

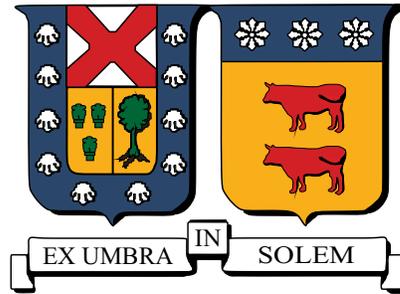
2020

VULNERABILIDAD SÍSMICA EN PUENTES VIALES CHILENOS CONSIDERANDO EL EFECTO DE LA DURACIÓN DE LOS REGISTROS

VEGA VIDAL, ALBERTO ANGELLO

<https://hdl.handle.net/11673/48741>

Repositorio Digital USM, UNIVERSIDAD TECNICA FEDERICO SANTA MARIA



UNIVERSIDAD TÉCNICA FEDERICO SANTA MARÍA
DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES

**VULNERABILIDAD SÍSMICA DE PUENTES CHILENOS
CONSIDERANDO EL EFECTO DE LA DURACIÓN DE
LOS REGISTROS**

ALBERTO ANGELLO VEGA VIDAL

**Ingeniero Civil
Magíster en Ciencias de la Ingeniería Civil**

Noviembre de 2019



UNIVERSIDAD TÉCNICA FEDERICO SANTA MARÍA
DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES

**VULNERABILIDAD SÍSMICA DE PUENTES CHILENOS
CONSIDERANDO EL EFECTO DE LA DURACIÓN DE
LOS REGISTROS**

Memoria de Título y Tesis de Grado presentada por
ALBERTO ANGELLO VEGA VIDAL

Como requisito parcial para optar al título de
Ingeniero Civil
y al grado de
Magíster en Ciencias de la Ingeniería Civil

Profesor Guía
Dr. Ramiro Bazáez

Noviembre de 2019

TÍTULO DE LA TESIS

VULNERABILIDAD SÍSMICA DE PUENTES CHILENOS CONSIDERANDO EL EFECTO DE LA DURACIÓN DE LOS REGISTROS

AUTOR

ALBERTO ANGELLO VEGA VIDAL

TRABAJO DE TESIS, presentado en cumplimiento parcial de los requisitos para el título de Ingeniero Civil y el grado de Magíster en Ciencias de la Ingeniería Civil de la Universidad Técnica Federico Santa María.

Dr. Ramiro Bazález Gallardo _____

Dr. Cristian Cruz Doggenweiler _____

Dr. Álvaro López Ibaceta _____

Valparaíso, Chile, Noviembre de 2019.

25/11/2019

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, quiero agradecer el apoyo incondicional de mi familia. El cariño y la estabilidad brindada durante toda mi vida han sido fundamentales en todos mis logros. El sacrificio y esfuerzo de mis padres, Jorge y Valeria, ha sido esencial para llegar hasta aquí. Doy gracias a la vida porque, en un país tan inequitativo como Chile, he sido privilegiado de tener este tipo de oportunidades.

En segundo lugar, debo agradecer también a mis más cercanos, amigos del colegio, de la universidad, del fútbol, entre otros. Todos han sido esenciales para la vida fuera de lo académico, para ayudarme a crecer como persona. Por otro lado, también deseo agradecer a funcionarios y profesores de la universidad, quienes han dado lo mejor de sí desde cada una de sus respectivas profesiones.

En tercer lugar, se agradece por el apoyo para la realización de esta investigación al proyecto interno (*PI.L-17.11*) de la Universidad Técnica Federico Santa María y al proyecto de iniciación FONDECYT (11180882). En ambos proyectos, trabajé en conjunto con otros alumnos y profesores, de la UTSM y de otras universidades. A todos ellos, mis más sinceros agradecimientos. Finalmente, quiero expresar mi gratitud al profesor Ramiro Bazález, quien ha sido un guía durante estos últimos años y ha sido fundamental en mi proceso formativo.

RESUMEN

En los últimos años, algunos terremotos subductivos interplaca, como los eventos del Maule, Chile en 2010, y el de Tohoku, Japón en 2011, han causado daño severo a estructuras como puentes viales, interrumpiendo la conectividad y generando un alto impacto socioeconómico. Como estas estructuras son los elementos más vulnerables de una red de carreteras, y como este tipo de eventos sísmicos están usualmente asociados con altas intensidades y largas duraciones, el objetivo de este estudio es cuantificar la influencia de la duración de los registros sísmicos de terremotos interplaca en zonas subductivas en el daño alcanzado por un puente vial chileno representativo.

Para lo anterior, se elabora un modelo de elementos finitos en OpenSEES de un puente típico chileno en dos condiciones, original y reforzado luego del terremoto del Maule. El puente representativo tiene tres vanos con vigas pre-esforzadas de hormigón armado descansando sobre placas elastoméricas, que a su vez se encuentran sobre cepas de hormigón armado y estribos independientes auto-estables. Con el objetivo de capturar el efecto de la duración de los registros sísmicos, se siguen algunas recomendaciones de la literatura: En primer lugar, se desarrolla un modelo del puente considerando la degradación de la rigidez y resistencia de ciertos elementos estructurales, en segundo lugar, la duración significativa es considerada como la medida de duración más adecuada para los fines de este estudio y, finalmente, para aislar el efecto de la duración de otras características de los registros sísmicos, se utilizan dos sets de registros espectralmente equivalentes de corta y larga duración. Luego, se realizan análisis dinámico incrementales (IDA) y, finalmente, la respuesta estructural del modelo sometido a ambos sets de registros es comparada. Posteriormente, la vulnerabilidad sísmica, considerando la influencia de la duración, es evaluada a través de curvas de fragilidad considerando los estados límite de placas elastoméricas y columnas. Por otro lado, se evalúan las medidas de reforzamiento del puente, tales como la inclusión de topes sísmicos de hormigón y barras sísmicas, tomadas posteriormente al terremoto del Maule, con respecto a su influencia en el efecto de la duración sísmica. Finalmente, un análisis de sensibilidad de los resultados es presentado, variando dos parámetros del puente: el módulo de corte de los elastómeros, teniendo en cuenta la experiencia en terreno y, el ángulo de esviaje, para considerar puentes rectos y una gama de puentes esviados.

Los resultados de este estudio indican que la duración de los registros sísmicos tiene influencia en el daño alcanzado por un puente representativo chileno. Además, estos muestran que la influencia de la duración depende de la configuración estructural del puente. Lo anterior permite concluir que la duración de los registros sísmicos debe ser tomada en cuenta cuando se evalúa una estructura sísmicamente, especialmente en aquellas zonas propensas a sismos de larga duración y altas intensidades.

ABSTRACT

In recent years, some megathrust subduction earthquakes, such as the events of Maule, Chile 2010, and Tohoku, Japan 2011, have caused severe damage to structures like bridges, interrupting the connectivity and generating a high socioeconomic impact. As these structures are the most vulnerable elements of the highway network, and this type of earthquakes is usually associated with high intensities and long durations, the objective of this study is to quantify the ground motion duration influence of interplate earthquakes at subduction zones on the damage achieved by a representative Chilean highway bridge.

A non-linear finite element model of a typical Chilean bridge in two conditions, as built and reinforced after the Maule earthquake, is performed in OpenSees. The bridge has three spans with pre-stressed concrete girders resting on elastomeric bearings, reinforced concrete piers and seat-type abutments. In order to successfully capture ground motion duration effect, a series of recommendations from previous studies are followed: first, a bridge model considering stiffness and strength degradation of structural components is used; second, significant duration is considered to be the most adequate ground motion duration measure; finally, to isolate the effect of duration, two sets of spectrally equivalent ground motion records are used, namely, short and long duration sets. Then, incremental dynamic analyses are performed and the structural response of the model subjected to both ground motion sets is compared. Seismic vulnerability considering the influence of duration is evaluated through fragility curves, assessing the seismic behavior of elastomeric bearings and columns. The effectiveness of the reinforcement measures, such as the inclusion of concrete shear keys, taken after the earthquake regarding ground motion duration influence is also evaluated. Finally, a sensitivity analysis is performed, varying two parameters of the bridge model: elastomeric shear modulus, given field experience, and skew angle of the bridge, to consider a wider spectrum of bridges.

The results of this study indicate that ground motion duration has influence on the damage achieved by a representative Chilean highway bridge. It is also shown that this influence depends on the structural configuration of the bridge. It is concluded that duration of seismic records must be taken into account when seismically assessing a structure, especially in those areas prone to long-term earthquakes and high intensities.

GLOSARIO

CAV	Velocidad absoluta acumulada (Cumulative absolute velocity).
EDP	Parámetro de demanda ingenieril (Engineering demand parameter).
ft	Pies (unidad de medida de longitud inglesa).
G	Módulo de corte de elastómeros.
Gap	Espacio libre (medida de longitud).
IDA	Análisis dinámico incremental (Incremental dynamic analysis).
IDR	Deriva de entrepiso (Interstory drift ratio).
in	Pulgada (unidad de medida de longitud inglesa).
NLTHA	Análisis tiempo-historia no lineal (Non-linear time history analysis).
OpenSEES	Software de análisis no lineal (Open System for Earthquake Engineering Simulation).
PI	Índice de pulso (Pulse Index).
T_p	Periodo del pulso.

CONTENIDO

AGRADECIMIENTOS	I
RESUMEN	III
ABSTRACT	V
GLOSARIO	VII
ÍNDICE DE FIGURAS	XVI
ÍNDICE DE TABLAS	XVIII
INTRODUCCIÓN	1
1. ESTADO DEL ARTE	7
1.1. Estudio de la influencia de la duración sísmica en el nivel de daño	7
1.1.1. Diferentes medidas de duración	8
1.1.2. Medidas de daño	12
1.1.2.1. Medidas peak	13
1.1.2.2. Medidas acumulativas	13
1.1.3. Método de aislación del efecto de la duración sísmica	14
1.1.3.1. Métodos de equivalencia espectral convencionales	14
1.1.3.2. Métodos de equivalencia espectral recomendados	15
1.1.4. Resumen de estudios sobre el efecto de la duración	19
1.1.4.1. Estudios experimentales	19

1.1.4.2.	Estudios analíticos	20
1.1.5.	Discusión	24
1.2.	Vulnerabilidad sísmica	26
1.2.1.	Curvas de fragilidad basadas en la opinión de expertos	26
1.2.2.	Curvas de fragilidad empíricas	26
1.2.3.	Curvas de fragilidad experimentales	27
1.2.4.	Curvas de fragilidad analíticas	28
1.2.4.1.	Análisis elástico espectral	28
1.2.4.2.	Análisis no lineal estático	29
1.2.4.3.	Análisis no lineal tiempo-historia	29
1.2.4.4.	Análisis dinámico incremental	30
1.2.5.	Otras formas de generar curvas de fragilidad	33
2.	DESCRIPCIÓN Y MODELACIÓN NO LINEAL	35
2.1.	Aspecto generales	35
2.2.	Elementos estructurales comunes - Puente Original y Reforzado	39
2.2.1.	Fundaciones	39
2.2.2.	Superestructura	42
2.2.3.	Cepas	43
2.2.4.	Empuje pasivo del suelo	47
2.2.5.	Juntas de dilatación	50
2.2.6.	Topes de hormigón armado externos	52
2.3.	Elementos estructurales - Puente Original	56
2.3.1.	Apoyos elastoméricos	56
2.3.2.	Topes de acero	58
2.4.	Elementos Estructurales - Puente Reforzado	60
2.4.1.	Apoyos elastoméricos	60

2.4.2. Barras Sísmicas	63
2.4.3. Topes de hormigón armado internos	66
3. ANÁLISIS Y RESULTADOS	69
3.1. Aspectos Generales	69
3.2. Medida de duración	69
3.3. Registros sísmicos	70
3.4. Aislación del efecto de duración	70
3.5. Estados límite	71
3.6. Resultados	74
3.6.1. Análisis modal	74
3.6.2. Análisis no lineal estático	75
3.6.3. Análisis no lineal dinámico	77
3.6.4. Análisis dinámico incremental	80
3.6.5. Curvas de fragilidad	87
3.6.5.1. Estudio de medidas de reparación	91
3.6.6. Análisis de sensibilidad	93
CONCLUSIONES	99
ANEXOS	105
A. Influencia de la duración	105
B. Registros sísmicos	111
C. ESTUDIO DEL IMPACTO	115
REFERENCIAS	127

ÍNDICE DE FIGURAS

1.	Esquema del plan de trabajo	4
1.1.	Cantidad de estudios relacionados al efecto de la duración desde 2007	8
1.2.	Cálculo de duración significativa	11
1.3.	Diferentes estructuras con mecanismo de rocking. Fuente: Giouvanidis et al. [23]	12
1.4.	Espectros equivalentes con RSPMatch	15
1.5.	Espectros equivalentes con Seismomatch	16
1.6.	Procedimiento para obtener registros espectralmente equivalentes. Fuente: Chandramohan et al. [4]	16
1.7.	Espectro de respuesta de un registro de larga y corta duración: (a) Componente horizontal H_1 , (b) Componente horizontal H_2 y (c) Media geométrica de las dos componentes horizontales.	18
1.8.	(A) Modelo de un grado de libertad (SDOF) (B) Modelo de Marco en 2D	22
1.9.	Relación entre matriz de probabilidad de daño, ajuste de distribución de probabilidad y curva de fragilidad. Fuente: Sarabandi et al. [58]	27
1.10.	Curvas de fragilidad experimentales - nivel de daño moderado. Fuente: Billah et al. [57]	28
1.11.	Representación probabilística de los espectros de demanda y capacidad. Fuente: Mander & Basöz [64]	29
1.12.	Representación esquemática del procedimiento para determinar curvas de fragilidad a través de un análisis no lineal tiempo-historia. Fuente: Billah et al. [57]	31
2.1.	Plano general de la estructura representativa considerada	36
2.2.	Representación de masas en el modelo	36
2.3.	Esquema de Modelo FEM	38

2.4. Planta y elevación de fundación	39
2.5. Factor de corrección para zapatas rectangulares	41
2.6. Factor de incrustación para zapatas	41
2.7. Relación fuerza-deformación de fundaciones	42
2.8. Tipo de superestructura considerada	42
2.9. Viga longitudinal del puente representativo	43
2.10. Configuración Subestructura y geometría de viga cabezal	44
2.11. Secciones asumidas en OpenSEES (a) Columna y (b) Viga cabezal	44
2.12. Calibración experimental de columnas de distintos autores: (A)Saaticioglu and Ozcebe [85] (B)Tanaka and Park [86] (C) Mo and Wang [87] y (D)Park and Paulay [88]	45
2.13. Relación esfuerzo-deformación del acero Steel02 (izq) y hormigón Concrete02(der) . .	46
2.14. Resistencia longitudinal en el estribo	48
2.15. Elevación de estribos	48
2.16. Curva fuerza-desplazamiento hiperbólica. Fuente: Duncan et al.[92]	49
2.17. Relación fuerza-desplazamiento del empuje pasivo del suelo	51
2.18. Plano de juntas de dilatación dispuestas en el puente representativo	51
2.19. Relación fuerza-desplazamiento de juntas de dilatación	52
2.20. Topes externos de hormigón - Puente Original	53
2.21. Relación fuerza-desplazamiento propuesta por Goel y Chopra	53
2.22. Relación fuerza-desplazamiento de tope de hormigón externo	55
2.23. Detalle del elastómero en el puente original	56
2.24. Relación fuerza-desplazamiento de material Steel01	57
2.25. Relación fuerza-desplazamiento de elastómeros en puente original	58
2.26. Distribución de los elastómeros en el sentido longitudinal del puente	58
2.27. Topes de Acero - Puente Original	59
2.28. Detalle Topes de Acero	59
2.29. Relación fuerza-desplazamiento de topes de acero	60

2.30. Detalle de elastómeros en puente reforzado	60
2.31. Esquema de ensaye de placa elastomérica	61
2.32. Ensayos Placa Elastomérica	61
2.33. Calibración con fuerza axial de 6 [MPa] y 12 [MPa] en (A) y (B), respectivamente	63
2.34. Barras sísmicas en puente reforzado	64
2.35. Detalle en barra sísmica	64
2.36. Modelo constitutivo propuesto por Martinez	65
2.37. Relación fuerza-desplazamiento de barras sísmicas	66
2.38. Relación fuerza-desplazamiento del tope de hormigón interno	67
3.1. Histograma de registros utilizados en cuanto a su duración significativa	70
3.2. Espectro de registros sísmicos sin modificar calculados para un amortiguamiento de 3 %.	71
3.3. Ejemplo metodología de espectros equivalentes - Registro de larga duración sin alterar, registro de corta duración escalado y girado.	72
3.4. Espectros equivalentes de registros de larga y corta duración.	73
3.5. Periodos y modos - Puente Original	75
3.6. Periodos y modos - Puente Reforzado	75
3.7. Esquema de desplazamiento lateral de la superestructura en el puente original	76
3.8. Curva capacidad de una columna (A) y Relación fuerza desplazamiento de nodo de superestructura vs reacción en la base de una columna (B)	77
3.9. Esquema de desplazamiento lateral de la superestructura en el puente reforzado	77
3.10. Mecanismo de giro de tablero y colapso. Fuente: Wu. [106]	78
3.11. Puente Original - (A) Fuerza-Desplazamiento Columna, (B) Fuerza-desplazamiento sistema elastómero y topes, (C) Tiempo-Historia de superestructura y (D) Fuerza y cantidad de impactos estribo-tablero	79
3.12. Puente Reforzado - (A) Fuerza-Desplazamiento Columna, (B) Fuerza-Desplazamiento Topes sísmicos, (C) Fuerza-Desplazamiento de elastómeros, (D) Tiempo-historia de superestructura y (E) Fuerza y cantidad de impactos estribo-tablero	80
3.13. Curvas de fragilidad de desplazamiento relativo en elastómeros - Puente Original - (A) Corta duración y (B) Larga duración	81

3.14. Curvas de fragilidad de desplazamiento relativo en elastómeros - Puente Reforzado - (A) Corta duración y (B) Larga duración	82
3.15. Curvas IDA de ductilidad de desplazamiento - Puente Original - (A) Corta duración y (B) Larga duración	83
3.16. Curvas IDA de ductilidad de desplazamiento - Puente Reforzado - (A) Corta duración y (B) Larga duración	83
3.17. Cantidad de impactos promedio al considerar los 21 registros de ambos sets - (A) Puente original y (B) Puente reforzado	84
3.18. Tiempo-Historia de fuerza de impacto entre tablero y estribo versus giro del puente - Puente Original	85
3.19. Tiempo-Historia de fuerza de impacto entre tablero y estribo versus giro del puente - Puente Reforzado	86
3.20. Cantidad de impactos entre el elastómero y tope en (A) Puente Original y (B) Puente Reforzado	87
3.21. Curvas de fragilidad para el desplazamiento de los elastómeros al estado límite de colapso - (A) Puente original y (B) Puente Reforzado	88
3.22. Curvas de fragilidad para el desplazamiento relativo de los elastómeros - Puente Original	89
3.23. Curvas de fragilidad para el desplazamiento relativo de los elastómeros - Puente Reforzado	90
3.24. Curvas de fragilidad para la ductilidad de desplazamiento en columnas - Puente Reforzado	90
3.25. Comparación comportamiento de columna - Puente Reforzado	91
3.26. Comparación comportamiento de columna - Puente Reforzado	92
3.27. Análisis de sensibilidad de curvas de fragilidad de desplazamiento relativo de elastómeros - Variación de esviaje - (A) Puente original y (B) Puente Reforzado	94
3.28. Análisis de sensibilidad de curvas de fragilidad de desplazamiento relativo de elastómeros - Variación de G - (A) Puente original y (B) Puente Reforzado	95
3.29. Análisis de sensibilidad de curvas de fragilidad de ductilidad de columnas - Puente Reforzado - (A) Variación de G y (B) Variación de esviaje	96
C.1. Giro en el plano del puente completo según la cantidad de impactos entre tablero y estribo - Puente original	116
C.2. Giro en el plano del puente completo según la cantidad de impactos entre tablero y estribo - Puente reforzado	117

ÍNDICE DE TABLAS

2.1. Masas utilizadas en el puente representativo	37
2.2. Valores nominales del suelo según SPT	41
2.3. Valores de rigidez utilizados en fundaciones	41
2.4. Propiedades utilizadas en la modelación de la superestructura	43
2.5. Características de los ensayos utilizados para la calibración de columnas	45
2.6. Parámetros usados para modelar el hormigón	46
2.7. Parámetros usados para modelar el acero	47
2.8. Parámetros utilizados para modelar el esfuerzo pasivo	49
2.9. Parámetros ImpactMaterial	51
2.10. Valores nominales del apoyo elastomérico	58
2.11. Resultados de calibración de apoyos elastoméricos	63
2.12. Parámetros utilizados en el modelo para las barras sísmicas	65
3.1. Estados límite	73
3.2. Mediana (\bar{X}), media (μ) y desviación estándar (σ) de las curvas de fragilidad de la Figura 3.26	92
A.1. Medidas del daño más utilizadas en estudios posteriores al estado del arte de Hancock et al. [3]	105
A.2. Estudios experimentales posteriores al estado del arte de Hancock et al.[3]	106
A.3. Estudios analíticos posteriores al estado del arte de Hancock et al.[3]	106
A.3. Estudios analíticos posteriores al estado del arte de Hancock et al.[3]	107
A.3. Estudios analíticos posteriores al estado del arte de Hancock et al.[3]	108

A.3. Estudios analíticos posteriores al estado del arte de Hancock et al.[3]	109
B.1. Características del set de registros de corta duración: duración significativa $Ds_{5-75\%}$, magnitud de momento M_w , distancia de ruptura, peak ground acceleration PGA, pulse index PI y periodo del pulso T_p .	111
B.2. Características del set de registros de larga duración: duración significativa $Ds_{5-75\%}$, magnitud de momento M_w , distancia de ruptura, peak ground acceleration PGA, pulse index PI y periodo del pulso T_p .	112

INTRODUCCIÓN

Chile es un país altamente sísmico, prueba de ello es que en la última década han ocurrido tres terremotos con magnitud de momento mayor a $M_w = 8.0$, el terremoto del Maule en 2010 ($M_w = 8.8$), el de Iquique en 2014 ($M_w = 8.2$) y el de Illapel en 2015 ($M_w = 8.3$). Esta particularidad ha puesto a prueba la infraestructura del país en reiteradas ocasiones, tal como se vivió durante el terremoto del Maule en 2010 donde una serie de puentes colapsaron o experimentaron daño estructural considerable, provocando serias consecuencias sociales, económicas y en la conectividad del país. Este último punto es crítico al considerar la limitada redundancia de la red vial nacional.

Por otro lado, eventos sísmicos de gran magnitud, como el del Maule en 2010 o el de Tohoku, Japón, en 2011, que han causado daño estructural severo en puentes y edificios, se han caracterizado por contar con duraciones significativamente mayores a las registradas en otros lugares del mundo durante sismos de gran intensidad [1]. En general, sismos de carácter subductivo interplaca, como los mencionados anteriormente, se asocian a grandes magnitudes y largas duraciones [2]. Consecuentemente, este estudio pretende cuantificar el efecto de registros sísmicos de largas duraciones en el nivel de daño alcanzado por puentes de hormigón armado chilenos. La hipótesis es que se espera un mayor nivel de daño en los puentes debido a la duración característica de dicho tipo de sismo.

Con hipótesis similares a la de este estudio, existen varios autores que han intentado identificar el efecto de la duración de los registros sísmicos en la respuesta estructural, sin embargo, las conclusiones de estos estudios difieren ampliamente [3]. Hancock et al. [3], en su revisión de la literatura sobre el efecto de la duración, concluye que la influencia de ésta depende de una serie de factores, entre los que es posible señalar la medida del daño utilizada, la definición de duración y el modelo estructural. Chandramohan et al. [4] asocia posteriormente esta falta de consenso respecto a la influencia de la duración a cuatro problemas identificados en estudios previos: (i) modelos que no simulan adecuadamente la degradación de rigidez y resistencia de los diferentes elementos estructurales, (ii) escasez de registros sísmicos de larga duración, (iii) dificultad de aislar el efecto de la duración de otras características del registro, tales como la intensidad y el contenido de frecuencias, y (iv) la falta de acuerdo respecto a una definición de duración que se correlacione con la respuesta estructural. Considerando estas dificultades, algunos autores han logrado identificar una correlación entre la duración de los registros sísmicos y el daño estructural. Por ejemplo, Chandramohan et al. [4] y Barbosa et al. [5] a través de modelos de elementos finitos no lineales capaces de capturar la degradación de rigidez y resistencia, muestran que, para intensidades altas, sismos de largas duraciones inducen mayores deformaciones. Chandramohan et al. [4] concluyen también que existe una mayor probabilidad de colapso cuando las estructuras se someten a sismos de mayor duración. Otros autores, como Raghunandan et al. [6] y

Ruiz-García [7], han encontrado también una relación entre la duración del sismo y el daño producido en estructuras.

A pesar de la gran cantidad de trabajos realizados en este tema, no existe en la literatura algún análisis que estudie la influencia de la duración en puentes, considerando modelos tridimensionales de dichas estructuras, menos de la tipología estructural chilena. Este estudio trata de suplir dicha carencia. Para esto, se utiliza una metodología que consiste en la generación de un modelo tridimensional no lineal de un puente tipo chileno mediante el software OpenSEES [8]. En estos modelos se considera un puente representativo de la infraestructura vial del país, para esto se utiliza la información provista por el estudio de Cabrera [9], en el cual se concluye, considerando la cantidad de metros lineales construidos, que en el país predominan los puentes con subestructura, vigas y tablero de hormigón armado con longitudes totales de 40 a 200 [m]. Además, se modela el puente en dos condiciones: en su condición previa al terremoto del 2010, de aquí en adelante referida como condición original, y en su estado reforzado, es decir, con las medidas de reparación y reforzamiento tomadas posterior al terremoto del Maule en 2010. En el modelo desarrollado, se considera la degradación de rigidez y resistencia de varios componentes estructurales. Con el objetivo de estudiar el efecto de la duración se utilizan dos sets de registros, uno de corta y otro de larga duración, caracterizados por un límite establecido según la duración significativa $Ds_{5-75\%}$, definición que, según Chandramohan [4], es la más robusta para estos fines. Para aislar el efecto de la duración, los registros son escalados de a pares, un componente del registro de corta y otro de larga duración, utilizando la técnica de equivalencia espectral y siguiendo las recomendaciones de Bejeo et al.[1]. Posteriormente, se realizan análisis dinámicos incrementales con ambos sets de registros y se evalúa la influencia de la duración sísmica en base a un análisis de vulnerabilidad sísmica, llevado a cabo mediante curvas de fragilidad.

Objetivos

Objetivo General

El objetivo general de esta investigación es estudiar el efecto de la duración de los registros sísmicos en los niveles de daño alcanzados por un puente vial representativo de una tipología estructural que resultó dañada durante el terremoto del Maule en 2010, y que fue posteriormente reforzada. De esta forma y con el objetivo de mejorar la red vial chilena, se busca aportar en una nueva línea de investigación en el país dedicada al estudio de la vulnerabilidad sísmica de puentes.

Objetivos específicos

- Aislar el efecto de la duración de otras características del registro sísmico, mediante una metodología propuesta en la literatura.
- Caracterizar el comportamiento sísmico de elementos estructurales de puentes mediante modelos no lineales en el software OpenSEES.
- Determinar estados límites, criterios y niveles de aceptación para distintos componentes estructurales del puente representativo chileno.
- Evaluar el desempeño sísmico del puente representativo mediante resultados de análisis dinámicos incrementales (IDA), utilizando set de registros espectralmente equivalentes de corta y larga duración.
- Estimar el efecto de la duración y la vulnerabilidad del puente representativo mediante curvas de fragilidad, obtenidas para los sets de registros de larga y corta duración.
- Comparar la vulnerabilidad sísmica y el efecto de la duración del puente ante la incorporación de reforzamientos estructurales.
- Analizar la sensibilidad de los resultados ante variaciones de algunos parámetros de los modelos realizados.

Plan de trabajo

Para lograr los objetivos propuestos en esta investigación, el plan de trabajo contempla las distintas etapas mostradas en la Figura 1.

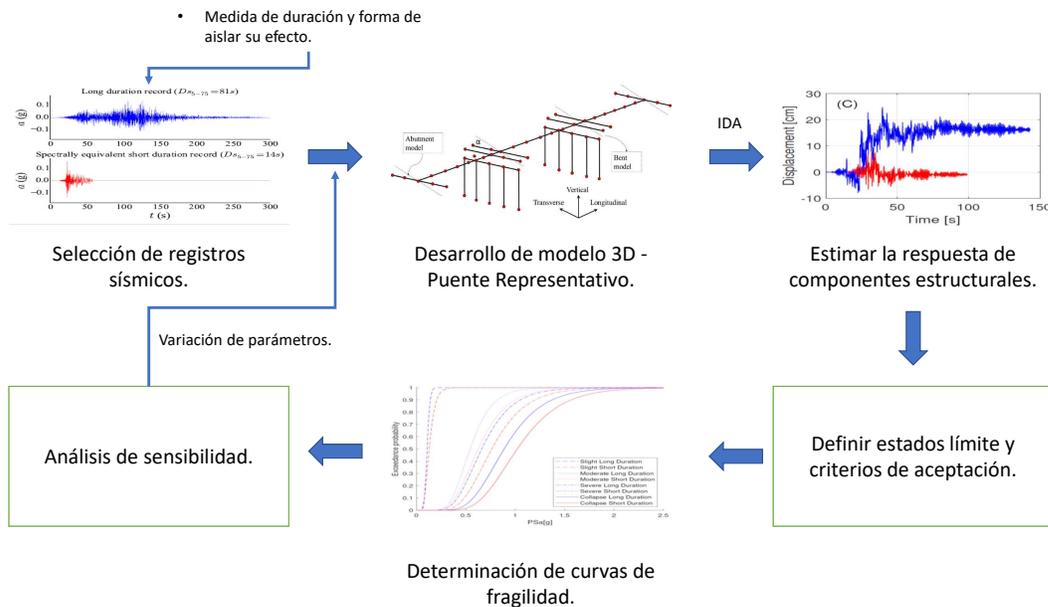


Figura 1: Esquema del plan de trabajo

A continuación se presenta una breve descripción de cada etapa:

- En primer lugar, para la selección de los registros sísmicos a utilizar se debe definir una métrica de duración y la forma de aislar su efecto.
- Posteriormente, se realiza el desarrollo de modelos tridimensionales en el software OpenSEES tanto para el puente en su estado original, como para el puente reforzado.
- Luego, con los modelos y los registros sísmicos definidos, se realizan análisis dinámico incrementales, obteniendo la respuesta estructural de componentes importantes para este estudio.
- A continuación, se deben definir los estados límite de aquellos componentes estructurales elegidos. Lo anterior, con el fin de poder determinar curvas de fragilidad para cada uno de los elementos estructurales seleccionados considerando los estados límite definidos.

- Finalmente, se realiza un análisis de sensibilidad de los resultados variando dos parámetros: módulo de corte de los apoyos elastoméricos, debido a la incertidumbre evidenciada en terreno, y ángulo de esviaje, con el fin de considerar puentes rectos y una gama de puentes esviados.

Relevancia de la investigación

Esta investigación tiene como motivación la necesidad de estudiar el comportamiento sísmico de los puentes chilenos ante eventos sísmicos, dado el daño que estas estructuras han sufrido en los últimos terremotos. En lo específico, esta tesis pretende ser un aporte científico en un área poco estudiada, permitiendo mejorar los códigos de diseño y las metodologías de evaluación sísmica de puentes a nivel nacional, sobretodo en cuanto a la incorporación explícita de la influencia de la duración sísmica como una característica importante a considerar. Dichas mejoras en los códigos de diseño y evaluación sísmica permitirían al país contar con infraestructura más confiable y evitar, o enfrentar de mejor manera, las consecuencias socioeconómicas que puede conllevar un evento sísmico severo.

Estructura de tesis

Capítulo I - Estado del Arte

En el capítulo I, se revisa el estado del arte de dos tópicos principales de este estudio: La influencia de la duración de los registros sísmos en el daño estructural y el análisis de la vulnerabilidad sísmica a partir de curvas de fragilidad.

Capítulo II - Descripción y modelación no lineal

En el capítulo II, se entregan aspectos generales y de detalle del modelo estructural desarrollado en el software de elementos finitos OpenSEES. Se describen los antecedentes y los modelos específicos utilizados para cada elemento estructural modelado.

Capítulo III - Análisis y resultados

En el capítulo III, se explican los análisis realizados y sus detalles: registros sísmicos utilizados, medida de duración considerada, método de aislación del efecto de la duración y estados límite. Además, se entregan los resultados principales de este estudio y la discusión de estos.

Capítulo IV - Conclusiones

En el capítulo IV, se entregan las principales conclusiones, sintetizando la discusión del capítulo III y entregando lineamientos posibles para estudios futuros.

Capítulo V - Anexos

En el capítulo V, se encuentra la sección de anexos, donde se entrega mayor información respecto a estudios considerados en el estado del arte y registros sísmicos utilizados en los análisis de esta tesis.

ESTADO DEL ARTE

1.1. Estudio de la influencia de la duración sísmica en el nivel de daño

Debido a que existen características sísmicas, como la duración de los registros, que han sido explícitamente obviadas en el diseño y evaluación sísmica de estructuras, y a que hay estudios en terreno que han demostrado que luego de terremotos de alta intensidad y largas duraciones se han observado severos daños [10], hay un interés creciente en estudiar la influencia de la duración de los registros sísmicos en el daño estructural, tal como lo demuestran los estudios de Hancock et al. [3], que contempla una revisión del estado del arte previa al año 2006, y los artículos revisados para esta tesis. En la revisión de Hancock et al. se encuentra una inconsistencia: se tiene estudios que encuentran una relación entre duración y daño, y otros que no encuentran correlación alguna. En la revisión mencionada se concluye que el problema se relaciona con que los autores de los análisis de la influencia de la duración no eran específicos en las variables utilizadas en sus estudios y, por lo tanto, no era posible concluir sobre la influencia de la duración en el daño de manera general. Dichas variables son importantes para estudiar correctamente la influencia de la duración y están relacionadas con la métrica utilizada para medir la duración de un registro sísmico, los parámetros de demanda ingenieril, la medida del daño y los tipos de estructuras analizados.

Posterior al año 2006, una cantidad significativa de estudios relacionados, directa o indirectamente, con el efecto de la duración en el daño estructural han sido publicados. Este crecimiento en el interés en dicho tema queda de manifiesto en el gráfico mostrado en la Figura 1.1, donde se muestra la cantidad de estudios, tanto analíticos como experimentales, relacionados al tema en los últimos 12 años. En esta revisión del estado del arte se detallan algunos de estos estudios, mostrando los principales resultados y discutiendo los avances que se han logrado posterior al informe de Hancock et al.[3]. La revisión

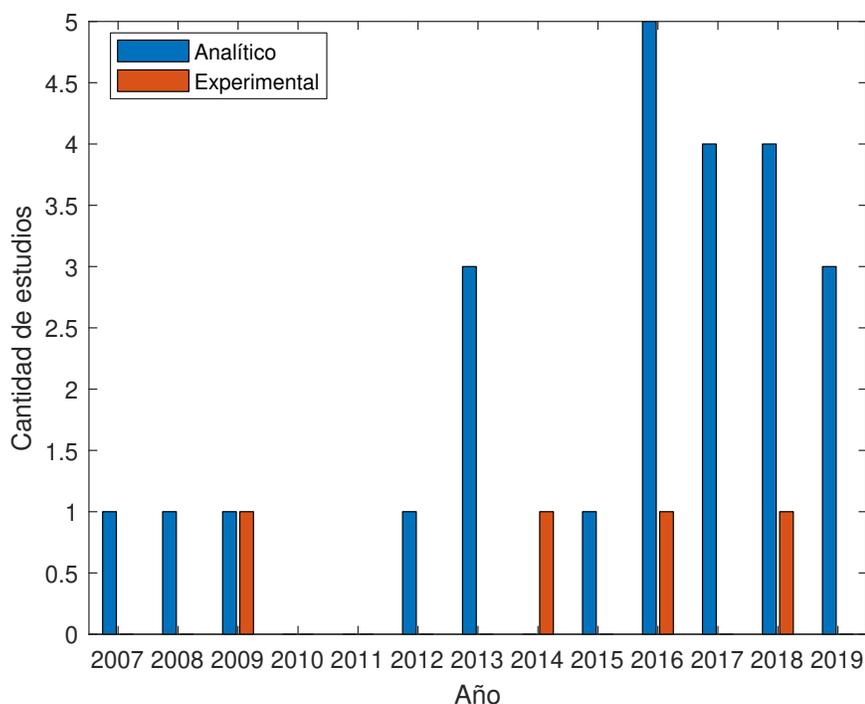


Figura 1.1: Cantidad de estudios relacionados al efecto de la duración desde 2007

bibliográfica comienza con una discusión sobre los avances por llegar a un consenso respecto a una medida adecuada de la duración de los registros sísmicos, luego, se plantean las medidas de daño y el método de aislación del efecto de la duración óptimos para este tipo de estudios y, finalmente, se resume y se sintetiza respecto a los últimos estudios en el área.

1.1.1. Diferentes medidas de duración

La duración total de un acelerograma no es una medida científica de la duración de un registro sísmico. Esto se debe a que la duración total de un acelerograma puede variar dependiendo del dispositivo que se utilice para medir y, más importante aún, solo el movimiento fuerte de un registro sísmico puede provocar comportamiento no lineal y, por lo tanto, daño en las estructuras [11]. Consecuentemente, más de 30 medidas diferentes han sido definidas para cuantificar la duración de un registro sísmico con diferentes propósitos [12]. El problema es que, en general, existe una pobre correlación entre ellas [3].

Uno de los desafíos que han obstaculizado el estudio de la influencia de la duración en la respuesta estructural es, precisamente, la falta de consenso en cuanto a una medida de duración efectiva que se correlacione con el desempeño estructural[4]. Estudios previos ([3],[13],[14])han propuesto algunas de las siguientes medidas como potenciales candidatos:

- **Duración acotada (*Bracketed duration*):** Es el tiempo existente entre la primera y la última

excursión del acelerograma por sobre un umbral [15]. Este umbral es variable, sin embargo, un valor de 0,05 [g] es considerado razonable para la evaluación de registros sísmicos que puedan causar daños a estructuras[4]. Se considera una medida de duración simple y explícita [14].

- **Duración significativa:** Es el intervalo de tiempo sobre el cual un porcentaje específico de la energía total, representada por la integral $\int a(t)^2 dt$, se acumula, donde $a(t)$ representa la aceleración del registro sísmico. El rango de porcentajes comúnmente utilizados es de 5-75 % y 5-95 % [16]. Se considera debido a que es una medida que toma en cuenta la energía sísmica y es una métrica explícita de duración [14].
- **Intensidad de Arias:** Es una medida de la energía contenida en el acelerograma y una métrica híbrida de duración e intensidad [17]. Es esperable que se correlacione con la duración del movimiento fuerte (strong motion) debido a que involucra la integración de la aceleración en el tiempo [18]. Se considera, además, como un buen indicador de la energía dañina de un terremoto [14]. La intensidad de Arias se define según la ecuación 1.1.1.

$$I_{Arias} = \frac{\pi}{2 \cdot g} \cdot \int_0^{t_{max}} a(t)^2 \cdot dt \quad (1.1.1)$$

- **Velocidad absoluta acumulada (CAV):** Es otra medida híbrida [19] que potencialmente correlaciona de mejor manera con la duración de un acelerograma que con su intensidad, en comparación con la intensidad de Arias, ya que implica la integración de una potencia menor de $a(t)$ en el tiempo. Se considera como candidata debido a que potencialmente correlaciona bien con el daño [14]. La velocidad absoluta acumulada se define según la ecuación 1.1.2.

$$CAV = \int_0^{t_{max}} |a(t)| dt \quad (1.1.2)$$

- I_D : Es una medida adimensional de duración [20] que consiste en la integral $\int a(t)^2 dt$ normalizada por el PGA y PGV [4]. Se estima que es un buen indicador de la demanda estructural de deformación inelástica [14]. El I_D se define según la ecuación 1.1.3.

$$I_D = \frac{\int_0^{t_{max}} a(t)^2 \cdot dt}{PGA \cdot PGV} \quad (1.1.3)$$

- **Potencial destructivo:** Es una medida de intensidad del sismo modificando la intensidad de Arias. El objetivo de ésta era tomar en cuenta el contenido de frecuencia de un sismo. La definición del potencial destructivo P_D de un sismo está dada por la ecuación 1.1.4.

$$P_D = \frac{I_{Arias}}{v_0^2} \quad (1.1.4)$$

donde la intensidad de Arias está dividida por el número de cruces por cero por unidad de tiempo v_0 .

Con el objetivo de determinar la medida de duración más apropiada para evaluar el efecto de la duración de un registro sísmico en la respuesta estructural, algunos autores, como Chandramohan

y Foschaar, han analizado y comparado las métricas previamente mencionadas, según las propiedades deseadas en una medida robusta de duración para evaluación estructural basada en desempeño. Algunas de estas propiedades son:

- No debe estar fuertemente correlacionada con medidas de intensidad comúnmente utilizadas, dado que se propone que la duración sea considerada aparte de la intensidad y la forma espectral. La métrica de duración debe proveer nueva información no cuantificada por otras medidas. [13].
- No debe ser una medida híbrida de duración e intensidad.[4]
- La métrica de duración no debe estar afectada por el proceso de escalado del registro sísmico. Esto debido a que procedimientos de análisis que involucran escalado, como el análisis dinámico incremental, requerirían la evaluación de la medida de duración a cada nivel de intensidad.[13].
- Debe ser eficiente. Una medida de duración es considerada eficiente si produce un amplio descenso en la varianza del logaritmo de la capacidad de colapso.[4]
- Todos los registros sísmicos con valores altos en la medida deben contar con amplios intervalos de movimiento fuerte (*Strong Shaking*) [4]. Es decir, que el valor de duración se correlacione bien con la duración del movimiento fuerte.
- La medida de duración no debe sesgar la forma espectral de los registros sísmicos seleccionados. En otras palabras, los registros sísmicos de larga duración seleccionados en base a la medida de duración no deben contar con particularidades en su forma espectral.

Chandramohan et al. [13] concluye que la correlación observada entre duración de un registro sísmico y capacidad de colapso de una estructura depende de la medida de duración elegida [13]. Por lo que, en un estudio posterior [4] se muestra una comparación cualitativa de distintas métricas de duración consideradas, utilizando las propiedades y criterios señalados previamente. De este análisis, considerando las propiedades previamente mencionadas, se desprende que la duración significativa es identificada como la medida de duración preferida para el uso de selección de registros sísmicos para la evaluación del desempeño estructural. En otras palabras, la duración significativa no se correlaciona con medidas de intensidad comunes, no se ve afectada por el método de escalado, se correlaciona bien con la duración del movimiento fuerte y no causa un sesgo en la selección de los registros. Por lo tanto, es la medida que ha sido más recomendada en la literatura para estudios con fines de estudiar la influencia de la duración.

Esta medida de duración se puede calcular como se indica en el procedimiento de la Figura 1.2, en la cual se muestra un registro de larga y corta duración. Para ambos registros se calcula la intensidad de Arias, para luego definir la duración significativa 5-75% como el intervalo de tiempo en que se acumula desde un 5% a un 75% de la intensidad de arias.

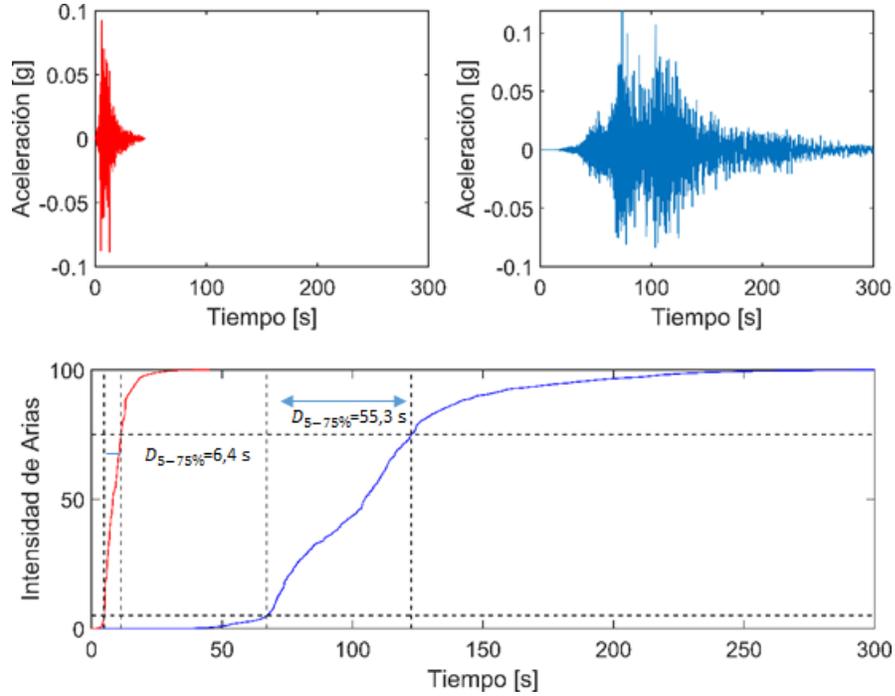


Figura 1.2: Cálculo de duración significativa.

A pesar de que la mayoría de los estudios en el tema utilizan la duración significativa como métrica preferida, la elección entre $D_{S_{5-75\%}}$ y $D_{S_{5-95\%}}$ no está del todo clara aún. En los estudios de Chandramohan ([4],[13]) se concluye que la $D_{S_{5-75\%}}$ es levemente más robusta que la $D_{S_{5-95\%}}$, pero ambas son medidas efectivas. Por el contrario, otros autores, como Foschaar et al [14], han indicado su preferencia por la duración significativa $D_{S_{5-95\%}}$. De todas formas, según lo establecido por Kempton y Stewart [21], debido a que la $D_{S_{5-75\%}}$ tiende a estar dominada por la duración de ondas de cuerpo, la cuál es esencialmente insensible a la geometría del sitio geográfico, y a que la $D_{S_{5-95\%}}$ se encuentra además influenciada por la llegada posterior de las ondas de superficie, la elección entre ambas medidas de duración significativa se espera que sea dependiente del tipo de estructura.

Sin perjuicio de lo anterior, otros autores han revelado que existen excepciones y casos particulares en que otras medidas de duración han de ser utilizadas. Guo et al. [22] concluye en su estudio que la duración uniforme, en lugar de la duración significativa, es la medida más adecuada de duración para caracterizar registros sísmicos tipo impulsivos cercanos a la falla (*near fault*). El autor concluye esto a partir de una mejor correlación de la duración uniforme con el desplazamiento peak y la energía histerética acumulada cuando se utiliza este tipo de registros sísmicos. Adicionalmente, Giouvanidis et al.[23] muestran que la duración uniforme y la velocidad absoluta acumulada (CAV, por su sigla en inglés) tienen una fuerte correlación cuando se estudia el fenómeno de rocking (ver figura 1.3) Ésto ocurre porque el intervalo de tiempo en el cual el registro sísmico es capaz de activar el mecanismo de rocking tiene una importancia dominante en la amplificación del mismo mecanismo.

Finalmente, Wang et al. [24] presentan una definición integrada de duración para considerar las

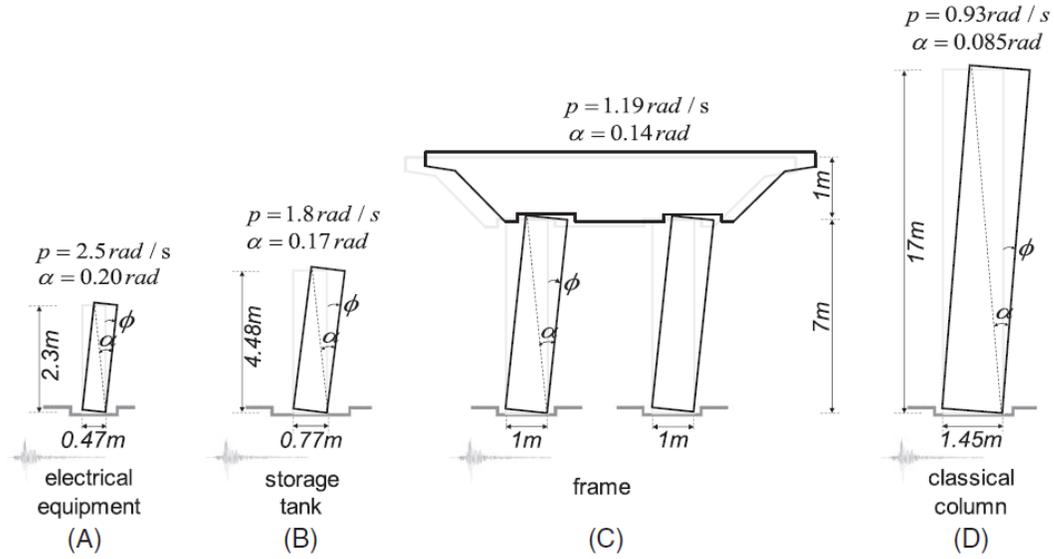


Figura 1.3: Diferentes estructuras con mecanismo de rocking. Fuente: Giouvanidis et al. [23]

múltiples componentes espaciales de un registro sísmico. Su objetivo es considerar la influencia de la duración de las componentes horizontales y vertical de los registros sísmicos a partir de métricas usuales de duración.

$$T^I = \frac{T^{H_1} \cdot I_0^{H_1} + T^{H_2} \cdot I_0^{H_2} + T^V \cdot I_0^V}{I_0^{H_1} + I_0^{H_2} + I_0^V} \quad (1.1.5)$$

Donde:

- T^{H_1} , T^{H_2} y T^V : Duración del movimiento fuerte de dos componentes horizontales perpendiculares y de la componente vertical, respectivamente.
- $I_0^{H_1}$, $I_0^{H_2}$ y I_0^V : Intensidades de Arias de las respectivas componentes espaciales del registro sísmico.

Esta nueva definición muestra una correlación más alta y una mayor influencia respecto a la demanda de desplazamiento peak que las definiciones usuales de duración en los modelos utilizados para este estudio: presas de gravedad de concreto. Este resultado muestra que, también al considerar la duración del registro sísmico, existe una componente que regularmente se está obviando y que muestra tener cierta influencia en la respuesta estructural.

1.1.2. Medidas de daño

Para comprobar la hipótesis de que la duración tiene algún efecto en el daño en las estructuras, es necesario adoptar medidas adecuadas de este último. Las medidas del daño son estimadas con

parámetros de demanda ingenieril (EDPs, por su sigla en inglés), que representan un estado mecánico o físico del sistema estructural o de cualquiera de sus componentes y su valor se estima mediante modelos numéricos. Hancock et al. [3] dividen los EDPs en dos categorías: medidas peak o máximas y medidas acumulativas.

1.1.2.1. Medidas peak

El EDP más común para evaluar el daño potencial de demandas sísmicas es la deriva de techo máximo. Este EDP se encuentra generalmente limitado en los códigos de diseño para prevenir daño o inestabilidad en las estructuras. Existen varios EDPs que han sido utilizados en estudios sobre la duración, como el Interstory Drift Ratio (IDR), EDP locales como la máxima curvatura o también esfuerzos de ciertos materiales, entre otros. En este estudio se presenta una Tabla (Anexo A-Tabla A.1) con los estudios analizados, evidenciando la medida peak que se utilizó y la relación con el efecto de la duración. De todas formas, cabe señalar que estos EDPs no tienen correlación alguna con la duración sísmica si no se utilizan los modelos adecuados, es decir modelos capaces de capturar la degradación de la rigidez y resistencia de los distintos componentes estructurales.

1.1.2.2. Medidas acumulativas

Los EDP acumulativos son utilizados para contabilizar los efectos de las cargas cíclicas en un sistema estructural. Este tipo de medidas generalmente consideran la energía disipada o el número de ciclos inelásticos. Una de las medidas más utilizadas es el índice de Park & Ang [25], que se calcula según la ecuación:

$$DI_{P\&A} = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \frac{\beta}{Q_y \cdot \delta_u} \cdot \int dE \quad (1.1.6)$$

El primer término de la ecuación toma en cuenta la máxima deformación registrada δ_m sobre una capacidad de deformación δ_u . Por otro lado, el segundo miembro de la ecuación toma en cuenta la energía disipada normalizada por la energía de una curva monotónica. El parámetro β debe ser calibrado con datos experimentales. Los autores de este método intentan estimar el daño global de una estructura ponderando el índice por elemento y por piso, donde el resultado se encuentra entre los límites de 0 y 1, para luego correlacionarlo con el estado global de daño, donde un índice de Park y Ang con un valor sobre 0.4 representa un daño irreparable.

Existen otras medidas acumulativas del daño, como el índice de daño de Reinhorn and Valles [26] o el propuesto por Hindi and Sexsmith [27]. Por otro lado, algunas medidas acumulativas del daño cuentan el número de ciclos totales o inelásticos para estimar el daño o la falla. Una de estas medidas es la propuesta por Coffin [28], quien propone una expresión para determinar la vida de fatiga, la cual ha sido utilizada en una variedad de estudios ([29],[30],[31]) para relacionar el número de ciclos de falla del refuerzo de acero a una amplitud de deformación determinada. Sin embargo, como la carga sísmica es aleatoria y se producen ciclos de deformación aleatorios, el daño se debe estimar con una

medida distinta, como la regla de Miner del daño acumulativo lineal[32], utilizando un método como el *Rainflow Counting*[33]. Esta metodología puede ser utilizada para estimar el daño debido a fatiga de bajo ciclaje en perfiles de acero estructural [33].

Otras medidas acumulativas del daño, como la demanda de energía histerética, han sido utilizadas en estudios del efecto de la duración. Cabe destacar que estos EDPs, por lo general, tienen una buena correlación con la duración, es decir, se generan valores mayores del EDP al considerar registros de mayor duración. En la Tabla A.1, se muestran los estudios según la medida del daño utilizada.

1.1.3. Método de aislación del efecto de la duración sísmica

Como se mencionó previamente, uno de los mayores desafíos de estudiar el efecto de la duración ha sido la dificultad de aislar adecuadamente el efecto de la duración de los registros sísmicos de otras características de estos mismos, como la amplitud espectral, la forma del espectro u otras características especiales de algunos registros, en particular, los de campo cercano [13]. En esta sección se detallan algunos procesos de escalamiento de registros que han sido ampliamente utilizados en los estudios revisados para fines de estudiar la respuesta no lineal de diversas estructuras. En específico, se detallan los procedimientos de equivalencia espectral, separándolos en métodos *convencionales*, que han sido bastante usados en estudios previos, y métodos recomendados, que han sido propuestos en los últimos años, precisamente para los mismos fines de este estudio y que han entregado resultados satisfactorios.

1.1.3.1. Métodos de equivalencia espectral convencionales

Los métodos de equivalencia espectral (*spectral matching*) implican la modificación del espectro del registro sísmico para hacerlo equivalente a un espectro objetivo. El concepto de equivalencia espectral consiste en modificar la serie de tiempo de aceleración original para que sea equivalente en el rango completo del espectro objetivo con una alteración mínima de la serie de tiempo de velocidad y desplazamiento del registro sísmico[34]. Para este método, existen dos enfoques tradicionales: el de Abrahamson [35] y el de Hancock et al. [36]

Algoritmo de Abrahamson

Este algoritmo consiste en la equivalencia espectral logrando hacer coincidir con el espectro objetivo utilizando el método en el dominio del tiempo, añadiendo wavelets a las series de tiempo en los instantes cercanos al peak de respuesta mientras se mantienen las principales características no estacionarias de la serie de tiempo original. Este ajuste mediante wavelets, sin embargo, no integra a cero la velocidad y el desplazamiento del registro sísmico y conlleva una deriva en la serie de tiempo de velocidad y desplazamiento resultante [37]. Abrahamson desarrolló un software llamado RspMatch [35] para implementar el *spectral matching*. La versión original del software requiere, debido a lo señalado anteriormente, de la aplicación de una corrección de línea base a la serie de aceleración resultante

para corregir la deriva en las correspondientes series de desplazamiento y velocidad resultantes. Un ejemplo de la utilización de este método es mostrado en la Figura 1.4, donde se obtienen espectros equivalentes a través del software RspMatch.

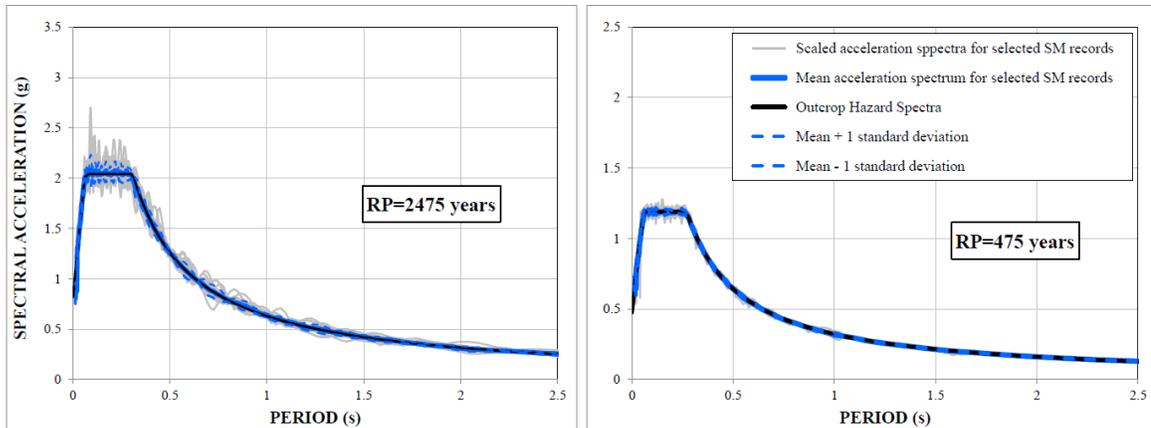


Figura 1.4: Espectros equivalentes con RSPMatch. Fuente: Ansal et al.[34]

Algoritmo de Hancock et al.

Hancock et al. [36] revisó la versión de RspMatch de Abrahamson e intentó eliminar esta deriva a partir de la modificación de los wavelets de ajuste [37]. El método ajusta el registro original iterativamente en el dominio del tiempo para hacerlo coincidir con el espectro objetivo, mediante la adición de wavelets con rangos de periodos y duraciones específicas a la serie de tiempo de entrada. En lo específico, las funciones de ajuste propuestas por Hancock et al. corresponden a las de Abrahamson modificadas para incluir la corrección de línea base en su forma funcional. Como resultado de esto, una solución analítica del problema ya no es posible, por lo que la velocidad numérica y eficiencia se ven comprometidas, dado el uso de integración numérica. Hancock actualizó la versión del software RspMatch de Abrahamson, creando RspMatch2005. Adicionalmente, cabe señalar que otro de los software comúnmente utilizado para fines de *spectral matching* es SeismoMatch [38]. Un ejemplo del método de Hancock mediante SeismoMatch es mostrado en la Figura 1.5.

1.1.3.2. Métodos de equivalencia espectral recomendados

Los métodos previamente presentados han sido ampliamente utilizados en estudios de la influencia de la duración en la respuesta estructural, sin embargo, en los últimos años, algunos autores han desarrollado nuevos procedimientos que les han permitido aislar de otra forma el efecto de la duración.

Registros espectralmente equivalentes - SDOF y estructuras 2D

Chandramohan [13] ha demostrado el éxito de un método propuesto para aislar el efecto de la duración y poder identificar su influencia en la respuesta estructural. Este método consiste en la creación de dos sets de registros sísmicos: uno de larga y otro de corta duración. Luego, cada uno de los

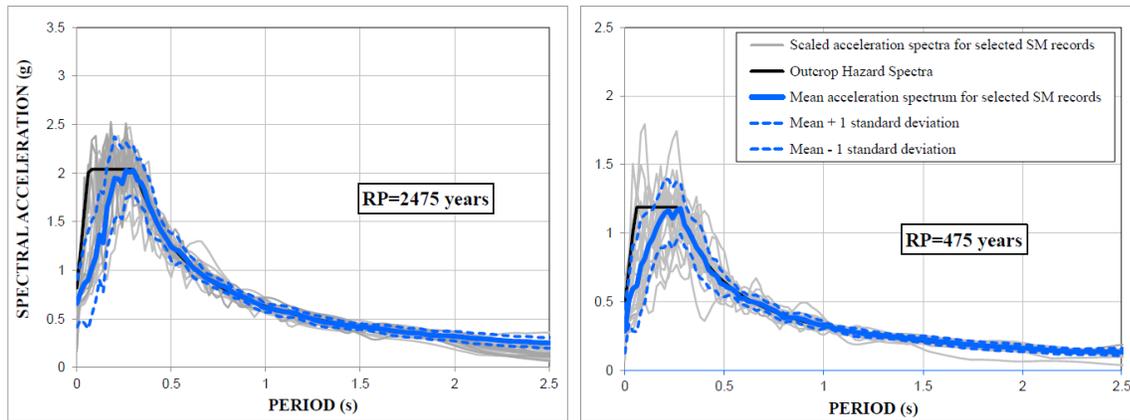


Figura 1.5: Espectros equivalentes con Seismomatch. Fuente: Ansal et al.[34]

registros de corta duración es escalado para coincidir espectralmente con un registro respectivo de larga duración, centrándose en minimizar el error cuadrático medio entre ambos espectros pertenecientes a dicho par. Utilizando este método, cualquier diferencia en las capacidades de colapso predichas por un modelo sometido a ambos sets de registros puede ser asociada a las diferencias en las duraciones de los registros sísmicos respectivos. Este método es ejemplificado en la Figura 1.6.

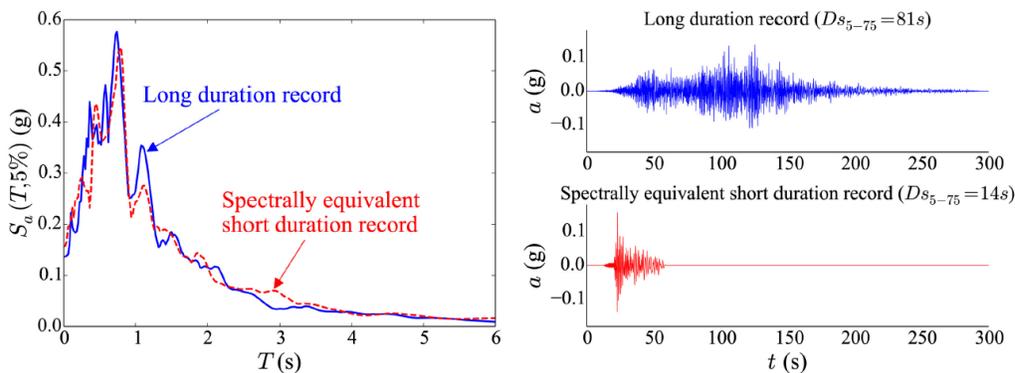


Figura 1.6: Procedimiento para obtener registros espectralmente equivalentes Fuente: Chandramohan et al. [4]

Registros espectralmente equivalentes - Estructuras 3D

La limitación del método de Chandramohan es que utiliza una sola componente de un registro sísmico, por lo que no puede ser utilizado en modelos 3D. En el caso de estructuras tridimensionales, la aislación del efecto de la duración sísmica no es trivial, esto debido al uso de dos o tres componentes ortogonales de un evento sísmico y, a la inherente dificultad de obtener espectros equivalentes, en el promedio geométrico de sus componentes, a partir de registros sísmicos diferentes. Por esta razón, en el proceso de selección de los registros, se debe intentar minimizar la disparidad en los espectros de respuesta entre los registros de larga y corta duración, formándose pares respectivos. Una metodología

que logra obtener espectros equivalentes ha sido propuesta por Belejo et al.[1] y su procedimiento se detalla a continuación:

- Elegir una fuente de información de registros sísmicos de corta y larga duración. Por ejemplo, PEER-NGA[39].
- Formar dos sets con registros de larga y corta duración respectivamente. Realizar iteraciones rotando cada uno de los registros de corta duración a diferentes ángulos, calculando sus espectros de respuesta y la media geométrica entre las componentes ortogonales.
- Para cada uno de los registros de corta duración rotados, seleccionar el factor de escala SF que produzca el menor error cuadrático medio (RMSE), definido de acuerdo a la ecuación 1.1.7, comparando cada registro de corta duración rotado con los registros de larga duración sin rotar.

$$\min RMSE = \sqrt{\sum_i W(T_i) \cdot \left[\ln \left(Sa_{H1}^{long}(T_i) \right) - \ln \left(SF \cdot Sa_{H1}^{short}(T_i, \theta_j) \right) \right]^2 \cdot \sum_i W(T_i) \cdot \left[\ln \left(Sa_{H2}^{long}(T_i) \right) - \ln \left(SF \cdot Sa_{H2}^{short}(T_i, \theta_j) \right) \right]^2} \quad (1.1.7)$$

Donde:

- $W(T_i)$ es una función modular que toma el valor de 1 en el rango de interés (generalmente $0.3T_1 \leq T_i \leq 3T_1$, donde T_1 es el periodo fundamental de la estructura en análisis).
- $Sa_{H1}^{long}(T_i)$ y $Sa_{H2}^{long}(T_i)$ son las aceleraciones espectrales lineales elásticas con un cierto porcentaje de amortiguamiento correspondientes a la primera y segunda componente, respectivamente, del registro sin escalar de larga duración.
- $Sa_{H1}^{short}(T_i, \theta_j)$ y $Sa_{H2}^{short}(T_i, \theta_j)$ corresponden a las aceleraciones espectrales lineales elásticas con un cierto porcentaje de amortiguamiento correspondientes a la primera y segunda componente, respectivamente, del registro rotado en un ángulo θ_j de corta duración.

Se utiliza la diferencia entre los logaritmos naturales de la aceleración espectral, ya que las aceleraciones espectrales de registros sísmicos se ajustan de buena forma a distribuciones lognormales. Las aceleraciones espectrales de los registros rotados vienen dadas por las ecuaciones 1.1.8 y 1.1.9.

$$Sa_{H1}^{short}(T_i, \theta_j) = |Sa_{H1}^{short}(T_i) \cdot \cos(\theta_j) + Sa_{H2}^{short}(T_i) \cdot \sin(\theta_j)| \quad (1.1.8)$$

$$Sa_{H2}^{short}(T_i, \theta_j) = |Sa_{H2}^{short}(T_i) \cdot \cos(\theta_j) - Sa_{H1}^{short}(T_i) \cdot \sin(\theta_j)| \quad (1.1.9)$$

- El registro de corta duración seleccionado será aquel que produzca el menor error cuadrático medio respecto a algún registro de larga duración determinado, según lo explicado en el paso anterior. A partir de esta metodología se obtienen pares de registros con algún ángulo y factor de escala determinados.

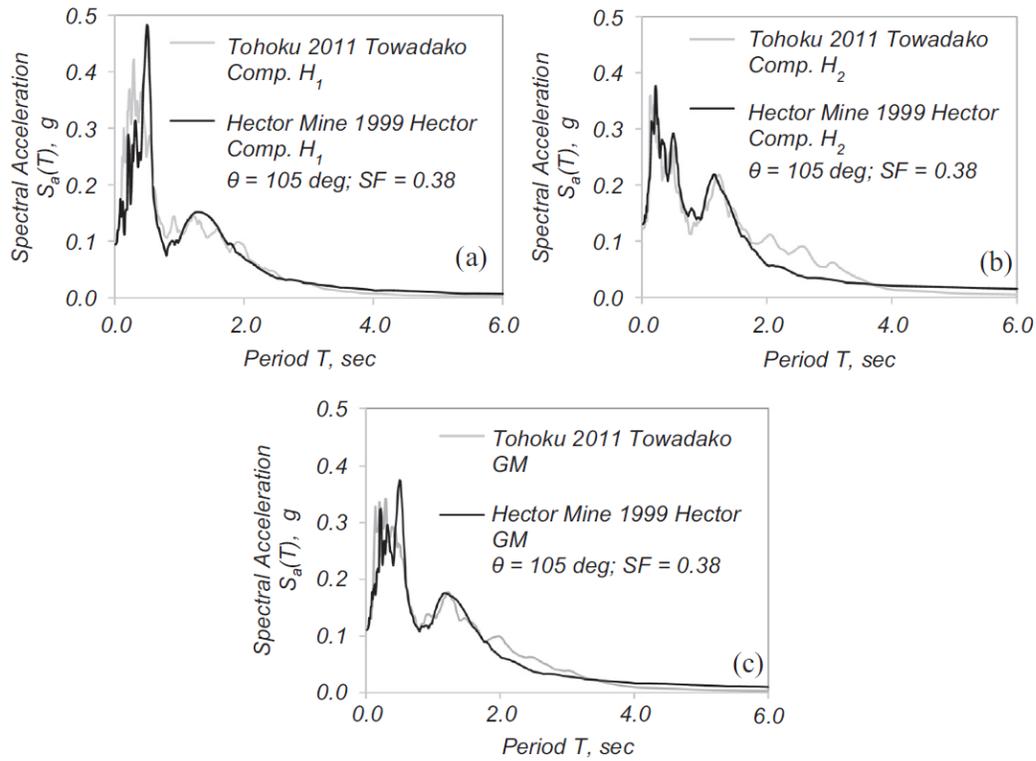


Figura 1.7: Espectro de respuesta de un registro de larga y corta duración: (a) Componente horizontal H_1 , (b) Componente horizontal H_2 y (c) Media geométrica de las dos componentes horizontales.

Un ejemplo de los resultados de este método de aislamiento del efecto de la duración se muestra en la Figura 1.7, en donde se tienen las dos componentes de un registro de larga y corta duración (escalado y girado), y se puede observar como se logra un espectro equivalente en el promedio geométrico de ambas componentes ortogonales.

Medida integrada de duración e intensidad

Desde otra perspectiva, Marafi et al. [40] han propuesto una manera alternativa para aislar el efecto de la duración o la forma espectral. Su método consiste en una nueva medida de intensidad que toma en cuenta tres características de los registros sísmicos: aceleración espectral, duración y forma espectral. La forma de esta medida de intensidad integrada la hace transparente y escalable, como se puede apreciar en la ecuación 1.1.10.

$$IM_{comb} = Sa(T_n) \cdot IM_{dur}^{C_{dur}} \cdot IM_{shape}^{C_{shape}} \quad (1.1.10)$$

Donde:

- $SA(T_n)$: Medida de intensidad para la aceleración espectral.

- IM_{dur} : Medida para la duración del registro sísmico.
- IM_{shape} : Medida para la forma espectral del registro sísmico.
- C_{dur} : Factor de duración dependiente de la estructura.
- C_{shape} : Factor de forma espectral dependiente de la estructura.

Marafi et al. concluyen que la medida de intensidad integrada propuesta es eficiente, suficiente y versátil. Sin embargo, estudios futuros debiesen verificar la utilidad de esta propuesta en nuevos modelos y análisis.

1.1.4. Resumen de estudios sobre el efecto de la duración

Hancock et al. [3] realizó una compilación de estudios que relacionaban, directa o indirectamente, el daño estructural con la duración de los registros sísmicos. Para esto clasificó y tabuló una serie de estudios en diferentes categorías de acuerdo a: tipo de estudio (experimental o analítico), medida del daño usada, medida de duración utilizada, entre otras. De su estudio, Hancock et al. concluyen que los estudios que utilizan medidas acumulativas de energía o desplazamiento como indicadores del daño usualmente encontraban correlación entre la duración sísmica y el daño estructural. Por otro lado, cuando se utilizaban medidas peak, no se apreciaba correlación alguna. De acuerdo a los autores, las medidas de daño acumulativas debiesen ser más importantes en el diseño y evaluación estructural debido a que proveen una mejor estimación del nivel probable de daño. Finalmente, el autor recomienda que los estudios futuros clasifiquen sus conclusiones de acuerdo a las características de estos mismos: tipo de modelo o estructura usada, medida del daño, medida de la demanda principal y definición de duración utilizada. Esto último debido a la sensibilidad del efecto de la duración con respecto a cada una de estas características de los estudios realizados.

Esta investigación toma en cuenta la recopilación de estudios de Hancock et al. y sus conclusiones, pero además se complementa con estudios posteriores al año en que se publicó dicha publicación (2006).

1.1.4.1. Estudios experimentales

En la revisión del estado del arte de Hancock et al. [3] se revisaron principalmente estudios experimentales de elementos estructurales, tales como marcos, juntas, vigas y columnas, con métricas indirectamente relacionadas con la duración. En este sentido, se supone que el número de ciclos y la disipación de energía podrían efectivamente estar relacionados con la duración de los registros sísmicos.

En este documento, por otro lado, se revisaron dos tipos de estudios experimentales: en primer lugar, aquellos que estudian el mecanismo de fatiga de bajo ciclaje y, paralelamente, aquellos que estudian directamente el efecto de la duración. Los estudios experimentales considerados se encuentran resumidos en la Tabla A.2, del Anexo A.

Entre los estudios del primer grupo, se encuentra el de Brown et al. [30], en el cual a partir del ensaye de barras de acero de refuerzo se intenta determinar la vida de fatiga de bajo ciclaje, encontrando una relación entre el número de ciclos y las deformaciones axiales de la barra. Posteriormente, Kunath et al.[41] y Ghannoum et al. [31] extienden estas conclusiones, utilizando mayores diámetros de barra, diferentes longitudes de apoyo y diferentes grados de acero. A partir de estos estudios se puede deducir que, al tener un evento sísmico de mayor duración una mayor cantidad de ciclos, induciría mayores deformaciones en las barras de acero.

Por otro lado, observaciones en terreno luego del terremoto del Maule en 2010 muestran daño en barras de acero que podrían relacionarse con fenómenos de fatiga de bajo ciclaje [10]. Esto habría sido comprobado analíticamente por Mantawy et al. [42] quienes plantean una relación entre la fatiga de bajo ciclaje con eventos sísmicos de larga duración.

En el estudio de columnas de hormigón armado, cabe mencionar los estudios de Goodnight et al [43], Mohammed [44], Mehary et al. [45] y Bazáez & Dusicka [46]. El primero, a partir de un ensaye cíclico de carga lateral de 8 columnas de hormigón armado, concluye que ciclos repetidos de deformación lateral crean un ambiente favorable para el pandeo del refuerzo a cierto nivel de desplazamiento, lo que disminuye incluso la ductilidad a la cual la barra se fractura. Por otro lado, Mohammed ensaya columnas de hormigón armado con registros de larga y corta duración escalados a un espectro de diseño, a partir de lo cual concluye que los registros de larga duración producen que la columna falle a un nivel menor de intensidad. Mehary et al., a partir del desarrollo de un protocolo de carga que evalúa el comportamiento de columnas de puente en zonas de sismos subductivos, concluyen que, bajo dicho protocolo de carga, existen cambios en los modos de falla de las columnas y, además, estas exhiben menor resistencia y menor capacidad de desplazamiento que al ser sometidas al protocolo de carga convencional. Finalmente, Bazáez & Dusicka desarrollan un protocolo cíclico de carga representativo de zonas de subducción para la evaluación del desempeño sísmico de puentes. De este estudio se concluye que el protocolo propuesto puede influenciar la respuesta de las columnas de hormigón armado, lo que sería provocado por un incremento del número total de ciclos inelásticos, por lo que debiese ser considerado cuando exista la amenaza de terremotos subductivos de gran intensidad.

1.1.4.2. Estudios analíticos

Existe una serie de estudios analíticos que han intentado responder a la incógnita de cuál es el efecto de la duración de los registros sísmicos en la respuesta estructural. El detalle de estos se muestra en la Tabla A.3 del Anexo A. Estos estudios analizan una variedad de sistemas estructurales de distinta configuración y materiales, a partir de modelos computacionales de diversa complejidad. Estos documentos varían en las formas de aislar el efecto de la duración, los parametros de demanda ingenieril considerados, medidas de duración y métodos de modelación no lineal. A continuación se presenta un resumen de los estudios según la materialidad de las estructuras analizadas:

Estudios con estructuras de acero

Chandramohan et al. [13] ha demostrado que el efecto de la duración en el daño de una estructura, específicamente en la capacidad de colapso, es decir, la intensidad que produce el colapso, puede ser cuantificado a partir de la utilización de sets de registros espectralmente equivalentes. En sus estudios, se modela un marco especial de momento de 5 pisos (ver Figura 1.8.B) y se realizan análisis dinámico incrementales. A partir de lo anterior, se estima que existe un 29% de descenso en la capacidad de colapso media cuando se consideran registros de larga duración respecto a cuando se utilizan registros de corta duración. También, el mismo autor en un estudio posterior[4] muestra que cuando se utiliza información de amenaza sísmica para el sitio de construcción de la estructura, se triplica la frecuencia anual media de colapso y se observa un aumento a 7 veces en la probabilidad de colapso a niveles del MCEr, o evento sísmico de mayor intensidad esperado, asociado, generalmente, a una probabilidad de excedencia de 2% en 50 años, es decir, a un periodo de retorno de 2475 años. Esto último es claramente dependiente de la estructura en consideración y de la zona geográfica en que tome contexto el estudio, pero demuestra que es importante ser consistente con la amenaza sísmica del lugar de análisis, tal como demuestran Chandramohan et al. [47] posteriormente.

Cabe señalar que tanto marcos resistentes a momento como marcos arriostrados han sido usualmente utilizados para examinar el efecto de la duración en la literatura, considerando generalmente modelos con plasticidad concentrada y degradación de rigidez y resistencia. Algunos autores, como Barbosa et al. [1] y Foschaar et al. [14], encontraron resultados similares a los de Chandramohan cuando estudiaron tres modelos distintos de edificios con marcos resistentes al momento y un marco arriostrado de tres pisos, respectivamente. En el primer caso, el drift de entrepisos peak incrementa su valor cuando se somete la estructura a registros de larga duración, lo que ocurre también con el índice de daño de Park & Ang. Por otro lado, Foschaar et al. muestran que el colapso estructural ocurre a un menor nivel de intensidad con el set de registros de larga duración para cada una de las métricas de duración que se consideraron, incluyendo la duración significativa.

Por otro lado, Kiani et al. [48] han estudiado también marcos resistentes de momento de acero y encontraron que el impacto de la duración de los registros sísmicos en el caso de eventos superficiales, o poco profundos, no es tan relevante como lo es al considerar eventos de tipo subductivo. En dicho estudio, además se tenía el objetivo de encontrar una medida de intensidad adecuada para estudiar el efecto de la duración. De sus resultados se concluye que la duración tiene un efecto considerable cuando la medida de intensidad considerada es la aceleración espectral al periodo de la estructura $SA(T_1)$ y la velocidad absoluta acumulada (CAV). Por el contrario, cuando la medida de intensidad considerada es el PGA o PGV no existe un cambio en la probabilidad de exceder el estado límite de colapso, por lo que no es posible observar el efecto de la duración.

Estudios con estructuras de hormigón armado

El principal sistema estructural analizado en cuanto a estructuras de hormigón son los marcos, con

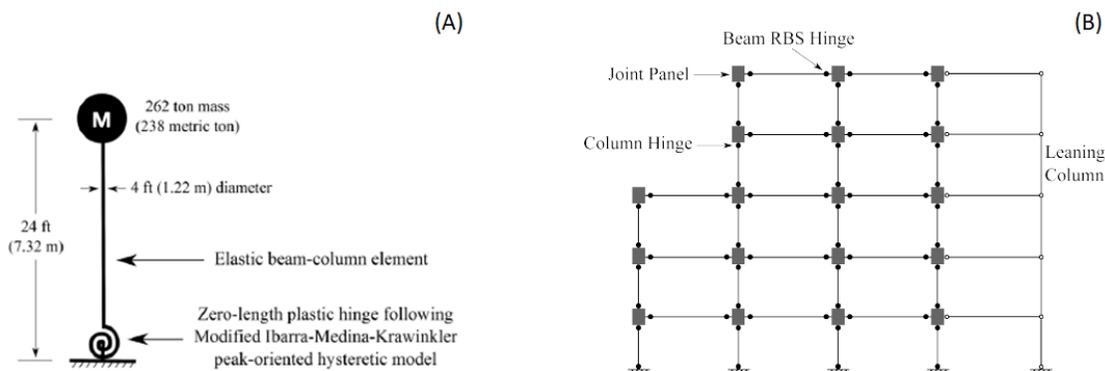


Figura 1.8: (A) Modelo de un grado de libertad (SDOF) (B) Modelo de Marco en 2D. Fuente: Chandramohan et al.[4]

diferentes tipos de técnicas de modelación no lineal y formas de aislar el efecto de la duración. Entre estos, se encuentran estudios que solo encontraron correlación entre la duración y medidas acumulativas del daño, por ejemplo Raghunandan et al. [6], a través de 17 modelos de edificios de marcos de hormigón armado con diferentes características, encontraron una fuerte correlación entre la disipación de energía histerética y la duración de los registros sísmicos. Otro estudio más reciente, llevado a cabo por Bhanu et al.[49], encuentra un descenso de un 46 % en la capacidad de drift peak en una estructura de dos pisos y de un 28 % en una estructura de ocho pisos, cuando se consideran registros de larga duración.

Por otro lado, sistemas estructurales con muros de corte han sido estudiados en menor medida. Uno de los estudios encontrados en esta revisión es el de Ventura et al. [50], en el cual se determina que a niveles de intensidad alta es importante considerar el efecto de la duración de los registros sísmicos, ya que el drift de entrepiso peak es afectado por la duración cuando se analizan estructuras de 12 pisos o mayor altura. La influencia de la duración en este tipo de sistema estructural debe ser investigada con mayor profundidad en el futuro.

Unos de los autores que tienen gran relevancia en el estudio del efecto de la duración son Chandramohan et al., quienes en su publicación sobre la influencia de la forma espectral y la duración en el riesgo de colapso sísmico [13], encuentran, a partir del modelo de una columna de hormigón armado (ver Figura 1.8.A), una reducción de un 17 % en la capacidad de colapso media, asociando esta reducción a la degradación de resistencia y rigidez, además del efecto P-Delta considerado. Esto se condice con los resultados de Billah et al. [51], en donde se concluye que existe una mayor susceptibilidad de columnas de puente de hormigón armado a registros de larga duración que a registros de corta duración.

Finalmente, entre los estudios de estructuras de hormigón, cabe mencionar un estudio que estudia el fenómeno de rocking, llevado a cabo por Giouvaninis et al. [23]. En su estudio se muestra que otra medida de duración, como alguna basada en la duración uniforme o la velocidad absoluta acumulada, debe ser utilizada para caracterizar adecuadamente este mecanismo. Por otro lado, se concluye, además, que los registros de gran intensidad y larga duración tienen mayor probabilidad de generar el mecanismo de rocking.

Estudios de diferentes materiales y SDOF

El trabajo que se ha realizado en cuanto a estructuras de materialidad distinta al hormigón y acero es limitado, a pesar de la importancia de analizar el efecto de la duración también en este tipo de estructuras. Sin embargo, existen estudios como el de Pan et al.[52] en el cual se estudian marcos livianos de madera. En dicho estudio se calibra un modelo histerético con datos experimentales y se realiza la modelación de tres casas residenciales sometidas a análisis dinámicos con 7 pares de registros sísmicos, de corta y larga duración. Finalmente, los autores encuentran una reducción en el nivel de intensidad al colapso de entre un 26 % a un 61 % cuando se utilizan registros de larga duración, además de un descenso en la capacidad de drift lateral.

Otro tipo de estructuras analizadas en la literatura han sido las presas. En primer lugar, Xu et al.[53] estudió el efecto de la duración de los registros sísmicos en presas de relleno con revestimiento de concreto. Los autores de este estudio encontraron que los desplazamientos verticales y horizontales son influenciados por la duración, lo que podría causar fallas por inestabilidad o por deslizamiento. Por otro lado, Wang et al. [24] encontraron resultados similares en presas de gravedad de concreto y concluyeron que una medida de duración integrada que tome en cuenta las componentes vertical y horizontales de un registro sísmico tiene mejor correlación con el desplazamiento peak que solo considerar las componentes horizontales.

Finalmente, hay una secuencia de estudios que han intentado evaluar el efecto de la duración mediante modelos de un grado de libertad (SDOF). Usando estos modelos simplificados, Hou & Qu [11] encontraron que la duración tiene un efecto mayor en la medida de tendencia central de la demanda de disipación de energía histerética que en la demanda de ductilidad. Adicionalmente, los autores de dicho estudio concluyen que, para sistemas de un grado de libertad, el protocolo de carga FEMA 461 puede no ser adecuado para simular la demanda de disipación de energía histerética cuando se utilizan registros de larga duración. Por otro lado, Molazadeh et al.[54] demuestra que en modelos SDOF en los que se considera la degradación en el pinching, el efecto de la duración tiene gran influencia en la medida de tendencia central de la demanda de disipación de energía histerética y en la demanda de ductilidad para periodos pequeños. Se concluye además que para dichos modelos, los registros de larga duración son más peligrosos. Finalmente, Sabegh & Makaremi [55] tratan, a partir de modelos SDOF, de construir espectros de respuesta inelásticos basados en el daño, incluyendo el efecto de la duración de los registros sísmicos. Para esto, se calculan los factores de reducción de resistencia mientras se incluye el efecto de duración en la ductilidad cíclica de las estructuras usando un método energético. Los resultados muestran diferencias en el efecto de la duración para estructuras de alta y baja altura. Se encuentra que, en general, es conservativo obviar el efecto de la duración para estructuras con periodos menores a 0,5 [s].

1.1.5. Discusión

De la revisión del estado del arte, es posible concluir que los estudios recientes, posteriores al 2006, han considerado las sugerencias de Hancock y han resuelto algunos de las problemáticas principales al tratar de detectar la influencia de la duración en la respuesta estructural.

En primer lugar, investigaciones recientes han desarrollado, por lo general, modelos que son capaces de simular la degradación de la resistencia y rigidez de ciertos elementos estructurales. Además, existen estudios que consideran también efectos P-delta. En segundo lugar, es posible observar que la duración significativa es, en general, la medida de duración preferida. Sin embargo, la decisión entre $D_{S_{5-75\%}}$ y $D_{S_{5-95\%}}$ no está clara aún. Se ha demostrado que ambas medidas de duración son robustas y que la elección entre ellas debe ser dependiente de la estructura en análisis. A pesar de lo anterior, para algunos casos específicos, como cuando se estudia el fenómeno de rocking o cuando se considera registros tipo pulso cercanos a la falla, otras medidas de duración se recomiendan.

En tercer lugar, se concluye que el efecto de la duración se ve reflejado en los parámetros de demanda ingenieril, los que usualmente se correlacionan con el daño o son una medida directa de éste. Un resultado relevante de esta revisión de la literatura es que las medidas acumulativas del daño generalmente se correlacionan de mejor manera con la duración de los registros sísmicos, por lo tanto su uso para estudiar el efecto de la duración es recomendado, aunque se debe tener en cuenta el gran esfuerzo computacional en el procesamiento de datos. Por otro lado, parámetros de demanda ingenieril asociados con valores peak de la respuesta estructural, usualmente no requieren un gran esfuerzo de post-procesamiento y, en algunos casos, también se ha determinado una buena correlación con la duración si se utilizan modelos adecuados. Una de estas medidas que ha sido ampliamente usada es el peak-interstory drift, o el drift de entrepiso máximo, que según estudios, como el de Sozen et al. [56], se correlaciona de buena manera con el daño percibido por la estructura. Finalmente, si una medición del daño más completa es necesaria, se puede utilizar el índice de daño de Park & Ang [25].

Finalmente, es posible concluir que existe todavía una falta de consenso respecto a la mejor manera de aislar el efecto de la duración en estudios con estos fines. Sin embargo, algunos estudios recientes recomiendan técnicas nuevas, como la de *spectral matching* propuesta por Chandramohan, para estructuras de un grado de libertad o estructuras 2D, y la de Belejo et al. para estructuras tridimensionales. Además, existe también la idea propuesta por Marafi de utilizar una medida de intensidad integrada que acople la aceleración espectral, forma espectral y duración del registro sísmico. Esta medida debiese ser utilizada en estudios futuros como una alternativa promisoría para desagregar los distintos efectos de un registro sísmico.

El principal resultado de la revisión del estado del arte posterior al año 2006 permite concluir que la mayoría de los estudios considerados, experimentales y analíticos, han encontrado una alta correlación, directa o indirectamente, entre la duración de los registros sísmicos y el daño estructural. Por lo tanto, se hace necesario seguir investigando en formas de incluir los efectos de la duración en los códigos sísmicos, especialmente para estructuras que sean más vulnerables sísmicamente y para zonas en donde altas intensidades y largas duraciones sean esperables. En esta revisión del estado del arte se presentaron algunas ideas para la inclusión de la duración en códigos de diseño, tales como el

desarrollo de nuevas técnicas para generar espectros dependientes de la duración o nuevas medidas de intensidad que toman en cuenta el efecto de la duración sísmica.

1.2. Vulnerabilidad sísmica

En esta sección se explica cómo estudiar la vulnerabilidad sísmica de las estructuras a través de la metodología de curvas de fragilidad. Éstas curvas representan la probabilidad condicional de que una estructura exceda cierto estado límite para un determinado nivel de intensidad. Una función de curva de fragilidad puede ser expresada de la siguiente manera:

$$\text{Fragilidad} = P[EL|IM = y] \quad (1.2.11)$$

Donde la ecuación anterior se entiende como la probabilidad de que se alcance un determinado estado límite EL dado un nivel de intensidad $IM = y$. Existen diversos métodos para la construcción de curvas de fragilidad, cuya elección depende principalmente de la información de entrada disponible para generarlas y de la manera de obtener las probabilidades relacionadas a cada estado límite de daño. En su revisión del estado del arte Billah et al. [57] detallan algunas de estas distintas metodologías:

1.2.1. Curvas de fragilidad basadas en la opinión de expertos

Es un método antiguo y simple para la generación de curvas de fragilidad, en el cual un panel de expertos en el área de la ingeniería sísmica responde un cuestionario estimando la probabilidad de daño de diversos componentes estructurales, sometido a terremotos de distintas intensidades. Dada la subjetividad inherente del método, es probable que estas curvas no logren una buena correlación con los datos de daños recopilados. Sin embargo, este tipo de procedimientos puede resultar útil en escenarios donde no se cuente con la información para utilizar algún otro método [57].

1.2.2. Curvas de fragilidad empíricas

Este método está basado en la observación de los daños alcanzados en estructuras posterior a un evento sísmico. Para llevarlo a cabo, se definen, en primer lugar, las estructuras a analizar, clasificándolas según sus características, para luego definir los parámetros indicadores de daño y los estados límite correspondientes. Posteriormente, se recopila la información y se relaciona el valor del parámetro indicador de daño con una determinada intensidad de medida del movimiento del suelo, determinada de acuerdo a la localización de las estructuras analizadas. Finalmente, se agrupa la información en forma de una matriz de probabilidad de daño y se generan las curvas de fragilidad. La fidelidad de este método está fuertemente condicionada por la cantidad de mediciones que se realicen en terreno. En la Figura 1.9 se muestra la relación entre la matriz de probabilidad de daño, el ajuste a una distribución de probabilidad y finalmente la curva de fragilidad [57].

Esta metodología ha sido ampliamente utilizada en el pasado por diversos autores, entre los que se encuentran los siguientes: Basöz y Kiremidjian [59] la utilizaron luego del terremoto de 1989 de

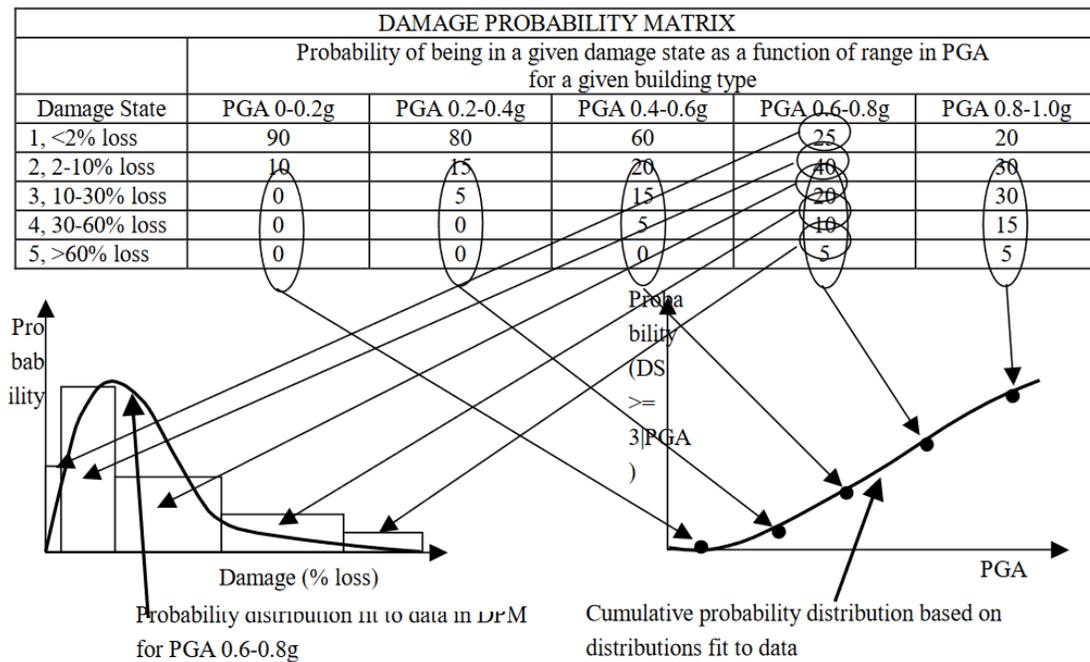


Figura 1.9: Relación entre matriz de probabilidad de daño, ajuste de distribución de probabilidad y curva de fragilidad. Fuente: Sarabandi et al. [58]

Loma Prieta y el de 1994 de Northridge, California, en donde relacionaron los daños observados en los puentes con los registros sísmicos locales, las características estructurales de los puentes, además de los costos y tiempos de reparación, obteniendo curvas de fragilidad para las distintas clases de puentes, para los distintos estados límite definidos. Para esto utilizaron el PGA como la variable que mide el movimiento del suelo. Por otro lado, Yamazaki et al. [60] realizaron lo propio luego del terremoto de Kobe, Japón, en 1995. Para esto ajustaron a los datos obtenidos distribuciones lognormales en función del PGA, PGV y de la medida de intensidad sísmica de la Agencia Meteorológica de Japón (Japan Meteorological Agency JMA). Finalmente, Shinozuka et al. [61] realiza un análisis estadístico utilizando el principio de máxima verosimilitud para la estimación de los parámetros de ajuste de la distribución lognormal a los datos obtenidos de información de daño de puentes producto del terremoto de Kobe en 1995 .

1.2.3. Curvas de fragilidad experimentales

La utilización de este método es bastante limitada por el gran costo que significa la construcción y experimentación de modelos a larga escala en mesas sísmicas. Un estudio que cabe mencionar es el de Vosoughi y Saïidi[62] quienes desarrollaron curvas de fragilidad experimentales para seis parámetros de respuesta sísmica, a partir de datos obtenidos de 32 columnas de puentes sometidas a vibraciones en una mesa sísmica [57]. En dicho estudio se desarrolla una relación probabilística entre datos experimentales de daño y la respuesta sísmica, resultando curvas de fragilidad. Por otro

lado, Banerjee & Chi [63] desarrollaron curvas de fragilidad, como las de la Figura 1.10, para puentes utilizando datos de daño obtenidos de ensayos con mesa vibradora de puentes a escala cercana a la real. De todas formas, la obtención de curvas de fragilidad experimentales se ve limitada debido a la carencia de suficientes datos en todos los estados de daño y a una pobre correlación entre la geometría y las propiedades estructurales, lo que dificulta el escalado del experimento.

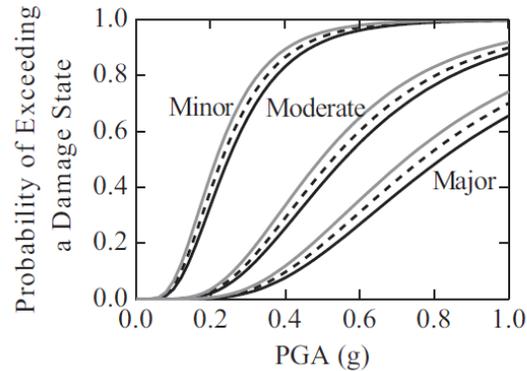


Figura 1.10: Curvas de fragilidad experimentales - nivel de daño moderado. Fuente: Billah et al. [57]

1.2.4. Curvas de fragilidad analíticas

Este tipo de metodología se vuelve útil cuando no se dispone de daño post terremoto, o cuando se requiere estudiar la vulnerabilidad de estructuras considerando la incertidumbre en sus propiedades, como la amenaza a la cual se encuentran expuestas.

Es posible general las curvas de fragilidad analíticas empleando distintos métodos, que varían según la complejidad del estudio y tiempo disponible para la realización de análisis. A continuación se definen algunos métodos: Análisis elástico espectral, análisis no lineal estático, análisis no lineal tiempo-historia y análisis dinámico incremental (IDA) [57].

1.2.4.1. Análisis elástico espectral

Es un método simple y rápido para la generación de curvas de fragilidad. Consiste en la utilización de un modelo lineal elástico representando a una estructura, donde la respuesta sísmica es calculada a partir de un análisis lineal espectral, para distintos valores del parámetro indicador de la actividad sísmica. Una vez calculada la demanda y capacidad de cada componente estructural, se calculan ratios de uso capacidad/demanda y se relacionan con un determinado estado límite de daño, para distintos niveles de intensidad de la demanda sísmica. Con esto, se genera una matriz de probabilidad de daño y a partir de ella, se construyen las curvas de fragilidad. Este método es recomendable en casos en que se espere que la estructura se mantenga en el rango lineal elástico.

1.2.4.2. Análisis no lineal estático

Además del análisis lineal, pueden emplearse metodologías no lineales, tales como el análisis no lineal estático, que permite salvar las limitaciones del método anterior. En este caso, la capacidad de la estructura se calcula mediante un análisis no lineal estático, o pushover, y la demanda se estima a través de un espectro mediante el cálculo de un amortiguamiento efectivo. La máxima respuesta de la estructura ante algún evento sísmico se calcula mediante la intersección del espectro de capacidad y el de demanda [57]. Este procedimiento es ejemplificado en la Figura 1.11.

Cuando la incerteza en la capacidad y en la demanda es considerada, se representa graficando las

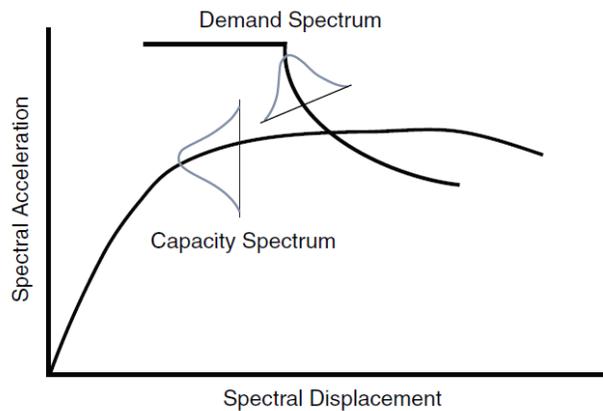


Figura 1.11: Representación probabilística de los espectros de demanda y capacidad. Fuente: Mander & Basöz [64]

distribuciones en torno a las curvas de demanda y capacidad. Utilizando la intersección de las distribuciones de la capacidad y demanda, se puede calcular la probabilidad de falla para un nivel de intensidad en particular. Luego, incrementando el nivel de la medida de intensidad y variando los estados límite, se pueden generar las curvas de fragilidad necesarias. Este método fue generado en base a las recomendaciones del ATC40 [65]. De cualquier manera, este método carece de definición de los tipos de estructuras de puentes y de una estimación de un amortiguamiento histerético efectivo, el cual juega un rol crucial en la evaluación del desempeño sísmico.

Debido a las ventajas de este método en cuanto a tiempo y a las menores limitaciones, ha sido utilizado por una serie de autores, entre los que cabe mencionar a Mander & Basoz [64], Banerjee & Shinozuka [66], entre otros.

1.2.4.3. Análisis no lineal tiempo-historia

A pesar de ser uno de los métodos computacionalmente más costosos, la generación de curvas de fragilidad mediante el análisis no lineal tiempo-historia es el más confiable [67]. Por esta razón ha sido ampliamente utilizado por una variedad de autores, como por ejemplo, Billah et al. [68], Choi et al. [69], entre otros. Este método permite la consideración de no linealidad geométrica y de los mate-

riales para predecir el comportamiento ante grandes desplazamientos y para predecir, de forma más exacta, cargas de colapso bajo cargas dinámicas. A pesar de que hay algunos pasos que pueden variar, la aplicación de este método sigue generalmente el enfoque general expuesto en la Figura 1.12.

La confiabilidad y certeza de las curvas de fragilidad obtenidas mediante este método dependen ampliamente de los registros sísmicos utilizados para los análisis dinámicos. En primer lugar, es necesario utilizar una selección de registros que efectivamente represente la sismicidad de la ubicación del puente y capture las incertezas asociadas (por ejemplo: distancia epicentral, magnitud, etc). Sin embargo, la cantidad de registros es aún un tema de debate entre los investigadores para la obtención de curvas de fragilidad confiables. En segundo lugar, una vez determinados los registros sísmicos a utilizar, se crean modelos geométricos de los puentes considerando variaciones geométricas, estructurales y en las propiedades de los materiales.

Posteriormente, los modelos previamente desarrollados son enlazados aleatoriamente con diferentes registros sísmicos, para luego realizar análisis no lineales tiempo historia para cada una de las muestras puente-registro. La componente de la demanda máxima que se considera crítica para la vulnerabilidad del puente se registra para cada una de las muestras. Utilizando la respuesta peak y una medida de intensidad apropiada, un modelo de demanda sísmica probabilístico (PSDM) puede ser generado utilizando análisis de regresión o el método de máxima verosimilitud. Los estados límite de capacidad de los diferentes componentes estructurales pueden ser definidos basados en la opinión de expertos o investigaciones experimentales o analíticas. Relacionando el modelo de capacidad con el PSDM, se pueden desarrollar las curvas de fragilidad para los diferentes puentes y estados límite considerados. Sin embargo, este método también tiene algunas falencias, como el hecho del supuesto del ajuste de una distribución probabilística a la demanda sísmica o el requisito de utilizar varios registros sísmicos, lo que lo hace costoso computacionalmente.

1.2.4.4. Análisis dinámico incremental

Con el objetivo de reducir el gran número de registros sísmicos que se utilizan para la evaluación de la vulnerabilidad utilizando el método NLTHA, algunos autores han propuesto utilizar análisis dinámico incrementales (IDA). Este método es un caso particular del NLTHA en donde los registros sísmicos son incrementalmente escalados y una serie de análisis se realizan a distintos niveles de intensidad. Estos niveles de intensidad son seleccionados para cubrir un rango completo de respuestas estructurales, desde el comportamiento elástico, a la fluencia y luego a la inestabilidad dinámica, o hasta que algún estado límite de falla ocurra. Esta técnica fue originalmente desarrollada por Luco & Cornell [70]. Posteriormente, una serie de autores han preferido esta metodología por sobre el método NLTHA. Sin embargo, el escalamiento incremental de una gran cantidad de registros sísmicos podría llevar en ciertas ocasiones a esfuerzos computacionales aún mayores a los del método NLTHA. De todas formas, la gran ventaja de este método es que no se necesita asumir una distribución probabilística para la demanda sísmica en la derivación de las curvas de fragilidad.

Este método tiene un enfoque similar al del NLTHA, sin embargo, aquí las respuestas peak de los

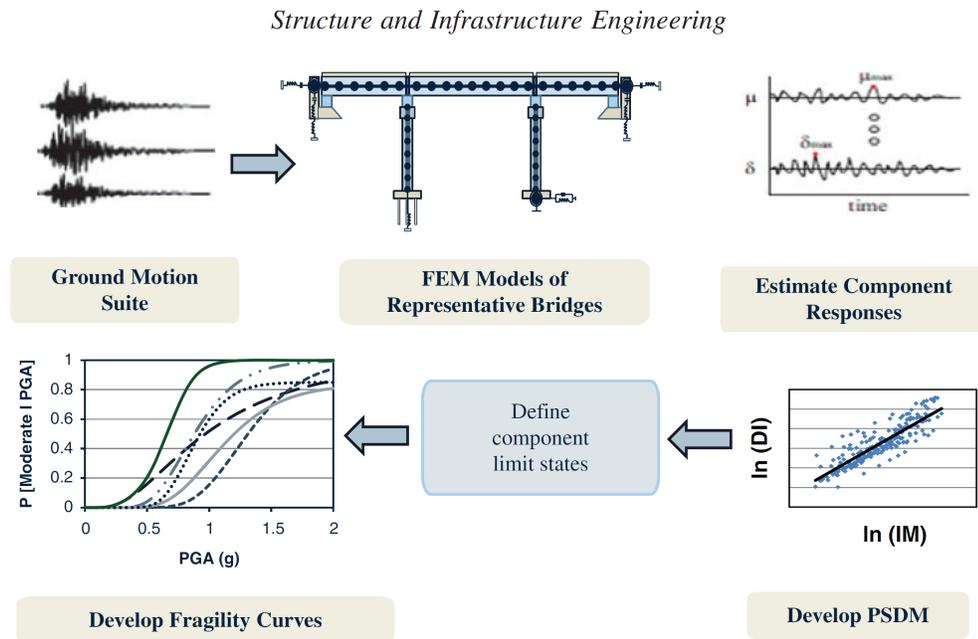


Figura 1.12: Representación esquemática del procedimiento para determinar curvas de fragilidad a través de un análisis no lineal tiempo-historia. Fuente: Billah et al. [57]

componentes estructurales deben ser determinadas en cada uno de los factores de escala. Utilizando los resultados del análisis dinámico incremental, se pueden generar curvas de fragilidad ya sea calculando la ocurrencia de falla a cada estado límite para cada nivel de intensidad del registro sísmico, o estimando la función de densidad de probabilidad de la medida de intensidad para los registros sísmicos en que el umbral de algún estado límite es excedido [71]. Este método es comúnmente utilizado para evaluación de la fragilidad al colapso de las estructuras. Una de las falencias de este método es que la selección, el número y el escalado de los registros sísmicos son variables que pueden llegar a una sobre o subestimación de la vulnerabilidad de la estructura en análisis [72].

Las curvas de fragilidad analíticas pueden ser generadas en base a dos enfoques: mediante escalado a partir de un análisis IDA o mediante un enfoque *cloud*, que estudia la nube de puntos, relacionando los parámetros de demanda ingenieril (EDPs) con la medida de intensidad (IMs). Mediante el primer método, todos los registros sísmicos son escalados a niveles de intensidad definidos correspondientes a un nivel de amenaza sísmica prescrito para luego realizar análisis dinámico incrementales a niveles distintos de amenaza sísmica [73]. Por otro lado, el enfoque *cloud* utiliza registros sin escalar, para luego, mediante un análisis de regresión, obtener la media y la desviación estandar para cada estado límite al asumir una correlación logarítmica entre la mediana del EDP y una IM seleccionada, tal como se define en la ecuación 1.2.12.

$$EDP = a(IM)^b \quad o \quad \ln(EDP) = \ln(a) + b \cdot \ln(IM) \quad (1.2.12)$$

Donde los parámetros a y b son coeficientes de regresión obtenidos de los datos de salida de los

análisis no lineal tiempo historia. La varaibilidad remanente en el $\ln(\text{EDP})$ para un cierta IM se asume que tiene varianza constante para todo el rango de la IM, donde la desviación estándar puede ser estimada según la Eq. 1.2.13, propuesta por Baker et al. [74].

$$\xi_{\text{EDP}|IM} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n [\ln(\text{EDP}_i) - (\ln(a) + b \cdot \ln(IM_i))]^2}{n-2}} \quad (1.2.13)$$

Luego, los EDPs o las funciones de estos son usadas para derivar el índice de daño (DI) que puede ser comparado con los estados límite (LS) correspondientes a distintos estados de daño (DS) dictados por un modelo de capacidad. Al asumir una distribución log-normal del EDP a una cierta IM, la función de fragilidad puede ser escrita según la Eq. 1.2.14.

$$P[DI \geq LS|IM] = 1 - \Phi \cdot \left(\frac{\ln(LS) - \ln(a \cdot IM^b)}{\xi_{\text{EDP}|IM}} \right) \quad (1.2.14)$$

donde $\xi_{\text{EDP}|IM}$ es la desviación estándar de la distribución logarítmica calculada con la Eq. 1.2.13 y Φ es la función de distribución normal estándar. Alternativamente, la función de fragilidad puede ser determinada según la Eq. 1.2.15.

$$P[DI \geq LS|IM] = 1 - \int_0^{LS} \frac{1}{\sqrt{2 \cdot \Pi} \cdot \xi_{\text{EDP}|IM} \cdot \text{edp}} \cdot e^{-\frac{[\ln(\text{edp}) - \ln(a \cdot IM^b)]^2}{2 \cdot (\xi_{\text{EDP}|IM})^2}} \cdot d(\text{edp}) \quad (1.2.15)$$

En contraste al método de análisis cloud, el método mediante escalado IDA requiere un mayor esfuerzo computacional debido al mismo escalado de los registros a distintos niveles de intensidad. Sin embargo, no se utiliza ningún supuesto en términos de la distribución probabilística de la demanda sísmica para derivar las curvas de fragilidad. Se deben realizar análisis tiempo historia a cada nivel de intensidad requerido. Luego, la razón de ocurrencia de un determinado estado de daño es calculada y directamente utilizada como la probabilidad de daño a cierto nivel de intensidad. La probabilidad de daño es calculada como la razón del número de casos de daño n_i para cierto estado de daño i sobre el número total de casos simulados N .

$$P[DI \geq LS_i|IM] = \frac{n_i}{N} \quad (1.2.16)$$

En la mayoría de los casos, a las curvas de fragilidad obtenidas mediante este método se les puede ajustar una función de distribución normal o lognormal, según muestran las ecuaciones 1.2.17 y 1.2.18, respectivamente.

$$P[DI \geq LS|IM] = \int_{-\infty}^{IM} \frac{1}{\sqrt{2 \cdot \Pi} \cdot \sigma_{IM}} \cdot \exp \left[-\frac{(im - \mu_{IM})^2}{2 \cdot \sigma_{IM}^2} \right] d(im) \quad (1.2.17)$$

$$P[DM \geq DS|IM] = \int_{-\infty}^{IM} \frac{1}{im\sqrt{2\pi}\xi_{IM}} \exp\left[-\frac{(\ln(im) - \lambda IM)^2}{2\xi_{IM}^2}\right] d(im) \quad (1.2.18)$$

1.2.5. Otras formas de generar curvas de fragilidad

Otra de las formas que han sido utilizadas para la generación de curvas de fragilidad es la implementación de técnicas bayesianas, obteniendo resultados confiables mediante la convolución de los modelos de demanda y capacidad. Este enfoque ha sido utilizado por ejemplo, por Gardoni et al. [75], quien utilizando técnicas Bayesianas, actualizó las predicciones determinísticas tradicionales de los modelos de demanda y capacidad, e introdujo la confiabilidad estructural mediante la generación de curvas de fragilidad para columnas de hormigón armado de puentes.

Finalmente, tomando en consideración las ventajas y desventajas de los distintos métodos para la generación de curvas de fragilidad, ha surgido la idea de generarlas a partir de métodos híbridos, que combinen las distintas formas de generar curvas de fragilidad. En este sentido, este enfoque intenta reducir el esfuerzo computacional de la modelación analítica y compensar el sesgo subjetivo que puede tener el experto realizando el análisis [76]. Este método ha sido utilizado, por ejemplo, para evaluar la vulnerabilidad de edificios de concreto y mampostería no reforzada en Grecia, según los estudios de Kappos et al. ([77],[76] y [78]). El método incorpora datos de daño disponibles en el área y la tipología de estudio en consideración y los combina con estadísticas de daño analíticas, utilizando análisis no lineal [76].

DESCRIPCIÓN Y MODELACIÓN NO LINEAL

2.1. Aspecto generales

A modo de realizar un análisis global del comportamiento estructural de puentes viales chilenos, se elige un puente representativo de los puentes de carretera en el país, según lo expuesto por el estudio de Cabrera [9]. En dicho estudio se concluye que, si se consideran los metros lineales construidos, en el país predominan los puentes con subestructura, vigas y tablero de hormigón armado con longitudes de entre 40 y 200 [m]. Considerando lo anterior, se tomó como base un puente que cumpliera con otras dos condiciones: en primer lugar, que haya sufrido daños durante el terremoto del año 2010 y, en segundo lugar, que se disponga de la información suficiente de la estructura para realizar este estudio, por ejemplo, planos estructurales. Así, la estructura considerada en este estudio cuenta con un largo de 92[m], un ancho de 12,3[m] y un ángulo de esviaje de aproximadamente 33°. En términos estructurales, es un puente de 3 vanos con vigas longitudinales de hormigón presforzado, las cuales están soportadas por placas de apoyo elastoméricas sobre cepas de hormigón armado y estribos independientes autoestables. Cada cepa cuenta con 5 columnas y una viga cabezal de hormigón armado. Además, las vigas longitudinales se encuentran restringidas al desplazamiento lateral mediante topes sísmicos metálicos en cepas y estribos, en conjunto con topes de hormigón externos presentes solo en estribos. En la Figura 2.1 se presenta un plano general de la estructura representativa considerada.

Para llevar a cabo el estudio, se generó un modelo no lineal del puente utilizando el software OpenSEES, como se puede apreciar en la Figura 2.3. En las siguientes secciones de este capítulo se entrega el detalle de la modelación de cada uno de los componentes estructurales. Sobre la modelación en sí misma, se pone especial énfasis en caracterizar de manera adecuada el comportamiento no lineal, especialmente en cuanto a la degradación de rigidez y resistencia, de ciertos elementos estructurales

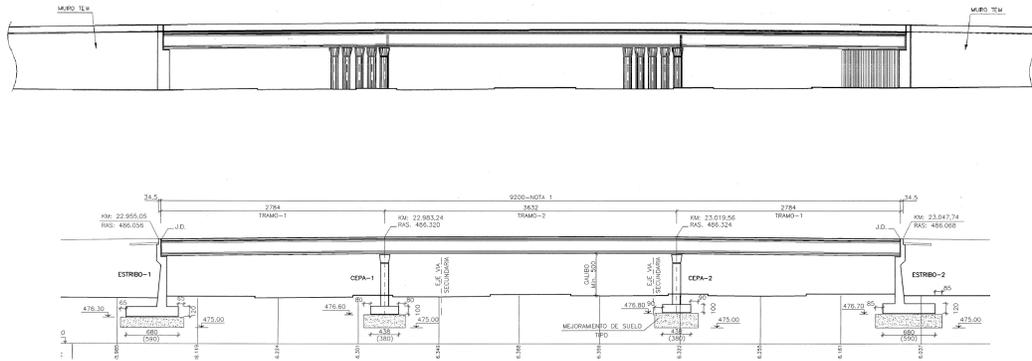


Figura 2.1: Plano general de la estructura representativa considerada

relevantes, tales como columnas, apoyos elastoméricos, topes sísmicos y estribos.

En primer lugar, para la ubicación de las masas se utilizaron una serie de nodos, como se describe en la Figura 2.2. Estos nodos representan una discretización y contienen las propiedades de una sección tributaria del puente, correspondiente a columnas, vigas cabezales y tableros. Para la determinación

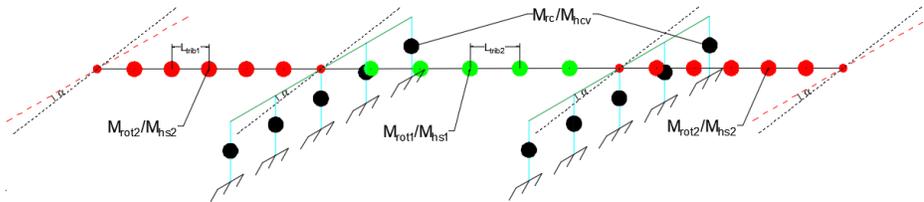


Figura 2.2: Representación de masas en el modelo. Fuente: Escobar[79]

de estas masas correspondientes a columnas, vigas cabezales y tablero, se consideraron las expresiones dispuestas por Aviram [80]. Para las masas dispuestas para representar el tablero, también se consideraron los aportes de las losas, vigas, carpetas asfálticas y barandas de seguridad.

La asignación de masas traslacionales se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$M_{traslacional} = \rho \cdot A_t \cdot L_{trib} \quad (2.1.1)$$

Donde:

- ρ : Densidad del hormigón armado.
- A_t : Área transversal del elemento.
- L_{trib} : Largo tributario asociado al nodo.

Por otro lado, la masa rotacional se calcula a partir de las siguientes expresiones:

$$M_{rot} = \frac{m}{L} \cdot L_{trib} \cdot D_c^2 \quad (2.1.2)$$

$$M_{rot} = \frac{m}{L} \cdot L_{trib} \cdot d_w^2 \quad (2.1.3)$$

Donde:

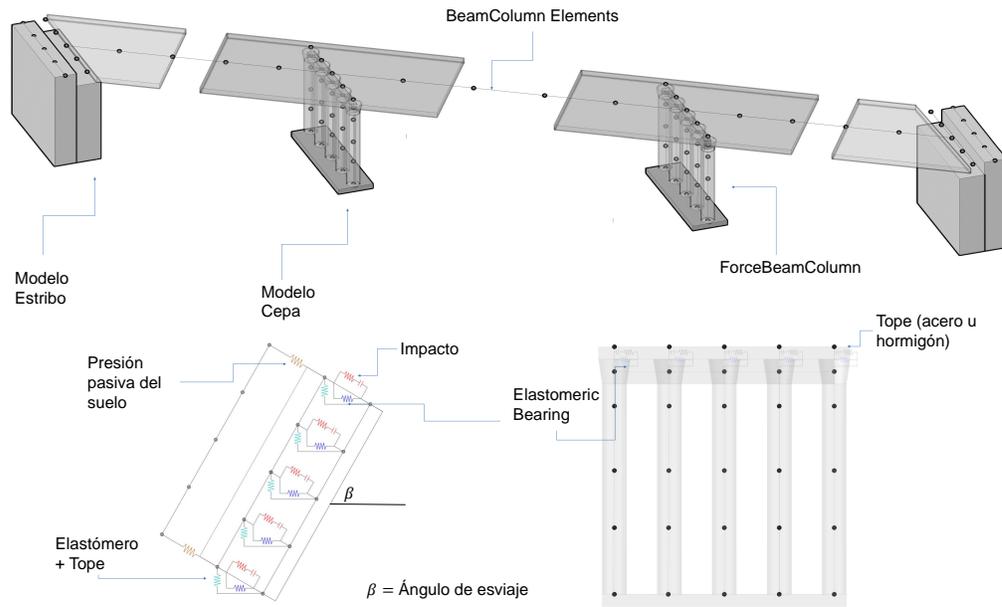
- $\frac{m}{L}$: Masa lineal del elemento.
- D_c : Diámetro de la columna.
- d_w : Ancho del elemento.

El detalle del cálculo de estas masas se encuentra en el trabajo de Escobar [79]. Los resultados se muestran en la Tabla 2.1.

Tabla 2.1: Masas utilizadas en el puente representativo

Elemento	Masa Traslacional [Ton]	Masa Rotacional [Ton · m ²]
Columnas	5,79	0,724
Tablero - Vano exterior	91,32	1519,59
Tablero - Vano interior	119,06	1982,45

A continuación, se realiza una descripción de cada uno de los elementos estructurales que componen el modelo. Para esto, se realiza una clasificación según aquellos componentes que se encuentran presentes en el puente en ambas condiciones, original y reforzado, solo en el puente original o solo en el puente reforzado.



Modelo Estribo (Vista en planta)

Modelo Cepa (Vista en elevación)

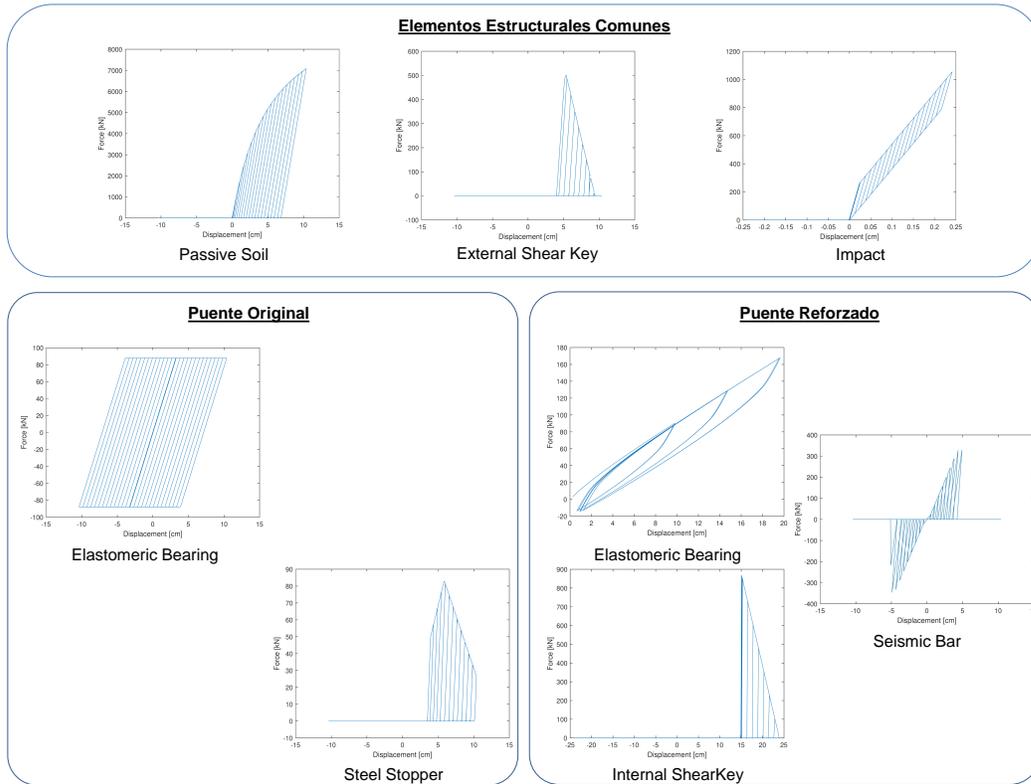


Figura 2.3: Esquema de Modelo FEM. Fuente: Elaboración propia

2.2. Elementos estructurales comunes - Puente Original y Reforzado

2.2.1. Fundaciones

Antecedentes

Las fundaciones del puente representativo son zapatas rectangulares aisladas sin pilotes, tal como se puede observar en la Figura 2.4. Además, para el puente representativo se considera una condición de suelo de tipo cohesivo duro (*hard*, según la Tabla 2.2), lo que se utiliza posteriormente para una modelación adecuada.

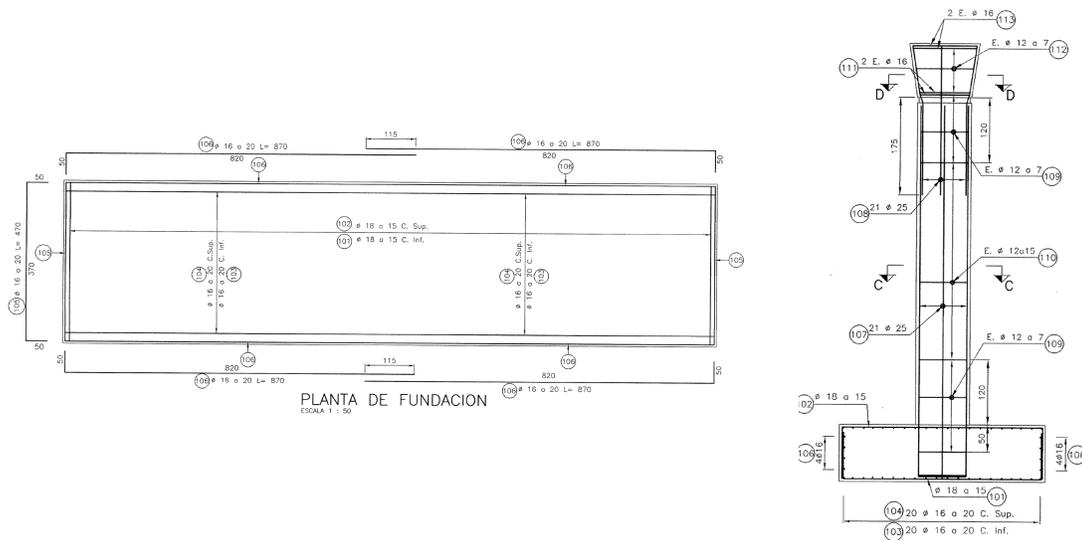


Figura 2.4: Planta y elevación de fundación en cepa

Modelación y parámetros

Para la modelación de las fundaciones, se utilizaron las recomendaciones del Departamento de Transportes de Oregon [81]. En dicho documento se establecen expresiones para calcular la rigidez de las fundaciones a través de las siguientes ecuaciones:

$$K_{horizontal} = \alpha \cdot \beta \cdot \frac{8 \cdot G \cdot R_t}{2 - \nu} \quad (2.2.4)$$

$$K_{vertical} = \alpha \cdot \beta \cdot \frac{4 \cdot G \cdot R_t}{1 - \nu} \quad (2.2.5)$$

$$K_{rot-z} = \alpha \cdot \beta \cdot \frac{16 \cdot G \cdot R_{rz}^3}{3} \quad (2.2.6)$$

$$K_{rot-x-y} = \alpha \cdot \beta \cdot \frac{8 \cdot G \cdot R_{rxy}^3}{3 \cdot (1 - \nu)} \quad (2.2.7)$$

En donde, R_t , R_{rz} y R_{rxy} se determinan según:

$$R_t = \sqrt{\frac{4 \cdot B \cdot L}{\pi}} \quad (2.2.8)$$

$$R_{rz} = \left[\frac{4 \cdot B \cdot L \cdot (4 \cdot B^2 + 4 \cdot L^2)}{6 \cdot \pi} \right]^{1/4} \quad (2.2.9)$$

$$R_{rxy} = \left[\frac{2 \cdot B \cdot (2 \cdot L)^3}{3 \cdot \pi} \right]^{1/4} \quad (2.2.10)$$

Además:

- α : Factor de corrección por forma, determinado según Figura 2.5.
- β : Factor de profundidad, determinado según Figura 2.6.
- G : Módulo de corte.
- ν : Módulo de Poisson, determinado según tipo de suelo en Tabla 2.2.
- R_t : Radio equivalente en dirección horizontal.
- R_{rz} : Radio equivalente asociado al giro entorno al eje Z.
- R_{rxy} : Radio equivalente asociado a la rotación en torno a los ejes X e Y.
- B : Mitad del ancho.
- L : Mitad del largo.
- H : Altura del elemento.

Con todo lo anterior, es posible determinar las rigideces a ser utilizadas en el modelo en OpenSEES:

A partir de estos valores de rigidez, se elaboró un material elástico en OpenSEES, actuando en los seis grados de libertad mencionados con las rigideces respectivas. La relación fuerza-deformación de este material es una simple recta con pendiente igual a la rigidez calculada previamente, tal como se muestra en la Figura 2.7.

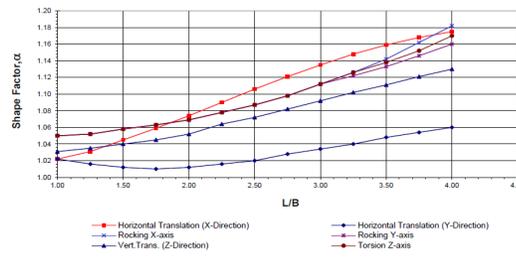


Figura 2.5: Factor de corrección para zapatas rectangulares

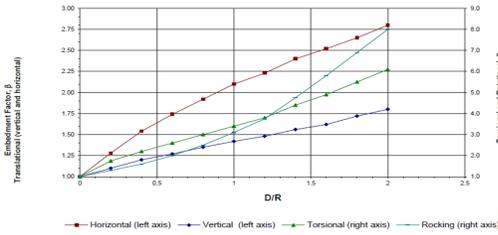


Figura 2.6: Factor de incrustación para zapatas

Tabla 2.2: Valores nominales del suelo según SPT

	SPT "Nc"*	E (ksf)	Poisson's Ratio (ν)	G (ksf)
Granular				
V. Loose	4	300	.35	110
Loose	10	1000	.35	370
Medium	30	2000	.35	750
Dense	50	3000	.35	1100
Cohesive				
Soft	4	400	.50	150
Stiff	8	1000	.50	350
Very Stiff	16	1500	.50	500
Hard	32	2000	.50	650

Tabla 2.3: Valores de rigidez utilizados en fundaciones

$K_{longitudinal}$ [kN/cm]	10.200
$K_{transversal}$ [kN/cm]	9.750
$K_{vertical}$ [kN/cm]	13.200
K_{rot-x} [kN-cm/rad]	$5,95 \cdot 10^9$
K_{rot-y} [kN-cm/rad]	$6,73 \cdot 10^9$
K_{rot-z} [kN-cm/rad]	$4,90 \cdot 10^9$

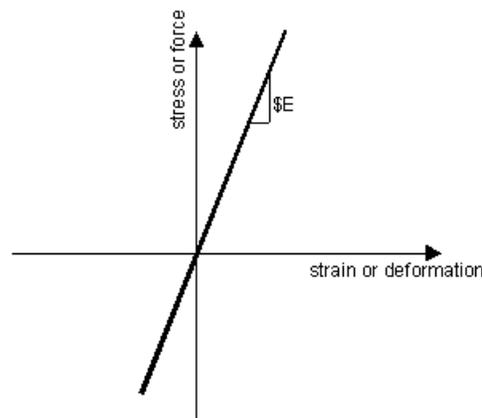


Figura 2.7: Relación fuerza-deformación de fundaciones

2.2.2. Superestructura

Antecedentes

La superestructura del puente representativo se muestra en la Figura 2.8, en donde se puede apreciar que el puente cuenta con cinco vigas longitudinales de tipo H, cuyo detalle se puede observar en la Figura 2.9, sobre las cuales descansa una losa de concreto de espesor 20 [cm], que a su vez soporta una membrana de impermeabilización y un pavimento de concreto de 5 [cm] de grosor. Además, se observa la presencia de barandas de hormigón que fueron consideradas también en el análisis.

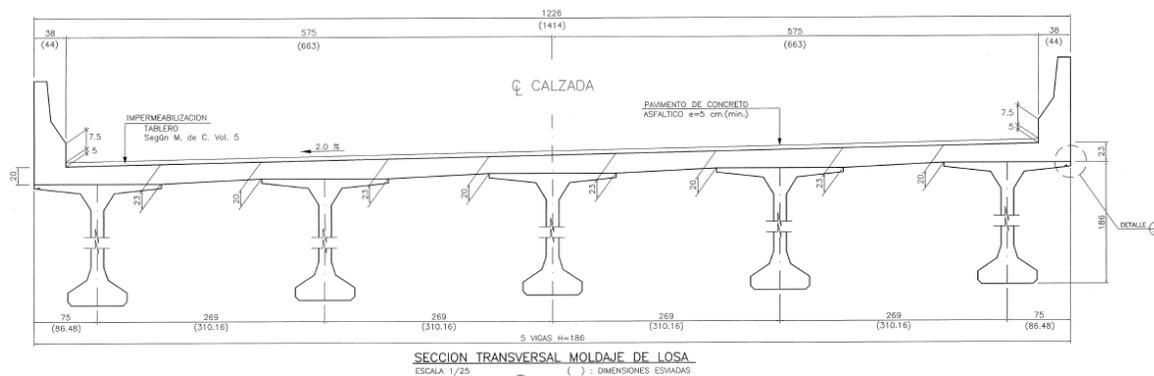


Figura 2.8: Tipo de superestructura considerada

Modelación y parámetros

La superestructura fue idealizada a partir de elementos lineal-elásticos, ya que es esperable que, debido a la configuración estructural de este tipo de puentes, no se incurriera en el rango inelástico [82]. La superestructura es modelada por segmentos, formando una estructura semejante a una columna vertebral (*Spine Model*). En la práctica, cada uno de estos elementos es del tipo *ElasticBeamColumn* de la librería del software OpenSEES.

Para representar adecuadamente la superestructura con elementos lineales, se debió modelar su sección

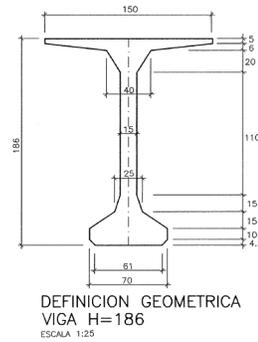


Figura 2.9: Viga longitudinal del puente representativo

transversal, considerando barreras de seguridad, carpeta asfáltica, losa y vigas pretensadas, en el software SAP2000, de tal manera de representar las propiedades de la sección compuesta. Con lo anterior, se pudo obtener las propiedades geométricas que son necesarias para la representación como elemento lineal. Los parámetros utilizados en el modelo en OpenSEES se indican en la tabla:

Tabla 2.4: Propiedades utilizadas en la modelación de la superestructura

Área [cm^2]	65.000
I_{zz} [cm^4]	$4,3 * 10^8$
I_{yy} [cm^4]	$1,11 * 10^{10}$
I_p [cm^4]	$2,0 * 10^7$
Módulo elástico E [kN]	23.100
Módulo de corte G [kN]	98.300
Ancho [cm]	1.430
Peso por unidad de largo [kN/cm]	0,18

2.2.3. Cepas

Antecedentes

El puente representativo cuenta con cepas compuestas por cinco columnas de sección circular de diámetro 1 [m], conectadas en la parte superior por una viga cabezal que presenta distintas secciones transversales para las condiciones del puente original y reforzada. La geometría de la cepa del puente para ambas condiciones se muestra en la Figura 2.10. En el caso del puente original, la sección de la viga cabezal es un rectángulo de sección 60x100 [cm]. Por otro lado, en el puente reforzado, esta sección es aumentada a un trapecio de dimensiones 150x130x150 [cm]. Por simplicidad de la modelación, en OpenSEES se asumen las secciones mostradas en la Figura 2.11.

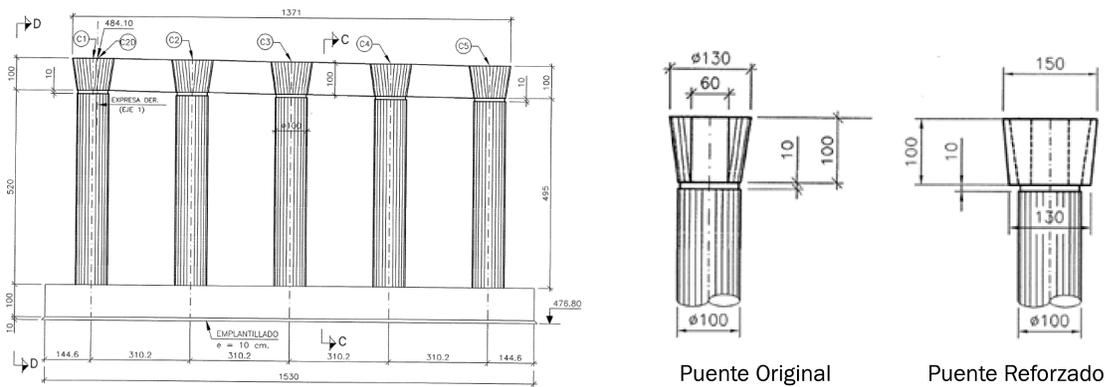


Figura 2.10: Configuración Subestructura y geometría de viga cabezal

Modelación y parámetros

Tanto columnas como viga cabezal fueron modeladas a través de elementos no lineales del tipo *force beam column* con sección transversal tipo fibra. Para esto, se realizó un mallado o división de las secciones, tal como se muestra en la Figura 2.11. Por otro lado, para la modelación de la viga cabezal y columnas, no se consideraron divisiones a lo largo del elemento, sino más bien elementos únicos con seis puntos de integración. Esto, con el objetivo, en el caso de las columnas, de que la distancia entre puntos de integración fuese similar a la longitud de la rótula plástica.

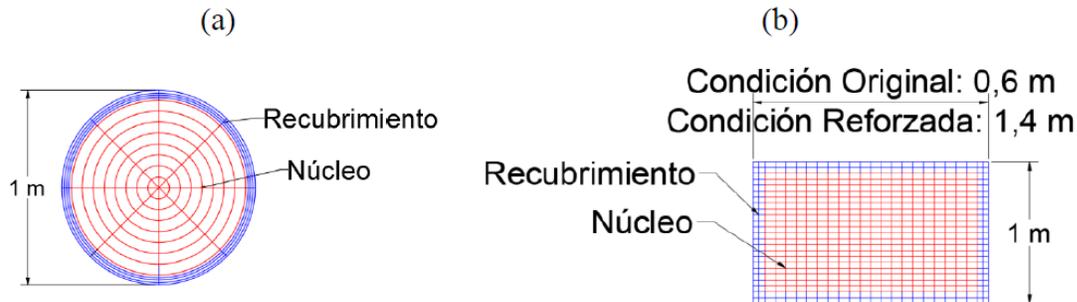


Figura 2.11: Secciones asumidas en OpenSEES (a) Columna y (b) Viga cabezal

A estas secciones se les asignaron las geometrías y cuantías de acero correspondientes, además de las propiedades esperadas de los materiales constitutivos, es decir, concreto H30 y acero estructural A630-420H. En cuanto a dichas propiedades esperadas, para el acero se consideró un esfuerzo de fluencia un 15 % superior al nominal, mientras que para el hormigón se consideró un esfuerzo a compresión un 30 % superior al nominal en el hormigón, según lo dispuesto por Priestley et al. [83].

Para lograr una mejor modelación del comportamiento no lineal de elementos tipo viga y columna, se desarrolló una calibración a partir de un modelo no lineal en simple curvatura de varias columnas

Tabla 2.5: Características de los ensayos utilizados para la calibración de columnas

Nombre Ensaye	f_c	f_y	Geometría			Carga axial	Refuerzo longitudinal	
	[Mpa]	[Mpa]	Ancho [mm]	Alto [mm]	Largo [mm]	[kN]	N° Barras	Diámetro [mm]
Saatcioglu and Ozcebe 1989, U4	32	438	350	350	1000	600	8	25
Tanaka and Park 1990, No. 5	32	511	550	550	1650	968	12	20
Mo and Wang 2000,C1-1	24,9	497	400	400	1400	450	12	19
Park and Paulay 1990, No. 9	26,9	432	400	600	1784	646	10	24

previamente ensayadas (ver Tabla 2.5) con falla por flexión, obtenidas desde la base de datos *PEER Structural Performance Database* [84]. El modelo en OpenSEES consiste de un elemento único del tipo *Force beam column* con un extremo fijo y el otro libre, en el cuál se consideran adecuadamente las dimensiones y fuerza axial del ensaye. Posteriormente, dicho modelo es sometido, a partir de un análisis no lineal estático, a una serie de desplazamientos idéntica a la experimental. Con el *output* del modelo y la serie de datos de desplazamiento y fuerza experimental, se grafican ambas curvas. A partir de una calibración, se logra ajustar la resistencia al variar los parámetros del acero (Steel02) y hormigón (Concrete02). Los resultados de esta calibración se muestran en la Figura 2.12.

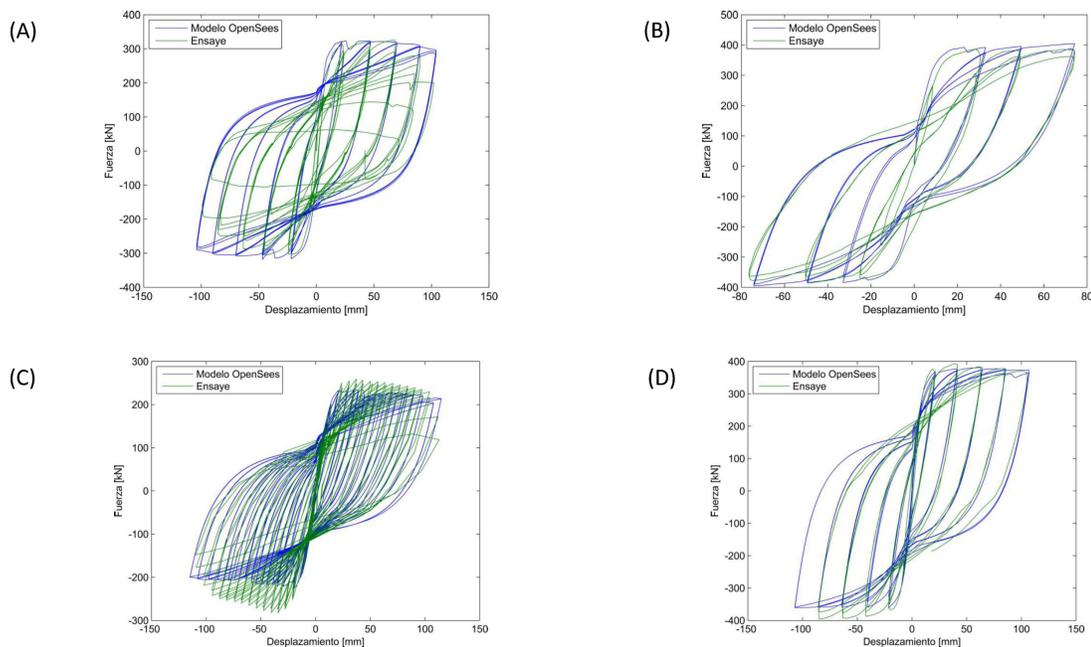


Figura 2.12: Calibración experimental de columnas de distintos autores: (A) Saatcioglu and Ozcebe [85] (B) Tanaka and Park [86] (C) Mo and Wang [87] y (D) Park and Paulay [88]

De estas calibraciones, es posible observar como el modelo no lineal utilizado simula correctamente la resistencia máxima, rigidez y degradación de esta misma. Sin embargo, en columnas en las que existe gran degradación de la resistencia, se obtiene un resultado menos satisfactorio, como es posible observar en los gráficos (A) y (C) de la Figura 2.12. Respecto a esto último, en la base de datos no se entrega información sobre el daño producido en la columna del gráfico (A). Por el contrario, sobre la

columna del gráfico (C), se informa que falló por aplastamiento del hormigón y por un significativo desprendimiento de éste, lo que podría explicar por qué el modelo, que no considera la degradación de la resistencia, no es capaz de simular correctamente el comportamiento de la columna. De los re-

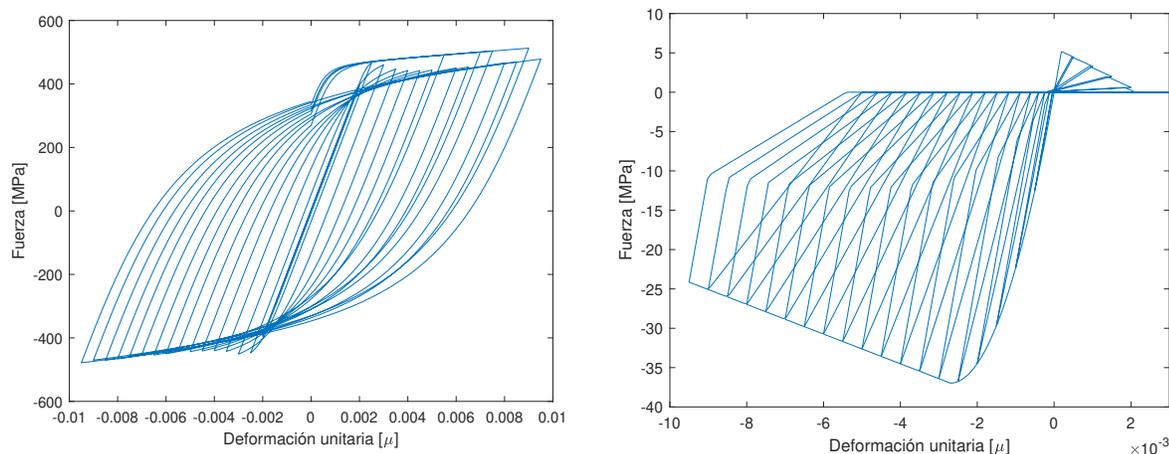


Figura 2.13: Relación esfuerzo-deformación del acero Steel02 (izq) y hormigón Concrete02(der)

sultados de la calibración de las columnas, se obtienen los siguientes modelos para implementar en OpenSEES. El hormigón, tanto confinado en el núcleo como no confinado en el recubrimiento de la sección, fue modelado con el material *Concrete02*, basado en el modelo de Mander [29]. Por otro lado, para el acero estructural se utilizó el material Steel02, que utiliza el modelo de Giuffrè-Menegotto-Pinto. Las curvas histeréticas de estos materiales se pueden apreciar en la Figura 2.13.

Tabla 2.6: Parámetros usados para modelar el hormigón

	Núcleo	Recubrimiento
fpc [kN/cm^2]	3,69	3,18
\$eps0	0,0027	0,0022
fpcU [kN/cm^2]	0,99	0
epsU	0,017	0,005
lambda	0,1	0,1
ft [kN/cm^2]	0,51	0,44
Ets [kN/cm^2]	2876	2876

Los parámetros utilizados para generar el modelo del hormigón se detallan en la Tabla 2.6, donde:

- fpc es el esfuerzo a compresión del hormigón.
- eps0 es la deformación para lograr la máxima resistencia.
- fpcU es el esfuerzo de falla.

- ϵ_{psU} es la deformación para lograr la capacidad de falla.
- λ es la razón entre la rigidez de carga y descarga.
- f_t es el esfuerzo de tracción.
- E_s es el módulo elástico.

Por otro lado, los parámetros del acero se detallan en la Tabla 2.7.

Tabla 2.7: Parámetros usados para modelar el acero

F_y [MPa]	474
E_0 [MPa]	200.000
b	0.03
R_0	18
cR_1	0.925
cR_2	0.15

A estas secciones, también se les incorporaron efectos de deformación debido a torsión y corte, para lo cual se siguieron las recomendaciones de Kaviani et al. [89]. Los cálculos de las componentes torsionales y de corte pueden ser vistos en detalle en la memoria de Escobar [79].

2.2.4. Empuje pasivo del suelo

Antecedentes

En dirección normal al estribo, se cuenta también con el aporte de la resistencia longitudinal del suelo. Este efecto se desarrolla en dos partes: resistencia pasiva cuando el estribo presiona el relleno, por lo que está determinada por el aporte del relleno y las fundaciones, y una resistencia activa, que se desarrolla cuando el estribo se separa del relleno, aportada solo por las fundaciones, tal como se indica en la Figura 2.14.

El puente representativo cuenta con estribos independientes auto-estables. La geometría de estos mismos puede observarse en la Figura 2.15

Modelación y parámetros

Para este caso, se obtuvieron los parámetros de modelación considerando las expresiones de Caltrans[91], que se pueden resumir en las ecuaciones siguientes:

- h : altura del muro espaldar.
- A_e : Área efectiva del muro espaldar.
- h_{bw} : Altura efectiva del muro espaldar.

Se presenta la Tabla 2.8 con la información de algunos de los parámetros previamente mencionados y los resultados para elaborar el modelo según Caltrans. Se adopta un valor de largo tributario igual a $L/2$, siendo L el ancho total del estribo. Lo anterior debido a que se utilizan dos elementos ubicados en los bordes del estribo para representar el efecto pasivo del suelo.

Tabla 2.8: Parámetros utilizados para modelar el esfuerzo pasivo

w [m]	6,6
h [m]	2,2
K_{abut} [kN/m]	124412,7
P_u [kN]	4561,8

A partir del modelo de Caltrans, Duncan et al. [92] proponen una representación más realista del efecto pasivo del suelo. Para esto utilizan una curva esfuerzo deformación hiperbólica representada en la Figura 2.16 y obtenida a partir de las expresiones 2.2.11 y 2.2.12.

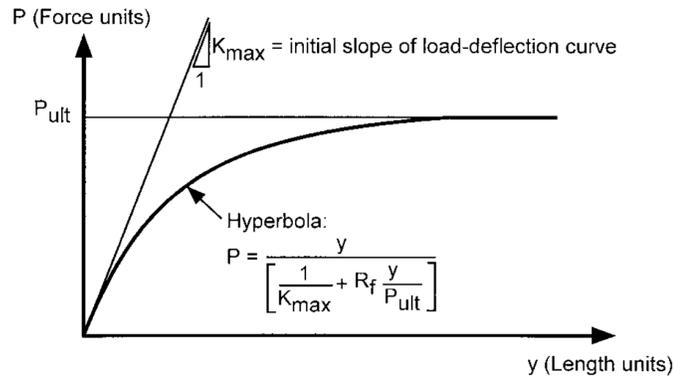


Figura 2.16: Curva fuerza-desplazamiento hiperbólica. Fuente: Duncan et al.[92]

$$P = \frac{1}{\frac{1}{K_{max}} + R_f \cdot \frac{y}{P_{max}}} \tag{2.2.11}$$

$$R_f = 1 - \frac{P_{max}}{\Delta_{max} \cdot K_{max}} \tag{2.2.12}$$

Donde:

- P : Fuerza pasiva del suelo.
- y : Desplazamiento.

- K_{max} : Rigidez inicial.
- P_{max} : Fuerza pasiva última.
- Δ_{max} : Desplazamiento máximo, según la fuerza pasiva última.

Cole et al. [93] proponen un valor Δ_{max} dependiente del tipo de relleno del estribo. Para el puente representativo, se utiliza una relación $\frac{\Delta_{max}}{H}$ de 0,06, correspondiente a una arena suelta, donde H es la altura de suelo en donde se está calculando el efecto pasivo de éste. A partir de lo anterior, se obtiene un valor R_f de 0,72, según la ecuación 2.2.12.

En un estudio posterior, Shamsabadi [94] realiza un estudio sobre el comportamiento del efecto pasivo del suelo. En dicho estudio se proponen expresiones simplificadas para modelar el comportamiento del suelo. Estas expresiones corresponden a la ecuación 2.2.13, para suelos granulares, y 2.2.14, para suelos cohesivos.

$$F(y) = \frac{8 \cdot y}{1 + 3 \cdot y} \cdot H^{1,5} \quad (2.2.13)$$

$$F(y) = \frac{8 \cdot y}{1 + 3 \cdot y} \cdot H \quad (2.2.14)$$

donde:

- $F(y)$: Fuerza por ancho del muro (ft).
- y : Desplazamiento, medido en pulgadas (in).
- H : Altura del muro espaldar (ft).

Utilizando la curva propuesta por la ecuación 2.2.11 y los valores de Caltrans, se adapta al puente representativo el modelo del efecto pasivo del suelo a partir de un material de la librería de OpenSEES llamado HyperbolicGapMaterial. La respuesta en términos de fuerza-deformación de este elemento puede ser observada en la Figura 2.17.

2.2.5. Juntas de dilatación

Antecedentes

Entre la zona de posible contacto entre superestructura y estribos, existen juntas de dilatación de 8 [cm] y 10 [cm] en los puentes en su estado original y reforzado, respectivamente, tal como se indica en la Figura 2.18.

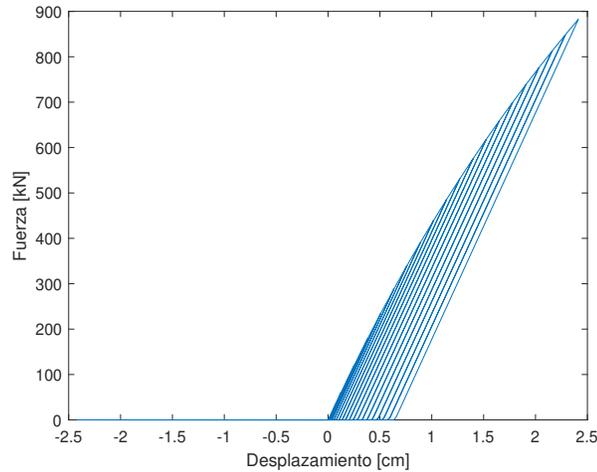


Figura 2.17: Relación fuerza-desplazamiento del empuje pasivo del suelo

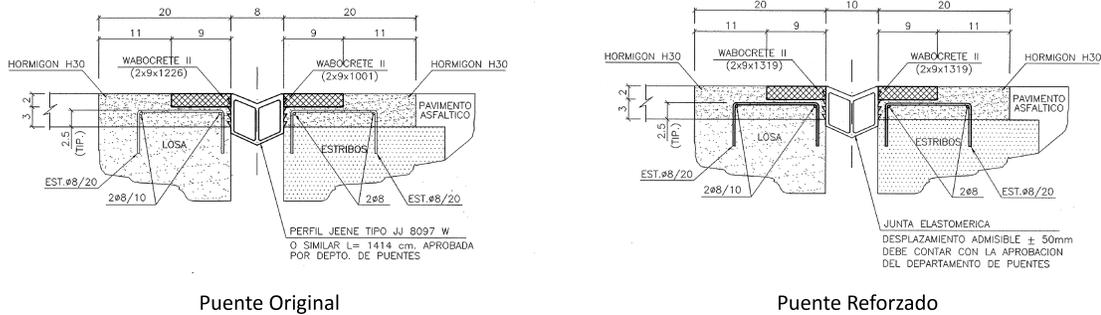


Figura 2.18: Plano de juntas de dilatación dispuestas en el puente representativo

Modelación y parámetros

Para representar las juntas de dilatación presentes entre estribo y superestructura, se consideró un elemento de largo zero, *zero length element*, de la librería de OpenSEES, con una ley constitutiva correspondiente a un material de impacto (*impact material*), con una relación fuerza-deformación como la que se muestra en la Figura 2.19.

Estos elementos fueron dispuestos solo en los extremos de la línea de contacto entre superestructura y estribo, tal como se puede apreciar en la Figura 2.3. Además, los parámetros asignados al modelo del *impact material* fueron obtenidos en base a las recomendaciones de Muthukumar[95]. Dichos parámetros se muestran en la Tabla 2.9.

Tabla 2.9: Parámetros ImpactMaterial

K_1 [kN/m]	8479113
K_2 [kN/m]	2919013
δ_y [cm]	0,16
gap [cm]	8 ó 10

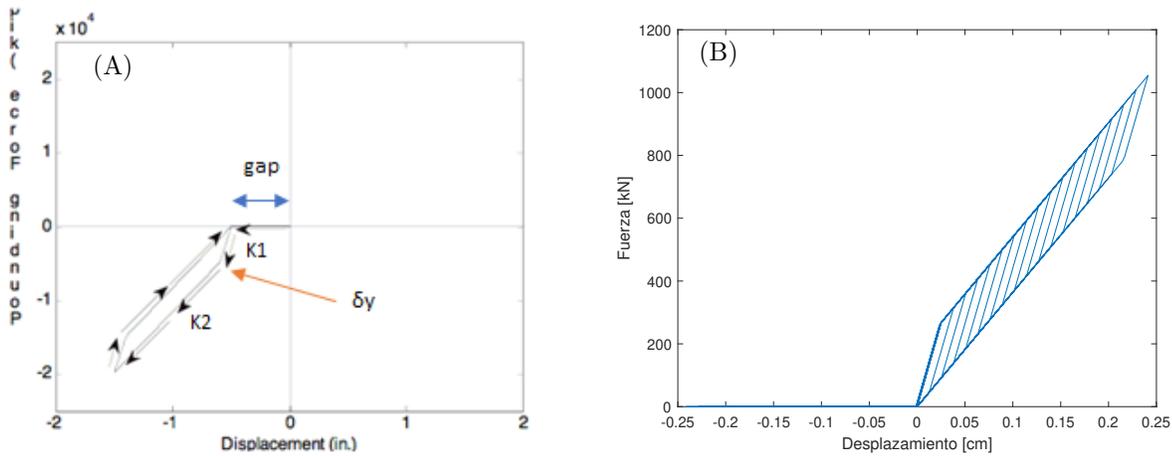


Figura 2.19: Relación fuerza-desplazamiento de juntas de dilatación

Donde K_1 es la rigidez inicial, K_2 es la rigidez secundaria, δ_y es el desplazamiento de fluencia y el gap es el espacio libre entre los nodos que representan los bordes de la superestructura y estribos tal como se muestra en la Figura 2.19. En este caso, el gap de 8 ó 10 [cm] depende de la condición considerada, original o reforzada, y no fue asignado directamente al material de impacto, sino más bien, al material hiperbólico que representa al empuje pasivo del suelo y se encuentra en serie con el impacto. Se realizó esto por simplicidad de modelo y para ayudar a la convergencia de éste.

2.2.6. Topes de hormigón armado externos

Antecedentes

Este tipo de topes se encuentran en ambas condiciones del puente, original y reforzado. Sin embargo, solo se encuentran dispuestos en las caras externas de los estribos, tal como se muestra en la Figura 2.20. En dicha figura se muestra la disposición y geometría de estos topes en el puente original, no obstante, esto no cambia en el puente reforzado.

Modelación y parámetros

En el trabajo de Goel y Chopra [96] se plantea que los topes pueden ser representados a través de una relación fuerza-desplazamiento trilineal, tal como se muestra en la Figura 2.21.

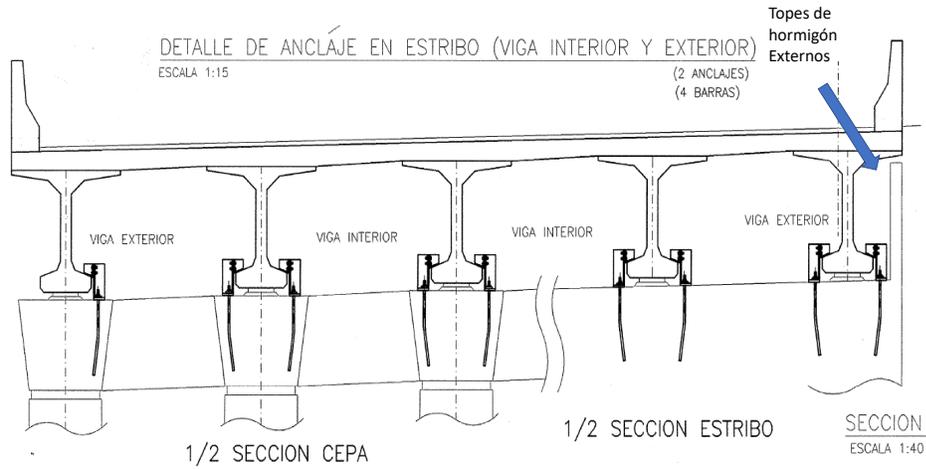


Figura 2.20: Topes externos de hormigón - Puente Original

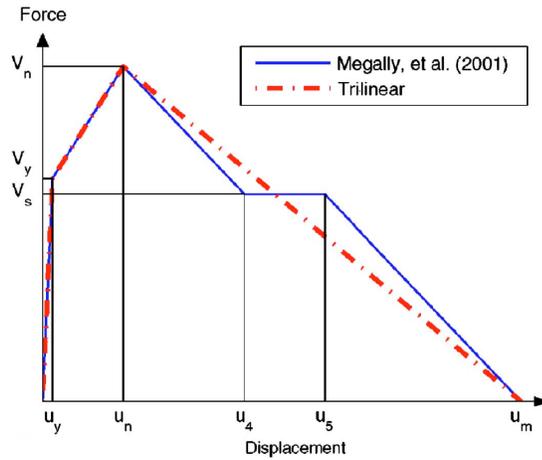


Figura 2.21: Relación fuerza-desplazamiento propuesta por Goel y Chopra

Cada una de las deformaciones de la Figura 2.21 se determinan a partir de las ecuaciones siguientes:

$$\mu_y = \sqrt{(2)} \cdot \epsilon_y \cdot (L_d + L_a) \cdot \frac{(h + d)}{\sqrt{h^2 + d^2}} \quad (2.2.15)$$

$$\mu_n = \sqrt{(2)} \cdot \epsilon_y \cdot (L_d + L_a) \cdot \frac{(h + d)}{s} \quad (2.2.16)$$

$$\mu_4 = \sqrt{(2)} \cdot \epsilon_{0,005} \cdot (L_d + L_a) \cdot \frac{(h + d)}{s} \quad (2.2.17)$$

$$\mu_5 = \sqrt{(2)} \cdot \epsilon_{0,007} \cdot (L_d + L_a) \cdot \frac{(h + d)}{s} \quad (2.2.18)$$

Donde:

- ϵ_y : Deformación unitaria de fluencia del acero ($\epsilon_y=0,002$).
- $\epsilon_{0,005}$: 0,005
- $\epsilon_{0,007}$: 0,007
- L_a : Ancho de la pared del muro.
- L_d : Longitud de desarrollo del refuerzo longitudinal.
- s : Espaciamiento horizontal y vertical de las barras.
- h : Alto del muro espaldar del estribo [cm]
- d : Ancho del tope sísmico externo.
- μ_m : Se obtiene considerando la misma pendiente entre $\mu_5-\mu_m$ y $\mu_n-\mu_4$.

Por otro lado, las fuerzas correspondientes a los respectivos desplazamientos de la Figura 2.21 se determinan con las siguientes ecuaciones:

$$V_c = 200 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot h \quad [kN] \quad (2.2.19)$$

$$V_s = \left[A_{s1} \cdot f_y \cdot h + A_{s2} \cdot f_y \cdot d + n_h \cdot A_{sh} \cdot f_y \cdot \frac{h^2}{2 \cdot S} + n_v \cdot A_{sv} \cdot f_y \cdot \frac{d^2}{2 \cdot S} \right] \cdot \left(\frac{1}{h+a} \right) \quad (2.2.20)$$

$$V_n = V_s + V_c \quad (2.2.21)$$

$$V_y = V_s + V_c \cdot \frac{\mu_y}{\mu_n} \quad (2.2.22)$$

Donde:

- f'_c : Resistencia a compresión del hormigón H30 [MPa]
- b : Ancho del muro espaldar del estribo [m].
- A_{s1} : Área transversal de las barras horizontales [m^2].
- A_{s2} : Área transversal de las barras inclinadas en la primera interfaz del elemento [m^2].
- A_{sh} y A_{sv} : Área transversal de una barra horizontal y vertical respectivamente [m^2].
- n_h y n_v : Número de planos con reforzamiento horizontal y vertical, respectivamente.
- a : 0,167 veces el valor de d .

- f_y : Esfuerzo de fluencia del acero A630-420H [MPa].

Considerando lo anterior, se genera un modelo que tiene una relación fuerza-desplazamiento como la que se expone en la Figura 2.22.

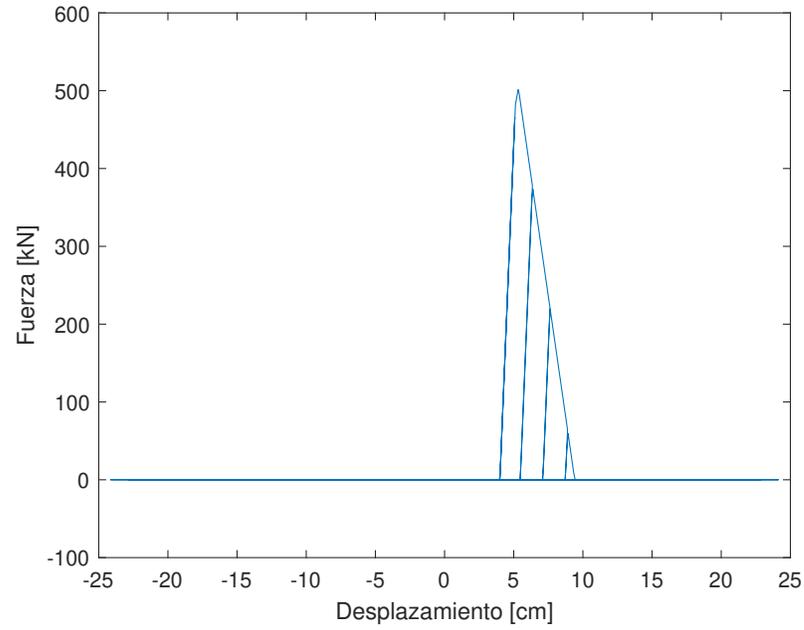


Figura 2.22: Relación fuerza-desplazamiento de tope de hormigón externo

2.3. Elementos estructurales - Puente Original

2.3.1. Apoyos elastoméricos

Antecedentes

En el caso del puente tipo en estudio, se tienen dos situaciones para los apoyos elastoméricos. En primer lugar, en el puente en su estado original, la superestructura se encuentra simplemente apoyada sobre estas placas elastoméricas, que a su vez, van simplemente apoyadas sobre las cepas o estribos (ver Figura 2.23). En otras palabras, no existe ningún tipo de adherencia o anclaje mecánico entre las placas de apoyo y las vigas. Por otro lado, luego de los daños sufridos por los puentes durante el terremoto del Maule en 2010, estas placas de apoyo fueron reemplazadas por unas ancladas, tanto a la subestructura como superestructura, y reforzadas con placas de acero diamantadas en la parte superior e inferior, tal como se puede ver en la Figura 2.30.

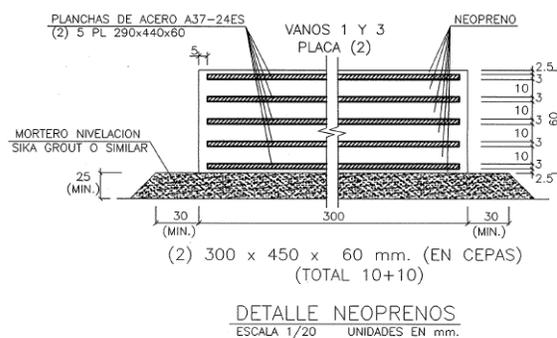


Figura 2.23: Detalle del elastómero en el puente original

Modelación y parámetros

Para el caso del puente original, los apoyos elastoméricos se modelaron siguiendo las recomendaciones de Nielson [90], mediante un material con relación fuerza-desplazamiento bi-lineal y siguiendo el modelo de fricción de Coulomb definido por Steelman et al. [97]. El material que representa la placa de apoyo elastomérica fue incorporado en ambas direcciones, longitudinal y transversal, del puente.

El material utilizado para caracterizar la respuesta de estos apoyos elastoméricos fue el Steel01 de la librería del software OpenSEES. Este material tiene una relación fuerza-desplazamiento como la de la Figura 2.24. Los parámetros de este material corresponden a los siguientes:

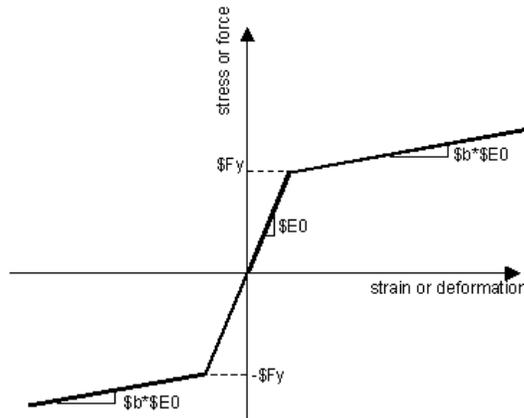


Figura 2.24: Relación fuerza-desplazamiento de material Steel01

- E_0 : Rigidez inicial determinada de acuerdo a la ecuación 2.3.23 definida por Choi [98]:

$$k = E_0 = \frac{GA}{h_r} \quad (2.3.23)$$

donde:

- G: Módulo de corte en $[kgf/cm^2]$
 - A: Área transversal en $[cm^2]$
 - h_r : Altura efectiva de la goma o neopreno sin considerar placas metálicas.
- F_y : Capacidad máxima del apoyo, determinada por el producto de la carga axial y el coeficiente de fricción μ , definido según la ecuación 2.3.24 procedente del estudio de Steelman et al [97].

$$\mu = 0.05 + \frac{0.4}{\sigma_n} \quad (2.3.24)$$

- b: Relación de endurecimiento asociando la rigidez inicial del apoyo con la rigidez post-fluencia. Nielson [90] recomienda un valor nulo.

Con estos parámetros determinados, se logra una relación fuerza deformación para el elastómero como la que se muestra en la Figura 2.25.

Para la implementación en el modelo, se utilizaron diez elementos de largo zero (zerolengthelement) en cepas (posiciones B1 y B2) y cinco en los estribos (posición B3), según indica la Figura 2.26, utilizando la ley histerética de la Figura 2.25, unidos entre sí a través de uniones rígidas. La carga axial de cada uno de estos elementos fue calculada de forma externa de acuerdo con la carga gravitacional tributaria que reciben, considerando las distintas dimensiones de los vanos.

Considerando un valor inicial, previo al estudio paramétrico, de $13 [kgf/cm^2]$, según lo dispuesto por el Manual de Carreteras 2017 [99], se obtiene la rigidez y capacidad máxima de cada elemento en las posiciones B1,B2 y B3. Estos parámetros se muestran en la Tabla 2.10.

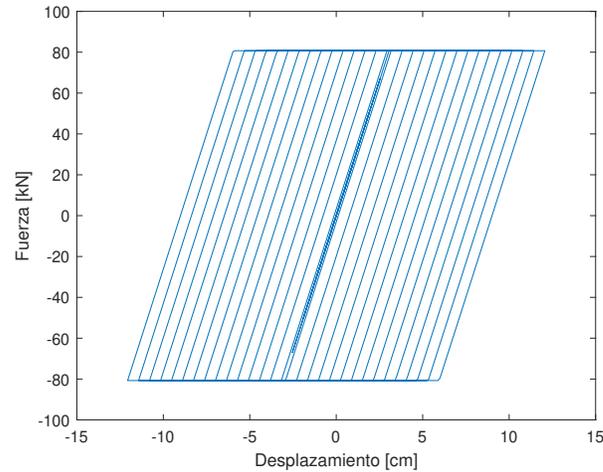


Figura 2.25: Relación fuerza-desplazamiento de elastómeros en puente original

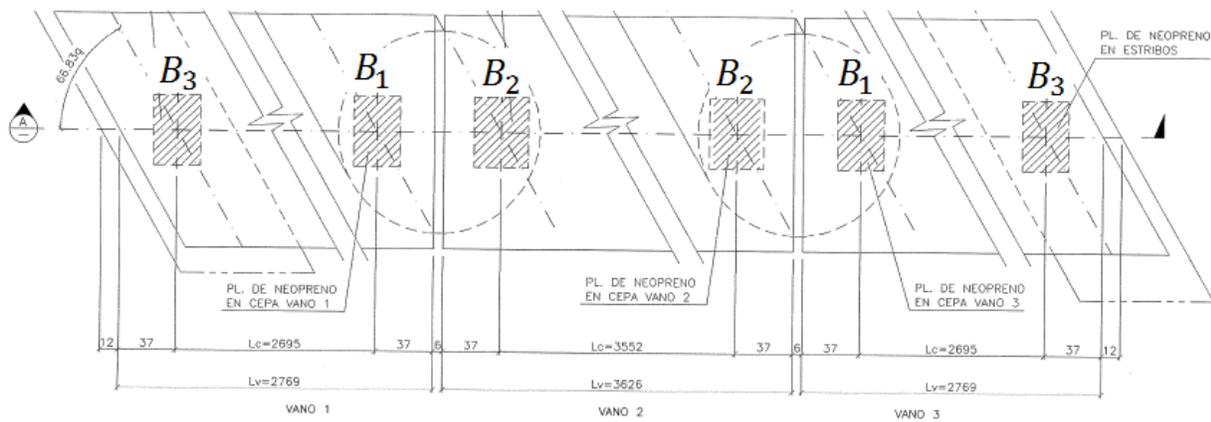


Figura 2.26: Distribución de los elastómeros en el sentido longitudinal del puente

Tabla 2.10: Valores nominales del apoyo elastomérico

	B1	B2	B3
E_0 [kN/cm]	38,12	38,12	26,45
F_y [kN]	107,52	123,92	107,52

2.3.2. Topes de acero

Antecedentes

El puente representativo cuenta, en su condición original, con topes de acero posicionados a ambos lados de las vigas longitudinales, como se presenta en las Figuras 2.27 y 2.28.

Este tipo de topes se disponen a una distancia suficiente de las vigas longitudinales para permitir pequeños desplazamientos de éstas en el sentido transversal, como es posible observar en la Figura 2.28. En este caso, para el puente representativo se utilizó un espacio, o gap, de 3,5 [cm].

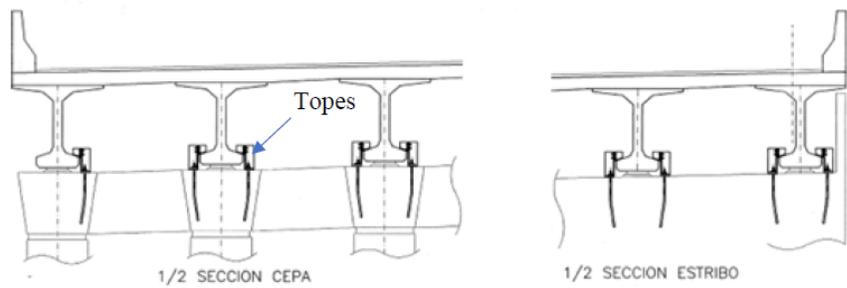


Figura 2.27: Topes de Acero - Puente Original

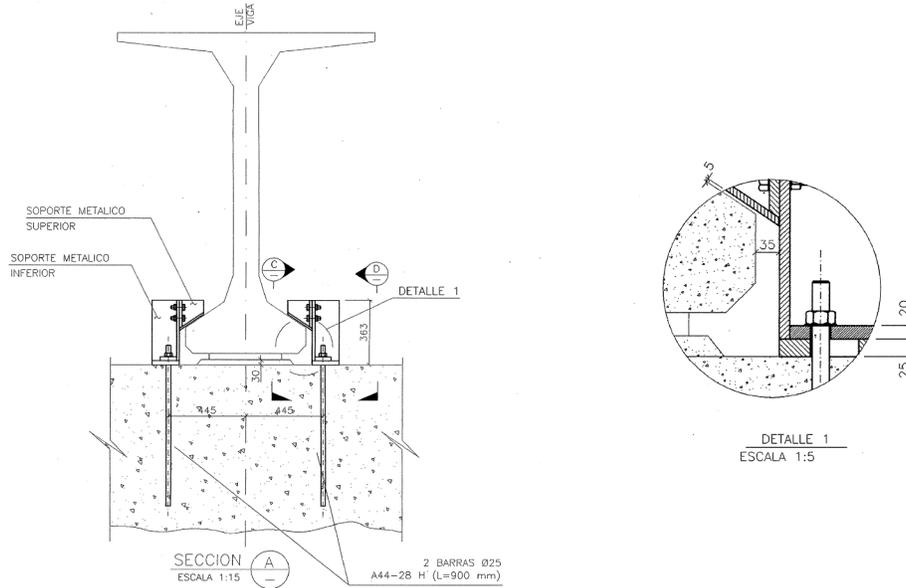


Figura 2.28: Detalle Topes de Acero

Modelación y parámetros

Los topes de acero fueron considerados en el modelo siguiendo las recomendaciones de Rubilar [100], obtenidas en base a una campaña experimental. El modelo consiste en la utilización de dos materiales de la librería de OpenSEES, implementados en serie, *hystereticmaterial* y *elasticPPGap*. Con lo anterior, resulta una relación fuerza-desplazamiento, como la que se muestra en la Figura 2.29.

bloque de concreto unido a la plancha diamantada, como se muestra en la Figura 2.32.

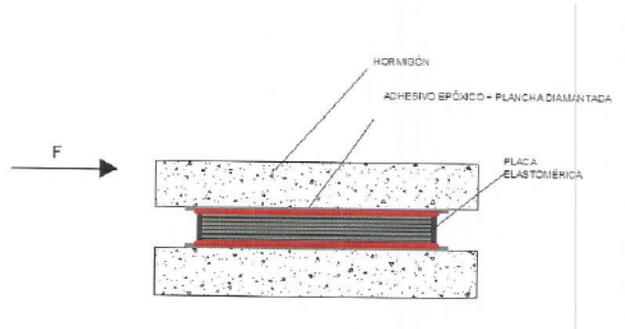


Figura 2.31: Esquema de ensayo de placa elastomérica

A partir de estos ensayos, se obtienen relaciones fuerza deformación como la mostrada en la Figura 2.32.

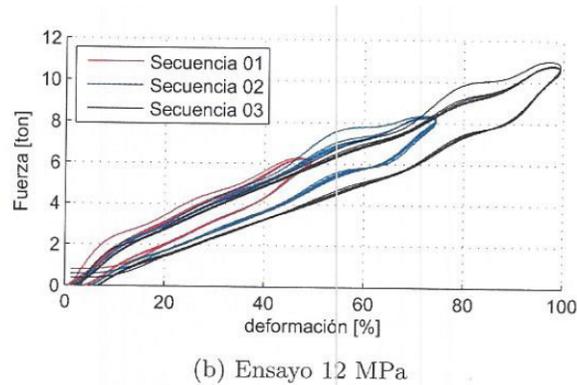


Figura 2.32: Ensayo Placa Elastomérica

Modelación y parámetros

Con los ensayos realizados por la DICTUC, se realizó una calibración a partir de una rutina de optimización en Matlab. Básicamente, el algoritmo consiste en una minimización del error cuadrático medio entre dos series: datos experimentales y datos del modelo. En lo específico, los siguientes pasos definen la rutina:

1. Definición de datos de entrada (vector inicial) o variables a calibrar del modelo.
2. Definición de un modelo en OpenSEES dependiente de los datos de entrada.
3. Análisis estático del modelo en OpenSEES con desplazamientos iguales a los experimentales.
4. Obtención de datos de fuerza y deformación del modelo.

5. Cálculo del error cuadrático medio ECM entre fuerza experimental y analítica para un mismo desplazamiento, según la ecuación 2.4.25.

$$ECM = \frac{1}{n} \cdot \sqrt{\sum_{i=1}^n (F_i^e - F_i^O)^2} \quad (2.4.25)$$

donde F_i^e y F_i^O son las fuerzas experimentadas en la base del elemento para cada desplazamiento i , en el experimento y en el modelo analítico de OpenSEES, respectivamente.

6. Comparación del valor del error cuadrático medio con una tolerancia. Si se cumple la tolerancia, se termina el algoritmo. Si no se cumple, se pasa al paso 7.
7. Búsqueda de un vector nuevo que minimice la función objetivo a partir de rutina *fminsearch*, de la librería de Matlab.
8. Vuelta al paso 1.

En base a lo anterior, se resolvió el problema de optimización utilizando el elemento de la librería de OpenSEES *elastomeric Bearing Bouc-Wen*. Para esto, se consideró un modelo en OpenSEES bi-dimensional de dos nodos conectados mediante dicho elemento. A este modelo, posteriormente, se le aplicó al modelo un análisis estático con una serie de desplazamientos igual a la experimental. Por otro lado, en cuanto a la rutina de optimización en MatLab, *fminsearch*, es comúnmente utilizada para resolver problemas no lineales sin restricciones usando una metodología libre de derivadas (*derivative-free method*). Se utilizó esta rutina de optimización por su simplicidad y porque, a priori, no se contaba con rangos en cuanto a los valores que podían tomar los parámetros a calibrar. Dichos parámetros se describen a continuación:

- K_{init} : Rigidez elástica inicial en la dirección de corte local.
- q_d : Resistencia característica.
- α_1 : Ratio de rigidez post fluencia de la componente lineal del endurecimiento.
- α_2 : Ratio de rigidez post fluencia de la componente no lineal del endurecimiento.
- μ : Exponente de la componente no lineal del endurecimiento.
- η : Exponente de fluencia (forma de los bordes de los ciclos de histeresis)
- β : Primer parámetro de forma histerética.
- γ : Segundo parámetro de forma histerética.

La calibración se realizó para un elastómero de medidas 300x400x132 [mm] y para cargas axiales de 6 y 12 [MPa]. Los parámetros promedio obtenidos se muestran en la Tabla 2.11, mientras que los resultados de esta calibración se pueden observar en la Figura 2.33.

Tabla 2.11: Resultados de calibración de apoyos elastoméricos

K_{init} [kN/m]	q_d [kN/m]	α_1	α_2	μ	eta	β	γ
1560	1,42	0,45	0,47	3,55	0,79	0,13	0

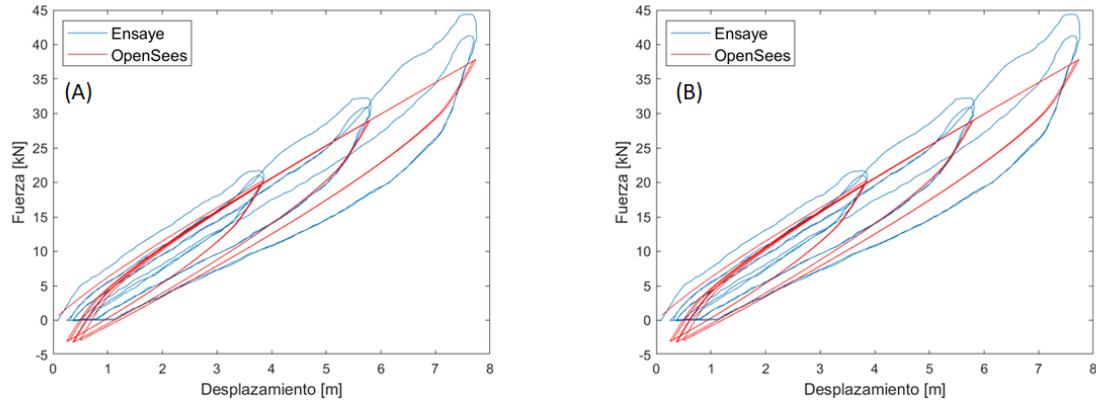


Figura 2.33: Calibración con fuerza axial de 6 [MPa] y 12 [MPa] en (A) y (B), respectivamente

Cabe destacar que estos elastómeros tienen una rigidez inicial significativamente mayor, del orden de un 30%, a la calculada por fórmula, a partir de la ecuación 2.3.23, como se determinó para los elastómeros del puente original. Esto quiere decir que para el cálculo de la rigidez de estos elastómeros, se debiese asumir un G mayor a los 13 kgf/cm^2 que establece el Manual de Carreteras [99]. Si bien, como se puede observar de la Figura 2.33, la calibración aún es perectible, por ejemplo, utilizando alguna otra rutina de minimización en MatLab, debido al enfoque de esta tesis y a la baja resolución de los datos experimentales, se acepta utilizar estos resultados.

2.4.2. Barras Sísmicas

Antecedentes

Las barras sísmicas son elementos estructurales de acero que conectan la superestructura con la subestructura, su propósito principal consiste en restringir los desplazamientos verticales de la superestructura. En el puente reforzado se dispusieron de 8 de estos elementos en cada estribo y 16 en cada cepa. Estas barras cuentan con un diámetro de 2,8 [cm], tal como se muestra en la Figura 2.34.

Estas barras de acero van, por lo general, insertas en un tubo de diámetro mayor, de forma tal de que no actúen de inmediato ante desplazamientos laterales del puente. Además, van ancladas a la subestructura y apernadas a la parte superior de la superestructura. El detalle se puede observar en la Figura 2.35.

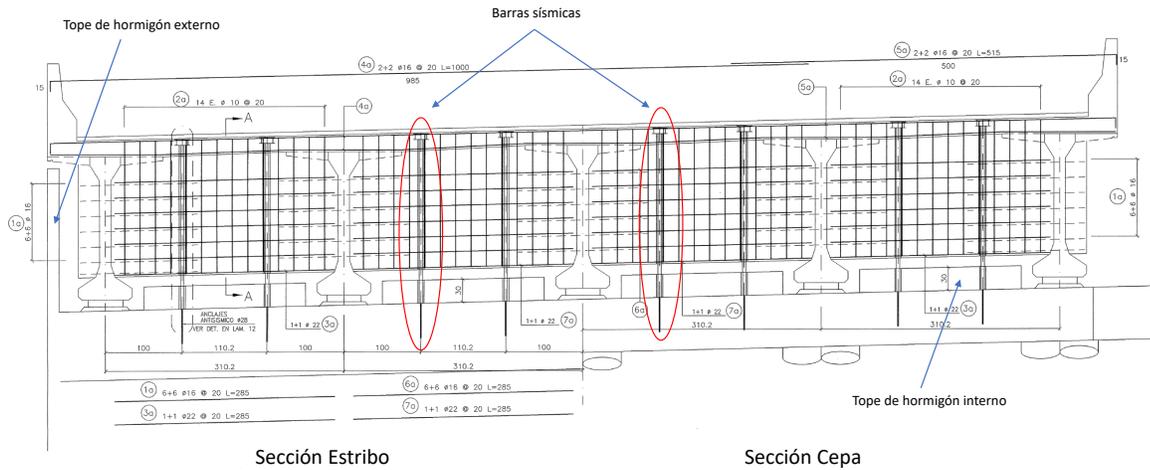


Figura 2.34: Barras sismicas en puente reforzado

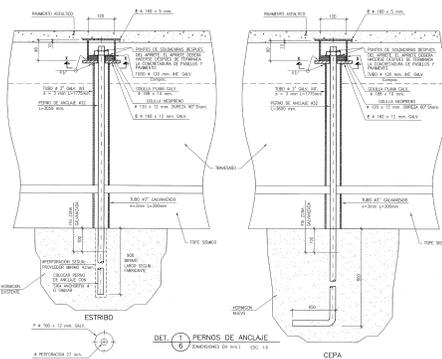
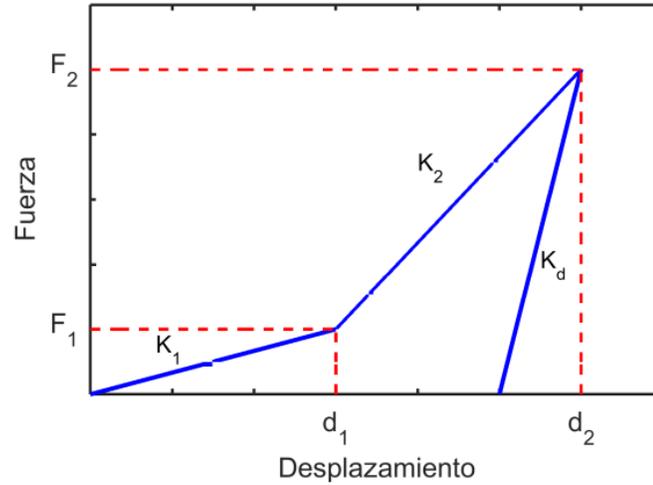


Figura 2.35: Detalle de barra sismica

Modelación y parámetros

Las barras sismicas, contenidas tanto en cepas como en estribos, fueron modeladas como elementos TwoNodeLink, asignándoles un material histerético (*Hysteretic material*) actuando en ambas direcciones horizontales. La ley constitutiva de las barras sismicas se obtuvo tomando en consideración el estudio de Martínez[101], quien obtuvo un modelo histerético para estos elementos a partir de una calibración con ensayos experimentales. Los parámetros de entrada para este modelo constitutivo son el diámetro de la barra, la altura libre y la fluencia del acero. Con esto y considerando una fluencia real igual a $1.2f_y$, se calculan los puntos (D_1, F_1) , (D_2, F_2) y la rigidez de descarga K_d (ver Figura 2.36).

Para lo anterior se utilizan las siguientes ecuaciones:


Figura 2.36: Modelo constitutivo propuesto por Martinez

$$d_1 = \frac{1}{10} \cdot h_{libre} \quad (2.4.26)$$

$$d_2 = h_{libre} \quad (2.4.27)$$

$$\gamma_1 = 0.04 \quad (2.4.28)$$

$$\gamma_2 = 0.71 \quad (2.4.29)$$

$$F_{1,2} = \gamma_{1,2} \cdot f_y \cdot A_{sb} \quad (2.4.30)$$

$$K_d = 15 \cdot K_2 \quad (2.4.31)$$

Donde d_1 y d_2 son desplazamientos para formar la curva fuerza-desplazamiento que se obtienen directamente de la geometría de la barra, γ_1 y γ_2 son parámetros de ajuste del modelo, $F_{1,2}$ es la fuerza en los puntos 1 y 2 respectivamente y, K_d es un resultado del ajuste del modelo al experimento, en donde se obtiene que la rigidez de descarga es igual a 15 veces la rigidez K_2 , siendo K_2 la rigidez del segundo tramo, entre d_1 y d_2 . Los parámetros utilizados para elaborar el modelo, se muestran en la Tabla 2.12.

Tabla 2.12: Parámetros utilizados en el modelo para las barras sísmicas

f_y	336	kgf/cm^2
ϕ_{barra}	28	mm
h_{libre}	5	cm

Finalmente, la curva histerética utilizada para modelar las barras sísmicas en el puente reforzado tiene la forma mostrada en la Figura 2.37.

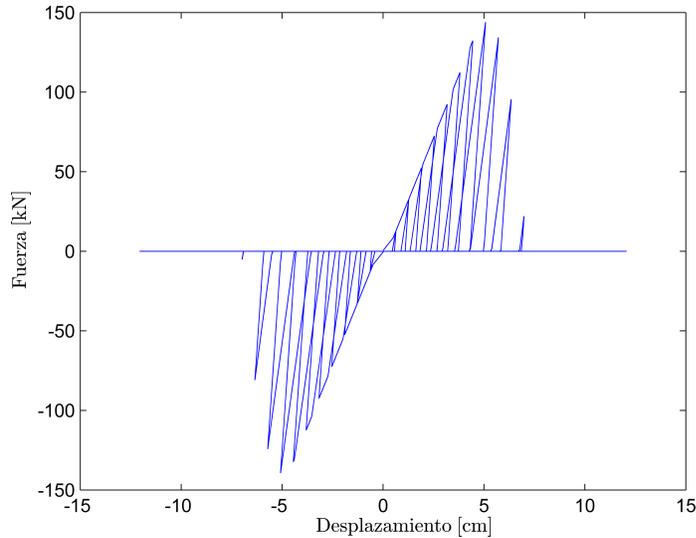


Figura 2.37: Relación fuerza-desplazamiento de barras sísmicas

2.4.3. Topes de hormigón armado internos

Antecedentes

En la Figura 2.34 se muestran los topes sísmicos internos de hormigón armado que fueron implementados, posterior al terremoto del 2010, como medida de reforzamiento al puente original. Estos topes se implementaron tanto en cepas como estribos.

Modelación y parámetros

En este estudio, los topes sísmicos internos fueron representados según las recomendaciones de Ramanathan et al.[102], a partir de la utilización en serie de dos materiales de la librería de OpenSEES: *ElasticPPGap* y un material con deformación máxima (*MinMax*). Este último material limita la relación fuerza deformación a un valor máximo (Δ_{max}) que corresponde al espacio libre entre el tope y sus elementos adyacentes, más un desplazamiento neto de 8,9 [cm][103].

La capacidad máxima del tope de hormigón, según la ecuación 2.4.32, se determina como una fracción de la capacidad de corte de la viga cabezal, V_{viga} , la cual de acuerdo al estudio Ramanathan et al. se considera igual al corte entregado por las columnas de la cepa. De acuerdo a lo indicado por el reglamento de concreto estructural ACI318-11 [104], la capacidad de la viga se determina utilizando la ecuación 2.4.33.

$$P_{cap} = F \cdot V_{viga} \quad (2.4.32)$$

En esa ecuación, F es un factor que toma el valor de 0,75 para los elementos ubicados en las cepas y de 1,2 para los elementos en los estribos. Por otro lado, la capacidad de corte de la viga, V_{viga} se determina de acuerdo a la ecuación 2.4.33

$$V_{viga} = n \left(0,93 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot (0,8 \cdot D)^2 \cdot \sqrt{1 + \frac{N_u}{35 \cdot A_g}} + \frac{A_v \cdot f_y \cdot 0,8 \cdot D}{s} \right) \quad (2.4.33)$$

donde:

- n : número de columnas por viga cabezal.
- f'_c : esfuerzo a compresión del concreto H30 [kgf/cm^2].
- D : diámetro de la columna [cm].
- N_u carga axial de la columna [kgf].
- A_g : área de la sección transversal de la columna [cm^2].
- A_v : área del refuerzo transversal de la columna [cm^2].
- f_y : esfuerzo de fluencia del acero A630-420H [kgf/cm^2].
- s : espaciamiento del refuerzo transversal [cm].

Con lo anterior, se obtiene un modelo fuerza-desplazamiento para el tope de hormigón interno como el mostrado en la Figura 2.38.

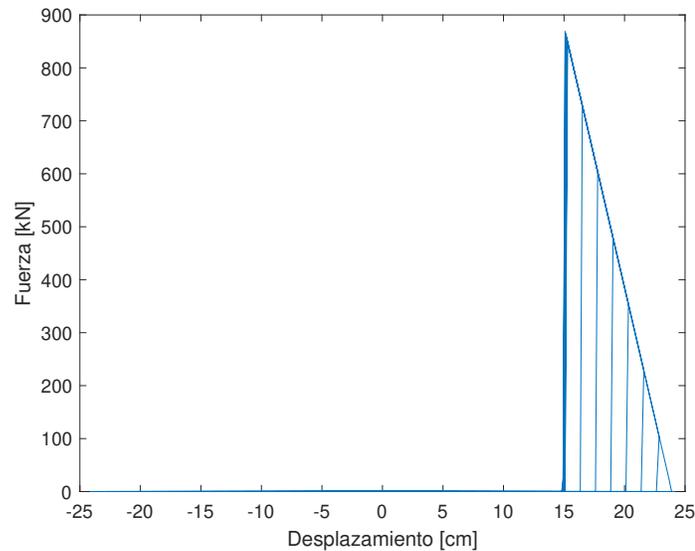


Figura 2.38: Relación fuerza-desplazamiento del tope de hormigón interno

ANÁLISIS Y RESULTADOS

3.1. Aspectos Generales

En esta sección se definen algunos detalles del análisis, como la medida de duración utilizada, cuáles registros sísmicos se usaron, qué método de aislación de la duración se consideró y cuáles fueron los estados límite que se tuvieron en cuenta. Posteriormente, se entrega el detalle de los resultados obtenidos a partir de análisis de tipo estático, dinámico y a través de curvas de fragilidad. En este espacio se genera la discusión central de esta tesis.

3.2. Medida de duración

La medida de duración utilizada en este estudio es la duración significativa $D_{S_5-75\%}$. Se utilizó esta medida de acuerdo a los estudios de Chandramohan et al. [4] y Foschaar et al. [14] que la establecen como la medida óptima para estudiar el efecto de la duración. Luego, de acuerdo a la revisión de la literatura presentada en el capítulo I, principalmente al estudio de Barbosa et al. [5] y Chandramohan et al [4], se estableció un límite de 25 [s] para separar registros de corta y larga duración, tal como se puede apreciar en el histograma de la Figura 3.1, en donde se muestra la cantidad de registros sísmicos de este análisis según su duración significativa $D_{S_5-75\%}$. Se observa que los registros de corta duración cuentan con $D_{S_5-75\%}$ entre 0 [s] y 15 [s], mientras que los de larga duración cuentan con un rango más amplio desde los 25 [s] a los 80 [s], aproximadamente. Por otro lado, el límite de los 25 [s] obedece a intentar obtener un balance entre dos factores para la elaboración de los sets de registros: en primer lugar, establecer un límite lo suficientemente alto para lograr observar algún efecto de la duración, pero, en segundo lugar, evitar un límite muy alto para tener suficientes registros en ambos sets, de corta y larga duración.

3.3. Registros sísmicos

Para este estudio se utilizaron 42 registros sísmicos, 21 de corta (ver Tabla B.1) y 21 de larga duración (ver Tabla B.2). Los registros sísmicos fueron seleccionados a partir del estudio de Barbosa et al.[1], en donde se realiza una elección de ellos intentando minimizar la disparidad entre los espectros de respuesta de ambos sets de registros, de corta y larga duración. En la práctica, se seleccionaron, principalmente, como registros de larga duración aquellos de los eventos de Tohoku (Japón, 2011) y del Maule (Chile, 2010). Estos eventos sísmicos solucionaron, parcialmente, la carencia de registros sísmicos de larga duración que existía hasta ese momento. Luego, a cada uno de los registros del set de larga duración se le buscó un par, para realizar la equivalencia espectral, de corta duración. El proceso de selección es mostrado en detalle en la Sección 3.4 de aislación del efecto de la duración.

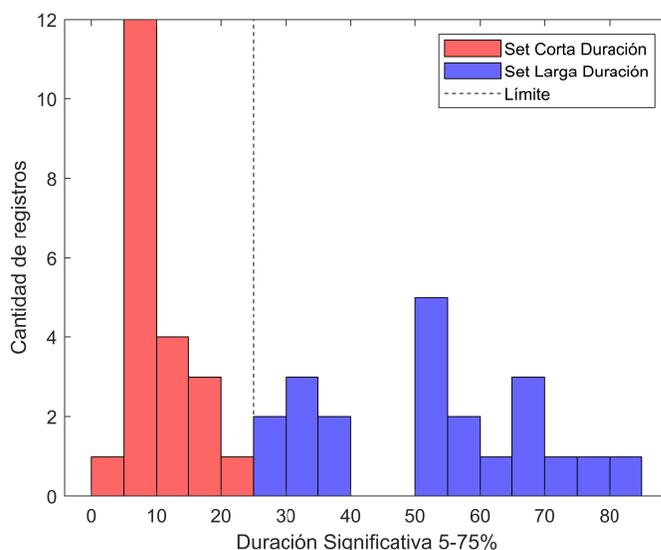


Figura 3.1: Histograma de registros utilizados en cuanto a su duración significativa

En la Figura 3.2 se muestran los espectros de respuesta elásticos de ambos sets de registros, de corta y larga duración, para un amortiguamiento de 3%.

De los registros sísmicos utilizados, el de menor duración significativa es el de *Loma Prieta* en la estación *Giroy Array* ($Ds_{5-75\%}=4,5$ [s]); por otro lado, el de mayor $Ds_{5-75\%}$ es el de *Tohoku* en la estación de *Yamagata* ($Ds_{5-75\%}=81$ [s]).

3.4. Aislación del efecto de duración

La aislación del efecto de la duración se realizó según la metodología propuesta por Belejo et al.[1], como se explicó en el estado del arte de esta tesis (ver Capítulo I). Para aislar el efecto de la duración, se resolvió el problema de optimización, a través de una rutina elaborada en MatLab, para minimizar

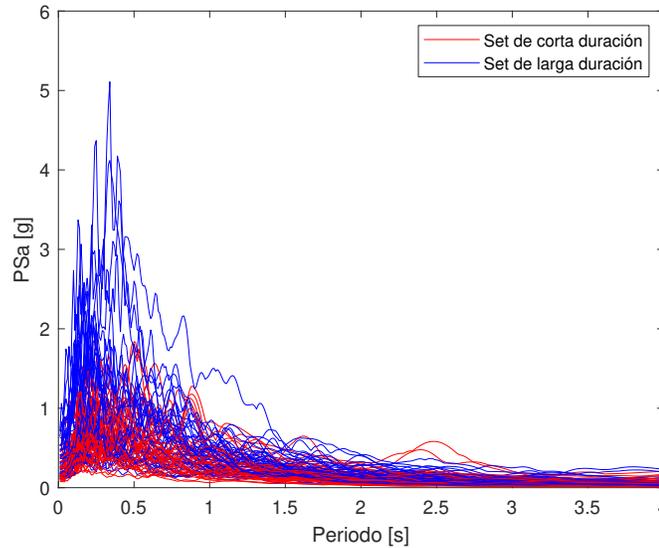


Figura 3.2: Espectro de registros sísmicos sin modificar calculados para un amortiguamiento de 3 %.

el error cuadrático medio entre los registros de larga duración y los registros de corta duración girados y escalados, variando el ángulo y factor de escala. Este proceso, es mostrado en la Figura 3.3, en donde se tienen los resultados para el espectro registro de larga duración sin alterar, el espectro de un registro de corta duración girado en 85° y escalado a con un factor de escala $SF=1.39$ y el promedio geométrico de ambos espectros. Es posible observar que la diferencia entre ambos espectros, de corta y larga duración, se reduce. Al realizar este proceso con todos los pares de registros disponibles, se obtiene el espectro de cada set, de larga y corta duración (ver Figura 3.4).

En la Figura 3.4 puede observarse que las diferencias entre los espectros de ambos sets de registros son insignificantes, sobretodo en el rango de periodos de interés, que va desde $0.3 T$ a $3 T$, donde T es el periodo fundamental de la estructura. Los periodos fundamentales de cada condición del puente representativo, utilizados para implementar la metodología de aislación del efecto de duración, son mostrados en la sección de resultados. El hecho de que no exista una diferencia significativa en el espectro de ambos sets, supone que al someter una estructura a ambos sets de registros, cualquier diferencia en la respuesta estructural frente a dichos sets debiese estar dominada por la diferencia en la duración característica de cada uno de los grupos de registros sísmicos.

3.5. Estados límite

Con el fin de determinar el nivel de daño de distintos componentes estructurales del puente, se definen estados límite para las cepas multi-columna y para los apoyos elastoméricos, tal como se indica en la Tabla 3.1. Se definen solo los estados límite para estos elementos estructurales ya que, en el caso de las cepas, se requiere conocer cuál es la magnitud de las fuerzas transferidas a la subestructura y cuál es el nivel de potencial daño en las columnas según cada condición del puente. Por otro lado,

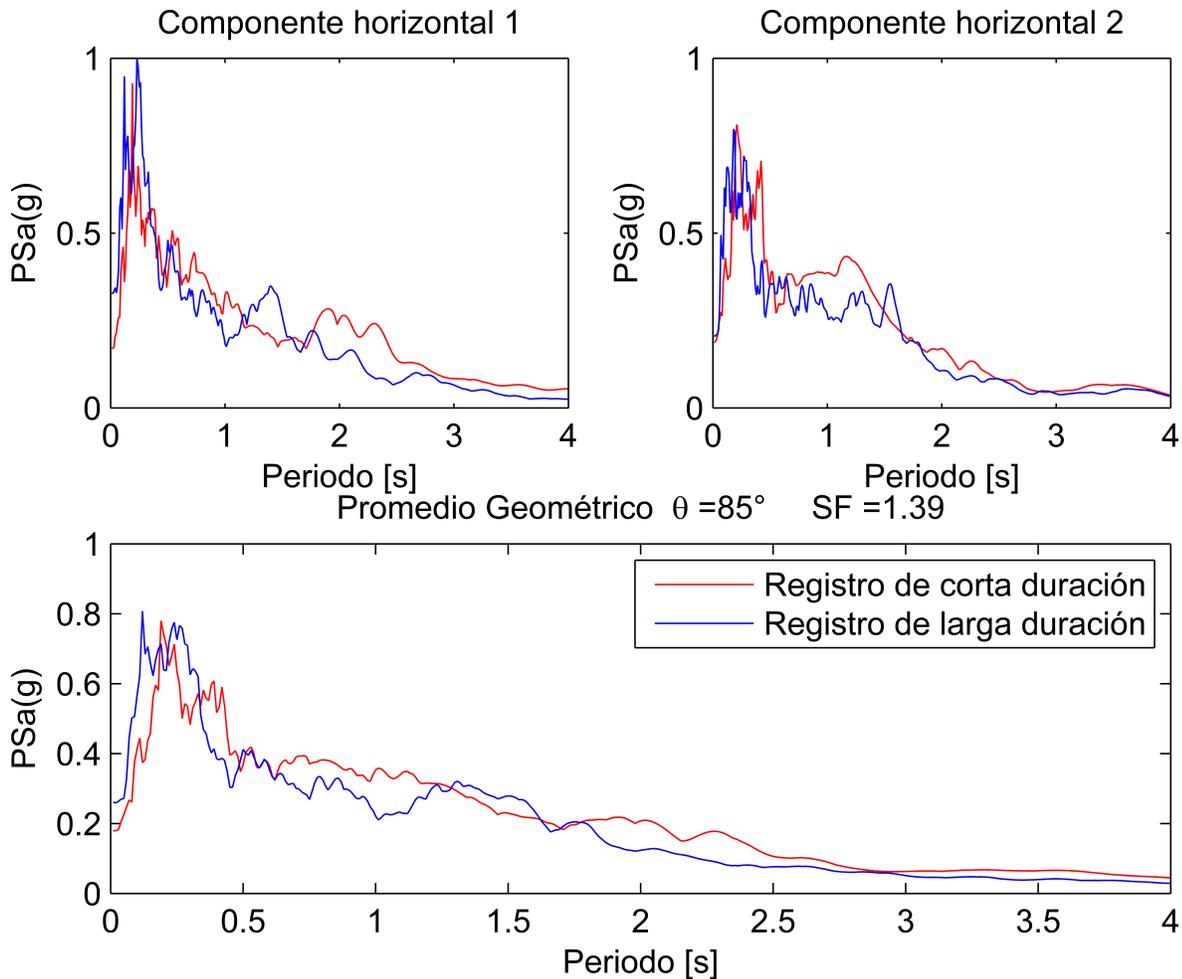


Figura 3.3: Ejemplo metodología de espectros equivalentes - Registro de larga duración sin alterar, registro de corta duración escalado y girado.

se utiliza también un estado límite para los elastómeros, ya que el desplazamiento relativo en ellos es un indicador del daño experimentado por el puente en su totalidad. Esto último se debe a que estos elementos van dispuestos en la interfaz entre subestructura y superestructura, por lo que su desplazamiento es además un indicador de daño en algunos elementos como topes o barras sísmicas y, adicionalmente, una medida que determina si existen desplazamientos excesivos de la superestructura, lo que es determinante ante eventuales caídas del tablero del puente.

Para definir los estados límites, en el caso de las cepas multi-columna, al existir una carencia de ensayos de columnas de puentes en el país, se debió recurrir a la información presente en la literatura. En este contexto, para controlar el parámetro de demanda para la cepa multi-columna, se utilizó la ductilidad de desplazamiento, calculada como el cuociente entre el máximo desplazamiento alcanzado por las columnas y el desplazamiento de fluencia, según los estados límites indicados por Billah & Alam [105]. El desplazamiento de fluencia, en este estudio, fue calculado a partir de un análisis estático no

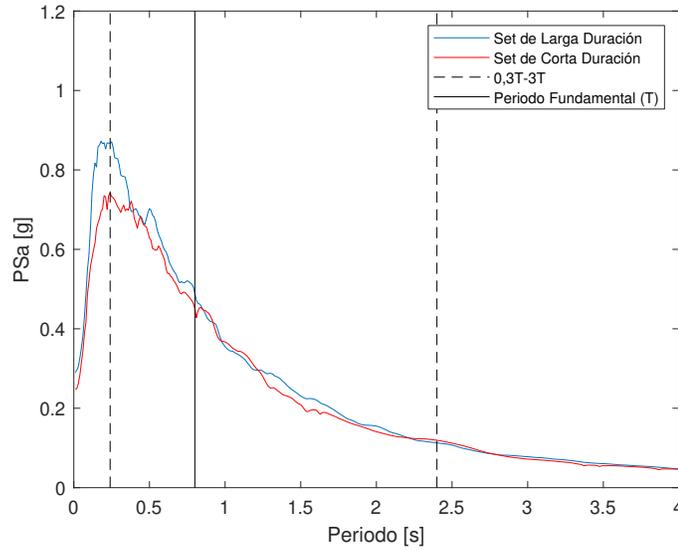


Figura 3.4: Espectros equivalentes de registros de larga y corta duración.

lineal, como el que se muestra en la Figura 3.8. Los desplazamientos en la parte superior de la cepa que se deben experimentar para lograr la fluencia en las columnas son de 1,89 [cm] en el sentido transversal de la cepa y 1,68 [cm] en el sentido longitudinal. Tanto para el puente original, como para el puente reforzado, se asumieron los mismos desplazamientos, teniendo en cuenta que las diferencias en las curvas capacidad de las cepas de ambos puentes no son significativas, como se puede observar en la Figura 3.8. Lo anterior se debe a que las columnas no fueron reforzadas luego del terremoto del Maule y solo hubo pequeñas modificaciones en la sección transversal de la viga cabezal, por lo que las propiedades estructurales de la cepa en su conjunto no varían significativamente.

Por otro lado, para controlar el nivel de daño en los elastómeros, se utilizaron desplazamientos relativos según lo dispuesto por Ramanathan et al.[102]. En este caso, lo propuesto por dicho autor se adapta de mejor manera al tipo de elastómero utilizado en el puente original. Para el caso del puente reforzado, como no se dispone de mayor información sobre el daño de estos elementos, se utilizaron los mismos estados límite que para los elastómeros del puente original.

Tabla 3.1: Estados límite

Componente estructural	Parámetro de demanda	Estados límite			
		Leve	Moderado	Severo	Colapso
Cepa multi-columna	Ductilidad de desplazamiento [μ]	1.0	1.22	1.78	4.8
Apoyo elastomérico	Desplazamiento relativo [cm]	2.9	10.4	13.6	18.7

3.6. Resultados

En esta sección, se detallan resultados de los análisis realizados al modelo del puente original y reforzado. En primer lugar, se presentan resultados del análisis modal, entregando los periodos y modos de vibrar principales del puente en ambas condiciones. Este análisis permite conocer características estructurales importantes del puente y comprender el cómo afectan a modos y periodos los diferentes elementos estructurales del puente. Por otro lado, esta información sirve para implementar la metodología de aislación del efecto de la duración y realizar los análisis estáticos y dinámicos pertinentes. Luego, se muestra un análisis no lineal estático realizado a ambos modelos con el objetivo de comparar las respuestas estáticas, determinar el desplazamiento de fluencia para definir los estados límite, determinar cuánta es la transferencia de carga desde la superestructura a la subestructura y determinar la capacidad de deformación y ductilidad de la cepa. Posteriormente, se muestran resultados de los análisis dinámicos, desde una comparación en la historia de respuesta dinámica de ambos modelos hasta un análisis dinámico incremental. A partir de este análisis dinámico incremental, se muestra el desarrollo de las curvas de fragilidad obtenidas para ambos puentes. Finalmente, se realiza un análisis de sensibilidad de estas curvas de fragilidad ante cambios en las propiedades geométricas y de los materiales de los modelos estructurales.

3.6.1. Análisis modal

A partir de un análisis modal, se determinan los periodos y modos de vibrar del puente original y en su condición reforzada. Para el puente original, se tiene un modo de vibrar fundamental con una componente principalmente longitudinal, con un periodo de vibrar de 0,87 [s]. El segundo y tercer modo contienen componentes transversales y de giro en el plano, respectivamente, con periodos de vibrar de 0,86 [s] y 0,8 [s]. Los periodos y modos correspondientes al puente original se muestran en la Figura 3.5.

Por otro lado, el puente reforzado tiene un periodo fundamental de 0,33 [s], con una componente principalmente transversal a la longitud del puente. El segundo periodo corresponde a un modo predominantemente longitudinal con un periodo de 0,31 [s], mientras que el tercer modo, corresponde a un giro en el plano del puente con un periodo de 0,13 [s]. Estos periodos y modos pueden observarse en la Figura 3.6.

Los cambios en los periodos y modos de vibrar entre el puente original y el puente reforzado son atribuibles fundamentalmente a dos modificaciones: En primer lugar, a la incorporación de barras sísmicas, que en el modelo actúan de inmediato al producirse un pequeño desplazamiento de la superestructura, lo que produjo un aumento de la rigidez lateral total del puente reforzado respecto del puente original. En segundo lugar, el cambio de los elastómeros simplemente apoyados a elastómeros anclados a la sub y superestructura también aporta un cambio en la rigidez lateral inicial del puente, lo que se ve reflejado en el periodo de la estructura.

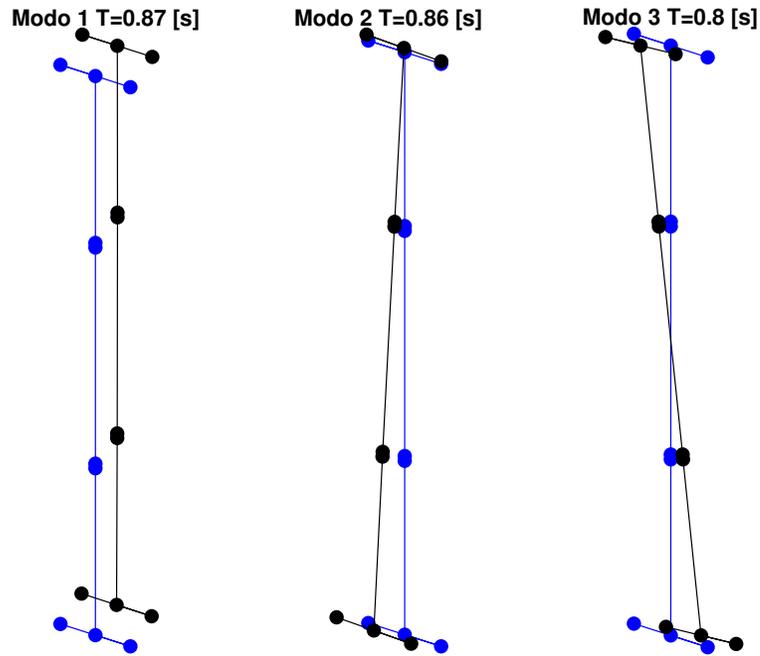


Figura 3.5: Periodos y modos - Puente Original

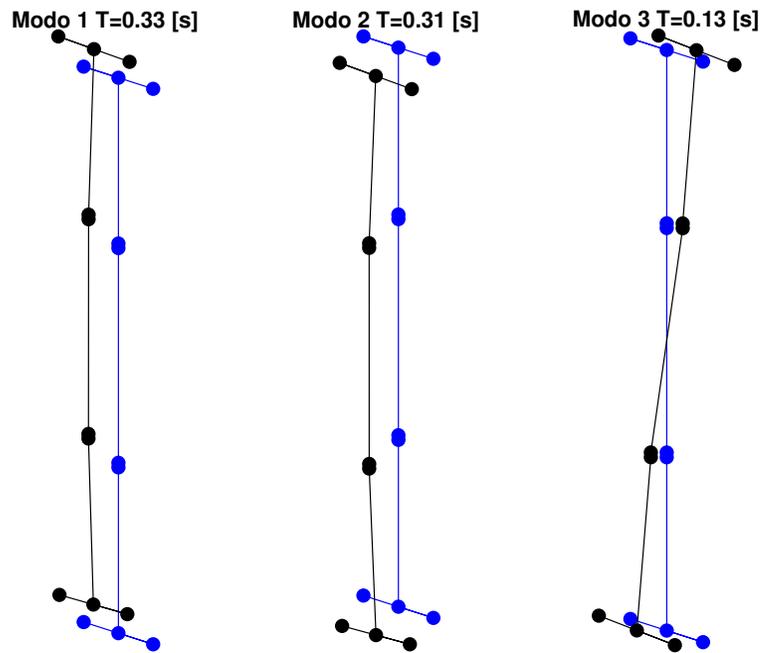


Figura 3.6: Periodos y modos - Puente Reforzado

3.6.2. Análisis no lineal estático

Con el objetivo de mostrar las diferencias en el comportamiento estructural de ambos puentes, original y reforzado, se muestra un análisis no lineal estático, o *pushover*, en la Figura 3.8. En dicha figura, se presenta la obtención de la curva capacidad de las columnas del puente (Figura 3.8(A)),

utilizando un nodo de control a nivel de la viga cabezal, y la obtención de la curva capacidad del puente completo (Figura 3.8(B)), utilizando un nodo de control en la superestructura. De la Figura 3.8.A se observa que la curva capacidad de las cepas del puente en ambas condiciones es bastante similar, esto se debe a que en las medidas de reforzamiento solo se contempló un pequeño cambio en las dimensiones de la viga cabezal. Por otro lado, cuando se analiza el desplazamiento de un nodo de la superestructura versus la fuerzas que se producen en la base de la cepa (ver Figura 3.8.(B)), se observa que el puente en sus dos condiciones se comporta de manera completamente diferente.

El comportamiento de la interfaz subestructura y superestructura del puente original en la cepa se muestra esquemáticamente en la Figura 3.7, a modo de explicar de mejor manera la curva azul de la Figura 3.8.(B). En ese caso, la curva se encuentra inicialmente dominada por el comportamiento del apoyo elastomérico, antes del punto (1). Luego, cuando el espacio, o gap, se cierra en el punto (2), comienzan a actuar los topes de acero. Esto ocurre hasta que los topes alcanzan su máxima resistencia en el punto (3). Luego de que los topes fallan, en el punto (4), no existe otro elemento estructural que impida el desplazamiento lateral de la superestructura, por lo que la curva continúa indefinidamente. Esto último se debe a que, por simplicidad del modelo en OpenSEES, no se implementó en éste un criterio de falla al desplazamiento relativo del elastómero, por lo que la superestructura puede desplazarse sin límites después del punto (4). Como esto no es representativo de la realidad, esta limitación se soluciona en el post procesamiento de datos, teniendo en cuenta los estados límites para los elastómeros ya definidos.

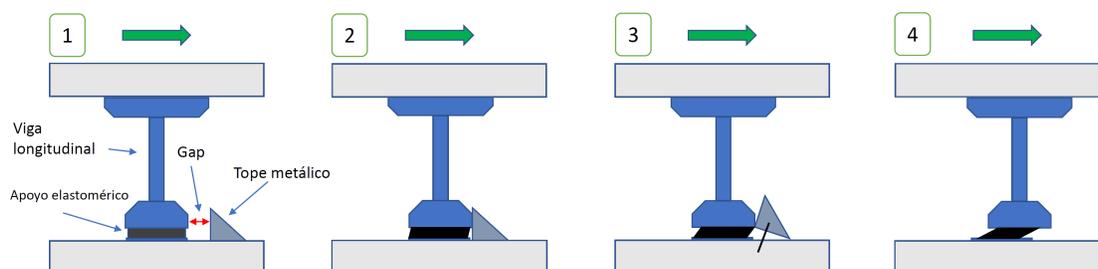


Figura 3.7: Esquema de desplazamiento lateral de la superestructura en el puente original

Por otro lado, en el puente reforzado, la curva fuerza-desplazamiento, de color naranja, se muestra en la Figura 3.8.(B). El esquema de la Figura 3.9 muestra los puntos señalados en dicha curva, la cual es inicialmente dominada, es decir antes del punto (1), por una combinación del apoyo elastomérico y las barras sísmicas. Luego, cuando la máxima resistencia de las barras sísmicas se alcanza, estas fallan y se cierra el gap con los topes externos de hormigón armado en el punto (2). Cuando la máxima resistencia de estos topes externos se alcanza en el punto (3), los topes fallan y la respuesta del puente está totalmente dominada por el apoyo elastomérico, entre los puntos (4) y (5). Esto ocurre hasta el momento en que se cierra el gap de 15 [cm] con los topes de hormigón armado internos. Posterior al punto (5), la respuesta está dominada por el comportamiento de las columnas, debido a que el tope interno traspasa las fuerzas a la subestructura. En el punto (6) se produce la fluencia de las columnas. Al observar ambos gráficos de la Figura 3.8, se concluye que, en el puente original, las columnas no serán capaces de llegar a la fluencia, ya que las fuerzas que se transmiten desde la superestructura (ver

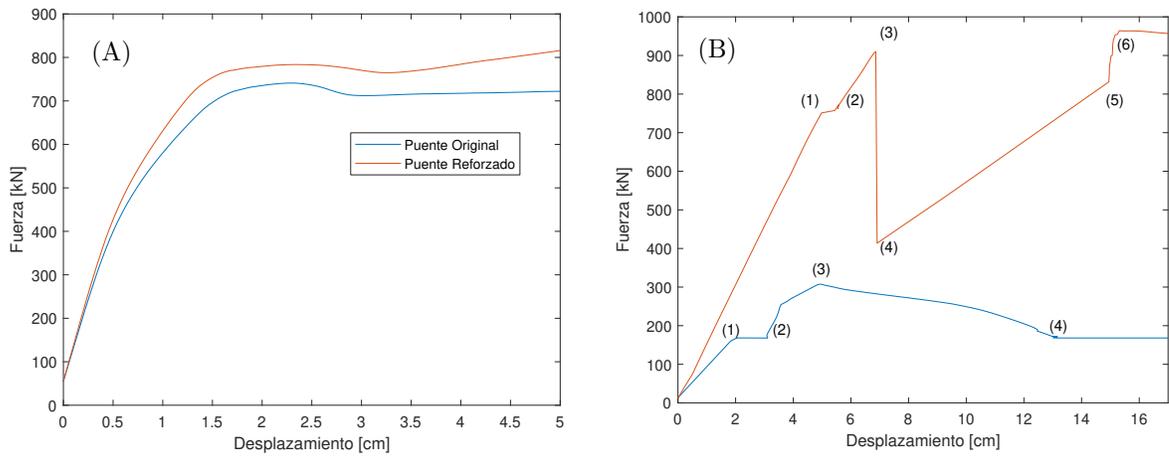


Figura 3.8: Curva capacidad de una columna (A) y Relación fuerza desplazamiento de nodo de superestructura vs reacción en la base de una columna (B)

3.8(B)) no son lo suficientemente grandes para alcanzar dicho nivel de desplazamiento en las columnas (ver 3.8(A)). Por otro lado, en el puente reforzado, se transmiten fuerzas del orden de los 900 [kN] que, ahora sí, son capaces de llevar a la fluencia a las columnas.

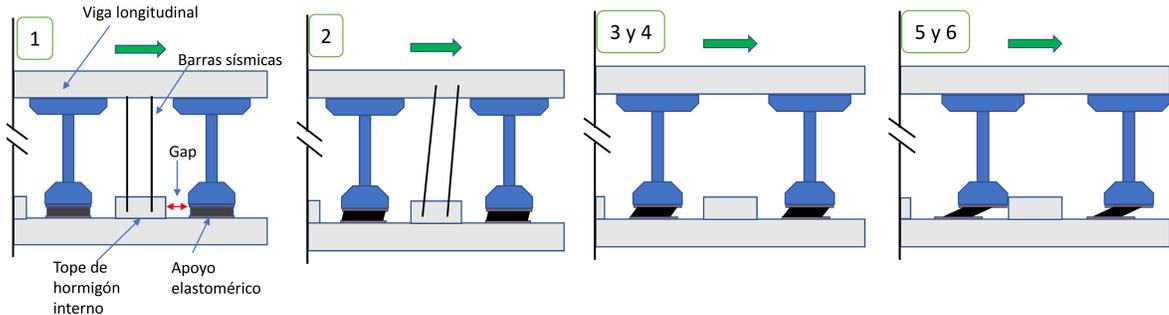


Figura 3.9: Esquema de desplazamiento lateral de la superestructura en el puente reforzado

3.6.3. Análisis no lineal dinámico

A partir de un análisis no lineal dinámico tiempo historia, se obtienen los resultados de la Figura 3.11 para el puente original y Figura 3.12 para el puente reforzado. Para realizar el análisis, se consideró un amortiguamiento de tipo *rayleigh* con un valor de fracción del amortiguamiento crítico de 3%. Por otro lado, se utilizó una rutina en OpenSEES aplicando dos componentes ortogonales del registro sísmico en las direcciones globales del modelo, es decir, en la dirección paralela a la longitud del puente y en la perpendicular. Dicha rutina resuelve el análisis no lineal a partir de un Δt del análisis, un algoritmo inicial y otros parámetros que el usuario debe definir, tales como el tipo de restricciones a los grados de libertad (*constraint*), tolerancias, número de iteraciones, integrador, etc. Para minimizar la cantidad de problemas de convergencia, esta rutina considera lo siguiente: en primer lugar, el Δt del análisis es por defecto una décima parte del Δt del registro sísmico y se reduce cada vez que se

encuentran problemas de convergencia; por otro lado, el algoritmo de resolución por defecto es el de Newton, que varía iterativamente, en caso de no convergencia, a los algoritmos de *Krylov-Newton*, *Newton with Line Search*, *Broyden*, entre otros.

Para este análisis en específico, se utilizó un par de registros de larga y corta duración, escalados a un nivel de intensidad de 1.5 [g] en el periodo fundamental de la estructura. Este análisis se muestra con el objetivo de estudiar la respuesta dinámica tiempo-historia de la estructura frente a un par de registros de larga y corta duración, pero no permite, de ninguna manera, concluir de manera general sobre el efecto de la duración, ya que solo se muestra un caso específico a modo de referencia.

A partir del análisis tiempo historia del puente original, mostrado en la Figura 3.11, se observa que las columnas, en esta condición, nunca alcanzan la fluencia, manteniéndose siempre en el rango lineal, independiente de la duración del registro sísmico (ver Figura 3.11(A)). Este resultado era esperado, ya que los topes de acero no tienen la resistencia necesaria para transmitir toda la fuerza desde la superestructura a la subestructura. Por otro lado, se observa que en la dirección transversal, el registro de larga duración es capaz de llevar al elastómero a niveles cercanos al colapso, mientras que el registro de corta duración lo mantiene en niveles de desplazamiento menores, tal como se puede ver en la Figura 3.11(B) y 3.11(C). Una posible explicación a este fenómeno es que el tablero impacta con el estribo y, como se trata de un puente esviado, se producen fuerzas de impacto que hacen que el tablero gire respecto a la subestructura. Al producirse una mayor cantidad de impactos cuando se tienen registros de larga duración, como se muestra en la Figura 3.11 (D), se logra un mayor giro del tablero y, por lo tanto, se tienen mayores desplazamientos de la superestructura y de los elastómeros. Estos mayores desplazamientos en los elastómeros pueden observarse en la Figura 3.11(B), en donde el registro de larga duración lleva el tope sísmico a la falla, mientras que el registro de corta duración no es capaz de degradar lo suficiente el tope para lograr el colapso. Luego de superar la resistencia de los topes sísmicos, no existe otro elemento estructural que impida llegar a mayores desplazamientos. Este mecanismo de giro de los tableros de los puentes al chocar con los estribos fue descrito por Wu [106] previamente, y se muestra en la Figura 3.10. La ocurrencia de este mecanismo en el puente en estudio será analizada en detalle en la sección de análisis dinámico incremental.

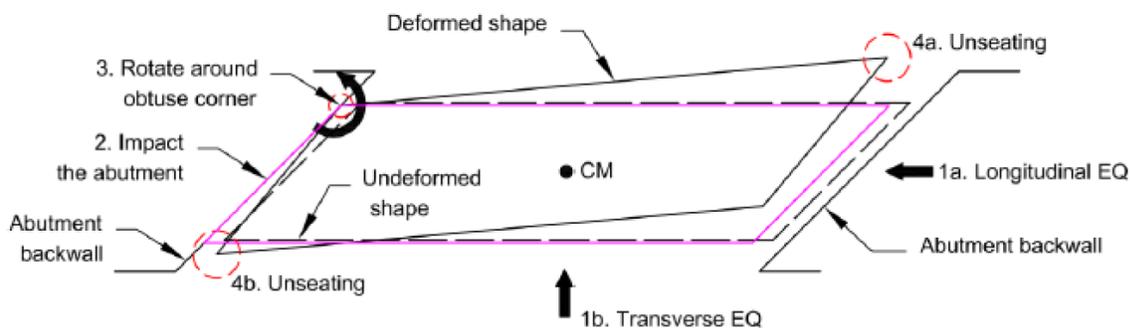


Figura 3.10: Mecanismo de giro de tablero y colapso. Fuente: Wu. [106]

Por otro lado, al analizar el comportamiento en el tiempo del puente reforzado se obtiene una

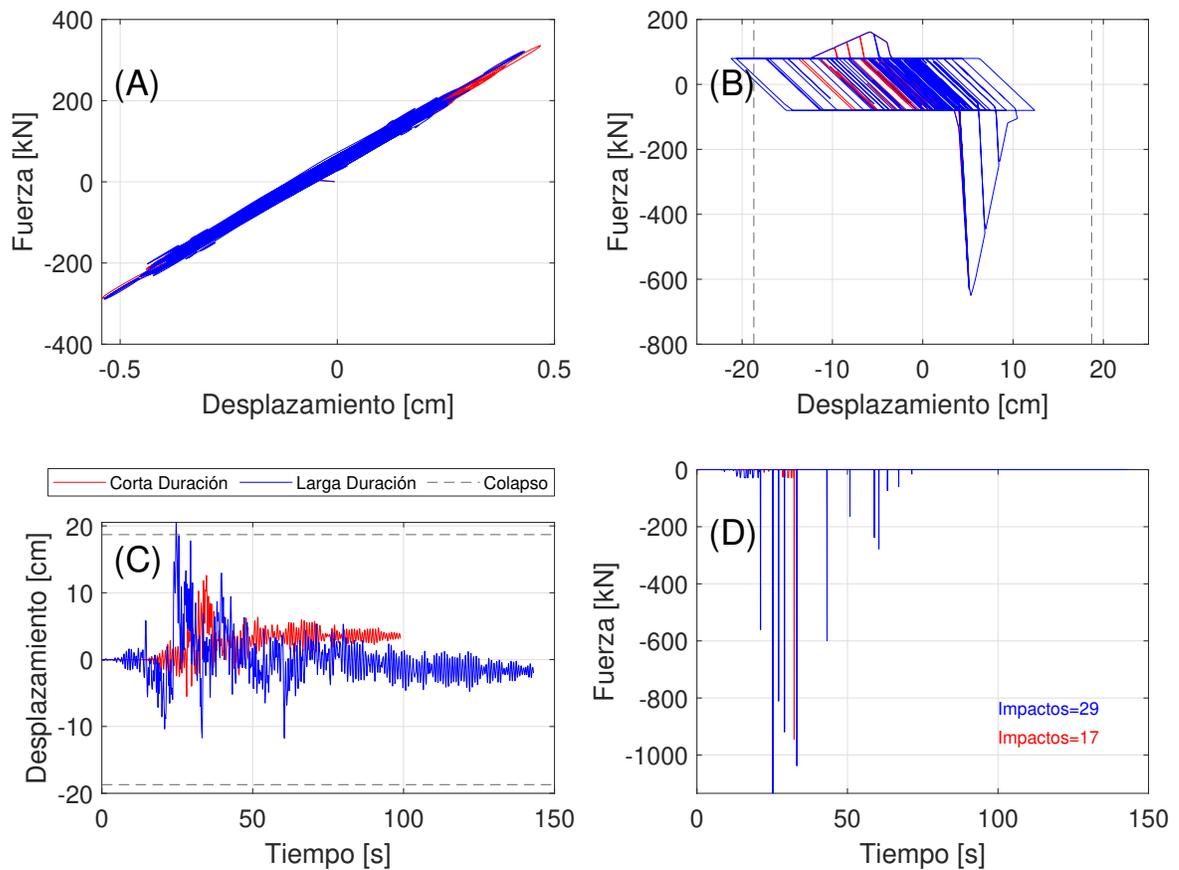


Figura 3.11: Puente Original - (A) Fuerza-Desplazamiento Columna, (B) Fuerza-desplazamiento sistema elastómero y topes, (C) Tiempo-Historia de superestructura y (D) Fuerza y cantidad de impactos estribo-tablero

respuesta totalmente distinta. En primer lugar, de la Figura 3.12(A), se puede observar que las columnas son capaces de lograr la fluencia e incursionar en el rango no lineal. Esto se produce por una mayor transferencia de fuerzas entre la superestructura y subestructura, dada la presencia de las barras sísmicas y topes de hormigón armado internos que, ahora sí, son capaces de transmitir fuerzas significativas a la subestructura (ver Figura 3.12(B)). Por otro lado, se puede observar que el comportamiento del elastómero es distinto (ver Figura 3.12(D)) al del elastómero del puente original, como ya se había visto en la parte de modelación. Además, se observa un mayor recentreo de la superestructura, dado por la curva fuerza-deformación del elastómero y por la presencia de barras sísmicas (ver Figura 3.12(C)). Finalmente, también es posible afirmar que existe una gran cantidad de impactos para ambos registros (ver Figura 3.12(E)), de corta y larga duración, no existiendo, para este caso específico, diferencia entre dichas cantidades.

A pesar de lo que se puede observar en el análisis tiempo-historia del puente en ambas condiciones, original y reforzado, dicho análisis no es conclusivo, ya que solo se está tomando un par de registros específicos escalados a un nivel de intensidad específico. Es esperable que la respuesta estructural

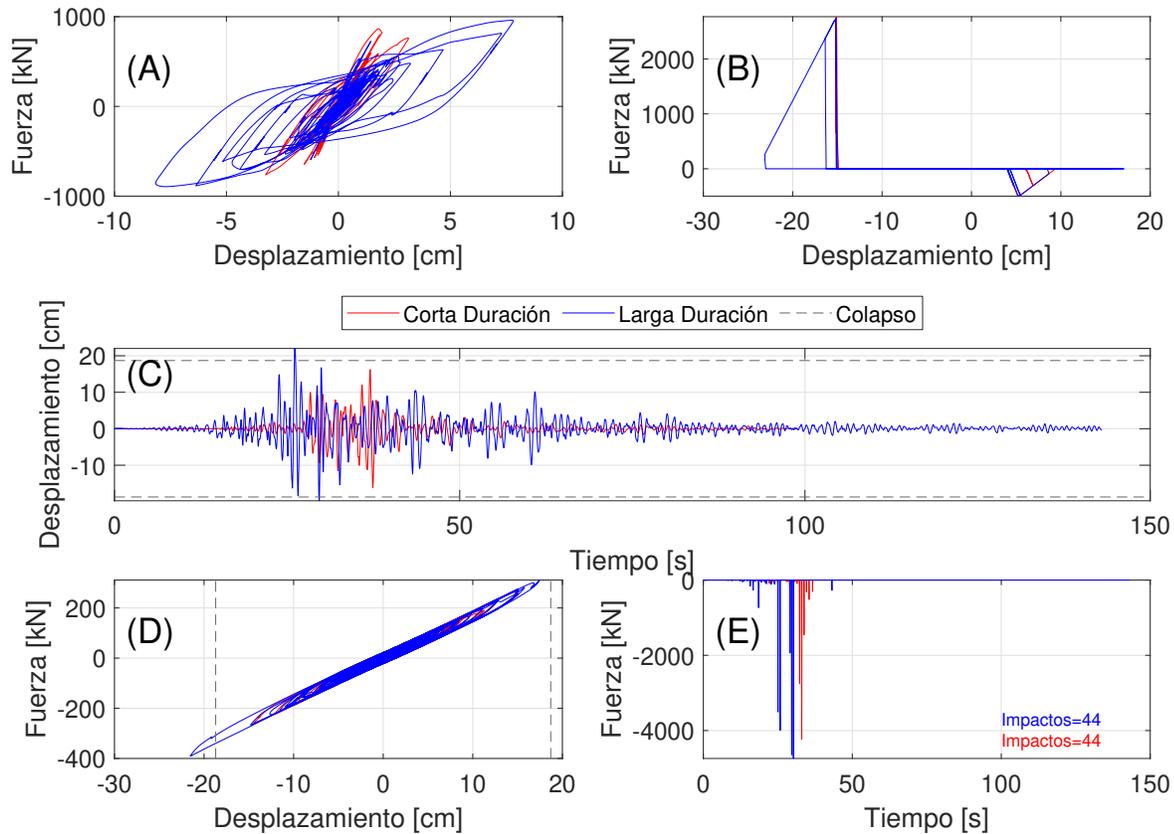


Figura 3.12: Puente Reforzado - (A) Fuerza-Desplazamiento Columna, (B) Fuerza-Desplazamiento Topes sísmicos, (C) Tiempo-historia del desplazamiento lateral de la superestructura (D) Fuerza-desplazamiento del elastómero y (E) Fuerza y cantidad de impactos estribo-tablero

de los elementos del puente pueda variar al cambiar de registro o nivel de intensidad, por lo que se muestran a continuación los resultados del análisis dinámico incremental.

3.6.4. Análisis dinámico incremental

El análisis dinámico incremental se realizó escalando los registros de modo que la ordenada espectral de pseudoaceleraciones evaluada en el periodo fundamental variara desde 0 a 2,5 [g], con un paso de 0,1 [g]. Para esto, luego de lograr la equivalencia espectral de los sets de registros de corta y larga duración, cada uno de 21 registros, se van escalando los pares de registros a cada uno de los niveles de intensidad mencionados, obteniendo la respuesta estructural de interés en cada uno de estos niveles. Para realizar este análisis fueron necesarias alrededor de 1000 simulaciones.

Desplazamiento relativo de elastómeros

En primer lugar, se presentan las curvas IDA respectivas a los desplazamientos relativos de los elastómeros, tanto para el puente original como para el puente reforzado. En el caso del puente en su condición original, las curvas IDA de la Figura 3.13 demuestran que, en general, se necesita un menor nivel de intensidad para alcanzar ciertos estados límite con el set de registros de larga duración que con el de corta duración, sobretodo para el nivel de colapso. Esto se explica porque, para alcanzar estados límites de desplazamientos menores, se necesitan intensidades también menores y, por lo tanto, la degradación no juega un papel importante en la respuesta de los diferentes elementos estructurales, por lo que, no habrá una diferencia significativa en la respuesta frente a ambos sets de registros. Sin embargo, en el caso de niveles altos de intensidad, la degradación comienza a actuar y, un registro de mayor duración, al producir mayor degradación, afecta la respuesta estructural, necesitando menor intensidad para provocar el colapso.

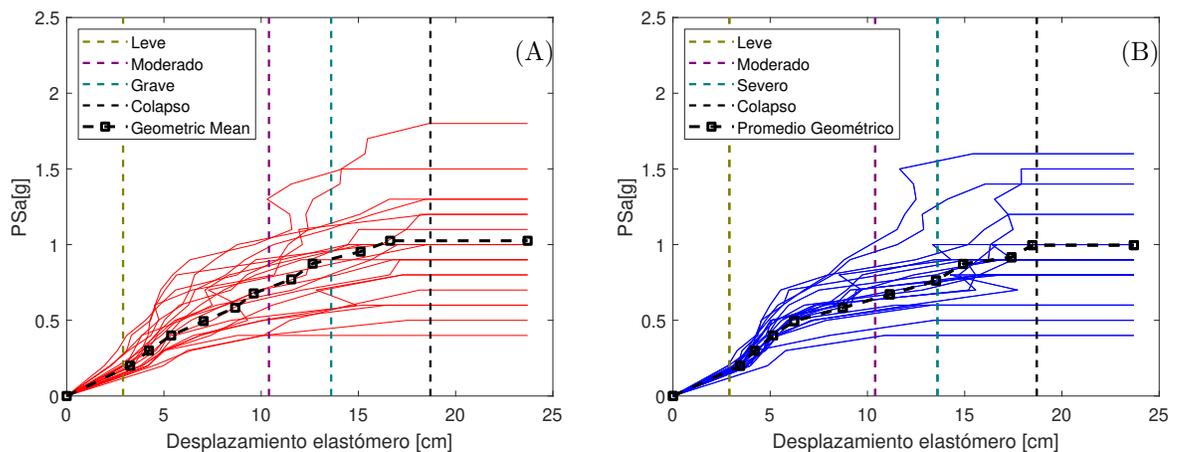


Figura 3.13: Curvas de fragilidad de desplazamiento relativo en elastómeros - Puente Original - (A) Corta duración y (B) Larga duración

En el puente en su condición reforzada, por otro lado, también existen diferencias cuando la estructura es sometida a registros de corta y larga duración, según lo que muestran las curvas IDA de la Figura 3.14. De las curvas IDA de ambos sets de registro es posible observar que los registros de corta duración producen una mayor variabilidad en los resultados, provocando un mayor rango de PSa[g] para un mismo valor de desplazamiento [cm]. Por otro lado, para los estados límites leve y moderado, se aprecia que el sets de registro de larga duración necesita levemente mayor intensidad para superarlos. Para los estados límite grave y colapso las curvas IDA no permiten concluir sobre cual set es predominante. Adicionalmente, para ambos sets, se produce un aumento significativo del nivel de intensidad cuando el desplazamiento es cercano a los 15 [cm]. Esto se produce debido a que el gap, o espacio libre, entre la viga longitudinal y el tope de hormigón se cierra a dicha distancia. Como el tope de hormigón tiene una gran resistencia, un nivel más alto de intensidad debe ser alcanzado para poder lograr que el desplazamiento del elastómero siga creciendo.

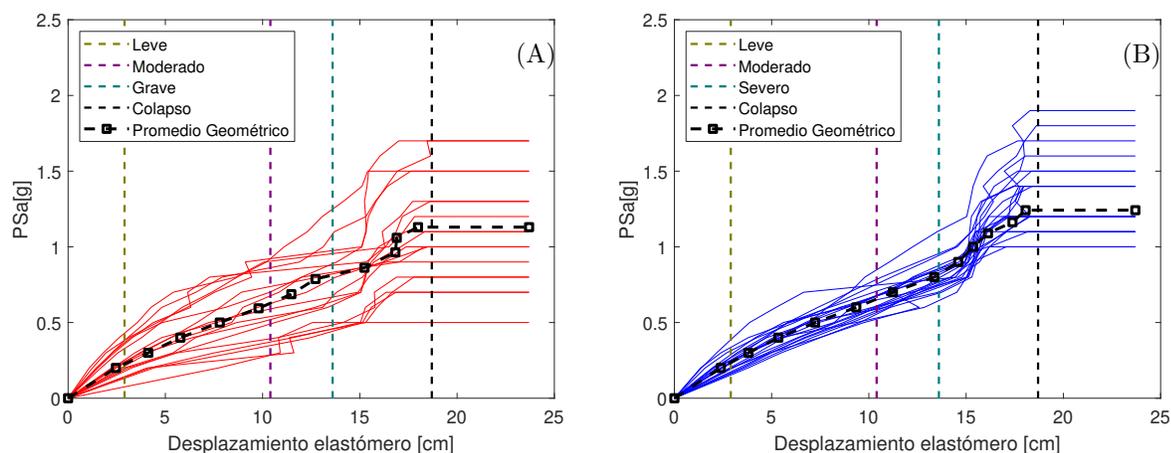


Figura 3.14: Curvas de fragilidad de desplazamiento relativo en elastómeros - Puente Reforzado - (A) Corta duración y (B) Larga duración

Ductilidad de desplazamiento de columnas

A continuación, se presentan las curvas IDA de ductilidad de las columnas. Se puede ver, en la Figura 3.15, que en el caso del puente en su condición original, las columnas no son capaces de alcanzar el estado límite leve, es decir no alcanzan la fluencia ni ningún estado límite más grave. Esto se explica, como ya se comentó previamente, porque las fuerzas que la superestructura experimenta durante el evento sísmico no pueden ser completamente transferidas a la subestructura. Los topes de acero no tienen la resistencia suficiente para transferir un porcentaje significativo de estas fuerzas a la subestructura, y por lo tanto, las cepas no sufren daño alguno. Cabe señalar que para este caso no se observa diferencia significativa en la respuesta frente a ambos sets de registros, ya que al nivel de esfuerzos que se experimentan en las columnas no se espera que exista degradación de la rigidez o de la resistencia, por lo que ante un registro de mayor duración no se espera una respuesta estructural distinta. Por otro lado, en la Figura 3.16, la cual presenta los resultados para el puente reforzado, se aprecia que existen cambios significativos respecto al puente original. Esto se debe a los ya mencionados cambios en la interfaz entre la super y subestructura, en particular, la implementación de topes sísmicos de hormigón armado y barras sísmicas, provocan ahora una mayor transferencia de fuerzas a la subestructura, como ya se verificó antes en el análisis tiempo historia del puente reforzado. Se observa que incluso para niveles de intensidad relativamente bajos, cercanos a 0,5 [g], las columnas pueden alcanzar el nivel de colapso para algunos de los registros sísmicos considerados. Por otro lado, sobre el efecto de la duración, en el promedio geométrico ambas curvas, de corta y larga duración, parecen indicar una tendencia similar. Al nivel de colapso, sin embargo, la curva de promedio geométrico del set de registros de larga duración parece estar levemente más abajo en el nivel de intensidad, lo que indicaría algún efecto producto de la duración de los registros. Cabe señalar que para observar de manera más adecuada el efecto de la duración se debiese solucionar una falencia del modelo utilizado para simular el comportamiento no lineal de las columnas en este estudio: la degradación de resistencia. Como es posible observar en la Figura 2.12, esta característica no fue correctamente simulada

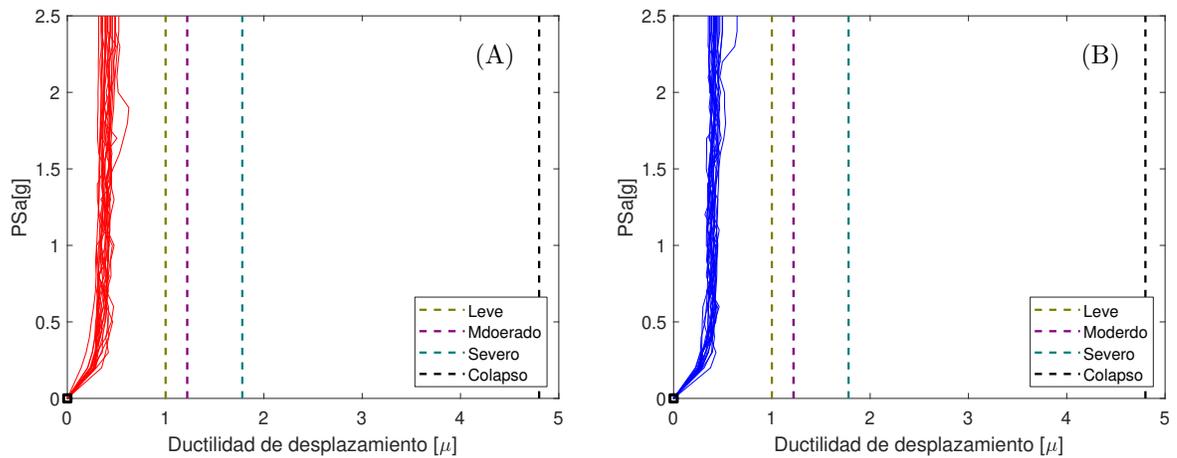


Figura 3.15: Curvas IDA de ductilidad de desplazamiento - Puente Original - (A) Corta duración y (B) Larga duración

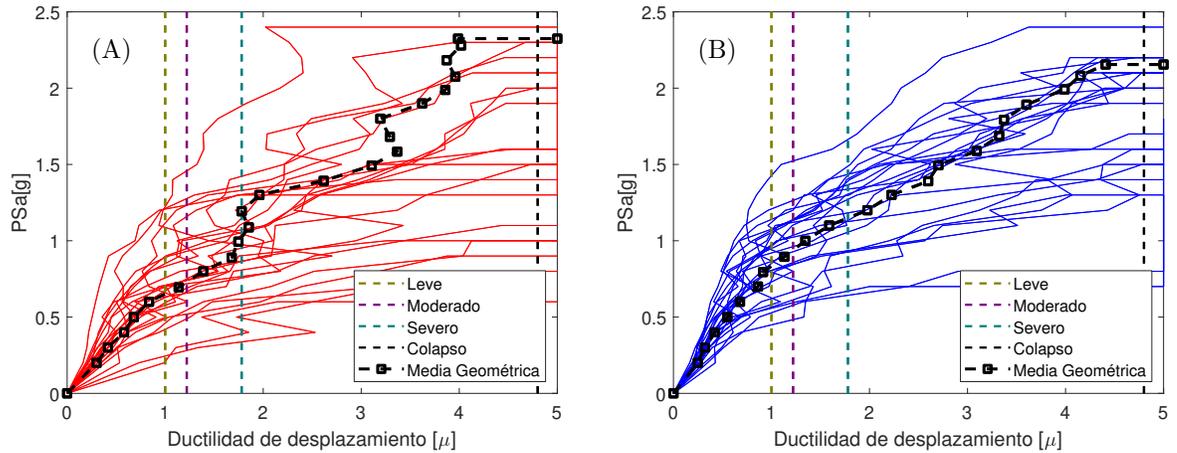


Figura 3.16: Curvas IDA de ductilidad de desplazamiento - Puente Reforzado - (A) Corta duración y (B) Larga duración

respecto a los datos experimentales. No obstante, como se estudió en el estado del arte, ésta es crucial para obtener resultados conclusivos respecto al análisis de la influencia de la duración, por lo que debiese ser tomada en cuenta en futuros estudios.

Estudio del impacto tablero-estribo

Con el objetivo de cuantificar, comparar y analizar la cantidad de impactos entre el tablero y el estribo, en la Figura 3.17 se obtiene un promedio de dicha cantidad, considerando los 21 pares de registros sísmicos utilizados, para cada uno de los niveles de intensidad considerados y para ambas condiciones del puente. El análisis sobre la cantidad de impactos permite avalar la hipótesis de que el

set de registros de larga duración efectivamente produce mayor cantidad de impactos entre el tablero y el estribo.

En el puente original, se observan grandes diferencias en la cantidad de impactos (ver Figura 3.17(A)), logrando hasta cuadruplicar esta cantidad en los registros de larga duración versus los de corta duración. Se observa una tendencia inicial al ascenso en la cantidad de impactos con la intensidad PSa [g] hasta cierto peak. Este peak puede explicarse como el punto en que comienza a degradarse el tope sísmico de acero, entre los 0,5 y 1 [g], por lo que en este tramo, se comienzan a producir cada vez menos impactos, debido a que la superestructura ya no sufre el doble golpeteo con el estribo y el tope, al estar este último completa o parcialmente degradado en cuanto a su resistencia, sino que solo sufre la acción del estribo y no cuenta ya con la fuerza del tope que la restituye a su posición. La diferencia de impactos entre los registros de larga y corta duración es máxima, alrededor de los 0,5 [g], pero también es significativa en niveles de intensidad mayores.

Por otro lado, en el puente reforzado, se produce una situación similar, con la salvedad de que el punto peak se encuentra un poco más cercano al nivel de PSa de 0,8[g], debido a que una mayor intensidad es necesaria para poder degradar, en este caso, los topes sísmicos de hormigón externos. Lo anterior, en cierto modo, indicaría que el reforzamiento sísmico utilizado es capaz de aumentar los niveles de demanda que puede resistir el puente. En los registros de corta duración, se observa una tendencia bastante similar pero mucho menos acentuada. La diferencia de impactos entre los registros de larga y corta duración es máxima en el peak, cercano al 0,8[g], pero ésta disminuye significativamente conforme sube la intensidad. Esto se explica porque posterior al fallo de los topes de hormigón armado, no existe otra fuerza que impulse de vuelta a la superestructura, por lo que los impactos se deben, desde ese punto, fundamentalmente a las aceleraciones cíclicas del registro sísmico.

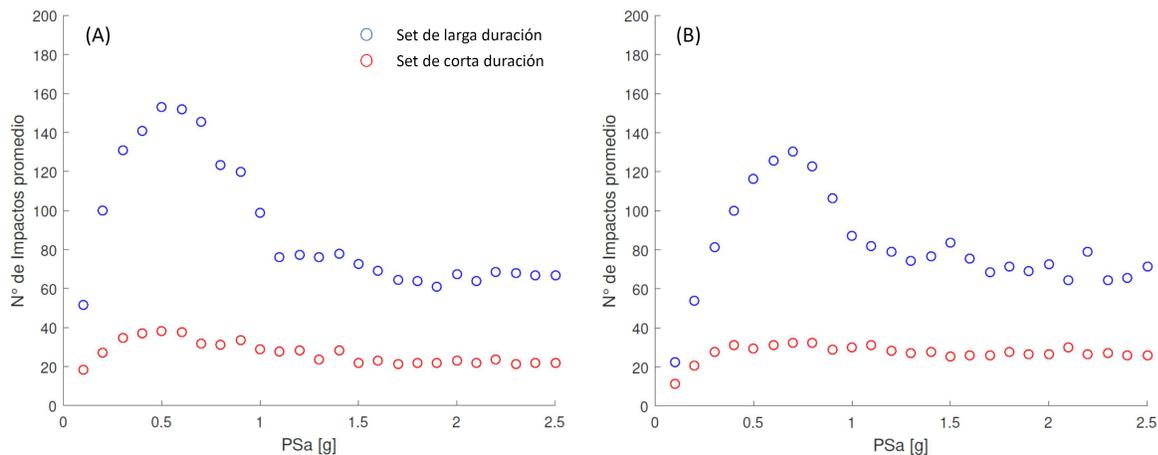


Figura 3.17: Cantidad de impactos promedio al considerar los 21 registros de ambos sets - (A) Puente original y (B) Puente reforzado

Como se aprecia en la Figura 3.17, la cantidad de impactos tiene peaks en ambas condiciones del puente, original y reforzado, sin embargo, para todo nivel de intensidad se tiene que el set de registros de larga duración produce significativamente mayor cantidad de impactos. Esto podría explicar en parte las diferencias que existen en la respuesta estructural del puente frente a los dos sets de registros, como

se explicó previamente, provocando el mecanismo de rotación de la superestructura. Para verificar esta hipótesis, en las Figuras C.1 y C.2 del Anexo C, se muestra la relación existente entre la cantidad de impactos entre estribo y tablero versus el giro máximo del puente en el plano, para ambas condiciones del puente y para distintos niveles de intensidad del registro sísmico. De estas figuras, se concluye que no es posible establecer una relación proporcional entre la cantidad de impactos y el giro del puente, ya que no se observa una variación clara en la magnitud de éste último frente a cambios en el número de impactos, para cualquiera de los niveles de intensidad considerados. Según muestran las Figuras 3.18 y 3.19, la magnitud del giro parece estar más relacionada a la magnitud de la fuerza de los impactos que al número de estos. De esos tiempo historia se ve que, precisamente, en el momento en que ocurren los máximos en la fuerza del impacto, también ocurren los máximos en el giro del puente para ambos sets de registros y para ambas condiciones del puente. Además, se observa que, en el instante en que se produce una elevada fuerza de impacto entre tablero y el estribo, el puente gira hasta cierto ángulo y, luego, vuelve a una posición con un cierto ángulo menor sobre la que oscila. Posterior a ese punto, pueden haber impactos pero el puente se mantiene pivoteando en torno a este ángulo residual.

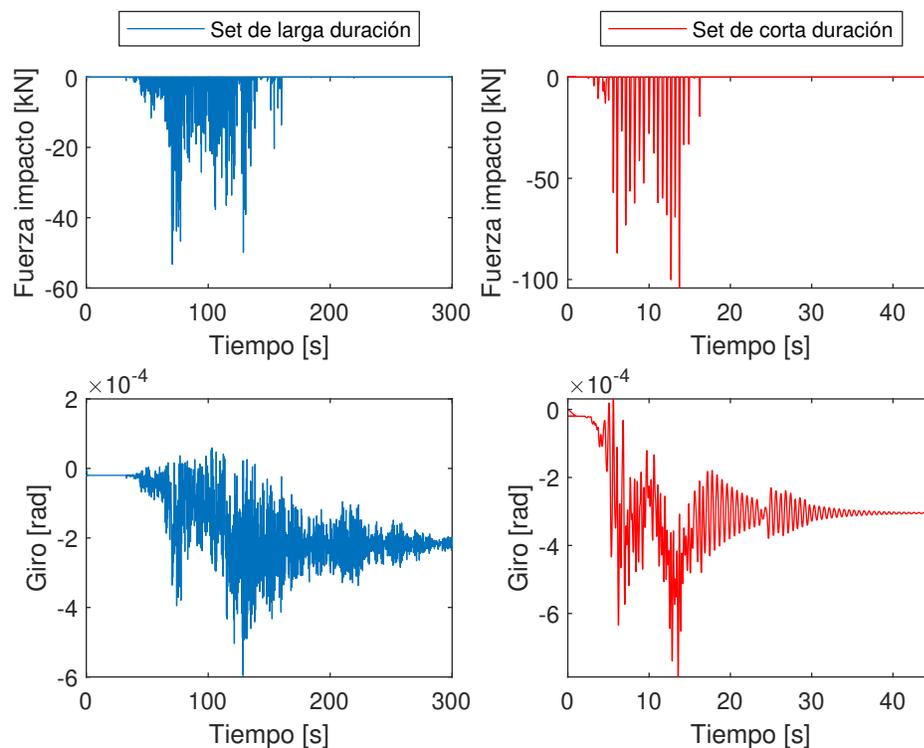


Figura 3.18: Tiempo-Historia de fuerza de impacto entre tablero y estribo versus giro del puente - Puente Original

Esta situación podría explicar el por qué el puente original sería más vulnerable al registro de larga duración, ya que, al quedar la superestructura, posterior a un impacto con el estribo, girada en cierto ángulo residual, el gap con los topes sería más pequeño en uno de los extremos del puente, lo que haría que se produjeran más impactos entre la superestructura y aquellos topes, sobretodo en

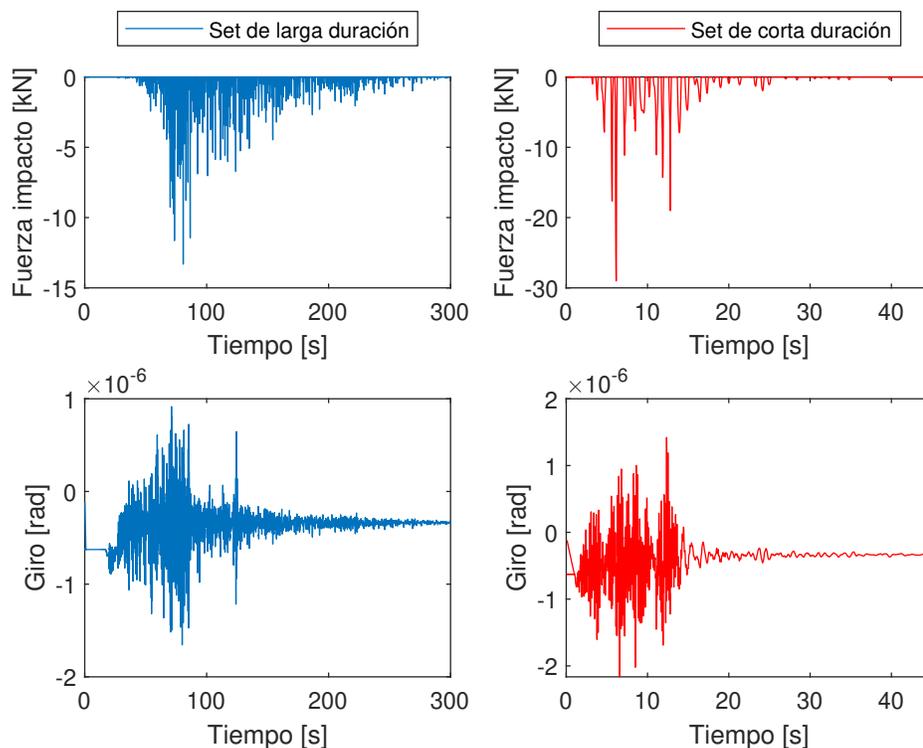


Figura 3.19: Tiempo-Historia de fuerza de impacto entre tablero y estribo versus giro del puente - Puente Reforzado

registros de mayor duración. Esto produciría la degradación de estos topes y, consecuentemente, un mayor desplazamiento de los elastómeros. En el puente reforzado (ver Figura 3.19), por otro lado, se cuenta con un mayor recentreo de la superestructura, dado por la disposición de barras sísmicas, topes sísmicos más resistentes y elastómeros fijados a la subestructura y superestructura, lo que produce que el ángulo residual, posterior a un impacto entre el tablero y el estribo, sea menor y se produzca, consecuentemente, una menor cantidad de impactos entre la superestructura y el tope externo en el estribo.

Para verificar esta hipótesis, en la Figura 3.20 se contabilizan los impactos de la viga longitudinal (o superestructura) con uno de los topes externos en el estribo. De ahí, se comprueba que en el puente original (ver Figura 3.20(A)) se produce una mayor cantidad de estos impactos que en el puente reforzado (ver 3.20(B)). Adicionalmente, en el puente original se observa que los registros de larga duración producen una cantidad significativamente mayor de impactos que los registros de corta duración, lo que explicaría la degradación de los topes de hormigón externos. Por otro lado, en el puente reforzado, se observa que no es posible determinar que los registros de larga duración produzcan siempre una mayor cantidad de impactos, lo que estaría relacionado al mayor recentreo del puente y a la disposición de elementos de reforzamiento que restringen el desplazamiento lateral del elastómero. Esta diferencia en la cantidad de impactos entre la superestructura y el tope externo según la duración del registro sísmico es bastante más notoria en el puente original.

De estos gráficos también se observa que, en primer lugar, a bajos niveles de intensidad, no se cierra

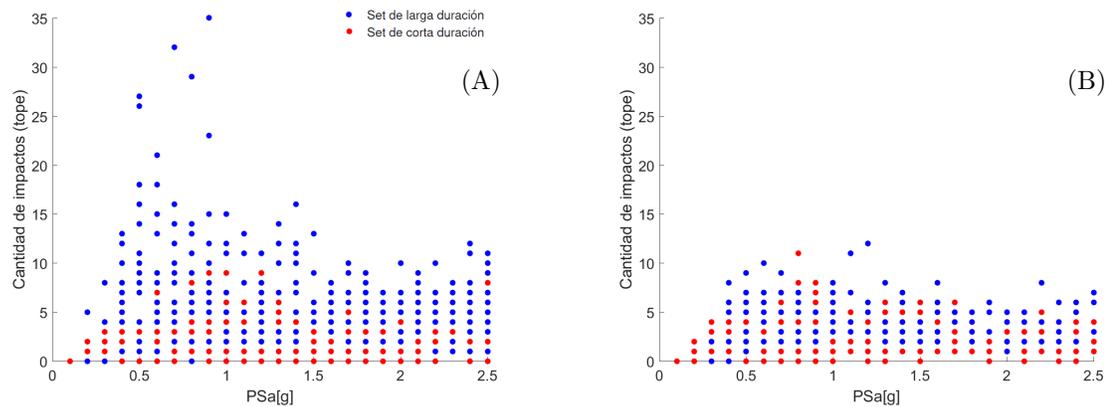


Figura 3.20: Cantidad de impactos entre el elastómero y tope en (A) Puente Original y (B) Puente Reforzado

completamente el gap entre el elastómero y tope para todos los registros, lo que implica una menor cantidad de impactos entre dichos elementos estructurales. Luego, a niveles medios de intensidad (0,5 [g] a 1 [g]) se produce un peak de número de impactos que está relacionado con que se alcanza un nivel de intensidad necesario para cerrar el gap y, también, con el impacto entre la superestructura y el estribo que se muestra en la Figura 3.17. Finalmente, a niveles más altos de intensidad, sobre 1,5[g], se aprecia una disminución de la cantidad de impactos ya que, en este tramo, son necesarios menos ciclos para degradar el tope sísmico.

Del estudio del impacto entre la superestructura y el tablero se concluye que es más importante la magnitud de la fuerza de estos que su cantidad. Dicha magnitud determina, en cierta forma, el ángulo residual sobre el que pivotea el puente posterior al impacto. Si la posición del puente con ese ángulo residual permite acortar o cerrar algunos espacios entre la superestructura y los tope sísmicos, se producirán mayor cantidad de impactos, sobretodo frente a un registro de larga duración, entre las vigas longitudinales y dichos tope. Esto último es determinante en la influencia de la duración de los registros sísmicos en el puente representativo en estudio.

3.6.5. Curvas de fragilidad

Las curvas de fragilidad se elaboraron siguiendo el método de escalado mostrado en el estado del arte de esta tesis (ver Sección 1.2.4). Para este método se obtiene la probabilidad de exceder un estado límite directamente del cociente del número de simulaciones que superan un estado límite versus el número total de muestras (ver ecuación 1.2.16). Posterior a esto, una distribución log-normal es ajustada a la serie de datos (ver ecuación 1.2.18) a partir del cálculo de la media y desviación estándar de los datos, tal como se muestra en el ejemplo de la Figura 3.21. De dicho ejemplo, se muestra que la distribución log-normal logra un buen ajuste con la serie de datos, lo que ocurre para todas las curvas de fragilidad mostradas en esta tesis.

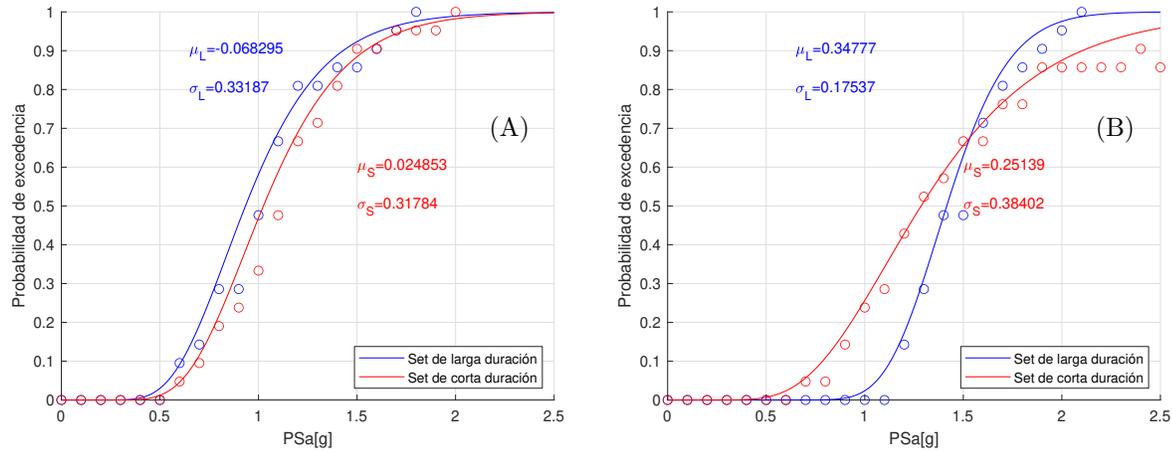


Figura 3.21: Curvas de fragilidad para el desplazamiento de los elastómeros al estado límite de colapso - (A) Puente original y (B) Puente Reforzado

Desplazamiento relativo de elastómeros

Las curvas de fragilidad para todos los estados límite de los desplazamientos relativos máximos de los elastómeros se presentan en las Figuras 3.22 y 3.23, para el puente en su condición original y reforzada, respectivamente. Para el puente original, se observa que para el estado límite leve no existe gran diferencia en la probabilidad de excedencia para un mismo nivel de intensidad. Sin embargo, para los estados límite moderado, grave y colapso se observan diferencias mayores. En específico, al considerar el estado límite de colapso, se aprecian diferencias cercanas a un 10 % aproximadamente en la probabilidad de excedencia para niveles de intensidad cercanos a 1 [g]. Es evidente que para niveles bajos de intensidad no se produce degradación de rigidez y resistencia suficiente en ciertos elementos estructurales y, por lo tanto, no habrá diferencias significativas en la respuesta frente a registros espectralmente equivalentes de distintas duraciones. Por otro lado, a niveles de intensidad cercanos al nivel de colapso, se genera la degradación y los registros de larga duración, al contar con una mayor cantidad de ciclos, producen un daño mayor, lo que los lleva a alcanzar una mayor probabilidad de excedencia del estado límite de colapso. Finalmente, para niveles de intensidad demasiado altos, no hay diferencia en la probabilidad de excedencia de los estados límite. Esto se da porque al ser la intensidad muy alta, no se necesita una cantidad elevada de ciclos para lograr el colapso y, por lo tanto, no habrá mayor diferencia en la respuesta estructural ante registros espectralmente equivalentes de larga y corta duración.

Como se verificó anteriormente, el set de registros de larga duración produce efectivamente una mayor cantidad de impactos entre la superestructura y el tope sísmico externo en el puente original. En dicha condición, los toques externos de hormigón son los elementos de mayor resistencia que restringen el desplazamiento lateral del elastómero, por lo que deben ser capaces de soportar una gran cantidad de ciclos cuando se someten al registro de larga duración. Lo anterior provoca que el tope se degrade en su resistencia y rigidez, lo que produce un aumento del desplazamiento máximo del elastómero

y explica la mayor probabilidad de exceder los distintos estados límites del set de registros de larga duración expuesto por las curvas de fragilidad de la Figura 3.22.

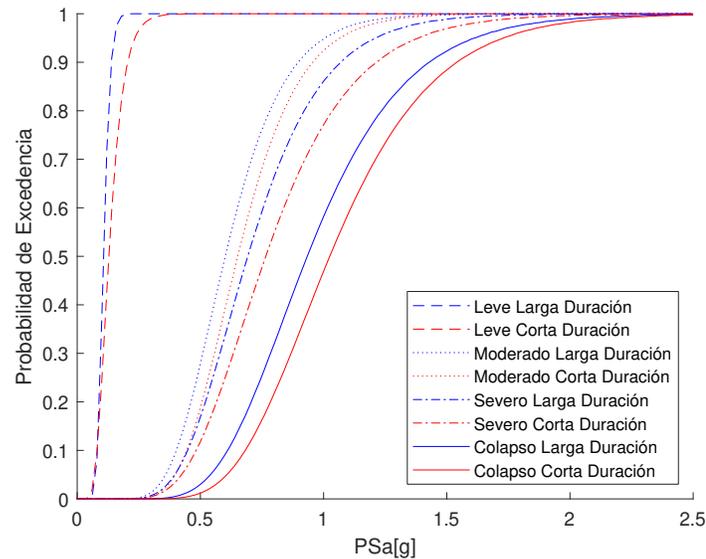


Figura 3.22: Curvas de fragilidad para el desplazamiento relativo de los elastómeros - Puente Original

Por otro lado, para el puente reforzado (ver Figura 3.23), solo para el estado límite leve se muestra que el set de larga duración provee una mayor probabilidad de excedencia para todo nivel de intensidad. Para los estados límite moderado, severo y colapso, existe un rango de intensidades donde el set de corta duración es predominante hasta que, a cierto nivel de PSa, el set de larga duración comienza a mostrar una más alta probabilidad de excedencia. Esto puede explicarse porque al alcanzar cierto nivel de intensidad, el set de larga duración es capaz, con su mayor cantidad de número de ciclos, de deteriorar la estructura de mayor manera que el set de corta duración. Este deterioro se produce principalmente en los elementos que restringen los desplazamientos laterales de la superestructura, es decir, barras y topes sísmicos.

En el puente reforzado, la cantidad de ciclos a los que se somete el tope externo de hormigón es menor que en el puente original, según muestra la Figura 3.20. Además, no se observa que los registros de larga duración produzcan en esta condición del puente una cantidad significativamente mayor de impactos entre la superestructura y el tope externo. En esta condición del puente, la influencia de la duración no es completamente atribuible a la degradación de los topes externos, sino más bien, a una combinación de la degradación de distintos elementos estructurales. Dicho lo anterior, se concluye que el estudio del efecto de la duración de los registros sísmicos es más complejo en el puente reforzado, ya que éste cuenta con mayor cantidad de elementos estructurales que pueden degradarse, en contraste con el puente original.

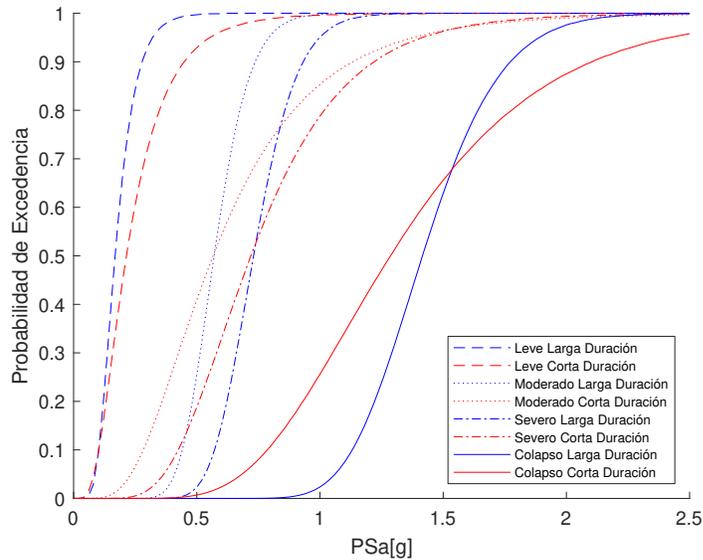


Figura 3.23: Curvas de fragilidad para el desplazamiento relativo de los elastómeros - Puente Reforzado

Ductilidad de desplazamiento de columnas

Para el puente original, la probabilidad de que las columnas superen algún estado límite es cero, tal como se demostró en el análisis estático no lineal y en las curvas IDA de la Figura 3.15. Por esta razón, no se obtienen las curvas de fragilidad para las columnas del puente original, ya que serían rectas horizontales que indicarían que para cualquier nivel de intensidad, la probabilidad de falla es cero, no aportando nueva información.

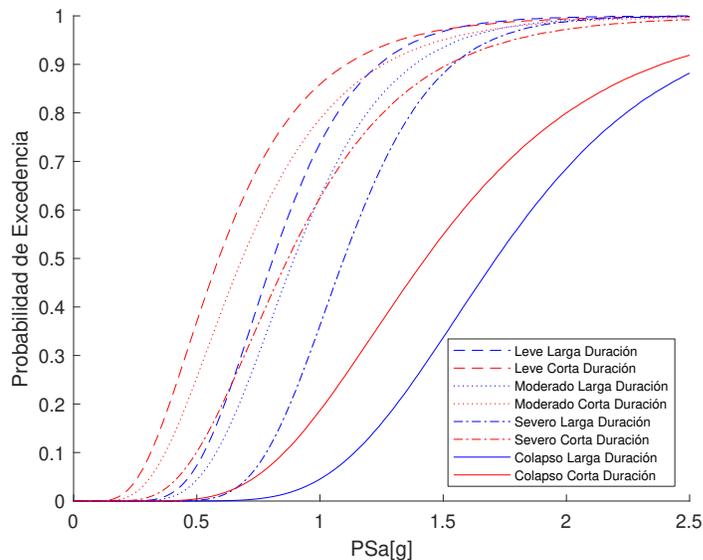


Figura 3.24: Curvas de fragilidad para la ductilidad de desplazamiento en columnas - Puente Reforzado

Por otro lado, para el puente reforzado, las curvas de fragilidad de ductilidad de las columnas se muestran en la Figura 3.24. En el gráfico de las curvas de fragilidad puede observarse que las probabilidades de exceder cualquier estado límite son generalmente más altas al someter el puente a registros de corta duración. Esto puede deberse fundamentalmente a dos razones: en primer lugar, a una modelación no adecuada de la degradación de resistencia de las columnas, como se señaló previamente, y, en segundo lugar, a la utilización de la ductilidad de desplazamiento como medida del daño. En la Figura 3.25 puede verse como, para algunos registros específicos, el set de corta duración es capaz de provocar, con una poca cantidad de ciclos, desplazamientos que llevan al colapso a la columna, mientras que el registro de larga duración, a pesar de tener una gran cantidad de ciclos, solo deja a la columna en desplazamientos cercanos a la fluencia. Esto se puede explicar por algunas características específicas, generalmente impulsos del registro de corta duración, que lo hacen más dañino. Esta comparación en la respuesta no lineal de la columna podría cambiar si se utiliza un modelo de degradación correcto, ya que el set de registro de larga duración adquiriría más importancia al reducir de mayor manera la resistencia en cada uno de los ciclos, lo que podría, eventualmente, reducir la capacidad dinámica de deformación y llevar a la columna a una falla más temprana que el set de registros de corta duración.

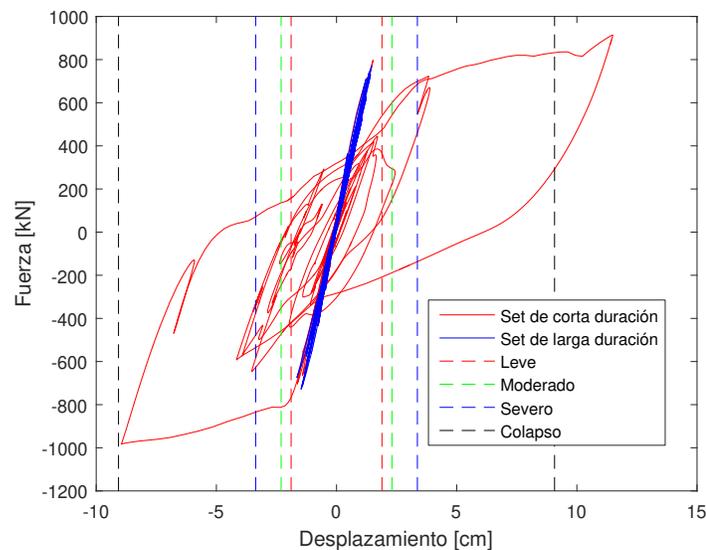


Figura 3.25: Comparación comportamiento de columna - Puente Reforzado

3.6.5.1. Estudio de medidas de reparación

En la Figura 3.26 se comparan las curvas de fragilidad obtenidas para el estado límite de colapso de los elastómeros, para ambas condiciones del puente, frente a registros de corta y larga duración. Se realiza este análisis para verificar la efectividad de las medidas de reforzamiento implementadas en el puente reforzado.

Las curvas de fragilidad son obtenidas, como se mencionó previamente, mediante el ajuste de una distribución lognormal calculando los logaritmos naturales de los parámetros de la media μ y

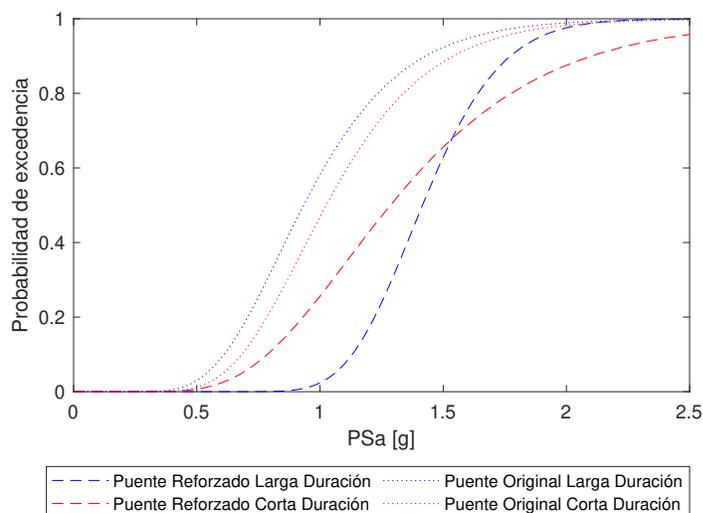


Figura 3.26: Comparación comportamiento de columna - Puente Reforzado

Tabla 3.2: Mediana (\bar{X}), media (μ) y desviación estándar (σ) de las curvas de fragilidad de la Figura 3.26

Condición	Original		Reforzado	
	Corta	Larga	Corta	Larga
\bar{X}	1,02	0,91	1,31	1,43
μ	1,06	0,97	1,29	1,42
σ	1,45	1,41	1,47	1,19

la desviación estándar σ que se muestran en la Tabla 3.2. En dicha Tabla se muestra que, en el puente original, el registro de larga duración cuenta con una mediana y media aritmética menores en la intensidad que lleva el elastómero al colapso. Por el contrario, en el puente reforzado se tienen valores mayores de estos parámetros para el set de registros de larga duración que para el set de corta duración. Finalmente, al observar las desviaciones estándar, se aprecia valores uniformes, a excepción del caso para el set de registros de larga duración en el puente reforzado, donde se produce un valor menor, lo que genera que las curvas de fragilidad para esta condición del puente se crucen a cierto nivel de intensidad (1,5[g]).

El gráfico de la Figura 3.26 muestra que el puente reforzado tiene, en general, una menor probabilidad de colapso de sus elastómeros para todos los niveles de intensidad considerados, frente a ambos sets de registros, que el puente original. Se observa, en el puente reforzado respecto al original, un aumento de aproximadamente 0,4 [g] en la intensidad media que lleva el elastómero al colapso frente a un registro de larga duración. Respecto a los registros de corta duración, la intensidad media al colapso también aumenta pero en menor medida. Esta información indica que las medidas de reforzamiento, como la implementación de topes sísmicos y el cambio de elastómeros, son medidas efectivas para disminuir la probabilidad de colapso en los elastómeros. Sin embargo, como se señaló previamente y según indica

la Figura 3.24, se espera ahora que las columnas entren en el rango no lineal y tengan eventuales daños. Por ejemplo, para una intensidad de 1 [g], en el puente original las columnas tenían 0% de probabilidad de colapso, mientras que en el puente reforzado tienen alrededor de un 20% y 5% de probabilidad de colapso para registros de corta y larga duración, respectivamente, según muestra la Figura 3.24.

El hecho de que las columnas del puente reforzado puedan entrar en el rango no lineal no es algo preocupante, ya que para el diseño de columnas de puentes, se considera un factor de modificación de respuesta (R) superior a 1, reconociendo que éstas puedan entrar en el rango no lineal. Además, se les detalla el confinamiento para entregarles capacidad de deformación. Por el contrario, en el puente original, es preocupante el sobredimensionamiento de las columnas, ya que, dada la configuración de la interfaz subestructura-superestructura, éstas solo responden en el rango lineal, cuando han sido diseñadas para actuar también en el rango no lineal.

3.6.6. Análisis de sensibilidad

Para este estudio, dos parámetros del puente fueron variados, un parámetro de las propiedades de los materiales y un parámetro de geometría: módulo de corte de los elastómeros y ángulo de esviaje, respectivamente. Se eligió variar estos parámetros por sobre otros ya que, en primer lugar, el módulo de corte de los elastómeros tiene gran influencia en el comportamiento sísmico del puente y es determinante en términos de modos y periodos fundamentales del puente. Por otro lado, el cambio en el esviaje también tiene una influencia en el comportamiento sísmico del puente y se espera que sea posible observar fenómenos como el giro de la superestructura con respecto a la subestructura.

En cuanto al módulo de corte G , se varió desde los 10 [kgf/cm^2] hasta los 16 [kgf/cm^2] con un paso de 1,5 [kgf/cm^2], intentando representar las condiciones de información en terreno. Por otro lado, el esviaje se varió desde los 0° hasta los 60°, con un paso de 15°. Esto último con el objetivo de considerar puentes rectos y esviados, incluyendo también el efecto de ir variando dicho esviaje.

Para el análisis de sensibilidad, se adaptaron los modelos en OpenSEES a cada una de las variaciones propuestas. Para el análisis de la variación del módulo de corte de los elastómeros, se fijó el esviaje en 33°. Por otro lado, para estudiar el esviaje, se fijó el valor del módulo de corte G en 13 [kgf/cm^2], valor recomendado por el Manual de Carreteras [99] para el diseño sísmico de puentes viales. Con esto, resultaron 9 modelos distintos que fueron analizados para conocer su respuesta frente a ambos sets de registros sísmicos, variando la intensidad de estos desde 0,1 [g] a 2,5 [g] con un paso de 0,1 [g]. Por lo tanto, el número de simulaciones realizadas fue de aproximadamente 10.000. Dicha cantidad de análisis requiere gran esfuerzo computacional, por lo que se paralelizó el análisis, utilizando para ello la herramienta OpenSEESMP del software OpenSEES. Esto permitió utilizar paralelamente una serie de 12 procesadores de 8 núcleos cada uno, lo que permitió realizar 96 simulaciones al mismo tiempo. A continuación, se presentan los resultados de las curvas de fragilidad asociadas al análisis de sensibilidad de los parámetros mencionados.

Curvas de fragilidad - Desplazamiento relativo elastómeros

Al variar el esviaje, como se ve en la Figura 3.27.A., se observa que éste no juega un rol importante si se consideran registros de corta duración en el puente original. Las curvas de fragilidad de corta duración son prácticamente las mismas para cualquier nivel de esviaje. Por otro lado, al considerar registros de larga duración, se aprecian mayores diferencias entre las curvas. Los puentes esviados, con ángulos entre $\theta = 15^\circ$ a $\theta = 60^\circ$, son claramente más vulnerables a los registros de larga duración que los puentes rectos con $\theta = 0^\circ$. El puente original recto es el único en el que se observa que el set de corta duración adquiere mayor importancia a cierto nivel de intensidad, cercano al 1[g]. Esto puede explicarse porque el efecto del impacto entre el tablero y los estribos se ve reducido debido al ángulo de esviaje nulo existente, por lo que no existe mayor rotación del tablero. Cabe mencionar que en este estudio no se consideró la fricción que se produce al momento del impacto, como en los estudios de Cortes [107] y Navarro [108], por lo que el puente recto en estas simulaciones no rota debido al fenómeno de impacto. Por otro lado, para el puente reforzado (ver Figura 3.27(B)) se tiene la misma situación

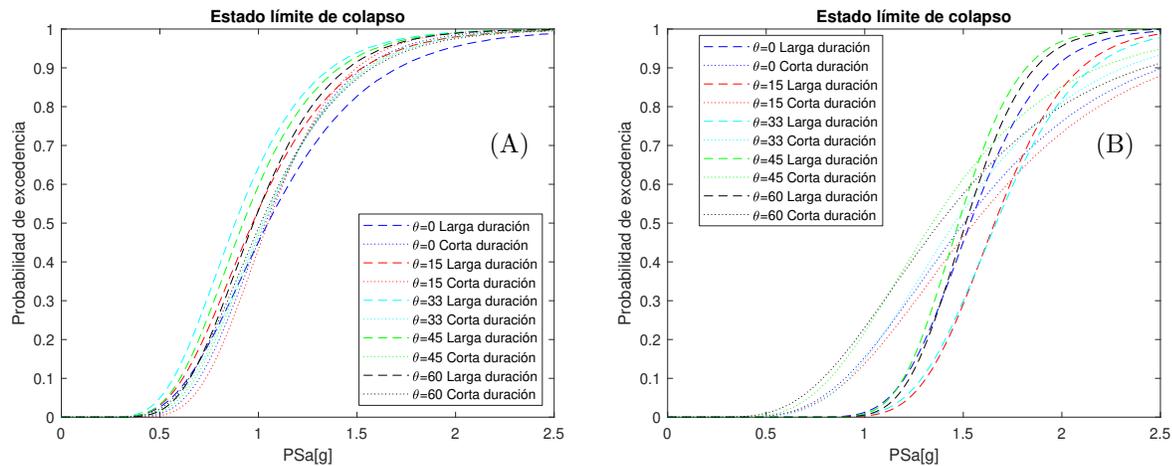


Figura 3.27: Análisis de sensibilidad de curvas de fragilidad de desplazamiento relativo de elastómeros - Variación de esviaje - (A) Puente original y (B) Puente Reforzado

explicada previamente. A cierto nivel de intensidad, para todos los puentes esviados considerados, el set de larga duración adquiere una mayor importancia en la probabilidad de colapso, debido a la mayor degradación de ciertos elementos estructurales, alcanzado un determinado nivel de intensidad. Según este análisis, puede observarse que los puentes con mayor esviaje producen la mayor probabilidad de colapso, lo que podría explicarse por el gran ángulo de las fuerzas de impacto entre el tablero y el estribo, que ahora son capaces de producir un mayor giro de la superestructura. Adicionalmente, se observa que el puente recto tiene mayor probabilidad de colapso, sobretodo considerando el set de registros de larga duración, que puentes esviados con ángulos más pequeños, de $\theta = 15^\circ$ y $\theta = 33^\circ$. Esto puede deberse a que en el puente recto pueden darse excitaciones de otros modos de vibrar o que, como el elemento del elastómero del puente reforzado (*elastomeric Bouc Wen element*) calcula de manera automática la fuerza axial a la que se somete el mismo, podrían darse diferencias en estas fuerzas en

los elastómeros de estribos opuestos, lo que podría producir algún giro o mayor desplazamiento del tablero. Esto podría provocar que, a pesar de que el puente no tenga esviaje, se produzca el efecto de giro del tablero, lo que lo haría eventualmente más vulnerable que otros puentes con esviajes pequeños y medios.

Al considerar una variación en el módulo de corte de los elastómeros G , las curvas de fragilidad se muestran en la Figura 3.28. En este caso, el efecto de incrementar el módulo de corte se traduce en un desplazamiento hacia mayores niveles de intensidad, hacia la derecha, de las curvas de fragilidad. En otras palabras, mayores niveles de intensidad se necesitan para alcanzar el estado límite de colapso. En el puente original, al incrementar G , a bajos niveles de intensidad, el set de corta duración es predominante. Esto se debe a que son necesarios mayores niveles de intensidad para obtener mayores desplazamientos en los elastómeros y, consecuentemente, ser capaz de degradar los topes con un mayor número de ciclos (set de larga duración). Posterior a dicho punto, el set de registro de larga duración se hace predominante en la probabilidad de colapso del elastómero. Este punto de intercambio en la predominancia de los sets de corta y larga duración va ascendiendo conforme aumenta G , debido a que para mayores valores de este parámetro, mayores intensidades son necesarias para lograr un mismo desplazamiento y, por lo tanto, poder degradar los topes. Estas curvas también muestran la gran influencia que tiene el parámetro de rigidez de los elastómeros (G) en la respuesta del puente y, en consecuencia, en la capacidad al colapso.

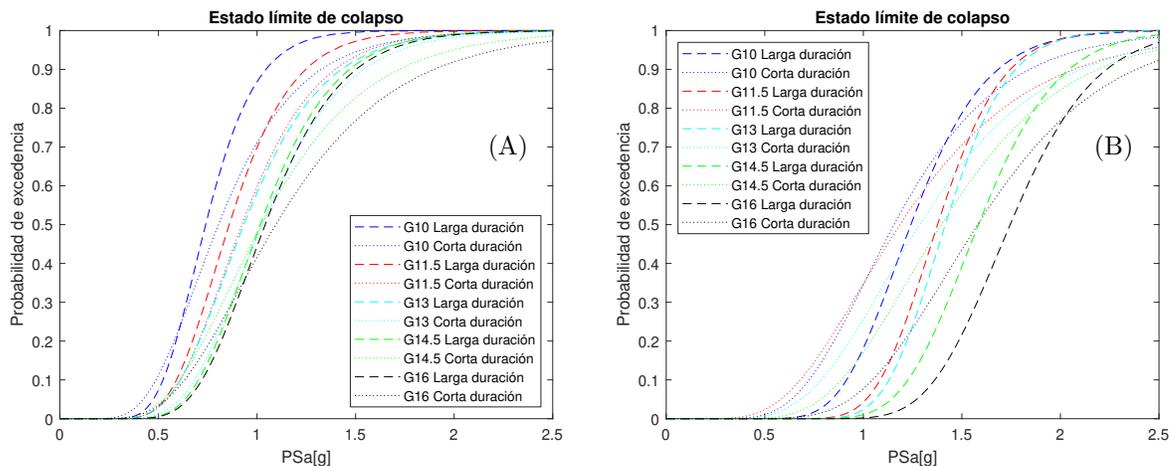


Figura 3.28: Análisis de sensibilidad de curvas de fragilidad de desplazamiento relativo de elastómeros - Variación de G - (A) Puente original y (B) Puente Reforzado

En el puente reforzado, ocurre una situación similar: un incremento en el nivel de intensidad es necesario, conforme aumenta G , para lograr que el set de larga duración sea predominante en la probabilidad de colapso del elastómero. El efecto del cambio en el módulo de corte no produce más que desplazar a la izquierda o derecha las curvas de fragilidad presentadas previamente en la sección de las curvas de fragilidad. No obstante, estos desplazamientos tienen gran influencia en las probabilidades de excedencia del nivel de colapso. Por ejemplo, para un nivel de intensidad de 1 [g], se tiene, en el puente reforzado, que el elastómero con un $G=10\text{kgf}/\text{cm}^2$ tiene una probabilidad de

colapso de aproximadamente 20 %, mientras que el elastómero con un $G=16kgf/cm^2$ cuenta con una probabilidad de colapso de 0 %. Esta información es relevante, ya que existe una gran variabilidad de la vulnerabilidad ante cambios en las propiedades de los elastómeros, sobretodo considerando la incertidumbre de estas propiedades en terreno.

Curvas de fragilidad - Ductilidad de desplazamiento columnas

Al analizar qué sucede con las curvas de fragilidad de ductilidad de las columnas del puente reforzado al variar el módulo de corte de los elastómeros y el esviaje del puente, se obtienen los gráficos de la Figura 3.29. De aquí, se observa que ante un aumento en el valor de G , las curvas tienden a correrse hacia mayores niveles de intensidad, conservando su forma. Este efecto es mucho más notorio en el set de registros de larga duración, ya que si aumenta la rigidez de los elastómeros, es más difícil que se puedan degradar estos elementos y, por lo tanto, poder lograr algún nivel de daño en las columnas.

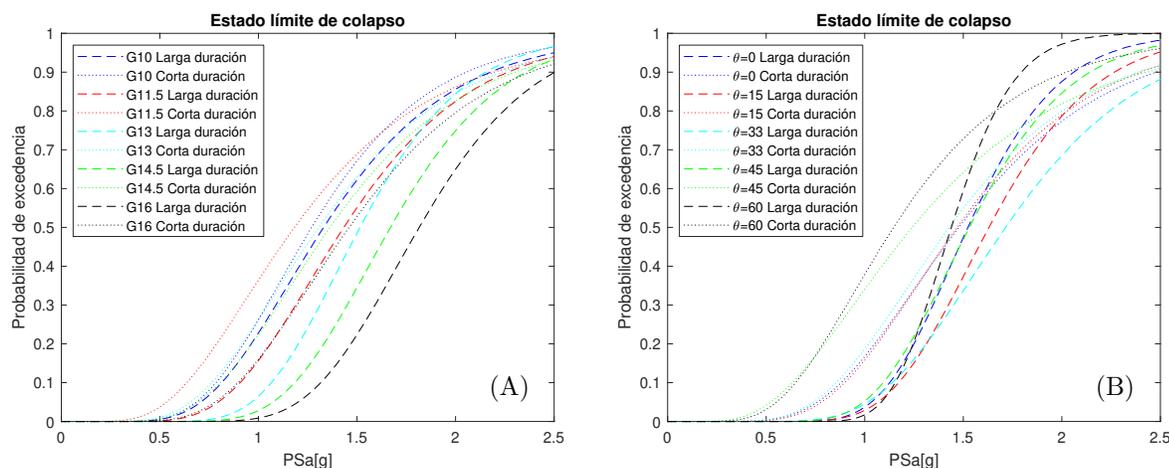


Figura 3.29: Análisis de sensibilidad de curvas de fragilidad de ductilidad de columnas - Puente Reforzado - (A) Variación de G y (B) Variación de esviaje

Por otro lado, ante una variación del esviaje, se observa un comportamiento similar de las curvas de fragilidad de ductilidad al análisis de la sensibilidad de la curvas de fragilidad del desplazamiento del elastómero. Para el esviaje de $\theta = 60^\circ$ se tiene la mayor vulnerabilidad para ambos sets de registros. Esto se debe probablemente al gran ángulo y a las fuerzas que producen un mayor giro de la superestructura, mayores desplazamientos en los elastómeros y, por lo tanto, mayor cantidad e intensidad de los impactos de las vigas longitudinales con los topes de hormigón, lo que provoca una mayor transmisión de fuerzas a la subestructura, dañando las columnas. Por otro lado, se observa que las curvas de fragilidad de larga duración para los ángulos de $\theta = 0^\circ$ y $\theta = 45^\circ$ son bastante similares, lo que implicaría que existe un punto de inflexión en torno a los $\theta = 45^\circ$, en donde puentes con mayor esviaje serían más vulnerables y, puentes con menor esviaje menos vulnerables. Esto podría deberse a la orientación de la cepa respecto a la superestructura, lo que haría que ciertos ángulos sean más

daños para las columnas, ya que dicha orientación determina en qué ángulo se ubica el eje fuerte de la cepa, es decir, en sentido de la viga cabezal, respecto a la superestructura. De todas formas, como se explicó previamente, para concluir adecuadamente sobre el comportamiento no lineal de las columnas, estudios futuros deben considerar una calibración más detallada de la degradación de la resistencia.

CONCLUSIONES

En este estudio se realizaron una serie de análisis estáticos y dinámicos para evaluar el comportamiento sísmico de un puente representativo chileno bajo sets de registros espectralmente equivalentes de corta y larga duración. Con el objetivo de evaluar el comportamiento de estos puentes y la pertinencia de ciertas medidas de reparación tomadas posteriormente al terremoto del Maule en 2010, se elaboraron curvas de fragilidad, comparando las respuestas de los puentes original y reparado ante ambos sets de registros, además de estudiar la sensibilidad de estas curvas ante una variación geométrica y de las propiedades materiales de ambos modelos del puente. Los resultados de este estudio permiten obtener las siguientes conclusiones:

- Del análisis modal, es posible observar diferencias notorias en el comportamiento del puente en ambas condiciones. La incorporación de barras sísmicas en el puente reforzado impone una rigidez inicial adicional que produce un descenso significativo en los periodos del puente. Esto ocurre por una deficiencia en el modelo presentado por Martinez [101] para las barras sísmicas, ya que en dicho modelo las barras tienen una rigidez inicial relativamente alta, lo que no simula correctamente la realidad, debido a que estas barras se posicionan al interior de un ducto, con un espacio que no les permite actuar ante movimientos pequeños del puente. Futuros estudios deben considerar un modelo fuerza-deformación con un gap que simule correctamente esta característica. De todas formas, esta deficiencia en el modelo afecta fundamentalmente el análisis lineal, pero no tiene demasiada influencia en la respuesta no lineal del puente.
- Posteriormente, de los análisis *pushover*, tiempo-historia e IDA no se observa, en el puente original, incursión no lineal de las columnas para cualquier duración y nivel de intensidad del registro utilizado. Este era un resultado esperado, ya que los topes de acero presentes en este puente no tienen la suficiente resistencia para poder transferir fuerzas significativas a la subestructura, por lo que las fuerzas que llegan a las columnas no le permiten alcanzar la fluencia o un estado de daño mayor. Esta situación podría indicar que las columnas están sobredimensionadas, ya que en su diseño se considera un factor de modificación de respuesta (R) superior a 1, reconociendo que pueden entrar en el rango no lineal, además de detallar el confinamiento para entregarles capacidad de deformación.
- Por el contrario, en el puente reforzado, las columnas incursionan ampliamente en el rango no lineal. Los topes sísmicos de concreto incorporados son capaces ahora de transferir mayores fuerzas a la subestructura debido a su mayor resistencia.

- De los análisis IDA, se observan claras diferencias en la respuesta del puente en ambas condiciones, original y reforzado, frente a registros de larga y corta duración. Estas diferencias se atribuyen fundamentalmente a dos fenómenos: degradación de la resistencia y rigidez de los elementos e impacto entre la superestructura y estribos. En el puente original, se observa que las curvas IDA del desplazamiento máximo de los elastómeros del set de larga duración se posicionan levemente a un menor nivel de intensidad que aquellas para el set de corta duración, evidenciando cierto efecto de la duración. Por otro lado, en el puente reforzado también se evidencia un efecto de la duración, sobretudo a niveles de desplazamiento cercanos a los 15[cm], que es cuando la viga longitudinal toma contacto con los topes sísmicos de hormigón. A partir del análisis de las curvas IDA, se estudia el fenómeno de impacto entre el tablero y el estribo y, se elaboran curvas de fragilidad que permiten concluir sobre la vulnerabilidad del puente frente a registros de corta y larga duración espectralmente equivalentes.
- A partir de un análisis de la cantidad de impactos promedio entre la superestructura y el tablero para cada set de registros a cada nivel de intensidad utilizado, se concluye que el set de registros de larga duración produce una cantidad significativamente mayor de impactos que el set de registros de corta duración. Las curvas de cantidad de impacto son crecientes con la intensidad hasta cierto nivel peak, que refleja la falla de algún elemento estructural del puente: topes de acero en el puente original y tope de hormigón externo en el puente reforzado. Previo a este peak, se produce una gran cantidad de impactos porque el puente impacta contra el estribo, pero tiene aún un elemento que restringe y produce una fuerza reactiva que devuelve la superestructura a su posición. Posterior a la falla de estos elementos estructurales, se produce un descenso significativo en la cantidad de impactos, ya que estos obedecen principalmente a las aceleraciones del registro sísmico.
- Posterior a concluir que el set de registros de larga duración produce mayor cantidad de impactos entre la superestructura y el estribo, se estudió la relación de dicha cantidad de impactos con el giro máximo del puente. De este estudio, se concluyó que el giro del puente en el plano está más relacionado con la intensidad de los impactos entre la superestructura y el estribo que con la cantidad de ellos. Se observó que posterior a un impacto que produzca un giro significativo del puente, el puente queda pivoteando en un ángulo residual. Luego, al estar el puente fuera de su posición imperturbada, se reduce el *gap* con algunos de los topes sísmicos externos y, por lo tanto, es más probable que se produzcan impactos entre la viga longitudinal y dichos topes externos, sobretudo frente a registros de larga duración. Esta situación es bastante más notoria en el puente original, ya que el puente reforzado cuenta con más elementos que recentran el puente y restringen los desplazamientos laterales.
- De la obtención de curvas de fragilidad del desplazamiento de los elastómeros, se observa que en el puente original, para todos los estados límite el set de registros de larga duración produce una mayor probabilidad de excedencia que el registro de corta duración. Esto se explica por el fenómeno de degradación y por el ángulo de esviaje, que produce un mecanismo de giro

en la superestructura, como se explicó previamente. Por otro lado, en el puente reforzado se observa que existe una predominancia en la probabilidad de excedencia del set de registros de corta duración a bajas intensidades y un cambio en esta predominancia al set de registros de larga duración a niveles de intensidad más altos. Esto se explica porque llegado cierto nivel de intensidad, el registro de larga duración, con su mayor cantidad de ciclos, es capaz de degradar de mayor manera los topes y barras sísmicas, por lo que se producen mayores desplazamientos en los elastómeros.

- De la obtención de curvas de fragilidad de la ductilidad de desplazamiento de las columnas, se observa que, en el puente reforzado, las probabilidades de exceder cualquier estado límite son generalmente más altas al someter el puente a registros de corta duración. Sin embargo, se explica que esto puede deberse a dos razones principales: a la falta de sofisticación en la modelación de la degradación de la resistencia en las columnas y a la utilización de la ductilidad de desplazamiento como medida del daño. En estudios futuros, debe utilizarse un modelo que considere adecuadamente la degradación de resistencia en las columnas y estudiar la utilización de alguna medida acumulativa del daño como métrica.
- Sobre la pertinencia de las medidas de reforzamiento dispuestas en el puente reforzado, se observa que estas tienen buen resultado. En las curvas de fragilidad de desplazamiento de los elastómeros, se evidencia una menor probabilidad de colapso, para todos los niveles de intensidad, en el puente reforzado respecto al original. Por otro lado, como se indicó previamente, estas medidas producen que, en el puente reforzado, las columnas sean capaces de entrar en el rango no lineal y, eventualmente, alcanzar estados de daño importantes.
- Del análisis de sensibilidad, que consiste en la variación del ángulo de esviaje y del módulo de corte de los elastómeros, se concluye lo siguiente:
 - Una variación del esviaje no produce cambios significativos en la forma de las curvas de fragilidad de desplazamiento de los elastómeros del puente original, especialmente en aquellas correspondientes al set de registros de corta duración, lo que se explica por el fenómeno del giro residual del puente explicado previamente. Esto último se hace evidente en el puente recto, donde el set de registros de corta duración, incluso adquiere una mayor probabilidad de colapso a cierto nivel de intensidad que el set de registros de larga duración, dado que no ocurre el giro en el plano del puente. Se observa que, en general, los puentes esviados son claramente más vulnerables a los registros de larga duración que los puentes rectos.
 - Por otro lado, en el puente reforzado, para todos los esviajes considerados, a cierto nivel de intensidad el set de larga duración adquiere una mayor importancia en la probabilidad de colapso de los elastómeros, debido a la mayor degradación de algunos elementos estructurales. Se observa que puentes con grandes esviajes tienen mayores probabilidades de colapso, lo que es atribuible al mecanismo de giro del puente. Por otro lado, se observa que el puente recto es más vulnerable, sobretodo considerando registros de larga duración, que puentes

con esviajes pequeños y medios, lo que podría indicar otro tipo de mecanismos de falla en estos puentes, como la excitación de algún modo de vibrar en particular o un giro en el puente debido a la diferencia en las cargas axiales de los elastómeros de estribos opuestos.

- Posteriormente, al estudiar un aumento del módulo de corte de los elastómeros, se observa que se producen desplazamientos hacia niveles de intensidad más altos de las curvas de fragilidad de desplazamiento de los elastómeros. Esta respuesta era esperada, ya que un aumento en el valor de G implica que se necesitan mayores niveles de intensidad para lograr un mismo desplazamiento y, por lo tanto, un mismo nivel de daño. Esto se produce porque para lograr cerrar el *gap* entre la viga longitudinal y el tope, es necesario desplazar un elastómero que ahora tiene una rigidez mayor, por lo que se requiere un mayor nivel de intensidad para degradar los topes y lograr el colapso del elastómero. Se concluye que esta información es relevante, ya que se observó que un cambio en el valor de G es determinante en la probabilidad de colapso del elastómero, por lo que es importante considerar la incertidumbre de esta propiedad en terreno.
- En cuanto a las curvas de fragilidad de ductilidad de las columnas del puente reforzado, se observa que para ambos sets de registros, el puente más vulnerable es aquel con un esviaje de 60° , probablemente debido al gran ángulo que se produce entre el estribo y el tablero, y a un mayor giro del tablero, lo que provoca impactos con los topes sísmicos y transmisión de fuerzas a la subestructura. Por otro lado, se observa que las curvas de fragilidad para esviajes de 0° y 45° son bastantes similares, lo que podría indicar que existe un punto de inflexión, en donde puentes con mayor esviaje que 45° serían más vulnerables y puentes con menor esviaje, menos vulnerables. Esto podría deberse a la orientación de la cepa respecto al eje longitudinal del puente, lo que haría que ciertos ángulos de esviaje sean más dañinos para las columnas. Al variar G , se observa un corrimiento de las curvas de fragilidad hacia distintos niveles de intensidad, lo que es más notorio en el set de registros de larga duración, debido a la variación en la degradación de ciertos elementos estructurales, como los topes sísmicos de hormigón, al contar con elastómeros más o menos rígidos.

Estudios futuros

- Estudios futuros debiesen combinar las curvas de fragilidad de los elementos estructurales, con el objetivo de obtener probabilidades de exceder cualquier estado límite para el puente completo. De todas formas, algunos análisis preliminares son posibles a partir de las curvas de fragilidad por elemento obtenidas en esta tesis. En el puente original, la probabilidad de colapso del puente completo está dominada por el desplazamiento de los elastómeros, debido al escaso daño que se produce en las columnas. Por lo tanto, ésta depende ampliamente del comportamiento histerético de los mismos elastómeros y de los topes de acero y hormigón externos. Por otro lado, en el puente reforzado, los desplazamientos de la superestructura se encuentran mayormente controlados por la presencia de topes sísmicos de hormigón, sin embargo, como existen mayores daños en las columnas, podrían los daños producidos en estas ser dominantes en la curva de fragilidad del

puente completo.

- Dada la evidencia en el estado del arte respecto a la influencia de la duración, una debilidad de este estudio es que, por simplicidad del modelo analítico, no se consideró la componente vertical del registro sísmico. Esto, combinado con la implementación de una variación espacial de los registros sísmicos, podría entregar resultados que representen de manera más fiel el desempeño sísmico real del puente. Estudios futuros deben apuntar a incluir estas características en la modelación.
- Este estudio permite concluir que la duración tiene una influencia significativa en el desempeño sísmico de un puente representativo de la realidad chilena. Esta influencia, sin embargo, depende fuertemente de la estructura analizada, como se pudo ver al verificar ambas condiciones del puente. Puede observarse un aumento, al considerar el set de larga duración, de alrededor de un 10% en la probabilidad de colapso de los elastómeros del puente original y una variación significativa de esta probabilidad en el puente reforzado. Por lo tanto, es recomendable que se considere la inclusión de la duración de los registros sísmicos como un parámetro en el diseño y evaluación de puentes en el país. En este sentido, se deberían analizar técnicas para generar espectros dependientes de la duración y/o considerar medidas de intensidad que tomen en cuenta el efecto de la duración, tal como proponen Marafi et al.[40].

Anexo A

INFLUENCIA DE LA DURACIÓN

Tabla A.1: Medidas del daño más utilizadas en estudios posteriores al estado del arte de Hancock et al. [3]

EDP	Tipo	Localización del daño	Referencias
Inter-Storey drift ratio	Peak	Global	[1],[4],[6],[7],[13],[49],[50],[109],[110]
Peak roof displacement	Peak	Global	[5],[6],[40],[109] y [111]
Long. Steel Low-Cycle Fatigue	Acumulativa	Local	[41],[42] y [112]
Park and Ang damage index	Acumulativa	Local/Global	[5] y [109]
Max Ductility Ratio	Peak	Global	[11] y [111]
Residual Displacement	Peak	Local/Global	[111]
Residual Inter-Storey drift ratio	Peak	Global	[7]
Spectral Accel. On T1 of Structure	Peak	Global	[14]
Chord Rotation Threshold	Peak	Local	[13]
Floor Acceleration	Peak	Global	[6]
Hysteretic Energy Demand	Acumulativa	Local/Global	[11]
Reihorn and Valles damage index	Acumulativa	Local/Global	[5]
Su, Dhakal and Wang damage index	Acumulativa	Local/Global	[113]

Tabla A.2: Estudios experimentales posteriores al estado del arte de Hancock et al.[3]

Estudio	Año	Especimen ensayado	Objetivo de estudio	Medida de duración relacionada	Observaciones y conclusiones
Brown et al. 2004	2004	Barras de refuerzo A615 #6 al #9	Determinar la vida de fatiga de bajo ciclaje	Número de ciclos	La vida de fatiga está altamente relacionada al número de ciclos y la amplitud de la deformación.
Kunnath et al. 2009	2009	Barras de refuerzo A615 #11 y A706 #14	Determinar la vida de fatiga de bajo ciclaje y su efecto en un modelo analítico	Número de ciclos	La vida de fatiga está altamente relacionada al número de ciclos y la amplitud de la deformación.
Slavin et al. 2014	2014	Barras de refuerzo #5, #8 y 11 de distintos grados (60,80 y 100)	Determinar parámetros estructuralmente aceptables para acero de refuerzo de alta resistencia	Número de ciclos	La vida de fatiga está altamente relacionada al número de ciclos y la amplitud de la deformación.
Mohammed 2016	2016	Columna de puente de hormigón armado	Determinar el efecto de la duración en columnas de hormigón armado.	Duración significativa	La mayor duración del registro sísmico reduce la resistencia e incrementa el daño en columnas.
Mehary et al. 2018	2018	Columna de puente de hormigón armado	Determinar el efecto de un protocolo de carga, de zona subductiva, en columnas de hormigón armado.	Número de ciclos	El nuevo protocolo puede cambiar el modo de falla e incrementar daños en columnas.

Tabla A.3: Estudios analíticos posteriores al estado del arte de Hancock et al.[3]

Category - Structural system	Reference	Año	Modelación	Tipo de escalado/análisis	Medida de duración	EDP	Medida de intensidad	Importancia de la duración
Edificio - Marco Hormigón Armado	Hancock y Bommer [109]	2007	Sección fibra y plasticidad distribuida, sin degradación explícita.	Equivalencia estructural RSP-MATCH/Análisis no lineal.	SD5-95 %, Bracketed, Uniform, Effective cycles	PRD, IDR, Peak beam rotation, beam fatigue, dissipated energy, Damage Index (P&A)	N/A.	Alta
SDOF - Muro de albañilería sin reforzar	Oyarzo et al.[111]	2008	Rótulas plásticas, sin degradación explícita.	Registros amplificados al PGA/Análisis no lineal.	SD5-95 %	Peak and Residual Disp., Ductility demand, Damage Index (P&A)	N/A	Alta
Puente - Columna de hormigón armado	Kunnath et al. [41]	2009	Sección fibra y plasticidad distribuida, sin degradación explícita.	Registros amplificados al Sa (Tn) del espectro de diseño/Análisis no lineal	N/A	Steel Strain - Low Cycle Fatigue	N/A	N/A

Tabla A.3: Estudios analíticos posteriores al estado del arte de Hancock et al.[3]

Category - Structural system	Reference	Año	Modelación	Tipo de escala-do/análisis	Medida de duración	EDP	Medida de intensidad	Importancia de la duración
Edificio - Marco de acero arriostrado	Foschaar et al. [14]	2012	Rotula plástica y plasticidad distribuida, IMK modificado	Registros sin escalar /IDA	Ia, CAV, Id, SD5-75 %, SD5-95 %, SD2.5-97.5 %, Bracketed 0.05g 0.1g and 0.2g.	N/A	Sa(T)	Alta
Puente - Columna de hormigón armado	Chandramohan [13]	2013	Elementos lineal elásticos, IMK modificado	Equivalencia espectral /IDA	SD5-95 %	Peak Chord Rotation	Sa(T)	Alta
Edificio - Marco Hormigón Armado	Raghunandan et al. [6]	2013	Rótulas plástica, IMK modificado.	Registros sin escalar /IDA	SD5-95 %	Peak IDR, Roof-Disp, Floor Accel.	Sdi(T)	Alta
Puente - Columna de hormigón armado	Mander et al. [112]	2015	Rótulas plástica, sin degradación explícita	Metodología ADRS	N/A	Low-Cycle Fatigue Damage	Sa(T), Sd(T)	N/A
SDOF	Hou & Qu [11]	2015	Modelo elasto plástico perfecto.	Escalado mediante wavelets (RSP-MATCH)	SD5-95 %	Ductility demand, hysteretic energy demand & Park Ang Damage Index	N/A	Alta
Edificio - Marco de acero a momento	Barbosa et al. [5]	2016	Rótula plásticas y plasticidad distribuida, IMK modificado	Equivalencia espectral /IDA	SD5-75 %	Peak Drift, Drift residual, Dissipated energy, Damage Indexes (P&A R&V)	Sa(T)	Alta
Puente - Columna de hormigón armado	Bazález et al. [46]	2016	Rótulas plástica, IMK modificado.	Registros sin escalar/ Análisis de ductilidad.	Bracketed duration 0.05g	Displacement Ductility y CCD	N/A	Alta
SDOF/MDOF - General	Guo et al. [22]	2016	Modelo EPP, bilineal, MDOF Histéresis Bouc-Wen	Escalado al Sa(Tn) y al espectro medio /Análisis no lineal.	SD5-75 %, SD5-95 %, Uniform 0.05g and 0.1g, Bracketed 0.05g and 0.1g	Peak RoofDisp, Peak IDR, Dissipated Energy	Sa(T)	Alta
Edificio - Marco de acero a momento	Chandramohan [4]	2016	Elementos lineal elásticos, IMK modificado y P-Delta	Equivalencia espectral /IDA	SD5-95 %	IDR	Sa(T)	Alta

Tabla A.3: Estudios analíticos posteriores al estado del arte de Hancock et al.[3]

Category - Structural system	Reference	Año	Modelación	Tipo de escalado/análisis	Medida de duración	EDP	Medida de intensidad	Importancia de la duración
Presa - Hormigón	Wang G. et Al. [24]	2016	Modelo concrete damage plasticity (CDP), formulación FEM lagrangiana para interacción fluido-sólido.	Equivalencia espectral mediante wavelets/IDA	Integrated measures Bracketed duration, Uniform Duration and Significant Duration	Peak Displacement, Damage Dissipation Energy & Local Damage Index	N/A	Alta
SDOF	Marafi et al. [40]	2016	IMK modificado.	Selección de registros mediante medida de intensidad integrada propuesta.	SD5-95 %	Ductility	Sa(T)	Alta
Edificio - Marco Hormigón Armado	Belejo et al. [1]	2017	Sección fibra y plasticidad distribuida, degradación considerada en materiales.	Equivalencia espectral /IDA	SD5-75 %	IDR, RoofPeak, Dissipated energy, Damage Indexes (P&A R&V)	Sa(T)	Alta
Edificio - Marco Hormigón Armado	Kiani et al. [114]	2017	Rótulas plásticas, IMK modificado	Registros sin escalar / Cloud analysis	Ia, CAV, Id, SD5-75 %, SD5-95 %	IDR, Median Floor Accel. Dissipated Energy	Sa(T), Sd, Saavg, ASI, SI, DSI, PGA, PGV, PGD and Othes	Media
Edificio - Marco Hormigón Armado	Mantawy et al. [42]	2017	Rótula plástica, factor de disipación de energía	Registros sin escalar/ Análisis no lineal.	SD5-95 %	Steel Strain - Low Cycle Fatigue	N/A	Media
Puente - Columna de hormigón armado	Billah et Al. [51]	2017	Modelo no lineal de columna calibrado para degradación cíclica.	Escalado a espectro de diseño/ Pushover e IDA	SD5-95 %	Drift & Collapse Margin Ratio (CMR)	Sa (T)	Media
Casa - Marco de madera liviana	Pan et al. [52]	2018	Modelo MS-TEW Incluye degradación	Equivalencia espectral /IDA	SD5-95 %	IDR	Sa(T)	Alta
Edificio - Marco Hormigón Armado	Samanta et al. [110]	2018	Rótulas plástica, sin degradación explícita	Equivalencia espectral mediante wavelets/Análisis no lineal	SD5-75 %	Peak and Mean Floor Acceleration, IDR	Sa(T)	Media

Tabla A.3: Estudios analíticos posteriores al estado del arte de Hancock et al.[3]

Category - Structural system	Reference	Año	Modelación	Tipo de escala-do/análisis	Medida de duración	EDP	Medida de intensidad	Importancia de la duración
Edificio - Marco de acero a momento	Kiani, Camp & Pezeshk [48]	2018	IMK modificado más P-Delta	Selección de registros mediante GCIM	SD5-95 %, SD5-75 % & CAV	MIDR	Sa (T1), Sa(Th), PGA, etc	Alta
SDOF	Giouvanidis & Dimitrakopoulos [23]	2018	No se específica.	No se específica/ Cloud Analysis	Varias (comparación).	EDP=Absolute peak rocking rotation/slenderness	Various	Alta
Edificio - Marco Hormigón Armado	Bhanu et al. [49]	2019	Rótulas plásticas, IMK modificado	Equivalencia espectral /IDA	SD5-75 %	Peak Story Drift Ratio	Sa(T)	Alta

Anexo B

REGISTROS SÍSMICOS

Tabla B.1: Características del set de registros de corta duración: duración significativa $D_{s_{5-75}\%}$, magnitud de momento M_w , distancia de ruptura, peak ground acceleration PGA, pulse index PI y periodo del pulso T_p .

Par	Componente del registro	Evento	Estación	D 5-75	Mw	Distancia ruptura	PGA	PI	T p
				[s]		[km]	[g]		[s]
1	H1	Hector Mine (US)	Hector	8	7,13	10	0,27	0,47	1,48
	H2			7			0,33	0,43	7,03
2	H1	El Mayor-Cuc (México)	Michoacan de Ocampo	22	7,2	16	0,54	0,03	1,74
	H2			21			0,41	0,00	1,07
3	H1	El Mayor-Cuc (México)	Calexico Fire Station	18	7,2	19	0,27	0,07	5,36
	H2			19			0,26	0,00	7,04
4	H1	Chuetsu-oki (Japan)	Hinodecho	12	6,8	24	0,08	0,00	2,80
	H2			12			0,07	0,47	1,61
5	H1	Northridge (US)	LABrentwood Hospital	6	6,69	23	0,19	0,32	2,13
	H2			6			0,16	0,24	2,49
6	H1	Corinth (Greece)	Corinth	6	6,6	10	0,24	0,02	2,35
	H2			5			0,30	0,02	1,16
7	H1	Irpinia (Italy)	Rionero in Vulture	11	6,2	23	0,10	0,01	1,67
	H2			9			0,10	0,00	1,25
8	H1	Northridge (US)	LA Fletcher Dr	6	6,69	27	0,17	0,82	0,83
	H2			6			0,24	0,00	3,28
9	H1	Chalfant Valley-02 (US)	Long Valley Dam	5	6,19	21	0,08	0,00	3,76
	H2			8			0,07	0,22	1,20
10	H1	Loma Prieta (US)	Coyote Lake Dam	6	6,93	20	0,15	0,00	2,66
	H2			4			0,48	0,02	1,51
11	H1	Northridge (US)	LA Century City CC	7	6,69	23	0,26	0,33	1,43
	H2			7			0,22	0,00	2,35
12	H1	Imperial Valley-06 (US)	El Centro Array #12	10	6,53	18	0,14	0,58	8,95

	H2			10			0,12	0,01	6,38
13	H1	Big Bear-01 (US)	Mor.Valley Fire Sta.	8	6,46	29	0,15	0,58	1,74
	H2			8			0,12	0,01	1,07
14	H1	El Mayor-Cuc. (Mexico)	El Centro Imp. & Ross	15	7,2	19	0,37	0,00	4,47
	H2			15			0,38	0,00	8,31
15	H1	Chuetsu-oki (Japan)	Sanjo Shinbori	10	6,8	23	0,26	0,00	1,48
	H2			11			0,32	0,00	4,68
16	H1	Northridge (US)	LA - W 15th St	9	6,69	30	0,10	0,00	2,67
	H2			10			0,17	0,00	4,17
17	H1	Imperial Valley-06 (US)	Cerro Prieto	17	6,53	15	0,17	0,00	5,31
	H2			20			0,16	0,00	4,84
18	H1	Chuetsu-oki (Japan)	Joetsu Yasuzukaku	6	6,8	42	0,22	0,11	1,05
	H2			5			0,15	0,03	0,90
19	H1	Christchurch (New Zealand)	Styx Mill Transfer Sta.	5	6,2	11	0,18	0,08	1,36
	H2			7			0,14	0,00	3,70
20	H1	Loma Prieta (US)	Gilroy Array #7	4	6,93	23	0,26	0,00	0,61
	H2			5			0,22	0,00	5,11
21	H1	Northridge (US)	Willoughby Ave	6	6,69	23	0,14	0,75	1,22
	H2			6			0,25	0,01	2,34

Tabla B.2: Características del set de registros de larga duración: duración significativa $D_{s_{5-75\%}}$, magnitud de momento M_w , distancia de ruptura, peak ground acceleration PGA, pulse index PI y periodo del pulso T_p .

Par	Componente del registro	Evento	Estación	D 5-75	Mw	Distancia ruptura	PGA	PI	T p
				[s]		[km]	[g]		[s]
1	H1	Tohoku (Japan)	Towadako	53	9,0	312	0,11	0,00	1,6
	H2			55			0,12	0,00	2,8
2	H1	Tohoku (Japan)	Nagawa	53	9,0	292	0,14	0,00	1,3
	H2			53			0,11	0,00	3,4
3	H1	Tohoku (Japan)	Takasato	64	9,0	279	0,12	0,00	2,3
	H2			66			0,13	0,00	2,8
4	H1	Tohoku (Japan)	Fukushima	77	9,0	221	0,21	0,00	2,1
	H2			77			0,33	0,00	1,5
5	H1	Tohoku (Japan)	Ichinohe	52	9,0	263	0,14	0,00	1,2
	H2			54			0,15	0,00	3,5
6	H1	Tohoku (Japan)	Hanamaki	54	9,0	209	0,41	0,00	1,8
	H2			54			0,37	0,00	1,3
7	H1	Tohoku (Japan)	Kanegasaki	58	9,0	202	0,17	0,00	1,5
	H2			65			0,19	0,00	4,0
8	H1	Tohoku (Japan)	Ichinoseki	56	9,0	188	0,53	0,00	1,3
	H2			54			0,52	0,00	1,1
9	H1	Tohoku (Japan)	Iwanuma	70	9,0	177	0,26	0,00	1,3
	H2			66			0,29	0,50	2,2
10	H1	Tohoku (Japan)	Shiroishi	70	9,0	198	0,33	0,00	1,5
	H2			70			0,32	0,00	2,1
11	H1	Tohoku (Japan)	Shizugawa	58	9,0	137	0,53	0,01	1,5

	H2			56			0,46	0,02	2,4
12	H1	Tohoku (Japan)	Tendou	71	9,0	219	0,20	0,00	2,4
	H2			64			0,18	0,00	2,4
13	H1	Tohoku (Japan)	Yamagata	78	9,0	229	0,14	0,01	3,0
	H2			84			0,14	0,00	2,5
14	H1	Maule (Chile)	Constitución	32	8,8	39	0,53	0,00	2,2
	H2			32			0,65	0,00	1,1
15	H1	Maule (Chile)	Curico	38	8,8	65	0,48	0,00	1,3
	H2			37			0,41	0,00	1,9
16	H1	Maule (Chile)	Hualele	35	8,8	50	0,38	0,01	1,2
	H2			34			0,48	0,00	1,4
17	H1	Maule (Chile)	Talca	51	8,8	59	0,46	0,00	0,9
	H2			52			0,45	0,00	2,9
18	H1	Valparaiso (Chile)	Llolleo	28	7,8	N/A	0,39	0,00	1,6
	H2			27			0,68	0,00	1,1
19	H1	Valparaiso (Chile)	Valparaiso El almendral	31	7,8	N/A	0,16	0,00	1,4
	H2			37			0,29	0,00	1,0
20	H1	Valparaiso (Chile)	San Isidro	30	7,8	N/A	0,70	0,00	0,4
	H2			24			0,70	0,00	0,6
21	H1	Valparaiso (Chile)	Vina del Mar	32	7,8	N/A	0,32	0,00	1,0
	H2			32			0,22	0,02	1,1

ESTUDIO DEL IMPACTO

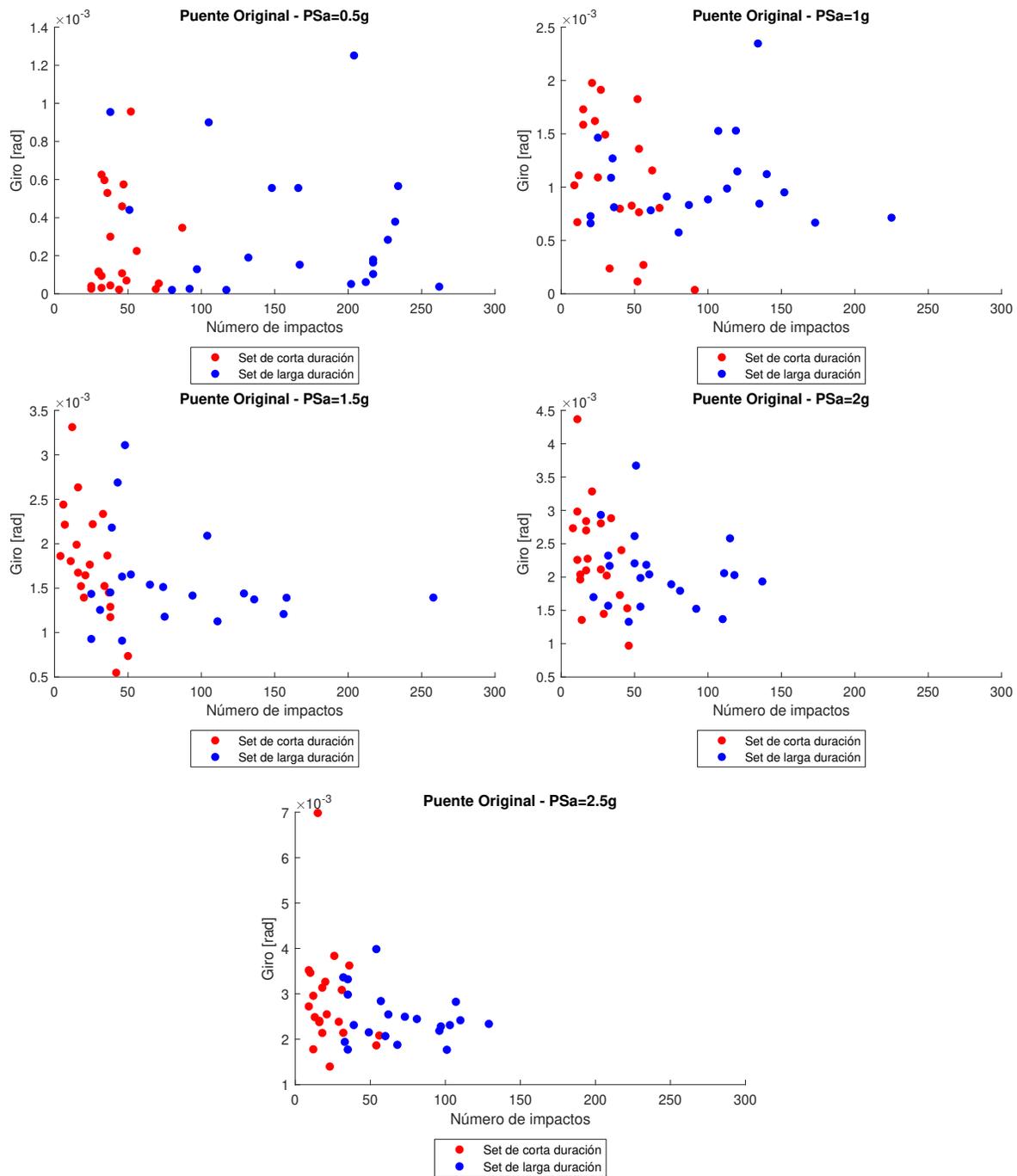


Figura C.1: Giro en el plano del puente completo según la cantidad de impactos entre tablero y estribo - Puente original

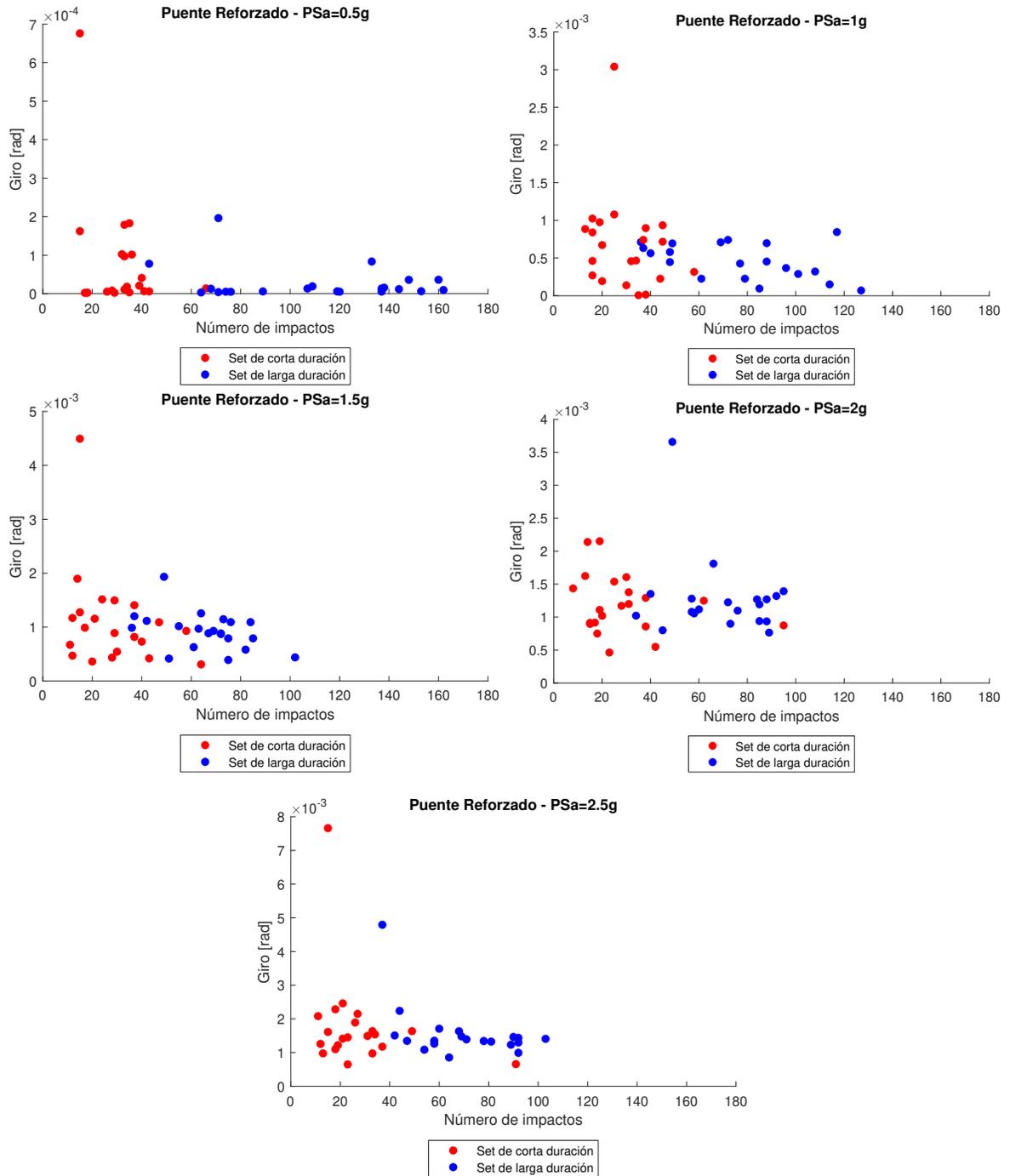


Figura C.2: Giro en el plano del puente completo según la cantidad de impactos entre tablero y estribo - Puente reforzado

REFERENCIAS

- [1] Andre Belejo, Andre R Barbosa, and Rita Bento. Influence of ground motion duration on damage index-based fragility assessment of a plan-asymmetric non-ductile reinforced concrete building. *Engineering Structures*, 151:682–703, 2017.
- [2] Saburoh MIDORIKAWA, Hiroyuki MIURA, and Tomohiro ATSUMI. Characteristics of strong ground motion from the 2011 gigantic tohoku, japan earthquake. In *Proceedings of the International Symposium on Engineering Lessons Learned from the 2011 Great East Japan Earthquake*, 2012.
- [3] Jonathan Hancock and Julian J Bommer. A state-of-knowledge review of the influence of strong-motion duration on structural damage. *Earthquake spectra*, 22(3):827–845, 2006.
- [4] Reagan Chandramohan, Jack W Baker, and Gregory G Deierlein. Quantifying the influence of ground motion duration on structural collapse capacity using spectrally equivalent records. *Earthquake Spectra*, 32(2):927–950, 2016.
- [5] Andre R Barbosa, Filipe LA Ribeiro, and Luis AC Neves. Influence of earthquake ground-motion duration on damage estimation: application to steel moment resisting frames. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 46(1):27–49, 2017.
- [6] Meera Raghunandan and Abbie B Liel. Effect of ground motion duration on earthquake-induced structural collapse. *Structural Safety*, 41:119–133, 2013.
- [7] Jorge Ruiz-Garcia. On the influence of strong-ground motion duration on residual displacement demands. *Earthquake and Structures*, 1(4):327–344, 2010.
- [8] Frank McKenna, Gregory L Fenves, Michael H Scott, et al. Open system for earthquake engineering simulation. *University of California, Berkeley, CA*, 2000.
- [9] Rodrigo Cabrera. Desempeño sísmico en puentes de hormigón armado en chile. 2018.
- [10] Farzad Naeim, Marshall Lew, Lauren D Carpenter, Nabih F Youssef, Fabian Rojas, G Rodolfo Saragoni, and Macarena Schachter Adaros. Performance of tall buildings in santiago, chile during the 27 february 2010 offshore maule, chile earthquake. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 20(1):1–16, 2011.
- [11] Hetao Hou and Bing Qu. Duration effect of spectrally matched ground motions on seismic demands of elastic perfectly plastic sdfs. *Engineering Structures*, 90:48–60, 2015.

- [12] Julian J Bommer and Alejandro Martinez-Pereira. Strong-motion parameters: definition, usefulness and predictability. In *Proc. of the 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, 2000*.
- [13] Reagan Chandramohan, JW Baker, GG Deierlein, and T Lin. Influence of ground motion spectral shape and duration on seismic collapse risk. 2013.
- [14] JC Foschaar, JW Baker, and GG Deierlein. Preliminary assessment of ground motion duration effects on structural collapse. In *Proceedings of the 15th world conference on earthquake engineering, 2012*.
- [15] Bruce A Bolt. Duration of strong ground motion. In *Proceedings of the 5th World Conference on Earthquake Engineering*, volume 1, pages 1304–1313, 1973.
- [16] Mihailo Dimitrije Trifunac and A Gerald Brady. A study on the duration of strong earthquake ground motion. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 65(3):581–626, 1975.
- [17] A. Arias. Measure of earthquake intensity. *Massachusetts Inst. of Tech., Cambridge. Univ. of Chile, Santiago de Chile*, 1970.
- [18] R. E. Kayen and J. K. Mitchell. Assessment of liquefaction potential during earthquakes by arias intensity. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123(12):1162–1174, 1997.
- [19] J. R. Benjamin. A criterion for determining exceedances of the operating basis earthquake. Technical report, Epri report np-5930, Electric Power Research Institute, Palo Alto., 1998.
- [20] E. Cosenza. The improvement of the seismic-resistant design for existing and new structures using damage concept. In *In Proceedings of the International Workshop on Seismic Design Methodologies for the Generation of Code*, pages 119–130, 1997.
- [21] Justin J Kempton and Jonathan P Stewart. Prediction equations for significant duration of earthquake ground motions considering site and near-source effects. *Earthquake spectra*, 22(4):985–1013, 2006.
- [22] Guiqiang Guo, Dixiong Yang, and Yunhe Liu. Duration effect of near-fault pulse-like ground motions and identification of most suitable duration measure. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 16(11):5095–5119, 2018.
- [23] Anastasios I Giouvanidis and Elias G Dimitrakopoulos. Rocking amplification and strong-motion duration. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 47(10):2094–2116, 2018.
- [24] Gaohui Wang, Yongxiang Wang, Wenbo Lu, Peng Yan, Wei Zhou, and Ming Chen. A general definition of integrated strong motion duration and its effect on seismic demands of concrete gravity dams. *Engineering Structures*, 125:481–493, 2016.
- [25] Young-Ji Park and Alfredo H-S Ang. Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete. *Journal of structural engineering*, 111(4):722–739, 1985.

- [26] RE Valles, AM Reinhorn, SK Kunnath, C Li, and A Madan. Idarc 2d version 4.0: a program for the inelastic damage analysis of buildings. *Rep. No. NCEER 96*, 10, 1996.
- [27] Riyadh A Hindi and Robert G Sexsmith. A proposed damage model for rc bridge columns under cyclic loading. *Earthquake Spectra*, 17(2):261–290, 2001.
- [28] L Fo Coffin Jr. A study of the effects of cyclic thermal stresses on a ductile metal. *Transactions of the American Society of Mechanical Engineers, New York*, 76:931–950, 1954.
- [29] JB Mander, FD Panthaki, and A Kasalanati. Low-cycle fatigue behavior of reinforcing steel. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 6(4):453–468, 1994.
- [30] Jeff Brown and Sashi K Kunnath. Low-cycle fatigue failure of reinforcing steel bars. *Materials Journal*, 101(6):457–466, 2004.
- [31] WM Ghannoum and CM Slavin. Defining structurally acceptable properties of high-strength steel bars through material and column testing—part i: Material testing report. *Research Grant Agreement*, pages 05–14, 2015.
- [32] MA Miner et al. Cumulative fatigue damage. *Journal of applied mechanics*, 12(3):A159–A164, 1945.
- [33] ASTM Committee E-8 on Fatigue and Fracture. *Standard practices for cycle counting in fatigue analysis*. ASTM International, 2005.
- [34] Atilla Ansal, G Tönük, Asli Kurtuluş, and B Çetiner. Effect of spectra scaling on site specific design earthquake characteristics based on 1d site response analysis. *Proceedings of 15WCEE, Lisbon, Portugal*, 2012.
- [35] Norman A Abrahamson. Non-stationary spectral matching program rspmatch. *Pacific Gas & Electric Company Internal Report*, 1998.
- [36] Jonathan Hancock, Jennie Watson-Lamprey, Norman A Abrahamson, Julian J Bommer, Alexandros Markatis, EMMA McCOY, and Rishmila Mendis. An improved method of matching response spectra of recorded earthquake ground motion using wavelets. *Journal of earthquake engineering*, 10(spec01):67–89, 2006.
- [37] Linda Al Atik and Norman Abrahamson. An improved method for nonstationary spectral matching. *Earthquake Spectra*, 26(3):601–617, 2010.
- [38] Seismosoft. Seismomatch v2. 1 a computer program for spectrum matching of earthquake records. 2013.
- [39] Timothy D Ancheta, Robert B Darragh, Jonathan P Stewart, Emel Seyhan, Walter J Silva, Brian SJ Chiou, Katie E Wooddell, Robert W Graves, Albert R Kottke, David M Boore, et al. Peer nga-west2 database. 2013.

- [40] Nasser A Marafi, Jeffrey W Berman, and Marc O Eberhard. Ductility-dependent intensity measure that accounts for ground-motion spectral shape and duration. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 45(4):653–672, 2016.
- [41] Sashi K Kunnath, Amit Kanvinde, Yan Xiao, and Guowei Zhang. *Effects of buckling and low cycle fatigue on seismic performance of reinforcing bars and mechanical couplers for critical structural members*. Department of Civil and Environmental Engineering, Structural Engineering, 2009.
- [42] A Mantawy and JC Anderson. Effect of long-duration earthquakes on the low-cycle fatigue damage in rc frame buildings. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 109:46–57, 2018.
- [43] Jason C Goodnight, Mervyn J Kowalsky, and James M Nau. Effect of load history on performance limit states of circular bridge columns. *Journal of Bridge Engineering*, 18(12):1383–1396, 2013.
- [44] Mohammed Saeed Mohammed. *Effect of Earthquake Duration on Reinforced Concrete Bridge Columns*. University of Nevada, Reno, 2016.
- [45] Selamawit Mehary, Peter Dusicka, and Ramiro Bazaez. Effect of subduction earthquake-based loading history on substandard rc square columns. *Journal of Bridge Engineering*, 23(3):04017146, 2017.
- [46] Ramiro Bazaez and Peter Dusicka. Cyclic loading for rc bridge columns considering subduction megathrust earthquakes. *Journal of Bridge Engineering*, 21(5):04016009, 2016.
- [47] Reagan Chandramohan, Jack W Baker, and Gregory G Deierlein. Impact of hazard-consistent ground motion duration in structural collapse risk assessment. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 45(8):1357–1379, 2016.
- [48] Jalal Kiani, Charles Camp, and Shahram Pezeshk. Role of conditioning intensity measure in the influence of ground motion duration on the structural response. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 104:408–417, 2018.
- [49] V Bhanu, R Chandramohan, and TJ Sullivan. Investigating the influence of ground motion duration on the dynamic deformation capacity of reinforced concrete framed structures.
- [50] Carlos E Ventura, Michael Fairhurst, Armin Bebamzadeh, and Ilaria Capraro. Seismic response and collapse risk of shearwall buildings subjected to long duration ground motion. In *Concrete Structures in Earthquake*, pages 167–184. Springer, 2019.
- [51] AHMM Billah, MR Kabir, and M Shahria Alam. Comparative collapse performance assessment of bridge pier under near-fault and long duration ground motions. In *16th world conference on earthquake engineering, Santiago, Chile*, 2017.
- [52] Yuxin Pan, Carlos E Ventura, and WD Liam Finn. Effects of ground motion duration on the seismic performance and collapse rate of light-frame wood houses. *Journal of Structural Engineering*, 144(8):04018112, 2018.

- [53] Bin Xu, Xingliang Wang, Rui Pang, and Yang Zhou. Influence of strong motion duration on the seismic performance of high cfrds based on elastoplastic analysis. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 114:438–447, 2018.
- [54] Mina Molazadeh and Hamed Saffari. The effects of ground motion duration and pinching-degrading behavior on seismic response of sdof systems. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 114:333–347, 2018.
- [55] Saman Yaghmaei-Sabegh and Sahar Makaremi. Development of duration-dependent damage-based inelastic response spectra. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 46(5):771–789, 2017.
- [56] MA Sozen. Review of earthquake response of reinforced concrete buildings with a view to drift control. *State-of-the-art in earthquake engineering*, pages 383–418, 1981.
- [57] AHM Muntasir Billah and M Shahria Alam. Seismic fragility assessment of highway bridges: a state-of-the-art review. *Structure and Infrastructure Engineering*, 11(6):804–832, 2015.
- [58] Pooya Sarabandi, Dimitris Pachakis, Stephanie King, and Anne Kiremidjian. Empirical fragility functions from recent earthquakes. In *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, BC, Canada. Paper*, number 1211, 2004.
- [59] Nesrin Basoz and Anne S Kiremidjian. Evaluation of bridge damage data from the loma prieta and northridge, california earthquakes. Technical report, 1998.
- [60] Fumio Yamazaki, Tatsuya Hamada, Hitoshi Motoyama, and Hiroshi Yamauchi. Earthquake damage assessment of expressway bridges in japan. In *Optimizing Post-Earthquake Lifeline System Reliability*, pages 361–370. ASCE, 1999.
- [61] M Shinozuka, MQ Feng, H Kim, T Uzawa, and T Ueda. Statical analysis of fragility curves. Technical report, MCEER Technical Report, 2001.
- [62] Ashkan Vosooghi and M Saiid Saiidi. Experimental fragility curves for seismic response of reinforced concrete bridge columns. *ACI Structural Journal*, 109(6), 2012.
- [63] Swagata Banerjee and Chao Chi. State-dependent fragility curves of bridges based on vibration measurements. *Probabilistic Engineering Mechanics*, 33:116–125, 2013.
- [64] John B Mander and Nesrin Basöz. Seismic fragility curve theory for highway bridges. In *Optimizing post-earthquake lifeline system reliability*, pages 31–40. ASCE, 1999.
- [65] Seismic ATC. Evaluation and retrofit of concrete buildings, rep. *ATC-40, Applied Technology Council, Redwood City, California*, 1996.
- [66] S Banerjee and Masanobu Shinozuka. Nonlinear static procedure for seismic vulnerability assessment of bridges. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, 22(4):293–305, 2007.

- [67] Masanobu Shinozuka, Maria Q Feng, Ho-Kyung Kim, and Sang-Hoon Kim. Nonlinear static procedure for fragility curve development. *Journal of engineering mechanics*, 126(12):1287–1295, 2000.
- [68] AHMM Billah and MS Alam. Seismic vulnerability assessment of a typical multi-span continuous concrete highway bridge in british columbia. *Canadian Journal of Civil Engineering, Manuscript ID: CJCE-2013-0049R2*, 2013.
- [69] Eunsoo Choi, Reginald DesRoches, and Bryant Nielson. Seismic fragility of typical bridges in moderate seismic zones. *Engineering Structures*, 26(2):187–199, 2004.
- [70] Nicolas Luco and C Allin Cornell. Effects of random connection fractures on the demands and reliability for a 3-story pre-northridge smrf structure. In *Proceedings of the 6th US national conference on earthquake engineering*, volume 244, pages 1–12. Citeseer, 1998.
- [71] MA Rahman Bhuiyan and M Shahria Alam. Seismic vulnerability assessment of a multi-span continuous highway bridge fitted with shape memory alloy bars and laminated rubber bearings. *Earthquake Spectra*, 28(4):1379–1404, 2012.
- [72] JW Baker. Trade-offs in ground motion selection techniques for collapse assessment of structures. In *Vienna Congress on Recent Advances in Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, pages 28–30, 2013.
- [73] Jian Zhang and Yili Huo. Evaluating effectiveness and optimum design of isolation devices for highway bridges using the fragility function method. *Engineering Structures*, 31(8):1648–1660, 2009.
- [74] Jack W Baker and C Allin Cornell. *Vector-valued ground motion intensity measures for probabilistic seismic demand analysis*. Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, 2006.
- [75] Paolo Gardoni, Armen Der Kiureghian, and Khalid M Mosalam. Probabilistic capacity models and fragility estimates for reinforced concrete columns based on experimental observations. *Journal of Engineering Mechanics*, 128(10):1024–1038, 2002.
- [76] Andreas J Kappos, Georgios Panagopoulos, Christos Panagiotopoulos, and Gregorios Penelis. A hybrid method for the vulnerability assessment of r/c and urm buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 4(4):391–413, 2006.
- [77] AJ Kappos, KC Stylianidis, and K Pitilakis. Development of seismic risk scenarios based on a hybrid method of vulnerability assessment. *Natural Hazards*, 17(2):177–192, 1998.
- [78] Andreas J Kappos and Georgios Panagopoulos. Fragility curves for reinforced concrete buildings in greece. *Structure and Infrastructure Engineering*, 6(1-2):39–53, 2010.
- [79] Lorenzo Escobar. Estudio del reforzamiento sismico del paso superior lo echevers. Master’s thesis, Universidad Tecnica Federico Santa Maria, 2018.

- [80] Ady Aviram, Kevin Rory Mackie, and Božidar Stojadinović. *Guidelines for nonlinear analysis of bridge structures in California*. Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2008.
- [81] ODOT. Bridge design and drafting manual - section 1 - design. Technical report, Oregon Department of Transportation, 2017.
- [82] Peyman Kaviani, Farzin Zareian, and Ertugrul Taciroglu. Seismic behavior of reinforced concrete bridges with skew-angled seat-type abutments. *Engineering Structures*, 45:137–150, 2012.
- [83] MJ Nigel Priestley, Frieder Seible, and Gian Michele Calvi. *Seismic design and retrofit of bridges*. John Wiley & Sons, 1996.
- [84] M Berry, M Parrish, and M Eberhard. Peer structural performance database. *User's Manual, Pacific Earthquake Engineering Research Center*, 2004.
- [85] Murat Saatcioglu and Guney Ozcebe. Response of reinforced concrete columns to simulated seismic loading. *Structural Journal*, 86(1):3–12, 1989.
- [86] Hitoshi Tanaka. Effect of lateral confining reinforcement on the ductile behaviour of reinforced concrete columns. 1990.
- [87] Yi-Lung Mo and SJ Wang. Seismic behavior of rc columns with various tie configurations. *Journal of Structural Engineering*, 126(10):1122–1130, 2000.
- [88] R Park and T Paulay. Use of interlocking spirals for transverse reinforcement in bridge columns. *Strength and ductility of concrete substructures of bridges, RRU (Road Research Unit) Bulletin*, 84(1):77–92, 1990.
- [89] Peyman Kaviani, Farzin Zareian, and Ertugrul Taciroglu. *Performance-based seismic assessment of skewed bridges*. Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2014.
- [90] Bryant G Nielson. *Analytical fragility curves for highway bridges in moderate seismic zones*. PhD thesis, Georgia Institute of Technology, 2005.
- [91] SDC Caltrans. Caltrans seismic design criteria. *California Department of Transportation, Sacramento, CA*, 2010.
- [92] J Michael Duncan and Robert L Mokwa. Passive earth pressures: theories and tests. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127(3):248–257, 2001.
- [93] Ryan T Cole and Kyle M Rollins. Passive earth pressure mobilization during cyclic loading. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132(9):1154–1164, 2006.
- [94] Anooshirvan Shamsabadi. *Three-dimensional nonlinear seismic soil-abutment-foundation-structure interaction analysis of skewed bridges*. University of Southern California, 2007.
- [95] Susendar Muthukumar. *A contact element approach with hysteresis damping for the analysis and design of pounding in bridges*. PhD thesis, Georgia Institute of Technology, 2003.

- [96] Rakesh K Goel and Anil K Chopra. Role of shear keys in seismic behavior of bridges crossing fault-rupture zones. *Journal of Bridge Engineering*, 13(4):398–408, 2008.
- [97] Joshua S Steelman, Larry A Fahnestock, Evgueni T Filipov, James M LaFave, Jerome F Hajjar, and Douglas A Foutch. Shear and friction response of nonseismic laminated elastomeric bridge bearings subject to seismic demands. *Journal of Bridge Engineering*, 18(7):612–623, 2012.
- [98] Eunsoo Choi. *Seismic analysis and retrofit of mid-America bridges*. PhD thesis, School of Civil and Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology, 2002.
- [99] MOP. Manual de carreteras. Technical report, Ministerio de Obras Publicas, 2017.
- [100] F Rubilar. *Modelo No Lineal Para Predecir la Respuesta Sísmica de Pasos Superiores*. PhD thesis, Tesis de Magister, Pontificia Universidad Católica de Chile, 2015.
- [101] Martinez A. Efecto de las barras sismicas en el comportamiento sismico transversal de puentes de hormigon armado. Master’s thesis, 2015.
- [102] Karthik Ramanathan, Reginald DesRoches, and Jamie Ellen Padgett. Analytical fragility curves for multispan continuous steel girder bridges in moderate seismic zones. *Transportation Research Record*, 2202(1):173–182, 2010.
- [103] SH Megally, PF Silva, and F Seible. Seismic response of sacrificial shear keys in bridge abutments rep. no. *SSRP-2001/23, Dept. of Structural Engineering, Univ. of California, San Diego*, 2001.
- [104] ACI (American Concrete Institute). Building code requirements for structural concrete and commentary, 2011.
- [105] AHM Muntasir Billah and M Shahria Alam. Seismic fragility assessment of concrete bridge pier reinforced with superelastic shape memory alloy. *Earthquake Spectra*, 31(3):1515–1541, 2015.
- [106] Suiwen Wu. *Effect of skew on seismic performance of bridges with seat-type abutments*. PhD thesis, 2016.
- [107] Arturo de Jesús Cortés Rivas et al. Efecto de la fricción entre el tablero y los estribos en la rotación sísmica del tablero de puentes rectos. 2018.
- [108] N. Navarro. Evaluacion de las expresiones para determinar las longitudes minimas de apoyo en puentes chilenos mediante analisis no lineales. *Tesis de pregrado*, 2019.
- [109] Jonathan Hancock and Julian J Bommer. Using spectral matched records to explore the influence of strong-motion duration on inelastic structural response. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 27(4):291–299, 2007.
- [110] Avik Samanta and Pranjul Pandey. Effects of ground motion modification methods and ground motion duration on seismic performance of a 15-storied building. *Journal of Building Engineering*, 15:14–25, 2018.

-
- [111] Claudio Oyarzo-Vera and Nawawi Chouw. Effect of earthquake duration and sequences of ground motions on structural responses. In *10th International Symposium on Structural Engineering for Young Experts*, 2008.
- [112] JB Mander and GW Rodgers. Analysis of low cycle fatigue effects on structures due to the 2010-2011 canterbury earthquake sequence. In *Proceedings of the Tenth Pacific Conference on Earthquake Engineering. Sydney*, 2015.
- [113] Junsheng Su, Rajesh Prasad Dhakal, and Junjie Wang. Fiber-based damage analysis of reinforced concrete bridge piers. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 96:13–34, 2017.
- [114] Jalal Kiani and Shahram Pezeshk. Sensitivity analysis of the seismic demands of rc moment resisting frames to different aspects of ground motions. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 46(15):2739–2755, 2017.