

DESEMPEÑO SÍSMICO DE PUENTES TÍPICOS EN ARGENTINA. REHABILITACIÓN CON AISLADORES LRB.

Saracho, José Aníbal ^{(1) y (2)}; Pérez, Gustavo Ariel ⁽²⁾; Dip, Oscar ^{(1) y (2)}

Ingenieros Civiles

⁽¹⁾ Universidad Tecnológica Nacional, Facultad Regional Tucumán. ⁽²⁾ Instituto de Estructuras,
Universidad Nacional de Tucumán

joseanibalsaracho@yahoo.com.ar; gperez@herrera.unt.edu.ar; odip@herrera.unt.edu.ar

RESUMEN

Se evalúa el desempeño sísmico de dos clases de puentes típicos en Argentina con el propósito de investigar la vulnerabilidad sísmica de dichas estructuras y comprobar la efectividad de la técnica de rehabilitación empleada para mitigarla, consistente en el uso de aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (Lead Rubber Bearing, LRB). Se utilizó el método de evaluación detallada por análisis dinámico no lineal, siendo considerado éste como el procedimiento de mayor rigurosidad y complejidad. Se crearon modelos 3D de los puentes en la plataforma de elementos finitos OpenSees con consideración de la interacción suelo-estructura, tanto en estribos como en pilas. Por otra parte, la acción sísmica se representó por medio de acelerogramas compatibles con los espectros de pseudoaceleraciones obtenidos para los niveles de sismos requeridos para la evaluación. En cada caso, se comparó la demanda sísmica con la capacidad de los componentes críticos, determinándose así el grado de daño alcanzado por la estructura. Se verificó que ambos puentes no cumplen con los niveles de desempeño exigidos acorde a la vida útil remanente de cada uno de ellos. Conforme a los resultados obtenidos, la técnica de rehabilitación utilizada resulta altamente efectiva, llevando a ambos puentes al nivel de desempeño requerido.

ABSTRACT

The seismic performance of two classes of typical bridges in Argentina is evaluated with the purpose of investigating the seismic vulnerability of said structures and verifying the effectiveness of the rehabilitation technique used to mitigate it, consisting of the use of lead rubber bearing (LRB). The detailed evaluation method by non-linear dynamic analysis was used, this being considered the most rigorous and complex procedure. 3D models of the bridges were created in the OpenSees finite element platform with consideration of the soil-structure interaction, both in abutments and in piers. On the other hand, the seismic action was represented by means of accelerograms compatible with the pseudo-acceleration spectra obtained for the earthquake levels required for the evaluation. In each case, the seismic demand was compared with the capacity of the critical components, thus determining the degree of damage achieved by the structure. It was verified that both bridges do not meet the performance levels required according to the remaining useful life of each of them. According to the results obtained, the rehabilitation technique used is highly effective, bringing both bridges to the required performance level.

INTRODUCCIÓN

Los puentes son los componentes críticos de los sistemas carreteros. Al salir de servicio éstos se producen interrupciones significativas de las redes de transporte, ocasionando grandes pérdidas económicas indirectas. Asimismo, la necesidad de mantener operativas dichas redes para la atención de la emergencia luego de la ocurrencia del evento sísmico indica la importancia de que los puentes permanezcan en estado operacional, o de que al menos tengan función parcial y que la total sea restablecida en tiempos mínimos. Para comprobar este desempeño se debe verificar la aptitud estructural de los puentes ante la acción sísmica, con lo cual se podrán identificar los más susceptibles mediante determinaciones de su vulnerabilidad. Una vez realizado esto, se podrán establecer prioridades y pautas relacionadas con la necesidad de rehabilitación, refuerzo o reemplazo de las estructuras más comprometidas. En relación con estos últimos aspectos, existen distintas medidas disponibles para abordarlos, entre las cuales pueden citarse las siguientes: Apoyos de aislación sísmica, disipadores de energía, extensiones en anchos de apoyos, cables de sujeción de vigas a apoyos, reemplazo de columnas, encamisado de columnas, etc.

Para la determinación de la vulnerabilidad se seguirá el camino determinístico prescripto en el Manual de Rehabilitación Sísmica de Puentes ^[1]. Allí se contempla la realización de una evaluación detallada en el caso de que los puentes fueran hallados deficientes en un análisis preliminar o bien en otras situaciones determinadas. Dentro de los diferentes métodos a utilizarse para dicha evaluación detallada, el correspondiente al Análisis Dinámico No Lineal (ADNL) se considera como el de mayor rigurosidad y complejidad a costa de un mayor esfuerzo computacional y competencias para la interpretación de los resultados ^[1]. Asimismo, se prescribe que este es el método que corresponde aplicarse en casos de estructuras complejas e irregulares y también de aquellas ubicadas en la cercanía de fallas activas.

El propósito de este trabajo es presentar un método de avanzada de evaluación detallada mediante análisis dinámico no lineal de puentes típicos ubicados en zonas caracterizadas como de elevada y muy elevada peligrosidad sísmica del territorio nacional. Dicha evaluación se aplica para la situación de dichos puentes en los estados original y rehabilitado. Para la rehabilitación se consideró la técnica basada en el uso de aisladores elastoméricos con núcleo de plomo. Así, la metodología permite evaluar cuantitativamente la capacidad sísmica de una estructura existente y también determinar la efectividad global de la técnica de rehabilitación empleada ^[1].

Asimismo, se cree conveniente destacar la importancia de la presentación de una metodología mediante ADNL para la situación de los puentes aislados sísmicamente. Fundamentalmente por la cuestión de que la normativa existente al respecto, AASHTO ^[2], se focaliza en los métodos más simples de análisis, brindando ejemplos de cálculo sólo para esos casos. En consecuencia, los ejemplos aquí tratados pueden tomarse como guía para situaciones de evaluación de la performance que conllevan mayor complejidad. Conviene aclarar también, el hecho de que los estudios realizados se hallan enmarcados en actividades de investigación sobre la aplicación de técnicas de rehabilitación para puentes, siendo la aislación sísmica la primera en ser abordada.

METODOLOGÍA

Puentes de estudio seleccionados

Para este trabajo se seleccionaron dos puentes típicos ubicados en la provincia de Mendoza en zonas caracterizadas como de elevada y muy elevada peligrosidad sísmica del territorio nacional. El primero, construido recientemente en el año 2014, se halla ubicado en Ruta Nacional 40 sobre el Arroyo Tierras Blancas; corresponde a la clase: Puente de Vigas de Hormigón Simplemente Apoyado y de Tramos Múltiples según el estudio realizado por los autores [3]. Se tienen dos pilas, formadas cada una por tres columnas con viga cabecera. Los estribos son del tipo rígido cerrado, con muro frontal, muros laterales y de ala fundados sobre seis pilotes. Los apoyos de las vigas son de neopreno zunchado, ubicados sobre dados de hormigón armado; se tienen cinco en los estribos y diez sobre la viga cabecera de pilas. El segundo puente fue construido en el año 1971, se encuentra en el acceso este a la Ciudad de Mendoza sobre Ruta Nacional 7; pertenece a la clase de Vigas Cajón de Hormigón Continua de Tramos Múltiples. Se tiene una sola pila central con una única columna. Los estribos son del tipo simple, con viga cabezal, muro pantalla y muros de ala; la viga cabezal descansa en contrafuertes que transmiten la carga a la fundación superficial llevada a una cota más profunda. Se tienen dos apoyos elastoméricos sobre cada estribo y uno sobre la pila.

En ambos casos, las luces de tramo, número de tramos, altura de pilas y ancho de tablero se corresponden con los valores medios del estudio estadístico presentado en trabajo referido [3]. En Figuras 1 y 2 se ofrecen vistas y cortes de estos puentes de estudio. La longitud total de ambas estructuras es de aproximadamente 66 m.

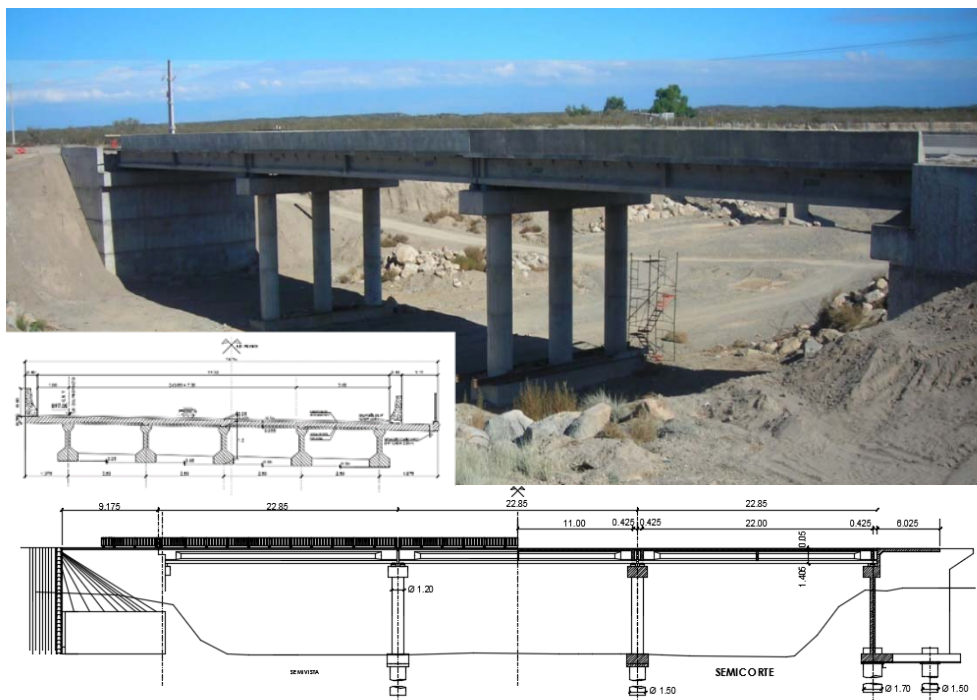


Figura 1. Puente sobre Arroyo Tierras Blancas, Ruta Nacional 40

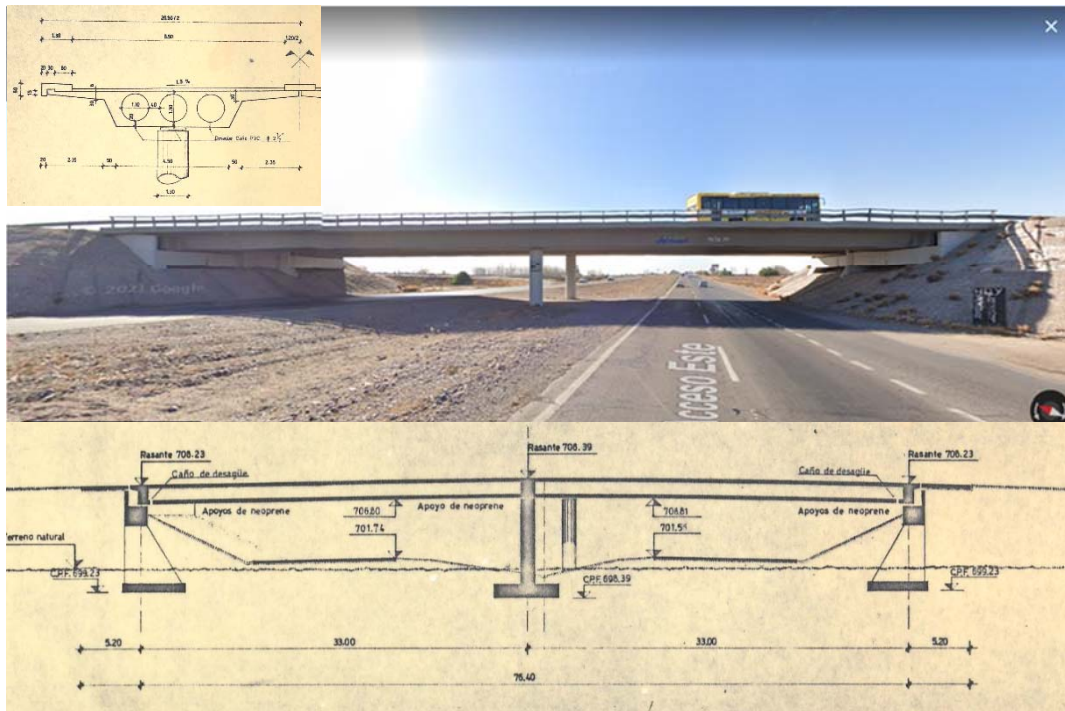


Figura 2. Puente Acceso Este a Ciudad de Mendoza, Ruta Nacional 7

Objetivos de desempeño estructural

En la metodología presentada en Buckle et al. [1], se fijan los objetivos de desempeño estructural a cumplir por las estructuras de puentes. Primeramente, se determina la Vida Útil Remanente (VUR), considerando que la vida útil promedio de los puentes es de 75 años. Se tienen tres categorías de VUR según el detalle ofrecido en Tabla 1.

Categoría de VUR	Periodo de VUR
VUR1	0 – 15 años
VUR2	16 – 50 años
VUR3	Mayor a 50 años

Tabla 1 - Categorías de Vida Útil Remanente (VUR)

Los objetivos de desempeño estructural se fijan para dos niveles de sismos definidos como:

Sismo Menor: corresponde a un periodo de retorno promedio de unos 100 años.

Sismo Mayor: ídem para 1000 años.

A su vez, se definen cuatro niveles de performance o desempeño, según lo indicado a continuación:

Nivel de Desempeño 1 (ND1): Seguridad de vida. Se asegura únicamente la vida, pero el daño permanente sufrido por el puente durante un terremoto es significativo y el

servicio es interrumpido.

Nivel de Desempeño 2 (ND2): Operacional. Después de ocurrido el sismo, el daño permanente es mínimo y todo el servicio para los vehículos de emergencia puede estar disponible después de una inspección y limpieza de escombros.

Nivel de Desempeño 3 (ND3): Totalmente operacional. Después del sismo, el daño permanente es despreciable.

Finalmente, de acuerdo con el nivel de sismo, la importancia del puente y la vida útil remanente, se establecen los niveles mínimos de desempeño recomendados (ver Tabla 2).

Sismo	Importancia y vida útil remanente del puente					
	Estandar			Esencial		
	VUR1	VUR2	VUR3	VUR1	VUR2	VUR3
Menor	ND0	ND3	ND3	ND0	ND3	ND3
Mayor	ND0	ND1	ND1	ND0	ND1	ND2

Tabla 2 - Niveles mínimos de desempeño

Sismicidad local, obtención de acelerogramas

Los acelerogramas a utilizar en análisis dinámico no lineal para verificación del desempeño estructural deben representar el ambiente tectónico y las condiciones locales del sitio de emplazamiento del puente. En este trabajo se utilizarán registros de sismos reales de ambientes tectónicos similares a los del centro-oeste argentino, los cuales serán escalados para compatibilizar con los espectros de respuesta para los sismos menor y mayor respectivamente.

La sismicidad local está relacionada con terremotos superficiales intraplaca o corticales que dan origen a sismos tipo impulsivos o de fuente cercana, como los registrados para el terremoto de Mendoza de 1985 y San Juan 1977 ^[4]. La fuente sismogénica predominante en el centro oeste argentino lo constituyen fallas geológicas activas del tipo inversa ^[5].

En la Figura 3 se ubican las fuentes potenciales del centro-oeste argentino. Allí están resaltadas las dos fallas cercanas a los puentes de estudio, la del Cerro La Cal para el puente sobre Ruta 7 y la de Tupungato, para la estructura sobre la Ruta 40. En la Tabla 3 se resumen las características fundamentales de dichas fuentes sísmicas potenciales.

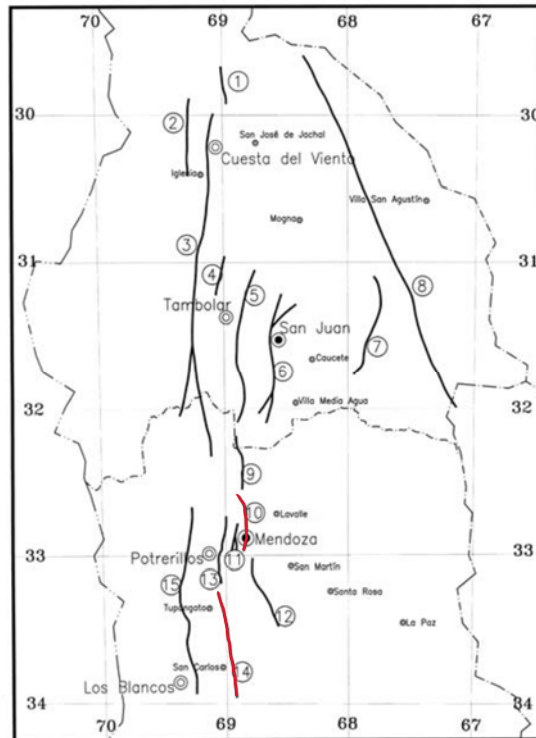


Figura 3. Ubicación de fuentes sísmicas potenciales del centro-oeste argentino

Nº	Fuente sísmica	Terr. Pot. Máx.		Terreno Histórico Asociado Fecha/Magnitud
		Mag. [Ms]	Recurr. [años]	
10	Cerro La Cal	7.0	1300	20/03/1861, Ms=7.0
14	Tupungato	7.0	1000	-

Tabla 3 - Características de fuentes sísmicas potenciales cercanas a los puentes de estudio.

En cuanto a los espectros objetivos, el de 1000 años de recurrencia se corresponde con el de diseño fijado por el Proyecto de Reglamento INPRES-CIRSOC 103, Parte VI Puentes de Hormigón Armado [6], el cual está basado en las especificaciones AASHTO para el diseño sísmico de puentes [7]. Las ordenadas espectrales correspondientes al sismo menor, de 100 años de periodo de retorno, se obtienen por aplicación de un coeficiente de reducción sobre las del espectro de diseño. Este coeficiente se obtuvo a partir del análisis de los espectros dados para las ciudades de San Juan y Mendoza en el estudio de Cardona et al. [8].

Otro aspecto trascendente en el proceso de búsqueda y selección de acelerogramas lo constituye el factor de escala a utilizar. Según las recomendaciones de Wang et al. [9], en este trabajo se asigna un rango estrecho para dichos factores, entre 0.4 y 2.5.

También resulta determinante el rango de periodos de significancia estructural. Dada

la falta de prescripciones sobre este aspecto en normas específicas para puentes, se tomó en consideración lo dispuesto en ASCE/SEI 7-10 [10]. Allí se establece que para el caso de estructuras no aisladas el rango de periodos a considerar para realizar el escalado de acelerogramas va desde 0.2T a 1.5T, donde T es el periodo del primer modo de vibración de la estructura. Para el caso de estructuras aisladas, el rango va de 0.5 T a 1.25T, donde T en este caso es el periodo efectivo de la estructura aislada sísmicamente.

Para la búsqueda se utilizó la aplicación web de la base de datos del PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center) - Next Generation Attenuation (NGA) [11].

Niveles de daño según Parámetros de Demanda Ingenieril

En Buckle et al. [1] no se fijan de manera explícita y directa los Parámetros de Demanda Ingenieril (PDI) para caracterizar los distintos estados de daño luego de realizado el ADNL. Conforme a la revisión de la literatura científica y técnica efectuada, pudo observarse que el abordaje más claro en esta cuestión es realizado en distintos estudios de fragilidad sísmica (Nielson [12], Avsar [13], DesRoches et al. [14]). En este último estudio citado, patrocinado por CALTRANS, se utilizaron dos PDI para definir los Umbrales de Daño en Componentes (UDC) que ofician de límites para los distintos niveles de desempeño establecidos. Por su pertinencia, serán utilizados también en este estudio. El primero tiene que ver con la capacidad por curvatura de las columnas, denominado ductilidad por curvatura, que se determina según la ecuación 1.

$$\mu_{\varphi} = \frac{\varphi_{max}}{\varphi_{Fluencia}} \quad (1)$$

Donde:

μ_{φ} = ductilidad por curvatura

φ_{max} = curvatura máxima alcanzada

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

El segundo parámetro está relacionado con la capacidad de desplazamiento de la superestructura en función de las dimensiones de los elementos que le sirven de apoyo. De esta manera, entran en juego tanto las medidas de los pedestales donde se ubican los elastómeros, como así también los anchos de sustentación disponibles en las vigas cabeceras de pilas y en la base de apoyo de estribos (ver Figura 5).

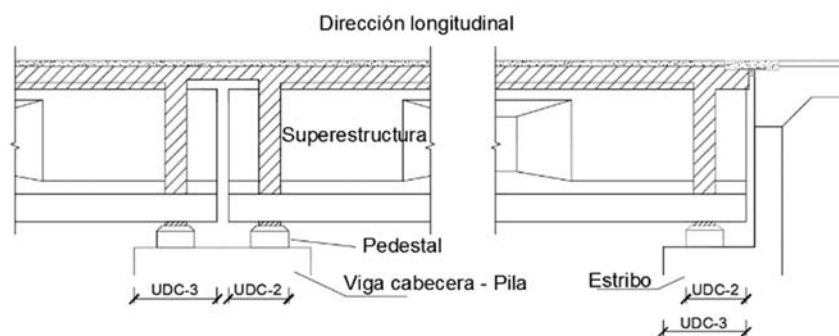


Figura 5. Longitud de apoyo disponible para la superestructura, en Pila y Estribos

La Tabla 4 muestra los umbrales de daño referidos, con los respectivos niveles de desempeño que limitan. Cada vez que se supera uno de estos umbrales, el componente afectado y por ende el puente en su conjunto sufre distinto nivel de daño visible, lo que conlleva a una estrategia diferente de reparación.

Umbral de Daño en Componente	Niveles de daño en componentes				
	UDC-0	UDC-1	UDC-2	UDC-3	
Rango de Daño en Componente	Ningún Daño	Daño desprec.	Daño mínimo. Repar. Menor	Daño signific. Repar. Import.	Daño Irreparab. Reempl. de Comp.
Nivel de desempeño	ND3		ND2	ND1	

Tabla 4 - Niveles de daño en componentes [1]

El estudio de Hwang ^[15] es tomado como marco referencial por distintos trabajos sobre fragilidad sísmica de puentes para la definición de los límites de daño. Allí, dichos umbrales de daño se determinaron a través de la construcción del diagrama momento-curvatura correspondiente a la sección de columna en pila de un puente típico del centro-este de los Estados Unidos. Este mismo método se aplicó para los puentes del presente estudio. Se destacan a continuación los puntos característicos del diagrama citado que ofician de umbrales de daño de los diferentes niveles de desempeño:

- Primera fluencia de armadura longitudinal: φ_1
- Límite de serviciabilidad: Curvatura de fluencia, φ_y
- Límite de control de daño: φ_2 , curvatura correspondiente a una deformación específica de la fibra externa del hormigón de 0.002 para el caso de la presencia de empalmes por yuxtaposición de armaduras en la zona de formación de rótulas plásticas. Curvatura φ_4 , ídem para la situación donde no se presentan dichos empalmes, con una deformación específica de 0.004.
- Límite de prevención de colapso: φ_u , curvatura asociada a la deformación específica de la fibra externa del hormigón correspondiente a la última del modelo de Mander para hormigón confinado.

En Figura 6 se presenta esquemáticamente el diagrama Momento-curvatura con su aproximación bilineal y los referidos puntos característicos.

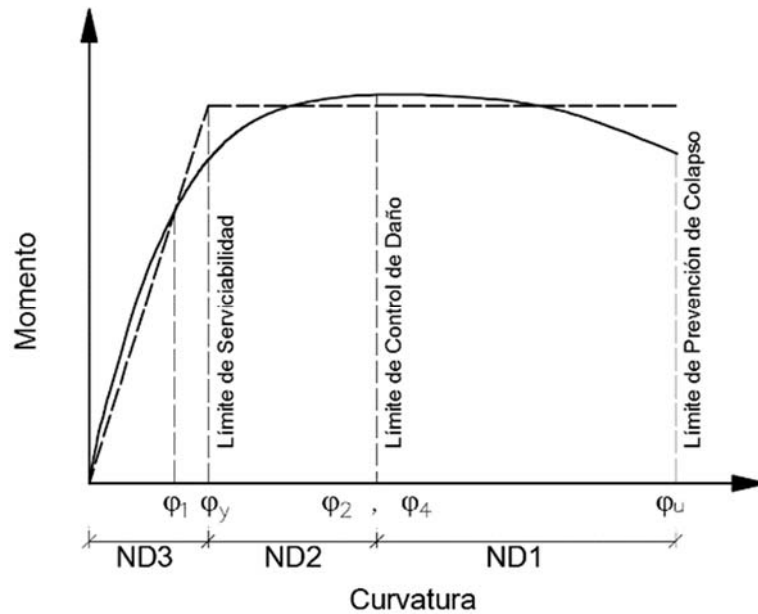


Figura 6. Diagrama Momento-Curvatura. Umbral de daño

En la Tabla 5, se muestran los distintos umbrales de daño con los correspondientes valores de los PDI adoptados para este estudio.

Parámetro de Demanda Ingenieril	Puente	Umbral de Daño en Componente			
		UDC-0	UDC-1	UDC-2	UDC-3
Ductilidad por Curvatura (μ_ϕ)	Puente R 7	1	1.2	2.65	7.67
	Puente R 40	1	1.69	3.49	7.77
Desplazamiento Superestr. [mm]	Puente R 7	30	100	350	450
	Puente R 40	30	100	475	750

Tabla 5 - Umbrales de daño según Parámetros de Demanda Ingenieril

Modelos analíticos

Se desarrollaron modelos analíticos 3D de los puentes de estudio usando la plataforma de elementos finitos OpenSees ^[16]. Para generar estos modelos se tomaron en consideración los detalles de los distintos componentes, los cuales fueron obtenidos de los planos de los puentes. La superestructura de cada puente fue modelada usando elementos de barra prismáticos elásticos, asumiendo que permanecen en el rango elástico según las prescripciones de Caltrans ^[17]. Para las pilas se adoptaron elementos de barra no lineales con plasticidad concentrada en los extremos, donde se formarán las rotulas plásticas. En este caso, las secciones son

discretizadas con fibras longitudinales de acero para las armaduras longitudinales, hormigón confinado para el núcleo central y hormigón no confinado para el recubrimiento. En el caso de las armaduras, estas fueron modeladas utilizando el modelo material Steel01 provisto por OpenSees; se trata de un modelo bilineal con endurecimiento cinemático. En el hormigón, el confinamiento mejora la resistencia y la ductilidad; por esta razón se emplearon distintos modelos para el hormigón confinado y no confinado. Se utilizó el modelo material Concrete01 con diferentes parámetros para uno y otro caso.

Asimismo, la interacción suelo-estructura en los estribos se modeló disponiendo resortes en los extremos del modelo con adecuadas relaciones no lineales de fuerza-deformación, las cuales están basadas en las disposiciones de Caltrans ^[17].

En Figura 7 se ofrece una vista del modelo analítico del puente sobre Ruta 40. En la misma, a su vez, se ofrecen detalles de los resortes ubicados en estribos y pilas, como asimismo de las fibras en columnas.

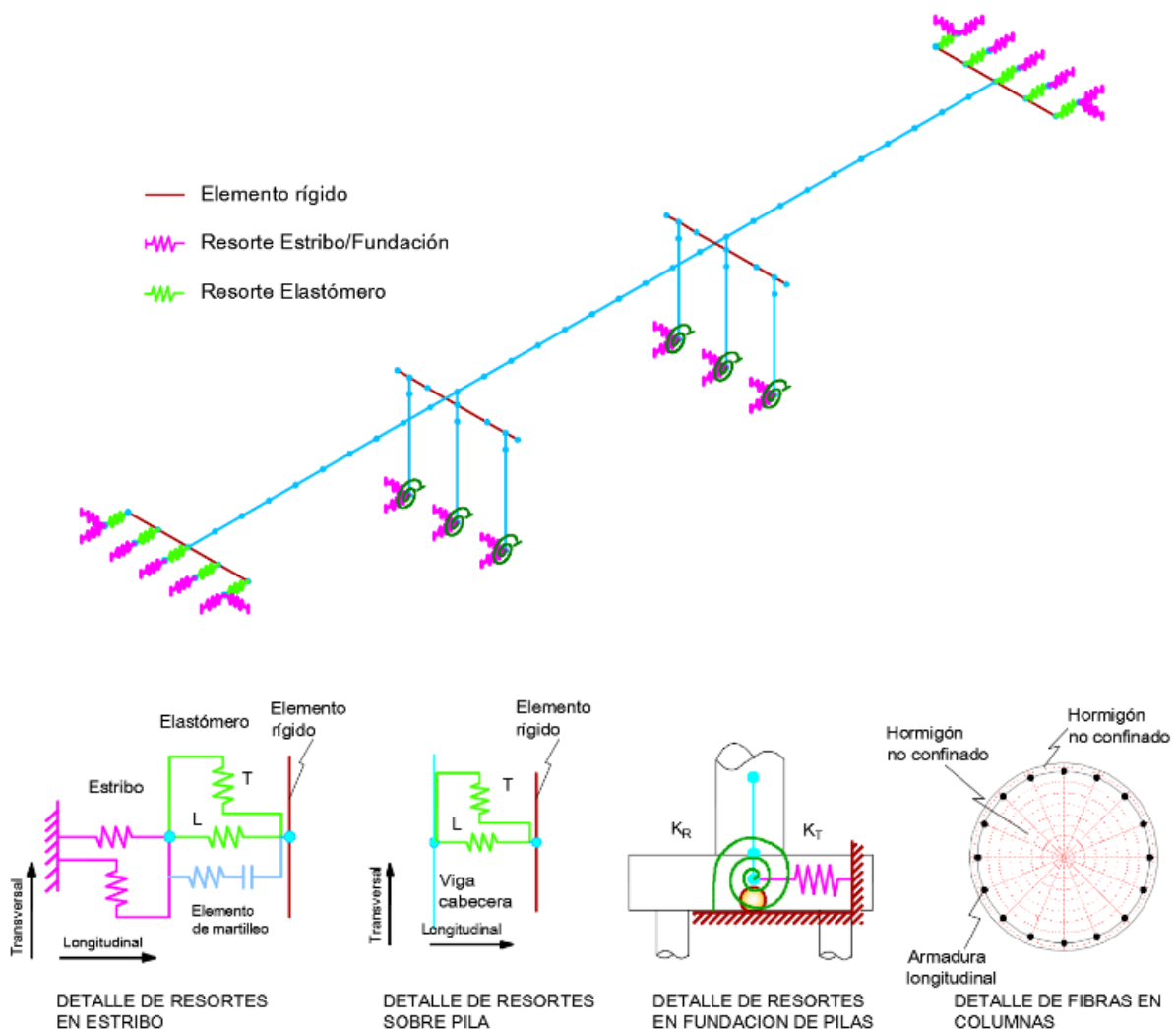


Figura 7. Modelo analítico 3D detallado del Puente sobre Ruta 40 y sus componentes ^[18]

En la figura 8 pueden apreciarse las leyes constitutivas adoptadas para los materiales de las fibras.



Figura 8. Modelos constitutivos para materiales en fibras de columnas

En Figura 9 se pueden ver las relaciones fuerza-deformación tomadas para los distintos resortes ubicados en los extremos, en correspondencia con los estribos. Por un lado, se considera el empuje pasivo del suelo de relleno sobre el muro pantalla. Por el otro, con un resorte conectado en paralelo al anterior, se consideran las acciones activa y pasiva de los pilotes. Esta situación se contempla en el caso del puente sobre Ruta 40. En el caso del puente antiguo, solo se toma en cuenta la primera acción, dado que se trata de un estribo del tipo simple, con fundación sobre solera vinculada a la viga cabecera mediante dos contrafuertes. Asimismo, en dicha figura se puede apreciar la relación fuerza-deformación adoptada para los elementos que representan el martilleo entre el extremo de la superestructura y el muro pantalla del estribo, considerando el espacio de la junta entre ambos. Por último, se ofrece el modelo analítico escogido para los elastómeros, en el cual la capacidad última por corte ($F_{Fricción}$) depende de la fricción entre el neopreno y el hormigón.

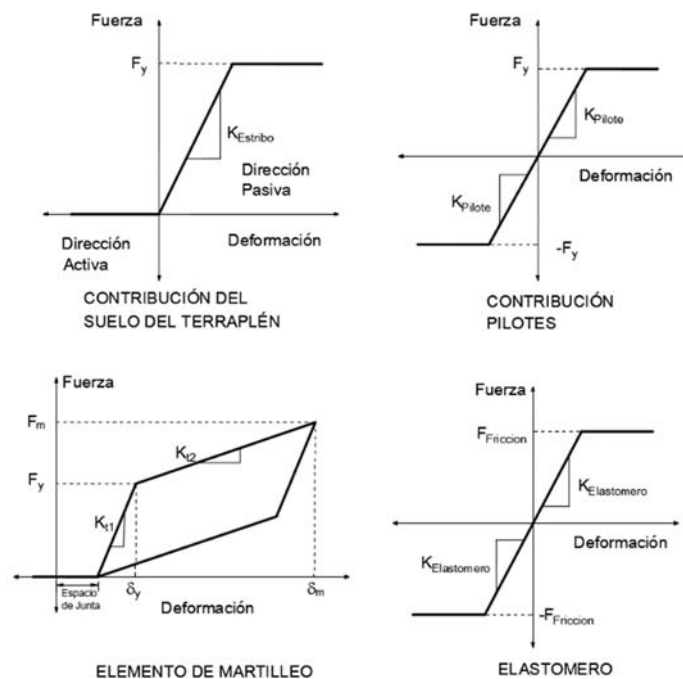


Figura 9. Modelos analíticos para los resortes ubicados en los estribos

En cuanto a la interacción suelo-estructura en la base de las pilas, se presentan situaciones diferentes en ambos puentes. Por un lado, el puente antiguo presenta fundación superficial, mientras que el otro, fundación profunda mediante pilotes. Se colocaron resortes rotacionales y traslacionales en la base de las columnas mediante una matriz acoplada de rigideces. Los valores de dichas rigideces se calcularon conforme al método establecido en Buckle et al. ^[1]. Se tomaron en cuenta las características del suelo de fundación, la rigidez a flexión en el caso de los pilotes y las dimensiones de la base aislada.

En relación con los aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (Figura 10), los mismos se diseñaron de conformidad con lo establecido por AASHTO ^[2]. Para ello, en primer lugar, se utilizó el denominado método simplificado basado en desplazamientos. Aquí, se asume una rigidez efectiva de la superestructura aislada sobre subestructuras flexibles, la cual resulta de la suma de las rigideces efectivas de las subestructuras individuales. La Figura 11 muestra una subestructura idealizada con un aislador soportado sobre una columna flexible. Para el aislador se adopta un comportamiento bilineal y para la columna, uno elástico.

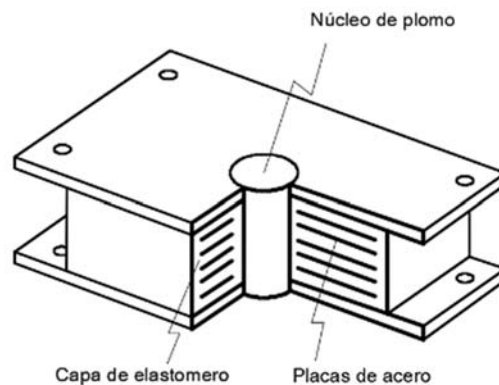


Figura 10. Aislador elastomérico con núcleo de plomo (LRB)

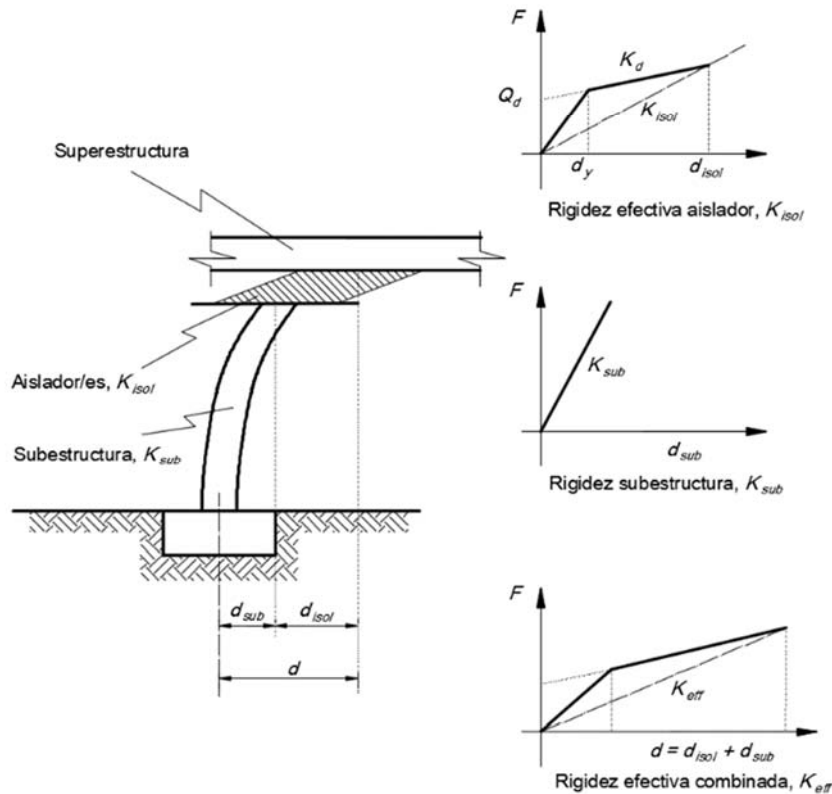
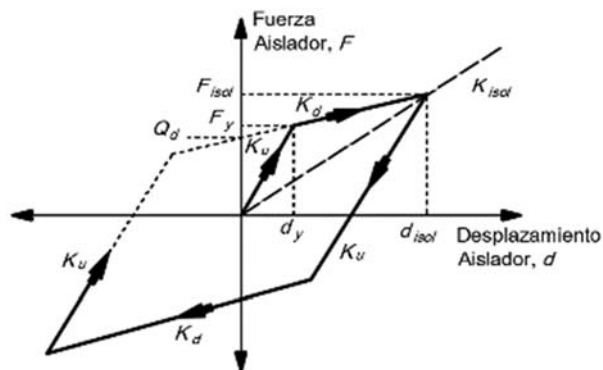


Figura 11. Subestructura idealizada con un aislador sobre columna flexible [2]

Luego, en una etapa posterior, con los valores obtenidos de resistencia característica, rigidez y desplazamiento de cada aislador se procede al diseño de estos.

En Figura 12 puede apreciarse el modelo bilineal adoptado para el aislador y las propiedades correspondientes según AASHTO [2].



d_{isol} : Desplazamiento aislador
 d_y : Desplazamiento de fluencia aislador
 F_{isol} : Fuerza cortante aislador
 F_y : Fuerza de fluencia aislador
 K_d : Rigidez post-elástica aislador
 K_u : Rigidez de carga y descarga (Rigidez elástica)
 Q_d : Resistencia característica aislador

Figura 12. Modelo bilineal adoptado para aislador [2]

Por último, se deben disponer estos apoyos en el modelo, en reemplazo de los elastoméricos existentes, para así realizar el análisis dinámico no lineal con cada sismo de entrada. En este caso el modelo de material utilizado para representarlo es el Steel01.

RESULTADOS

Los acelerogramas compatibles con los espectros correspondientes a los Sismos Menor y Mayor se obtuvieron de la Base de datos del PEER. Allí se cargaron los archivos de estas ordenadas espectrales y se indicaron los siguientes parámetros: tipo de falla inversa, Magnitud entre 6.0 y 7.5, distancia a la falla entre 1km y 10 km, velocidad superficial de la onda de corte entre 120 a 250 m/s, factor de escala entre 0.4 y 2.5 y el rango de periodos de significancia estructural, entre 0.18 s y 1.87 s. Para establecer este rango, se tomaron 0.2 T1 y 1.5 T2, siendo T1 el periodo de menor valor de los dos puentes estudiados y T2, el mayor.

Para el caso del Sismo Mayor, se consiguieron 8 registros correspondientes al sismo de Christchurch, New Zealand, con factores de escala que van desde 0.67 a 1.73. Dos de estos registros son del tipo impulsivo. En Figura 13 se representan los espectros de dichos registros escalados, observándose la buena aproximación del promedio de la serie respecto del espectro objetivo para este caso del Sismo Mayor. Cabe destacar que el ajuste responde a los requerimientos prescriptos en Buckle et al. ^[1]. En lo que respecta a la serie de registros se busca que el promedio de la serie no debe ser menor que el 85 % del espectro objetivo para cualquier periodo dentro del rango de significancia estructural. Cabe aclarar que de manera leve esta condición no se cumple entre 0.18 s y 0.3 s. También merece destacarse que dicha prescripción es cumplida con creces para los periodos más grandes, con lo cual la serie resulta apta asimismo para realizar los análisis no lineales de los puentes aislados sísmicamente. Para este caso, hay un desplazamiento hacia el rango de mayores periodos según se consignó en el apartado “Sismicidad local, obtención de acelerogramas”.

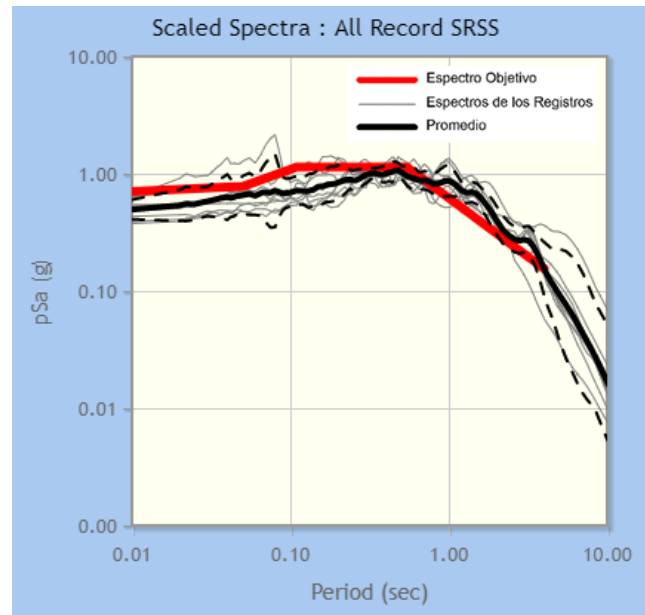


Figura 13. Espectros de registros escalados obtenidos

En la Tabla 6 se muestran los periodos fundamentales correspondientes a cada una de las estructuras analizadas. En todos los casos, este primer modo de vibración se da en la dirección longitudinal.

Puente	Condición	Periodo [seg]
Ruta 40	Original	0.9
	Aislado	2.21
Ruta 7	Original	1.25
	Aislado	2.34

Tabla 6 - Periodos fundamentales de los puentes analizados

En lo que sigue, por razones de abreviación, solo se presentaran algunos resultados correspondientes a la respuesta de ambas estructuras ante el Sismo Mayor para los estados original y rehabilitado.

La Figura 15 ofrece las respuestas de desplazamientos de la superestructura del puente sobre Ruta 40 en la dirección longitudinal, en la cual se registraron los mayores valores. En la Tabla 7 se ofrecen dichos valores máximos.

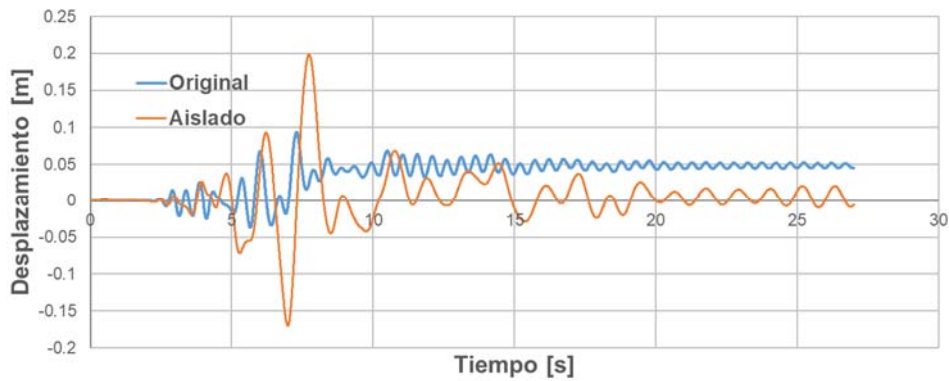


Figura 15. Desplazamientos de la Superestructura del Puente sobre Ruta 40 en Dirección Longitudinal. Original (arriba) y rehabilitado (abajo)

Puente	Condición	Desplazamiento max. [m]
Ruta 40	Original	0.09
	Aislado	0.20
Ruta 7	Original	0.272
	Aislado	0.275

Tabla 7 - Desplazamientos máximos de los puentes analizados en Dirección Longitudinal

En las Figuras 16 y 17 se muestran las respuestas Momento-Curvatura para los dos puentes en la dirección longitudinal, donde resultaron más desfavorables.

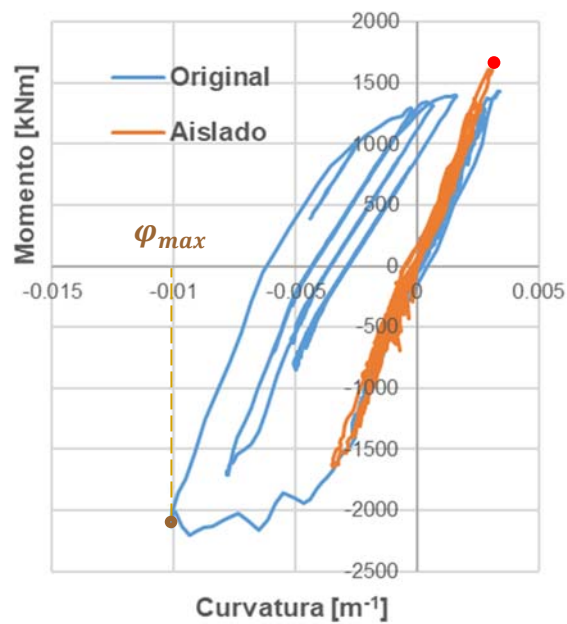


Figura 16. Diagrama Momento-curvatura en columna de pila del Puente sobre Ruta 40 en Dirección Longitudinal

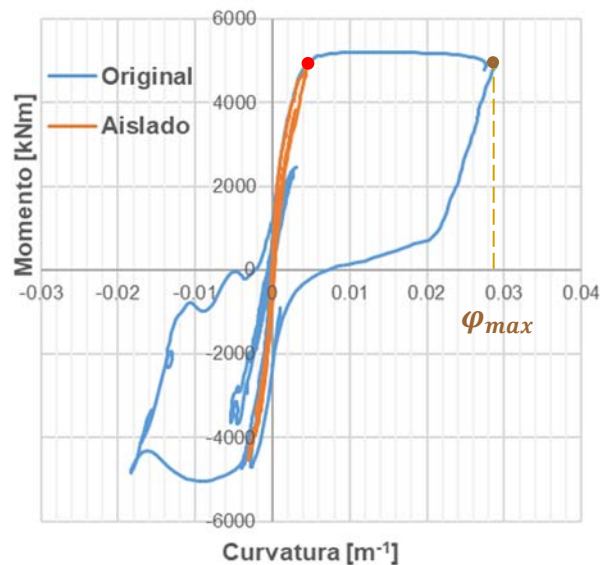


Figura 17. Diagrama Momento-curvatura en columna de pila del Puente sobre Ruta 7 en Dirección Longitudinal

En Tabla 8 se ofrecen los resultados de las Curvaturas de Fluencia, Curvaturas Máximas y las Ductilidades de Curvatura para las columnas de ambos puentes.

Puente	Estado	Curvatura de Fluencia [$\varphi_{Fluencia}$]	Curvatura Máx. [φ_{max}]	Ductilidad de Curvatura [μ_{φ}]
Ruta 40	Original	0.00277	0.01	3.65
	Aislado		0.00348	1.26
Ruta 7	Original	0.00316	0.029	9.27
	Aislado		0.0044	1.39

Tabla 8 - Curvatura de Fluencia, Curvatura Máxima y Ductilidades de Curvatura en columnas de los puentes analizados

La Figura 18 ofrece la respuesta de uno de los aisladores ubicados sobre la pila del puente sobre Ruta 7, en dirección longitudinal.

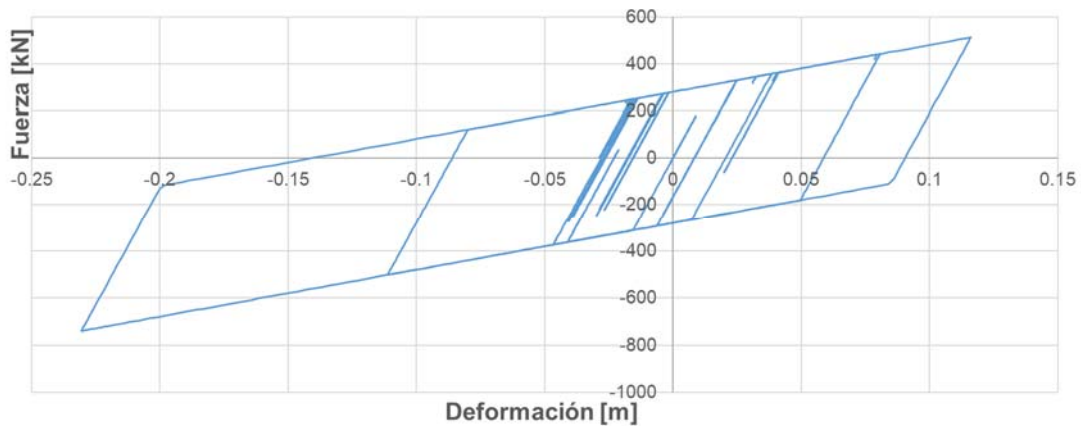


Figura 18. Respuesta de uno de los Aisladores sobre Pila en Puente sobre Ruta 7, en Dirección Longitudinal

DISCUSIÓN

Con respecto a la definición de los rangos de periodos de significancia estructural para la selección y escalado de registros, se desea aclarar que se adoptó la norma ASCE/SEI 7-10 ^[10] a consecuencia de haberla estudiado en su momento para un trabajo publicado sobre el tema (Saracho et al. ^[19]). La actualización de esta, en su versión ASCE/SEI 7-16, presenta algunas modificaciones con respecto a este tópico. Fundamentalmente, se consideran los periodos del primer modo de cada una de direcciones principales horizontales, manteniendo el valor de 0.2 T para el umbral inferior e incrementándolo a 2 T para el superior. De los resultados obtenidos, puede apreciarse que estas modificaciones no tendrán mayor efecto sobre lo realizado en este trabajo puesto que, según se vio, las ordenadas espectrales promedio se hallan por encima del espectro objetivo en una amplia zona de los periodos largos.

En relación con las respuestas sobre ambos puentes, para el Sismo Mayor, la Ductilidad por Curvatura en el sentido longitudinal resultó superior que la transversal y la correspondiente al puente más antiguo resultó ser un 250 % mayor. De acuerdo con las prescripciones de Caltrans, la ductilidad por curvatura en la pila del puente sobre la Ruta 7 supera el límite de prevención de colapso, con lo cual se requeriría el reemplazo de este componente. Por otra parte, el puente sobre Ruta 40 acusa un nivel de daño significativo, con necesidad de reparaciones importantes para llevarlo al estado operacional. Conforme a los resultados obtenidos, ambos puentes no cumplen con los requerimientos mínimos de desempeño para el sismo Mayor. El puente antiguo, con menos años de vida útil remanente respecto del nuevo, requiere un nivel de desempeño 1, que garantiza seguridad de vida con daños permanentes significativos (ver Tabla 2). Por su parte, el puente nuevo, con más años para prestar servicio, requiere un nivel de desempeño 2, lo que implica mantenerse operacional luego del evento sísmico, con daños permanentes mínimos.

Los resultados arrojados en la situación de los puentes aislados muestran que el puente antiguo presenta un nivel de desempeño 2, operacional, en tanto que el nuevo, un nivel 3, totalmente operacional.

CONCLUSIONES

Se presentó una metodología de evaluación detallada mediante análisis dinámico no lineal de puentes típicos en Argentina, para los estados original y rehabilitado sísmicamente, conforme al estado actual del conocimiento, desde la evaluación de la sismicidad del sitio de implantación de la obra hasta la determinación de su desempeño estructural. Para la rehabilitación se consideró la técnica basada en el uso de aisladores elastoméricos con núcleo de plomo.

A través de la limitación de fuerzas en componentes críticos como las pilas y la modificación de la respuesta dinámica, la medida de rehabilitación usada resulta altamente efectiva, permitiendo que las estructuras estudiadas puedan cumplir con los objetivos de desempeño esperados conforme a normativa.

Los ejemplos aquí desarrollados y los criterios adoptados en la definición de los parámetros de demanda ingenieril constituyen una guía para la aplicación de esta metodología.

Referencias

[1] Buckle, Ian; Friedland, Ian; Mander, John; Martin, Geoffrey; Nutt, Richard; Power, Maurice. "Seismic Retrofitting Manual for Highway Structures: Part 1 – Bridges". Federal Highway Administration; Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, University at Buffalo, State University of New York, USA. 2006.

[2] American Association of State Highway and Transportation Officials. AASHTO. Guide Specifications for Seismic Isolation Design. Washington, DC. 2014.

[3] Saracho, J.; Perez, G.; Barlek, J.; Dip, O.; Castelli, E. "Clasificación de puentes en Argentina para la evaluación de su vulnerabilidad sísmica". Memorias de la 1a Conferencia Internacional de Puentes-Chile 2014. Santiago. 2014.

[4] Frau, Carlos; Saragoni, Rodolfo. "Demanda sísmica de fuente cercana. Situación del oeste argentino". Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Antisísmica, IX Jornadas. Chile. 1. 2005.

[5] Frau, Carlos D. "Sismicidad Regional, Estudios de riesgo sísmico y el fallamiento local". I Jornadas Internacionales sobre Gestión de Riesgos de Desastres. Mendoza, Argentina. 15. 2009.

[6] INPRES CIRSOC 103. Proyecto de reglamento argentino para construcciones sismorresistentes. Parte VI Puentes de hormigón armado. Instituto Nacional de Prevención Sísmica, Instituto Nacional de Tecnología Industrial. 2019.

[7] American Association of State Highway and Transportation Officials. AASHTO. Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design. Washington, DC. 2011.

- [8] Cardona O, A. Barbat, M Carreño, G Bernal, M Mora, C Velásquez, M Salgado, “Perfil de Riesgo de Desastres. Informe Nacional para Argentina”, CIMNE, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería. 2016.
- [9] Wang G, R Youngs, M Power y Z Li, “Design ground motion library: an interactive tool for selecting earthquake ground motions”, Earthq. Spectra, Vol. 31, pp. 617–635. 2015.
- [10] American Society of Civil Engineers. Structural Engineering Institute. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. American Society of Civil Engineers. 2010.
- [11] PEER Ground Motion Database. Pacific Earthquake Engineering Research Center. <http://www.ngawest2.berkeley.edu>. 2020. (Consultada el 01.05.20)
- [12] Nielson B.G., “Analytical Fragility Curves for Highway Bridges in Moderate Seismic Zones”, PhD Thesis, Georgia Institute of Technology. Atlanta, Georgia. 2005.
- [13] AVŞAR O. “Fragility Based Seismic Vulnerability Assessment of Ordinary Highway Bridges in Turkey”, PhD Thesis, Middle East Technical University. Ankara, Turquia. 2009.
- [14] DesRoches, R, Padgett, J., Ramanathan, K., Dukes, J. (2012). “Feasibility Studies for Improving Caltrans Bridge Fragility Relationships”. Final Report CA12-1775. Georgia Institute of Technology. California Department of Transportation.
- [15] Hwang H., Liu J.B. and Chiu Y.H., “Seismic Fragility Analysis of Highway Bridges”, Report No. MAEC RR-4, Center for Earthquake Research Information. 2001
- [16] McKenna, Frank; Fenves, Gregory; Filippou, Filip; Scott, Michael; Elgamal, Ahmed; Arduino, Pedro. “Open System for Earthquake Engineering Simulation”. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, USA. <http://opensees.berkeley.edu>. 2013.
- [17] Caltrans, “Seismic Design Criteria Version 1.7.”, California Department of Transportation, Sacramento, CA. 124-129. 2013.
- [18] Nielson, Bryant G.; DesRoches, Reginald. Earthquake Engineering Research Institute. “Analytical Seismic Fragility Curves for Typical Bridges in the Central and Southeastern United States”. Earthquake Spectra, Volume 23, No. 3, pages 615–633. 2007.
- [19] Saracho J., Pérez G., Barlek J., Dip O., Castelli E. “Procedimiento para selección de acelerogramas para estudios de fragilidad en puentes típicos de Argentina”. Ingeniería Sísmica. Nº 106, pp. 76-111. Ciudad de México, México. 2021.