
UNIVERSIDAD TÉCNICA FEDERICO SANTA MARÍA

DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES



EFECTO DE LA FLEXIBILIDAD DEL SISTEMA SUELO-FUNDACIÓN EN EL DESEMPEÑO SÍSMICO DE PUENTES VIALES CHILENOS

Memoria de Titulación presentada por:

MARIO DANIEL CÁCERES CASTRO

Como requisito para optar al Título de

INGENIERIO CIVIL

Profesor Guía:

Ramiro Bazáez Gallardo

VALPARAÍSO – CHILE

2019

RESUMEN

En Chile, el Manual de Carreteras (2017) señala métodos de modelamiento de fundaciones de puentes que consideran la flexibilidad del sistema suelo-fundación. Sin embargo, no discute la necesidad de incorporar esta flexibilidad en el análisis sísmico. La orientación limitada de los códigos y normas genera la necesidad de evaluar y cuantificar los efectos de esta flexibilidad en el comportamiento sísmico de puentes.

El objetivo principal de esta investigación es cuantificar el efecto de la flexibilidad del sistema suelo-fundación en el desempeño sísmico de puentes de pasos superiores chilenos, considerando sistemas de puentes soportados por fundaciones directas y fundaciones profundas. Con el fin de cumplir estos objetivos se desarrollaron modelos analíticos que consideraron la condición teórica de base rígida y modelos que incorporaron la flexibilidad del sistema suelo-fundación.

El comportamiento sísmico de los puentes analizados se evaluó mediante un Análisis Dinámico Lineal y un Análisis Estático No Lineal (Pushover). Estos procedimientos permitieron estudiar los periodos fundamentales de vibración, los desplazamientos máximos asociados al espectro de aceleración del Manual de Carreteras (2017), las curvas de capacidad, los puntos de desempeño asociados a espectros de aceleración del Terremoto del Maule de 2010 (Chile) y el desempeño sísmico de distintos elementos que formaban parte del sistema sismo-resistente. Además, se realizó un análisis de sensibilidad que permitió evaluar el comportamiento sísmico frente a la variación de las condiciones de soporte del suelo (rigidez y capacidad).

Se observó que la incorporación de la flexibilidad del sistema suelo fundación modifica parámetros relevantes empleados en las distintas metodologías de diseño sísmico de puentes, tales como, periodos de vibración, demandas de desplazamiento y el comportamiento sísmico de placas de apoyo, columnas y estribos.

Palabras Claves: puente, fundaciones directas, fundaciones profundas, desempeño sísmico, interacción suelo-fundación-estructura, flexibilidad del sistema suelo-fundación, análisis Pushover.

ABSTRACT

In Chile, the Manual de Carreteras (2017) indicates methods for modeling bridge foundations that consider the flexibility of the soil-foundation system. However, it does not discuss the need to incorporate this flexibility in seismic analysis. The limited orientation of the codes and standards generates the need to evaluate and quantify the effects of this flexibility on the seismic behavior of bridges.

The main objective of this research is to quantify the effect of the flexibility of the soil-foundation system on the seismic performance of Chilean overpasses, considering bridge systems supported by shallow foundations and deep foundations. In order to meet these objectives, analytical models were developed that considered the theoretical condition of rigid base and models that incorporated the flexibility of the soil-foundation system.

The seismic behavior of the analyzed bridges was evaluated by means of a Linear Dynamic Analysis and a Nonlinear Static Analysis (Pushover). These procedures allowed studying the fundamental periods of vibration, the maximum displacements associated with the acceleration spectrum of the Manual de Carreteras (2017), the capacity curves, the performance points associated with the acceleration spectra of the Maule Earthquake of 2010 (Chile) and the seismic performance of different elements that were part of the earthquake-resistant system. In addition, a sensitivity analysis was carried out to evaluate the seismic behavior against the variation of soil support conditions (rigidity and capacity).

It was observed that the incorporation of the flexibility of the soil-foundation system modifies relevant parameters used in the different seismic bridge design methodologies, such as, periods of vibration, displacement demands and the seismic behavior of support plates, columns and abutments.

Keywords: bridge, shallow foundations, deep foundations, seismic performance, soil-foundation-structure interaction, soil-foundation system flexibility, Pushover analysis.

*Dedico esta tesis a mi familia, que
gracias a su amor incondicional,
me permiten construir lo que soy
cada día.*

AGRADECIMIENTOS

Quiero agradecer a todos los docentes que me educaron durante mi etapa escolar y universitaria. Por entregarme el conocimiento y las herramientas que hoy me permiten ser un profesional integral.

A la Universidad Técnica Federico Santa María, que con sus más de 85 años, se ha consolidado como una casa de estudios líder en Ingeniería, Ciencia y Tecnología en el país.

A mi profesor guía, Ramiro Bazaéz, que con dedicación y siempre con una buena conversación, me guio de comienzo a fin en la realización de esta memoria.

Al equipo de memoristas de Ingeniería Civil del Departamento de Obras Civiles, con quienes nos dedicamos a entender el comportamiento sísmico de puentes, aplicando ingeniería de vanguardia y de carácter internacional.

ÍNDICE GENERAL

CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. Objetivos	1
1.2. Metodología	2
1.3. Organización de la Memoria.....	3
CAPÍTULO 2 MARCO CONCEPTUAL	5
2.1. Estructura de Puente	5
2.2. Interacción Suelo-Fundación-Estructura (ISFE).....	8
2.3. Caracterización de la Flexibilidad del Sistema Suelo-Fundación (FSSF)	12
2.4. Métodos de Análisis.....	20
CAPÍTULO 3 CARACTERIZACIÓN PUENTES	27
3.1. Descripción Puentes Chilenos	27
3.2. Caracterización de Puentes Utilizados en el Estudio	31
CAPÍTULO 4 MODELACIÓN DE PUENTES.....	39
4.1. Descripción General de los Modelos Utilizados.....	39
4.2. Modelo I: Modelo Empotrado	41
4.3. Modelo II: Modelo que incorpora flexibilidad de los estribos	44
4.4. Modelo III: Modelo que incorpora flexibilidad del sistema suelo-fundación	45
4.5. Modelación Elementos	48
4.6. Modelos en software SAP 2000.....	75
CAPÍTULO 5 RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	77

5.1. Análisis Lineal	77
5.2. Análisis Estático No Lineal Incremental (pushover)	80
5.3. Evaluación de Desempeño	101
5.4. Análisis de Sensibilidad Modelo III	108
CAPÍTULO 6 CONCLUSIONES Y COMENTARIOS	123
6.1. Conclusiones Generales Derivadas de la Investigación.....	123
6.2. Conclusiones Asociadas a los Objetivos Planteados	124
6.3. Alcance de los Resultados Obtenidos	125
6.4. Comentarios y Recomendaciones	126
REFERENCIAS	127

INDICE DE TABLAS

Tabla 2-1. Factor de rigidez sísmica para fundaciones profundas	18
Tabla 2-2. Tipos de análisis estructural	20
Tabla 2-3. Factor de modificación del ciclo histerético, k	25
Tabla 3-1. Cantidad mínima de topes interiores propuesta por el Manual de Carreteras (2017)	30
Tabla 3-2. Parámetros de estado, rigidez y capacidad del suelo Puente B.....	38
Tabla 4-1. Detalle refuerzo columnas y pilotes circulares	51
Tabla 4-2. Parámetros utilizados en las curvas esfuerzo-deformación del acero de refuerzo	53
Tabla 4-3. Parámetros utilizados en las curvas esfuerzo-deformación del hormigón	53
Tabla 4-4. Parámetros utilizados para caracterizar la sección bruta.....	55
Tabla 4-5. Propiedades sistema tablero-vigas	59
Tabla 4-6. Parámetros modelo carga-deformación apoyos elastoméricos	61
Tabla 4-7. Parámetros para la curva carga-deformación barras de anclaje	62
Tabla 4-8. Parámetros modelo carga-deformación topes sísmicos interiores	64
Tabla 4-9. Parámetros utilizados en el modelo carga-deformación topes sísmicos exteriores	67
Tabla 4-10. Factores de desplazamiento presunto $F_w (\Delta/H)$	69
Tabla 4-11. Parámetros utilizados en el modelo carga-deformación empuje pasivo sobre el muro espaldar	69
Tabla 4-12. Parámetros utilizados en el modelo carga-deformación empuje pasivo sobre los muros ala del estribo.....	72

Tabla 4-13. Parámetros utilizados y obtenidos en la modelación del sistema suelo-zapata	73
Tabla 4-14. Factor de rigidez sísmica.....	74
Tabla 4-15. Coeficiente de reducción por efectos de grupo de pilotes.....	74
Tabla 4-16. Parámetros utilizados y obtenidos en la modelación del sistema suelo-pila y suelo-pilote	75
Tabla 5-1. Parámetros espectros de aceleración según Manual de Carreteras (2017)	78
Tabla 5-2. Información modal Puente A y Puente B.....	79
Tabla 5-3. Desplazamiento máximo Puente A y Puente B.....	79
Tabla 5-4. Resumen registros sísmicos del Terremoto del Maule (2010).....	81
Tabla 5-5. Estados límites de desempeño utilizados	101
Tabla 5-6. Análisis de sensibilidad información modal Puente A y B.....	109
Tabla 5-7. Análisis de sensibilidad desplazamientos máximos Puente A y B	109

INDICE DE FIGURAS

Figura 2-1. Elementos que Constituyen un Puente	7
Figura 2-2. Tipos de Fundaciones Directas y Profundas.....	7
Figura 2-3. Solución Rigurosa de la Respuesta Inercial.....	10
Figura 2-4. Factor de Rigidez Dinámica Dependiente de la Frecuencia para Zapatas Directas	11
Figura 2-5. Representación Idealizada del Comportamiento Carga-Deformación para Suelos	12
Figura 2-6. Modelo de Resorte Desacoplados para Fundaciones Superficiales Rígidas.....	14
Figura 2-7. Modelo de Resortes de Winkler Desacoplados Para Fundaciones Directas.....	16
Figura 2-8. Modelo con Resortes para Fundación del Tipo Dado de Fundación con Pilotes	17
Figura 2-9. Modelo con Resortes de Winkler para Fundación Piloteada.....	18
Figura 2-10. Corrección de la Rigidez del Suelo en un Grupo de Pilotes.....	19
Figura 2-11. Ejemplo de Curva de Capacidad (o Pushover)	21
Figura 2-12. Aproximación Lineal y No Lineal de la Respuesta Estructural.....	22
Figura 2-13. Método del Espectro de Capacidad del ATC40 (1996).....	24
Figura 3-1. Configuración General Propuesta por el Manual de Carreteras (2017) para los Topes Sísmicos Interiores, Exteriores y Travesaño.....	30
Figura 3-2. Puente Las Mercedes	32
Figura 3-3. Ubicación Puente Las Mercedes.....	32
Figura 3-4. Disposición General del Puente A.....	32
Figura 3-5 Estribos y Cepa Central Puente A.....	33

Figura 3-6. Superestructura Tipo Estribos y Cepa Puente A.....	33
Figura 3-7. Perfil Estratigráfico Suelo Puente A.....	33
Figura 3-8. Puente Hospital.....	35
Figura 3-9. Ubicación Puente Hospital.....	35
Figura 3-10. Disposición General Puente B.....	36
Figura 3-11. Estribos y Cepa Central Puente B.....	36
Figura 3-12. Sección Tipo Superestructura en Cepa y Estribos Puente B	37
Figura 3-13. Arriostramiento Lateral Vigas Metálicas Puente B	37
Figura 3-14. Sección Tipo Superestructura Puente B	37
Figura 3-15. Perfil Estratigráfico Suelo Puente B	38
Figura 4-1. Esquema Simplificado Modelo I	40
Figura 4-2. Esquema Simplificado Modelo II.....	40
Figura 4-3. Esquema Simplificado Modelo III.....	40
Figura 4-4. Esquema Modelación Superestructura: Tablero y Vigas (Puente A y B).....	41
Figura 4-5. Esquema Modelación Estribos en Modelo I (Puente A y B).....	43
Figura 4-6. Comportamiento Espacio entre el Tablero y el Muro Espaldar (Puente A y B)	43
Figura 4-7. Esquema Modelación Cepa Central en Modelo I (Puente A y B).....	44
Figura 4-8. Esquema Modelación Estribos en Modelo II (Puente A)	45
Figura 4-9. Esquema Modelación Fundaciones Directas en Modelo III (Puente A)	46
Figura 4-10. Esquema Modelación Fundaciones Piloteadas (Puente B).....	47
Figura 4-11. Detalle Elementos Puente A	50
Figura 4-12. Detalle Elementos Puente B	50

Figura 4-13. Detalle Refuerzo Transversal Vigas y Pilas	51
Figura 4-14. Modelo de Park para Curvas Esfuerzo-Deformación del Acero de Refuerzo .	52
Figura 4-15. Modelo de Mander No Confinado	52
Figura 4-16. Modelo de Mander Confinado	53
Figura 4-17. Curva Elasto-Plástica Perfecta de CALTRANS	54
Figura 4-18. Mecanismo de Formación de Rotulas Plásticas en Columnas y Pilas	56
Figura 4-19. Rótulas Plásticas en Pilotes del Puente B	58
Figura 4-20. Vigas Superestructura Puente A y Puente B.....	59
Figura 4-21. Modelo Elasto-Plástico Placas de Apoyo	60
Figura 4-22. Modelo Bi-Lineal Barras de Anclaje	61
Figura 4-23. Modelo Tri-Lineal Topes Sísmicos Interiores	63
Figura 4-24. Patrón de Agrietamiento en Topes Sísmicos Interiores.....	63
Figura 4-25. Modelo Curva Carga-Deformación Tope Sísmico Exterior	65
Figura 4-26. Relación Constitutiva Elasto-Plástica del Empuje Pasivo del Terraplén	67
Figura 4-27. Procedimiento de Cálculo de Empuje Pasivo del Suelo	70
Figura 4-28. Muros Ala de los Estribos del Puente A y el Puente B	71
Figura 4-29. Modelo Puente A en Software SAP2000.....	76
Figura 4-30. Modelo Puente B en Software SAP2000	76
Figura 5-1. Espectros de Aceleración según Manual de Carreteras (2017)	78
Figura 5-2. Variación Periodo de los Tres Primeros Modos Respecto al Modelo I.....	79
Figura 5-3. Variación Desplazamiento Máximo Respecto al Modelo I.....	79
Figura 5-4. Casos de Carga Asociados al Análisis No Lineal.....	81

Figura 5-5. Espectros de Aceleración con Amortiguamiento de 5%	81
Figura 5-6. Curva de Capacidad y Puntos de Desempeño Puente A - Modelo I – Dirección Transversal.....	86
Figura 5-7. Curva de Capacidad y Puntos de Desempeño Puente A - Modelo I – Dirección Longitudinal	86
Figura 5-8. Curva de Capacidad y Puntos de Desempeño Puente A - Modelo II – Dirección Transversal.....	86
Figura 5-9. Curva de Capacidad y Puntos de Desempeño Puente A - Modelo II - Dirección Longitudinal	87
Figura 5-10. Curva de Capacidad y Puntos de Desempeño Puente A Modelo III-Dirección Transversal.....	87
Figura 5-11. Curva de Capacidad y Puntos de Desempeño Puente A Modelo III-Dirección Longitudinal	87
Figura 5-12. Curva de Capacidad y Puntos de Desempeño Puente B Modelo I-Dirección Transversal.....	90
Figura 5-13. Curva de Capacidad y Puntos de Desempeño Puente B Modelo I-Dirección Longitudinal	90
Figura 5-14. Curva de Capacidad y Puntos de Desempeño Puente B Modelo III-Dirección Transversal.....	90
Figura 5-15. Curva de Capacidad y Puntos de Desempeño Puente B Modelo III-Dirección Longitudinal	91
Figura 5-16. Curvas de Capacidad Puente A – Dirección Transversal	92
Figura 5-17. Curvas de Capacidad Puente A - Dirección Longitudinal	93
Figura 5-18. Curvas de Capacidad Puente B – Dirección Transversal	95
Figura 5-19. Curvas de Capacidad Puente B - Dirección Longitudinal	96
Figura 5-20. Aparición de Rótulas Plásticas en las Columnas de la Cepa Puente A – Caso de Carga en Dirección Transversal	97

Figura 5-21. Aparición de Rótulas Plásticas en las Columnas de la Cepa Puente A – Caso de Carga en Dirección Longitudinal	97
Figura 5-22. Aparición de Rótulas Plásticas en las Columnas de la Cepa Puente B – Caso de Carga en Dirección Transversal	99
Figura 5-23. Aparición de Rótulas Plásticas en las Columnas de la Cepa Puente B – Caso de Carga en Dirección Longitudinal	99
Figura 5-24. Desplazamientos de Tope Puente A – Dirección Transversal	100
Figura 5-25. Desplazamiento de Tope Puente A - Dirección Longitudinal	100
Figura 5-26. Desplazamientos de Tope Puente B – Dirección Transversal	101
Figura 5-27. Desplazamientos de Tope Puente B – Dirección Longitudinal	101
Figura 5-28. Deformación de Corte Placas de Apoyo de la Cepa.....	103
Figura 5-29. Ductilidad de Desplazamiento de las Columnas de la Cepa.....	105
Figura 5-30. Desplazamiento del Estribo	107
Figura 5-31. Variación Porcentual Periodo Asociado a los 3 Primeros Modos Puente A y B	109
Figura 5-32. Variación Porcentual Desplazamiento Máximo Puente A y B.....	109
Figura 5-33. Análisis de Sensibilidad Curva de Capacidad Modelo III Puente A – Dirección Transversal.....	111
Figura 5-34. Análisis de Sensibilidad Curva de Capacidad Modelo III Puente A - Dirección Longitudinal	111
Figura 5-35. Análisis de Sensibilidad Curva de Capacidad Modelo III Puente B - Dirección Transversal.....	113
Figura 5-36. Análisis de Sensibilidad Curva de Capacidad Modelo III Puente B - Dirección Longitudinal	113
Figura 5-37. Análisis de Sensibilidad Demanda de Desplazamiento de Tope	115

Figura 5-38. Análisis de Sensibilidad Deformación de Corte Placas de Apoyo de la Cepa	117
Figura 5-39. Análisis de Sensibilidad Demanda de Ductilidad Columnas de la Cepa.....	119
Figura 5-40. Análisis de Sensibilidad Desplazamiento de Estribos	121

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

Las propiedades inerciales de una estructura al vibrar dan lugar a fuerzas en la base, las que producen desplazamientos y rotaciones en la interfaz suelo-fundación. Estos desplazamientos y rotaciones sólo son posibles debido a la *flexibilidad del sistema suelo-fundación* (FSSF), lo que contribuye a la flexibilidad y amortiguamiento del sistema. Estos efectos se denominan efectos de interacción inercial y se enmarcan dentro de un análisis de *Interacción Suelo-Fundación-Estructura* (ISFE) (NIST, 2012)

La práctica comúnmente aceptada para el diseño sísmico de fundaciones es la de utilizar un enfoque *pseudoestático*, en el que las cargas inducidas por el sismo en la fundación se determinan a partir de las reacciones de fuerza y momento necesarias para el equilibrio estructural (AASHTO, 2012). Este enfoque no considera la flexibilidad del sistema suelo-fundación en el análisis sísmico, dado que supone una condición teórica de base rígida para el cálculo de las reacciones.

La norma AASHTO LRFD (2012) señala que los modelos de análisis de puentes deben incluir “cuando corresponda” las características de respuesta de la fundación, indicando que la necesidad de un modelo sofisticado dependerá de la sensibilidad de la estructura a los movimientos de la fundación. Por otro lado, la guía AASHTO (2011) plantea metodologías y criterios para la incorporación de la flexibilidad del sistema suelo-fundación en el análisis sísmico. En Chile, el Manual de Carreteras (2017) señala métodos de análisis de fundaciones que consideran la flexibilidad del sistema suelo-fundación. Sin embargo, no discute la necesidad de incorporar esta flexibilidad en el análisis sísmico. La orientación limitada de los códigos y normas, genera la necesidad de evaluar y cuantificar los efectos de esta flexibilidad en el comportamiento sísmico de puentes.

1.1. Objetivos

1.1.1. Objetivo principal

Cuantificar el efecto de la flexibilidad del sistema suelo-fundación en el desempeño sísmico de puentes de pasos superiores chilenos, considerando sistemas de puentes soportados por fundaciones directas y fundaciones profundas.

1.1.2. Objetivos específicos

- Representar la respuesta sísmica de los puentes analizados mediante modelos numéricos que consideren la condición teórica de base rígida y modelos que incorporen la flexibilidad del sistema suelo-fundación, resguardando el fin práctico de la ingeniería en la elección de los procedimientos a utilizar.
- Realizar un análisis de sensibilidad que permita evaluar el comportamiento sísmico frente a la variación de las condiciones de soporte del suelo (rigidez y capacidad). Estas variaciones pretenden representar la incertidumbre en la determinación de las propiedades del suelo de soporte.

Esta investigación considerará puentes que representen las características propias de los puentes de pasos superiores chilenos, incluyendo los nuevos criterios sísmicos establecidos por el Manual de Carreteras (2017).

1.2. Metodología

- Revisión y síntesis de la literatura, que abarque los fenómenos de Interacción Suelo-Fundación-Estructura en el contexto de puentes de hormigón armado soportados por fundaciones superficiales y profundas, identificando y seleccionando metodologías que permitan modelar la flexibilidad del sistema suelo-fundación.
 - Caracterización de dos puentes representativos de pasos superiores, uno con fundaciones directas y el otro con fundaciones profundas. Ambos puentes presentarán una estructura de hormigón armado e incorporarán los nuevos criterios sísmicos para el diseño de puentes en Chile (Dirección de Vialidad, 2017)
 - Desarrollo de modelos estructurales que consideren la condición teórica de base rígida y modelos que incorporen la flexibilidad del sistema suelo-fundación.
 - Evaluación de los puentes mediante un Análisis Dinámico Lineal y un Análisis Estático No Lineal Incremental (Pushover) basado en el método del Espectro de Capacidad del ATC-40 (ATC, 1996).
 - Estudiar el efecto de la FSSF en los periodos fundamentales de vibración, la demanda de desplazamiento asociada al espectro de aceleración del Manual de Carreteras (2017), las curvas de capacidad y los puntos de desempeño asociados a espectros de aceleración del Terremoto de Maule de 2010 (Chile).
-

- Estudiar el efecto de la FSSF en el desempeño sísmico de las placas de apoyo de la cepa, las columnas de la cepa y los estribos.
- Realizar un análisis de sensibilidad que permita evaluar el comportamiento sísmico frente a la variación de las condiciones de soporte del suelo (rigidez y capacidad).

1.3. Organización de la Memoria

Capítulo 2 – Marco Conceptual: Se describen los distintos elementos que conforman una estructura de puente, se explica el fenómeno de interacción suelo-fundación-estructura (ISFE), se presentan métodos que permitan caracterizar la flexibilidad del sistema suelo-fundación (FSSF) y se describen los métodos de análisis utilizados en la evaluación del comportamiento sísmico de puentes.

Capítulo 3 – Caracterización Puentes: Se indican las características propias de los puentes chilenos, su materialidad, el marco normativo, el comportamiento sísmico observado durante el Terremoto del Maule de 2010 (Chile) y los nuevos criterios de diseño incorporados por el Manual de Carreteras. Se presentan los puentes utilizados en el estudio. Se indica su estructuración y las características geotécnicas del suelo de soporte.

Capítulo 4 – Modelación Puentes: Se describen los distintos modelos numéricos utilizados en la evaluación del comportamiento sísmico de los puentes analizados.

Capítulo 5 – Resultados y Discusión: Se presentan y se discuten los resultados obtenidos de la simulación numérica de los puentes.

Capítulo 6 – Conclusiones: Se presentan las conclusiones generales derivadas de la investigación, y se preparan sugerencias para futuras investigaciones.

CAPÍTULO 2

MARCO CONCEPTUAL

Este capítulo describe los distintos elementos que conforman una estructura de puente, se explica el fenómeno de interacción suelo-fundación estructura (ISFE) y se presentan los métodos que permiten caracterizar la flexibilidad del sistema suelo-fundación (FSSF). Además, se describen los métodos de análisis utilizados en la evaluación del comportamiento sísmico de puentes.

2.1. Estructura de Puente

El Manual de Carreteras (2017) señala que en una estructura de puente se pueden distinguir cuatro componentes principales según la Figura 2-1: superestructura, infraestructura, accesos y obras de defensa. A continuación, se describe cada componente:

Superestructura: Es aquella parte del puente que permite la continuidad del camino sobre un río u otra vía. La superestructura soporta el paso de las cargas móviles, las que trasmite a la infraestructura a través de los sistemas de apoyo, y está conformada por uno o más tramos dependiendo de la cantidad de apoyos que la sustenten. Esta parte del puente está constituida por el tablero, su sistema estructural, el sistema de viga o losas, sistemas de apoyo, anclajes antisísmicos, juntas de expansión, entre otros.

Infraestructura: Es aquella parte del puente donde se apoya la superestructura y permite que se transmitan las cargas actuando en la superestructura al terreno de fundación. La infraestructura está constituida por los estribos, que son los apoyos extremos del puente, y las cepas o pilas, que son los apoyos intermedios de puentes con superestructura constituidas por más de un tramo.

- *Estribos:* Otorgan apoyo a la superestructura y contienen los terraplenes de acceso al puente. Están constituidos por la elevación y la fundación. La elevación está conformada por un muro frontal, la mesa de apoyo, el muro espaldar y las alas. La fundación del estribo es la encargada de traspasar al terreno las cargas. Existen tres tipos de fundaciones, directas, pilotes o pilas de fundación.
 - *Cepas:* son los apoyos intermedios de los puentes, y al igual que los estribos están constituidos por la elevación y la fundación.
-

Accesos: Los accesos del puente están constituidos por terraplenes de acceso, estructura de pavimento, bases, bermas y losas de acceso.

Obras de defensa y seguridad: Comprenden los enrocados, gaviones, elementos de contención de tierra, barreras de contención, entre otros.

2.1.1. Fundaciones directas

Las fundaciones directas, o también llamadas superficiales, son aquellas en que la base de la fundación se encuentra a una profundidad relativamente baja, cerca de la superficie del suelo. La Figura 2-2(a) presenta configuraciones típicas empleadas para fundaciones poco profundas. Las fundaciones superficiales más utilizadas en instalaciones de transporte son las zapatas rectangulares, para columnas rectangulares o circulares, y las zapatas extendidas, para pilares de muro (FHWA, 2011).

Las fundaciones directas son adecuadas en los sitios de roca o cuando los suelos firmes se encuentran a poca profundidad, siempre que el potencial de desplazamientos inducidos por deslizamientos de tierra sea bastante bajo y el riesgo de licuefacción sea muy bajo o inexistente. (FHWA, 2011).

El Manual de Carreteras (2017) señala que las fundaciones directas son aplicables para sitios en que el suelo competente o el nivel de socavación esperada se encuentran a una profundidad bajo la superficie del terreno no mayor a 1 a 2 veces el lado menor de la fundación y donde no existan condiciones difíciles para agotar la napa. Además, indica que un suelo competente bajo el sello de fundación para una fundación directa corresponde a aquel que presenta, en un espesor no inferior a dos veces el lado menor de la fundación, una rigidez y resistencia al corte adecuadas al nivel de solicitaciones transmitidas por las fundaciones.

La guía AAHSTO (2011) señala que no se utilizarán fundaciones directas en lugares donde pueda ocurrir licuación o pérdida de fuerza significativa durante la carga sísmica, a menos que la zapata se encuentre por debajo de la profundidad máxima de licuación o pérdida de resistencia, o se haya mejorado el terreno de modo que no ocurra tal fenómeno.

2.1.2. Fundaciones profundas

El Manual de Carreteras (2017) clasifica las fundaciones profundas en: (1) fundaciones piloteadas; y (2) fundaciones tipo cajón. Estas fundaciones se diferencian principalmente en que las fundaciones tipo cajón son relativamente rígidas y pueden modelarse como una fundación rígida. Por su parte las fundaciones piloteadas presentan pilas que son relativamente flexibles y su modelamiento debe considerar la flexibilidad de los pilotes.

Las fundaciones piloteadas pueden ser subdivididas en varias subcategorías en términos de tamaño de pilas, número de pilas, materialidad de las pilas, método de instalación y tipo de conexión a la superestructura. La Figura 2-2(b) muestra varias formas estructurales de fundaciones profundas. Las fundaciones del tipo *pile footing*, *single column on drilled shaft* y *pile bent* clasifican como fundaciones piloteadas. Por su parte las del tipo *large caisson* clasifican como fundación tipo cajón.

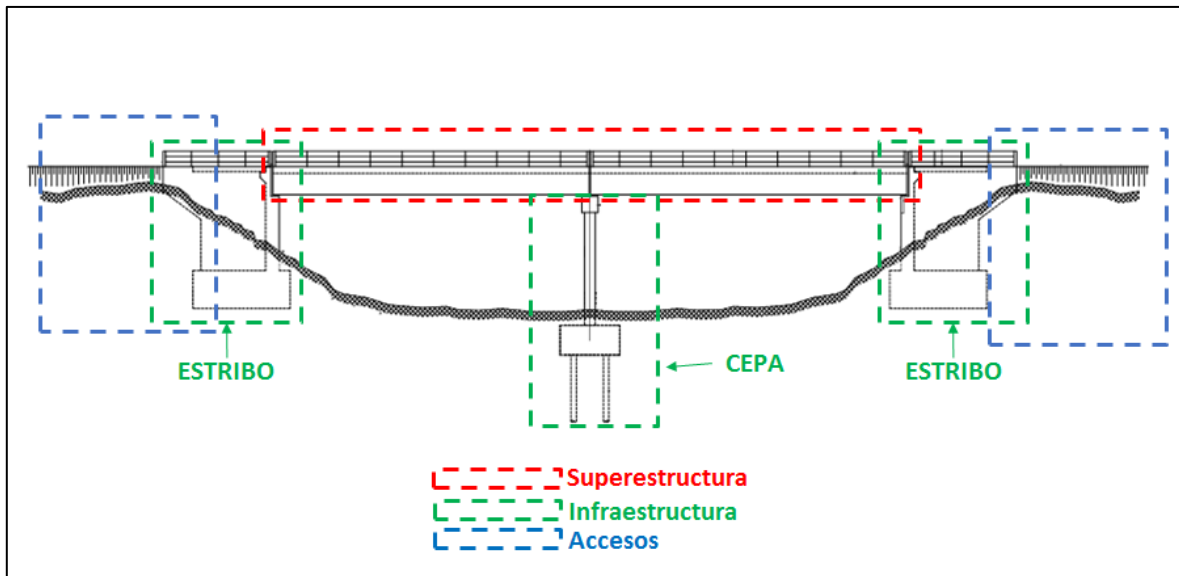


Figura 2-1. Elementos que Constituyen un Puente

Fuente: Elaboración propia. Basado en Manual de Carreteras (2017)

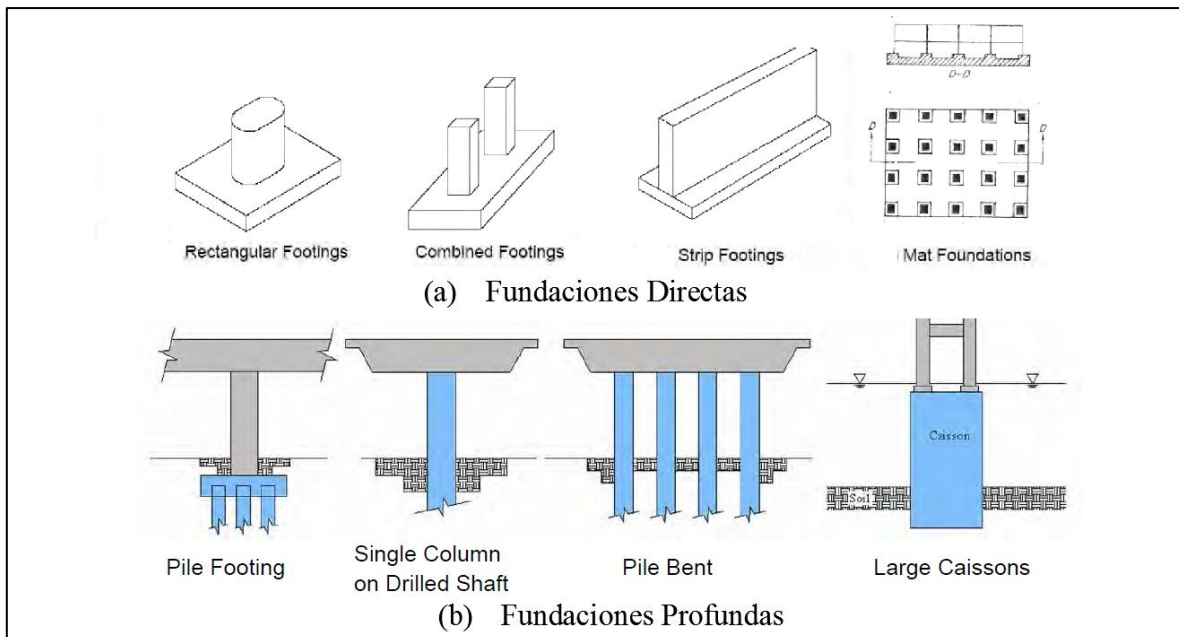


Figura 2-2. Tipos de Fundaciones Directas y Profundas

Fuente: FHWA (2011)

2.2. Interacción Suelo-Fundación-Estructura (ISFE)

La presencia de una estructura modifica el movimiento en la base de esta estructura en comparación con el movimiento del suelo en campo libre. La fuente de la modificación del movimiento de campo libre por la presencia de una estructura es denominada *interacción suelo-fundación-estructura*, ISFE (FHWA, 2011).

Un análisis sísmico de ISFE tiene por objetivo determinar la respuesta en conjunto del suelo, la fundación y la estructura frente a un movimiento de campo libre especificado. El término *campo libre* hace referencia a los movimientos del suelo que no son modificados por las vibraciones estructurales o la dispersión de ondas en y alrededor de la fundación (NIST, 2012).

Los efectos de ISFE son clasificados como efectos de *interacción inercial*, efectos de *interacción cinemática* y el efecto de *la flexibilidad del sistema suelo-fundación* (FSSF) (FEMA, 2009). En NIST (2012) se señala que estos efectos están relacionados con:

- *Rigidez y amortiguación de la fundación:* la inercia desarrollada en una estructura vibrante da lugar a fuerzas que generan desplazamientos y rotaciones en la interfaz suelo-fundación. Estos desplazamientos y rotaciones sólo son posibles debido a la *flexibilidad del sistema suelo-fundación* (FSSF), lo que contribuye a la flexibilidad de la estructura. Además, estos desplazamientos y rotaciones dan a lugar a disipación de energía, lo que afecta el amortiguamiento general del sistema. Estos efectos relacionados con la inercia estructural, son denominados *efectos de interacción inercial*.
- *Modificación movimiento de entrada:* los movimientos de entrada de la fundación y los movimientos de suelo en campo libre difieren debido a la *interacción cinemática*. Esta interacción resulta de la presencia de elementos rígidos de fundación sobre o en el suelo, haciendo que los movimientos en la fundación se desvíen de los movimientos de campo libre.
- *Deformaciones de la fundación:* las deformaciones de los elementos de fundación se producen como resultado de las fuerzas y desplazamientos aplicados por la estructura y el suelo. Estas deformaciones pueden ser significativas especialmente en fundaciones flexibles.

Los efectos de la ISFE se pueden ignorar aplicando directamente los movimientos de campo libre en la base de la estructura. La ausencia de la ISFE implica una condición teórica de fundación rígida soportada sobre suelo rígido, lo que puede conllevar a errores de

modelación. Por esta razón, la ISFE explica la diferencia entre la respuesta real de la estructura y la respuesta de la condición teórica de base rígida (NIST, 2012).

Existen diferentes metodologías para evaluar los efectos de la ISFE en la respuesta del sistema. Estos métodos se pueden clasificar como enfoques directos y enfoques de *subestructuración* (NIST, 2012). Un análisis directo incluye el suelo, la fundación y la estructura en un mismo modelo y los analiza como un sistema completo. Este enfoque generalmente conduce a modelos numéricos grandes y no es factible para la mayoría de las aplicaciones prácticas (FHWA, 2011). Mientras, un enfoque de subestructuración divide el problema de la ISFE en partes distintas que luego se combinan para formular una solución completa, lo que permite disminuir el trabajo computacional que representa el estudio de la estructura.

2.2.1. Interacción suelo-fundación-estructura en fundaciones directas

2.2.1.1. Subestructuración en fundaciones directas

La subestructuración es utilizada generalmente para condensar los soportes de la fundación y la masa del suelo en una subestructura de la fundación. Una de las formas más comunes implica la subestructuración de la fundación a un solo nodo en la base de cada pila. Para una fundación directa el uso de la subestructuración es generalmente adecuado para reflejar las características de respuesta dinámica de la fundación y su impacto en el desempeño sísmico del sistema de puente (FHWA, 2011).

A medida que aumentan las capacidades computacionales, la necesidad de una subestructuración para reducir el tamaño del modelo de puente se ha ido relajando progresivamente en favor de un modelo completo; es decir, incorporando la fundación en el modelo sin la necesidad de utilizar la subestructuración (FHWA, 2011).

2.2.1.2. Interacción cinemática en fundaciones directas

Lam y Law (2000) concluyeron que mientras el suelo sea competente (suelo que presenta una rigidez y resistencia de corte adecuada al nivel de solicitaciones transmitidas por las fundaciones), el movimiento del suelo en campo libre será modificado por la interacción cinemática sólo en el rango de frecuencias altas (períodos espectrales inferiores a 0.5 segundos), incluso en fundaciones muy grandes (fundaciones para puentes de largo alcance).

Para fundaciones directas en condiciones de suelos competentes, la interacción cinemática no será importante para problemas prácticos, y solo se considerará la interacción inercial en el análisis sísmico de la fundación y el sistema de puentes (FHWA, 2011).

2.2.1.3. Interacción inercial en fundaciones directas

El manual de la FHWA (2011) describe un procedimiento de dos pasos involucrados en un análisis riguroso de interacción inercial (ver Figura 2-3):

- Paso 1: Análisis de vibraciones forzadas del sistema de masa fundación-suelo para determinar la función de impedancia de la fundación (dependiente de la frecuencia). Esta función, también denominada *rigidez dinámica*, se puede representar como un resorte dinámico de rigidez K en paralelo con un amortiguador viscoso con coeficiente de amortiguación C .
- Paso 2: Incorporación de la función de impedancia de la fundación en el modelo estructural global para realizar el análisis de respuesta inercial de la estructura.

La Figura 2-4, de Miylonakis y Gazetas (2002), muestra el comportamiento del *factor de rigidez dinámica* k_y (relación entre la rigidez dinámica y la rigidez estática), para la función de impedancia de una placa rígida que descansa sobre una superficie de suelo (bajo el supuesto de un medio elástico semi-infinito). En Figura 2-4, se puede observar que la rigidez dinámica se acerca a la rigidez estática cuando la razón longitud-ancho de la zapata, L/B , es menor o igual a cuatro; y cuando la *frecuencia normalizada de carga*, a_0 , se acerca a cero (periodos largos), según destaca la línea roja vertical indicada en dicha figura.

El manual de la FHWA (2011) señala que para la gama de periodos espectrales y relaciones L/B usualmente aplicables al diseño de puentes, el factor de rigidez dinámica es cercano a uno. Este manual indica que la dependencia de la frecuencia de la rigidez dinámica puede ser ignorada y es adecuado emplear la rigidez estática de la fundación para el diseño sísmico de puentes.

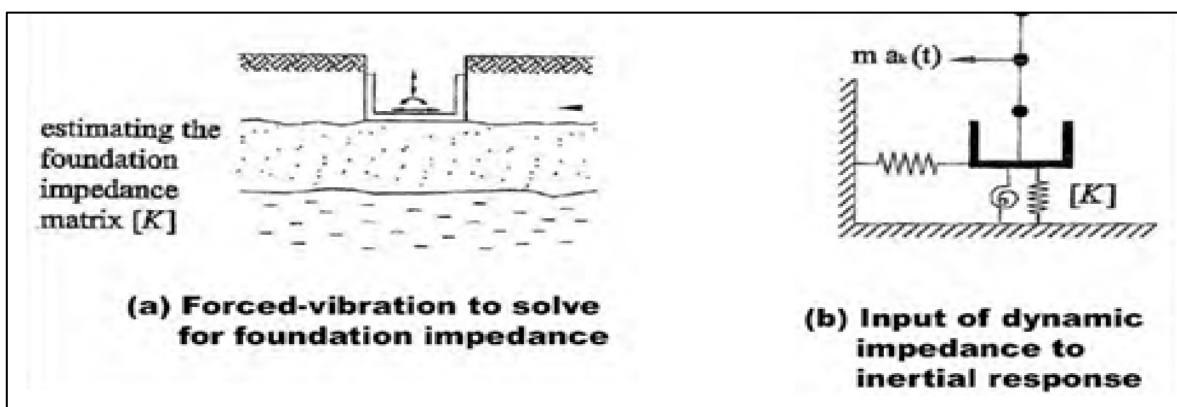


Figura 2-3. Solución Rigurosa de la Respuesta Inercial

Fuente: Miylonakis y Gazetas (2002)

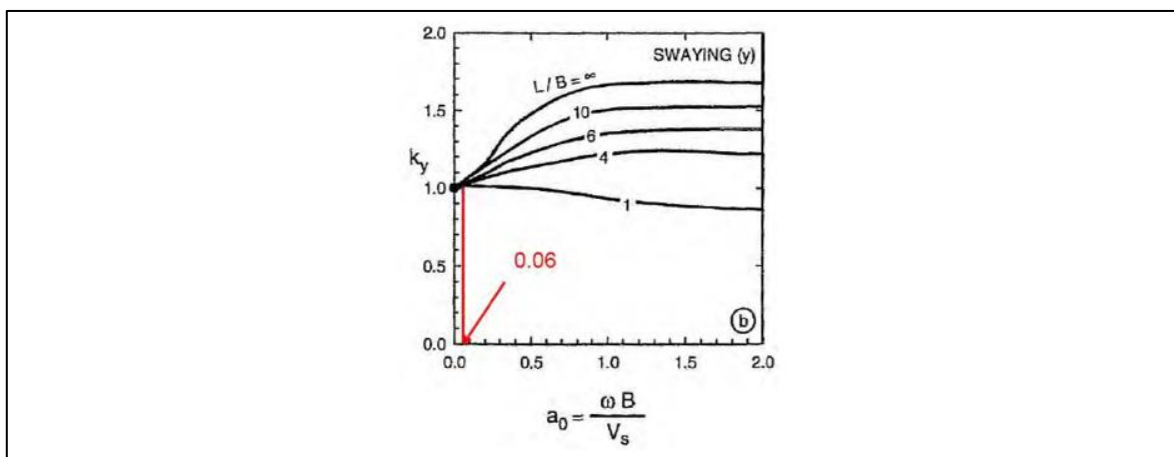


Figura 2-4. Factor de Rigidez Dinámica Dependiente de la Frecuencia para Zapatas Directas
Fuente: FHWA (2011)

2.2.2. Interacción suelo-fundación-estructura en fundaciones profundas

2.2.2.1. Subestructuración en fundaciones profundas

Similar a las fundaciones superficiales, el diseño sísmico de fundaciones profundas utiliza la técnica de subestructuración para separar la respuesta de la fundación de la respuesta de la estructura (FHWA, 2011). De esta forma la respuesta de la fundación puede ser dividida en el problema de la interacción cinemática y el problema de la respuesta inercial de la estructura.

2.2.2.2. Interacción cinemática en fundaciones profundas

En el caso de fundaciones profundas, la interacción cinemática puede generar un movimiento en la base de la estructura que difiera del movimiento de superficie de campo libre del suelo. Normalmente, los efectos de interacción cinemática reducen la amplitud del movimiento de entrada, por lo que el diseñador puede aprovechar considerar estos efectos (FHWA, 2011).

Un análisis riguroso implica la utilización de modelos numéricos tridimensionales grandes y complejos. Un enfoque simplificado consiste en realizar un análisis de propagación de onda para determinar los movimientos de campo libre dependientes de la profundidad. El manual de la FHWA (2011) señala que ignorar el efecto de la interacción cinemática (es decir, utilizar el movimiento de superficie de campo libre como el movimiento de diseño) es particularmente conservador en suelos blandos, donde generalmente hay una disminución de la intensidad de movimiento en profundidad.

2.2.2.3. Interacción inercial en fundaciones profundas

Al igual que las fundaciones superficiales, el problema de la interacción inercial consiste en resolver la función de impedancia de la fundación y luego implementar esta función en el modelo estructural para determinar la respuesta sísmica de la estructura. La función de impedancia dependiente de la frecuencia puede simplificarse utilizando la rigidez estática de la fundación e ignorando la amortiguación por radiación en el modelo de la fundación (FHWA, 2011).

2.3. Caracterización de la Flexibilidad del Sistema Suelo-Fundación (FSSF)

2.3.1. Características de carga-deformación para fundaciones

Las características de carga-deformación son necesarias cuando los efectos de las fundaciones deben tenerse en cuenta en un Análisis Lineal Estático o Dinámico, un Análisis No lineal Estático (pushover) o un Análisis No Lineal Dinámico (FEMA, 1997)

La guía FEMA 273 (1997) reconoce que el comportamiento carga-deformación de las fundaciones no es lineal, pero que, debido a las dificultades en la determinación de las propiedades del suelo en conjunto con la incertidumbre en el comportamiento de los suelos de soporte, una representación *elasto-plástica* equivalente es adecuada. Para considerar tal variabilidad, la guía recomienda un enfoque de límite superior e inferior para definir la rigidez y la capacidad (ver Figura 2-5), permitiendo un análisis de sensibilidad de la respuesta estructural. Para reflejar este límite, la guía indica que la rigidez del límite superior debe basarse en el doble del *módulo de corte efectivo del suelo*, G , y la rigidez del límite inferior debe basarse en la mitad de este módulo. Además, indica que las capacidades superior e inferior deben determinarse multiplicando los valores de la mejor estimación por 2.0 y 0.5, respectivamente.

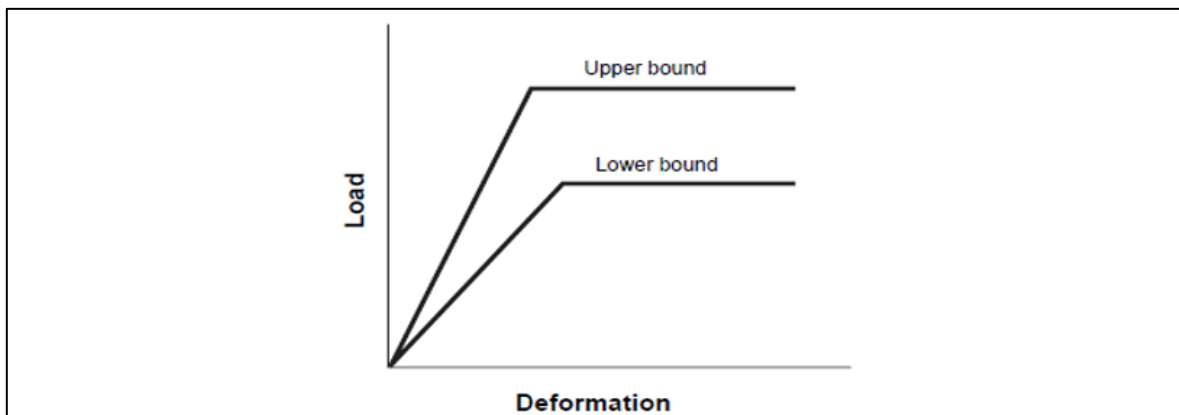


Figura 2-5. Representación Idealizada del Comportamiento Carga-Deformación para Suelos

Fuente: FEMA 273 (1997)

2.3.2. Fundaciones directas

La guía AAHSTO (2011) señala que cuando sea necesario modelar la rigidez de fundaciones directas, resortes lineales deberán elaborarse para un análisis lineal y resortes con comportamiento *bi-lineal* para un análisis pushover. Esta guía indica que los procedimientos dados en FEMA 273 (1997) son considerados aceptables para estimar los parámetros del resorte. Además, señala que métodos alternativos para determinar la respuesta incluyen el uso de modelos de *Winkler* o modelos numéricos más rigurosos.

El enfoque dado en FEMA 273 (1997) incluye ecuaciones para calcular los resortes constantes basadas en el *módulo de corte del suelo*, G . Este módulo se determina por la rigidez media del suelo dentro de un ancho de fundación de la base de la fundación. Este módulo está relacionado con el *módulo de elasticidad de suelo*, E , y el *módulo de Poisson*, ν , por la relación:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (2-1)$$

La guía AASHTO (2011) indica que la incertidumbre en la determinación del módulo de corte debe ser considerada al evaluar la respuesta y que esto implica realizar un análisis para el mejor módulo estimado y para un rango de ± 25 por ciento por encima y por debajo de la mejor estimación. Por su parte, la guía FEMA 273 (1997) indica que este rango debe basarse en el doble y la mitad del módulo de corte.

El enfoque adecuado para la formulación de la rigidez de la fundación directa dependerá de la rigidez relativa de la fundación respecto al suelo de apoyo. A continuación, se indican dos metodologías utilizadas en la modelación de fundaciones directas.

2.3.2.1. Método 1: Fundación rígida respecto al suelo de soporte

El supuesto de una fundación rígida está implícito en la mayoría de las ecuaciones de diseño y tablas en la literatura para fundaciones directas (FHWA, 2011). Para una fundación directa rígida respecto al suelo que la soporta, la rigidez de la fundación puede ser presentada por un modelo de resortes desacoplados, como se muestra en la Figura 2-6 (FEMA, 1997). En un modelo bidimensional se deben definir los resortes vertical, horizontal y de rotación, mientras que para un modelo tridimensional son seis resortes (tres traslacionales, y tres rotacionales), uno para cada grado de libertad en coordenadas cartesianas en la base de la cepa (Priestley & Calvi, 1996).

Las constantes del resorte se pueden determinar mediante el uso de soluciones teóricas convencionales para placas rígidas que descansan sobre un medio elástico semi-infinito. Las soluciones elásticas para constantes del resorte de fundaciones rígidas son indicadas en detalle en FEMA 273 (1997). Primero, se calculan los términos de rigidez para una fundación en la superficie, y luego se calcula un factor de corrección por empotramiento para cada término de rigidez.

Otra forma de determinar las constantes del resorte es la propuesta por Priestley & Calvi (1996), donde se indica que los resortes verticales y rotacionales pueden determinarse a partir del coeficiente de balasto vertical del suelo, k_v , con las ecuaciones (2-2) y (2-3), respectivamente.

$$K_v = B_F D_F k_v \quad (2-2)$$

$$K_r = \frac{1}{12} B_F^3 D_F k_v \quad (2-3)$$

Donde:

k_v : Coeficiente de reacción o coeficiente de balasto del suelo (fuerza/longitud³).

B_F : Longitud de la zapata rectangular, paralela a la dirección de análisis.

D_F : Longitud de la zapata rectangular, perpendicular a la dirección de análisis.

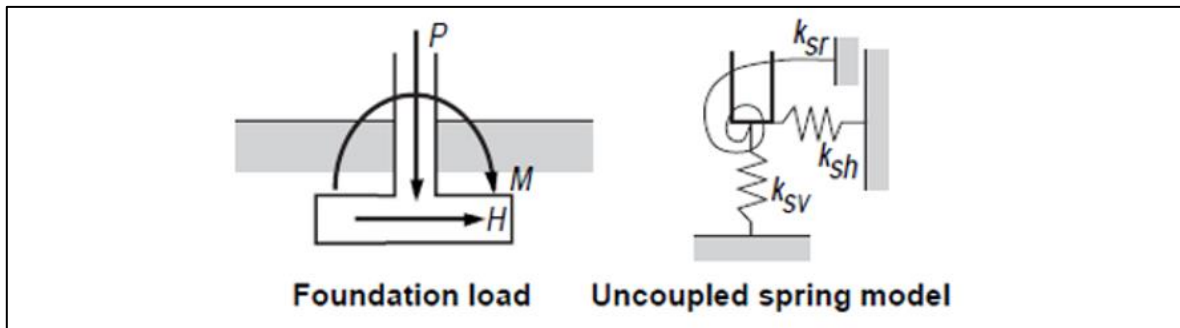


Figura 2-6. Modelo de Resorte Desacoplados para Fundaciones Superficiales Rígidas

Fuente: FEMA 273 (1997)

2.3.2.2. Método 2: Fundación no rígida respecto al suelo de soporte

Para fundaciones que no son rígidas respecto al suelo de soporte, se utiliza una representación de elementos finitos del comportamiento lineal o no lineal de la fundación mediante modelos de componentes de *Winkler* (FEMA, 1997). Este modelo propone que el desplazamiento vertical, v , en cualquier punto del suelo que actúa como soporte es directamente proporcional a la presión, q , aplicada en dicho punto; además, este desplazamiento es independiente de los demás puntos adyacentes al mismo, es decir:

$$q(x) = k_v v(x) \quad (2-4)$$

Siendo k_v el *coeficiente de balasto vertical* del terreno. Según este modelo, el comportamiento de cualquier punto del terreno es completamente independiente de los demás puntos del mismo.

Basada en soluciones teóricas para vigas o placas sobre soportes elásticos, la guía FEMA 273 (1997) permite calcular la rigidez de la fundación mediante este modelo de *Winkler* desacoplado utilizando un coeficiente de balasto vertical, k_v , calculado por la ecuación (2-5).

$$k_v = \frac{1.3G}{B(1 - \nu)} \quad (2-5)$$

Donde:

G : Módulo de corte del suelo.

ν : Módulo de Poisson del suelo.

B : Ancho de la fundación.

La guía indica que una viga que descansa sobre un suelo y soporta carga puntuales espaciadas a una distancia L puede considerarse flexible si:

$$\frac{EI}{L^4} < 10k_{sv}B \quad (2-6)$$

Donde:

E : Módulo efectivo de elasticidad.

I : Momento de inercia de la sección de viga.

B : Ancho de la viga.

Por su parte, el Manual de Carreteras (2017) señala que una fundación que no sea considerada rígida respecto al suelo de soporte, deberá ser analizada como una viga o una losa apoyada sobre un medio elástico representado por una constante de balasto k_v , la que deberá ser determinada por el especialista geotécnico.

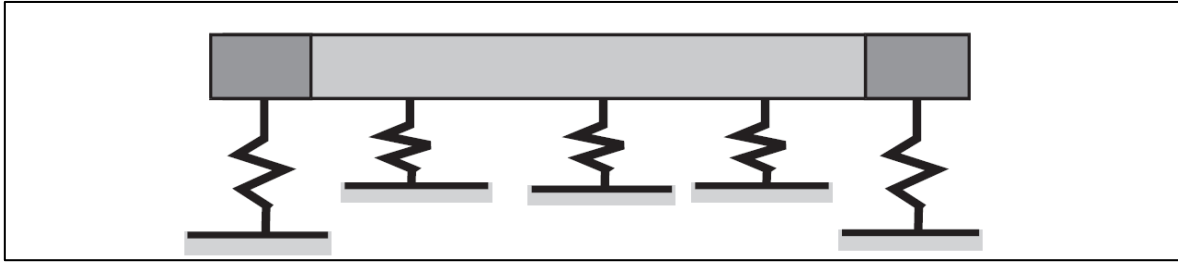


Figura 2-7. Modelo de Resortes de Winkler Desacoplados Para Fundaciones Directas

2.3.3. Fundaciones profundas piloteadas

El manual de la FHWA (2011) señala que el estado de práctica para el diseño de pilotes sujetos a carga lateral es un modelo de viga-columna que emplea resortes de *Winkler* discretos no lineales. Este enfoque, comúnmente denominado *análisis P-y*, es ampliamente aceptado por especialistas estructurales y geotécnicos, y las curvas no lineales que caracterizan la reacción del suelo lateral se denominan normalmente curvas *P-y* (FHWA, 2011).

La rigidez de un pilote debe ser ajustada para efectos de grupo cuando la fundación es soportada por un grupo de pilotes. En un enfoque de curvas *P-y*, esta interacción se define utilizando lo que se denomina *p-multiplicador*, un factor por el cual la ordenada *P* de la curva se multiplica para tener en cuenta los efectos de grupo (FHWA, 2011).

La guía AASHTO (2011) señala los siguientes métodos para la modelación de fundaciones profundas:

- *Dado de fundación con pilotes*: uso de resortes de fundación.
- *Pila pilote*: estimación de la profundidad de fijación o uso de resortes basado en curvas *P-y*.

A continuación se describe el enfoque utilizado en fundaciones del tipo dado de fundación con pilotes y el enfoque general para la modelación de un grupo de pilotes presentado por el Manual de Carreteras (2017).

2.3.3.1. Método 1: Fundaciones del tipo dado de fundación con pilotes

Las fundaciones del tipo *dado de fundación con pilotes* se consideran típicamente cuerpos rígidos, lo que permite modelar las condiciones de soporte en un solo punto con resortes en la parte inferior de la columna, como se muestra en la Figura 2-8 (Priestley & Calvi, 1996). El manual de la FHWA (2011) señala que la reducción del grupo de pilotes y su masa de

suelo de soporte en una matriz de rigidez condensada de 6x6 es aceptable en la práctica de diseño.

Este modelo requiere caracterizar la rigidez vertical, traslacional y rotacional del sistema fundación:

Rigidez vertical: (FHWA, 2011): La rigidez vertical corresponde a la suma de las rigideces verticales de los pilotes individuales. La determinación de la rigidez axial de los pilotes debe tener en cuenta la heterogeneidad de las capas de suelos y el deslizamiento en los costados de los pilotes.

Rigidez lateral (Priestley & Calvi, 1996): La rigidez lateral es controlada por la rigidez a flexión de los pilotes, su conexión con el dado de fundación y la rigidez del suelo. Un modelo de resortes de *Winkler* a lo largo de la profundidad del pilote se puede utilizar para evaluar la curva lateral p - y para cada pilote. Los efectos de corrección por grupo de pilotes deben ser evaluados.

Rigidez rotacional (Priestley & Calvi, 1996): La rigidez y capacidad de rotación se asocian en gran medida con la rigidez axial del pilote (incluyendo efectos de penetración) y las capacidades axiales del pilote en compresión y elevación.

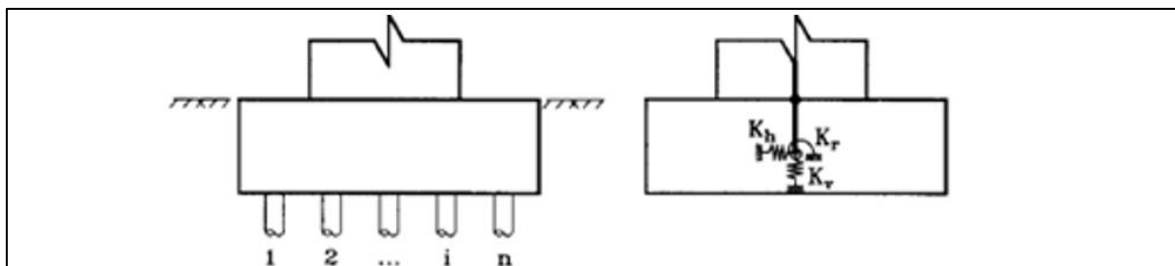


Figura 2-8. Modelo con Resortes para Fundación del Tipo Dado de Fundación con Pilotes

Fuente: Priestley & Calvi (1996)

2.3.3.2. Método 2: Método general para un grupo de pilotes

El Manual de Carreteras (2017) señala un método general para analizar un grupo de pilotes incorporando la distribución de una *constante de balasto horizontal*, K_H , para una variación cualquiera del módulo de deformación del suelo en profundidad (ver Figura 2-9). Este enfoque coincide con el estado de práctica actual asociado al uso de modelos de resortes de *Winkler* para caracterizar el comportamiento de pilotes sujetos a carga lateral.

En el procedimiento del Manual de Carreteras (2017), la constante de balasto se determina con la ecuación (2-7) y luego se multiplica por un *factor de corrección de grupo*, C_r , y un *factor de rigidez sísmica*, F_r , según se indica en la ecuación (2-8).

$$k_H = \frac{0.9E_z}{b} \text{ en } (Tf/m^3) \quad (2-7)$$

$$K_H = k_H C_r F_r \quad (2-8)$$

Donde:

E_z : Módulo de deformación del suelo en profundidad (Tf/m^2).

b : Diámetro o lado del pilote que se opone al desplazamiento del suelo en (m).

El factor de rigidez sísmica, F_r , depende directamente del tipo de suelo en el que está embebido el pilote, los valores que puede adquirir este factor se indican en la Tabla 2-1. Por su parte, el factor de corrección de grupo, C_r , ajusta la rigidez de un pilote para efectos de grupo según se indicada en la Figura 2-10.

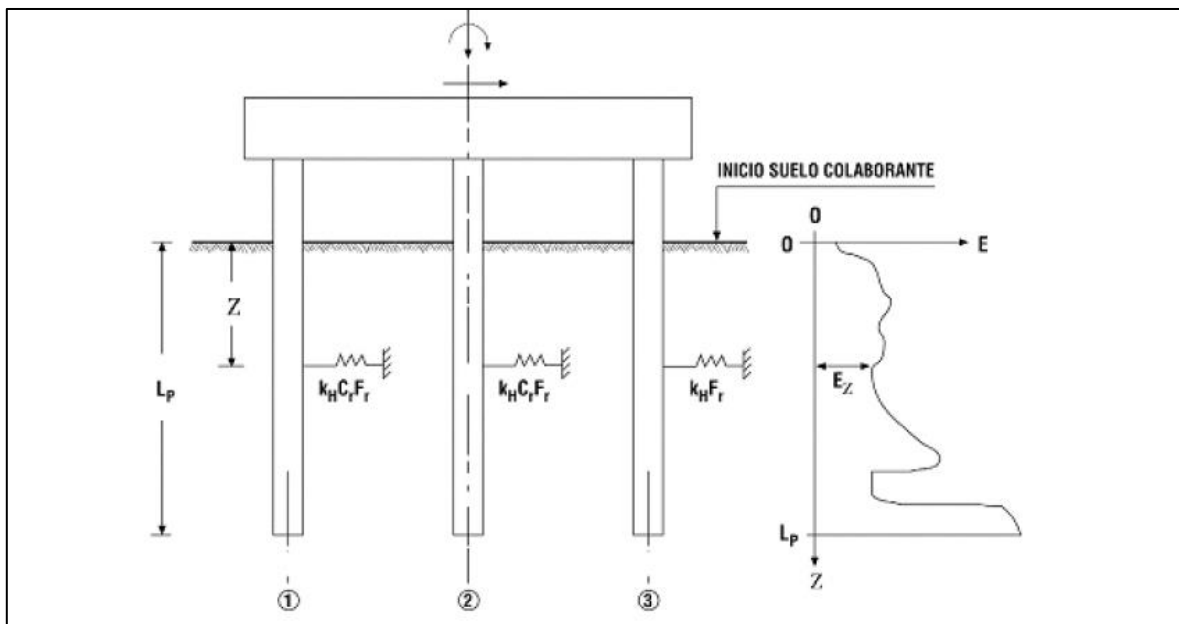


Figura 2-9. Modelo con Resortes de Winkler para Fundación Piloteada

Fuente: Manual de Carreteras (2017)

Tabla 2-1. Factor de rigidez sísmica para fundaciones profundas

Fuente: Manual de Carreteras (2017)

Tipo de suelo	Factor de rigidez sísmica, F_r	
	Multiplica a f_{eq}	Multiplica a E_o
Gravas arenosas	1,6 a 2,2	1,3 a 1,6
Arenas	0,7 a 1,0	0,8 a 1,0
Suelos finos parcialmente saturados	0,7 a 1,0	0,8 a 1,0
Suelos finos saturados	1,0* a 3,2*	1,0* a 2,0*
* Valor inferior si el módulo de deformación para sollicitación estática se determina con la deformación no drenada del suelo. Valor superior si el módulo se determina con la deformación del suelo que incluye la deformación no drenada más la deformación por consolidación		

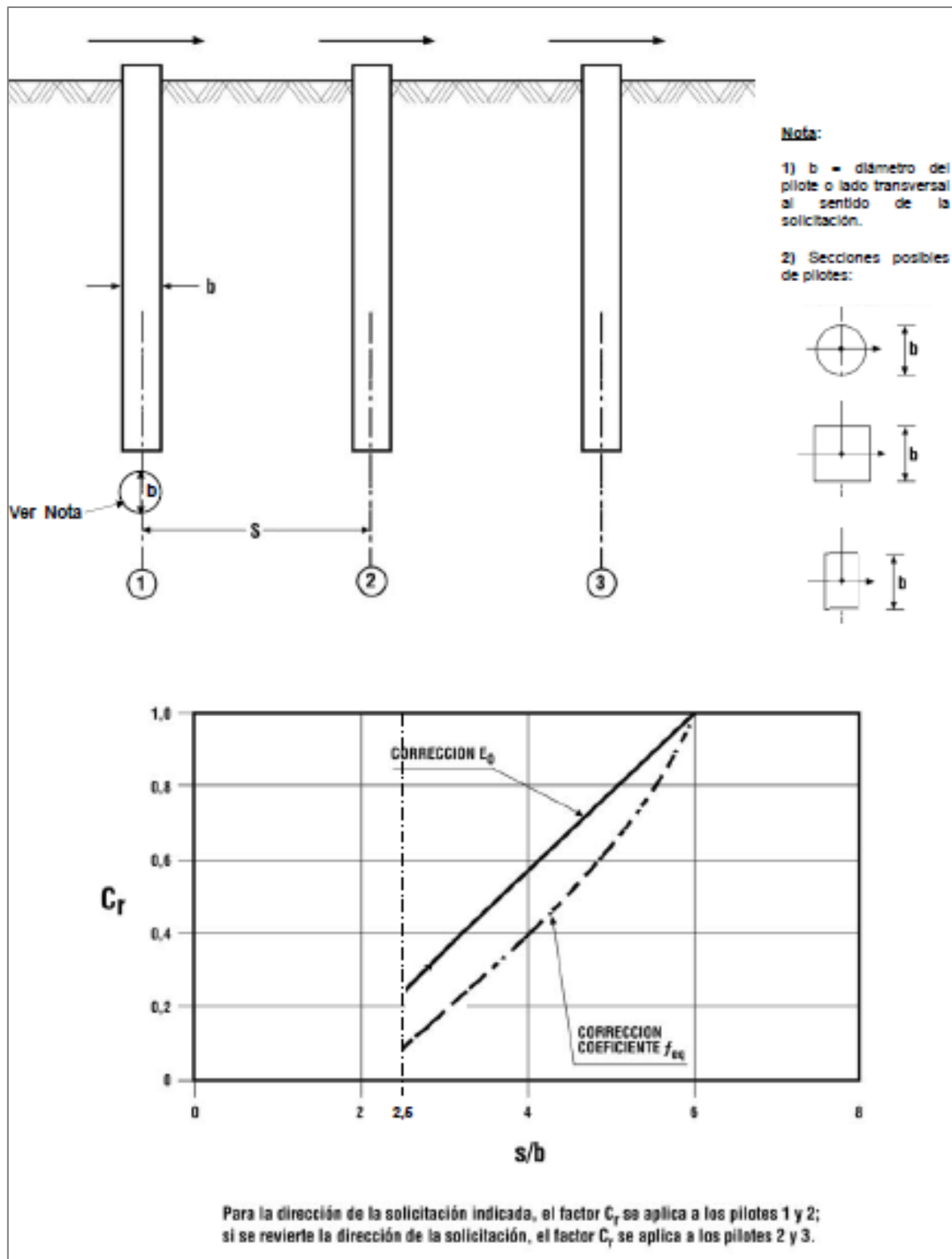


Figura 2-10. Corrección de la Rigidez del Suelo en un Grupo de Pilotes

Fuente: Manual de Carreteras (2017)

2.4. Métodos de Análisis

Existen diversos métodos de análisis para predecir la respuesta estructural de un puente ante los movimientos de un terremoto. En general, el análisis estructural de las fuerzas sísmicas se puede dividir en cuatro categorías, como se muestra en la Tabla 2-2 (NCHRP, 2012).

Tabla 2-2. Tipos de análisis estructural

Análisis	Lineal	No Lineal
Estático	Procedimiento de fuerza lateral equivalente	Análisis Pushover
Dinámico	Espectro de Respuesta Modal	Análisis no lineal tiempo-historia

Nota: Basado en NCHRP (2012)

2.4.1. Análisis Estático Lineal

Este procedimiento utiliza fuerzas laterales estáticas equivalentes impuestas en la estructura en un patrón de carga predefinido que representa la distribución de las fuerzas inerciales impuestas por el terremoto. Este método predice la respuesta estática lineal por lo que los efectos inelásticos deben manejarse por separado, como por ejemplo el uso de factores R que reducen las fuerzas de diseño.

Esta metodología es utilizada por el Manual de Carreteras (2017) y la AASHTO LRFD (2012) para evaluar la demanda sísmica basada en un diseño por fuerza.

2.4.2. Análisis Dinámico Lineal

Un análisis de *espectro de respuesta modal* puede utilizarse cuando una estructura muestre un comportamiento dinámicamente complejo. Este procedimiento elástico lineal, lleva a cabo un análisis modal de la estructura para determinar la deformada y la frecuencia natural de todos los modos de vibración pertinentes. Se utiliza un espectro de respuesta de diseño (aceleración) para determinar la magnitud de cada respuesta modal en base al factor de participación para cada modo. Las respuestas modales máximas se determinan utilizando una regla de combinación modal tal como la *raíz cuadrada de la suma de los cuadrados* (SRSS) o las reglas de *combinación cuadrática completa* (CQC).

Esta metodología es utilizada por el Manual de Carreteras (2017) y la AASHTO LRFD (2012) para evaluar la demanda sísmica basada en un diseño por fuerza y por la guía AASHTO (2011) para evaluar la demanda sísmica basada en un diseño por desplazamiento.

2.4.3. Análisis Estático No Lineal Incremental (Pushover)

Los procedimientos estáticos incrementales no lineales utilizan lo que se conoce coloquialmente como análisis *Pushover*, para evaluar la capacidad de deformación no lineal del sistema y cuantificar la redistribución de las fuerzas internas como resultado de la incursión en el rango inelástico de los elementos (NCHRP, 2012). Esta técnica asume un campo de desplazamiento (o fuerza) que se aplica a la estructura. El desplazamiento se aumenta monóticamente y la respuesta se registra en el espacio fuerza-desplazamiento. Esta respuesta se conoce como *Curva de Capacidad* o *Curva de Pushover* (NCHRP, 2012).

La Figura 2-11 ilustra una curva de capacidad (corte basal v/s desplazamiento) para la cepa de un puente. En esta figura se puede observar como la curva de capacidad se relaciona conceptualmente con los estados de daño y los niveles de desempeño de la cepa (totalmente operacional, operacional, limite seguridad vital y colapso).

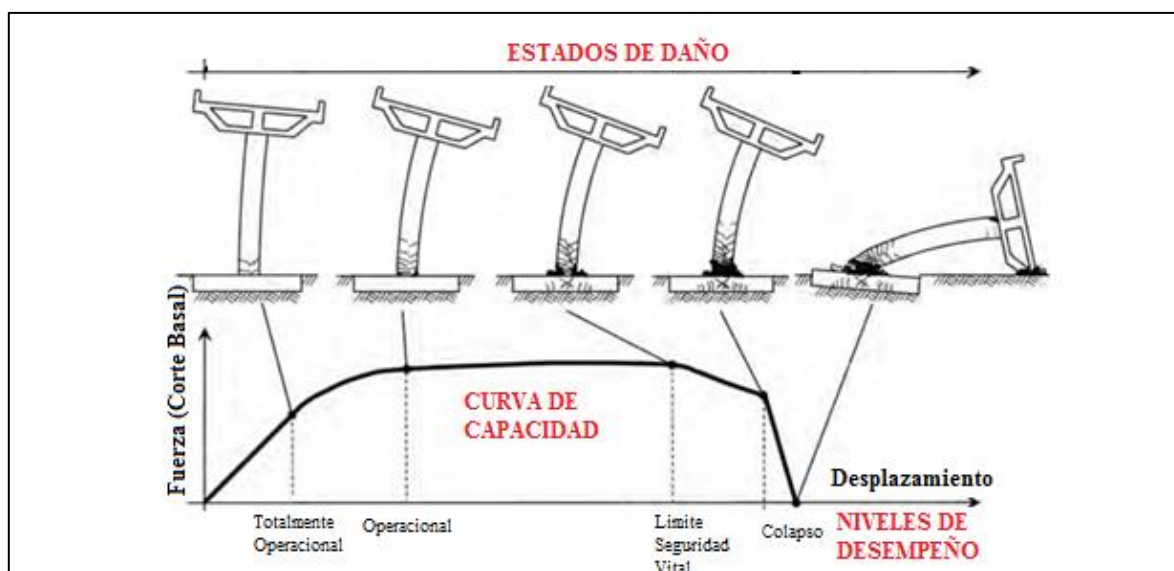


Figura 2-11. Ejemplo de Curva de Capacidad (o Pushover)

Fuente: NCHRP (2012)

Las demandas máximas de desplazamiento global asociadas a un evento sísmico se predicen mediante procedimientos simplificados que relacionan la respuesta inelástica de un oscilador de un solo grado de libertad con la respuesta elástica de un sistema elástico de resistencia infinita. La demanda obtenida se compara con la capacidad de desplazamiento global, determinada a partir de la curva de capacidad, para determinar la adecuación al diseño (NCHRP, 2012).

Algunos enfoques utilizados para determinar la demanda de desplazamiento máximo y aplicar el análisis estático no lineal se indican a continuación.

2.4.3.1. Método Capacidad/Demanda

Este método utiliza dos pasos: el primero consiste en la evaluación de la capacidad de desplazamiento mediante un análisis *Pushover*; y el segundo requiere un análisis del espectro de respuesta elástico para evaluar la demanda de la estructura.

La evaluación de la capacidad de desplazamiento se aplica a cepas individuales para determinar su comportamiento lateral, y se realiza de forma independiente en las direcciones longitudinal y transversal. El objetivo de esta evaluación es determinar la capacidad máxima de cada cepa. Esta capacidad luego se compara con los resultados de un análisis de demanda elástica, que considera el comportamiento del puente como un todo.

La demanda de la estructura se determina mediante un método de análisis estático lineal o dinámico lineal, ambos suponiendo un amortiguamiento del sistema de 5% e imponiendo la denominada *suposición de desplazamiento equivalente* (NCHRP, 2012). Esta suposición, indica que el desplazamiento lateral máximo de un sistema estructural no lineal es aproximadamente igual al desplazamiento máximo del mismo sistema que se comporta elásticamente con una resistencia ilimitada (NCHRP, 2012), como se muestra en la Figura 2-12.

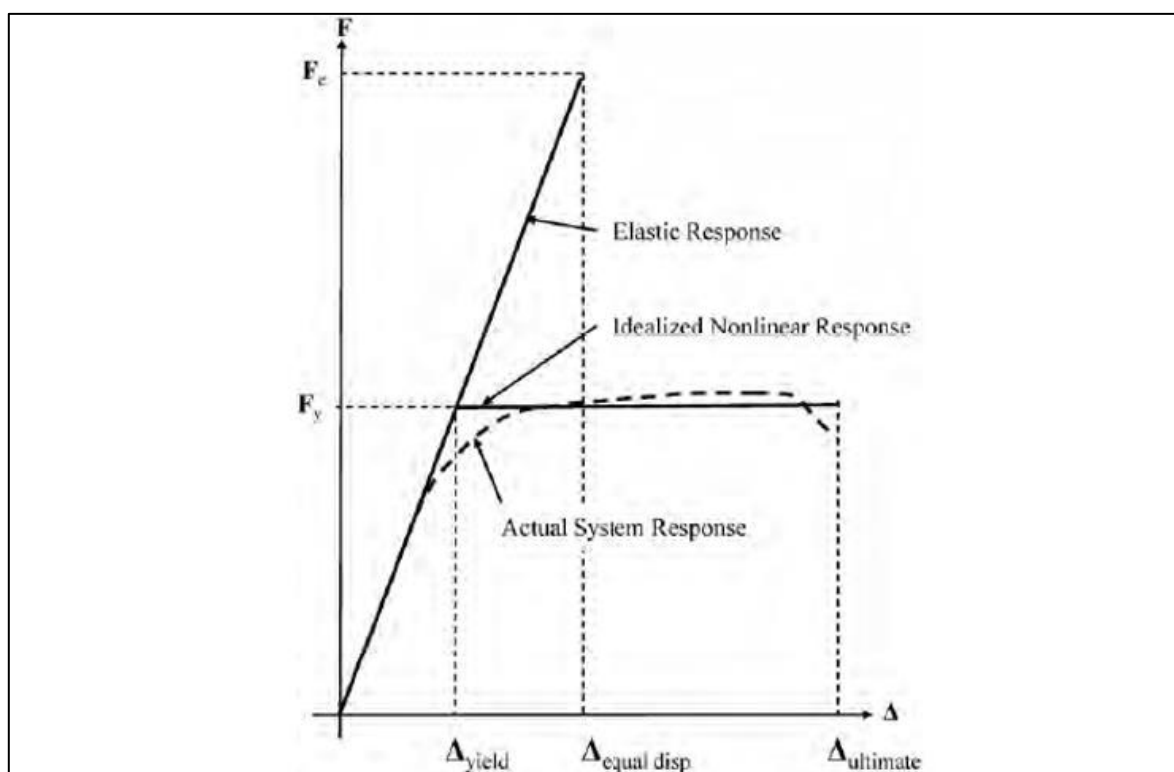


Figura 2-12. Aproximación Lineal y No Lineal de la Respuesta Estructural

Fuente: NCHRP (2012)

2.4.3.2. Método del Espectro Capacidad/Demanda

Esta metodología es similar al método indicado en la sección anterior, dado que usa una curva de capacidad para representar la capacidad del puente, pero la *suposición de desplazamiento equivalente* y el 5% de amortiguación ya no son necesarias (FHWA, 2014). En este método, la demanda se obtiene interceptando la curva de capacidad y el espectro de respuesta de aceleración de diseño. Luego, a través de un método iterativo, que toma en consideración el aumento del amortiguamiento debido a que la estructura entra en el rango inelástico, se determina un valor de amortiguamiento efectivo.

Los espectros de respuesta suponen usualmente un 5% de amortiguamiento viscoso. Este valor es apropiado para un comportamiento esencialmente elástico, sin embargo una vez producida la fluencia, comienzan a ocurrir otras formas de daño y aumenta la disipación de energía por efectos inelásticos (histéresis) (FHWA, 2014). Para ello, se aplican factores de amortiguamiento que modifican el espectro de aceleración, S_a , y que dependen del factor de ductilidad de desplazamiento.

La demanda es expresada como un espectro de demanda constituido por el coeficiente de demanda sísmica, C_d , y el desplazamiento espectral, S_d . Estos parámetros se obtienen con las ecuaciones (2-9) y (2-10).

$$C_d = \frac{S_a}{g} \quad (2-9)$$

$$S_d = \frac{S_a}{\omega^2} = S_a \left[\frac{T^2}{4\pi^2} \right] \quad (2-10)$$

La demanda sísmica del puente, también llamada *punto de desempeño o punto objetivo*, se obtiene intersectando el espectro de demanda (S_a v/s S_d) con la curva de capacidad normalizada por el peso de la estructura.

2.4.3.2.1. Método del Espectro de Capacidad del ATC-40 (ATC, 1996)

Esta metodología representa el enfoque del Método del Espectro/Capacidad. En este procedimiento el espectro de respuesta elástico y la curva de capacidad se convierten en ordenadas espectrales (desplazamiento espectral v/s aceleración espectral). El espectro de demanda se reduce para tener en cuenta el *amortiguamiento viscoso equivalente* generado por la disipación de *energía histerética*. La intersección entre los espectros de demanda y de capacidad, cuando sus términos de amortiguamiento viscoso equivalentes son iguales

representa el *punto de desempeño* o la *demanda de desplazamiento* (NCHRP, 2012). Este procedimiento se ilustra en la Figura 2-13.

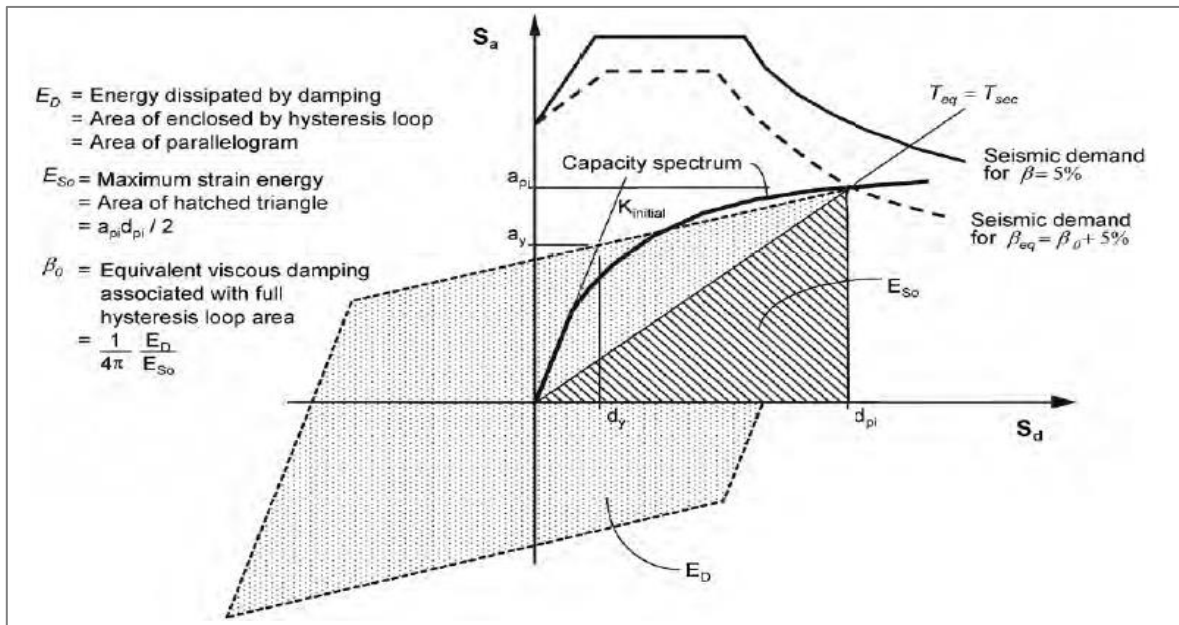


Figura 2-13. Método del Espectro de Capacidad del ATC40 (1996)

Fuente: NCHRP (2012)

Los factores utilizados para reducir el espectro de demanda se determinan según las ecuaciones (2-11) y (2-12). Por su parte, el *amortiguamiento efectivo*, β_{ef} , se obtiene considerando el aporte del *amortiguamiento inherente* (5%) más el aporte asociado a los ciclos de histéresis de la estructura, según se indica en las ecuaciones (2-13) y (2-14).

$$SR_a = \frac{3.21 - 0.68 \ln(B_{ef})}{2.12} \quad (2-11)$$

$$SR_v = \frac{2.31 - 0.41 \ln(B_{ef})}{1.65} \quad (2-12)$$

$$\beta_{ef} = k\beta_0 + 0.05 \quad (2-13)$$

$$\beta_0 = \frac{2(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{\pi a_{pi} d_{pi}} \quad (2-14)$$

Donde:

B_{ef} : Amortiguamiento efectivo.

B_0 : Amortiguamiento histerético representando como amortiguamiento viscoso.

k : Factor de modificación del aporte del ciclo histérico que depende del tipo de comportamiento estructural esperado según se indica en la Tabla 2-3.

$a_y d_y$: Aceleración y desplazamiento espectrales asociadas al punto de fluencia.

$a_{pi} d_{pi}$: Aceleración y desplazamiento espectrales asociados a la iteración i.

Tabla 2-3. Factor de modificación del ciclo histerético, k

Tipo de Comportamiento Estructura	β_0 (%)	k
Tipo A: representa un comportamiento que desarrolla ciclos de histéresis estables	≤ 16.25	1.0
	> 16.25	$1.13 - 0.51 \left[\frac{(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \right]$
Tipo B: representa un comportamiento que desarrolla ciclos de histéresis de estabilidad moderada	≤ 16.25	$2/3$
	> 16.25	$0.845 - 0.446 \left[\frac{(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \right]$
Tipo C: representa un comportamiento que desarrolla ciclos de histéresis pobres	Cualquier Valor	$1/3$

Nota: Basado en ATC40 (1996)

2.4.4. Análisis Dinámico No lineal

Los métodos dinámicos no lineales son procedimientos de tiempo-historia que calculan la demanda en un puente e incluyen explícitamente las propiedades no lineales de los elementos.

En el más general de todos los procedimientos es necesario:

- Escribir las ecuaciones de movimiento en una forma incremental.
- Suponer que las propiedades de la estructura permanecen sin cambios durante un intervalo de tiempo dado (o iterar el intervalo).
- Resolver las ecuaciones de movimiento para dicho intervalo de tiempo considerando que la estructura se comporta linealmente.
- Reformular sus propiedades sobre la base de la solución obtenida al final del intervalo para ajustarse al estado de tensiones y deformaciones en ese momento.

Según la NCHRP (2012) algunos de los desafíos asociados con la realización de análisis de historia de respuesta no lineal son:

- La selección y escalado de los movimientos de entrada de terreno.
- La calibración y validación de la respuesta histerética de elementos.
- Los obstáculos computacionales de convergencia, tiempo de ejecución y procesamiento.

CAPÍTULO 3

CARACTERIZACIÓN PUENTES

En este capítulo, se presentan los puentes utilizados en el estudio. Se indica su estructuración y las características geotécnicas del suelo de soporte.

Adicionalmente, se describen las características propias de los puentes chilenos, donde se indica su materialidad, el marco normativo, el comportamiento sísmico observado durante el Terremoto del Maule de 2010 y los nuevos criterios de diseño incorporados por el Manual de Carreteras (2017).

3.1. Descripción Puentes Chilenos

3.1.1. Administración

En el ámbito del Ministerio de Obras Públicas (MOP.), son dos los servicios que están vinculados a la administración de puentes, la Dirección de Vialidad y la Dirección General de Concesiones. Otros administradores de puentes son el Ministerio de Vivienda y Urbanismo y la Empresa de Ferrocarriles del Estado, entre otros.

3.1.2. Tipología

Según información expuesta por la Dirección de Vialidad en el *Segundo Congreso Internacional de Puentes – Chile 2017* (Dirección de Vialidad, 2017), se cuenta con un total de 7000 puentes en todo el país; de los cuales, 1064 son puentes mayores con longitud superior a 30 metros. Se expuso que en general los puentes mayores cuentan con una infraestructura de hormigón armado. Además, se indicó que la superestructura está configurada equitativamente entre vigas de hormigón armado y vigas metálicas, y siempre con losas de hormigón armado.

3.1.3. Marco normativo

El diseño y análisis estructural de los puentes carreteros y estructuras a fines en Chile se realiza según las disposiciones establecidas en los siguientes documentos:

- Capítulo 3.1000 del Manual de Carreteras Volumen 3 (Dirección de Vialidad, 2017)

- AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges, 17th Edition (AASHTO, 2002) o posteriores.
- AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 6th Edition (AASHTO, 2012) o posteriores.

3.1.4. Filosofía de diseño sísmico

El Manual de Carreteras (2017) establece que puentes, viaductos, pasos desnivelados y pasarelas, con largo libre menor a 70 m deben diseñarse para tener una baja probabilidad de colapso para un evento sísmico con probabilidad de excedencia de 10% en 50 años, lo que es equivalente a un periodo de retorno de 475 años. Además, indica que cumpliendo las exigencias de la normativa, se espera satisfacer los siguientes objetivos de desempeño para el comportamiento de puentes:

- (a) Sin daño para eventos sísmicos moderados.
- (b) Daños limitados para eventos sísmicos de mediana intensidad.
- (c) Para eventos sísmicos de intensidad severa, el riesgo de vidas humanas debe ser mínimo, y el daño de componentes estructurales debe ser sin colapso total o parcial; daños deben ocurrir en lugares de fácil acceso para facilitar su posterior inspección y reparación.

3.1.5. Espectro de diseño y métodos de análisis sísmico

El Manual de Carreteras (2017) define un espectro de diseño para puentes basado en la aceleración efectiva máxima del suelo y en el tipo de suelo. Este manual define la demanda sísmica de acuerdo al mapa de zonificación sísmica de la NCh433 (1996), el que está basado en la peligrosidad sísmica obtenida para el terremoto de Valparaíso de 1985, con una magnitud de momento (M_w) igual a 7.0.

El manual presenta cinco metodologías de análisis sísmico:

- 1) Método del coeficiente sísmico
 - 2) Método del coeficiente sísmico modificado por la respuesta estructural
 - 3) Método modal espectral
 - 4) Método modal espectral con estudio de riesgo sísmico
 - 5) Método de análisis lineal o no lineal en el tiempo
-

3.1.6. Comportamiento sísmico observado en puentes chilenos

El 27 de febrero de 2010, el *Terremoto del Maule* de magnitud $M_w=8.8$ impactó gran parte de la zona central de Chile. Teniendo en cuenta la gran magnitud y el área de ruptura de este terremoto, el daño en puentes fue menor de lo que podría haberse esperado (Elnashai, et al., 2010). De los puentes pertenecientes a la red de autopistas, solo el uno por ciento (8 puentes y 12 puentes peatonales) colapsaron debido a este terremoto.

El equipo de investigación del MAE Center (Multi-hazard Approach to Engineering), de la Universidad de Illinois en Urbana-Champaign, visitó varios puentes dañados para estudiar los modos de falla asociados al Terremoto del Maule. Según el reporte de este centro de investigación (Elnashai, et al., 2010), el daño más observado en puentes se debió al desplazamiento de la superestructura, especialmente en puentes esviados. Este reporte indicó que los puentes esviados tienden a desarrollar rotación, lo que da como resultado el desplazamiento de la superestructura o la falla de los topes laterales (topes sísmicos).

Según se expuso en el *Segundo Congreso Internacional de Puentes – Chile 2017* (Bazaez G., et al., 2017), se concluyó que el sismo del 27 de Febrero de 2010 generó desplazamientos excesivos entre la superestructura e infraestructura por falta de dispositivos para prevenir caídas (ejemplo: topes transversal y longitudinales) y por mesas de apoyo pequeñas que estaban según el Manual de Carreteras del 2002.

3.1.7. Nuevos criterios de diseño sísmico

A raíz de los daños presentados durante el Terremoto del Maule de 2010, el MOP elaboró los siguientes documentos:

- Nuevos Criterios Sísmicos para el Diseño de Puentes en Chile (Dirección de Vialidad, 2010).
- Criterios Sísmicos para el Diseño de Puentes en Chile. Anexo3.1090-A Manual de Carreteras Volumen 3 (Dirección de Vialidad, 2017).

Estos documentos incorporaron nuevos aspectos en el diseño y cálculo de las estructuras con el objetivo de mejorar su comportamiento sísmico. Algunos de estos aspectos se resumen continuación:

Tableros esviados y curvos: se plantea evitar proyectar puentes con un gran ángulo de esviaje y puentes curvos, de no ser posible se indican recomendaciones especiales.

Travesaños: se plantea que todos los puentes deberán considerar travesaños extremos (sobre estribos y cepa) y central (en la mitad del vano).

Topes sísmicos interiores y exteriores: se indica que se deberá considerar el uso de topes sísmicos interiores, adicionales a los topes exteriores de acuerdo a la Tabla 3-1 (ver Figura 3-1). Además, se señala que los topes intermedios deberán formar una llave de corte con los travesaños para evitar daño en las vigas, daño que fue evidenciado después del terremoto del 2010.

Tabla 3-1. Cantidad mínima de topes interiores propuesta por el Manual de Carreteras (2017)

N° Vigas en Tablero	N° topes mínimos Interiores en Puentes Sin desplazamientos laterales excesivos	N° topes mínimos Interiores en Puentes Con desplazamientos laterales excesivos
3 Vigas	0	2
4 Vigas	1	2
5 Vigas	2	2
6 Vigas o más	2	3

Fuente: Basado en Manual de Carreteras (2017)

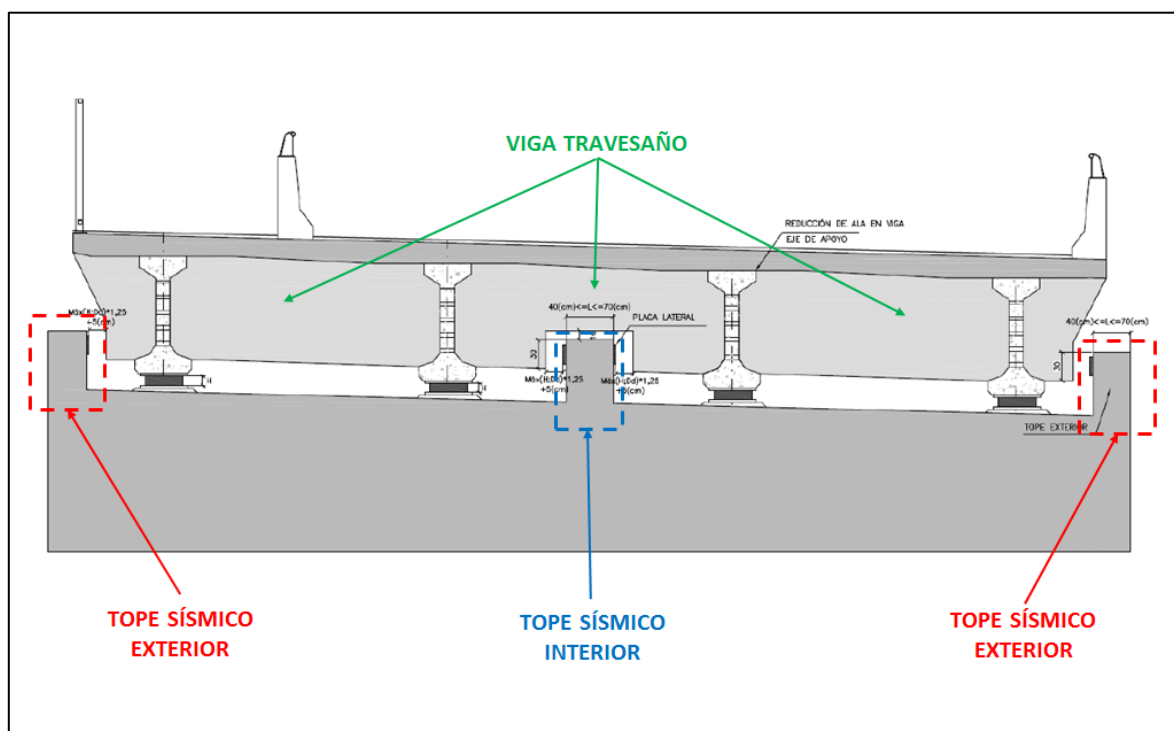


Figura 3-1. Configuración General Propuesta por el Manual de Carreteras (2017) para los Topes Sísmicos Interiores, Exteriores y Travesaño

3.2. Caracterización de Puentes Utilizados en el Estudio

Los puentes utilizados en el estudio se denominaron como *Puente A*, puente soportado por fundaciones directas, y *Puente B*, puente soportado por fundaciones profundas. Ambos puentes fueron caracterizados en función de puentes reales, los que fueron adaptados para presentar una geometría simétrica y sin esviaje, además de incluir los topes sísmicos y barras de anclaje que fueron incorporados en la condición reforzada de ambos puentes.

3.2.1. Caracterización Puente A

El Puente A se adapta de la condición original y reforzada del puente *Las Mercedes* (ver Figura 3-2). Dicha estructura es representativa de puentes de paso superior utilizados en autopistas interurbanas; se encuentra ubicado en el kilómetro 76 de la ruta 5 sur en la provincia de Cachapoal, VI Región del Libertador Bernardo O'Higgins (ver Figura 3-3); y pertenece a la concesionaria Ruta del Maipo Sociedad Concesionaria S.A.

3.2.1.1. Caracterización estructural del Puente A

La Figura 3-4 muestra la disposición general del Puente A, el que está constituido de 2 vanos iguales de 27 m de largo. El puente posee dos estribos (no-integrales) en sus extremos y una cepa central; además, se caracteriza por poseer un tablero de ancho 9.1 m, un galibo de 5 m y un diseño estructural que permite el paso de un camión HS-20.

Los estribos presentan una elevación constituida por dos pilas trapezoidales, una viga cabezal, un muro espaldar y dos muros ala de hormigón armado (ver Figura 3-5(a)). La cepa central está constituida por dos columnas circulares de diámetro 1 m y una viga cabezal de hormigón armado (ver Figura 3-5(b)). Tanto estribos como la cepa central están soportados por fundaciones directas tipo zapata rectangular de hormigón armado de espesor 1 m. La superestructura está compuesta por una losa de 20 cm de espesor y tres vigas pretensadas de hormigón armado (ver Figura 3-6). Estas vigas están conectadas a la cepa y estribos mediante placas de apoyo elastoméricas (6 en la cepa y 3 en los estribos). Sobre la losa se ubica una carpeta de rodado de 5 cm. Barras de anclaje se ubican entre vigas en la cepa y estribos (8 en la cepa y 4 en los estribos). El desplazamiento transversal es restringido por topes sísmicos exteriores e interiores en estribos y cepa.



Figura 3-2. Puente Las Mercedes

Coordenadas UTM: 19H – 337441.00 m E – 6228463.00 m S

Fuente: Google Earth

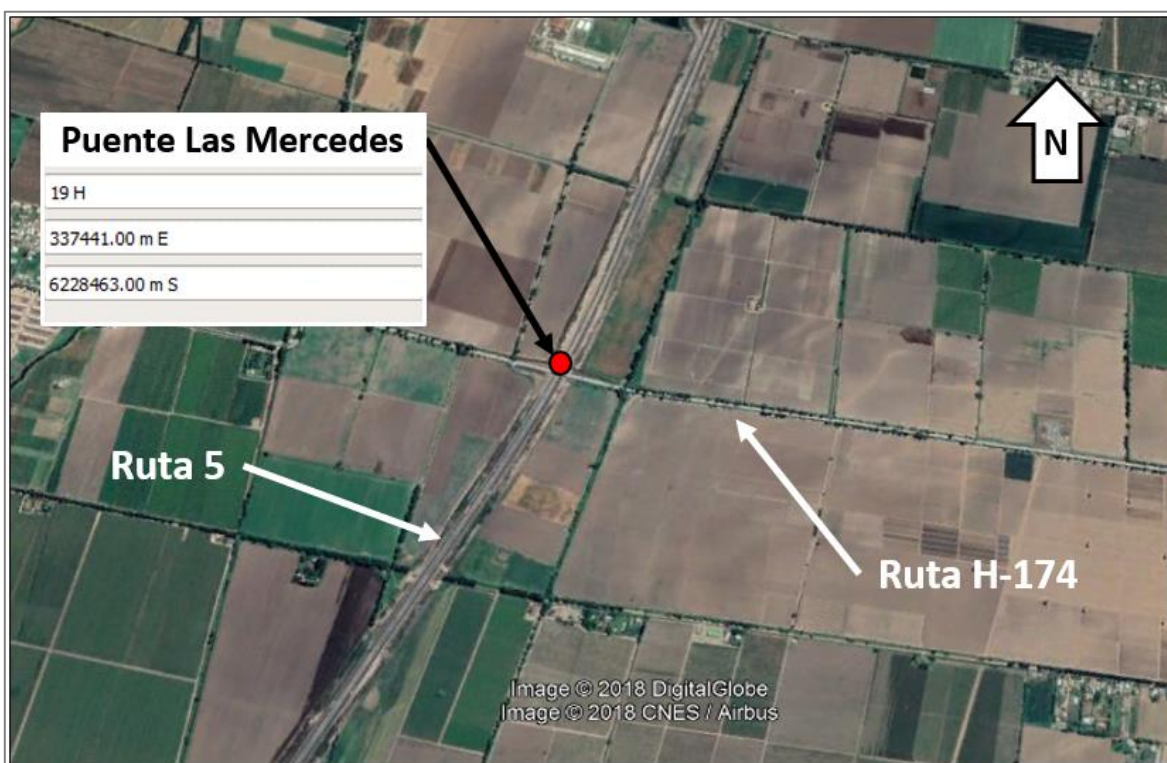


Figura 3-3. Ubicación Puente Las Mercedes

Coordenadas UTM: 19H – 337441.00 m E – 6228463.00 m S

Fuente: Google Earth

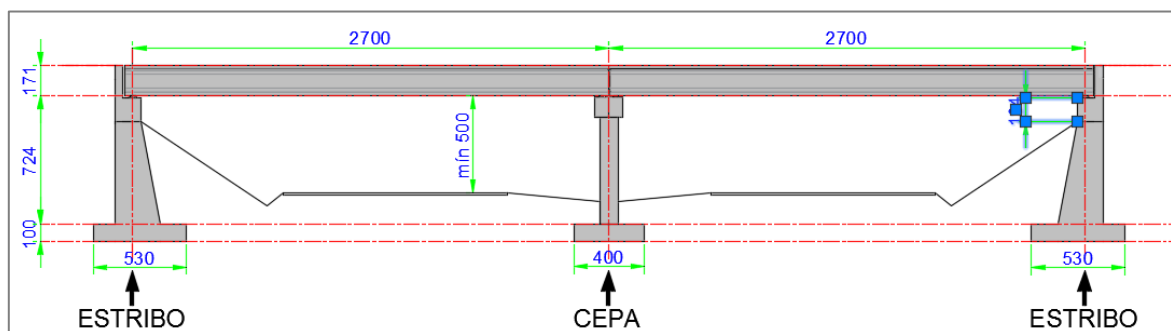


Figura 3-4. Disposición General del Puente A

Nota: Unidades en centímetros (cm)

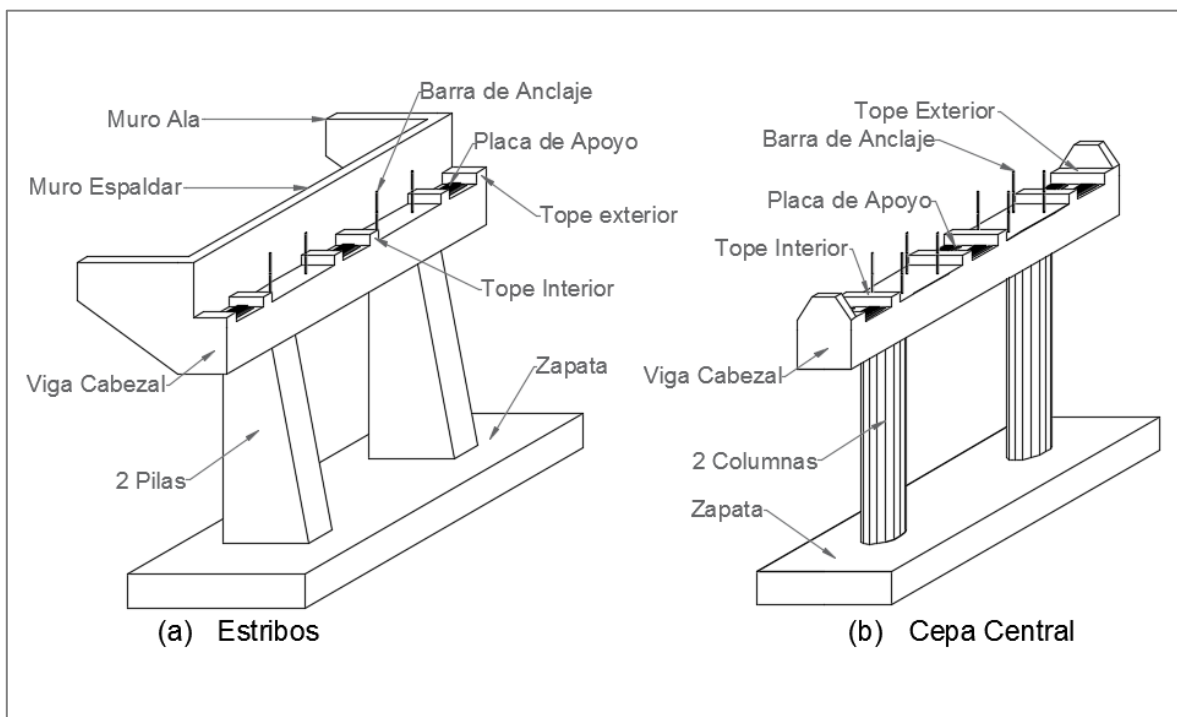


Figura 3-5 Estribos y Cepa Central Puente A

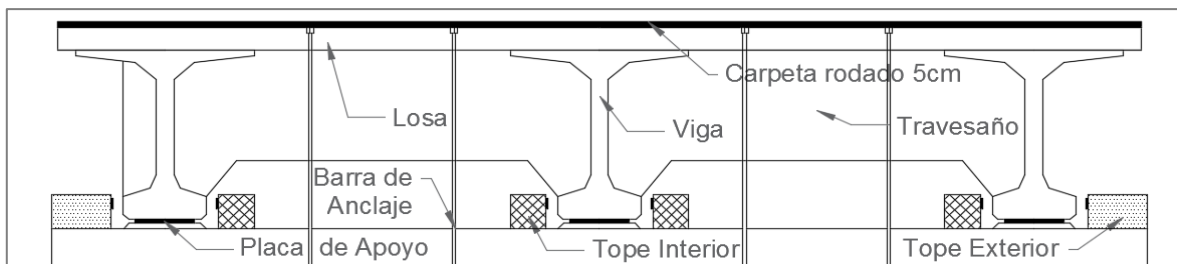


Figura 3-6. Superestructura Tipo Estribos y Cepa Puente A

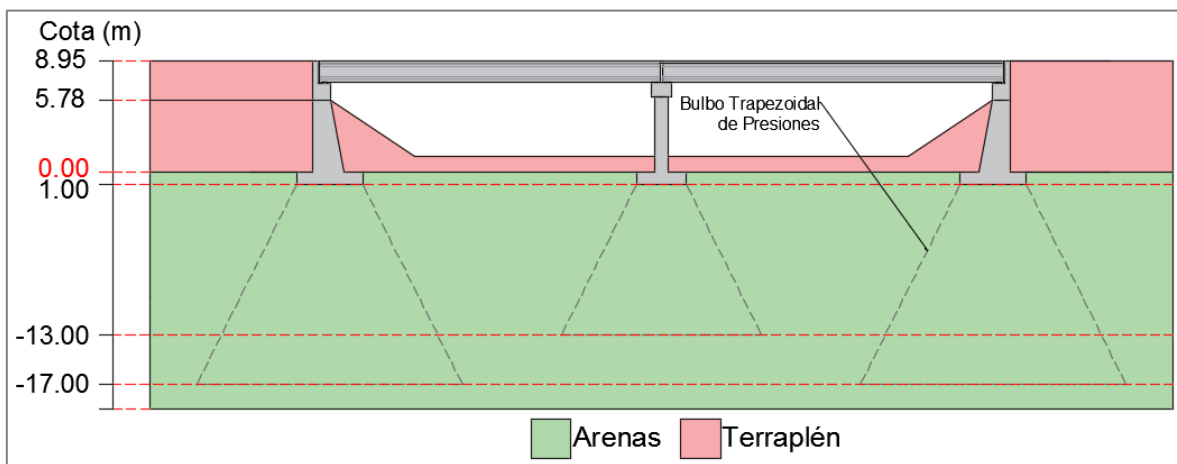


Figura 3-7. Perfil Estratigráfico Suelo Puente A

3.2.1.2. Caracterización geotécnica del Puente A

El suelo de soporte y el suelo del terraplén asociado al Puente A se ilustra en la Figura 3-7. La caracterización de ambos suelos se realizó en función de la información geotécnica disponible en los planos del proyecto y considerando un incremento lineal con la profundidad del módulo de deformación del suelo para suelos arenosos según se indica en el Manual de Carreteras (2017).

El suelo del terraplén fue caracterizado como un suelo de material granular compactado no cohesivo de peso específico $\gamma=2.15 \text{ Tf/m}^3$, ángulo de fricción interna $\phi=45^\circ$, ángulo de fricción en la interfaz con el hormigón de 25° , módulo de elasticidad $E=135 \text{ Mpa}$, módulo de corte $G=51 \text{ MPa}$ y capacidad de resistencia pasiva de 11.3 kgf/cm^2 . Las propiedades mecánicas y de capacidad (módulo de elasticidad, módulo de corte y resistencia pasiva) representan las características promedio de la masa de suelo del terraplén.

El suelo de soporte fue caracterizado como un suelo arenoso de módulo de elasticidad $E=104 \text{ Mpa}$, módulo de corte $G=40 \text{ Mpa}$, peso específico $\gamma=2.00 \text{ Tf/m}^3$ y capacidad de soporte de 12 kgf/cm^2 . Estas propiedades caracterizan la masa de suelo que se involucra dentro de un *bulbo de presiones trapezoidal* correspondiente al 10% de la tensión de contacto, q , generada por la fundación (alrededor de 3 veces el ancho de la fundación).

3.2.2. Caracterización Puente B

El Puente B se adapta de la condición original y reforzada del puente *Hospital* (ver Figura 3-8). Dicha estructura es representativa de puentes de paso superior utilizados en autopistas interurbanas; se encuentra ubicada en el kilómetro 49 de la ruta 5 sur en la provincia del Maipo (ver Figura 3-9), Región Metropolitana de Santiago; y pertenece a la concesionaria Ruta del Maipo Sociedad Concesionaria S.A.

3.2.2.1. Caracterización estructural del Puente B

La Figura 3-10 muestra la disposición general del Puente B, el que está constituido de 2 vanos iguales de 28 m. El puente posee dos estribos (no-integrales) en sus extremos y una cepa central; además, se caracteriza por poseer un tablero de ancho 17.4 m, un galibo de 7.58 m y un diseño estructural que permite el paso de un camión HS-20.

Los estribos presentan una elevación constituida por una viga cabezal, un muro espaldar y dos muros ala de hormigón armado (ver Figura 3-11(a)). La cepa central está constituida por tres columnas circulares de diámetro 1.2 m y una viga cabezal de hormigón armado (ver Figura 3-11(b)). Tanto los estribos como la cepa central están soportados por fundaciones

profundas piloteadas. El estribo esta soportado por cuatro pilotes de diámetro 1.5m y largo de 27.40m, por su parte la cepa esta soportada por tres pilotes de diámetro 1.5m y largo de 22.4m. La superestructura está compuesta por una losa de hormigón armado de 20 cm de espesor y seis vigas metálicas (ver Figura 3-13). Estas vigas están conectadas a la cepa y estribos mediante placas de apoyo elastoméricas (6 en la cepa y 6 en los estribos), y se conectan a la losa de hormigón mediante conectores STUD $\varnothing 3/4"$. Sobre la losa se ubica una carpeta de rodado de 5 cm. Barras de anclaje se ubican entre vigas en la cepa y estribos (10 en la cepa y 5 en los estribos). Vigas travesaño de hormigón armado, de espesor 25 cm, rigidizan la sección transversal de la superestructura en estribos y la cepa central. El desplazamiento transversal es restringido por topes sísmicos interiores en la cepa y estribos. Si bien hay presencia de topes exteriores, estos no están en contacto cercano con la viga travesaño. Las seis vigas metálicas están restringidas lateralmente con perfiles L 80x80x8, los que se detallan en la Figura 3-13 y Figura 3-14



Figura 3-8. Puente Hospital

Coordenadas UTM: 19H – 338505.00 m E – 6251805.00 m S

Fuente: Google Earth

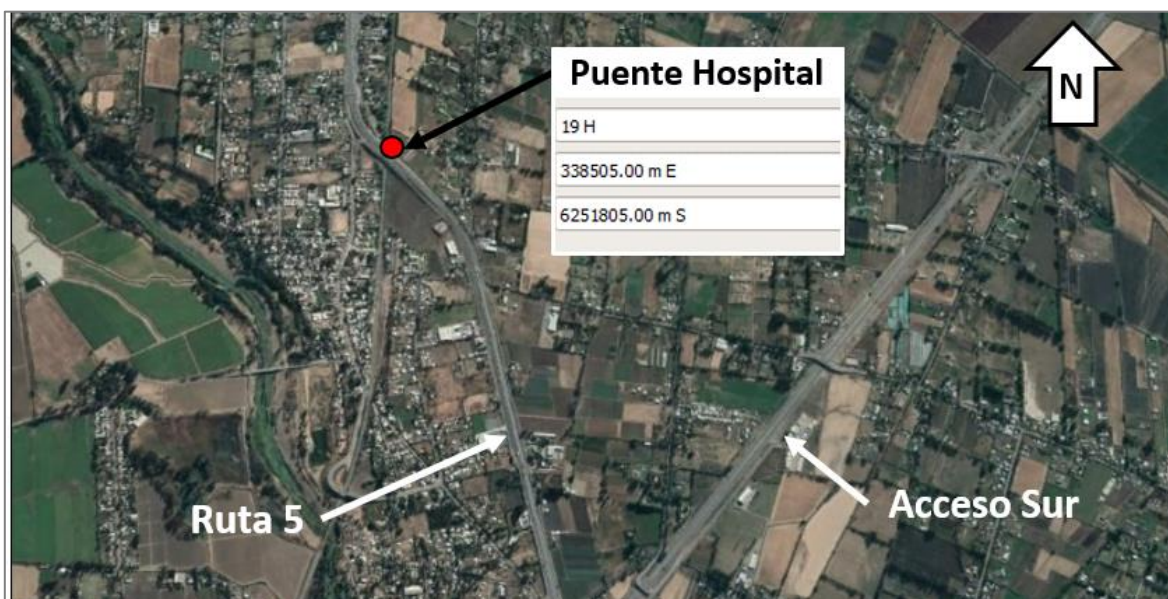


Figura 3-9. Ubicación Puente Hospital

Coordenadas UTM: 19H – 338505.00 m E – 6251805.00 m S

Fuente: Google Earth

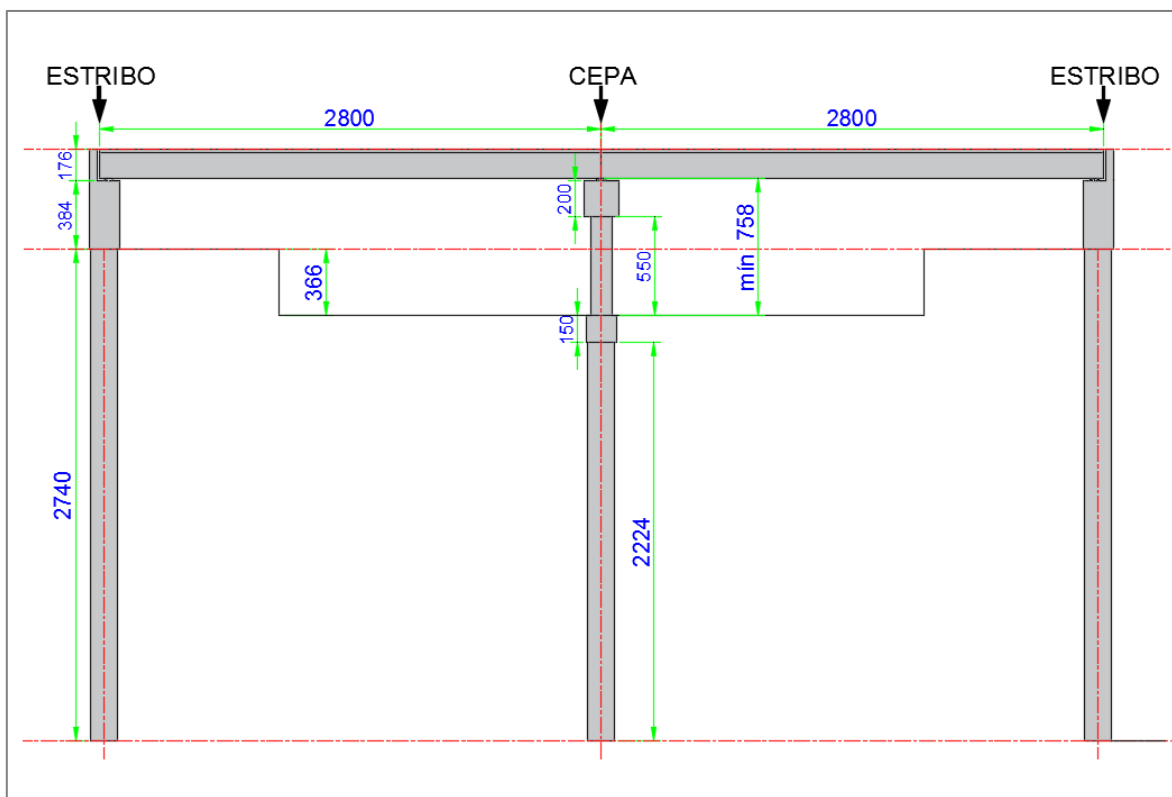


Figura 3-10. Disposición General Puente B

Nota: Unidades en centímetros (cm)

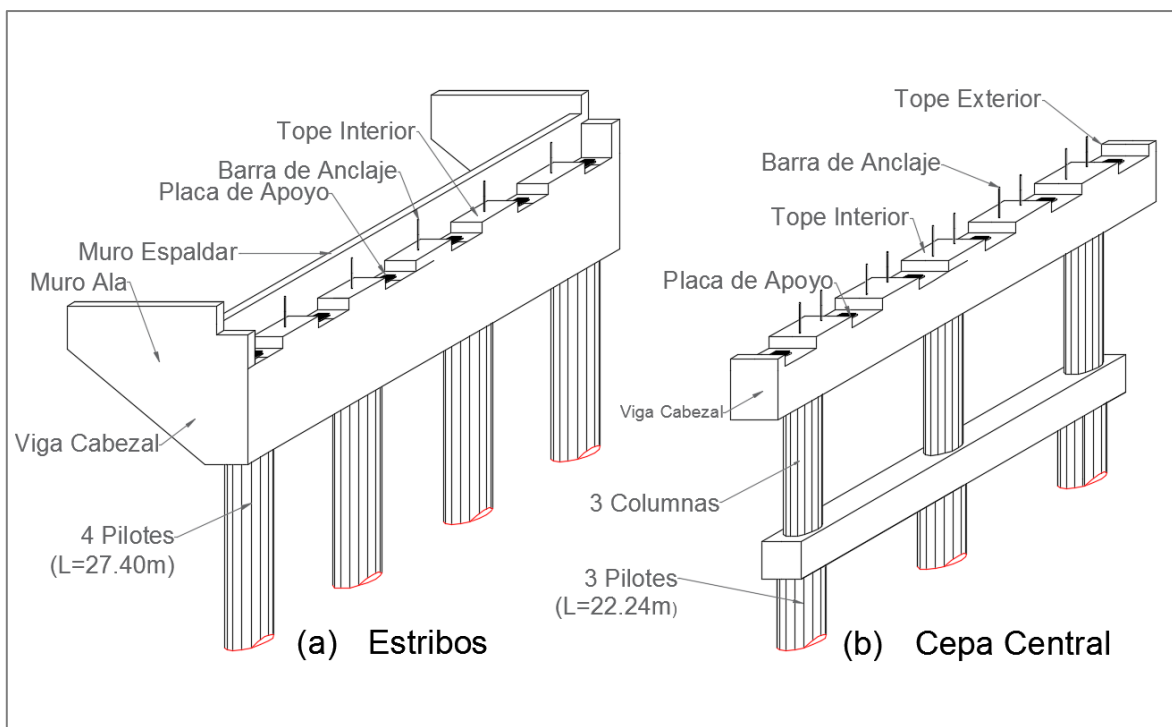


Figura 3-11. Estribos y Cepa Central Puente B

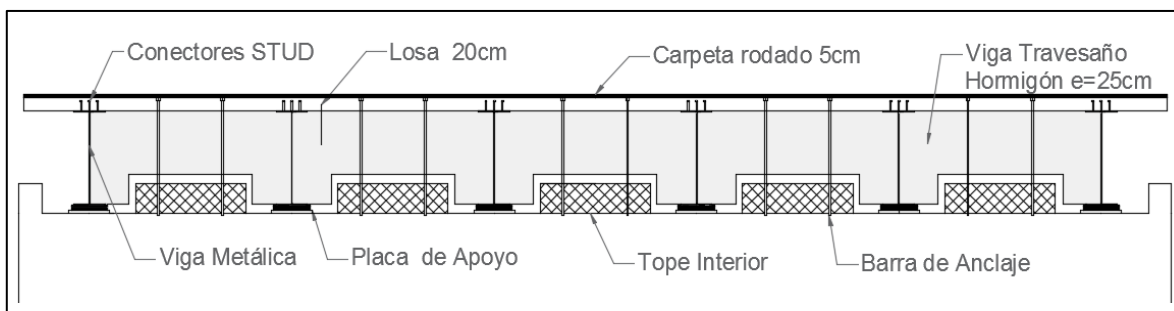


Figura 3-12. Sección Tipo Superestructura en Cepa y Estribos Puente B

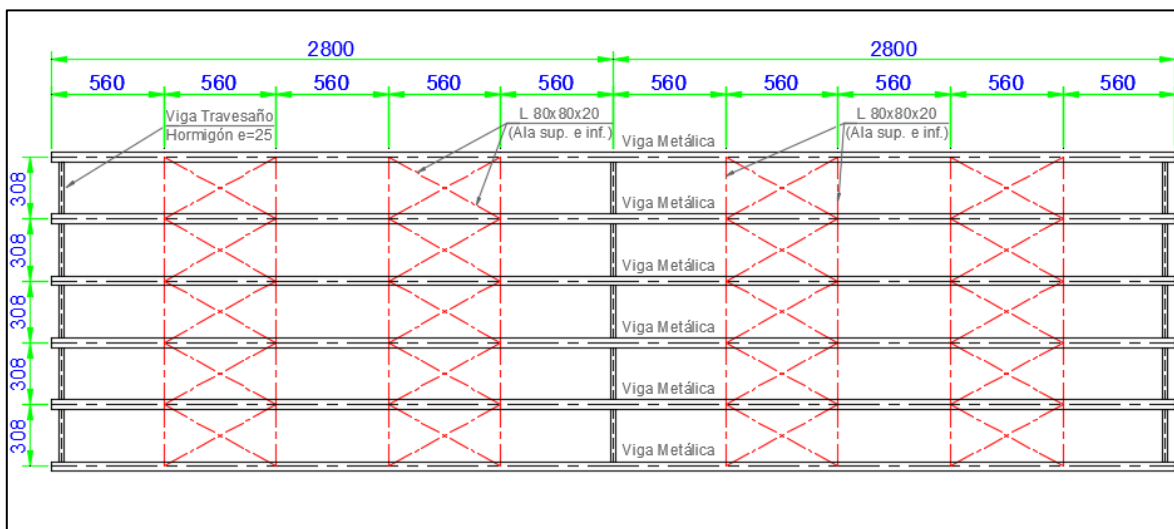


Figura 3-13. Arriostramiento Lateral Vigas Metálicas Puente B

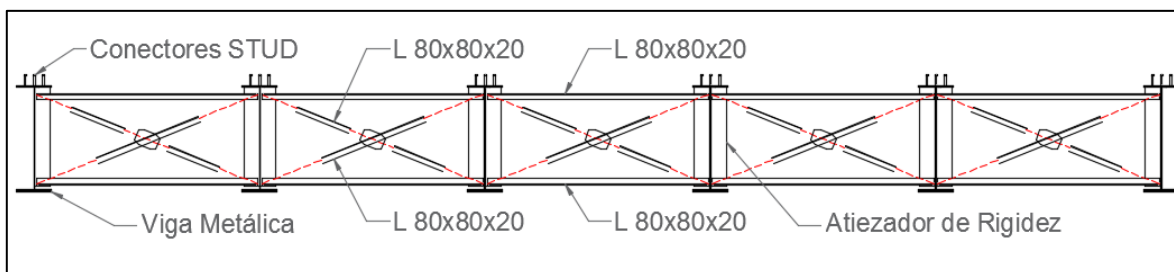


Figura 3-14. Sección Tipo Superestructura Puente B

3.2.2.2. Caracterización geotécnica del Puente B

El perfil estratigráfico que caracteriza el suelo de soporte y el suelo de terraplén asociado al Puente B se ilustra en la Figura 3-15. La estratigrafía está basada en el modelo numérico del estribo de entrada del Puente Hospital presentado en González (2014), el que se generó a partir de cuatro campañas de exploración de las condiciones del suelo ejecutadas en diferentes épocas. No fueron considerados los lentes de arena de baja compacidad presentados en la estratigrafía, descartando de esta forma el desarrollo y la evaluación del fenómeno de licuación. Esto debido a que el alcance de esta memoria es estudiar la

flexibilidad del sistema suelo-fundación en el desempeño, por lo que se decidió descartar cualquier fenómeno adicional, como por ejemplo, licuación o *lateral spreading*.

El suelo asociado al Puente B fue caracterizado por tres materiales: i) suelo del terraplén; ii) suelos finos; y iii) gravas en profundidad. Las propiedades de estos materiales se indican en la Tabla 3-2.

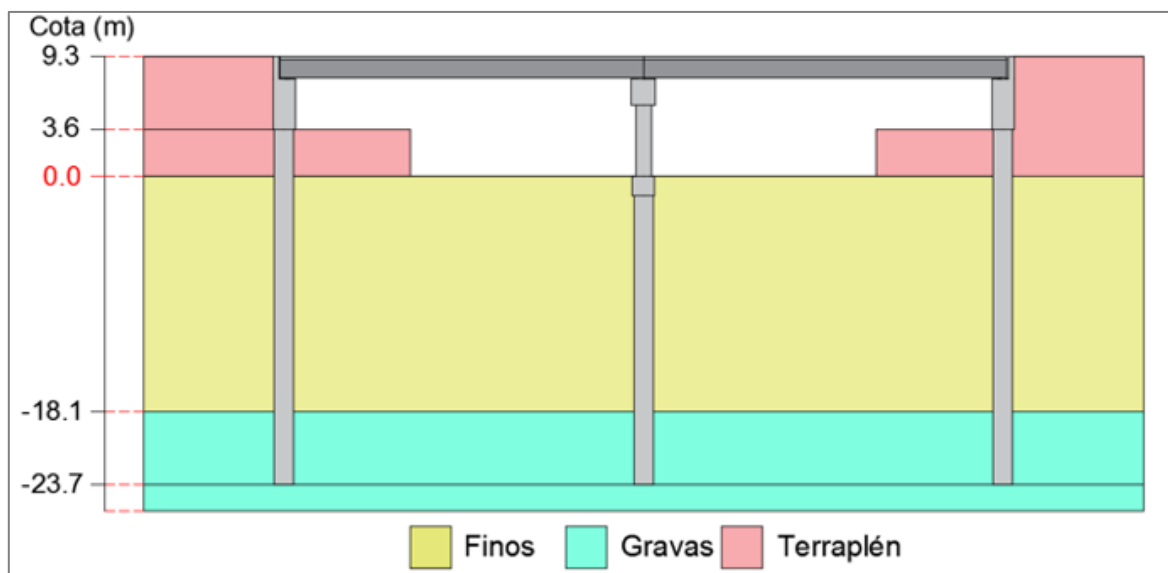


Figura 3-15. Perfil Estratigráfico Suelo Puente B

Tabla 3-2. Parámetros de estado, rigidez y capacidad del suelo Puente B

Parámetro	Unidad	Terraplén	Finos	Gravas
Densidad terreno, Tf/m ³	γ_t	2.15	1.8	2.15
Densidad saturada, Tf/m ³	γ_s	2.3	1.95	2.3
Ángulo de fricción, °	ϕ	45	32	45
Cohesión, Tf/m ²	c	0	1.5	0
Módulo de corte, MPa	G	51	6	113
Módulo de deformación, MPa	E	135	17	300
Módulo de Poisson	ν	0.33	0.35	0.33
Resistencia Pasiva, kgf/cm ²	σ_{Hp}	10.6	20.2	55.6

Nota 1: Parámetros γ_t , γ_s , ϕ , c , E y ν según perfil estratigráfico del modelo numérico del estribo de entrada presentado en González (2014).

Nota 2: La resistencia pasiva, σ_{Hp} , representa el valor promedio del estrato calculado según la ec. 3.1003.303(1).3 del Volumen 3 - Manual de Carreteras (2017).

CAPÍTULO 4

MODELACIÓN DE PUENTES

En este capítulo se describen los modelos utilizados para evaluar el comportamiento sísmico del Puente A y el Puente B. Para la confección de dichos modelos, se utiliza el software SAP 2000.

4.1. Descripción General de los Modelos Utilizados

En los puentes analizados se desarrollaron los siguientes modelos:

- Modelo I: Modelo empotrado (Puente A y B)
- Modelo II: Modelo que incluye la flexibilidad del Sistema de Estribos (Puente A).
- Modelo III: Modelo que incluye la flexibilidad del sistema suelo-fundación (Puente A y B).

El modelo I no considera la flexibilidad del sistema terraplén-estribo, ni la flexibilidad del sistema suelo-fundación en la cepa central y estribos. En ausencia de estas flexibilidades, se imponen condiciones de empotramiento rígido (apoyos empotrados). Un esquema simplificado de este modelo, se presenta en la Figura 4-1.

El modelo II considera la flexibilidad del sistema estribo-terraplén, pero no incorpora la flexibilidad del sistema suelo-fundación, por lo que en ausencia de esta flexibilidad, se imponen condiciones de empotramiento a nivel de la fundación. En el Puente A, puente soportado por fundaciones directas del tipo zapata rectangular, la condición de empotramiento se impone a nivel de la zapata, según se puede apreciar en el esquema simplificado presentado en la Figura 4-2. Por su parte, en el Puente B, puente soportado por fundaciones piloteadas, no es posible definir una condición de empotramiento en el límite entre el terraplén y el suelo de soporte, dado que los pilotes de los estribos no presentan una viga de amarre en dicho límite. Por esta razón, no se realiza un modelo que considere la flexibilidad del estribo sin considerar la flexibilidad del sistema suelo-fundación, y por ende no se realiza un modelo II del puente B.

El modelo III considera la flexibilidad del sistema terraplén-estribo y del sistema suelo-fundación. En la Figura 4-3, se presentan un esquema simplificado del modelo III aplicado al Puente A y al Puente B.

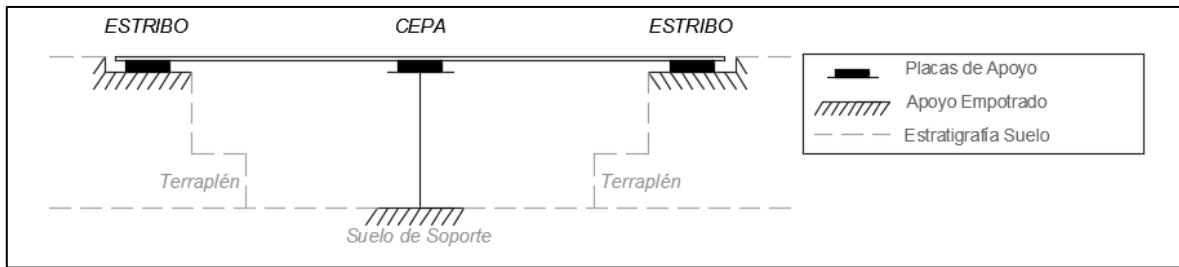


Figura 4-1. Esquema Simplificado Modelo I

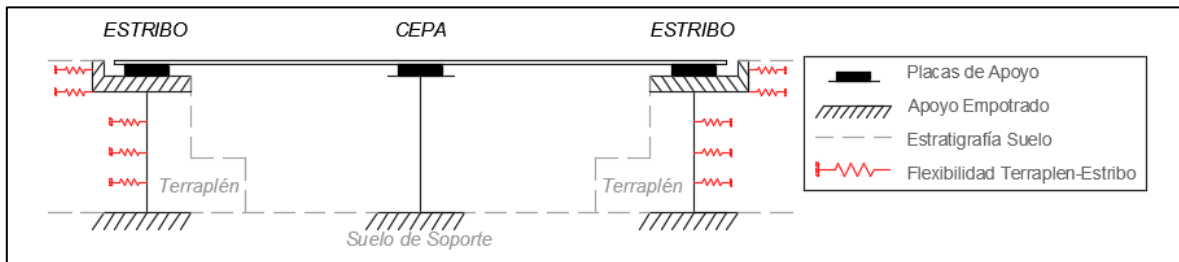
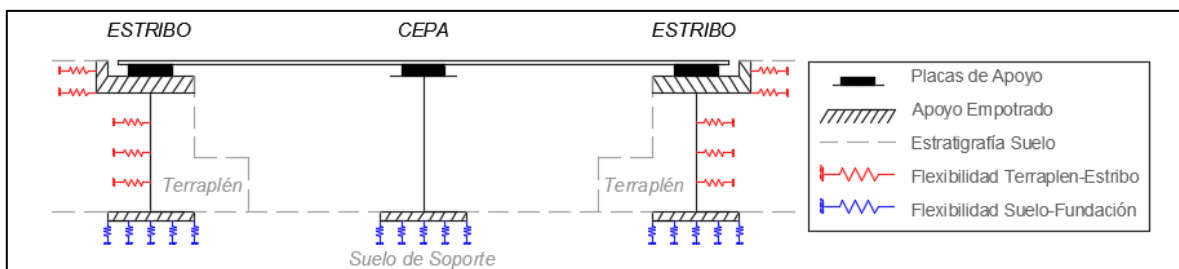
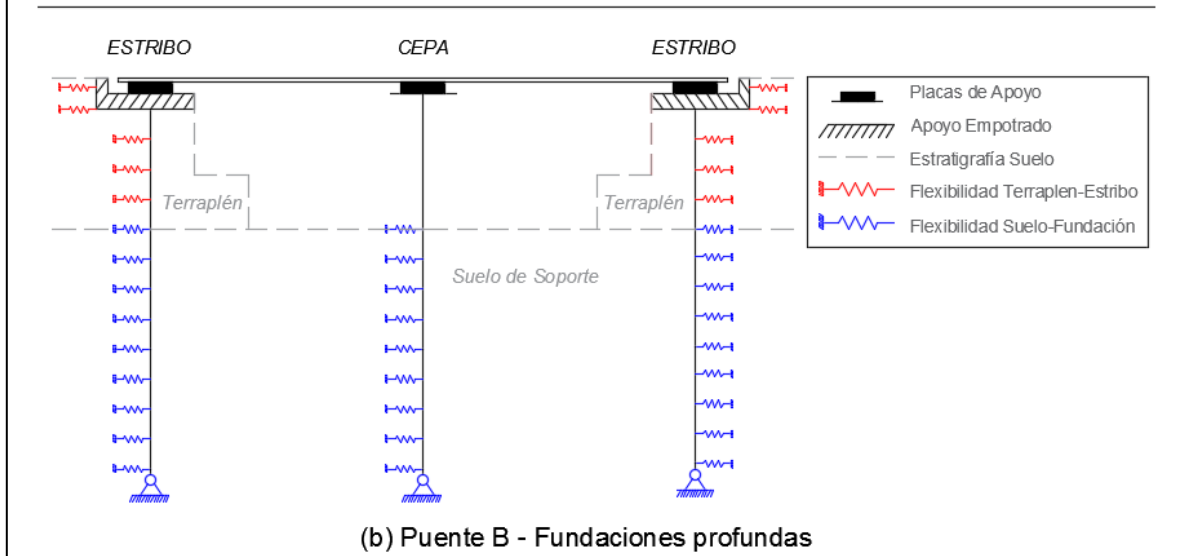


Figura 4-2. Esquema Simplificado Modelo II



(a) Puente A - Fundaciones directas



(b) Puente B - Fundaciones profundas

Figura 4-3. Esquema Simplificado Modelo III

Los esquemas presentados en la Figura 4-1, Figura 4-2 y Figura 4-3, representan de forma simplificada la naturaleza de los modelos realizados en esta memoria. El detalle de cada modelo, así como la modelación de cada uno de los elementos que los componen, se presentan en las secciones siguientes.

4.2. Modelo I: Modelo Empotrado

El modelo empotrado no considera la flexibilidad del sistema de estribo ni la flexibilidad del sistema suelo-fundación en la cepa central y estribos. En ausencia de estas flexibilidades se imponen condiciones de empotramiento rígido (apoyos empotrados).

4.2.1. Modelo superestructura

El tablero y las vigas fueron modelados como un sistema único representado por elementos tipo viga (*frame*), según se muestra en la Figura 4-4. Estos elementos se modelaron relaciones elásticas y lineales, y se conectaron a los modelos de la cepa y los estribos mediante uniones rígidas. Se utiliza un modelo elástico dado que la filosofía de diseño de puentes asume que la superestructura no presenta incursión inelástica.

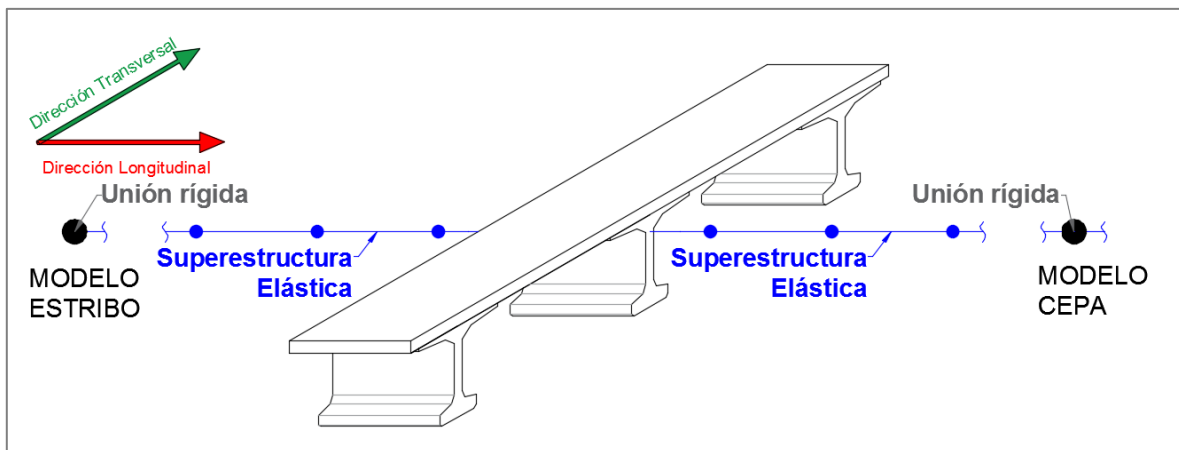


Figura 4-4. Esquema Modelación Superestructura: Tablero y Vigas (Puente A y B)

4.2.2. Modelo estribos

Se desarrolló un modelo de estribo que incluye una respuesta longitudinal y transversal. Este modelo se basa en el *modelo de resortes* de Makie & Stojadinovic (2006). En la Figura 4-5 se muestra un esquema general del modelo de estribo utilizado.

Un sistema de elementos *link* se distribuye a lo largo de dos elementos rígidos orientados en la dirección transversal del puente. Los *link* representan los elementos que se ubican en la interfaz superestructura-subestructura y que contribuyen al comportamiento combinado del

estribo (placas de apoyo, barras de anclaje, topes sísmicos interiores y topes sísmicos exteriores). Estos elementos actúan creando un sistema en serie entre los dos elementos rígidos transversales. El elemento rígido superior está conectado mediante una unión rígida al extremo de la superestructura. El elemento rígido inferior representa la viga cabezal del estribo y se encuentra empotrado. Esta condición de apoyo empotrado supone que el suelo circundante al estribo es lo suficientemente rígido para restringir la traslación y rotación del estribo (ver Figura 4-6(a)). Dado este supuesto, la respuesta del estribo se basa solo en los elementos que se ubican en la interfaz superestructura-subestructura.

La respuesta longitudinal se basa en la respuesta no lineal de las placas de apoyo y la separación entre el tablero y el muro espaldar, denominada *espacio tablero-estribo* (ver Figura 4-6(a)). Antes del cierre del espacio tablero-estribo, las fuerzas de la superestructura se transmiten a través de las placas de apoyo a la viga cabezal. Posterior al cierre de este espacio, se detiene el movimiento de la superestructura. Esta condición de cierre se incorpora mediante un elemento *link* actuando en paralelo con la placa de apoyo en la dirección longitudinal (ver Figura 4-6(b)). La respuesta transversal se basa en la respuesta del sistema de placas de apoyo, topes sísmicos interiores y los topes sísmicos exteriores.

4.2.3. Modelo cepa

En la Figura 4-7 se muestra un esquema general del modelo de cepa utilizado. Similar al modelo de estribo, un sistema de elementos *link* se utiliza para representar los elementos que se ubican en la interfaz superestructura-subestructura (placas de apoyo, barras de anclaje, topes sísmicos interiores y tope sísmicos exteriores). Estos elementos actúan creando un sistema en serie entre el elemento rígido superior y la viga cabezal de la cepa. Dado que la cepa recibe ambos vanos, las placas de apoyo y las barras de anclaje representan uno o más de estos elementos dispuestos en paralelo.

La viga cabezal, modelada como un elemento lineal, ya que no se espera que incurriera en el rango no lineal, conecta los elementos de la interfaz con las columnas. Por su parte, las columnas fueron modeladas usando elementos tipo viga con plasticidad concentrada (rótulas plásticas) en sus extremos. Los nodos inferiores de las columnas son conectados mediante *elementos rígidos* a un apoyo empotrado en la base. Esta condición supone que el suelo circundante al sistema de fundación es lo suficientemente rígido para restringir la traslación y rotación de la fundación.

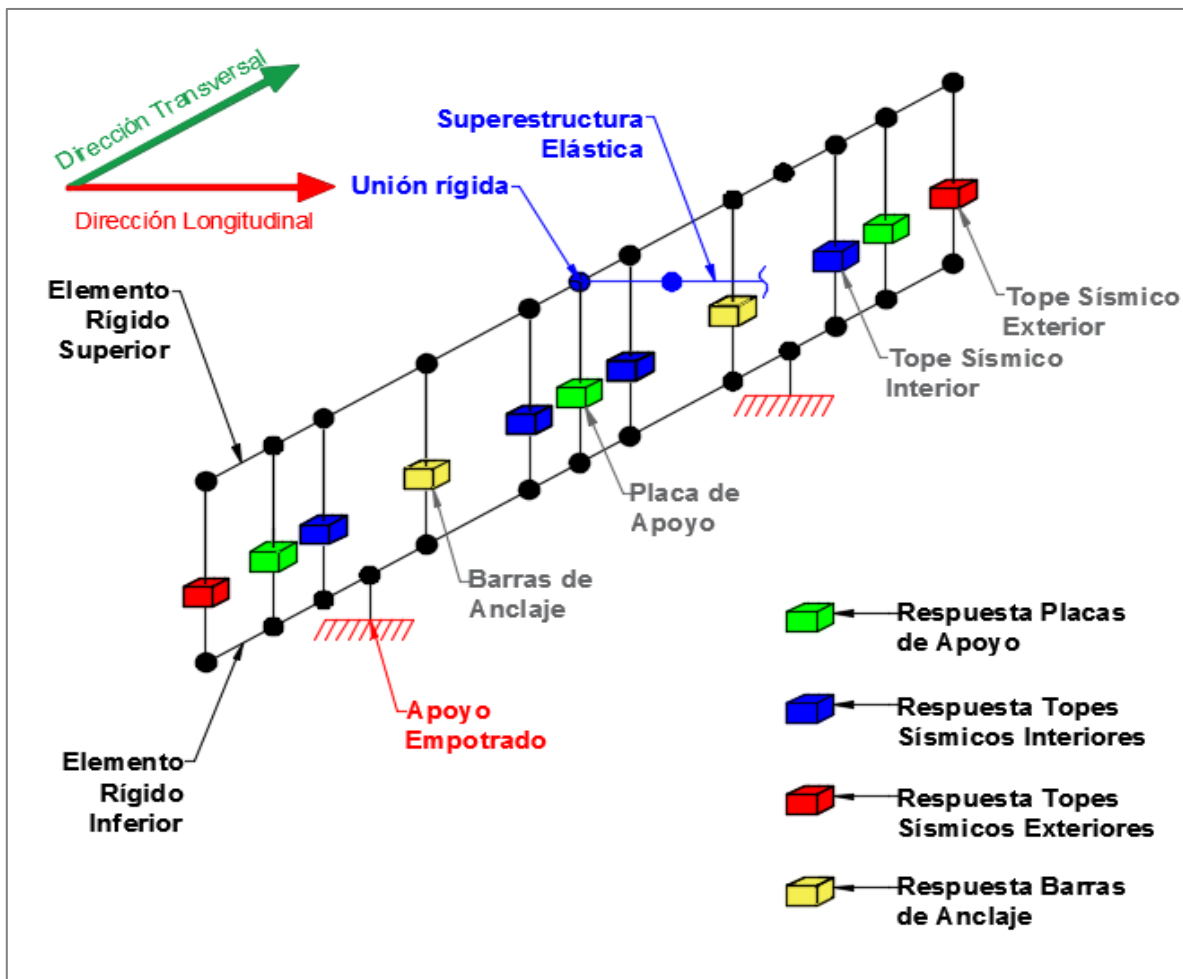


Figura 4-5. Esquema Modelación Estribos en Modelo I (Puente A y B)

Fuente: Elaboración propia, basado en Mackie & Stojadinović (2006)

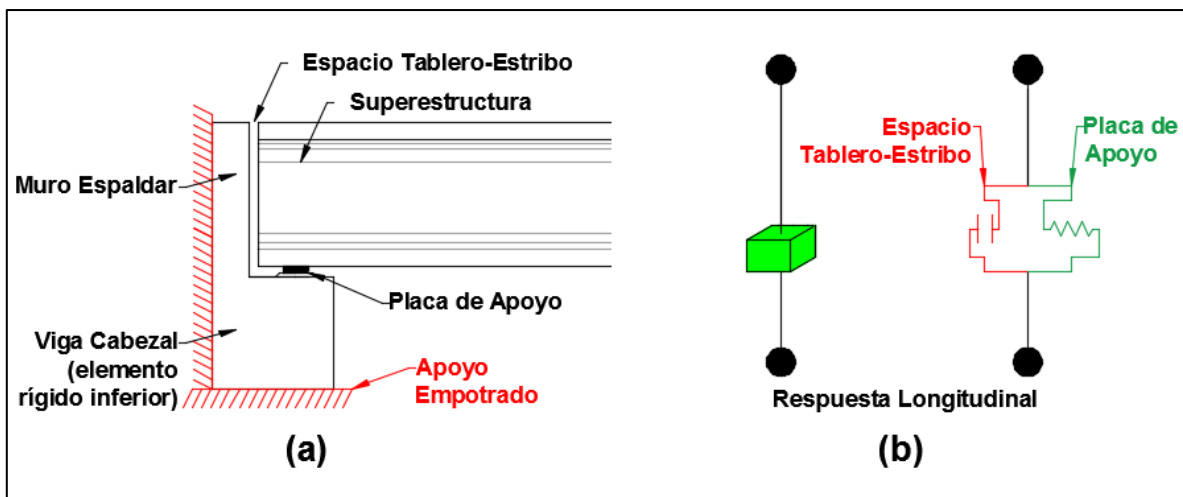


Figura 4-6. Comportamiento Espacio entre el Tablero y el Muro Espaldar (Puente A y B)

Fuente: Elaboración propia, basado en Mackie & Stojadinović (2006)

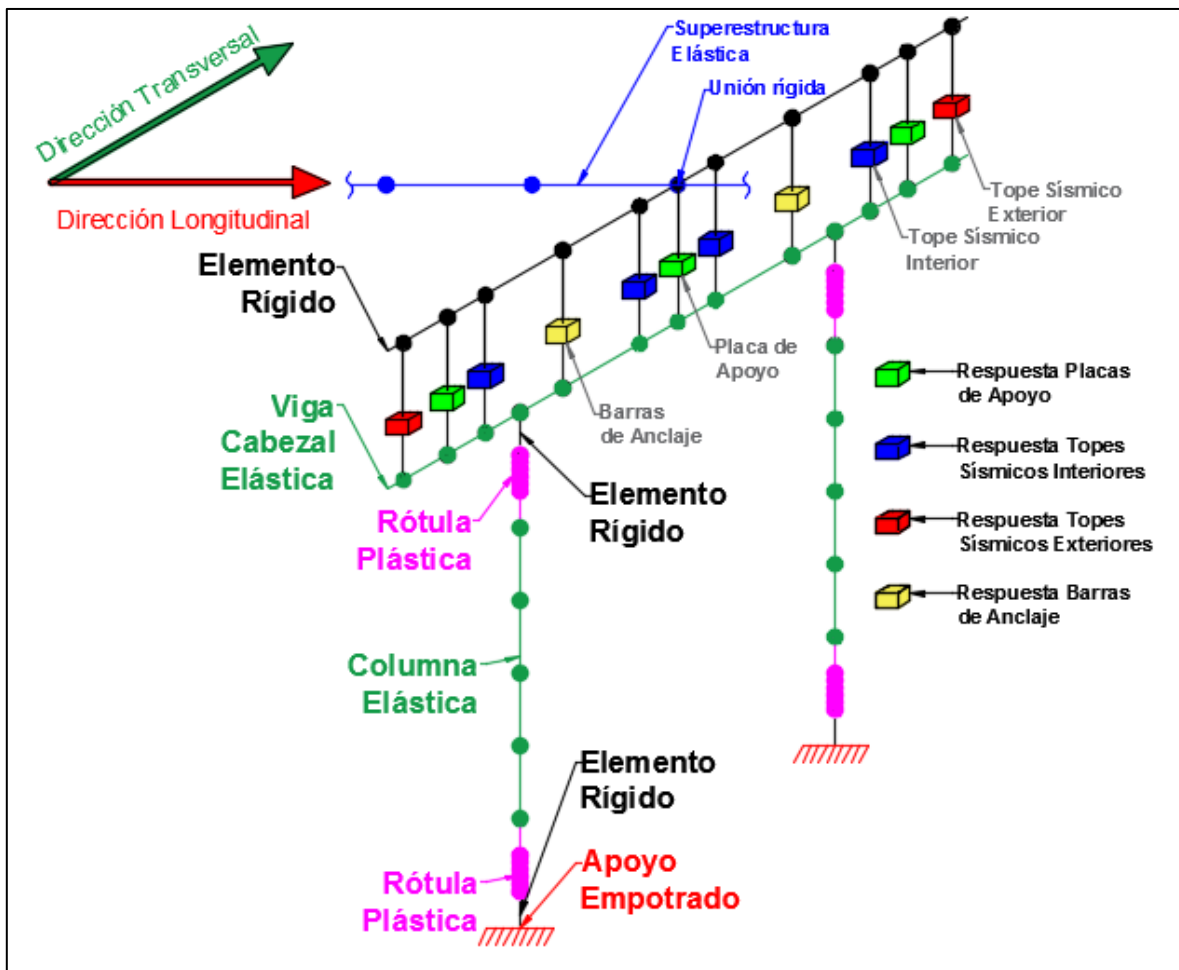


Figura 4-7. Esquema Modelación Cepa Central en Modelo I (Puente A y B)

4.3. Modelo II: Modelo que incorpora flexibilidad de los estribos

Este modelo se utilizó solo en el Puente A, debido a que el tipo de fundación de los estribos del Puente B no permiten generar un modelo intermedio entre los modelos I y III. El modelo II consideró como base las indicaciones descritas para el Modelo I e incorporó la flexibilidad de los estribos asociada a:

- Empuje pasivo del terraplén sobre el muro espaldar del estribo activo.
- Empuje pasivo del terraplén sobre los muros ala de los estribos.
- Empuje sobre pilas embebidas en el suelo del terraplén de los estribos (sistema suelo-pila).

En la Figura 4-8 se muestra un esquema general del modelo utilizado. El empuje pasivo del terraplén sobre el muro espaldar y los muros ala fue representado con elementos *link* ubicados en los extremos del elemento rígido inferior. Las pilas embebidas en el suelo del terraplén fueron modeladas con elementos tipo viga, considerando la aparición de rótulas plásticas en

sus extremos. Las respuesta transversal y longitudinal del empuje del terraplén sobre las pilas se caracterizó mediante resortes de *Winkler* discretos no lineales (resortes $P-y$). Estos resortes son representados por elementos *link* conectados a lo largo de las pilas. El comportamiento carga-deformación de estos resortes se determinó en función de los parámetros de rigidez y capacidad del terraplén. Por su parte, las pilas se modelaron utilizando elementos tipo viga. El modelo no lineal de estos elementos consideró la disminución de rigidez producto del agrietamiento y la aparición de rótulas plásticas.

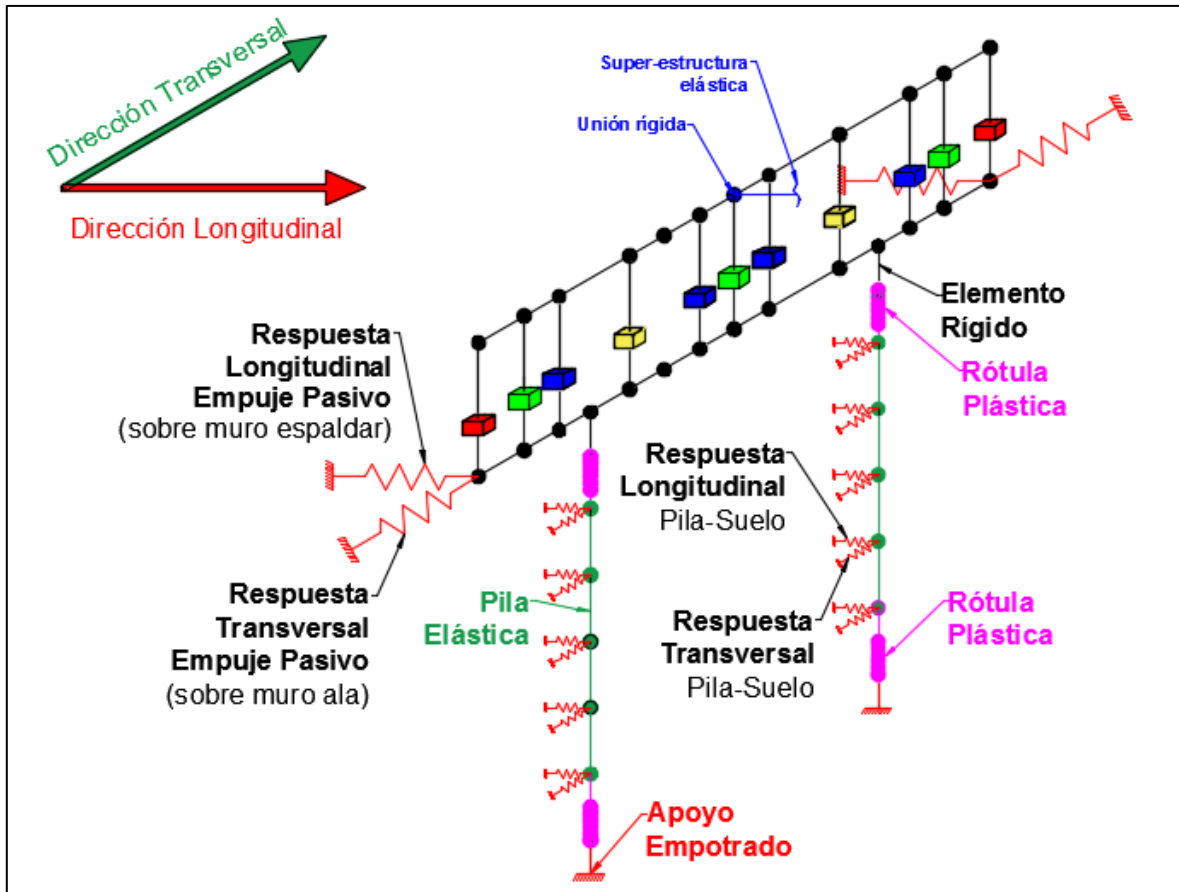


Figura 4-8. Esquema Modelación Estribos en Modelo II (Puente A)

4.4. Modelo III: Modelo que incorpora flexibilidad del sistema suelo-fundación

Este modelo consideró como base las indicaciones descritas para el Modelo II e incorporó la flexibilidad del Sistema Suelo-Fundación asociada a:

- Fundaciones directas Puente A: sistema suelo-zapata en los estribos y la cepa
- Fundaciones profundas Puente B: sistema suelo-pilotes en los estribos y la cepa

Además en el Puente B se incorporan los empujes pasivos del terraplén sobre los muros espaldar y los muros ala del estribo.

4.4.1. Fundaciones directas Puente A: sistema suelo-zapata

Se caracterizó la flexibilidad del sistema suelo-fundación (FSSF) del Puente A mediante un modelo de *Winkler* desacoplado utilizando resortes verticales distribuidos uniformemente bajo la fundación (ver Figura 4-9). Este enfoque supone que la zapata es flexible respecto al suelo de soporte y que existe una restricción lateral apropiada para evitar el movimiento en traslación y torsión de la fundación. La caracterización del comportamiento carga-deformación de los resortes verticales y la evaluación de la rigidez de la fundación respecto al suelo de soporte se detalla en la sección 4.5.9. Por su parte, la zapata rectangular se modelada con elementos tipo *shell* de comportamiento lineal-elástico y de 4 nodos. El suelo que se encuentra sobre la zapata fue considerado como una carga uniforme, q_{suelo} , aplicada sobre la fundación. Las columnas y pilas fueron conectadas a la zapatas mediante *elementos rígidos*.

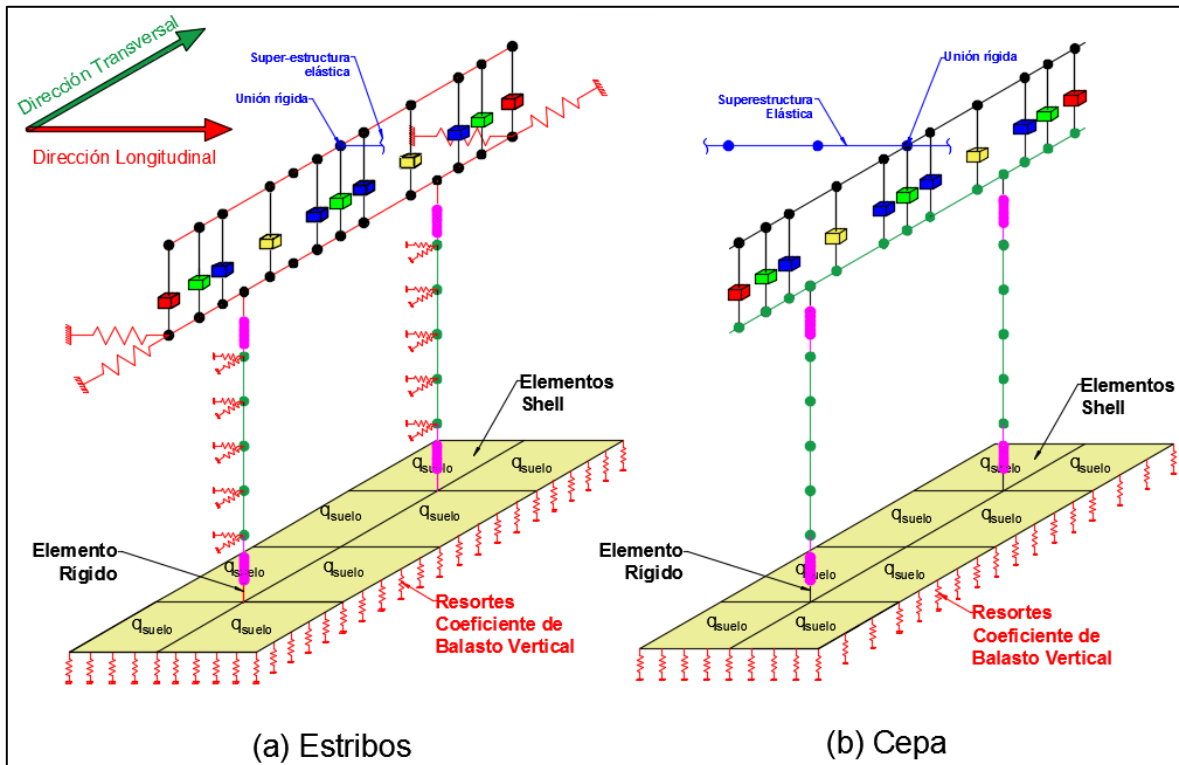


Figura 4-9. Esquema Modelación Fundaciones Directas en Modelo III (Puente A)

4.4.2. Fundaciones profundas Puente B: sistema suelo-pilote

En la Figura 4-10 se muestra un esquema general del modelo utilizado en el Puente B. En este modelo se caracterizó la flexibilidad del sistema suelo-fundación (FSSF) utilizando resortes de *Winkler* discretos no lineales. Estos fueron representados por elementos *link*, los que fueron incorporados en la dirección longitudinal y transversal de los pilotes de los

estribos y la cepa. El comportamiento carga-deformación de estos resortes se determinó en función de los parámetros de rigidez y capacidad del suelo que rodea los pilotes. Por su parte, los pilotes se modelaron utilizando elementos tipo viga. El modelo no lineal de estos elementos consideró la disminución de rigidez producto del agrietamiento del hormigón y la aparición de rótulas plásticas. En los estribos, el empuje pasivo del terraplén sobre el muro espaldar y los muros ala fue representado con elementos *link* ubicados en los extremos del elemento rígido inferior. En la cepa, la viga cabezal soportada por los pilotes fue modelada como un elemento lineal-elástico.

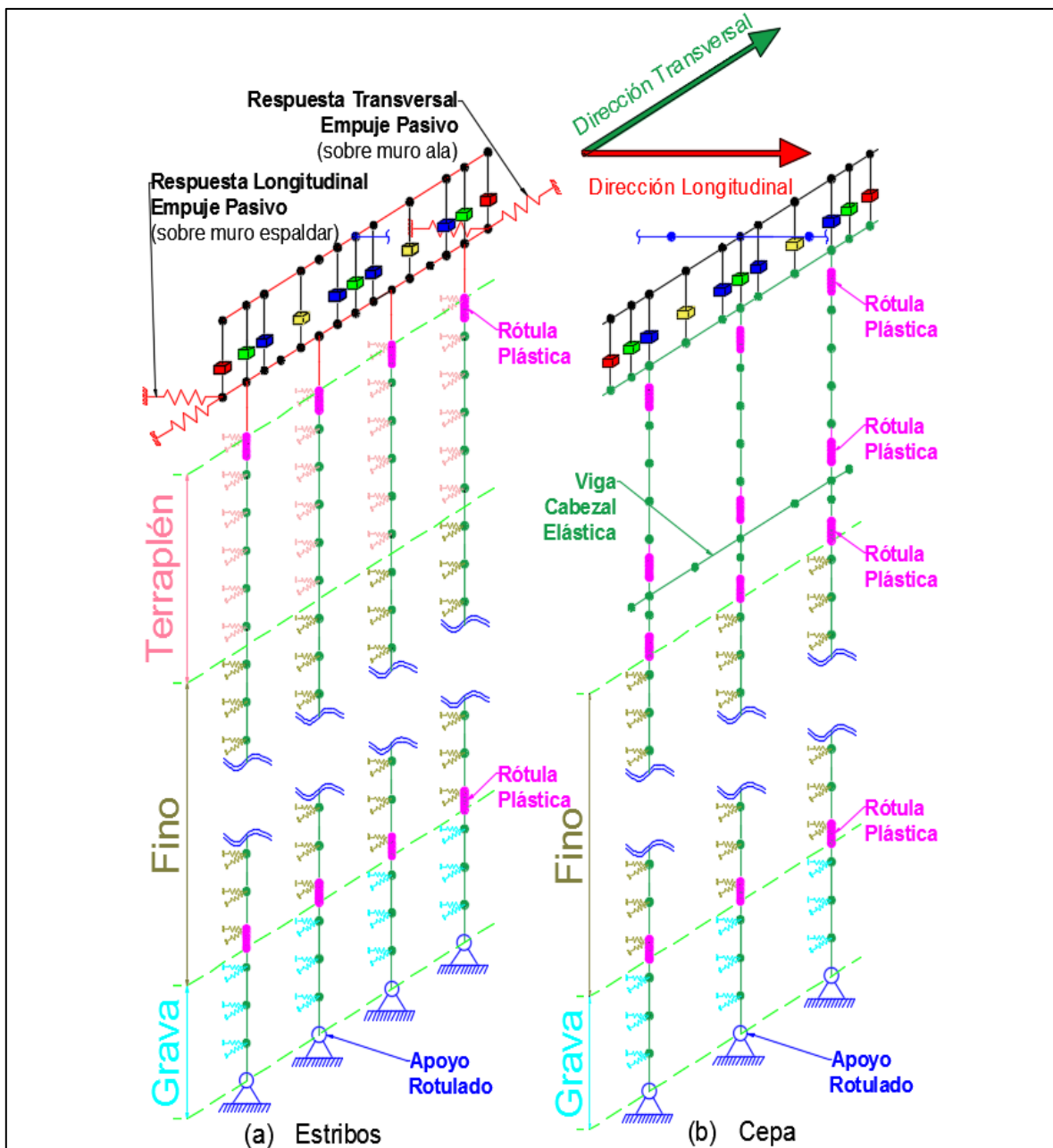


Figura 4-10. Esquema Modelación Fundaciones Pileteadas (Puente B)

4.5. Modelación Elementos

4.5.1. Elementos de hormigón armado

En esta sección se describen los procedimientos generales utilizados en la modelación de elementos de hormigón armado. Estos elementos se ilustran en la Figura 4-11 y la Figura 4-12, y se resumen a continuación:

- Puente A – Columnas C1 y C2 de la cepa central
- Puente A – Viga Cabezal V1 de la cepa central
- Puente A – Pilas P1 y P2 de los estribos
- Puente A – Viga Cabezal V2 de los estribos
- Puente B – Columnas C1, C2 y C3 de la cepa central
- Puente B – Viga Cabezal V1 de la cepa central
- Puente B – Viga Cabezal V2 de la fundación de la cepa
- Puente B – Pilotes P1, P2 y P3 de la fundación de la cepa central
- Puente B – Viga Cabezal V3 de los estribos
- Puente B – Pilotes P1, P2, P3 y P4 de la fundación de los estribos

Estos elementos se modelaron utilizando elementos *tipo viga*. El modelo no lineal consideró la disminución de rigidez producto del agrietamiento del hormigón, y en el caso de columnas y pilotes la aparición de rótulas plásticas. Por su parte, el modelo lineal solo consideró la disminución de rigidez producto del agrietamiento del hormigón.

Para caracterizar el comportamiento a nivel seccional de cada elemento se generaron *diagramas momento-curvatura*, los que permitieron estimar las propiedades de la sección agrietada y las propiedades que determinan el comportamiento de las rótulas plásticas. Estos diagramas de momento-curvatura consideran la geometría de la sección y las curvas esfuerzo deformación de los materiales que conforman la sección transversal. Se consideraron las propiedades mecánicas esperadas del acero de refuerzo (esfuerzo de fluencia, deformación de fluencia y resistencia a la tracción) y el hormigón (resistencia a la compresión); las propiedades del hormigón confinado; y los efectos de endurecimiento por deformación del refuerzo longitudinal. Estas consideraciones son parte de las indicaciones de la guía AASHTO (2011).

4.5.1.1. Parámetros utilizados en la modelación

Los parámetros utilizados en la modelación de los elementos de hormigón armado se detallan a continuación:

Puente A – Columnas Cepa C1 y C2: (ver Figura 4-11) Las columnas son de hormigón armado grado H25 de geometría circular, diámetro 1 m, altura 6.57 m y recubrimiento 5 cm. El acero de refuerzo es de grado A63-42H. La disposición del refuerzo transversal y longitudinal se caracterizó en tres tramos a lo largo de la columna, el detalle del refuerzo se indica en la Tabla 4-1.

Puente A – Viga Cabezal Cepa V1: (ver Figura 4-11) La viga cabezal es de hormigón armado H25 de geometría rectangular, largo 9.2 m, altura 1.16 m, ancho 1.60 m y recubrimiento 6cm. La viga posee acero de refuerzo grado A63-42H. El detalle del refuerzo se ilustra en la Figura 4-13(a).

Puente A – Pilas Estribos P1 y P2: (ver Figura 4-11) Las pilas son de hormigón armado grado H25 de geometría trapezoidal, altura 5.78 m y recubrimiento 4 cm. Con el objetivo de simplificar el modelo, se consideró una sección rectangular promedio de 80x200cm. El acero de refuerzo es de grado A63-42H. La disposición del refuerzo transversal y longitudinal se caracterizó en un tramo a lo largo de las pilas, el detalle de este refuerzo se indica en la Figura 4-13(b).

Puente A - Viga Cabezal Estribos V2: (ver Figura 4-11) La viga cabezal es de hormigón armado H25 de geometría rectangular, largo 8.9 m, altura 1.34 m y ancho 1.45m. Estos elementos fueron modelados como elementos rígidos.

Puente B – Columnas Cepa C1, C2 y C3: (ver Figura 4-12) Las columnas son de hormigón armado grado H25 de geometría circular, diámetro 1.2 m, altura 5.50 m y recubrimiento 5 cm. El acero de refuerzo es de grado A63-42H. La disposición del refuerzo transversal y longitudinal se caracterizó en un tramo a lo largo de las columnas, el detalle de este refuerzo se indica en la Tabla 4-1.

Puente B – Viga Cabezal Cepa V1: (ver Figura 4-12) La viga cabezal es de hormigón armado H25 de geometría rectangular, largo 17.54 m, altura 2 m, ancho 1.90 m y recubrimiento 5 cm. La viga posee acero de refuerzo grado A63-42H. El detalle del refuerzo se ilustra en la Figura 4-13(c).

Puente B – Viga Cabezal Cepa V2: (ver Figura 4-12) La viga cabezal es de hormigón armado H25 de geometría rectangular, largo 15 m, altura 1.5 m, ancho 1.7 m y recubrimiento 5 cm. La viga posee acero de refuerzo grado A63-42H. El detalle del refuerzo se ilustra en la Figura 4-13(d).

Puente B - Pilotes de Fundación Cepa P1, P2 y P3: (ver Figura 4-12) Los pilotes son de hormigón armado grado H25 de geometría circular, diámetro 1.5 m, largo 22.24 m y

recubrimiento 5 cm. El acero de refuerzo es de grado A63-42H. La disposición del refuerzo transversal y longitudinal se caracterizó en un tramo a lo largo de los pilotes, el detalle del refuerzo se indica en la Tabla 4-1.

Puente A - Viga Cabezal Estribos V3: (ver Figura 4-12) La viga cabezal es de hormigón armado H25 de geometría rectangular, largo 17.24 m, altura 3.84 m y ancho 1.7 m. Estos elementos fueron modelados como elementos rígidos.

Puente B - Pilotes de Fundación Estribos Pe1, Pe2 y Pe3: (ver Figura 4-12) Los pilotes son de hormigón armado grado H25 de geometría circular, diámetro 1.5 m, largo 27.4 m y recubrimiento 5 cm. El acero de refuerzo es de grado A63-42H. La disposición del refuerzo transversal y longitudinal se caracterizó en cuatro tramos a lo largo de los pilotes, el detalle del refuerzo se indica en la Tabla 4-1

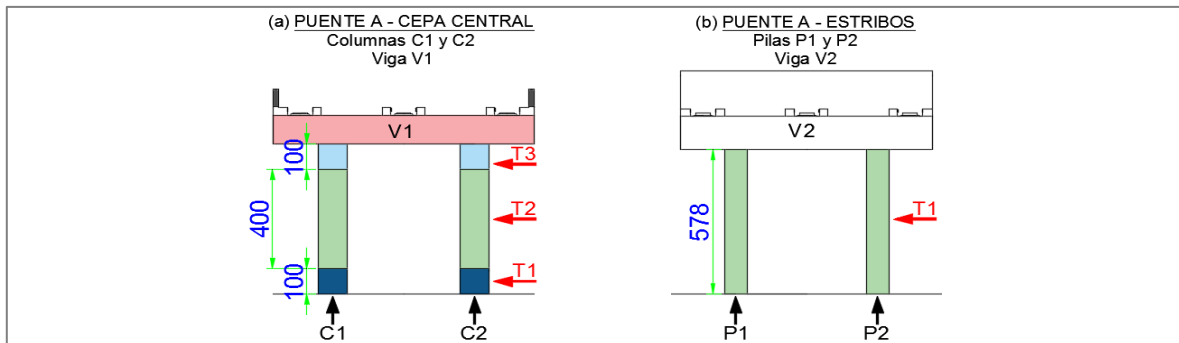


Figura 4-11. Detalle Elementos Puente A

Nota: Unidades en centímetros (cm)

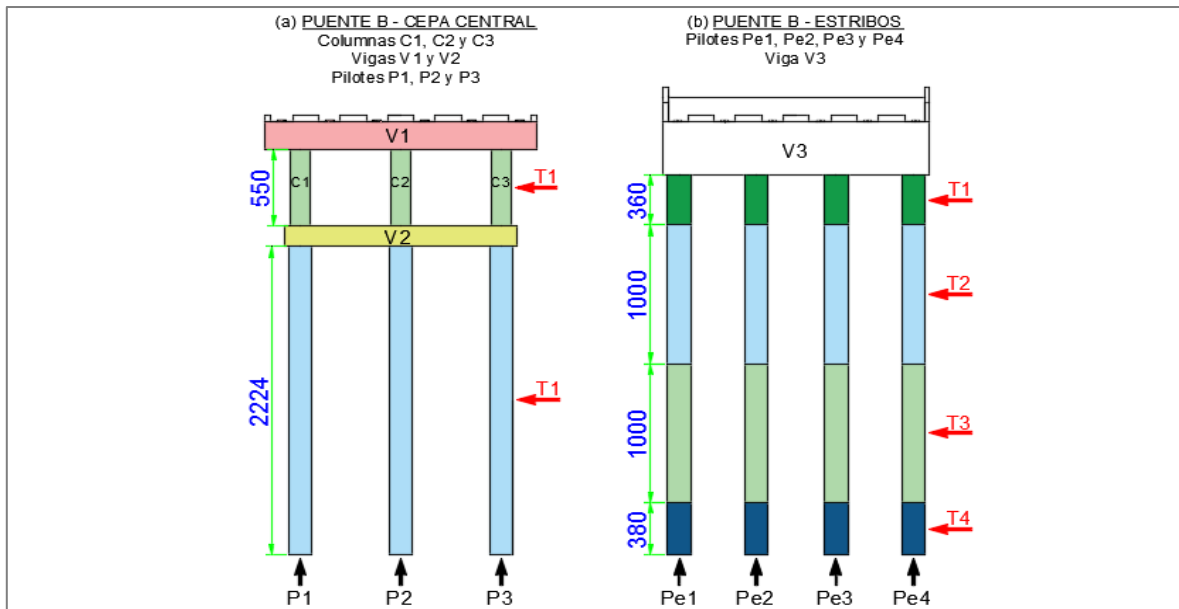


Figura 4-12. Detalle Elementos Puente B

Nota: Unidades en centímetros (cm)

Tabla 4-1. Detalle refuerzo columnas y pilotes circulares

		PUENTE A			PUENTE B					
ELEMENTO		C1 - C2			C1 C2 C3	P1 P2 P3	Pe1 - Pe2 - Pe3 - Pe4			
TRAMO		T1	T2	T3	T1	T1	T1	T2	T3	T4
Geometría y Materialidad										
Diámetro (cm)	<i>d</i>	100	100	100	120	150	150	150	150	150
Largo del tramo (cm)	<i>L</i>	153	360	153	550	2224	360	1000	1000	380
Recubrimiento (cm)	<i>r</i>	5	5	5	4	5	5	5	5	5
Refuerzo Longitudinal										
Número de barras refuerzo longitudinal	<i>N</i>	32	32	32	28	37	58	62*	58	44
Diámetro refuerzo longitudinal (mm)	$\emptyset$	32	28	28	25	25	28	32*	28	28
Refuerzo Transversal Circular										
Diámetro refuerzo transversal (mm)	$\emptyset$	12	12	12	12	16	16	16**	16	16
Espaciamiento (cm)	<i>s</i>	8.5	20	8.5	8	10	10	10**	10	10

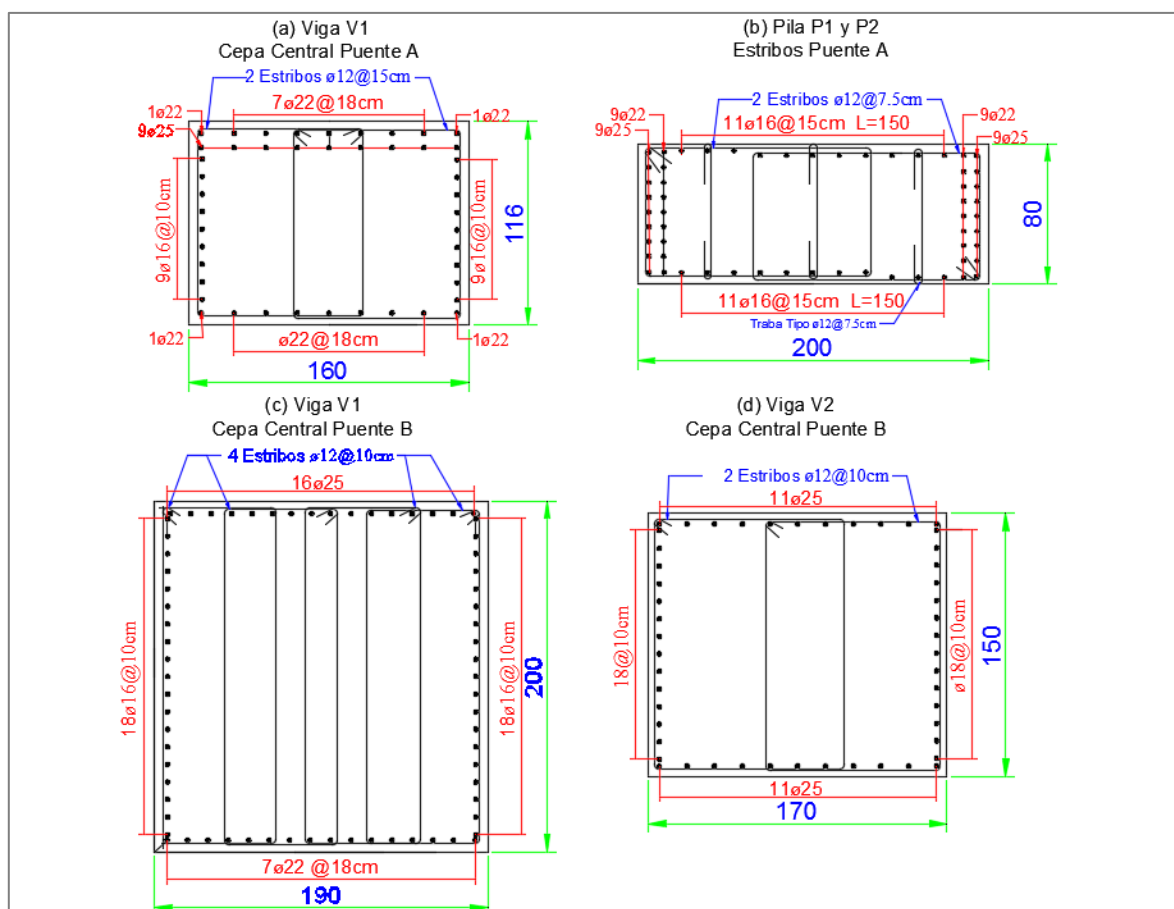
Nota 1: *Dos anillos de 31 $\emptyset$ 32Nota 2: **Refuerzo de confinamiento $\emptyset$ 16@10 más un separador de $\emptyset$ 25@150

Figura 4-13. Detalle Refuerzo Transversal Vigas y Pilas

Nota: Unidades en centímetros (cm)

4.5.1.2. Curvas esfuerzo-deformación

Las curvas de esfuerzo-deformación utilizadas en la modelación se indican a continuación:

Curvas esfuerzo-deformación del acero de refuerzo: Se utilizó el *modelo de Park* para representar la curva esfuerzo deformación del acero de refuerzo (ver Figura 4-14). Esta curva está constituida por una región elástica, una región perfectamente plástica, una región de endurecimiento por deformación y una región de estricción o rotura (Medina, 2010). Los parámetros empleados en la confección estas curvas se detallan en la Tabla 4-2.

Curvas esfuerzo-deformación del hormigón no confinado: Se utilizó el *modelo no confinado de Mander* (Mander, Priestley, & Park, 1988) para representar el comportamiento del hormigón que no se encuentra confinado por el refuerzo transversal (ver Figura 4-15). La curva esfuerzo-deformación está constituida por una zona curva y una zona lineal. Los parámetros empleados en la confección estas curvas se detallan en la Tabla 4-3.

Curvas esfuerzo-deformación del hormigón confinado: El *modelo confinado de Mander* se utilizó para representar el comportamiento del hormigón confinado. En este modelo la resistencia a la compresión y la deformación última del concreto confinado están relacionados a parámetros del refuerzo transversal. La curva esfuerzo deformación de este modelo es caracterizada por una sola curva (ver Figura 4-16).

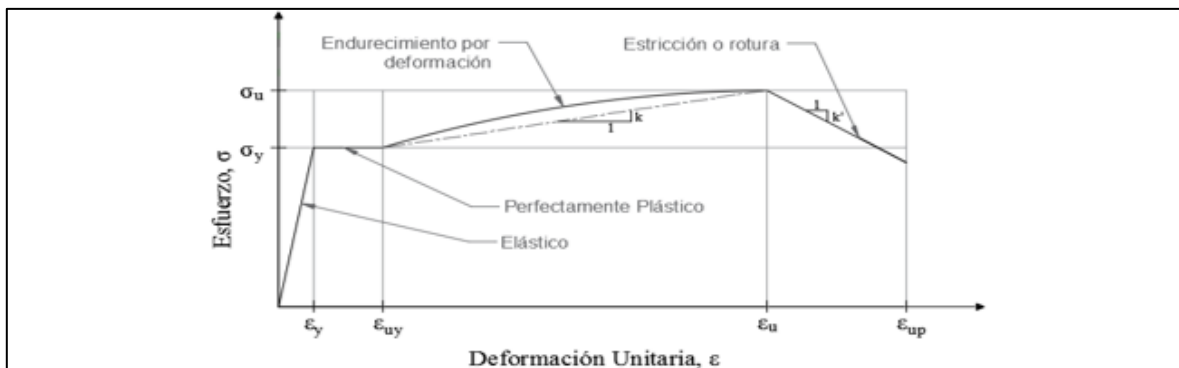


Figura 4-14. Modelo de Park para Curvas Esfuerzo-Deformación del Acero de Refuerzo

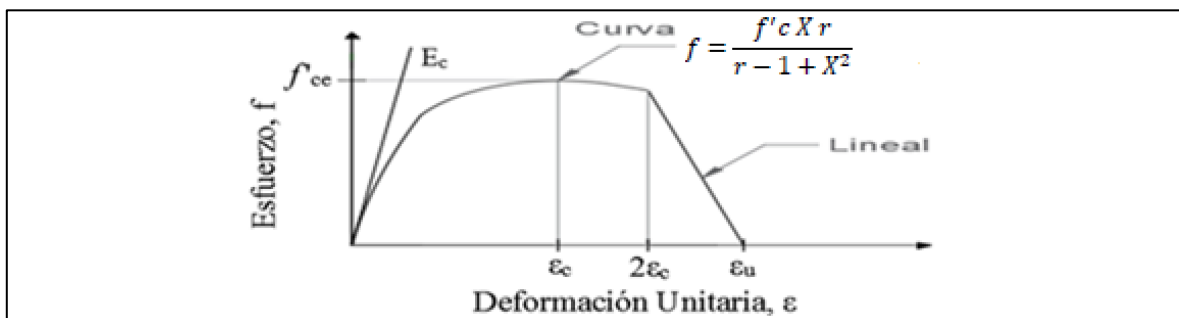


Figura 4-15. Modelo de Mander No Confinado

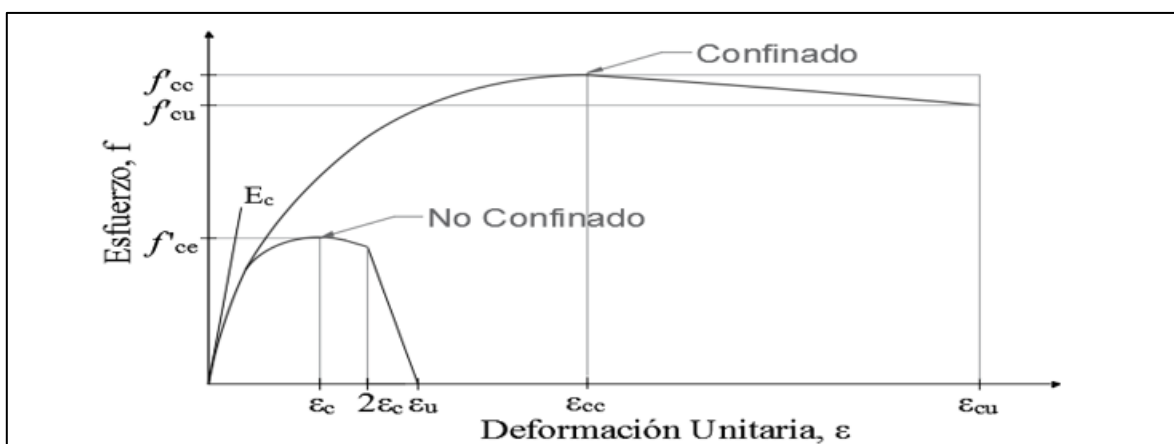


Figura 4-16. Modelo de Mander Confinado

Tabla 4-2. Parámetros utilizados en las curvas esfuerzo-deformación del acero de refuerzo

Diámetro barra de refuerzo		ø10-ø25	ø28	ø32
Grado		A63-42H	A63-42H	A63-42H
<i>Esfuerzo de fluencia (kgf/cm²)</i>	σ_y	4200	4200	4200
<i>Resistencia a las tracción (kgf/cm²)</i>	σ_u	6300	6300	6300
<i>Esfuerzo de fluencia esperado (kgf/cm²)</i>	σ_{ye}	4760	4760	4760
<i>Resistencia a las tracción esperada (kgf/cm²)</i>	σ_{ue}	6650	6650	6650
<i>Deformación de fluencia esperada</i>	ϵ_{ye}	0.0023	0.0023	0.0023
<i>Deformación al comienzo del endurecimiento</i>	ϵ_{sh}	0.015	0.0125	0.0115
<i>Capacidad última de deformación unitaria</i>	ϵ_{su}^R	0.060	0.06	0.06
<i>Rotura</i>	ϵ_{su}	0.09	0.09	0.09
<i>Módulo de elasticidad (kgf/cm²)</i>	E	2069565	2069565	2069565
<i>Pendiente etapa de endurecimiento (Múltiplo de E)</i>	k'	0.020	0.019	0.019
<i>Pendiente etapa de estricción o rotura (Múltiplo de E)</i>	k'	-0.020	-0.019	-0.019

Nota 1: Propiedades mecánicas σ_y y σ_u asociadas a barra de acero grado A63-42H según tabla 3.1003.601.B del Manual de Carreteras Volumen N°3 (2017).

Nota 2: Propiedades mecánicas σ_{ye} , σ_{ue} , ϵ_{ye} , ϵ_{sh} y ϵ_u asociadas a barras de acero #3-#10 (ø12-ø25), #9 (ø32) y #10 (ø32) ASTM A 615 Grado 60 según tabla 8.4.2-1 de la guía AASHTO (2011).

Tabla 4-3. Parámetros utilizados en las curvas esfuerzo-deformación del hormigón

Grado		H25	H30
<i>Resistencia a la compresión (kgf/cm²)</i>	f'_c	200	250
<i>Resistencia a la compresión esperada (kgf/cm²)</i>	f'_{ce}	260	325
<i>Deformación unitaria</i>	ϵ_c	0.002	0.002
<i>Capacidad última de deformación unitaria</i>	ϵ_u	0.005	0.005
<i>Módulo de elasticidad (kgf/cm²)</i>	E_c	243480	272219

Nota 1: Resistencia a la compresión, f'_c , asociada a hormigón H25 según tabla 3.1003.601.A del Manual de Carreteras Volumen 3 (2017).

Nota 2: Se consideró una resistencia a la compresión esperada de $f'_{ce}=1.3f'_c$ (AASHTO, 2011).

Nota 3: Propiedades mecánicas ϵ_c , ϵ_u y E según indicaciones de la guía AASHTO (2011).

4.5.1.3. Diagrama momento-curvatura

Para idealizar el diagrama momento-curvatura se utilizó la curva elasto-plástica perfecta de CALTRANS (2010) (ver Figura 4-17). Esta curva permite estimar los siguientes parámetros:

- Momento de fluencia, M_y : Capacidad de momento de la sección cuando ocurre la primera fluencia del acero de refuerzo.
- Curvatura de fluencia inicial, ϕ_y : Curvatura de la sección cuando ocurre la primera fluencia del acero de refuerzo.
- Momento Plástico, M_p : Capacidad de momento plástico en la curva elasto-plástica perfecta
- Curvatura de fluencia idealizada, ϕ_y : Curvatura de la sección idealizada en la curva elasto-plástica
- Momento de inercia agrietado, I_{cr} : Momento de inercia de la sección basado en el agrietamiento del concreto y la primera fluencia del acero de refuerzo.

El tramo elástico de la curva de CALTRANS se define con el punto del diagrama momento-curvatura que marca la primera fluencia del acero del refuerzo, M_y (ver Figura 4-17). El tramo horizontal se define mediante un balance de área entre la curva de CALTRANS y el diagrama momento-curvatura.

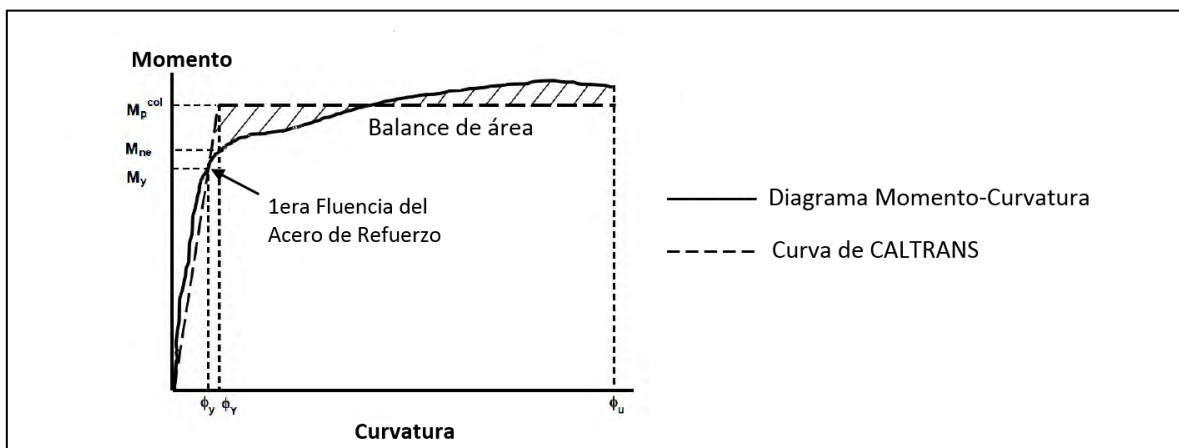


Figura 4-17. Curva Elasto-Plástica Perfecta de CALTRANS

Fuente: CALTRANS (2010)

4.5.1.4. Propiedades de la sección bruta

Se utilizaron las propiedades elásticas del hormigón para caracterizar la sección bruta. El *módulo de elasticidad*, el *módulo de Poisson* y el *módulo de corte* de la sección de obtuvieron con las ecuaciones (4-1), (4-2) y (4-3), respectivamente. Los parámetros utilizados se indican en la Tabla 4-4.

$$E_c = 15100\sqrt{f'_{ce}} \quad (4-1)$$

$$\nu = 0.2 \quad (4-2)$$

$$G_c = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (4-3)$$

Donde:

f'_{ce} : Resistencia a la compresión esperada del hormigón (kgf/cm²).

E_c : Módulo de elasticidad del hormigón considerando la resistencia a la compresión esperada (kgf/cm²).

ν : Módulo de Poisson del hormigón.

G_c : Módulo de corte del hormigón, en (kgf/cm²).

Tabla 4-4. Parámetros utilizados para caracterizar la sección bruta

Grado		H25
Resistencia a la compresión (kgf/cm ²)	f'_c	200
Resistencia a la compresión esperada (kgf/cm ²)	f'_{ce}	260
Módulo de elasticidad (kgf/cm ²)	E	243480
Módulo de Poisson	U	0.2
Módulo de corte (kgf/cm ²)	G	101450

Nota 1: Resistencia a la compresión, f'_c , asociada a hormigón H25 según tabla 3.1003.601.A del Manual de Carreteras Volumen 3 (2017).

Nota 2: Se consideró una resistencia a la compresión esperada de $f'_{ce}=1.3f'_c$ (AASHTO, 2011).

Nota 3: Modulo de elasticidad E según indicaciones de la guía AASHTO (2011).

4.5.1.5. Propiedades de la sección agrietada

Las propiedades de la sección tales como la rigidez a flexión $E_c I_{eff}$, la rigidez de corte $(GA)_{eff}$ y la rigidez torsional $G_c J_{eff}$, reflejan el agrietamiento que se produce antes de alcanzar el estado de fluencia (AASHTO, 2011).

El momento de inercia efectivo, I_{eff} , se estima como la pendiente del diagrama momento-curvatura entre el origen y el punto que designa la primera fluencia de la barra de refuerzo (AASHTO, 2011). Este valor es indicado como I_{crack} en el diagrama idealizado de CALTRANS (2010). De esta forma el coeficiente que reduce el momento de inercia, $C_{R.M.I.}$, queda determinado por la ecuación (4-4).

$$C_{R.M.I.} = \frac{I_{eff}}{I_g} \quad (4-4)$$

La guía AASHTO (2011) no señala una reducción en el parámetro de rigidez de corte, GA , en el caso de columnas, por lo que no se redujo la rigidez de corte en el análisis. Por su parte,

el momento de inercia a torsión de los miembros de hormigón se redujo con un factor 0.2, según las indicaciones de la guía.

4.5.1.6. Rótulas plásticas en columnas y pilas

El modelo incorporó la aparición de rótulas plásticas en los extremos de los siguientes elementos:

- Columnas C1 y C2 de la Cepa del Puente A (ver Figura 4-11(a))
- Pilas P1 y P2 de los Estribos del Puente A (ver Figura 4-11(b))
- Columnas C1, C2 y C3 de la Cepa del Puente B (ver Figura 4-12(a))

La Figura 4-18 indica la ubicación y los puntos de *contra-flexión* (o *inflexión*) que permiten caracterizar las rótulas plásticas. En el caso de carga en dirección transversal, se genera un mecanismo de marco, por lo que se incorpora la aparición de rótulas plásticas en el extremo superior e inferior de estos elementos (ver Figura 4-18(a)). En un caso de carga en dirección longitudinal, se genera un mecanismo en voladizo, por lo que se incorpora la aparición de rótulas plásticas solo en el extremo inferior de estos elementos (ver Figura 4-18(b)). Estas rótulas fueron caracterizadas con los diagramas momento-curvatura idealizados de la sección transversal inferior y superior de cada elemento.

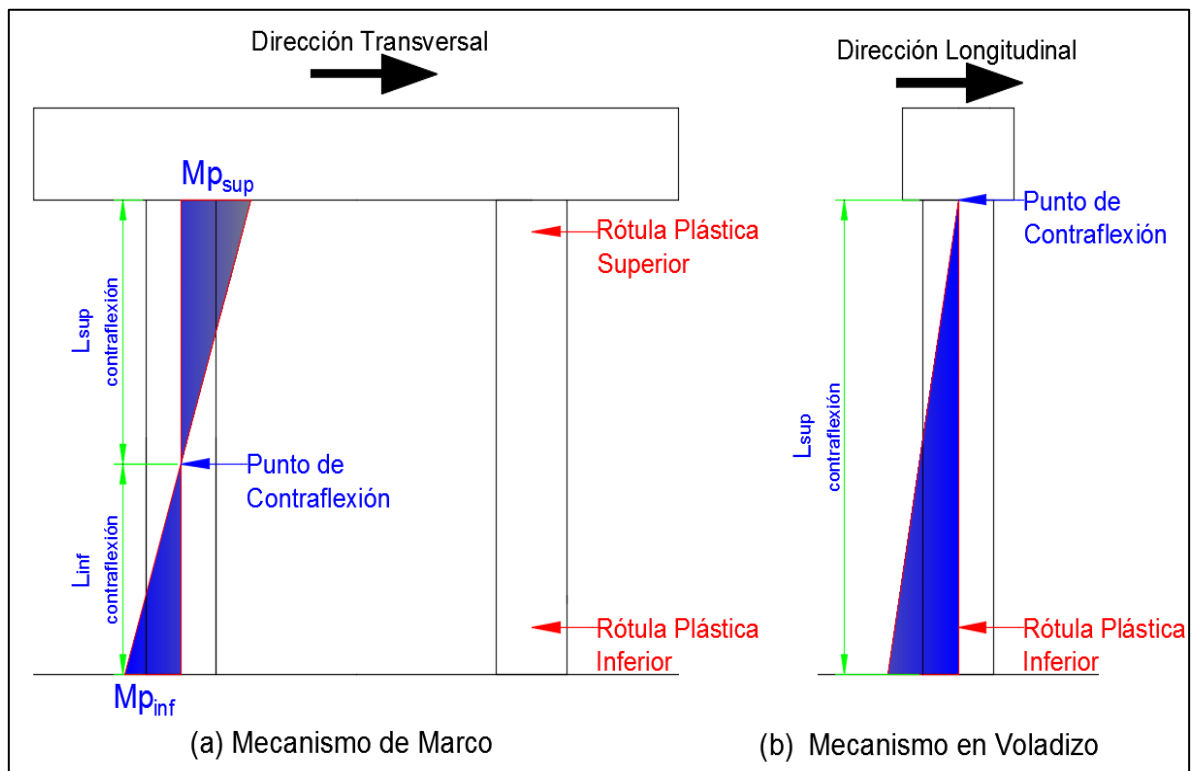


Figura 4-18. Mecanismo de Formación de Rotulas Plásticas en Columnas y Pilas

La longitud analítica de la rótula plástica se determinó según las indicaciones de la guía AASHTO (2011). Esta guía indica que la *longitud de rotula plástica*, L_p , para columnas de hormigón armado que se ubican dentro de una fundación o una viga cabezal se puede determinar con la ecuación (4-5).

$$L_p = 0.08L + 0.15\sigma_{ye}\phi_{bl} \geq 0.3\sigma_{ye}\phi_{bl} \quad (4-5)$$

Donde:

L : Longitud de la columna desde el punto de momento máximo hasta el punto de contra-flexión (in).

σ_{ye} : Límite de elasticidad esperado de las barras de acero de refuerzo de la columna longitudinal (ksi).

ϕ_{bl} : Diámetro nominal de las barras de acero de refuerzo de las columnas longitudinales (in).

Las ecuaciones (4-6) y (4-7) se utilizaron para determinar la distancia relativa del punto de inflexión hasta los puntos de momento máximo (ver Figura 4-18)

$$L_{inf} = \frac{M_{p\ inf}}{M_{p\ inf} + M_{p\ sup}} L_{col} \quad (4-6)$$

$$L_{sup} = \frac{M_{p\ sup}}{M_{p\ inf} + M_{p\ sup}} L_{col} \quad (4-7)$$

L_{inf} : Largo del punto de máximo momento en el extremo inferior de la columna hasta el punto de inflexión (cm).

L_{sup} : Largo del punto de máximo momento en el extremo superior de la columna y el punto de inflexión (cm).

L_{col} : Largo total de la columna (cm)

$M_{p\ inf}$: Momento plástico en el extremo inferior de la columna (Tf-m).

$M_{p\ sup}$: Momento plástico en el extremo superior de la columna (Tf-m).

4.5.1.7. Rótulas plásticas en pilotes

El modelo incorporó la aparición de rótulas plásticas en los pilotes del sistema de fundación de la cepa y los estribos del Puente B. La Figura 4-19 indica la ubicación donde se incorpora en el modelo la aparición de estas rótulas plásticas, tanto en la dirección transversal como en la longitudinal.

La longitud analítica de la rótula plástica debajo del suelo, L_{ps} , se determinó con la ecuación (4-8). Esta ecuación está indicada en la guía AASHTO (2011).

$$L_{ps} = 0.1H' + 1.25D \leq 2D \quad (4-8)$$

Donde:

D : Diámetro del pilote (in).

H' : Longitud del pilote desde el punto de la superficie del suelo hasta el punto de inflexión del suelo (in).

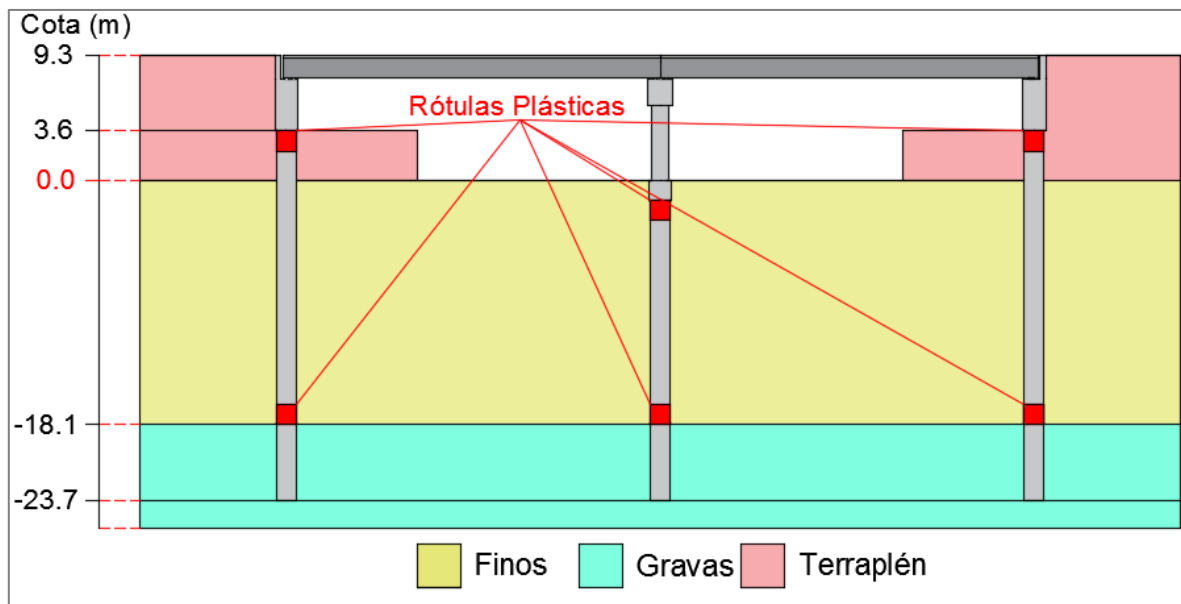


Figura 4-19. Rótulas Plásticas en Pilotes del Puente B

4.5.2. Superestructura: tablero y vigas

El sistema tablero-vigas se modeló como un elemento *tipo viga*, el que consideró una sección única constituida por el tablero y las vigas que lo soportan. El elemento *tipo viga* se modeló elástico; y se ubicó en el centro geométrico de la sección tablero-vigas. La descripción de la superestructura de cada puente se indica a continuación:

Puente A: Sistema conformado por tres vigas y un tablero de 20cm espesor, ambos de hormigón armado grado H30. Sobre el tablero se encuentra una carpeta de rodado de 5cm. Esta carpeta se consideró como una carga distribuida de 1.4 Tf/m a lo largo del elemento. Las dimensiones de la viga se indican en la Figura 4-20(a).

Puente B: Sistema conformado por seis vigas metálicas de acero A572 Grado 50 y tablero de 20 cm de espesor de hormigón armado grado H30. Las vigas metálicas, están constituidas

por perfiles I armados (soldados), con placas de alma espesor 1.2 cm y placas de ala superior e inferior de espesor 2.5 cm. El pandeo lateral torsional de estas vigas es restringido con perfiles L 80x80x8 según se detalla en la sección 3.2.2.1. Sobre el tablero se encuentra una carpeta de rodado de 5cm. Esta carpeta se consideró como una carga distribuida de 2.18 Tf/m a lo largo del elemento. Las dimensiones de la viga se indican en la Figura 4-20(b).

Las propiedades de la sección del elemento *frame* que representa el sistema tablero-vigas de cada puente se indican en la Tabla 4-5.

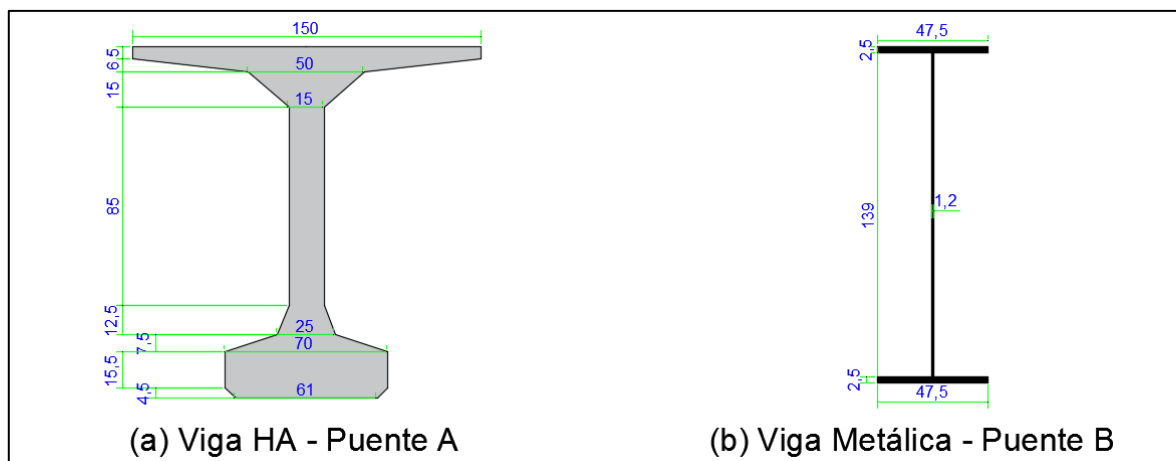


Figura 4-20. Vigas Superestructura Puente A y Puente B

Nota: Unidades en centímetros (cm).

Tabla 4-5. Propiedades sistema tablero-vigas

		Puente A	Puente B
Propiedades Hormigón			
Grado		H30	H30
Resistencia a la compresión (kgf/cm ²)	f'_c	250	250
Resistencia a la compresión esperada (kgf/cm ²)	f'_{ce}	325	325
Módulo de elasticidad (kgf/cm ²)	E	272219	272219
Propiedades Acero A572			
Grado			50
Tensión de fluencia (kgf/cm ²)	Fy		3.515
Resistencia a la tracción (kgf/cm ²)	Fu		4.570
Módulo de elasticidad (kgf/cm ²)	E		2.1E+06
Propiedades Geométricas			
Área bruta (m ²)	A	3.27	5.3
Momento de inercia sobre eje 3 (m ⁴)	I_{33}	1.07	1.45
Momento de inercia sobre eje 2 (m ⁴)	I_{22}	25.52	137.34
Momento de inercia torsional (m ⁴)	J	0.068	0.057
Centroide sobre eje 2 (m)	c_2	1.23	1.26
Centroide sobre eje 3 (m)	c_3	0	0

Nota 1: Resistencia a la compresión, f'_c , asociada a hormigón H25 según la tabla 3.1003.601.A del Manual de Carreteras (2017).

Nota 2: Se consideró una resistencia a la compresión esperada de $f'_{ce}=1.3f'_c$ (AASHTO, 2011).

Nota 3: Propiedades mecánicas ϵ_c , ϵ_u y E según indicaciones de la guía AASHTO (2011).

4.5.3. Placas de apoyo

Las placas de apoyo elastoméricas transmiten los esfuerzos entre la superestructura y subestructura frente a cargas dinámicas moderadas, distribuyendo los esfuerzos de corte entre las cepas y estribos (Rubilar, 2015).

Las placas de apoyo elastoméricas fueron representadas con elementos *link* en el modelo. Las propiedades del *link* se definieron a través de un resorte infinitamente rígido a compresión y resortes con un comportamiento carga-deformación no lineal en la dirección transversal y longitudinal.

Se utilizó una relación constitutiva *elasto-plástica perfecta* para caracterizar el comportamiento en la dirección transversal y longitudinal del apoyo elastomérico (ver Figura 4-21). Este modelo considera que los apoyos pueden deslizarse y ha sido ampliamente utilizado en la literatura (Elnashai, et al., 2010); (Rubilar, 2015).

El modelo es definido por las ecuaciones (4-9), (4-10) y (4-11). Los parámetros asociados a la modelación de las placas de apoyo se indican en la Tabla 4-6.

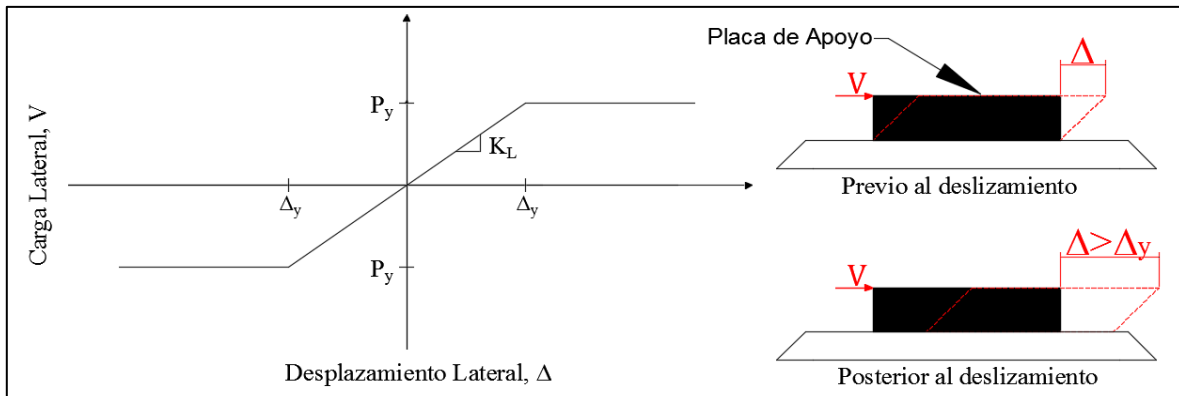


Figura 4-21. Modelo Elasto-Plástico Placas de Apoyo

Fuente: Elaboración propia, basado en Rubilar (2015)

$$K_L = \frac{GA}{h_r} \quad (4-9)$$

$$P_y = \mu F_v \quad (4-10)$$

$$\Delta_y = \frac{P_y}{K_L} \quad (4-11)$$

Donde:

G : Módulo de corte del elastómero.

A : Área de planta del elastómero.

h_r : Espesor total del elastómero.

μ : Coeficiente de fricción hormigón-elastómero.

F_v : Fuerza vertical actuando sobre el apoyo elastomérico.

Tabla 4-6. Parámetros modelo carga-deformación apoyos elastoméricos

Parámetro		Punto A		Punto B	
		Cepa	Estribos	Cepa	Estribos
G	(kgf/cm ²)	11.5	11.5	11.5	11.5
A	(mm ²)	150000	150000	275000	180000
h_r	(mm)	25	55	54	65
F_v	(Tf)	50	31	72	21.9
μ	(-)	0.4	0.4	0.4	0.4

Nota 1: El módulo de corte, G , utilizado corresponde al valor medio entre 10 y 13 kg/cm². Este rango de valores ha sido obtenido de los ensayos a corte-compresión realizados a placas de apoyo de neopreno y aisladores sísmicos fabricados en Chile, considerando una dureza Shore A 60 (Dirección de Vialidad, 2017).

Nota 2: El valor 0.4 es un valor promedio del coeficiente de fricción entre el neopreno y el hormigón en Chile (Rubilar, 2015).

4.5.4. Barras de anclaje

Las barras de anclaje, o barras sísmicas, son diseñadas para prevenir el levantamiento del tablero (Dirección de Vialidad, 2017). Estas barras aportan cierta rigidez lateral dado que unen la superestructura con la subestructura del puente.

Las barras de anclaje fueron representadas con elementos *link* en la interfaz superestructura-subestructura en estribos y cepa. El comportamiento de las barras sísmicas sometidas a carga lateral fue caracterizado por la relación *bi-lineal* ilustrada en la Figura 4-22. Esta relación constitutiva fue propuesta en base a los resultados de una campaña experimental realizada en la Pontificia Universidad Católica de Chile (Martínez, 2015).

El modelo es definido por las ecuaciones (4-12), (4-13), (4-14), (4-15) y (4-16). Los parámetros asociados a la modelación de las barras de anclaje se indican en la Tabla 4-7.

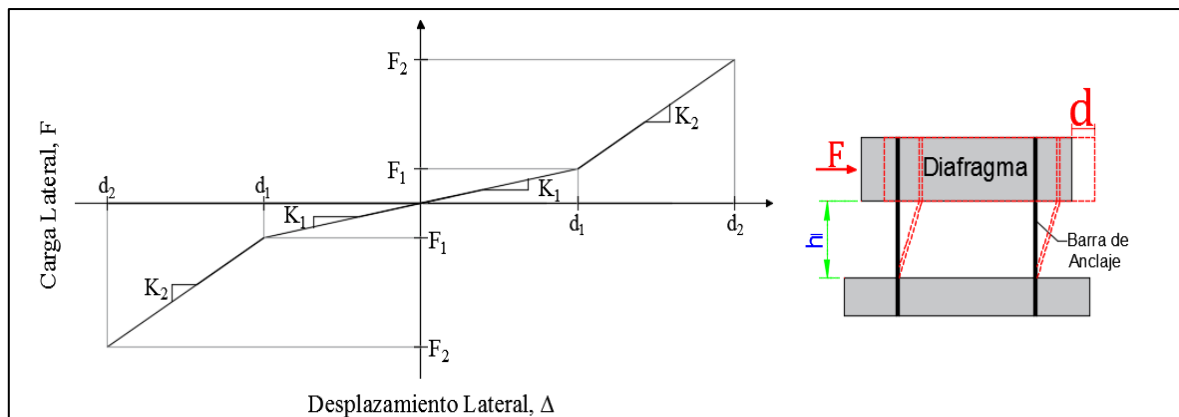


Figura 4-22. Modelo Bi-Lineal Barras de Anclaje

Fuente: Elaboración propia, basado en Martínez (2015)

$$d_1 = 0.1h_l \quad (4-12)$$

$$d_2 = h_l \quad (4-13)$$

$$F_1 = 0.04f_{ye}A_{sb} \quad (4-14)$$

$$F_2 = 0.71f_{ye}A_{sb} \quad (4-15)$$

$$f_{ye} = 1.2f_y \quad (4-16)$$

Donde:

h_l : Altura libre de la barra de anclaje (ver Figura 4-22)

A_{sb} : Área de la barra de anclaje

f_{ye} : Esfuerzo de fluencia esperado

f_y : Esfuerzo de fluencia

Tabla 4-7. Parámetros para la curva carga-deformación barras de anclaje

		Puente A	Puente B
		Cepa y Estribos	Cepa y Estribos
Grado		A42-28H	A42-28H
$\emptyset$	(mm)	28	32
A_{sb}	(cm ²)	6.16	8.04
h_l	(m)	0.6	0.139
f_y	(Kgf/cm ²)	2800	2800
f_{ye}	(Kgf/cm ²)	3360	3360

Nota: Esfuerzo de fluencia (f_y) asociado a barra de acero grado A42-28H según tabla 3.1003.601.B del Manual de Carreteras Volumen N°3 (2017).

4.5.5. Topes sísmicos interiores

Los topes sísmicos interiores, también denominados llaves de corte, se ubican en estribos y cepas. Uno de los principales objetivos del diseño de los topes sísmicos es que deben actuar como elementos de sacrificio o fusibles estructurales (Megally, Silva, & Seible, 2002).

Los topes sísmicos interiores fueron representados con elementos *link* en la interfaz superestructura-subestructura de cepas y estribos. El comportamiento del tope sometido a carga lateral fue representado por la curva *tri-lineal* ilustrada en la Figura 4-23. Esta curva se obtuvo de ensayos experimentales de topes sísmicos de hormigón a escala real realizados en la Universidad de California en San Diego (Megally, Silva, & Seible, 2002).

El Tramo I de la curva corresponde al comportamiento del cierre del espacio entre el elemento que aplica la carga y el tope sísmico, denominado espacio tablero-tope sísmico (Δ_{gap}). Este tramo es representado por una región de cero rigidez y resistencia.

En el Tramo II de la curva se desarrolla un mecanismo de transferencia de carga de puntal-tensor en el que se produce el patrón de fisuras representado por la Figura 4-24. Este mecanismo comienza con el cierre del espacio tablero-tope sísmico y termina con la capacidad de carga máxima. La carga máxima, $V_{m\acute{a}x}$, corresponde al menor valor obtenido a través de las ecuaciones (4-17) y (4-18); y representa el momento cuando una grieta horizontal se propaga en toda la interfaz de la llave de corte y la base. El desplazamiento a la carga máxima corresponde al ancho del espacio tablero-tope sísmico, Δ_{gap} .

En el Tramo III de la curva se desarrolla un mecanismo de fricción por corte deslizante, caracterizado por una pérdida sustancial de la capacidad. Este mecanismo inicia cuando se alcanza la carga máxima y finaliza en el punto $\Delta_{m\acute{a}x}$, en el que la capacidad de fricción se ha degradado hasta ser esencialmente cero. El valor de desplazamiento máximo, $\Delta_{m\acute{a}x}$, se determina con la ecuación (4-19).

De acuerdo con los resultados de las pruebas experimentales, las ecuaciones (4-17) y (4-19) son válidas para topes sísmicos interiores con relación de refuerzo, ρ , entre 0.32 y 0.63; proporción de aspecto, c , entre 0.30 y 0.50; y relación ancho-profundidad, β , alrededor de 0.70. Estos términos se definen en las ecuaciones (4-20), (4-21) y (4-22). Los parámetros asociados a la modelación de los topes sísmicos interiores se indican en la Tabla 4-8.

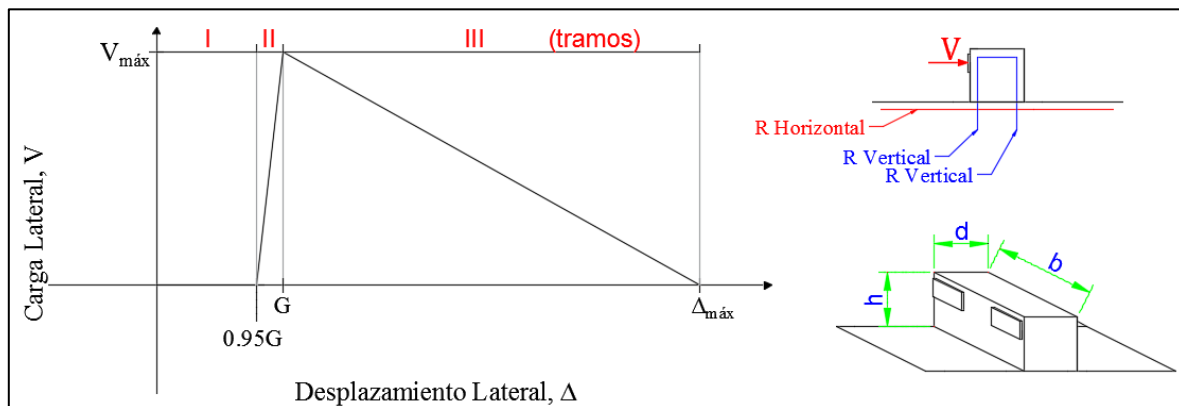


Figura 4-23. Modelo Tri-Lineal Topes Sísmicos Interiores

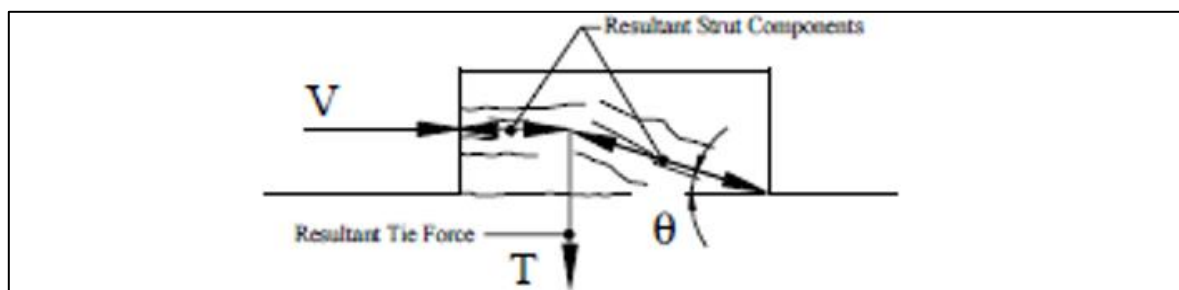


Figura 4-24. Patrón de Agrietamiento en Topes Sísmicos Interiores

Fuente: Megally, Silva & Seible (2002)

$$V_{n,1} = 0.94\sqrt{f'_{ce}}A_{cv} [MN] \quad (4-17)$$

$$V_{n,2} = \begin{cases} 5.52A_c [MN] & \rho < 0.60\% \\ 0.2A_{cv}f'_{ce} & \rho \geq 0.60\% \end{cases} \quad (4-18)$$

$$\Delta_{m\acute{a}x} = 89 + \Delta_{gap} [mm] \quad (4-19)$$

$$\rho = \frac{A_{cf}}{A_{cv}} \quad (4-20)$$

$$c = 1.5\rho - 0.25 \quad (4-21)$$

$$\beta = \frac{d}{b} \quad (4-22)$$

Donde:

$V_{n,1}$: Capacidad de corte sobre la base de resistencia al agrietamiento del hormigón en la base del tope sísmico

$V_{n,2}$: Para $\rho < 0.60\%$ representa el límite superior de la capacidad de esfuerzo cortante que puede desarrollarse en la base del tope sísmico y para $\rho \geq 0.60\%$ define el límite superior de V_N si se alcanza la capacidad del puntal diagonal en compresión

f'_{ce} : Resistencia a la compresión esperada del hormigón en MPa

$A_{cv} = b \cdot d$: Área de corte en m^2

b : Ancho del tope sísmico

d : Profundidad del tope sísmico

A_v : Área de refuerzo vertical

Tabla 4-8. Parámetros modelo carga-deformación topes sísmicos interiores

		Puente A		Puente B	
		Cepa	Estribos	Cepa	Estribos
h	(cm)	30	30	45	45
d	(cm)	30	30	168	168
b	(cm)	160	100	190	125
Δ_{gap}	(mm)	100	100	100	100
f'_c	(kgf/cm ²)	200	200	200	200
f'_{ce}	(kgf/cm ²)	260	260	260	260
A_v	(cm ²)	144	91	137	84

Nota 1: La resistencia a la compresión esperada del hormigón, f'_{ce} , se obtiene con la expresión $f'_{ce} = 1.3f'_c$ (AASHTO, 2011).

Nota 2: El valor de f'_c está asociado a un hormigón grado H25 según la tabla 3.1003.601.A del Manual de Carreteras (2017).

4.5.6. Topes sísmicos exteriores

Los topes sísmicos exteriores se modelaron incorporando elementos *link* en la interfaz subestructura y superestructura. Para representar el comportamiento de los topes sísmicos, se

utilizó un modelo no lineal basado en un programa experimental que estudio el comportamiento sísmico de los topes sísmicos exteriores de hormigón armado (Han, Zhou, Ou, & Du, 2017). Como resultado de estos estudios se proporcionó un modelo analítico para representar el comportamiento carga-deformación de topes sísmicos con un modo de falla por corte deslizante (ver Figura 4-25). La curva carga-deformación es caracterizada por cuatro tramos y es construida en términos de la contribución al corte del hormigón y del acero de refuerzo vertical.

Para efectos del modelo se definió adicionalmente un nivel 5 ($V_5-\Delta_5$), el que está asociado al momento en que la capacidad del tope sísmico exterior se vuelve nula ($V_5=0$, $\Delta_5=1.01\Delta_4$).

Los parámetros asociados a la modelación de los topes sísmicos exteriores se indican en la Tabla 4-9.

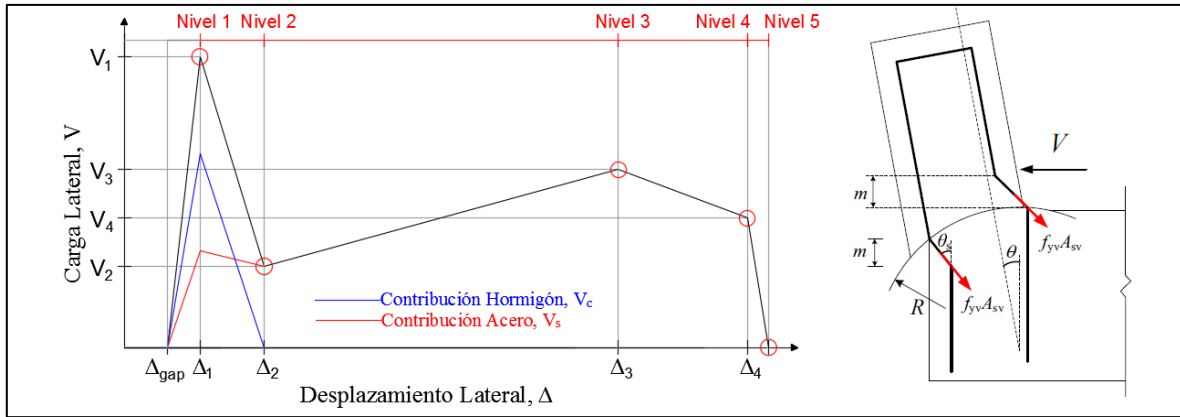


Figura 4-25. Modelo Curva Carga-Deformación Tope Sísmico Exterior

Fuente: Elaboración propia, basado en Han, Zhou, Ou, & Du. (2017)

Las expresiones que definen el modelo se indican a continuación:

$$V = \begin{cases} V_c^I + V_s^I & \varepsilon(\theta) \leq \varepsilon_y \\ V_c^{II} + V_s^{II} & \varepsilon_y < \varepsilon(\theta) \leq \varepsilon_{uy} \\ V_s^{III} & \varepsilon_{uy} < \varepsilon(\theta) \leq \varepsilon_u \\ V_s^{IV} & \varepsilon_u < \varepsilon(\theta) \leq \varepsilon_{up} \end{cases} \quad (4-23)$$

$$\Delta = \theta(R + h) + \Delta_{gap} \quad (4-24)$$

$$V_c^I = \frac{\varepsilon(\theta)}{\varepsilon_y} V_{c \text{ máx}} \quad (4-25)$$

$$V_c^{II} = \frac{\varepsilon_{uy} - \varepsilon(\theta)}{\varepsilon_{uy} - \varepsilon_y} V_{c \text{ máx}} \quad (4-26)$$

$$V_{c \text{ máx}} = 0.2 \sqrt{f'_{ce}} A_{cv} \text{ (MPa)} \quad (4-27)$$

$$A_{cv} = DxL \quad (4-28)$$

$$V_s^I = A_{sv} E \varepsilon (\mu_r \cos \theta_s(\theta) + \sin \theta_s(\theta)) \quad (4-29)$$

$$V_s^{II} = A_{sv} \sigma_y \left(1 - \psi_1 \frac{\varepsilon - \varepsilon_y}{\varepsilon_{uy} - \varepsilon_y} \right) (\mu_r \cos \theta_s(\theta) + \sin \theta_s(\theta)) \quad (4-30)$$

$$V_s^{III} = A_{sv} \left(\sigma_y + k(\varepsilon - \varepsilon_{uy}) \right) \left(1 - \psi_1 - \psi_2 \frac{\varepsilon - \varepsilon_y}{\varepsilon_{uy} - \varepsilon_y} \right) (\mu_r \cos \theta_s(\theta) + \sin \theta_s(\theta)) \quad (4-31)$$

$$V_s^{IV} = A_{sv} (\sigma_u + k'(\varepsilon - \varepsilon_u)) \left(1 - \psi_1 - \psi_2 \frac{\varepsilon - \varepsilon_y}{\varepsilon_{uy} - \varepsilon_y} \right) (\mu_r \cos \theta_s(\theta) + \sin \theta_s(\theta)) \quad (4-32)$$

$$\varepsilon = \varepsilon(\theta) = \frac{\sqrt{[\theta(R+m)\cos(\theta)]^2 + [m - \theta(R+m)\sin(\theta)]^2}}{m} - 1 \quad (4-33)$$

$$\tan \theta_s(\theta) = \frac{\theta(R+m)\cos(\theta)}{m - \theta(R+m)\sin(\theta)} \quad (4-34)$$

$$m = \begin{cases} m_1 & \varepsilon \leq \varepsilon_{uy} \\ m_2 = \xi \frac{\varepsilon - \varepsilon_{uy}}{\varepsilon_u - \varepsilon_{uy}} m_1 & \varepsilon_{uy} < \varepsilon \leq \varepsilon_u \\ m_3 = \xi m_1 & \varepsilon > \varepsilon_u \end{cases} \quad (4-35)$$

$$\xi = \frac{2\gamma d_b + m_1}{m_1} \quad (4-36)$$

$$\rho = \frac{A_{sh}}{A_{sv}} \quad (4-37)$$

Donde:

V : Carga lateral en la curva carga-deformación del tope sísmico exterior.

Δ : Desplazamiento lateral en la curva carga-deformación del tope sísmico exterior.

V_c^i : Contribución del hormigón a la resistencia al corte en el tramo “i”.

V_s^i : Contribución del acero a la resistencia al corte en el tramo “i”.

h : Distancia entre la aplicación de la carga y la base del tope sísmico.

D : Profundidad del tope sísmico.

L : Ancho del tope sísmico.

f'_{ce} : Resistencia a la compresión esperada del hormigón.

A_{cv} : Área de la base del tope sísmico.

$V_{c\text{ máx}}$: Máxima contribución del hormigón.

A_{sv} : Área del refuerzo vertical que cruza la base del tope sísmico.

A_{sh} : Área del refuerzo horizontal que para por debajo de la base del tope sísmico.

ρ : Relación entre el área de refuerzo horizontal y el refuerzo vertical.

Tabla 4-9. Parámetros utilizados en el modelo carga-deformación topes sísmicos exteriores

		Puente A	
		Cepa	Estribos
h	(cm)	22	22
D	(cm)	50	35
L	(cm)	160	100
f'_c	(kgf/cm ²)	200	200
f'_{ce}	(kgf/cm ²)	260	260
A_{cv}	(cm ²)	8000	3500
A_{sv}	(cm ²)	12.6	14
A_{sh}	(cm ²)	68.4	20
ρ	-	5.45	1
Δ_{gap}	(mm)	100	100

Nota 1: La resistencia a la compresión esperada del hormigón, f'_{ce} , se obtiene con la expresión $f'_{ce} = 1.3f'_c$ (AASHTO, 2011)

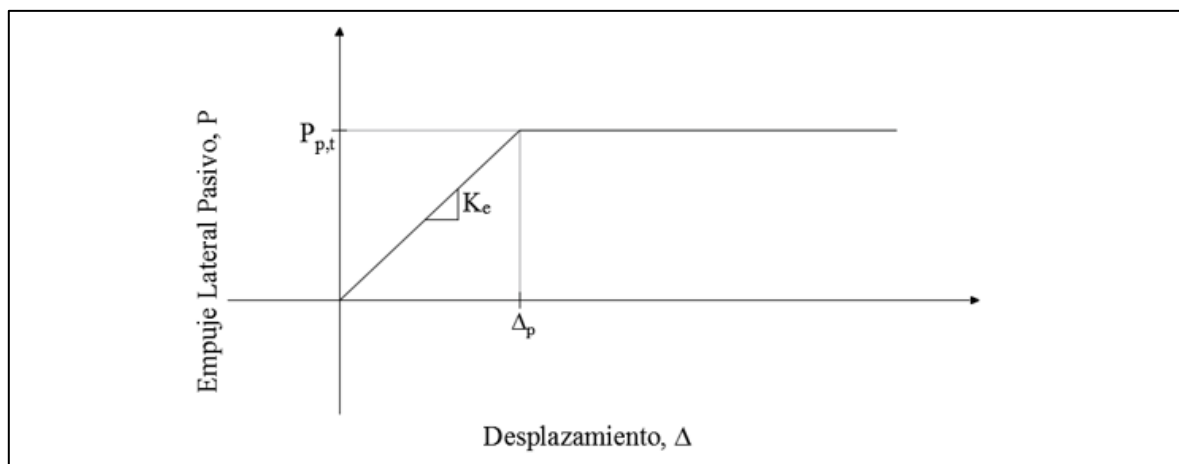
Nota 2: El valor de f'_c está asociado a hormigón grado H25 según la tabla 3.1003.601.A del Manual de Carreteras (2017).

Nota 3: El acero de refuerzo es calidad A63-42H.

4.5.7. Empuje pasivo del suelo sobre el muro espaldar del estribo activo

La respuesta longitudinal del empuje pasivo del suelo en el muro espaldar del *estribo activo* (estribo que recibe el impacto del tablero en la dirección longitudinal) se incorporó mediante elementos *link* ubicados en los extremos del elemento rígido que representa la viga cabezal del estribo. Este empuje se activa posterior al cierre del espacio entre el tablero y el muro espaldar del estribo, Δ_{gap} .

Se utilizó una relación constitutiva elasto-plástica perfecta para caracterizar el comportamiento carga-deformación del empuje pasivo del suelo sobre el muro espaldar (ver Figura 4-26). Esta representación *bi-lineal* es sugerida por AASHTO (2011), CALTRANS (2010) y PEER (2008).

**Figura 4-26. Relación Constitutiva Elasto-Plástica del Empuje Pasivo del Terraplén**

La curva carga-deformación presenta un tramo de rigidez lineal, K_e , hasta alcanzar un movimiento en la parte superior del muro espaldar, Δ_p , capaz de desarrollar el estado de falla pasiva del suelo. Este estado es caracterizado por la capacidad máxima de empuje pasivo total sobre el muro espaldar, $P_{p,t}$.

Para determinar la capacidad de presión pasiva, $P_{p,t}$, se utilizó el procedimiento de presión pasiva estática descrito en la sección 3 de la AASHTO LRFD (2012). Esta metodología es recomendada por la guía AASHTO (2011) para muros espaldar cortos (altura menor a 3 m) y tiene en cuenta las propiedades del suelo, la geometría del muro y la fricción de la interfaz entre el muro y el suelo. Este procedimiento se ilustra en la Figura 4-27 y es definido por las ecuaciones (4-38), (4-39), (4-40) y (4-41).

$$P_{p,t} = P_p B \quad (4-38)$$

$$P_p = P \cos(\delta) \quad (4-39)$$

$$P = \frac{k_p \gamma_s H^2}{2} \quad (4-40)$$

$$k_p = f(\phi_f, \theta, \delta) \quad (4-41)$$

Donde:

$P_{p,t}$: Capacidad máxima de empuje lateral pasivo total sobre el muro.

P_p : Capacidad máxima de empuje lateral pasivo por unidad de ancho del muro.

P : Capacidad máxima inclinada de empuje pasivo por unidad de ancho del muro.

k_p : Coeficiente de empuje pasivo según la Figura 4-27.

γ_s : Peso específico del suelo.

ϕ_f : Ángulo interno de fricción del suelo.

δ : Ángulo de fricción en la interfaz del muro y el suelo.

H : Altura del muro.

B : Ancho del muro.

θ : Inclinación del muro.

La rigidez lineal, K_e , se determinó según las indicaciones de la guía AASHTO (2011). Esta guía calcula la rigidez suponiendo que la resistencia pasiva se moviliza a una deformación igual a la altura del muro, H , multiplicada por el factor de desplazamiento presunto F_w presentado en la Tabla 4-10. La rigidez lineal y el desplazamiento que moviliza la capacidad pasiva vienen dados por las ecuaciones (4-42) y (4-43).

La Tabla 4-11 indica los parámetros del modelo carga-deformación del empuje pasivo del suelo sobre el muro espaldar.

$$K_e = \frac{P_{p,t}}{(F_w H)} \quad (4-42)$$

$$\Delta_p = \frac{P_{p,t}}{K_e} = F_w H \quad (4-43)$$

Donde:

K_e : Rigidez lineal

$P_{p,t}$: Capacidad máxima de empuje lateral pasivo total sobre el muro.

P_p : Capacidad máxima de empuje lateral pasivo por unidad de ancho de muro.

F_w : Factor de desplazamiento presunto.

Δ_p : Desplazamiento requerido para llegar al máximo empuje pasivo por traslación.

Tabla 4-10. Factores de desplazamiento presunto F_w (Δ/H)

Tipo de relleno	F_w (Δ/H)
Arena densa	0.01
Arena de densidad media	0.02
Arena suelta	0.04
Limo compactado	0.02
Arcilla magra compactada	0.05
Arcilla grasa compactada	0.05

Nota: Basada en tabla C3.11.1-1 de la AASHTO LRFD (2012)

Tabla 4-11. Parámetros utilizados en el modelo carga-deformación empuje pasivo sobre el muro espaldar

		Puente A	Puente B
Parámetros Suelo			
γ_s	Tf/m ³	2.15	2.15
ϕ_f	°	45	45
δ	°	25	25
θ	°	90	90
F_w		0.01	0.01
Parámetros Muro			
H	m	1.92	1.76
B	m	8.90	17.24
Δ_{gap}	cm	10	10

Nota 1: Factor de desplazamiento presunto F_w asociado a suelo tipo arena densa según Tabla 4-10.

Nota 2: Parámetros del suelo de acuerdo al perfil estratigráfico del Puente A y el Puente B, presentados en la Figura 3-7 y Figura 3-15, respectivamente.

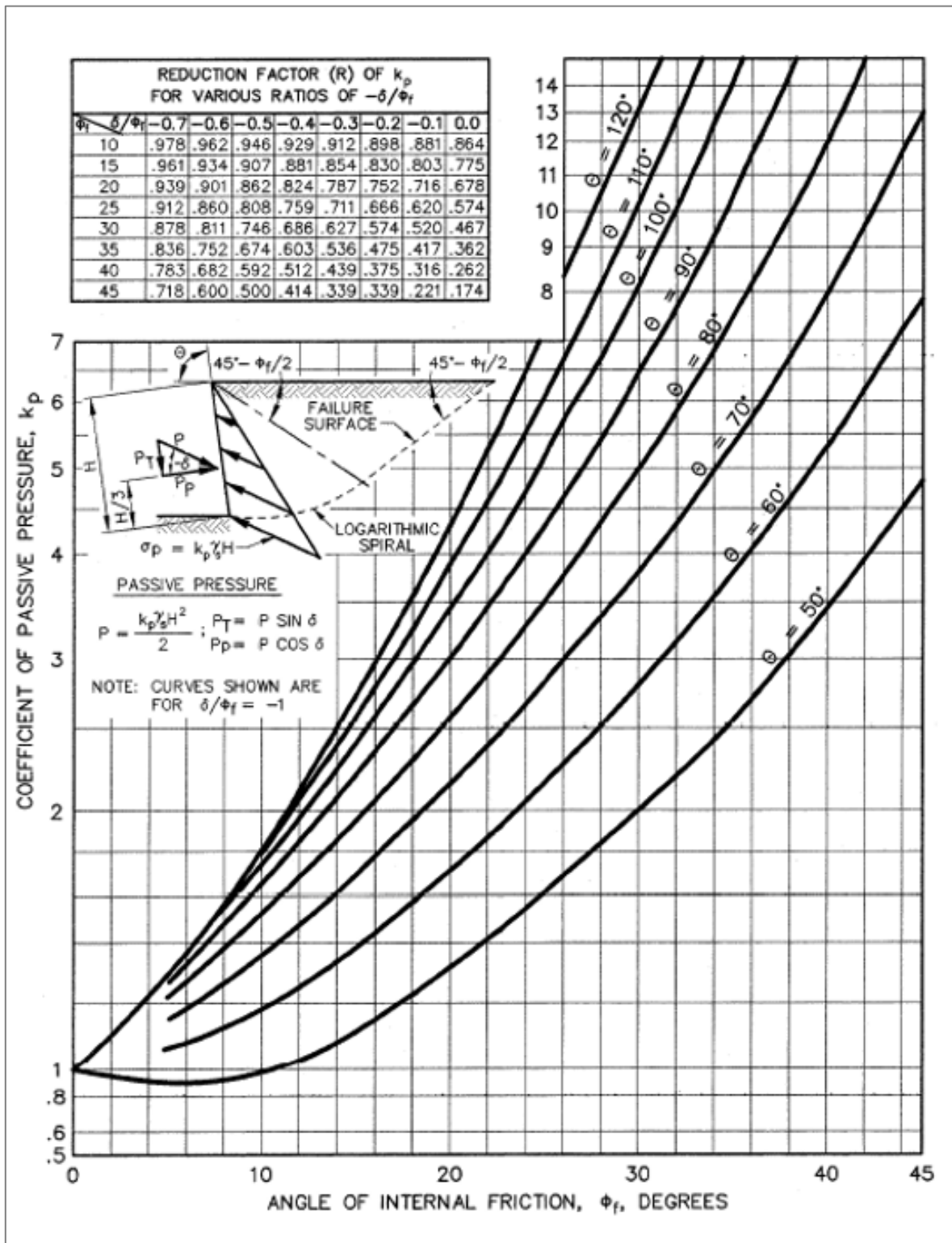


Figura 4-27. Procedimiento de Cálculo de Empuje Pasivo del Suelo

Fuente: AASHTO LRFD (2012)

4.5.8. Empuje pasivo del suelo sobre los muros ala del estribo

La participación de los muros ala del estribo fue considerada en la respuesta transversal del estribo y se incorporó mediante elementos *link* ubicados en los extremos del elemento rígido que representa la viga cabezal del estribo.

Los muros ala del estribo no poseen una sección frontal de geometría rectangular, por lo que se dividió el elemento en cuatro muros rectangulares representativos (ver Figura 4-28). Esta división permitió evaluar el empuje de cada muro por separado y obtener las curvas bi-lineales de empuje-deformación de cada muro. La obtención de estas curvas se realizó utilizando la misma metodología empleada para el análisis de muro espaldar (sección 4.5.7). Posteriormente se obtuvo la curva empuje-deformación del muro ala considerando que los 4 muros actúan como un sistema en paralelo. La curva del muro ala es idealizada como una curva bi-lineal, donde la capacidad máxima, la rigidez y la deformación que moviliza la falla pasiva quedan determinadas por las ecuaciones (4-44), (4-45) y (4-46).

La Tabla 4-12 indica los parámetros del modelo carga-deformación del empuje pasivo del suelo sobre el muro espaldar.

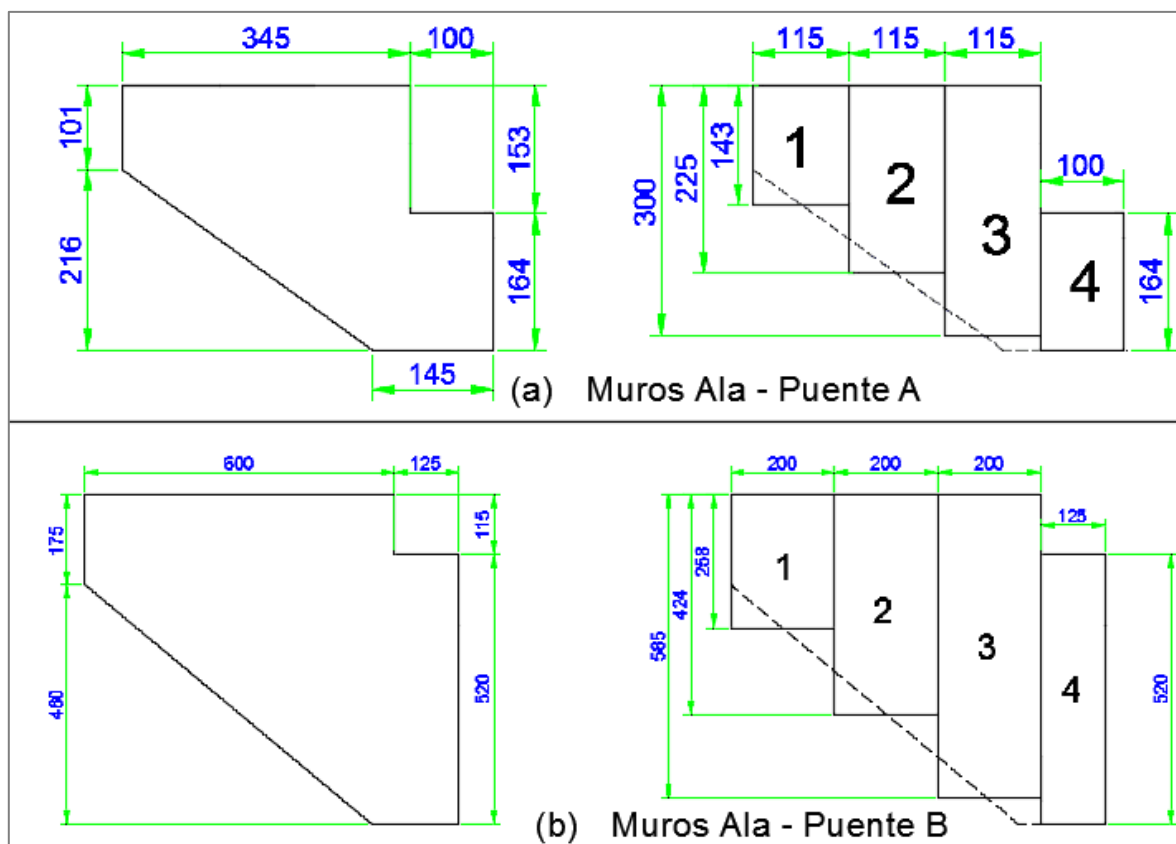


Figura 4-28. Muros Ala de los Estribos del Puente A y el Puente B

$$P_{p,t} = \sum_{i=1}^4 P_{p,t_i} \quad (4-44)$$

$$K_e = \sum_{i=1}^4 K_{e_i} \quad (4-45)$$

$$\Delta_p = \frac{P_{p,t}}{K_e} \quad (4-46)$$

Donde:

$P_{p,t}$: Capacidad máxima de empuje lateral pasivo total sobre el muro.

P_{p,t_i} : Capacidad máxima de empuje lateral pasivo total sobre el muro i.

K_e : Rigidez lineal.

K_{e_i} : Rigidez lineal asociada al muro i.

Tabla 4-12. Parámetros utilizados en el modelo carga-deformación empuje pasivo sobre los muros ala del estribo

		Puente A				Puente B			
		1	2	3	4	1	2	3	4
Parámetros Suelo									
γ_s	Tf/m ³	2.15	2.15	2.15	2.15	2.15	2.15	2.15	2.15
ϕ_f	°	45	45	45	45	45	45	45	45
δ	°	25	25	25	25	25	25	25	25
θ	°	90	90	90	90	90	90	90	90
F_w		0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
Parámetros Muro									
H	m	1.43	2.25	3.00	1.64	2.58	4.24	5.85	5.20
B	m	1.15	1.15	1.15	1.15	2.00	2.00	2.00	1.25

Nota 1: Factor de desplazamiento presunto F_w asociado a suelo tipo arena densa según Tabla 4-10.

Nota 2: Parámetros del suelo de acuerdo al perfil estratigráfico del Puente A y el Puente B, presentados en la Figura 3-7 y Figura 3-15, respectivamente.

4.5.9. Flexibilidad del sistema suelo-zapata

Como se indicó en la sección 4.4.1., la flexibilidad del sistema suelo-fundación (FSSF) del Puente A en el modelo III se caracterizó mediante un modelo de *Winkler* desacoplado utilizando resortes verticales distribuidos uniformemente bajo las zapatas de fundación.

A continuación se describen los procedimientos utilizados en la modelación de la zapata y los resortes verticales.

4.5.9.1. Zapata

Las fundaciones directas de tipo zapara rectangular del Puente A fueron modeladas con elementos *Shell* de 4 nodos. El modelo considero la disminución de rigidez producto del agrietamiento del hormigón según los procedimientos descritos en la modelación de elementos de hormigón armado (sección 4.5.1). Los parámetros utilizados en el modelo se indican a continuación:

Zapata Cepa: La fundación es de hormigón armado H25 de geometría rectangular, largo 9.2 m, ancho 4 m, espesor 1 m y recubrimiento 4 cm. La zapata posee una malla de refuerzo superior e inferior de $\varnothing 16@20\text{cm}$, ambas de acero grado A63-42H

Zapata Estribos: La fundación es de hormigón armado H25 de geometría rectangular, largo 9.5 m, ancho 5.3 m, espesor 1 m y recubrimiento 4 cm. La zapata posee una malla de refuerzo superior e inferior de $\varnothing 16@20\text{cm}$, ambas de acero grado A63-42H

4.5.9.2. Resortes verticales del modelo de Winkler

Los resortes verticales fueron representados con elementos *link* en el modelo. El comportamiento carga-deformación de estos elementos se caracterizó con una curva bi-lineal. La rigidez de esta curva corresponde al coeficiente de balasto vertical, k_{sv} , calculado según la ecuación (2-5). Esta ecuación es señalada en FEMA 273 (1997) para fundaciones flexibles respecto al suelo de soporte. Por su parte la capacidad de esta curva es caracterizada por la capacidad de resistencia pasiva del suelo, σ_{Hp} .

Se verifico el supuesto de fundación flexible respecto el suelo de soporte utilizando la ecuación (2-6) indicada por FEMA 273 (1997). Los parámetros utilizados y obtenidos en la modelación se indican en la Tabla 4-13. Se puede observar en esta tabla, que se cumple la condición de fundación flexible respecto al suelo de soporte indicada por la ecuación (2-6).

Tabla 4-13. Parámetros utilizados y obtenidos en la modelación del sistema suelo-zapata

		CEPA	ESTRIBOS
Módulo de corte del suelo, Mpa	G	40	40
Módulo de Poisson	ν	0.3	0.3
Ancho de la fundación, cm	B	400	530
Largo de la fundación, cm	L	920	950
Espesor de la fundación, cm	h	100	100
Coeficiente de balasto vertical, kgf/cm^3	$k_{sv} = \frac{1.3G}{B(1 - \nu)}$	1.9	1.4
Resistencia pasiva, kgf/cm^2	σ_{Hp}	12	12
	EI/L^4	317	346
	$10k_{sv}B$	744	744
Supuesto fundación flexible	$EI/L^4 < 10k_{sv}B$	Cumple	Cumple

Nota 1: Parámetros del suelo de acuerdo al perfil estratigráfico del Puente A presentado en la Figura 3-7.

4.5.10. Flexibilidad sistema suelo-pila y suelo-pilote

Como se indicó en las secciones 4.3 y 4.4, las pilas de los estribos del Puente A embebidas en el suelo (Modelo II – Puente A) y las fundaciones piloteadas del Puente B (Modelo III – Puente B) fueron modelados utilizando resortes de *Winkler* discretos no lineales distribuidos a lo largo de las pilas y los pilotes. Estos resortes fueron representados con elementos *link* en el modelo y caracterizados mediante una curva carga-deformación bi-lineal.

La rigidez de la curva bi-lineal es caracterizada por el coeficiente de balasto horizontal, K_h , calculado según el procedimiento general para un grupo de pilotes descrito por el Manual de Carreteras (2017). Este coeficiente incorpora la reducción por rigidez sísmica y la reducción por el efecto de grupo de pilotes. Por su parte, la capacidad de la curva bi-lineal es caracterizada por la capacidad de resistencia pasiva del suelo, σ_{Hp} .

El factor de rigidez sísmica se obtiene según la Tabla 4-14 y depende del tipo de suelo que embebe la pila o pilote. Por su parte el coeficiente de reducción de grupo, C_r , aplica solo en la dirección transversal y según se indica en Tabla 4-15.

Para aplicar el método del Manual de Carreteras, se utilizaron los parámetros definidos en la caracterización geotécnica correspondiente a cada puente. Los parámetros utilizados y obtenidos en la modelación del sistema suelo-pila y suelo-pilote se indican en la Tabla 4-16. Vale mencionar que la modelación propia de las pilas y pilotes es descrita en la sección 4.5.1.

Tabla 4-14. Factor de rigidez sísmica

	Puente A	Puente B		
	Terraplén (Grava Arenosa)	Terraplén (Grava Arenosa)	Fino	Grava
Factores de rigidez sísmica indicados por el Manual de Carreteras (2017)	1.3 a 1.6	1.3 a 1.6	0.8 a 1.0	1.3 a 1.6
Factor de rigidez sísmica adoptado, F_r	1.3	1.3	1	1.3

Nota 1: El factor de rigidez sísmica se obtiene de la última columna de la Tabla 2-1 según lo indica el Manual de Carreteras (2017)

Tabla 4-15. Coeficiente de reducción por efectos de grupo de pilotes

		Puente A	Puente B	
		Pilas Estribos	Pilotes Cepa	Pilotes Estribos
N° de pilotes	-	2	3	4
Diámetro del pilote o lado transversal, cm	b	200	150	150
Distancia entre ejes de pilotes adyacentes, cm	s	500	650	500
Distancia normalizada	s/b	2.5	4.3	3.3
Coeficiente de corrección	C_r	0.23	0.64	0.43
Coeficiente aplica a:		P1	P1-P2	Pe1-Pe2-Pe3

Nota 1: El coeficiente C_r se obtiene de la curva llena de la Figura 2-10 según lo indica el Manual de Carreteras (2017)

Tabla 4-16. Parámetros utilizados y obtenidos en la modelación del sistema suelo-pila y suelo-pilote

		PUENTE A		PUENTE B				
		Pilas P1 y P2 Estribos		Pilotes P1, P2 y P3 Fundación Cepa		Pilotes Pe1, Pe2, Pe3 y Pe4 Fundación Estribos		
		Transversal	Longitudinal					
Tipo de suelo		Terraplén	Terraplén	Fino	Grava	Terraplén	Fino	Grava
Módulo de Corte, MPa	G	51	51	6	113	51	6	113
Módulo de Elasticidad, MPa	E	135	135	17	3000	135	17	3000
Diámetro del pilote o lado transversal, cm	B	200	80	150	150	150	150	150
Factor de rigidez sísmica	F_r	1.3	1.3	1	1.3	1.3	1	1.3
Coeficiente reducción de grupo	C_r	0.23	-	0.64	0.64	0.43	0.43	0.43
Coef. balasto horizontal sin corregir, kgf/cm ³	0.9E/B	6.1	15.2	1.0	180.0	8.1	1.0	180.0
Coef. balasto horizontal corregido por F_r , kgf/cm ³	$k_H F_r$	7.9	19.7	1.0	234.0	10.5	1.0	234.0
Coef. balasto horizontal reducido por C_r , kgf/cm ³	$k_H C_r F_r$	1.8	19.7	0.7	149.8	4.5	0.4	100.6
Resistencia pasiva del Suelo, kgf/cm ²	σ_{Hp}	11.3	11.3	20.2	55.6	10.6	20.2	55.6

Nota 1: Parámetros del suelo de acuerdo al perfil estratigráfico del Puente B presentando en la Figura 3-15.

Nota 2: Factor de rigidez sísmica, F_r , y Coeficiente de reducción por grupo, C_r , de acuerdo a la Tabla 4-14 y la Tabla 4-15, respectivamente.

4.6. Modelos en Software SAP 2000

De acuerdo a los criterios y metodologías presentadas en las secciones anteriores, se confeccionaron los modelos del Puente A y B en el software SAP 2000.

La Figura 4-29 y la Figura 4-30 presentan una vista de los modelos del Puente A y B en el software SAP 2000, respectivamente.

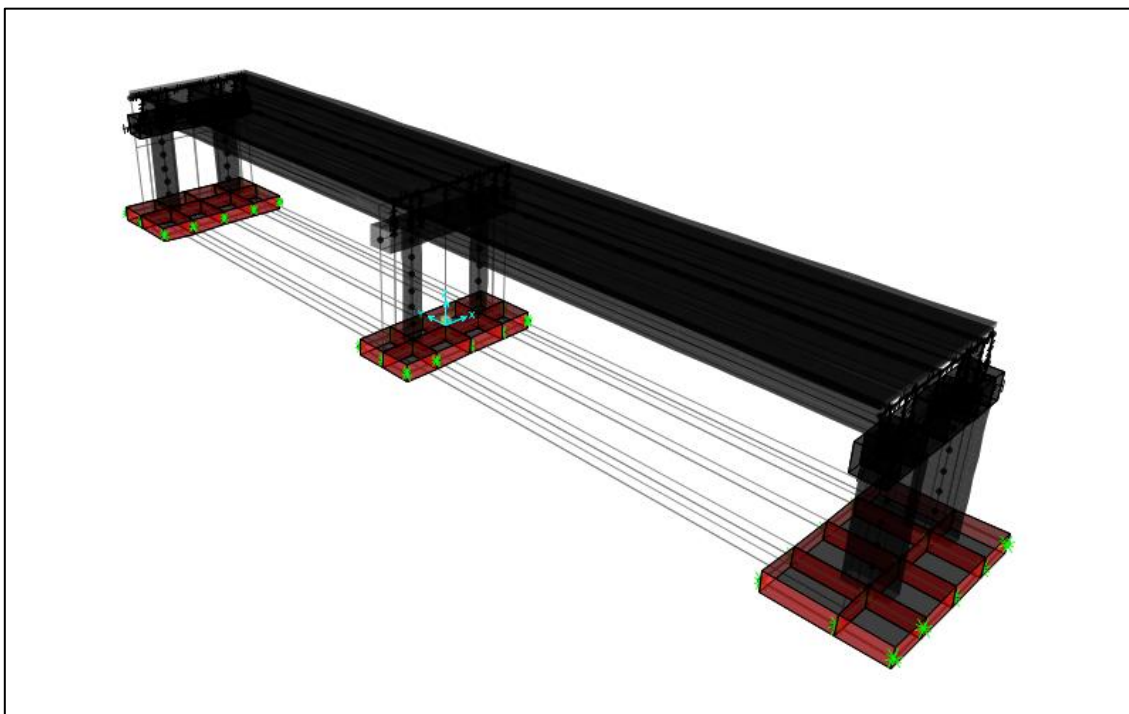


Figura 4-29. Modelo Puente A en Software SAP2000



Figura 4-30. Modelo Puente B en Software SAP2000

CAPÍTULO 5

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

En este capítulo, se presentan los resultados de la modelación y el análisis realizado a los distintos modelos del Puente A y B. En cada modelo (Modelo I, Modelo II y Modelo III) se realizó un análisis lineal con el método modal espectral y un análisis no lineal estático con el método de la ATC-40 (1996). Además, se realizó un análisis de sensibilidad en el Modelo III, donde se modificaron las propiedades mecánicas del suelo de soporte (rigidez y capacidad). En cada uno de estos análisis se obtuvo la curva de capacidad, el punto de desempeño, y se evaluó la respuesta de distintos elementos estructurales de cada puente.

5.1. Análisis Lineal

Se realizó un análisis lineal con el método modal espectral descrito en la sección 2.4.2. Este análisis permitió obtener la información modal de la estructura (modos y periodos de vibración) y evaluar la demanda desplazamiento asociada a los espectros de aceleración descritos por el Manual de Carreteras (2017).

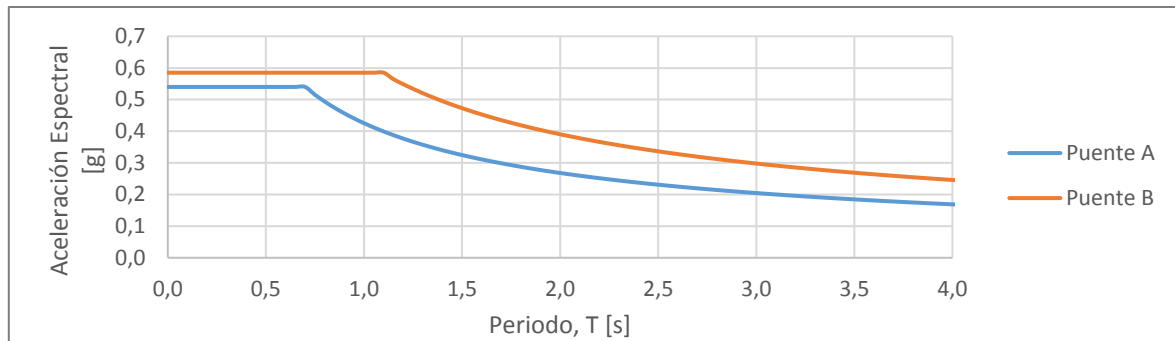
El análisis lineal evaluó el comportamiento de los puentes teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

- Se consideran las propiedades de sección agrietada de los elementos de hormigón armado (sección 4.5.1)
- Se considera la rigidez inicial de la curva carga-deformación de los siguientes elementos: placas de apoyo (sección 4.5.3); barras de anclaje (sección 4.5.4); y resortes asociados a la flexibilidad del sistema suelo-zapata (sección 4.5.9), suelo-pila (sección 4.5.10) y suelo-pilote (sección 4.5.10)
- No se considera el cierre del espacio entre el tablero y los topes sísmicos exteriores e interiores en la cepa y los estribos (secciones 4.5.5 y 4.5.6, respectivamente). Esto implica que los topes sísmicos no son considerados en la modelación.
- No se considera el cierre del espacio entre el tablero y el muro espaldar de los estribos (secciones 4.5.7).

Los espectros de aceleración utilizados se ilustran en la Figura 5-1. Los parámetros utilizados en la confección de estos espectros se indican en la Tabla 5-1.

Tabla 5-1. Parámetros espectros de aceleración según Manual de Carreteras (2017)

	Zona Sísmica	Tipo de Suelo	Importancia	PGA [g]
Puente A	2	III	I	0.3
Puente B	2	IV	I	0.3

**Figura 5-1. Espectros de Aceleración según Manual de Carreteras (2017)**

5.1.1. Resultados

La información modal y la demanda de desplazamiento máximo (asociada al espectro de diseño del Manual de Carreteras (2017)) de los Puente A y B se indican en la Tabla 5-2 y la Tabla 5-3, respectivamente.

La Figura 5-2 indica la variación porcentual del periodo (de los tres primeros modos de vibrar) de los distintos modelos respecto al modelo empotrado (modelo I). Se puede observar en esta figura que la incorporación de la flexibilidad de los estribos (modelo II) no produce un cambio significativo en los tres primeros periodos de vibración del Puente A (variación menor al 1.2%). Por su parte, la incorporación de la FSSF (modelo III) genera un aumento importante en los periodos de vibración longitudinal y transversal, registrándose un aumento de 8.0% y 11.8% en el modo 1 y 2 del Puente A, respectivamente, y un aumento de 19.2% y 11.3% en el modo 1 y 2 del Puente B, respectivamente. Mientras, en el modo 3, la incorporación de la FSSF no provoca una variación significativa (menor al 2.5% en ambos puentes).

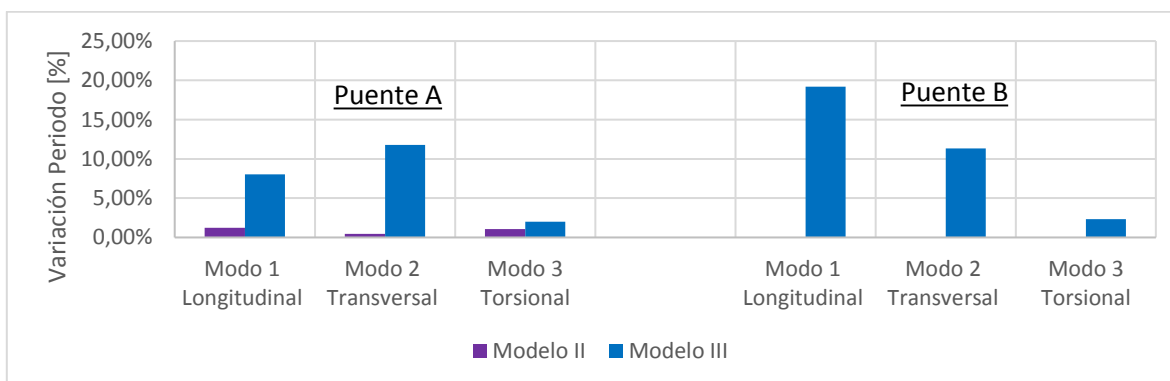
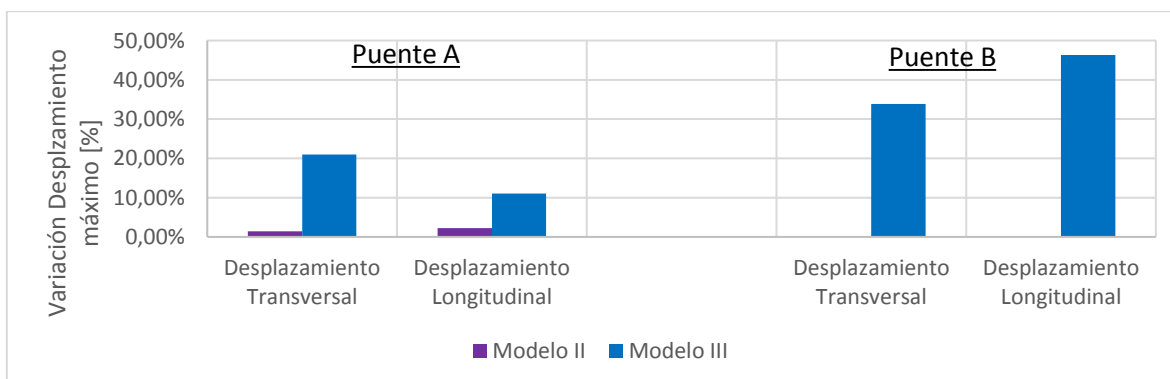
La Figura 5-3 indica la variación porcentual de la demanda de desplazamiento máximo de los distintos modelos respecto al modelo empotrado (modelo I). Se puede determinar de esta figura que la incorporación de la flexibilidad de los estribos (modelo II) no genera una variación significativa en el desplazamiento máximo del Puente A (variación menor al 2.3%). Por su parte la incorporación de la FSSF (modelo III) provoca un aumento importante en la demanda de desplazamiento, registrándose un aumento de 20.9% y 11.0% en la dirección transversal y longitudinal del Puente A, y un aumento de 33.8% y 46.3% en la dirección transversal y longitudinal del Puente B.

Tabla 5-2. Información modal Puente A y Puente B

		Puente A		
Modo	Tipo	Periodo , T [s]		
		Modelo I	Modelo II	Modelo III
1	Longitudinal	0.825	0.835	0.891
2	Transversal	0.666	0.669	0.745
3	Torsional	0.571	0.577	0.582
		Puente B		
Modo	Tipo	Periodo , T [s]		
		Modelo I	Modelo II	Modelo III
1	Longitudinal	0.705	-	0.841
2	Transversal	0.597	-	0.665
3	Torsional	0.445	-	0.456

Tabla 5-3. Desplazamiento máximo Puente A y Puente B

		Puente A		
Dirección		Desplazamiento Máximo, d [cm]		
		Modelo I	Modelo II	Modelo III
Transversal		6.12	6.20	7.40
Longitudinal		8.83	9.03	9.80
		Puente B		
Dirección		Desplazamiento Máximo, d [cm]		
		Modelo I	Modelo II	Modelo III
Transversal		5.45	-	7.29
Longitudinal		8.04	-	11.76


Figura 5-2. Variación Periodo de los Tres Primeros Modos Respecto al Modelo I

Figura 5-3. Variación Desplazamiento Máximo Respecto al Modelo I

5.2. Análisis Estático No Lineal Incremental (pushover)

Se realizó un análisis pushover con el Método de la ATC-40 (1996) descrito en la sección 2.4.3.3. Este análisis permitió obtener la curva de capacidad y los puntos de desempeño asociados a diferentes movimientos sísmicos.

Para obtener las curvas de capacidad se definieron dos casos de carga, uno en dirección transversal y otro en dirección longitudinal (ver Figura 5-4). En cada caso se aplica un campo de desplazamiento en el centro de masa de la superestructura. Estos desplazamientos son incrementales y se aplican en la dirección del caso de carga analizado (transversal o longitudinal).

Para determinar los puntos de desempeño fueron seleccionados diez espectros de aceleración, los que se ilustran en la Figura 5-5. Estos espectros están asociados a diez registros sísmicos del Terremoto del Maule (2010) y fueron generados considerando un amortiguamiento del 5%. Un resumen de las características de estos registros se indica en la Tabla 5-4.

Se puede apreciar en la Tabla 5-4 que el registro con mayor aceleración máxima del suelo, PGA (*peak ground acceleration*), corresponde a la estación de Constitución en la componente T, y con el menor PGA al de la estación Santiago Centro en la componente L. Por su parte en la Figura 5-5, se puede observar que los espectros, vinculados a los diez registros sísmicos, superan ampliamente el valor máximo de aceleración absoluta de los espectros de aceleración del Manual de Carreteras asociados al Puente A y al Puente B.

La elección de los espectros de aceleración, se basó en que estos presentan un comportamiento sísmico bastante diverso, tal como se puede apreciar en la Figura 5-5. En dicha figura, se puede observar que la magnitud de la aceleración máxima absoluta de los espectros seleccionados oscila entre 0,74 y 3,40 veces la aceleración de gravedad. Por su parte, el periodo T en que se produce la máxima aceleración de cada espectro, oscila en el rango de 0,14 y 0,96 segundos. Esta variabilidad en las características sísmicas que presentan los diez espectros seleccionados, permite abarcar un rango amplio para representar la demanda sísmica que se utilizará en el análisis de cada modelo.

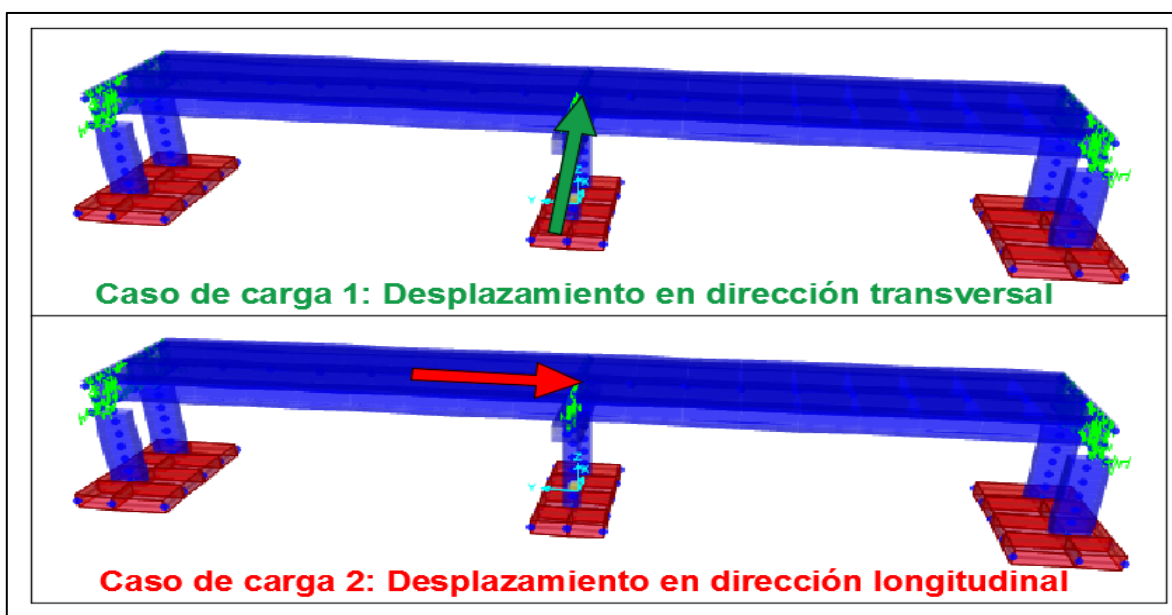


Figura 5-4. Casos de Carga Asociados al Análisis No Lineal

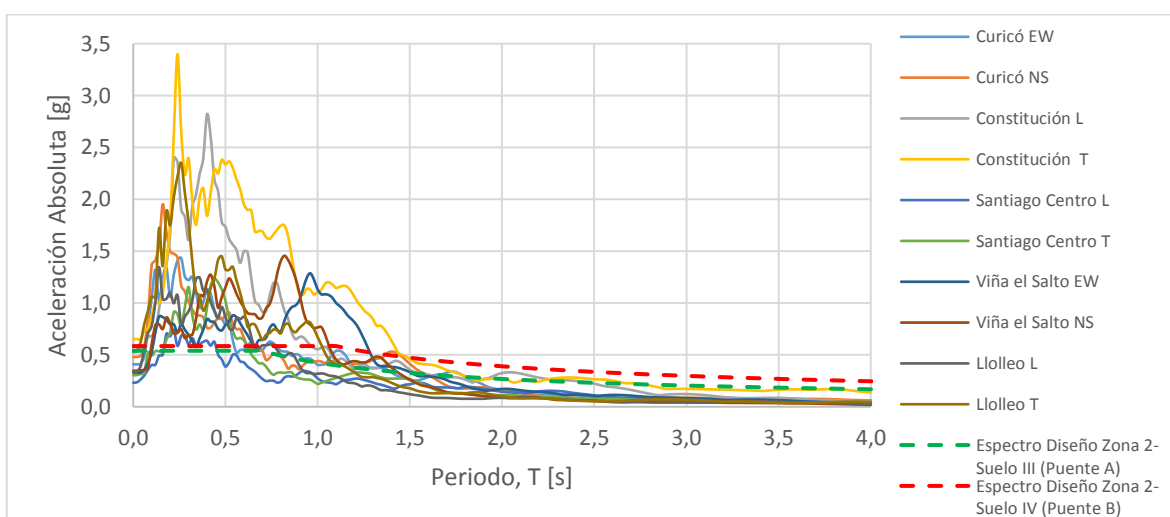


Figura 5-5. Espectros de Aceleración con Amortiguamiento de 5%

Tabla 5-4. Resumen registros sísmicos del Terremoto del Maule (2010)

N°	Estación	Componente	PGA
			[g]
1	Curicó	EW	0.41
2	Curicó	NS	0.47
3	Constitución	L	0.54
4	Constitución	T	0.63
5	Santiago Centro	L	0.21
6	Santiago Centro	T	0.31
7	Viña el Salto	EW	0.34
8	Viña el Salto	NS	0.35
9	Llolleo	L	0.33
10	Llolleo	T	0.56

5.2.1. Resultados Puente A – Modelo I

En la Figura 5-6 y Figura 5-7 se ilustran las curvas de capacidad y los puntos de desempeño para cada registro sísmico, correspondientes al Modelo I del Puente A (modelo empotrado).

La curva de capacidad en la dirección transversal (ver Figura 5-6) es caracterizada por los siguientes puntos:

- P1 (d=4.30cm): Límite de proporcionalidad de la curva carga-deformación de las placas de apoyo de los estribos.
- P2 (d=4.83cm): Límite de proporcionalidad de la curva carga-deformación de las placas de apoyo de la cepa.
- P3 (d=10.00cm): Comienza el cierre del espacio entre el tablero y los topes sísmicos interiores de ambos estribos.
- P4 (d=11.80cm): Comienza el cierre del espacio entre el tablero y los topes sísmicos interiores de la cepa.
- P5 (d=13.80cm): Cierre del espacio entre el tablero y los topes sísmicos de los estribos. Los topes interiores alcanzan su nivel máximo de resistencia y los exteriores comienzan a aportar rigidez.
- P6 (d=14.51cm): Inicio de la formación de rótulas plásticas en las columnas de la cepa central. Se comienza con la rótula superior e inferior en la columna C1 (d=14.51cm) y se finaliza con la rótula superior e inferior en la columna C2 (d=15.76cm).
- P7 (d=15.04cm): Topes sísmicos exteriores de ambos estribos alcanzan el Nivel 1 de su curva carga-deformación.
- P8 (d=15.76cm): Topes sísmicos exteriores de ambos estribos alcanzan el Nivel 2 de su curva carga-deformación.
- P9 (d=19.87cm): Topes sísmicos interiores de ambos estribos no aportan más rigidez.
- P10 (d=31.13cm): Topes sísmicos exteriores de ambos estribos alcanzan el Nivel 3 de su curva carga-deformación.
- P11 (d=34.06cm): Topes sísmicos exteriores de ambos estribos alcanzan el Nivel 4 de su curva carga-deformación.
- P12 (d=34.36cm): Topes sísmicos exteriores de ambos estribos alcanzan el Nivel 5 de su curva carga-deformación.

En la dirección longitudinal (ver Figura 5-7), la curva de capacidad es caracterizada por los siguientes puntos:

- P1 (d=3.80cm): Límite de proporcionalidad de la curva carga-deformación de las placas de apoyo del estribo activo.
- P2 (d=4.20cm): Límite de proporcionalidad de la curva carga-deformación de las placas de apoyo del estribo pasivo.
- P3 (d=10cm): Cierre del espacio entre el tablero y el muro espaldar del estribo.

5.2.2. Resultados Puente A – Modelo II

En la Figura 5-8 y Figura 5-9 se ilustran las curvas de capacidad y los puntos de desempeño para cada registro sísmico, correspondientes al Modelo II del Puente A (modelo que incluye la flexibilidad de los estribos)

La curva de capacidad en la dirección transversal (ver Figura 5-8) es caracterizada por los siguientes puntos:

- P1 (d=4.38cm): Límite de proporcionalidad de la curva carga-deformación de las placas de apoyo de los estribos
- P2 (d=4.83cm): Límite de proporcionalidad de la curva carga-deformación de las placas de apoyo de la cepa.
- P3 (d=10.16cm): Comienza el cierre del espacio entre el tablero y los topes sísmicos interiores de ambos estribos.
- P4 (d=12.80cm): Comienza el cierre del espacio entre el tablero y los topes sísmicos interiores de la cepa.
- P5 (d=14.23cm): Cierre del espacio entre el tablero y los topes sísmicos de los estribos. Los topes interiores alcanzan su nivel máximo de resistencia y los exteriores comienzan a aportar rigidez. Inicio de la formación de rótulas plásticas en las columnas de la cepa central. Se comienza con la rótula superior en la columna C1, posteriormente con rótula inferior en la C1 y la superior en la C2 (d=15.18cm), y finalmente con la rótula inferior en la C2 (d=15.73cm).
- P6 (d=15.78cm): Topes sísmicos exteriores de ambos estribos alcanzan el Nivel 1 de su curva carga-deformación.
- P7 (d=16.32cm): Topes sísmicos exteriores de ambos estribos alcanzan el Nivel 2 de su curva carga-deformación.
- P8 (d=20.05cm): Topes sísmicos interiores de ambos estribos no aportan más rigidez.
- P9 (d=31.37cm): Topes sísmicos exteriores de ambos estribos alcanzan el Nivel 3 de su curva carga-deformación.
- P10 (d=34.29cm): Topes sísmicos exteriores de ambos estribos alcanzan el Nivel 4 de su curva carga-deformación.

- P11 (d=34.50cm): Topes sísmicos exteriores de ambos estribos alcanzan el Nivel 5 de su curva carga-deformación.

En la dirección longitudinal (ver Figura 5-9), la curva de capacidad es caracterizada por los siguientes puntos:

- P1 (d=3.87cm): Límite de proporcionalidad de la curva carga-deformación de las placas de apoyo del estribo activo.
- P2 (d=4.23cm): Límite de proporcionalidad de la curva carga-deformación de las placas de apoyo del estribo pasivo.
- P3 (d=10.00cm): Cierre del espacio entre el tablero y el muro espaldar del estribo.
- P4 (d=11.00cm): Comienza la incursión no lineal del terraplén que embebe las pilas del estribo activo.
- P5 (d=13.00cm): Se alcanza la máxima resistencia pasiva del suelo de relleno que empuja sobre el muro espaldar del estribo activo.
- P6 (d=14.00cm): Incursión en el rango no lineal de las placas de apoyo de la cepa.
- P7 (d=17.00cm): Formación de rótulas plásticas inferiores en las pilas del estribo activo.
- P8 (d=20.00cm): Formación de rótulas plásticas inferiores en las columnas de la cepa.

5.2.3. Resultados Puente A – Modelo III

En la Figura 5-10 y Figura 5-11 se ilustran las curvas de capacidad y los puntos de desempeño para cada registro sísmico, correspondientes al Modelo III del Puente A (modelo que incluye la flexibilidad de los estribos y el sistema de fundación).

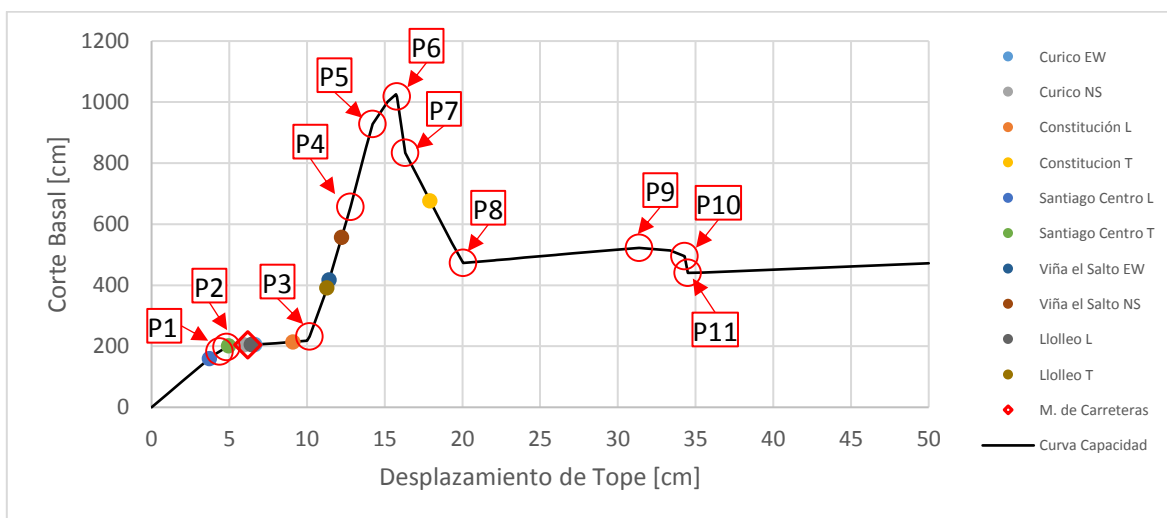
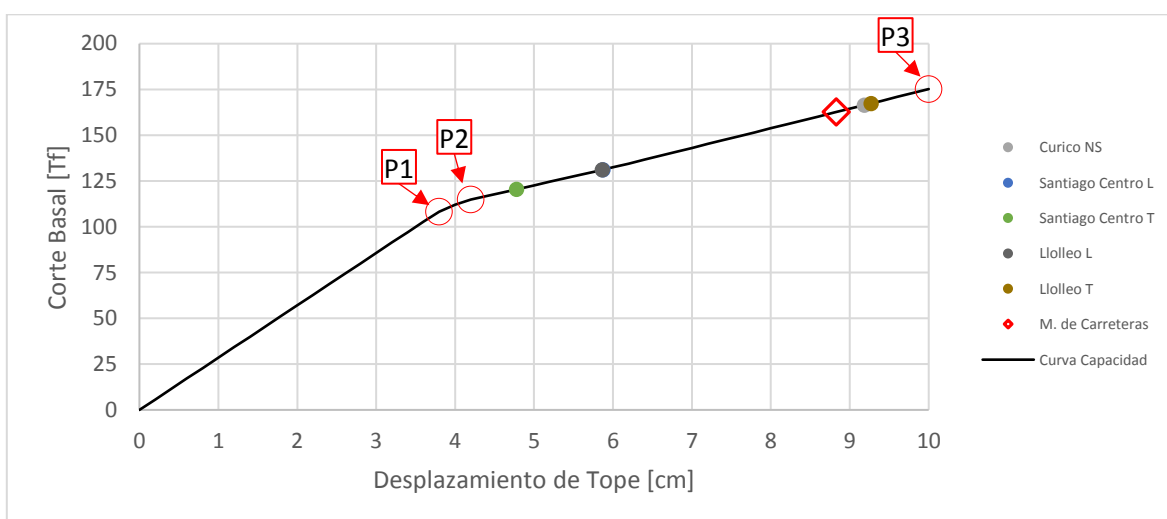
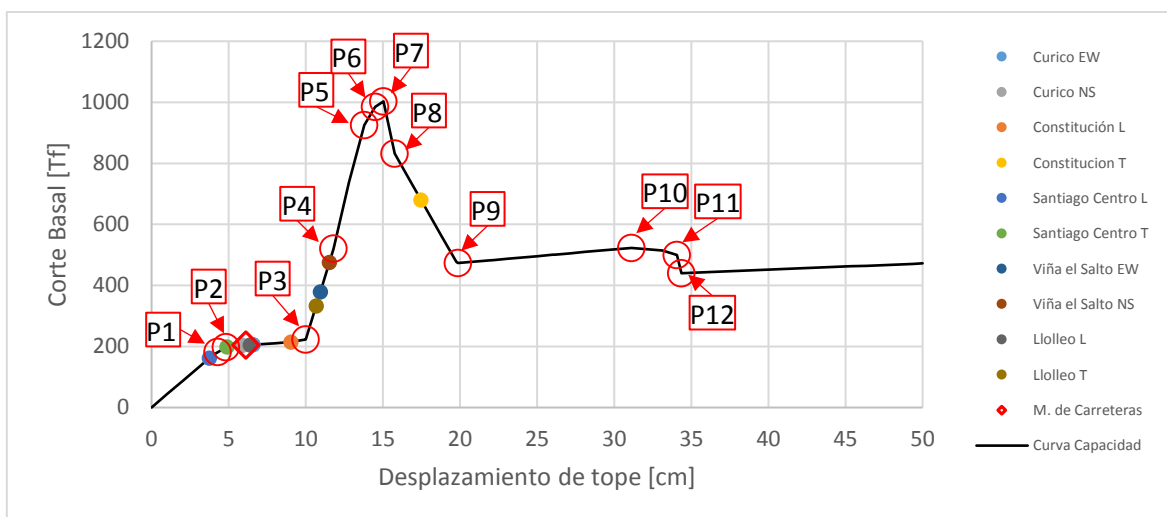
La curva de capacidad en la dirección transversal (ver Figura 5-10) es caracterizada por los siguientes puntos:

- P1 (d=4.44cm): Límite de proporcionalidad de la curva carga-deformación de las placas de ambos estribos.
 - P2 (d=7.01cm): Límite de proporcionalidad de la curva carga-deformación de las placas de apoyo de la cepa.
 - P3 (d=10.24cm): Comienza el cierre del espacio entre el tablero y los topes sísmicos interiores de ambos estribos.
 - P4 (d=14.24cm): Comienza el cierre del espacio entre el tablero y los topes sísmicos interiores de la cepa.
-

- P5 (d=15.35cm): Cierre del espacio entre el tablero y los topes sísmicos de los estribos. Los topes interiores alcanzan su nivel máximo de resistencia y los exteriores comienzan a aportar rigidez.
- P6 (d=16.35cm): Topes sísmicos exteriores de ambos estribos alcanzan el Nivel 1 de su curva carga-deformación.
- P7 (d=16.77cm): Topes sísmicos exteriores de ambos estribos alcanzan el Nivel 2 de su curva carga-deformación.
- P8 (d=20.20cm): Topes sísmicos interiores de ambos estribos no aportan más rigidez.
- P9 (d=31.58cm): Topes sísmicos exteriores de ambos estribos alcanzan el Nivel 3 de su curva carga-deformación.
- P10 (d=34.49cm): Topes sísmicos exteriores de ambos estribos alcanzan el Nivel 4 de su curva carga-deformación.
- P11 (d=34.64cm): Topes sísmicos exteriores de ambos estribos alcanzan el Nivel 5 de su curva carga-deformación.
- P12 (d=36.64cm): Inicio de la formación de rótulas plásticas en las columnas de la cepa central. Se comienza con la rótula superior en la columna C1, posteriormente con la rótula superior en la C2 (d=47.64cm) y con la inferior en la C2 (d=49.64cm).

En la dirección longitudinal (ver Figura 5-11), la curva de capacidad es caracterizada por los siguientes puntos:

- P1 (d=3.90cm): Límite de proporcionalidad de la curva carga-deformación de las placas de apoyo del estribo activo.
- P2 (d=4.19cm): Límite de proporcionalidad de la curva carga-deformación de las placas de apoyo del estribo pasivo.
- P3 (d=10.00cm): Cierre del espacio entre el tablero y el muro espaldar del estribo.
- P4 (d=11.58cm): Comienza la incursión no lineal del terraplén que embebe las pilas del estribo activo.
- P5 (d=12.58cm): Se alcanza la máxima resistencia pasiva del suelo de relleno que empuja sobre el muro espaldar del estribo activo.
- P6 (d=32.58cm): Incursión en el rango no lineal de las placas de apoyo de la cepa.
- P7 (d=37.58cm): Formación de rótulas plásticas inferiores en las pilas del estribo activo.
- P8 (d=20.00cm): Formación de rótulas plásticas inferiores en las columnas de la cepa.



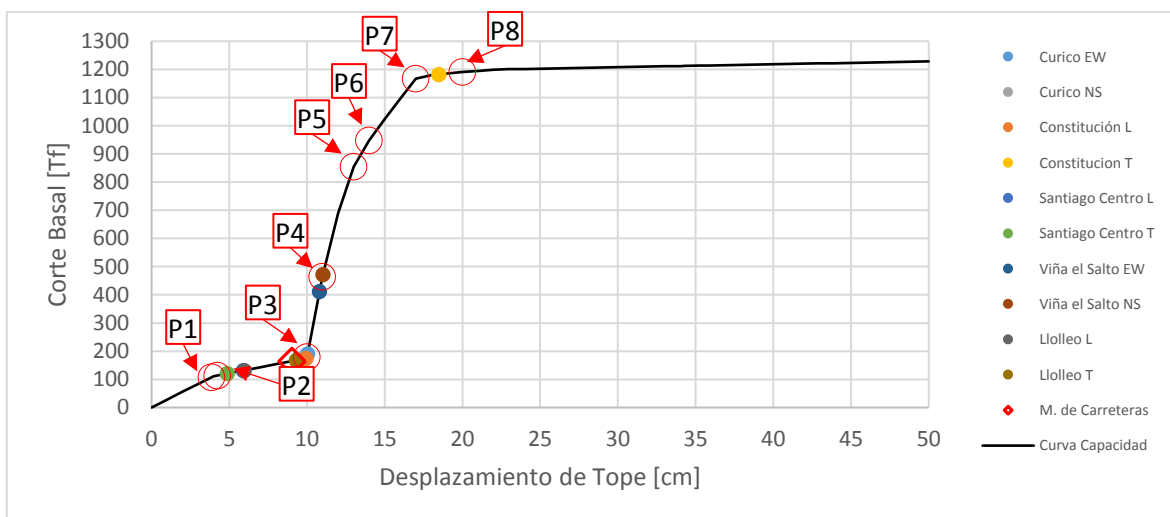


Figura 5-9. Curva de Capacidad y Puntos de Desempeño Puente A - Modelo II - Dirección Longitudinal

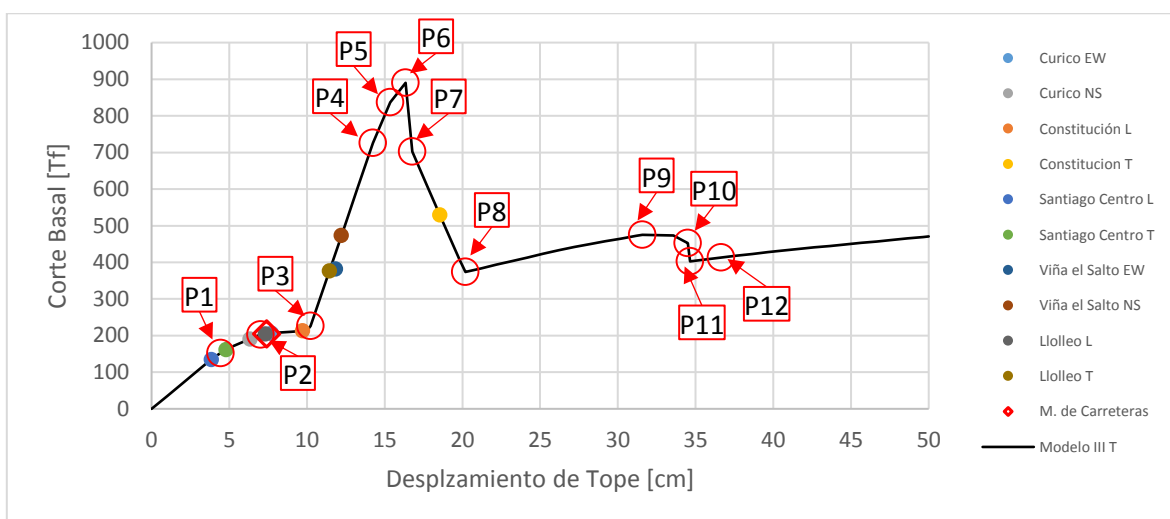


Figura 5-10. Curva de Capacidad y Puntos de Desempeño Puente A Modelo III-Dirección Transversal

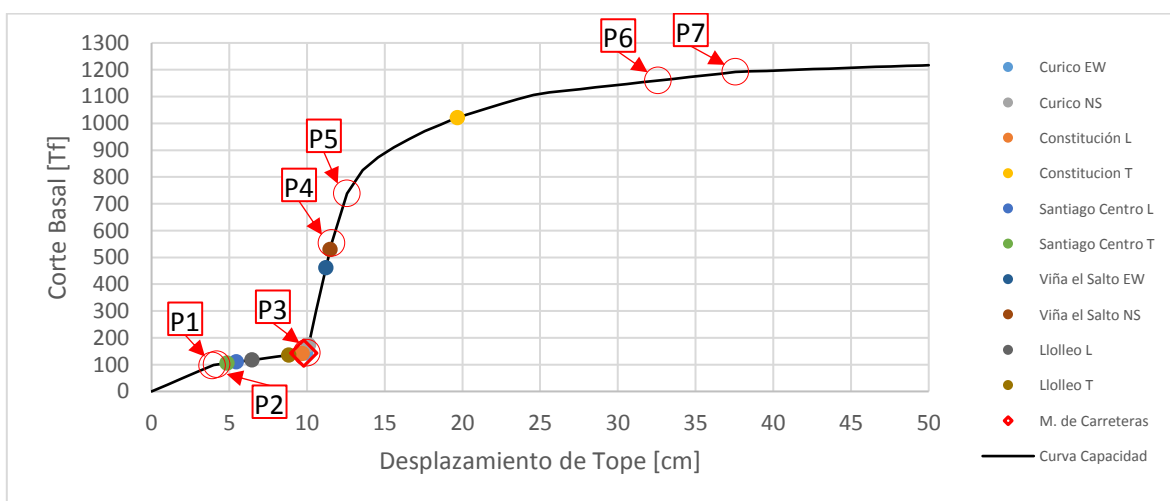


Figura 5-11. Curva de Capacidad y Puntos de Desempeño Puente A Modelo III-Dirección Longitudinal

5.2.4. Resultados Puente B – Modelo I

En la Figura 5-12 y Figura 5-13 se ilustran las curvas de capacidad y los puntos de desempeño para cada registro sísmico, correspondientes al Modelo I del Puente B (modelo empotrado).

La curva de capacidad en la dirección transversal (ver Figura 5-12) es caracterizada por los siguientes puntos:

- P1 (d=3.00cm): Límite de proporcionalidad de la curva carga-deformación de las placas de apoyo de ambos estribos.
- P2 (d=6.50cm): Límite de proporcionalidad de la curva carga-deformación de las placas de apoyo de la cepa.
- P3 (d=9.91cm): Comienza el cierre del espacio entre el tablero y los topes sísmicos interiores de ambos estribos.
- P4 (d=11.41cm): Comienza el cierre del espacio entre el tablero y los topes sísmicos interiores de la cepa.
- P5 (d=12.38cm): Inicio de la formación de rótulas plásticas en las columnas de la cepa central. Se comienza con la rótula superior e inferior en la columna C1. Posteriormente con la rótula superior e inferior en la C2 (d=12.63cm), la inferior en la C3 (d=12.88) y la superior en la C2 (d=13.13cm).
- P6 (d=23.96cm): Cierre del espacio entre el tablero y los topes sísmicos interiores de los estribos. Estos topes alcanzan su nivel máximo de resistencia.
- P7 (d=24.46cm): Topes sísmicos interiores de ambos estribos no aportan más rigidez.

En la dirección longitudinal (ver Figura 5-13), la curva de capacidad es caracterizada por los siguientes puntos:

- P1 (d=2.60cm): Límite de proporcionalidad de la curva carga-deformación de las placas de apoyo del estribo activo.
- P2 (d=3.00cm): Límite de proporcionalidad de la curva carga-deformación de las placas de apoyo del estribo pasivo.
- P3 (d=10.00cm): Cierre del espacio entre el tablero y el muro espaldar del estribo.

5.2.5. Resultados Puente B – Modelo III

En la Figura 5-14 y Figura 5-15 se ilustran las curvas de capacidad y los puntos de desempeño para cada registro sísmico, correspondientes al Modelo III del Puente B (modelo que incluye la flexibilidad de los estribos y el sistema de fundación).

La curva de capacidad en la dirección transversal (ver Figura 5-14) es caracterizada por los siguientes puntos:

- P1 (d=3.00cm): Límite de proporcionalidad de la curva carga-deformación de las placas de apoyo de ambos estribos.
- P2 (d=9.25cm): Límite de proporcionalidad de la curva carga-deformación de las placas de apoyo de la cepa.
- P3 (d=10cm): Comienza el cierre del espacio entre el tablero y los topes sísmicos interiores de ambos estribos.
- P4 (d=14.00cm): Comienza la incursión no lineal del terraplén que embebe las pilas del estribo.
- P4 (d=15.15cm): Comienza el cierre del espacio entre el tablero y los topes sísmicos interiores de la cepa.
- P6 (d=15.90cm): Inicio de la formación de rótulas plásticas en las columnas de la cepa central. Se comienza con la rótula superior en la columna C2. Posteriormente con la rótula superior en la C1 (d=16.15cm), la inferior en la C2 (d=17.10cm), la superior la C3 (d=17.85cm), la inferior en la C1 (d=18.60cm) y finalmente la inferior en la C3 (d=20.35cm).
- P7 (d=23.49cm): Inicio de la formación de rótulas plásticas en los pilotes de ambos estribos. Estas rótulas se forman debajo de la viga cabecial del estribo y comienzan con la formación de rótulas plásticas en las pilas Pe1. Posteriormente con la rótula en las pilas Pe2 (d=30.97cm), en las pilas Pe4 (d=34.72cm) y finalmente en las pilas Pe3 (d=35.72cm).
- P8 (d=25.72cm): Se alcanza la máxima resistencia pasiva del suelo de relleno que empuja sobre los muros ala de ambos estribos.

En la dirección longitudinal (ver Figura 5-15), la curva de capacidad es caracterizada por los siguientes puntos:

- P1 (d=3.00cm): Límite de proporcionalidad de la curva carga-deformación de las placas de apoyo del estribo activo.
- P2 (d=3.75cm): Límite de proporcionalidad de la curva carga-deformación de las placas de apoyo del estribo pasivo.
- P3 (d=10.50cm): Cierre del espacio entre el tablero y el muro espaldar del estribo.
- P4 (d=11.75cm): Comienza la incursión no lineal del terraplén que embebe las pilas del estribo.
- P5 (d=13.00cm): Se alcanza la máxima resistencia pasiva del suelo de relleno que empuja sobre el muro espaldar del estribo activo.

- P6 (d=15.50cm): Fallan las barras de anclaje del estribo pasivo.
- P7 (d=20.47cm): Formación de rótulas plásticas en las pilas del estribo activo. Estas rótulas se forman debajo de la viga cabezal del estribo.
- P8 (d=28.47cm): Formación de rótulas plásticas inferiores en las columnas de la cepa.

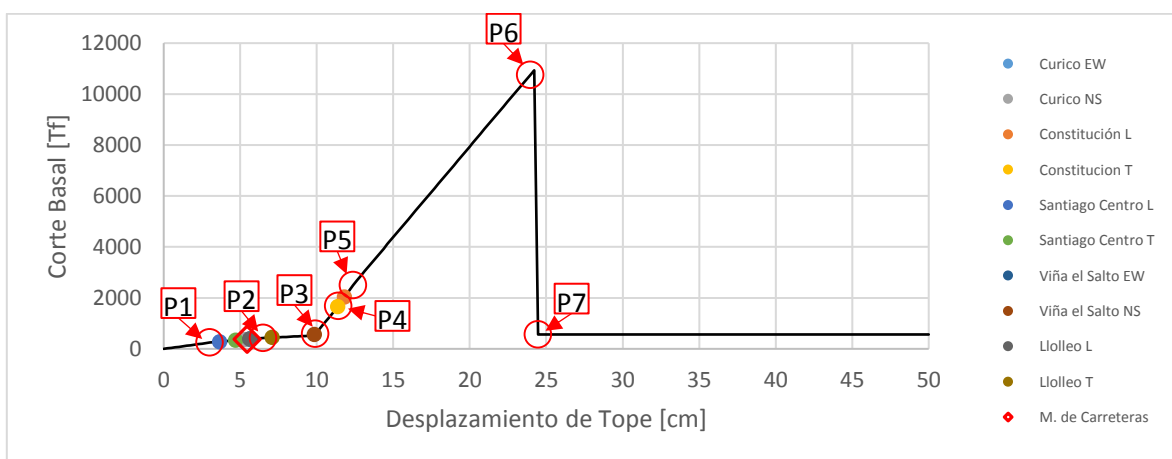


Figura 5-12. Curva de Capacidad y Puntos de Desempeño Puente B Modelo I-Dirección Transversal

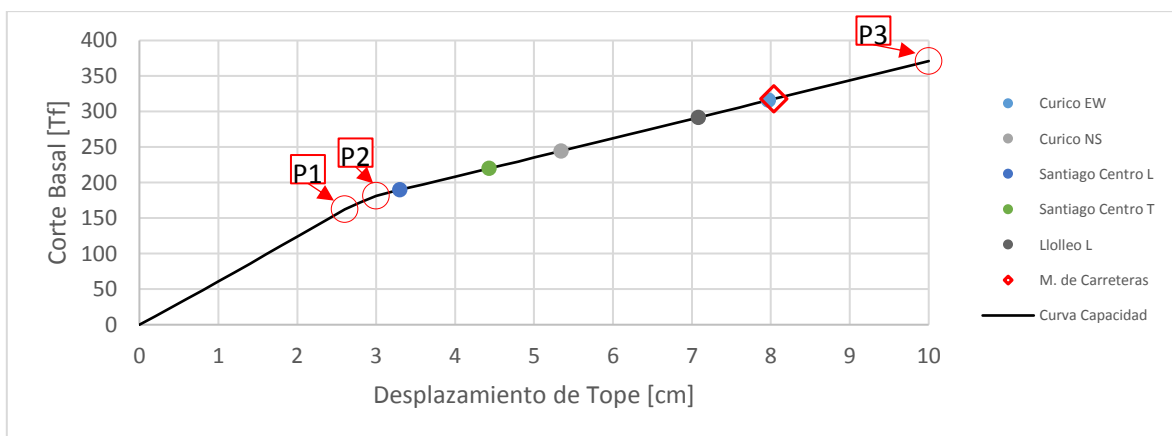


Figura 5-13. Curva de Capacidad y Puntos de Desempeño Puente B Modelo I-Dirección Longitudinal

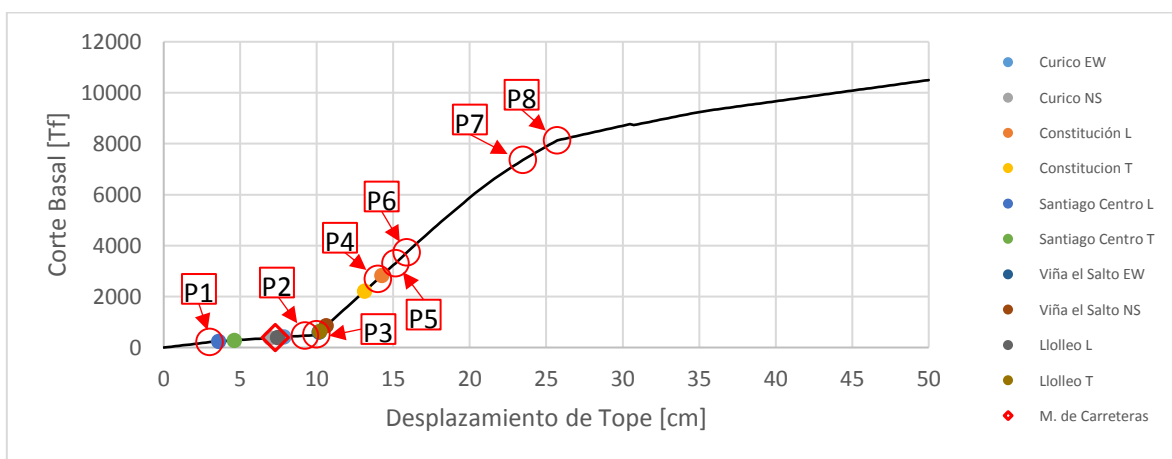


Figura 5-14. Curva de Capacidad y Puntos de Desempeño Puente B Modelo III-Dirección Transversal

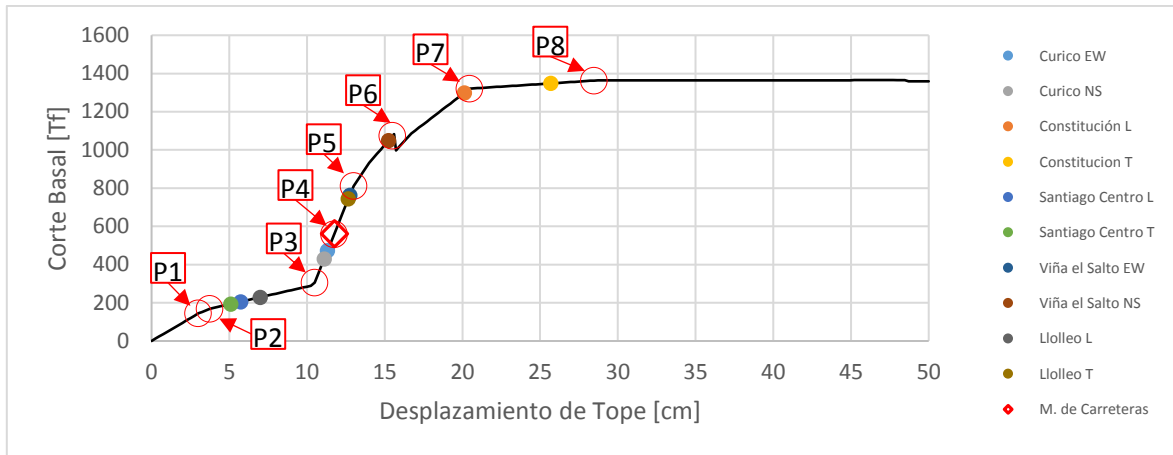


Figura 5-15. Curva de Capacidad y Puntos de Desempeño Puente B Modelo III-Dirección Longitudinal

5.2.6. Discusión de resultados

5.2.6.1. Curvas de capacidad Puente A - dirección transversal

La Figura 5-16 ilustra las curvas de capacidad en la dirección transversal del Puente A asociadas a los modelos I, II y III, donde se pueden observar dos tramos característicos. El *tramo 1* representa el comportamiento del puente previo al cierre del espacio entre el tablero y los topes sísmicos del estribo. La forma de la curva de capacidad en este tramo está influenciada principalmente por el comportamiento de las placas de apoyo. Esto debido a que todas las curvas presentan al inicio una zona lineal y posteriormente una meseta de fluencia, siendo este comportamiento característico de las curvas carga-deformación de las placas de apoyo. Entre los modelos I y II no se observan diferencias significativas, por lo que se puede concluir que la incorporación de la flexibilidad del estribo no afecta el comportamiento en este tramo. En el modelo III, la incorporación de la flexibilidad del sistema suelo-fundación (FSSF) provoca una pérdida de rigidez y un aumento del desplazamiento que produce la fluencia. Estos fenómenos son atribuibles a que la FSSF aporta mayor flexibilidad al sistema y además aumenta el desplazamiento que provoca alcanzar el límite de proporcionalidad de la curva carga-deformación de las placas de apoyo de la cepa, aumentándolo de 4.83 cm (modelo I) y 4.83 cm (modelo II) a 7.01 cm en la curva de capacidad del modelo III.

El *tramo 2* representa el comportamiento del puente una vez se ha iniciado el cierre del espacio entre el tablero y los topes sísmicos del estribo. La forma de la curva de capacidad en este tramo está influenciada principalmente por el comportamiento de los estribos. Esto debido a que todos los puntos que marcan un cambio de rigidez en las curvas son atribuibles a los distintos niveles de comportamiento de los topes sísmicos de los estribos. Además, se puede observar en la Figura 5-16 que el cierre del espacio entre el tablero y los topes sísmicos de la cepa no producen un efecto visible en tales curvas. Lo mismo ocurre con la aparición

de rótulas plásticas en las columnas de la cepa, las que tampoco generan un cambio notorio en las curvas de capacidad. En el modelo II, la incorporación de la flexibilidad de los estribos produce una leve pérdida de rigidez en el comienzo del *tramo 2*. Posterior a la falla de los topes sísmicos interiores no hay una diferencia notoria entre los modelos I y II. Por su parte en el modelo III, la incorporación de la FSSF provoca tanto una pérdida de rigidez como de resistencia en comparación con los modelos I y II.

Se puede observar en la Figura 5-16 que la incorporación de la FSSF provoca un aumento en el desplazamiento que define la aparición de rótulas plásticas en las columnas de la cepa, pasando de 14.51 cm (modelo I) y 14.23 cm (modelo II) a 36.64 cm en la curva de capacidad del modelo III. Esto se debe a que la FSSF adquiere parte de la deformación demandada al sistema de puente, lo que reduce la demanda de deformación en las columnas de la cepa.

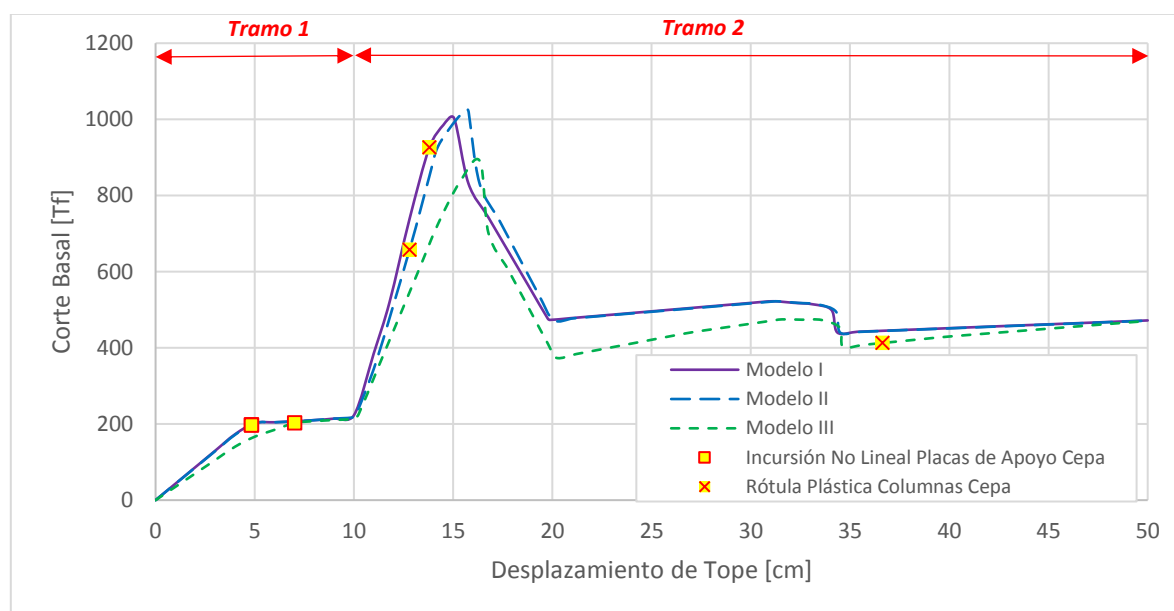


Figura 5-16. Curvas de Capacidad Puente A – Dirección Transversal

5.2.6.2. Curvas de capacidad Puente A - dirección longitudinal

La Figura 5-17 ilustra las curvas de capacidad en la dirección longitudinal del Puente A asociada a los modelos I, II y III. El no incorporar la flexibilidad del estribo no permitió evaluar desplazamientos que superen el cierre del espacio entre el tablero y el muro espaldar del estribo activo, por esta razón la curva del modelo I solo llega hasta los 10 cm.

En la Figura 5-17 se puede observar dos tramos característicos. El *tramo 1* representa el comportamiento del puente previo al cierre del espacio entre el tablero y el muro espaldar del estribo. Este tramo es caracterizado principalmente por el comportamiento de las placas de apoyo de la cepa y los estribos. Antes del cierre del espacio, solo se produce la incursión

no lineal de las placas de apoyo de los estribos, por lo que no se produce una meseta de fluencia en las curvas. Entre los modelos I y II no se observan diferencias significativas, por lo que se puede concluir que la incorporación de la flexibilidad del estribo no afecta el comportamiento en este tramo. En el modelo III, la incorporación de la FSSF provoca una pérdida de rigidez en comparación con los modelos I y II.

El *tramo 2* representa el comportamiento del puente iniciado el cierre del espacio entre el tablero y el muro espaldar del estribo activo. La forma de la curva de capacidad en este tramo está influenciada principalmente por el comportamiento del estribo activo. Esto debido a que los cambios de rigidez en las curvas son atribuibles principalmente a la incursión no lineal del suelo de relleno que empuja sobre el muro espaldar del estribo activo y a la formación de rótulas plásticas inferiores en las pilas del estribo activo. Además, se puede observar en la Figura 5-17 que la aparición de rótulas plásticas en las columnas de la cepa no produce un cambio notorio en la curva de capacidad del modelo II. En el modelo III, la incorporación de la FSSF produce una pérdida de rigidez notoria en el intervalo posterior a la incursión no lineal del suelo de relleno que empuja sobre el muro espaldar del estribo activo. Antes de esta incursión no lineal de suelo de relleno, el modelo III no presenta una diferencia significativa en comparación con el modelo II.

Respecto a la formación de rótulas plásticas en las columnas de la cepa, en el modelo II las rótulas aparecen a un desplazamiento de tope de 20 cm en la curva de capacidad. Por su parte la incorporación de la FSSF (modelo III) provoca que no se registre la aparición de rótulas al menos hasta los 50 cm de desplazamiento de tope. Esto permite concluir que la incorporación de la FSSF aumenta el desplazamiento que se requiere para la aparición de rótulas plásticas en la curva de capacidad.

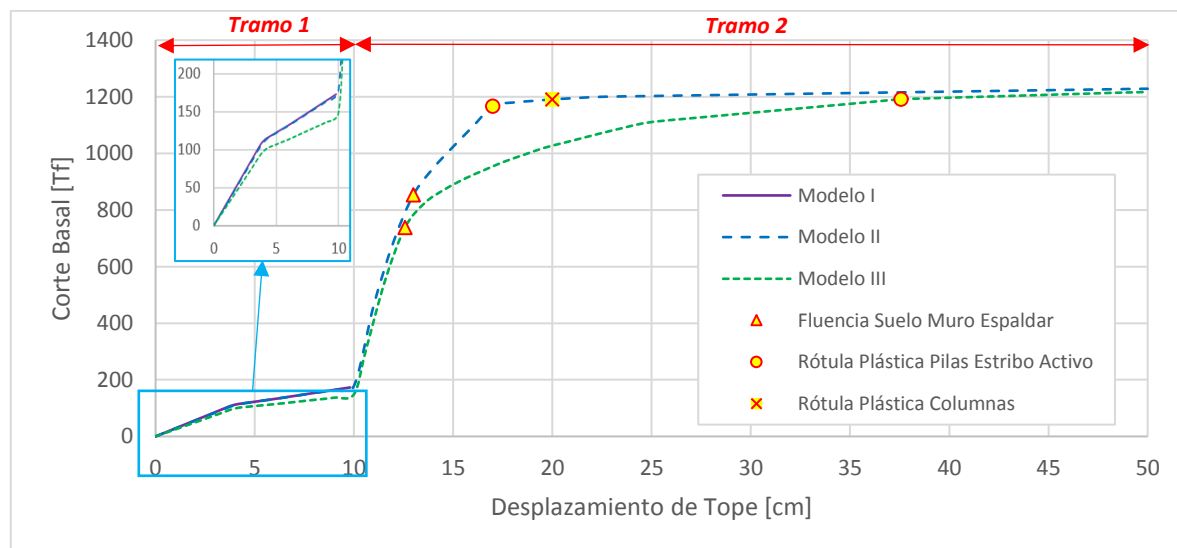


Figura 5-17. Curvas de Capacidad Puente A - Dirección Longitudinal

5.2.6.3. Curvas de capacidad Puente B - dirección transversal

La Figura 5-18 ilustra las curvas de capacidad en la dirección transversal del Puente B asociada a los modelos I, II y III. En esta figura se pueden observar dos tramos característicos.

El *tramo 1* es caracterizado principalmente por el comportamiento de las placas de apoyo y las barras de anclaje. Si bien se produce la incursión no lineal de las placas de apoyo de la cepa y los estribos, no se produce una meseta de fluencia debido al notorio aporte de rigidez de las barras de anclaje. En el modelo III, la incorporación de la FSSF provoca una pérdida de rigidez y un aumento del desplazamiento que provoca alcanzar el límite de proporcionalidad de las placas de apoyo de la cepa de 6.50 cm (modelo I) a 9.25 cm en la curva de capacidad del modelo III.

El *tramo 2* representa el comportamiento del puente iniciado por el cierre del espacio entre el tablero y los topes sísmicos del estribo. En el modelo III, la incorporación de la FSSF no solo produce una pérdida de rigidez posterior al cierre de este espacio, sino que también produce un cambio de forma entre ambas curvas. La curva del modelo I en el *tramo 2* presenta dos intervalos característicos. El primer intervalo está influenciado por el comportamiento de los topes sísmicos interiores del estribo hasta alcanzar la resistencia máxima y posteriormente la falla de estos elementos. Se puede apreciar en la Figura 5-18 que la formación de rótulas plásticas en las columnas de la cepa no produce un efecto notorio en este intervalo. El segundo intervalo es caracterizado por la rigidez de la cepa con las columnas ya rotuladas. Por su parte en el modelo III, la incorporación de la FSSF provoca una notoria pérdida de rigidez y resistencia en comparación con el modelo I. En este modelo, la curva de capacidad está influenciada principalmente por los estribos. Esto debido a que el cambio de rigidez en esta curva es atribuible a la incursión no lineal del suelo de relleno que empuja sobre los muros ala del estribo. Además, se puede observar en la Figura 5-18 que la aparición de rótulas plásticas en las columnas de la cepa no produce un efecto visible en la curva del modelo III.

De la Figura 5-18 se puede determinar que la incorporación de la FSSF provoca un aumento leve del desplazamiento que define la aparición de rótulas plásticas en las columnas de la cepa de 12.38 cm (modelo I) a 15.90 cm en la curva de capacidad del modelo III. Este aumento leve será causante de generar un comportamiento atípico en la variación de la demanda de ductilidad de las columnas de cepa. Este fenómeno es abordado y discutido en la evaluación de la respuesta de las columnas de la cepa del Puente B en la sección 5.3.2.

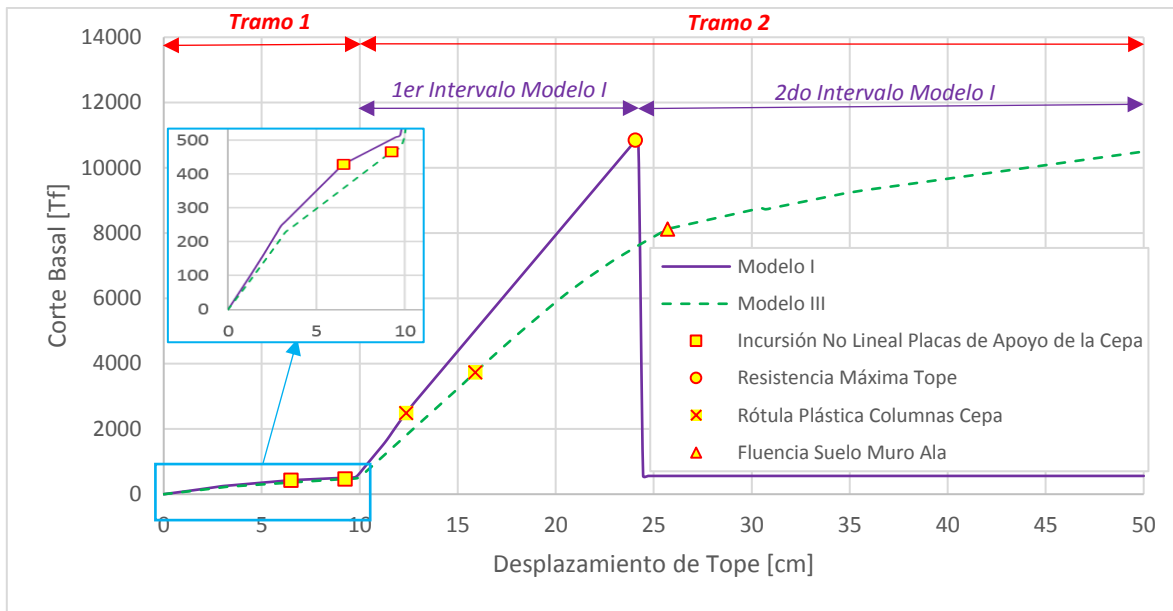


Figura 5-18. Curvas de Capacidad Puente B – Dirección Transversal

5.2.6.4. Curvas de capacidad Puente B - dirección longitudinal

La Figura 5-19 ilustra las curvas de capacidad en la dirección longitudinal del Puente B asociada a los modelos I y III. En la figura se pueden observar dos tramos característicos.

En el modelo I, al no incorporar la flexibilidad del estribo, cuando se cierra el espacio entre el tablero y el muro espaldar del estribo (10 cm), este último se comporta como un elemento infinitamente rígido, lo que detiene el movimiento del tablero. Por esta razón, la curva del modelo I solo llega hasta los 10cm.

Al igual que en la dirección transversal, el *tramo 1* es caracterizado principalmente por el comportamiento de las placas de apoyo y las barras de anclaje. Antes del cierre del espacio entre el tablero y el muro espaldar del estribo activo solo se produce la incurción no lineal de las placas de apoyo de los estribos. Esta situación, sumada al aporte considerable de las barras de anclaje evita que se produzca una meseta de fluencia en la curvas. En el modelo III, la incorporación de la FSSF provoca una pérdida de rigidez en el tramo y además retrasa levemente la incurción no lineal de las placas de apoyo del estribo activo de 2.60 cm (modelo I) a 3.00 cm y del estribo pasivo de 3.00 cm (modelo I) a 3.75 cm, en la curva de capacidad del modelo III.

El *tramo 2* representa el comportamiento del puente iniciado el cierre del espacio entre el tablero y el muro espaldar del estribo activo. La forma de la curva de capacidad en este tramo está influenciada principalmente por el comportamiento del estribo activo y las barras de anclaje del estribo pasivo. Esto debido a que los cambios de rigidez en las curvas son

atribuibles principalmente a la incursión no lineal del suelo de relleno que empuja sobre el muro espaldar del estribo activo, la falla de las barras de anclaje del estribo pasivo y a la formación de rótulas plásticas en los pilotes del estribo activo. Además, se puede observar en la Figura 5-19 que la aparición de rótulas plásticas en las columnas de la cepa no produce un efecto visible en la curva de capacidad del modelo III.

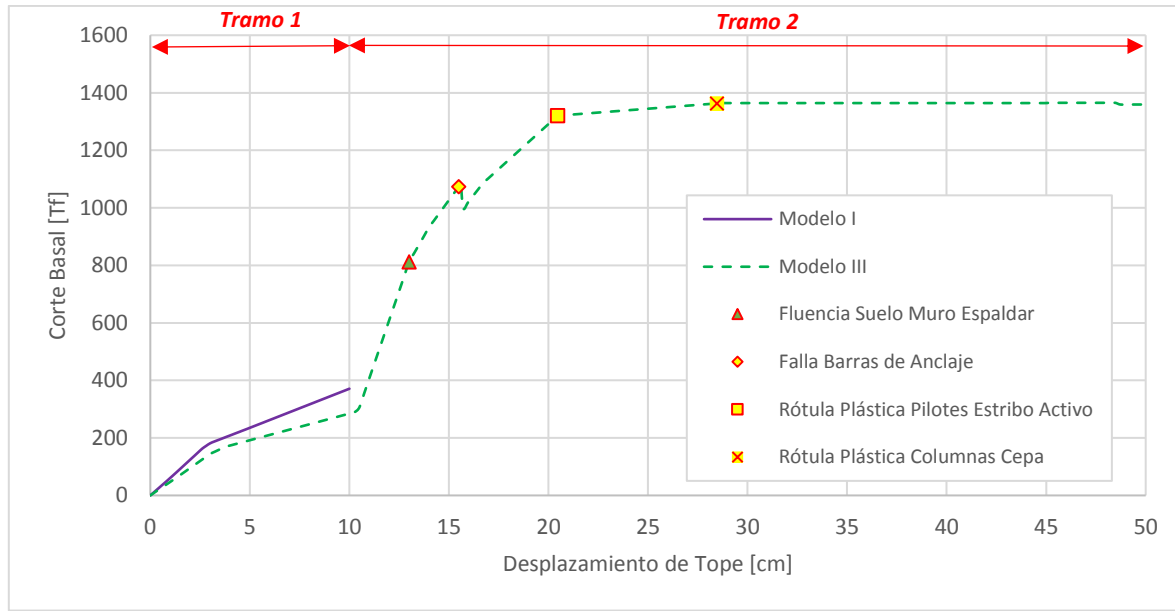


Figura 5-19. Curvas de Capacidad Puente B - Dirección Longitudinal

5.2.6.5. Aparición de rótulas plásticas en las columnas de la cepa del Puente A

Puente A - Caso de carga en dirección transversal

La Figura 5-20 ilustra el instante en que se inicia la aparición de rótulas plásticas en las columnas de la cepa en el caso de carga en dirección transversal, para los modelos I (Figura 5-20.a), II (Figura 5-20.b) y III (Figura 5-20.c). Se puede observar en esta figura, que el mecanismo de formación de rótulas plásticas difiere entre los modelos. En los modelos I y II, el inicio de la aparición de rótulas se caracteriza por la formación cuasi simultánea de las rótulas superior e inferior en la columna C1. Por su parte en el modelo III, el inicio de la aparición de rótulas se caracteriza por la formación de solo la rótula superior en la columna C1. Además, se puede observar en los modelos I y II, que toda la flexibilidad de la cepa se asocia a la deformación de las columnas, Δ_{Col} . En cambio, en el modelo III, la flexibilidad de la Cepa se asocia a la deformación de las columnas y al desplazamiento que aporta la incorporación de la flexibilidad del sistema suelo-zapata, Δ_{FSSF} . Esta capacidad de desplazamiento adicional, contribuida por la FSSF, es significativa en comparación con la flexibilidad propia de las columnas, y contribuye a aumentar el desplazamiento que define la aparición de rótulas plásticas en las columnas de la cepa.

Puente A - Caso de carga en dirección longitudinal

La Figura 5-21 ilustra el instante en que se inicia la aparición de rótulas plásticas en las columnas de la cepa en el caso de carga en dirección longitudinal, para los modelos II (Figura 5-21.b) y III (Figura 5-21.c). Como se mencionó en la sección 5.2.6.2, la curva de capacidad del Modelo I solo llega hasta los 10 cm, lo que no permite registrar la aparición de rótulas plásticas en las columnas de la cepa en este modelo (Figura 5-21.a).

Se puede observar en la Figura 5-21, que el inicio de la aparición de rótulas plásticas en los modelos II y III se caracteriza por la formación de las rótulas inferiores en las columnas C1 y C2. Además, se puede observar que en el modelo II, toda la flexibilidad de la Cepa se asocia a la deformación de las columnas, ΔCol . En cambio, en el modelo III, la flexibilidad de la Cepa se asocia a la deformación de las columnas y al desplazamiento que aporta la incorporación de la flexibilidad del sistema suelo-zapata, $\Delta FSSF$. Al igual que en el caso de carga en dirección transversal, esta capacidad de desplazamiento adicional, contribuida por la FSSF, es significativa en comparación con la flexibilidad propia de las columnas, y contribuye a aumentar el desplazamiento que define la aparición de rótulas plásticas en las columnas de la cepa.

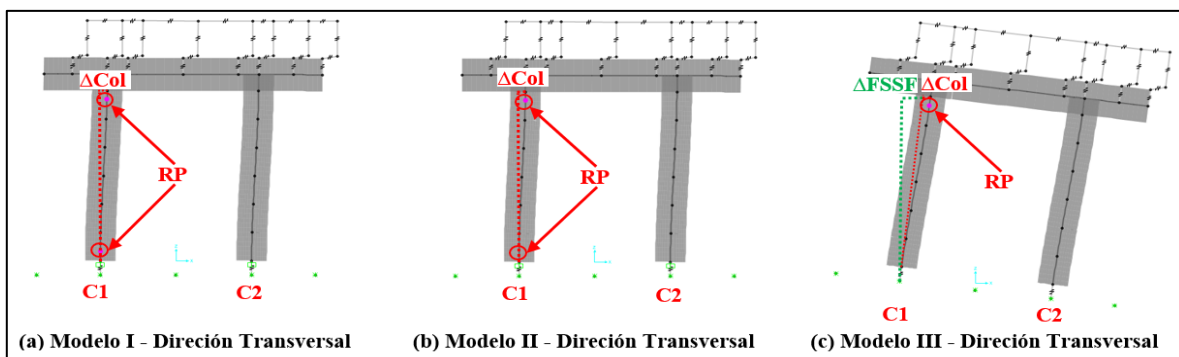


**Figura 5-20. Aparición de Rótulas Plásticas en las Columnas de la Cepa
Puente A – Caso de Carga en Dirección Transversal**

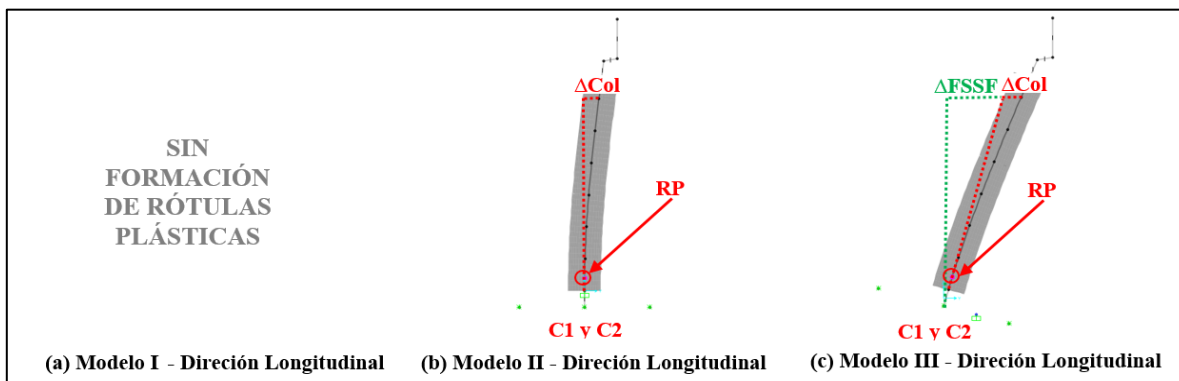


**Figura 5-21. Aparición de Rótulas Plásticas en las Columnas de la Cepa
Puente A – Caso de Carga en Dirección Longitudinal**

Puente B - Caso de carga en dirección transversal

La Figura 5-22 ilustra el instante en que se inicia la aparición de rótulas plásticas en las columnas de la cepa en el caso de carga en dirección transversal, para los modelos I (Figura 5-22.a) y III (Figura 5-22.b).

Se puede observar en la Figura 5-22, que el mecanismo de formación de rótulas plásticas difiere entre los modelos. En el modelo I, el inicio de la aparición de rótulas se caracteriza por la formación simultánea de las rótulas superiores e inferiores de las columnas C1 y C2. Por su parte en el modelo III, el inicio de la aparición de rótulas se caracteriza solo por la formación de la rótula superior en la columna C2. Además, se puede observar en el modelo I, que toda la flexibilidad de la cepa se asocia a la deformación de las columnas, Δ_{Col} . Por su parte en el modelo III, la flexibilidad de la Cepa se asocia a la deformación de las columnas y al desplazamiento que aporta la incorporación de la flexibilidad del sistema suelo-pilote, Δ_{FSSF} . Esta capacidad de desplazamiento adicional, contribuida por la FSSF, es significativa en comparación con la flexibilidad propia de las columnas, y contribuye a aumentar el desplazamiento que define la aparición de rótulas plásticas en las columnas de la cepa.

Puente B – Caso de Carga en Dirección Longitudinal

La Figura 5-23 ilustra el instante en que se inicia la aparición de rótulas plásticas en las columnas de la cepa en el caso de carga en dirección longitudinal para el Modelo III (Figura 5-23.b). Como se mencionó en la sección 5.2.6.4, la curva de capacidad del Modelo I solo llega hasta los 10 cm, lo que no permite registrar la aparición de rótulas plásticas en las columnas de la cepa en este modelo (Figura 5-23.a).

Se puede observar en el Modelo III, que el inicio de la aparición de rótulas plásticas se caracteriza por la formación de las rótulas inferiores en las columnas C1, C2 y C3. Además, se observa en esta figura, que la flexibilidad de la cepa se asocia a la deformación de las columnas y al desplazamiento que aporta la incorporación de la flexibilidad del sistema suelo-pilote, Δ_{FSSF} . Esta capacidad de desplazamiento, contribuida por la FSSF, es significativa en comparación con la flexibilidad propia de las columnas, y contribuye a aumentar el desplazamiento que define la aparición de rótulas plásticas en las columnas de la cepa.

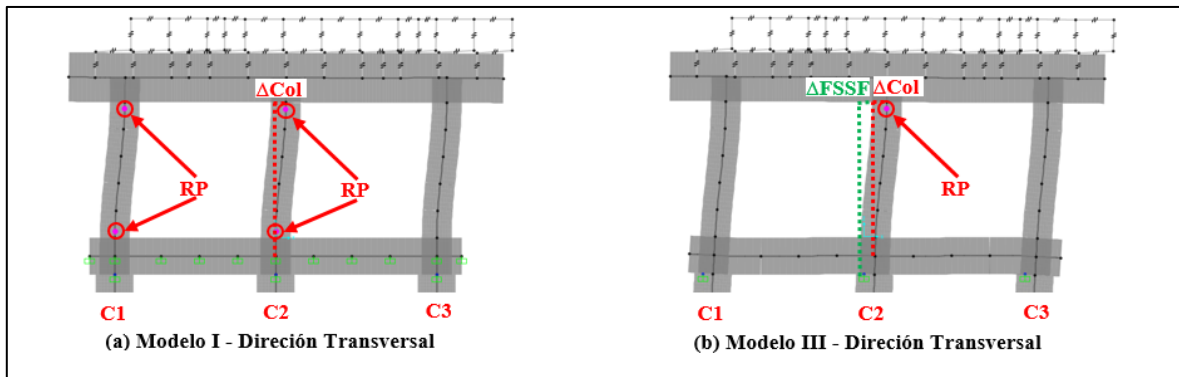


Figura 5-22. Aparición de Rótulas Plásticas en las Columnas de la Cepa Puente B – Caso de Carga en Dirección Transversal

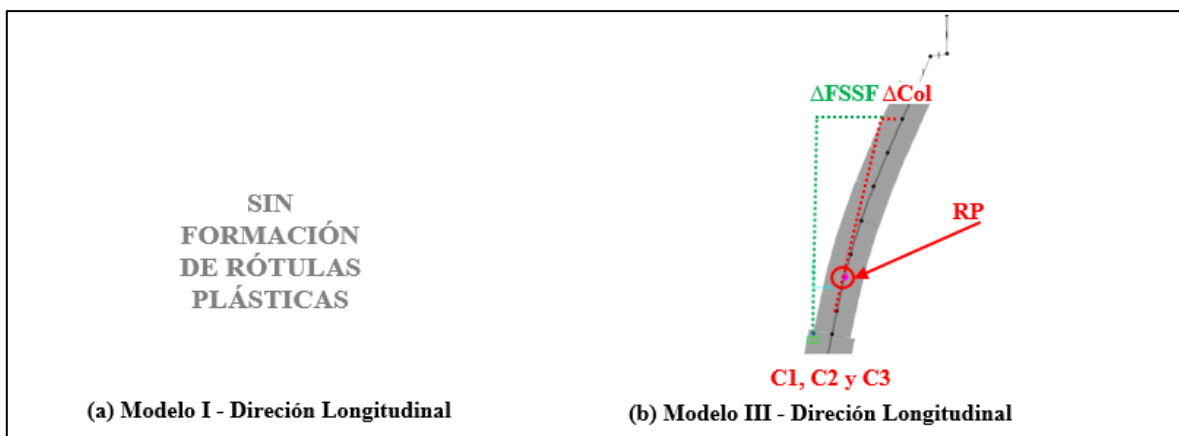


Figura 5-23. Aparición de Rótulas Plásticas en las Columnas de la Cepa Puente B – Caso de Carga en Dirección Longitudinal

5.2.6.6. Puntos de desempeño

La Figura 5-24, Figura 5-25, Figura 5-26 y Figura 5-27 indican los puntos de desempeño asociados a los puentes analizados. Los valores obtenidos fueron ordenados según el PGA de cada espectro de aceleración.

Puente A – Dirección Transversal: Se puede determinar de la Figura 5-24 que no hay grandes diferencias en la demanda de desplazamiento entre los modelos I y II, registrándose una variación promedio de +2.8%. En el modelo III, la incorporación de la FSSF provoca un aumento moderado en la demanda de desplazamiento, registrando una variación promedio de +7.4% y +5.2% respecto a los modelos I y II, y una variación máxima de +16.8% y +16.0% respecto a los modelos I y II.

Puente A – Dirección Longitudinal: En la Figura 5-25 se puede apreciar que no hay grandes diferencias en la demanda de desplazamiento entre los modelos I y II, registrándose una variación promedio de +1.8%. Por su parte en el modelo III, la incorporación de la FSSF

provoca un aumento moderado en la demanda de desplazamiento, registrando una variación promedio de +2.0% y +1.1% respecto a los modelos I y II, y una variación máxima +10.2% y +8.2% respecto a los modelos I y II.

Puente B – Dirección Transversal: En la Figura 5-26 se puede determinar que la incorporación de la FSSF provoca un aumento importante en la demanda de desplazamiento, registrando una variación promedio de 26.8% y una variación máxima de 79.4% respecto al modelo I.

Puente B – Dirección Longitudinal: Se puede observar en la Figura 5-27 que la incorporación de la FSSF provoca un aumento importante en la demanda de desplazamiento, registrando una variación promedio de +47.7% y una variación máxima de 74.0% respecto al modelo I.

Como se acaba de mencionar, los puntos de desempeño registran un aumento de moderado a importante en la demanda de desplazamiento producto de la incorporación de la FSSF. Esta demanda de desplazamiento es uno de los principales parámetros en un diseño basado en desempeño, por lo que la incorporación de la FSSF aumentaría la demanda de desplazamiento, y por tanto, afectaría directamente en esta metodología de diseño.

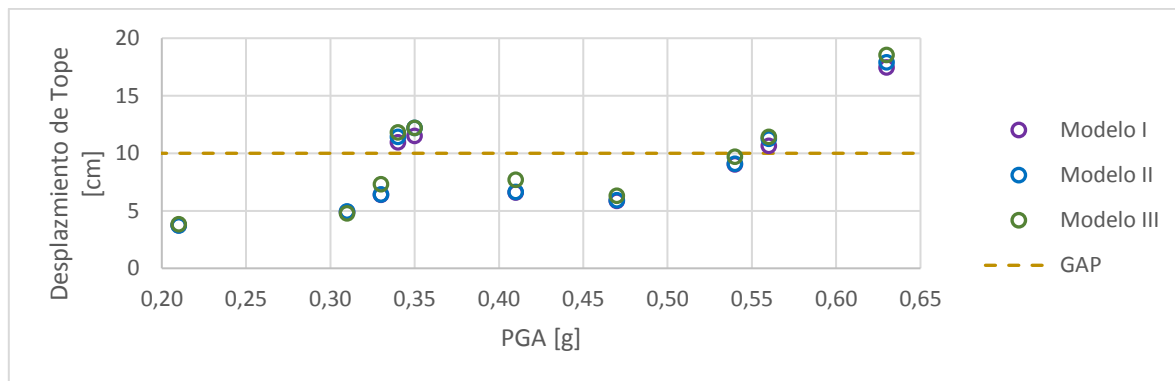


Figura 5-24. Desplazamientos de Tope Puente A – Dirección Transversal

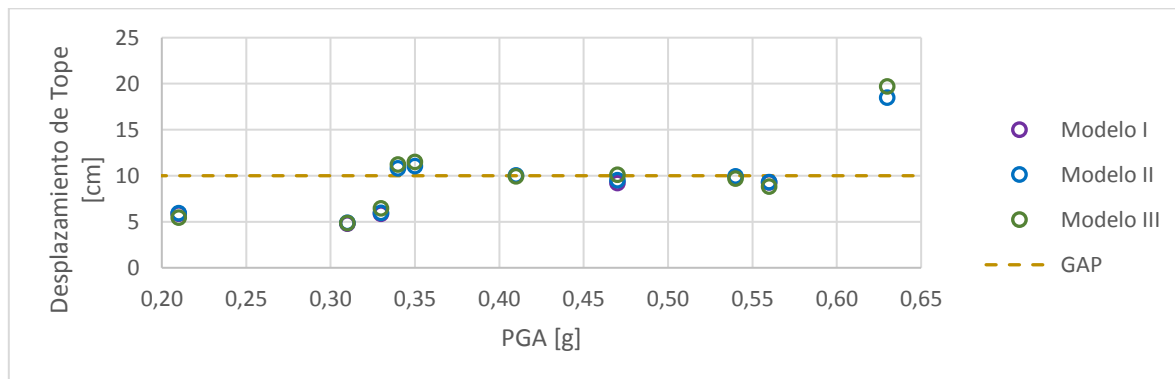


Figura 5-25. Desplazamiento de Tope Puente A - Dirección Longitudinal

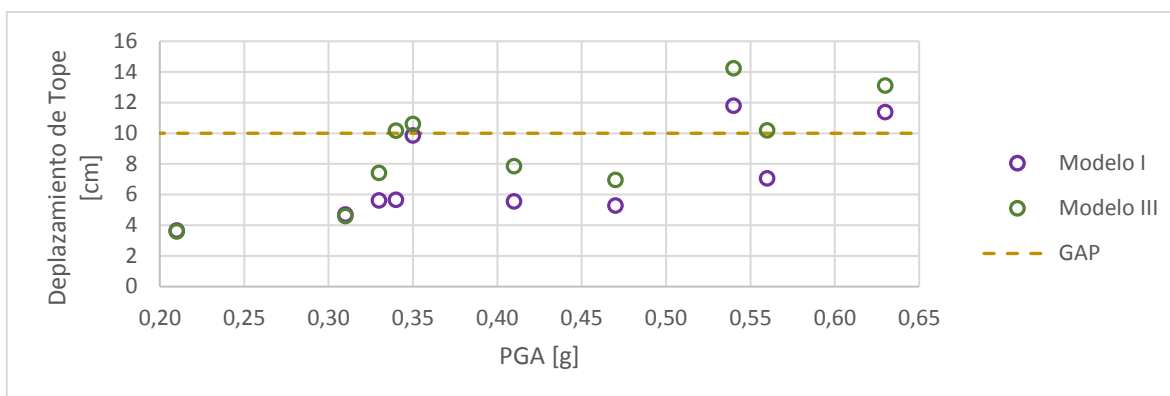


Figura 5-26. Desplazamientos de Tope Puente B – Dirección Transversal

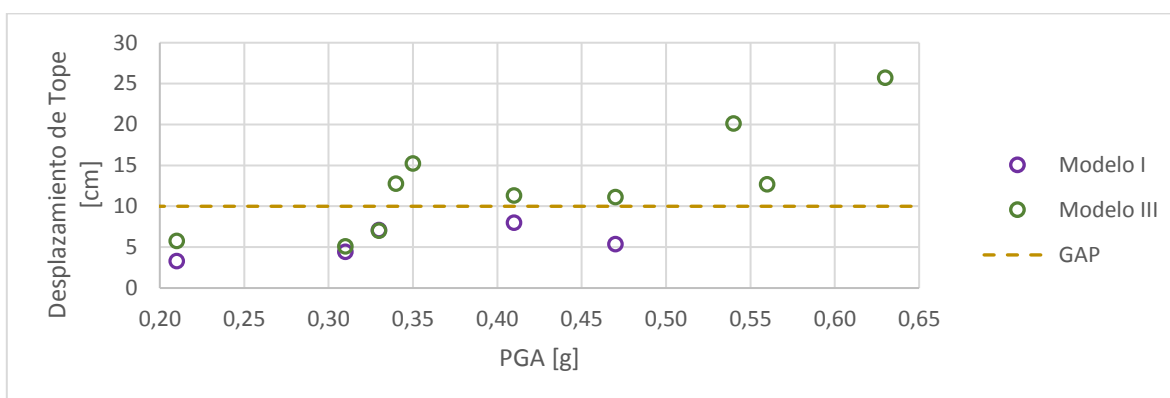


Figura 5-27. Desplazamientos de Tope Puente B – Dirección Longitudinal

5.3. Evaluación de Desempeño

En esta sección se presenta la evaluación de la respuesta sísmica de los componentes más relevantes de los puentes analizados. Esta evaluación se realizó en función de los puntos de desempeño obtenidos del análisis no lineal de la sección 5.2. Además, se incluyó la demanda asociada al espectro del Manual de Carreteras (2017), obtenida mediante el análisis lineal de la sección 5.1. Para evaluar la respuesta sísmica de los puentes se utilizaron los estados límites expuestos en la Tabla 5-5. Los resultados son presentados en gráficos. En estos gráficos los datos son ordenados según el valor del PGA asociado a cada espectro de aceleración.

Tabla 5-5. Estados límites de desempeño utilizados

Elemento	Descripción	DS1	DS2	DS3	DS4	Referencia
Placas de Apoyo	Deformación de corte γ	1.0	1.5	2.0	2.5	(Zhang & Huo, 2009)
Columnas	Ductilidad de desplazamiento δ/δ_y	1	1.2	1.76	4.76	(Zhang & Huo, 2009)
Estribo Activo	Desplazamiento [mm]	37	146	-	-	(Nielson, 2007)
Estribo Transversal	Desplazamiento [mm]	9.8	37.9	77.2	-	(Nielson, 2007)

Nota: DS1 = Daño Leve, DS2 = Daño Moderado, DS3 = Daño Importante y DS4 = Colapso

5.3.1. Placas de apoyo de la cepa

La Figura 5-28 indica los resultados asociados a la evaluación de la deformación de corte de las placas de apoyo de la cepa en los puentes analizados.

Puente A- Dirección Transversal: Se puede observar en la Figura 5-28(a) que gran parte de los espectros superan el estado limite DS1 (aproximadamente un 72%) y en algunos casos superan el límite DS4 asociado al colapso (aproximadamente un 27%). Además se puede apreciar que existe tal dispersión de datos, que para un mismo espectro se registran distintos niveles de daños entre los modelos. Se observa en la figura que no hay grandes diferencias entre los modelos I y II, registrándose una variación promedio de +1.5%. Por su parte en el modelo III, la incorporación de la FSSF tiende a disminuir la deformación de corte en las placas de apoyo de la cepa, registrando una variación promedio de -21.9% y -23.0% respecto a los modelos I y II, y una variación mínima de -32.1% y -33.1% respecto a los modelos I y II.

Puente A - Dirección Longitudinal: De la Figura 5-28(b) se puede apreciar que la dispersión de datos es acotada (sin variación del nivel de daño para un mismo espectro), excepto por el espectro asociada al registro de Constitución Transversal ($PGA=0.63g$). Solo en este espectro (Constitución T) se supera el nivel de daño DS1 e incluso llega por sobre el estado límite DS3. Se observa en la figura que no hay grandes diferencias entre los modelos I y II, registrándose una variación promedio de +1.8%. Por su parte en el modelo III, la incorporación de la FSSF tiende a disminuir la deformación de corte en las placas de apoyo de la cepa, registrando una variación promedio de -31.3% y -36.2% respecto a los modelos I y II, y una variación mínima de -38.1% y -66.6% respecto a los modelos I y II.

Puente B - Dirección Transversal: Se puede observar en la Figura 5-28(c) que gran parte de los espectros no superan el estado limite DS1 (aproximadamente un 77%). Además se puede apreciar que la dispersión de datos es acotada, dado que para un mismo espectro no se registran distintos niveles de daños entre los modelos. Se observa en la figura que la incorporación de la FSSF tiende a disminuir la deformación de corte en las placas de apoyo de la cepa, registrando una variación promedio de -9.9% y una variación mínima de -31.5% respecto al modelo I.

Puente B - Dirección Longitudinal: Se puede observar en la Figura 5-28(d) que la dispersión de datos es acotada y que la totalidad de los datos se encuentra bajo el nivel de daño DS1. De la figura se puede determinar que la inclusión de la FSSF tiende a disminuir la deformación de corte en las placas de apoyo de la cepa, registrando una variación promedio de -36.0% y una variación mínima de -56.5% respecto al modelo I.

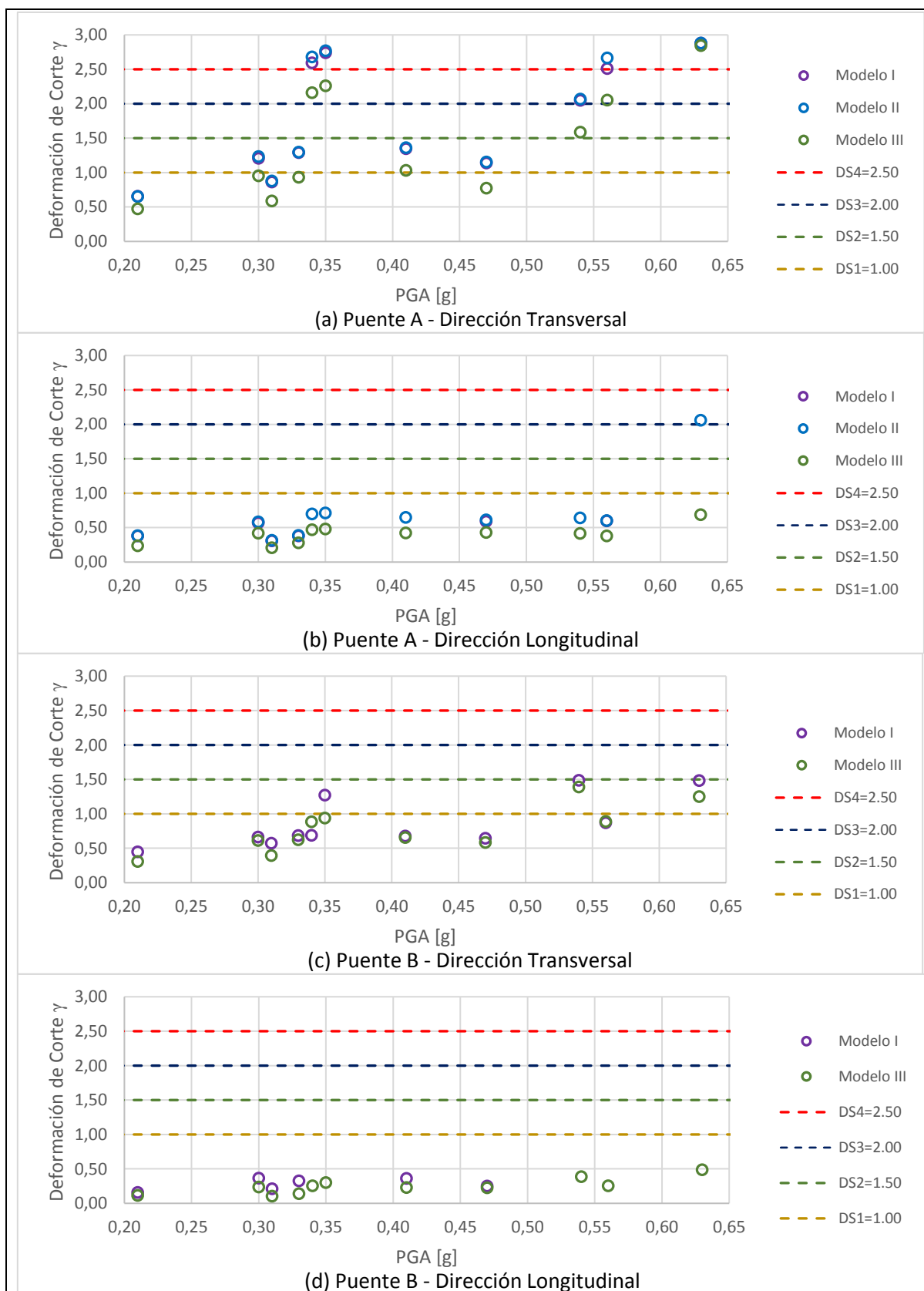


Figura 5-28. Deformación de Corte Placas de Apoyo de la Cepa

5.3.2. Columnas de la Cepa

La Figura 5-29 indica los resultados asociados a la evaluación de la ductilidad de las columnas de la cepa en los puentes analizados.

Puente A- Dirección Transversal: Se puede observar en la Figura 5-29(a) que gran parte de los espectros no llevan a la cepa más allá de la deformación asociada a la primera fluencia del refuerzo longitudinal, registrándose un 94% de los datos por debajo del estado límite DS1. Si bien en estos espectros la dispersión es acotada, en el espectro que supera el nivel de daño DS1 (Constitución T, PGA=0.63), la dispersión es tal que la incorporación FSSF reduce el nivel de daño DS3, de los modelos I y II, por debajo del nivel DS1 en el modelo III. Se observa además en la figura que no hay grandes diferencias entre los modelos I y II registrándose una variación promedio de 4.2%. Por su parte en el modelo III, la incorporación de la FSSF tiende a disminuir la demanda de ductilidad de las columnas de la cepa, registrando una variación promedio de -4.7% y -8.1% respecto a los modelos I y II, y una variación mínima de -59.9% y -62.1% respecto a los modelos I y II.

Puente A - Dirección Longitudinal: De la Figura 5-29(b) se puede apreciar que la dispersión de datos es acotada y que ningún espectro es capaz de llevar la deformación de la cepa más allá de la primera fluencia (nivel de daño DS1). Se puede determinar de la figura que no hay grandes diferencias entre los modelos I y II, registrándose una variación promedio de +1.8%. Por su parte en el modelo III, la incorporación de la FSSF tiende a disminuir la demanda de ductilidad de las columnas de la cepa, registrando una variación promedio de -34.5% y -35.9% respecto a los modelos I y II, y una variación mínima de -41.0% y -35.9% respecto a los modelos I y II.

Puente B - Dirección Transversal: Se puede observar en la Figura 5-29(c) que la dispersión de datos es acotada y que la totalidad de los datos se encuentra bajo el nivel de daño DS1. De la figura se puede determinar que la incorporación de la FSSF tiende a aumentar la demanda de ductilidad de las columnas de la cepa, registrando una variación promedio de +12.6% y una variación máxima de +49.2% respecto al modelo I. Este aumento es atribuible a que la incorporación de la FSSF provoco solo un aumento leve del desplazamiento que define la formación de rótulas plástica en las columnas de la cepa (según se indicó en la sección 5.2.6.3).

Puente B - Dirección Longitudinal: De la Figura 5-29(d) se puede determinar que la dispersión de datos es acotada y que la totalidad de los datos se encuentra bajo el nivel de daño DS1. Se puede observar que la inclusión de la FSSF tiende a disminuir la demanda de

ductilidad de las columnas de la cepa, registrando una variación promedio de -39.0% y una variación mínima de -59.3% respecto al modelo I.

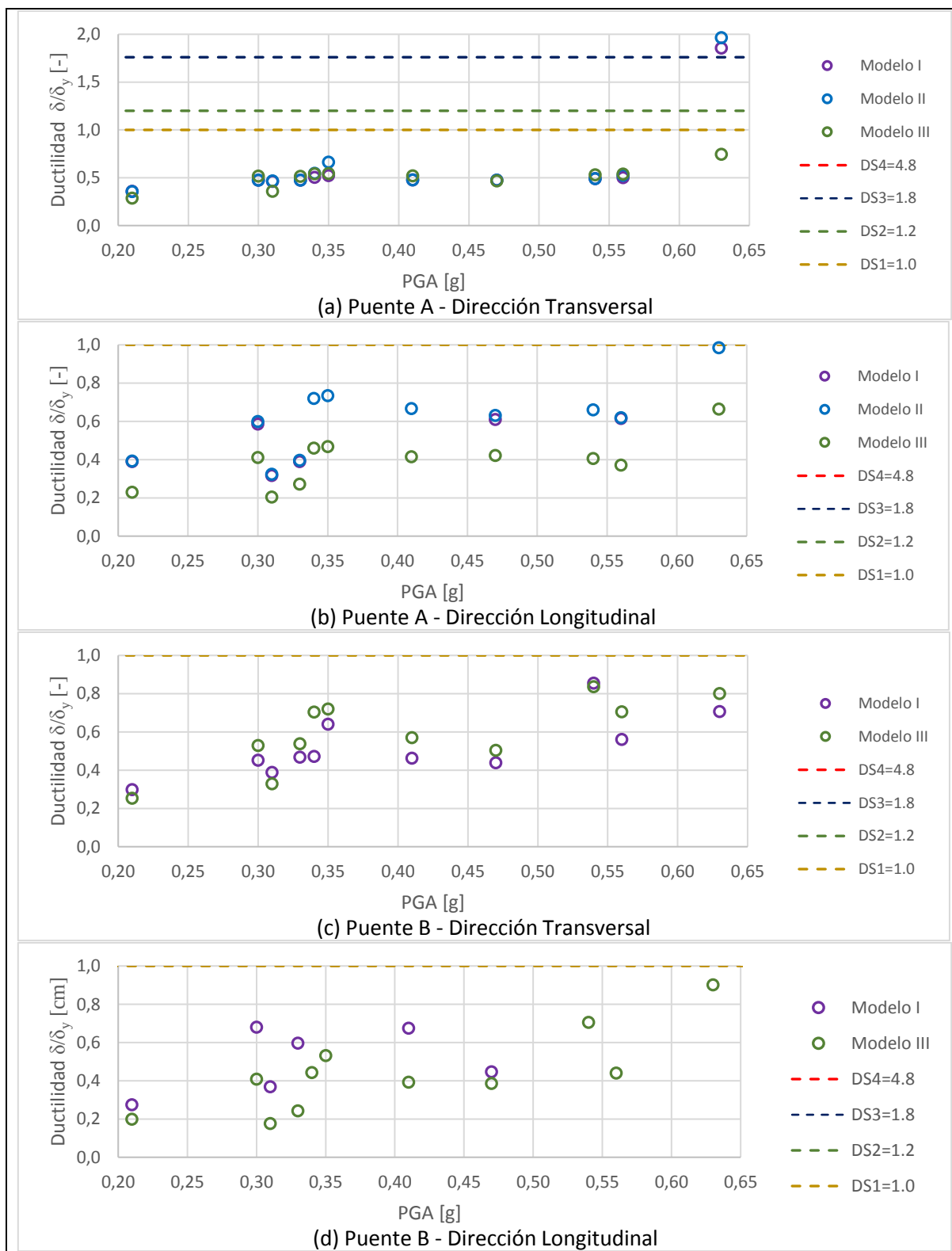


Figura 5-29. Ductilidad de Desplazamiento de las Columnas de la Cepa

A pesar que las placas de apoyo sufrieron grandes deformaciones y los topes en consecuencia empezaron a actuar, las columnas de la cepa no se rotularon. La ausencia de estas rótulas se atribuye principalmente a la rigidez excesiva que presentan los estribos dentro del sistema de puente, la que evita que las columnas de la cepa alcancen deformaciones por sobre el nivel de daño DS1.

5.3.3. Estribos

La Figura 5-30 indica los resultados asociados a la evaluación del desplazamiento de los estribos en los puentes analizados.

El modelo I no es incluido en esta evaluación dado que no incluye la flexibilidad de los estribos. En la dirección transversal el desplazamiento analizado representa el movimiento de ambos estribos, por su parte en la dirección longitudinal solo se evaluó el desplazamiento del estribo activo.

Puente A - Dirección Transversal: Se puede observar en la Figura 5-30(a) que la dispersión de datos es acotada (sin variación del nivel de daño para un mismo espectro) y que la totalidad de los datos se encuentra bajo el nivel de daño DS1. De la figura se puede determinar que la incorporación de la FSSF tiende a aumentar el desplazamiento de los estribos en la dirección transversal, registrando una variación promedio de +35.3% y una variación máxima de -46.4% respecto al modelo II. Este aumento es considerado no significativo debido a la acotada dispersión de datos que se aprecia en la Figura 5-30(a).

Puente A - Dirección Longitudinal: En la Figura 5-30(b) se puede apreciar que la dispersión de datos es acotada (sin variación del nivel de daño para un mismo espectro) y que solo el espectro de Constitución T (PGA=0.63g) desplaza el estribo activo por sobre el nivel de daño DS1. De la figura se puede determinar que la incorporación de la FSSF tiende a aumentar el desplazamiento de los estribos en la dirección transversal, registrando una variación promedio de +16.7% y una variación máxima de +68.5% respecto al modelo II. Este aumento es considerado no significativo debido a la acotada dispersión de datos que se aprecia en la Figura 5-30(b).

Puente B - Dirección Transversal: De la Figura 5-30(c) se puede determinar que solo el espectro de Constitución L (PGA=0.54g) supera el nivel de daño DS1.

Puente B - Dirección Longitudinal: Se puede observar en la Figura 5-30(d) gran parte de los espectros no desplazan al estribo activo por sobre el estado límite DS1. Solo los espectros de Constitución T (PGA=0.53) y Constitución L (PGA=0.63g) superan el nivel de daño DS1.

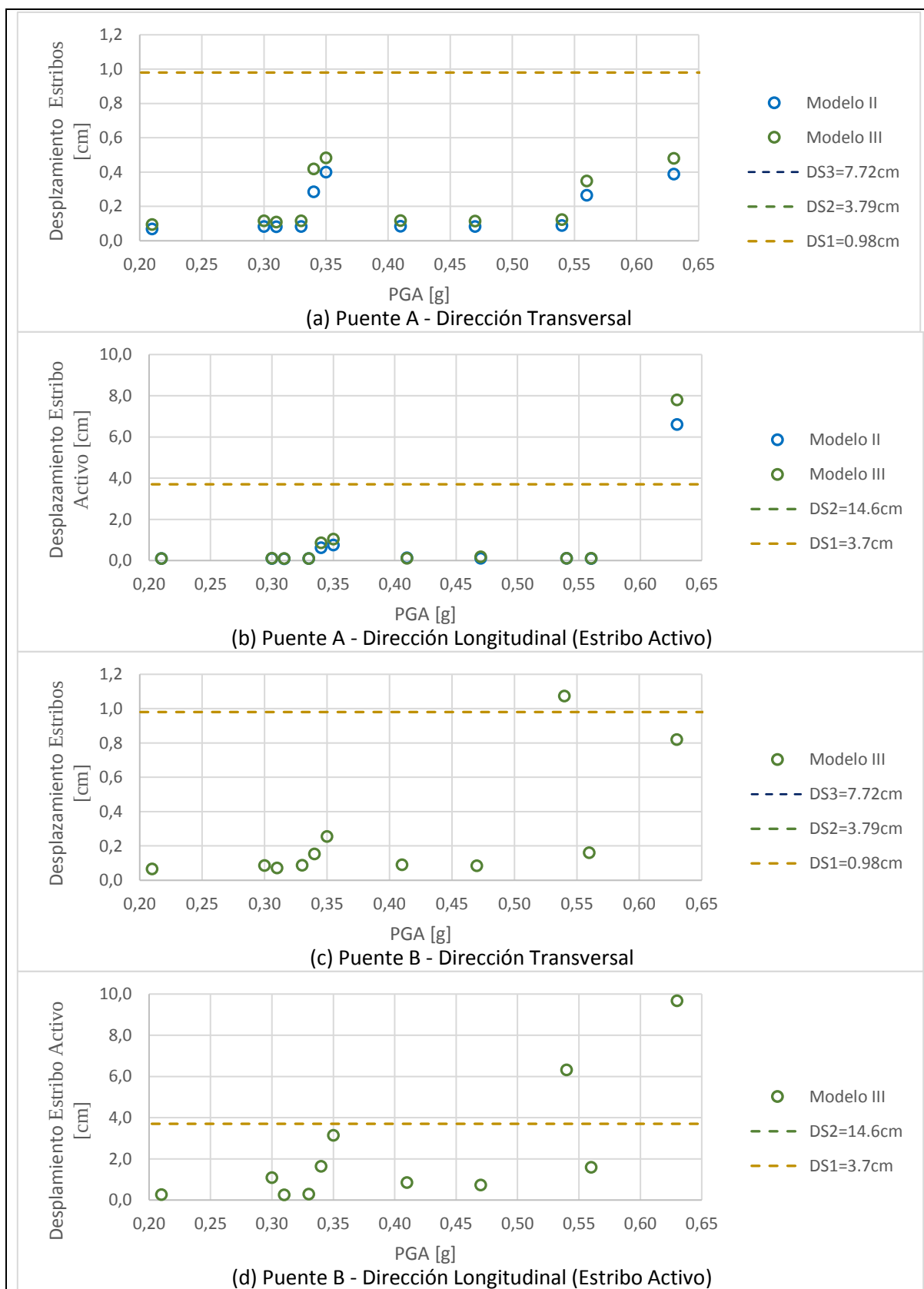


Figura 5-30. Desplazamiento del Estribo

5.4. Análisis de Sensibilidad Modelo III

En esta sección se presenta el análisis de sensibilidad de la respuesta sísmica de los puentes analizados frente a la variación de la rigidez y capacidad del suelo de soporte. Esta evaluación se aplica a al Modelo III del Puente A y el Modelo III del Puente B.

El análisis se realiza para el módulo de corte, G , y la resistencia pasiva, σ_{Hp} , del suelo de soporte utilizado en el Modelo III y para un rango de $\pm 25\%$ y $\pm 50\%$ por encima y por debajo de los valores de G y σ_{Hp} . Con el objetivo de diferenciar el efecto de la flexibilidad del sistema suelo fundación (FSSF) con la flexibilidad de los estribos, esta variación no se aplicó al suelo que compone el terraplén de los estribos.

El análisis de sensibilidad realizado se compuso de las siguientes evaluaciones:

- Análisis Lineal (según los descrito en la sección 5.1)
- Análisis No Lineal (según los descrito en la sección 5.2)
- Evaluación de la respuesta sísmica de componentes (según los descrito en la sección 5.3)

5.4.1. Análisis Lineal

La información modal y la demanda de desplazamiento máximo (asociada al espectro de aceleración del Manual de Carreteras (2017)) de los distintos modelos se indican en la Tabla 5-6 y la Tabla 5-7, respectivamente.

La Figura 5-31 indica la variación del periodo asociado a los tres primeros modos de vibrar de los distintos modelos respecto al modelo III. Se puede observar en la figura que una disminución en la rigidez del suelo provoca un aumento moderado en el periodo de los tres primeros modos de vibración. En ambos puentes, los modos 1 y 2 son los que presenta una mayor variación del periodo frente a un cambio en la rigidez y capacidad del suelo. El modo 3 no presenta una variación significativa, registrándose una variación máxima 0.5% en modelo III-50% del puente B.

La Figura 5-32 ilustra la variación porcentual de la demanda de desplazamiento máximo de los distintos modelos respecto al modelo III. Se puede determinar de la figura que una disminución en la rigidez del suelo provoca un aumento moderado en la demanda de desplazamiento. En el Puente A se registra un aumento máximo respecto al modelo III de 8.7% y 4.1% en la dirección transversal y longitudinal del modelo III-50%, respectivamente. Por su parte en el puente B se registra un aumento máximo respecto al modelo III de 8.2% y 3.3% en la dirección transversal y longitudinal del modelo III-50%, respectivamente.

Tabla 5-6. Análisis de sensibilidad información modal Puente A y B

Puente A		Periodo , T [s]				
Modo	Tipo	Modelo III-50%	Modelo III-25%	Modelo III	Modelo III+25%	Modelo III+50%
1	Longitudinal	0.921	0.903	0.891	0.883	0.877
2	Transversal	0.794	0.763	0.745	0.733	0.724
3	Torsional	0.585	0.583	0.582	0.581	0.581
Puente B		Periodo , T [s]				
Modo	Tipo	Modelo III-50%	Modelo III-25%	Modelo III	Modelo III+25%	Modelo III+50%
1	Longitudinal	0.857	0.847	0.841	0.836	0.832
2	Transversal	0.690	0.674	0.665	0.659	0.655
3	Torsional	0.458	0.457	0.456	0.455	0.455

Tabla 5-7. Análisis de sensibilidad desplazamientos máximos Puente A y B

Puente A		Desplazamiento Máximo, d [cm]				
Dirección		Modelo III-50%	Modelo III-25%	Modelo III	Modelo III+25%	Modelo III+50%
Transversal		8.04	7.64	7.40	7.25	7.14
Longitudinal		10.21	9.96	9.80	9.70	9.62
Puente B		Desplazamiento Máximo, d [cm]				
Dirección		Modelo III-50%	Modelo III-25%	Modelo III	Modelo III+25%	Modelo III+50%
Transversal		7.89	7.52	7.29	7.14	7.02
Longitudinal		12.15	11.92	11.76	11.64	11.55

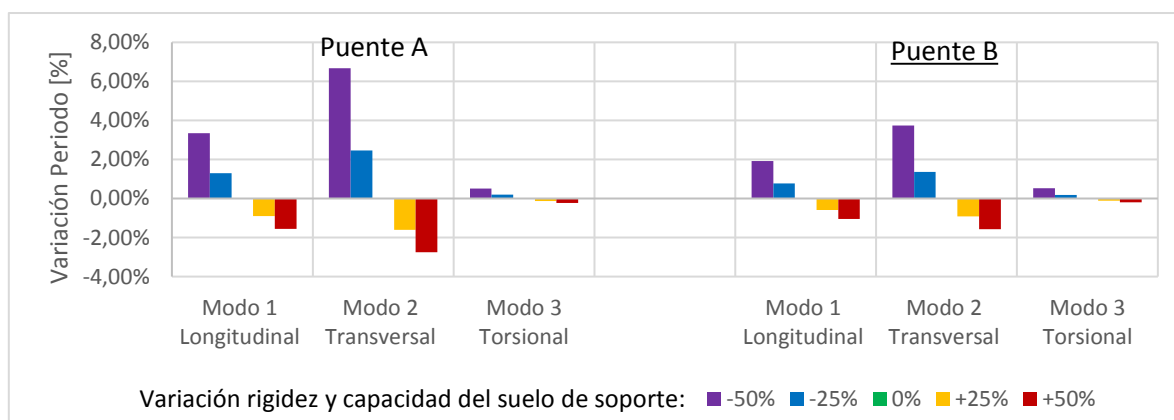


Figura 5-31. Variación Porcentual Periodo Asociado a los 3 Primeros Modos Puente A y B

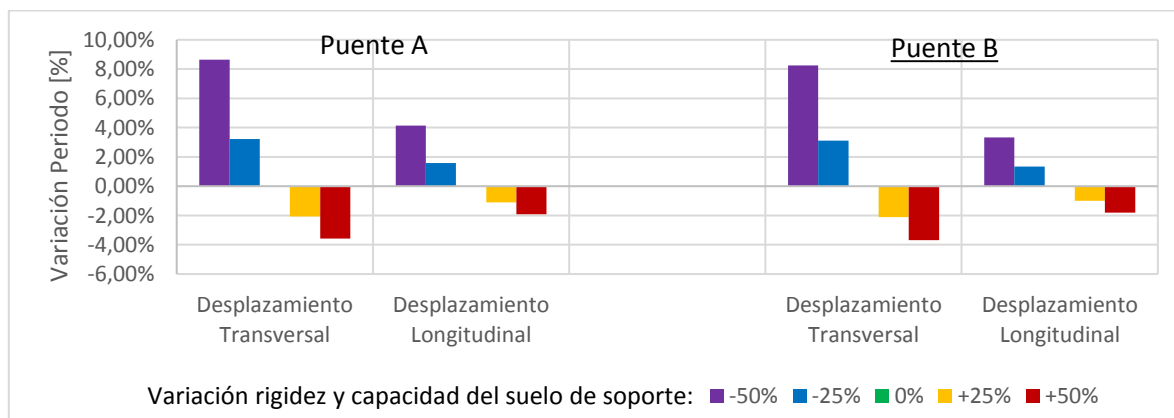


Figura 5-32. Variación Porcentual Desplazamiento Máximo Puente A y B

5.4.2. Análisis No Lineal

5.4.2.1. Análisis de sensibilidad en las curvas de capacidad

A continuación se presentan los resultados asociados a la evaluación de las curvas de capacidad frente a la variación de la rigidez y capacidad del suelo de soporte.

Puente A – Dirección Transversal: La Figura 5-33 ilustra las curvas de capacidad en la dirección transversal del Puente A. Se puede observar que la variación en la rigidez y capacidad del suelo no generan un cambio en la forma de la curva de capacidad. Se mantienen los dos tramos característicos ya discutidos en la sección 5.2.6. En el *tramo 1* (antes de cierre del espacio entre el tablero y los topes sísmicos) una disminución en la rigidez y capacidad del suelo provoca una leve pérdida de rigidez en la curva de capacidad y un aumento leve del desplazamiento que provoca alcanzar el límite de proporcionalidad de las placas de apoyo de la cepa, registrándose una brecha entre los modelos de 6.23cm (Modelo III_{+50%}) y 8.92cm (Modelo III_{-50%}) en el desplazamiento que inicia la fluencia de las placas de apoyo de la cepa. Por su parte un aumento en la rigidez y capacidad del suelo no aumenta notoriamente la rigidez en este tramo. En el *tramo 2* se puede observar que la disminución de la rigidez y capacidad del suelo provoca una disminución en el punto máximo de la curva de capacidad. Por su parte un aumento en la rigidez y capacidad del suelo no provoca un cambio significativo en la curva de capacidad. Además, se puede observar en la figura que una menor rigidez y capacidad del suelo de soporte, provoca un aumento en el desplazamiento que define la aparición de rótulas plásticas en las columnas de la cepa, generando una brecha entre los modelos de 34.61cm (modelo III_{+50%}) y 65.88cm (modelo III_{-50%}) en el desplazamiento que inicia la plastificación estas columnas.

Puente A – Dirección Longitudinal: La Figura 5-34 ilustra las curvas de capacidad en la dirección longitudinal del Puente A. En la figura se aprecia que la variación en la rigidez y capacidad del suelo no producen un cambio en la forma de la curva de capacidad. Se mantienen los dos tramos característicos ya discutidos en la sección 5.2.6. En el *tramo 1* (antes del cierre del espacio entre el tablero y el muro espaldar del estribo activo) una disminución en la rigidez y capacidad del suelo genera una reducción leve en la rigidez de la curva de capacidad, sin embargo, no genera un aumento del desplazamiento que provoca alcanzar el límite de proporcionalidad de las placas de apoyo de los estribos. En el “*tramo 2*” no se aprecian cambios notorios en la curva de capacidad hasta la incursión no lineal del suelo del terraplén que empuja sobre el muro espaldar del estribo activo (en la Figura 5-34 indicado como “*fluencia suelo muro espaldar*”). Respecto a la formación de rótulas plásticas en las pilas del estribo activo se puede apreciar en el gráfico que una menor rigidez y capacidad del suelo, provoca un aumento del desplazamiento que define la aparición de estas

rótulas, registrándose una brecha entre los modelos de 30.57 cm (modelo III+50%) y 43.59 cm (modelo III-25%) en el desplazamiento que inicia la aparición de estas rótulas. Vale mencionar que en el modelo III-50% no se registraron rótulas plásticas en las pilas del estribo activo al menos hasta los 50 cm de la curva de capacidad. En cuanto a la formación de rótulas plásticas en las columnas de la cepa, en ningún modelo se registró la aparición de estas rótulas.

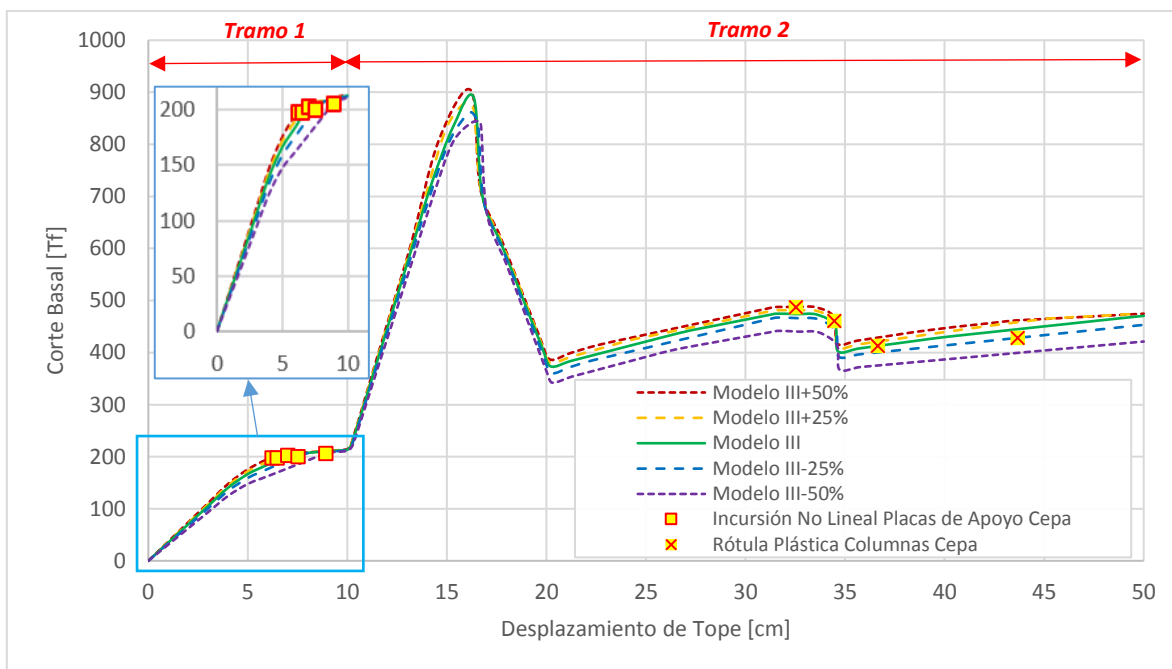


Figura 5-33. Análisis de Sensibilidad Curva de Capacidad Modelo III Puente A – Dirección Transversal

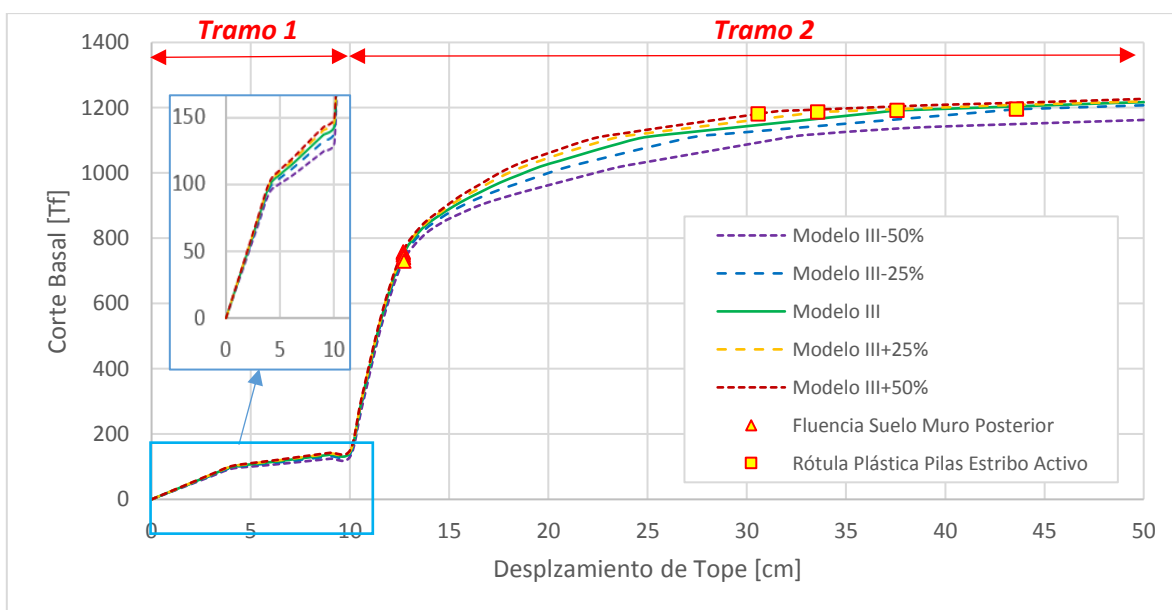


Figura 5-34. Análisis de Sensibilidad Curva de Capacidad Modelo III Puente A - Dirección Longitudinal

Puente B – Dirección Transversal: La Figura 5-35 ilustra las curvas de capacidad en la dirección transversal del Puente B. Se puede observar en la figura que la variación de rigidez y capacidad del suelo no genera un cambio en la forma de la curva de capacidad. Se mantienen los dos tramos característicos ya discutidos en la sección 5.2.6. En el *tramo 1* (antes de cierre del espacio entre el tablero y los topes sísmicos) una disminución en la rigidez y capacidad del suelo provoca una leve pérdida de rigidez en la curva de capacidad y un pequeño aumento del desplazamiento que provoca alcanzar el límite de proporcionalidad de las placas de apoyo de la cepa, registrándose una brecha entre los modelos de 8.82cm (modelo III_{+50%}) y 10.50cm (modelo III_{-50%}) en el desplazamiento que inicia la fluencia de las placas de apoyo de la cepa. Un aumento en la rigidez y capacidad del suelo no aumenta notoriamente la rigidez en este tramo. En el *tramo 2* se puede observar que no se producen cambios notorios hasta antes de la incursión no lineal del suelo del terraplén que empuja sobre los muros ala de los estribos (en la Figura 5-35 indicado como “*fluencia suelo muro ala*”). Respecto a la formación de rótulas plásticas en las columnas de la cepa se puede determinar que una menor rigidez y capacidad del suelo provoca un aumento leve del desplazamiento que define la aparición de estas rótulas, registrándose una brecha entre los modelos de 15.53cm (modelo III_{+50%}) y 17.44cm (modelo III_{-25%}) en el desplazamiento que inicia la plastificación de estas columnas. En cuanto a la formación de rótulas plásticas en los pilotes de los estribos no se produce una variación significativa en el punto que inicia la formación de estas rótulas.

Puente A – Dirección Longitudinal: La Figura 5-36 ilustra las curvas de capacidad en la dirección longitudinal del Puente B. En la figura se aprecia que la variación en la rigidez y capacidad del suelo no produce un cambio en la forma de la curva de capacidad. Se mantienen los dos tramos característicos ya discutidos en la sección 5.2.6. En el *tramo 1* (antes de cierre del espacio entre el tablero y el muro espaldar del estribo activo) una variación en la rigidez y capacidad no provoca un cambio notorio en la curva ni en la incursión no lineal de las placas de apoyo de los estribos. En el *tramo 2* no se aprecian cambios notorios en la curva de capacidad hasta la incursión no lineal del suelo del terraplén que empuja sobre el muro espaldar del estribo activo (en la Figura 5-36 indicado como “*fluencia suelo muro espaldar*”). Posterior a la fluencia del suelo que empuja el muro espaldar, una disminución en la rigidez y capacidad del suelo de soporte reduce levemente la rigidez de la curva de capacidad. Respecto a la formación de rótulas plásticas en las columnas de la cepa se puede determinar que una menor rigidez y capacidad del suelo provoca un aumento moderado del desplazamiento que define la aparición de estas rótulas, registrándose una brecha entre los modelos de 26.21 cm (modelo III_{+50%}) y 33.23 cm (modelo III_{-50%}) en el desplazamiento que inicia la plastificación estas columnas. En cuanto a la formación de rótulas plásticas en los pilotes que sostienen el estribo activo, no se produce una variación significativa en el punto que inicia la formación de estas rótulas.

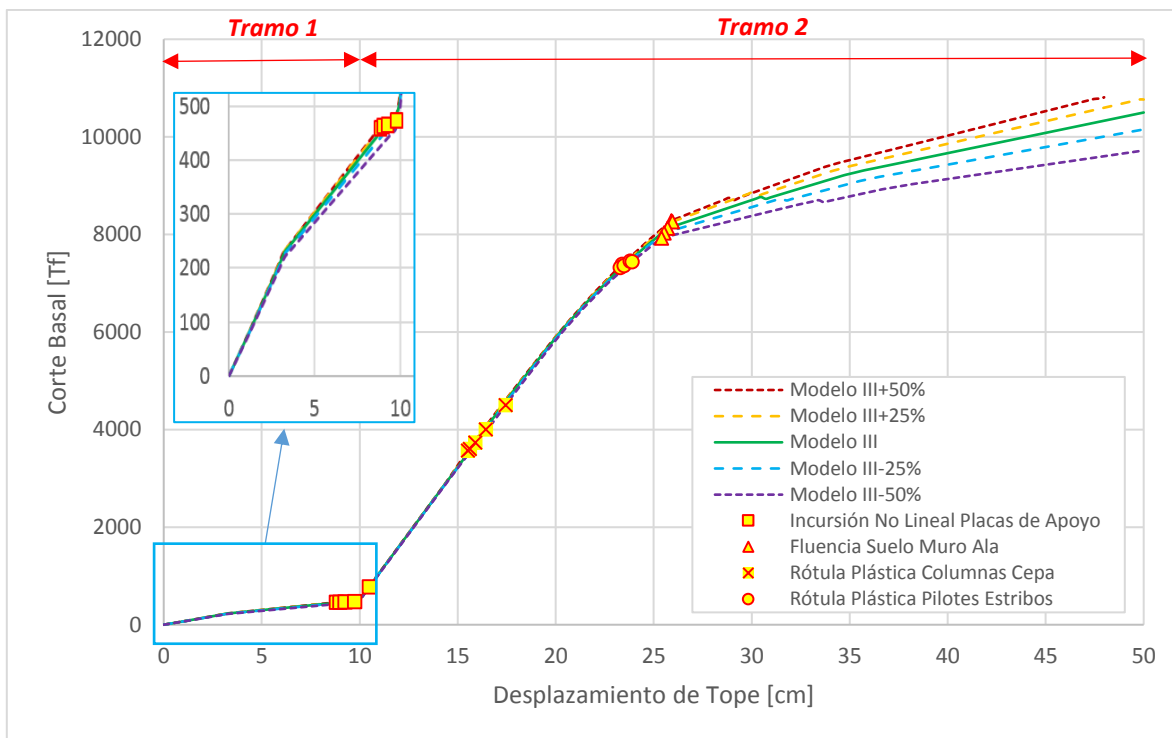


Figura 5-35. Análisis de Sensibilidad Curva de Capacidad Modelo III Puente B - Dirección Transversal

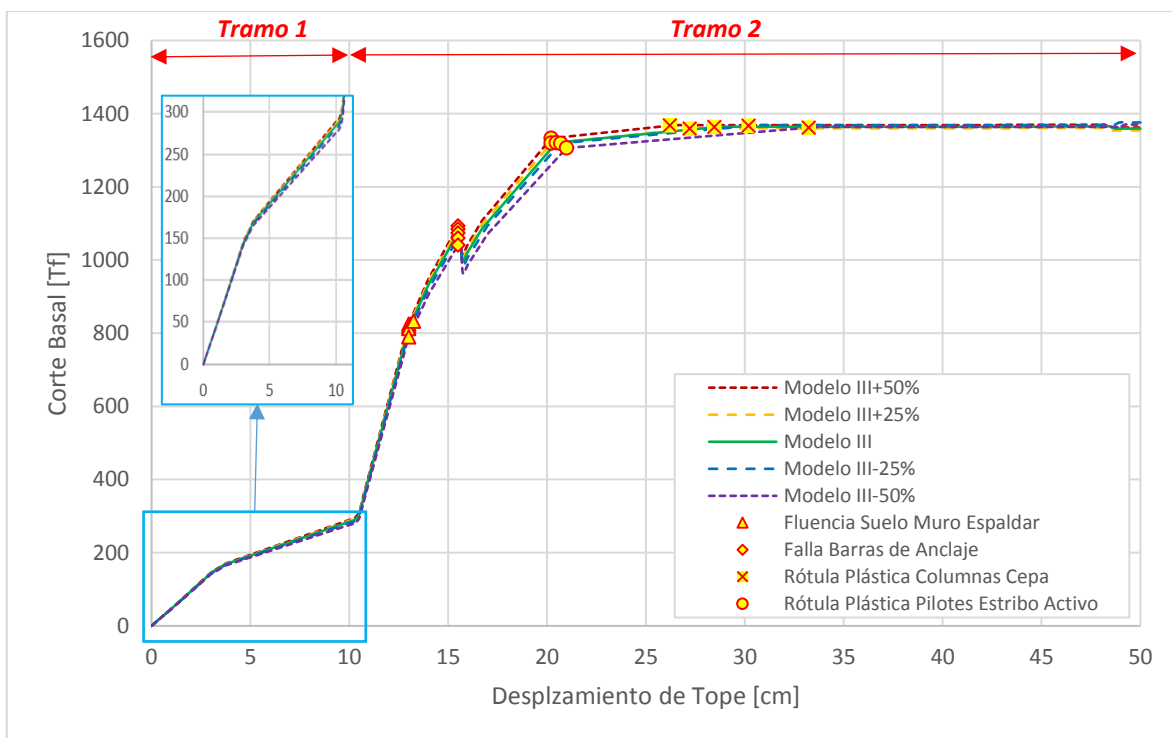


Figura 5-36. Análisis de Sensibilidad Curva de Capacidad Modelo III Puente B - Dirección Longitudinal

5.4.2.2. Análisis de sensibilidad en los puntos de desempeño

La Figura 5-37 indica los resultados asociados a la evaluación del desplazamiento de tope del tablero frente a la variación de la rigidez y capacidad del suelo de soporte.

Puente A – Dirección Transversal: Se puede determinar en la Figura 5-37(a) que una disminución en la rigidez y capacidad del suelo tiende a aumentar levemente la demanda de desplazamiento de tope, registrándose una variación promedio respecto al modelo III de +5.0%, -1.3%, -1.5% y -2.3% en los modelos III-50%, III-25%, III+25% y III+50%, respectivamente, y una variación máxima y mínima respecto al modelo III de +22.4% y -5.6% en los modelos III-50% y III+50%, respectivamente

Puente A – Dirección Longitudinal: En la Figura 5-37(b) se puede apreciar que en la mayoría de los espectros no se registran diferencias notorias en la demanda de desplazamiento, excepto en los espectros *Santiago Centro T* ($PGA=0.31g$) modelo III-50%, *Constitución L* ($PGA=0.54g$) modelos III-25% y III-50% y *Constitución T* ($PGA=0.63g$) modelo III-50%, donde se registra un aumento particular respecto al modelo III de +76.6%, +29.6%, +20.1% y +10.7%, respectivamente. Sin considerar estos modelos solo se registran variaciones promedio respecto al modelo III entre un rango de -0.4% y 0.6%.

Puente B – Dirección Transversal: Se puede apreciar en la Figura 5-37(c) que no hay grandes diferencias entre los distintos modelos. Se puede determinar que existe una leve tendencia de aumento en la demanda de desplazamiento ante una reducción en la rigidez y capacidad del suelo de soporte, registrándose una variación promedio respecto al modelo III de +1.6%, +0.3%, -0.2% y -0.4% en los modelos III-50%, III-25%, III+25% y III+50%, respectivamente, y una variación máxima y mínima respecto al modelo III de +8.2% y -3.7% en los modelos III-50% y III+50%, respectivamente

Puente B – Dirección Longitudinal: En la Figura 5-37(d) se puede apreciar que en la mayoría de los espectros no se registran diferencias notorias en la demanda de desplazamiento, excepto en los espectros *Viña el Salto NS* ($PGA=0.35g$) modelos III-25% y III-50% y *Constitución L* III+25% y III+50% ($PGA=0.54g$), donde se registra una variación particular respecto al modelo II de +69.4%, +69.5%, -23.2% y -24.7%, respectivamente. Sin considerar estos modelos solo se registran variaciones promedio respecto al modelo III entre un rango de -0.4% y 0.2%.

5.4.2.3. Análisis de sensibilidad en la evaluación de la respuesta de componentes

A continuación, se presentan los resultados asociados a la evaluación de desempeño frente a la variación de la rigidez y capacidad del suelo de soporte.

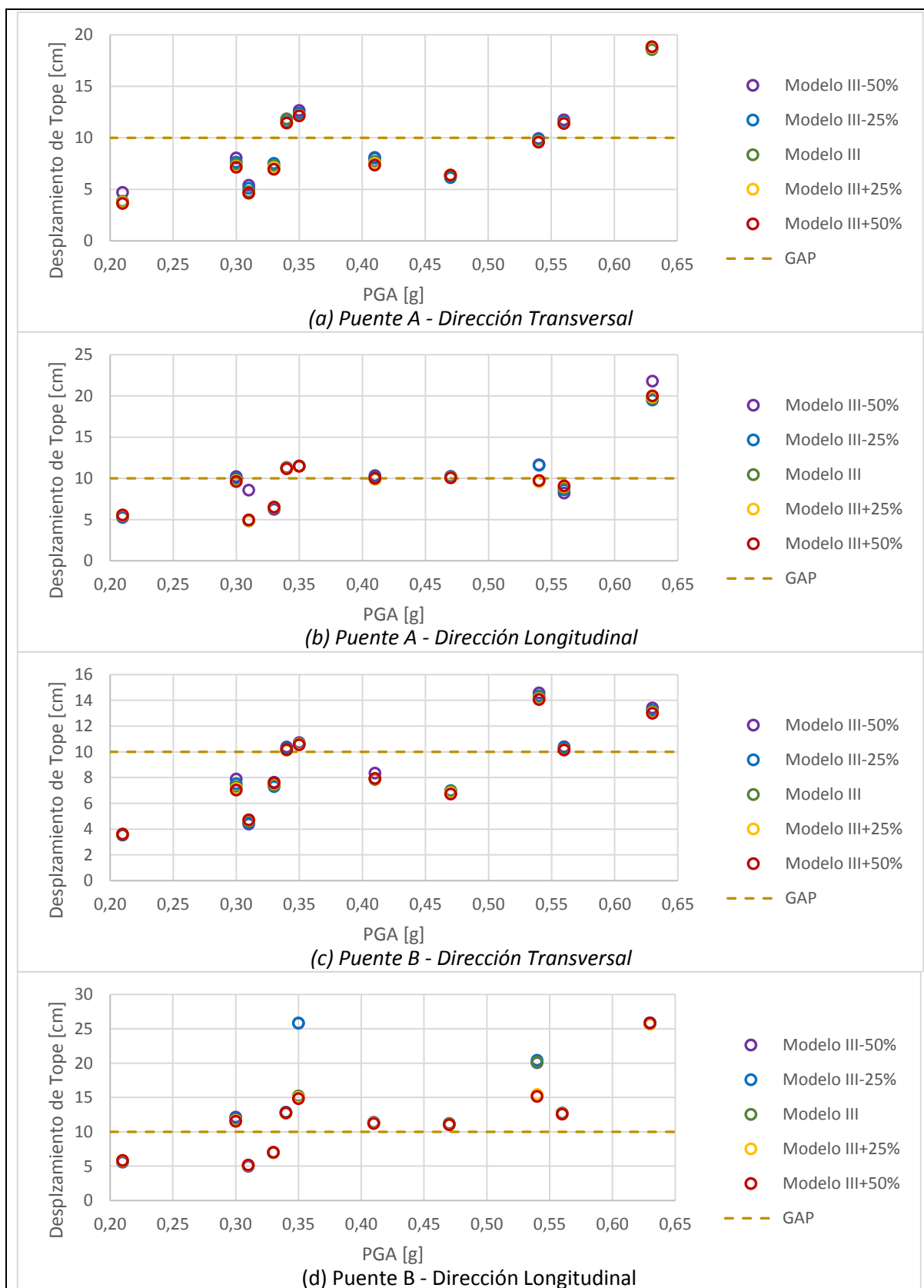


Figura 5-37. Análisis de Sensibilidad Demanda de Desplazamiento de Tope

5.4.2.3.1. Placas de apoyo de la cepa

Puente A - Dirección Transversal: Se puede observar en la Figura 5-38(a) que una variación en la rigidez y capacidad del suelo provoca una dispersión de datos tal que para un mismo espectro se registran distintos niveles de daño entre los modelos. Es posible apreciar que una disminución en la rigidez y capacidad del suelo tiende a reducir la demanda de deformación de corte, registrándose una variación promedio respecto al modelo III de -18.6%, -7.8%, +4.0% y +7.5% en los modelos III-50%, III-25%, III+25% y III+50%, respectivamente, y una variación mínima y máxima respecto al modelo III de -31.0% y +14.7% en los modelos III-50% y III+50%, respectivamente

Puente A - Dirección Longitudinal: En la Figura 5-38(b) se puede apreciar que todos los datos se encuentran bajo el nivel de daño DS1. Además se puede observar que la deformación de corte tiende a disminuir para un suelo de soporte con menor rigidez y capacidad, excepto en el espectro *Santiago Centro T* (PGA=0.31g) donde el modelo III-50% se registra un efecto inverso. Este comportamiento atípico es atribuible al aumento particular en la demanda de desplazamiento de tope mencionada en la sección 5.4.2.2. Se registra una variación promedio respecto al modelo III de -19.6%, -7.1%, 6.3% Y 11.2% en los modelos III-50%, III-25%, III+25% y III+50%, respectivamente y sin considerar el modelo atípico mencionado, y una variación mínima y máxima respecto al modelo III de -28.2% y +13.9% en los modelos III-50% y III+50%, respectivamente.

Puente B - Dirección Transversal: Se puede apreciar en la Figura 5-38(c) que no se presenta una dispersión de datos talque para un mismo espectro se registren diferentes estados de daño. Una menor rigidez y capacidad del suelo soporte genera una disminución en la deformación de corte, registrándose una variación promedio respecto al modelo III de -10.8%, -4.4%, +2.9% y +5.1% en los modelos III-50%, III-25%, III+25% y III+50%, respectivamente, y una variación mínima y máxima respecto al modelo III de -14.8% y +7.3% en los modelos III-50% y III+50%, respectivamente

Puente B - Dirección Longitudinal: Se puede observar en la Figura 5-38(d) que todos los datos se encuentran bajo el nivel de daño *DS1*. Una disminución en la rigidez y la capacidad del suelo reduce la deformación de corte, excepto en el espectro de *Viña el Salto NS* (PGA=0.35g), en los modelos III-50% y III-25%, y en el espectro de *Constitución L* (PGA=0.54g), en los modelos III+25% y III-50%, donde se produce un efecto inverso. Este comportamiento atípico es atribuible al aumento particular de la demanda de desplazamiento de tope mencionada en la sección 5.4.2.2. Se registra una variación promedio respecto al modelo III de -14.1%, -5.4%, 2.2% y 5.8% en los modelos III-50%, III-25%, III+25% y III+50%, respectivamente y sin considerar los modelos atípicos mencionados, y una variación mínima

y máxima respecto al modelo III de -16.7% y +9.9% en los modelos III-50% y III+50%, respectivamente.

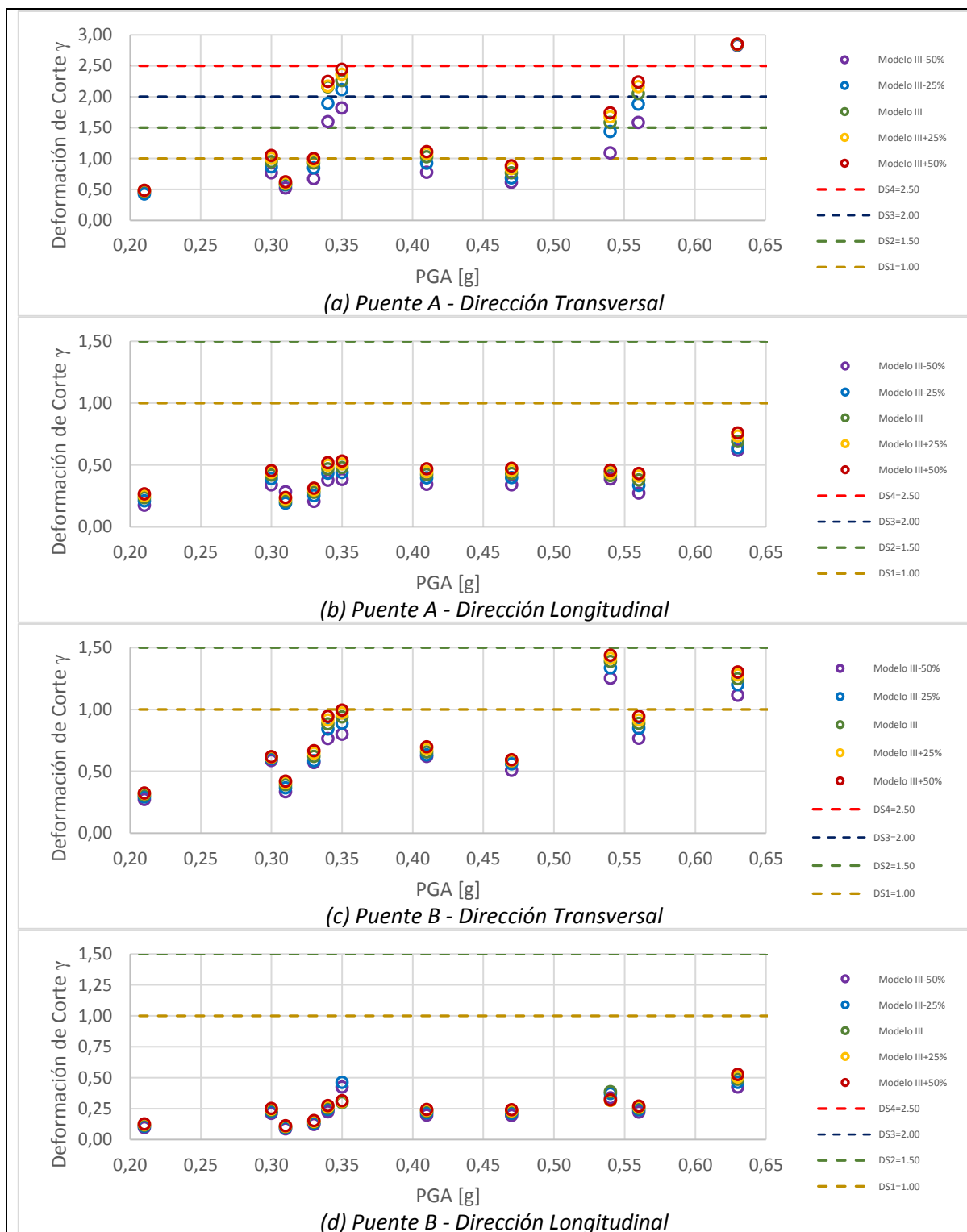


Figura 5-38. Análisis de Sensibilidad Deformación de Corte Placas de Apoyo de la Cepa

5.4.2.3.2. Columnas de la cepa

Puente A - Dirección Transversal: Se puede observar en la Figura 5-39(a) que ningún espectro lleva la deformación de la cepa más allá de la primera fluencia (límite DS1). Se observa en la figura que una disminución de la rigidez y la capacidad del suelo reducen la demanda de ductilidad, registrándose una variación promedio respecto al modelo III de -12.6%, -4.9%, +1.9% y +3.4% en los modelos III-50%, III-25%, III+25% y III+50%, respectivamente, y una variación mínima y máxima respecto al modelo III de -24.2% y +8.0% en los modelos III-50% y III+50%, respectivamente

Puente A - Dirección Longitudinal: En la Figura 5-39(b) se puede apreciar que ningún espectro lleva la deformación de la cepa más allá del estado DS1. Se aprecia en la figura que una disminución en la rigidez y capacidad del suelo disminuye la demanda de ductilidad, excepto en el espectro de *Santiago Centro T* (PGA=0.31g) modelo III-50% donde se produce un efecto inverso. Este comportamiento atípico es atribuible al aumento particular de la demanda de desplazamiento de tope ya mencionada en la sección 5.4.2.2. Se registra una variación promedio en la demanda de ductilidad respecto al modelo III -21.3%, -7.7%, 6.9% y 12.7% en los modelos III-50%, III-25%, III+25% y III+50%, respectivamente y sin considerar el modelo atípico mencionado, y una variación mínima y máxima respecto al modelo III de -29.8% y +15.5% en los modelos III-50% y III+50%, respectivamente

Puente B - Dirección Transversal: De la Figura 5-39(c) se puede observar que ningún espectro lleva la deformación de la cepa más allá del estado DS1 (primera fluencia). Una variación en la rigidez y capacidad de la fundación no provoca una disminución en la demanda de ductilidad, registrándose una variación promedio en la demanda de ductilidad respecto al modelo III de -5.3%, -3.1%, +0.4% y +1.4% en los modelos III-50%, III-25%, III+25% y III+50%, respectivamente, y una variación mínima y máxima respecto al modelo III de -13.8% y +5.5% en los modelos III-50% y III+50%, respectivamente

Puente B - Dirección Longitudinal: Se observa en la Figura 5-39(d) que solo el espectro Constitución T (PGA=0.63g) en el modelo III+50% lleva la deformación de la cepa al nivel de daño DS1. Se aprecia una tendencia en que una disminución en la rigidez y capacidad del suelo reduce la demandad de ductilidad, excepto en el espectro de *Viña el Salto NS* (PGA=0.35g), en los modelos III-50% y III-25%, y en el espectro de *Constitución L* (PGA=0.54g), en los modelos III+25% y III-50%, donde se produce un efecto inverso. Este comportamiento atípico es atribuible al aumento particular de la demanda de desplazamiento de tope ya mencionada en la sección 5.4.2.2. Se registra una variación promedio en la demanda de ductilidad respecto al modelo III -14.1%, -5.4%, 2.2% y 5.8% en los modelos III-50%, III-25%, III+25% y III+50%, respectivamente y sin considerar los modelos atípicos

mencionados, y una variación mínima y máxima respecto al modelo III de -16.7% y +9.9% en los modelos III-50% y III+50%, respectivamente.

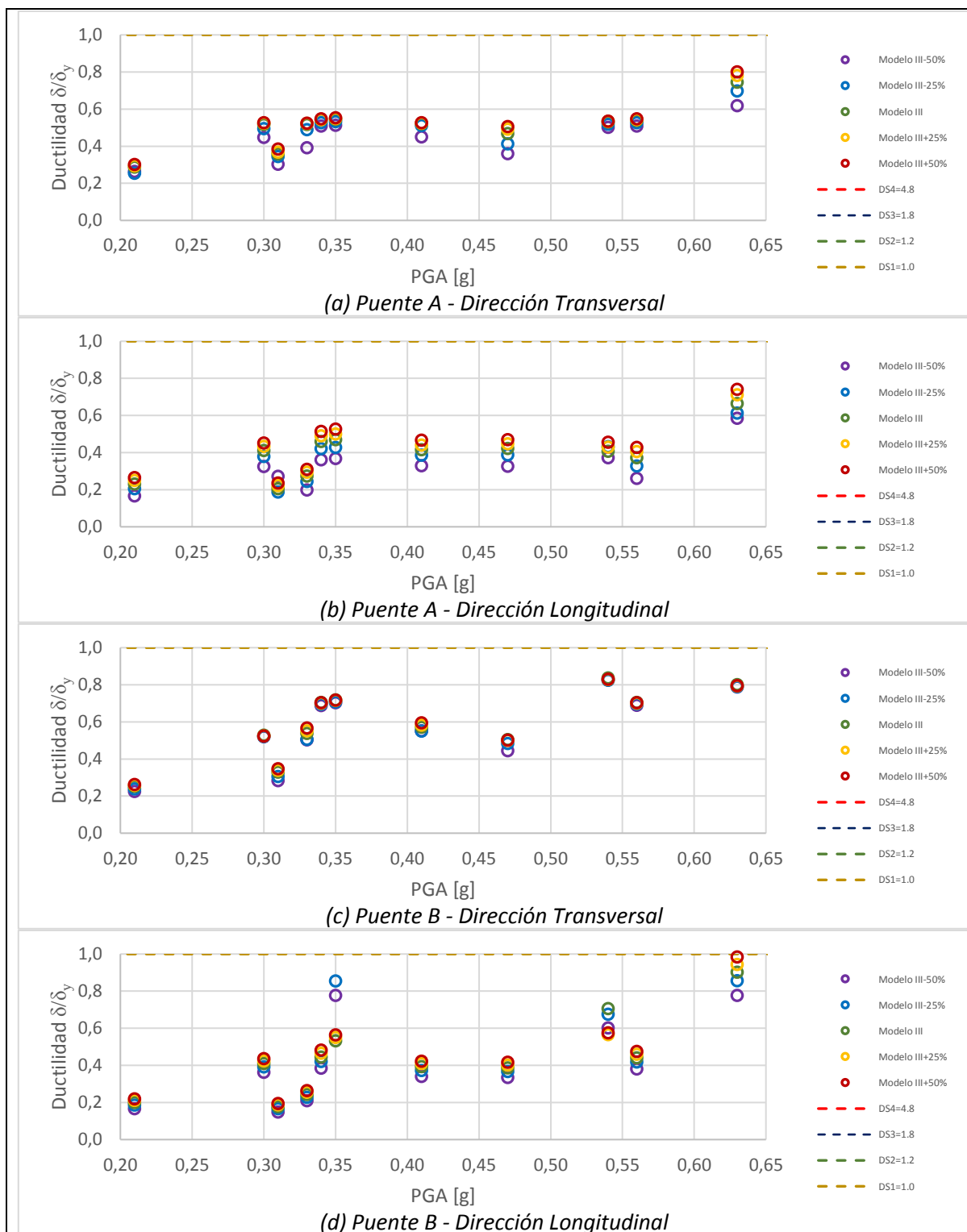


Figura 5-39. Análisis de Sensibilidad Demanda de Ductilidad Columnas de la Cepa

5.4.2.3.3. Estribos

Puente A – Dirección Transversal: En la Figura 5-40(a) se puede observar que solo cuatro espectros presentan una dispersión notoria. Se aprecia que una menor rigidez y capacidad del suelo de soporte aumentar la demanda de desplazamiento de los estribos, sin embargo, en ningún caso se supera el límite de daño DS1. Se registra una variación promedio respecto al modelo III de +17.3%, +4.9%, -6.2% y -9.4% en los modelos III-50%, III-25%, III+25% y III+50%, respectivamente, y una variación máxima y mínima respecto al modelo III de +28.9% y -20.3% en los modelos III-50% y III+50%, respectivamente

Puente A – Dirección Longitudinal: Se aprecia en la Figura 5-40(b) que solo en los espectros de *Constitución L* (PGA=0.54g), modelos III-25% y III-50%, y *Constitución T* (PGA=0.63g), modelo III-50%, se presenta un aumento notorio en la demanda de desplazamiento, registrándose una variación respecto al modelo III de 922.5%, 941.7% y 24.2%, respectivamente. Este comportamiento atípico es atribuible al aumento particular de la demanda de desplazamiento de tope ya mencionada en la sección 5.4.2.2. En el resto de los modelos no se presenta una variación notoria en la demanda de desplazamiento, sin embargo igual se registra una tendencia de aumento en la demanda producto de la disminución de la rigidez y capacidad del suelo, registrándose una variación promedio respecto al modelo III de +39.0%, +10.5%, -1.3% y -2.2% en los modelos III-50%, III-25%, III+25% y III+50%, respectivamente (sin considerar los valores atípicos mencionados).

Puente B – Dirección Transversal: Se puede apreciar en la Figura 5-40(c) que solo el espectro *Constitución L* (PGA=0.54g) lleva el desplazamiento del estribo activo por sobre el nivel de daño DS1. En los espectros que se aprecia una mayor dispersión, se puede observar que una menor rigidez y capacidad del suelo de soporte aumenta la demanda de desplazamiento de los estribos. Se registra una variación promedio respecto al modelo III de +8.2%, +3.7%, -2.1% y -3.2% en los modelos III-50%, III-25%, III+25% y III+50%, respectivamente, una variación máxima y mínima respecto al modelo III de +30.4 % y -8.2% en los modelos III-50% y III+50%, respectivamente.

Puente B – Dirección Longitudinal: Se observa en la Figura 5-40(d) que solo en los espectros de *Viña el Salto NS* (PGA=0.35g), modelos III-50% y III-25, y *Constitución L* (PGA=0.54g), modelos III+25% y III+50%, se presenta una variación notoria en la demanda de desplazamiento, registrándose una variación respecto al modelo III de 211.1%, 210.0%, -48.1% y -51.1%, respectivamente. Este comportamiento atípico es atribuible al aumento particular de la demanda de desplazamiento de tope ya mencionada en la sección 5.4.2.2. En el resto de los modelos no se presenta una variación notoria en la demanda de desplazamiento, sin embargo igual se registra una tendencia de aumento en la demanda producto de la disminución de la

rigidez y capacidad del suelo, presentándose una variación promedio respecto al modelo III de +4.0%, +2.2%, -2.1% y -3.6% en los modelos III-50%, III-25%, III+25% y III+50%, respectivamente (sin considerar los valores atípicos mencionados).

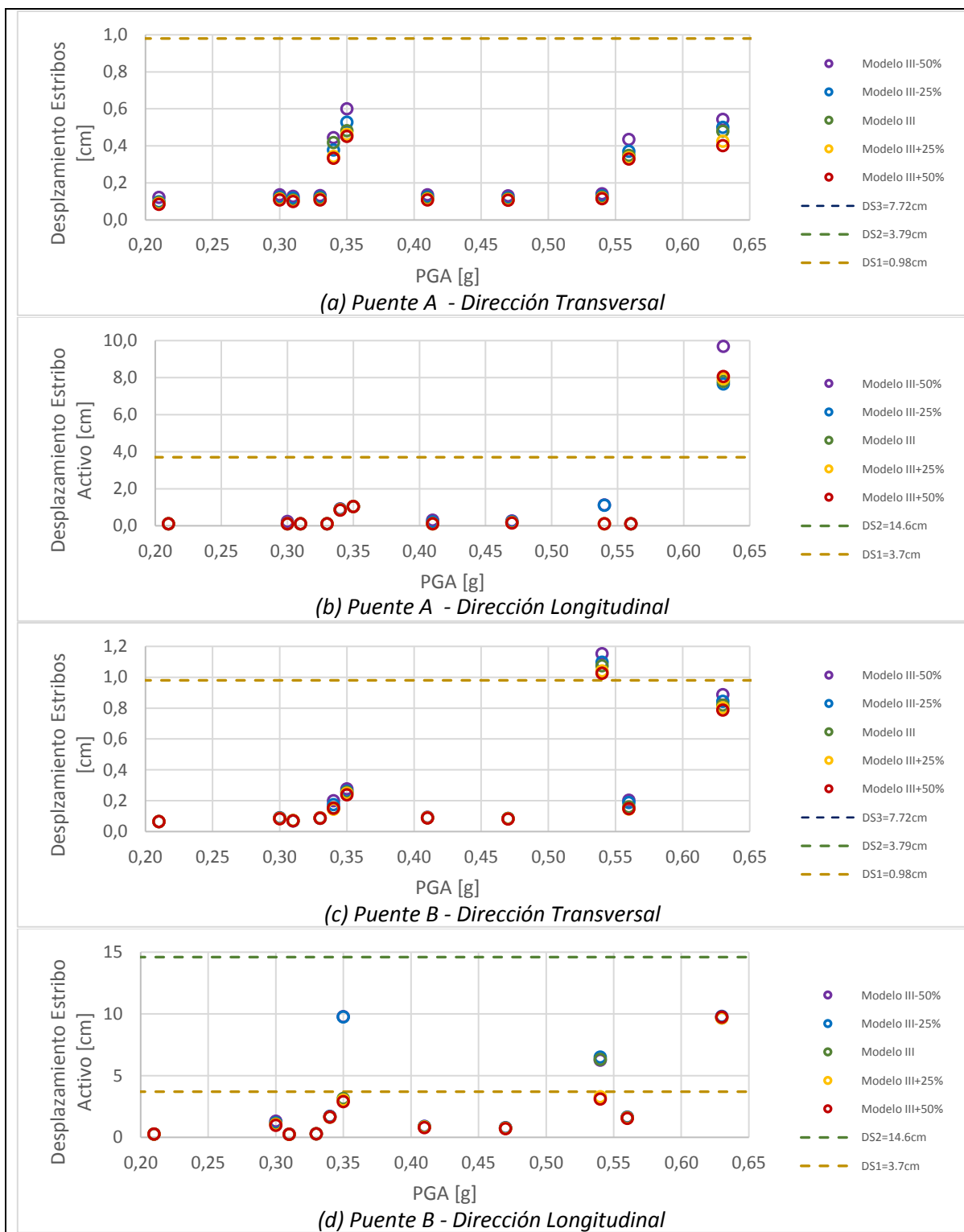


Figura 5-40. Análisis de Sensibilidad Desplazamiento de Estribos

CAPÍTULO 6

CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

De acuerdo a la presente investigación, fue posible cuantificar el efecto de la flexibilidad de del sistema suelo fundación, FSSF, en el desempeño sísmico de puentes de pasos superiores chilenos. Para aquello, se representó la respuesta sísmica de los puentes analizados mediante modelos numéricos que consideraron la condición teórica de base rígida y modelos que incorporaron la FSSF. Además, se realizó un análisis de sensibilidad que permitió evaluar el comportamiento sísmico de los puentes analizados, frente a la variación de las condiciones de soporte del suelo (rigidez y capacidad).

A continuación, se presentan las conclusiones generales derivadas de la investigación, las conclusiones específicas asociadas a los objetivos planteados, el alcance de los resultados obtenidos, comentarios generales y recomendaciones para futuras investigaciones.

6.1. Conclusiones Generales Derivadas de la Investigación

De acuerdo a los resultados obtenidos en esta investigación, es posible concluir que la incorporación de la FSSF afectaría directamente el diseño sísmico de puentes, dado que esta flexibilidad modificaría parámetros relevantes empleados en las distintas metodologías de diseño. Si el diseño se basa en un análisis lineal con el método modal espectral, la FSSF modificaría los periodos de vibración y la demanda de desplazamiento. Por su parte, si el diseño se basa en un análisis estático no lineal incremental (Pushover), la incorporación de la FSSF modificaría la curva de capacidad, la demanda de desplazamiento y el comportamiento sísmico de las placas de apoyo, de las columnas de la cepa central y los estribos.

Se pudo concluir que la incorporación de la flexibilidad de los estribos no provoca un cambio significativo en el comportamiento sísmico de los puentes analizados. Esto debido a que no se presentaron variaciones importantes en los periodos de vibración y los desplazamientos máximos (sección 5.1.1), las curvas de capacidad (sección 5.2.6), los puntos de desempeño (sección 5.2.5) y el desempeño sísmico de las placas de apoyo (sección 5.3.1), columnas de la cepa (sección 5.3.2) y los estribos (sección 5.3.3).

Se pudo concluir que las curvas de capacidad son caracterizadas por dos tramos, un tramo previo al cierre del espacio entre el tablero y el estribo (muro espaldar o tope sísmico) y uno

posterior al cierre de este espacio. En el primer tramo, la forma de la curva esta influenciada principalmente por el comportamiento de las placas de apoyo. Esto debido a que los puntos que marcaban un cambio notorio en la curva son explicables por el comportamiento de estas placas. En el segundo tramo, la curva estaba influenciada principalmente por el comportamiento de los estribos. Esto debido a que los puntos que marcaban un cambio notorio en la curva eran atribuibles al comportamiento carga-deformación de los distintos elementos que conformaban el sistema de estribos (muros espaldar, muros ala, topes sísmicos, barras de anclaje, pilas, sistema de fundación, etc.).

Quedo en evidencia, que los cambios de rigidez en el comportamiento carga-deformación de la cepa, tales como la formación de rótulas plásticas en las columnas de la cepa o el cierre del espacio entre el tablero y los topes sísmicos de la cepa; no generan un cambio notorio en la curva de capacidad del sistema de puentes. El comportamiento de la cepa presenta una mayor influencia en la curva de capacidad del sistema de puentes, cuando los topes sísmicos de los estribos no son capaces de transmitir más carga, sin embargo, ningún espectro fue capaz de superar ese nivel en la curva de capacidad.

6.2. Conclusiones Asociadas a los Objetivos Planteados

De acuerdo a lo discutido en las secciones 5.1 y 5.2 se pudo concluir que la incorporación de la flexibilidad del sistema suelo-fundación (FSSF) genera un cambio considerable en el comportamiento sísmico de los puentes analizados. Dentro de lo discutido en el presente estudio, la incorporación de la FSSF provoca los siguientes efectos en el comportamiento sísmico:

- Aumento importante en el periodo de vibración de los dos primeros modos de vibración, longitudinal y transversal (sección 5.1.1).
 - Aumento importante en la demanda de desplazamiento máximo del análisis lineal obtenido a partir de los espectros diseño del Manual de Carreteras (sección 5.1.1).
 - Disminución notoria en la rigidez y capacidad de la curva de capacidad de ambos puentes (sección 5.2.6).
 - Aumento del desplazamiento que provoca alcanzar el límite de proporcionalidad de la curva carga-deformación las placas de apoyo de la cepa, en el caso de carga en dirección transversal de ambos puentes (sección 5.2.6).
 - Aumento del desplazamiento que define la aparición de rótulas plásticas en las columnas de la cepa de ambos puentes. En el caso de carga transversal del Puente B se presentó un aumento leve, sin embargo, en todos los otros casos analizados el aumento producido fue considerable (sección 5.2.6).
 - Aumento importante en la demanda de desplazamiento de tope en el análisis no lineal de ambos puentes (sección 5.2.6.6).
-

- Disminución en la demanda de deformación de corte de las placas de apoyo de la cepa (sección 5.3.1).
- Disminución, en la mayoría de los casos, en la demanda de ductilidad de las columnas de la cepa, llegando incluso a disminuir el nivel de daño de estos elementos (sección 5.3.2).

De acuerdo a lo discutido en la sección 5.3 se pudo concluir que una variación en la rigidez y capacidad del suelo de soporte genera un cambio moderado en el comportamiento sísmico de los puentes analizados. Dentro de lo discutido en el presente estudio, una disminución en la rigidez y capacidad del suelo provoca los siguientes efectos en el comportamiento sísmico:

- Aumento moderado en el periodo de vibración de los dos primeros modos de vibración, longitudinal y transversal (sección 5.4.1).
- Aumento moderado en la demanda de desplazamiento máximo del análisis lineal obtenido a partir de los espectros diseño del Manual de Carreteras (sección 5.4.1).
- Disminución leve en la rigidez y capacidad de la curva de capacidad de ambos puentes (sección 5.4.2.1).
- Aumento leve del desplazamiento que provoca alcanzar el límite de proporcionalidad de la curva carga-deformación de las placas de apoyo de la cepa, en el caso de carga en dirección transversal de ambos puentes (sección 5.4.2.1).
- Aumento del desplazamiento, entre leve y considerable, que define la aparición de rótulas plásticas en las columnas de la cepa de ambos puentes (sección 5.4.2.1).
- Aumento leve, en la mayoría de los casos, en la demanda de desplazamiento de tope en el análisis no lineal de ambos puentes (sección 5.4.2.2). En algunos casos, se presentó un aumento importante en la demanda.
- Disminución, en la mayoría de los casos, en la demanda de deformación de corte de las placas de apoyo de la cepa, llegando incluso a modificar el nivel de daño de estos elementos para un mismo espectro analizado (sección 5.4.2.3.1). En algunos casos se registró una tendencia inversa, la que se atribuyó al aumento particular en la demanda de desplazamiento de tope que se dio en algunos espectros (sección 5.4.2.2).
- Disminución, en la mayoría de los casos, en la demanda de ductilidad de las columnas de la cepa (sección 5.4.2.3.2). En algunos casos se registró una tendencia inversa, la que se atribuyó al aumento particular en la demanda de desplazamiento de tope que se dio en algunos espectros (sección 5.4.2.2).

6.3. Alcance de los Resultados Obtenidos

En función los puentes analizados en esta investigación, los resultados obtenidos se limitan a puentes de paso superior que presenten las siguientes características

- Puentes de hormigón armado constituidos por una cepa central y dos estribos extremos (no-integrales)

- Puentes con tableros apoyados sobre placas de apoyo y restringidos lateralmente por topes sísmicos.
- Puentes simétricos
- Puentes no esviados
- Puentes fundados sobre suelos no licuables
- Puentes sin dispositivos de disipación y/o aislación sísmica.

Estas limitaciones son producto de que el objetivo principal de esta investigación era evaluar de forma exclusiva los efectos que produciría la incorporación de la FSSF en el desempeño sísmico de puentes.

6.4. Comentarios y Recomendaciones

Relacionado con la flexibilidad del sistema suelo-fundación (FSSF) se recomienda como futuras investigaciones:

1. Ampliar la evaluación de desempeño para otros elementos del sistema de puentes, tales como: desplazamiento del tablero, placas de apoyo de los estribos, fundaciones, entre otros.
2. Evaluar los efectos de la FSSF en el desempeño sísmico de puentes utilizando procedimientos de tiempo-historia.
3. Evaluar los efectos de la FSSF considerando puentes asimétricos y/o esviados
4. Evaluar los efectos de la FSSF considerando puentes que presenten dispositivos de disipación y/o aislación sísmica.
5. Evaluar los efectos de la FSSF aplicando Análisis Probabilístico y Curvas de Fragilidad, incorporando las incertidumbres en los parámetros que caracterizan la capacidad y la demanda estructural.
6. Mejorar la modelación mediante campaña de monitoreo estructural

Se propone al Manual de Carreteras definir criterios que permitan establecer la necesidad de incorporar la flexibilidad del sistema suelo-fundación en el análisis sísmico.

REFERENCIAS

- AASHTO. (2002). *Standard Specifications for Highway Bridges 17th Edition* . Washington, D.C.: American Association of State Highway and Transportation Officials.
- AASHTO. (2011). *Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design* (2 ed.). Washington, D.C.: American Association of State Highway and Transportation Officials.
- AASHTO. (2012). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (6 ed.). Washington, D.C.: American Association of State Highway and Transportation Officials.
- ATC. (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Builgins, ATC 40*. California: Applied Technology Council .
- Bazaez G., R., Guzmán S., M., Valdebenito M., G., Domínguez L., G., Hube G., M., Valenzuela S., M., Galvez R., J., Seguel R., J. (2017). Análisis de los Criterios de Diseño Sísmico de Puentes en Chile. *Second International Bridges Congress - Chile 2017 - Future Challenges, Design, Construction and Maintenance*. Subcomite Normativo de Puente Chile.
- CALTRANS. (2010). *Caltrans Seismic Design Criteria Version 1.6*. California: California Department of Transportation.
- Dirección de Vialidad. (2010). *Nuevos Criterios Sísmicos para el Diseño de puentes en Chile*. Santiago: Dirección de Vialidad.
- Dirección de Vialidad. (2017). *Manual de Carreteras Volumen N°3 Instrucciones y Criterios de Diseño*. Santiago: Dirección de Vialidad.
- Dirección de Vialidad. (2017). Puentes en la Dirección de Vialidad: Aporte a la Continuidad de la Red de Caminos de Chile. *Segundo Congreso Internacional de Puentes - Chile 2017: Diseño, Construcción y Mantenimiento*. Santiago.
- Elnashai, A., Gencturk, B., Kwon, O., Hashah, Y., Kim, S., & Jeong, S. (2010). *The Maule (Chile) Earthquake of February 27, 2010*. Illinois: Mid America Earthquake Center.
- FEMA. (1997). *NEHRP Guidlines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA 273*. Washington DC: prepared for the Building Seismic Safety Council by the Applied
-

Technology Council with funding by Federal Emergency Management Agency (Report No. FEMA 273).

FEMA. (2009). *NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures, FEMA P-750*. Washington DC: Prepared by the Building Seismic Safety Council of the National Institute of Building Sciences for the Federal Emergency Management Agency.

FHWA. (2011). *LRFD Seismic Analysis and Design of Transportation Geotechnical Features and Structural Foundations*. Washington, D.C.: Federal Highway Administration.

FHWA. (2014). *LRFD Seismic Analysis and Design of Bridges Reference Manual*. Washington, D.C.: Federal Highway Administration.

González, V. (2014). *Puentes Afectados por Licuefacción del Terreno de Fundación Debido al Terremoto 27F*. Santiago: Universidad de Chile.

Han, Q., Zhou, Y., Ou, Y., & Du, X. (2017). *Seismic behavior of reinforced concrete sacrificial exterior shear keys of highway bridges*.

INN. (1996). *NCh433.Of1996 Modificada 2009, Diseño Sísmico de Edificios*. Santiago: Instituto Nacional de Normalización.

Lam, I., & Law, H. (2000). *Soil Structure Interaction of Bridges for Seismic Analysis*. Buffalo, NY: Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, University at Buffalo.

Mackie, K., & Stojadinović, B. (2006). Seismic Vulnerability of Typical Multi-Span California. *Proceedings of the Fifth National Seismic Conference on Bridges and Highways*. San Francisco.

Mander, J., Priestley, M., & Park, R. (1988). *Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete*. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.114.

Martinez, A. (2015). *Efecto de las Barras Sísmicas en el Comportamiento Sísmico Transversal de Puentes de Hormigón Armado*. Santiago: Pontificia Universidad Católica de Chile.

Medina, E. (2010). *Evaluación de Métodos de Análisis Inelástico en SAP para Estructuras de Hormigón Armado*. Santiago : Pontificia Universidad Católica de Chile.

-
- Megally, S., Silva, P., & Seible, F. (2002). *Seismic Response of Sacrificial Shear Keys in Bridge Abutments*. California: University of California, San Diego.
- Mylonakis, G., Gazeta, G., Nikolaou, S., & Chauncey, A. (2002). *Development of Analysis and Design Procedures for Spread Footings*. Buffalo: Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research.
- NCHRP. (2012). *Performance-Based Seismic Bridge Design*. Washington, DC: National Cooperative Highway Research Program.
- Nielson, B. G. (2007). Analytical Seismic Fragility Curves for Typical Bridges in the Central and Southeastern United States. En *Earthquake Spectra* (Vol. 23, págs. 615-633).
- NIST. (2012). *Soil-Structure Interaction for Building Structures*. Gaithersburg: National Institute of Standards and Technology.
- PEER. (2008). *Guidelines for Nonlinear Analysis of Bridge Structures in California*. California: Pacific Earthquake Engineering Research Center .
- Priestley, M., & Calvi, G. (1996). *Seismic Design and Retrofit of Bridges*. New York: John Wiley & Sons, Inc.
- Rubilar, F. (2015). *Modelo No Lineal para Predecir la Respuesta Sísmica de Pasos Superiores*. Santiago: Pontificia Universidad Católica de Chile.
- Seguel , J. L. (2017). Análisis Sísmico de los Criterios de Diseño Sísmico de Puentes en Chile. *Second International Bridges Congress - Chile 2017 - Future Challenges, Design, Construction and Maintenance*. Subcomite Normativo de Puente Chile.
- Zhang, J., & Huo, Y. (2009). Evaluating effectiveness and optimum design of isolation devices for highway bridges using the fragility function method. En *Engineering Structures* (págs. 1648-1660).
-