, Puente de la clase VH-SATM	137
Figura 6.6	Modelo de Demanda Sísmica Probabilística para Desplazamiento relativo de la superestructura, Puente de la clase VCH-CTM	140
Figura 6.7	Modelo de Demanda Sísmica Probabilística para Desplazamiento relativo de la superestructura, Puente de la clase VH-SATM.	140
Figura 6.8	Curvas de Fragilidad por ductilidad por curvatura para Puente de la clase VCH-CTM	143
Figura 6.9	Curvas de Fragilidad por ductilidad por curvatura para Puente de la clase VH-SATM.	144
Figura 6.10	Comparación de curvas de fragilidad en ambos puentes típicos	144
Figura 6.11	Curva de Fragilidad para esfuerzo de corte en columna en Puente de la clase VCH-CTM	145
Figura 6.12	Curva de Fragilidad para esfuerzo de corte en columna en Puente de la clase VH-SATM	146
Figura 6.13	Curvas de Fragilidad para desplazamiento de la superestructura en Puente de la clase VCH-CTM	147
Figura 6.14	Curvas de Fragilidad para desplazamiento de la superestructura en Puente de la clase VH-SATM.	148
Figura 6.15	Curvas de Fragilidad determinantes para Puente de la clase VCH-CTM.	149
Figura 6.16	Curvas de Fragilidad determinantes para Puente de la clase VH-SATM.	149
Figura 6.17	Valores de ordenadas representadas en columna 2 de la Tabla 6.18. Puente de clase VH-SATM.	153
Figura 6.18	Valores de segmentos representados en columna 3 de la Tabla 6.18. Puente de clase VH-SATM	153
Figura A-1	Representación de resortes P-y, T-z, Q-z (Ma y Deng, 2014)	166
Figura A-2	Curvas P-y para fundación en arena sumergida de baja densidad en el modelo del puente de clase VH-SATM para distintas profundidades de los pilotes en [m]	167
Figura A-3	Modelo estructural del puente clase VH-SATM	168
Figura B-1	Acelerogramas del terremoto de El-Centro 1940, vertical (0.21g) y horizontal (0,32 g), respectivamente.	173
Figura B-2	Comparación de los espectros de Fourier y la intensidad de Arias de los movimientos vertical y horizontal del suelo. Tiempo [seg]	173

Figura B-3	Espectros de respuesta y comparación de la relación espectral en períodos cortos para sismo El-Centro con respecto a la del código.	174
Figura B-4	Historial de respuesta de los parámetros seleccionados bajo movimiento del suelo horizontal solamente y por la combinación entre los movimientos horizontal y vertical (Kunnath et al., 2008)	176

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1 Descripción del problema

La ocurrencia de terremotos fuertes en áreas urbanas puede resultar en un potencial impacto devastador y repentino en la infraestructura de transporte, donde los puentes representan puntos de vulnerabilidad dentro la red. Cuando un puente se daña durante un terremoto, a corto o largo plazo se producen interrupciones en el flujo del tráfico. Esto retrasará la respuesta de emergencia en las horas posteriores al evento, y también restringirá el movimiento de personas y mercancías durante meses. Por tanto, es importante desarrollar medidas para ayudar a mitigar los posibles riesgos y consecuencias de los daños sísmicos en estas obras de infraestructura (Mehary y Dusicka, 2015).

A continuación, se brindan algunos conceptos básicos, introductorios a la temática desarrollada. La vulnerabilidad sísmica de una estructura o grupos de estructuras de una zona determinada se define como su predisposición intrínseca a sufrir daño ante la ocurrencia de un movimiento sísmico y está asociada directamente con sus características físicas y estructurales de diseño (Barbat, 1998). El daño que puede sufrir una estructura ante la ocurrencia de eventos de diferente intensidad se presenta en términos de probabilidades mediante funciones de vulnerabilidad (de las que se generan las curvas de fragilidad) o mediante arreglos denominados matrices de probabilidad de daño. Conviene aclarar aquí, que en muchos trabajos (como en este) se utilizan de manera equivalente los términos fragilidad y vulnerabilidad; como por ejemplo en: funciones de vulnerabilidad o funciones de fragilidad, o bien en: curvas de fragilidad o curvas de vulnerabilidad. En otros, con menor frecuencia, la palabra fragilidad a secas alude al desempeño sísmico, tal como ocurre en Ruiz Gomez et al. (2020).

El uso de las curvas de fragilidad constituye una herramienta emergente para la evaluación del riesgo sísmico. Dichas curvas expresan la probabilidad de que una estructura alcance o exceda un cierto nivel de daño para una dada intensidad del movimiento del terreno. Actualmente, las curvas de fragilidad son derivadas ya sea usando datos empíricos a partir de sismos pasados, o bien por opiniones de expertos, o por métodos vía analítica. Las curvas de fragilidad empíricas a menudo carecen de datos adecuados y solo son aplicables a regiones limitadas. Asimismo, su refinamiento es altamente dependiente del inventario de puentes de la región afectada sísmicamente. Las curvas de fragilidad basadas en la opinión de expertos son también muy subjetivas en el sentido de que dependen fuertemente de la pericia de los expertos sísmicos respecto de los puentes bajo consideración. Previamente, las curvas de fragilidad analíticas estaban basadas en modelos y metodologías simplificadas, las cuales por sí mismas incluyen significativa incertidumbre y por lo tanto no representan acabadamente el desempeño de la mayoría de los puentes. Para representar adecuadamente la fragilidad de los puentes y mejorar la confiabilidad y efectividad de las herramientas de evaluación del riesgo sísmico se requiere de curvas de fragilidad de mayor aptitud.

Las curvas de fragilidad se emplean, a su vez, en otras actividades tales como la priorización para rehabilitación de puentes y la respuesta a la emergencia post-sismo. En el Manual de rehabilitación sísmica de puentes (Buckle et al., 2006), una publicación patrocinada por la FHWA, se presenta un procedimiento de evaluación de la vulnerabilidad sísmica mediante el empleo de curvas de fragilidad. En la actualidad, se tiende hacia un proceso en el cual se usan dichas curvas obtenidas para puentes en los estados original y rehabilitado, de manera tal de establecer la prioridad de rehabilitación mediante la identificación de los tipos de puentes más vulnerables en una red de carreteras en particular (Padget, 2007). De esa forma, puede estimarse el impacto de varias estrategias de rehabilitación sobre el desempeño de los puentes y la red en la cual se ubican (Mehary y Dusicka, 2015).

Según se mencionó previamente, las curvas de fragilidad pueden también usarse en la evaluación y respuesta post-sismo de las estructuras de los puentes. Inmediatamente después de un sismo, se requiere de una evaluación rápida y asignación de los niveles de funcionalidad a todos los puentes en una red afectada. El uso de curvas para ayudar a agilizar los esfuerzos de reconocimiento ha demostrado su eficacia, reduciendo de manera efectiva la duración de la etapa de evaluación funcional para recuperación de la red (Ranf et al., 2007). Esta aplicación dada para las curvas de fragilidad se plasmó en un paquete de evaluación de la respuesta post-sismo para California denominado ShakeCast (Wald et al., 2004).

Prueba de la utilidad y potencialidad de esta metodología de evaluación de la vulnerabilidad sísmica es que en años recientes se desarrollaron Curvas de fragilidad analíticas para los puentes de la red vial de distintos países. Es este sentido, a continuación, se destacan los autores de distintos trabajos, indicándose el país y tipo de análisis utilizado.

- (Avşar Ö. et al., 2011), para puentes de Turquía, mediante análisis dinámico no lineal.
- (Azevedo J. et al., 2010), para Portugal, análisis estático no lineal.
- (Banerjee S. y Shinozuka M., 2008), para los Estados Unidos, análisis dinámico no lineal.
- (Cardone D. et al., 2011), Italia, análisis por método espectral de capacidad adaptativa inversa.
- (Fardis M.N. et al., 2012), para la red europea de caminos, análisis dinámico no lineal.
- (Franchin P. et al., 2008), Italia, análisis dinámico no lineal.
- (Jeong S.H. y Elnashai A.S., 2007), Estados Unidos y Japón, análisis dinámico no lineal.
- (Kappos A. et al., 2006), Grecia, análisis dinámico no lineal.
- (Karim K. R. y Yamazaki F., 2003), Japón, análisis dinámico no lineal.
- (Moschonas I. F., 2009), Grecia, análisis estático no lineal.
- (Nielson y DesRoches, 2007), Estados Unidos, análisis dinámico no lineal.
- (Yi J. H. et al., 2007), Estados Unidos, análisis dinámico no lineal.

En América latina los estudios de vulnerabilidad sísmica a través de Curvas de fragilidad se orientaron más bien a las edificaciones, tales como edificios públicos, residenciales, educacionales y hospitalarios.

Particularmente, con respecto a los puentes existen trabajos aislados, como el de Olmos y Jara (2011), en el que se propusieron Curvas de fragilidad para puentes reales e hipotéticos en el estado de Michoacán, México y el estudio de Gomez Soberón y Soria Rodriguez (2013), en donde se presentan Curvas de fragilidad para tres puentes carreteros tipos de este país. También en México, se destaca el trabajo llevado a cabo por Rivera (2007), en el cual se desarrolló una metodología para construir funciones de vulnerabilidad para puentes, cuya publicación fue desarrollada para el Sistema Nacional de Protección Civil.

En general, los estudios de vulnerabilidad sísmica de puentes se orientaron preferentemente hacia la adaptación de metodologías utilizadas en países desarrollados. Tal es el caso del trabajo de Atiaga y Demoraes (2003), en donde se realiza una aplicación y adaptación de la metodología americana HAZUS (FEMA, 2003) para evaluar los puentes del distrito metropolitano de QUITO, Ecuador. De gran valor también resultan los trabajos relacionados con el colapso de los puentes a consecuencia del gran terremoto de Maule, Chile en 2010; destacamos el trabajo de Evaluación del desempeño sísmico de los puentes chilenos presentado por Ramiro Bazaez (2021). Allí se analizaron cuatro casos, obteniéndose las curvas de fragilidad mediante análisis dinámico incremental en modelos refinados 3D de las estructuras.

En Argentina, son escasos los trabajos en la materia. La vulnerabilidad sísmica de puentes ha sido tratada de manera aislada en algunos trabajos, como el de Méndez (2012). Allí se aplicó y adaptó la metodología americana de la FHWA (Federal Highway Administration) (Buckle et al., 2006) a unos pocos puentes ubicados en la ciudad de San Miguel de Tucumán. También se destaca el trabajo de Danna (2017), donde se propone un método simplificado para evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes. En dicho trabajo, también se utilizaron como casos de estudio los puentes empleados por Méndez (2012)

Por ende, en nuestro país es de suma necesidad e importancia incrementar estos estudios y abordarlos a una escala regional, a fin de desarrollar las Curvas de fragilidad de los tipos de puentes más frecuentes. De esta manera, organismos como Vialidad Nacional, Vialidades provinciales, Municipios y Concesionarios viales contarán con una base de datos para la toma de decisiones durante los procesos de inspección, mantenimiento o rehabilitación sísmica de estas obras de infraestructura.

1.2 Evaluación del riesgo sísmico

Con la ocurrencia de cada terremoto fuerte se observa un incremento en la conciencia social sobre la vulnerabilidad sísmica de la infraestructura (conciencia sísmica). Como resultado de ello, muchos investigadores han sido impulsados a ayudar a cuantificar las posibles pérdidas económicas provocadas por estos eventos destructivos. Las curvas de fragilidad han ganado terreno, a partir de este impulso en la investigación, como componente esencial para la metodología de evaluación del riesgo. Resulta menester, antes de abordar las curvas de fragilidad sísmica, hacer referencia primero a la evaluación del riesgo sísmico de una red de carreteras.

El riesgo sísmico describe los potenciales daños y pérdidas que una región es propensa a experimentar luego de un evento sísmico. El mismo difiere de la

peligrosidad sísmica, la cual cuantifica las tasas de recurrencia de diferentes movimientos fuertes del terreno. El riesgo sísmico puede también ser definido como el producto, integrado espacial y temporalmente, entre la peligrosidad sísmica, el valor de los activos (pérdidas sísmicas) y la fragilidad de dichos activos (vulnerabilidad sísmica) (Jacob, 1992).

En la Figura 1.1, Basoz y Kiremidjian (1996) presentan una línea de tiempo que ilustra las situaciones que toman lugar antes y después del evento sísmico. La primera de estas situaciones consiste en evaluar el riesgo sísmico, el cual estima las pérdidas potenciales que pueden ocurrir como resultado del resto de los eventos en la línea de tiempo. La evaluación de estas pérdidas potenciales se hace a través del uso de herramientas de evaluación del riesgo sísmico, tales como HAZUS (FEMA, 2003) y REDARS (Werner et al., 2003), la cual puede realizarse sobre distintas regiones a pequeña o gran escala. Los sistemas o redes de transporte carretero juegan un rol significativo en el impacto global que un evento sísmico puede tener sobre una región dada, puesto que la infraestructura sirve a la interconexión en dicho territorio.

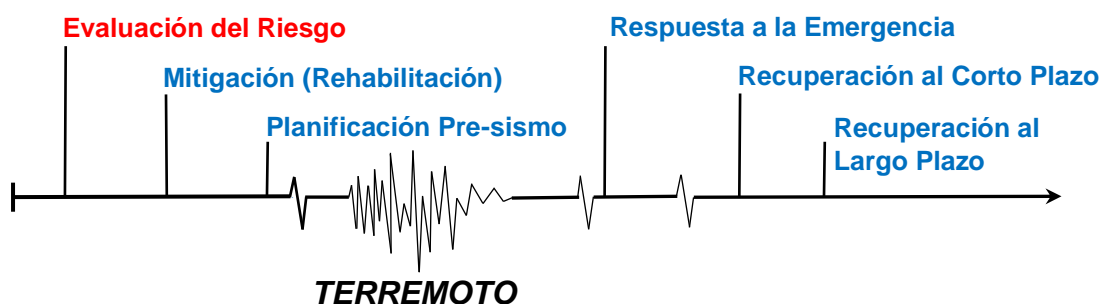


Figura 1.1: Línea de tiempo del evento sísmico (Basoz y Kiremidjian,1996).

Un sistema, tal como el sistema de transporte carretero, está conformado por una red que consiste en un gran número de vínculos y nodos (Chang y Nojima, 1998; Kameda, 2000). La disrupción de cualquiera de estos vínculos (carretera) o nodos (puente o túnel) llega a interrumpir una sección de la red, cuyo impacto depende de la redundancia del sistema (Rojahn et al., 1992). Así, se requiere del análisis de un sistema de carretera como un todo para poder relacionar el daño estructural de un puente, o la afectación de una carretera, con el consecuente impacto social y económico (Chang y Nojima, 1998; Werner y Taylor, 2002).

1.3 Introducción al desarrollo de las curvas de fragilidad

La evaluación de la vulnerabilidad sísmica de los puentes carreteros ubicados en regiones propensas a sismos y la determinación de sus niveles de desempeño bajo acciones sísmicas juega un rol importante para la seguridad de los sistemas de transporte. Luego, determinando la acción sísmica más desfavorable a la que los puentes pueden estar expuestos durante su vida útil, mediante uso de métodos determinísticos o bien probabilísticos, puede realizarse la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de los mismos basándose en las curvas de fragilidad. Empleando esta información pueden hacerse

estimaciones que consideran el grado de daño sísmico, así como el desempeño sísmico de los puentes, para cierta peligrosidad sísmica a que estarán expuestos. Las curvas de fragilidad suministran una relación muy útil entre la intensidad del movimiento sísmico en el sitio del puente y la probabilidad de exceder un cierto estado de daño para una determinada clase de puente. Dichas curvas son desarrolladas para un cierto grupo de estructuras que tienen similares características estructurales.

La confiabilidad de los resultados de vulnerabilidad sísmica es directamente dependiente de la confiabilidad de las curvas de fragilidad. Por lo tanto, dichas curvas, que se usarán en el procedimiento de evaluación, deben representar de la manera más realista posible la relación entre la intensidad del movimiento del terreno y el daño esperado en el puente. La variabilidad en los parámetros estructurales de los puentes y las definiciones de los límites de estados de daño, así como las incertidumbres en los parámetros del movimiento del suelo, harán del procedimiento de desarrollo de las curvas de fragilidad una tarea muy desafiante.

Las curvas de fragilidad son mayormente desarrolladas usando métodos empíricos o analíticos. En el método empírico, se examina el daño en el puente debido a sismos pasados a través de relevamientos de sitio o de reportes de reconocimiento. Se desarrollan matrices de probabilidad de daño, las cuales representan la relación entre el daño y la intensidad del movimiento sísmico. Luego, las curvas de fragilidad empíricas se construyen usando los datos de tal matriz de probabilidad de daño. Aunque dichas curvas empíricas son obtenidas a partir de daños en puentes debido a sismos reales, su confiabilidad resulta cuestionable debido al número limitado de observaciones de daños provocados por el evento sísmico. Más aún, tanto la subjetividad involucrada en el desarrollo de la matriz de probabilidad de daño a través de investigaciones de sitio, junto con la desigual distribución de los estados de daño para diferentes tipos de puentes con propiedades diversas, generan dudas sobre su empleo en los cálculos de evaluación para eventos futuros.

El método analítico es el otro procedimiento para desarrollar curvas de fragilidad. En este caso, las curvas para ciertas clases de puentes ordinarios son determinadas usando métodos analíticos por simulación de las respuestas de los puentes bajo movimientos sísmicos de distintas intensidades. La aplicación del método analítico para el desarrollo de curvas de fragilidad se representa esquemáticamente en Figura 1.2. El diagrama de dicha figura está subdividido en tres grandes ítems, cada uno de los cuales tiene su propia variabilidad e incertidumbres asociadas con la aplicación del procedimiento. Estos tres ítems importantes, considerados en el desarrollo de curvas, son los siguientes:

- Selección y modelado de los puentes característicos.
- Selección de los movimientos sísmicos.
- Definición de los estados límites de daño.

La confiabilidad de las curvas de fragilidad determinadas analíticamente generalmente depende de los tres ítems anteriormente mencionados. La clasificación de los puentes de acuerdo con diversos atributos estructurales, la elección de un puente característico para cada clase y su modelo analítico, la selección de movimientos sísmicos, las definiciones de los estados límites de daño con respecto a diferentes parámetros relacionados con este constituyen las

distintas fases del método analítico para el desarrollo de las curvas de fragilidad. Estas curvas están explícitamente influenciadas por las consideraciones e hipótesis hechas durante la aplicación de estas etapas. También conviene aclarar aquí que el gran número de simulaciones a realizar sobre los modelos de puentes, sumado a la complejidad del modelado 3D de la estructura, hace a este procedimiento computacionalmente exigente. No solo por el tiempo computacional consumido para obtener los resultados de los análisis, sino también por la evaluación de dichos resultados y el post-proceso para organizarlos, todo lo cual requiere de experticia y gran cantidad de horas de trabajo.

En la etapa final del procedimiento analítico, se arriba a las curvas de fragilidad para cada clase de puentes. Unas curvas típicas para diferentes estados de daño se presentan en la Figura 1.3. Según se introdujo, mediante el empleo de las curvas de fragilidad, puede determinarse la probabilidad de exceder un estado de daño específico bajo un dado movimiento fuerte del terreno por consideración de su medida de intensidad sísmica. Con respecto a este último aspecto, pueden ser usadas diferentes medidas. Algunas de ellas se obtienen directamente de los registros sísmicos, como la aceleración máxima del terreno (PGA) y la velocidad máxima (PGV), otras requieren su cálculo a través de ecuaciones. El punto esencial en la selección de la medida de intensidad apropiada es que la misma tenga cierto nivel de correlación con el daño sísmico de los puentes. En el eje de las abscisas de la Figura 1.3, también aparece la medida ASI, que representa la intensidad de aceleración espectral.

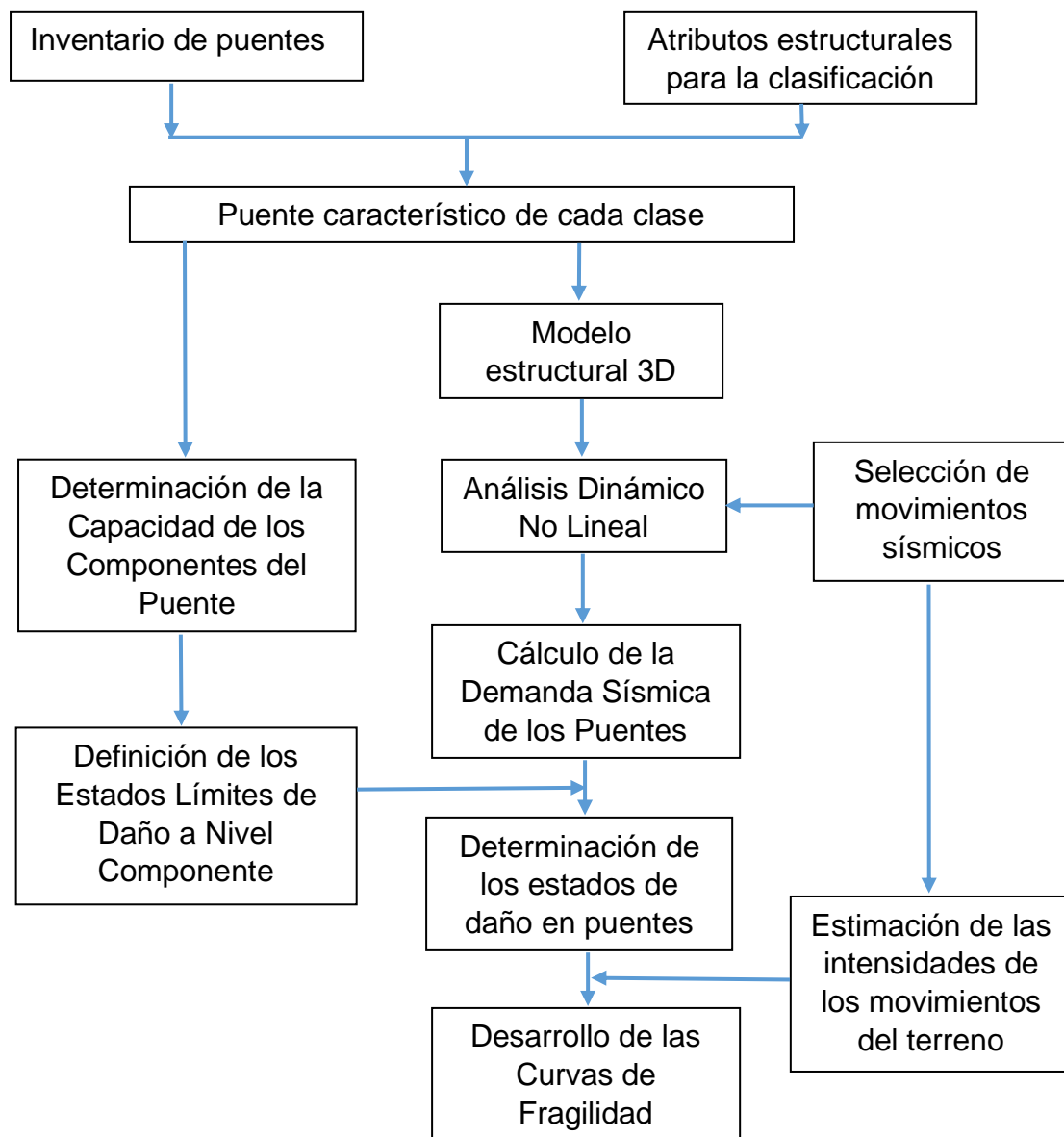


Figura 1.2: Esquema secuencial del desarrollo de curvas de fragilidad (Avsar, 2009).

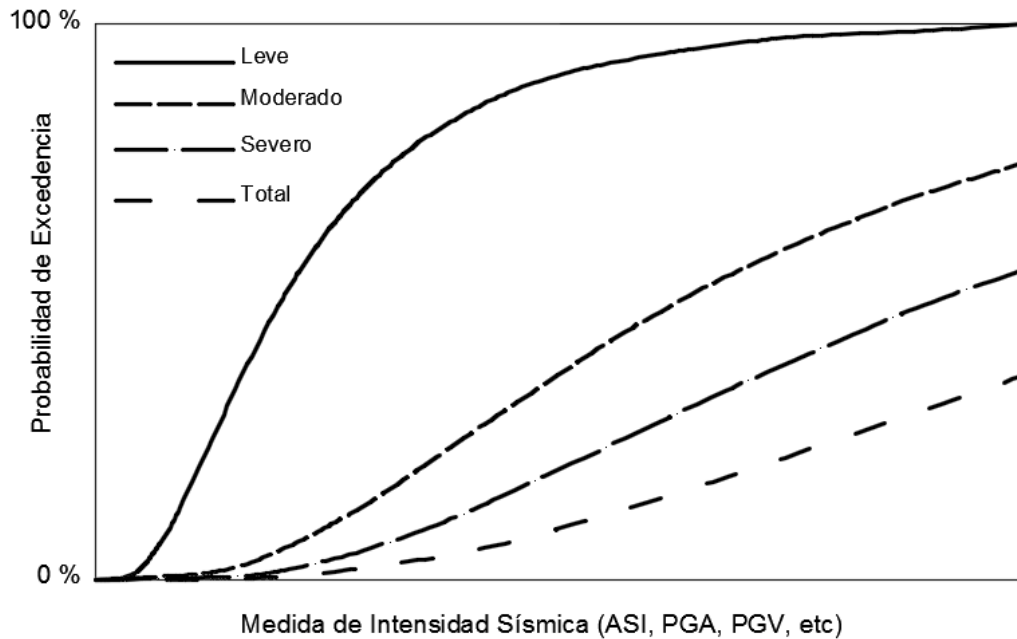


Figura 1.3: Ejemplo de curvas de fragilidad para diferentes estados de daño.

1.4 Revisión de estudios previos

Las curvas de fragilidad, que representan un componente fundamental de las metodologías de evaluación del riesgo sísmico, es una herramienta probabilística usada para evaluar el potencial daño sísmico en los puentes carreteros para un dado nivel de peligrosidad sísmica. El sujeto de estudio de la fragilidad es un área generalizada de la confiabilidad estructural que considera la vulnerabilidad estructural condicionada a algunos parámetros de ingreso, como lo es la intensidad del movimiento del terreno por acciones sísmicas. La aplicación de la evaluación del desempeño sísmico en estructuras, mediante el uso de la teoría de fragilidad, se convirtió en popular a principios de la década de 1980, comenzando con la evaluación de la vulnerabilidad de instalaciones nucleares para estimación del daño estructural. La curva de fragilidad simplemente representa la probabilidad de que la demanda sísmica impuesta sobre la estructura (D) sea mayor o igual a la capacidad de la estructura (C). Esta afirmación, en términos de probabilidad, está condicionada a la selección de la medida de intensidad sísmica (IM) que represente el nivel de acción sísmica para un estado límite de daño específico (LS). La fragilidad es definida como la probabilidad condicional de alcanzar o exceder un estado de daño para una dada intensidad “x” de excitación del terreno, según se muestra en Ecuación (1.1). Usando la formulación brindada en esta ecuación, puede determinarse el nivel de daño en un puente bajo un sismo dado con una medida específica de intensidad del movimiento del terreno.

$$P(\text{fragilidad}) = P_{LS}[D \geq C | IM = x] \quad (1.1)$$

Según se comentó, hay diferentes caminos para obtención de las curvas de fragilidad en puentes en función de los datos de la respuesta de estos, los

cuales pueden ser obtenidos de las opiniones por juicio de expertos, de las observaciones de campo post-sismo sobre daños en puentes, o bien de los resultados de análisis avanzados usando modelos analíticos. Las siguientes secciones proveen un vistazo general de los métodos mencionados.

Según se introdujo también, conviene remarcar aquí que los términos: curvas de fragilidad, curvas de vulnerabilidad y funciones de vulnerabilidad, usados a lo largo de este trabajo representan conceptos similares.

1.4.1 Métodos de juicio de expertos

Uno de los métodos más simples para la obtención de las curvas de fragilidad es el del juicio de expertos, el cual está basado en los datos de respuesta de un puente obtenidos de opiniones de especialistas. Esencialmente, cuando la información requerida disponible sobre los datos registrados es incompleta o insuficiente, resulta una buena elección confiar en información subjetiva derivada de opiniones de ingenieros e investigadores expertos. Grupos de ingenieros estructurales expertos son consultados para hacer estimaciones de las probables distribuciones de daño en diferentes tipos de puentes, cuando los mismos se hallan sujetos a sismos de distintas intensidades. Se ejecuta una encuesta siguiendo el método Delphi, en la cual son distribuidas diversas rondas de cuestionarios, para luego revisar y analizar las respuestas correspondientes. Las funciones de distribución de probabilidad son ajustadas a las predicciones de los expertos para representar el rango de las estimaciones del daño en los puentes para cada nivel de intensidad del movimiento sísmico. La probabilidad de alcanzar un estado de daño especificado es derivada usando las distribuciones resultantes. Dichas probabilidades son relacionadas con el correspondiente nivel de intensidad del movimiento del terreno para obtener una serie de curvas de vulnerabilidad para el tipo de puente asociado (Rossetto y Elnashai, 2003).

El más amplio estudio sistemático, que se desarrolló por empleo de este método, fue conducido por el Consejo de Tecnología Aplicada en los Estados Unidos para la estimación de daños sísmicos en las infraestructuras de California, cuyos resultados se presentaron en el reporte del ATC-13 (ATC, 1985). El ATC organizó un panel con más de 70 expertos en ingeniería sísmica de nivel senior para hacer estimaciones de las probables distribuciones de daño en distintos componentes de una estructura de puente típica de California para varios niveles de intensidad sísmica. No obstante, se recalca que solo 5 personas que proveyeron información para estas estructuras eran expertas en puentes. Los cuestionarios que requirieron la respuesta de parte de los expertos sobre la probabilidad de que un puente se ubique en uno de los siete estados de daño, para una dada medida de intensidad de Mercalli modificada (MMI), fueron preparados para solo dos clases de puentes. Dichas clases, que se establecieron de acuerdo con su longitud total, fueron designadas como puentes principales (longitudes mayores que 150 m) y puentes convencionales (longitudes menores que 150 m). Los resultados fueron luego compilados y reportados como matrices de probabilidad de daño en el reporte ATC-13. La Tabla 1.1 muestra la forma general de una matriz de probabilidad de daño definida en ATC-13 (ATC, 1985).

Tabla 1.1: Forma general de la matriz de probabilidad de daño en ATC-13.

Estado de Daño	Rango de Factor de Daño (%)	Rango de Factor Central (%)	Probabilidad de Daño por MMI y Estado de Daño						
			VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
1- Ninguno	0	0	95	49	30	14	3	1	0.4
2- Despreciable	0 – 1	0.5	3	38	40	30	10	3	0.6
3- Leve	1 – 10	5	1.5	8	16	24	30	10	1
4- Moderado	10 – 30	20	0.4	2	8	16	30	30	3
5- Intenso	30 – 60	45	0.1	1.5	3	10	18	30	18
6- Grave	60 – 100	80	-	1	2	4	10	18	39
7- Destruído	100	100	-	0.5	1	2	3	8	38

A continuación, se presentan las definiciones de los estados de daño:

- 1- Ninguno: Sin daño.
- 2- Despreciable: Daño menor, limitado y localizado, que no requiere reparación.
- 3- Leve: Daño localizado significativo de algunos componentes, que no requieren reparación.
- 4- Moderado: Daño localizado significativo de muchos componentes, que justifica reparación.
- 5- Intenso: Daño extensivo que requiere de reparaciones mayores.
- 6- Grave: Gran daño generalizado, que conlleva a que la estructura sea destruida, demolida o reparada.
- 7- Destruída: Destrucción total de la mayor parte de la estructura.

La confiabilidad de las curvas basadas en juicio de expertos es cuestionable debido a su dependencia de la experiencia individual de los expertos consultados. Adicionalmente, interviene la subjetividad de las opiniones de dichos expertos, la aleatoriedad de la intensidad de los movimientos del terreno, la incertidumbre en la respuesta estructural y lo basto de las clases de puentes que pueden estar involucradas, todo lo cual hace desventajoso a este procedimiento en comparación con otros.

Otro trabajo de referencia en la materia es el de Porter et al. (2007). Allí, mediante el empleo de un formulario provisto al efecto, se solicita el juicio de los expertos en relación con un parámetro de demanda ingenieril (EDP) específico para el cual puede ocurrir un estado de daño en particular. Usando estos datos, a través de simples relaciones, se pueden estimar el valor medio del EDP y su dispersión (desviación estándar). Si la dispersión es inusualmente baja, indicando una posible confiabilidad en exceso por parte de los expertos, se conviene en usar un valor mínimo de 0.4 para esta.

1.4.2 Métodos empíricos

Siguiendo otro camino, las curvas de fragilidad para las diferentes clases de puentes pueden ser determinadas utilizando datos de los daños relevados, a partir de observaciones de campo o reportes de reconocimiento post-sismo, que luego son tratados mediante análisis estadísticos. Se trata de un método más realista, porque el estado de los puentes dañados es evaluado en detalle después de un sismo real. Aunque también, es válido aclarar que la subjetividad involucrada en este método es relativamente alta. Durante las inspecciones de campo post-sismo, la evaluación de daños en puentes difiere de un inspector a otro, dependiendo de su experiencia en referencia a las condiciones estructurales observadas. Otra dificultad asociada con el desarrollo de curvas de fragilidad empíricas en puentes es la inconsistencia y discrepancia en las definiciones de los estados de daño entre diferentes equipos de inspección. Además, el número de puentes dañados y su variabilidad estructural, sismicidad local del sitio del puente, así como otros componentes importantes de las curvas de fragilidad, están limitados a los datos recogidos de los puentes dañados en la región afectada por el sismo. Consecuentemente, las curvas son altamente específicas para una región en particular. También, los datos observados tienden a ser insuficientes y mayormente aglomerados en rangos bajos de severidad de daño y movimiento sísmico. Un número inadecuado de observaciones de campo y reportes de reconocimiento no detallados también influyen en un sentido negativo los resultados del método empírico. En algunos casos, para incrementar el número de datos, pueden agregarse los daños observados en puentes debido a múltiples sismos y ser atribuidos a un simple evento. Esto lleva a una mayor dispersión en los datos, lo cual reduce la confiabilidad de las curvas obtenidas por vía empírica. Con ello, su aplicación resulta muy limitada.

Luego de sismos severos, las curvas de fragilidad empíricas se volvieron más comunes como resultado de la mayor cantidad de datos recogidos. Diversos investigadores usaron métodos empíricos con consideración de diferentes sismos o combinación de ellos y los datos asociados a daños en puentes. Basoz y Kiremidjian (1997) usaron los sismos de Loma Prieta y Northridge. Shinozuka et al. (2003) y Elnashai et al. (2004) emplearon los sismos de Northridge y Kobe. Yamazaki et al. (1999) y Shinozuka et al. (2000a) consideraron solamente el sismo de Kobe. Todos los investigadores utilizaron procedimientos similares para la determinación de las curvas de fragilidad por esta vía. Para el desarrollo de la matriz de daño en puentes, generalmente se utiliza la aceleración máxima del terreno (PGA) como medida de intensidad sísmica, la cual es estimada usando los mapas de sismos. En las Tablas 1.2 y 1.3 se ofrecen las matrices de daño para el sismo de Northridge de 1994 (Basoz y Kiremidjian, 1997) y el sismo de Kobe de 1995 (Yamazaki et al., 1999), respectivamente. Además de la insuficiente cantidad de datos de daños en puentes para el estado de daño de colapso, la desigual distribución de daños entre intervalos de peligrosidad sísmica, así como el número acotado de datos para cada estado de daño, no hacen apropiado al método para el desarrollo de funciones de vulnerabilidad confiables.

Tabla 1.2: Matriz de daño de Basoz y Kiremidjian (1997) – Sismo de Northridge de 1994.

Daño observado	PGA (g)										Total
	0.15-0.2	0.2-0.3	0.3-0.4	0.4-0.5	0.5-0.6	0.6-0.7	0.7-0.8	0.8-0.9	0.9-1.0	>1.0	
Ninguno	318	502	234	50	34	29	24	29	16	16	1252
Leve	2	10	25	2	6	4	6	1	7	3	66
Moderado	1	15	13	11	10	9	5	4	9	4	81
Severo	0	10	2	6	7	3	2	5	11	1	47
Colapso	0	0	1	0	0	0	0	2	2	1	6

Tabla 1.3: Matriz de daño de Yamazaki et al. (1999) – Sismo de Kobe de 1995.

Daño observado	PGA (g)										Total
	0.15-0.2	0.2-0.3	0.3-0.4	0.4-0.5	0.5-0.6	0.6-0.7	0.7-0.8	0.8-0.9	0.9-1.0	>1.0	
Ninguno	80	34	23	28	12	3	3	1	0	0	184
Leve	0	0	2	1	0	4	0	1	0	0	8
Moderado	0	0	1	3	3	6	0	0	0	0	13
Severo	0	0	0	1	0	5	1	0	0	0	7
Colapso	0	0	0	2	0	2	0	0	0	0	4

Usando las matrices de daño brindadas, pueden determinarse las matrices de probabilidad de daño, como así también las curvas de fragilidad empíricas con una apropiada función de distribución.

Conforme a las limitaciones mencionadas anteriormente en el desarrollo de curvas de fragilidad por este método, es casi imposible obtener una buena correlación entre los datos recolectados y dichas curvas de fragilidad usando distribuciones normales y lognormales, o algunas funciones de interpolación. Por lo tanto, es esencial que las funciones de vulnerabilidad empíricas, basadas en observaciones de campo, sean suplementadas por datos de daño en puentes simulados analíticamente. Por otro lado, se requiere de inspectores con alto nivel de entrenamiento, ya que ello representa un factor esencial para mejorar la calidad de los datos recabados.

1.4.3 Métodos analíticos

Las curvas de fragilidad analíticas son la única opción para evaluar el desempeño sísmico de los puentes carreteros cuando no se disponen de datos reales de daños o bien, de cualquier opinión de expertos. En este método se construyen modelos analíticos y se consideran movimientos del terreno con distintos niveles de intensidad sísmica, de manera de poder simular el comportamiento de la estructura y así obtener los daños en los puentes por ejecución de numerosos análisis. Los resultados de dichos análisis son utilizados para desarrollar las curvas de fragilidad analíticas, que permitirán la determinación de la probabilidad de exceder un estado límite de daño especificado bajo una dada intensidad del movimiento del terreno. Los estados de daño están relacionados con la capacidad de la estructura, mientras que las excitaciones del terreno se vinculan con la demanda sobre la misma. La

magnitud de dichas excitaciones se cuantifica usualmente a través del empleo de un indicador de la intensidad, tal como la aceleración máxima del terreno (PGA) o bien la Aceleración Espectral (S_a), entre otras. La probabilidad de falla de un puente o componente puede ser descripta como la probabilidad de que la demanda sísmica (D) excederá la capacidad (C) del puente o componente. Esto usualmente se escribe así:

$$P_f = \left[\frac{C}{D} \leq 1 \right] \quad (1.2)$$

Para definir la probabilidad de exceder un estado de daño, generalmente es empleada una función log-normal acumulativa de dos parámetros. Una curva de fragilidad tiene la siguiente forma analítica, conforme a la distribución log-normal:

$$P_f = \Phi \left[\frac{\ln \frac{D}{C}}{\sqrt{\beta_d^2 + \beta_c^2}} \right] = \Phi \left[\frac{\ln D - \ln C}{\sqrt{\beta_d^2 + \beta_c^2}} \right] \quad (1.3)$$

Donde D es el valor de la mediana de la demanda sísmica en términos de un parámetro de intensidad, C es el valor de la mediana de la capacidad definido para un estado de daño particular, y los términos β son las desviaciones logarítmicas estándar para las distribuciones de la demanda (β_d) y capacidad (β_c). $\Phi[\cdot]$ es la función de distribución normal estándar.

Las curvas de fragilidad analíticas son superiores, en términos de confiabilidad, en comparación con aquellas procedentes del juicio ingenieril o las empíricas. Dicha confiabilidad está afectada por las hipótesis de modelado, como así también por el grado de refinamiento del modelo analítico. Aunque los métodos analíticos para la generación de curvas de vulnerabilidad se están convirtiendo en ampliamente generalizados, debido a su aplicabilidad para cualquier tipo de estructura, las limitaciones en las capacidades de modelado y el esfuerzo computacional requerido para los análisis los hace muy demandantes computacionalmente y así también complicados. Asimismo, las definiciones de los estados límites de daño, en términos de magnitudes significativas representativas del desempeño sísmico de los puentes carreteros, es otra tarea importante relacionada a la confiabilidad de las curvas de fragilidad. Una variedad de procedimientos de análisis se ha seguido para el desarrollo de estas curvas, desde el análisis elástico de sistemas equivalentes de un grado de libertad al análisis de la respuesta no lineal de modelos 3D. La elección del procedimiento y la idealización estructural asociada con los puentes tiene influencia directa sobre los resultados del análisis, en términos de los datos obtenidos del daño, los cuales son necesarios para el desarrollo de las curvas analíticas.

El método elástico espectral es el más simple y el que menor tiempo consume para la generación de curvas de fragilidad analíticas. Usando este método, Hwang et al. (2000) y Jernigan y Hwang (2002) desarrollaron curvas para los puentes de Memphis. Los componentes del puente, que tienen la posibilidad de dañarse durante un sismo, fueron evaluados para determinar sus relaciones capacidad/demanda (DCR). Para cada componente, fueron

determinadas las capacidades de acuerdo con lo prescrito en FHWA (1995) y también la demanda sísmica, a partir de un análisis espectral elástico conforme al método especificado en AASHTO (1996). Después de calcular las demandas y capacidades de cada componente del puente, se determinó y correlacionó las DCR con cada estado de daño para diferentes niveles de intensidades sísmicas. Los resultados de todos estos cálculos fueron luego puestos conjuntamente en una matriz de frecuencia de datos, las cuales se usaron para generar las curvas de fragilidad.

El método estático no lineal es un método alternativo, a menudo referido como el método del espectro de capacidad. Este método ha sido utilizado para desarrollar curvas de fragilidad analíticas de puentes por parte de diversos investigadores (Dutta y Mander, 1998; Mander y Basoz, 1999; Mander, 1999; Shinozuka et al., 2000b; Monti y Nistico, 2002; Banerjee y Shinozuka, 2007). El antecedente conceptual de las funciones de daño en puentes para la generación de curvas de fragilidad mediante este procedimiento está dado en HAZUS (FEMA, 2003) y es similar al presentado en Mander y Basoz (1999). En todos estos estudios se consideró una metodología similar, que usa la intersección de un espectro de capacidad, encontrado a través de un análisis estático no lineal pushover, y un espectro de demanda, encontrado a través de la reducción del espectro de respuesta elástico, según se aprecia en Figura 1.4 (Mander, 1999). En un análisis determinístico, la intersección de las curvas capacidad-demanda resulta en el nivel de desempeño esperado del puente. No obstante, las distribuciones de probabilidad son representadas también sobre ambas curvas de capacidad y demanda para indicar la incertidumbre asociada en la evaluación del desempeño. La probabilidad de falla es determinada en la intersección de las distribuciones de la capacidad y demanda. Para diversos niveles de la medida de intensidad seleccionada y estados límites de daño predefinidos se pueden generar las curvas de fragilidad en puentes usando estos espectros.

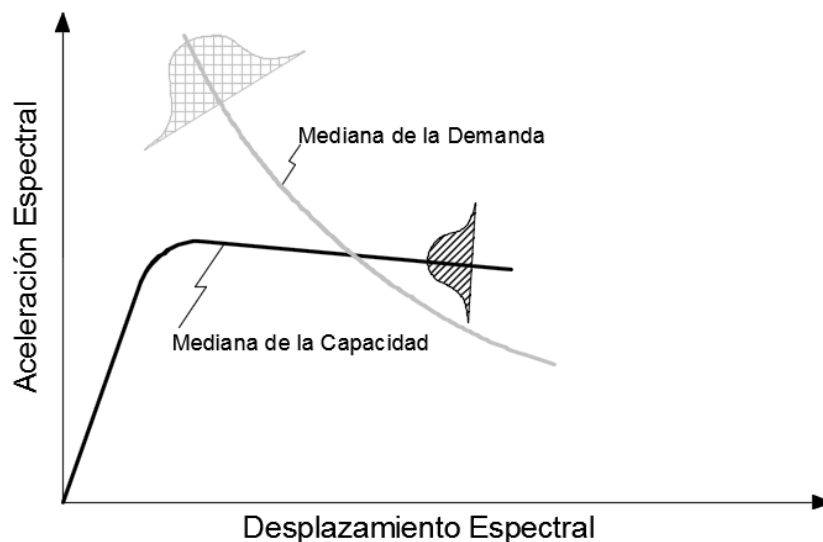


Figura 1.4: Intersección de los espectros capacidad-demanda, aceleración espectral - desplazamiento espectral (Mander, 1999).

El análisis dinámico no lineal (NRHA) es considerado el método más riguroso en la estimación de las demandas sísmicas inelásticas de las

estructuras. Aunque el método NRHA se ha identificado como el que más tiempo consume y como el más demandante computacionalmente, las curvas de fragilidad desarrolladas usando este procedimiento son consideradas de mayor confiabilidad en comparación con las obtenidas mediante los otros procedimientos analíticos mencionados anteriormente (Shinozuka et al., 2000b). Este método ha sido utilizado de diferentes maneras por parte de varios investigadores para desarrollar curvas de fragilidad (Hwang et al., 2001; Karim y Yamazaki, 2003; Elnashai et al., 2004; Choi et al., 2004; Nateghi and Shahsavari, 2004; Mackie y Stojadinovic, 2004). Luego de encontrar las clases principales del inventario de puentes se deben considerar ejemplares de dichas clases, los cuales representen los atributos promedio de estas. Por ejemplo, esta es la forma en que trabajaron Dusicka y Roberts (2011) para los puentes típicos del estado de Oregon (USA).

En cuanto a la estrategia de modelado es posible lograr diferentes niveles de precisión, desde modelos simples de parámetros agrupados a modelos detallados en elementos finitos. Una vez realizado el modelo del puente con un aceptable nivel de detallado, se debe seleccionar una serie apropiada de registros sísmicos para el cálculo de las respuestas. La confiabilidad de las curvas de fragilidad analíticas depende de dichos registros seleccionados, los cuales deben ser representativos de la región de interés. En otras palabras, los movimientos del terreno seleccionados deben ser cónsonos con las propiedades de las fuentes sísmicas de los lugares donde se hallan ubicados los puentes. Asimismo, los citados movimientos del terreno cubrirán una amplia gama en los niveles de intensidad sísmica. Luego, para cada ejemplar de puente (puente promedio) se ejecutan análisis dinámicos no lineales bajo la acción de los sismos seleccionados. Con posterioridad, se registran las máximas respuestas de los componentes críticos del puente. Diferentes partes de la estructura del puente son consideradas como posibles componentes críticos que afectan el desempeño sísmico de la estructura. En la literatura, frecuentemente a las columnas se les asigna ese rol en los análisis. Por otro lado, se definen los estados de daño y los umbrales que los limitan. Las definiciones de dichos umbrales de daño para cada componente crítico del puente están basadas en juicios de expertos, datos experimentales, o bien en modelos analíticos. Esto tiene una influencia directa sobre el proceso y constituye una de las partes más esenciales para el desarrollo de curvas de fragilidad analíticas. Finalmente, mediante el empleo de herramientas estadísticas, son desarrolladas las curvas de fragilidad para cada estado de daño usando los resultados de los análisis dinámicos no lineales.

En resumen, de los distintos pasos seguidos para el desarrollo de las curvas de fragilidad, tanto el modelado analítico de los componentes del puente, como la selección de la serie de registros sísmicos y la definición de los estados límites de daño son los más críticos.

Según se indicó, el método por análisis dinámico no lineal resulta ser el más confiable para el desarrollo de las curvas, a la vez que es el más costoso en términos computacionales. En definitiva, este procedimiento fue utilizado en este estudio y su implementación será presentada con detalle a lo largo de la Tesis. Una ilustración básica que muestra el proceso se aprecia en Figura 1.5.

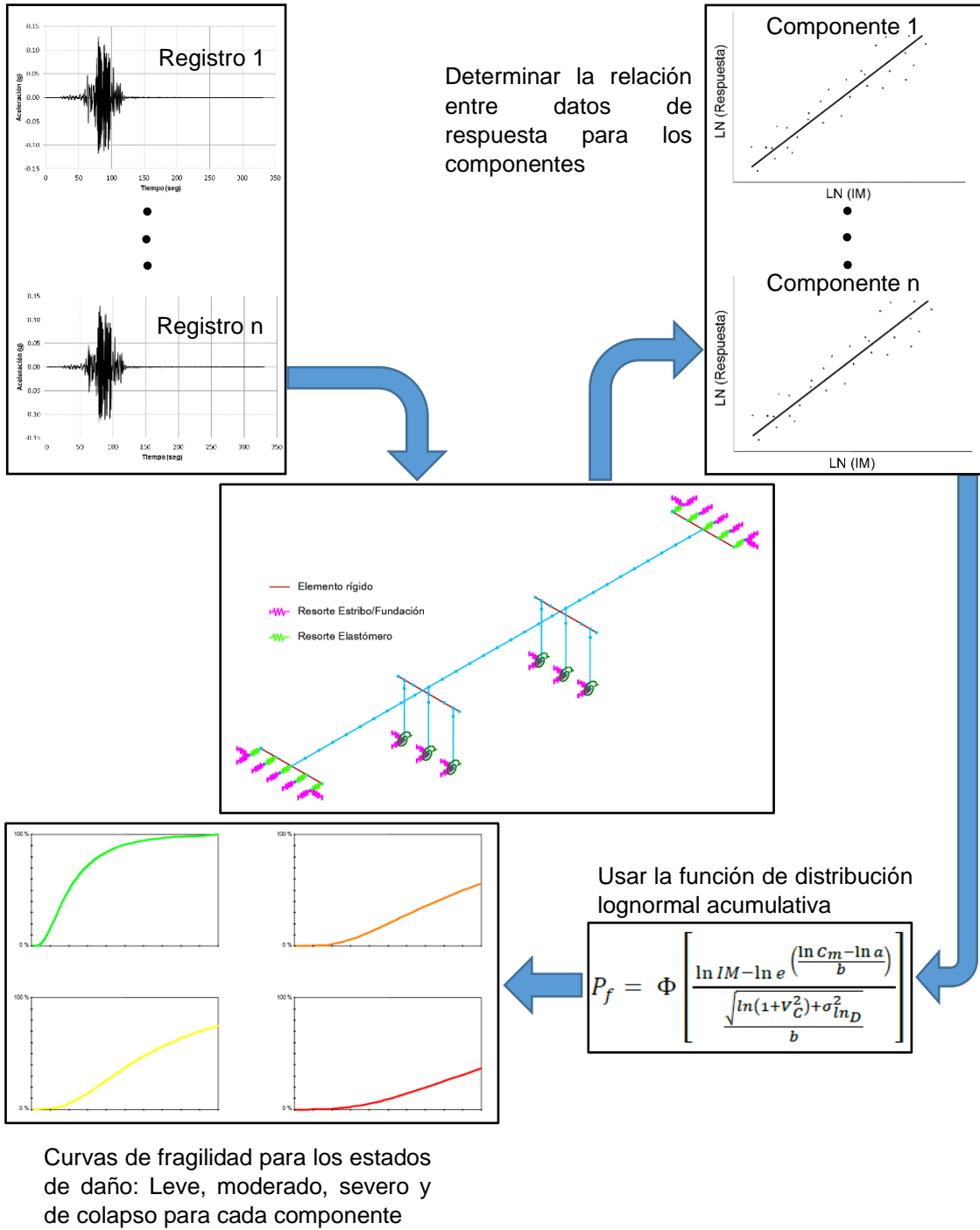


Figura 1.5: Generación de Curvas de fragilidad analíticas usando Análisis Dinámico No Lineal (Dusicka y Roberts, 2011).

1.5 Objetivo y alcance

Tal como se señaló, las curvas de fragilidad en puentes tienen muy importantes usos tanto en actividades previas al sismo como en las posteriores. Para su empleo efectivo en dichas actividades es de gran importancia disponer de curvas de fragilidad confiables, tal cual se observó. En este sentido, para un primer abordaje de esta metodología en nuestro país, el objetivo principal de este trabajo es generar curvas de fragilidad analíticas para clases típicas de puentes de las regiones de Cuyo y Noroeste argentino (NOA), en zonas de elevada y muy elevada peligrosidad sísmica.

Las tareas específicas que serán llevadas a cabo como parte de esta investigación son las siguientes:

- Identificar los tipos de puentes más comunes en las regiones de estudio y analizar estadísticamente alguno de sus parámetros estructurales principales. Las clases de puentes identificadas representarán a la mayoría de las estructuras inventariadas.
- Seleccionar una serie de registros de movimientos del terreno cónsonos con la sismicidad de las regiones a analizar.
- Desarrollar modelos analíticos tridimensionales en elementos finitos de los puentes típicos de las clases seleccionadas para ejecutar análisis dinámico no lineales.
- Identificar los parámetros de demanda ingenieril determinantes relacionados con la capacidad de los componentes críticos y definir los estados límites de daño correspondientes para los puentes típicos.
- Generar modelos de demanda sísmica probabilística para los componentes críticos de cada clase de puentes.
- Desarrollar las curvas de fragilidad para cada clase de puentes.
- Realizar la evaluación de la vulnerabilidad sísmica y la estimación de las pérdidas económicas directas para un determinado escenario sísmico mediante el empleo de las curvas de fragilidad obtenidas.

1.6 Organización del trabajo

La tesis está compuesta de siete capítulos principales, con los contenidos resumidos que se brindan a continuación:

Capítulo 1: Revisión general de estudios previos y relevamiento de la literatura respecto al desarrollo de curvas de fragilidad usando diferentes métodos. Planteo del objetivo y alcance del trabajo.

Capítulo 2: Investigación del inventario de los puentes existentes y clasificación de acuerdo con sus atributos estructurales primarios. Estudio estadístico para establecer los puentes típicos representativos de las clases obtenidas.

Capítulo 3: Abordaje de un procedimiento para la selección de una serie de registros sísmicos que resultan representativos de la sismicidad de la región de estudio.

Capítulo 4: Generación de modelos analíticos no lineales 3D de los puentes típicos, que incluye la modelación detallada de sus componentes.

Capítulo 5: Definición de los estados límites de daño para los componentes críticos de las clases de puentes de estudio.

Capítulo 6: Generación de modelos de demanda sísmica probabilística obtenidos a partir de los análisis dinámico no lineales llevados a cabo. Desarrollo de las curvas de fragilidad analíticas para los puentes típicos estudiados. Aplicación de las curvas para el caso de un determinado escenario sísmico en la región del centro oeste argentino, de manera de evaluar el desempeño sísmico y efectuar el cálculo de las pérdidas económicas directas en los puentes indicados.

Capítulo 7: Se presenta un breve resumen del trabajo junto con las conclusiones. Así también se brindan recomendaciones para futuros trabajos.

CAPÍTULO 2

CLASIFICACIÓN DE PUENTES PARA ESTUDIOS DE FRAGILIDAD SÍSMICA

2.1 Generalidades

Cuando se evalúa la vulnerabilidad sísmica de puentes de una región determinada, lo ideal sería contar con los planos y memorias de cada puente y generar sus respectivas Curvas de fragilidad. No obstante, esto no es posible porque no se tienen todos los antecedentes y porque, además, un procedimiento así demandaría la participación de gran cantidad de personas e insumiría mucho tiempo. Dado el hecho de que los puentes de una región en particular presentan ciertas similitudes, se pueden definir algunas clases generales de puentes que los agrupen en determinada tipología estructural. Luego, la tarea consiste en generar curvas de fragilidad para las clases típicas de puentes y no para obras de arte particulares. Dichas clases son definidas en la hipótesis de que aquellos puentes asignados a ellas tendrán respuestas similares ante la excitación sísmica.

El número de clases depende de la variabilidad del sistema estructural en el inventario, así como el nivel de precisión requerido para la generación de las curvas de fragilidad. Si se toman en consideración todos los atributos estructurales a través del procedimiento de clasificación, la misma resultaría muy detallada y con una cantidad considerable de clases de puentes. Por lo pronto se tendrá presente que no es posible incluir cada característica estructural de un puente en dicha clasificación, pues no resulta práctico especificar un gran número de clases de puentes. Dicho número de clases necesita ser tan pequeño como sea posible para considerar solamente los atributos estructurales más importantes.

Por lo antes expuesto, se debe partir de la premisa de identificar un número manejable de clases típicas de puentes que representen una porción significativa del inventario global. Se decidió enfocar este estudio en las regiones de mayor peligrosidad sísmica de nuestro país. En tal sentido, para llevar a cabo la clasificación resulta esencial realizar un estudio pormenorizado del inventario de puentes de las regiones de Cuyo y NOA (noroeste argentino) provisto por la base de datos del Sistema de Gestión SIGMA Puentes, administrado por Vialidad Nacional, fundamentalmente en zonas caracterizadas como de elevada y muy elevada peligrosidad sísmica del territorio nacional, que comprende los Distritos de San Juan, Mendoza, La Rioja, Salta y Jujuy. La cantidad total de puentes inventariados en dichos Distritos es de 827 y constituye el universo muestral sobre el cual se llevó adelante este trabajo.

Para hacer la clasificación deben identificarse aquellos parámetros estructurales que tengan influencia predominante en la respuesta sísmica de los puentes.

2.2 Revisión de clasificaciones de puentes en estudios previos

Según se introdujo, para hacer la clasificación, los atributos que mejor describen la respuesta sísmica de los puentes y los parámetros que afectan su comportamiento sísmico necesitan ser indagados del inventario de puentes. Diferentes propiedades estructurales se usaron en estudios previos para clasificar los puentes en grupos. En el reporte ATC 13 (ATC, 1985) se consideran solo dos clases de puentes de acuerdo con su longitud total. Los puentes que tienen longitudes mayores a 150 m son clasificados como puentes principales mientras que aquellos con longitudes menores a dicho valor son catalogados como convencionales. Los puentes convencionales son a su vez subclasificados en dos grupos: Tramos múltiples simplemente apoyados y continuos monolíticos. Esta es una clasificación muy amplia y desprecia varias características estructurales que afectan el desempeño sísmico de un puente, tales como el material, propiedades de la subestructura, oblicuidad, etc.

En la clasificación desarrollada por Basoz y Kiremidjian (1996), los puentes son agrupados de acuerdo con el número de tramos, tipo de superestructura, tipo de subestructura y material constitutivo de la misma, tipo de estribos y continuidad de tramos. Usando esta clasificación, los puentes dañados durante los sismos de Northridge y Loma Prieta fueron agrupados primeramente por el tipo de superestructura y material de la subestructura. Luego, estos puentes fueron clasificados adicionalmente en subcategorías basadas en otras características estructurales, tales como número de tramos, tipo de estribo, tipo de pila y continuidad de tramos. Para cada una de estas subcategorías de puentes se desarrollaron matrices de probabilidad de daño y curvas de fragilidad empíricas usando los datos de daños provocados por los sismos de Northridge y Loma Prieta (Basoz y Kiremidjian, 1997). Las subcategorías de puentes empleadas en el estudio de Basoz y Kiremidjian (1997) están dadas en la Tabla 2.1.

Tabla 2.1: Descripción de las subcategorías de puentes empleadas por Basoz y Kiremidjian (1997).

Subcategoría de Puente		Tipo de Estribo	Tipo de Pila	Continuidad de Tramos
Puentes de un solo tramo				
C1S1		Monolítico	No aplicable	No aplicable
C1S2		No monolítico	No aplicable	No aplicable
C1S3		Integridad parcial	No aplicable	No aplicable
Puentes de Tramos Múltiples				
C1M1		Monolítico	Múltiple	Continuo
C1M2		Monolítico	Múltiple	Discontinuo
C1M3		Monolítico	Simple	Continuo
C1M4		Monolítico	Simple	Discontinuo
C1M5		Monolítico	Pila Diafragma	Continuo

C1M6		Monolítico	Pila Diafragma	Discontinuo
C1M7		No monolítico	Múltiple	Continuo
C1M8		No monolítico	Múltiple	Discontinuo
C1M9		No monolítico	Simple	Continuo
C1M10		No monolítico	Simple	Discontinuo
C1M11		No monolítico	Pila Diafragma	Continuo
C1M12		No monolítico	Pila Diafragma	Discontinuo
C1M13		Integridad parcial	Múltiple	Continuo
C1M14		Integridad parcial	Múltiple	Discontinuo
C1M15		Integridad parcial	Simple	Continuo
C1M16		Integridad parcial	Simple	Discontinuo
C1M17		Integridad parcial	Pila Diafragma	Continuo
C1M18		Integridad parcial	Pila Diafragma	Discontinuo

La Guía de Registro de Puentes de la Administración Federal de Carreteras de los Estados Unidos (FHWA, 1995) define las tipologías de estas estructuras conforme al tipo de superestructura, material de construcción y continuidad en los apoyos. Algunos posibles materiales y tipos de construcción están listados en la Tabla 2.2, la cual fue extraída de la Guía referida y se corresponde con lo establecido en el Inventario Nacional de Construcciones en USA (NBI). La clasificación de la FHWA fue modificada luego para incluir información de las pilas, según Hwang et al. (2000).

Tabla 2.2: Algunos materiales y tipos de construcción en NBI (FHWA, 1995).

Material de construcción	Tipo de construcción
-Hormigón	-Losa
-Hormigón continuo	-Arco con tablero inferior
-Acero	-Largueros o vigas
	-Colgante
	-Vigas y emparrillado de vigas
	-Con obenques
-Acero continuo	-Vigas T
	-Móvil con levantamiento vertical
-Hormigón pretensado	-Vigas cajón de múltiples celdas
	-Móvil basculante
-Hormigón pretensado continuo	-Vigas cajón de simple celda
	-Móvil giratorio
-Madera	-Pórticos
-Mampostería, hierro forjado o hierro fundido	-Ortotrópico
	-Túnel
	-Alcantarillas

-Otros	-Vigas reticuladas con tablero superior -Vigas reticuladas con tablero inferior -Arco con tablero superior	-Tipos mixtos (aplicable solo a tramos de aproximación) -Cajón a base de dovelas -De vigas canal
--------	--	--

En el estudio de Nielson (2005), los puentes son asignados a cada una de las once clases establecidas, las cuales están basadas en su material de construcción, tipo de construcción y número de tramos. Las clases de puentes y sus designaciones abreviadas correspondientes, definidas por Nielson (2005), son presentadas en la Tabla 2.3.

Tabla 2.3: Clases de puentes definidas por Nielson (2005).

Nombre de la Clase de Puente	Abreviación
Vigas de Hormigón Continuas de Tramos Múltiples	MSC Concrete
Vigas de Acero Continuas de Tramos Múltiples	MSC Steel
Losa Continua de Tramos Múltiples	MSC Slab
Vigas Cajón de Hormigón Continuas de Tramos Múltiples	MSC Concrete-Box
Vigas de Hormigón Simplemente Apoyadas de Tramos Múltiples	MSSS Concrete
Vigas de Acero Simplemente Apoyadas de Tramos Múltiples	MSSS Steel
Losa Simplemente Apoyada de Tramos Múltiples	MSSS Slab
Vigas Cajón de Hormigón Simplemente Apoyadas de Tramos Múltiples	MSSS Concrete-Box
Vigas de Hormigón de Simple Tramo	SS Concrete
Vigas de Acero de Simple Tramo	SS Steel
Otros	

Por otro lado, en el paquete de evaluación de pérdidas por sismos denominado HAZUS, administrado por FEMA (FEMA, 2003), se cuenta con una clasificación de puentes basada en las siguientes características estructurales:

- Diseño sísmico.
- Número de tramos: puentes de simple vs. múltiples tramos.
- Tipo de estructura: hormigón, acero, otros.
- Tipo de pila: de múltiples columnas, de simple columna y de diafragma.
- Tipo de estribo y apoyos: monolítico vs no monolítico; apoyos articulados metálicos, apoyos móviles metálicos y apoyos elastoméricos.
- Continuidad de tramos: continuos, discontinuos (articulaciones en tramos) y simplemente apoyados.

El esquema de clasificación de HAZUS (FEMA, 2003) incorpora varios parámetros que afectan al daño en el análisis de fragilidad. En este sentido, un

total de 28 clases de puentes (HWB1 a HWB28) son definidas según se ve en la Tabla 2.4.

Tabla 2.4: Esquema de clasificación de puentes en HAZUS (FEMA, 2003).

Clase	Estado	Año de construcc	Diseño	Descripción
HWB1	Fuera de California	< 1990	Convencional	Puente Principal – Long. >150 m
HWB1	California	< 1975	Convencional	Puente Principal – Long. >150 m
HWB2	Fuera de California	>= 1990	Sísmico	Puente Principal – Long. >150 m
HWB2	California	>= 1975	Sísmico	Puente Principal – Long. >150 m
HWB3	Fuera de California	< 1990	Convencional	Tramo Simple
HWB3	California	< 1975	Convencional	Tramo Simple
HWB4	Fuera de California	>= 1990	Sísmico	Tramo Simple
HWB4	California	>= 1975	Sísmico	Tramo Simple
HWB5	Fuera de California	1990	Convencional	Mult. Col., Simpl. Ap. – Hormig.
HWB6	California	< 1975	Convencional	Mult. Col., Simpl. Ap. – Hormig.
HWB7	Fuera de California	>= 1990	Sísmico	Mult. Col., Simpl. Ap. – Hormig.
HWB7	California	>= 1975	Sísmico	Mult. Col., Simpl. Ap. – Hormig.
HWB8	California	< 1975	Convencional	Simple Col. Viga Cajón - H ^o Cont.
HWB9	California	>= 1975	Sísmico	Simple Col. Viga Cajón - H ^o Cont.
HWB10	Fuera de California	< 1990	Convencional	Hormigón Continuo
HWB10	California	< 1975	Convencional	Hormigón Continuo
HWB11	Fuera de California	>= 1990	Sísmico	Hormigón Continuo
HWB11	California	>= 1975	Sísmico	Hormigón Continuo
HWB12	Fuera de California	< 1990	Convencional	Mult. Col., Simpl. Ap. – Acero
HWB13	California	< 1975	Convencional	Mult. Col., Simpl. Ap. – Acero
HWB14	Fuera de California	>= 1990	Sísmico	Mult. Col., Simpl. Ap. – Acero
HWB14	California	>= 1975	Sísmico	Mult. Col., Simpl. Ap. – Acero
HWB15	Fuera de California	< 1990	Convencional	Acero Continuo
HWB15	California	< 1975	Convencional	Acero Continuo
HWB16	Fuera de California	>= 1990	Sísmico	Acero Continuo
HWB16	California	>= 1975	Sísmico	Acero Continuo
HWB17	Fuera de California	< 1990	Convencional	Mult. Col., Simpl. Ap. – H ^o P ^o
HWB18	California	< 1975	Convencional	Mult. Col., Simpl. Ap. – H ^o P ^o
HWB19	Fuera de California	>= 1990	Sísmico	Mult. Col., Simpl. Ap. – H ^o P ^o
HWB19	California	>= 1975	Sísmico	Mult. Col., Simpl. Ap. – H ^o P ^o
HWB20	California	< 1975	Convencional	Simple Col., Viga Cajón - H ^o P ^o
HWB21	California	>= 1975	Sísmico	Simple Col., Viga Cajón - H ^o P ^o
HWB22	Fuera de California	< 1990	Convencional	Hormigón Continuo
HWB22	California	< 1975	Convencional	Hormigón Continuo
HWB23	Fuera de California	>= 1990	Sísmico	Hormigón Continuo
HWB23	California	>= 1975	Sísmico	Hormigón Continuo
HWB24	Fuera de California	< 1990	Convencional	Mult. Col., Simpl. Ap. – Acero
HWB25	California	< 1975	Convencional	Mult. Col., Simpl. Ap. – Acero
HWB26	Fuera de California	< 1990	Convencional	Acero Continuo
HWB27	California	< 1975	Convencional	Acero Continuo
HWB28	Todos los demás puentes no clasificados			

Otro aspecto para considerar en la clasificación es la oblicuidad de los puentes. Dicha oblicuidad se considera que tiene un efecto importante sobre el desempeño de estos, siendo las estructuras oblicuas más vulnerables a los efectos sísmicos. Varios códigos y estudios de investigación han considerado este efecto, tales como el de la FHWA (1995), Basoz y Kiremidjian (1997) y Pamuk et al. (2005). También, Buckle (1994) describió situaciones de colapso y daño en algunos puentes durante el sismo de Northridge asociados a grandes oblicuidades de estos. Respecto de la fijación de un valor límite del ángulo de oblicuidad, superado el cual no resulta despreciable el efecto de esta característica sobre la respuesta sísmica de la estructura, tanto en Caltrans

(2006), FHWA (1995) y en Pezeshk et al. (1993) se define el umbral de 20°. Por otro lado, en AREMA (1998) y en AASHTO (1996) se especifica un ángulo de 30° como límite de la oblicuidad más allá del cual el puente es catalogado como irregular por este concepto.

2.3 Análisis del inventario y clasificación de puentes en Argentina

De la información cargada en la base de datos del Sistema de Gestión SIGMA Puentes, se indagaron los siguientes parámetros para su análisis:

- Número de tramos
- Máxima longitud de tramos
- Ancho de tablero
- Altura de pila
- Ángulo de oblicuidad
- Tipo de superestructura

Esta información servirá para brindar la configuración geométrica típica de cada clase de puente.

Para casi todos los ítems mencionados, es suficiente notar su tendencia general, a través del valor medio, la desviación estándar y la mediana. Para otros, es necesario explorar su probabilidad relativa; tal es el caso del Número de Tramos y la Altura de Pila. Esta última información puede ser formulada y presentada a través de estimaciones surgidas por la aplicación de las leyes de probabilidad. Se utilizará un método simple, consistente en la representación no paramétrica de la distribución de probabilidad para la serie de datos provista. En el caso de los Tipos de superestructura bastará con analizar la distribución porcentual de cada configuración.

Adicionalmente, se presentan datos estadísticos sobre el año de construcción de cada clase de puentes con el propósito de inferir, a través de la antigüedad de estos, si en su proyecto fue tenido en cuenta algún tipo de previsión sismorresistente. En este sentido cabe destacar la evolución de la normativa sismorresistente en nuestro país. En 1970 el INPRES elabora el Reglamento Nacional de construcciones Antisísmicas (CONCAR 70, 1970). Ese reglamento fue actualizado en 1980, convirtiéndose en las Normas Antisísmicas Argentinas (NAA 80, 1980), que contemplan disposiciones específicas para puentes. Tales disposiciones no fueron actualizadas en los reglamentos posteriores ((INPRES-CIRSOC 103, 1983) e (INPRES-CIRSOC 103, 2008)) y siguen teniendo vigencia para el proyecto de puentes en todo el territorio nacional, por lo que han quedado obsoletas respecto del actual estado del conocimiento. Recientemente, se publicó el Proyecto de Reglamento INPRES-CIRSOC 103 (2019), que está basado en las especificaciones AASHTO para el diseño sísmico de puentes (AASHTO, 2011)

Un primer análisis estadístico consiste en determinar los porcentajes de las distintas tipologías de puentes existentes. En la Tabla 2.5 se muestra esta información.

Tabla 2.5: Distribución porcentual de los tipos de puentes del inventario.

Tipo de Puente	Porcentaje
Puentes de Vigas de Hormigón Armado o Pretensado	55.50 %
Puentes Metálicos	3.42 %
Puentes en Arco	2.08 %
Puentes Losa	39.00 %

Dados los bajos porcentajes de los puentes metálicos y en arco, estos tipos son descartados para la clasificación.

Otro análisis oportuno lo constituye la distribución porcentual del esquema estructural para cada una de las siguientes tipologías: Puentes Losa, Puentes de Vigas Cajón y Puentes de Vigas Rectangulares, T y Doble T. Estos datos son presentados en las Tablas 2.6, 2.7 y 2.8.

Tabla 2.6: Distribución porcentual del Esquema estructural para Puentes Losa.

Esquema estructural en Puentes Losa	Porcentaje
Simplemente Apoyados	86.21 %
Continuos	13.79 %

Tabla 2.7: Distribución porcentual del Esquema estructural para Puentes de Vigas Cajón.

Esquema estructural en Puentes de Vigas Cajón	Porcentaje
Simplemente Apoyados	6.67 %
Continuos	93.33 %

Tabla 2.8: Distribución porcentual del Esquema estructural para Puentes de Vigas Rectangulares, T y Doble T.

Esquema estructural en Puentes de Vigas Rectangulares, T y Doble T	Porcentaje
Simplemente Apoyados	68.82 %
Continuos	31.18 %

Según se aprecia en estas Tablas, debido a los bajos porcentajes revelados de los Puentes de Losa Continuos y de los de Vigas Cajón Simplemente Apoyados, estos tipos tampoco se tomarán en consideración para la clasificación.

Para el caso de los Puentes Losa y de los Puentes de Vigas se analizan también la distribución porcentual para los simplemente apoyados en relación con el número de tramos, trátase de un tramo o de múltiples tramos. Las Tablas 2.9 y 2.10, respectivamente, brindan esta información.

Tabla 2.9: Distribución porcentual para Puentes Losa Simplemente Apoyados en relación con el Número de Tramos.

Tramos en Puentes Losa Simplemente Apoyados	Porcentaje
Un Tramo	8.00 %
Tramos Múltiples	92.00 %

Tabla 2.10: Distribución porcentual para Puentes de Vigas Simplemente Apoyados en relación con el Número de Tramos.

Tramos en Puentes de Vigas Simplemente Apoyados	Porcentaje
Un Tramo	31.60 %
Tramos Múltiples	68.40 %

Puede advertirse el bajo porcentaje de Puentes Losas Simplemente Apoyados de un tramo, razón por la cual éstos serán ignorados en la clasificación.

Partiendo de los estudios previos realizados y de los anteriores considerandos, se decidió adoptar cinco clases de puentes basadas en el material de construcción, tipología estructural y número de tramos siguiendo el criterio de Nielson (2005). En la Tabla 2.11 se ofrece un listado de dichas clases junto con su designación mediante siglas.

Tabla 2.11: Clases de Puentes y su designación mediante siglas.

Clase	Designación
Vigas de Hormigón Continuas en Tramos Múltiples	VH-CTM
Vigas de Hormigón Simplemente Apoyadas en Tramos Múltiples	VH-SATM
Vigas Cajón de Hormigón Continua en Tramos Múltiples	VCH-CTM
Losas Simplemente Apoyadas en Tramos Múltiples	L-SATM
Vigas de Hormigón Simplemente Apoyadas	VH-SA

A continuación, se presentan los resultados y análisis de cada uno de los datos estudiados del inventario (Saracho et al., 2016b).

2.3.1 Número de tramos

Dado que el número de tramos toma valores discretos en la forma de números enteros, resulta apropiado adoptar para este parámetro una distribución discreta. Debido a la propia naturaleza de las distribuciones discretas no es necesario ajustar los datos a una distribución conocida, sino más bien examinar la frecuencia de los datos de cada valor del número de tramos. De esta manera, en este estudio, se generó la función densidad de probabilidad no paramétrica para el número de tramos de cada clase de puente. Esto fue logrado por conteo de la cantidad de puentes con un dado número de tramos y dividiéndolos por el

total de puentes. Las Figuras 2.1 a 2.4 muestran las funciones de densidad de probabilidad para cada una de las 4 clases de puentes de tramos múltiples. La Tabla 2.12 ofrece algunas de las estadísticas para este parámetro en cada una de las citadas clases de puentes.

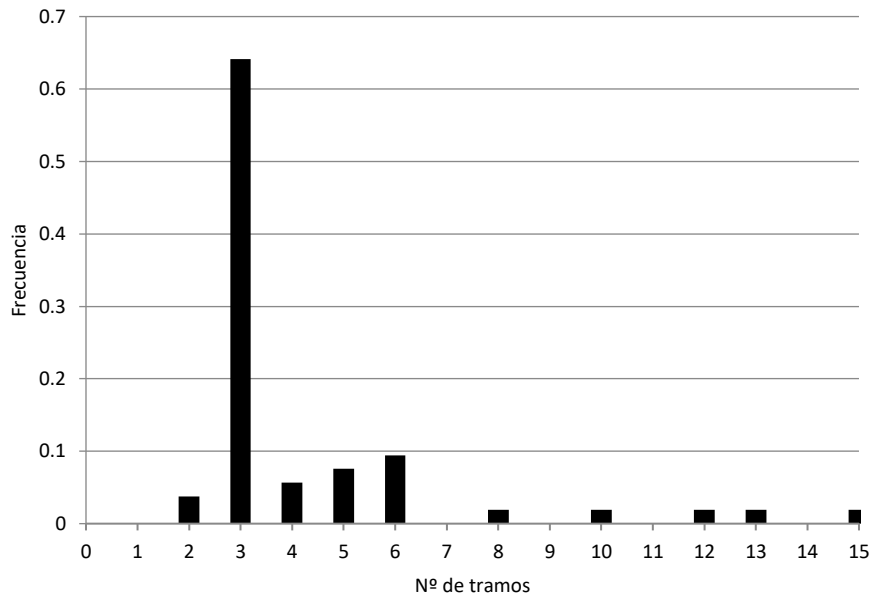


Figura 2.1: Función Densidad de Probabilidad No Paramétrica referida al número de tramos para Puentes VH-CTM.

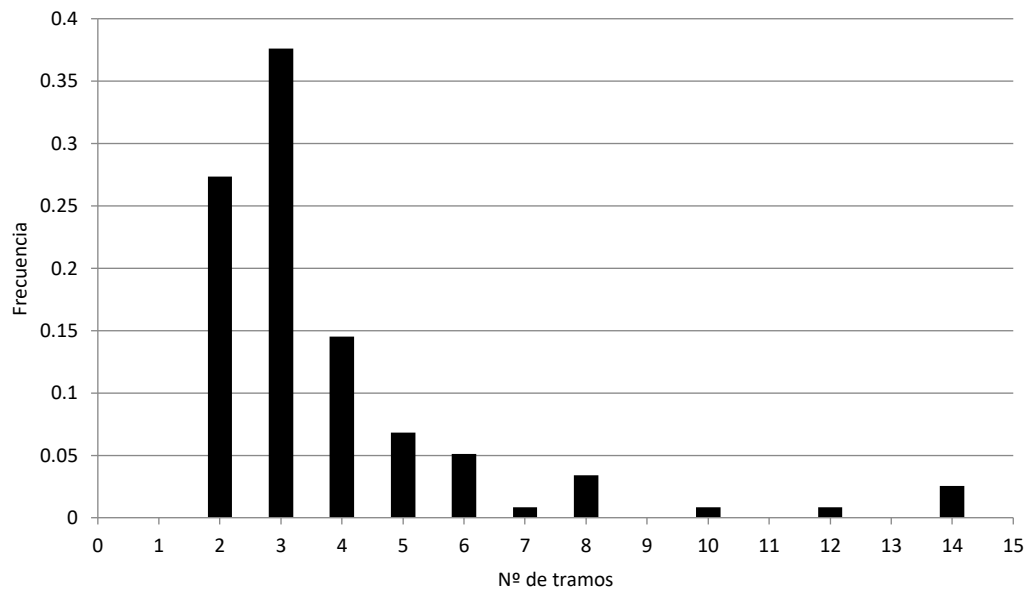


Figura 2.2: Función Densidad de Probabilidad No Paramétrica referida al número de tramos para Puentes VH-SATM.

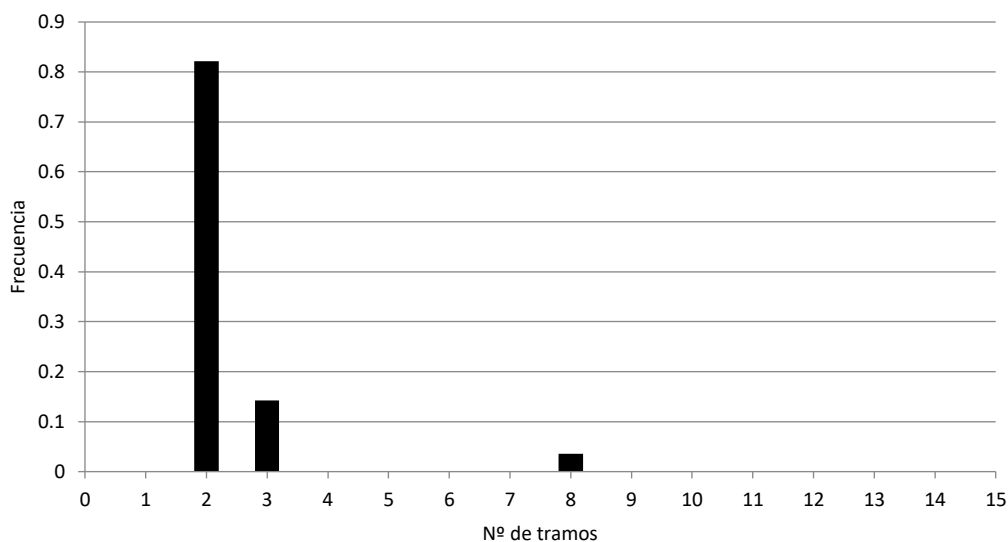


Figura 2.3: Función Densidad de Probabilidad No Paramétrica referida al número de tramos para Puentes VCH-CTM.

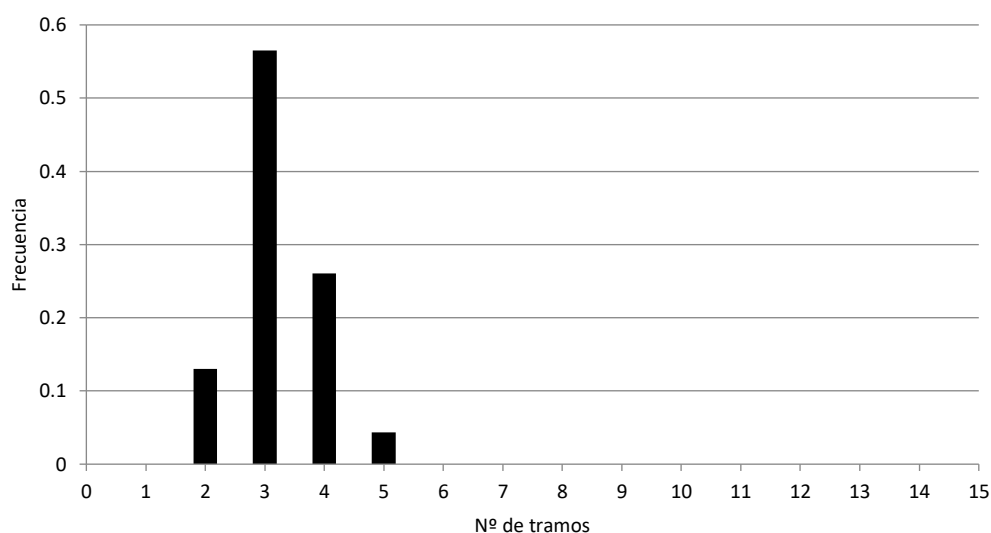


Figura 2.4: Función Densidad de Probabilidad No Paramétrica referida al número de tramos para Puentes L-SATM.

Tabla 2.12: Estadísticas del parámetro Número de Tramos para las cuatro clases de Tramos Múltiples.

Clase	Promedio	Desv. Est.	Mediana	Moda
VH-CTM	4.26	2.70	3	3
VH-SATM	3.79	2.40	3	3
VCH-CTM	2.36	1.16	2	2
L-SATM	3.22	0.74	3	3

Hay puntos interesantes a resaltar con respecto a estas estadísticas. El examen de las funciones de densidad de probabilidad revela que la gran mayoría de los Puentes de Vigas (más del 90 %) tiene entre dos y seis tramos. Por su parte, más del 82 % de los puentes de sección cajón poseen dos tramos. En el caso de los Puentes Losa, más del 95 % tienen entre dos y cuatro tramos.

También es importante notar en la Tabla 2.12, que el número de tramos más probable, para ambas clases de Puentes de Vigas y para los Puentes Losa, es tres; para el caso de los Puentes de Vigas Cajón, resulta ser dos tramos.

Habida cuenta de la necesidad de simplificar el camino para la construcción de las Curvas de fragilidad, estas cantidades de tramos serán tenidas en cuenta para el establecimiento de los puentes típicos de cada clase con las que se trabajará a posteriori.

2.3.2 Longitud máxima de tramos

El inventario no brinda directamente la longitud de cada tramo de un puente, sino que provee la longitud del más largo. Aunque esto no da una descripción completa de la configuración del puente, brinda una sólida base a partir de la cual hacer hipótesis. En este estudio se asume que dicha configuración es simétrica a lo largo del puente.

Algunas estadísticas básicas (media aritmética, mediana y desviación estándar) para la longitud máxima de tramo de cada clase de puentes son presentadas en la Tabla 2.13. Estas estadísticas son útiles al dar una idea de la tendencia central y dispersión.

Tabla 2.13: Estadísticas del parámetro Longitud máxima de Tramos para las cinco clases de Puentes.

Clase	Promedio (m)	Desv. Est. (m)	Mediana (m)
VH-CTM	18.50	5.38	18.23
VH-SATM	22.32	6.98	22.20
VCH-CTM	31.29	5.66	31.31
L-SATM	19.41	4.36	17.95
VH-SA	24.73	7.93	27.45

Hay unas cuantas tendencias que presenta este parámetro que resultan de valor. En el caso de los Puentes de Vigas, lo previsible era que las longitudes de tramos continuos sean mayores que las de los simplemente apoyados, cuestión que no se da aquí al contar con un promedio de 18.50 m para los primeros y 22.32 m para los segundos. Esto puede atribuirse a que los puentes de vigas continuas resultan ser los más antiguos del acervo; los mismos fueron construidos antes de 1970 (ver Tabla 2.26) y, dadas las técnicas constructivas utilizadas en aquellos tiempos, para ellos se acostumbraba a emplear ese rango de luces.

Cuando se compara la clase de puentes de Vigas de Hormigón VH-SATM con su equivalente en Losa L-SATM, se observa que los primeros tienen

longitudes algo mayores; en promedio se tienen 22.32 m para el primero y 19.41 m para el segundo.

2.3.3 Ancho de Tablero

El Ancho de tablero registrado en el Inventario es la distancia medida en forma perpendicular a la línea central del puente, que incluye calzada, aceras y vigas de borde. Una vez más, el promedio, desviación estándar y mediana para cada clase de puente son calculados y son presentados en Tabla 2.14.

Tabla 2.14: Estadísticas del parámetro Ancho del Tablero para las cinco clases de Puentes.

Clase	Promedio (m)	Desv. Est. (m)	Mediana (m)
VH-CTM	10.02	2.51	9.72
VH-SATM	11.02	2.08	10.70
VCH-CTM	11.86	2.71	11.20
L-SATM	12.75	4.11	12.11
VH-SA	13.04	4.25	13.33

Puede apreciarse que la clase de puente con menor ancho promedio, 10.02 m, es la de Vigas de Hormigón Continua y de Tramos múltiples. Las de mayor ancho son: la de Losas Simplemente Apoyadas con Tramos Múltiples junto a la de Vigas de Hormigón Simplemente Apoyadas, con 12.75 m y 13.04 m respectivamente.

2.3.4 Altura de Pilas

La respuesta sísmica de un puente es sensible a la altura de las pilas. El Inventario no registra explícitamente esta magnitud, no obstante, se cuenta con dos tipos de datos a partir de los cuales puede inferirse la altura máxima de las pilas. Uno de ellos es el gálibo mínimo, que es la distancia entre la superficie de la calzada de la ruta que pasa por debajo del puente y el fondo de vigas de la superestructura, el cual figura en la planilla de inventario. El otro dato lo constituye la batimetría del perfil transversal, que se extrae de las Planilla de relevamiento en el caso de puentes ubicados sobre cursos de agua.

Para que sea posible hacer una inferencia más sólida sobre la altura máxima de pilas se optó por combinar los datos de todas las clases de puentes y a partir de ello pudo estimarse una Función de densidad de probabilidad empírica (Figura 2.5). Se parte entonces de la hipótesis de que todas las clases de puentes tienen alturas similares de pilas.

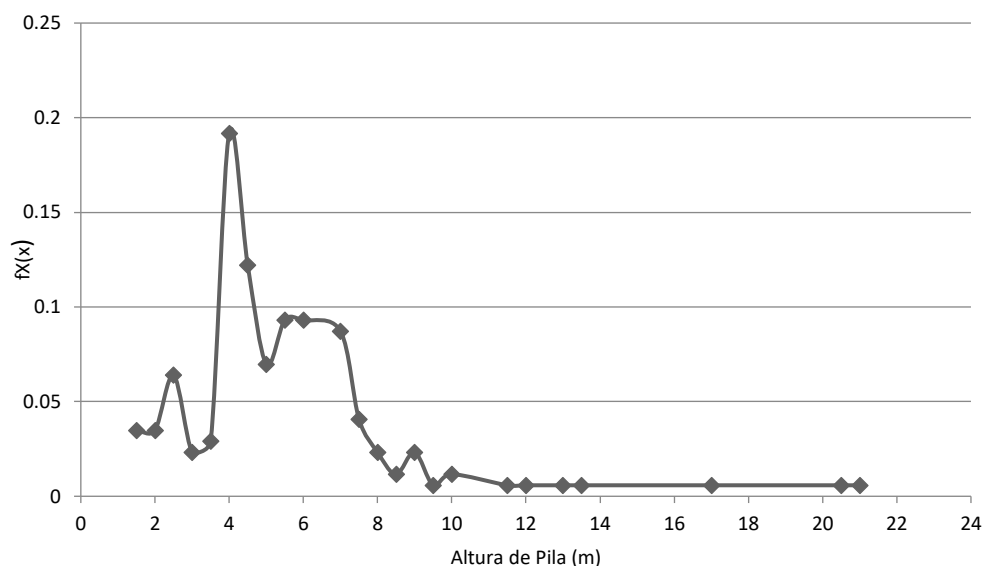


Figura 2.5: Función de Densidad de Probabilidad empírica para la Altura Máxima de Pilas en todas las clases de Puentes.

El examen del diagrama de frecuencia muestra que los datos tienen un pico de 4 m y una meseta para alturas en el rango de 5.5 m a 7 m. Otras estadísticas tales como el promedio y la desviación estándar resultan menos informativas para este caso de Distribución multimodal, ya que éstas son adecuadas para los casos de distribución unimodal.

2.3.5 Ángulo de Oblicuidad

El Ángulo de Oblicuidad es el ángulo que forma la línea de una de las pilas del puente con respecto a la normal al eje central longitudinal del mismo. Cuando este ángulo θ se hace grande puede alterar significativamente la respuesta de la estructura. Por esta razón este parámetro fue investigado para cada clase de puente.

En la Tabla 2.15 se presentan: promedio, desviación estándar y mediana de este parámetro para cada una de las clases de puentes. Asimismo, resulta de interés apreciar los porcentajes de puentes dentro de ciertos rangos del ángulo de oblicuidad para cada una de dichas clases. De esta manera, en la Tabla 2.16 se ofrecen los porcentajes distribuidos en cuatro rangos, a saber: $\theta = 0^\circ$, $1^\circ \leq \theta < 15^\circ$, $15^\circ < \theta < 30^\circ$ y $\theta \geq 30^\circ$.

Tabla 2.15: Estadísticas del parámetro Ángulo de Oblicuidad para las cinco clases de Puentes.

Clase	Promedio (°)	Desv. Est. (°)	Mediana (°)
VH-CTM	89	11.53	90
VH-SATM	87	13.78	90
VCH-CTM	84	13.75	88
L-SATM	88	7.28	90
VH-SA	89	13.98	90

Tabla 2.16: Distribución porcentual por rangos del Ángulo de Oblicuidad para las cinco clases de Puentes.

Clase	Rango del Ángulo de Oblicuidad			
	0°	1° – 15°	15° – 30°	> 30°
VH-CTM	75.56%	6.67%	13.33%	4.44%
VH-SATM	70.18%	9.65%	12.28%	7.89%
VCH-CTM	21.43%	42.86%	28.57%	7.14%
L-SATM	94.12%	0%	0%	5.88%
VH-SA	70.37%	11.11%	7.41%	11.11%

Es interesante resaltar que, contemplando las cinco clases de puentes, los ángulos de oblicuidad menores a 15° acusan porcentajes de: 64.29% para la clase VCH-CTM, 79.82% para VH-SATM, 81.48 % para VH-SA, 82.22% para VH-CTM y 94.12% para L-SATM. Esto implica que la mayoría de los puentes considerados en este estudio tienen pequeño ángulo de oblicuidad, por lo cual queda justificado ignorar la influencia de este parámetro en el análisis de fragilidad de estas clases de puentes.

2.3.6 Tipo de Superestructura

Con vistas a dirimir las secciones transversales típicas de las distintas clases de puentes, se realizó un estudio estadístico que contempla:

- La distribución porcentual del Número de Vigas en Puentes de Clase VCH-CTM (Tabla 2.17), de Clases VH-SATM y VH-SA (Tabla 2.20) y de Clase VH-CTM (Tabla 2.24).
- La distribución porcentual del tipo de viga en la conformación de la sección transversal del puente, para Clases VH-SATM y VH-SA (Tabla 2.18) y para VH-CTM (Tabla 2.23).
- Promedio, Desviación estándar y Mediana de la Separación entre Vigas Rectangulares para las Clases VH-SATM y VH-SA (Tabla 2.21) y entre Vigas Doble T para las mismas clases (Tabla 2.22).

Tabla 2.17: Distribución Porcentual del N° de Vigas en Puentes de Viga Cajón, clase VCH-CTM.

Clase VCH-CTM			
N° de Vigas	1	2	4
Porcentaje	90.91%	6.82%	2.27%

Tabla 2.18: Distribución Porcentual del Tipo de Viga en Puentes de Vigas de las clases VH-SATM y VH-SA.

Tipo de Viga	Porcentaje
Rectangular	39.44%
T	1.41%
Doble T	59.15%

Tabla 2.19: Distribución Porcentual del N° de vigas para Puentes de Vigas de Sección Rectangular, Clases VH-SATM y VH-SA.

Clases VH-SATM y VH-SA								
N° Vigas	2	3	4	5	6	8	12	16
%	10	10	<u>52.5</u>	5	5	12.5	2.5	2.5

Tabla 2.20: Distribución Porcentual del N° de vigas para Puentes de Vigas de sección Doble T, clases VH-SATM y VH-SA.

Clases VH-SATM y VH-SA									
N° Vigas	3	4	5	6	7	8	10	12	16
%	4.9	<u>36.6</u>	<u>19.5</u>	<u>24.4</u>	4.9	4.9	1.2	2.4	1.2

Tabla 2.21: Estadísticas de la Separación entre Vigas para sección transversal de 4 vigas rectangulares en clases VH-SATM y VH-SA.

Separación entre Vigas Rectangulares (m) para 4 vigas en total	
Promedio	2.30
Desviación Estándar	0.19
Mediana	2.4

Tabla 2.22: Estadísticas de la Separación entre Vigas para sección transversal Doble T, en clases VH-SATM y VH-SA.

Separación Vigas Doble T (m)			
Nº de Vigas en total	4 Vigas	5 Vigas	6 Vigas
Promedio	2.52	2.39	1.84
Desviación Estándar	0.21	0.29	0.13
Mediana	2.5	2.4	1.9

Tabla 2.23: Distribución Porcentual del Tipo de Viga en Puentes de Vigas Continuos, clases VH-CTM.

Tipo de Viga	Porcentaje
Rectangular	<u>100%</u>
Doble T	0%

Tabla 2.24: Distribución Porcentual del Nº de Vigas en Puentes de Vigas Continuos, clase VH-CTM.

Clase VH-CTM				
Nº de Vigas	2	3	4	5
Porcentaje	6.67%	4.44%	<u>86.67%</u>	2.22%

Tabla 2.25: Estadísticas de la Separación entre Vigas para sección transversal de 4 vigas rectangulares en clase VH-CTM.

Separación entre Vigas Rectangulares (m) para 4 vigas en total	
Promedio	2.28
Desviación Estándar	0.32
Mediana	2.4

En Tabla 2.17 puede verse que más del 90 % de los puentes de Vigas de sección Cajón de la clase VCH-CTM poseen una sola viga de este tipo, por lo cual esta será la configuración elegida para la selección del puente típico de esta clase. La Tabla 2.18 muestra que, en el caso de los puentes de Vigas de clases VH-SATM y VH-SA, las secciones mayormente usadas son la Doble T y la Rectangular, con porcentajes superiores al 59% y 39% respectivamente. La Tabla 2.19 indica que para los puentes de vigas de sección rectangular, clases VH-SATM y VH-SA, la configuración mayoritaria es la constituida por 4 vigas, con un porcentaje mayor al 52%. En la misma dirección, la Tabla 2.20 muestra que para el caso de vigas Doble T, las configuraciones dominantes son las de 4, 5 y 6 vigas, representado más del 80% del total.

En cuanto a las separaciones, la Tabla 2.21 indica que la magnitud dominante es 2.4 m para la configuración de 4 vigas rectangulares en puentes

de clases VH-SATM y VH-SA. Por su parte, para las mismas clases de puentes, con vigas doble T se tienen: 2.5 m para 4 vigas, 2.4 m para 5 vigas y 1.9 m para 6 vigas.

Para los Puentes de Vigas Continuos de clase VH-CTM, en la totalidad de los casos se registra la presencia de vigas rectangulares (Tabla 2.23). La Tabla 2.24 deja ver que la configuración dominante se constituye de 4 vigas, con más del 86 % de los casos. Para esta conformación la separación más frecuente es 2.4 m.

2.3.7 Año de construcción

Como información adicional, en la Tabla 2.26 se presentan los valores de las medianas que corresponden al año de construcción para cada clase de puentes.

Tabla 2.26: Mediana del Año de construcción para cada clase de puentes.

Clase de Puente		Mediana (año)
VH-CTM		1970
VH-SATM	Rectangular	1973
	Doble T	1986
VCH-CTM		1977
L-SATM		1981
VH-SA	Rectangular	1970
	Cajón	1977
	Doble T	2003

Se observa que los puentes más viejos del inventario corresponden a las siguientes clases: los de vigas continuas (VH-CTM), los de vigas rectangulares simplemente apoyadas en tramos múltiples (VH-SATM) y los del mismo tipo de vigas con un solo tramo (VH-SA). En estos casos, al tratarse de puentes construidos en su mayoría antes de la década del 70, se considera que los mismos se proyectaron sin ningún tipo de previsión sismorresistente.

2.4 Puentes de estudio seleccionados

En procura de seleccionar los puentes típicos estadísticamente representativos de las distintas clases se visitaron los distritos de San Juan y Mendoza de Vialidad Nacional en distintas oportunidades. Allí se realizaron consultas a los jefes de la Sección Sigma Puentes, de manera de tener acceso a planos de puentes para así poder avanzar con el proceso de selección. Según los testimonios recogidos de estos ingenieros jefes, Horacio Ferrada de Mendoza y Rodolfo Pujador de San Juan, por distintas causas, gran parte de los puentes del inventario carece de documentación de su proyecto y construcción, lo cual les genera grandes problemas, entre otros a la hora de tener que realizar algunos trabajos de rehabilitación en estructuras afectadas que se hallan indocumentadas. Finalmente, de la revisión de los planos a los que se pudo tener

acceso, se seleccionaron dos puentes típicos representativos de dos de las clases comentadas, los cuales se hallan ubicados en la provincia de Mendoza. En ambos casos, tanto las luces de tramo, número de tramos, altura de pilas y ancho de tablero se corresponden aproximadamente con los valores medios del estudio estadístico ya presentado. En Figuras 2.6 a 2.13 se ofrecen vistas, cortes, plantas generales y algunos detalles de los componentes del puente representativo de la clase VH-SATM, ubicado sobre ruta nacional 40. En Figuras 2.14 a 2.19, se presenta lo propio para el puente típico de la clase VCH-CTM, emplazado sobre ruta nacional 7. La longitud total de ambas estructuras es de aproximadamente 66 m.



Figura 2.6: Vista del Puente típico de la clase VH-SATM.

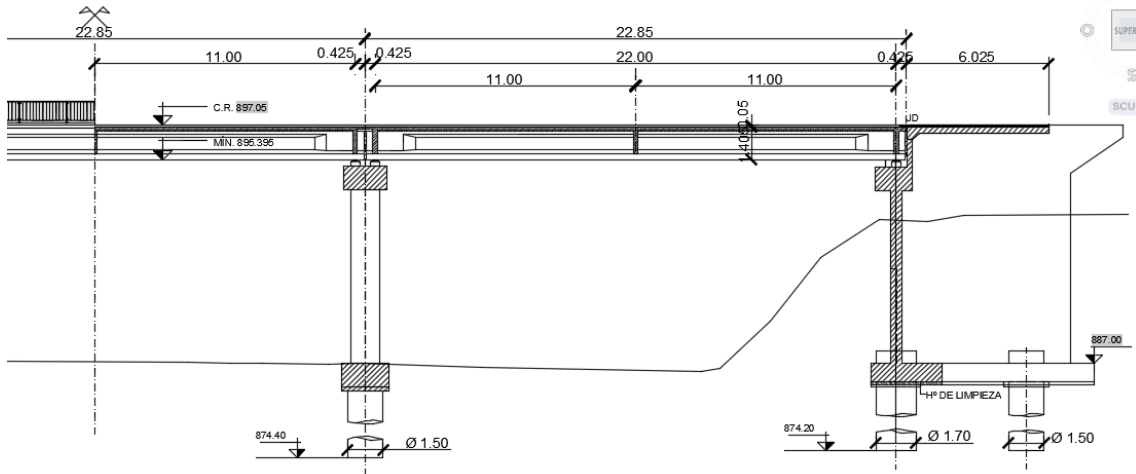


Figura 2.7: Semi-corte Longitudinal del Puente típico de la clase VH-SATM.

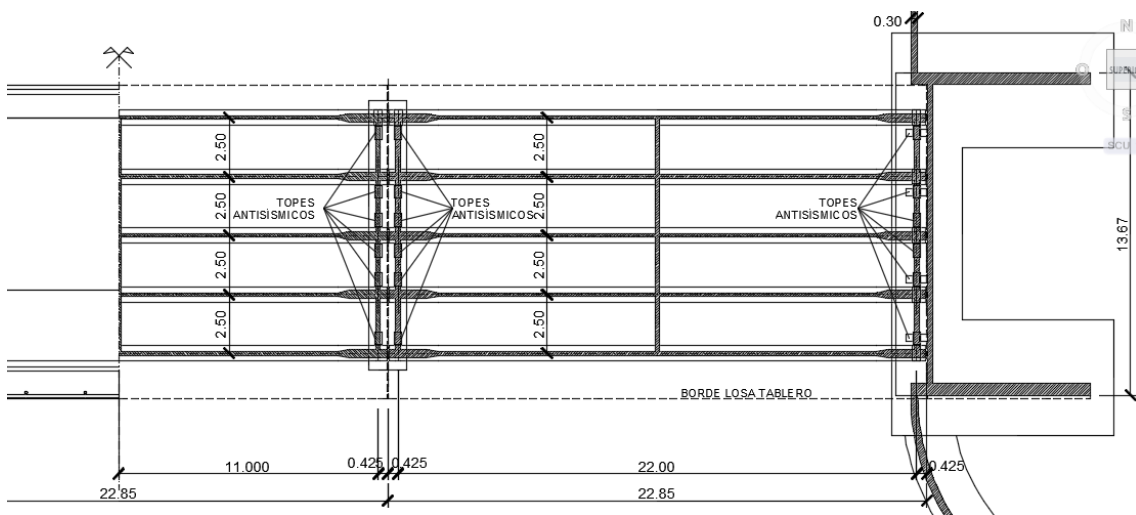


Figura 2.8: Planta general del Puente típico de la clase VH-SATM.

TABLERO

CORTE

ESCALA 1:50 (Medidas en metros)

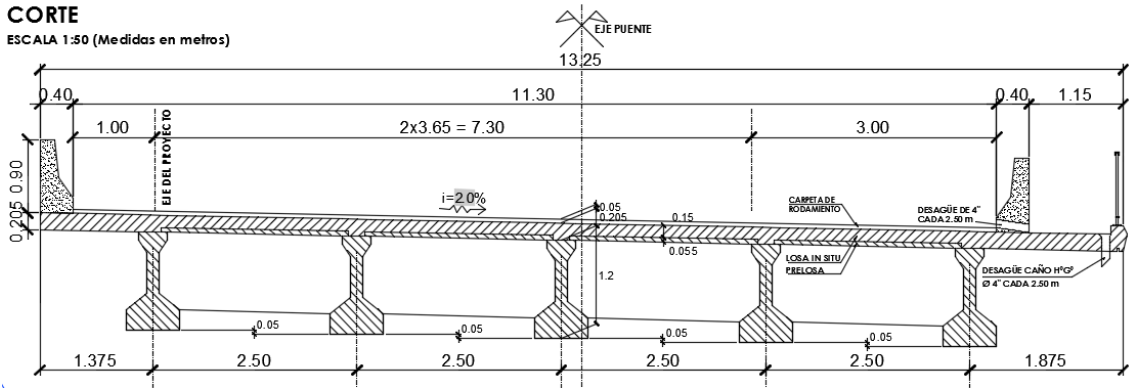


Figura 2.9: Sección transversal superestructura del Puente típico de la clase VH-SATM.

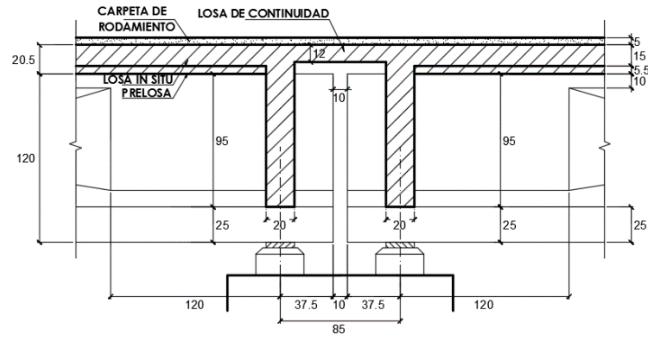


Figura 2.10: Detalle de Losa de continuidad entre tramos del Puente típico de la clase VH-SATM.

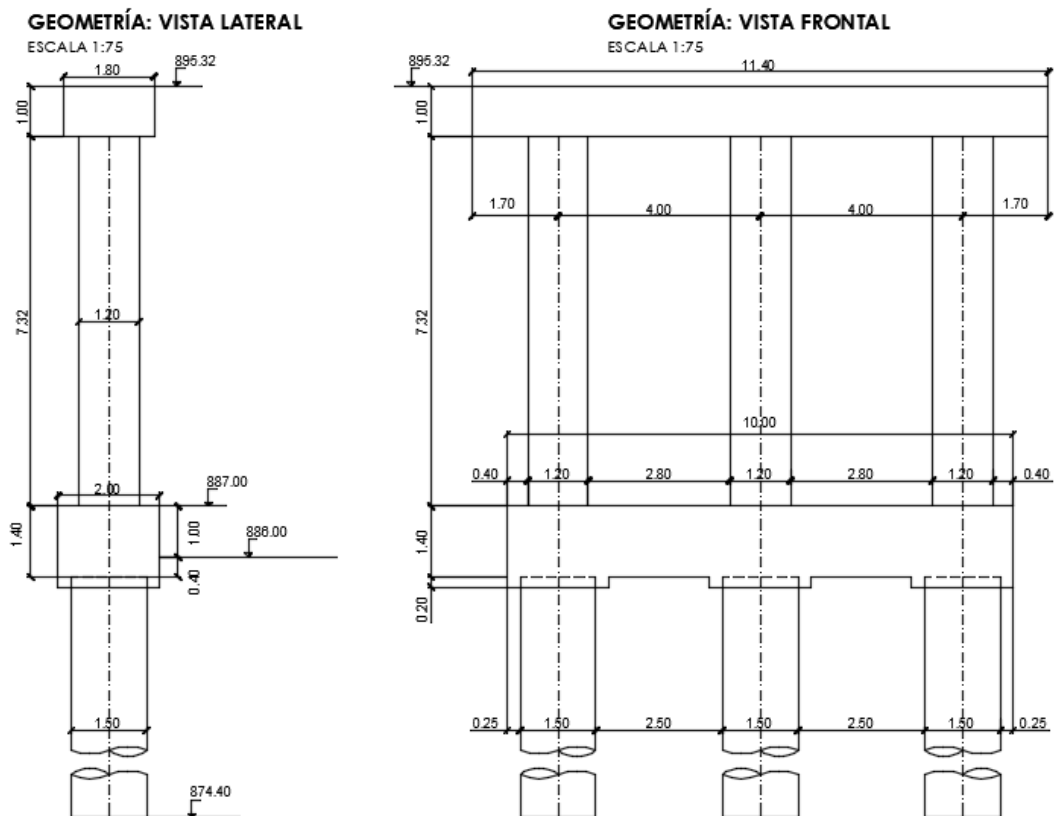


Figura 2.11: Geometría en Pilas del Puente típico de la clase VH-SATM.

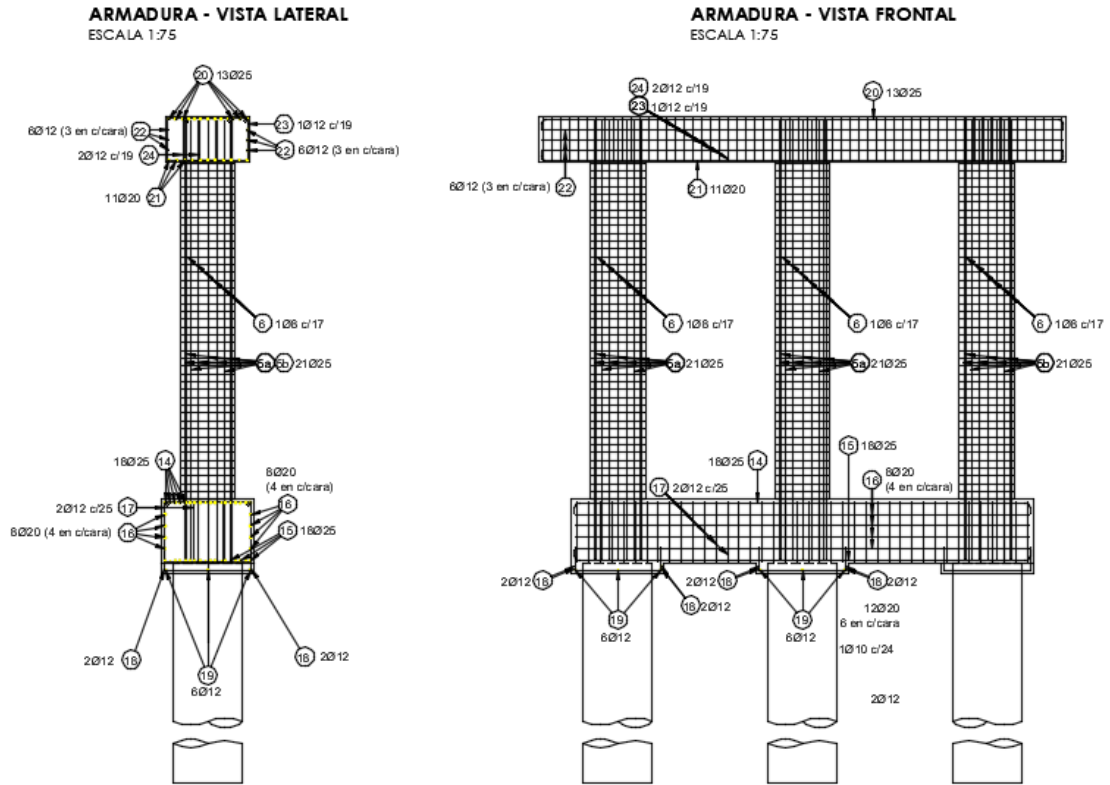


Figura 2.12: Armaduras en Pilas del Puente típico de la clase VH-SATM.

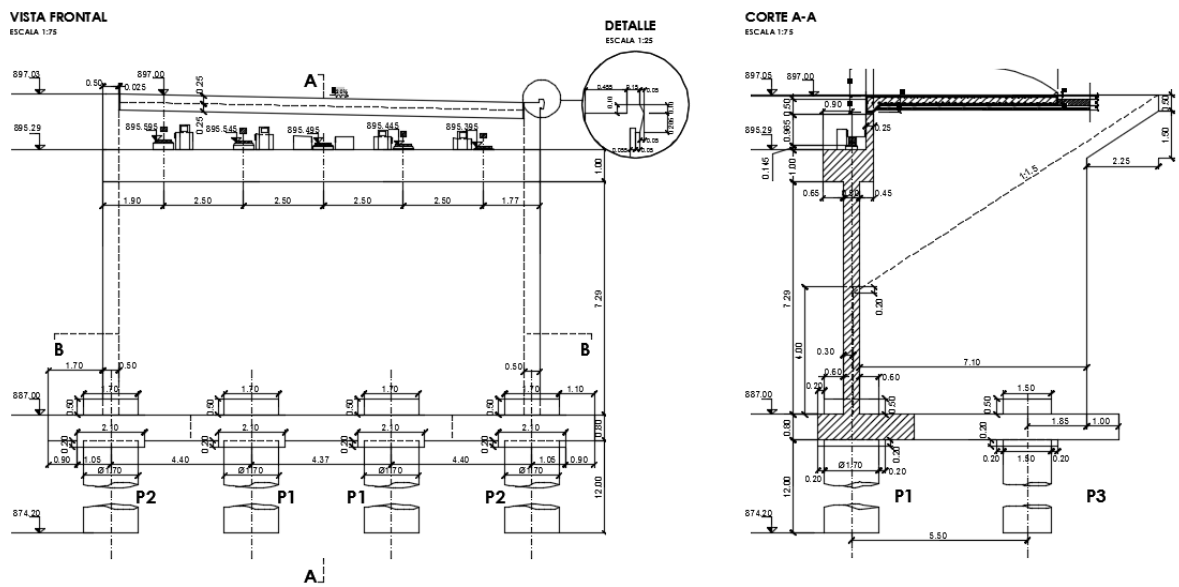


Figura 2.13: Estribos en Puente típico de la clase VH-SATM.



Figura 2.14: Vista en Puente típico de la clase VCH-SATM.

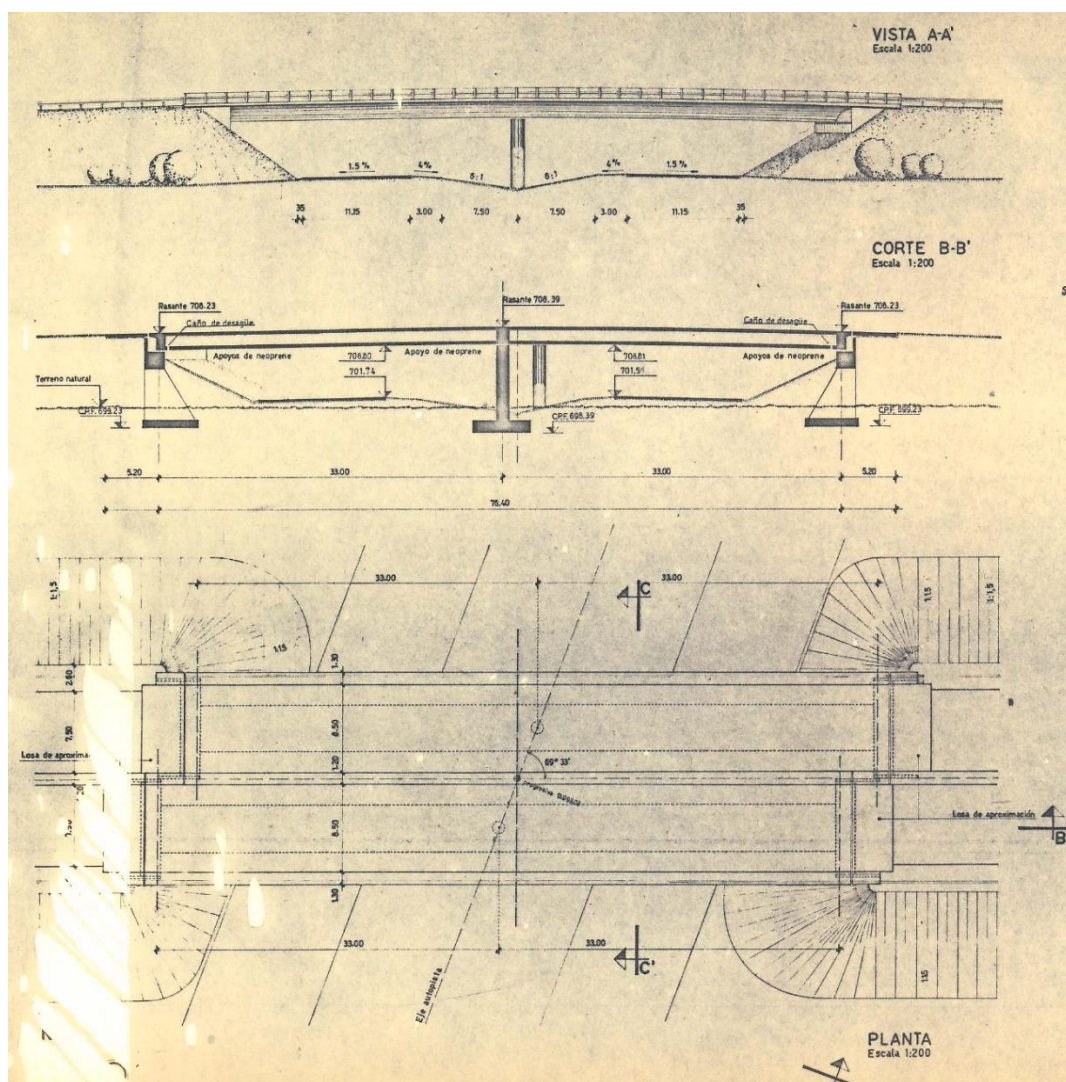


Figura 2.15: Vista, Corte y Planta en Puente típico de la clase VCH-CTM.

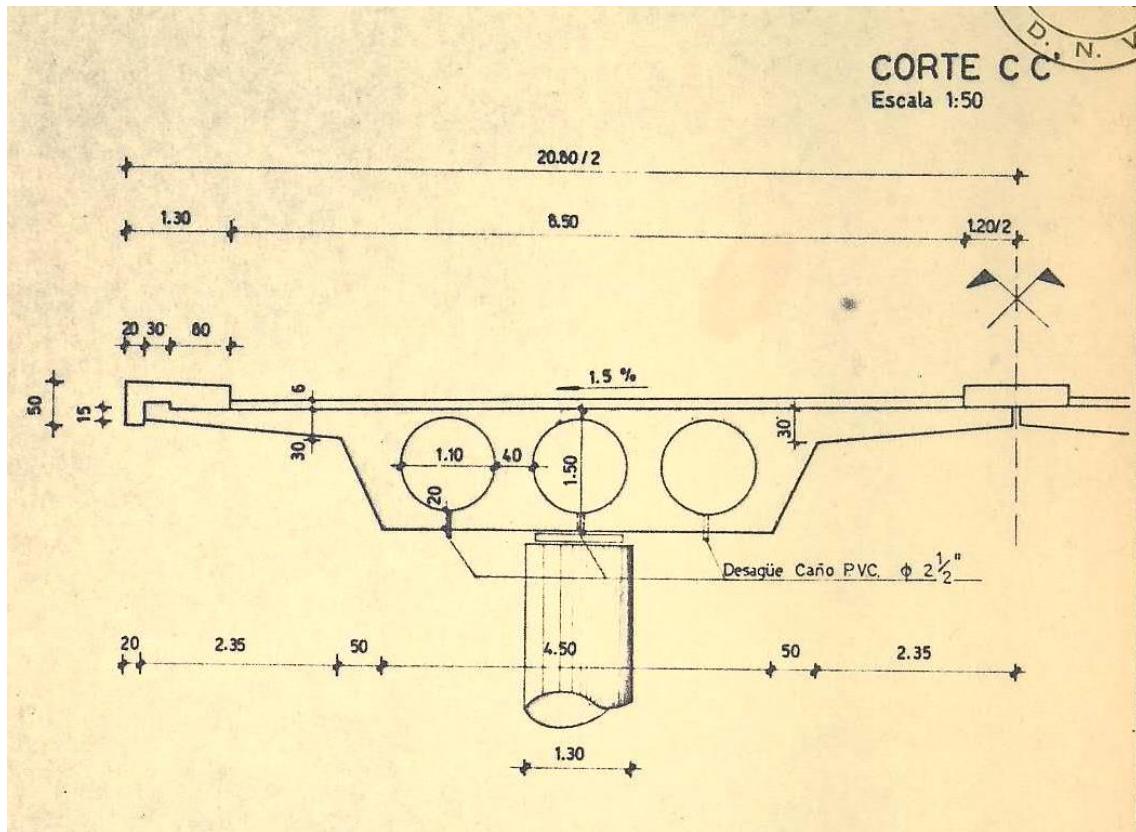


Figura 2.16: Sección transversal en Puente típico de la clase VCH-CTM.

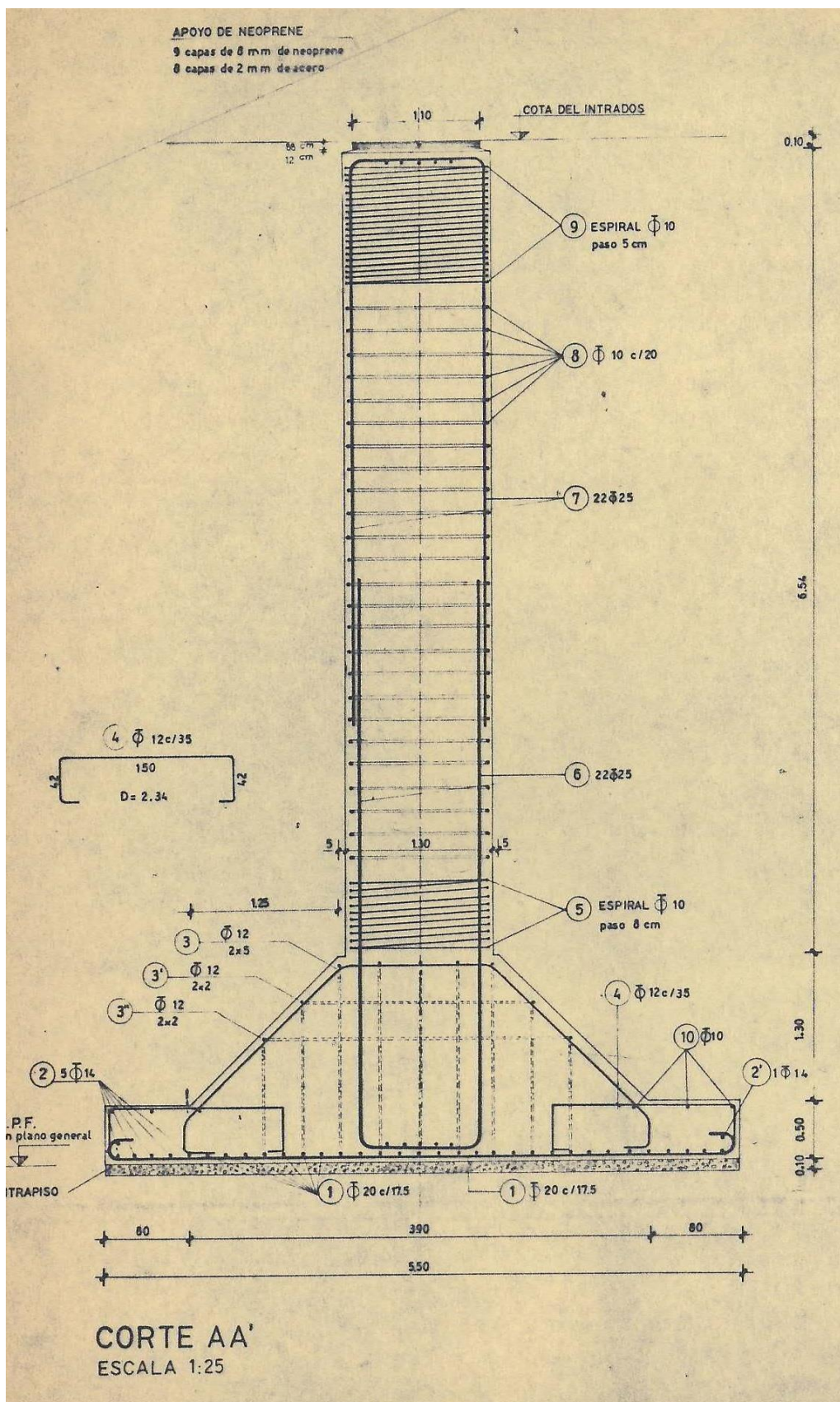


Figura 2.17: Pila en Puente típico de la clase VCH-CTM.

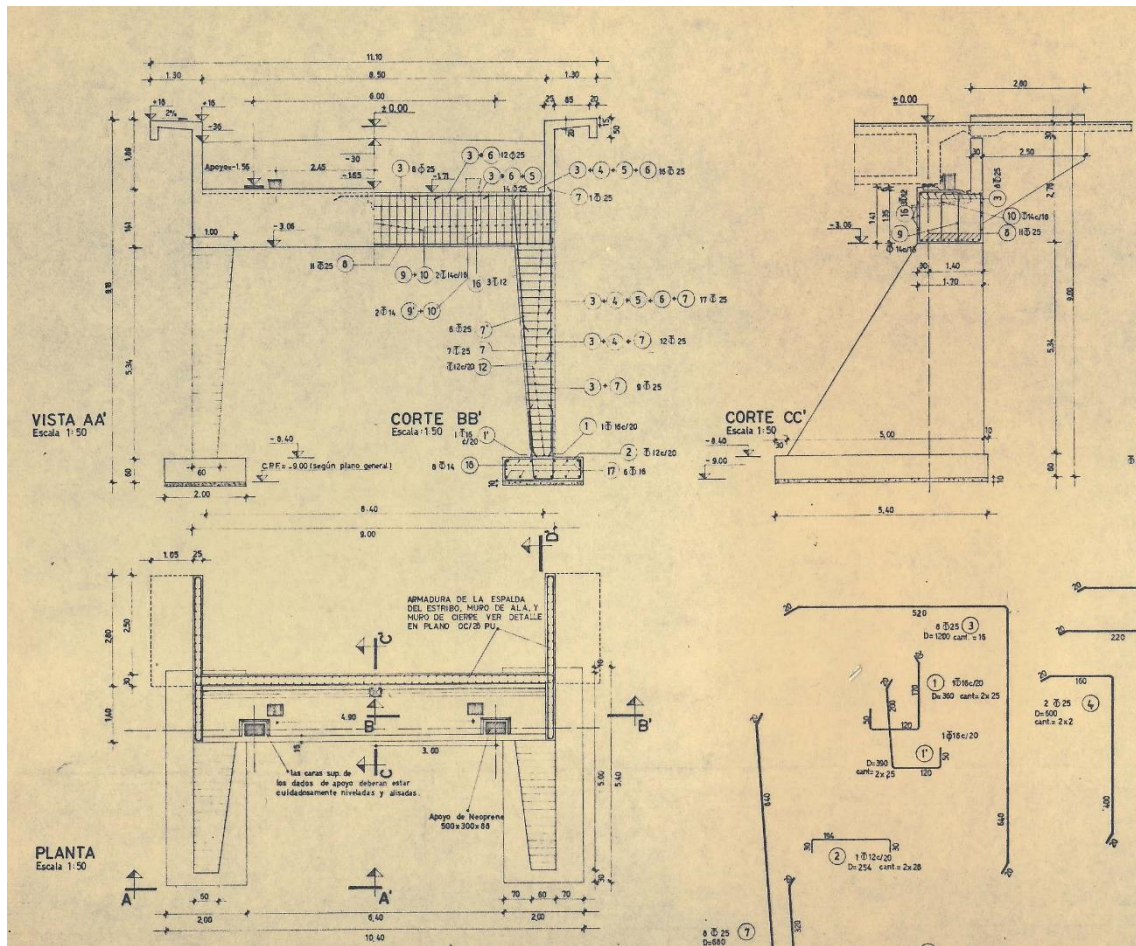


Figura 2.18: Estribo en Puente típico de la clase VCH-CTM.

que transmiten la carga a la fundación superficial llevada a una cota más profunda. En este caso, en los estribos se cuenta con dos apoyos elastoméricos no anclados de 50 x 30 x 8.8 cm, con una altura neta de 7.2 cm, mientras que en la pila se cuenta con un elastómero no anclado de 110 cm de diámetro por 8.8 cm de altura, con idéntica altura neta. Por otro lado, en los estribos se cuentan con tensores antisísmicos para la sujeción en sentido transversal, constituidos por barras de acero SAE 4140 de 50 mm de diámetro dispuestas en cruz de San Andrés, tal como se aprecia en Fig. 2.19.

Respecto de los materiales, el hormigón utilizado en la subestructura de ambas clases de puentes es un H25. En cuanto a las armaduras, en el caso del puente de la clase VCH-CTM, el más antiguo, se utilizaron barras de acero de dureza mecánica ADM 420 (designación del anterior reglamento), mientras que en el de la clase VH-SATM, barras de acero dureza natural ADN420. En la superestructura, para el puente de la clase VCH-CTM se usó hormigón de clase H30; en tanto que para la clase VH-SATM, al tratarse de una sección compuesta, se tiene un H40 para las vigas doble T prefabricadas y un H30 para el hormigón in situ que conforma la losa del tablero.

CAPÍTULO 3

SELECCIÓN DE ACELEROGRAMAS PARA ESTUDIOS DE FRAGILIDAD

3.1 Generalidades

Los movimientos del terreno por acción sísmica son uno de los componentes que tienen mayor influencia sobre el desarrollo de curvas de fragilidad analíticas. La variabilidad de los parámetros estructurales y sus modelos analíticos, las definiciones de los estados límites de daño y los parámetros de amenaza sísmica son las principales fuentes de incertidumbre consideradas en dichas curvas de Fragilidad (Avsar, 2009). En relación con esto, Kwon y Elnashai (2006) indicaron que el efecto de aleatoriedad en las características de los movimientos fuertes del terreno es mucho más pronunciado que el efecto de otras incertidumbres involucradas. La incertidumbre en la amenaza sísmica es abordada a través de la consideración de un conjunto de movimientos sísmicos que sean representativos de la sismicidad de la región donde los puentes se hallan ubicados. No obstante, no hay un método específico para la selección apropiada de tal conjunto de movimientos sísmicos con los cuales ejecutar a posteriori análisis dinámicos no lineales en procura de la obtención de las citadas curvas de fragilidad. El principal propósito en la selección de movimientos del terreno es compilar un conjunto que genere un amplio rango de acciones sísmicas, de manera tal de imponer variados grados de daños sísmicos en los puentes. De darse esta situación, se puede proveer un número suficiente de datos con distribución uniforme a lo largo de las abscisas de las curvas de fragilidad. Por el contrario, si los sismos seleccionados imponen daños similares en los puentes, la variación en las demandas sísmicas, que se calculan a partir de la respuesta de los análisis dinámicos no lineales llevados a cabo, será limitada. En tal caso, los puntos sobre la curva de fragilidad pueden llegar a amontonarse para ciertos niveles de intensidad sísmica (Avsar, 2009).

En este estudio se seleccionan varios registros sísmicos en una cantidad suficiente como para conformar un conjunto de datos de entrada para posteriores ejecuciones de análisis dinámicos no lineales. Con vistas a representar la variabilidad registro a registro en las curvas de fragilidad analíticas a construir, se consideran diferentes movimientos de terreno que cubren un amplio rango de niveles de amenaza sísmica. Las curvas de fragilidad dan información sobre el nivel de probabilidad de daño sísmico con respecto a distintos niveles de amenaza para las estructuras que pertenecen a una cierta región. No obstante, los movimientos sísmicos registrados en dicha región de estudio pueden no resultar adecuados o bien la variabilidad registro a registro puede que no esté representada con los datos disponibles. En tales situaciones, según Avsar (2009), en estudios previos se utilizaron acelerogramas sintéticos espectralmente compatibles (Elnashai et al., 2004; Nielson, 2005; Padgett and DesRoches, 2007). Dichos acelerogramas pueden desarrollarse usando modelos teóricos de movimientos del terreno que simulan el proceso de ruptura del sismo y la propagación de la onda a través de la corteza terrestre desde la fuente al sitio. Mientras estos registros sintéticos están forzados a ser compatibles con el espectro de diseño específico del sitio de estudio, es altamente posible obtener registros que tienen contenidos de energía y frecuencia no reales. Naeim y Lew (1995) mencionaron que puede haber problemas potenciales significativos asociados con el uso descontrolado de registros sintéticos provocando una exageración en el input de la

demanda de desplazamiento y energía, lo cual podría distorsionar el desempeño esperado de la estructura cuando se halla expuesta a acción sísmica.

Por otro lado, en el aspecto normativo, en el Manual de Rehabilitación Sísmica de Puentes de la Administración Federal de Carreteras de los Estados Unidos FHWA (Buckle et al., 2006) se establece que resultan de preferencia acelerogramas registrados en sitios con similares características tectónicas, previéndose dos procedimientos para la selección y desarrollo de tales acelerogramas a emplearse en análisis dinámico no lineal. En el primer caso se trata de registros reales que son escalados por un factor constante, de manera tal que el espectro de respuesta se corresponda en promedio con el espectro de diseño en el rango de periodos de significancia estructural. En el segundo procedimiento, se parte del simple escalado como en el caso anterior para luego efectuar un ajuste más acabado del contenido de frecuencias también en el rango de significancia estructural. Asimismo, en el mismo Manual se ofrecen los requerimientos de compatibilidad para evaluar el ajuste.

En el estudio llevado a cabo por Huff (2016) se emplearon tres estrategias para seleccionar y modificar un conjunto de movimientos sísmicos: 1) Escalado, 2) Ajuste en el dominio del tiempo y 3) Ajuste en el dominio de las frecuencias. Los resultados arrojaron que el ajuste en el dominio de las frecuencias puede tener un efecto dramático sobre los parámetros de los movimientos del terreno, con valores muy grandes de la duración significativa y mayores magnitudes de los desplazamientos respecto de los obtenidos mediante escalado, produciendo movimientos potencialmente no realistas. Por el contrario, en el caso de los registros ajustados en el dominio del tiempo se advierten valores menores de duración significativa como así también en los desplazamientos respecto de los obtenidos por medio del escalado; asimismo, se advierte una significativa subestimación del espectro inelástico de desplazamientos. Por su parte en el método de escalado, los efectos sobre la duración, las medidas de intensidad relativa entre las componentes de los registros y la media geométrica de los espectros son preservados en su totalidad; concluyéndose por ende que resulta de preferencia como procedimiento de modificación de movimientos del terreno.

En atención a lo indicado, en el presente estudio se aplicará el método de escalado de registros sísmicos reales que representen la sismicidad de la región investigada. Por ejemplo, este criterio se siguió para la selección de registros apropiados para la realización de estudios sísmicos en diversas ciudades de Taiwán (Huang et al., 2017).

3.2 Características de las fuentes sismogénicas principales en la región de estudio

Cabe destacar que los registros obtenidos de sismos pasados en Argentina no son suficientes para ser usados en el desarrollo de curvas de fragilidad para puentes. En general se dispone de muy poca información de esta clase, especialmente en regiones como la nuestra donde ocurren pocos terremotos fuertes y es difícil registrarlos por la baja densidad del instrumental de registro (Castano, 1992). Por lo tanto, se recurrirá a movimientos del terreno registrados en otras regiones que tienen similares mecanismos de falla y potencial sísmico respecto del centro-oeste argentino.

Los grandes terremotos de la región de estudio se han caracterizado por estar

asociados a fallas activas que se encuentran próximas a importantes centros urbanos. La sismicidad está relacionada con terremotos superficiales intraplaca o corticales que dan origen a sismos tipo impulsivos o de fuente cercana como los registrados para el terremoto de Mendoza de 1985 ($M=5.9$) y San Juan 1977 ($M=7.4$) (Frau y Saragoni, 2005). Hay un predominio de fallas tipo inversas (Frau y Saragoni, 2005), aunque también existen fallas de desplazamiento de rumbo, ambas constituyendo fuentes sísmicas potenciales (Castano, 1992). Dichas fuentes potenciales de la actividad sísmica superficial se ubican en Figura 3.1. Puede apreciarse el alineamiento de importantes fallas con los centros urbanos más densamente poblados. Nótese la situación de la ciudad de San Juan respecto de la falla “Precordillera Oriental” y la ciudad de Mendoza respecto de la falla “Cerro La Cal”.

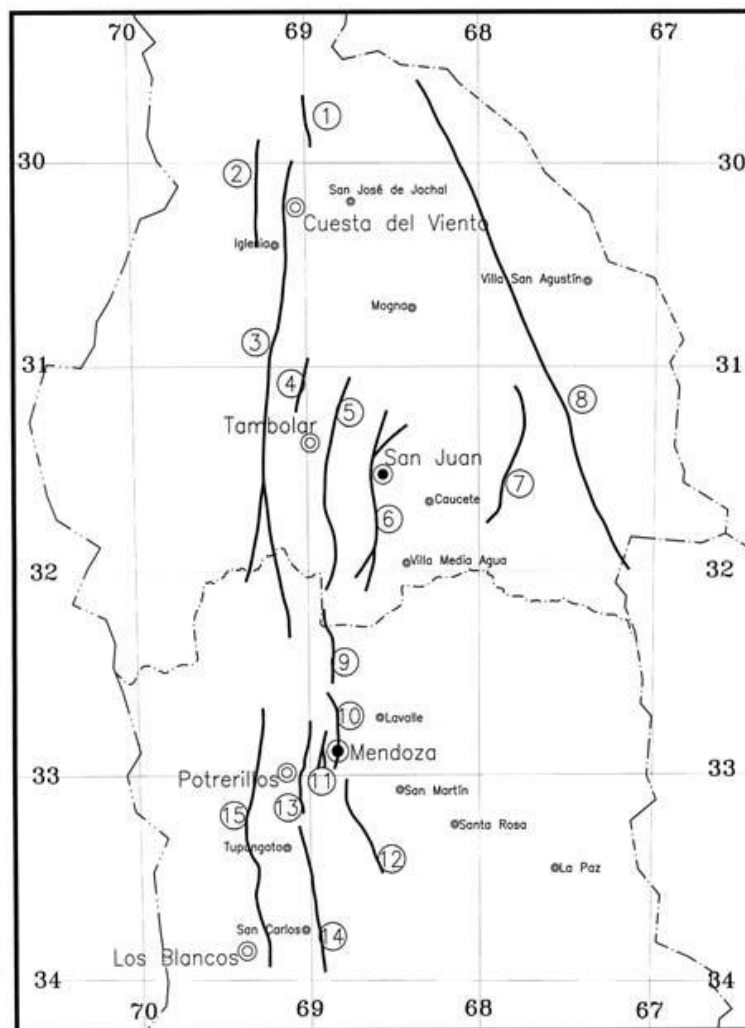


Figura 3.1: Ubicación de fuentes sismogénicas potenciales del centro-oeste argentino (Castano, 1992).

En la Tabla 3.1, se resumen las características fundamentales de dichas fuentes sísmicas potenciales. Se destacan por su ubicación, magnitud y recurrencia las fallas de La Punilla-La Bolsa ($M_s=7.6$, 900 años), el Tigre ($M_s=7.8$, 1250 años), Precordillera Oriental ($M_s=7.5$, 400 años), Cerro La Cal ($M_s=7.0$, 1300 años), Barrancas ($M_s=7.0$,

600 años) y Tupungato ($M_s=7.0$, 1000 años). Asimismo, las zonas identificadas como Sureste San Juan ($M_s=6.0$, 200 años) y Noreste Mendoza ($M_s=6.0$, 200 años).

Tabla 3.1: Características fundamentales de fuentes sismogénicas principales del centro-oeste argentino (Castano, 1992).

Nº	Fuente sísmica	Terremoto Potencial Máximo estimado		Terremoto Histórico Asociado
		Magnitud [M_s]	Recurrencia [años]	Fecha/Magnitud
Fallas				
1	Punilla-La Bolsa (SJ)	7.6	900	27 Oct. 1894, $M_s=7.5$
2	Pismanta (SJ)	7.3	4000	-
3	El Tigre (SJ)	7.8	1250	-
4	La Cantera (SJ)	6.9	5000	19 Mar. 1924, $M_s=6.2$
5	Maradona-Deheza (SJ)	7.3	8000	11 Jun. 1952, $M_s=7.0$
6	Precordillera Oriental (SJ)	7.5	400	15 Ene. 1944, $M_s=7.4$
7	Ampacama (SJ)	7.8	4000	23 Nov. 1977, $M_s=7.4$
8	Valle Fértil (SJ)	7.0	3000	-
9	Los Cerrillos (MZA)	7.5	5000	-
10	Cerro La Cal (MZA)	7.0	1300	20 Mar. 1861, $M_s=7.0$
11	Cerro de La Gloria (MZA)	6.5	10000	-
12	Barrancas (MZA)	7.0	600	26 Ene. 1985, $M_s=5.9$
13	Melocotón (MZA)	7.0	4000	22 May. 1785, $M_s=7.0$
14	Tupungato (MZA)	7.0	1000	-
15	Cordillera Frontal (MZA)	7.7	5000	-
Zonas				
1	Subducción	7.5	500	14 Abr. 1927, $M_s=7.1$
2	Sureste San Juan	6.0	200	-
3	Noreste de Mendoza	6.0	200	17 Dic. 1920, $M_s=6.0$
4	Chile Central	8.5	100	11 Nov. 1922, $M_s=8.4$

3.3 Herramienta utilizada para la selección. Definición de espectros objetivos

Según Huang et al. (2017), muchos estudios han resaltado la importancia de alcanzar un espectro objetivo en los procesos de selección y modificación de registros de movimientos del terreno, por ejemplo, el trabajo de Bommer y Acevedo (2004). Se entiende por espectro objetivo, aquel al que deben aproximarse cada uno de los espectros de los registros seleccionados. Estos espectros objetivos se pueden obtener por medio de análisis de amenaza sísmica por la vía determinística, probabilística, o bien adoptar los brindados en los códigos de diseño sísmico. Este último, será el camino por seguir en este estudio.

Siguiendo a Huang et al. (2017), hay diversos algoritmos de selección de movimientos del terreno disponibles en la literatura (Baker, 2010; Jayaram et al., 2011; Wang, 2011). Una de las herramientas propuestas más versátiles lo constituye la aplicación web de la base de datos de movimientos del terreno del PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center's) - Next Generation Attenuation (NGA). La misma permite seleccionar una serie de registros modificados (multiplicados por factores de escala) sobre la base de compatibilizar la forma espectral de cada uno de los registros respecto del espectro objetivo. En el proceso de selección, también se toman en consideración parámetros tales como la magnitud del sismo, tipo y distancia a la falla, características del sitio, duración y presencia de pulsos de velocidad en el caso de registros de fuente cercana (Wang et al., 2015). Esta base de datos, que contiene 3551 registros en las tres componentes de 173 sismos intraplaca (Chiou and Youngs, 2008), constituirá la fuente para seleccionar los acelerogramas en este estudio. En la Figura 3.2 se ofrece una vista de esta especie de formulario electrónico correspondiente a la aplicación web del PEER - NGA (www.ngawest2.berkeley.edu). Mayores detalles sobre el uso de esta aplicación web pueden consultarse en el correspondiente Manual del Usuario (PEER, 2010a).

The screenshot displays the PEER-NGA web application interface, divided into several configuration panels:

- Search Panel:** Contains fields for Record Characteristics (RSN(s), Event Name, Station Name), Search Parameters (Fault Type: SS+Reverse, Magnitude: 6.7.8, R_JB(km): 1,100, R_rup(km), Vs30(m/s): 180,360, D5-95(sec), Pulse: NO Pulse-like Records), and Additional Characteristics (Max No. Records: 10, Initial ScaleFactor: 0.4,2.5).
- Suite Panel:** Includes Spectral Ordinate (GeoMean), Damping Ratio (5%), and Suite Average (Geometric).
- Scaling Panel:** Shows Scaling Method (Minimize MSE) and a note: "MSE = Computed Weighted Mean Squared Error of record, and suite average, wrt target spectrum."
- Weight Function Panel:** Includes Period Points (0.16, 1.875) and Weights (1, 1). Below is a graph of the weight function W versus Period (sec) on a log scale, showing a central peak between 0.1 and 1.0 seconds.

Figura 3.2: Aplicación web de la base de datos del PEER-NGA.

Mediante la utilización de la herramienta presentada se obtendrán dos series de movimientos sísmicos. Cada serie se corresponde a dos niveles distintos de amenaza sísmica, expresados como la probabilidad de excedencia del movimiento sísmico durante la vida útil promedio de los puentes, considerada de 75 años según AASHTO (2018). Ver Tabla 3.2.

Tabla 3.2. Series de movimientos sísmicos.

Nº de Serie	Probabilidad de excedencia en la vida útil del puente (75 años) [%]	Periodo de Retorno aproximado [Años]
1	15	500
2	3	2500

Estos dos niveles de amenaza sísmica también fueron tomados en consideración en otros estudios, de manera de proveer acelerogramas para ulteriores análisis estructurales. Por ejemplo, en el estudio llevado a cabo para el área de Seattle (SAC, 1997). Asimismo, en el correspondiente a la zona central y sudeste de los Estados Unidos, Ciudades de Memphis, Carbondale y St. Louis (Wen y Wu, 2001).

También, en aquel realizado para un conjunto de localidades en Canadá, conforme al espectro de riesgo uniforme dado por el Código de diseño de edificaciones (Atkinson, 2009). Igualmente, en el inherente a los movimientos específicos de sitio para Oakland, California (Baker et al., 2011).

Para cada una de las series de registros, se consideraron también las distintas clases de sitio fijadas en el Proyecto de Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes, Parte VI Puentes de Hormigón Armado (INPRES-CIRSOC 103, 2019). Allí se establecen, para cada una de dichas clases, los rangos de la velocidad media de la onda de corte en los 30 metros superiores del terreno (V_{s30}), los cuales representan un indicador de la condición de sitio. Ver Tabla 3.3.

Tabla 3.3: Velocidad media de la onda de corte en los 30 m superiores del terreno.

Sitio	Descripción del perfil de suelos	Velocidad media de la onda de corte V_{s30} [m/seg]
S _A	Formación de roca dura, con presencia superficial y escasa meteorización	> 1500
S _B	Formación de roca dura con pequeña capa de suelo denso y/o roca meteorizada < 3m	760 - 1500
S _C	Formación de roca blanda o meteorizada que no cumple con S _A y S _B . Gravitas y/o arenas muy densas. Suelo cohesivo pre-consolidado, muy duro. Gravitas y/o arenas de densidad media.	360 – 760
S _D	Suelo cohesivo consistente, de baja plasticidad. Gravitas y/o arenas de baja densidad.	180 - 360
S _E	Suelo cohesivo blando de baja plasticidad.	< 180

El Proyecto de Reglamento anteriormente citado (INPRES-CIRSOC 103, 2019), que está basado en las especificaciones AASHTO para el diseño sísmico de puentes (AASHTO, 2011), ofrece los distintos parámetros del espectro de diseño conforme a las distintas clases de sitio y zonas de peligrosidad sísmica. Dicho espectro se corresponde con el denominado sismo de diseño, para un periodo de retorno de aproximadamente 1000 años.

Para la obtención de los espectros de respuesta de las series 1 y 2, que constituyen los espectros objetivos para la búsqueda de registros, se empleará el criterio de aplicar factores de reducción y amplificación, respectivamente, sobre los espectros de diseño obtenidos según lo indicado en el párrafo anterior. En este sentido se tuvieron en consideración distintos estudios que se tomaron como referencia. Tal el caso de “Espectros sísmicos de riesgo uniforme para verificar desempeño estructural en países latinoamericanos” (Aguar Falconi, 2004), en el que se presenta una propuesta para encontrar formas espectrales para los sismos denominados como frecuente, ocasional, raro y muy raro, según el comité VISION 2000. Así, por ejemplo, las ordenadas espectrales del sismo de 1000 años de recurrencia, muy raro, se obtienen de multiplicar por 1.3 las del de 500 años, raro. Por otro lado, en el Manual de Evaluación y Rehabilitación Sísmica de Puentes de la FHWA (Buckle et al., 2006) se establecen para distintas ciudades de California relaciones entre las ordenadas

espectrales que corresponden al periodo de retorno de 2500 años con respecto a las de 500 años, para periodo corto (0.2 s) y periodo largo (1 s). En ambos casos estas relaciones oscilan entre 1.2 y 1.7. Por su parte, en el trabajo sobre “Perfil de Riesgo de Desastres para Argentina”, elaborado por el Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería –CIMNE- (Cardona et al., 2016), en el apartado evaluación probabilista del riesgo sísmico, se brindan espectros de amenaza uniforme para diferentes periodos de retorno para algunas ciudades ubicadas en zonas la elevada y muy elevada peligrosidad sísmica del territorio nacional, entre ellas Mendoza y San Juan. Analizando los espectros para dichas ciudades, se obtuvo, en promedio, una relación de aproximadamente 1.57 entre las ordenadas espectrales correspondientes a los dos periodos de retorno, 2500 y 500 años. Tal relación está dentro del rango establecido en FHWA (Buckle et al., 2006). Finalmente, dada la mayor pertinencia, operando con resultados del estudio citado del CIMNE (Cardona et al., 2016) se obtuvieron los coeficientes buscados: 1.24 para la relación promedio entre las ordenadas espectrales correspondientes a 1000 años de recurrencia respecto de las de 500 y 1.27 para la relación entre las ordenadas de 2500 años respecto de las de 1000. También puede apreciarse la proximidad entre el primer coeficiente, 1.24, respecto del derivado de la propuesta de Aguiar Falconí, 1.30.

Por último, considerando las zonas sísmicas 3 y 4 (elevada y muy elevada peligrosidad, respectivamente) conforme a lo establecido en la Parte I del Reglamento Argentino de Construcciones Sismorresistentes (INPRES-CIRSOC 103, 2018), con las cinco clases de sitio para cada una de ellas según INPRES-CIRSOC 103 (2019), se tienen diez espectros para cada uno de los dos niveles de amenaza sísmica. Lo que hace un total de veinte espectros objetivos que fueron utilizados para la búsqueda. En el mapa de la Figura 3.3 se indica la zonificación sísmica del territorio de la República Argentina. A modo ilustrativo, en Figuras 3.4 y 3.5 se ofrecen los espectros que corresponden a la zona sísmica 4, para las cinco clases de sitio y con niveles de amenaza sísmica de 500 y 2500 años respectivamente.

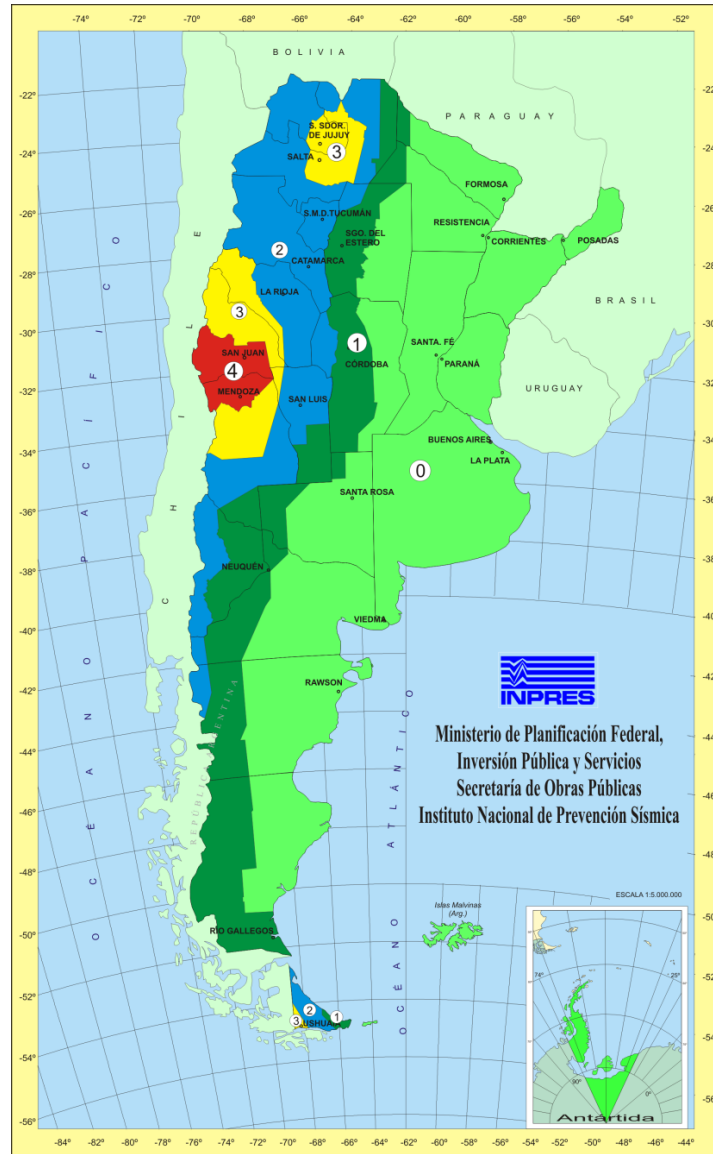


Figura 3.3: Zonificación sísmica de la República Argentina (INPRES-CIRSOC 103, 2018).

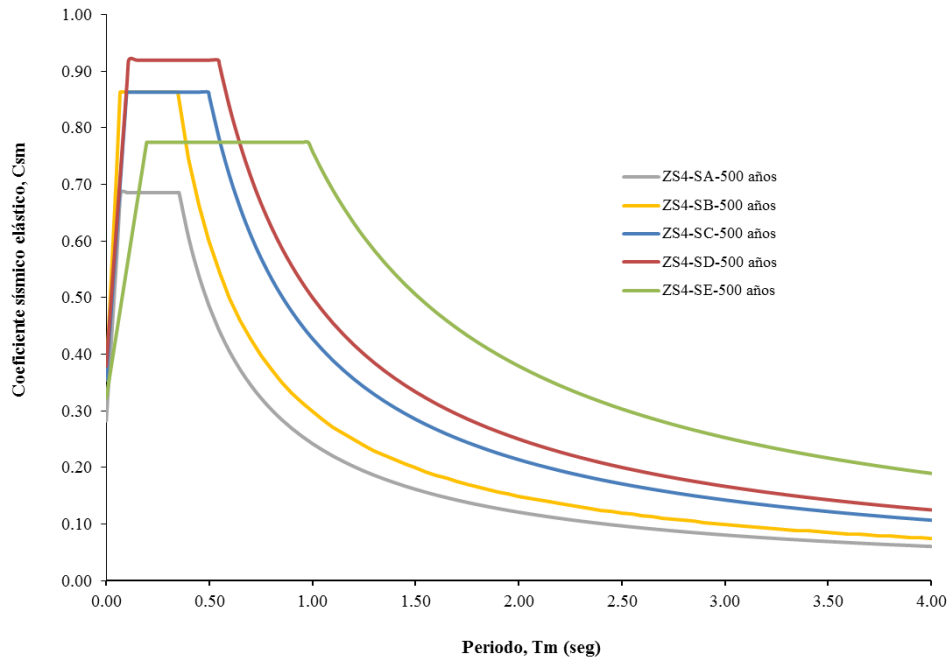


Figura 3.4: Espectros elásticos para zona sísmica 4 y nivel de amenaza sísmica de 500 años de recurrencia.

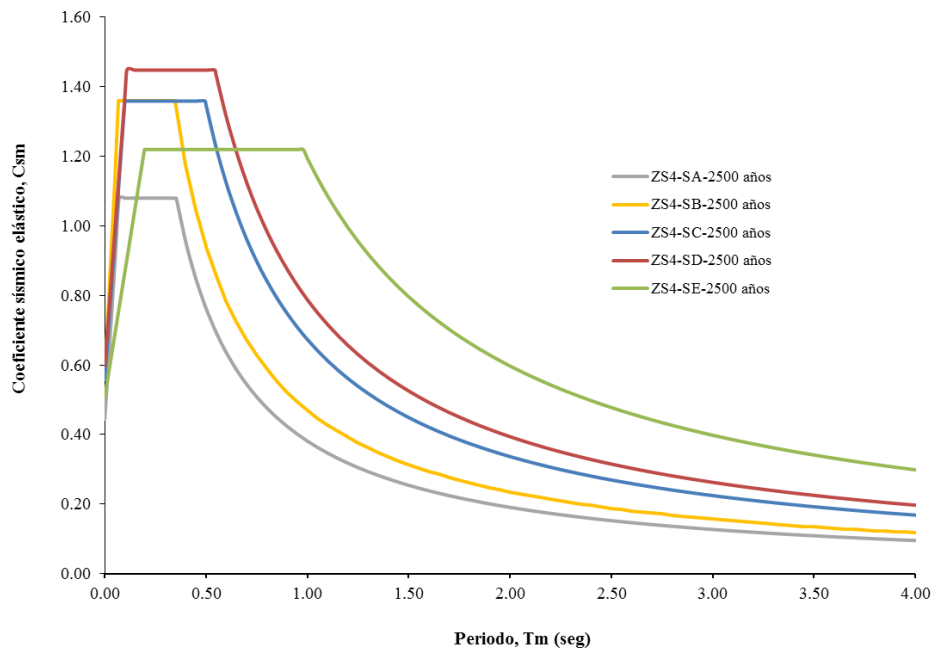


Figura 3.5: Espectros elásticos para zona sísmica 4 y nivel de amenaza sísmica de 2500 años de recurrencia.

3.4 Criterios adoptados para la búsqueda de acelerogramas

Según se mencionó, además de los espectros objetivos, para orientar la búsqueda son requeridos parámetros sismológicos de entrada, tales como rangos de Magnitud y Distancia, entre otros. Respecto de ello, es importante destacar que, dada la ausencia de un estudio de desagregación de la amenaza sísmica para la región de interés, mediante el cual se determinen las contribuciones predominantes de magnitud y distancia, se toman en consideración los resultados de estudios llevados a cabo en regiones tectónicas similares, con terremotos intraplaca o corticales. Tal el caso de los estudios para Canadá (Atkinson, 2009) y Estados Unidos (Harmsen y Frenkel, 2001). Tanto en estos trabajos, como en el Manual de Rehabilitación Sísmica de Puentes FHWA (Buckle et al., 2006) y en las disposiciones de FEMA (FEMA P-751, 2012), se establece que sismos cercanos de pequeña a moderada magnitud dominan en el rango de periodos cortos del espectro, en tanto que sismos distantes y de gran magnitud prevalecen en el rango de periodos largos.

En el estudio de Atkinson (2009) para lugares del Este de Canadá, se toman en consideración Magnitudes momento de 6, con rangos de distancia entre 10 y 30 km, y de 7, con distancias entre 15 y 100 km. En tanto que, para el oeste, una Magnitud de 6.5 con distancias entre 10 y 30 km y otra magnitud de 7.5, con distancias entre 15 y 100 km.

Asimismo, merece citarse el trabajo de Rix y Fernandez (2004), en el cual se generaron sismos artificiales para la ciudad de Memphis, Tennessee. Allí se conformaron duplas de Magnitud momento (M_w) – Distancias (R), mediante la combinación de los siguientes valores asumidos para tales parámetros: M_w : 5.5, 6.5, 7.5 y R : 10 km, 20 km, 50 km, 100 km.

En atención a las características fundamentales de las fuentes sísmicas potenciales localizadas en la región de estudio (ver Figura 3.2 y Tabla 3.1), el rango de magnitudes para la búsqueda de registros será adoptado entre 6 y 7.8. En tanto para las distancias, se tomarán los valores entre 1 km y 100 km, rango que cubre las fuentes cercanas a intermedias. Esto se hizo con motivo de que las distancias mayores, correspondientes a fuentes lejanas, afectan a las estructuras de periodo largo, las cuales están fuera del alcance de este estudio. Esto se constató en el estudio de Atkinson (2009) donde, para zonas de subducción en el oeste (Cascadia), se simuló un evento de Magnitud 9 con rangos de distancia de 100 a 200 km, dando como resultado acelerogramas de gran duración y con rico contenido de energía para periodos grandes.

Otro parámetro para la búsqueda lo constituyen los tipos de falla. En este caso se indicarán fallas inversas y de rumbo, ya que ambas constituyen fuentes sísmicas potenciales según se señaló.

En relación con la velocidad media de la onda de corte en los 30 metros superiores del terreno (V_{s30}), se ingresarán los rangos de valores presentados en Tabla 3, en función de la clase de sitio asumida.

Si bien en el proceso de búsqueda es importante considerar también la duración significativa, en este caso particularmente no se especificó un rango para ello. No obstante, conviene aclarar que para la obtención de la serie final de registros se hizo una evaluación de las duraciones significativas conforme a lo establecido en el reporte técnico referido a la aplicación web de la base de datos de movimientos sísmicos del

PEER (2010b). En este sentido, se debe comprobar que los valores de la duración significativa de los registros hallados se correspondan con los rangos de valores medios para dicho parámetro que figuran en Tabla 1 del citado reporte, basados en el estudio de Kempton y Stewart (2006), en función de la Magnitud, distancia a la fuente y la velocidad V_{s30} .

El factor de escala es otro de los puntos clave en la entrada de datos para la selección de movimientos del terreno. Diversas investigaciones previas mostraron que el inapropiado escalado de un registro podía llevar a estimaciones sesgadas de la respuesta estructural (Luco y Cornell, 2007). Por ejemplo, si se aplica un excesivo rango de valores para los factores de escala, la serie de registros seleccionados podría resultar en una distribución marcadamente sesgada respecto de otras características de los movimientos del terreno, tales como la Duración y la Intensidad de Arias, las cuales no pueden ser representadas por el espectro objetivo. Por lo tanto, para el procedimiento de selección, en este trabajo asignamos un rango estrecho para los factores de escala, entre 0.4 y 2.5 según las recomendaciones de Wang et al. (2015) (Huang et al., 2017).

Otro aspecto decisivo, es la definición del rango de periodo de significancia estructural en el cual se debe verificar el mejor ajuste entre las ordenadas espectrales de los registros obtenidos respecto del espectro objetivo. La medida cuantitativa usada en la aplicación web para este propósito es el error cuadrático medio de la diferencia entre las citadas ordenadas espectrales. En el siguiente apartado se darán detalles sobre la obtención de este rango de periodos.

Para tener un panorama completo, se realizaron dos grandes instancias de búsqueda. En la primera se especificó como criterio adicional, la condición de diez registros del tipo no impulsivo, mientras que, en la segunda, otros diez registros solo del tipo impulsivo. Este último criterio, se adoptó para disponer en la muestra total de un número suficiente de registros con pulsos de velocidad.

Como resultado, se obtuvo una muestra total de 274 registros, de los cuales 116 son del tipo impulsivo. A través de un proceso de selección novedoso, que se explicará en el siguiente apartado, se obtendrá un conjunto reducido de registros, objeto de este estudio.

3.5 Criterios adoptados para la selección final del conjunto de acelerogramas

Según Avsar (2009), la aceleración máxima a que un puente es expuesto durante un sismo puede determinarse a partir de la ordenada del espectro elástico de respuesta que corresponde a su periodo fundamental. La máxima aceleración es proporcional a la fuerza sísmica impuesta, así como al daño sísmico que los puentes pueden experimentar. Por lo tanto, la aceleración espectral correspondiente al periodo fundamental del puente puede considerarse como una buena medida de intensidad para la estimación del daño sísmico. No obstante, los efectos de los modos más altos y el aumento del periodo fundamental a consecuencia de la respuesta inelástica de la estructura ejercen a su vez marcada influencia sobre el nivel de aceleración en los puentes. Esto lleva a la hipótesis de que no es conveniente considerar solamente un periodo para calcular la aceleración espectral. Más aún, las curvas de fragilidad son desarrolladas para distintas tipologías de puentes cuyos periodos fundamentales varían dentro de un rango determinado. Por lo tanto, será más razonable considerar

un rango de periodos sobre el espectro de respuesta en lugar de tratar simplemente con un único valor de periodo. En tal sentido, se establece una magnitud que tiene en cuenta este aspecto. Se trata de la Intensidad de Aceleración Espectral (ASI por sus siglas en ingles), definida como el área bajo el espectro de respuesta elástico con 5% de amortiguamiento entre de los periodos límites T_i y T_f , cuyo valor puede calcularse usando la Ecuación (3.1).

$$ASI = \int_{T_i}^{T_f} SA(T, \xi) dT \quad (3.1)$$

donde T_i y T_f son definidos como los periodos inicial y final, respectivamente, a ser usados en el cálculo de ASI. Una representación gráfica de esta magnitud se ofrece en la Figura 3.6.

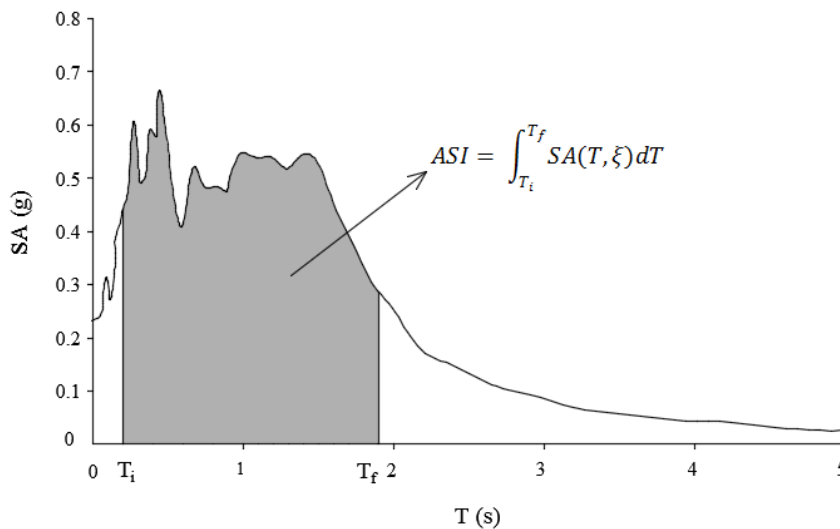


Figura 3.6: Intensidad de Aceleración Espectral ASI (Avsar, 2009).

Se pretende avanzar sobre el desarrollo de las curvas de fragilidad para dos clases de puentes identificadas como de “Vigas de Hormigón Simplemente Apoyado y de Tramos Múltiples” y “Vigas Cajón de Hormigón Continua de Tramos Múltiples”, según lo establecido en Capítulo 2 (Saracho et al., 2016b). Los análisis modales realizados en puentes típicos de estas dos clases, ubicados en la provincia de Mendoza, dieron como resultado periodos fundamentales de 0.78 s y 1.25 s, respectivamente. Por otro lado, según prescripciones de ASCE/SEI 7-10 (2010), el rango de periodos a considerar para realizar el escalado de acelerogramas va desde $0.2T$ a $1.5T$, donde T es el periodo del primer modo de vibración de la estructura. Tal como se señaló, el límite superior de $1.5T$ toma en consideración el aumento del periodo por acción inelástica, mientras que el umbral inferior ($0.2T$) trata de capturar los efectos de los modos superiores. Para el cálculo de T_i , Ecuación (2), se empleará el periodo citado de menor valor: 0.78 s, en tanto que para T_f , Ecuación (3), el mayor:

1.25 s.

$$T_i = 0.2 * 0.78 s = 0.16 s \quad (3.2)$$

$$T_f = 1.5 * 1.25 s = 1.87 s \quad (3.3)$$

Siguiendo a Avsar (2009), de acuerdo con Dhakal et al. (2006), usando un gran número de registros seguramente se incrementará notablemente la cantidad de análisis a ejecutar antes de llegar a alguna conclusión importante y, asimismo, no necesariamente se logrará enriquecer el resultado final. Otro problema aparejado al hecho de utilizar numerosos registros sin haber pasado por algún criterio racional de selección, lo constituye la muy probable desigual distribución de las medidas de intensidad sísmica (PGA). Con ello, los puntos de las curvas de fragilidad obtenidos de los resultados de los análisis estructurales pueden llegar a acumularse para ciertas medidas de intensidad sísmica (PGA), lo cual afectará la confiabilidad de las curvas de fragilidad en un sentido negativo. Con esta premisa en mente, en el presente trabajo se arribará a un conjunto selecto de registros, surgidos de entre los 274 obtenidos en principio.

En virtud de la correlación existente entre el daño sísmico provocado en puentes y la magnitud ASI, una primera consigna para la selección de los registros sería la de descartar aquellos con más pequeños niveles de ASI para valores de PGA del mismo orden. Además de esto, el criterio que primó fue el hecho de tener una cantidad relativamente uniforme de registros en los distintos rangos de PGA y, asimismo, contar con cierto número de sismos de tipo impulsivo, o de fuente cercana. Esto último surge de las recomendaciones efectuadas en NEHRP Consultants Joint Venture (2011) para el diseño de edificaciones en cercanía de fallas activas, como las existentes en la región de estudio. Todo lo señalado se dirimió por inspección visual de los registros volcados en un gráfico PGA versus ASI, como el ofrecido en figura 13 del siguiente apartado, tal como se hizo en Avsar (2009). En figura 14 se indican los registros seleccionados por aplicación de las pautas señaladas. De esta manera, en un primer proceso de selección, se consiguió un conjunto reducido de 39 registros considerando diferentes niveles de PGA con valores relativamente altos de ASI.

3.6 Resultados y discusión

En primer lugar, para aclarar más el proceso, se mostrará uno de los resultados obtenidos en oportunidad de la búsqueda de registros. En Figura 3.7 se ofrece un gráfico en el que están representados los espectros escalados de cada uno de los 10 registros obtenidos para un espectro objetivo que corresponde a la zona sísmica 4 - según INPRES-CIRSOC 103 (2018)-, clase de sitio SD -INPRES-CIRSOC 103 (2019)- y nivel de amenaza sísmica de 2500 años de recurrencia.

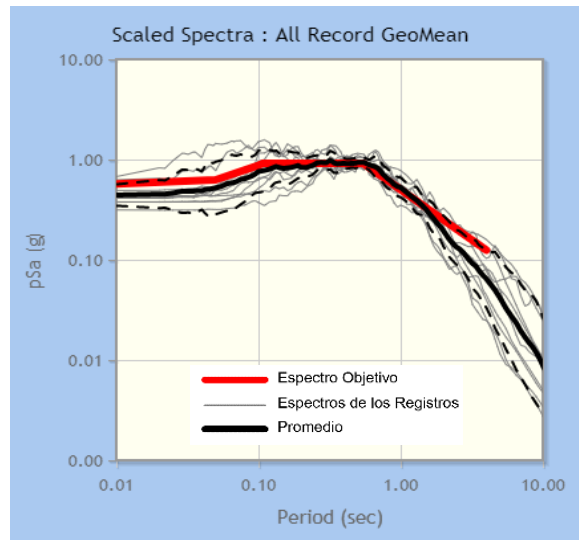


Figura 3.7: Espectros elásticos de los registros obtenidos para zona sísmica 4, clase de sitio SD y nivel de amenaza sísmica de 2500 años de recurrencia.

Puede observarse el buen grado de aproximación del promedio de la serie respecto del espectro objetivo en el rango de periodos de significancia estructural.

A continuación, en figura 3.8, se presentan las historias de aceleración y velocidad de una de las componentes horizontales de uno de estos registros, compatible con el espectro objetivo ya referido, que corresponde al sismo de Gazli, USSR, de 1976, registrado en la estación Karakyr. Este registro se representa escalado por su correspondiente factor, 0.844, con una aceleración máxima de 0.73 g.

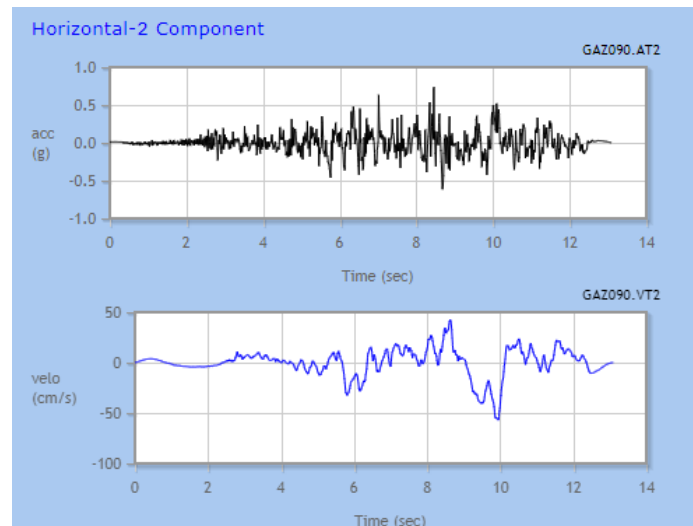


Figura 3.8: Componente horizontal del sismo de Gazli, USSR. PGA: 0.73 g.

En Figura 3.9 se halla representado el espectro de respuesta del mencionado sismo. Obsérvese el buen grado de ajuste respecto del espectro objetivo.

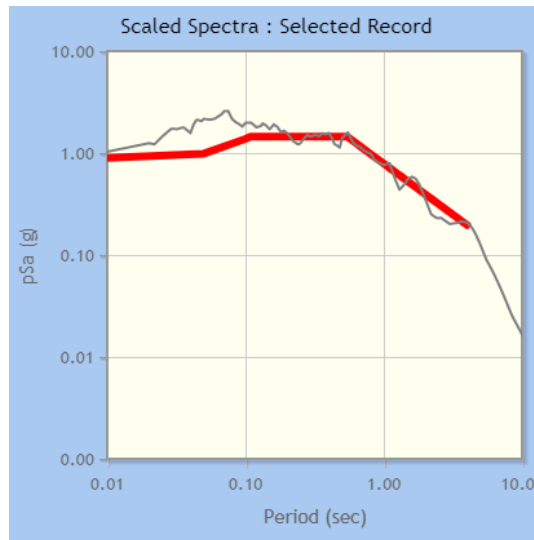


Figura 3.9. Espectro elástico del registro del sismo de Gazli, USSR.

Para apreciar la diferencia, seguidamente se presenta en Figura 3.10 un registro de tipo impulsivo. Se trata de las historias de aceleración y velocidad de una de las componentes horizontales del sismo de Parkfield, California, de 2004, registrado en la estación de Parkfield – Cholame, también compatible con el espectro objetivo anteriormente citado. Asimismo, este registro se representa afectado por su correspondiente factor de escala, 1.502, con una aceleración máxima de 0.661 g.

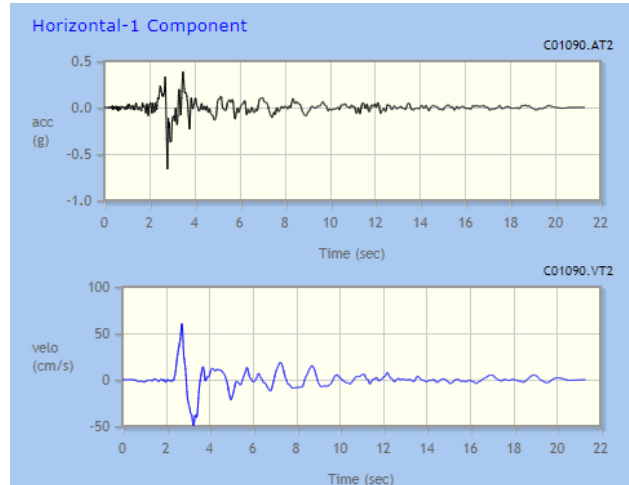


Figura 3.10: Componente horizontal del sismo de Parkfield. PGA: 0.661 g.

Ídem al caso anterior, en Figura 3.11 se ofrece el espectro de respuesta de este registro sísmico, verificándose también el buen grado de ajuste.

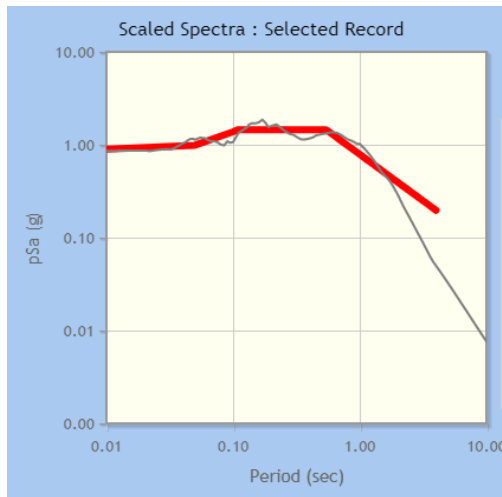


Figura 3.11: Espectro elástico del registro del sismo de Parkfield.

En Figura 3.12 se muestra el histograma de frecuencias de las aceleraciones máximas del terreno de los 274 sismos encontrados. Puede observarse la concentración hacia la izquierda, con énfasis en las aceleraciones menores que 0.5 g, lo cual se debe obviamente a que, para mayores valores de la aceleración máxima del terreno, los registros son cada vez más escasos.

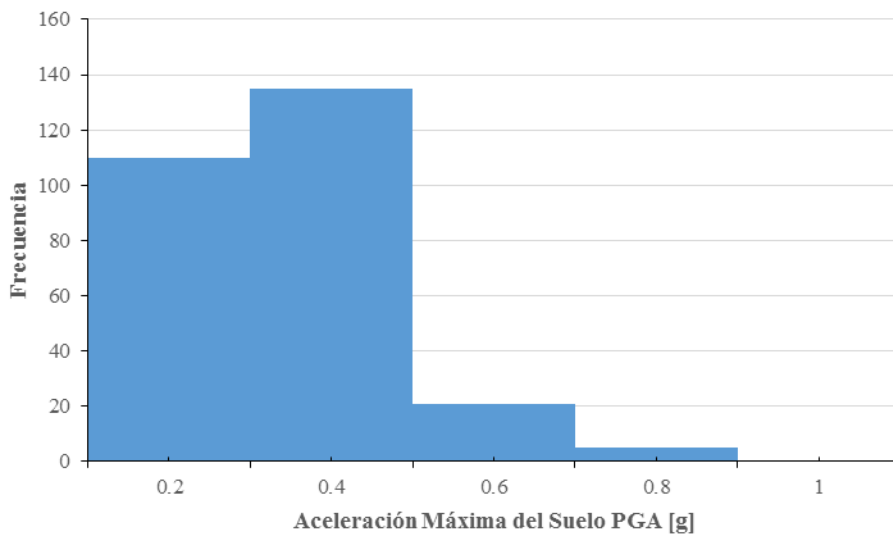


Figura 3.12: Histograma de frecuencias de PGA para los 274 sismos encontrados.

En la Figura 3.13 se muestra la distribución de ASI versus PGA de los 274 sismos obtenidos en la búsqueda.

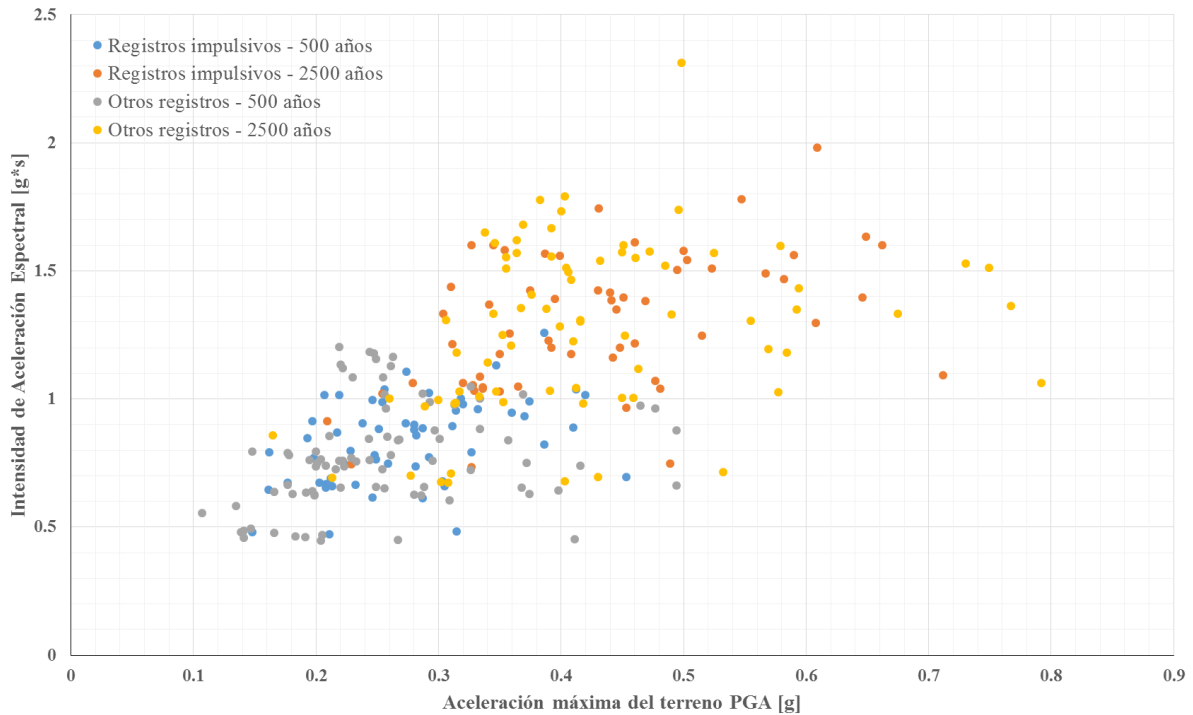


Figura 3.13: Distribución ASI versus PGA para los 274 sismos hallados.

Se observa que no hay una distribución uniforme para estas dos medidas de intensidad entre los sismos encontrados. El número de registros es mayor en correspondencia con bajos valores de ASI y PGA, para los cuales el daño sísmico impuesto en los puentes resultaría limitado. Por lo tanto, según se consignó no es práctico considerar todos estos sismos para efectuar los análisis dinámicos no lineales para la obtención de las curvas de fragilidad.

Aplicando los criterios antes señalados en el apartado anterior, en Figura 3.14 se aprecian los 39 sismos seleccionados en una primera instancia, de los cuales 17 son del tipo impulsivo.

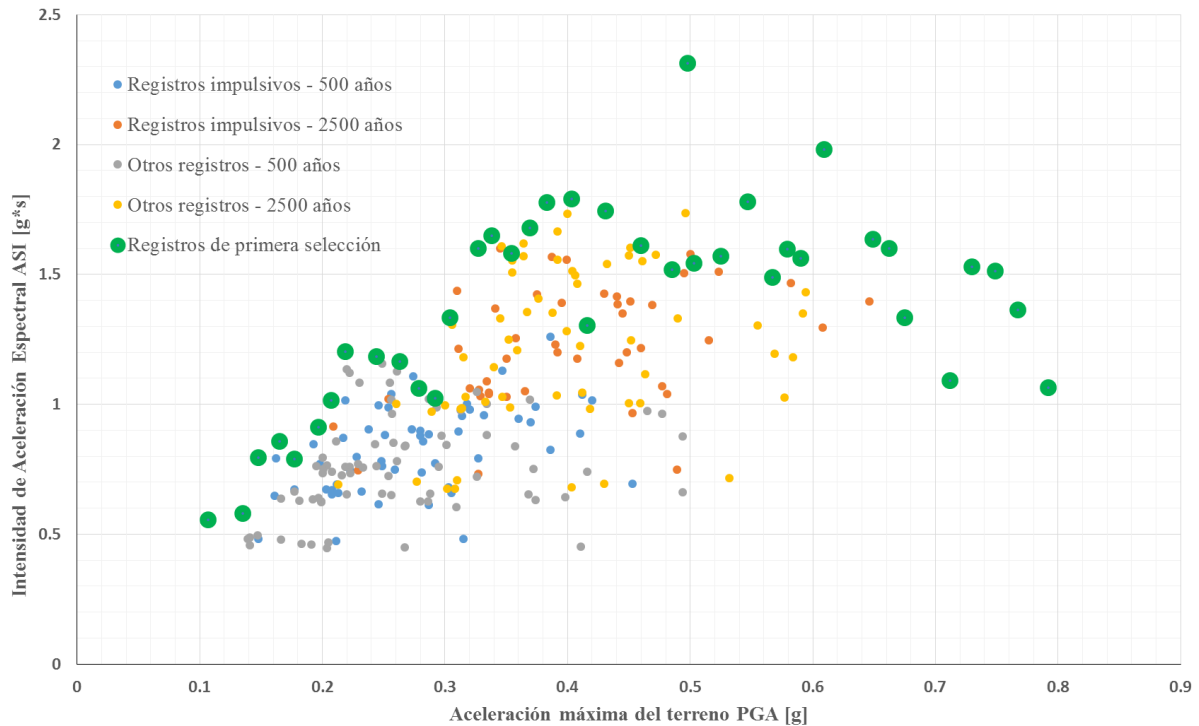


Figura 3.14: Distribución ASI versus PGA para los 39 sismos de primera selección.

Según puede apreciarse, la selección de los registros apuntó a los mayores valores de ASI, buscando dentro de lo posible contar con una cantidad relativamente uniforme de éstos en los distintos rangos de PGA. Asimismo, se procuró tener una buena cantidad de registros de tipo impulsivo.

Tal como se señalara en el apartado sobre criterios adoptados para la búsqueda, los valores de duración significativa de la serie de registros seleccionados en esta primera instancia se evaluaron por comparación con aquellos establecidos en el reporte técnico del PEER (2010b). Para ello, los registros se agruparon conforme a las distancias a la falla y a la velocidad V_{s30} , parámetros que juntamente con la magnitud constituyen los datos de entrada a la Tabla 3.1 del citado reporte. En Tabla 3.4 se presenta un resumen de los resultados, en donde se hallan remarcados tanto los valores de duración significativa que difieren notablemente, como así también aquellos que se hallan por debajo de los establecidos en dicha Tabla 3.1. Los registros asociados a esas duraciones, 12 en total, fueron eliminados de esta primera serie.

Tabla 3.4: Valores de duración significativa de los registros de primera selección.

Rango de distancias [km]	Magnitud (valor medio)	Vs30 [m/seg] (promedio)	Duración Significativa Registros seleccionados (Mediana)	Duración Significativa (Tabla 1 reporte PEER)
0 - 5	≈ 6	≈ 250	7.1	5.6
	≈ 6.5	≈ 250	7	7.9
	≈ 7	>760	9.05	10
	≈ 7.5	≈ 250	19.2	17
5 - 15	≈ 6.5	≈ 250	11.2	10.5
	≈ 6.5	≈ 520	8.2	9
	≈ 7	≈ 250	25.6	14.7
15 - 30	≈ 6.5	≈ 250	<u>51.4</u>	13.7
	≈ 7	≈ 250	<u>38.15</u>	18.5
	≈ 7	≈ 520	<u>10.9</u>	17.4
	≈ 7.5	≈ 250	28.3	26
40 - 50	≈ 6.5	≈ 250	30.8	18.2
	≈ 7	≈ 250	<u>17.45</u>	23
	≈ 7.5	≈ 250	42	30.5
70 - 100	≈ 7	≈ 250	<u>5.8</u>	30.5
	≈ 7	>760	<u>10.6</u>	28.4
	≈ 7.5	< 250	<u>28.5</u>	38

Con el propósito de conservar un número adecuado de registros y para reemplazar aquellos descartados, se añadieron otros 9 en los distintos rangos de PGA correspondientes. Se buscó mantener la distribución uniforme en dichos rangos, con los mayores valores de ASI posibles y asimismo cumplir con el requisito de duración significativa. En Figura 3.15 pueden apreciarse conjuntamente los registros remanentes de la primera selección, los eliminados y aquellos incorporados en última instancia.

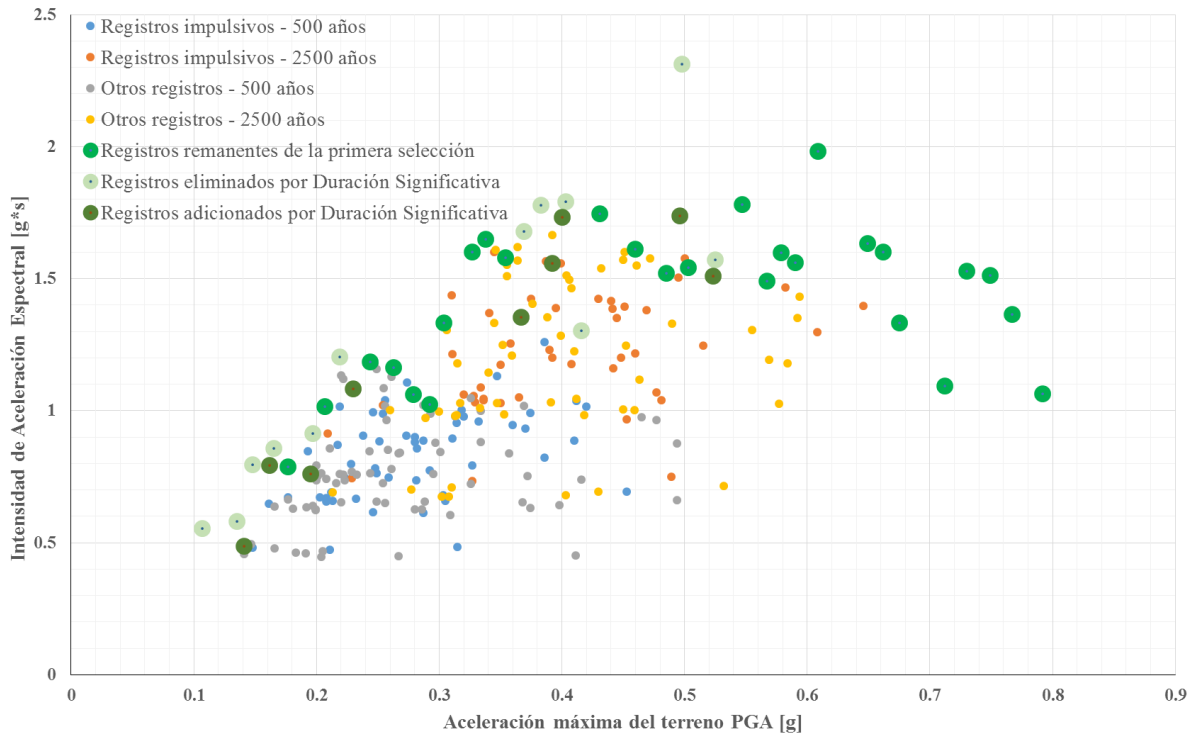


Figura 3.15: Registros remanentes de la primera selección más los eliminados e incorporados.

En Figura 3.16 se muestra el conjunto de los registros seleccionados según los considerandos indicados, en este caso 36 en total. Por su parte, en Tabla 3.5 se brindan los valores de duración significativa de estos últimos registros, donde puede apreciarse que, para esta nueva serie, dichos valores se hallan más próximos a los del PEER (2010b) en comparación con los del primer conjunto seleccionado.

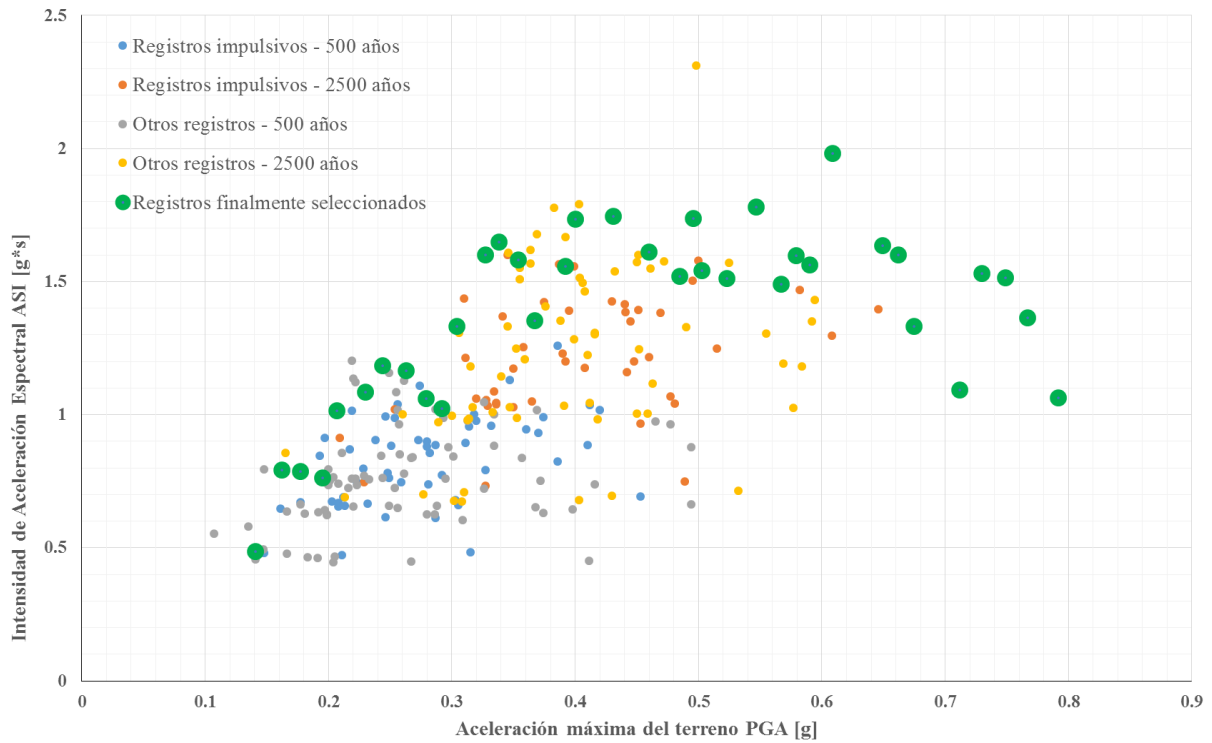


Figura 3.16: Registros seleccionados por consideración de la duración significativa.

Tabla 3.5: Valores de duración significativa de los registros seleccionados.

Rango de distancias [km]	Magnitud (valor medio)	Vs30 [m/seg] (promedio)	Duración Significativa Registros seleccionados (Mediana)	Duración Significativa (Tabla 1 reporte PEER)
0 - 5	≈ 6	≈ 250	7.1	5.6
	≈ 6.5	≈ 250	7.92	7.9
	≈ 7	>760	9.05	10
	≈ 7.5	≈ 250	19.2	17
5 - 15	≈ 6.5	≈ 250	11.2	10.5
	≈ 6.5	≈ 520	8.2	9
	≈ 7	≈ 250	25.6	14.7
15 - 30	≈ 7	≈ 250	25.2	20
	≈ 7.5	≈ 250	28.3	26
40 - 50	≈ 6.5	≈ 250	24.3	18.2
	≈ 7.5	≈ 250	30.5	40.9
70 - 100	≈ 7.5	≈ 250	37.2	33.2
	≈ 7.5	≈ 760	34.6	30

Para la última etapa en el proceso de selección de la serie de registros óptima para el desarrollo de las curvas de fragilidad resulta menester identificar el nivel de daño sísmico experimentado por los puentes bajo el efecto de los movimientos sísmicos. En tal sentido, se realizaron diversos análisis de sensibilidad sobre los modelos de los puentes típicos que serán descriptos en el siguiente capítulo. Conforme a los resultados de dichos análisis se investigan los niveles de daño para comparar los efectos de cada uno de los 36 registros antes citados. Los niveles de daño son especificados por consideración de diversos parámetros de respuesta tales como las demandas por curvatura y desplazamiento relativo de la superestructura, lo cual se explicará con mayor detalle en el capítulo 5. Se identificaron aquellos registros que provocan un daño muy bajo conforme al esperado, dada la magnitud de PGA, o bien daños similares a aquellos de menores PGA. Se trató de 11 registros, los cuales fueron eliminados por este concepto, quedando un total de 25. En la Figura 3.17, se identifica el conjunto finalmente seleccionado.

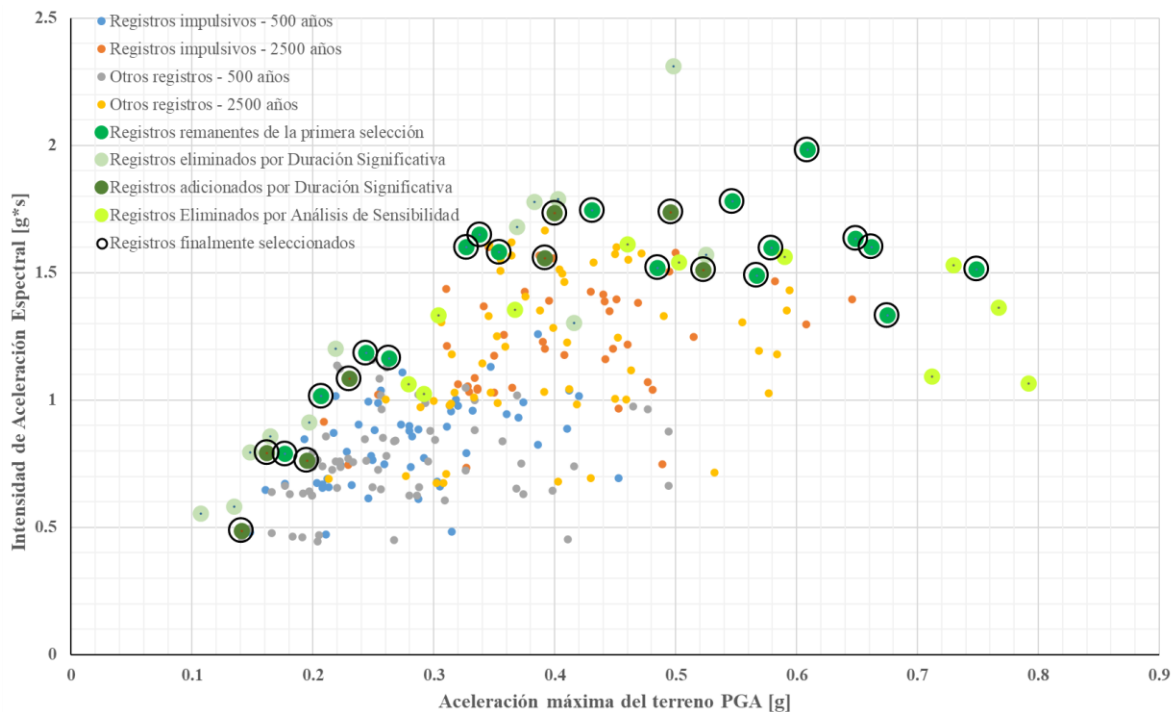


Figura 3.17: Conjunto de sismos finalmente seleccionados.

Algunos de los aspectos importantes de los sismos seleccionados y los diversos parámetros sísmicos de los registros son mostrados en la Tabla 3.6. A su vez, los espectros de respuesta de dichos sismos, junto con el promedio y desviación estándar se ofrecen en Figura 3.18.

Tabla 3.6: Algunos parámetros importantes de los 25 sismos seleccionados.

Numero de secuencia del registro	Factor de escala	Periodo del Pulso - Tp (s)	Duración 5-95% (s)	Intensidad de Arias (m/s)	Nombre del sismo	Año	Nombre de la estación	Magnitud	Mecanismo de falla	Distancia desde la falla (km)	Vs30 (m/s)
1228	2.4432	-	42	0.3	"Chi-Chi_ Taiwan"	1999	"CHY076"	7.62	Reverse Oblique	42.15	169.84
334	1.6978	-	30.8	0.7	"Coalinga-01"	1983	"Parkfield - Fault Zone 1"	6.36	Reverse	41.04	178.27
759	0.9196	-	23.1	1.8	"Loma Prieta"	1989	"Foster City - APEEL 1"	6.93	Reverse Oblique	43.77	116.35
1481	1.4337	9.576	28.3	1	"Chi-Chi_ Taiwan"	1999	"TCU038"	7.62	Reverse Oblique	25.42	297.86
334_2	2.3624	-	30.8	0.7	"Coalinga-01"	1983	"Parkfield - Fault Zone 1"	6.36	Reverse	41.04	178.27
811	1.0311	-	11	6.3	"Loma Prieta"	1989	"WAHO"	6.93	Reverse Oblique	11.03	388.33
183	1.2279	-	6.8	1.6	"Imperial Valley-06"	1979	"El Centro Array #8"	6.53	strike slip	3.86	206.08
368	0.8047	-	9.1	4.1	"Coalinga-01"	1983	"Pleasant Valley P.P. - yard"	6.36	Reverse	7.69	257.38
461	1.8544	-	15.3	0.9	"Morgan Hill"	1984	"Halls Valley"	6.19	strike slip	3.45	281.61
8123	0.764	1.554	11.2	3.6	"Christchurch_ New Zealand"	2011	"Christchurch Resthaven"	6.2	Reverse Oblique	5.11	141
180	1.0717	4.13	9.6	1.7	"Imperial Valley-06"	1979	"El Centro Array #5"	6.53	strike slip	1.76	205.63
1044	0.5994	1.372	5.9	5.7	"Northridge-01"	1994	"Newhall - Fire Sta"	6.69	Reverse	3.16	269.14
1481	2.2584	9.576	28.3	1	"Chi-Chi_ Taiwan"	1999	"TCU038"	7.62	Reverse Oblique	25.42	297.86
4098	1.502	1.33	7.1	0.6	"Parkfield-02_ CA"	2004	"Parkfield - Cholame 1E"	6	strike slip	1.66	326.64
3965	1.1006	1.54	18.5	1.8	"Tottori_ Japan"	2000	"TTR008"	6.61	strike slip	6.86	139.21
4100	1.0396	1.078	7	1.6	"Parkfield-02_ CA"	2004	"Parkfield - Cholame 2WA"	6	strike slip	1.63	173.02
8123	0.8507	1.554	11.2	3.6	"Christchurch_ New Zealand"	2011	"Christchurch Resthaven"	6.2	Reverse Oblique	5.11	141
1587	2.3949	-	34.6	0.1	"Chi-Chi_ Taiwan"	1999	"TTN042"	7.62	Reverse Oblique	62.11	845.34

Capítulo 3: Selección de acelerogramas para estudios de fragilidad

326	1.7227	-	17.8	0.2	"Coalinga-01"	1983	"Parkfield - Cholame 2WA"	6.36	Reverse	43.83	173.02
1212	2.4086	-	39.8	0.4	"Chi-Chi_ Taiwan"	1999	"CHY054"	7.62	Reverse Oblique	48.49	172.1
1481	1.118	9.576	28.3	1	"Chi-Chi_ Taiwan"	1999	"TCU038"	7.62	Reverse Oblique	25.42	297.86
3934	2.1863	-	15.6	0.6	"Tottori_ Japan"	2000	"SMN002"	6.61	strike slip	16.6	138.76
1147	1.5881	-	37.2	1.2	"Kocaeli_ Turkey"	1999	"Ambarli"	7.51	strike slip	68.09	175
5271	2.1733	-	25.2	0.7	"Chuetsu-oki_ Japan"	2007	"NIG025"	6.8	Reverse	28.3	134.5
184	1.0867	6.265	7	2.1	"Imperial Valley-06"	1979	"El Centro Differential Array"	6.53	strike slip	5.09	202.26

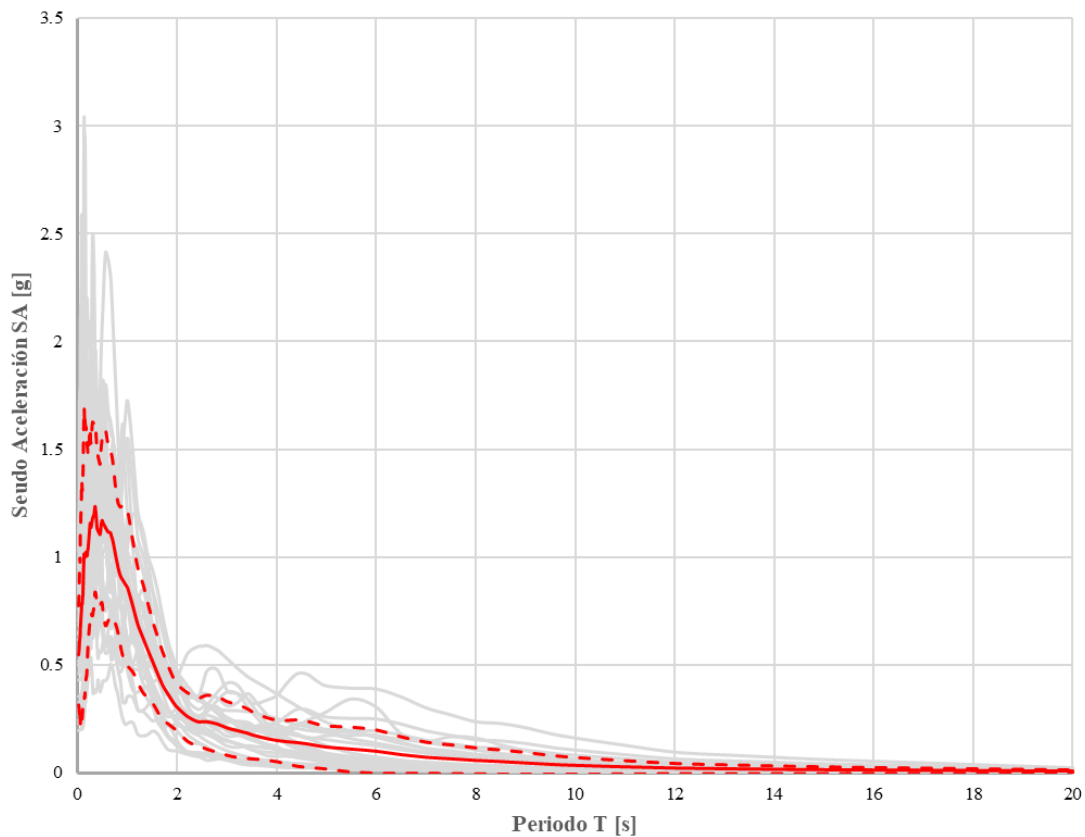


Figura 3.18: Espectros de respuesta para los 25 sismos seleccionados.

Merecen destacarse ciertos aspectos novedosos dentro del procedimiento empleado para selección de registros sísmicos reales escalados. Por un lado, la consideración de la Intensidad de Aceleración Espectral (ASI) para la obtención de un primer conjunto de selección y por el otro, la contemplación de la duración significativa para llegar al elenco final de registros.

3.7 Comentarios finales

Se presentó un procedimiento para seleccionar registros sísmicos compatibles con espectros correspondientes a distintos niveles de amenaza sísmica, con periodos de recurrencia de 500 y 2500 años, para zonas de elevada y muy elevada peligrosidad sísmica de la región del centro-oeste argentino. Un primer desafío abordado fue la obtención de los espectros correspondientes a estos niveles de amenaza sísmica, de 500 y 2500 años de periodo de retorno, a partir de los brindados por el Código de diseño que corresponden a 1000 años de recurrencia. Para ello se recurrió a antecedentes de normativa internacional actualizada sobre evaluación y rehabilitación sísmica de edificios y puentes y, asimismo, a un estudio reciente de evaluación probabilista del riesgo sísmico para nuestro país. De esa manera, se obtuvieron los coeficientes que relacionan los espectros de respuesta de las recurrencias indicadas. Luego, mediante la utilización de la aplicación web de la base de datos del PEER-NGA y considerando distintos parámetros sismológicos inherentes a la región de

estudio, se arribó a un total de 274 registros reales escalados, de los cuales 116 son del tipo impulsivo. Posteriormente, mediante la aplicación de un criterio novedoso, en el cual se contempla la Intensidad de Aceleración Espectral (ASI), se seleccionó a partir del elenco anterior un conjunto reducido de 39 sismos. Posteriormente, siendo otro aspecto novedoso, por consideración de la duración significativa de los registros se eliminaron algunos de esta primera selección y se incorporaron otros, de manera de conservar un número suficiente de ellos. Se arribó así a un elenco de 36 registros. Finalmente, a través de un análisis de sensibilidad realizado sobre modelos de los puentes típicos se indagaron los niveles de daño generados por los sismos señalados, lo cual permitió arribar a la serie definitiva de registros, con un total de 25.

Se remarca lo novedoso del criterio de utilización de la magnitud ASI en el proceso de selección en virtud de no estar establecido en ninguna recomendación por normativa. Como se vio, el hecho de volcar los registros en un gráfico ASI vs PGA resulta de gran utilidad para hacer un cribado importante de los registros. Por otro lado, en cuanto a la duración, si bien en normativas como la ASCE/SEI 7-05 se menciona tener en cuenta dicho parámetro, no se dan pautas precisas para ello. Además, se advirtió que distintos trabajos en la literatura, donde se seleccionan conjuntos de registros sísmicos, no toman en consideración este parámetro.

A través del proceso de selección utilizado se cumple con la consigna de que el conjunto de acelerogramas obtenido toma en consideración la variabilidad o aleatoriedad natural de las características de los movimientos del terreno producidos bajo los posibles escenarios sísmicos en la región de estudio. Con el empleo de esta serie de registros representativos de la sismicidad de dicha región podrán obtenerse curvas de fragilidad de mayor confiabilidad para las clases de puentes típicos indicadas.

CAPÍTULO 4

MODELOS ANALÍTICOS

4.1 Generalidades

En los últimos tiempos los avances en las capacidades de modelado, junto al hecho de la falta de datos sobre daños por eventos de sismos pasados para la construcción de curvas de fragilidad, han propiciado el desarrollo de estas a través del uso de métodos analíticos. Las curvas de fragilidad derivadas analíticamente a menudo difieren entre sí, dependiendo fundamentalmente del nivel de detalle y sofisticación logrados en los modelos analíticos, del enfoque para simular las cargas sísmicas y de la evaluación de la respuesta estructural. En este estudio se utilizan modelos analíticos tridimensionales de alta fidelidad, que consideran las no linealidades geométricas y materiales, para la generación de curvas de fragilidad mediante Análisis Dinámico No Lineal (ADNL). Los modelos se crean en la plataforma de elementos finitos OpenSees (McKenna et al., 2013). Los resultados de los ADNL se utilizan luego para desarrollar modelos predictivos de demanda; con lo cual, resulta evidente que la capacidad para capturar el comportamiento de los distintos componentes está dictada por la fidelidad y robustez del modelo.

Este capítulo presenta una descripción detallada de las estrategias de modelado a nivel de componente y su integración a nivel de sistema del puente. Los detalles necesarios para la construcción de los modelos se basaron en los planos de los puentes típicos, de los cuales se proporcionaron algunos extractos en el capítulo 2. También se ofrecen los análisis de valores propios y algunas respuestas determinísticas de los componentes, con el objeto de brindar una mayor ilustración acerca del desempeño sísmico de los mismos y del puente en su conjunto. Asimismo, esto sirve para identificar las respuestas máximas que posteriormente son utilizadas en el desarrollo de los modelos de demanda sísmica probabilística, uno de los pasos previos a la obtención de las curvas de fragilidad.

4.2 Modelado de los componentes de los puentes

El modelado analítico 3D de los puentes se basa en la construcción de los modelos de los componentes estructurales. El desempeño sísmico de los puentes depende fuertemente del comportamiento de tales componentes, de la conectividad entre los mismos y la interacción suelo estructura. En general, los componentes estructurales de los puentes se agrupan en superestructura y subestructura. Considerando los dos puentes típicos analizados en este estudio, la superestructura está constituida en un caso por vigas prefabricadas pretensadas conectadas transversalmente por la losa del tablero de hormigón armado in situ y en el otro caso, por una placa multicelda de hormigón in situ con orificios circulares. La subestructura está compuesta de estribos y pilas. Se disponen de apoyos elastoméricos entre la superestructura y la subestructura que cumplen el rol de unidades de aislación. Tal como se indicó, se desarrollarán modelos analíticos exhaustivos para cada uno de estos componentes del puente en la plataforma OpenSees según se muestra esquemáticamente en la Figura 4.1, que corresponde al caso del puente de la

clase Vigas de hormigón simplemente apoyada y de tramos múltiples (VH-SATM).

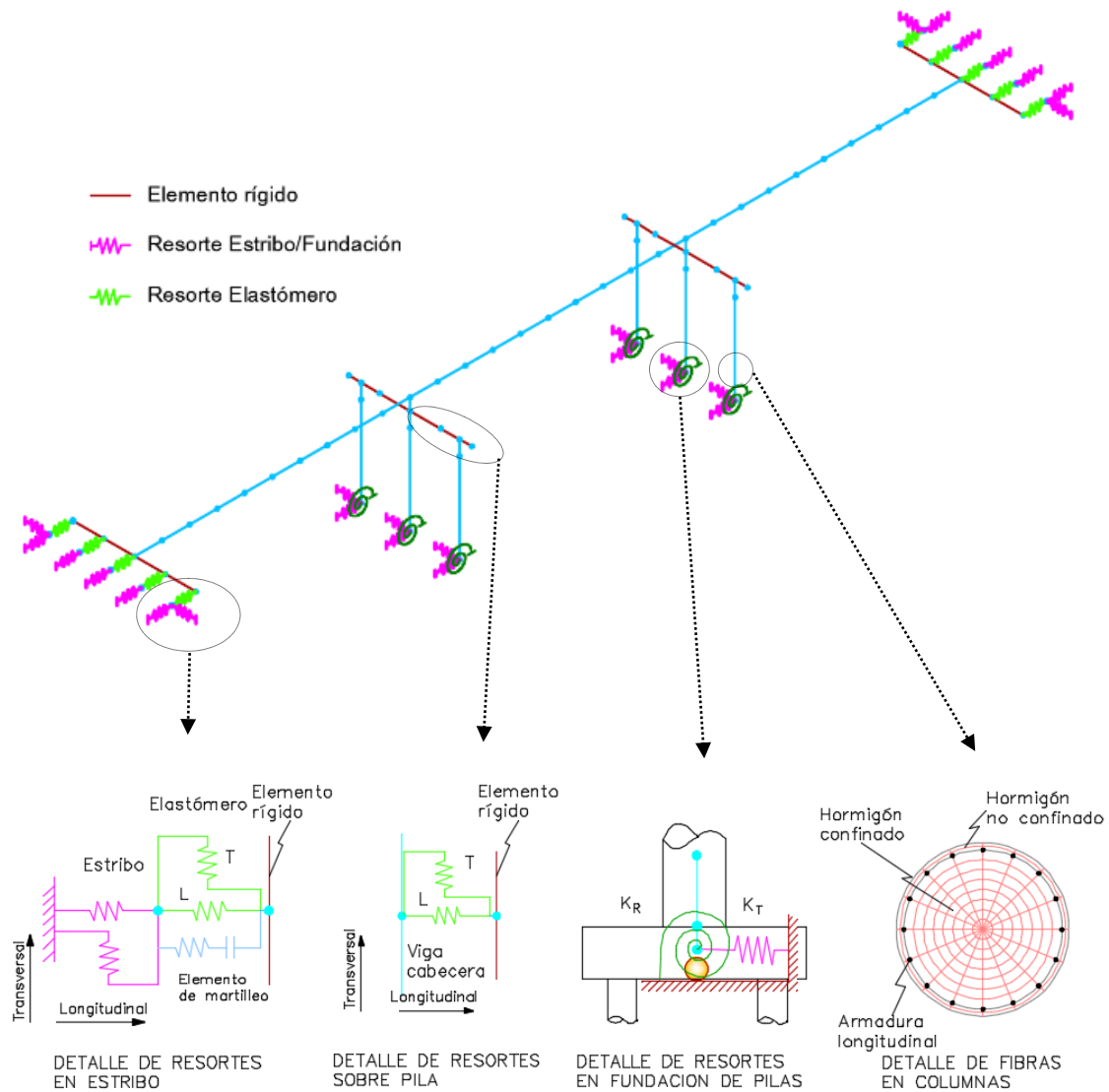


Figura 4.1: Vista del modelo analítico 3D y de sus detalles para el puente de la clase VH-SATM.

En los extremos de los tramos de la superestructura se emplean elementos rígidos, que sirven para conexión con los resortes colocados sobre los estribos y así también con los ubicados sobre las vigas cabeceras en las pilas. Estos resortes se representan por elementos de longitud nula (zeroLength Element), según OpenSees, a los cuales se le asignan materiales que responden a distintas leyes constitutivas, representativas de los elastómeros, sistema suelo-estribos e impacto. A su vez, aquí se pone en relieve la necesidad de adjudicar un valor adecuado para la rigidez de los citados elementos rígidos. Si se especifican valores bajos para ésta, dichos elementos no cumplirán su función en los modelos analíticos. Por otro lado, si se emplea una gran rigidez elástica, la convergencia numérica del elemento rígido puede ser muy baja o hasta el análisis puede no llegar a converger. De

acuerdo con lo establecido por Wilson (2002), para minimizar problemas numéricos, el valor de dicha rigidez no superará de 100 veces el de los elementos adyacentes al rígido.

Para la interacción suelo estructura en la base de las pilas se utilizaron resortes rotacionales y traslacionales a través de una matriz de rigideces desacoplada. Para la conformación de dichos resortes se emplearon elementos de longitud nula asignándose un material uniaxial elástico, según OpenSees.

Para los elementos de hormigón armado de la subestructura se utiliza hormigón de clase H25, con resistencia característica de 25 MPa, mientras que para la armadura se considera un acero ADN 420, con 420 MPa de resistencia característica, para el caso del puente construido más recientemente, en tanto que para el más antiguo le corresponde un ADM 420 (Acero Dureza Mecánica) según la designación del anterior reglamento. Para definir las leyes constitutivas de estos materiales se utilizaron los valores de resistencia característica correspondientes. No obstante, conviene aclarar que es posible encontrar barras de armadura que tienen más alta resistencia que sus valores característicos, como así también que la resistencia a la compresión del hormigón pueda ser más alta debido al envejecimiento del material. En este sentido, de acuerdo con Priestley et al. (1996), conforme al hecho de que el hormigón continúa ganando resistencia con la edad, la resistencia real del mismo al momento de ocurrencia del evento sísmico muy probablemente excederá la resistencia a los 28 días. Por ejemplo, ensayos realizados en California sobre testigos de hormigón tomados de puentes construidos en las décadas de 1950 y 1960 mostraron valores entre 1.5 y 2.7 veces la resistencia especificada, lo cual ejercerá una considerable influencia sobre el desempeño sísmico de esos puentes más antiguos. En este estudio, dicho incremento no es tomado en consideración. Por otro lado, en el modelado de los componentes de hormigón armado, la contribución de la resistencia a la tracción del hormigón en la consideración de la capacidad de los elementos bajo acción sísmica es ignorada a causa de su naturaleza variable y la posible influencia de la fisuración inducida por retracción (Priestley, 1996).

La masa y el peso que intervienen en los modelos surgen de considerar principalmente el peso unitario del hormigón armado de los componentes de los puentes; en el caso de la superestructura se toma en cuenta también el peso de los elementos no estructurales (carpeta de rodamiento y veredas). Las cargas de tránsito no son tomadas en consideración en los cálculos de la respuesta sísmica de los puentes (AASHTO LRFD, 2007).

En lo concerniente al amortiguamiento viscoso del sistema estructural bajo las acciones sísmicas, dicho fenómeno fue representado usando el amortiguamiento de Rayleigh. Dichos coeficientes de amortiguamiento de Rayleigh son determinados para el análisis dinámico no lineal de los puentes, considerando los dos primeros períodos modales y suponiendo una relación de amortiguamiento viscoso del 5%.

Los efectos $P-\Delta$ son tenidos en cuenta en los análisis para capturar el incremento en las demandas sísmicas en las columnas debido al desplazamiento relativo entre el extremo superior y el inferior de estas.

4.2.1 Superestructura

En este estudio, los elementos de la superestructura son modelados mediante el empleo de elementos de barra elásticos. Esto obedece a que se espera que los mismos acusen comportamiento elástico, sin experimentar ningún daño sísmico (Caltrans, 2006). Los aspectos más importantes en el modelado analítico de los elementos de la superestructura lo constituyen el cálculo correcto de sus propiedades elásticas, masa y peso.

Para el caso de la clase de puentes Vigas de hormigón simplemente apoyada y de tramos múltiples (VH-SATM), la superestructura está formada por una losa de tablero de hormigón in situ sobre vigas prefabricadas pretensadas que trabajan como una sección compuesta. El módulo de elasticidad para el hormigón se calcula usando la ecuación 4.1 (AASHTO, 2011). Conforme a ello, el módulo de elasticidad E_c del hormigón del tablero, de clase H30, es 28220 MPa; en tanto que el de las vigas de hormigón pretensado, de clase H40, es 30168 MPa. Dado que la superestructura es modelada usando elementos de barra elásticos que tienen una sección compuesta, se requiere una homogeneización de la sección de la superestructura; lo cual se consigue a través del estrechamiento del ancho y del espesor de la losa del tablero, utilizando para ello un factor de reducción de $28220/30168=0.93$. Dicho estrechamiento se aplica al ancho de la losa cuando se calcula el momento de inercia respecto al eje principal horizontal y, por otro lado, al espesor de dicha losa para el cálculo del momento de inercia respecto al eje vertical. De esa manera, en la definición del módulo de elasticidad se emplea un único valor: 30168 MPa. Por otra parte, el módulo de corte, G_c , se calcula usando la ecuación (4.2), considerando un coeficiente de Poisson $\nu = 0.2$.

$$E_c = 4700\sqrt{f'c} \quad (4.1)$$

$$G_c = \frac{E_c}{2.(1+\nu)} \quad (4.2)$$

En el modelo analítico, la superestructura es dividida en pequeños segmentos para representar la distribución de la masa en la longitud total del elemento (diez elementos por cada tramo). Siendo así, la masa de cada elemento se concentra en los nodos extremos considerando su área tributaria sobre la superestructura.

4.2.2 Subestructura – Pilas

En los casos de estudio se tienen dos configuraciones de pilas. Para la clase Vigas de hormigón simplemente apoyada de tramos múltiples (VH-SATM) se tiene una pila pórtico con tres columnas circulares y para la clase Vigas cajón de hormigón continua de tramos múltiples, una pila de única columna circular. Para la pila del primer caso, el modelado en OpenSees utiliza una combinación de elementos de barra: de desplazamiento viga-columna (displacement beam-column) para las vigas cabecera, elementos con plasticidad concentrada en los extremos (beamWithHinges) para las columnas y por último vínculos rígidos (rigid links) entre las vigas y el extremo superior de

las columnas. La discretización representativa de la pila se muestra en la Figura 4.2.

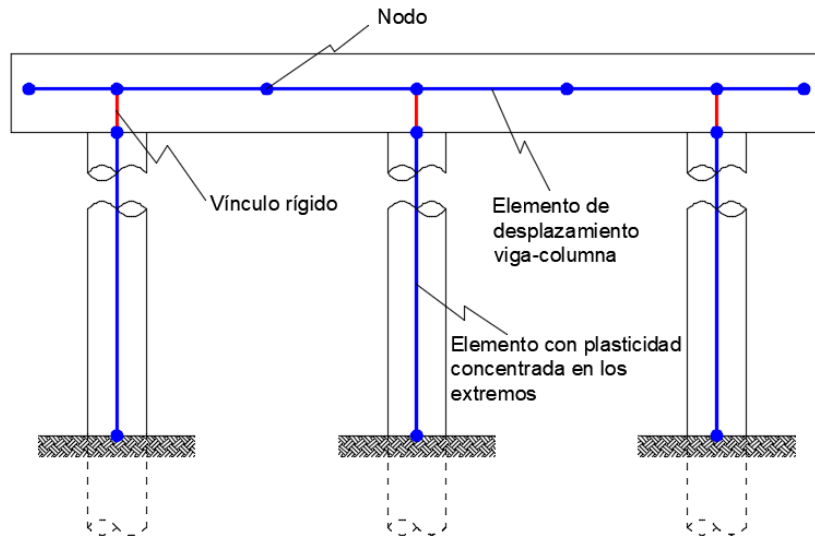


Figura 4.2: Discretización de pilas de múltiples columnas en puente de la clase VH-SATM.

Las propiedades de las secciones para las columnas y vigas cabecera son creadas usando elementos de fibras con modelos constitutivos apropiados, tanto para el hormigón como para el acero de las armaduras. En los siguientes apartados se presentarán los modelos de los materiales y secciones para columnas y vigas.

4.2.2.1 Modelos de los materiales

Dado que el comportamiento no lineal de los elementos de hormigón armado se halla vinculado directamente con las relaciones no lineales tensión-deformación adoptadas para las fibras de acero y hormigón, reviste gran importancia la precisión de los modelos utilizados para los materiales constitutivos. Las secciones de hormigón armado están compuestas de tres materiales: hormigón no confinado para el recubrimiento, hormigón confinado para el núcleo central y acero para las armaduras.

Las barras de armaduras son representadas utilizando el modelo de material Steel01 de OpenSees. Se trata de un modelo constitutivo para el acero de tipo bilineal con endurecimiento cinemático. Algunos de los parámetros empleados para conformar este modelo son mostrados en la Figura 4.3. Para el acero ADN 420 se asume una tensión de fluencia σ_{sy} de 420 MPa con un módulo de elasticidad de 200 GPa. La resistencia última (σ_{su}) y la deformación específica última (ϵ_{su}) valen 550 MPa y 0.10, respectivamente. La relación de endurecimiento por deformación es tomada como 0.0066.

El hormigón del núcleo, el cual está confinado por las barras de armadura transversal, tiene una relación tensión-deformación diferente en comparación con el hormigón no confinado del recubrimiento. Como es conocido, el confinamiento mejora tanto la resistencia como la ductilidad del hormigón. Por esta razón, se emplearán diferentes modelos de materiales para el hormigón

confinado y el no confinado. Para definirlos, se utiliza el modelo de material de OpenSees concrete01 con diferentes parámetros. Este modelo para el hormigón tiene buen balance entre simplicidad y precisión. Según lo mencionado previamente, las tensiones de tracción en los elementos de hormigón son despreciadas. Para el hormigón no confinado no se considera ninguna tensión residual y la resistencia se anula para un valor de deformación de 0.005. La resistencia a la compresión pico del hormigón no confinado (f'_{c0}) para la clase H25 se toma como 25 MPa, con una deformación unitaria correspondiente de $\epsilon_{c0} = 0.002$. La relación tensión-deformación del hormigón no confinado se presenta en la Figura 4.4.

Para obtener los parámetros correspondientes al hormigón confinado se utilizó el modelo de Mander (1988). Dicho modelo está basado en las siguientes expresiones:

$$f_c = \frac{f'_{cc} x r}{r - 1 + x^r} \quad (4.3)$$

Donde:

f'_{cc} = resistencia a la compresión del hormigón confinado.

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \quad (4.4)$$

Con ϵ_c = deformación longitudinal a compresión en el hormigón.

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{c0} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{c0}} - 1 \right) \right] \quad (4.5)$$

Donde f'_{c0} y ϵ_{c0} = resistencia del hormigón confinado y su correspondiente deformación, respectivamente (se asume $\epsilon_{c0} = 0.002$), y

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (4.6)$$

Donde

$$E_c = 5000 \sqrt{f'_{c0}} \text{ MPa} \quad (4.7)$$

Es el módulo de elasticidad tangente

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\epsilon_{cc}} \quad (4.8)$$

Es el módulo secante

La resistencia a la compresión del hormigón confinado, f'_{cc} , está dada por:

$$f'_{cc} = f'_c \left(1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_l}{f'_c}} - 2 \frac{f'_l}{f'_c} \right) \quad (4.9)$$

En la cual f'_l está dada por:

$$f'_l = \frac{1}{2} k_e \rho_s f_{yh} \quad (4.10)$$

En donde ρ_s = relación entre el volumen de la armadura transversal de confinamiento con respecto al del núcleo de hormigón confinado, f_{yh} = tensión de fluencia de la armadura transversal, k_e = coeficiente de confinamiento.

Para estribos circulares:

$$k_e = \frac{\left(1 - \frac{s'}{2d_{ds}}\right)^2}{1 - \rho_{cc}} \quad (4.11)$$

Donde ρ_{cc} = relación entre el área de la armadura longitudinal con respecto al área del núcleo de la sección, s' = distancia entre los estribos, d_s = diámetro de los estribos.

La deformación específica última por compresión del hormigón confinado se corresponde con la ocurrencia de fractura de la armadura transversal de confinamiento del núcleo. Según Priesley, Calvi y Kowalsky (2007), dicha deformación se determina mediante la siguiente expresión:

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + 1.4 \frac{\rho_s f_{yh} \varepsilon_{su}}{f'_{cc}} \quad (4.12)$$

En esta ecuación, ε_{su} se define como la deformación última en el acero del refuerzo transversal, la cual se especifica con el valor de 0.1 para el ADN420.

En la Figura 4.4, se aprecia también la relación tensión-deformación del hormigón confinado.

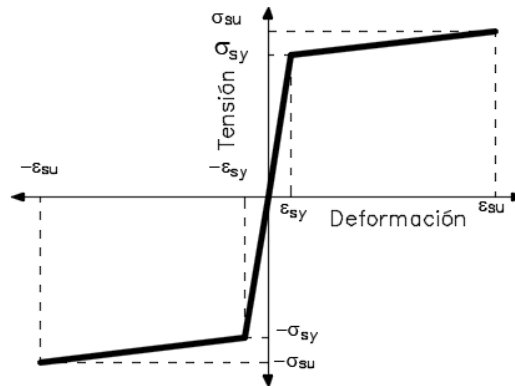


Figura 4.3: Modelo material para el acero de la armadura.

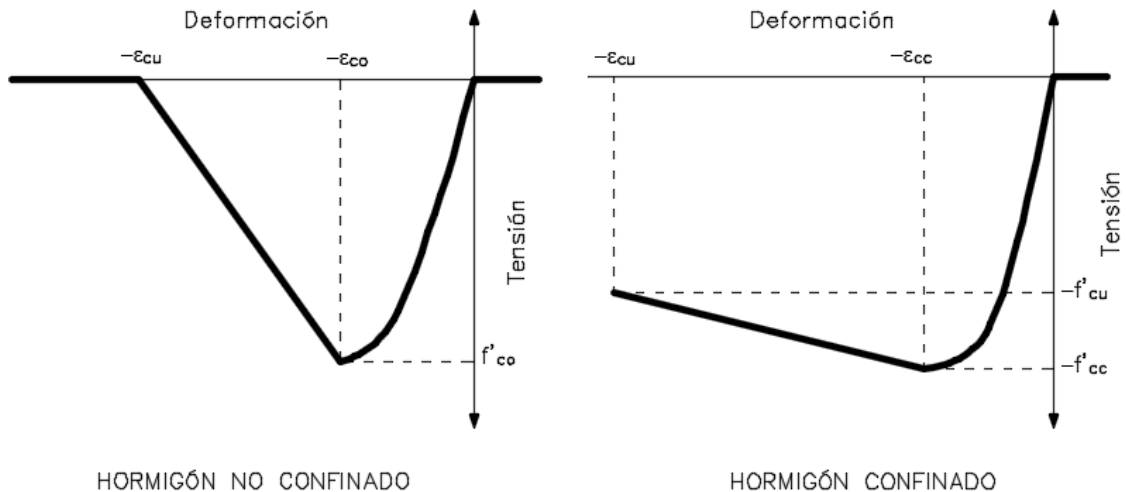


Figura 4.4: Modelos de materiales para el hormigón confinado y no confinado.

A continuación, en figuras 4.5, 4.6 y 4.7, se ofrecen los diagramas de testeo obtenidos para los materiales utilizados: acero, hormigón no confinado y hormigón confinado, respectivamente. Para ello se utilizó el programa STKO basado en OpenSees (Scientific ToolKits for OpenSees) (Petracca M. et al., 2017) mediante aplicación de ciclos de deformaciones con incremento de variación lineal.

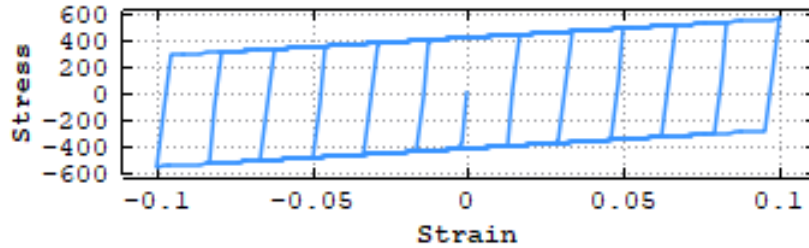


Figura 4.5: Historia de deformaciones para el material Steel01, representativo del acero ADN 420.

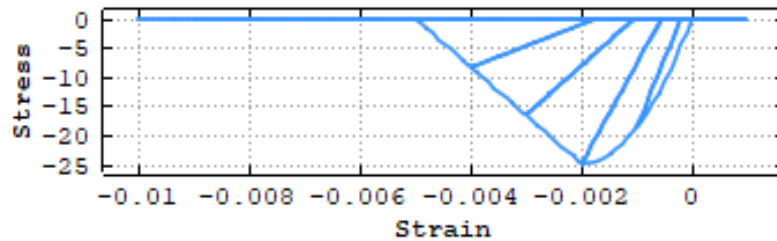


Figura 4.6: Historia de deformaciones para el material Concrete01, representativo del hormigón no confinado.

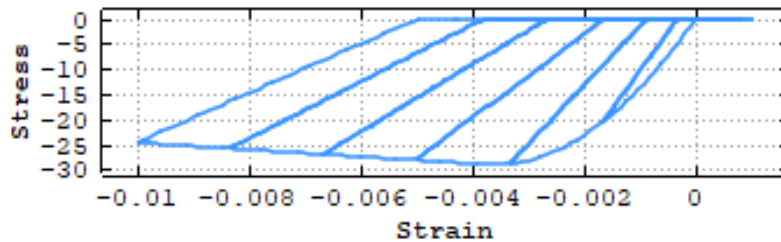


Figura 4.7: Historia de deformaciones para el material Concrete01, representativo del hormigón confinado.

Seguidamente, en Tablas 4.1 a 4.3 se presentan los valores de los parámetros que definen cada uno de los modelos para los materiales, los cuales fueron cargados en el programa.

Tabla 4.1: Valores de los parámetros usados para definición del material Steel01 representativo del acero ADN420.

Parámetro	Descripción	Valor
F_y	Tensión de fluencia	420 [MPa]
b	Relación de endurecimiento (relación entre la pendiente post-fluencia y la inicial elástica)	0.0066
E_0	Módulo de elasticidad	210000 [MPa]

Tabla 4.2: Valores de los parámetros usados para definición del material Concrete01 representativo del hormigón no confinado.

Parámetro	Descripción	Valor
f_{pc}	Resistencia a la compresión en el hormigón a 28 días	25 [MPa]
eps_{c0}	Deformación unitaria en el hormigón correspondiente a la máxima resistencia	0.002
f_{pcu}	Resistencia a la rotura del hormigón	0 [MPa]
eps_U	Deformación unitaria en el hormigón correspondiente a la resistencia de rotura	0.005

Tabla 4.3: Valores de los parámetros usados para definición del material Concrete01 representativo del hormigón confinado.

Parámetro	Descripción	Valor
f_{pc}	Resistencia a la compresión en el hormigón a 28 días	29.14 [MPa]
eps_{c0}	Deformación unitaria en el hormigón correspondiente a la máxima resistencia	0.00365
f_{pcu}	Resistencia a la rotura del hormigón	24.14 [MPa]
eps_U	Deformación unitaria en el hormigón correspondiente a la resistencia de rotura	0.0108

4.2.2.2 Modelos analíticos de columnas y vigas de hormigón armado

Según se comentó, para la generación de los modelos de las pilas se utilizaron elementos de desplazamiento viga-columna en el caso de las vigas como así también elementos con plasticidad concentrada en los extremos para las columnas. Las secciones de dichos elementos están representadas por fibras asociadas a los materiales constitutivos que las componen. Tales fibras permiten la modelación de una sección compuesta constituida por diferentes materiales localizados en distintas ubicaciones de esta. Para propósitos de ilustración se presentan en Figuras 4.8 y 4.9, respectivamente, las discretizaciones de la columna circular y viga cabecera del puente de la clase Vigas de hormigón simplemente apoyadas de tramos múltiples (VH-SATM).

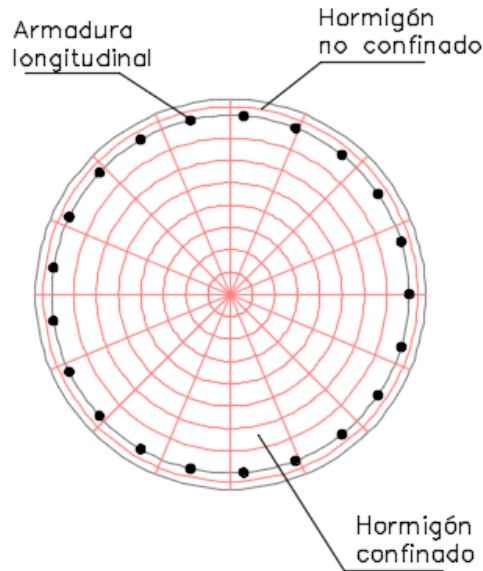


Figura 4.8: Discretización con fibras en columna circular de hormigón armado en puente de la clase VH-SATM.

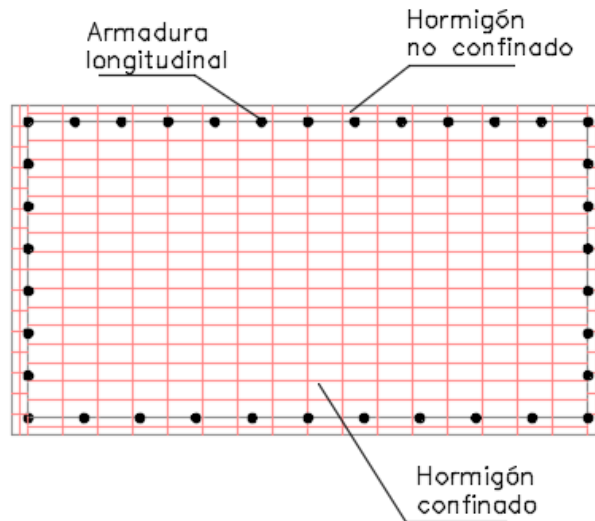


Figura 4.9: Discretización con fibras en viga cabecera de hormigón armado en puente de la clase VH-SATM.

4.2.2.3 Verificación del modelo en columnas

Para verificar el uso apropiado de estos modelos de materiales, asumidos para el hormigón y el acero, se realizó un ensayo numérico de verificación. A estos efectos se utilizaron los resultados de los ensayos experimentales realizados por Kunnath, El-Bahi, Taylor y Stone (Kunnath et al., 1997) en la Universidad de Florida y el NIST (National Institute of Standards and Technology), los cuales estuvieron patrocinados por la FHWA (Federal Highway Administration). En dichos experimentos, los modelos empleados fueron columnas de sección circular que representan un prototipo de las pilas utilizadas en puentes, realizadas a escala 1:4. Las dimensiones del prototipo

son próximas a las del puente de la clase VH-SATM del presente trabajo. El modelo experimental se constituye de una columna de hormigón armado de 0.305 m de diámetro y una altura de 1.525 m, posee una armadura longitudinal de 21 barras de 9.5 mm y estribos en espiral de 4.5 mm de diámetro con una separación de 19 mm.

Para la realización del modelo numérico se utilizó el programa STKO (Petracca M. et al., 2017), que permite realizar el pre-proceso y el postproceso. En Figuras 4.10 y 4.11 se ofrecen los ciclos histeréticos registrados de manera experimental y los obtenidos mediante simulación numérica, respectivamente. Por su parte, en Figura 4.12 se muestra un mapeo superficial de los desplazamientos registrados en la corrida numérica.

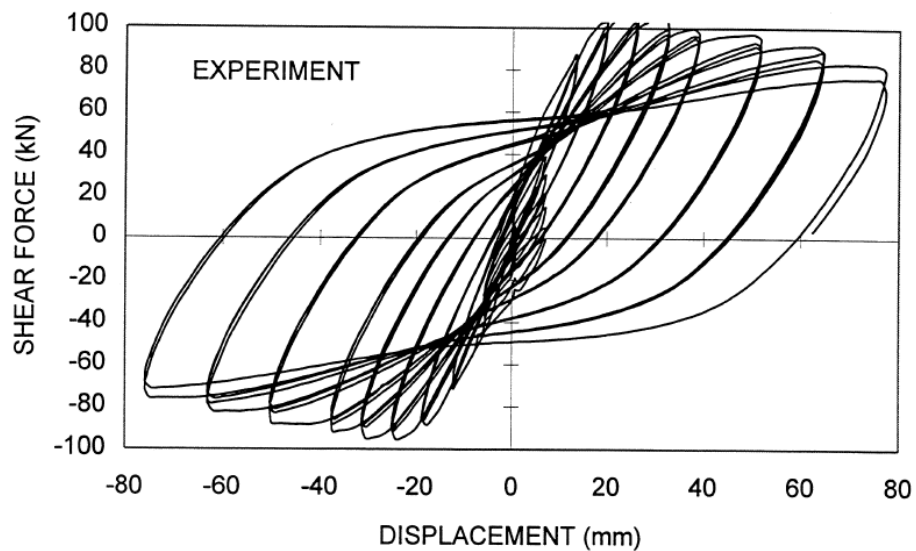


Figura 4.10: Comportamiento histerético del ensayo experimental del modelo de columna (Kunnath et al., 1997).

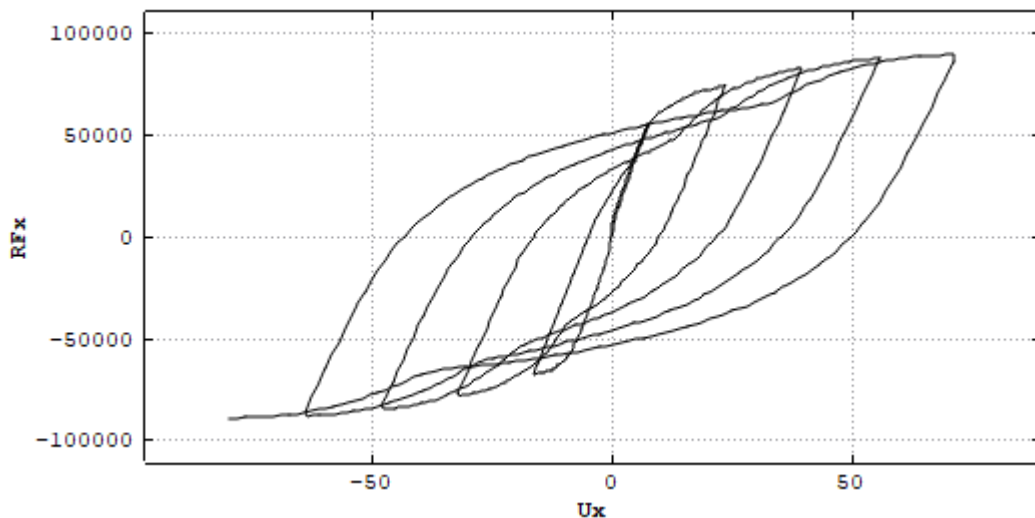


Figura 4.11: Comportamiento histerético de la simulación numérica del modelo de columna en OpenSees, Fuerza en [N] vs Desplazamiento [mm].

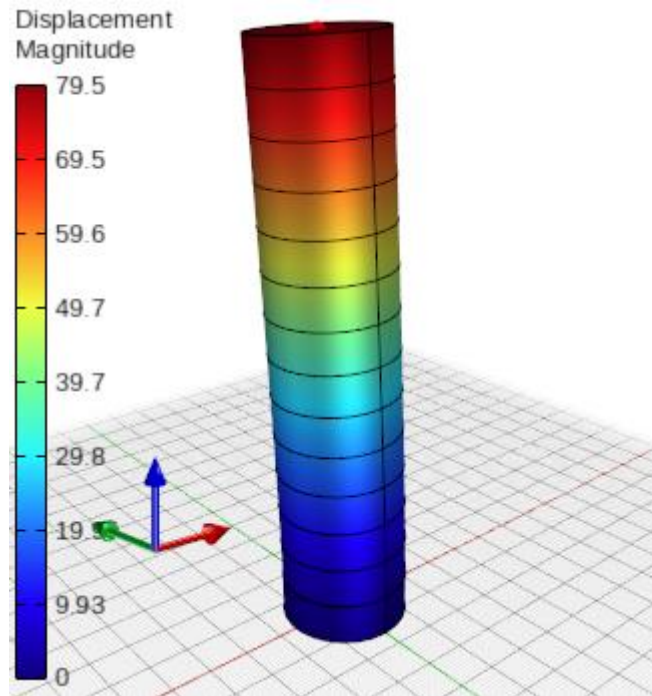


Figura 4.12: Mapeo superficial de desplazamientos en [mm].

Un análisis comparativo permite argumentar que el modelo en OpenSees representa de modo razonable el comportamiento verificado por la vía experimental.

4.2.3 Fundaciones en pilas

Tradicionalmente, no se tomaban en cuenta en los modelos analíticos los efectos de la fundación sobre la respuesta sísmica de los puentes, pero se ha reconocido como un aspecto que contribuye significativamente a la respuesta de todo el sistema (Ma y Deng, 2000). Los modelos analíticos que se han desarrollado desde entonces van desde aquellos muy complejos, basados en elementos finitos que tratan explícitamente la interacción suelo-estructura (método directo), a un enfoque más simplificado que considera los efectos del suelo con un conjunto de simples resortes rotacionales y traslacionales (método de la subestructura) (Wolf, 1985). El método directo puede llegar a ser computacionalmente costoso en el sentido de que estos modelos generalmente contienen un número muy grande de grados de libertad y, por lo tanto, no son adecuados para la gran cantidad de simulaciones requeridas por este estudio. El método de la subestructura es un enfoque más simple, que permite tiempos de análisis más económicos sin dejar de considerar los efectos de la interacción suelo-estructura. Por lo tanto, este método simplificado es el que se utiliza a lo largo de este estudio.

Para describir el comportamiento de las fundaciones se consideran modelos con resorte lineal en las direcciones horizontal y rotacional tal como se indica en Figura 4.13. El movimiento vertical se restringe, dado que en este estudio no se considera dicha componente del sismo.

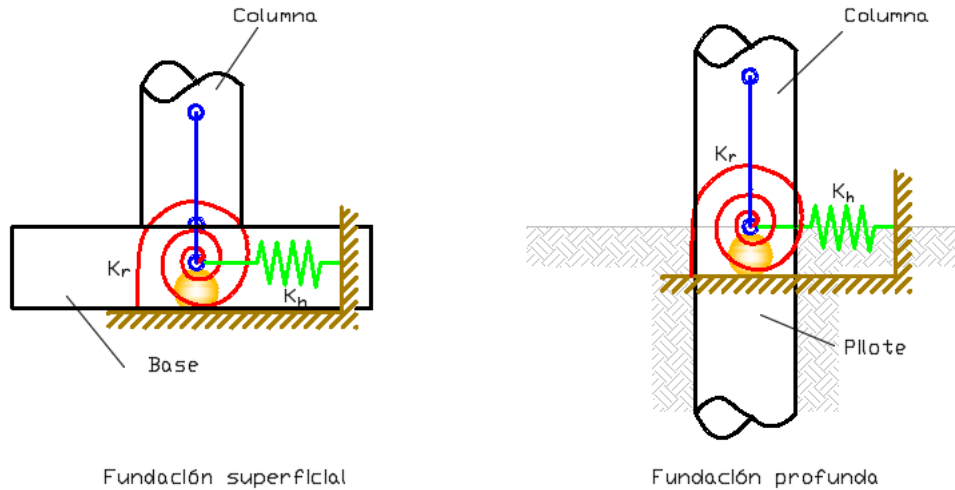


Figura 4.13: Modelos de las fundaciones.

En cuanto a la citada interacción suelo-estructura en la base de las pilas, se presentan situaciones diferentes en ambas clases de puentes estudiadas. Por un lado, el puente de la clase Vigas cajón de hormigón continua de tramos múltiples (VCH-CTM) presenta fundación superficial, en tanto que el puente de la clase Vigas de hormigón simplemente apoyada de tramos múltiples (VHSATM), fundación profunda mediante pilotes.

4.2.3.1 Fundación superficial

Para este tipo de fundación los parámetros de los resortes ubicados al pie de la columna se definen según lo establecido en Buckle et al. (2006). Allí se brindan expresiones obtenidas de soluciones teóricas para una placa rígida apoyada sobre un medio semi-infinito, homogéneo y elástico, las cuales proceden del estudio de Gazetas (1991).

El módulo de corte inicial o de baja deformación durante cargas cíclicas, G_0 , está dado por:

$$G_0 = \frac{\gamma}{g} V_s^2 \quad (4.13)$$

Donde V_s es la velocidad de la onda de corte a pequeñas deformaciones, γ es la densidad del suelo y g es la aceleración debido a la gravedad.

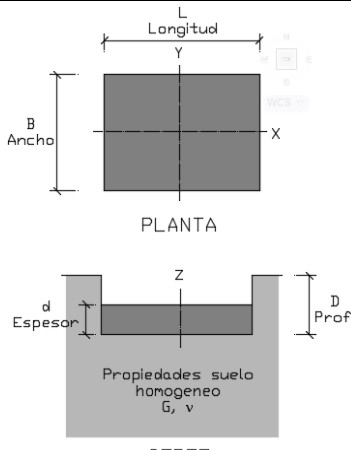
El módulo de corte efectivo del suelo para grandes deformaciones, G , utilizado para hallar los valores de las distintas rigideces, se obtiene a partir del módulo G_0 . Para tomar en cuenta la degradación, dicho módulo efectivo G (módulo secante) resulta de aplicar un factor de reducción al G_0 según el siguiente criterio establecido en Buckle et al. (2006):

Para regiones de sismicidad baja a moderada: $G = 0.5 G_0$, mientras que, para regiones de sismicidad moderada a alta, se recomienda $G = 0,25 G_0$. Esta última relación fue la que se utilizó en este trabajo

En las Tablas 4.4 y 4.5 se ofrecen las expresiones utilizadas para el cálculo de las rigideces. La primera brinda los valores de dichas rigideces para

una placa rígida sobre la superficie de un medio elástico semi-infinito. La segunda, presenta coeficientes de ajuste a aplicar a los anteriores valores para tomar en consideración el efecto de la tapada o profundidad de desplante.

Tabla 4.4: Rigideces sobre superficie para una placa rígida sobre un medio elástico homogéneo y semi-infinito (Gazetas, 1991).

Parámetro de rigidez	Rigidez en placa sobre superficie
Traslación vertical, K_z'	$\frac{GL}{(1-\nu)} \left[0.73 + 1.54 \left(\frac{B}{L} \right)^{0.75} \right]$
Traslación horizontal, K_y' (hacia el lado largo)	$\frac{GL}{(2-\nu)} \left[2 + 2.5 \left(\frac{B}{L} \right)^{0.85} \right]$
Traslación horizontal, K_x' (hacia el lado corto)	$\frac{GL}{(2-\nu)} \left[2 + 2.5 \left(\frac{B}{L} \right)^{0.85} \right] - \frac{GL}{(0.75-\nu)} \left[0.1 \left(1 - \frac{B}{L} \right) \right]$
Rotación, $K_{\theta x}'$ (alrededor del eje x)	$\frac{G}{(1-\nu)} I_x^{0.75} \left(\frac{L}{B} \right)^{0.25} \left(2.4 + 0.5 \frac{B}{L} \right)$
Rotación, $K_{\theta y}'$ (alrededor del eje y)	$\frac{G}{(1-\nu)} I_y^{0.75} \left[3 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.15} \right]$
 <p>1. Determinar la rigidez total, K_i', asumiendo una placa de fundación rígida apoyada sobre la superficie de un medio elástico semi-infinito.</p> <p>2. Ajustar el valor de la rigidez, K_i', debido al efecto de la profundidad de la fundación, multiplicando por factores de soterramiento (ver Tabla 4.2), e_i, obteniendo así la rigidez total soterrada, K_i.</p> <p>$K_i = e_i K_i'$</p>	

Nota: I_x e I_y son los momentos de inercia de la base alrededor de los ejes x e y, respectivamente.

Tabla 4.5: Factores de corrección por soterramiento para rigideces obtenidas en placa rígida sobre un medio semi-infinito elástico y homogéneo (Gazetas, 1991).

Parámetro de rigidez	Factor de soterramiento, e_i
Traslación vertical, e_z	$\left[1 + 0.095 \frac{D}{B} \left(1 + 13 \frac{B}{L} \right) \right] \left\{ 1 + 0.2 \left[\frac{(2L + 2B)}{LB} d \right]^{0.67} \right\}$
Traslación horizontal, e_y (hacia el lado largo)	$\left[1 + 0.15 \left(\frac{2D}{B} \right)^{0.5} \right] \left\{ 1 + 0.52 \left[\frac{\left(D - \frac{d}{2} \right) 16(L + B)d}{BL^2} \right]^{0.4} \right\}$
Traslación horizontal, e_x (hacia el lado corto)	$\left[1 + 0.15 \left(\frac{2D}{L} \right)^{0.5} \right] \left\{ 1 + 0.52 \left[\frac{\left(D - \frac{d}{2} \right) 16(L + B)d}{LB^2} \right]^{0.4} \right\}$
Rotación, $e_{\theta x}$ (alrededor del eje x)	$1 + 2.52 \frac{d}{B} \left[1 + \frac{2d}{B} \left(\frac{d}{D} \right)^{-0.20} \left(\frac{B}{L} \right)^{0.50} \right]$
Rotación, $e_{\theta y}$ (alrededor del eje y)	$1 + 0.92 \left(\frac{2d}{L} \right)^{0.60} \left[1.5 + \left(\frac{2d}{L} \right)^{1.9} \left(\frac{d}{D} \right)^{-0.60} \right]$

Los valores que toman las variables que intervienen en las expresiones presentadas tienen que ver con datos de las propiedades del suelo de fundación y las dimensiones de la base aislada, correspondientes al puente de la clase VCH-CTM. Estos valores se ofrecen en Tabla 4.6.

Tabla 4.6: Valores de las variables usadas para la determinación de las rigideces en la base aislada.

Variable (datos en expresiones)	Valor
Densidad suelo fundación (γ) [t/m ³]	1.8
Velocidad superficial de la onda de corte (V_s) [m/s]	230
Módulo de corte inicial del suelo (G_0) [KN/m ²]	95123
Módulo de corte del suelo (G) [KN/m ²]	23781
Longitud de la base (L) [m]	5.5
Ancho de la base (B) [m]	5.5
Relación de Poisson (ν)	0.35
Momento de inercia de la base alrededor del eje x (I_x) [m ⁴]	76.25
Momento de inercia de la base alrededor del eje y (I_y) [m ⁴]	76.25
Profundidad de fundación (D) [m]	2
Altura de la zapata (d) [m]	0.80

Por aplicación de las expresiones expuestas se obtuvieron los valores de las rigideces de la base, los cuales se ofrecen en Tabla 4.7.

Tabla 4.7: Cálculo de los valores de las rigideces en la base aislada.

Rigideces en superficie	
K_y' [kN/m]	269724
K_x' [kN/m]	269724
$K_{\theta x}'$ [kNm/rad]	2070219
$K_{\theta y}'$ [kNm/rad]	2141606
Coeficientes por soterramiento	
e_y'	1.67
e_x'	1.67
$e_{\theta x}'$	1.49
$e_{\theta y}'$	1.72
Rigideces en la base	
K_y [kN/m]	451002
K_x [kN/m]	451002
$K_{\theta x}$ [kNm/rad]	3079372
$K_{\theta y}$ [kNm/rad]	4901615

4.2.3.2 Fundación profunda

En el caso de las fundaciones mediante pilotes, también se usarán resortes lineales tanto en las direcciones horizontal como en la rotacional. Para la determinación de los valores de las rigideces se aplicará el método ofrecido en el trabajo de Choi (2002), donde para tal propósito se presentan las expresiones de Fang (1999).

En la mayoría de las situaciones prácticas, la respuesta de los pilotes cargados lateralmente (por fuerzas horizontales y momento) es independiente de su longitud. Solo el extremo superior del pilote experimenta un desplazamiento apreciable. Es a lo largo de esta longitud activa, l_c , que la carga impuesta es transmitida al suelo de soporte. Dicha longitud l_c , es del orden de 5 a 10 veces el diámetro del pilote. Fang (1999) presenta la expresión para determinar l_c :

$$l_c = 2d \left(\frac{E_p}{\hat{E}_s} \right)^{0.22} \quad (4.14)$$

Donde \hat{E}_s es el módulo de Young del suelo a una profundidad $z=d$ y d es el diámetro del pilote.

Fang (1999) también presenta fórmulas para calcular las rigideces horizontal y rotacional de un pilote, válidas para longitudes $L > L_c$:

$$K_h = 0.8 d \hat{E}_s \left(\frac{E_p}{\hat{E}_s} \right)^{0.28} \quad (4.15)$$

$$K_r = 0.8 d^3 \hat{E}_s \left(\frac{E_p}{\hat{E}_s} \right)^{0.77} \quad (4.16)$$

Donde:

K_h = Rigidez horizontal del pilote

K_r = Rigidez rotacional del pilote

d = Diámetro del pilote

El módulo de referencia en suelos arenosos varía entre 34.5 Mpa a 68.9 Mpa. En este estudio, siguiendo a Choi (2002), se adopta 34.5 Mpa. El módulo E_p de los pilotes, construidos con H25, es $E_p = 25743$ Mpa, el diámetro $d = 1.50$ m y la longitud de 12.6 m. Con estos datos se calculan la longitud activa y las rigideces horizontal y rotacional, cuyos valores se indican en Tabla 4.8.

Tabla 4.8: Longitud activa y rigideces horizontal y rotacional de pilotes.

Longitud activa, l_c [m]	12.86
Rigidez horizontal, K_h [kN/m]	263873
Rigidez rotacional, K_r [kNm/rad]	2846233

4.2.4 Estribos

Los estribos son uno de los componentes claves de los puentes que afectan su respuesta sísmica. Ellos proveen soporte vertical y asimismo restricciones horizontales a la superestructura, dependiendo de la dirección de la carga en los extremos del puente. Los estribos con muros de ala son estructuras masivas e interactúan con el suelo de relleno más allá del muro pantalla. Por lo tanto, resulta importante la consideración de la interacción suelo-estructura en el modelado de dicho componente. Respecto de ello, existen diversos estudios de investigación disponibles que toman en cuenta las propiedades geométricas básicas del componente y datos reales sobre la respuesta sísmica. Ventura et al. (1995) han realizado investigaciones sobre la determinación de la rigidez del estribo a través de ensayos de vibración sobre los puentes. Goel y Chopra (1997) consideraron un modelo bilineal, obteniendo la capacidad y la rigidez para el sistema suelo-estribo de un puente existente a partir de registros de los movimientos del terreno y mediciones en la estructura durante los sismos. Ellos investigaron la variación de la rigidez del estribo durante los eventos sísmicos tomando en cuenta los diferentes desplazamientos de este. Por otro lado, en cuanto al modelado, Nielson (2005) utilizó una representación multilínea para la relación fuerza-deformación.

Según lo establecido en Shamsabadi et al. (2007), el comportamiento queda representado adecuadamente por una curva; no obstante, resulta válida la simplificación a través de un modelo bilineal equivalente. En Caltrans (2013) se presenta un modelo elastoplástico que se basa en modelos analíticos calibrados por resultados experimentales, utilizándose material de relleno con una compactación relativa de al menos el 95 %. Allí se propone para la rigidez del relleno del terraplén un valor de $K_i = 11.5$ KN/mm/m. Este valor de rigidez

está basado en ensayos de presión pasiva del suelo y en los resultados fuerza-deformación de los ensayos de estribos a escala real realizados en la Universidad de California, en Davis (Romstad et al., 1995). La rigidez del estribo se ajusta de manera proporcional a la altura del muro pantalla (Fig. 4.8) usando la Ecuación 4.17:

$$K_{estr} = K_i w \left(\frac{h}{1.7} \right) \quad (4.17)$$

donde:

w = ancho del muro pantalla del estribo (Fig.4.14).

h = altura del muro pantalla del estribo.

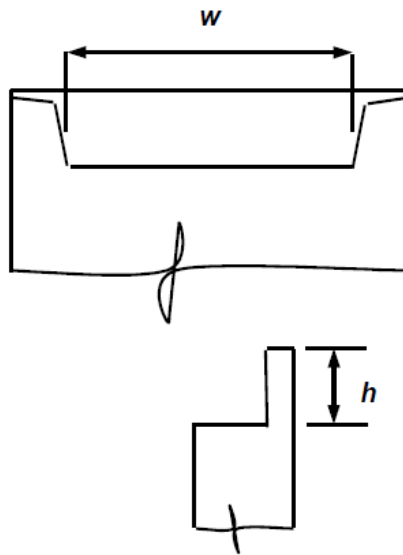


Figura 4.14: Ancho y altura del muro pantalla que intervienen en el cálculo de la rigidez del estribo.

La resistencia última para el modelo analítico del terraplén de relleno está relacionada con la presión pasiva máxima de 239 kPa brindada por Caltrans (2013), la cual está basada en la fuerza estática última obtenida en el ensayo a escala real realizado en UC Davis. La fuerza de fluencia del modelo analítico se calcula usando la Ecuación 4.18, para lo cual es tomado en consideración el factor de proporcionalidad por la altura.

$$F_y = A_e 239 \text{ KPa} \left(\frac{h}{1.7} \right) ; A_e = h w \quad (4.18)$$

Los estribos contribuyen a la rigidez en ambas direcciones del puente, longitudinal y transversal. En la dirección longitudinal, es diferente la respuesta sísmica en los sentidos activo y pasivo (Figura 4.15). En el sentido pasivo, la resistencia esta provista por la presión pasiva del terraplén de relleno y también por los pilotes, en el caso del puente de la clase Vigas de hormigón simplemente apoyada y de tramos múltiples. En el sentido activo, la contribución de la presión activa del suelo no es tomada en consideración en la resistencia del estribo, cuando este es solicitado hacia afuera del suelo de

relleno. Por lo tanto, los pilotes son considerados los únicos componentes del puente que resisten en la dirección activa. En la situación del puente de clase Vigas cajón de hormigón continua y de tramos múltiples, con fundación superficial, solo se considera la resistencia del terraplén en el sentido pasivo. En Figura 4.16 se representa el modelo analítico de la contribución del suelo del terraplén, para cuya definición se utiliza el material elástico perfectamente plástico de OpenSees (uniaxial Material Elastic PP Gap).

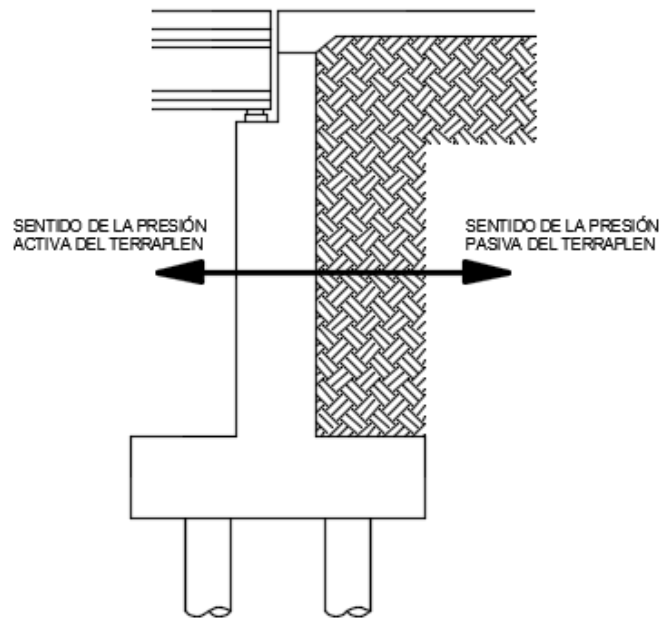


Figura 4.15: Tipos de presión en el suelo y su dirección en el estribo.

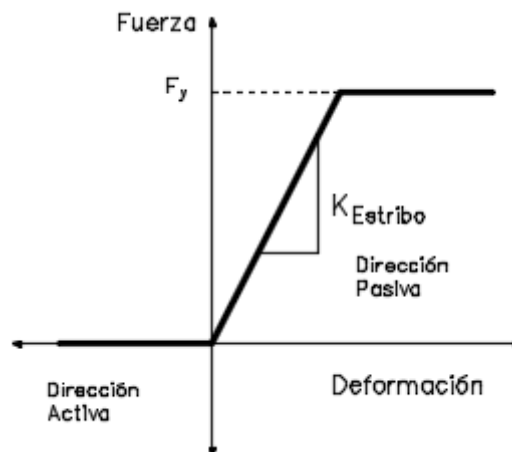


Figura 4.16: Modelo analítico para los resortes ubicados en los estribos. Contribución suelo del terraplén.

En cuanto a los pilotes, que actúan en los sentidos activo y pasivo, conforme a la recomendación de Caltrans (2013), se adopta una rigidez de 7 kN/mm/pilote y una resistencia ultima de 119 kN/pilote, de idéntica manera a lo realizado en el estudio de Nielson (2005). En Figura 4.17 se muestra la relación

bilineal fuerza-deformación adoptada para los mismos. Los resortes que representan los modelos analíticos de la contribución del suelo del terraplén y de los pilotes son conectados en paralelo en la dirección longitudinal del puente.

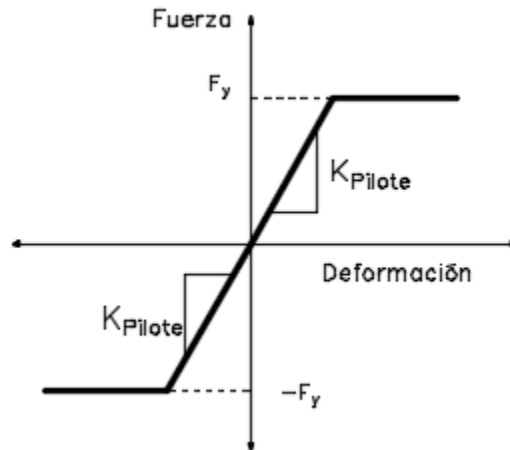


Figura 4.17: Modelo analítico para los resortes ubicados en los estribos. Contribución de los pilotes.

En la dirección transversal se utiliza un criterio conservativo, despreciando la contribución de los muros de ala, con lo que la respuesta del estribo es caracterizada solo por los pilotes (Caltrans, 2013).

A modo de ilustración, en la Tabla 4.9 se ofrecen los valores de rigideces y fuerzas de fluencia para terraplén y pilotes en estribos, en el caso del puente de la clase Vigas de hormigón simplemente apoyadas de tramos múltiples (VH-SATM). En Tabla 4.10, los valores correspondientes para terraplén, en el caso del puente de la clase Vigas cajón de hormigón continua de tramos múltiples (VCH-CTM).

Tabla 4.9: Valores de rigideces y fuerzas de fluencia para terraplén sobre muro pantalla y pilotes en estribos del Puente de clase VH-SATM.

Direcc.	Terraplén (en todo el ancho)		Pilotes (para cada uno)	
	Rigidez $K_{Estribo}$ [kN/m]	Resistencia F_y [kN]	Rigidez K_{Pilote} [kN/m]	Resistencia F_y [kN]
Long.	146050	5160	7000	119
Transv.	-	-	7000	119

Tabla 4.10: Valores de rigideces y fuerzas de fluencia para terraplén sobre muro pantalla en estribos del Puente de clase VCH-CTM.

Direccion	Terraplén (en todo el ancho)	
	Rigidez $K_{Estribo}$ [kN/m]	Resistencia F_y [kN]
Longitudinal	97750	3454
Transversal	-	-

4.2.5 Apoyos

En cuanto a los apoyos elastoméricos, los mismos están interpuestos simplemente entre los componentes de la superestructura y la subestructura sin ningún dispositivo de conexión. Por lo tanto, no se considera ninguna fijación en el modelado de dichos dispositivos y la única fuerza que soporta el elastómero a cargas laterales es la de fricción entre el apoyo y las superficies de contacto con el hormigón. Siendo así, la fuerza horizontal sobre el dispositivo se incrementa en forma proporcional con el desplazamiento debido a la carga sísmica hasta que dicha fuerza de fricción es alcanzada, después de lo cual las deformaciones se producen a fuerza constante. El comportamiento de estos elementos es caracterizado por un modelo elástico perfectamente plástico, tal como se muestra en Figura 4.18.

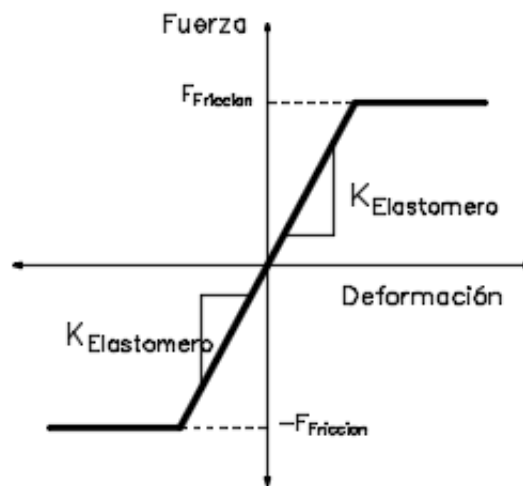


Figura 4.18: Modelo analítico para los apoyos elastoméricos.

La rigidez inicial del apoyo se calcula usando la Ecuación (4.19).

$$K_{apoyo} = \frac{G A}{h_n} \quad (4.19)$$

Donde:

G = Modulo de corte del apoyo elastomérico.

A = Área del apoyo elastomérico.

h_n = Altura neta del elastómero.

El módulo de corte de los elastómeros se especifica de acuerdo con su dureza. En el caso del puente de la clase Vigas de hormigón simplemente apoyadas de tramos múltiples, de las memorias de cálculo pudieron extraerse los siguientes datos:

- Dureza Shore 60
- $G_{\infty} = 800 \text{ kN/m}^2$
- $G_0 = 1200 \text{ kN/m}^2$

Se adopta para ambas clases de puentes, $G = 1000 \text{ kN/m}^2$, el cual representa un valor medio del rango recomendado por AASHTO (2012).

La capacidad de corte última ($F_{\text{fricción}}$) depende del valor de la carga axial sobre los apoyos y del coeficiente de fricción dinámico entre la superficie de contacto entre el hormigón y los elastómeros, el cual según Caltrans (2013) es fijado en 0.40. La fuerza axial de cada apoyo se calcula como la reacción obtenida para el estado de cargas gravitatorias permanentes. Finalmente, la capacidad última de corte ($F_{\text{fricción}}$) de los apoyos resulta de multiplicar la fuerza axial por el coeficiente de fricción dinámico.

La rigidez vertical de los apoyos elastoméricos es muy alta cuando están bajo compresión, por lo cual los mismos transmiten las cargas verticales en el sentido gravitacional como un elemento rígido a los componentes de la subestructura. Sin embargo, carece de rigidez en el sentido hacia arriba, debido a la ausencia de conexión entre la superestructura y la subestructura. Por lo tanto, cuando la fuerza axial sobre el apoyo debida a la carga gravitacional es superada por las cargas sísmicas dirigidas hacia arriba puede tener lugar un levantamiento de la superestructura. El modelado analítico del fenómeno de levantamiento o la pérdida de contacto entre los elementos es difícil de simular debido a problemas numéricos y, comúnmente, la convergencia no se puede satisfacer durante el análisis (Avsar, 2009). Este fenómeno no es tenido en cuenta en el modelo analítico.

En la Tabla 4.11 se ofrecen los valores de rigidez y fuerza de fluencia en dirección longitudinal para cada uno de los elastómeros ubicados en los estribos de los puentes de cada clase.

Tabla 4.11: Valores de rigidez y fuerza de fluencia para elastómeros en estribos en dirección longitudinal.

Puente de la clase	$K_{\text{Elastomero}}$ [kN/m]	F_{Friction} [kN]
VH-SATM	3062	122.5
VCH-CTM	2042	174

4.2.6 Tensores

En DesRoches et al. (2012) se hace referencia a elementos de sujeción constituidos por cables, placas o barras, los cuales son utilizados en la rehabilitación de aquellos puentes sísmicamente deficientes debido a los insuficientes anchos de apoyo disponibles para soportar con seguridad a la superestructura. Fundamentalmente, se diseñan para limitar el movimiento longitudinal de dicha superestructura.

En el presente estudio, en el caso del puente más antiguo, de la clase Vigas cajón de hormigón continua de tramos múltiples (VCH-CTM), se cuenta con tensores antisísmicos dispuestos en cruz de San Andrés sobre ambos estribos para sujetar la superestructura en la dirección transversal. Los mismos están constituidos por barras de acero SAE 4140 de 50 mm de diámetro.

La Figura 4.19 muestra el diagrama tensión deformación adoptado para los tensores. Para una cierta longitud, el desplazamiento de fluencia se calcula por medio de la ecuación (4.20). Se utilizan elementos de longitud nula

caracterizados por el comportamiento elástico perfectamente plástico. Para tal propósito, dado que solo trabajan a tracción, se emplea el modelo elástico perfectamente plástico con un gap igual a cero.

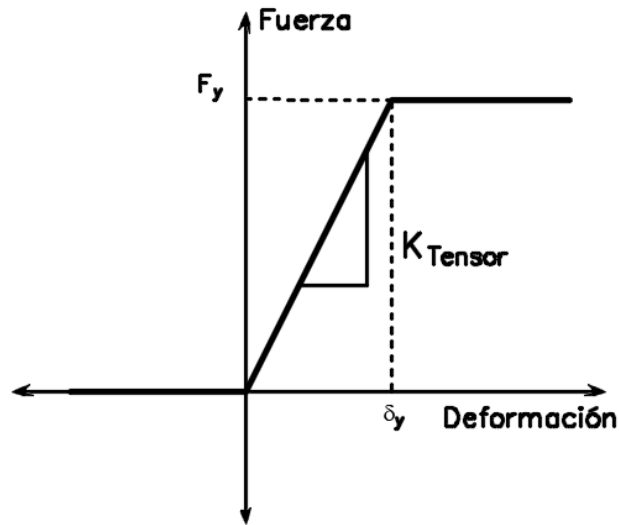


Figura 4.19: Respuesta Fuerza-deformación de los tensores.

$$\delta_y = \frac{F_y L}{A_s E} \quad (4.20)$$

Donde F_y es la fuerza de fluencia; L , la longitud del tensor; A_s , la sección transversal; E : módulo de elasticidad.

En la Tabla 4.12 se presentan los parámetros que definen el modelo. La fuerza de fluencia se obtiene de lo que figura en planos, mientras que el módulo de elasticidad, de catálogo.

Tabla 4.12: Valores de rigidez, fuerza de fluencia y desplazamiento de fluencia para los tensores.

Puente de la clase	Rigidez K_{Tensor} [kN/m]	Fuerza de fluencia F_y [kN]	Desplazamiento de fluencia δ_y [m]
VCH-CTM	74575	1346	0.018

4.2.7 Elementos de impacto

Los componentes de la superestructura y subestructura de los puentes no están unidos monolíticamente, ni en la dirección longitudinal ni en la transversal, existiendo juntas con un cierto espacio en medio. La apertura y cierre de juntas de dilatación entre los componentes del puente introducen discontinuidades y no linealidades que afectan el recorrido de las cargas y consecuentemente la respuesta dinámica de estas estructuras. Al cerrarse las juntas, tiene lugar el fenómeno de martilleo entre los componentes contiguos, lo

cual se modela por medio de elementos de impacto. Dicho elemento representa el efecto del impacto entre la superestructura y el muro pantalla del estribo en la dirección longitudinal, mientras que en la dirección transversal simula el martilleo entre la superestructura y las llaves de corte, tanto en pilas como en estribos. En las Figuras 4.20 y 4.21 se indica la ubicación de estos elementos. Tanto las llaves de corte como el muro pantalla del estribo se consideran elementos de sacrificio en el puente, los cuales son diseñados para actuar como un fusible estructural en el sistema para proteger los componentes de la subestructura y de la fundación bajo la acción de terremotos severos. De esa manera, se disipa la energía en tales elementos, con lo cual la demanda sísmica sobre dichos componentes disminuye. Asimismo, es mucho más fácil y rentable reparar la parte superior de la subestructura que los pilotes o su cabezal en caso de afectación, por ejemplo.

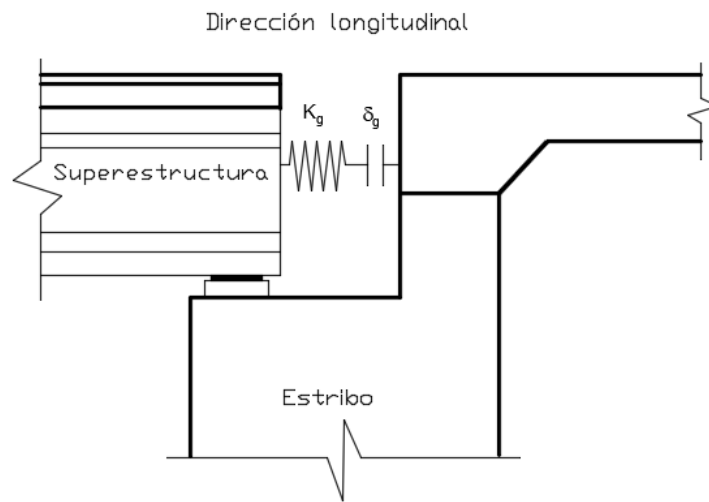


Figura 4.20: Ubicación de elemento de impacto en muro pantalla.

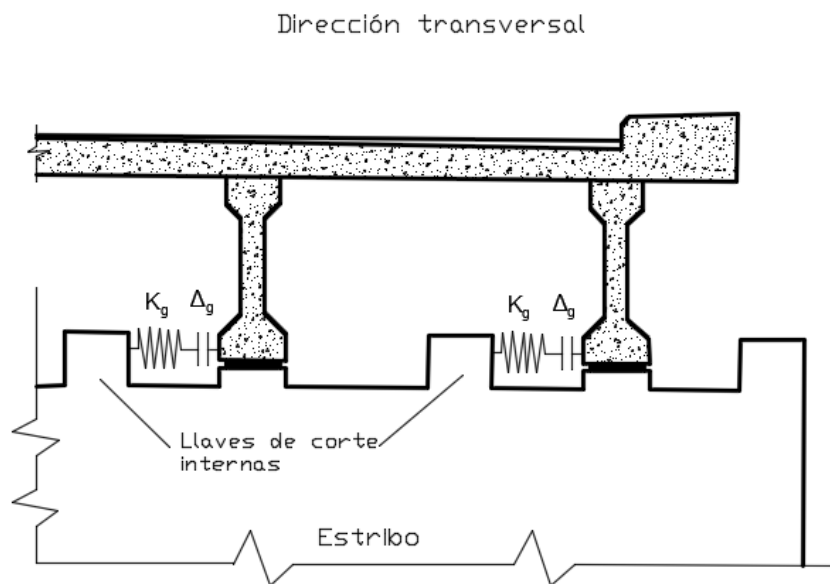


Figura 4.21: Ubicación de elementos de impacto en llaves de corte.

En el modelo analítico se contempla el cierre del espacio entre los elementos (gap). Una vez que estos toman contacto comienza a manifestarse la rigidez, que lo hace hasta un cierto valor de fuerza para el cual el elemento de sacrificio ha llegado a su máxima capacidad, en cuyo caso ya no atraen ninguna fuerza adicional y se supone que elemento sostiene una fuerza constante conforme al aumento de desplazamiento. Esta es la forma considerada por Avsar (2009) para estos modelos analíticos, la cual significó una modelación más realista respecto de los criterios seguidos por Kim y Shinozuka (2003) y Banerjee y Shinozuka (2007), donde no se consideraba la fluencia y se asumía un comportamiento elástico lineal de estos elementos luego del cierre del gap. Muthukumar (2003) para el caso de elementos de impacto y Megally et al. (2002) en materia de las llaves de corte han propuesto modelos más complejos para representar la respuesta de estos dispositivos. Aquí, nuevamente en este trabajo, con el propósito de evitar problemas de convergencia y de tener menor costo computacional, se seguirán lineamientos simplificados.

El efecto de martilleo es representado por la relación fuerza-deformación mostrada esquemáticamente en la Fig. 4.22, utilizándose un elemento de longitud nula con material elástico perfectamente plástico con gap (apertura). Para este estudio se adoptaron los parámetros típicos hallados para este tipo de elementos en cuanto a los valores de rigidez y fuerza de fluencia, los cuales fueron extractados del trabajo de Avsar (2009). Para las distancias de apertura, tanto en la dirección longitudinal como transversal, se adoptó 30 mm, valor tomado de los planos. En Tabla 4.13 se ofrecen dichos valores de los parámetros referidos.

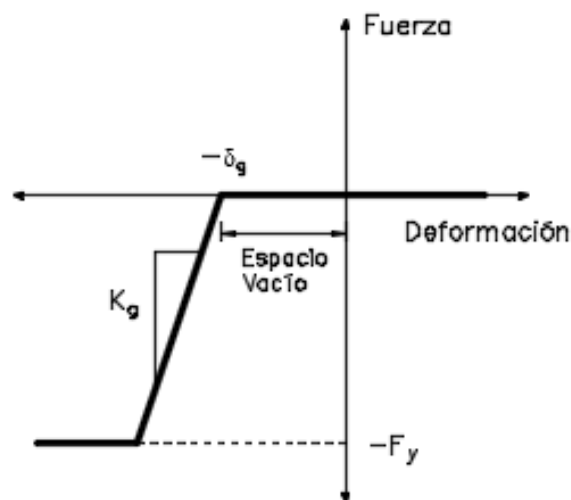


Figura 4.22: Modelo analítico de las llaves de corte.

Tabla 4.13: Parámetros del modelo analítico de elementos de impacto.

	Elementos de impacto entre componentes del puente	
	Superestructura-Muro pantalla estribo	Superestructura-Llaves de corte
Dirección	Longitudinal	Transversal
δ_g [mm]	30	30
Kg [kN/m]	Rigidez por corte y flexión del muro pantalla del estribo 150000	Rigidez por corte y flexión de llaves de corte 3400000
Fy [kN]	Capacidad última por corte y flexión del muro pantalla del estribo 250	Capacidad última por corte y flexión de las llaves de corte 1600

4.3 Algunas respuestas de los modelos

Para el caso del puente de la clase Vigas cajón de hormigón continua de tramos múltiples (VCH-CTM), el análisis de valores propios arrojó un periodo fundamental " T_1 " de 1.25 segundos y forma modal con desplazamientos en el sentido longitudinal, según se ve en Figura 4.23. El periodo del segundo modo de vibración " T_2 " resulta en 0.91 segundos y forma modal transversal (Figura 4.24). Para el puente de Vigas de hormigón simplemente apoyadas y de tramos múltiples (VH-SATM), " T_1 " resulta en 0.78 segundos con forma modal longitudinal (Figura 4.25) y " T_2 " igual a 0.37 segundos con forma modal transversal (Figura 4.26).

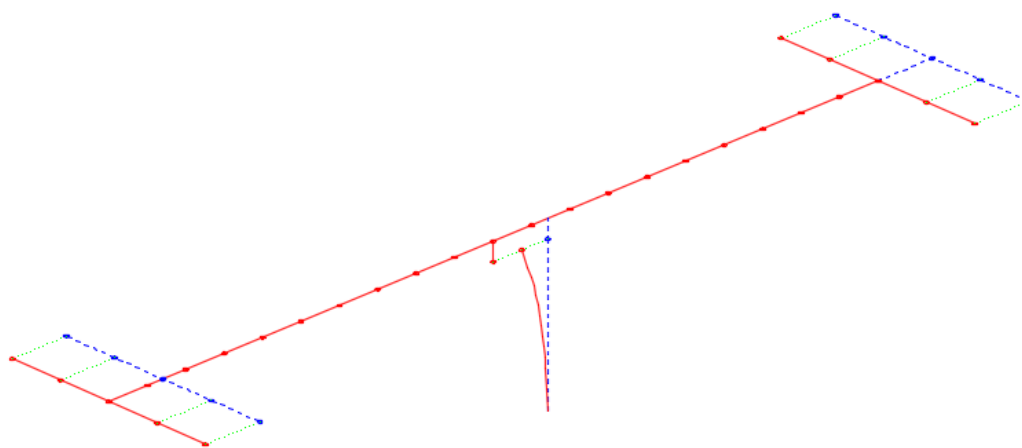


Figura 4.23: Primer modo de vibración en puente de la clase VCH-CTM.

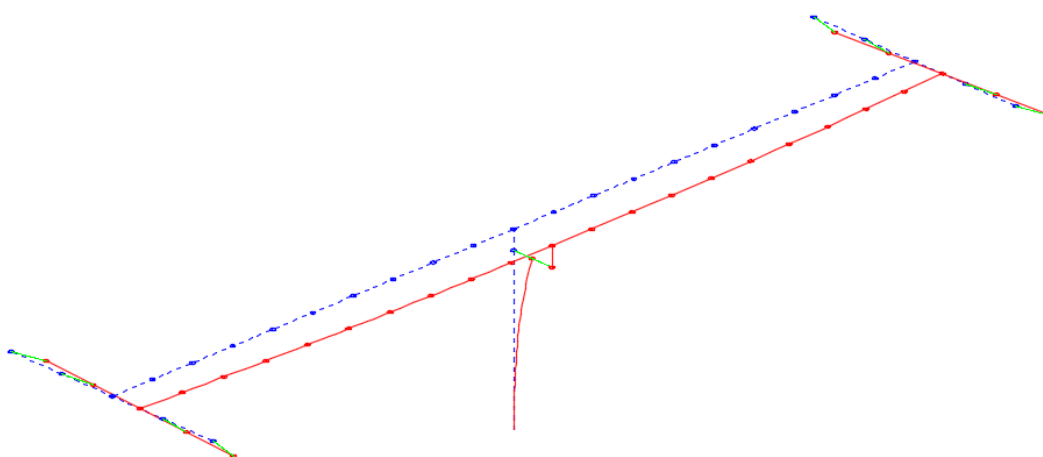


Figura 4.24: Segundo modo de vibración en puente de la clase VCH-CTM.

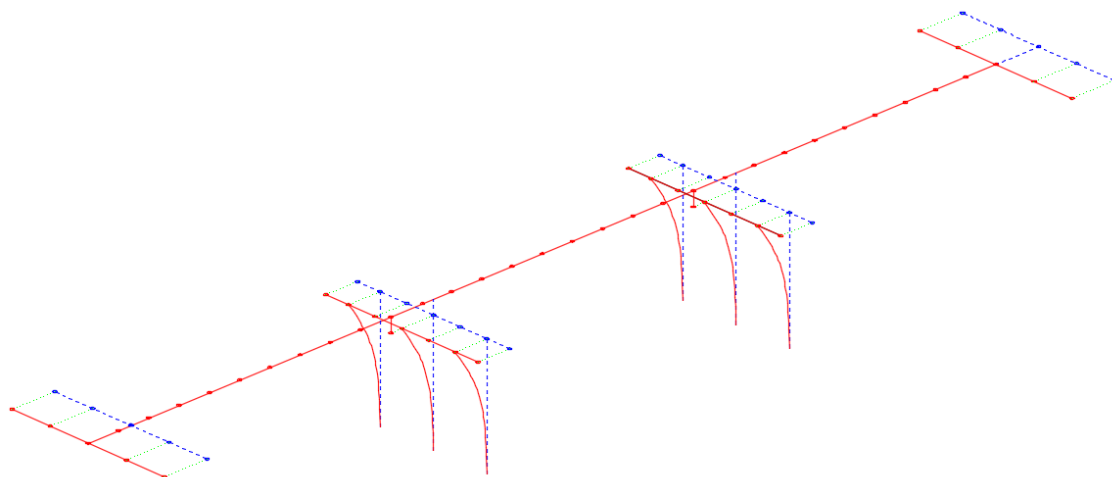


Figura 4.25: Primer modo de vibración en puente de la clase VH-SATM.

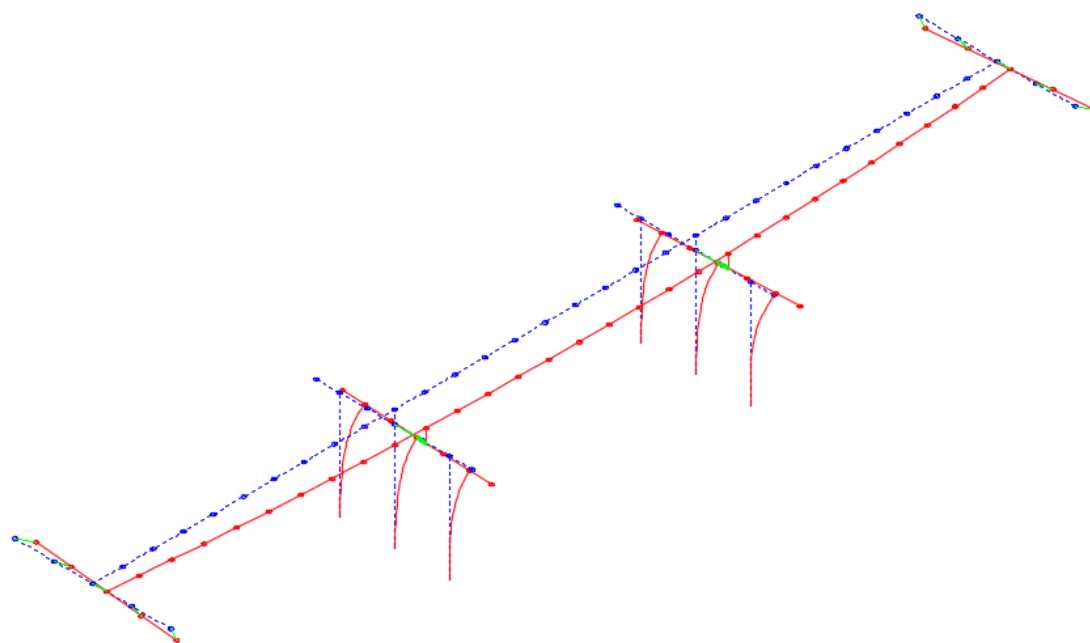


Figura 4.26: Segundo modo de vibración en puente de la clase VH-SATM.

Con el propósito de brindar ilustración y de fomentar la comprensión del desempeño sísmico, a continuación, se presentan las respuestas de distintos componentes bajo la acción de uno de los sismos del conjunto establecido para el estudio. Se trata del sismo identificado como 334_2 designado como “Coalinga-01”, ocurrido en 1983, registrado en la estación “zona de falla 1 de Parkfield”, de magnitud 6.36, tipo de falla inversa, medido a 41 km de esta. Para visualizar las respuestas, se muestran seguidamente distintos diagramas que resultan de la acción de la componente H1 del sismo (designada como COW000).

Para ambos puentes se ofrecen en primer lugar los diagramas momento-curvatura, resultantes de aplicar esta componente del sismo en dirección longitudinal y transversal. Las Figuras 4.27 y 4.28 corresponden al puente de la clase Vigas cajón continua de tramos múltiples, mientras que las 4.34 y 4.35, a la clase Vigas de hormigón simplemente apoyada de tramos múltiples.

En Figuras 4.29 y 4.36 se presentan los desplazamientos longitudinales registrados en la superestructura, para las clases VCH-CTM y VH-SATM, respectivamente. Por su parte, siguiendo el mismo orden, en las Figuras 4.30 y 4.37 están representadas respuestas longitudinales de los estribos. Igualmente, en Figuras 4.31 y 4.38 se muestran los diagramas que representan el comportamiento de los elastómeros, también en sentido longitudinal. Las Figuras 4.33 y 4.39, ofrecen las respuestas por impacto en sentido longitudinal del puente. La Figura 4.32 muestra el diagrama del tensor transversal para el caso del puente de la clase VCH-CTM. En tanto que la Figura 4.40 exhibe el diagrama representativo del comportamiento de las llaves de corte transversales para el caso del puente de la clase VH-SATM.

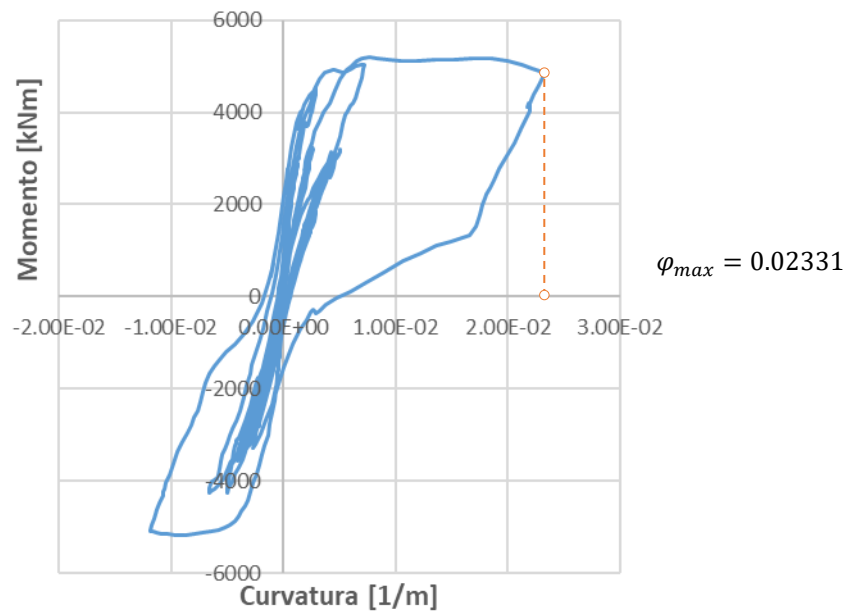


Figura 4.27: Diagrama Momento-Curvatura en dirección longitudinal para columna de pila en puente de la clase VCH-CTM.

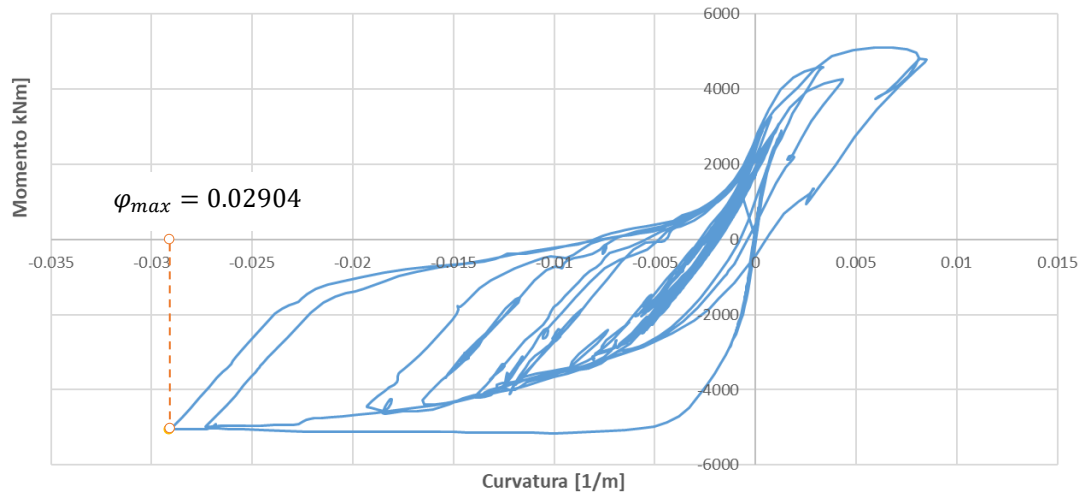


Figura 4.28: Diagrama Momento-Curvatura en dirección transversal para columna de pila en puente de la clase VCH-CTM.

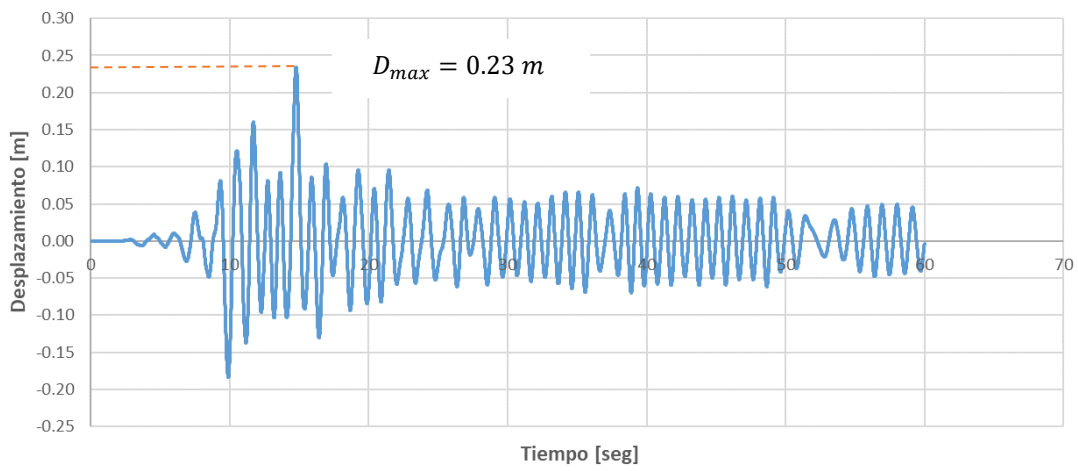


Figura 4.29: Desplazamientos de la superestructura en dirección longitudinal para puente de la clase VCH-CTM.

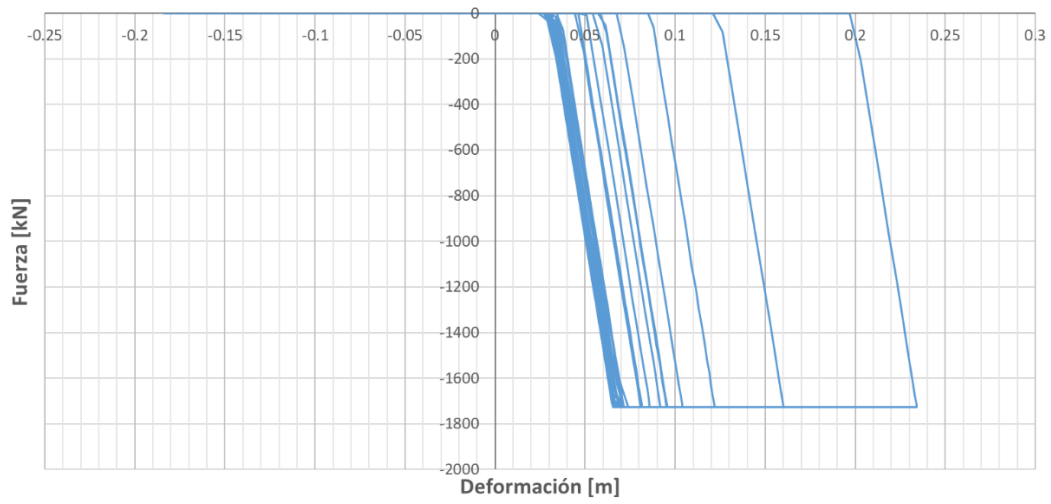


Figura 4.30: Respuesta del estribo en puente de la clase VCH-CTM.

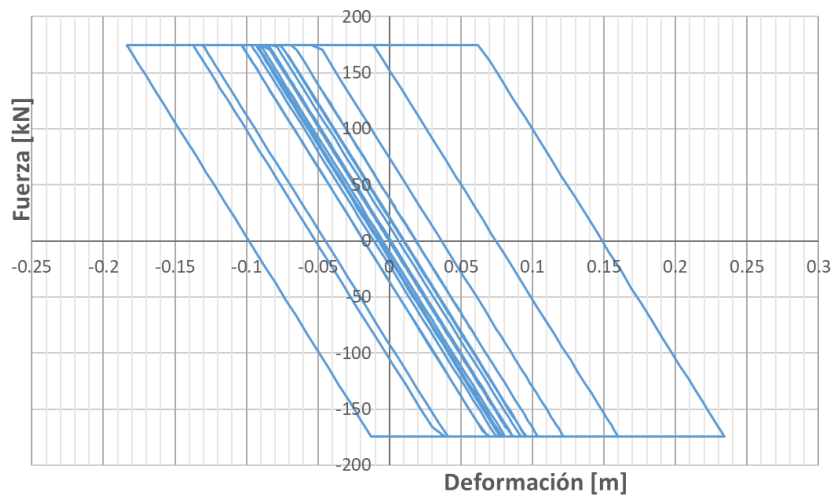


Figura 4.31: Respuesta de elastómero en estribo de puente de la clase VCH-CTM.

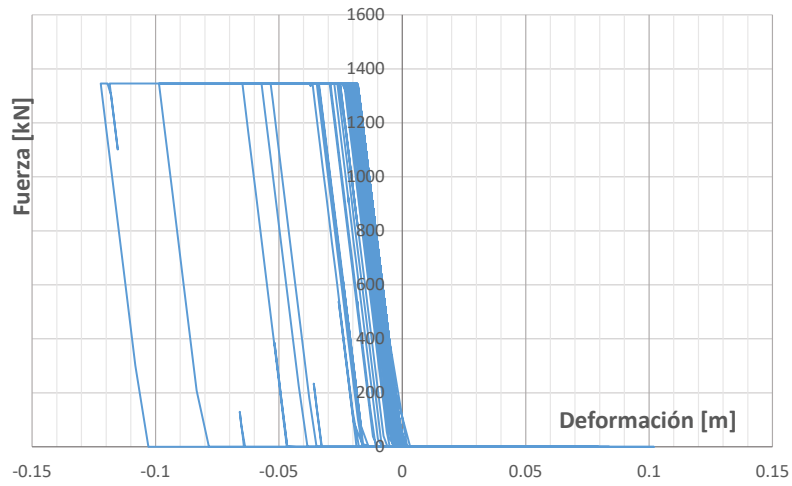


Figura 4.32: Respuesta del tensor en estribo en la dirección transversal para clase VCH-CTM.

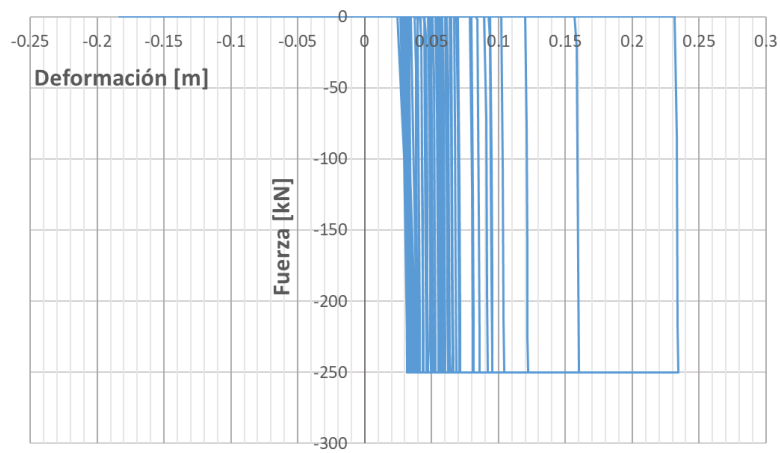


Figura 4.33: Respuesta de elemento de impacto en estribo en dirección longitudinal en puente de la clase VCH-CTM.

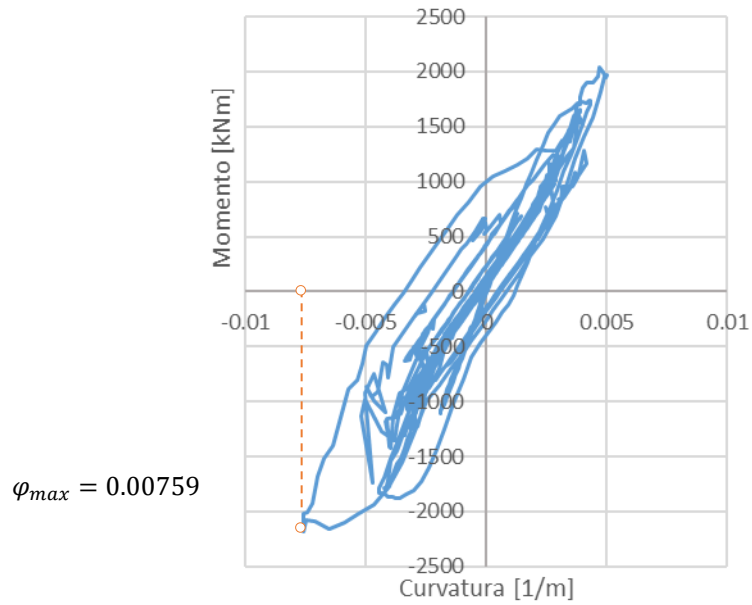


Figura 4.34: Diagrama Momento-Curvatura en dirección longitudinal para columna de pila en puente de la clase VH-SATM.

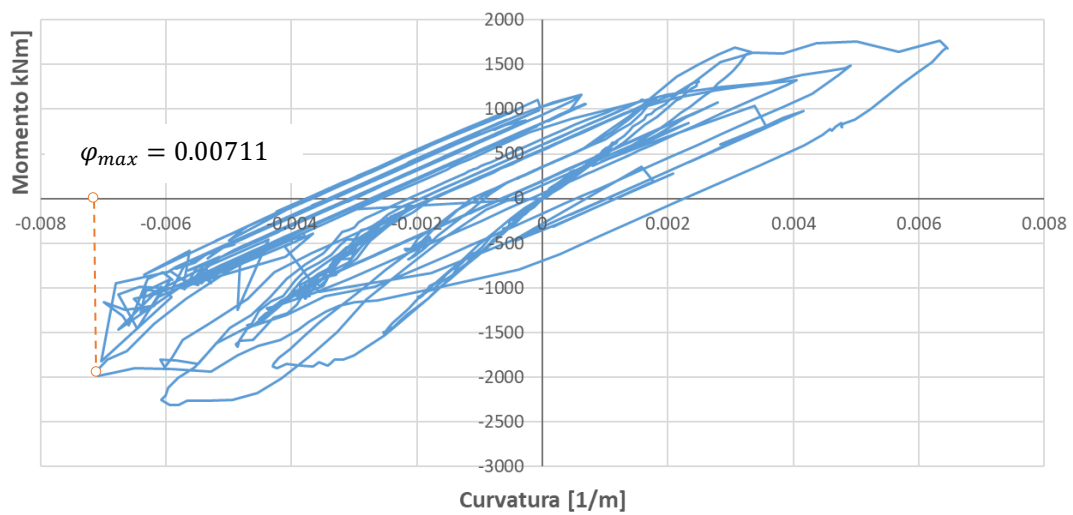


Figura 4.35: Diagrama Momento-Curvatura en dirección transversal para columna de pila en puente de la clase VH-SATM.

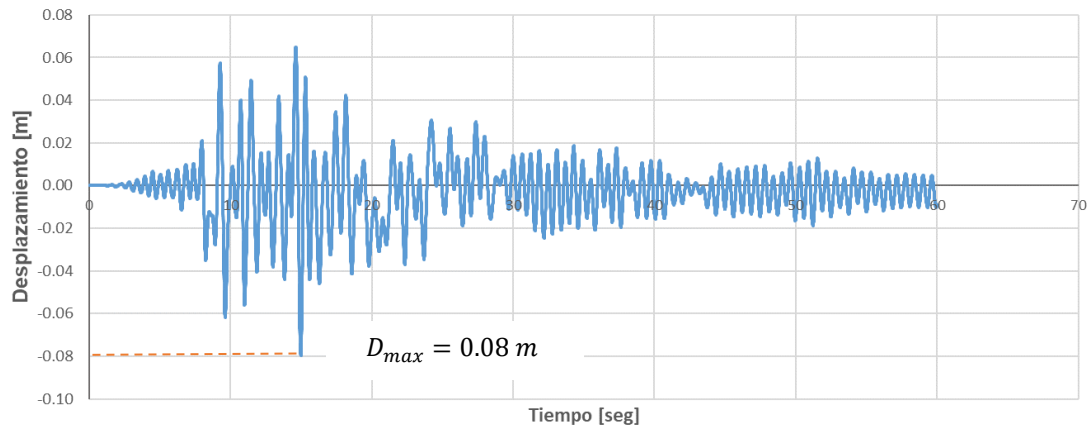


Figura 4.36: Desplazamientos de la superestructura en dirección longitudinal para puente de la clase VH-SATM.

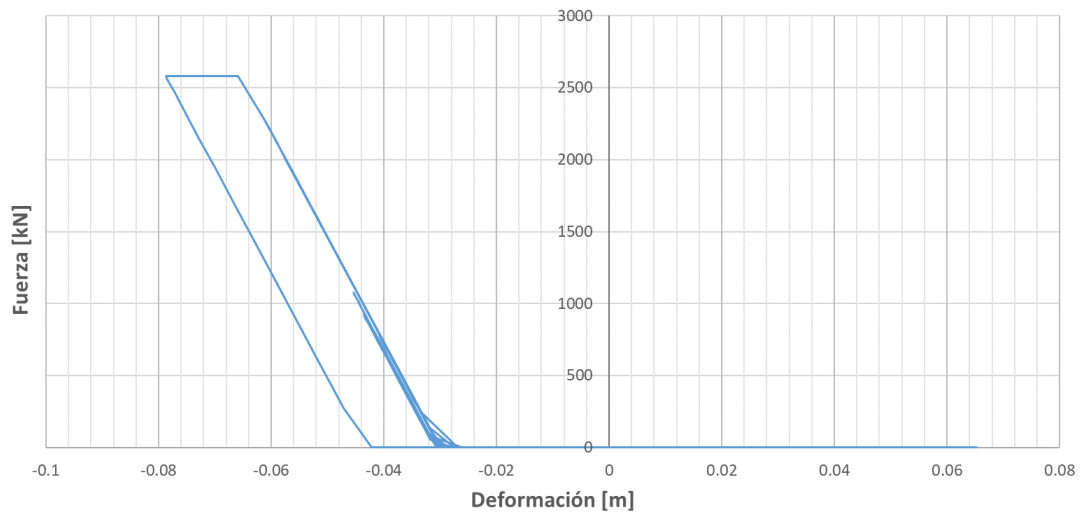


Figura 4.37: Respuesta del estribo en puente de la clase VH-SATM.

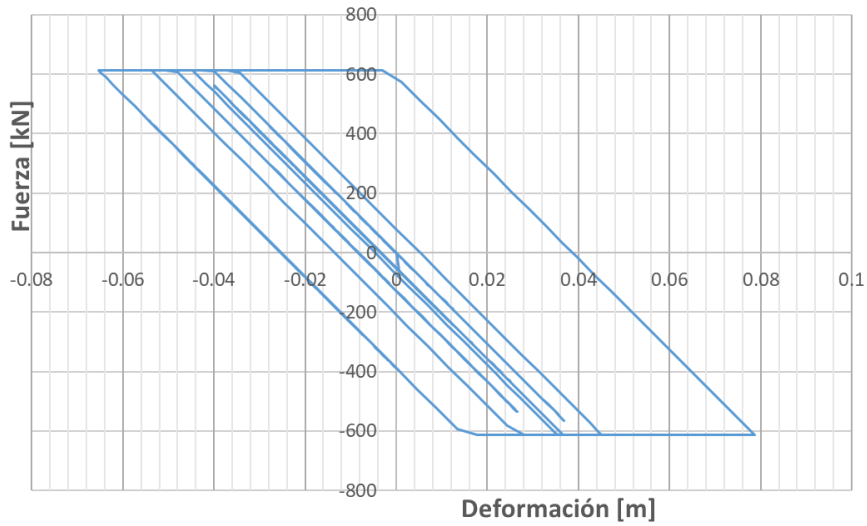


Figura 4.38: Respuesta de elastómero en estribo de puente de la clase VH-SATM.

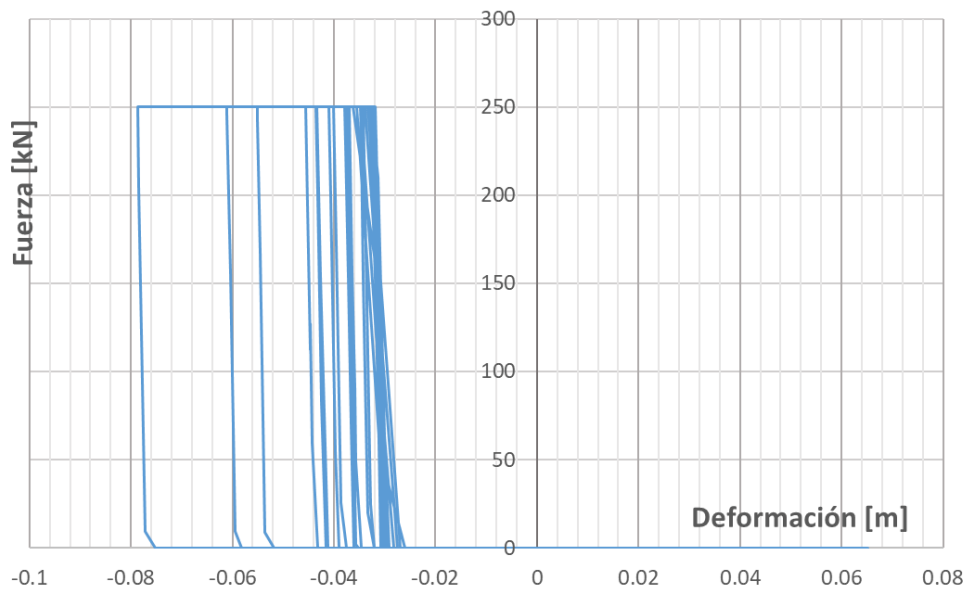


Figura 4.39: Respuesta de elemento de impacto en estribo en dirección longitudinal en puente de la clase VH-SATM.

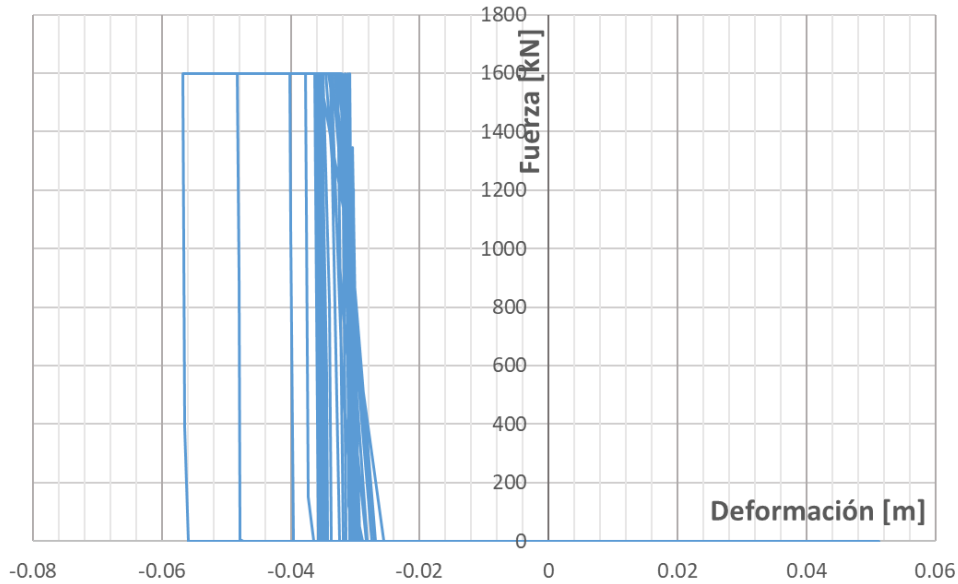


Figura 4.40: Respuesta de llaves de corte en estribo en dirección transversal en puente de la clase VH-SATM.

Estas respuestas determinísticas de los modelos muestran a las claras la incursión en el comportamiento no lineal de los distintos componentes. En un primer análisis de dichas respuestas, obtenidas en particular para el registro señalado, se aprecia que se tienen valores de curvatura en columna y de desplazamiento en superestructura, en el sentido longitudinal, del orden del triple para el puente de la clase VCH-CTM en comparación con el otro. Esto tiene que ver con distintos factores:

- La conformación estructural más endeble en el caso del puente de la clase VCH-CTM, una sola pila con única columna.
- La mayor rigidez del sistema suelo de relleno pilotes en el puente de la clase VH-SATM.
- Otro hecho desfavorable para la respuesta del puente de la clase VCH-CTM lo constituye el mayor peso propio de la superestructura, superior en aproximadamente un 34 %.

En Saracho et al. (2019), donde se presentó una metodología determinística de evaluación de la vulnerabilidad sísmica aplicada a los mismos puentes típicos, fueron señalados estos análisis de resultados.

Con el propósito de presentar un respaldo a los estudios realizados se presentan dos Apéndices más al cuerpo de la Tesis. En primer lugar, con vistas a indagar la influencia de distintos parámetros en la variación del periodo de las estructuras estudiadas, se ofrece en Apéndice A un estudio paramétrico llevado a cabo sobre los modelos estructurales. Los aspectos investigados son los siguientes:

- Consideración del incremento de la resistencia y rigidez en los materiales constitutivos de la subestructura.

- Influencia de la flexibilidad en las fundaciones. Modelación de pilotes y utilización de curvas p-y.

Por otro lado, en Apéndice B, se presenta una discusión sobre la influencia de la componente vertical del sismo y sus efectos sobre las estructuras de los puentes.

CAPÍTULO 5

ESTADOS LÍMITES DE DAÑO

5.1 Generalidades

La determinación de los parámetros de daño y sus correspondientes estados límites es uno de los pasos significativos en el desarrollo de las curvas de fragilidad analíticas. Los estados límites de daño en puentes tienen una influencia directa sobre la confiabilidad de las curvas de fragilidad, las cuales representan la probabilidad de alcanzar o exceder un estado de daño específico bajo un sismo determinado y permiten indagar sobre el nivel de desempeño de los puentes. Por lo tanto, se necesitan especificar estados límites realistas para obtener curvas de fragilidad confiables y así llegar a una estimación razonable de su nivel de desempeño sísmico. Un estado límite puede definirse como el punto de desempeño más allá del cual la estructura no logra satisfacer el nivel de performance especificado. Con mayor detalle, se puede decir que cada estado límite de daño tiene también una interpretación funcional y operacional. Varias definiciones cualitativas y cuantitativas de límites para diferentes estados de daño en puentes están disponibles en estudios previos. Fundamentalmente, el daño estructural está relacionado a la deformación del puente y sus componentes. La mayoría de las definiciones de estados de daño son especificadas en términos de las respuesta locales y globales, las cuales pueden ser expresadas como parámetros de demanda ingenieril (PDI). Los PDI locales son utilizados para ciertos componentes estructurales, mientras que los globales son considerados para la estimación de la respuesta estructural global. Se debe poner atención especial en la selección de los PDI apropiados para definir los estados límites de daño, de manera de obtener curvas de fragilidad confiables. La premisa es que los mismos deberán tener buena correlación con los daños sísmicos de los puentes. Dichos daños son representados por la respuesta sísmica en términos del PDI seleccionado, el cual es usado tanto en el cálculo de la capacidad como de la demanda de los componentes del puente.

El daño físico de los puentes debido a las acciones sísmicas será representado con un número suficiente de estados límites de daño, los cuales serán cuantificados por los PDI adoptados. Aunque las definiciones cualitativas de dichos estados límites para puentes están disponibles en diferentes códigos y estudios, no ocurre lo mismo con las definiciones cuantitativas. La definición de tales estados límites de daño para los diversos componentes de los puentes o del sistema como conjunto no constituye una tarea trivial. Dichas definiciones representan una de las principales fuentes de incertidumbre involucradas en la obtención de las curvas de fragilidad debido a la subjetividad puesta en juego en el proceso.

5.2 Parámetros de daño

La mayor parte de los trabajos refieren a los estados de daño sísmico empleados en el paquete de evaluación de pérdidas HAZUS de la Administración Federal del Manejo de Emergencias de los Estados Unidos (FEMA, 2003). Dichos estados, que son descriptos cualitativamente allí y se presentan en Tabla 5.1, son los siguientes: leve, moderado, significativo y completo.

Tabla 5.1: Definiciones de estados de daño según HAZUS (FEMA, 2003).

Leve/Menor	Fisuración menor y desconchamiento en estribos, fisuras en llaves de corte en estribos, desconchamiento menor y fisuras en articulaciones, desconchamiento menor en las columnas (daños que requieren solamente de reparaciones menores) o fisuración menor en el tablero.
Moderado	Situación en la que cualquier columna experimenta fisuración (fisuras por corte) y desconchamiento moderados (la columna todavía se presenta estructuralmente sana), movimiento moderado del estribo (menor de 2"), fisuración y desconchamiento extensos de las llaves de corte, asentamiento moderado de la losa de aproximación.
Severo	Cualquier degradación en columnas sin colapso -falla por corte- (las columnas se presentan estructuralmente inseguras), movimiento residual significativo en las conexiones, asentamientos importantes en la aproximación, inclinación vertical de los estribos, asentamientos diferenciales en las conexiones, falla en las llaves de corte en los estribos.
Completo	Situación en la que cualquier columna colapsa y acontece una pérdida de soporte que puede llevar al inminente colapso de la superestructura; inclinación de la subestructura debido a la falla de la fundación.

Para la generación de las curvas de fragilidad se requieren definir umbrales para cada estado de daño, los cuales están asociados a la capacidad. Para ello se consideran distintos parámetros de demanda ingenieril (PDI): Curvatura o desplazamiento en columnas de las pilas, corte en estos elementos y desplazamiento relativo del tablero para evaluación del posible desbancado o caída.

En un trabajo patrocinado por CALTRANS (DesRoches et al., 2012), se consideran dos de los mencionados PDI: Ductilidad por Curvatura en columnas de las pilas y desplazamiento relativo del tablero. Allí se brindan las siguientes definiciones generales de los límites de estados de daño, designándose como Umbrales de Daño en Componentes (UDC):

UDC-0 (Daños estéticos): Umbral tomado como parámetro de desempeño, más allá del cual ocurren daños estéticos de los componentes. La reparación asociada está principalmente destinada a la restauración estética.

UDC-1 (Daño funcional reparable menor): Umbral más allá del cual se requieren reparaciones significativas para restaurar la funcionalidad del componente.

UDC-2 (Daño funcional reparable mayor): Umbral más allá del cual se requieren reparaciones extensas para restaurar la funcionalidad del componente.

UDC-3 (Reemplazo del componente): Umbral más allá del cual el reemplazo del componente resulta probablemente más rentable que restaurar la funcionalidad de este.

En Tabla 5.2 se presentan los distintos umbrales que limitan los estados de daño en componentes.

Tabla 5.2: Umbrales que limitan los distintos estados de daño.

Umbrales de daño	UDC-0	UDC-1	UDC-2	UDC-3
Estados de daño en componentes	Ningún daño	Daños estéticos	Daño funcional reparable menor	Daño funcional reparable mayor
		LEVE	MODERADO	SEVERO
				Reemplazo del componente
				COMPLETO

Las demandas sísmicas sobre los componentes del puente para el parámetro de daño de interés son obtenidas a partir de los análisis dinámicos no lineales llevados a cabo. Los valores de la demanda junto con las respectivas capacidades especificadas para cada límite de daño serán usados posteriormente en el desarrollo de las curvas de fragilidad analíticas. Por lo tanto, los límites de daño cuantitativos se especificarán en detalle para cada parámetro de daño considerado. En este estudio resultaron determinantes los siguientes:

- Curvatura en columnas.
- Corte en columnas.
- Desplazamiento relativo de la superestructura para evaluar su pérdida de apoyo.

5.2.1 Estados límites de daño por curvatura en columnas

Tal como se señaló, en el trabajo de Desroches et al. (2012) uno de los PDI utilizados es la ductilidad por curvatura. La misma se determina según la ecuación 5.1.

$$\mu_{\varphi} = \frac{\varphi_{max}}{\varphi_{Fluencia}} \quad (5.1)$$

Donde:

μ_{φ} = Ductilidad por curvatura.

φ_{max} = Curvatura máxima alcanzada durante la respuesta.

$\varphi_{Fluencia}$ = Curvatura correspondiente a la primera fluencia de las barras de armadura longitudinal.

A modo ilustrativo, para aclarar conceptos y visualizar la relación entre la ductilidad por curvatura y la de desplazamiento (también muy utilizada como PDI), se presentan a continuación una serie de expresiones e ilustración

correspondiente.

La ductilidad por curvatura en las columnas puede ser calculada usando como parámetros: la ductilidad de desplazamiento, la altura de la columna y asimismo la longitud de la rótula plástica, mediante el empleo de las formulaciones derivadas de las Ecuaciones (5.2) a (5.9) (Priestley et al., 1996). Los parámetros empleados en las Ecuaciones (5.2), (5.3) y (5.4) se muestran esquemáticamente en Figura 5.1 para una columna Cantilever. La formulación propuesta por Priestley et al. (1996) para la determinación de la longitud de la articulación plástica, Ecuación (5.9), es utilizada en los cálculos.

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{\Delta_p + \Delta_y}{\Delta_y} = 1 + \frac{\Delta_p}{\Delta_y} \quad (5.2)$$

$$\Delta_y = \frac{\Phi_y \cdot L^2}{3} \quad (5.3)$$

$$\Delta_p = (\Phi_u - \Phi_y) \cdot L_p \cdot (L - 0.5 \cdot L_p) \quad (5.4)$$

$$\mu_{\Delta} = 1 + \frac{(\Phi_u - \Phi_y) \cdot L_p \cdot (L - 0.5 \cdot L_p)}{\frac{\Phi_y \cdot L^2}{3}} \quad (5.5)$$

$$\mu_{\Delta} - 1 = \left(\frac{\Phi_u - \Phi_y}{\Phi_y} \right) \cdot \frac{3L_p}{L} \cdot \left(1 - 0.5 \frac{L_p}{L} \right) \quad (5.6)$$

$$\mu_{\Delta} - 1 = (\mu_{\Delta} - 1) \cdot \frac{3L_p}{L} \cdot \left(1 - 0.5 \frac{L_p}{L} \right) \quad (5.7)$$

$$\mu_{\Phi} = 1 + \frac{\mu_{\Delta} - 1}{\frac{3L_p}{L} \cdot \left(1 - 0.5 \frac{L_p}{L} \right)} \quad (5.8)$$

$$L_p = 0.08L + 0.022f_{ye}d_{bl} \geq 0.044f_{ye}d_{bl} \quad (f_{ye} [MPa]) \quad (5.9)$$

Donde:

μ_{Δ} = ductilidad de desplazamiento.

Δ_u = desplazamiento último.

Δ_y = desplazamiento de fluencia.

Φ_u = curvatura última.

Φ_y = curvatura de fluencia.

μ_{Φ} = ductilidad por curvatura.

L_p = longitud de rótula plástica.

d_{bl} = diámetro de la armadura longitudinal.

f_{ye} = tensión de fluencia de diseño para la armadura longitudinal.

L = distancia desde la sección crítica de la articulación plástica al punto de inflexión.

L se toma como la altura de la columna para el caso de pila constituida por columna simple. En tal situación, dado que se trata de un sistema estructural cantiléver, el desarrollo de la articulación plástica toma lugar solo en el extremo

inferior de la columna. Esto también resulta válido para las columnas alrededor de su eje débil, como en las pilas constituidas por múltiples columnas (dirección longitudinal del puente). No obstante, en este último caso con respecto del eje fuerte, en dirección transversal al puente recto, las columnas y vigas cabeceras conforman un sistema aporticado. En este sistema las articulaciones plásticas se pueden desarrollar en ambos extremos de las columnas, superior e inferior. Debido a la flexibilidad de las vigas cabeceras, las articulaciones plásticas se desarrollarán primero en el extremo inferior de las columnas con el punto de inflexión que se ubicará más cerca del nudo superior de las mismas. Por simplicidad, dicho punto de inflexión se asume que se producirá a mitad de altura de la columna para su eje fuerte; en tal caso, la distancia L a usar en la Ecuación (5.9) se toma como la mitad de la altura de la columna.

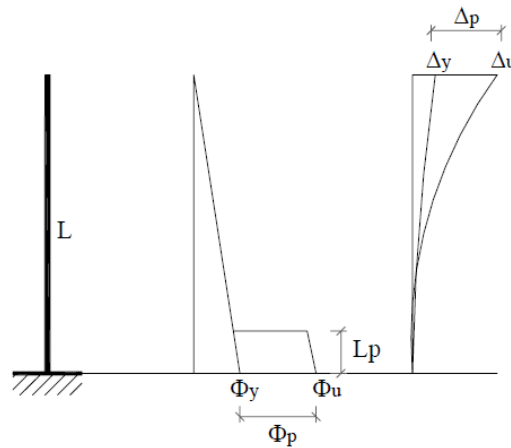


Figura 5.1: Distribución de curvaturas y desplazamientos en una columna Cantilever.

Según se indicó, los umbrales para cada estado de daño están asociados a la capacidad, más precisamente a la mediana de la capacidad. Esta variable estadística, designada como (C_m), intervendrá en las expresiones a desarrollarse en el siguiente capítulo.

Se destaca el trabajo llevado a cabo por Hwang et al. (2001), el cual es tomado como marco referencial en la mayoría de las publicaciones sobre fragilidad sísmica de puentes. En el mismo, se propusieron umbrales para los distintos estados de daño que se corresponden con los descritos cualitativamente por HAZUS para puentes típicos de la zona sísmica de New Madrid (valle del Mississippi), centro-este de los Estados Unidos. Así, para el caso de los valores de las medianas de las ductilidades de desplazamiento, se tiene: 1.0, 1.2, 1.76 y 4.76, que corresponden a los estados de fluencia, fisuración, desconchamiento y pandeo de la armadura longitudinal, respectivamente. Por otro lado, Nielson (2005) empleó en sus estudios las ductilidades por curvatura equivalentes a las adoptadas por Hwang et al. (2001), con valores: 1.0, 1.58, 3.22 y 6.84, respectivamente.

En la Figura 5.2 se muestra la relación Momento-Curvatura en columnas, indicándose la aproximación bilineal elasto-plástica y los distintos umbrales de daño referidos.

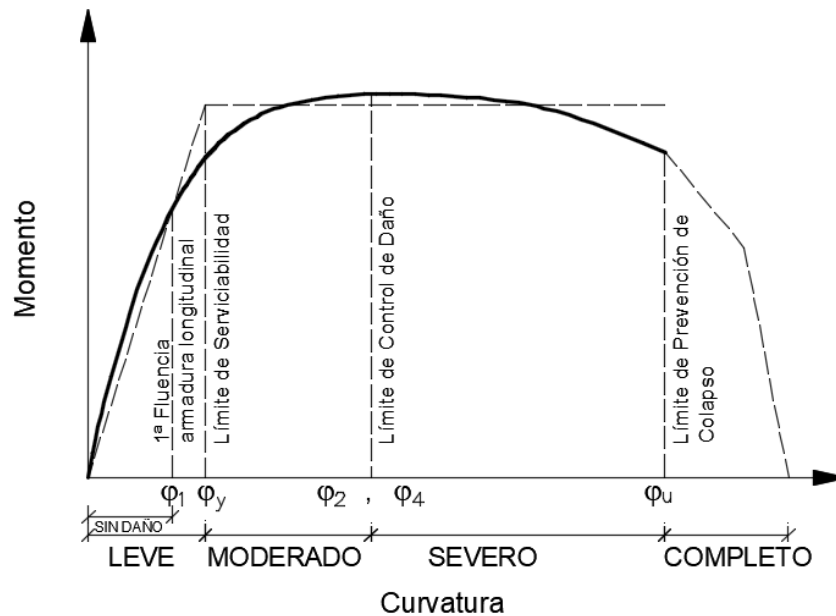


Figura 5.2: Diagrama Momento-Curvatura en columnas. Umbrales de daño.

A continuación, se brinda una mayor precisión sobre dichos umbrales o estados límites de daño en columnas:

- Primera fluencia de armadura longitudinal (UDC-0): ϕ_1 .
- Límite de serviciabilidad (UDC-1): curvatura de fluencia, ϕ_y .
- Límite de control de daño (UDC-2): ϕ_2 , curvatura correspondiente a una deformación específica de la fibra externa del hormigón de 0.002 para el caso de la presencia de empalmes por yuxtaposición de armaduras longitudinales en la zona de formación de rótulas plásticas. Curvatura ϕ_4 , ídem, para la situación donde no se presentan dichos empalmes, con una deformación específica de 0.004.
- Límite de prevención de colapso (UDC-3): ϕ_u , curvatura asociada a valores de la deformación específica última, ya sea de la armadura longitudinal o de la fibra extrema del hormigón confinado, o también la curvatura correspondiente al momento que acusa una disminución del 20 % del máximo alcanzado (Priestley et al., 2007).

Una vez disponibles las medianas de la capacidad (C_m), luego se necesita estimar la variabilidad o dispersión de la distribución de esta. El coeficiente de variación (COV), cuando se trabaja con una variable simple, se define como la relación entre la desviación estándar y la media de la distribución. Generalmente, los valores más bajos del COV se corresponden con una baja dispersión de la variable. Dado que dicho COV es desconocido para la distribución de la capacidad, se lo adopta por contemplación de ciertas hipótesis. Así, Nielson (2005) asumió que para los estados de daño ligero y moderado se tome un valor de COV de 0.25, que corresponde a una variación relativamente baja. Para el caso de los estados de daño severo y completo se tomó un valor de 0.5, que corresponde a un nivel alto de variación. Por otro lado, Dusicka y Roberts (2011), en lugar de un salto abrupto en los valores usaron un incremento gradual de la

variabilidad de manera tal que dicho COV para los estados de daño leve, moderado, severo y completo fue de: 0.25, 0.33, 0.42 y 0.5, respectivamente. Se asume que el incremento en la dispersión para los estados de daño más marcados se corresponde con el más acentuado comportamiento no lineal de los componentes del puente, lo cual está asociado, por ende, con el hecho de que resulta más difícil modelar el verdadero comportamiento para los más altos niveles de daño.

5.2.2 Estado límite de daño por corte en columnas

El esfuerzo de corte en las columnas se considera otro parámetro para la cuantificación de los estados límites de daño. La falla por corte representa un modo de ruptura de tipo frágil, resultando en un colapso repentino de los elementos de hormigón armado. En tal situación de modo de falla frágil, dado que el colapso total ocurre cuando la capacidad de corte es excedida por la demanda de corte sísmico, solo se define el estado límite de prevención de colapso (UDC-3) para este tipo de sollicitación en las columnas.

Según Buckle et al. (2006), la resistencia a cortante de elementos estructurales de hormigón armado que han sufrido agrietamiento se reduce por la actuación de cargas cíclicas y el incremento de las curvaturas en las articulaciones plásticas. En consecuencia, se definen dos estados de resistencia al corte:

1. V_i , resistencia al corte inicial, y
2. V_f , resistencia al corte final.

La diferencia entre los dos estados se debe al deterioro del hormigón a medida que la carga cíclica progresa, con una reducción de la capacidad al corte por la contribución del hormigón, V_c . Dicha contribución disminuye debido a la presencia de grietas de tracción y a la fluencia de las barras longitudinales. Las expresiones para las resistencias al corte inicial y final, respectivamente, se dan en las siguientes secciones.

5.2.2.1 Resistencia al corte inicial, V_i

La resistencia al corte inicial, V_i , está dada por:

$$V_i = V_s + V_p + V_{ci} \quad (5.10)$$

Donde:

V_s = contribución a la resistencia por corte provista por la acción de reticulado de la armadura,

V_p = contribución provista por acción de arco (puntal), y

V_{ci} = contribución provista por campo de tracción diagonal en el hormigón.

Cada una de estas contribuciones se detalla a continuación.

La resistencia al corte suministrada por la acción de reticulado en la armadura está dada por:

$$V_s = A_v f_{yh} \frac{D''}{s} \cot \theta \quad (5.11)$$

donde:

A_v = Área de corte provista por la armadura transversal:

= $\pi A_{bh} / 2$ para columnas circulares

A_{bh} = Área de la barra que conforma el estribo

f_{yh} = tensión de fluencia de las barras de estribos

D'' = Diámetro de los estribos o del espiral (medido entre centros de las barras),

s = distancia longitudinal entre estribos,

Θ = Ángulo del plano principal de rotura (Kim y Mander, 1999), dado por:

$$\tan\Theta = \left(\frac{1.6\rho_v A_e}{\Lambda\rho_t A_g} \right)^{0.25} \geq \tan\alpha \quad (5.12)$$

Λ = Factor de condición de apoyo:

= 2 para condición empotrado-empotrado, y

= 1 para condición empotrado articulado.

A_e = Área de corte efectiva (asumida como el 80 % del área bruta, A_g),

ρ_t = relación del área total de armadura longitudinal al área neta de la sección de la columna

= A_{st} / A_g

ρ_v = relación volumétrica de armadura transversal

= $\rho_s / 2 = 2 A_{bh} / sD''$ para columnas circulares

$\tan\alpha$ = ángulo biela:

= jd/L

jd = brazo de palanca interno del elemento de compresión de hormigón, y

L = longitud de la columna.

La resistencia al corte aportada por la acción de arco está dada por:

$$V_p = \frac{\Lambda}{2} P \tan\alpha \quad (5.13)$$

Donde Λ es el factor de condición de apoyo definido anteriormente, P es la carga axial sobre el elemento (solo compresión) y $\tan\alpha$ es el ángulo de la biela ya comentado.

La resistencia al corte aportada por campo de tracción diagonal en el hormigón

es:

$$V_{ci} = 0.3\sqrt{f'_{ce}}A_e \quad (5.14)$$

Donde A_e es el área efectiva igual a $0.8A_g$.

5.2.2.2 Resistencia al corte final, V_f

La resistencia final al corte está dada por:

$$V_f = V_s + V_p + V_{cf} \quad (5.15)$$

En esta ecuación, V_s y V_p son los mismos términos que se definieron anteriormente, mientras que V_{cf} es la resistencia final al corte aportada por el hormigón, la cual es reducida por contemplación de la plastificación, el agrietamiento y los efectos de carga cíclica acontecidos. La misma está dada por:

$$V_{cf} = 0.05\sqrt{f'_{ce}}A_e \quad (5.16)$$

5.2.3 Estados límites de daño por desplazamiento de la superestructura

El desplazamiento de la superestructura en ambos ejes ortogonales del puente es considerado otros de los parámetros para la cuantificación de los estados límites de daño. Debido al movimiento de la superestructura, el puente puede experimentar distintos niveles de daño sísmico. El asentamiento y el desfase vertical de un tramo debido al desbancado puede ser un problema menor, resultando solo en una pérdida temporal de acceso hasta que pueda ser restaurado. El colapso puede ocurrir debido a la pérdida de soporte como resultado de un gran movimiento relativo transversal o longitudinal en el caso de estructuras vulnerables. Con mayor especificidad, se establece que el fenómeno de caída puede ocurrir bajo sismos severos debido a la inadecuada sujeción de las vigas sobre los apoyos, como así también a la insuficiente longitud de apoyo disponible para la superestructura sobre los estribos y pilas.

Según el trabajo de Desroches et al. (2012), los valores de los desplazamientos que corresponden a los umbrales de daño en componentes para los apoyos en estribos dependen de dos factores: anchos de sustentación disponibles y apertura en las juntas. En el primer caso se toma en consideración el potencial desbancado o caída y en el segundo, el daño potencial por martilleo. Los umbrales superiores UDC-2 y UDC-3 estarán relacionados con los anchos de sustentación disponibles, mientras que los inferiores, UDC-0 y UDC-1, por la apertura de las juntas. Para el umbral UDC-0 se adopta el ancho de la junta, que corresponde a la iniciación del daño por martilleo. Según estudios de Caltrans (DesRoches et al., 2012), para el umbral UDC-1 se toman valores del orden del 300 % del correspondiente al ancho de juntas antes indicado, lo cual se corresponde con niveles significativos de martilleo y que marcará el límite de serviciabilidad.

Por otro lado, se indica que los pedestales son construidos sobre las vigas cabeceras y estribos con diferente altura para materializar altiméricamente el perfil transversal de la superestructura. Bajo eventos sísmicos extremos, las vigas de la superestructura pueden experimentar grandes desplazamientos horizontales y así caer de los pedestales directamente sobre la viga cabecera. Esto podría causar excesivo daño sobre la calzada, perturbando el flujo del tráfico y afectando así la funcionalidad del puente. Entonces, el estado límite de control de daño se especifica para cuando el desplazamiento es de tal magnitud que la superestructura cae de los pedestales sobre la viga cabecera, lo cual se corresponde con el umbral UDC-2, indicado en Fig. 5.3, tanto para las pilas como

para los estribos. Finalmente, cuando el desplazamiento de la superestructura excede la longitud de apoyo disponible provista por la viga cabecera, la misma caerá al vacío y sobrevendrá el colapso total. Por lo tanto, este estado límite es definido como de prevención del colapso UDC-3 (ver Figura 5.3), más allá del cual el puente no resulta más estable. Para UDC-2 y UDC-3 se adoptarán los valores extraídos de los planos de ambos puentes típicos.

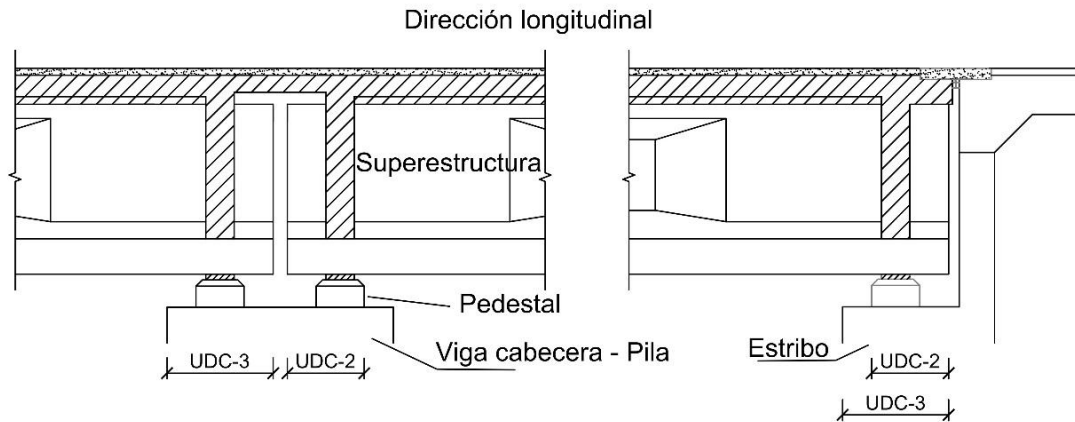


Figura 5.3: Longitudes de apoyo disponibles para la superestructura en Pilas y Estribos, según definición de los distintos Umbrales de Daño en Componentes.

5.3 Estados Límites de daño adoptados

5.3.1 Ductilidad por curvatura en columnas

Se trabajó con el Section Designer del SAP2000 (Computers and Structures Inc., 2010) para modelar la sección transversal de las columnas de las pilas de ambos puentes típicos, con lo cual se pudieron obtener los valores de ductilidad por curvatura representativos de la mediana de la capacidad para los distintos estados límites de daño. En la Figura 5.4 puede apreciarse la herramienta usada para definición de las propiedades de la sección, particularmente para el caso de la columna del puente de la clase Vigas cajón de hormigón continua de tramos múltiples (VCH-CTM). Se visualizan las zonas donde se ubican las fibras de los distintos materiales constitutivos: Hormigón confinado en el núcleo central, hormigón no confinado en el revestimiento y acero para las armaduras.

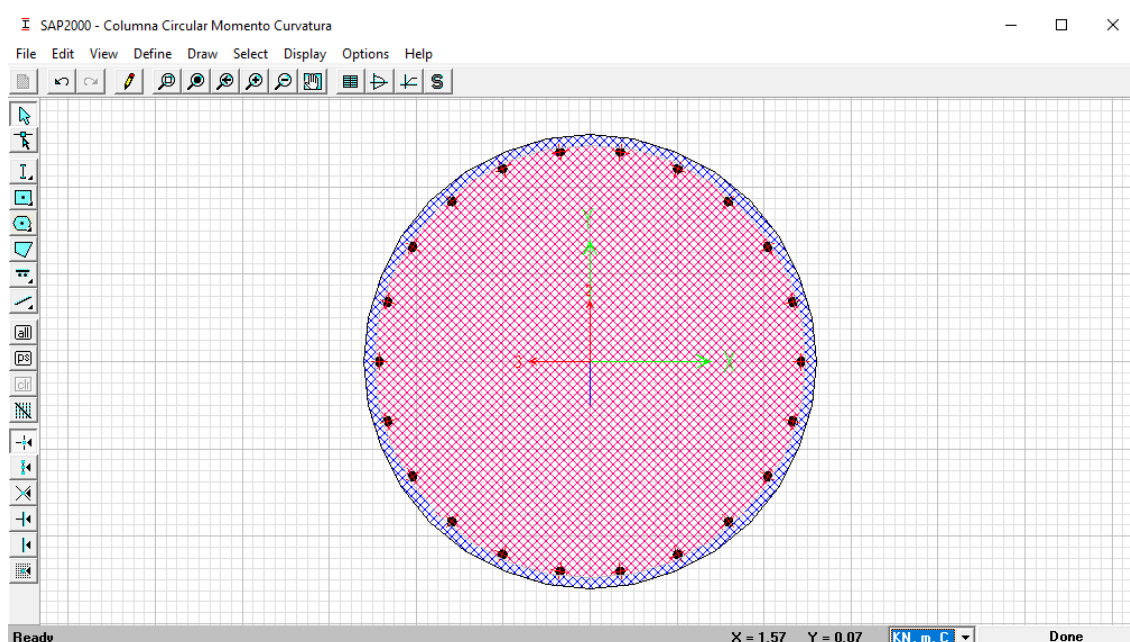


Figura 5.4: Definición de las propiedades de la sección en puente de la clase VCH-CTM.

En la Figura 5.5 se observa el gráfico Momento-Curvatura junto con el diagrama de deformaciones de la sección transversal asociado a una deformación específica de la fibra extrema del hormigón confinado de 0.004, la cual se corresponde con la curvatura φ_4 (8.506 E-03) que es representativa del estado límite de control de daño. Asimismo, pueden apreciarse: la curvatura correspondiente a la primera fluencia de la armadura longitudinal, φ_1 (0.003063), la de fluencia (idealizada) φ_y (0.003579) que marca el estado límite de serviciabilidad y por último la curvatura asociada al estado límite de prevención del colapso, φ_u (0.01963).

Por su parte, en la Figura 5.6 se presenta lo mismo para la situación de la columna de la pila del puente de la clase Vigas de hormigón simplemente apoyada de tramos múltiples (VH-SATM). Como se notará, a diferencia del caso anterior, aquí se adoptó la curvatura φ_2 para definir el límite de control de daño, en lugar de φ_4 . Esto tiene que ver con la presencia de empalmes por yuxtaposición en la zona del pie de columna, de potencial formación de rotulas plásticas según se indicó en Apartado 5.2.1. Llama la atención que el puente de mayor antigüedad posea un detallado de armaduras que evita esta situación, en contraposición a la práctica corriente utilizada actualmente en nuestro medio, según se pudo saber a partir de los testimonios de los referentes de puentes de los distritos de San Juan y Mendoza. En Seminarios de extensión universitaria dictados de manera presencial por el autor al personal de Vialidad Nacional afectado a la ingeniería de puentes de dichos Distritos se puso en relieve tal hecho, remarcando la importancia de erradicar esta práctica a través de la utilización de jaulas de armaduras para cubrir la altura total de las columnas (Saracho, 2017, 2018).

En la Tabla 5.3 se ofrecen las curvaturas representativas de los distintos estados límites de daño.

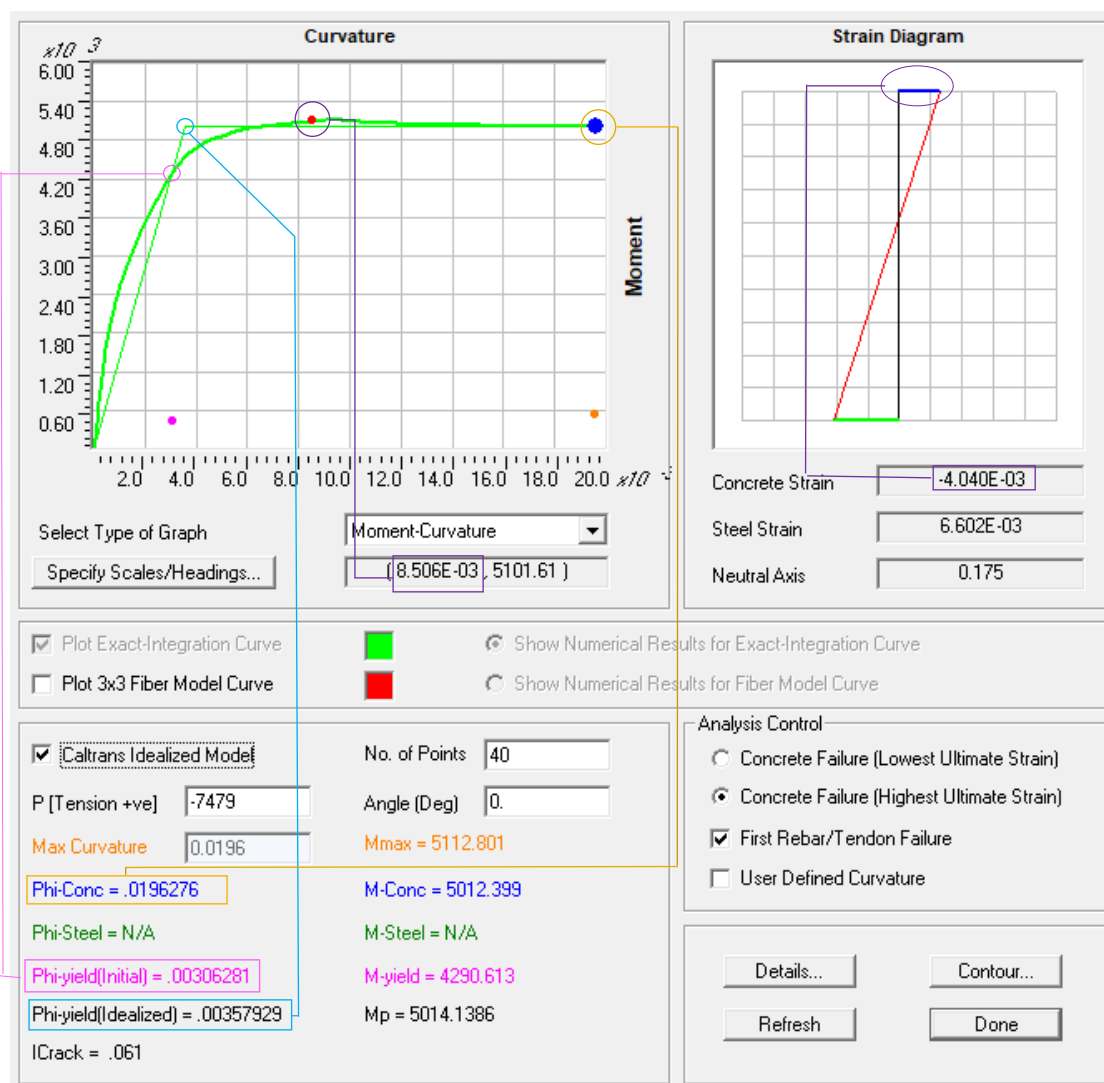


Figura 5.5: Momento-Curvatura y diagrama de deformaciones asociado a una deformación específica de la fibra extrema del hormigón confinado de 0.004. Puente de la clase VCH-CTM.

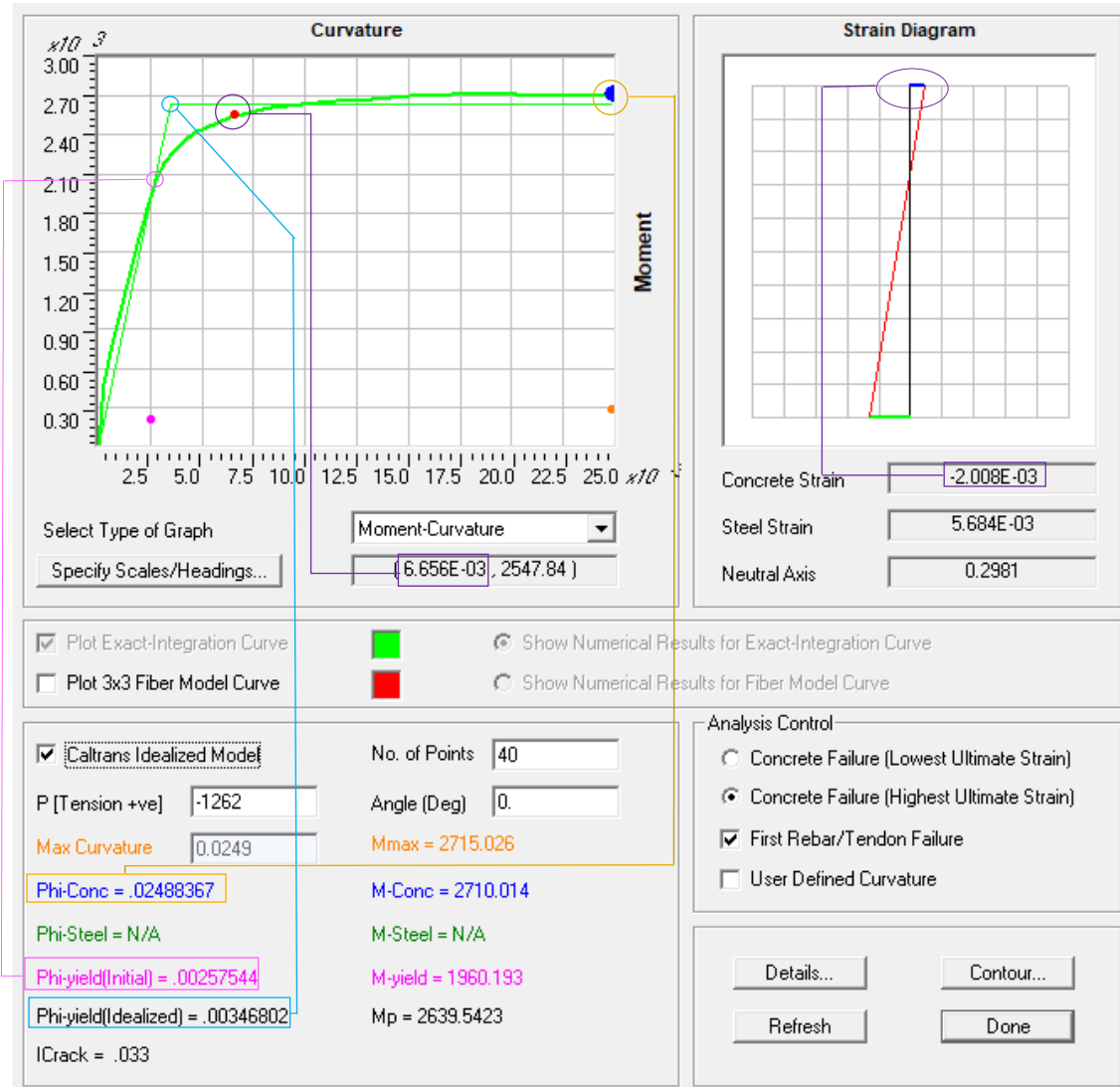


Figura 5.6: Momento-Curvatura y diagrama de deformaciones asociado a una deformación específica de la fibra extrema del hormigón confinado de 0.002. Puente de la clase VH-SATM.

Tabla 5.3: Valores de curvaturas representativas de los distintos estados límites de daño.

Clase de Puente	Primera fluencia de la armadura longitudinal (φ_1)	Límite de serviciabilidad (φ_y)	Límite de control de daño (φ_2) o (φ_4)	Límite de prevención del colapso (φ_u)
VCHCTM	0.003063	0.003579	$\varphi_4 = 0.008506$	0.01963
VHSATM	0.002575	0.003468	$\varphi_2 = 0.006656$	0.02488

Para obtener las ductilidades que ofician de límites de los estados de daño se divide cada uno de los valores de curvatura indicados sobre el correspondiente a la primera fluencia de la armadura longitudinal. Dichos valores de ductilidad por curvatura representan la mediana de la capacidad. En cuanto a los coeficientes de variación a emplear en la obtención de las curvas de fragilidad se adoptaron los propuestos por Dusicka y Roberts (2011). En la Tabla 5.4 se presentan los valores referidos, que según se indicó están relacionados con la capacidad.

Tabla 5.4: Valores de umbrales de daño en componente por ductilidad por curvatura.

Umbral de daño en componente	Mediana de la Capacidad. Ductilidad de Curvatura		Coeficiente de Variación
	Puente de clase VH-SATM	Puente de clase VCH-CTM	
UDC-0	1.00	1.00	0.25
UDC-1	1.35	1.17	0.33
UDC-2	2.58	2.76	0.42
UDC-3	7.17	6.41	0.50

Las investigaciones han demostrado que los procesos físicos naturales se los representa con frecuencia utilizando distribuciones lognormales. Los valores típicos de la desviación estándar, s^* , de estos procesos naturales pueden oscilar entre $s^* = 1,2$ y $3,0$ (Limpert et al., 2001). A los fines de hacer una comparación se puede usar la siguiente Ecuación (5.17), que relaciona el coeficiente de variación y la desviación estándar lognormal:

$$s^* = e^{\sqrt{\ln(1+COV^2)}} \quad (5.17)$$

Utilizando las magnitudes indicadas para la desviación estándar (s^*), el COV se ubica en el rango que va desde 0.18 a 1.53. Los valores del COV empleados en este estudio caen en la porción inferior de este rango.

5.3.2 Capacidad al corte en columnas

En la siguiente Tabla 5-5 se presentan las variables y los cálculos necesarios para obtención de la capacidad al corte en las columnas de las clases de puentes de estudio por aplicación de las expresiones vistas en subapartados 5.2.2.1 y 5.2.2.2. En Tabla 5.6 se ofrecen los valores del umbral de daño para este parámetro.

Tabla 5-5: Cálculo de la capacidad al corte de las columnas de las clases de puentes de estudio.

Variable	Clase de puente	
	VCH-CTM	VH-SATM
P [kN]	7275	1262
A_{bh} [m ²]	7.85398E-05	7.85398E-05
A_v [m ²]	0.00012337	0.00012337
f_{yh} [kN/m ²]	420000	420000
D'' [m ²]	1.25	1.15
s [m]	0.08	0.17
ρ_v	0.001570796	0.000803476
A_g [m ²]	1.327322896	1.130973355
A_{st} [m ²]	0.010799225	0.010308351
ρ_t	0.008136095	0.009114583
$\tan \Theta$	0.705063875	0.579577565
D' [m]	1.215	1.115
L [m]	6.54	7.32
$\tan \alpha$	0.185779817	0.152322404
f_{ce} [kN/m ²]	25000	25000
V_s [kN]	1125.32	592.68
V_p [kN]	675.78	96.11
V_{cf} [kN]	265.468	226.19
V_{ci} [kN]	1592.79	1357.17
V_f [kN]	2066.56	914.99

Tabla 5.6: Valores de umbrales de daño en componente por Corte.

Parámetro de Demanda Ingenieril	Puente de clase	Umbral de daño en componente
		UDC-3
Corte en columnas [kN]	VCH-CTM	2067
	VH-SATM	915

En cuanto al coeficiente de variación (COV), su valor es 0.50 para el UDC-3, idéntico al de ductilidad por curvatura.

5.3.3 Capacidad por desplazamiento

Por otra parte, en cuanto a los umbrales de daño en componentes por desplazamiento de la superestructura, los mismos se obtienen de los planos de los puentes conforme a las indicaciones brindadas en apartado 5.2.3; intervienen la apertura de juntas y las longitudes de apoyo que se señalaron en Figura 5.3. Dichos valores se presentan en Tabla 5.7.

Tabla 5.7: Valores de umbrales de daño en componente por desplazamiento de la superestructura.

Parámetro de Demanda Ingenieril	Puente de clase	Umbral de daño en componente			
		UDC-0	UDC-1	UDC-2	UDC-3
Desplazamiento superestructura [m]	VCH-CTM	0.030	0.090	0.350	0.450
	VH-SATM	0.030	0.090	0.475	0.750

En cuanto a los coeficientes de variación (COV), sus valores para cada umbral de daño son idénticos a los de ductilidad por curvatura.

CAPÍTULO 6

DESARROLLO DE CURVAS DE FRAGILIDAD Y ESTIMACIÓN DE PÉRDIDAS ECONÓMICAS

6.1 Generalidades

Las curvas de fragilidad son uno de los componentes más importantes en la estimación de pérdidas sísmicas de las estructuras. Estas curvas son herramientas de gran valor en la estimación del daño que sufrirá el puente durante el evento sísmico. Según se indicó en el capítulo 1, la fragilidad es descrita como la probabilidad de exceder un nivel de daño particular bajo un cierto nivel de peligrosidad sísmica designado por una medida de intensidad relevante. La expresión matemática de una función de fragilidad para un límite de estado de daño específico está dada en la Ecuación (1.1). En el desarrollo de las curvas de fragilidad analíticas, las respuestas sísmicas de los componentes críticos del puente, en los cuales se espera cierto nivel de daño sísmico, son estimadas en términos de ciertos parámetros de demanda ingenieril (PDI). Para decidir acerca del estado de daño del puente, las demandas sísmicas de los componentes son comparadas con los límites de daño especificados de acuerdo con los correspondientes PDI. Si la demanda sísmica es mayor o igual que el límite de daño especificado, entonces se considera que el puente incursiona en ese estado de daño correspondiente. Por repetición del mismo procedimiento para las diferentes acciones sísmicas se determina el estado de daño generado por cada una de ellas. De esa manera, se realizan numerosos análisis dinámicos no lineales para determinar la respuesta sísmica de los componentes del puente. Las máximas demandas sísmicas de los componentes críticos de los puentes típicos son registradas para cada uno de los sismos considerados, las cuales serán usadas para el desarrollo de las funciones de fragilidad.

6.2 Modelos de demanda sísmica probabilística

En el marco de la necesidad de predecir el riesgo por daños en los puentes de nuestro país resulta menester poder cuantificar la demanda sísmica sobre estas estructuras, para lo cual es fundamental definir las curvas de fragilidad. Se proporciona una descripción matemática simple de esta estimación de pérdidas a través de la siguiente Ecuación (Ellingwood et al., 2005):

$$P[\text{Pérdidas}] = \sum_s \sum_{LS} \sum_d P[\text{Pérdidas} | D = d] P[D = d | LS] P[LS | IM = s] P[IM = s] \quad (6.1)$$

En donde las “Pérdidas” tienen que ver con distintas métricas apropiadas, tales como el número de muertos o heridos, costos por daños o por pérdida de oportunidad. El último término $P [IM = s]$ representa una medida relevante de la peligrosidad sísmica (IM: Medida de Intensidad), tal como aceleración máxima del terreno (PGA) o la aceleración espectral (S_a). Dado que la estructura está sujeta a una peligrosidad de intensidad s , el tercer término $P [LS | IM = s]$ representa la probabilidad de que dicha estructura exceda un estado límite de daño particular dada una cierta Medida de Intensidad. Si un estado límite

especificado es excedido, el segundo término $P [D = d \mid LS]$ representa la probabilidad de que la estructura sufrirá un estado de daño d . A su vez, si la estructura sufre un estado de daño d , el primer término $P [Pérdida \mid D = d]$ representa la probabilidad de que tal estructura soportará un dado nivel de pérdidas. El producto de todos estos factores individuales resulta ser la probabilidad que la estructura sufra un determinado nivel de pérdidas. El término $P [LS \mid IM = s]$ en la ecuación (6.1) permite definir la demanda sísmica y es representativo de la fragilidad puesto que tiene que ver con cuan apta es la estructura para soportar movimientos del suelo de una intensidad especificada. LS representa un estado límite de daño especificado, el cual se relaciona con una medida de la respuesta estructural (por ejemplo, la ductilidad de curvatura o de desplazamiento) que es tomada como parámetro de demanda ingenieril.

Las dos partes del concepto de fragilidad son la capacidad y la demanda, donde los estados de daño sufridos por una estructura pueden considerarse relacionados con la capacidad estructural (C), mientras que la intensidad del movimiento sísmico es una representación de la demanda (D). La probabilidad de falla, P_f , puede escribirse como:

$$P_f = P \left[\frac{C}{D} \leq 1 \right] \quad (6.2)$$

La cual da la probabilidad de que la demanda excederá la capacidad estructural.

Dado que para ambas se asume una distribución lognormal de probabilidad (Wen et al., 2003), P_f puede ser expresada usando la función de distribución normal estándar $\Phi(\cdot)$ (Melchers, 1999):

$$P_f = \Phi(-\beta)$$

$$P_f = \Phi \left(\frac{-\ln \left(\frac{\mu_C \sqrt{1+V_D^2}}{\mu_D \sqrt{1+V_C^2}} \right)}{\sqrt{\ln[(1+V_C^2)(1+V_D^2)]}} \right)$$

$$P_f = \Phi \left(\frac{-\ln \left(\frac{C_m}{D_m} \right)}{\sqrt{\ln[(1+V_C^2)(1+V_D^2)]}} \right) \quad (6.3)$$

$$P_f = \Phi \left(\frac{\ln \left(\frac{D_m}{C_m} \right)}{\sqrt{\ln(1+V_C^2) + \ln(1+V_D^2)}} \right)$$

Donde μ_C y μ_D son la media de las distribuciones de capacidad y demanda respectivamente, V_C y V_D son los coeficientes de variación (COV) de las distribuciones citadas, y C_m y D_m son los valores de la mediana de las mismas distribuciones. Usando el hecho de que para una distribución lognormal resulta válido que:

$$\sigma_{\ln X}^2 = \ln(1 + V_x^2)$$

La Ecuación (6.3) puede ser simplificada:

$$P_f = \Phi \left(\frac{\ln\left(\frac{D_m}{C_m}\right)}{\sqrt{\ln(1+V_C^2) + \sigma_{\ln D}^2}} \right) \quad (6.4)$$

Donde $\sigma_{\ln D}$ es la desviación estándar de la distribución lognormal de la demanda.

La mediana de la demanda puede representarse por un modelo exponencial (Cornell et al., 2002) tal que:

$$D_m = a(IM)^b \quad (6.5)$$

Donde (IM) representa la medida de intensidad sísmica.

Transformando la Ecuación (6.5) en el espacio lognormal se tiene:

$$\ln D_m = b \cdot \ln IM + \ln a \quad (6.6)$$

En la Figura 6.1 se ofrece una ilustración de Padgett (2007) que muestra la transformación en el espacio lognormal.

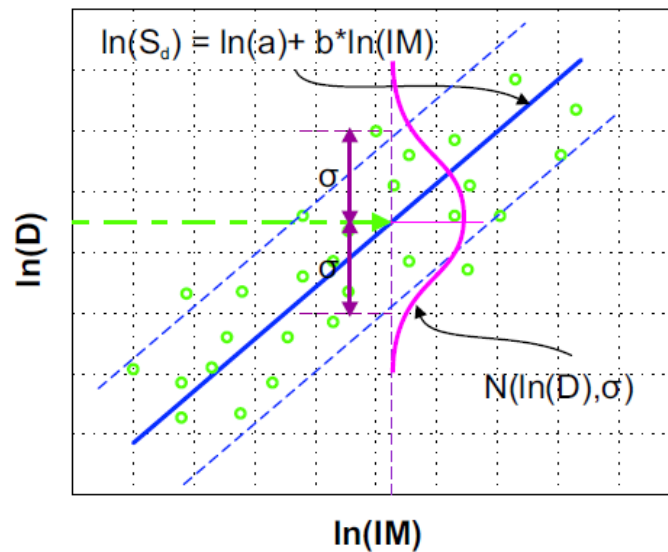


Figura 6.1: Ilustración del Modelo de Demanda Sísmica Probabilística en el espacio lognormal (Padgett, 2007).

En dicha figura se muestran los datos procedentes de los análisis dinámicos no lineales, los cuales se hallan representados en el espacio $\ln(D)$ vs. $\ln(IM)$. Adicionalmente, también se representan la recta de regresión lineal junto con la desviación estándar de los datos transformados; esta última es designada con la magnitud $\sigma_{\ln D}$ presente en la Ecuación (6.4).

Usando la Ecuación (6.6) en la (6.4), puede derivarse otra expresión para la probabilidad de falla P_f :

$$\begin{aligned}
 P_f &= \Phi \left(\frac{\ln\left(\frac{D_m}{C_m}\right)}{\sqrt{\ln(1+V_C^2)+\sigma_{\ln D}^2}} \right) = \Phi \left(\frac{\ln D_m - \ln C_m}{\sqrt{\ln(1+V_C^2)+\sigma_{\ln D}^2}} \right) \\
 P_f &= \Phi \left[\frac{\ln(a IM^b) - \ln C_m}{\sqrt{\ln(1+V_C^2)+\sigma_{\ln D}^2}} \right] = \Phi \left[\frac{\ln a + b \ln IM - \ln C_m}{\sqrt{\ln(1+V_C^2)+\sigma_{\ln D}^2}} \right] \\
 P_f &= \Phi \left[\frac{\ln IM \left(\frac{\ln C_m - \ln a}{b} \right)}{\frac{\sqrt{\ln(1+V_C^2)+\sigma_{\ln D}^2}}{b}} \right] \tag{6.7}
 \end{aligned}$$

Reescribiendo la Ecuación (6.7):

$$P_f = \Phi \left[\frac{\ln IM - \ln e^{\left(\frac{\ln C_m - \ln a}{b} \right)}}{\frac{\sqrt{\ln(1+V_C^2)+\sigma_{\ln D}^2}}{b}} \right] \tag{6.8}$$

Puesto que la forma de esta ecuación es tal que representa una función de distribución lognormal acumulativa, en el segundo término del numerador como argumento de esta se tiene: $e^{\frac{\ln C_m - \ln a}{b}}$, que representa el valor de la mediana de la distribución lognormal de IM, la cual designaremos como λ . Por su parte, el denominador: $\frac{\sqrt{\ln(1+V_C^2)+\sigma_{\ln D}^2}}{b}$ es una medida de la dispersión, que llamaremos ξ . Simplificando entonces, la ecuación (6.8) se transforma en:

$$P_f = \Phi \left[\frac{\ln IM - \ln \lambda}{\xi} \right] \tag{6.9}$$

Para obtener la desviación estándar de la demanda ($\sigma_{\ln D}$), que interviene en el cálculo de la dispersión ξ , se utilizará la siguiente expresión:

$$\sigma_{\ln D} = \sqrt{\frac{\sum [\ln(d_i) - \ln(a IM^b)]^2}{N-2}} \tag{6.10}$$

Donde d_i representa el valor de la demanda obtenida para el acelerograma i

considerado, IM el valor de la media geométrica de PGA asociada al registro y N es el número total de acelerogramas utilizados en los análisis.

A continuación, se construirán los modelos de demanda sísmica probabilística contemplando cada uno de los tres parámetros de daño analizados: ductilidad por curvatura en columnas, corte en columnas y desplazamiento relativo de la superestructura.

Se utilizarán como insumo los resultados de los múltiples análisis dinámicos no lineales llevados a cabo con los sismos presentados en el capítulo 3 usando los modelos descritos en el capítulo 4. Las dos componentes horizontales ortogonales de los registros, H1 y H2, fueron orientadas según los ejes longitudinal y transversal del puente. Con cada par de registros se hicieron dos grupos de corridas, una con la orientación de la componente H1 en sentido longitudinal (L) y H2 en el transversal (T) y otra donde los registros fueron invertidos, considerando la componente H2 en el sentido longitudinal (L) y H1 en el transversal (T). Así, por cada registro se tienen 4 corridas sobre el modelo, simbólicamente representadas de la siguiente manera: H1L - H2T, para la denominada orientación 1 y H2L - H1T, para la orientación 2. Para el conjunto de los 25 sismos seleccionados, esto resultó en un total de 100 corridas para los modelos de cada una de las clases de puentes.

6.2.1 Selección de la medida de intensidad.

Una cuestión que surge frecuentemente cuando se trata de predecir la demanda estructural como función de la medida de intensidad (IM), es decidir cuál de ellas utilizar. En el programa de evaluación de pérdidas HAZUS (FEMA, 1997) se usó la aceleración máxima del terreno (PGA). En la última versión de dicho programa se ha cambiado hacia el empleo de la aceleración espectral para el periodo de un segundo (S_{a-1s}).

Queda claro que no existe una única medida de intensidad que resulte apropiada para todos los casos. En un intento por tratar este aspecto, Mackie y Stojadinovic (2003) identificaron 23 medidas de intensidad que podrían emplearse en modelos de demanda sísmica probabilística (MDSP) en puentes. Establecieron que para que un parámetro se considere óptimo, el mismo debe ser eficiente. La eficiencia es una medida de la desviación estándar del logaritmo del modelo de la demanda, la cual representa la variabilidad en el parámetro de demanda para una dada medida de intensidad en el espacio lognormal. En su estudio, Mackie y Stojadinovic (2003) encontraron que aquellas medidas de intensidad relacionadas con las cantidades espectrales basadas en el periodo fundamental del puente tienden a ser más eficientes, como por ejemplo la aceleración espectral (S_a) y el desplazamiento espectral (S_d).

No obstante, se reconoce frecuentemente que no resulta práctico usar medidas de intensidad basadas en el comportamiento estructural para catálogos de puentes o edificios. Esto se considera el motivo por el cual HAZUS emplea la aceleración espectral para un segundo (S_{a-1s}) como la medida de intensidad adoptada. En el trabajo de Nielson (2005) se consideraron diferentes medidas de intensidad para efectuar análisis comparativos:

- PGA: Aceleración máxima del terreno.

- $S_{a-0.2s}$: Aceleración espectral a 0.2 segundo.
- S_{a-1s} : Aceleración espectral a 1 segundo.
- S_{a-gm} : Aceleración espectral correspondiente a la media geométrica de los periodos fundamentales en ambas direcciones, longitudinal y transversal (T_{gm}).

La media geométrica de los periodos se calcula como: $T_{gm} = \sqrt{T_{long1} \cdot T_{trans1}}$, donde T_{long1} y T_{trans1} son los periodos fundamentales en las direcciones longitudinal y transversal, respectivamente. Esto sigue las recomendaciones de Baker y Cornell (2006). Por contemplación de las dos componentes horizontales de los registros, los valores de aceleración a emplear son calculados como la media geométrica de la aceleración de cada componente en el periodo de interés: $S_a = \sqrt{S_{ax} \cdot S_{ay}}$.

Tal como se procedió en otros trabajos, como por ejemplo en Dusicka y Roberts (2011), en el presente estudio se adoptó como única medida de intensidad la PGA. Según estos autores, pese a la menor dispersión lograda en los MDSP con el empleo de aceleraciones espectrales, las mismas se consideran un parámetro estructural y no están relacionadas directamente con el movimiento del terreno, mientras que PGA se deriva fácilmente de los registros sísmicos. Puesto que se utilizaron en las simulaciones las dos componentes horizontales de un sismo, se trabaja con la media geométrica de los PGA de cada uno de los acelerogramas:

$$PGA_{mg} = \sqrt{PGA_1 * PGA_2} \quad (6.11)$$

6.2.2 Modelos de demanda sísmica probabilística para ductilidad por curvatura

Respecto a este parámetro de demanda ingenieril, los estados límites de daño se hallan dominados por la curvatura en columnas. La ductilidad por curvatura, usada para evaluar la demanda sobre dichos elementos, se define como:

$$\mu_\varphi = \frac{\varphi_{result}}{\varphi_{fluencia}} \quad (6.12)$$

Donde φ_{result} es el valor de la curvatura resultante máxima, que se obtiene de la suma vectorial de las curvaturas longitudinales y transversales según la ecuación:

$$\varphi_{Result} = \sqrt{\varphi_{Long}^2 + \varphi_{Trans}^2} \quad (6.13)$$

Conviene aclarar que los valores máximos resultantes obtenidos surgen de la combinación de las magnitudes de ambas componentes horizontales para un mismo instante de tiempo.

Por su parte, $\varphi_{fluencia}$ es la curvatura correspondiente a la primera fluencia de la armadura longitudinal.

Los resultados se muestran en las Tablas 6.1 y 6.2 para cada clase de puentes. Allí están representados los valores de la media geométrica de PGA (PGA_{mg}), curvatura resultante (φ_{result}) y ductilidad por curvatura (μ_{φ}), para cada uno de los sismos de entrada considerando las orientaciones 1 y 2.

Tabla 6.1: Ductilidades por Curvatura en Puente de la clase VCH-CTM.

Sismo	Factor de escala	PGA Dir. H1 (g)	PGA Dir. H2 (g)	PGA_{mg} (g)	Curvat. Result. φ_{result} (1/m) Orient. 1	Curvat. Result. φ_{result} (1/m) Orient. 2	Ductilidad curvatura μ_{φ} Orient. 1	Ductilidad curvatura μ_{φ} Orient. 2
180	1.072	0.567	0.411	0.482	0.01849	0.01365	6.037	4.457
183	1.228	0.749	0.572	0.655	0.01392	0.02252	4.545	7.353
184	1.087	0.383	0.523	0.448	0.01816	0.02245	5.929	7.330
326	1.723	0.189	0.195	0.192	0.00429	0.00361	1.401	1.179
334	1.698	0.243	0.189	0.214	0.00948	0.01697	3.095	5.541
334_2	2.362	0.338	0.263	0.298	0.02331	0.02905	7.612	9.483
368	0.805	0.485	0.423	0.453	0.01680	0.02496	5.485	8.149
461	1.854	0.289	0.579	0.409	0.03215	0.01511	10.497	4.933
759	0.920	0.237	0.262	0.249	0.01447	0.01183	4.724	3.862
811	1.031	0.385	0.674	0.509	0.01219	0.01861	3.980	6.076
1044	0.599	0.349	0.354	0.352	0.03501	0.01625	11.431	5.306
1147	1.588	0.401	0.295	0.344	0.03116	0.02118	10.174	6.915
1212	2.409	0.229	0.230	0.229	0.00966	0.00423	3.154	1.381
1228	2.443	0.171	0.177	0.174	0.00345	0.00349	1.126	1.139
1481	1.434	0.208	0.207	0.207	0.00474	0.00741	1.548	2.419
1481_2	2.258	0.327	0.326	0.326	0.02394	0.01847	7.816	6.030
1481_3	1.118	0.162	0.161	0.162	0.00313	0.00537	1.022	1.753
1587	2.395	0.137	0.140	0.139	0.00148	0.00460	0.483	1.502
3934	2.186	0.392	0.336	0.363	0.01537	0.03131	5.018	10.223
3965	1.101	0.431	0.352	0.389	0.03575	0.02631	11.672	8.590
4098	1.502	0.661	0.543	0.599	0.01528	0.01709	4.989	5.580
4100	1.040	0.648	0.388	0.501	0.02144	0.02901	7.000	9.472
5271	2.173	0.496	0.421	0.457	0.02475	0.04379	8.081	14.297
8123	0.764	0.284	0.547	0.394	0.04277	0.03035	13.964	9.909
8123_2	0.851	0.316	0.609	0.438	0.04888	0.05094	15.959	16.632

Tabla 6.2: Ductilidades por Curvatura en Puente de la clase VH-SATM.

Sismo	Factor de escala	PGA Dir. H1 (g)	PGA Dir. H2 (g)	PGA_{mg} (g)	Curvat. Result. φ_{result} (1/m) Orient. 1	Curvat. Result. φ_{result} (1/m) Orient. 2	Ductilidad curvatura μ_{φ} Orient. 1	Ductilidad curvatura μ_{φ} Orient. 2
180	1.072	0.567	0.411	0.482	0.01107	0.00878	3.614	2.867
183	1.228	0.749	0.572	0.655	0.00791	0.00848	2.583	2.769
184	1.087	0.383	0.523	0.448	0.00781	0.00591	2.550	1.930
326	1.723	0.189	0.195	0.192	0.00372	0.00531	1.215	1.734
334	1.698	0.243	0.189	0.214	0.00801	0.00547	2.615	1.786
334_2	2.362	0.338	0.263	0.298	0.00760	0.00733	2.480	2.394
368	0.805	0.485	0.423	0.453	0.01385	0.00979	4.522	3.196
461	1.854	0.289	0.579	0.409	0.00703	0.02280	2.295	7.444
759	0.920	0.237	0.262	0.249	0.01008	0.00606	3.291	1.979
811	1.031	0.385	0.674	0.509	0.00564	0.00627	1.841	2.047
1044	0.599	0.349	0.354	0.352	0.00699	0.00981	2.282	3.203
1147	1.588	0.401	0.295	0.344	0.00869	0.00836	2.837	2.730
1212	2.409	0.229	0.230	0.229	0.00760	0.00625	2.481	2.041
1228	2.443	0.171	0.177	0.174	0.00401	0.00431	1.309	1.407
1481	1.434	0.208	0.207	0.207	0.00562	0.00664	1.835	2.168
1481_2	2.258	0.327	0.326	0.326	0.00759	0.01319	2.478	4.307
1481_3	1.118	0.162	0.161	0.162	0.00484	0.00574	1.580	1.874
1587	2.395	0.137	0.140	0.139	0.00393	0.00360	1.283	1.175
3934	2.186	0.392	0.336	0.363	0.00594	0.00574	1.939	1.874
3965	1.101	0.431	0.352	0.389	0.00933	0.00620	3.046	2.024
4098	1.502	0.661	0.543	0.599	0.01153	0.01523	3.765	4.973
4100	1.040	0.648	0.388	0.501	0.01485	0.00912	4.848	2.978
5271	2.173	0.496	0.421	0.457	0.01934	0.01900	6.314	6.203
8123	0.764	0.284	0.547	0.394	0.00595	0.01412	1.943	4.610
8123_2	0.851	0.316	0.609	0.438	0.00621	0.01373	2.028	4.483

Usando la metodología descrita en el Apartado anterior, se logró arribar a los Modelos de Demanda Sísmica Probabilística, también para los dos puentes tipo. En Figura 6.2 se presenta el correspondiente al de la clase Vigas cajón continua de tramos múltiples (VCH-CTM) y en Figura 6.3, el de Vigas de hormigón continua de tramos múltiples (VH-SATM). Los parámetros que los definen están provistos en la Tabla 6.3.

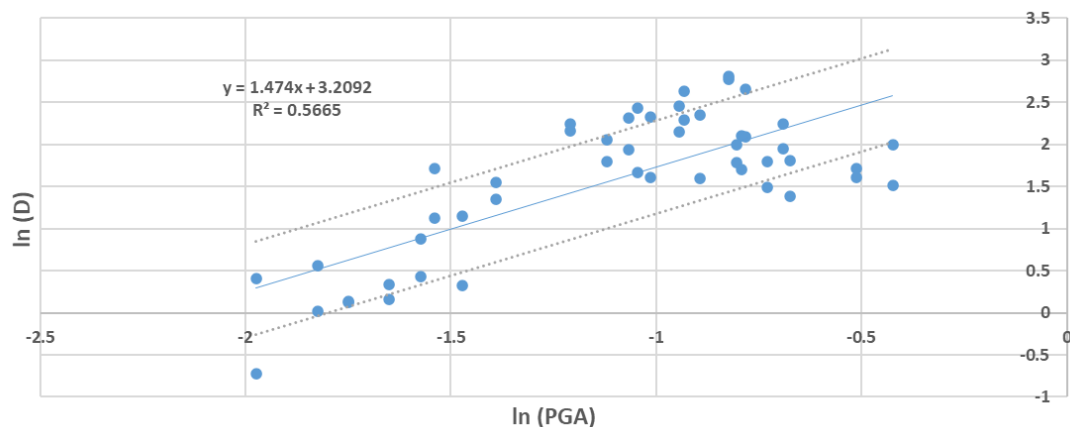


Figura 6.2: Modelo de Demanda Sísmica Probabilística para Ductilidad por Curvatura en Puente de la clase VCH-CTM.

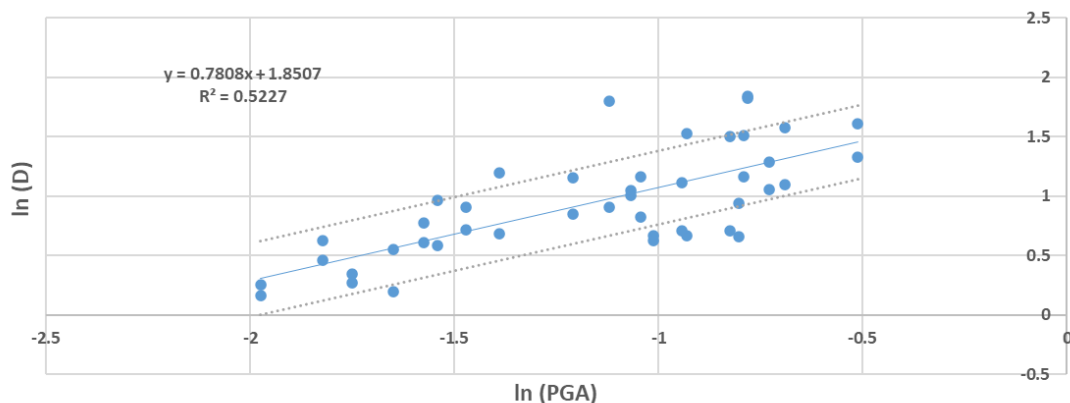


Figura 6.3: Modelo de Demanda Sísmica Probabilística para Ductilidad por Curvatura en Puente de la clase VH-SATM.

Tabla 6.3: Modelos de Demanda Sísmica Probabilística para Ductilidad por Curvatura en las dos clases de Puentes.

Clase de Puente	MDSP	Dispersión $\sigma_{\ln(D_m)}$
VCH-CTM	$\ln D_m = 1.474 \cdot \ln IM + 3.209$	0.553
VH-SATM	$\ln D_m = 0.781 \cdot \ln IM + 1.851$	0.311

6.2.3 Modelos de demanda sísmica probabilística para el esfuerzo de corte en columnas

Tal como se operó anteriormente, aquí también se trabajó con la suma vectorial de los esfuerzos de corte obtenidos en cada dirección para conseguir el valor máximo resultante, contemplando las orientaciones 1 y 2. Luego, dichos valores de esfuerzos máximos resultantes se normalizaron respecto del valor de la capacidad por corte, que representa el umbral de daño en componente UDC-3. En las siguientes Tablas 6.4 y 6.5 se presentan los resultados obtenidos para ambas clases de puentes.

Tabla 6.4: Valores de esfuerzos de corte normalizados en columnas para puente de la clase VH-SATM.

Registro	PGA Dir. H1 (g)	PGA Dir. H2 (g)	Orientación 1		Orientación 2	
			Corte Resultante (kN)	Corte Normalizado (kN)	Corte Resultante (kN)	Corte Normalizado (kN)
180	0.567	0.411	458.43	0.501	621.75	0.679
183	0.749	0.572	646.27	0.706	629.04	0.687
184	0.383	0.523	671.01	0.733	455.8	0.498
326	0.189	0.195	478.37	0.523	472.71	0.517
334	0.243	0.189	478.16	0.522	630.92	0.689
334_2	0.338	0.263	626.89	0.685	649.17	0.709
368	0.485	0.423	574.06	0.627	679.65	0.743
461	0.289	0.579	581.47	0.635	658.03	0.719
759	0.237	0.262	604.84	0.661	594.79	0.650
811	0.385	0.674	467.37	0.511	619.95	0.677
1044	0.349	0.354	887.67	0.970	730.69	0.798
1147	0.401	0.295	579.25	0.633	465.86	0.509
1212	0.229	0.230	514.91	0.563	466.46	0.509
1228	0.171	0.177	376.59	0.411	284.76	0.311
1481	0.208	0.207	453.31	0.495	186.56	0.204
1481_2	0.327	0.326	670.18	0.732	466	0.509
1481_3	0.162	0.161	405.53	0.443	580.96	0.635
1587	0.137	0.137	119.75	0.131	145.81	0.159
3934	0.392	0.336	630	0.688	680.49	0.744
3965	0.431	0.352	649.34	0.709	623.25	0.681
4098	0.661	0.543	491.55	0.537	480.92	0.525
4100	0.648	0.388	432.24	0.472	447.88	0.489
5271	0.496	0.421	591.21	0.646	664.83	0.726
8123	0.284	0.546	539.49	0.589	651.06	0.711
8123_2	0.316	0.608	655.91	0.717	665.28	0.727

Tabla 6.5: Valores de esfuerzos de corte normalizados en columnas para puente de la clase VCH-CTM.

Registro	PGA Dir. H1 (g)	PGA Dir. H2 (g)	Orientación 1		Orientación 2	
			Corte Resultante (kN)	Corte Normalizado (kN)	Corte Resultante (kN)	Corte Normalizado (kN)
180	0.567	0.411	1312.99	0.635	1528.16	0.739
183	0.749	0.572	989.54	0.479	1066.14	0.516
184	0.383	0.523	1067.83	0.517	1375.90	0.666
326	0.189	0.195	848.55	0.411	1001.83	0.485
334	0.243	0.189	1531.89	0.741	1229.49	0.595
334_2	0.338	0.263	1642.55	0.795	1349.57	0.653
368	0.485	0.423	1500.05	0.726	1316.63	0.637
461	0.289	0.579	1079.02	0.522	1470.04	0.711
759	0.237	0.262	939.09	0.454	1084.11	0.525
811	0.385	0.674	1166.62	0.565	1406.33	0.681
1044	0.349	0.354	1449.87	0.702	1615.53	0.782
1147	0.401	0.295	1506.19	0.729	1683.17	0.814
1212	0.229	0.230	1050.93	0.509	1016.35	0.492
1228	0.171	0.177	866.97	0.420	778.40	0.377
1481	0.208	0.207	1049.49	0.508	1420.06	0.687
1481_2	0.327	0.326	1220.13	0.590	1498.28	0.725
1481_3	0.162	0.161	869.55	0.421	1301.76	0.630
1587	0.137	0.137	172.67	0.084	381.13	0.184
3934	0.392	0.336	1538.76	0.745	1344.86	0.651
3965	0.431	0.352	1680.34	0.813	1433.35	0.694
4098	0.661	0.543	1588.56	0.769	1640.81	0.794
4100	0.648	0.388	1555.27	0.753	1370.87	0.663
5271	0.496	0.421	1542.94	0.747	1059.71	0.513
8123	0.284	0.546	1415.81	0.685	1555.11	0.753
8123_2	0.316	0.608	1473.62	0.713	1595.35	0.772

Siguiendo la metodología empleada con anterioridad, se arribó a los Modelos de Demanda Sísmica Probabilística. En Figura 6.4 se presenta el correspondiente a la clase Vigas cajón de hormigón continua de tramos múltiples (VCH-CTM) y en Figura 6.5, el de Vigas de hormigón continua de tramos múltiples (VH-SATM). Los parámetros que los definen están provistos en la Tabla 6.6.

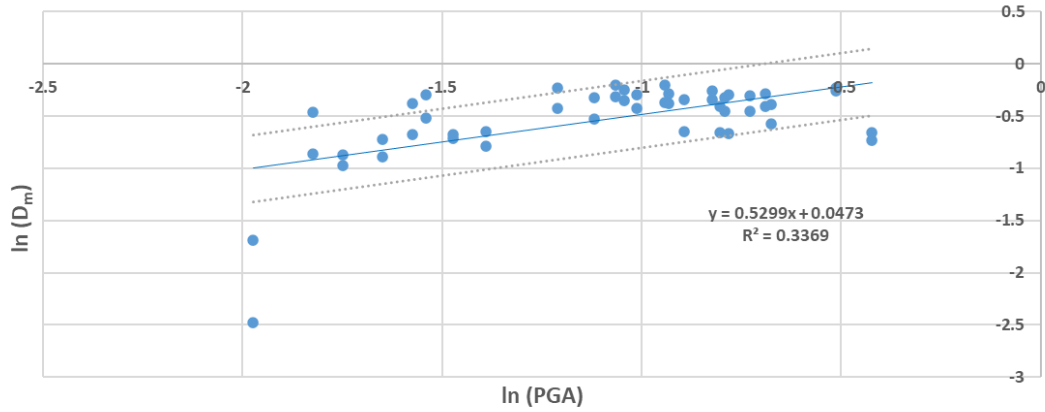


Figura 6.4: Modelo de Demanda Sísmica Probabilística para esfuerzo de corte en columnas, Puente de la clase VCH-CTM.

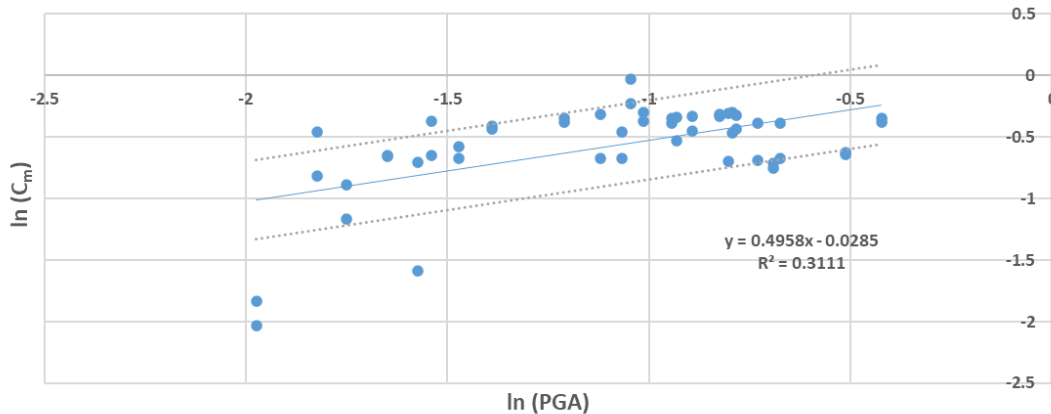


Figura 6.5: Modelo de Demanda Sísmica Probabilística para esfuerzo de corte en columnas, Puente de la clase VH-SATM.

Tabla 6.6 Modelos de Demanda Sísmica Probabilística para esfuerzo de corte en columnas de las dos clases de Puentes.

Clase de Puente	MDSP	Dispersión $\sigma_{\ln(D_m)}$
VCH-CTM	$\ln D_m = 0.529 \cdot \ln IM + 0.047$	0.319
VH-SATM	$\ln D_m = 0.496 \cdot \ln IM + 0.028$	0.322

6.2.4 Modelos de demanda sísmica probabilística para el desplazamiento relativo de la superestructura

De los análisis llevados a cabo sobre los modelos de ambos puentes se obtuvieron los valores de los desplazamientos longitudinales máximos para las dos componentes del sismo que se hicieron actuar en este sentido. Tal como se operó para obtener la ductilidad por curvatura en columnas, en este caso, dichos desplazamientos se normalizaron respecto del valor del umbral de daño en componente UDC-0. En las siguientes tablas 6.7 y 6.8 se presentan los

resultados para ambas clases de puentes.

Tabla 6.7: Desplazamiento longitudinal normalizado en Puente de la clase VCH-CTM.

Sismo	Factor de escala	PGA (g)	Desplaz. Longitudinal Δ [m] Orientación 1	Desplaz. Longitudinal Δ [m] Orientación 2	Desplaz. Longitud. Normalizado Orientación 1	Desplaz. Longitud. Normalizado Orientación 2
180	1.072	0.482	0.117	0.191	3.915	6.384
183	1.228	0.655	0.083	0.079	2.765	2.645
184	1.087	0.448	0.090	0.131	3.017	4.382
326	1.723	0.192	0.073	0.093	2.434	3.089
334	1.698	0.214	0.174	0.099	5.801	3.329
334_2	2.362	0.298	0.254	0.119	8.469	3.999
368	0.805	0.453	0.201	0.110	6.707	3.698
461	1.854	0.409	0.087	0.196	2.889	6.545
759	0.920	0.249	0.085	0.091	2.840	3.025
811	1.031	0.509	0.109	0.129	3.664	4.300
1044	0.599	0.352	0.119	0.197	3.974	6.577
1147	1.588	0.344	0.154	0.226	5.1327	7.526
1212	2.409	0.229	0.100	0.113	3.347	3.770
1228	2.443	0.174	0.091	0.096	3.035	3.210
1481	1.434	0.207	0.116	0.123	3.876	4.093
1481_2	2.258	0.326	0.132	0.144	4.410	4.804
1481_3	1.118	0.162	0.085	0.112	2.839	3.746
1587	2.395	0.139	0.0745	0.071	2.484	2.354
3934	2.186	0.363	0.158	0.153	5.271	5.091
3965	1.101	0.389	0.2989	0.118	9.940	3.942
4098	1.502	0.599	0.200	0.180	6.683	6.008
4100	1.040	0.501	0.221	0.121	7.369	4.031
5271	2.173	0.457	0.239	0.107	7.964	3.556
8123	0.764	0.394	0.137	0.278	4.562	9.265
8123_2	0.851	0.438	0.146	0.334	4.880	11.144

Tabla 6.8: Desplazamiento longitudinal normalizado en Puente de la clase VH-SATM.

Sismo	Factor de escala	PGA (g)	Desplaz. Longitudinal Δ [m] Orientación 1	Desplaz. Longitudinal Δ [m] Orientación 2	Desplaz. Longitud. Normalizado Orientación 1	Desplaz. Longitud. normalizado Orientación 2
180	1.072	0.482	0.053	0.078	1.779	2.611
183	1.228	0.655	0.072	0.053	2.397	1.772
184	1.087	0.448	0.047	0.066	1.565	2.216
326	1.723	0.192	0.035	0.031	1.154	1.038
334	1.698	0.214	0.058	0.045	1.928	1.487
334_2	2.362	0.298	0.089	0.055	2.977	1.848
368	0.805	0.453	0.122	0.066	4.047	2.201
461	1.854	0.409	0.048	0.178	1.607	5.949
759	0.920	0.249	0.054	0.068	1.816	2.285
811	1.031	0.509	0.063	0.043	2.077	1.437
1044	0.599	0.352	0.022	0.093	0.749	3.10
1147	1.588	0.344	0.059	0.056	1.971	1.875
1212	2.409	0.229	0.029	0.043	0.963	1.450
1228	2.443	0.174	0.036	0.039	1.212	1.310
1481	1.434	0.207	0.059	0.054	1.961	1.789
1481_2	2.258	0.326	0.057	0.090	1.911	3.005
1481_3	1.118	0.162	0.038	0.039	1.257	1.304
1587	2.395	0.139	0.026	0.027	0.884	0.909
3934	2.186	0.363	0.038	0.052	1.286	1.739
3965	1.101	0.389	0.074	0.065	2.455	2.184
4098	1.502	0.599	0.104	0.127	3.483	4.252
4100	1.040	0.501	0.131	0.089	4.364	2.955
5271	2.173	0.457	0.143	0.156	4.769	5.192
8123	0.764	0.394	0.054	0.117	1.819	3.921
8123_2	0.851	0.438	0.059	0.123	1.996	4.089

Usando la misma metodología ya comentada, se logró arribar a los Modelos de Demanda Sísmica Probabilística por consideración de este PDI para las dos clases de puentes tipo. En Figura 6.6 se presenta el correspondiente al de la clase Vigas cajón de hormigón continua de tramos múltiples (VCH-CTM) y en Figura 6.7, el de Vigas de hormigón simplemente apoyada de tramos múltiples (VH-SATM). Los parámetros que los definen están provistos en la Tabla 6.9.

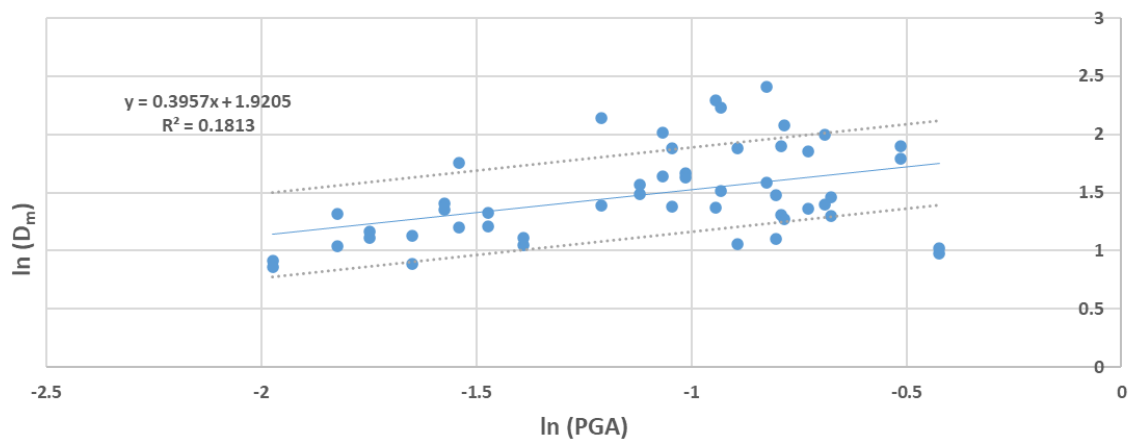


Figura 6.6: Modelo de Demanda Sísmica Probabilística para Desplazamiento relativo de la superestructura, Puente de la clase VCH-CTM.

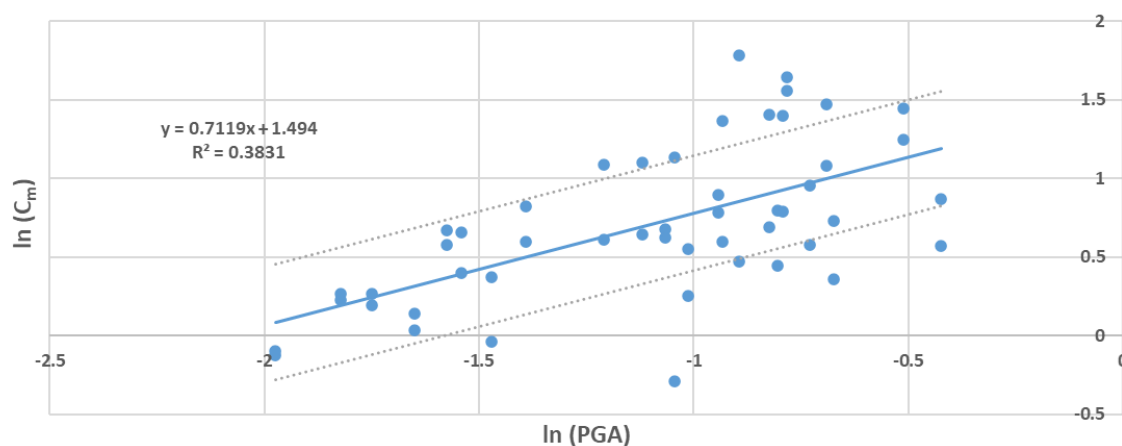


Figura 6.7: Modelo de Demanda Sísmica Probabilística para Desplazamiento relativo de la superestructura, Puente de la clase VH-SATM.

Tabla 6.9: Modelos de Demanda Sísmica Probabilística para Desplazamiento relativo de la superestructura en las dos clases de Puentes.

Clase de Puente	MDSP	Dispersión
		$\sigma_{\ln(D_m)}$
VCH-CTM	$\ln D_m = 0.395 \cdot \ln IM + 1.920$	0.361
VH-SATM	$\ln D_m = 0.712 \cdot \ln IM + 1.494$	0.367

6.3 Curvas de Fragilidad

6.3.1 Límites de los Estados de daño

Los límites de los estados de daño se hallan representados por los valores de la mediana de la capacidad (C_m), los cuales intervienen en la ecuación (6.8) y conceptualmente se corresponden con lo establecido en el paquete de evaluación de pérdidas de FEMA, denominado HAZUS-MH MR3 (FEMA, 2003). Los valores de los parámetros usados para definir los modelos de capacidad de los puentes típicos estudiados, que fueron obtenidos en el Capítulo 5 tanto para ductilidad por curvatura, esfuerzo de corte y desplazamiento relativo de la superestructura, se ofrecen nuevamente en las Tablas 6.10, 6.11 y 6.12, respectivamente.

Tabla 6.10: Parámetros del modelo de capacidad para Ductilidad por curvatura.

Estado de daño	Mediana de la Capacidad (C_m). Ductilidad por Curvatura (μ_ϕ)		Coeficiente de Variación (COV)
	Puente VH-SATM	Puente VCH-CTM	
Leve	1.00	1.00	0.25
Moderado	1.35	1.17	0.33
Extensivo	2.58	2.76	0.42
Completo	7.17	6.41	0.50

Tabla 6.11: Parámetros del modelo de capacidad para Esfuerzo de Corte.

Parámetro de Demanda Ingenieril	Puente de clase	Umbral de daño en componente
		UDC-3
Corte en columnas [kN]	VCH-CTM	2067
	VH-SATM	915
Coeficiente de Variación		0.50

Tabla 6.12: Parámetros del modelo de capacidad para Desplazamiento relativo superestructura.

Estado de daño	Mediana de la Capacidad (C_m). Desplazamiento relativo superestructura [m]		Coeficiente de Variación
	Puente VH-SATM	Puente VCH-CTM	
Leve	0.030	0.030	0.25
Moderado	0.090	0.090	0.33
Extensivo	0.475	0.350	0.42
Completo	0.750	0.450	0.50

6.3.2 Generación de curvas de fragilidad

Hasta aquí, todos los elementos necesarios para calcular las curvas de fragilidad están disponibles. Se tiene lo siguiente:

- Un método para predecir la mediana de la distribución lognormal de la demanda (D_m) en términos de la medida de intensidad elegida, en este caso PGA. Se hace referencia al modelo de demanda sísmica probabilística.
- Valores cuantitativos de la mediana de la distribución lognormal de la capacidad, C_m . Se indicaron en Tabla 6.10 (ductilidad por curvatura), Tabla 6.11 (Esfuerzo de corte) y Tabla 6.12 (desplazamiento relativo de la superestructura).
- Una estimación de la dispersión de la distribución de la capacidad. El coeficiente de variación (COV) es usado para estimar dicha dispersión, $\beta_c = \sqrt{\ln(1 + COV^2)}$.
- Una estimación de la dispersión de la distribución de la demanda. La desviación estándar de los valores de ductilidad por curvatura, esfuerzo de corte y desplazamiento relativo de la superestructura representados en el espacio lognormal se tomaron como una medida de dicha dispersión ($\sigma_{\ln(D_m)}$).
- Un modelo matemático que vincula los anteriores elementos. Esta función se halla representada por la ecuación (6.8).

Una vez conocidos todos estos valores, se programa en Microsoft Excel para obtener gráficamente las curvas de fragilidad asociadas con la mediana de la demanda (λ) y la dispersión (ξ) para cada uno de los parámetros de demanda ingenieril referidos.

6.3.3 Curvas de fragilidad para ductilidad por curvatura

Según se indicó, usando la Ecuación (6.8) se encontraron los valores de la mediana de la demanda (λ) y dispersión (ξ) que permiten construir las curvas de fragilidad correspondientes a cada uno de los estados de daño para ambos puentes típicos. Los resultados se presentan en la Tabla 6.13 y las curvas de fragilidad se ofrecen en las Figuras 6.8 y 6.9.

Tabla 6.13: Parámetros de las Curvas de Fragilidad para Ductilidad por Curvatura en las dos clases de puentes.

Estado de daño	Puente VCH-CTM		Puente VH-SATM	
	Mediana (λ)	Dispersión (ξ)	Mediana (λ)	Dispersión (ξ)
Leve	0.113	0.411	0.093	0.508
Moderado	0.126	0.434	0.137	0.573
Extensivo	0.226	0.464	0.315	0.652
Completo	0.400	0.493	1.166	0.724

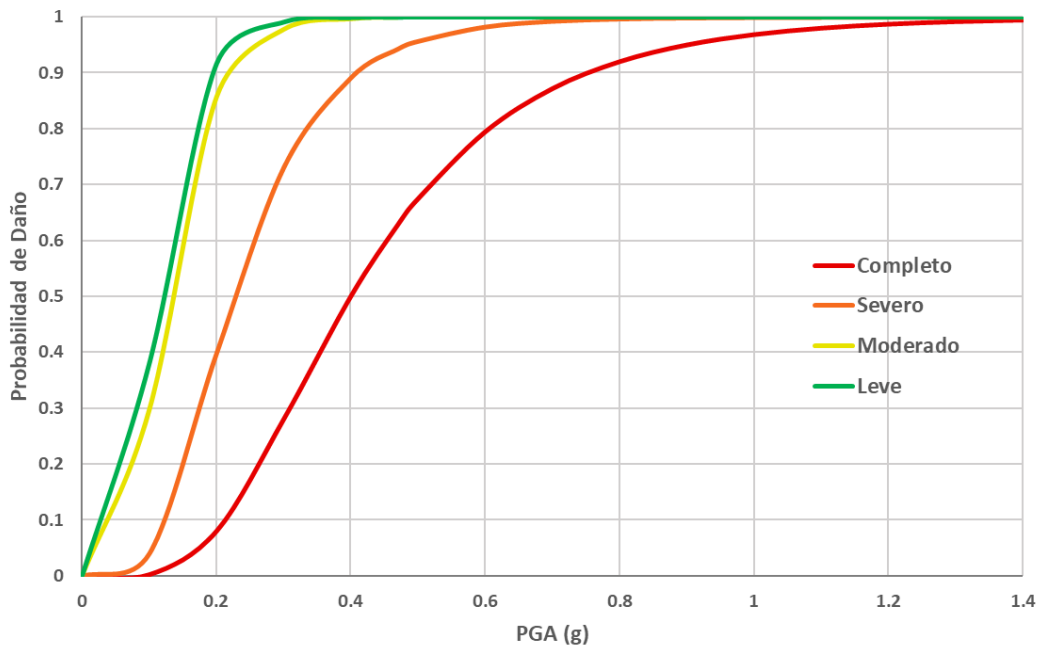


Figura 6.8: Curvas de Fragilidad por ductilidad por curvatura para Puente de la clase VCH-CTM.

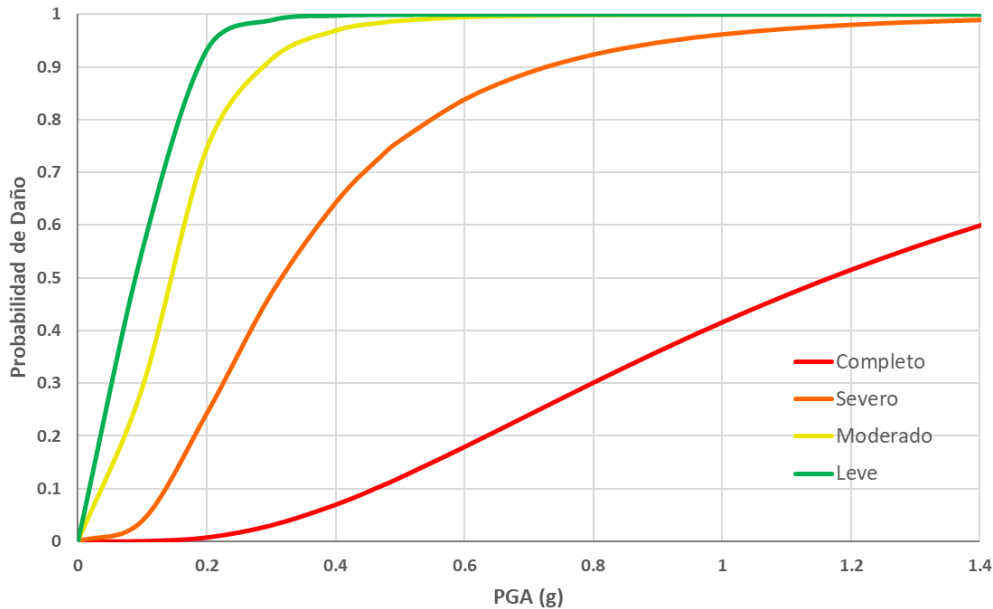


Figura 6.9: Curvas de Fragilidad por ductilidad por curvatura para Puente de la clase VH-SATM.

Los mayores valores de la mediana observados para el puente de la clase VH-SATM (curvas más desplazadas hacia la derecha), salvo para el estado de daño leve, indican que esta clase de puentes resulta menos vulnerable para los demás estados. En Figura 6.10 pueden notarse estas observaciones.

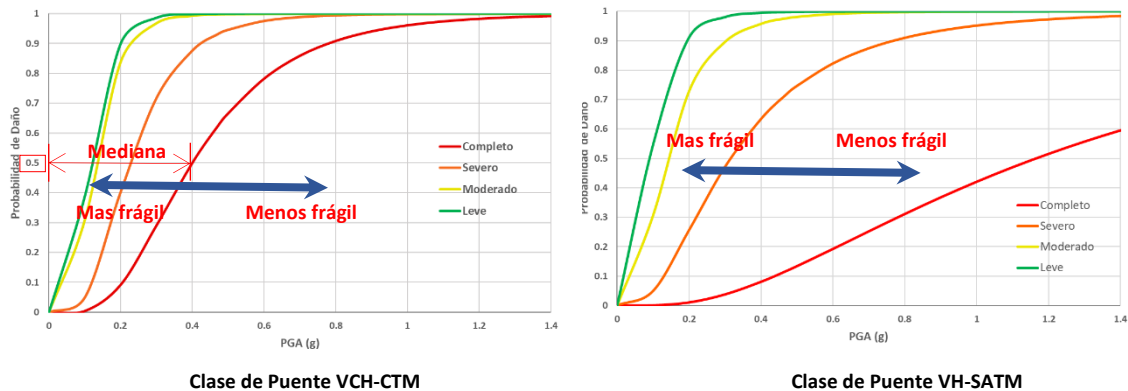


Figura 6.10: Comparación de curvas de fragilidad en ambos puentes típicos.

6.3.4 Curvas de fragilidad para esfuerzo de corte

De manera idéntica al apartado anterior, para este parámetro de demanda ingenieril, se encontraron los valores de la mediana de la demanda (λ) y dispersión (ξ) que permiten construir las curvas de fragilidad correspondientes al estado de daño completo para ambos puentes típicos. Los resultados se presentan en la Tabla 6.14 y las curvas de fragilidad se representan en las Figuras 6.11 y 6.12.

Tabla 6.14: Parámetros de las Curvas de Fragilidad para esfuerzo de corte en las dos clases de puentes.

Estado de daño	Puente VCH-CTM		Puente VH-SATM	
	Mediana (λ)	Dispersión (ξ)	Mediana (λ)	Dispersión (ξ)
Completo	0.915	1.076	0.944	1.153

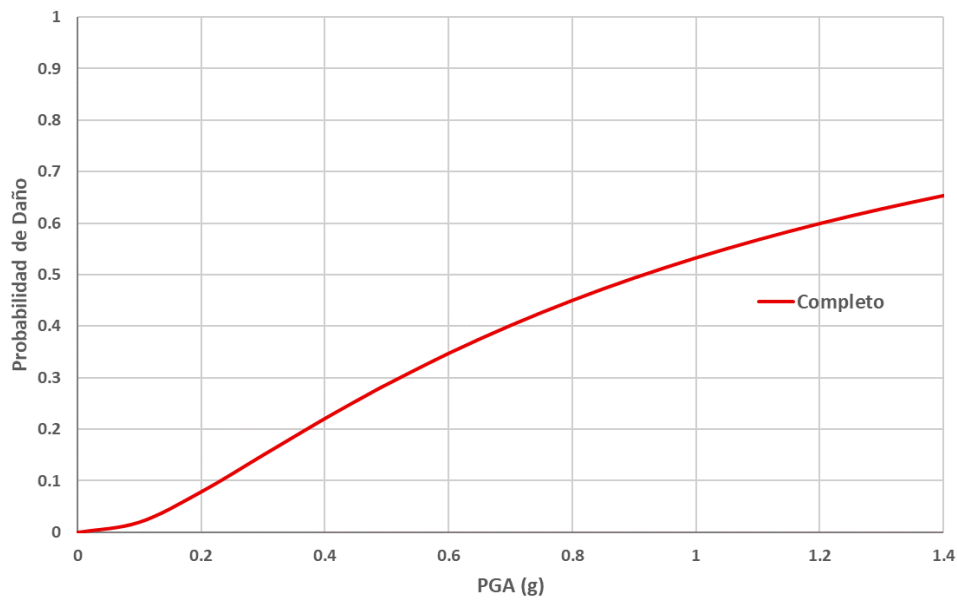


Figura 6.11: Curva de Fragilidad para esfuerzo de corte en columna en Puente de la clase VCH-CTM.

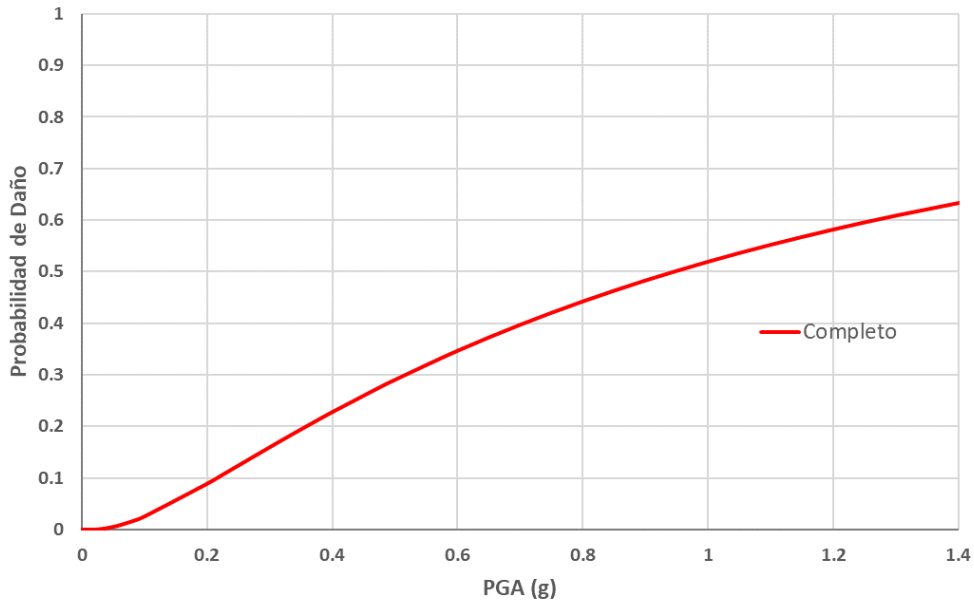


Figura 6.12: Curva de Fragilidad para esfuerzo de corte en columna en Puente de la clase VH-SATM.

Al comparar estas curvas de daño completo para esfuerzo de corte con respecto a las de ductilidad por curvatura se hacen dos observaciones. Por un lado, para el caso del puente de la clase VCH-CTM, la curva para esfuerzo de corte se halla desplazada hacia la derecha frente a la homóloga por ductilidad por curvatura, acusándose por tanto una menor fragilidad. En este caso, los valores de las medianas son: 0.915 g para esfuerzo de corte vs 0.400 g para ductilidad por curvatura, respectivamente. En tanto que para el puente de la clase VH-SATM la situación es prácticamente semejante, con un ligero desplazamiento a la izquierda de la curva correspondiente a esfuerzo de corte (mediana: 0.944 g) con respecto a la de ductilidad por curvatura (mediana: 1.166 g).

6.3.5 Curvas de fragilidad para desplazamiento de la superestructura

De igual modo que antes, para este parámetro de demanda ingenieril, se hallaron los valores de la mediana de la demanda (λ) y dispersión (ξ) que permiten construir las curvas de fragilidad correspondientes a los distintos estados de daño para ambos puentes típicos. Los resultados se muestran en la Tabla 6.15 y las curvas de fragilidad se representan en las Figuras 6.13 y 6.14.

Tabla 6.15: Parámetros de las Curvas de Fragilidad para desplazamiento de la superestructura en las dos clases de puentes.

Estado de daño	Puente VCH-CTM		Puente VH-SATM	
	Mediana (λ)	Dispersión (ξ)	Mediana (λ)	Dispersión (ξ)
Leve	0.008	1.104	0.123	0.620
Moderado	0.164	1.221	0.666	0.685
Extensivo	3.877	1.367	5.938	0.765
Completo	7.318	1.502	11.279	0.840

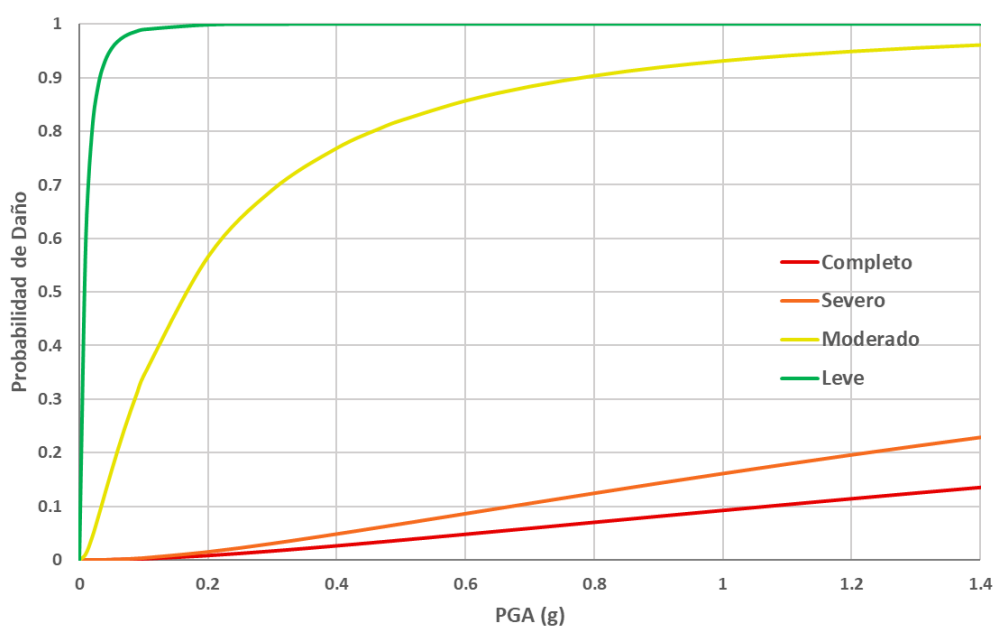


Figura 6.13: Curvas de Fragilidad para desplazamiento de la superestructura en Puente de la clase VCH-CTM.

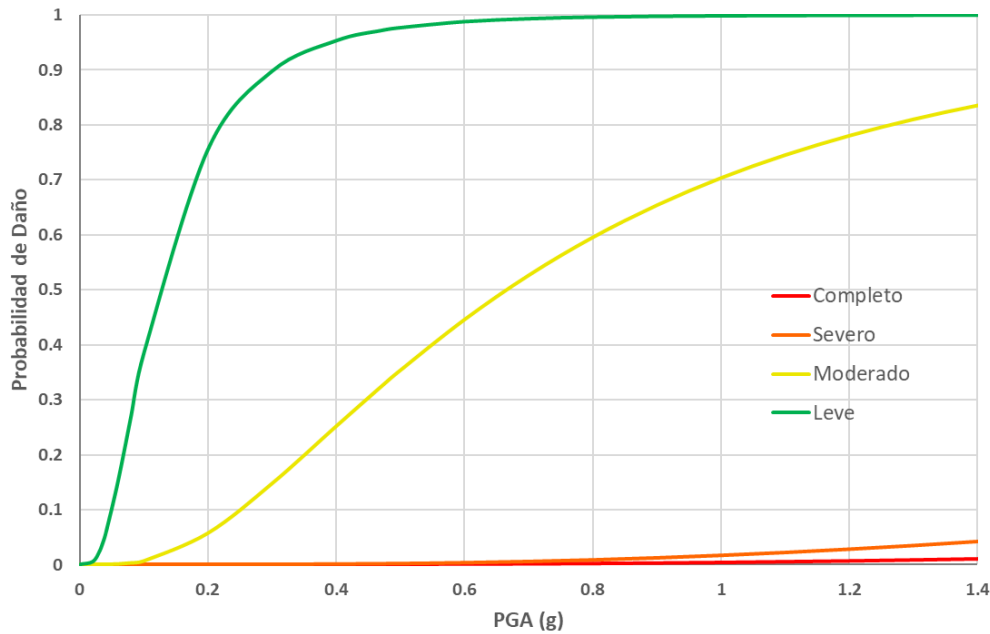


Figura 6.14. Curvas de Fragilidad para desplazamiento de la superestructura en Puente de la clase VH-SATM.

Al comparar estas curvas con respecto a las de ductilidad por curvatura se advierte que en general se hallan más desplazadas hacia la derecha, con lo cual resulta que el PDI desplazamiento de la superestructura acusa menor fragilidad. La única excepción se da para la curva que representa el daño leve en la clase VCH-CTM. En este caso el valor de la mediana de la curva para desplazamiento es marcadamente menor que su correspondiente a ductilidad por curvatura, 0.0078 g vs 0.113 g.

6.3.6 Curvas de fragilidad determinantes

De lo establecido en subapartados anteriores, surge que el parámetro ductilidad por curvatura resulta determinante para casi la totalidad de los estados de daño en las clases de puentes consideradas. Se evidenciaron solo dos excepciones:

- Para el estado de daño de Colapso en la clase VH-SATM, en donde por una ligera diferencia se impone la curva por esfuerzo de corte.
- Para el estado de daño Leve en la clase VCH-CTM, en el cual se impone por una gran diferencia la curva por desplazamiento relativo de la superestructura.

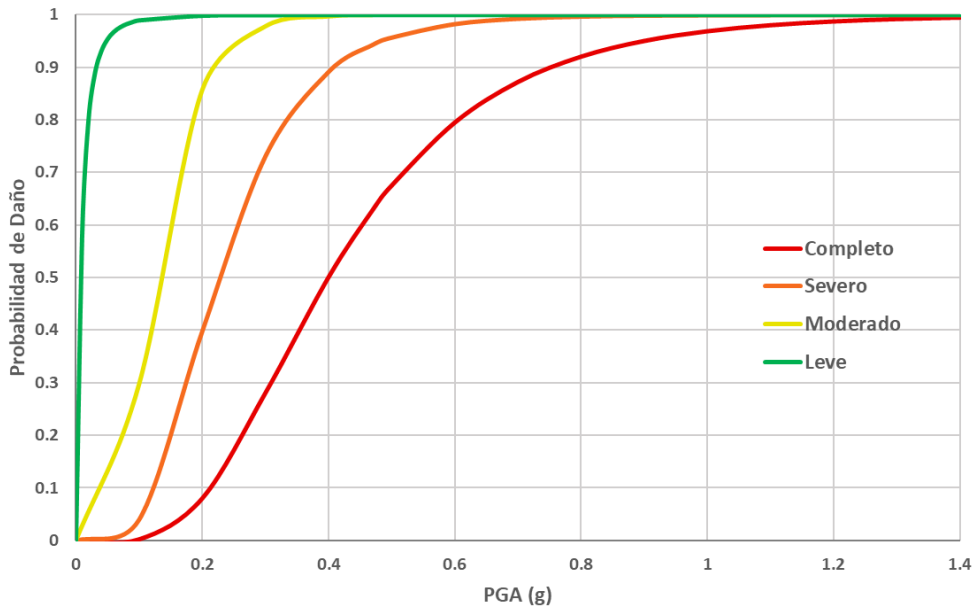


Figura 6.15. Curvas de Fragilidad determinantes para Puente de la clase VCH-CTM.

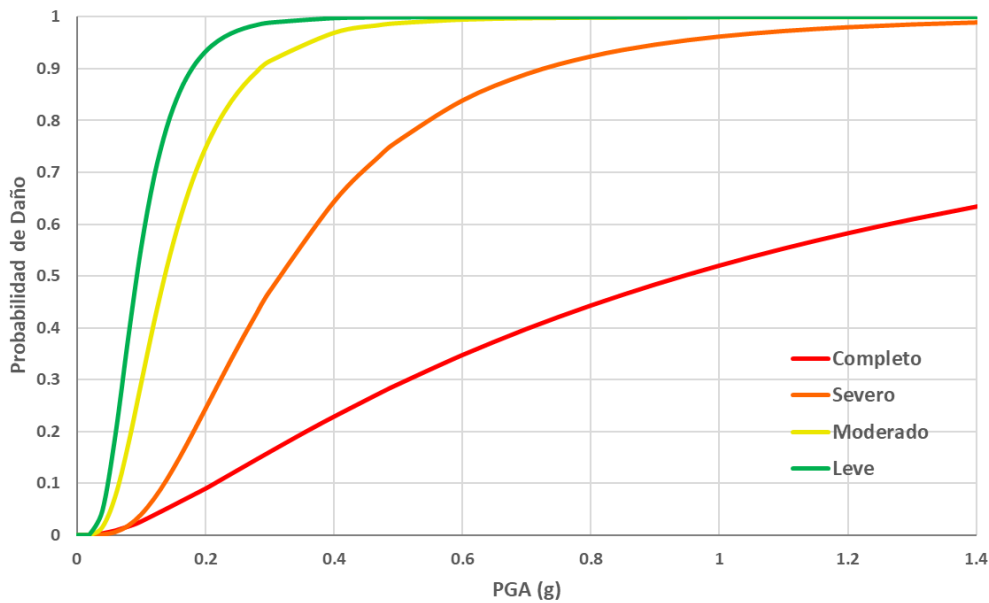


Figura 6.16. Curvas de Fragilidad determinantes para Puente de la clase VH-SATM.

6.4 Pérdidas económicas

Según el manual de rehabilitación sísmica de puentes (Bukle et al., 2006), las pérdidas económicas pueden resultar de los efectos combinados de pérdidas directas debido al daño estructural en el puente ($D_{Pérdidas}$) y las pérdidas indirectas que resultan de una variedad de causas tales como pérdidas de vidas, heridos, interrupción de la actividad económica, congestión del tráfico y acceso denegado ($I_{Pérdidas}$). La pérdida económica total ($T_{Pérdida}$) se puede expresar

como:

$$T_{perdida} = D_{perdida} + I_{perdida} \quad (6.15)$$

La cuantificación de esta pérdida económica total es una tarea difícil, principalmente por la incertidumbre en la determinación de las pérdidas indirectas. No obstante, las pérdidas directas pueden encontrarse con cierto grado de confianza usando el costo para reparar o reemplazar un puente dañado. Esto no incluye otros costos directos como las desviaciones temporales.

Las estimaciones de estas pérdidas directas pueden obtenerse usando las relaciones de costo de reparación dadas en Tabla 6.16 (Basoz y Mander, 1999). Estas relaciones (también conocidas como relaciones de daño) expresan los costos de reparación como una proporción de los costos de reemplazo del puente. La media de la relación de costo de reparación para “colapso” ($RCR_{i=5}$ para el estado de daño 5) puede ser expresada como una función del número de tramos. Dado que en este estado puede colapsar más de un tramo, se asume la hipótesis de que en ocasión de cualquier evento sísmico no colapsarán más que dos de ellos. Luego la RCR_5 se expresa según Ecuación (6.16):

$$RCR_{i=5} = \frac{2}{n} \quad (6.16)$$

Donde n es el número de tramos del puente.

Tabla 6.16: Relación de costos de reparación.

Estado de daño, i	Rango de Relación de Costo de Reparación	Media de la Relación de Costo de reparación
1: Ningún daño	0	0
2: Daño leve	0.01 a 0.03	0.02
3: Daño moderado	0.02 a 0.15	0.08
4: Daño Extensivo	0.10 a 0.40	0.25
5: Colapso	0.1 a 1.0	Ecuación (6.16)

La pérdida económica directa en dólares puede ser obtenida por multiplicación de la relación de costo de reparación por el costo de reemplazo del puente, luego:

$$D_{perdida} = U \cdot RCR_T \quad (6.17)$$

donde:

U = Costo de reemplazo del puente

RCR_T = relación del costo de reparación total, que es la proporción esperada del costo de reemplazo total del puente como consecuencia del daño sísmico, o la *probabilidad de pérdida directa*, que se define como sigue:

$$RCR_T = \sum_{i=2}^5 (RCR_i P[DS_i|PGA]) < 1.0 \quad (6.18)$$

donde:

$P[DS_i|PGA]$ = probabilidad de alcanzar un estado de daño DS_i para una dada aceleración máxima (PGA), usando los datos de la curva de fragilidad para un determinado puente en particular de cierta clase y estado de daño, DS_i .

RCR_i = relación de costo de reparación para el estado de daño i

En cuanto al costo de reemplazo del puente U , se indagaron varias referencias para establecerlo. En Buckle et. al. (2006), el valor adoptado en los ejemplos allí desarrollados es de 1100 US\$/m². En el trabajo de Mehary y Dusicka (2015) se toma un valor de base de aproximadamente 1800 US\$/m². Asimismo, otra fuente consultada fue la base de datos de la Administración Federal de Carreteras de los Estados Unidos (FHWA, 2019), donde el valor promedio de los datos de costos para reemplazo de puentes de los 52 estados de la unión, recolectados durante el año 2019, es de 2650 US\$/m². En nuestro país, el valor buscado se obtuvo a través de entrevistas realizadas a dos referentes en Ingeniería de Puentes de nuestro medio, el Ing. Adolfo Rodríguez, Jefe de la División Estructuras de la Dirección Provincial de Vialidad Tucumán y el Ing. Eduardo Alberto Castelli, Jefe de la Sección Sigma Puentes del Distrito Tucumán de Vialidad Nacional. Según coincidieron, durante muchos años se manejó un valor de referencia de 2000 US\$/m² para la construcción de un puente estándar nuevo. Según el Ing. Castelli, en años recientes se llegó a tomar un valor de 2500 US\$/m², incremento motivado por las incertidumbres económicas. Para este estudio, conservativamente se adoptará el valor promedio de 2650 US\$/m² aportado por la FHWA.

6.5 Cálculo del daño esperado por aplicación de las curvas de fragilidad

De conformidad con lo establecido en el Manual de Rehabilitación Sísmica de Puentes (Buckle et al., 2006), el proceso de monitoreo y priorización a través del daño esperado se realiza teniendo en cuenta el denominado sismo mayor, de 1000 años de recurrencia. Por su parte, conviene aclarar también que, en nuestro país, el Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes – Parte VI Puentes de Hormigón Armado (INPRES-CIRSOC, 2019) brinda los espectros para el llamado terremoto de diseño de 1000 años de periodo de retorno.

Para el cálculo del daño esperado por aplicación de las curvas de fragilidad obtenidas, en primer lugar, se debe encontrar el valor de PGA con el cual operar, correspondiente a la recurrencia de 1000 años. Dicho valor de PGA se puede obtener de distintas maneras. La más directa consiste en utilizar el espectro de diseño brindado por el código ya mencionado (INPRES-CIRSOC, 2019). Otras formas, tienen que ver con el empleo ya sea de la curva de amenaza sísmica o bien del espectro de amenaza uniforme brindados para la ciudad de Mendoza en el trabajo sobre perfil de riesgos de desastres para Argentina (Cardona et al., 2016). Los valores son próximos, siendo mayor el que corresponde al código de diseño (INPRES-CIRSOC, 2019), por ende, éste es el que se adopta en consecuencia. Para zona sísmica 4 y sitio tipo D, condición de referencia, dicho valor de PGA es de 0.47 (g).

El proceso de cálculo para cada uno de los puentes típicos está resumido en las Tablas 6.17 y 6.18. Los valores de la columna (2) de dichas tablas

representan la probabilidad de alcanzar un estado de daño (D) que resulta mayor o igual que el estado de daño i (DS_i). Los mismos se leen de las curvas de fragilidad correspondientes al puente tipo analizado para los respectivos estados de daño, considerando el valor de PGA de 0.47 g. Dichas magnitudes están representadas por las ordenadas indicadas en la Figura 6.17 para el caso del puente de la clase VH-SATM. A su vez, los valores de la columna (3) constituyen la probabilidad de alcanzar el estado de daño i y se calculan por la resta de filas en la columna (2). Por ejemplo, para la fila 1 se tiene: col (3) = (fila 1, col (2)) – (fila 2, col (2)). La excepción está dada para la última fila, ingresándose el mismo valor de tal fila y columna (2). En la Figura 6.18 se indican estas cantidades, también para el puente de la clase VH-SATM, las cuales representan los segmentos acotados entre cada estado de daño. Asimismo, en las mismas tablas se presentan las relaciones de costos de reparación, extraídos de la Tabla 6.16, a partir de las cuales se determinan las relaciones de pérdidas esperadas en términos del costo total de reemplazo del puente.

Tabla 6.17: Cálculo de la Relación de Costos de Reparación en Puente de la clase VCH-CTM.

Estado de daño, i (1)	$P[D > DS_i PGA]$ (2)	$P[DS_i PGA]$ (3)	RCR_i (4)	Producto (3) * (4) = (5)
1	1.000	0.000	0.000	0.00000
2	1.000	0.001	0.020	0.00002
3	0.999	0.056	0.080	0.00446
4	0.943	0.314	0.250	0.07860
5	0.629	0.629	1.000	0.62868
Total Probabilidades:		1.000	RCR_T	0.71176

Tabla 6.18: Cálculo de la Relación de Costos de Reparación en Puente de la clase VH-SATM.

Estado de daño, i (1)	$P[D > DS_i PGA]$ (2)	$P[DS_i PGA]$ (3)	RCR_i (4)	Producto (3) * (4) = (5)
1	1.000	0.001	0.000	0.00000
2	0.999	0.015	0.020	0.00030
3	0.984	0.254	0.080	0.02035
4	0.730	0.457	0.250	0.11435
5	0.273	0.273	0.667	0.18172
Total Probabilidades:		1.000	RCR_T	0.31671

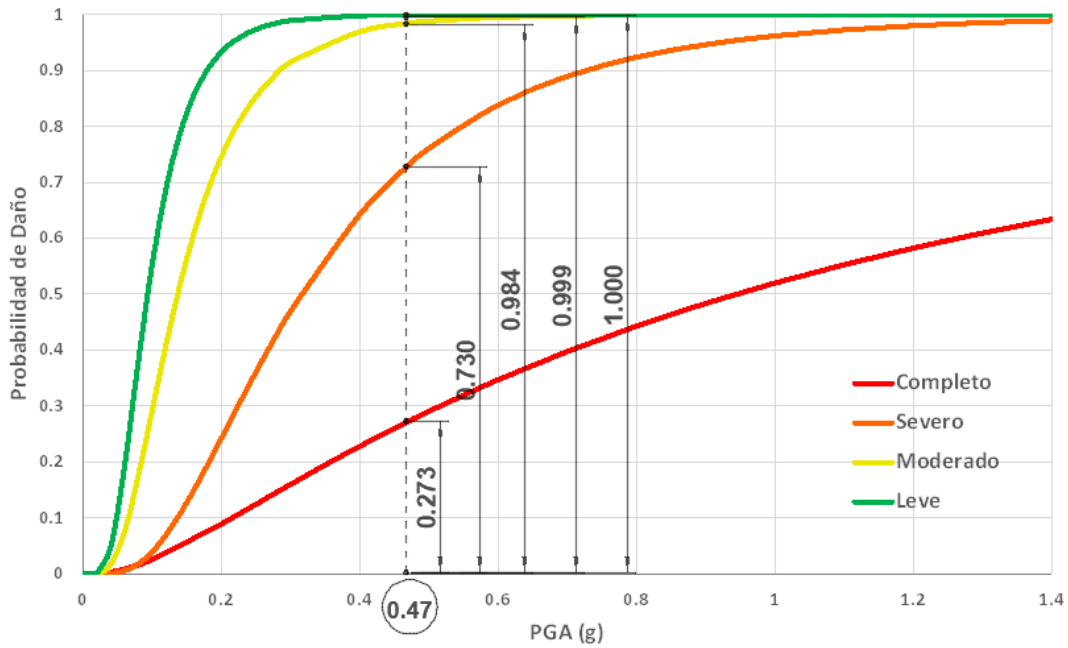


Figura 6.17: Valores de ordenadas representadas en columna 2 de la Tabla 6.18. Puente de clase VH-SATM.

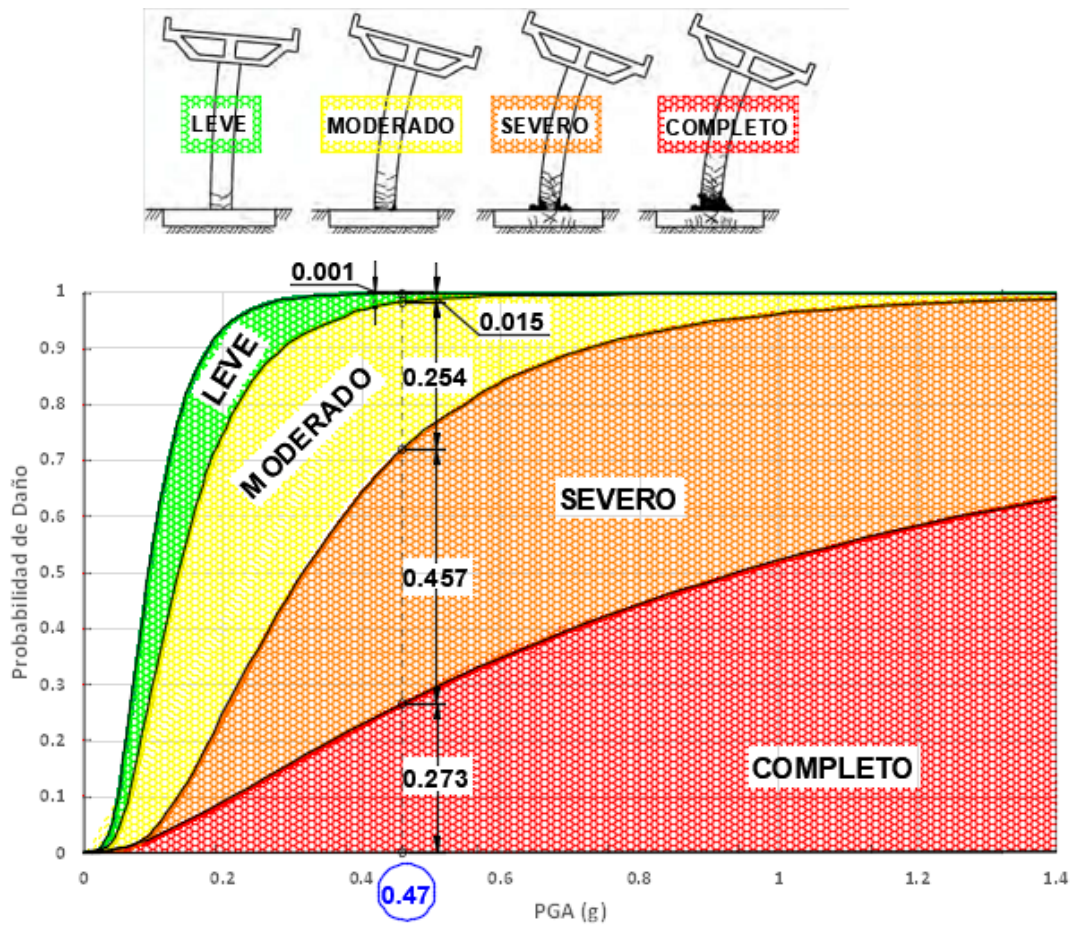


Figura 6.18: Valores de segmentos representados en columna 3 de la Tabla 6.18. Puente de clase VH-SATM.

Se ilustró el proceso de cálculo de las pérdidas esperadas para dos puentes de diferentes tipologías, con aproximadamente la misma longitud, suelo de fundación y sujeto a similares sismos. Las pérdidas son expresadas, primero como relación de costo de reparación (fracción del costo de reemplazo), y luego como costo de reparación asumiendo un costo de reemplazo real.

Los resultados se presentan en la Tabla 6.19, donde se evidencia la mayor vulnerabilidad del puente de la clase Vigas cajón de hormigón continua de tramos múltiples, la cual está representada por la más elevada relación de pérdidas (0.71 contra 0.32) y el mayor costo de reparación obtenidos para este puente. La razón entre ambas pérdidas económicas directas es de 1.72.

Tabla 6.19: Pérdidas económicas directas esperadas por sismo en ambos puentes típicos.

Clase de Puente	Long. [m] (1)	Ancho [m] (2)	Area [m ²] (3)	Costo reempl. [US\$/m ²] (4)	U [US\$] (3)*(4)=(5)	RCR _T (6)	D _{pérdida} [US\$] (5)*(6)=(7)
VCH-CTM	66	10.4	686.4	2650	1818960	0.71176	1294669
VH-SATM	67.7	13.25	897	2650	2377116	0.31671	752867

CAPÍTULO 7

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES PARA FUTUROS TRABAJOS

7.1 Resumen

En esta Tesis se desarrollaron curvas de fragilidad para dos clases mayoritarias de puentes típicos de Argentina, las cuales luego fueron usadas para evaluación de la vulnerabilidad sísmica y estimación de las pérdidas económicas. Los puentes representativos de cada clase surgieron de un estudio estadístico llevado a cabo sobre datos del inventario de puentes de las regiones de Cuyo y NOA en zonas caracterizadas como de elevada y muy elevada peligrosidad sísmica del territorio nacional. Se seleccionaron dos puentes típicos representativos de dos de las clases comentadas. En ambos casos, las luces de tramo, número de tramos, altura de pilas y ancho de tablero se corresponden con los valores medios del estudio estadístico citado. Posteriormente, se seleccionaron registros sísmicos representativos de la sismicidad de la región del centro-oeste argentino que cubren un amplio rango de niveles de peligrosidad sísmica para reproducir la variabilidad de dichos registros en el proceso de obtención de las curvas de fragilidad analíticas. Se construyeron modelos analíticos detallados 3D de cada puente para posteriormente realizar análisis dinámicos no lineales. Las dos componentes horizontales de los registros sísmicos se aplicaron en ambas direcciones ortogonales del puente, determinándose luego la respuesta máxima en cada una de ellas.

A continuación, se definieron límites de estados de daño para diferentes componentes de los puentes en términos de parámetros de demanda ingenieril, tales como ductilidad por curvatura en columnas, esfuerzo de corte en dichos elementos y desplazamiento longitudinal de la superestructura.

Luego, con las respuestas máximas conseguidas, se construyen modelos de demanda sísmica probabilística por medio de la representación de dichos valores en el espacio lognormal (\ln Demanda vs. \ln Intensidad sísmica). A través de un análisis de regresión lineal se pudieron obtener los parámetros de los citados modelos de demanda sísmica probabilística.

Utilizando los parámetros mencionados, se encontraron los valores de la mediana y dispersión para construir las curvas de fragilidad en ambos puentes típicos para cada uno de los estados de daño considerados: leve, moderado, severo y completo.

Finalmente, para una determinada condición de referencia, utilizando las curvas de fragilidad obtenidas, se estimaron las pérdidas económicas directas producidas por el sismo de diseño de 1000 años de periodo de retorno.

7.2 Conclusiones

La contribución más significativa de este estudio es el desarrollo de curvas de fragilidad para dos clases de puentes típicos de nuestro país. Estas curvas son herramientas muy valiosas para evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes de dichas clases, como así también en los estudios de estimación de

pérdidas, para definir los planes de preparación previos al terremoto y asimismo la planificación de respuesta a las emergencias posteriores al evento sísmico. Pueden utilizarse para determinar el riesgo sísmico asociado con los puentes carreteros típicos existentes en el país. Esto servirá de base para establecer una metodología de priorización para la rehabilitación, de manera tal que aquellos puentes más críticos sean rehabilitados primero.

Para alcanzar el objetivo de la obtención de las curvas, merecen destacarse las siguientes contribuciones particulares realizadas por el autor en referencia a los aspectos críticos que hacen al desarrollo de estas:

- Se presentó una metodología que permitió identificar las clases típicas de puentes en las regiones de elevada y muy elevada peligrosidad sísmica del territorio de la República Argentina para el abordaje de estudios de fragilidad sísmica. Se trata de un estudio estadístico inédito realizado sobre el inventario provisto por la base de datos del sistema de gestión de puentes administrado por Vialidad Nacional, SIGMA Puentes (Saracho et al., 2016b). El grupo de estudio estuvo constituido por 827 puentes ubicados en los distritos de Mendoza, San Juan, La Rioja, Salta y Jujuy.

Se identificaron 5 clases de Puentes, a saber: 1) Vigas de Hormigón Continuas en Tramos Múltiples, 2) Vigas de Hormigón Simplemente Apoyadas en Tramos Múltiples, 3) Vigas Cajón de Hormigón Continua en Tramos Múltiples, 4) Losas Simplemente Apoyadas en Tramos Múltiples y 5) Vigas de Hormigón Simplemente Apoyadas de un Tramo.

En base a dicho estudio estadístico se llegaron a establecer las magnitudes de los parámetros característicos de cada una de las clases: Número de tramos, Máxima longitud de tramos, Ancho de tablero, Altura de pilas, Tipo de superestructura y Tipo de pila. Dado el pequeño a nulo ángulo de oblicuidad acusado por la gran mayoría de los puentes, se justificó no tomar en consideración este parámetro.

Estos resultados son de suma utilidad, ya que constituyeron la base a partir de la cual se eligieron los puentes “promedio” representativos de dos de las clases mayoritarias: 2) Vigas de Hormigón Simplemente Apoyadas en Tramos Múltiples y 3) Vigas Cajón de Hormigón Continua en Tramos Múltiples.

- Se propuso un procedimiento para seleccionar registros sísmicos compatibles con espectros correspondientes a distintos niveles de amenaza sísmica, con periodos de recurrencia de 500 y 2500 años, para zonas de elevada y muy elevada peligrosidad sísmica de la región del centro-oeste argentino (Saracho et al., 2021c). Un primer desafío abordado fue la obtención de los espectros correspondientes a estos niveles de amenaza sísmica, de 500 y 2500 años de periodo de retorno, a partir de los brindados por el Código de diseño que corresponden a 1000 años de recurrencia. Para ello se recurrió a antecedentes de normativa internacional actualizada sobre evaluación y rehabilitación sísmica de edificios y puentes y, asimismo, a un estudio reciente de evaluación probabilista del riesgo sísmico para nuestro país. De esa manera, se obtuvieron los coeficientes que relacionan las ordenadas de los espectros de respuesta para las recurrencias indicadas. Luego,

mediante la utilización de la aplicación web de la base de datos del PEER-NGA y considerando distintos parámetros sismológicos inherentes a la región de estudio, se arribó a un total de 274 registros reales escalados, de los cuales 116 son del tipo impulsivo. Posteriormente, mediante la aplicación de un criterio novedoso, en el cual se contempla la Intensidad de Aceleración Espectral (ASI), se seleccionó a partir del elenco anterior un conjunto reducido de 39 sismos. Finalmente, siendo otro aspecto novedoso en el proceso, por consideración de la duración significativa de los registros se eliminaron algunos de esta primera selección y se incorporaron otros, de manera de conservar un número suficiente de ellos. Se arribó así al elenco final de registros, que hace un total de 36.

Se remarca lo novedoso del criterio de utilización de la magnitud ASI en el proceso de selección en virtud de no estar establecido en ninguna recomendación por normativa. Como se vio, el hecho de volcar los registros en un gráfico ASI vs PGA resulta de gran utilidad para hacer un cribado importante de los registros. Por otro lado, en cuanto a la duración, si bien en normativas como la ASCE/SEI 7-05 se menciona tener en cuenta dicho parámetro, no se dan pautas precisas para ello. Además, se advirtió que distintos trabajos en la literatura donde se seleccionan conjuntos de registros sísmicos no toman en consideración este parámetro.

Con posterioridad, se realizó un análisis de sensibilidad que permitió identificar el nivel de daño experimentado por las estructuras para cada uno de los citados 36 registros. Se identificaron aquellos que provocan un daño muy bajo conforme al esperado, según la magnitud dada de PGA, o bien que generan daños similares a aquellos de menores PGA. Se trató de 11 registros, los cuales fueron eliminados por este concepto, quedando un total de 25.

A través del proceso de selección utilizado se cumple con la consigna de que el conjunto de acelerogramas obtenido toma en consideración la variabilidad o aleatoriedad natural de las características de los movimientos del terreno producidos bajo los posibles escenarios sísmicos en la región de estudio. Con el empleo de esta serie de registros representativos de la sismicidad de dicha región se pueden obtener curvas de fragilidad de mayor confiabilidad para las distintas clases de puentes típicos.

- Se desarrollaron modelos analíticos 3D de los puentes de estudio usando la plataforma de elementos finitos OpenSees. Dichos modelos detallados presentan un alto grado de refinamiento conforme al actual estado del arte (Saracho et., 2019b). Los mismos se utilizaron luego para la realización de análisis dinámicos no lineales, método considerado como el de mayor rigurosidad y complejidad a costa de un mayor esfuerzo computacional y de competencias para la interpretación de los resultados obtenidos. Para generar estos modelos se tomaron en consideración los detalles de los distintos componentes, los cuales fueron obtenidos de los planos de los puentes. La superestructura de cada puente fue modelada usando elementos de barra prismáticos elásticos, asumiendo que

permanecen en el rango elástico. Para las pilas se adoptaron elementos de barra no lineales con plasticidad concentrada en los extremos, donde se formarán las rotulas plásticas. En este caso, las secciones son discretizadas con fibras longitudinales de acero para las armaduras longitudinales, hormigón confinado para el núcleo central y hormigón no confinado para el recubrimiento.

Asimismo, la interacción suelo-estructura en los estribos se modeló disponiendo resortes en los extremos del modelo con adecuadas relaciones no lineales de fuerza-deformación, reproduciendo el empuje pasivo del suelo de relleno sobre el muro pantalla y la acción activa y pasiva de los pilotes.

También se dispusieron en los extremos, resortes que representan el martilleo entre la superestructura y el muro pantalla, como así también el de la superestructura sobre los topes antisísmicos, capturando de este modo el impacto y la disipación de energía.

En cuanto a la interacción suelo-estructura en las pilas, se colocaron resortes rotacionales y traslacionales en la base de las columnas mediante una matriz desacoplada de rigideces.

Así también, sobre estribos y pilas, se dispusieron resortes que representan el comportamiento de los elastómeros allí interpuestos.

- Se definieron los umbrales que limitan los distintos estados de daño o niveles de desempeño, para lo cual se tuvieron en consideración las características propias de los componentes de los puentes típicos (Saracho et al., 2021a).

En este estudio resultó determinante el parámetro de demanda ingenieril ductilidad por curvatura en columnas. Se trabajó con el Section Designer del SAP2000 para modelar la sección transversal de las columnas de las pilas de ambos puentes típicos, para lo cual se tuvieron en cuenta la configuración geométrica de dichas secciones y las leyes constitutivas no lineales de los materiales. Con ello, a través del diagrama momento-curvatura, se pudieron obtener los valores de ductilidad por curvatura representativos de la mediana de la capacidad para los distintos límites de estados de daño. Un aspecto particular, tomado en cuenta en la definición de uno de los umbrales de daño, lo constituye el hecho de haber considerado la presencia o no de empalmes por yuxtaposición de la armadura longitudinal en la base de las columnas.

Se recalca el impacto de lo indicado en este apartado, puesto que la mayoría de las publicaciones sobre fragilidad sísmica de puentes toman como marco referencial el trabajo llevado a cabo por Hwang et al. (2001). En el mismo, se propusieron umbrales para los distintos estados de daño, que se corresponden con los descriptos cualitativamente por HAZUS, para puentes típicos de la zona sísmica de New Madrid (valle del Mississippi), centro-este de los Estados Unidos. Así, para el caso de los valores de las medianas de las ductilidades de desplazamiento, se tiene: 1.0, 1.2, 1.76 y 4.76, que marcan los límites de daño antes referidos: primera fluencia, fisuración, desconchamiento y pandeo de la armadura longitudinal de las columnas, respectivamente. Ejemplos de trabajos en los cuales se adoptaron estos umbrales son los siguientes: Nielson (2005), para distintas clases de puentes en zonas de moderada

peligrosidad sísmica de USA, Dusicka y Roberts (2011), para puentes del estado de Oregon -USA- y Avsar (2009), para puentes de Turquía. Curiosamente, para la definición de estos límites, en el trabajo de Huang (2001), tomado como base por los anteriores, se utilizó un solo puente representativo del inventario.

Respecto del segundo parámetro considerado, esfuerzo de corte en columnas, se determinó la capacidad de estas frente a dicho esfuerzo. En cuanto al otro parámetro, desplazamiento de la superestructura, también se consideraron las dimensiones propias de los elementos intervinientes: apertura de juntas, medidas de los pedestales y anchos de sustentación disponibles en vigas cabeceras de pilas y bases de apoyos en estribos.

De esta manera, a diferencia de los citados trabajos, se considera que la definición de los límites de daño realizada en esta tesis resulta más apropiada en virtud de ser representativa de los puentes típicos de cada una de las dos clases estudiadas. Como en los aspectos anteriores señalados, éste igualmente resulta crucial para el desarrollo de las curvas de fragilidad. Siendo así, para futuros trabajos se aconseja seguir el procedimiento aquí expuesto.

Por otro lado, utilizando las curvas obtenidas, se presentó un método para determinar las potenciales pérdidas económicas directas que resultan del sismo de diseño de 1000 años de recurrencia, lo cual constituye una base para establecer prioridades de rehabilitación (Saracho et al., 2021a). Los resultados muestran que la clase de puentes designada como Vigas cajón de hormigón continua de tramos múltiples (VCH-CTM) resulta más vulnerable que la otra, Vigas de hormigón simplemente apoyadas de tramos múltiples (VH-SATM). La relación entre las pérdidas económicas directas para ambos tipos de puentes ante la acción de un mismo sismo es cercana al doble.

7.3 Recomendaciones para futuros trabajos

Conforme a los estudios realizados en esta Tesis surgen las siguientes recomendaciones para futuras investigaciones sobre el tema:

- Deberá continuarse con los estudios de fragilidad para las restantes tres clases de puentes. Por otro lado, para mayor representatividad, se sugiere trabajar con subclases dentro de las clases principales definidas, de manera tal de tomar en consideración otras características. Por ejemplo, los casos de pilas con simple y múltiples columnas, como así también las de tipo diafragma.
- Para mayor profundización, deberá investigarse el efecto de oblicuidad sobre la fragilidad de cada clase de puente. Pudo observarse que en la metodología de HAZUS-MH (FEMA, 2003) se tiene una ecuación que modifica el valor de las medianas de las curvas para tomar en consideración la oblicuidad. Dicha ecuación se desarrolló a partir de análisis estáticos, lo cual justifica una investigación más minuciosa y la validación por medio de análisis dinámicos.
- Se deberán investigar los efectos de considerar el número de tramos

sobre la fragilidad sísmica. En el presente estudio se focalizó sobre puentes de dos y tres tramos, los de mayor repetición en el inventario según pudo constatarse estadísticamente. No obstante, se tiene una cantidad significativa de puentes con otro número de tramos. En la metodología de HAZUS-MH se provee también de ecuaciones para modificar los valores de la mediana, pero igualmente necesitan verificación usando métodos dinámicos.

- Considerar otras medidas de intensidad para definir los modelos de demanda sísmica probabilística, tales como la Aceleración espectral a 1 segundo (S_{a-1s}) y la Aceleración espectral a la media geométrica de los periodos fundamentales en ambas direcciones, longitudinal y transversal (S_{a-gm}).
- Tomar en cuenta, a través de modelos analíticos apropiados, el efecto de levantamiento de la superestructura debido a la componente vertical de los sismos. En un sentido desfavorable, por la combinación de los efectos verticales con los de las componentes horizontales, especialmente para excitaciones de campo cercano, puede sobrevenir el desbancado o caída de la superestructura.
- Ampliar los estudios tomando en consideración los efectos de la componente vertical del sismo sobre las columnas y vigas cabeceras de pilas, como así también sobre las vigas principales de la superestructura, según lo planteado en el Apéndice C.
- Por otro lado, continuar los estudios de fragilidad sobre los puentes sujetos a distintas medidas de rehabilitación. De esa manera, a través del cálculo de las pérdidas económicas en situación de los estados original y rehabilitado, por empleo de las curvas de fragilidad respectivas, se podrá calcular finalmente la relación costo-beneficio. Dicha relación permitirá establecer las prioridades de rehabilitación para un determinado tramo de la red vial. Asimismo, por aplicación de esta metodología surgirá la técnica de rehabilitación que resulte óptima.

7.4 Publicaciones del autor relacionadas con la Tesis

Congresos nacionales:

Saracho J., Pérez G. (2015). *Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de Puentes en Argentina a través de Curvas de Fragilidad*. VIII Encuentro de Investigadores y Docentes de Ingeniería (EnIDI). Mendoza, Argentina.

Saracho J., Pérez G., Barlek J., Dip O., Castelli E. (2017a). *Metodología para Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de Puentes típicos en Argentina mediante Análisis Dinámico No Lineal*. X Encuentro de Investigadores y Profesionales Argentinos de la Construcción (EIPAC). Jujuy, Argentina.

Saracho J., Pérez G., Barlek J., Dip O. (2018a). *Selección y Escalado de Acelerogramas para Análisis Dinámicos en Estudios de Fragilidad en Puentes de Argentina*. 25 Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural. Resistencia, Chaco.

Saracho J., Pérez G., Barlek J., Dip O. (2021a). *Propuesta para evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes típicos en Argentina a través de curvas de fragilidad*. XXVI Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural. Rosario, Argentina.

Congresos internacionales:

Saracho J., Pérez G., Barlek J., Dip O., Castelli E (2014). *Clasificación de Puentes en Argentina para la Evaluación de su Vulnerabilidad Sísmica*. 1ª Conferencia Internacional de Puentes – Chile 2014. Santiago, Chile. 2014.

Saracho J., Pérez G., Barlek J., Dip O. (2016a). *Contribuciones para la Evaluación de Puentes en Argentina. Transferencia de Conocimiento e Innovación*. VI Congreso Internacional de Conocimiento e Innovación. Bogotá, Colombia.

Saracho J., Pérez G., Barlek J., Dip O., Castelli E. (2017b). *Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de Puentes típicos en Argentina mediante Análisis Dinámico No Lineal*. Segundo Congreso Internacional de Puentes – Chile 2017. Santiago, Chile.

Saracho J., Pérez G., Barlek J., Dip O. (2018b). *Propuesta para Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de Puentes Típicos en Argentina en cercanía de Fallas Activas*. XXXVIII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural. Lima, Perú.

Saracho J., Pérez G., Barlek J., Dip O. (2019a). *Selection of Accelerograms for Studies of Fragility in Typical Bridges of Argentina*. 2nd Bridge Engineering Workshop Mexico 2019. Puerto Vallarta, México.

Saracho J., Pérez G., Barlek J., Dip O., Castelli E. (2021b). *Evaluación del desempeño sísmico en puentes típicos de Argentina en los estados original y rehabilitado con aisladores LRB*. III International Bridge Congress – Chile 2021. Viña del Mar, Chile.

Revistas nacionales:

Saracho J., Pérez G., Barlek J., Dip O., Castelli E. (2016b). *Clasificación de puentes en Argentina para la evaluación de su vulnerabilidad sísmica*. *Tecnología y Ciencia*, Año 14, No. 28, pp. 25-37. <https://rtyc.utn.edu.ar/index.php/rtyc/article/view/238/200>

Saracho J., Pérez G., Barlek J., Dip O. (2017c). *Metodología para Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de Puentes típicos en Argentina mediante Análisis*

Dinámico No Lineal. *Tecnología y Ciencia*, Año 16, No. 31, pp. 173-187.

<https://rtyc.utn.edu.ar/index.php/rtyc/article/view/115>

Revistas internacionales:

Saracho J., Pérez G., Barlek J., Dip O., Castelli E. (2019b). Contribuciones para la Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de Puentes Típicos en Argentina en cercanía de Fallas Activas. *Hormigón y Acero*. Volumen 70, Número 288, pp. 57-75. Madrid, España.

Saracho J., Pérez G., Barlek J., Dip O., Castelli E. (2021c). Procedimiento para selección de acelerogramas para estudios de fragilidad en puentes típicos de Argentina. *Ingeniería Sísmica*. N° 106, pp. 76-111. Ciudad de México, México.

Saracho J., Pérez G., Barlek J., Dip O. (2019c). Contribuciones para la evaluación de puentes en Argentina. Transferencia de conocimiento e innovación. *Brazilian Journals of Business*. V 1, N° 3, pp. 1755-1775. Curitiba, Brasil

Seminarios de extensión universitaria dictados en Vialidad Nacional:

Saracho J. (27-28 de diciembre de 2017d). “*Metodología para la Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de Puentes Típicos en Argentina mediante Análisis Dinámico No Lineal*”. [Conferencia]. Seminario de extensión universitaria Evaluación de Puentes - Vialidad Nacional. Mendoza, Argentina.

Saracho J. (27-29 de diciembre de 2018). “*Metodología para la Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de Puentes Típicos en Argentina mediante Análisis Dinámico No Lineal*”. [Conferencia]. Seminario de extensión universitaria Evaluación de Puentes - Vialidad Nacional. San Juan, Argentina.

APENDICE A

INFLUENCIA DE DISTINTOS PARÁMETROS EN LA VARIACIÓN DEL PERIODO DE LAS ESTRUCTURAS ESTUDIADAS

A.1 Introducción

Con vistas a indagar la influencia de distintos parámetros en la variación del periodo de las estructuras analizadas se presenta a continuación el estudio llevado a cabo al respecto sobre los modelos estructurales. Los aspectos investigados son los siguientes:

- Consideración del incremento de la resistencia y rigidez en los materiales constitutivos de la subestructura.
- Influencia de la flexibilidad en las fundaciones. Modelación de pilotes y utilización de curvas p-y.

Para llevar adelante esta tarea se utilizó el software MSBridge, desarrollado recientemente por investigadores de la Universidad de California para Caltrans (Almutairi et al., 2019). Se trata de una versión educacional de este programa (pre y post-proceso) que permite realizar modelos en elementos finitos para análisis dinámico no lineal de puentes convencionales con múltiples tramos. Resulta de gran interés su empleo, ya que está basado en OpenSees conforme a desarrollos que fueron seguidos en la presente Tesis.

A.2 Metodología

A.2.1 Modelos estructurales

Se construyeron distintos modelos para cada estructura. Para el caso del puente de la clase Vigas de hormigón simplemente apoyadas de tramos múltiples (VH-SATM) se tienen los modelos que contemplan:

- Fundaciones con Empotramiento perfecto
- Fundaciones con discretización de los pilotes.

Para el puente de la clase Vigas cajón de hormigón continua de tramos múltiples (VCH-CTM):

- Fundaciones con Empotramiento perfecto
- Fundaciones en pilas con Matriz de rigideces desacopladas

Respecto de las características del suelo de fundación para el puente sobre base aislada (VCH-CTM), según lo indicado en capítulo 4, estas corresponden a un suelo de sitio tipo D del reglamento INPRES CIRSOC 103, Parte VI: Puentes. Para el caso del puente fundado sobre pilotes (VH-SATM), se consideró un suelo arenoso; a los fines de hacer un análisis comparativo, en el modelo se tomaron tres subtipos de terreno que corresponden a densidades alta, media y baja.

Por otra parte, para visualizar la influencia del incremento de resistencia y rigidez en el hormigón, se consideraron los modelos estructurales de ambas clases de puentes en la condición de empotramiento perfecto.

A.2.2 Incremento de la resistencia y rigidez de los materiales constitutivos.

En el trabajo de Mander et al. (1988b) se establece que el hormigón exhibe un aumento significativo tanto en resistencia como en rigidez cuando el proceso de carga se hace a una velocidad de deformación mayor que la pseudo estática. Por otro lado, al respecto, Priestley y Calvi (1996) establecen que, bajo las velocidades de deformación por acción sísmica, el hormigón exhibe una significativa mejora en la resistencia a la compresión, resistencia a la tracción y módulo de elasticidad.

Por su parte, códigos como SDC (2019) y AASHTO (2018) proveen factores de sobrerresistencia para tomar en cuenta una serie de causas que podrían llevar a los elementos estructurales a ser más resistentes de lo esperado. Estos incluyen: resistencias reales de los materiales que son superiores a los valores nominales o esperados, endurecimiento por deformación del acero de las armaduras, efectos de confinamiento que aumentan la resistencia del elemento a desplazamientos inelásticos relativamente altos, y las incertidumbres en los métodos de evaluación que puedan conducir a una subestimación de fuerzas internas. Siendo así, la evaluación de sobrerresistencia es tratada a menudo con la aplicación de simples factores de mayoración. Siguiendo las recomendaciones de AASHTO (2018), se adopta un coeficiente de mayoración de 1.3 para la resistencia del hormigón y de 1.15 para la del acero.

Para el hormigón se emplea el material Concrete 01 de OpenSees, confinado para el núcleo central de las columnas y no confinado para el revestimiento. A modo ilustrativo, en la Tabla A-1 se ofrecen los valores de los parámetros del modelo de Mander utilizados en los modelos estructurales para definir las dos subcategorías: Sin Factor de Amplificación y Con Factor Amplificación.

Tabla A-1: Parámetros del modelo de Mander representados en los modelos estructurales

Parámetro		Sin Factor de Amplificación		Con Factor de Amplificación	
		Hormigón no confinado	Hormigón confinado	Hormigón no confinado	Hormigón confinado
Resistencia a la compresión [kN/m ²]	f_{c0}	25000	29141	32500	36697
Deformación específica para la máxima resistencia	ε_{c0}	0.002	0.00365	0.002	0.00329
Resistencia a rotura [kN/m ²]	f_{cu}	0	25669	0	30618
Deformación específica para resistencia a rotura	ε_{cu}	0.005	0.00749	0.005	0.00783

A.2.3 Flexibilidad en fundaciones

Para modelar la interacción del suelo con la estructura y poder comparar la influencia de su incorporación en el modelo, se utilizó, por un lado, un modelo con base empotrada y, por otro, uno que considera dicha interacción a través de una discretización de los pilotes por medio de elementos de barra con resortes en los nodos.

Siguiendo a Meneses et al. (2022), la modelación del suelo y su interacción con las estructuras y sus fundaciones es muy importante en el estudio de su desempeño sísmico (Xie et al., 2017). Numerosas investigaciones, como así también observaciones de campo, muestran que la respuesta sísmica de los puentes está fundamentalmente asociada a la caracterización estructural, al comportamiento no lineal, a las características del movimiento del suelo y a los efectos de la interacción suelo – estructura (ISE). Por ello, hay diversas metodologías que permiten un acercamiento más o menos preciso del comportamiento real del suelo, dependiendo del grado de interacción entre el suelo y la estructura que se desea reflejar y del costo computacional que se está dispuesto a afrontar. Según Xie et al. (2017), existe una gran brecha entre los enfoques de diseño considerablemente simplificados y aquellas modelaciones que son realistas, pero a la vez computacionalmente eficientes. En otras palabras, por un lado, se tiene la modelación con base empotrada que implica suponer que el suelo es completamente rígido y no interactúa con la estructura analizada, lo cual claramente no es real; sin embargo, corresponde a una simplificación muy usada en la mayoría de las prácticas habituales de los diseños y análisis, sobre todo en el análisis de puentes carreteros. Otra interacción simplificada muy utilizada es suponer las fundaciones apoyadas en varios resortes a partir del modelo de Winkler, en que los resortes tienen un comportamiento lineal dado por un coeficiente de balasto k , cuyo valor depende de las características del suelo. Esta metodología incorpora la ISE; sin embargo, supone un comportamiento lineal sin disipación de energía. En el otro extremo

se tienen métodos numéricos complejos que consideran la estructura, o una parte de ella, suponiendo un sistema tridimensional acoplado con el suelo semi infinito; aquí, se toman en cuenta las características no lineales del suelo, pero con costosos recursos computacionales (Xie et al., 2017).

En el rango intermedio, se han desarrollado varios métodos simplificados que incorporan el comportamiento del suelo y su interacción con la estructura, y que tiene costos computacionales más reducidos. Uno muy atractivo y usado por varios investigadores es considerar el comportamiento no lineal de los resortes del modelo de Winkler, también conocido como resortes P-y, que equilibra de buena manera una precisión aceptable y la eficiencia computacional. Esta metodología consiste en distribuir a lo largo del pilote resortes que tienen una relación fuerza - deformación lateral (P-y) que considera el comportamiento no lineal del suelo. En la literatura se han propuesto varias relaciones para estimar los resortes P-y en base a pruebas de laboratorio, las cuales dependen del tipo de suelo y del nivel de confinamiento principalmente. Boulanger et al. (1999) desarrolló curvas constitutivas y las implementó en un modelo de OpenSees. Otros autores han formulado distintas expresiones para las curvas P-y incorporando los efectos de la licuación del suelo (Brandenberg et al., 2012), el roce del suelo con el pilote mediante la relación de fuerzas axiales con desplazamientos verticales (curvas T-z) y, asimismo, el efecto ejercido por la punta del pilote sobre el suelo (curvas Q-z). En tal sentido, en el programa MS Bridge se utilizan modelaciones de la ISE con resortes P-y para la resistencia lateral, T-z para la resistencia axial de fuste, y resortes Q-z para la resistencia en la punta del pilote, siendo esta configuración usada por muchos autores. En la Figura A-1 se muestra un esquema que simboliza la modelación de la resistencia e interacción lateral del suelo con el pilote, resortes P-y, y el esquema para las curvas T-z y Q-z referidas.

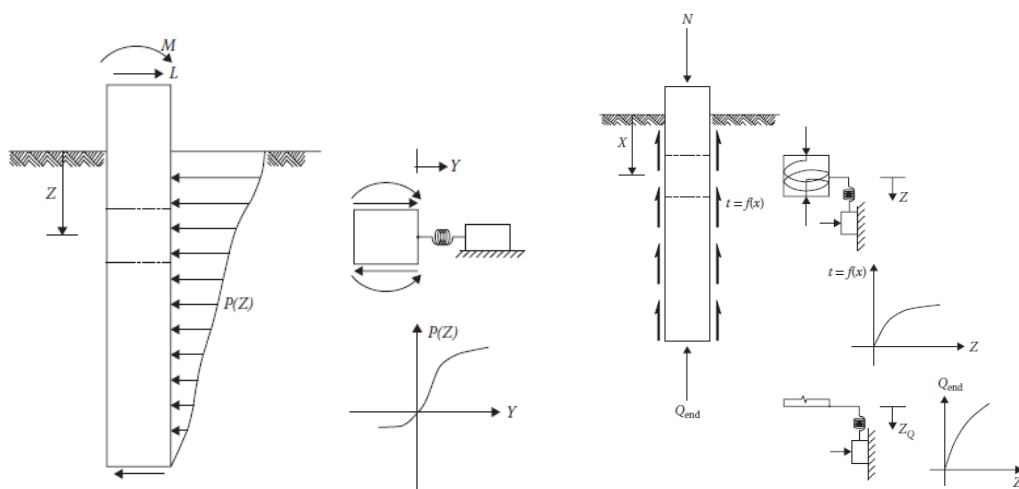


Figura A-1: Representación de resortes P-y, T-z, Q-z (Ma y Deng, 2014)

En el presente trabajo, para la definición de las curvas P-y, se emplea el método de Reese et al. (1974) para arenas; esta es una de las opciones disponibles en

el programa MS Bridge a tal efecto. El valor del módulo de reacción lateral del suelo K_{p-y} para distintas densidades se extrajo de la obra de Ma y Deng (2014) y se presenta a modo ilustrativo en Tabla A-2, al igual que el valor adoptado de fricción interna.

Tabla A-2: Valores del módulo de reacción lateral del suelo y ángulo de fricción interna en fundación para modelo del puente de clase VH-SATM.

Tipo de suelo de fundación	Módulo de reacción del suelo K_{p-y} [KN/m ³]	Angulo de fricción interna ϕ [°]
Arena sumergida de densidad baja	5430	30
Arena sumergida de densidad media	16292	30
Arena sumergida de densidad alta	33942	30

En Figura A-2 se aprecian las curvas P-y para fundación en arena sumergida de baja densidad en el modelo del puente de clase VH-SATM.

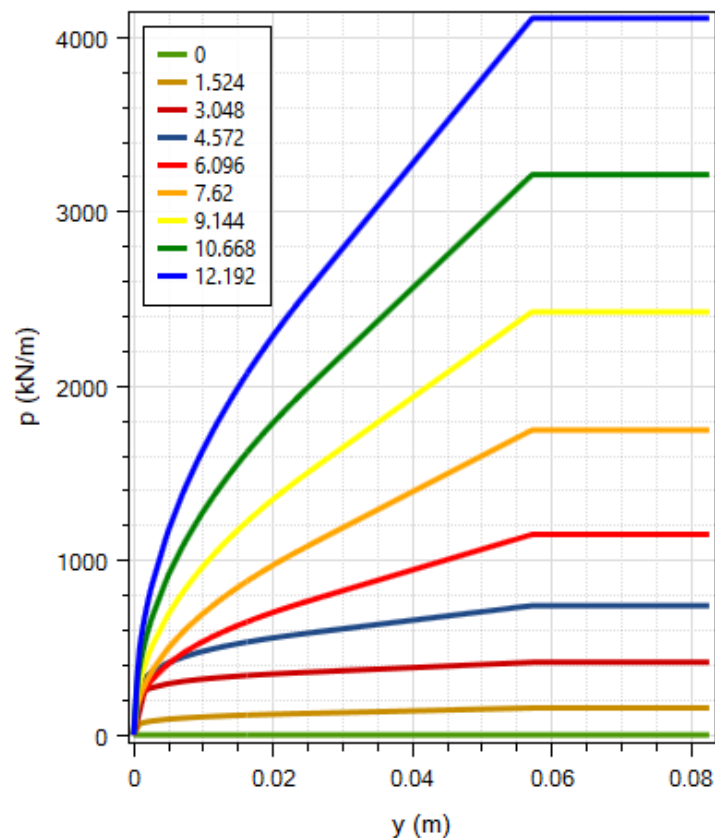


Figura A-2: Curvas P-y para fundación en arena sumergida de baja densidad en el modelo del puente de clase VH-SATM para distintas profundidades de los pilotes en [m].

En Figura A-3 se ofrece una vista del modelo del puente de la clase VH-SATM.

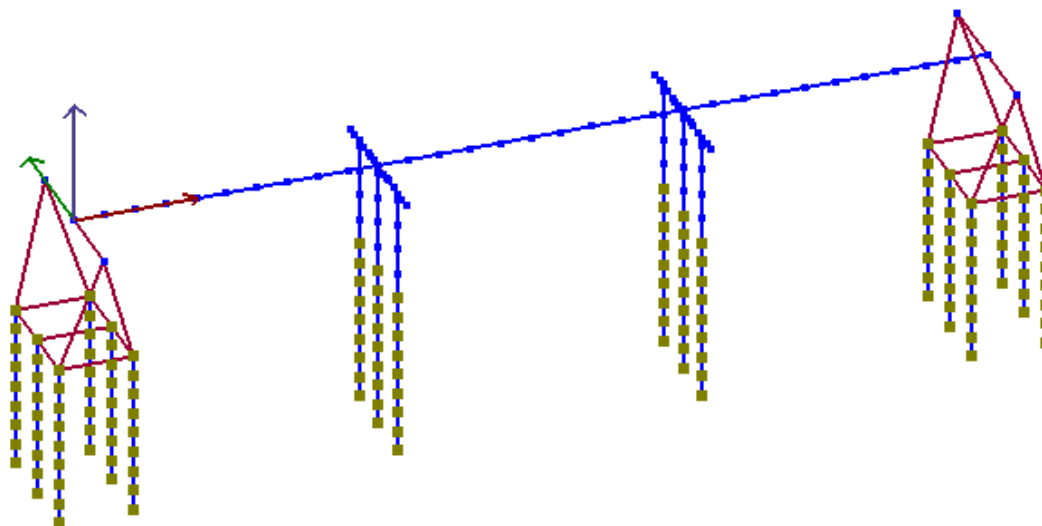


Figura A-3: Modelo estructural del puente clase VH-SATM

A.3 Análisis de resultados y discusión

En Tabla A-3 se presentan los periodos obtenidos para los modelos estructurales con distintas condiciones impuestas en la fundación para el puente de la clase Vigas de Hormigón simplemente apoyada y tramos múltiples (VH-SATM). Lo propio se presenta en Tabla A-4 para el caso del puente de la clase VCH-CTM.

Tabla A-3: Periodo para distintas condiciones impuestas en la fundación de modelos del puente de clase VH-SATM.

Condición impuesta en fundación	Periodo T (s)
Empotrado sin amplificar	0.72022
Empotrado con amplificación	0.6954
Fundación con pilotes modelados con resortes P-y para arena sumergida de baja densidad ($K_{py} = 5430 \text{ KN/m}^3$)	0.9545
Fundación con pilotes modelados con resortes P-y para arena sumergida de mediana densidad ($K_{py} = 16292 \text{ KN/m}^3$)	0.8895
Fundación con pilotes modelados con resortes P-y para arena sumergida de alta densidad ($K_{py} = 33942 \text{ KN/m}^3$)	0.8534
Empotrado con unión monolítica entre superestructura y subestructura	0.611
Fundación con matriz de rigideces desacoplada en arena de baja densidad (Modelo desarrollado por el autor en Tesis)	0.78

Tabla A-4: Periodo para distintas condiciones impuestas en la fundación de modelos del puente de clase VCH-CTM

Condición impuesta en fundación	Periodo T (s)
Empotrado sin amplificar	1.3871
Empotrado con amplificación	1.3818
Empotrado con unión monolítica entre superestructura y subestructura	0.64
Fundación con matriz de rigideces desacoplada (Modelo desarrollado por el autor en Tesis)	1.25

Con respecto a la consideración de sobrerresistencia de los materiales, para el caso de la clase VCH-CTM hay una exigua diferencia en los valores de los periodos, prácticamente despreciable. Para la clase VH-SATM se detecta una ligera disminución de dicho periodo conforme a la mayor rigidez de los materiales por sobrerresistencia, del orden del 3.6 %. En relación con la flexibilidad de las fundaciones, para la clase VH-SATM se aprecia el aumento del periodo conforme a la mayor flexibilidad de estas, en el orden de un 18 % para el caso de arena sumergida de alta densidad y del 32 % para la misma arena de baja densidad, con respecto a la condición de empotramiento perfecto. Por otro lado, se advierte la influencia preponderante que tiene la disposición de los elastómeros entre la superestructura y la subestructura en el incremento del periodo estructural. Nótese la diferencia de los valores de dicho periodo con respecto a los obtenidos de modelos con unión monolítica entre superestructura y subestructura (aproximadamente 18 % para la clase VH-SATM), tipología muy utilizada en Estados Unidos.

Por otro lado, al comparar los periodos obtenidos de los modelos desarrollados en MSBridge con respecto a los desarrollados por el autor en el trabajo de Tesis se advierte que estos últimos resultaron menores, con diferencias del orden del 22 % para la clase VH-SATM (en caso de fundación en arena sumergida de baja densidad) y del 11 % para VCH-CTM.

A.4 Conclusiones

La investigación llevada a cabo sobre modelos estructurales, en los cuales se discretizó la fundación con distinto grado de refinamiento, permitió establecer la influencia que tiene este aspecto del modelado sobre el periodo estructural en los casos analizados. En primer lugar, se vio que dicho periodo no se ve mayormente afectado por la consideración de sobrerresistencia de los materiales. A su vez, como era de esperar, se aprecian variaciones importantes del mismo conforme a la mayor flexibilidad de las fundaciones. También se advierte la influencia preponderante en el incremento del periodo que ocasiona la disposición de los elastómeros entre la superestructura y la subestructura. Tal

diferencia se explica debido a que dichos apoyos elastoméricos se comportan como aisladores de bajo amortiguamiento.

En la comparación de los valores obtenidos, se comprobó que los periodos de los modelos desarrollados por el autor resultaron menores, lo cual implica que los resultados de los análisis llevados a cabo son conservadores.

A pesar del alto grado de refinamiento alcanzado en el modelado a través del programa MS Bridge, y también de su facilidad de uso, se pudo comprobar que en varias oportunidades se dificultaron las corridas numéricas por problemas de convergencia, no obteniéndose las respuestas para varios sismos de entrada. Por esa razón, se pone en valor el empleo de modelos tales como los desarrollados en la Tesis para su utilización en este tipo de trabajos, en los que se requiere efectuar de una gran cantidad de análisis.

APENDICE B

MOVIMIENTOS SÍSMICOS VERTICALES Y SUS EFECTOS SOBRE LAS ESTRUCTURAS. SU CONSIDERACIÓN EN PUENTES

B.1 Introducción

Este Apéndice está basado íntegramente en el trabajo realizado por Shrestha B. (2009). Es bien conocido que las estructuras están expuestas a movimientos sísmicos que se manifiestan en las tres dimensiones. Pero solo el movimiento horizontal es el que ha sido estudiado extensamente y considerado en los procesos de diseño, mientras que la componente vertical ha sido generalmente despreciada y apenas estudiada desde el punto de vista del riesgo. Asimismo, la mayoría de los códigos a nivel mundial asumen para la componente vertical del movimiento sísmico el valor de $1/2$ a $2/3$ de la horizontal. No obstante, en sismos destructivos como el de Loma Prieta de 1989, Northridge 1994, Kobe 1995 y Chi-Chi 1999, se encontró que la componente vertical del sismo puede igualar o aún exceder a la horizontal. Por tales situaciones, la mayoría de las especificaciones de los códigos existentes debe ser considerada no conservativa. En años recientes, muchos autores han resaltado este hecho y han realizado investigaciones significativas para identificar y cuantificar el daño potencial de la componente vertical del movimiento sísmico. Diversos estudios reportaron datos que muestran que la aceleración máxima vertical puede ser aún más alta que el valor de la horizontal. Otros han atribuido, en diferentes casos, que las fallas observadas en las estructuras de hormigón armado luego de los eventos sísmicos se deben fundamentalmente a la reducción de la resistencia al corte ocasionada por los efectos de la componente vertical del movimiento. Según Kunath et al. (2008), el movimiento vertical puede amplificar y potencialmente crear momentos flectores inversos en las vigas principales longitudinales de los puentes. Los fenómenos extendidos de falla y descalce en los apoyos, observados en sismos recientes, fueron parcialmente atribuidos al efecto destructivo de los movimientos verticales. Basados en la gran cantidad de estudios disponibles es posible concluir que las sacudidas verticales pueden escalar las fuerzas axiales en las columnas, causar un incremento en las demandas de momento y corte, amplificar la deformación plástica, extender la formación de articulaciones plásticas y finalmente disminuir la capacidad por ductilidad de los componentes estructurales. Para incluir los efectos de los movimientos verticales en el diseño, recientes trabajos han considerado el desarrollo de espectros de movimientos verticales focalizando mayormente en acelerogramas de sismos de fuente cercana (Elnashai y Papazoglou, 1997; Bozorgnia y Campbell, 2004; Kalkan y Gülkan, 2004). Estos estudios han desarrollado espectros de movimiento sísmico vertical para usarse en paralelo con los espectros de movimiento horizontal. En algunos códigos existentes, como por ejemplo el Euro código 8, se presta mucha más atención a las incertidumbres de la relación espectral en las zonas de falla cercana.

B.2 Componente vertical del movimiento sísmico y relación V/H

Una percepción común entre los profesionales de la ingeniería civil es que

la componente vertical del sismo es más baja que la horizontal; por consiguiente, la relación V/H (relación de la aceleración máxima vertical con respecto a la horizontal) se asume menor que la unidad. Muchos códigos sugieren el escalado de una sola forma espectral, originalmente derivada de las componentes horizontales, usando una relación V/H promedio de 2/3, tal como lo propuso originalmente Newmark et al. (1973). Como resultado de ello, todas las componentes del movimiento del suelo tienen el mismo contenido de frecuencias. Dicho contenido de frecuencias, sin embargo, se demuestra que es diferente (Figura B-1). Además, la regla de 2/3 para V/H no es conservativa en el campo cercano y es demasiado conservadora para grandes distancias epicentrales. La Tabla B-1 muestra datos de algunos de los terremotos emblemáticos con importantes relaciones V/H. Asimismo, según los estudios realizados por Collier y Elnashai (2001), se corroboró que las relaciones V/H resultaron ser mayores a 1,0 dentro de un radio de 5 km desde la fuente del terremoto, mayores a 2/3 dentro de un radio de 25 km y también dependientes de la magnitud del terremoto,

Tabla B-1: Movimientos sísmicos con relaciones V/H importantes.

Evento	Estación (Mw)	Hor1 (g)	Hor2 (g)	Ver (g)	V/H
Gazli, Uzbeksitan 1976	Karakyr (6.8)	0.71	0.63	1.34	1.89
Imperial Valley, USA 1979	El centro array 6 (6.5)	0.41	0.44	1.66	3.77
Nahhani, Canada 1985	Site1 (6.8)	0.98	1.10	2.09	1.90
Morgan Hill, USA 1984	Gilroy array #7 (6.2)	0.11	0.19	0.43	2.25
Loma-prieta, USA 1989	LGPC (6.9)	0.56	0.61	0.89	1.47
Northridge, USA 1994	Arleta fire station (6.7)	0.34	0.31	0.55	1.61
Kobe, Japan 1995	Port Island (6.9)	0.31	0.28	0.56	1.79
Chi Chi, Taiwan 1999	TCU 076 (6.3)	0.11	0.12	0.26	2.07

B.3 Contenido de frecuencias

La componente vertical del movimiento del suelo está asociada con la propagación vertical de las ondas P, mientras que las componentes horizontales están más vinculadas con las ondas S. La longitud de las ondas P es más corta que la de las ondas S, es decir, el contenido de frecuencias de la componente vertical del movimiento del suelo es mayor que el de las horizontales. La Figura B-1 muestra las componentes horizontal y vertical del Terremoto de El-Centro de 1940. Por su parte, la Figura B-2 ofrece los espectros de Fourier y la curva de intensidad de Arias de dichas componentes. En los espectros de Fourier se advierte que las mayores amplitudes verticales se dan para los contenidos de frecuencia altos, o sea para el rango de periodos cortos. Lo mismo se ve en los espectros de respuesta de aceleración mostrados en la Figura B-3, en donde las máximas ordenadas espectrales se corresponden con dicho rango de periodos.

De esa manera, allí es donde se tiene una mayor relación de aceleración espectral vertical respecto a la horizontal. Por lo tanto, tal contenido de alta frecuencia conduce a la respuesta más grande en un rango de períodos cortos, que a menudo puede coincidir con el período vertical de la estructura de hormigón armado, lo cual provocará una amplificación significativa de la respuesta.

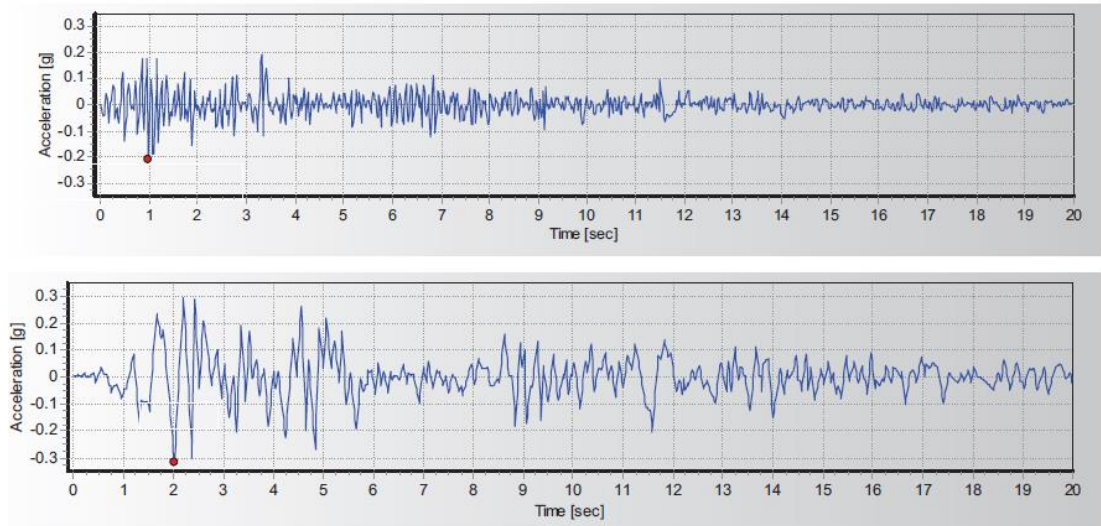


Figura B-1: Acelerogramas del terremoto de El-Centro 1940, vertical (0,21g) y horizontal (0,32 g), respectivamente.

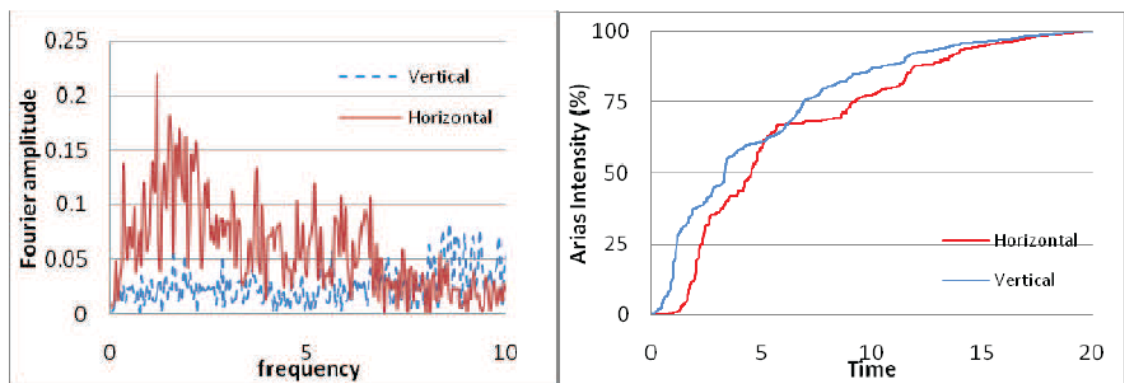


Figura B-2: Comparación de los espectros de Fourier y la intensidad de Arias de los movimientos vertical y horizontal del suelo. Tiempo [seg]

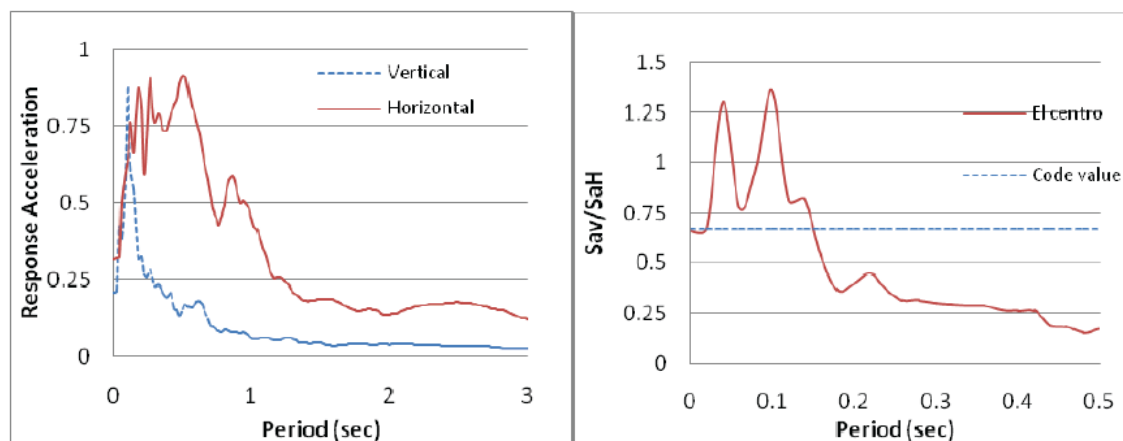


Figura B-3: Espectros de respuesta y comparación de la relación espectral en períodos cortos para sismo El-Centro con respecto a la del código.

B.4 Retraso de tiempo entre los movimientos verticales y horizontales máximos

Una de las características importantes del movimiento del terreno es la relación entre los tiempos de llegada del movimiento vertical máximo con respecto al horizontal máximo. En general, el movimiento vertical máximo del suelo ocurre antes que el horizontal máximo, tal como se muestra en la Figura B-1 (la aceleración máxima vertical ocurre 1 segundo antes que la máxima horizontal), mientras que, en otros casos, casi hay coincidencia temporal. En caso de que el pico vertical ocurra significativamente antes del horizontal máximo, puede resultar válido el empleo de un procedimiento para el diseño de la estructura en el que se consideren por separado los efectos del movimiento vertical y horizontal; pero cuando estas dos componentes casi coinciden, entonces será necesario considerar la combinación de los efectos en el diseño. Elnashai y Collier (2001) investigaron este intervalo de tiempo usando registros de los terremotos de Imperial Valley (1979) y Morgan Hill (1984). Ellos analizaron 32 registros, con varias distancias a la falla y condiciones de sitio similares. El estudio concluyó que el intervalo de tiempo aumenta con la distancia a la fuente y debe tomarse como nulo para cuando dicha distancia es de 5 km. Sin embargo, la amplia variedad de movimientos del terreno exhibe diversos resultados, concluyéndose que tanto el efecto local del sitio, el camino recorrido por las ondas sísmicas y la profundidad de la fuente contribuyen significativamente con el tiempo de llegada del pico para las componentes.

B.5 Período de respuesta vertical

Queda bastante claro a partir de lo observado en Figura B-3, que la relación de aceleración espectral vertical respecto a la horizontal en el rango inicial de periodos excede significativamente a la recomendada por los códigos (en el caso del movimiento sísmico de El-Centro, corresponde al rango comprendido entre 0.05 - 0.15 segundos). Asimismo, se aprecia en dicha Figura B-3, que la disposición reglamentaria es demasiado conservadora para los períodos mayores. Entonces, surge la inquietud de saber si esta relación espectral, más

alta en el rango inicial de los espectros de respuesta, tendrá algún efecto sobre la estructura. Según el estudio llevado a cabo por Papadopoulou (1989), el período vertical fundamental de un edificio de hormigón armado de 8 plantas se encuentra dentro de este rango efectivo (0.05 seg-0.15 seg). Su hallazgo sugiere que el período natural de la estructura se encuentra dentro del rango de amplificación para los registros verticales de movimiento fuerte. Con la severidad comprobada del movimiento fuerte vertical de campo cercano, en términos de la aceleración máxima del suelo, concluye que se producirán grandes fuerzas axiales dinámicas que actúan tanto hacia arriba como hacia abajo en tal situación de campo cercano. Kim y Elanshai (2008) realizaron un estudio paramétrico de puentes de hormigón armado con diferente configuración geométrica (2 vanos y pila única). También aquí, para la mayoría de los casos, el período fundamental de vibración vertical estuvo cerca de 0.15 seg.

Se vuelve a subrayar que el aspecto más preocupante de la respuesta vertical es la correspondencia de los periodos fundamentales verticales de las estructuras con los períodos predominantes de los registros verticales de movimiento fuerte. Esta correspondencia de periodos conduce a la amplificación significativa de las fuerzas, particularmente aquellas manifestadas en las columnas.

B.6 Efecto sobre las estructuras de los puentes

Uno de los primeros estudios sobre el efecto de la componente vertical del movimiento del terreno fue realizada por Saadeghvaziri y Foutch (1991), quienes reportaron las siguientes afectaciones: variación en la fuerza axial debido al movimiento vertical, reducción de la capacidad de disipación de energía de las columnas de los puentes estudiados y también de la capacidad al esfuerzo de corte de estas. Este hallazgo fue respaldado por Papazoglou y Elanshai (1996), quienes incluyeron en su documento tanto la evidencia de campo como la verificación analítica del efecto dañino del movimiento vertical en la estructura. Mas recientemente, Kunnath et al. (2008) examinaron un puente carretero de dos tramos con una pila de doble columna, considerando seis configuraciones estructurales diferentes. Descubrieron que la componente vertical del movimiento del suelo causa una amplificación significativa en la demanda de fuerza axial en las columnas y también demandas aumentadas de momento flector tanto en las vigas principales en el centro del tramo como en la viga cabecera de las pilas. El aumento en el momento flector de las vigas principales debido al movimiento vertical provoca que la demanda exceda la capacidad, con lo cual se esperaría la falla. En Figura B-4 se ofrecen los resultados comparativos tanto por consideración de la acción horizontal solamente, como así también por la combinación de esta más vertical. En primer lugar, se considera el momento flector de las vigas principales de la superestructura, luego el momento flector de las vigas cabecera de pilas y finalmente la fuerza axial sobre las columnas.

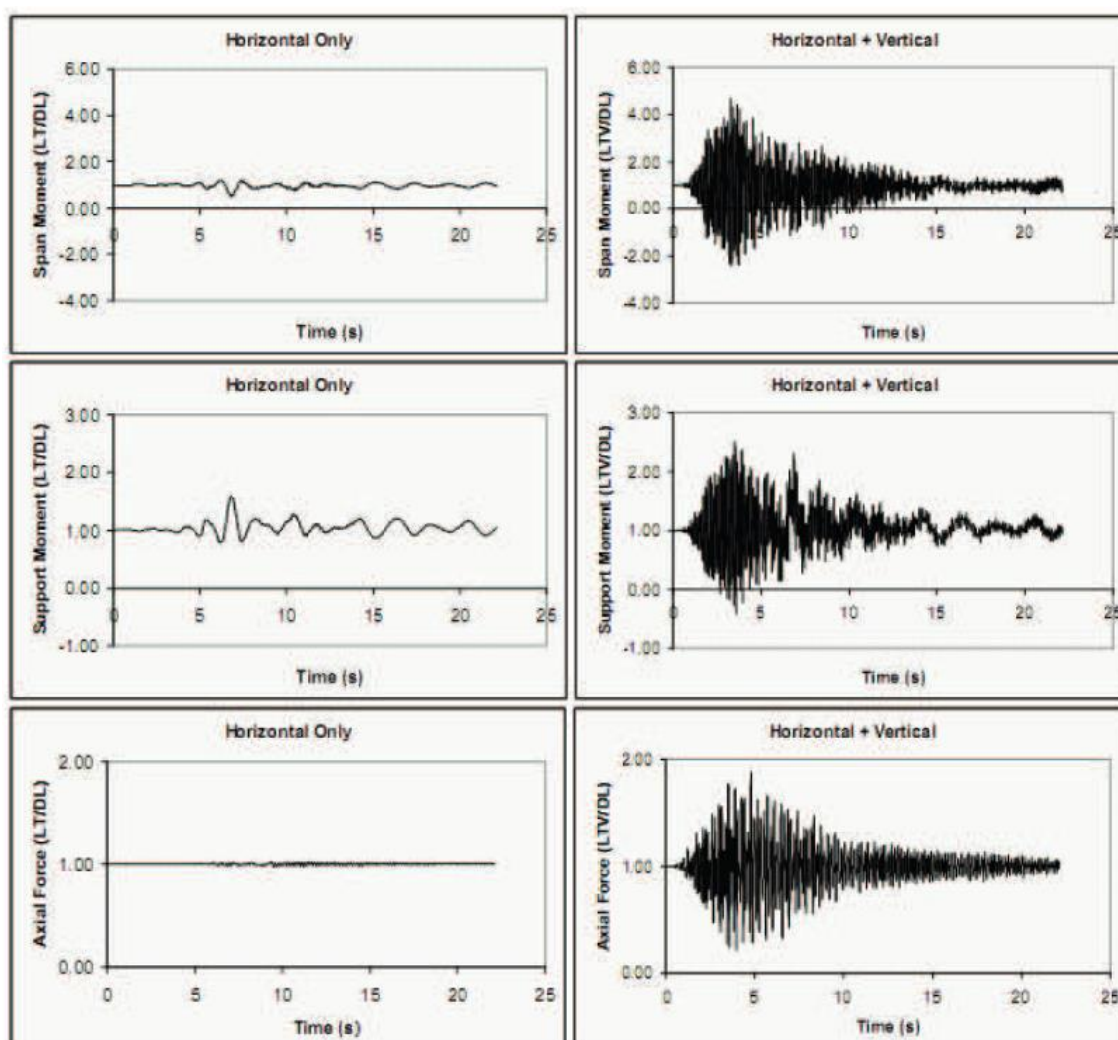


Figura B-4: Historial de respuesta de los parámetros seleccionados bajo movimiento del suelo horizontal solamente y por la combinación entre los movimientos horizontal y vertical (Kunnath et al., 2008)

B.7 Estudio sobre las disposiciones de códigos

En el estudio ya referido, llevado a cabo por Kunnath et al. (2008), se evaluaron las disposiciones de los Criterios de diseño sísmico de CALTRANS (SDC, 2006) en relación con la consideración de los efectos verticales de los movimientos del suelo tanto en la evaluación sísmica como en el diseño de puentes carreteros ordinarios. En este contexto, se determinó que la amplificación de los momentos en la sección media del vano de las vigas principales resulta ser el problema principal que debe abordarse. En particular, el requisito actual de que los movimientos verticales del suelo se consideren solo para sitios donde la aceleración máxima esperada en roca es de al menos 0,6 g no resulta ser una base adecuada para evaluar la importancia de los efectos verticales. Un segundo criterio en SDC (2006) que necesita ser reexaminado es la especificación de diseño por la cual se consideran los efectos verticales a

través de una carga estática equivalente al 25% de la carga muerta, aplicada verticalmente tanto hacia arriba como hacia abajo, respectivamente. Las armaduras de refuerzo que resultan por aplicación de este requisito se consideran inadecuadas para un número significativo de casos examinados en dicho estudio. También se demuestra que el análisis por medio del espectro de respuesta elástico vertical resulta ser una herramienta eficaz para determinar los efectos de los movimientos verticales del suelo en la superestructura del puente. Se desarrollaron un conjunto de espectros de diseño vertical junto con un procedimiento de diseño simplificado que utiliza dichos espectros elásticos propuestos.

Por otro lado, en el trabajo de Bhanu et al. (2018) se aborda la evaluación de las relaciones de aceleración espectral vertical respecto de la horizontal (V/H), proporcionadas por la consideración de diferentes enfoques, a saber: (1) ecuaciones de predicción del movimiento del suelo (GMPE) publicadas en trabajos recientes, (2) especificaciones basadas en los códigos proporcionadas por el Eurocode 8 (2004), y (3) observaciones de registros de terremotos. Estas últimas se hallan incluidas en una base de datos de registros de movimientos fuertes del terreno, con una magnitud de momento que varía entre 5 y 7,3 y una distancia epicentral inferior a 35 km. Las relaciones V/H muestran dependencia de la magnitud, clase de sitio y distancia epicentral, aspectos que no son considerados adecuadamente por los códigos sísmicos actuales en todo el mundo. Se observó que las disposiciones basadas en el Eurocode 8 (2004) subestiman la componente vertical de la acción sísmica, especialmente en las regiones cercanas a la fuente.

B.8 Comentario final

A partir de la revisión de distintos trabajos realizados en diferentes partes del mundo, se concluye que el hecho de ignorar el efecto de la componente vertical del movimiento del terreno puede conducir a una grave subestimación de la demanda y a una sobreestimación de la capacidad; con lo cual, puede verse peligrosamente afectada la seguridad estructural.

Se recomienda, tanto para el diseño como para la evaluación de las estructuras en general y los puentes en particular, considerar el efecto combinado de los movimientos del terreno vertical y horizontal, sobre todo en sitios ubicados dentro de los 20 Km de distancia a la falla activa principal (situación de campo cercano).

REFERENCIAS

- AASHTO (1996). *AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design*. American Association of State Highway and Transportation Officials. 16th Ed. with 2001 Interims. Washington D.C.
- AASHTO LRFD (2007). *Standard Specifications for Highway Bridges*. Subcommittee for Seismic Effects on Bridges. Prepared by Roy A. Imbsen, Imbsen Consulting.
- AASHTO (2011). *AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design*. American Association of State Highway and Transportation Officials. Washington, DC, 2011.
- AASHTO (2018). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*. American Association of State Highway and Transportation Officials. Washington, DC.
- Aguiar Falconi, R. (2004). Espectros sísmicos de riesgo uniforme para verificar desempeño estructural en países sudamericanos, *Boletín Técnico Universidad Central de Venezuela*, pp. 184-186.
- Almutairi A., Lu J., Elgamal A. y Mackie K. (2019). *MSbridge: Opensees pushover and earthquake analysis of multi-span bridges - user manual*. Final Report Submitted to the California Department of Transportation (Caltrans) under Contract No. 65A0530. Department of Structural Engineering, University of California, San Diego.
- AREMA (1998). *Manual for Railway Engineering*. American Railway Engineering and Maintenance of Way Association. Washington, D.C.
- ASCE/SEI 7-10 (2010). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. ASCE/SEI 7-10. American Society of Civil Engineers. Reston, Virginia.
- ATC (1985). *Earthquake Damage Evaluation Data for California*. Report No. ATC-13. Applied Technology Council.
- Atiaga G. y Demoraes, F. (2003). *Vulnerabilidad sísmica de pasos elevados y puentes que forman parte de la infraestructura vial del distrito metropolitano de Quito-Adaptación de la metodología HAZUS 99*. Informe técnico presentado al municipio de Quito, Ecuador.
- Atkinson G M (2009). *Earthquake Time Histories Compatible with the 2005 NBCC Uniform Hazard Spectrum*. N6A 5B7. Dept. Earth Sciences. Univ. of Western Ontario, Canada.
- Avsar O (2009). *Fragility Based Seismic Vulnerability Assessment of Ordinary Highway Bridges in Turkey*. PhD Thesis, Middle East Technical University, Ankara, Turquía.

- Avsar O., Yakut A., Caner A. (2011). Analytical fragility curves for ordinary highway bridges in Turkey. *Earthquake Spectra*, 27(4), 971-996.
- Azevedo J., Guerreiro L., Bento R., Lopes M., Proenca J. (2010). Seismic vulnerability of lifelines in the greater Lisbon area. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 8(1), 157–180.
- Baker J. W. (2010). Conditional mean spectrum: Tool for ground-motion selection. *J. Struct. Eng.*, Vol. 137, pp. 322–331. [https://www.jackwbaker.com/Publications/Baker_\(2011\)_CMS_Overview,_JSE.pdf](https://www.jackwbaker.com/Publications/Baker_(2011)_CMS_Overview,_JSE.pdf).
- Baker J W, T Lin, S K Shahi, N Jayaram (2011). *New Ground Motion Selection Procedures and Selected Motions for the PEER Transportation Research Program*. PEER Report 2011/03. Pacific Earthquake Engineering Research Center. https://peer.berkeley.edu/sites/default/files/baker_et_al_2011_peer_gm_report.pdf
- Baker, J. and Cornell, A. C. (2005). “A Vector-Valued Ground Motion Intensity Measure Consisting of Spectral Acceleration and Epsilon.” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 34(10), 1193–1217.
- Baker, J. and Cornell, A. C. (2006). “Which Spectral Acceleration Are You Using?”. *Earthquake Spectra*. Volume 22, No. 2, pages 293–312
- Banerjee S. and Shinozuka M. (2007), Nonlinear Static Procedure for Seismic Vulnerability Assessment of Bridges. *Computer-Aided Civil and Infrastructure*, Vol. 22, pp. 293-305.
- Banerjee S y Shinozuka M. (2008). Mechanistic quantification of RC bridge damage states under earthquake through fragility analysis. *Probabilistic Engineering Mechanics*, 23(1), 12-22.
- Barbat, A. (1998). *El diseño sísmico de edificios*. Madrid: Calidad Siderúrgica.
- Basoz, N. and Kiremidjian, Anne S. (1996). *Risk Assessment for Highway Transportation Systems*. Report No. NCEER-118, JohnA. Blume Earthquake Engineering Center.
- Basoz, N. and Kiremidjian, Anne S. (1997). *Evaluation of Bridge Damage Data From the Loma Prieta and Northridge, CA Earthquakes*. Report No. MCEER-98-0004, MCEER. 364.
- Basoz, N., and Mander, J.B. (1999). *Enhancement of the Highway Transportation Lifeline Module in HAZUS*. Final Pre-Publication Draft (#7), prepared for the National Institute of Building Sciences.

- Bazález; Ramiro (28-30 de Julio de 2021). *Evaluación del desempeño sísmico de puentes chilenos* [Conferencia]. Congreso Internacional de Ingeniería estructural y sísmica. San José, Costa Rica.
- Bhanu V., Guney Ozcebe A., Smerzini Ch. (2018). *A study on vertical component of earthquake ground motion and its effects on a bridge*. 16th European Conference on Earthquake Engineering, Thessaloníki, Grecia.
- Bommer J J y A B Acevedo (2004). The Use of Real Earthquake Accelerograms as Input to Dynamic Analysis. *Journal of Earthquake Engineering*, Volume 8, Special Issue 1, pp. 43-92.
- Boulanger R., Curras C., Kutter B., Wilson D., Abghari A. (1999). Seismic soil–pile–structure interaction experiments and analyses. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Volume 125, Issue 9.
- Brandenberg S., Zhao M., Boulanger R., Wilson D. (2012). P-y plasticity model for nonlinear dynamic analysis of piles in liquefiable soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. Volume 139, Issue 8.
- Bozorgnia Y, Campbell KW (2004). The vertical-to-horizontal response spectral ratio and tentative procedures for developing simplified V/H and vertical design spectra. *Journal of Earthquake Engineering*, 8(02): 175-207.
- Buckle I.G. (1994). *The Northridge, California Earthquake of January 17, 1994: Performance of Highway Bridges*. Technical Report NCEER-94-0008.
- Buckle, I., Friedland, I., Mander, J., Martin, G., Nutt, R., Power, M. (2006). *Seismic Retrofitting Manual for Highway Structures: Part 1 – Bridges*. Federal Highway Administration, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, University at Buffalo, State University of New York, USA.
- Caltrans (2006). *Seismic Design Criteria Version 1.4*. California Department of Transportation, Sacramento, CA.
- Caltrans (2013). *Seismic Design Criteria Version 1.7*. California Department of Transportation, Sacramento, CA. 124-129.
- Cardona, O., Barbat, A., Carreño, M., Bernal, G., Mora, M., Velásquez, C., Salgado, M. (2016), *Perfil de Riesgo de Desastres. Informe Nacional para Argentina*. Nota Técnica N° IDB-TN-1082. CIMNE Centro Internacional de Métodos numéricos en Ingeniería, Banco Interamericano de Desarrollo.
- Cardone D., Perrone G., Sofis S. (2011). A performance-based adaptive methodology for the seismic evaluation of multi-span simply supported deck bridges. *Bull Earthquake Eng* 9:1463-1498.
- Castano, J. C. (1992). Influencia de las fuentes sísmicas potenciales en el diseño sismorresistente. *INPRES Publicacion técnica N° 17*, pp. 1-20, Instituto Nacional de Prevención Sísmica, San Juan, Argentina.

- Collier, C.J. and Elnashai, A.S., (2001). A Procedure for Combining Vertical and Horizontal Seismic Action Effects, *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 5 (4), 521- 539.
- CONCAR 70 (1970). *Reglamento Nacional de Construcciones Antisísmicas*. Instituto Nacional de Previsión Sísmica, Buenos Aires,
- Computers and Structures Inc. (2010). *SAP 2000 Nonlinear, Version 14.2.4*. Structural Analysis Program, Berkeley, CA.
- Cornell, A. C., Jalayer, F., Hamburger, R. O., and Foutch, D. A. (2002). Probabilistic Basis for 2000 SAC Federal Emergency Management Agency Steel Moment Frame Guidelines. *Journal of Structural Engineering*, 128(4), 526–533.
- Chang, S. E. and Nojima, N. (1998). Measuring Lifeline System Performance: Highway Transportation Systems in Recent Earthquakes. *6th US National Conference on Earthquake Engineering*, Seattle, WA. EERI.
- Chiou, B S J y R R Youngs (2008), Chiou-Youngs NGA ground motion relations for the geometric mean horizontal component of peak and spectral ground motion parameters. *Earthq. Spectra*, Vol. 24, pp. 173–215.
- Choi, E. (2002). *Seismic Analysis and Retrofit of Mid-America Bridges*. PhD thesis, Georgia Institute of Technology.
- Choi E., DesRoches R. and Nielson B. (2004). Seismic Fragility of Typical Bridges in Moderate Seismic Zones. *Engineering Structures*, Volume 26, No. 2, pp. 187-199.
- Danna, J. (2017). *Caracterización y evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes*. Tesis Doctoral, Instituto de Estructuras, Universidad Nacional de Tucumán, Argentina.
- DesRoches, R, Padgett, J., Ramanathan, K., Dukes, J. (2012). *Feasibility Studies for Improving Caltrans Bridge Fragility Relationships*. Final Report CA12-1775. Georgia Institute of Technology. California Department of Transportation.
- Dhakal R. P., Mander J. B. y Mashiko N. (2006). Identification of Critical Ground Motions for Seismic Performance Assessment of Structures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 35, pp. 989-1008.
- Dusicka, P. and Roberts, J. (2011). *Bridge Damage Models for Seismic Risk Assessment of Oregon Highway Network*. Final Report. Oregon Transportation Research and Education Consortium, Portland, Oregon.
- Dutta A. and Mander J.B. (1998). *Seismic Fragility Analysis of Highway Bridges*. INCEDE-MCEER Center-to-Center Workshop on Earthquake Engineering Frontiers in Transportation Systems, 311-25, Tokyo, Japan.

- Ellingwood, B. R. and Wen, Y. K. (2005). Risk-Benefit-Based Design Decisions for Low- Probability/High Consequence Earthquake Events in Mid-America. *Progress in Structural Engineering and Materials*, 7(2), 56–70.
- Elnashai, A., Borzi, B., and Vlachos, S. (2004). Deformation-Based Vulnerability Functions for RC Bridges. *Structural Engineering and Mechanics*, 17(2), 215–244.
- Elnashai, A.S. and Papazoglou, A.J., (1997). Procedure and Spectra for Analysis of RC Structures Subjected to Strong Vertical Earthquake Loads, *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 1 (1), 121-156.
- Eurocode 8 (2004). *Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures, Part 1.1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings*. European Committee for Standardization.
- Fang, H.Y. (1999). *Foundation Engineering Handbook*. Second Edition, Van Nostrand Reinhold, New York.
- Fardis M.N., Tsionis G., Askouni P. (2012). *Analytical fragility functions for reinforced concrete bridges – UPAT methodology*. Internal Report Syner-G Project.
- FEMA 356 (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. FEMA-356, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, 2000.
- FEMA (1997). *HAZUS 97: Technical Manual*. Federal Emergency Management Agency, Washington DC.
- FEMA (2003). *HAZUS-MH MR1 Technical Manual*. Vol. Earthquake Model, Federal Emergency Management Agency, Washington DC.
- FEMA P-751 (2012). *NEHRP Recommended Seismic Provisions: Design Examples*. National Institute of Building Sciences Building Seismic Safety Council. Federal Emergency Management Agency of the Department of Homeland Security, Washington DC.
- FEMA P-58-1 (2018). *Seismic Performance Assessment of Buildings. Volume 1 – Methodology*. FEMA P-58-1, Second Edition. Applied Technology Council, Federal Emergency Management Agency.
- FHWA (1995). *Seismic Retrofitting Manual for Highway Bridges*. Report No. FHWA-RD-94-052, Federal Highway Administration, McLean, VA
- FHWA (2019). *Bridge Replacement Unit Costs 2019*. Federal Highway Administration. <https://www.fhwa.dot.gov/bridge/nbi/sd2019.cfm>
- Franchin P., Lupoi A., Pinto P. (2008). On the role of road networks in reducing human losses after earthquakes. *Journal of Earthquake Engineering*, 10(2), 195-206.

- Frau C. y Saragoni R. (2005). *Demanda sísmica de fuente cercana. Situación del oeste argentino*. Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Antisísmica, IX Jornadas, Concepción, Chile.
- Gazetas, G., (1991). Foundation Vibrations. *Foundation Engineering Handbook*, Second Edition, edited by Hsai-Yang Fang, Van Nostrand Reinhold.
- Georgantzis M. (1996). Effect of vertical motion on behaviour factors, M.Sc Dissertation, Imperial College, August 1995. from “Analytical and Field Evidence of the Damaging Effect of Vertical earthquake Ground Motion”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 25, 1109-1137.
- Goel, R. K. and Chopra, A. K. (1997). Evaluation of Bridge Abutment Capacity and Stiffness During Earthquake. *Earthquake Spectra*, 13(1), 1–21.
- Gómez Soberón C. y Soria Rodriguez I. (2013). Curvas de fragilidad para tres puentes carreteros típicos de concreto. *Concreto y Cemento - Investigación y desarrollo*, Vol. 4, num. 2, pp. 26- 42.
- Harmsen S. and Frankel A. (2001). Geographic Deaggregation of Seismic Hazard in the United States, *Bulletin of the Seismological Society of America*, 91, 1, pp. 13–26.
- Hwang H., Jernigan J.B. and Lin Y. (2000). Evaluation of Seismic Damage to Memphis Bridges and Highway Systems. *ASCE Journal of Bridge Engineering*, Volume 5, No. 4, pp. 322–330.
- Hwang H., Liu J.B. and Chiu Y.H. (2001). *Seismic Fragility Analysis of Highway Bridges*. Report No. MAEC RR-4, Center for Earthquake Research Information.
- Huang D, W Du, H Zhu (2017). A procedure to select ground-motion time histories for deterministic seismic hazard analysis from the Next Generation Attenuation (NGA) database. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, Vol. 17, pp. 1725–1739
- Huff, T. (2016). Issues in the Prediction of Inelastic Behavior in Bridges during Earthquakes. *Practice Periodical on Structural Design and Construction*, Volume 21, Issue 3, pp. 13-19.
- Hwang H., Jernigan J.B. and Lin Y. (2000). Evaluation of Seismic Damage to Memphis Bridges and Highway Systems. *ASCE Journal of Bridge Engineering*, Volume 5, No. 4, pp. 322–330.
- Hwang H., Liu J.B. and Chiu Y.H. (2001). *Seismic Fragility Analysis of Highway Bridges*. Report No. MAEC RR-4, Center for Earthquake Research Information.

- INPRES-CIRSOC 103 (1983). *Normas Argentinas para Construcciones Sismorresistentes*. Instituto Nacional de Previsión Sísmica, Buenos Aires, Argentina.
- INPRES-CIRSOC 103 (2008). *Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes*. Instituto Nacional de Previsión Sísmica, Buenos Aires, Argentina.
- INPRES-CIRSOC 103 (2018). *Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes. Parte I. Construcciones en General, Reglamento INPRES CIRSOC 103*. Instituto Nacional de Prevención Sísmica, Instituto Nacional de Previsión Sísmica, Buenos Aires, Argentina.
- INPRES-CIRSOC 103 (2019), *Proyecto de Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes. Parte VI. Puentes de Hormigón Armado, Reglamento INPRES CIRSOC 103*. Instituto Nacional de Prevención Sísmica, Instituto Nacional de Tecnología Industrial, Argentina.
- Jacob, K. H. (1992). Seismic Hazards in the Eastern U.S. and the Impact on Transportation Lifelines. *Lifeline Earthquake Engineering in the Central and Eastern U.S.* Monograph No. 5, New York, NY. ASCE.
- Jayaram N, T Lin y J Baker (2011). A computationally efficient ground-motion selection algorithm for matching a target response spectrum mean and variance. *Earthq. Spectra*, Vol. 27, pp. 797– 815.
- Jeong S.H. and Elnashai A.S. (2007). Probabilistic fragility analysis parameterized by fundamental response quantities. *Engineering Structures*, 29(6), 1238-1251.
- Jernigan J.B. and Hwang H. (2002). *Development of Bridge Fragility Curves*. 7th US National Conference on Earthquake Engineering, EERI, Boston.
- Kalkan, E. and Gülkan, P. (2004). Empirical attenuation Equations for Vertical Ground Motion in Turkey, *Earthquake Spectra*, Vol. 20, No. 3, pp. 853–882.
- Kalkan ,E; Graizer,V (2007). Multi component ground motion response spectra for coupled horizontal, vertical, angular acceleration and tilt, *ISSET Journal of Earthquake Technology*, Paper No. 485, Vol. 44, No. 1, March 2007, pp. 259–284
- Kameda, H. (2000). *Engineering Management of Lifeline Systems Under Earthquake Risk*. 12th World Conference on Earthquake Engineering. Auckland, New Zealand. New Zealand Society for Earthquake Engineering.
- Kappos A., Moschonas I., Paraskeva T. and Sextos A. (2006). *A methodology for derivation of seismic fragility curves for bridges with the aid of advanced analysis tools*. First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology.

- Karim K.R. and Yamazaki F. (2003). A Simplified Method of Constructing Fragility Curves for Highway Bridges. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Volume 32, pp. 1603-1626.
- Kempton J. J. y Stewart J. P. (2006). Prediction equations for significant duration of earthquake ground motions considering site and near-source effects. *Earthquake Spectra*, Vol. 22, No. 4, pp. 985-1013.
- Kent D.C. and Park R. (1971). Flexural Members with Confined Concrete. *Journal of the Structural Division*, American Society of Civil Engineers, New York, Volume 97, (ST7) pp. 1969-1990.
- Kim S.H. and Shinozuka M. (2003). Effects of Seismically Induced Pounding at Expansion Joints of Concrete Bridges. *ASCE Journal of Engineering Mechanics*, Volume 129, No. 11, pp. 1225-1234.
- Kim, S.J. and Elnashai, A.S., (2008). *Seismic assessment of RC structure considering Vertical Ground Motion*, MAE centre report no 08-03, Mid American Earthquake Center.
- Koukleri S. N. (1996). The effect of vertical ground excitation on the response of RC structures, M.Sc. Dissertation, Imperial College, August 1992. from "Analytical and Field Evidence of the Damaging Effect of Vertical earthquake Ground Motion", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 25, 1109-1137.
- Kunnath, S. K.; El-Bahy, A.; Taylor, A.; and Stone, W. (1997). *Cumulative Seismic Damage of Reinforced Concrete Bridge Piers*, Technical Report NCEER-97-0006, National Center for Earthquake Engineering Research.
- Kunnath, S.K., Abrahamson, N., Chai, Y.H., Erduran, E., and Yilmaz, Z. (2008). *Development of Guidelines for Incorporation of Vertical Ground Motion Effects in Seismic Design of Highway Bridges*, Technical report CA/UCD-SESM-08-01, University of California at Davis.
- Kwon O. S. y Elnashai A. S. (2006). The Effect of Material and Ground Motion Uncertainty on the Seismic Vulnerability Curves of RC Structure. *Engineering Structures*, Volume 28, pp. 289–303.
- Limpert E., Stahel W., Abbt M. (2001). Log-normal Distributions across the Sciences: Keys and Clues. *BioScience*, Vol. 51, No. 5, pp. 341-352, 2001.
- Luco N. y Cornell C. (2007). Structure-specific scalar intensity measures for near-source and ordinary earthquake ground motions. *Earthq. Spectra*, Vol. 23, pp. 357–392.
- Ma, Y. and Deng, N. (2000). Deep Foundations. *Bridge Engineering Handbook*, W.-F. Chen and L. Duan, eds., CRC Press.

- Ma Y. and Deng N. (2014). *Bridge Engineering Handbook. Substructure Design*. Taylor & Francis Group, Chen W. y Duan L. Editores, Florida, USA.
- Mackie, K. and Stojadinovic, B. (2003). "Seismic Demands for Performance-Based Design of Bridges." *Report No. PEER 312*.
- Mander J.B., Priestley M.J.N. and Park R. (1988a). Observed Stress-Strain Behavior of Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering*, Volume 114, No. 8, pp. 1827–1849.
- Mander, J.B., Priestley, M.J.N., and Park, R. (1988b). Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete, *Journal of the Structural Division ASCE*, 114, pp. 1804-1826.
- Mander J.B. (1999). *Fragility Curve Development for Assessing the Seismic Vulnerability of Highway Bridges*. Technical Report, MCEER Highway Project/FHWA.
- Mander J.B. and Basoz N. (1999). *Seismic Fragility Curve Theory for Highway Bridges*. 5th US Conference on Lifeline Earthquake Engineering (ASCE), Seattle, WA, USA.
- McKenna, F., Fenves, G., Filippou, F., Scott, M., Elgamal, A., Arduino, P. (2013). *Open System for Earthquake Engineering Simulation*. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, USA. <http://opensees.berkeley.edu>.
- Mackie K. and Stojadinovic B. (2004). *Fragility Curves for Reinforced Concrete Highway Overpass Bridges*. 13th World Conference on Earthquake Engineering. Paper No. 1553, Vancouver, B.C. Canada.
- Megally, S. H., Silva, P. F., & Seible, F. (2002). *Seismic response of sacrificial shear keys in bridge abutments*. NCSRD Report SSRP 2001/23. University of California, San Diego
- Mehary, S. T. y Dusicka, P. (2015). *Seismic Retrofit Benefit Considering Statewide Transportation Assessment*. Final Report OTREC 444SRS 500-480. Portland State University Department of Civil and Environmental Engineering. Oregon Department of Transportation Research Section. Portland, Oregon, USA.
- Melchers, R. E. (1999). *Structural Reliability Analysis and Prediction*. John Wiley & Sons Ltd., West Sussex, England, second edition.
- Méndez J. (2012). *Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes existentes de hormigón armado*. Tesis de Maestría, Instituto de Estructuras, Universidad Nacional de Tucumán, Argentina.

- Meneses M, Bazaez R., Hernández F., Artroza R., Pastén C., Ochoa F. (2021). *Evaluación del Desempeño Sísmico del Puente Águila Norte*. III Congreso Internacional de Puentes Chile 2020. Santiago, Chile.
- Monti G. and Nistico N. (2002). Simple Probability-Based Assessment of Bridges under Scenario Earthquakes. *ASCE Journal of Bridge Engineering*, Volume 7, No. 2, pp. 104- 114.
- Moschonas I.F., Kappos A.J., Panetsos P., Papadopoulos V., Makarios T. & Thanopoulos P. (2009). Seismic fragility curves for greek bridges: methodology and case studies. *Bulletin of Earthquake Engineering* 7(2), 439-468.
- Muthukumar, S. (2003). *A contact element approach with hysteresis damping for the analysis and design of pounding in bridges*. PhD Thesis, Georgia Institute of Technology, Atlanta, Georgia.
- NAA 80 (1980). *Normas Antisísmicas Argentinas*. Instituto Nacional de Previsión Sísmica, Buenos Aires, Argentina.
- Naeim F. y Lew M. (1995). On the use of Design Spectrum Compatible Time Histories. *Earthquake Spectra*, Volume 11, No. 1, pp. 111-127.
- Nateghi F. and Shahsavari V.L. (2004). *Development of Fragility and Reliability Curves for Seismic Evaluation of a Major Prestressed Concrete Bridge*. 13th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 1351, Vancouver, B.C. Canada.
- NEHRP Consultants Joint Venture (2011). *Selecting and Scaling Earthquake Ground Motions for Performing Response History Analysis*. NIST GCR 11-917-15, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, Maryland.
- Newmark, N.M., Blume, J.A. and Kapur, K.K. (1973). Seismic Design Spectra for Nuclear Power Plants, *Journal of the Power Division, Proceedings of ASCE*, Vol. 99, No. PO2, pp. 287–303.
- Nielson B.G. (2005). *Analytical Fragility Curves for Highway Bridges in Moderate Seismic Zones*. PhD Thesis, Georgia Institute of Technology. Atlanta, Georgia.
- Nielson, B. G. and DesRoches, R. (2007). Analytical seismic fragility curves for typical bridges in the central and Southeastern United States. *Earthquake Spectra*, Vol. 23, No. 3, pp. 615-633,
- Olmos, B. y Jara M. (2011). *Curvas de fragilidad de desplazamiento de puentes con subestructura tipo marco*. XVIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Artículo VI-18, Aguascalientes, México.
- Padgett, J. (2007). *Seismic Vulnerability Assessment of Retrofitted Bridges Using Probabilistic Methods*. PhD thesis, Georgia Institute of Technology.

- Padgett J. E. y DesRoches R. (2007). Sensitivity of Seismic Response and Fragility to Parameter Uncertainty. *ASCE Journal of Structural Engineering*, Volume 133, No. 12, pp. 1710-1718.
- Pamuk A., Kalkan E. and Ling H.I. (2005). Structural and Geotechnical Impacts of Surface Rupture on Highway Structures during Recent Earthquakes in Turkey. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Volume 25, pp.581–589.
- Papazoglou, A.J. and Elnashai, A.S. (1996). Analytical and Field Evidence of the Damaging Effect of Vertical earthquake Ground Motion, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 25, 1109-1137.
- Papadopoulou O. (1996). The effect of vertical excitation on reinforced concrete multistorey structures, M.Sc. Dissertation, Imperial College, August 1989 from “Analytical and Field Evidence of the Damaging Effect of Vertical Earthquake Ground Motion”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 25, 1109-1137.
- PEER (2010a). *Users Manual for the PEER Ground Motion Database Web Application. Beta version.* PEER, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- PEER (2010b). *Technical Report for the PEER Ground Motion Database Web Application. Beta version.* PEER, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- Petracca, M., Candeloro, F., Camata, G. (2017). *ASDEA Software STKO, User manual.*
- Pezeshk S., Chang T.S., Yiak K.C. and Kung H.T. (1993). Seismic Vulnerability Evaluation of Bridges in Memphis and Shelby County, Tennessee. *Earthquake Spectra*, Volume 9, No. 4, pp. 803–816.
- Porter, K., Kennedy R. and Bachman R. (2007). Creating Fragility Functions for Performance-Based Earthquake Engineering. *Earthquake Spectra*, 23, 471-489.
- Priestley M.J.N., Seible F. and Calvi G.M. (1996). *Seismic Design and Retrofit of Bridges.* John Wiley & Sons, Inc., New York, NY.
- Priestley M. J. N., Calvi G. M. y Kowalsky M. J. (2007). *Displacement-Based Seismic Design of Structures*, IUSS Press Instituto Universitario di Studi Superiori di Pavia, Pavia, Italy.
- Raheem, S A; Hayashikawa, T; Aly, G A (2001). Effect of vertical ground motion on seismic response of steel tower of cable-stayed bridge, *Proceedings of Hokkaido chapter of Japan society of civil engineers*, JSCE, No 58(A), pp.112-115.

- Ranf, R. T., Eberhard, M. O., and Malone, S. (2007). Post-Earthquake Prioritization of Bridge Inspections. *Earthquake Spectra*, Volume 23, No. 1, pages 131–146. Earthquake Engineering Research Institute.
- Reese L., Cox W., and Koop F. (1974). *Analysis of laterally loaded piles in sand*. Paper OTC 2080, Proc. Fifth Offshore Tech. Conf., Houston, TX.
- Rix G. J. y Fernandez-Leon J. A. (2004). *Synthetic Ground Motions for Memphis, TN*. [http://www.ce.gatech.edu/research/mae ground motion](http://www.ce.gatech.edu/research/mae_ground_motion).
- Rivera D. (2007). *Evaluación Simplificada de la Vulnerabilidad Sísmica de Puentes Urbanos*. Cuaderno de Investigación 51, Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED). <https://www.cenapred.unam.mx/es/Publicaciones/images/231.jpg>
- Rojahn, C., Scawthorn, C., Khater, M., and Ballantyne, D. B. (1992). Transportation Lifeline Losses in Large Eastern Earthquakes. *Lifeline Earthquake Engineering in the Central and Eastern US*, New York, NY, USA. ASCE, p 87–101.
- Romstad, K. M., Kutter, B., Maroney, B., Vanderbilt, E., Griggs, M., and Chai, Y. H. (1995). *Experimental Measurements of Bridge Abutment Behavior*. Report No. UCD STR 95 1, University of California Davis, Structural Engineering Group, CA.
- Rossetto T. and Elnashai A.S. (2003). Derivation of Vulnerability Functions for European Type RC Structures Based on Observational Data. *Engineering Structures*, Volume 25, No. 10, pp. 1241-1263.
- Ruiz Gomez S., Jiménez Jordán M., Santos Santiago M. y Orellana Ojeda M. (2020). Evaluación de la fragilidad de dos soluciones de rehabilitación para un edificio con planta baja débil dañado durante el sismo 19/S17. *Ingeniería Sísmica*. N° 102, pp. 1-25. Ciudad de México, México.
- Saadeghvaziri, M A; Foutch, D A (1991). Dynamic behavior of R/C highway bridges under the combined effect of vertical and horizontal earthquake motions, *Earthquake engineering. and structural dynamics*. Vol20, 535-549, 1991.
- SAC (1997). *Develop Suite of Time Histories – SAC Venture Steel Project Phase 2 Task 5.4.1*. http://nisee.berkeley.edu/data/strong_motion/sacsteel/draftreport.html.
- Scott B.D., Park R. and Priestley M.J.N. (1982). Stress-Strain Behavior of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates. *ACI Structural Journal*, Volume 79, No. 1, pp. 13-27.
- SDC (2006). *Seismic Design Criteria, Version 1.4*, California Department of Transportation, Sacramento, CA.

- SDC (2019). *Seismic Design Criteria, Version 2.0*, California Department of Transportation, Sacramento, CA.
- Shamsabadi, A., Rollins, K., and Kapuskar, M., 2007. Nonlinear Soil-Abutment-Bridge Structure Interaction for Seismic Performance-Based Design. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE. 133(6):707-720.
- Shinozuka M., Feng M.Q., Lee J. and Naganuma T. (2000a). Statistical Analysis of Fragility Curves. *ASCE Journal Of Engineering Mechanics*, Volume 126, No. 12, pp. 1224-1231.
- Shinozuka M., Feng M.Q., Kim H.K. and Kim S.H. (2000b). Nonlinear Static Procedure for Fragility Curve Development”, *ASCE Journal of Engineering Mechanics*, Volume 126, No. 12, pp. 1287-1295.
- Shinozuka, M., Feng, M. Q., Kim, H., Uzawa, T., and Ueda, T. (2003). *Statistical Analysis of Fragility Curves*. Report No. MCEER-03-0002, MCEER.
- Shrestha B., (2009). *Vertical ground motions and its effect on engineering structures: A state-of-the-art review*. International Seminar on Hazard Management for Sustainable Development. Kathmandu, Nepal, pp.190-202.
- Ventura C.E., Finn W.D.L. and Felber A.J. (1995). *Ambient Vibration Study of the Painter Street Overpass*. 7th Canadian Conference on Earthquake Engineering. Montreal, pp. 787- 794.
- Wald, D., Oppenheimer, D., Gee, L., Benz, H., Leith, W., McCarthy, J., Simpson, R., Schwarz, S., Worden, B., Quitoriano, V., Rico, H., Hauksson, E., Earle, P., and Lystoka, L. (2004). *New Tools from the California Integrated Seismic Network (CISN) and Advanced National Seismic System (ANSS)*. 2004 Disaster Resistant California Conference. Sacramento, CA. The Governor’s Office of Emergency Services, California.
- Wang G. (2011). A ground motion selection and modification method capturing response spectrum characteristics and variability of scenario earthquakes. *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, Vol. 31, pp. 611–625, 2011.
- Wang G., Youngs R., Power M. y Z Li (2015). Design ground motion library: an interactive tool for selecting earthquake ground motions. *Earthq. Spectra*, Vol. 31, pp. 617–635.
- Wen Y K. y C L Wu (2001). Uniform Hazard Ground Motions for Mid-America Cities. *Earthquake Spectra*, Vol. 17(2), pp. 359–384.
- Wen Y. K., Ellingwood B. R., Veneziano D., and Bracci J. (2003). *Uncertainty Modeling in Earthquake Engineering*. MAE Center Project FD-2 Report, Mid-America Earthquake Center, University of Illinois at Urbana-Champaign.
- Werner, S. D. and Taylor, C. E. (2002). Component Vulnerability Modeling Issues for Analysis of Seismic Risks to Transportation Lifeline Systems. *Acceptable*

Risk Processes: Lifelines and Natural Hazards, Monograph No. 21, S. D. Werner and C. E. Taylor, eds., Technical Council on Lifeline Earthquake Engineering, ASCE, Reston VA USA.

Werner, S. D., Lavoie, J.-P., Eitzel, C., Cho, S., Huyck, C., Ghosh, S., Eguchi, R. T., Taylor, C. E., and Moore II, J. E. (2003). *REDARS 1: Demonstration Software for Seismic Risk Analysis of Highway Systems*. <http://mceer.buffalo.edu/publications/resaccom/03-SP01/02werner.pdf>,

Wilson E.L. (2002). *Three Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures*. Computers and Structures, Inc., Berkeley, California.

Wolf, J., P. (1985). *Dynamic Soil-Structure Interaction*. Prentice-Hall, Inc, Englewood Cliffs, N.J.

Xie Y., Huo Y., Zhang J. (2017). Development and validation of p-y modeling approach for seismic response predictions of highway bridges. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 46(4), 585 - 604.

Yamazaki, F., Hamada, T., Motoyama, H., and Yamauchi, H. (1999). Earthquake Damage Assessment of Expressway Bridges in Japan. *Technical Council on Lifeline Earthquake Engineering Monograph*, (16), p 361–370.

Yi J.H., Kim S.H., Koshiyama S. (2007). PDF interpolation technique, for seismic fragility analysis of bridges, *Engineering Structures*, 29 (7), 1312-1322.