

Artículo original

Métodos de análisis no lineal en la respuesta sísmica del puente Santa María de Nieva, Amazonas

Non-linear analysis methods in the seismic response of the Santa María de Nieva bridge, Amazonas

Alicia Milagros Mera^{1,*} 

¹ Escuela de Posgrado, Universidad Nacional Toribio Rodríguez de Mendoza, Chachapoyas, Perú.

*Autor de correspondencia:
Alicia Milagros Mera¹, email:
alicia.mera@untrm.edu.pe

Historial del artículo

Recibido: 02 de abril del 2025

Aceptado: 24 de abril del 2025

Publicado: 05 mayo del 2025

RESUMEN

Los puentes son estructuras esenciales de las redes viales y deben tener el menor daño estructural ante sismos. Esta investigación estimó el desempeño sísmico y el daño global de la estructura del Puente Santa María de Nieva, ubicado en Amazonas, Perú. Para ello se emplearon dos métodos analíticos no lineales: el análisis estático no lineal – pushover multimodal y el análisis dinámico no lineal tiempo – historia. Para estimar el nivel de desempeño sísmico se empleó la norma VISION2000 y el manual HAZUS mediante curvas de fragilidad para estimar la probabilidad de daño en la estructura. Se definieron los espectros de demanda sísmica, se incorporó un patrón de carga lateral para obtener la curva de capacidad bilineal, y mediante el método del espectro de capacidad se obtuvo el punto de desempeño sísmico. Además, fueron seleccionados y procesados 6 registros sísmicos mediante el software Seismosignal, obteniéndose desplazamientos no lineales y espectrales. Por último, el modelado y análisis de ambos métodos no lineales se realizó con el software CSI BRIDGE v.22.1.0. La investigación demostró que el nivel de desempeño sísmico del puente es operacional y funcional, y la probabilidad de daño global en la estructura es alta en un rango del 80% al 100%.

Palabras clave: análisis multimodal, análisis dinámico no lineal, sismo, estructuras, curvas de fragilidad, puente, desempeño sísmico.

ABSTRACT

Bridges are essential structures of road networks and must have the least structural damage to earthquakes; this research estimated the seismic performance and global damage of the structure of the Santa María de Nieva Bridge, located in Amazonas, Peru. Two non-linear analytical methods were used: non-linear static analysis - multimodal pushover and non-linear dynamic time-history analysis. To estimate the level of seismic performance, the VISION2000 standard and the HAZUS manual were used by means of fragility curves to estimate the probability of damage to the structure. Seismic demand spectra were defined, a lateral load pattern was incorporated to obtain the bilinear capacity curve, and using the capacity spectrum method, the seismic performance point was obtained. In addition, 6 seismic records were selected and processed using Seismosignal software, obtaining non-linear and spectral displacements. Finally, the modelling and analysis of both nonlinear methods was performed with CSI BRIDGE v.22.1.0 software. The investigation showed that the seismic performance level of the bridge is operational and functional, and the overall damage probability of the structure is high in the range of 80% to 100%.

Keywords: bridge, earthquake, fragility curves, multimodal analysis, nonlinear dynamic analysis, seismic performance, structures,

INTRODUCCIÓN

En los últimos años, diferentes eventos sísmicos en todo el mundo como aquellos ocurridos en Perú 2007, Maule 2010, Japón 2011, Turquía 2023 y otros provocaron una serie de daños sociales y económicos en puentes y otras estructuras. Los puentes tienen un papel vital en una red vial, para el tránsito

vehicular, la actividad económica y social, por lo tanto; es importante conocer y estudiar su desempeño sísmico (Masrilyanti et al., 2021). Se espera que estas estructuras posean una alta resiliencia después de eventos extremos para permitir un fácil acceso a las comunidades locales. La mayoría de los puentes antiguos fueron diseñados para cargas de gravedad, incluso cuando se consideró el diseño sísmico, éste consistió

únicamente en la aplicación de fuerzas estáticas, sin considerar las propiedades dinámicas del puente ni el posible comportamiento dúctil (Gaetani et al., 2024). Todo ello, servirá no solo para desarrollar diseños rentables sino también para evaluar adecuadamente el desempeño sísmico de puentes existentes (Choi et al., 2019).

En ese sentido, la evaluación del desempeño sísmico y la probabilidad de daño adquieren un papel importante en la comunidad de ingenieros civiles con la finalidad de incorporar análisis sísmicos no lineales.

El desempeño sísmico se desarrolla a mitad del año 1990 con el objetivo de alcanzar diferentes grados de rendimiento, proporciona un método cuantificable para obtener un nivel razonable de confianza en el que el desempeño de una estructura durante una serie de eventos sísmicos, con diferentes niveles de peligro, cumple con las expectativas deseadas que incluyen la funcionalidad posterior al terremoto y el costo de reparación (Shama & Jones, 2020).

La evaluación basada en desempeño sísmico de puentes se puede llevar a cabo utilizando diferentes métodos de análisis de acuerdo con las recomendaciones en las normas nacionales y directrices internacionales (Nicknam et al., 2012). Sin embargo, los métodos de análisis no lineales son más precisos que los métodos lineales convencionales. Por esta razón, el análisis estático no lineal representa el mejor equilibrio entre precisión y esfuerzo computacional, utiliza la forma modal de la estructura como el patrón de carga lateral. Sin embargo, estas aplicaciones de carga resultan ser inadecuadas cuando el modo superior de la estructura contribuye significativamente a la respuesta de la estructura (Zampieri et al., 2021). Por tal motivo, Di Re et al., (2022) mediante un patrón de carga multimodal o pushover multimodal, que considera los modos superiores y que está determinado, por reglas de combinación modal, se estima de forma confiable el desplazamiento último y nivel de desempeño sísmico.

Este análisis contempla métodos que son utilizados para encontrar el punto de desempeño, entre ellos el método de linealización equivalente o espectro de capacidad propuesto por ATC-40 en el año 1996 y sus mejoras fueron introducidas en FEMA 440, el cual se utilizó en esta investigación. El método consiste en dibujar el espectro de capacidad y el espectro de demanda modificado en el espectro de respuesta en el mismo gráfico, y el punto de intersección de las dos curvas se define como el punto de desplazamiento objetivo o el punto de desempeño (Yang et al., 2021). Además, Iliev & Stefanov (2021), indican que con este método se logra predecir de manera oportuna el desplazamiento elastoplástico en puentes irregulares.

Así mismo, se conoce que el concreto armado posee una característica elastoplástica y la degradación de la resistencia y la rigidez puede aparecer de forma progresiva o de forma abrupta en varias partes de una estructura, causando deformaciones y daños permanentes (Panaligan, 2020).

Para evaluar un diseño más seguro y eficiente, así como también, la capacidad de resistencia frente a cargas dinámicas extremas se hace necesario un análisis dinámico no lineal tiempo – historia, es el más utilizado para la evaluación sísmica de puentes, aunque el procesamiento computacional es mayor (Brinissat et al., 2021).

Sin embargo, en un análisis dinámico no lineal, Moller et al. (2019) mencionaron que existen variables de incertidumbre, por lo tanto, la evaluación del desempeño se realiza en términos probabilísticos utilizando técnicas de simulación. Se consideran incertidumbres en diferentes parámetros y se obtienen las curvas de probabilidad en función de la variable de análisis. La finalidad del análisis de fragilidad sísmica es determinar el objetivo de desempeño de la estructura y cuantificar el estado del daño (Wu et al., 2021).

Además de generar las curvas de fragilidad, el costo de reparación y el tiempo de recuperación también son necesarios para evaluar el desempeño sísmico de un sistema de carreteras, y la curva de fragilidad es uno de los métodos útiles para acceder a la vulnerabilidad sísmica de puentes ubicados en zonas con alta actividad sísmica (Jara et al., 2017).

Con todo lo antes mencionado, el objetivo de la presente investigación fue estimar el desempeño sísmico del Puente Santa María de Nieva con métodos analíticos no lineales: análisis estático no lineal – pushover multimodal y análisis dinámico no lineal tiempo – historia.

MATERIAL Y MÉTODOS

El puente Santa María de Nieva está ubicado en la Red Vial Nacional, carretera: Wawico - Sarameriza, Provincia de Condorcanqui, Distrito de Nieva, departamento de Amazonas, Perú.

El puente es del tipo colgante, la longitud total entre estribos es de 242.0 m, cuenta con un tramo suspendido por cables principales y péndolas tipo ASTM A586; con una luz principal de 150.0 m. La subestructura consta de pilares tipo pórticos de concreto reforzado con columnas circulares y viga cabezal.

En los planos y documentación técnica se identificó: perfiles metálicos tipo UPN220, UPN 300, acero estructural ST37T, ST44T, ASTM A586, entre otros. También, resistencia a la compresión del concreto $F'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ (subestructura) y $F'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (tablero).

Se realizó el metrado de carga muerta y se consideró la sobrecarga vehicular HL-93, así como también, una sobrecarga peatonal de 0.367 t/m^2 y una carga de viento vertical de 96 kg/m^2 . Todas estas características sirvieron para realizar el modelado de la estructura en el software CSIBRIDGE v 22.1.0 versión académica. Así mismo, se destaca que, para el presente artículo se considerará solo ecuaciones y otros parámetros de mayor importancia.

Se determinó la carga de viento con el Mapa Eólico dispuesto en la Norma E.020. Se calculó la velocidad del viento de diseño (V_{dz}) y la presión horizontal del viento con la ecuación:

$$P_D = P_B \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 = P_B \frac{V_{DZ}^2}{10,000} \dots (1)$$

Donde: PB y PD son las presiones básicas del viento conocidas como barlovento y sotavento, V_B : velocidad base de viento igual a 44.70 m/s a 9.144 metros de altura.

Por otro lado, se determinó el peligro sísmico para diferentes periodos de retorno: 475, 1000 y 2475 años, es decir; el tiempo promedio entre eventos sísmicos de cierta magnitud en un lugar determinado. Así mismo, cuanto mayor es el periodo de retorno, más raro, pero más severo suele ser el evento sísmico considerado.

Se construyeron espectros de respuesta utilizando valores de curvas de probabilidad de excedencia y ecuaciones de la Norma del American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO LRFD). Se presenta la siguiente ecuación:

$$C_{sm} = A_s + (S_{DS} - A_s)(T_m / T_0) \dots (2)$$

En el cual:

$$A_s = F_{pga} PGA \dots (3) \quad S_{DS} = F_a S_s \dots (4)$$

$$S_{D1} = F_v S_1 \dots (5)$$

Donde:

PGA : coeficiente de aceleración máxima del suelo, S_s : respuesta horizontal aceleración espectral, T_m : periodo de vibración, T_0 : periodo de referencia, S_1 : coeficientes de sitio, S_{D1} : coeficiente de aceleración. Coeficientes de sitio (F_a , F_{pga} y F_v), C_{sm} : coeficiente sísmico elástico para el n-ésimo movimiento de vibración, S_{DS} : ordenada espectral del espectro de respuesta de aceleraciones para periodos cortos, A_s : coeficiente de aceleración.

Además, para ambos métodos usados se consideraron las no linealidades de los pilares mediante el modelo de Mander, el cual se aplicó para la sección circular obteniéndose curvas de esfuerzo-deformación para el concreto y acero. Para el concreto se tiene:

$$f'_c = \frac{f'_{cc} r^x}{r-1+x^r} \dots (6)$$

Donde:

f'_c : esfuerzo a compresión del concreto no confinado, f'_{cc} : esfuerzo de compresión del concreto confinado, r : relación de módulos de elasticidad, x : relación de deformaciones.

Para el acero se tiene:

$$f_s = f_{su} + (f_y - f_{su}) \left(\frac{\epsilon_{su} - \epsilon_s}{\epsilon_{su} - \epsilon_{sh}} \right) \dots (7)$$

$$f_{sc} = f_s (1 + \epsilon_s)^2 \dots (8)$$

Donde:

f_y : esfuerzo de fluencia del acero (MPa), ϵ_{sh} : deformación máxima posfluencia del acero, f_{su} , ϵ_{su} : deformación y esfuerzo últimos del acero, ϵ_s , f_s : deformación y esfuerzo del acero en la zona de tracción, f_{sc} : deformación y esfuerzo del acero en la zona de compresión.

Igualmente, se realizó la evaluación rápida del comportamiento inelástico de la geometría, para el diagrama de interacción se tomaron consideraciones de diseño descritas en AASHTO y ACI Standard cumpliendo con la condición de equilibrio para cada punto.

$$P_0 = 0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} f'_y \dots (9)$$

$$P_n = 0.85 \left[0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} f'_y \right] \dots (10)$$

Donde:

f'_c : esfuerzo de compresión del concreto, A_g : área bruta de la sección, A_s : área de acero en la posición i , f'_y : esfuerzo de fluencia del acero, P_0 : carga última, P_n : valor aproximado de la carga última en flexión biaxial, A'_{st} : refuerzo a compresión.

El diagrama momento – curvatura se obtuvo mediante ecuaciones e incorporando solicitaciones de carga axial mayores; también se consideraron los casos de carga de Servicio I y Evento Extremo I de acuerdo con AASHTO.

Así mismo, se realizó un análisis de las inercias fisuradas para obtener índice de fisuramiento (I_{crack}), utilizando parámetros de valores de las curvas de probabilidad de excedencia, así como las siguientes ecuaciones:

$$F_{sismica} = C_{sm} \cdot T \cdot g \cdot \frac{W_{puente}}{g} \dots (11)$$

$$E_c I_{eff} = \frac{M_y}{\phi_y} \dots (12)$$

Donde: M_y : capacidad de momento, ϕ_y : curvatura en el primer límite elástico del acero de refuerzo, E_c : modulo de elasticidad del concreto, I_{eff} : momento de inercia efectivo, F : fuerza sísmica asumida, T : periodo estructural, g : aceleración de la gravedad.

En esta sección también se consideró los efectos P- Δ , utilizando ecuaciones de AASHTO y CALTRANS; si se cumplen estas ecuaciones, se ignoran los efectos P- Δ [California Department of Transportation (CALTRANS), 2019].

$$\Delta P_u < 0.25 \phi M_n \dots (13)$$

Donde:

Δ : desplazamiento del punto de contraflexión en la columna, P_u : carga axial, ϕ : factor de resistencia a la flexión para el pilar, M_n : resistencia nominal a la flexión del pilar obtenido del diagrama de interacción.

Tabla 1. Acelerogramas seleccionados para el estudio

Sismo	Estación	Magnitud de momento
17 de octubre de 1966, Lima	Parque de la Reserva, Cercado de Lima	8.0 Mw
3 de octubre de 1974, Lima	Parque de la Reserva, Cercado de Lima	6.6 Mw
25 de septiembre de 2005, Lamas	Moyobamba	7.0 Mw
22 de febrero de 2019, Alto Amazonas	Gerencia Zonal Sencico, Iquitos	7.7 Mw
21 de noviembre de 2021, Santa María de Nieva	Gerencia Zonal Sencico, Iquitos	7.5 Mw
6 de febrero de 2023, Turquía y Siria	AFAD-TADAS	7.8 mW

En cuanto al análisis dinámico no lineal tiempo – historia se contempló el método de Newmark. Se seleccionaron 6 de pares de acelerogramas considerando las componentes X e Y. Se realizó una corrección de acelerogramas mediante el software SeismoSignal en su versión 2023 en su licencia de uso

académico. Así mismo, se compatibilizó los acelerogramas corregidos de acuerdo con la Norma E 0.30 vigente. A continuación, se muestra la Tabla 1 con los acelerogramas seleccionados. Se introdujeron los registros sísmicos al software CSI BRIDGE considerando el análisis únicamente con los efectos de la carga de gravedad.

Por otro lado, para el análisis estático no lineal - pushover multimodal se realizó el análisis modal para obtener los modos de vibración y porcentajes de masa modal, y se agruparon según el sentido predominante de translación. Para cada modo se calculó un patrón de fuerza lateral utilizando la ecuación:

$$F_i = m_i \cdot \phi_i \dots (14)$$

Donde: F_i : distribución modal de la fuerza, m_i : masa de la estructura y ϕ_i : autovalores en el modo de vibración i.

Los patrones de carga fueron aplicados en la estructura en un punto estratégico, obteniendo así la curva de capacidad idealizada en función de aceleraciones espectrales (S_a) y desplazamientos espectrales (S_d).

$$S_a = \frac{V_{bn}}{M_n} \dots (15) \quad S_d = \frac{u_{rn}}{\Gamma_n \phi_m} \dots (16)$$

Donde; M_n : masa modal efectiva, Γ_n : masa generalizada para el enésimo modo, ϕ_{rn} : valor del punto de control, V_{bn} : cortante en la base del enésimo modo, u_{rn} : desplazamiento en el enésimo modo.

Adicionalmente, para ambos métodos no lineales se asignaron rótulas plásticas a los pilares; se calculó la longitud de las rótulas plásticas teniendo en cuenta parámetros la metodología CALTRANS mediante la ecuación:

$$L_p = 0.08 L + 0.15 f_{ye} d_{bl} \geq 0.3 f_{ye} d_{bl} \dots (17)$$

Donde: L : Longitud total del pilar, f_{ye} : fuerza elástica esperada del refuerzo, d_{bl} : diámetro nominal de las barras de acero longitudinales.

Para evaluar el desempeño sísmico con el análisis dinámico no lineal tiempo - historia se realizó a través de estados de daño y curvas de fragilidad. Por ello, para las curvas de fragilidad se definieron cuatro estados de daños de acuerdo con el manual (HAZUS - MH 2.1, 1999). De esta manera, los coeficientes de desplazamiento de los estados de daño se convierten en desplazamiento espectral mediante la ecuación.

$$S_{ds} = \delta_{R,ds} \cdot \alpha \dots (18)$$

Donde: $S_{d_{ds}}$: es el valor mediano del desplazamiento espectral en pulgadas, $\delta_{R,S_{ds}}$: el coeficiente de desplazamiento, α : es la fracción de la altura en el lugar del desplazamiento.

Este procedimiento también contempló el cálculo de índice de daño global, los cuales son una medida del estado de deterioro de la estructura. Esto fue a través de la ecuación:

$$ID=1/n (\sum \text{distr. norm. estad. } n) \dots (19)$$

Dónde: n : número de estados de daño y $\text{distr. norm. estad. } n$: función estadística.

Para evaluar el desempeño sísmico a través del análisis estático no lineal - pushover multimodo se calculó la demanda de

desplazamiento, utilizando el método de espectro de capacidad mediante el software CSI BRIDGE. Este procedimiento se describe detalladamente en las normas ATC-40 y FEMA 440. Finalmente, se sectorizó la curva de capacidad de acuerdo con lo establecido norma Structural Engineers Association of California (SEAOC) y con ello se estimó el nivel de desempeño sísmico en el que se encuentra la estructura.

RESULTADOS

Se muestra el respectivo modelado matemático en tres dimensiones de la estructura que contempló propiedades de los materiales, secciones y metrado de cargas.

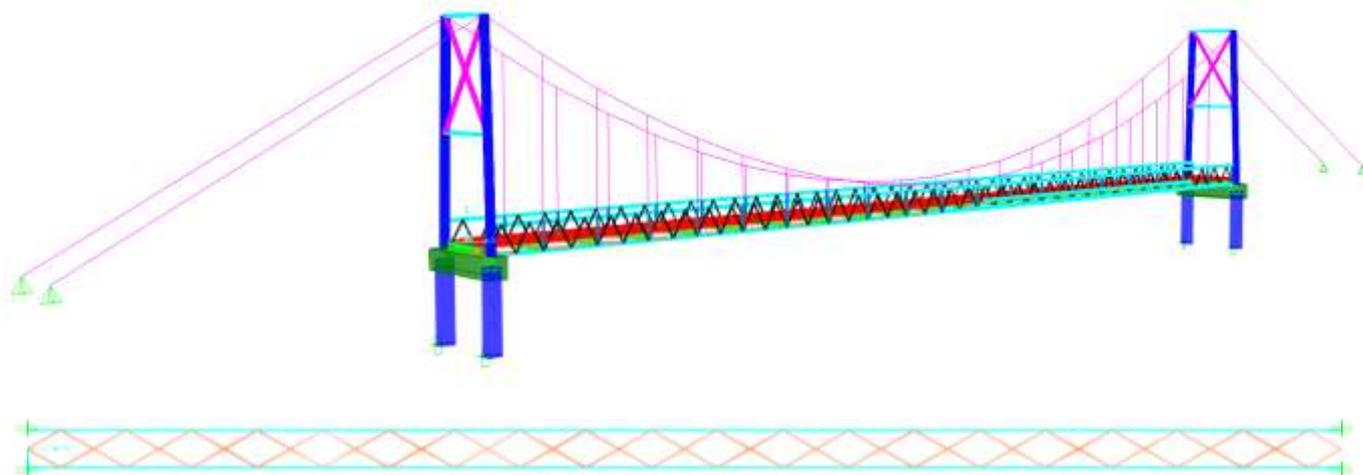


Figura 1. Modelado 3D del Puente Santa Maria de Nieva y vista en dirección X-Y.

En las curvas de probabilidad de excedencia se muestra cómo varía la probabilidad de excedencia de cierta aceleración espectral con el tiempo. También, permiten entender cuán severos pueden ser los sismos en un lugar y con qué frecuencia pueden ocurrir. Son fundamentales para establecer los niveles de aceleración sísmica de diseño, según el tipo y la importancia de la estructura.

A continuación, se muestra los espectros de respuesta sísmica, proporcionando información de que a medida que el período de retorno aumenta, la aceleración sísmica también aumenta (Figura 3). Así mismo, las estructuras con períodos cortos experimentarían mayores fuerzas sísmicas en sismos severos.

Por otra parte, los pilares de sección circular están dispuestos con estribos tipo espiral y debido al confinamiento el valor máximo del concreto es de $f'_{cc} = 358.16 \text{ kg/cm}^2$. En cambio, el comportamiento de no confinamiento se definió un valor de $f'_{cc} = f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$, el cual no cambia sus características. Se determinó que al implementar estribos en espiral en pilares mejora significativamente la capacidad estructural, reduciendo el riesgo de colapso frágil (Figura 4).

También, se presenta la curva esfuerzo-deformación del acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ grado 60. La gráfica muestra que el acero usado es dúctil, además; la simetría en la curva indica que el acero tiene el mismo comportamiento en tensión y compresión (Figura 5).

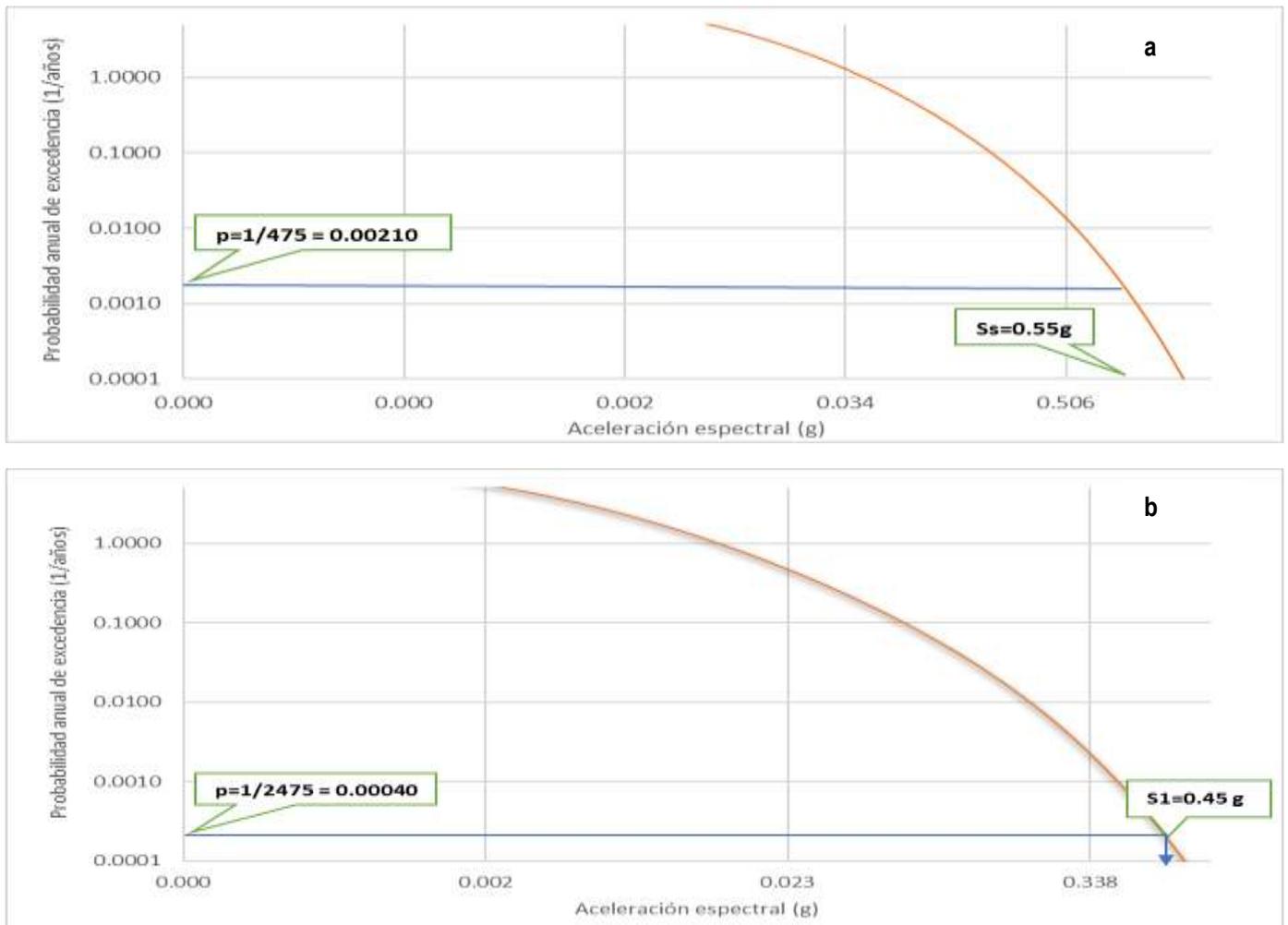


Figura 2. Curvas de probabilidad de excedencia versus aceleración espectral para $T=0.2$ y $T=1.0$ segundos y periodo de retorno de 475 años (a) y 2475 años (b), respectivamente.

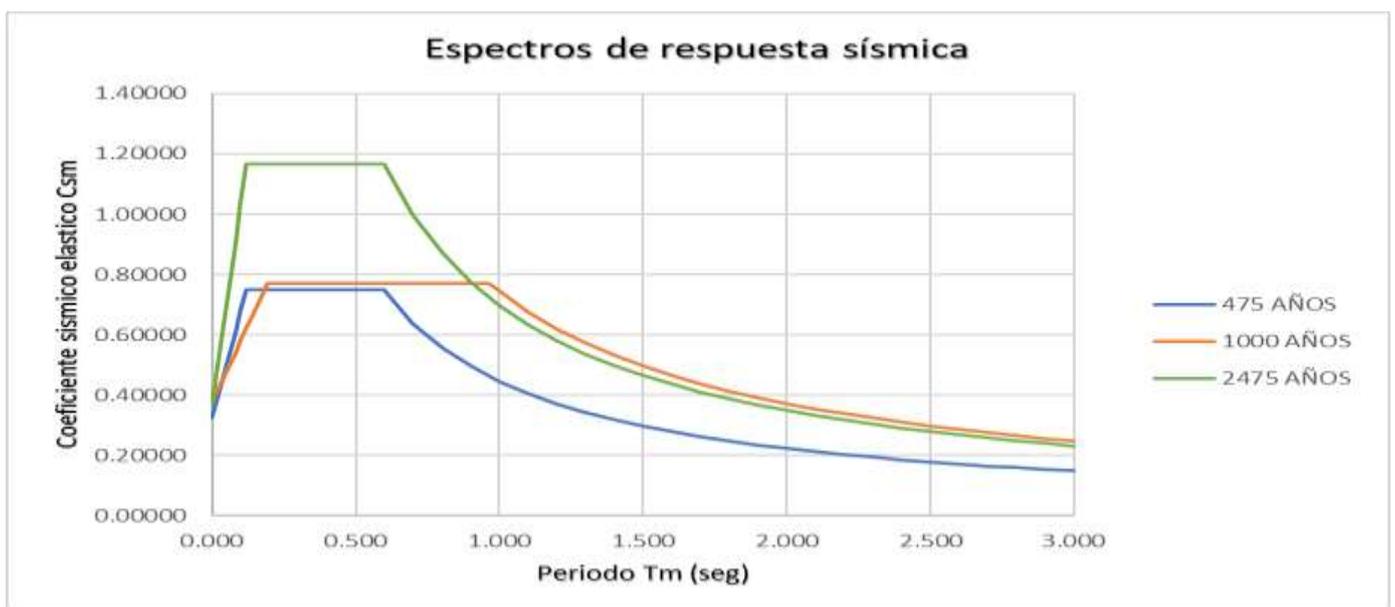


Figura 3. Diseño de espectro de respuesta para 475, 1000 y 2475 años.

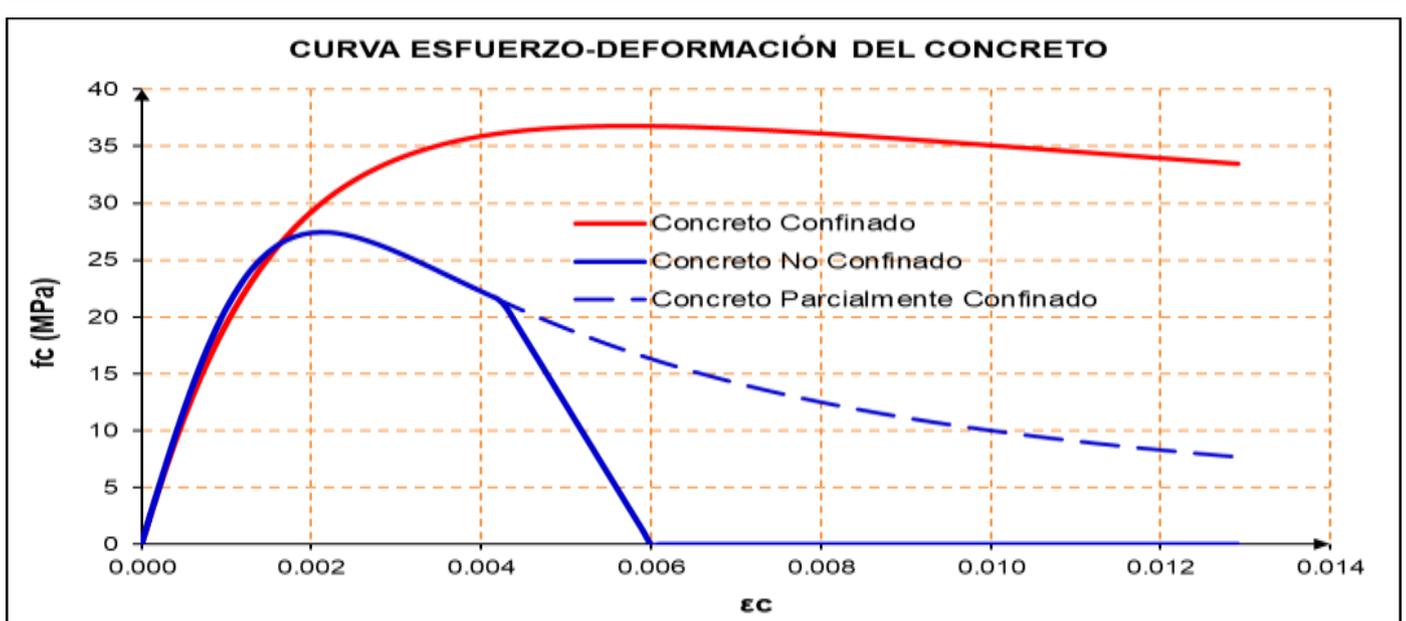


Figura 4. Curva esfuerzo – deformación del concreto.

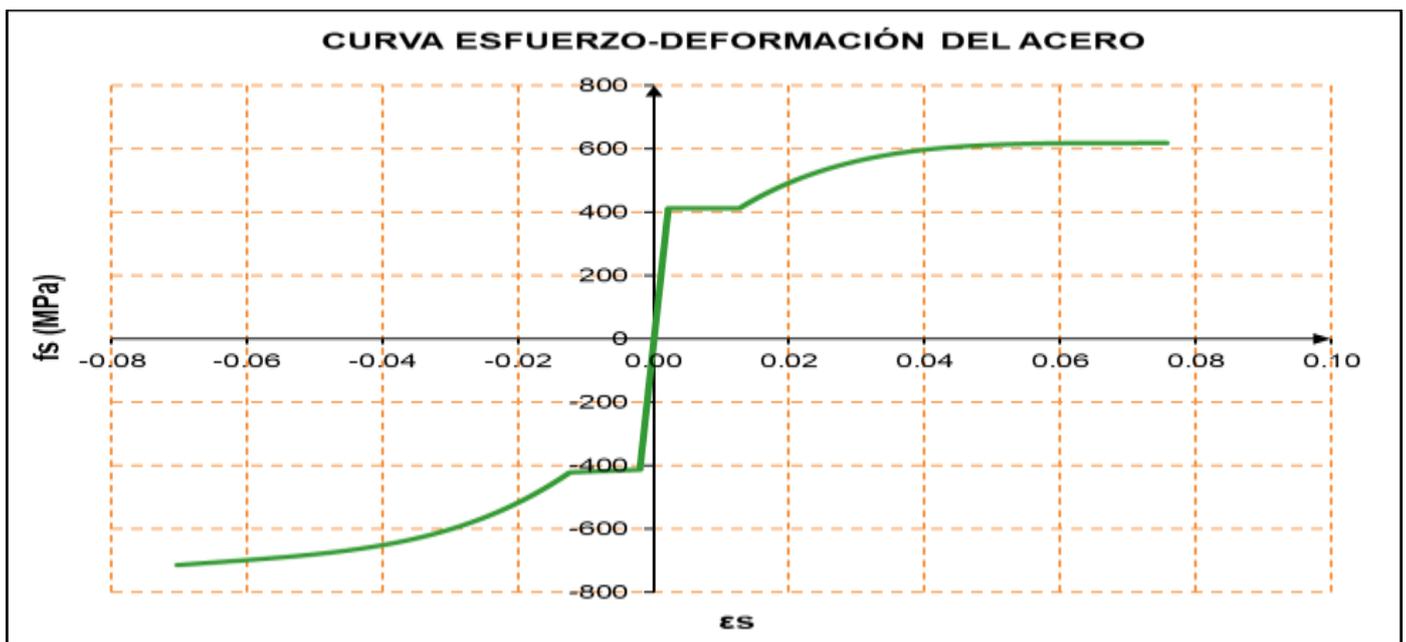


Figura 5. Curva esfuerzo – deformación del acero.

En la Figura 6 se observa el diagrama de interacción, en el cual, las solicitaciones empleadas se encuentran dentro del diagrama de interacción reducido; por lo tanto, el diseño y/o distribución del acero de refuerzo, es correcto. De esta manera, se validó el diseño estructural en el componente principal de concreto armado y la capacidad por corte en función de la sobre resistencia con el fin de controlar mecanismos de falla frágil.

Con respecto al análisis de inercias completas y fisuradas se obtuvo un valor de I_{crack} de 0.10, el cual se requiere para un análisis en ambas direcciones. Para el diagrama momento – curvatura, en la Figura 7 se observa que los pilares con mayor carga axial tienen mayor resistencia al momento, pero pueden volverse menos dúctiles.

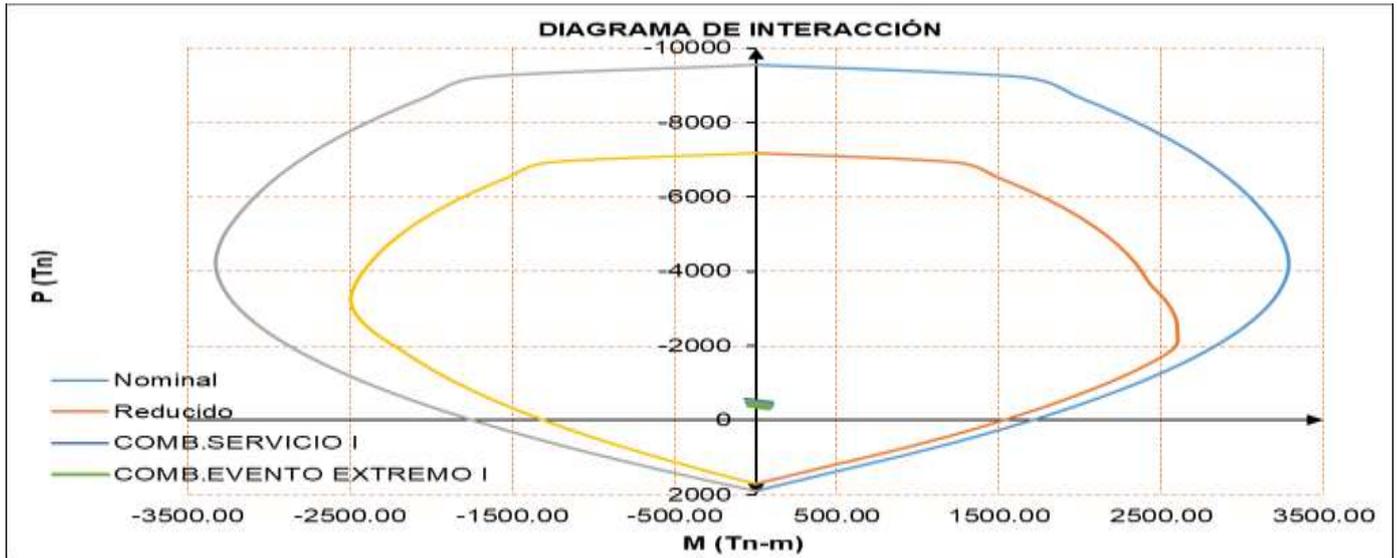


Figura 6. Diagrama de interacción nominal y reducido pilar P1.

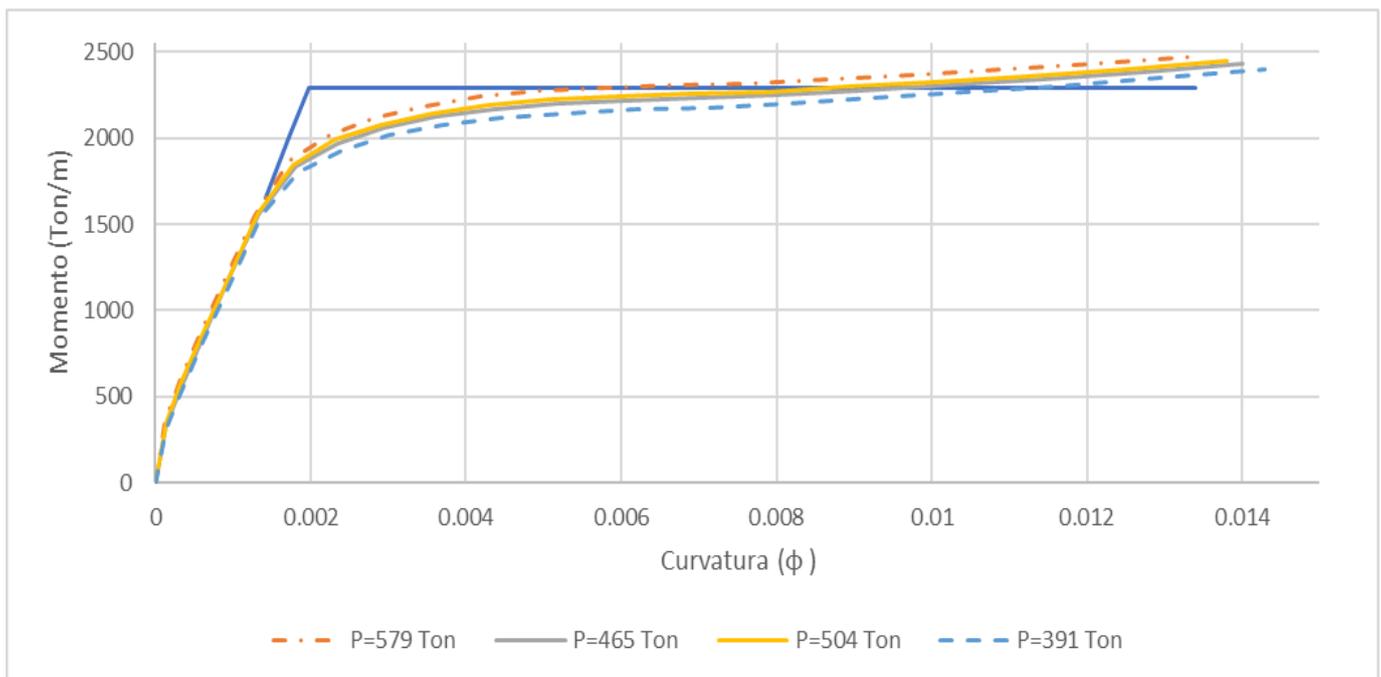


Figura 7. Diagrama momento – curvatura pilar P1.

Finalmente, no fue necesario considerar los efectos P- Δ , debido a que los pilares cumplen con los requisitos de diseño establecidos por las normativas vigentes.

El puente analizado por estar ubicado en Santa María de Nieva, para el presente artículo solo se tomará dicho acelerograma en una sola componente. En la Figura 8, se presenta el

tratamiento del acelerograma mencionado, ya escalado, esto nos garantizó una respuesta sísmica confiable.

En la Figura 9, se muestra el ajuste realizado, resaltando que la normativa vigente proporciona una estimación adecuada o incluso conservadora de la respuesta sísmica esperada.

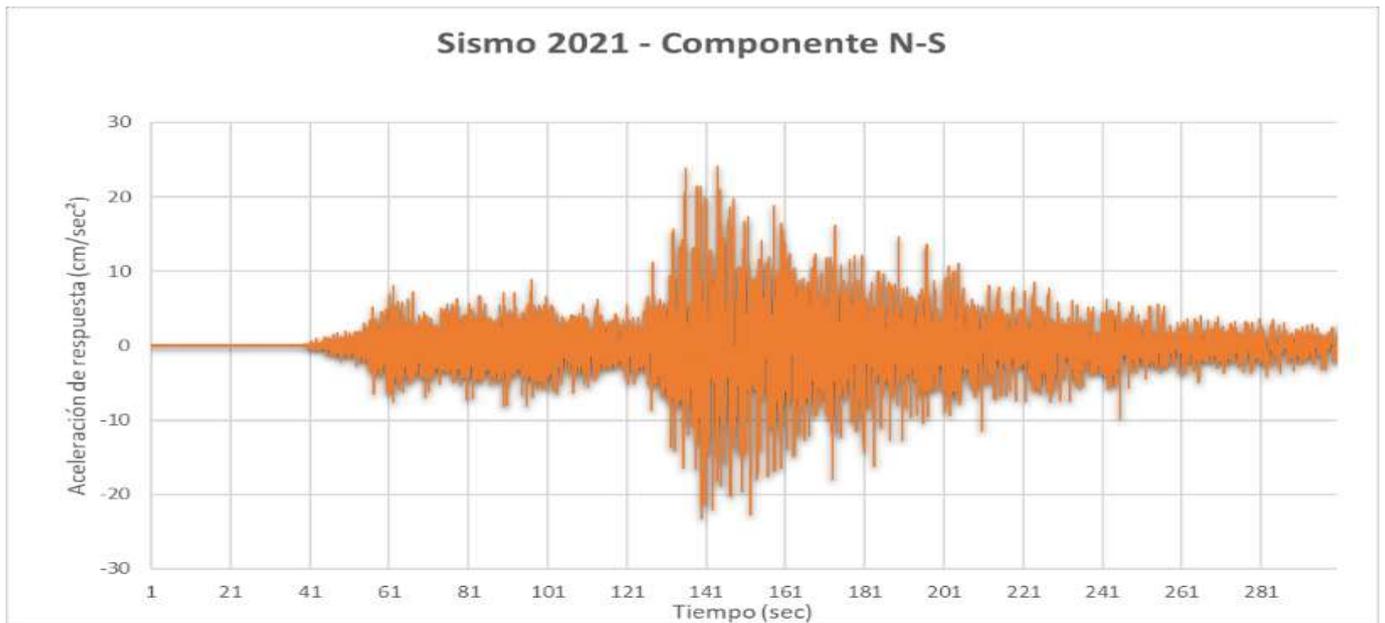


Figura 8. Acelerogramas sismo 2021 (Mw=7.5), componente N-S.



Figura 9. Ajuste de acelerograma para periodo de retorno de 475 años (a) y para 2475 años (b).

Así mismo, en la Tabla 2 se observan valores de desplazamiento, en los sismos del 1966 al 2021 es relativamente estable. Sin embargo, si ocurriese un sismo como el del año 2023 se generarán desplazamientos extremadamente altos, lo que sugiere posibles fallas estructurales graves o incluso la pérdida de integridad de la estructura.

Para el análisis estático no lineal - pushover multimodal (Tabla 3 y 4), el cálculo de las fuerzas multimodo, las cuales en algunos modos no son lo suficientemente grandes para afectar significativamente la capacidad de carga del puente colgante, por lo tanto, las curvas de capacidad no variarían mucho.

Consecuentemente, se obtuvieron las curvas de capacidad (Figura 10 y 11). En la fase inicial la estructura tiene un comportamiento elástico, se mantiene constante hasta alcanzar su capacidad máxima, entrando a la fase de comportamiento plástico. En esta etapa, el aumento del desplazamiento no incrementa la resistencia, lo que sugiere fluencia o formación de mecanismos de falla.

Tabla 2. Desplazamientos no lineales.

SISMOS	DIRECCIÓN -X	DIRECCIÓN -Y
	Desplazamiento (m)	Desplazamiento (m)
Sismo 1966	0.417	0.466
Sismo 1974	0.384	0.582
Sismo 2005	0.046	0.067
Sismo 2019	0.209	0.237
Sismo 2021	0.482	0.399
Sismo 2023	25.30	33.00

Tabla 3. Patrón de carga pushover multimodo en dirección transversal – Y.

Modo	ϕ_i normalizado	F_i (ton)
26	1.00000	1613.50
35	-1.85806	-2997.97
47	-1.06576	-1719.60
65	0.33520	540.85
183	0.00003	0.06
74	0.03689	59.52
81	0.2967	47.87
83	0.52526	847.51
SRSS		3945.233

Tabla 4. Patrón de carga pushover multimodo en dirección transversal – X.

Modo	ϕ_i normalizado	F_i (ton)
18	1.00000	1613.498
28	0.00001	0.021
48	-0.00731	-11.798
67	-0.00862	-13.905
89	0.00001	0.012
SRSS		1613.601



Figura 10. Curva de capacidad, dirección Y.

Con la realización del análisis pushover multimodal y la introducción de los registros sísmicos, se determinaron los puntos débiles y los modos de fallo de la estructura, esto se muestra a través de rótulas plásticas.

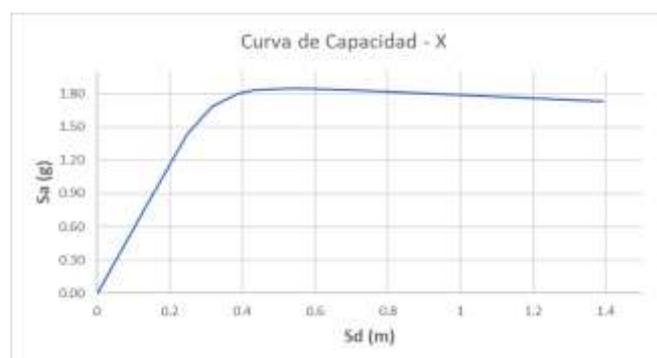


Figura 11. Curva de capacidad, dirección X.

En la Figura 12, se observa que, para el análisis pushover multimodal, los pilares presentaron mayor capacidad plástica y se deformaron hasta alcanzar los límites de desplazamiento aceptables, también exhibieron menor rigidez y soportaron la mayor parte de las cargas.

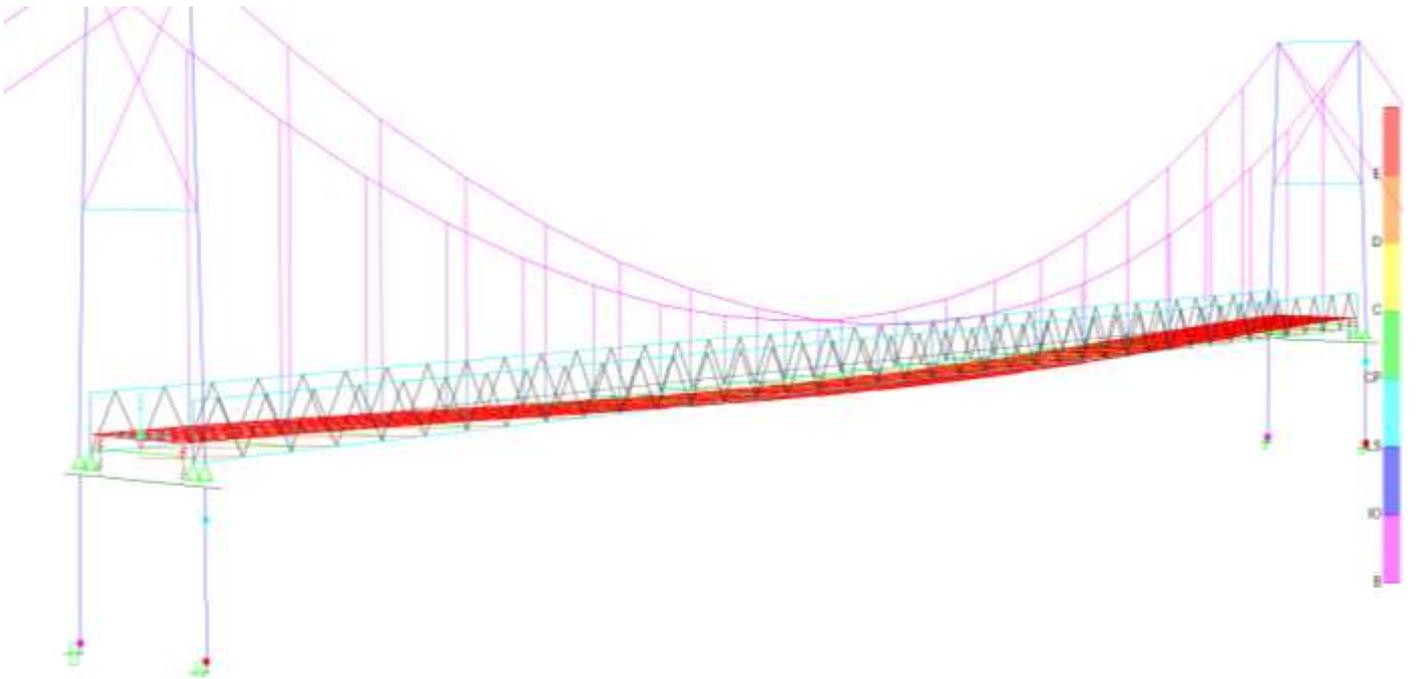


Figura 12. Formación secuencial de rótulas plásticas en pilares.

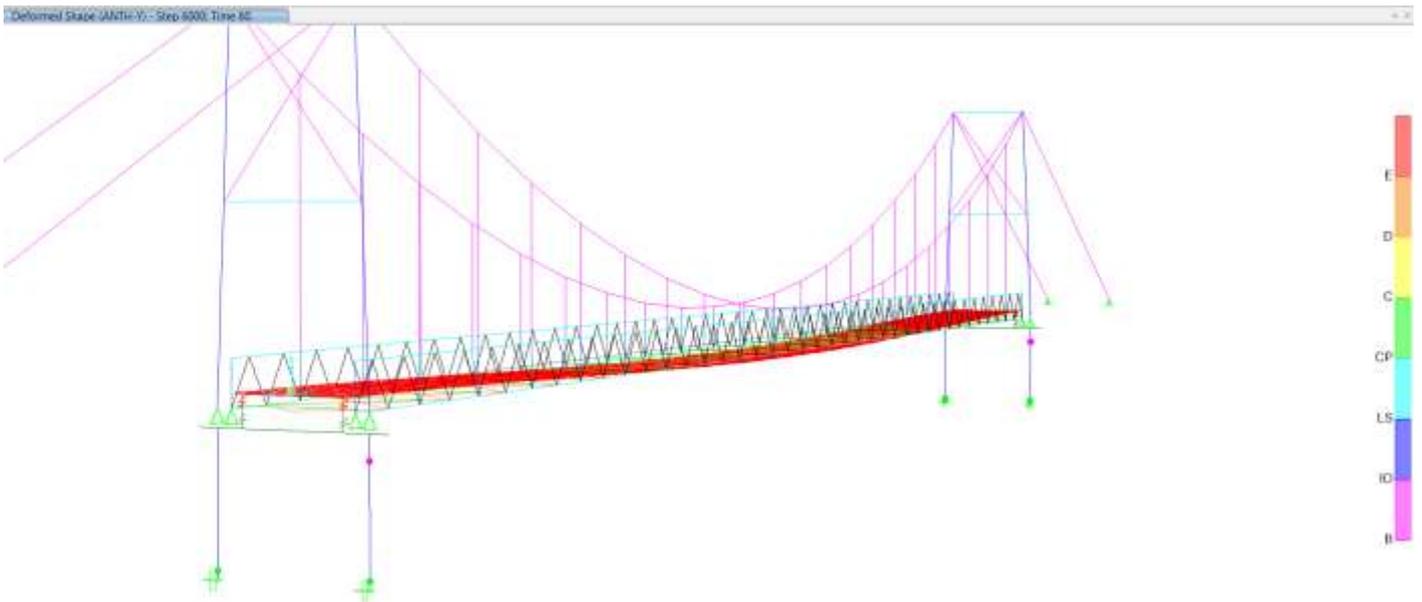


Figura 13. Formación secuencial de rótulas plásticas, sismo 2021, componente **E-W**.

Para el análisis dinámico no lineal tiempo – historia se observó un ancho de lazo en el ciclo de histéresis indicando tanto una menor y mayor capacidad de deformación plástica, capacidad de absorción de energía, lo que se relaciona con una menor o mayor ductilidad. Y, en la dirección **E -W** para el sismo del año 2021, la formación secuencial de rótulas plásticas se da los 50 segundos aproximadamente justo en el momento del desplazamiento máximo, incursionando así en el estado de daño de

fluencia, ocupación inmediata y prevención de colapso en los diferentes pilares (Figura 13).

En cuanto al desempeño sísmico, para el análisis dinámico no lineal - tiempo historia, la probabilidad de daño existente para el sismo del año 2021 como se observa en la Figura 14, para las direcciones **N-S** es de, estado de daño ligero 99%, daño moderado 98%, daño extensivo 91% y 87%, estado de daño completo 62% y 55%, respectivamente.



Figura 14. Curvas de fragilidad, sismo 2021 (Mw=7.5).

De acuerdo con los índices generales de daño probables se estima que para los diferentes sismos la estructura quedara comprometida de forma global en un rango del 80% al 100% tal como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 5. Índice de daño global.

SISMOS	ÍNDICE DE DAÑO	
	EW	NS
Sismo 1966	86%	88%
Sismo 1974	84%	91%
Sismo 2005	31%	41%
Sismo 2019	72%	75%
Sismo 2021	88%	85%
Sismo 2023	100%	100%

Para el análisis pushover multimodo, en la Figura 15 se puede observar la aplicación del método del espectro de capacidad en dirección X. El punto de demanda sísmica se encuentra dentro de la curva de capacidad, es decir; la estructura puede soportar el sismo sin fallar. Lo mismo se encontró en el caso de la dirección Y, así mismo para el periodo de retorno de 1000 años.

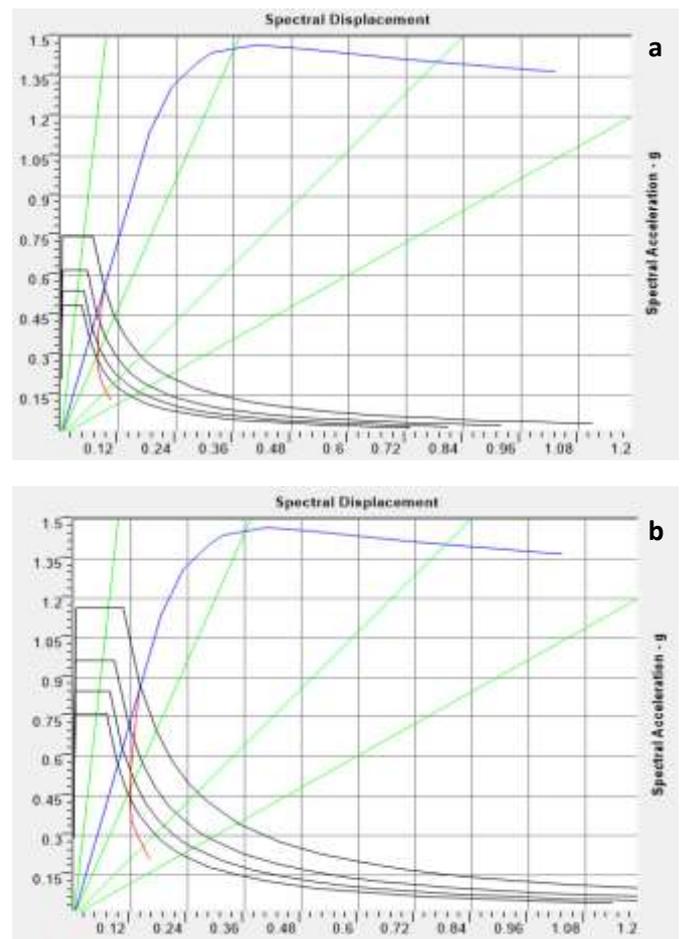


Figura 15. Punto de desempeño sísmico, dirección X, sismo de 475 años (a), sismo de 2475 años (b).

En la Figura 16, para un sismo raro con periodo de retorno de 475 años en dirección X el nivel de desempeño al que pertenece la estructura del puente es totalmente operacional, es decir; la estructura presentara un estado de daño despreciable y continuara prestando sus servicios después de dicho movimiento sísmico.

Para el sismo máximo con periodo de retorno de 2475 años en dirección X el nivel de desempeño sísmico al que pertenece la estructura se encuentra en totalmente operacional, por lo tanto; la estructura presenta un estado de daño despreciable y ligero, muy similar para un sismo máximo con periodo de retorno de 1000 años.

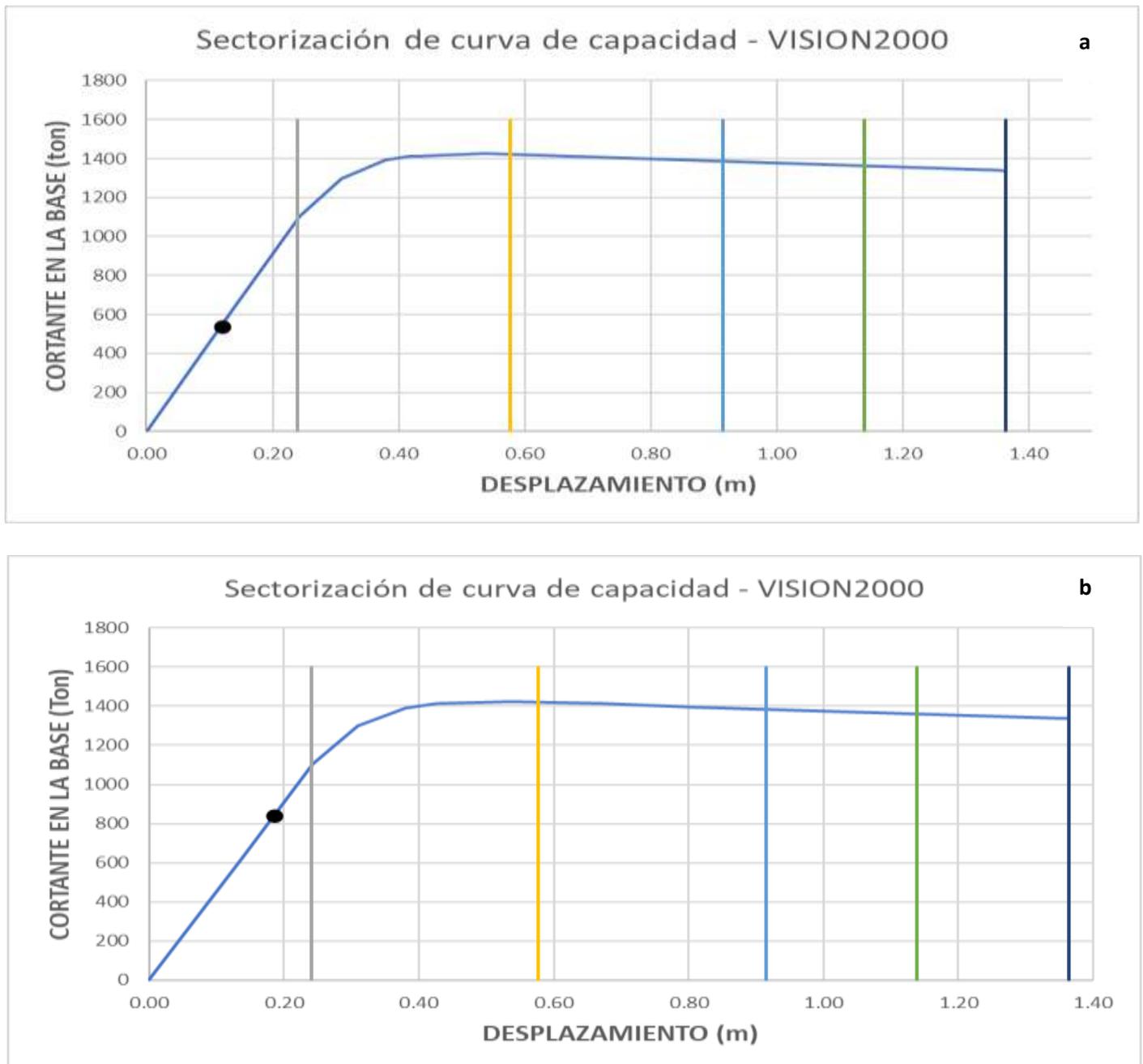


Figura 16. Nivel de desempeño sísmico dirección X sismo de 475 años (a), sismo de 2475 años (b).

DISCUSIÓN

En la presente investigación, se obtuvieron desplazamientos no lineales máximos que exceden el desplazamiento máximo permitido en un puente colgante vehicular según normativa, lo que causará daños a la estructura y sus componentes. Además; se observó mayor precisión en el comportamiento real de la estructura; esto es concordante con los resultados del análisis sísmico dinámico no lineal de puentes en Argelia realizados por Brinissat et al. (2021), en el que precisan que este tipo de análisis produjo resultados más realistas del comportamiento del puente en comparación con otros análisis. Y, Akbari & Maalek, (2018), mencionan que el análisis tiempo historia inelástico resulta ser un procedimiento confiable para el análisis de puentes.

Panaligan (2020), de acuerdo con el análisis dinámico no lineal tiempo - historia realizado, mostró que el desplazamiento no superó el desplazamiento límite. Por lo tanto, el puente no colapsará por un sismo severo esperado por el código sísmico de Filipinas. Así mismo, Erhan & Dicleli (2019) demostraron que los puentes integrales tienen un desempeño sísmico superior en términos de menor desplazamiento inelástico de la estructura obtenidos a partir de análisis dinámico no lineal tiempo - historia

Se realizó un análisis estático no lineal pushover multimodal y se obtuvo la curva de capacidad que representó la respuesta estructural del puente y con el patrón de carga se garantizó resultados más confiables que un análisis pushover convencional, así como también la precisión en la evaluación de la respuesta inelástica de puentes con modos superiores significativos, concordante con Perdomo et al. (2019), que de acuerdo con su investigación aplicada a puentes de concreto armado el análisis pushover multimodal indicó el desempeño de los procedimientos multimodal es superior en comparación con los puentes dominados por el primer modo o pushover convencional. Del mismo modo, Kappos et al. (2019) afirman que el método multimodal proporciona una buena estimación de los desplazamientos no lineales de la parte superior del pilar en la dirección transversal. Y, Kwon et al. (2020) concluyeron que el método del espectro de capacidad y análisis tiempo historia inelástico depende de varios parámetros, incluida la intensidad de los movimientos del suelo y las características de las estructuras de los puentes y enfatizan la importancia del análisis inelástico y dinámico en la evaluación sísmica de puentes.

Por otro lado, Chomchuen & Boonyapinyo (2017) mencionaron que la aplicación multimodal brinda mejores presiones en la

evaluación de desempeño sísmico en comparación con otros análisis; por lo que, la aplicación de esta metodología, en la presente investigación, valida la estimación del desempeño sísmico del puente Santa María de Nieva. Así también el análisis pushover multimodal (MPA) aplicado a los puentes evaluados por Paraskeva & Kappos (2010), determinaron que el procedimiento MPA produce mejores resultados y confiables. Además, Franetović et al. (2019) mencionan que el análisis pushover no debe rechazarse tan fácilmente porque es bastante aplicable en una estructura de puente, especialmente cuando queremos evaluar la respuesta de pilares. Saritaş (2022) destacó que los desplazamientos no lineales provocaron distintos incrementos en los valores de respuesta, especialmente en fuerzas del punto de aplicación, pero se ha producido una disminución de alrededor del 23,5% en la capacidad de desplazamiento lateral.

Las curvas de fragilidad aplicadas a esta investigación concuerdan con Ghazali et al. (2019), que encontraron en base a curvas de fragilidad que todos los puentes estudiados podrían seguir funcionando. Sin embargo; uno de los puentes tenía mayor probabilidad de exceder daños leves a severos. Danna & Pérez (2015) encontraron mediante curvas de fragilidad que las pilas del puente estaban en estado crítico de daño.

Por otro lado, Kehila et al. (2020) elaboraron curvas de fragilidad en términos de deriva máxima en pilares de puentes para estados de daño (leve, moderado, extenso y colapso) y predijeron el desempeño de los pilares, determinaron que, el daño aplicando un nuevo código de diseño es menor y funciona bien en comparación con un código de diseño antiguo. También, Mosleh et al. (2015) definieron estados de daño y establecieron características probabilísticas de capacidad estructural, determinando mediante curvas de fragilidad que el puente presenta vulnerabilidad. Banerjee & Shinozuka (2010) indicaron que las curvas analíticas de fragilidad desarrolladas en las direcciones longitudinal y transversal del puente son excelentes para los estados de daños definidos.

La evaluación por desempeño de puentes en Turquía desarrollando curvas de fragilidad analíticas determinaron que dichas curvas resultaron más realistas a la hora de estimar el estado límite de daño de los puentes (Avşar et al., 2011). Gaetani et al. (2024), de acuerdo con su estudio, clasificaron al puente en evaluación en limitación de daños y prevención de colapso, en función del comportamiento de los componentes individuales. Además, definieron un criterio global de colapso para considerar el posible fallo del sistema del puente bajo cargas sísmicas. También, Kehila et al. (2020) mencionan que la nueva regulación de puentes sísmicos de Argelia redujo el daño a 17,64,

29,17, 18,42 y 23,40% para estado leve, moderado, extenso y colapso al 50% de probabilidad de daño.

Así mismo, Bazaez et al. (2019) en su estudio dan diferencias cercanas al 10% en la probabilidad de colapso entre ambos sets de registros al considerar los desplazamientos de la superestructura. Por otro lado, Kim et al. (2016) mostraron que la columna del puente es vulnerable a cargas de impacto de camiones de carga de 16 y 38 toneladas con una velocidad de 100 km/h. Esto indica que los camiones de carga de 27 toneladas (la carga máxima de camiones en Corea del Sur) podrían causar el colapso del puente.

La estimación de desempeño sísmico del puente Santa María de Nieva mediante el método del espectro de capacidad y el comité VISION es consistente con Yang et al. (2021), que indican que el desplazamiento último del pilar del puente cumple con los requisitos establecidos para sismos muy raros; por tanto la estructura del puente tiene un buen comportamiento sísmico. De igual manera, Kohrangi et al. (2020) demostraron que MPA y el método del espectro de capacidad son métodos fiables para puentes irregulares, aunque este último conserva la simplicidad del método y proporciona los resultados más conservadores

Y en una evaluación por desempeño realizada por Di Sarno et al. (2019), se observó que los puentes de su estudio ofrecieron una respuesta fiable en términos de prevención de colapso. Por otro lado, en la evaluación, por desempeño sísmico, a un puente en Teherán demostró su inadecuado desempeño sísmico, así como la necesidad de readecuación para mejorar su comportamiento sísmico (Nicknam et al., 2011).

CONCLUSIÓN

Mediante la aplicación del patrón de carga lateral pushover multimodal se incluyeron modos de vibración múltiples así como sus efectos combinados, y se determinó hasta qué punto la estructura puede resistir las cargas sísmicas antes de alcanzar un estado límite de daño. Así mismo, la curva de capacidad permitió predecir correctamente la demanda de desplazamiento sísmico.

Para ambos tipos de análisis no lineales, las rótulas plásticas que aparecen en el modelo son inducidas por tensiones en el eje Y, por lo tanto, girando en esta dirección, la razón radica en la propia geometría de la estructura analizada, debido que los puentes colgantes suelen tener poca rigidez lateral y su apoyo principal es longitudinal, a lo largo del eje Y, significa que las acciones siempre harán más daño si tienen una orientación del eje Y.

En la estimación del desempeño sísmico para el análisis pushover multimodo, el puente cumple con el nivel de desem-

peño sísmico adecuado para todos los peligros sísmicos definidos; mostrando puntos de desempeño sísmico entre 0.092 m y 0.18 m, los cuales hacen referencia que la estructura es capaz de resistir y sobreponerse de eventos sísmicos poco frecuentes o raros sin sufrir daños estructurales importantes o interrupciones operativas significativas, por lo que después de ocurrido un sismo de análisis la estructura seguirá operativa para el tránsito de vehículos de emergencia o defensa.

El análisis estático no lineal multimodo se basa en la aplicación de cargas estáticas incrementales en diferentes direcciones para evaluar la capacidad de carga y la respuesta general de la estructura. Sin embargo, no captura la verdadera respuesta dinámica y la interacción entre los diversos modos de vibración de la estructura.

En la estimación del desempeño sísmico para el análisis dinámico no lineal tiempo – historia y de acuerdo con los índices de daño generales, se observó de acuerdo con las curvas de fragilidad aplicadas a esta investigación permitieron que para los diferentes sismos aplicados existe entre 70% y 90% la probabilidad de daño parcial y total en la estructura, así como también la vulnerabilidad en la que se encuentra ante la acción de sismos poco frecuentes en ambas direcciones.

Este método utiliza registros sísmicos reales para modelar la respuesta dinámica del puente a la carga sísmica; es el más común y adecuado en este tipo de estructuras. Tiene en cuenta la respuesta dinámica de las estructuras a las cargas sísmicas y permite capturar las propiedades, el comportamiento y desplazamientos específicos de los puentes colgantes.

Debido a que estos dos métodos usan procedimientos y consideran aspectos diferentes del desempeño de la estructura, pueden producir resultados diferentes. Sin embargo, ambos métodos son valiosos y pueden brindar información importante sobre el comportamiento del puente colgante Santa María de Nieva.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Akbari, R., & Maalek, S. (2018). A review on the seismic behaviour of irregular bridges. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Structures and Buildings*, 171(7), 552–580. <https://doi.org/10.1680/jstbu.17.00081>
- Avşar, Ö., Yakut, A., & Caner, A. (2011). Analytical fragility curves for ordinary highway bridges in Turkey. *Earthquake Spectra*, 27(4), 971–996. <https://doi.org/10.1193/1.3651349>
- Banerjee, S., & Shinozuka, M. (2010). Nonlinear static procedure for seismic vulnerability assessment of bridges. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, 22(4), 293–305. <https://doi.org/10.1111/j.1467-8667.2007.00486.x>
- Bazaez, R., Vega, A., & Navarro, N. (2019). Vulnerabilidad sísmica de puentes chilenos considerando el efecto

- de la duración de los registros. XII Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Sísmica ACHISINA 2019, 0–12.
- Brinissat, M., Kuti, R., & Louhibi, Z. (2021). Dynamic seismic analysis of bridge using response spectrum and time history methods. *Acta Technica Jaurinensis*, 14(2), 171–185. <https://doi.org/10.14513/actatechjaur.00595>
- California Department of Transportation (CALTRANS). (2019). Seismic design criteria version 2.0. California Department of Transportation.
- Choi, B. H., Moreno, L. B., Lim, C. S., Nguyen, D. D., & Lee, T. H. (2019). Seismic performance evaluation of a fully integral concrete bridge with end-restraining abutments. *Advances in Civil Engineering*, 2019. <https://doi.org/10.1155/2019/6873096>
- Chomchuen, P., & Boonyapinyo, V. (2017). Incremental dynamic analysis with multi-modes for seismic performance evaluation of RC bridges. *Engineering Structures*, 132, 29–43. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.11.026>
- Danna, J., & Pérez, G. (2015). Curvas de Fragilidad Analíticas de Puentes de Hormigón Armado Curvas de. ResearchGate, May.
- Di Re, P., Bernardini, D., Ruta, D., & Paolone, A. (2022). A simple numerical approach for the pushover analysis of slender cantilever bridge piers taking into account geometric nonlinearity. *Asian Journal of Civil Engineering*, 23(4), 455–469. <https://doi.org/10.1007/s42107-022-00433-z>
- Di Sarno, L., da Porto, F., Guerrini, G., Calvi, P. M., Camata, G., & Prota, A. (2019). Seismic performance of bridges during the 2016 Central Italy earthquakes. In *Bulletin of Earthquake Engineering* (Vol. 17, Issue 10). Springer Netherlands. <https://doi.org/10.1007/s10518-018-0419-4>
- Erhan, S., & Dicleli, M. (2019). Comparative assessment of the seismic performance of integral and conventional bridges with respect to the differences at the abutments. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 13(2), 653–677. <https://doi.org/10.1007/s10518-014-9635-8>
- Franetović, M., Mandić Ivanković, A., & Radić, J. (2019). Seismic assessment of existing bridges in Croatia. Assessment, Upgrading and Refurbishment of Infrastructures, 0–7. <https://doi.org/10.2749/222137813806501533>
- Gaetani, M., Recupero, A., & Prota, A. (2024). Seismic fragility assessment of existing Italian overpass bridges. *Research Square*, 1–27.
- Ghazali, A., Al-Haris Alaydrus, H., Alih, S. C., & Vafaei, M. (2019). Seismic fragility of concrete box girder bridges in Malaysia. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 513(1), 9. <https://doi.org/10.1088/1757-899X/513/1/012019>
- HAZUS - MH 2.1. (1999). Multi-hazard Loss Estimation Methodology. Technical Manual.
- Iliev, A., & Stefanov, D. (2021). Nonlinear Time History Analysis of a Reinforced Concrete Bridge. Xth International scientific conference on architecture and civil engineering, September, 1–8.
- Jara, J. M., Raya, G., Olmos, B. A., & Martínez, G. (2017). Applicability of equivalent linearization methods to irregular isolated bridges. *Engineering Structures*, 141, 495–511. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.03.052>
- Kappos, A. J., Paraskeva, T. S., & Sextos, A. G. (2019). Seismic assessment of a major bridge using modal pushover analysis and dynamic time-history analysis. *Advances in Computational & Experimental Engineering & Science*, June, 13–16.
- Kehila, F., Kibboua, A., Bechtoula, H., & Remki, M. (2018). Seismic performance assessment of R.C. bridge piers designed with the Algerian seismic bridges regulation. *Earthquake and Structures*, 15(6), 701–713. <https://doi.org/10.12989/eas.2018.15.6.701>
- Kehila, F., Kibboua, A., Bechtoula, H., & Remki, M. (2020). Seismic performance assessment of R.C. bridge piers designed with the Algerian seismic bridges regulation. *Earthquake and Structures*, 15(6), 701–713. <https://doi.org/10.12989/eas.2018.15.6.701>
- Kim, W. S., Jeong, Y., Kim, K., & Lee, J. (2016). Non-linear dynamic analysis of reinforced concrete bridge columns under vehicle impact loadings. *Journal of Vibroengineering*, 18(7), 4617–4626. <https://doi.org/10.21595/jve.2016.16640>
- Kohrangi, M., Bento, R., & Lopes, M. (2020). Seismic performance of irregular bridges – comparison of different nonlinear static procedures. *Structure and Infrastructure Engineering*, 11(12), 1632–1650. <https://doi.org/10.1080/15732479.2014.983938>
- Kwon, O. S., Mwafy, A. M., & Elnashai, A. S. (2020). Analytical assessment of seismic performance evaluation procedures for bridges. *American Concrete Institute, ACI Special Publication*, 271 SP, 45–61. <https://doi.org/10.14359/51663889>
- Masrilayanti, M., Nasution, A. P., Kurniawan, R., Tanjung, J., & Sarmayenti, S. (2021). Fragility Curve Analysis of Medium Cable Stayed Bridge. *Civil and Environmental Engineering*, 17(1), 209–218. <https://doi.org/10.2478/cee-2021-0022>
- Moller, O., Poliotti, M., Ascheri, J., Valentini, G., Grossman, S., & Bairán, J. (2019). Desempeño Sísmico de un Puente con Comportamiento No Lineal y Variables con Incertidumbres. *Asociación Argentina de Mecánica Computacional, XXXVII*, 1–10.
- Mosleh, A., Jara, J., & Varum, H. (2015). A methodology for Determining the Seismic Vulnerability of Old Concrete Highway Bridges by Using Fragility Curves. 5(1), 1–7.

- Nicknam, A., Mosleh, A., & Hamidi Jamnani, H. (2011). Seismic performance evaluation of urban bridge using static nonlinear procedure, case study: Hafez bridge. *Procedia Engineering*, 14(May 2014), 2350–2357. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2011.07.296>
- Nicknam, A., Mosleh, A., & Hamidi Jamnani, H. (2012). Seismic performance evaluation of urban bridge using static nonlinear procedure, case study: Hafez bridge. *Procedia Engineering*, 14, 2350–2357. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2011.07.296>
- Panaligan, R. J. N. (2020). Earthquake Performance Evaluation of Typical Bridge Structures Designed By a Force-Based Design Method in the Philippines. *IISEE-GRIPS*, 1–6.
- Paraskeva, T. S., & Kappos, A. J. (2010). Further development of a multimodal pushover analysis procedure for seismic assessment of bridges. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 39(2), 211–222. <https://doi.org/10.1002/eqe.947>
- Perdomo, C., Monteiro, R., & Sucuoğlu, H. (2019). Seismic risk assessment of multi-span bridges using nonlinear static procedures. *COMPdyn Proceedings*, 3, 5343–5356. <https://doi.org/10.7712/120119.7309.18577>
- Sarıtaş, F. (2022). Performance-based seismic assessment of a base-isolated bridge-pier. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 26(1), 21–38. <https://doi.org/10.1080/19648189.2019.1647463>
- Shama, A., & Jones, M. (2020). Seismic Performance-Based Design of Cable-Supported Bridges: State of Practice in the United States. *Journal of Bridge Engineering*, 25(12), 1–10. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)be.1943-5592.0001639](https://doi.org/10.1061/(asce)be.1943-5592.0001639)
- Wu, F., Luo, J., Zheng, W., Cai, C., Dai, J., Wen, Y., & Ji, Q. (2021). Performance-Based Seismic Fragility and Residual Seismic Resistance Study of a Long-Span Suspension Bridge. *Advances in Civil Engineering*, 2021. <https://doi.org/10.1155/2020/8822955>
- Yang, Y., Jiao, D., & Song, H. (2021). Pushover analysis in different lateral force distribution patterns of bridge piers. *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*, 647(1), 1–8. <https://doi.org/10.1088/1755-1315/647/1/012023>
- Zampieri, P., Tetougueni, C. D., & Pellegrino, C. (2021). Non-linear seismic analysis of masonry bridges under multiple geometric and material considerations: Application to an existing seven-span arch bridge. *Structures*, 34(July), 78–94. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.07.009>