

ANÁLISIS EXPLÍCITO NO LINEAL DEL COLAPSO SÍSMICO DE UN PUENTE DE HORMIGÓN ARMADO

EXPLICIT NON-LINEAR 3D SEISMIC ANALYSIS UNTIL COLLAPSE OF AN RC BRIDGE

Germán Nanclares, Daniel Ambrosini, Oscar Curadelli y Martín Domizio

Grupo de Dinámica Experimental, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Cuyo, Mendoza, Argentina, dambrosini@uncu.edu.ar, <http://ingenieria.uncuyo.edu.ar/paginas/index/area-dinamica-experimental>

CONICET, Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas, Argentina, <https://www.conicet.gov.ar/>

Palabras clave: Análisis Dinámico No Lineal, Colapso, Puentes MEF Explícito.

Resumen. Los puentes de hormigón armado son el conjunto más numeroso del inventario de puentes país. Tanto para puentes nuevos como existentes, es necesario desarrollar un método de análisis preciso y confiable para evaluar su desempeño bajo cargas sísmicas. En este aspecto, los modelos numéricos son una poderosa herramienta. Al analizar estructuras de hormigón hasta estados próximos al colapso, los modelos tradicionales presentan una variedad de inconvenientes que limitan la simulación del comportamiento. Considerando modelos más sofisticados que incluyen un esquema de integración temporal explícito, muchos de los inconvenientes son evitados. Por otro lado, los modelos constitutivos que representan el comportamiento no lineal de los materiales, requieren de una calibración de los parámetros que lo definen. En este trabajo se presenta el análisis dinámico no lineal de un puente en operación, llevado a cabo mediante un modelo tridimensional no lineal de elementos finitos con alto nivel de detalle, que es resuelto mediante un código de integración explícito. La estructura analizada es sometida a una serie de registros sísmicos amplificados a fin de alcanzar el colapso de la estructura. Se evalúa el comportamiento global de la estructura y se identifica el mecanismo de colapso, que es originado a partir de una falla local en las columnas de hormigón.

Keywords: Nonlinear Dynamic Analysis, Bridge collapse, Explicit FEM.

Abstract. Reinforced concrete highway bridges are the largest set of bridges in the inventory. For both new and existing bridges, it is necessary to develop an accurate and reliable analysis method to evaluate the seismic performance of these bridges. In this sense, numerical models are a powerful tool. When simulating collapse of concrete structures, traditional numerical models present a variety of drawbacks. By considering an explicit time integration scheme, many of the drawbacks are avoided. On the other hand, the constitutive models that represent the materials often require a calibration, contrasting with experimental results. This paper presents the nonlinear dynamic analysis of an existing bridge, by means of a full 3D nonlinear finite element model with high level of detail, which is solved by means of an explicit integration code. The presented structure is subjected to a series of amplified seismic records. The global behavior of the structure is evaluated and the collapse mechanism of the bridge is identified, which is originated from a local failure in the concrete column.

1 INTRODUCCIÓN

El comportamiento sísmico de los puentes de hormigón armado se encuentra estrechamente relacionado con los criterios ingenieriles con los que fue diseñado y consecuentemente con la reglamentación vigente de ese momento. Existen numerosos casos de puentes colapsados durante terremotos pasados, donde ha sido posible identificar diversos modos de falla que conducen al colapso global de la estructura. Una revisión de las publicaciones existentes (Honda et al., 2016; Wilches et al., 2021; Zhang y Alam, 2019) exhibe una marcada evolución en el criterio de diseño estructural, métodos de cálculo y técnicas constructivas que se incorporan en sucesivas ediciones de las normas, lo que finalmente se traduce en una mejora en la respuesta estructural de los puentes frente a la acción de los sismos.

En la región oeste de Argentina, donde la peligrosidad sísmica está clasificada como elevada y muy elevada, más del 55% de los puentes existentes son de hormigón armado con una sección transversal tipo “viga cajón”, cuyo año de construcción en promedio data de 1977 (Saracho et al., 2014). Este dato expone la necesidad de revisar el estado de conservación de los puentes existentes, evaluar su respuesta estructural y eventualmente reforzarlos con el objetivo de asegurar su buen desempeño, acorde a los lineamientos reglamentarios más modernos. Frente a este escenario, se destaca la confiabilidad y precisión que puede obtenerse mediante un análisis dinámico no lineal de la estructura cuando es sometida a acciones sísmicas.

Existe una tendencia creciente a considerar modelos numéricos con un elevado nivel de complejidad y detalles que permiten evaluar de manera integral el comportamiento dinámico de las estructuras. A pesar de esta tendencia, la práctica usual es la de analizar los puentes por medio de modelos simplificados, que consideran plasticidad concentrada (Wilson et al., 2015), o bien mediante modelos no lineales de elementos de fibra, que incorpora un modelo de plasticidad distribuida (Chen y Li, 2020; Su et al., 2020). Por otra parte, el desarrollo de modelos tridimensionales no lineales detallados es cada vez más frecuente. La mayoría de estos trabajos se focaliza en áreas limitadas de interés particular (Hu et al., 2017; Li et al., 2017), o bien donde se espera que se produzca algún daño localizado (Bi y Hao, 2013, 2015). Los modelos multi escala aplican parcialmente el concepto de emplear detalles precisos de la estructura, combinando distintos tipos de elementos vinculados mediante condiciones de restricción a fin de reducir el tiempo de resolución computacional.

En cuanto a modelos completos 3D no lineales, Lin et al. (2020b, 2020a, 2021) desarrollan un modelo utilizando el software LS-DYNA para su resolución (Hallquist, 2006). Nanclares et al. (2020) presentan un modelo detallado de elementos finitos con el que evalúan el mecanismo de colapso de un puente de geometría oblicua sometido a cargas sísmicas y determinan la eficiencia de diferentes estrategias de refuerzo.

En este trabajo se presenta el análisis dinámico no lineal de un puente de hormigón armado existente, por medio de un modelo numérico tridimensional con un elevado nivel de detalle. El objetivo principal que se persigue es el de encontrar el origen de los mecanismos de colapso del puente cuando es sometido a registros sísmicos. Adicionalmente, se busca desarrollar una guía para analizar puentes de hormigón armado mediante modelos de elementos finitos.

2 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA Y ENSAYOS EXPERIMENTALES

La estructura analizada corresponde a un puente de hormigón armado existente, ubicado en la provincia de Mendoza en la intersección de la ruta nacional 40 (RN40) y la calle Mariano Boedo (Figura 1). La tipología estructural responde a una geometría recta, doblemente

simétrica en planta, con una sección transversal tipo “viga cajón”. El puente es continuo, de dos tramos, con un apoyo intermedio soportado por una columna circular de hormigón armado de 1,35 m de diámetro. Las principales dimensiones son las indicadas en la [Figura 2](#).



Figura 1: Puente de calle Boedo y RN40, provincia de Mendoza.

Se asumen las características mecánicas de los materiales acorde a la práctica usual de la fecha de construcción del puente, de esta manera se considera un hormigón de 15 MPa de resistencia característica, y la armadura de refuerzo como acero de dureza natural ADN420, cuya tensión de fluencia especificada es de 420 MPa.



Figura 2: Principales dimensiones del puente estudiado. Unidades en metro.

Con el objetivo de determinar las frecuencias naturales del puente, se realiza una serie de mediciones de las aceleraciones tanto verticales como horizontales debido al tránsito normal. Los registros son tomados en la mitad de la luz de cada tramo, con una duración de 100 segundos. Las aceleraciones medidas son evaluadas a través de una transformada rápida de Fourier donde se identifican las frecuencias sobresalientes por medio del método de “peak-picking”. Los valores de las frecuencias asociadas a cada modo de vibración identificado se sintetizan en la [Tabla 1](#).

Modo	Forma modal	Frecuencia Experimental (Hz)	Frecuencia Modelo Numérico (Hz)	Diferencia (%)
1	Lateral	2,44	2,44	0,0%
2	Flexión vertical	2,98	3,01	+1,0%
3	Torsional	4,17	3,95	-5,3%

Tabla 1: Frecuencias naturales de vibración, comparación de valores experimentales y numéricos.

3 MODELO NUMÉRICO

Se definen dos niveles de detalle, tanto en la técnica de modelado como en el mallado: En la infraestructura de los puentes se focaliza la mayor atención del estudio, por lo tanto, se emplea un criterio más minucioso. De esta manera, tanto en las columnas como en el apoyo

intermedio de cada puente se utiliza una malla más refinada que el resto. Las zonas de hormigón armado de mayor interés se representan mediante una combinación de elementos sólidos para el hormigón y elementos de barra para la armadura de refuerzo (Figura 3), mientras que en el resto de la estructura se emplea una armadura uniformemente distribuida (*smeared reinforcement*) en elementos discretos de mayor tamaño.

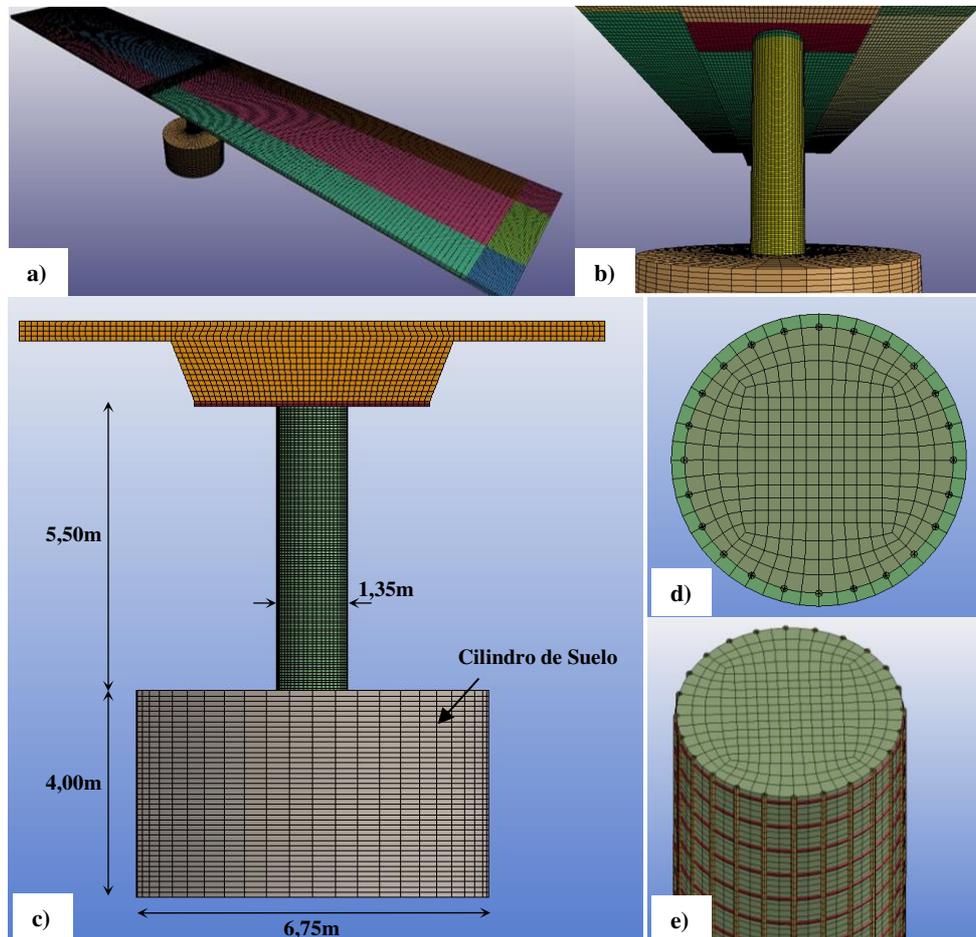


Figura 3: Modelo numérico del puente analizado. a) Vista isométrica del puente completo. b) Vista tridimensional de la columna central. c) Dimensiones principales del apoyo central. d) Sección transversal de la columna de hormigón. e) Detalle de la armadura de refuerzo.

El comportamiento del hormigón es representado a través de elementos sólidos hexaédricos de tensión constante y un punto de integración (a veces, referidos como elementos sub integrados). Estos elementos con integración reducida son susceptibles a experimentar estados de deformaciones no físicos o espurios denominados Modos de Hourglass, los cuales no tienen energía asociada y producen una distorsión en la malla. Para evitar este fenómeno se define un algoritmo de estabilización de Flanagan-Belytschko proporcional a la rigidez con integración exacta en el volumen (Flanagan y Belytschko, 1981; LSTC, 2017). La armadura de refuerzo se modela con elementos tipo viga de dos nodos con una formulación de Hughes-Liu. La unión entre hormigón y barras de acero de refuerzo se considera perfectamente adherida compartiendo los nodos coincidentes de los elementos sólidos y los elementos de barra. Además, se considera la influencia del suelo en el apoyo de la columna mediante un cilindro de material elástico lineal.

3.1 Modelo constitutivo del hormigón

El hormigón presenta características mecánicas particulares cuando es sometido a cargas cíclicas, la marcada diferencia que muestra su comportamiento frente a tensiones de compresión y tracción produce fisuración, lo que se traduce en una degradación de la rigidez y la resistencia. El modelo considerado en este trabajo para representar el hormigón es el de WINFRITH, desarrollado por Broadhouse y Nielson (1987). La superficie de fluencia está determinada en función de las invariantes del tensor de tensiones (Ec. 1)

$$F(I_1, J_2, \cos 3\theta) = a \frac{J_2}{f_c'^2} + \lambda \frac{\sqrt{J_2}}{f_c'} + b \frac{I_1}{f_c'} - 1 \quad (1)$$

Donde I_1 es el primer invariante del tensor de tensiones principales. J_2 : Segundo invariante del tensor de tensiones desviadoras. f_c' : Resistencia característica a compresión uniaxial del hormigón. a y b : Parámetros que definen la forma de la superficie de fluencia. Mientras que λ es una función del ángulo de Lode (θ), definido por la Ec. 2.

$$\lambda(\cos 3\theta) = \begin{cases} k_1 \cos \left[\frac{1}{3} \cos^{-1}(k_2 \cos 3\theta) \right] & \text{for } \cos 3\theta \geq 0 \\ k_1 \cos \left[\frac{\pi}{3} - \frac{1}{3} \cos^{-1}(-k_2 \cos 3\theta) \right] & \text{for } \cos 3\theta < 0 \end{cases} \quad (2)$$

El comportamiento no lineal del material es tenido en cuenta por el modelo WINFRITH definiendo cuatro parámetros, además de la caracterización elástica que requiere. El usuario debe introducir la resistencia a tracción uniaxial f_t' , resistencia a compresión uniaxial f_c' , el máximo tamaño de agregados y el ancho máximo de fisura. La falla en tracción queda establecida cuando la tensión principal máxima en la fluencia alcanza a la mitad de la resistencia a tracción definida, formándose una fisura en el plano perpendicular. A partir de allí, la resistencia decae con una ley bilineal hasta que finalmente la resistencia toma un valor nulo cuando iguala al ancho máximo de fisura. Al incrementarse el ancho de las fisuras, también se ve reducida la capacidad de transmitir tensión de corte en dicho plano. La falla por compresión triaxial produce instantáneamente tres fisuras cerradas, de manera que el material no tiene capacidad de soportar tensiones frente a descargas. El ablandamiento del material es tenido en cuenta en los elementos que alcanzan la falla reduciendo el módulo de corte a medida que se desarrollan las fisuras (Broadhouse, 1995).

Tanto la resistencia a tracción y compresión del hormigón como el tamaño máximo de agregados son valores conocidos del material, mientras que el ancho máximo de fisura es un parámetro asociado a la energía de fractura. Por esta razón, su determinación requiere de una calibración contrastando con resultados experimentales. En este trabajo se adopta el valor óptimo obtenido por Domizio et al. (2017) el cual resulta en un ancho máximo de fisura de 0,02mm.

3.2 Criterio de erosión

La no linealidad del hormigón en conjunto con la degradación, tanto de resistencia como de rigidez, puede provocar grandes distorsiones en la malla generando reducciones del paso de tiempo de cálculo que significan enormes costos computacionales. Frente a este escenario existe la posibilidad de tener en consideración un criterio de erosión. Esta herramienta remueve de la malla a los elementos que cumplen con ciertas condiciones definidas. Existen numerosos criterios para tener en cuenta la erosión: algunos basados en deformaciones, tensiones, medidas del daño, u otros más inusuales como el mínimo paso de tiempo (*time step*) de la simulación explícita (Luccioni et al., 2013). En este trabajo se considera el criterio de erosión definido por la deformación efectiva (ε_{eff}) (Ec. 3), donde ε_{ij}^{desv} son las componentes

del tensor desviador de tensiones. El límite máximo en la deformación efectiva, que determina la remoción de los elementos que lo superan, es la que obtiene Domizio et al. (2017) a través de la comparación de resultados numéricos con ensayos experimentales, el valor adoptado es de 3%.

$$\varepsilon_{eff} = \sum_{ij} \sqrt{\frac{2}{3} \cdot \varepsilon_{ij}^{dev} \cdot \varepsilon_{ij}^{dev}} \quad (3)$$

3.3 Acciones externas

El modelo presentado es sometido a una combinación de cargas que actúan en simultáneo, que incluye a las fuerzas verticales originadas por el peso propio de la estructura y los elementos no estructurales que se han omitido en el modelo. Adicionalmente, se incluye como fuerza horizontal, tres registros sísmicos reales que muestran en común características de ser registros de falla cercana (Figura 4). Se selecciona una fracción significativa de cada registro para optimizar el uso de recursos computacionales, a su vez, cada sismo es amplificado por el factor indicado en la Tabla 2 a fin de garantizar el colapso de la estructura.

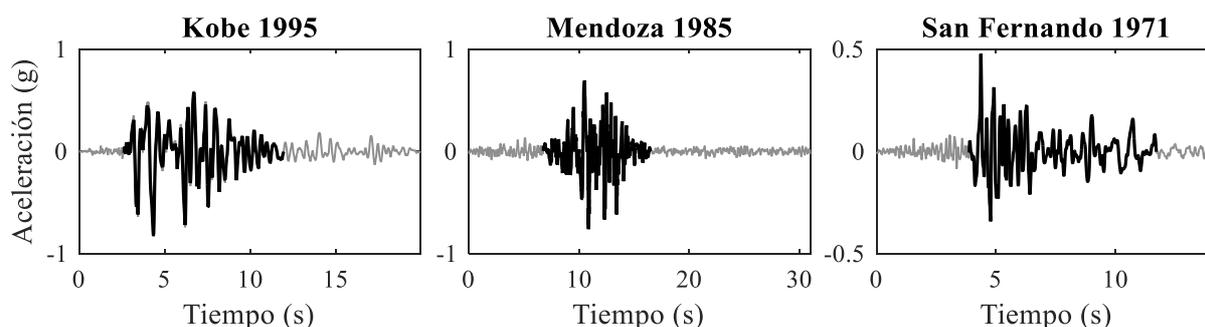


Figura 4: Registros sísmicos introducidos al modelo numérico como aceleración horizontal.

Sismo	Año	Estación	PGA (g)	Escala
Kobe	1995	KJMA	0,83	1,50
Mendoza	1985	-	0,48	3,50
San Fernando	1971	Pacoima Dam	1,22	1,80

Tabla 2. Registros sísmicos amplificados que se incorporaron en las simulaciones numéricas.

4 RESULTADOS NUMÉRICOS

4.1 Análisis modal

Se definen las condiciones de contorno del modelo restringiendo los desplazamientos en las tres direcciones de los nodos perimetrales del cilindro del suelo, como así también los extremos de la viga cajón. Además, se ajusta el valor del módulo de elasticidad del cilindro de suelo en un valor igual a 105 MPa. Con estas consideraciones se obtiene a partir del análisis modal, los tres primeros modos de vibrar que se indican en la Figura 5, la comparación de los valores experimentales y numéricos se encuentra establecida en la Tabla 1.

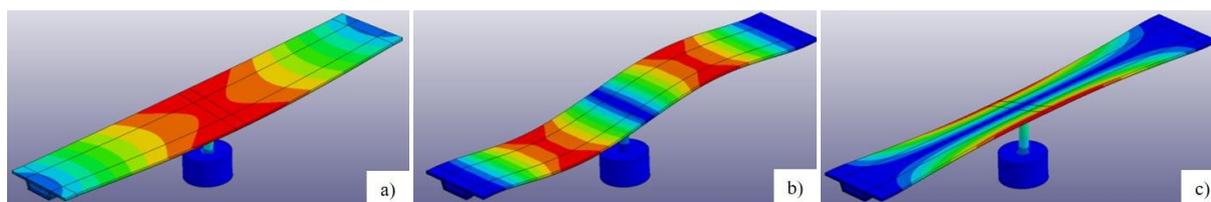


Figura 5: a) Primer modo de vibración lateral, frecuencia: 2,44 Hz. b) Segundo modo de vibración flexión vertical del tablero, frecuencia: 3,01 Hz. c) Tercer modo de vibración torsional, frecuencia: 3,95 Hz.

4.2 Respuesta estructural.

El mecanismo de colapso que se produce para cada registro es mostrado en las Figuras 6-8, se asume que el colapso de la estructura ocurre en el instante en el que la columna central es incapaz de proveer soporte vertical al tablero. Además, se presenta la distribución de fisuras de cada simulación. Los tres casos muestran una falla similar, con la rotura del hormigón en la cabeza de la columna y un gran número de elementos del recubrimiento de la columna erosionados en la base, a nivel del terreno.

En cuanto al desarrollo de fisuras en la columna, puede advertirse un patrón de fisuras horizontales en ambos extremos de la pila evidenciando un estado provocado por esfuerzos de flexión, que generan tracción en las caras opuestas de cada extremo. A su vez, puede identificarse la presencia de fisuras verticales en el extremo superior, las cuales son provocadas por tensiones de compresión producidas por la concentración de tensiones en la zona de transición del apoyo del tablero en la columna. El mecanismo de falla que se desarrolla responde a un estado tensional complejo en la cabeza de la columna, que genera un deterioro en el hormigón del núcleo y un consecuente ablandamiento con pérdida de soporte. Este fenómeno puede verse claramente al observar el estado de deformación final de la armadura de la columna (Figura 9a). Este estado de deformación es fruto de la pérdida de soporte vertical del hormigón de la columna, lo cual conduce al pandeo longitudinal de las barras de acero, cuyo desplazamiento lateral se incrementa debido a los esfuerzos horizontales que experimenta la estructura. El mecanismo de falla resulta similar al experimentado por un puente de San Fernando, durante el terremoto ocurrido en 1971, Figura 9b (Priestley et al., 1996).

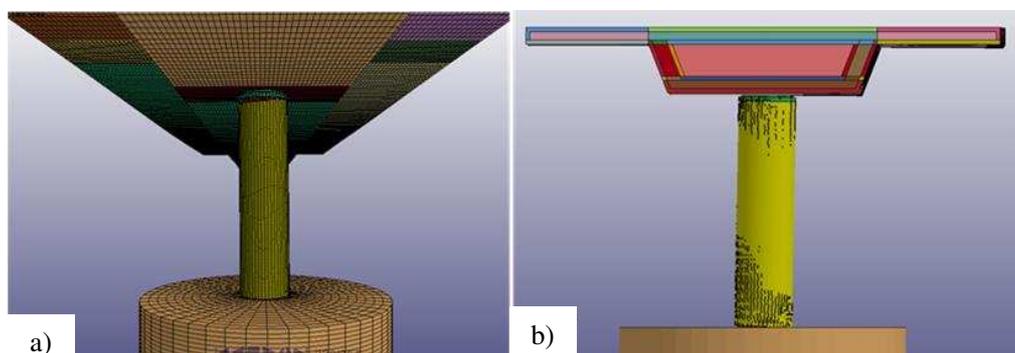


Figura 6: a) Colapso, sismo de Kobe, $t=2,18$ seg. b) Propagación de fisuras, sismo de Kobe, $t= 0,91$ seg.

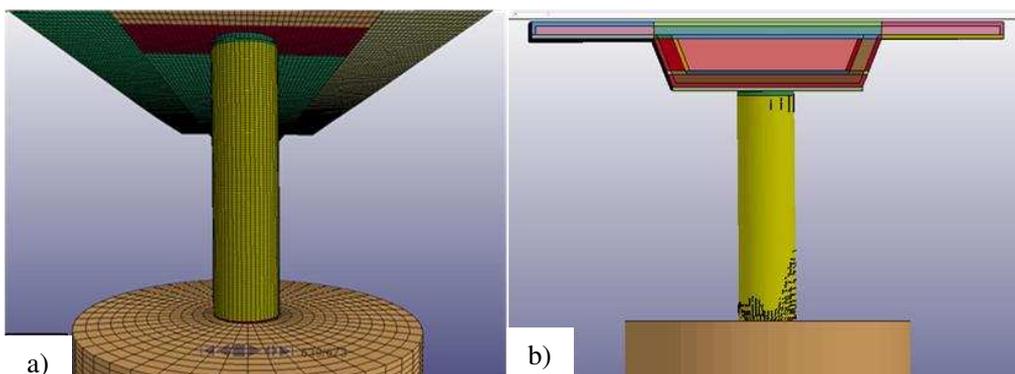


Figura 7: a) Colapso, sismo de San Fernando, $t= 6,40$ seg. b) Propagación de fisuras, San Fernando, $t= 1,04$ seg.

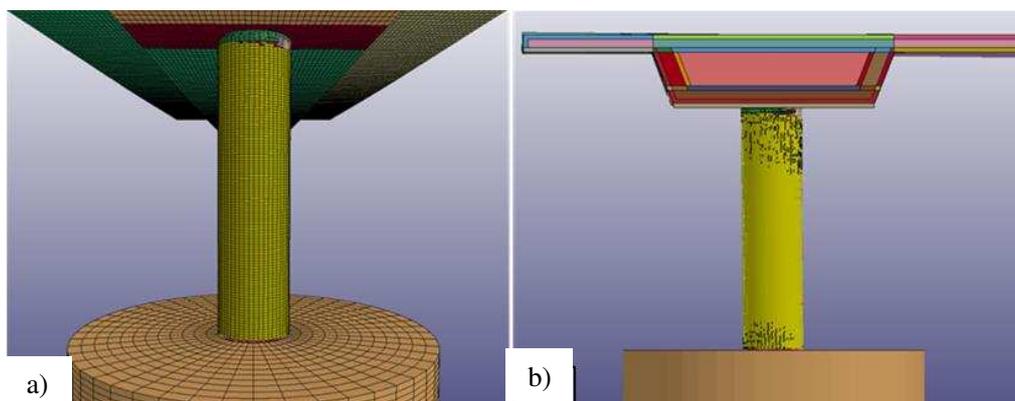


Figura 8: a) Colapso, sismo de Mendoza, $t= 1,87$ seg. b) Propagación de fisuras, sismo de Mendoza, $t= 1,10$ seg.

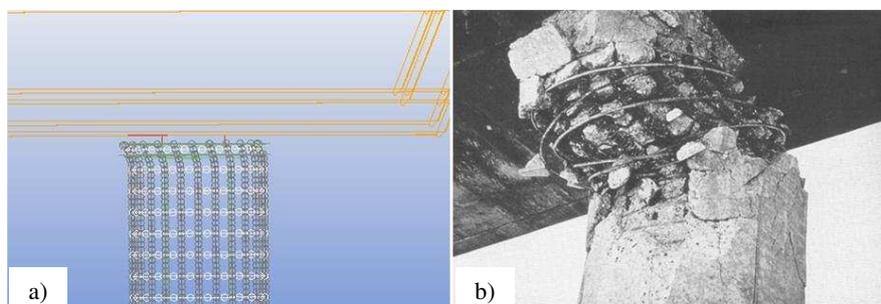


Figura 9: a) Estado final de deformaciones de la armadura de la columna para el sismo de Kobe, $t= 2,18$ seg. b) Modo de falla de la columna de un puente durante el terremoto de San Fernando en 1971 (Priestley et al., 1996)

El comportamiento seccional de la columna es evaluado a partir de la respuesta histerética mostrada en la [Figura 10](#) a partir de la cual se observan los resultados de la fuerza de corte en la columna en coincidencia con el desplazamiento horizontal. La respuesta es francamente no lineal. Se percibe una descarga por un camino distinto al de la carga, encerrando un área que representa la energía disipada por deformaciones inelásticas. Además, se advierte el fenómeno de degradación de rigidez, que se manifiesta a través de una disminución de la pendiente en la curva cuando se producen ciclos de carga sucesivos. Al mismo tiempo puede identificarse una reducción en los valores máximos de fuerza que alcanza a medida que los ciclos se repiten, evidenciando una degradación de resistencia en el elemento.

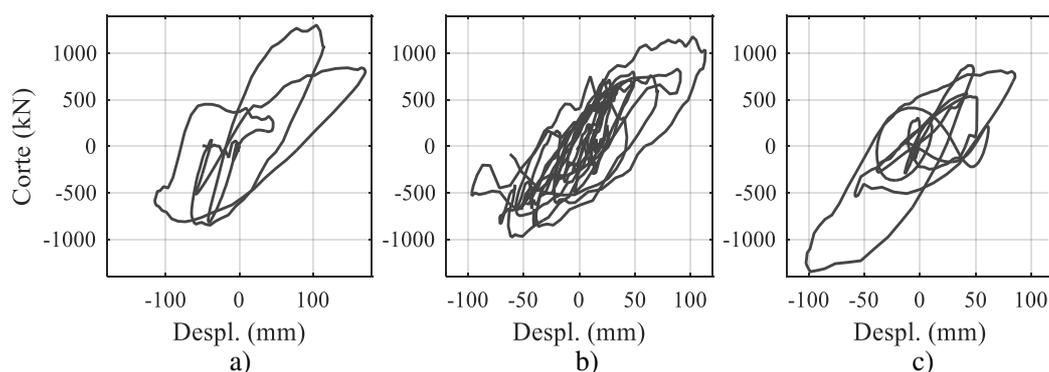


Figura 10: Respuesta cíclica de la columna de hormigón. a) Sismo de Kobe 1995. b) Sismo de San Fernando 1971. c) Sismo de Mendoza 1985.

5 CONCLUSIONES

Se ha presentado el análisis dinámico no lineal de un puente existente, a través de un detallado modelo numérico que permite evaluar el comportamiento de la estructura hasta alcanzar el colapso. El análisis del modelo se realiza mediante un código de elementos finitos con un esquema explícito de integración en el tiempo.

Por tratarse de una estructura de hormigón armado, las fuertes no linealidades esperadas generan una seria dificultad en la resolución numérica. La elección de un modelo constitutivo adecuado para representar al hormigón requiere de la calibración de algunos parámetros que definen el comportamiento no lineal del material. Por otra parte, para conseguir simular el colapso estructural del puente, debió tenerse en cuenta un criterio de erosión que también necesita ser calibrado. Con estas consideraciones, el modelo numérico es una poderosa herramienta de estudio que es capaz de captar los fenómenos de ablandamiento, degradación de rigidez y de resistencia del hormigón armado los cuales son fundamentales en análisis de colapso estructural.

No solo se remarca el caudal de información que permite obtener un modelo complejo, sino que fundamentalmente puede advertirse un desempeño global del puente que se inicia a partir de una falla local. El mecanismo de colapso hallado en la simulación numérica indica una concentración de tensiones en el extremo superior de la columna, que genera la falla local del soporte lo que conduce al colapso (falla global) del puente. Gracias al nivel de detalle que muestra el modelo numérico, pudo encontrarse este tipo de falla, lo cual habría sido imposible de advertir por medio de un modelo simplificado.

Finalmente, la respuesta seccional de la columna muestra un comportamiento francamente no lineal, con una evidente degradación de la rigidez y resistencia del material. El modo de falla fundamental muestra una pérdida de soporte vertical del apoyo intermedio y el estado final de deformaciones de la armadura deja en evidencia el pandeo longitudinal de las barras de acero.

REFERENCIAS

- Bi, K., Hao, H., Modelling of shear keys in bridge structures under seismic loads. *Soil Dyn. Earthq. Eng.* 74, 56–68, 2015.
- Bi, K., Hao, H., Numerical simulation of pounding damage to bridge structures under spatially varying ground motions. *Eng. Struct.* 46, 62–76, 2013.
- Broadhouse, B.J., SPD/D(95)363. AEA Technology. The Winfrith Concrete Model in LS-DYNA3D, 1995.
- Broadhouse, B.J., Neilson, A.J., Modelling Reinforced Concrete Structures in DYNA3D. UK

- AEA, Winfrith AEEW-M2465, 1987.
- Chen, X., Li, C., Seismic assessment of earthquake-resilient tall pier bridges using rocking foundation retrofitted with various energy dissipation devices. *Struct. Control Heal. Monit.* 27, 1–14, 2020.
- Domizio, M., Ambrosini, D., Curadelli, O., Nonlinear dynamic numerical analysis of a RC frame subjected to seismic loading. *Eng. Struct.* 138, 410–424, 2017.
- Flanagan, D.P., Belytschko, T., A uniform strain hexahedron and quadrilateral with orthogonal hourglass control. *Int. J. Numer. Methods Eng.* 17, 679–706, 1981.
- Hallquist, J.O., LS-DYNA THEORY MANUAL, 2006.
- Honda, R., Takahashi, Y., Hata, Y., Akiyama, M., Lessons from the 2016 Kumamoto earthquake based on field investigations of damage to bridges. *Int. J. Earthq. Impact Eng.* 1, 225, 2016.
- Hu, M., Han, Q., Du, X., Liang, X., Seismic Collapse Analysis of RC Highway Bridges Based on a Simplified Multiscale FE Modeling Approach. *Shock Vib.* 2017.
- Li, Z., Chen, Y., Shi, Y., Numerical failure analysis of a continuous reinforced concrete bridge under strong earthquakes using multi-scale models. *Earthq. Eng. Eng. Vib.* 16, 397–413, 2017.
- Lin, Y., Zong, Z., Bi, K., Hao, H., Lin, J., Chen, Y., Numerical study of the seismic performance and damage mitigation of steel–concrete composite rigid-frame bridge subjected to across-fault ground motions. *Bull. Earthq. Eng.* 18, 6687–6714, 2020a.
- Lin, Y., Zong, Z., Bi, K., Hao, H., Lin, J., Chen, Y., Experimental and numerical studies of the seismic behavior of a steel-concrete composite rigid-frame bridge subjected to the surface rupture at a thrust fault. *Eng. Struct.* 205, 110105, 2020b.
- Lin, Y., Zong, Z., Lin, J., Li, Y., Chen, Y., Across-fault ground motions and their effects on some bridges in the 1999 Chi-Chi earthquake. *Adv. Bridg. Eng.* 2, 8, 2021.
- LSTC, LS-DYNA Keyword User 's Manual Volume I. Livermore Software Technology Corporation, Livermore, California, 2017.
- Luccioni, B.M., Aráoz, G.F., Labanda, N.A., Defining Erosion Limit for Concrete. *Int. J. Prot. Struct.* 4, 315–340, 2013.
- Nanclares, G., Ambrosini, D., Curadelli, O., Domizio, M., Nonlinear dynamic analysis of a RC bridge subjected to seismic loading. *Smart Struct. Syst.* 26, 765–779, 2020.
- Priestley, M.J.N., Seible, F., Calvi, G.M., *Seismic Design and Retrofit of Bridges*. John Wiley y Sons, Inc., Hoboken, NJ, USA, 1996.
- Saracho, J.A., Pérez, G.A., Barlek, J.R., Dip, O., Castelli, E.A., Clasificación De Puentes En Argentina Para La Evaluación De Su Vulnerabilidad Sísmica. *First Int. Bridg. Conf.*, 2014.
- Su, J., Li, Z., Wang, J., Dhakal, R.P., Numerical simulation and damage analysis of RC bridge piers reinforced with varying yield strength steel reinforcement. *Soil Dyn. Earthq. Eng.* 130, 106007, 2020.
- Wilches, J., Santa Maria, H., Leon, R., Riddell, R., Hube, M., Arrate, C., Evolution of seismic design codes of highway bridges in Chile. *Earthq. Spectra* 875529302098801, 2021.
- Wilson, T., Chen, S., Mahmoud, H., Analytical case study on the seismic performance of a curved and skewed reinforced concrete bridge under vertical ground motion. *Eng. Struct.* 100, 128–136, 2015.
- Zhang, Q., Alam, M.S., Performance-based seismic design of bridges: a global perspective and critical review of past, present and future directions. *Struct. Infrastruct. Eng.* 15, 539–554, 2019.