PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERÍA

PROYECTO DE TITULACIÓN

PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE:

MAGÍSTER EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN ESTRUCTURAS SISMORRESISTENTES

TEMA:

EVALUACIÓN COMPARATIVA ENTRE EL ANÁLISIS LINEAL Y NO LINEAL EN PUENTES CONTINUOS DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO CON APOYOS ELASTOMÉRICOS DE NÚCLEO DE PLOMO

AUTOR:

JASON AFRANIO LAMAR CUMBICUS

TUTOR:

OSCAR JARAMILLO

QUITO, ABRIL DEL 2026

Dedicatoria

El presente trabajo de investigación, previo a la obtención del título de Magíster en Ingeniería Civil con mención en Estructuras Sismorresistentes, lo dedico a:

Mis sobrinos, Nicolás Lamar, Helene Lamar y Jorge Lamar, quienes llegaron a esta vida para enseñarnos, a mí y mi familia, muchas experiencias nuevas que recordaremos por siempre mientras los vemos crecer cada año.

Mis padres y hermanos, quienes constantemente están acompañándome en cada reto que he afrontado, a pesar de cualquier diferencia o dificultad.

Y, finalmente, lo dedico a la memoria de mi abuelita Flora, que desde donde se encuentre, sé que me ha cuidado y bendecido todo el tiempo; siempre la llevaré en el corazón.

Agradecimiento

Primeramente, a Dios le agradezco por mantenerme con salud y ser mi guía para escoger el camino correcto, brindándome el coraje y la capacidad de afrontar los obstáculos que se presentan cada día.

A mis padres, les agradezco de corazón todo su esfuerzo para brindarme las oportunidades para superarme y llegar a ser una mejor persona en la vida.

A mi hermano Joffre, por ser un gran ejemplo y como un padre más para mí, le agradezco sus consejos y su apoyo en mi pregrado.

A mis hermanos Robinson y Jenyffer, por su confianza y por estar siempre ahí cuando las cosas se pueden complicar.

A mi tía Marelene Cumbicus, por su apoyo y confianza que sirvieron para iniciar esta gran etapa de posgrado.

Al MSc. Óscar Jaramillo, tutor del presente proyecto de titulación, le doy gracias por los conocimientos impartidos y por la oportunidad brindada de realizar esta investigación.

Resumen

Latinoamérica se encuentra en una zona de alta amenaza sísmica, lo que ha generado históricamente importantes pérdidas humanas y materiales durante eventos severos. No obstante, la cultura de diseño sismorresistente en la región aún es limitada en varios países, lo que incrementa la incertidumbre sobre el comportamiento de ciertas infraestructuras ante movimientos sísmicos. Esta situación evidencia la necesidad de aplicar metodologías de análisis avanzadas que permitan garantizar un adecuado desempeño estructural durante y después de un sismo. En este contexto, los puentes constituyen infraestructuras críticas, ya que facilitan la conexión entre ciudades y regiones, permitiendo el tránsito de personas, bienes y servicios, y siendo fundamentales para la integración económica y social. Su daño o colapso no solo implica elevados costos de reparación, sino también la interrupción de servicios esenciales, afectando directamente a la población. En este marco, la presente investigación tiene como objetivo evaluar la contribución del análisis no lineal frente al análisis lineal en el diseño sismorresistente de puentes continuos de vigas de hormigón armado con apoyos elastoméricos de núcleo de plomo. Para ello, se desarrolla el análisis sísmico lineal de un puente continuo de cuatro vanos ubicado en la ciudad de Quito, determinando parámetros de respuesta como desplazamientos, derivas y fuerzas internas. Posteriormente, se implementan análisis no lineales mediante software de elementos finitos, con el fin de evaluar la respuesta inelástica de la estructura y de los dispositivos de aislamiento. Los resultados obtenidos permiten establecer una comparación entre ambos enfoques, identificando las principales diferencias y el aporte del análisis no lineal en la comprensión del comportamiento estructural. Asimismo, se analiza la influencia de los apoyos elastoméricos con núcleo de plomo, evidenciándose que estos dispositivos generan una importante flexibilización del sistema estructural, favoreciendo el desacoplamiento entre la superestructura y la subestructura. Esto se traduce en una reducción de las fuerzas internas transmitidas y en un mejor desempeño global del puente frente a acciones sísmicas. En conclusión, el análisis no lineal, especialmente el dinámico tiempo–historia, proporciona información fundamental que complementa y valida los resultados del análisis lineal, permitiendo una evaluación más precisa del desempeño estructural y abriendo la posibilidad de optimizar el diseño de los sistemas de aislamiento.

Palabras clave: Puente continuo, Apoyos elastoméricos de núcleo de plomo, Análisis sísmico lineal, Análisis sísmico no lineal.

Abstract

Latin America is located in a high seismic hazard zone, historically resulting in significant human and material losses during severe events. However, seismic-resistant design practices remain limited in several countries, increasing uncertainty regarding the behavior of certain infrastructures under seismic loads. This highlights the need for advanced analytical methodologies to ensure adequate structural performance during and after earthquakes. Bridges are critical infrastructures, facilitating connectivity between cities and regions, enabling the transport of people, goods, and services, and supporting economic and social integration. Their damage or collapse not only entails high repair costs but also disrupts essential services, directly affecting the population. This research aims to evaluate the contribution of nonlinear analysis compared to linear analysis in the seismic design of continuous reinforced concrete beam bridges with lead-core elastomeric bearings. A linear seismic analysis of a four-span continuous bridge in Quito was conducted, determining response parameters such as displacements, drifts, and internal forces. Subsequently, nonlinear analyses using finite element software were implemented to assess the inelastic response of the structure and isolation devices. Results allow a comparison of both approaches, highlighting key differences and the added value of nonlinear analysis in understanding structural behavior. The influence of lead-core elastomeric bearings is also examined, showing that these devices significantly increase structural flexibility, decoupling the superstructure from the substructure, reducing transmitted internal forces, and improving overall bridge performance under seismic actions. In conclusion, nonlinear analysis, particularly time-history dynamic analysis, provides essential information that complements and validates linear analysis results, enabling a more accurate assessment of structural performance and the optimization of isolation system design.

Keywords: Continuous bridge, Lead-core elastomeric bearings, Linear seismic analysis, Nonlinear seismic analysis

Contenido

Dedicatoria II
Agradecimiento III
Resumen IV
Abstract V
Capítulo 1: Marco General 11
1.1 Introducción 11
1.1.1 Planteamiento del problema 11
1.1.2 Justificación 11
1.2 Objetivos 12
1.2.1 Objetivo general 12
1.2.2 Objetivos específicos 12
1.3 Alcance 13
1.4 Metodología 13
1.4.1 Marco teórico y conceptual 13
1.4.2 Esquema de proceso de diseño 19
Capítulo 2: Análisis y Diseño Estructural del Puente bajo Cargas No Sísmicas 21
2.1 Superestructura 21
2.1.1 Consideraciones generales de diseño según AASHTO LRFD 21
2.1.2 Descripción estructural del puente analizado 21
2.1.3 Cargas consideradas para el análisis estructural de superestructura 22
2.1.4 Análisis estructural y obtención de esfuerzos internos 22
2.1.5 Diseño estructural de vigas de superestructura 26
2.2 Subestructura 27
2.2.1 Estribos 27
2.2.2 Pilas 28
2.2.3 Cargas consideradas para el análisis estructural de la subestructura 29
2.2.4 Diseño estructural de columnas 30
Capítulo 3: Análisis Sísmico Lineal 33
3.1 Generalidades del análisis sísmico AASHTO LRFD 33
3.1.1 Procedimiento de análisis 33

3.1.2 Clases de sitio 33
3.1.3 Factores de sitio 34
3.1.4 Espectro de respuesta 35
3.1.5 Clasificación operacional del puente 36
3.2 Determinación de la demanda sísmica del proyecto 37
3.3 Métodos de diseño sísmico 38
3.4 Análisis sísmico lineal 39
3.4.1 Periodo de oscilación 39
3.4.2 Cálculo de propiedades de aisladores elastoméricos 40
3.4.3 Análisis modal espectral 43
3.4.4 Resultados análisis sísmico lineal 45
Capítulo 4: Análisis Sísmico No Lineal 50
4.1 Análisis estático no lineal de la estructura - Pushover 50
4.1.1 Modelos constitutivos 50
4.1.2 Rótulas plásticas 51
4.1.3 Definición de requerimiento de diseño sísmico 53
4.1.4 Resultados de análisis estático no lineal 54
4.2 Análisis dinámico tiempo historia 60
4.2.1 Selección de registros sísmicos 60
4.2.2 Escalamiento de registros sísmicos 60
4.2.3 Solución numérica de la ecuación de movimiento 61
4.2.4 Resultados 63
Capítulo 5: Evaluación comparativa 74
5.1 Evaluación comparativa del análisis lineal y no lineal y su influencia en el diseño 74
5.1.1 Evaluación comparativa entre análisis 74
5.1.2 Influencia en el diseño estructural 75
5.2 Influencia de los aisladores elastoméricos con núcleo de plomo en la respuesta de la estructura 77
Capítulo 6: Conclusiones y Recomendaciones 80
6.1 Conclusiones 80
6.2 Recomendaciones 81

Bibliografía 83
ANEXO 1. Configuración y propiedades de aisladores seleccionados 85
ANEXO 2. Propiedades de los aisladores a corte 87

Índice de Figuras

Figura 1. Esquema visual de vista en planta y vista en elevación de puente con vigas continuas – (Rodríguez, 2022) 14
Figura 2. Ejemplo de Curva de capacidad resistente - (Aguiar, 2003) 16
Figura 3. Esquema visual de apoyo elastomérico con núcleo de plomo - (Ahmadipour & Alam, 2017) 18
Figura 4. Modelo de histéresis mecánica bilineal idealizado de los apoyos de aislamiento de núcleo de plomo - (Ahmadipour & Alam, 2017) 18
Figura 5. Puente continuo de 4 vanos – caso de estudio 19
Figura 6. Geometría de sección transversal del puente 22
Figura 7. Modelo matemático tridimensional del puente en CSiBridge 23
Figura 8. Diagrama de momento flector por carga DC aplicada en toda la sección de la superestructura (kN-m) 23
Figura 9. Diagrama de momento flector por carga DW aplicada en toda la sección de la superestructura (kN-m) 24
Figura 10. Diagrama de momento flector por carga LL aplicada en toda la sección de la superestructura (kN-m) 24
Figura 11. Diagrama de momento flector mayorado por resistencia 1 aplicada en toda la sección de superestructura (kN-m) 25
Figura 12. Diagrama de fuerzas cortantes mayoradas por resistencia 1 aplicada en toda la sección de superestructura (kN-m) 25
Figura 13. Deflexión máxima en centro de vano de 15m (Δ= 3mm) 26
Figura 14. Armado de vigas de superestructura 26
Figura 15. Verificación de diseño a flexión de vigas 27
Figura 16. Verificación de diseño a corte de vigas 27
Figura 17. Configuración geométrica de pilas 29
Figura 18. Configuración geométrica de columnas de pilas 31
Figura 19. Comprobación diseño a flexo-compresión de columnas que conforman las pilas en el puente 32
Figura 20. Curvas de peligro sísmico Quito – Ecuador (NEC SE DS) 33
Figura 21. Espectro de respuesta 36
Figura 22. Espectro de respuesta del proyecto 38
Figura 23. Periodo de vibración de estructura convencional (Tn= 0.543 s) 39
Figura 24. Definición de espectro MCE en CsiBridge 44
Figura 25. Definición de propiedades de elastómero con núcleo de plomo (pilas) en software .. 44

Figura 26. Definición de propiedades de elastómero de goma natural (estribos) en software ... 45
Figura 27. Periodo del sistema aislado resultante del análisis modal 45
Figura 28. Desplazamientos (mm) resultantes del análisis modal espectral - Superestructura... 46
Figura 29. Desplazamientos (mm) resultantes del análisis modal espectral - Subestructura..... 47
Figura 30. Utilidad de las columnas de las pilas ante las fuerzas internas generadas por combinación de evento extremo I..... 49
Figura 31. Modelo constitutivo de Mander del hormigón no confinado 50
Figura 32. Modelo constitutivo de Mander del hormigón confinado 51
Figura 33. Modelo constitutivo del acero de refuerzo 51
Figura 34. Zonas de plastificación del elemento estructural 52
Figura 35. Detalle de rótulas plásticas en software de cálculo..... 52
Figura 36. Asignación de rótulas plásticas en software CSiBridge 53
Figura 37. Definición de requerimiento sísmico..... 54
Figura 38. Formación de rótulas plásticas y deformada correspondiente al desplazamiento de demanda en eje Y..... 55
Figura 39. Formación de rótulas plásticas y deformada correspondiente al desplazamiento de demanda en eje X..... 56
Figura 40. Curva de capacidad (pushover) en la dirección longitudinal (eje X)..... 57
Figura 41. Curva de capacidad (pushover) en la dirección transversal (eje Y) 58
Figura 42. Punto de desempeño (FEMA 440) – eje X..... 58
Figura 43. Punto de desempeño (FEMA 440) – eje Y..... 59
Figura 44. Escalamiento del espectro de respuesta promedio al espectro objetivo 61
Figura 45. Caso de carga de análisis dinámico no lineal 62
Figura 46. Historia de desplazamientos en eje X de zona superior de pilas 63
Figura 47. Historia de desplazamientos en eje Y de zona superior de pilas 63
Figura 48. Historia de Cortante Basal..... 64
Figura 49. Historia de aceleraciones en superestructura 65
Figura 50. Diagrama histerético momento M3–rotación de la columna 66
Figura 51. Diagrama histerético momento M2–rotación de la columna 66
Figura 52. Diagrama histerético esfuerzo–deformación de una fibra de concreto no confinado 67
Figura 53. Diagrama histerético esfuerzo–deformación de una fibra de acero de refuerzo..... 68
Figura 54. Diagrama histerético esfuerzo–deformación de una fibra de concreto confinado..... 69
Figura 55. Desempeño estructural del puente..... 70
Figura 56. Diagrama histerético fuerza cortante 2-2 y desplazamiento del aislador de goma natural..... 71
Figura 57. Diagrama histerético fuerza cortante 3-3 y desplazamiento del aislador de goma natural..... 71
Figura 58. Diagrama histerético fuerza cortante 2-2 y desplazamiento del aislador con núcleo de plomo 72
Figura 59. Diagrama histerético fuerza cortante 3-3 y desplazamiento del aislador con núcleo de plomo 73

Figura 60. Periodo de puente incorporando neoprenos tradicionales 78
Figura 61. Utilidad de las columnas de las pilas ante las fuerzas internas generadas incorporando neoprenos tradicionales que apoyan a la superestructura 79

Índice de tablas

Tabla 1. Parámetros de diseño de las columnas de las pilas 31
Tabla 2. Definición de clase de sitio 34
Tabla 3. Factor de sitio para periodo 0 ($FPGA$) 34
Tabla 4. Factor de sitio para periodo corto (Fa) 35
Tabla 5. Factor de sitio para periodo largo (Fv) 35
Tabla 6. Coeficientes de aceleración y factores de sitio del proyecto (TR475) 37
Tabla 7. Periodos y aceleraciones espectrales de demanda (TR475) 37
Tabla 8. Zonas sísmicas 38
Tabla 9. Requerimientos mínimos de análisis por efectos sísmicos 39
Tabla 10. Datos de la estructura 40
Tabla 11. Diseño preliminar: determinación de parámetros iniciales 41
Tabla 12. Diseño preliminar del aislador elastomérico 42
Tabla 13. Propiedades globales del sistema 42
Tabla 14. Factor de modificación para análisis de aisladores 43
Tabla 15. Propiedades de aisladores elastoméricos – análisis lineal 43
Tabla 16. Propiedades de aisladores elastoméricos – análisis no lineal 43
Tabla 17. Periodo y rigidez modificada con factores λ 43
Tabla 18. Deformaciones por corte de los aisladores elastoméricos 46
Tabla 19. Derivas en las pilas en cada dirección 47
Tabla 20. Factor de modificación de respuesta R 48
Tabla 21. Longitud de la rótula plástica 53
Tabla 22. Resultados de la relación demanda/capacidad del puente 54
Tabla 23. Registros sísmicos seleccionados 60
Tabla 24. Desplazamientos en pilas para cada análisis 74
Tabla 25. Desplazamientos en pilas al incorporar neoprenos tradicionales al puente 77

Capítulo 1: Marco General

1.1 Introducción

1.1.1 Planteamiento del problema

Latinoamérica se encuentra en una zona de alto riesgo sísmico, lo que genera importantes pérdidas humanas y materiales durante eventos sísmicos severos (Ras y Boumechra, 2016). Sin embargo, la cultura de sismorresistencia en la región es limitada, salvo en algunos países, lo que incrementa la incertidumbre sobre el comportamiento de ciertas infraestructuras frente a movimientos sísmicos. Esta situación subraya la necesidad de un análisis avanzado para el diseño y construcción de estructuras que aseguren seguridad y desempeño adecuado durante y después de un terremoto. En el caso de los puentes, el diseño sísmico debe garantizar funcionalidad posterior al sismo, la cual depende de la intensidad del terremoto, la filosofía estructural, la calidad del diseño y la aplicación de criterios de desempeño adecuados (Rašeta et al., 2017). Dado que los daños estructurales pueden generar comportamientos no lineales, resulta esencial utilizar métodos de análisis no lineales para estimar las demandas sísmicas.

1.1.2 Justificación

Los puentes son infraestructuras fundamentales que permiten el tránsito de vehículos, personas y mercancías sobre ríos, valles, vías férreas y otros obstáculos naturales o artificiales, facilitando la conexión entre ciudades, regiones e incluso países, y siendo esenciales para la integración económica y social. Su colapso o daño significativo no solo implica costos elevados de reparación o reconstrucción, sino que también puede interrumpir el acceso a servicios esenciales como atención médica, educación y empleo, afectando directamente a las comunidades. En zonas sísmicamente activas, como Ecuador, los puentes se encuentran en constante riesgo de sufrir daños durante terremotos severos. (Rodríguez, 2022) expone muchas metodologías basadas en la normativa AASHTO LRFD para realizar un análisis sísmico de una estructura, entre ellas está el análisis lineal como el método de la carga uniforme, método espectral unimodal, método de análisis multimodal y el método tiempo historia. Shattarat et al., (2008) recalca que las metodologías de análisis lineal, aunque sencillas y normativamente aceptadas, presentan limitaciones al no reflejar con precisión el comportamiento no lineal de los elementos estructurales durante un sismo.

El desempeño sísmico de los puentes ha recibido atención considerable tanto de profesionales como de investigadores, motivando avances en el diseño estructural mediante técnicas como los aisladores sísmicos, que reducen y atenúan las demandas estructurales y mejoran la capacidad de recuperación posterior al evento (Fujino et al., 2019). No obstante, la predicción realista de la respuesta de puentes aislados solo puede lograrse mediante análisis dinámicos no lineales debido a la naturaleza histérica del comportamiento de los aisladores (Vaiana et al., 2021).

Rašeta et al. (2017) señala que las exigencias principales para el diseño de puentes de vigas de hormigón armado en zonas sísmicamente activas son evitar el colapso de la estructura y limitar el nivel de daño, especialmente en los pilares, mientras que los elementos de la superestructura deben mantenerse principalmente en el rango lineal-elástico para garantizar la funcionalidad mínima del puente tras el sismo. Feng et al. (2025) corrobora que varios pilares de puentes de hormigón armado han sufrido daños durante terremotos, y que estos daños pueden agravarse durante réplicas, reforzando la necesidad de enfoques de diseño y análisis más avanzados.

En Ecuador, a pesar de su ubicación en una de las zonas de mayor actividad sísmica del mundo, la mayoría de los proyectos de infraestructura aún se diseñan principalmente bajo enfoques lineales, los cuales no representan con precisión la respuesta inelástica de las estructuras frente a fuerzas sísmicas (Ospina et al., 2013). Esta situación evidencia una brecha significativa entre la necesidad de garantizar la seguridad y funcionalidad de los puentes y la práctica actual de diseño, subrayando la importancia de aplicar análisis no lineales avanzados y estrategias de mitigación sísmica para mejorar la resiliencia de la infraestructura vial.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo general

- El objetivo general es evaluar la contribución del análisis no lineal frente al análisis lineal en el diseño sismorresistente de puentes continuos de vigas de concreto armado con apoyos elastoméricos de núcleo de plomo.

1.2.2 Objetivos específicos

- Desarrollar el análisis sísmico lineal de un puente continuo de 4 vanos de vigas de concreto armado ubicado en Quito, determinando desplazamientos, derivas, fuerzas internas y reacciones en los apoyos, utilizar estos resultados para diseñar y definir las secciones transversales y el acero de refuerzo de la superestructura y subestructura según la normativa AASHTO LRFD.
- Realizar análisis no lineales para el mismo puente utilizando softwares basados en elementos finitos (FEM), evaluando la respuesta inelástica, la redistribución de esfuerzos y energía disipada.
- Comparar los resultados obtenidos en ambos análisis para identificar las diferencias significativas y determinar en qué casos el análisis no lineal aporta información relevante para mejorar el diseño sismorresistente.
- Analizar el aporte de los apoyos elastoméricos con núcleo de plomo en el puente, evaluando su capacidad de disipación de energía y su influencia en la reducción de fuerzas y desplazamientos transmitidos a la superestructura y subestructura.

1.3 Alcance

El presente estudio se centrará en un puente continuo de cuatro vanos de vigas de concreto armado, ubicado en la ciudad de Quito, considerado como caso de referencia para evaluar el comportamiento sísmico de este tipo de infraestructuras.

Se realizará, en primera instancia, un análisis lineal aplicando metodologías contempladas en la normativa AASHTO LRFD, con el fin de determinar desplazamientos, derivas, fuerzas, información que será útil para el diseño de la superestructura y subestructura del puente.

Posteriormente, se llevará a cabo un análisis no lineal mediante técnicas como el método Pushover y análisis tiempo-historia, utilizando modelos basados en elementos finitos (FEM), para estudiar la respuesta inelástica, la redistribución de esfuerzos y la energía disipada.

De manera complementaria, se analizará el aporte de los apoyos elastoméricos con núcleo de plomo, evaluando su eficacia en la disipación de energía y su influencia en la disminución de las fuerzas y desplazamientos que se transmiten hacia la superestructura y la subestructura del puente.

Finalmente, se compararán los resultados obtenidos entre los métodos lineales y no lineales, así como el aporte del sistema de aislamiento sísmico, con el propósito de identificar los beneficios, limitaciones y escenarios en los que el análisis no lineal y el uso de apoyos con núcleo de plomo aportan información más realista y útil para optimizar el diseño sismorresistente de puentes en zonas de alta peligrosidad sísmica.

1.4 Metodología

1.4.1 Marco teórico y conceptual

1.4.1.1 Diseño de puentes

Un puente es una construcción que salva obstáculos y da continuidad a vías, transportando caminos, carreteras, ferrocarriles, tuberías o energía. Según su ubicación, se llaman acueductos (sobre agua), viaductos (sobre terreno o valles) o pasos elevados sobre autopistas o trenes (Rodríguez 2022). Un puente continuo es aquel cuya superestructura se extiende sobre múltiples vanos sin juntas de dilatación que interrumpan la continuidad estructural, permitiendo una distribución uniforme de cargas y esfuerzos entre los apoyos

Se compone de:

- ✓ Superestructura: tablero que soporta las cargas, transmitidas a través de vigas, arcos, cables o armaduras.
- ✓ Infraestructura: pilares y estribos que apoyan la superestructura, y cimientos que transmiten las cargas al terreno.

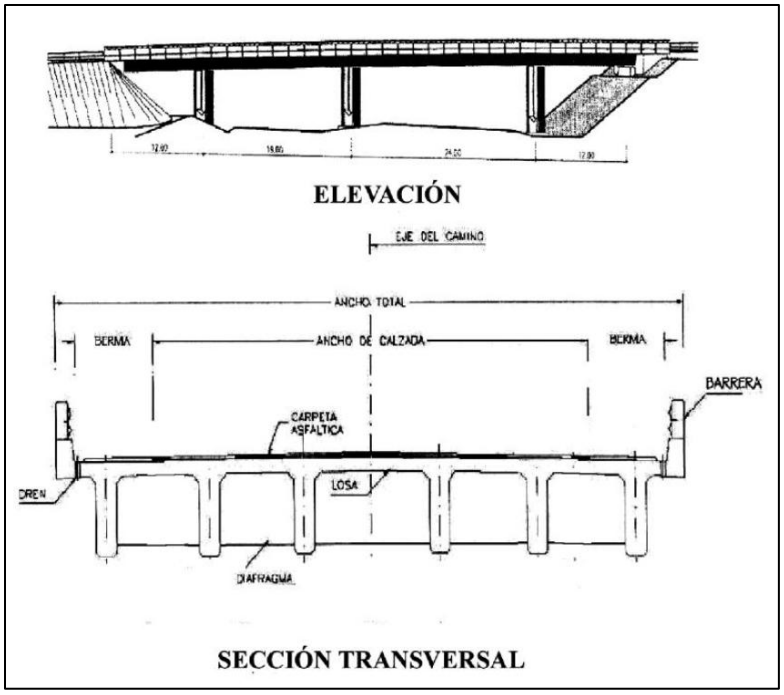


Figura 1. Esquema visual de vista en planta y vista en elevación de puente con vigas continuas – (Rodríguez, 2022)

1.4.1.2 Ductilidad

La ductilidad es la capacidad de una estructura para absorber y disipar la energía producida por un sismo mediante la formación de deformaciones plásticas controladas; dicho comportamiento implica necesariamente la aparición de cierto nivel de daño estructural (Takagi & Wada, 2019). Cuando una estructura no ha sido diseñada con criterios que promuevan la ductilidad, la disipación de energía no puede lograrse eficazmente, ya que en lugar de deformaciones plásticas se desarrollan mecanismos de falla frágiles.

1.4.1.2 Amortiguamiento

El amortiguamiento es una propiedad inherente en un material, por la cual reduce las amplitudes de oscilación en el tiempo (Navarro, 2017).

1.4.1.3 Comportamiento estructural ante un manifiesto sísmico

Las fuerzas sísmicas surgen debido a la liberación de energía durante un terremoto, lo que induce aceleraciones en el terreno y provoca fuerzas inerciales dentro de la estructura. Estas fuerzas se atenúan mediante los mecanismos de amortiguamiento y la capacidad de deformación plástica o ductilidad del sistema (Goyal & Agarwal, 2017). La fuerza inercial generada se distribuye a lo largo de los distintos componentes estructurales, originando las fuerzas internas que se conocen como demandas estructurales.

1.4.1.4 Amortiguamiento suplementario

El amortiguamiento suplementario se refiere a la incorporación de dispositivos mecánicos dentro del sistema estructural, los cuales incrementan la capacidad global de la estructura para disipar energía durante la acción sísmica (Ras & Boumechra, 2016). Los aisladores sísmicos proveen amortiguamiento adicional al sistema estructural, debido al comportamiento histérico inherente de sus mecanismos de deformación o fricción, contribuyendo así a una reducción significativa de la demanda sísmica en la superestructura.

1.4.1.5 Conservación y balance de energía sísmica

La conservación de energía en función del tiempo de una estructura con un sistema de disipación de energía se puede representar con la siguiente ecuación:

$$E(t) = Ek(t) + Es(t) + Eh(t) + Ed(t) \qquad (1.1)$$

Donde:

E representa la energía absoluta del movimiento sísmico.
Ek es la energía cinética absoluta.
Es es la energía de deformación elástica.
Eh es la energía irrecuperable disipada por deformaciones inelásticas.
Ed es la energía disipada por el sistema de amortiguación suplementario.
t representa el tiempo.

1.4.1.6 Análisis estructural lineal

Método de evaluación estructural que asume que los materiales permanecen en su rango elástico y que la respuesta de la estructura es directamente proporcional a las cargas aplicadas. Limita la precisión frente a comportamientos inelásticos (Shattarat et al., 2008). En el análisis lineal, se asume que la respuesta de la estructura es proporcional a la carga aplicada y que las propiedades de los materiales permanecen constantes; este método es útil para evaluar comportamientos generales y seleccionar casos que requieran estudios más detallados, pero puede subestimar o sobrestimar esfuerzos en situaciones extremas.

1.4.1.7 Análisis estructural no lineal

Método que considera la no linealidad material y geométrica de la estructura, permitiendo modelar la formación de rótulas plásticas, redistribución de esfuerzos y disipación de energía durante un sismo (Vaiana et al., 2021). En el análisis estructural de puentes, la principal diferencia entre los enfoques lineal y no lineal radica en cómo se consideran las relaciones entre cargas y deformaciones. Este análisis incorpora efectos como la plasticidad de materiales, la formación de articulaciones plásticas y grandes deformaciones, permitiendo una representación más realista del comportamiento de la estructura bajo cargas severas o sismos intensos. Este enfoque es fundamental para predecir la capacidad última de los puentes y diseñar elementos que eviten fallas

catastróficas, especialmente en estructuras complejas o sometidas a acciones sísmicas significativas. La necesidad de realizar un análisis sísmico no lineal depende tanto de la configuración del puente como de la intensidad del sismo. Los métodos de análisis lineal pueden emplearse de manera práctica para identificar los casos en los que se requiere un análisis no lineal. El análisis Pushover se puede realizar con distintos programas de software, y la curva resultante depende de cómo se defina el comportamiento de las articulaciones plásticas y el criterio de falla (Shattarat et al., 2008). El concreto armado exhibe un comportamiento no lineal bajo cargas sísmicas, especialmente en regiones de alta deformación. Modelar adecuadamente este comportamiento es crucial para una evaluación precisa del rendimiento sísmico. La investigación de Rašeta et al. (2017) destaca la importancia de considerar la no linealidad material y geométrica en el análisis de puentes de concreto armado.

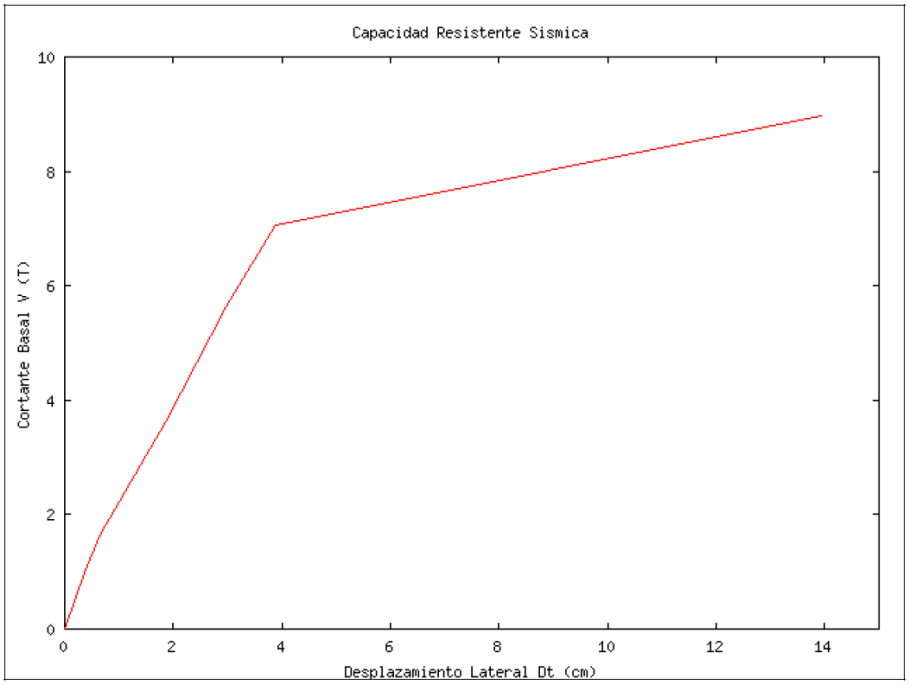


Figura 2. Ejemplo de Curva de capacidad resistente - (Aguiar, 2003)

1.4.1.8 Análisis de historia de tiempo (time-history analysis)

Análisis dinámico no lineal que simula la respuesta estructural ante registros de aceleración reales o sintéticos, permitiendo evaluar la evolución temporal de desplazamientos, fuerzas y deformaciones (Vaiana et al., 2021).

1.4.1.9 Rótula plástica

Zona de un elemento estructural donde se concentra la deformación plástica durante un sismo, permitiendo disipar energía sin que colapse toda la estructura.

1.4.1.10 Energía disipada

Cantidad de energía sísmica absorbida por la estructura a través de deformaciones plásticas, amortiguamiento y dispositivos de disipación, reduciendo las demandas sobre elementos críticos (Goyal & Agarwal, 2017).

1.4.1.11 Análisis estructural de puentes

Numerosos investigadores han realizado estudios numéricos para el análisis de puentes utilizando software de elementos finitos, mostrando buena precisión al compararse con mediciones reales. Se han explorado variables más allá de los límites establecidos en las especificaciones de AASHTO, enfocándose principalmente en puentes compuestos con losas apoyadas en vigas de hormigón. Los puentes de losa sobre vigas se eligen a menudo frente a otros tipos de puente debido a su facilidad de construcción. Desde el punto de vista estructural, presentan buenas características de distribución de carga en análisis post-elástico y permiten mejorar la transferencia de cargas entre las vigas longitudinales (Shoukry et al., 2025).

Estas especificaciones permiten usar distintos métodos de análisis sísmico, desde análisis estático equivalente hasta análisis dinámico no lineal complejo. Para puentes simples, es habitual emplear análisis lineales combinados con factores de reducción de fuerzas para considerar el comportamiento no lineal, un enfoque que, aunque práctico por su simplicidad, presenta ciertas limitaciones. Este método se considera basado en fuerzas, ya que se centra en las solicitaciones internas de la estructura. Además del análisis lineal, es común realizar un análisis de capacidad asociado a la respuesta inelástica deseada, donde se busca que la flexión dúctil ocurra en regiones específicas de articulaciones plásticas, detalladas para asegurar un comportamiento plástico controlado y evitar modos de falla no dúctiles (Shattarat et al., 2008).

1.4.1.12 Apoyo elastomérico con núcleo de plomo (LRB)

Desde la década de 1970, las técnicas de aislamiento han ayudado a que edificios y puentes funcionen de manera más segura y resistan sismos fuertes. En los últimos treinta años se han desarrollado e implementado diversos dispositivos de aislamiento que han demostrado ser efectivos para proteger las estructuras de daños graves. Los sistemas de aislamiento de base buscan desplazar la frecuencia natural de la estructura, reduciendo así los daños estructurales y no estructurales durante un sismo. Además de separar la estructura de las vibraciones del suelo, los aisladores de base también se emplean para acomodar relajaciones de preesfuerzo, movimientos térmicos, retracciones y fenómenos dependientes del tiempo como la fluencia (Ahmadipour & Alam, 2017).

Los apoyos de aislamiento de caucho se clasifican en diferentes categorías según sus características y componentes. Según el tipo de caucho, pueden ser de baja, natural o alta disipación (LDRB, NRB y HDRB, respectivamente). En algunos casos se añaden elementos auxiliares para mejorar su desempeño y adaptarlos a distintos fines. El radio del núcleo

de plomo tiene un impacto mucho mayor en la rigidez vertical que el tipo de material del núcleo.

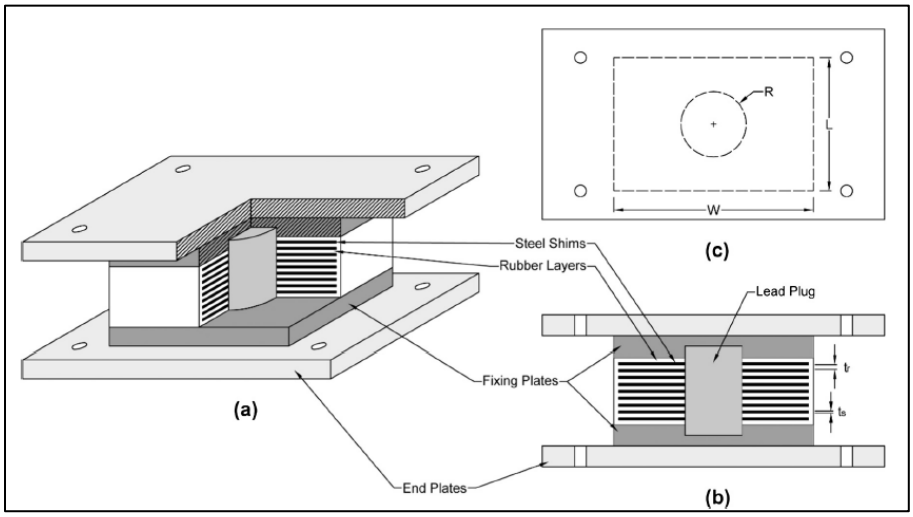


Figura 3. Esquema visual de apoyo elastomérico con núcleo de plomo - (Ahmadipour & Alam, 2017)

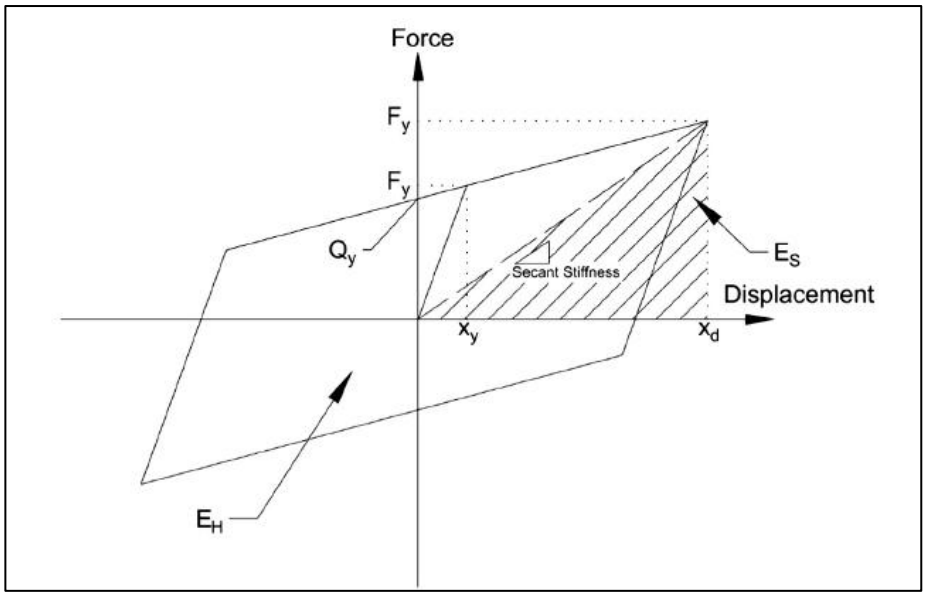


Figura 4. Modelo de histéresis mecánica bilineal idealizado de los apoyos de aislamiento de núcleo de plomo - (Ahmadipour & Alam, 2017)

Los apoyos elastoméricos con núcleo de plomo (LRB) son dispositivos de aislamiento sísmico que combinan la elasticidad del caucho con la disipación de energía del plomo. Estos dispositivos han demostrado ser efectivos para reducir los desplazamientos y las fuerzas sísmicas transmitidas a la superestructura y subestructura de los puentes. Estudios como el de Kim et al. (2014) han analizado sistemas de aislamiento sísmico para puentes de vigas de concreto, destacando la reducción de desplazamientos y costos asociados a la instalación de juntas de expansión.

1.4.2 Esquema de proceso de diseño

1.4.2.1 Puente seleccionado como caso de estudio

La estructura seleccionada para la evaluación comparativa corresponde a un puente continuo de cuatro vanos, con un gálibo de 7 m sobre dos calzadas de tres carriles cada una. De acuerdo con la tabla 4.7.4.3.1-1 de AASHTO LRFD 2020, el puente se clasifica como “puente crítico”, categoría que establece los requerimientos mínimos de análisis sísmico aplicables. En la Figura 5 se presenta la geometría de cada vano, incluyendo los niveles de altura correspondientes.

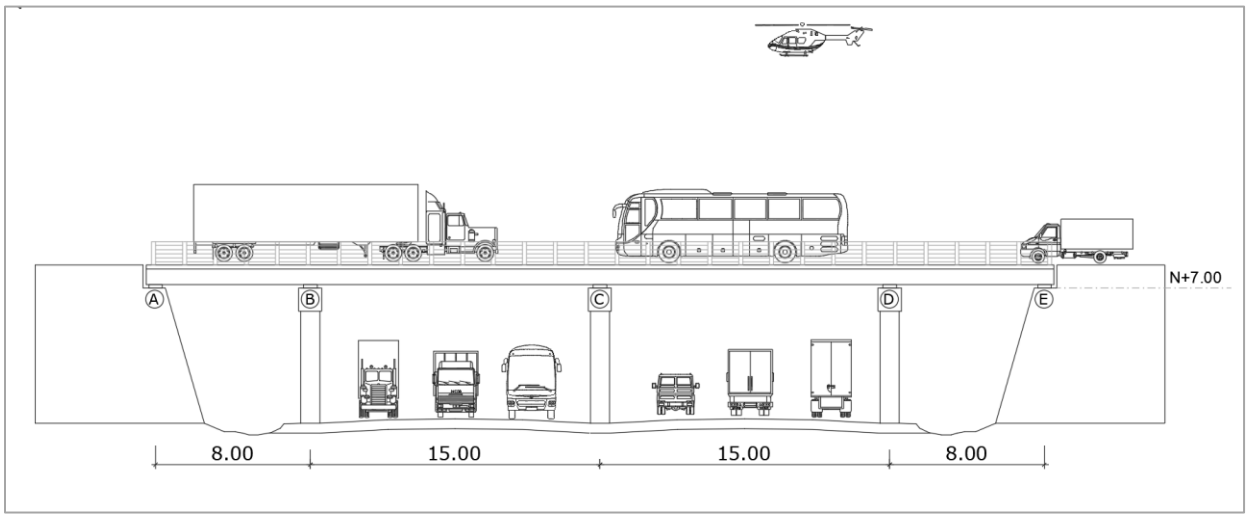


Figura 5. Puente continuo de 4 vanos – caso de estudio

1.4.2.2 Metodología y técnicas

En este proyecto se emplean técnicas de carácter aplicado cuyos resultados pueden expresarse numéricamente, por lo que el estudio se enmarca en el enfoque cuantitativo experimental. La investigación se desarrolla a través de tres etapas principales: el análisis lineal de un puente continuo, cuyas respuestas se utilizan para el diseño de sus elementos; el análisis no lineal del mismo puente, orientado a evaluar su comportamiento plástico frente a solicitaciones sísmicas (Shoukry et al., 2025); y, finalmente, una evaluación comparativa entre ambos modelos —lineal y no lineal— con el propósito de determinar si el segundo aporta información relevante para optimizar el diseño sismorresistente, especialmente en relación con el desempeño de los apoyos elastoméricos con núcleo de plomo (Ahmadipour & Alam, 2017).

Una vez establecidas y tratadas las variables independientes, se obtendrán las variables dependientes que serán los desplazamientos máximos, los esfuerzos en los elementos, el nivel de daño, curvas de histéresis de los elementos estructurales y las comprobaciones según las normativas correspondientes.

El desarrollo y solución de la problemática se realizará siguiendo los pasos:

1. Establecer los requerimientos y protocolos establecidos por las normativas y literatura que se utilizarán como guía, tales como la AASHTO LRFD 2020, ASCE 7-16, FEMA 440, ASCE 41-13 y la normativa ecuatoriana NEC 15.

2. Realizar el análisis lineal del puente continuo de 4 vanos conformado por vigas de concreto armado, en donde se aplicarán las respectivas cargas de peso propio (DC), peso de capas de rodadura (DW), sobrecarga vehicular (LL) y carga peatonal (PL) en la superestructura respetando los lineamientos de la AASHTO LRFD. Con base en este análisis se realiza el diseño de la superestructura que servirá como dato de entrada para realizar el análisis no lineal posteriormente.

3. Realizar el análisis sísmico lineal de la subestructura, siguiendo los lineamientos del AASHTO LRFD y considerando los resultados obtenidos en la superestructura. En este caso se implementa un análisis sísmico lineal, dado que la subestructura es el elemento más afectado por este tipo de cargas. El objetivo de este análisis es determinar el armado de las pilas, información que también servirá como insumo para el análisis no lineal.

4. Aplicar el análisis no lineal con base en los códigos AASHTO LRFD, FEMA 440 y ASCE 41-13, realizando un análisis Pushover y un análisis de tiempo-historia no lineal. Esto permitirá evaluar el comportamiento inelástico del hormigón, estimar de manera más realista los desplazamientos y derivas, analizar la eficiencia de los apoyos elastoméricos con núcleo de plomo y predecir posibles modos de falla del sistema estructural.

5. Evaluar y comprobar los criterios de aceptación, así como comparar los resultados obtenidos respecto al análisis lineal inicial.

Capítulo 2: Análisis y Diseño Estructural del Puente bajo Cargas No Sísmicas

2.1 Superestructura

Si bien el objetivo principal del presente trabajo se centra en la comparación entre el análisis sísmico lineal y no lineal de la subestructura y del sistema de aislamiento, fue necesario desarrollar previamente el diseño completo de la superestructura conforme a las disposiciones de la American Association of State Highway and Transportation Officials LRFD Bridge Design Specifications.

La inclusión del diseño de la superestructura no constituye un objetivo específico de la investigación; sin embargo, resulta fundamental para garantizar que el modelo estructural empleado represente de manera coherente el comportamiento real de un puente diseñado bajo criterios normativos vigentes.

2.1.1 Consideraciones generales de diseño según AASHTO LRFD

El diseño de la superestructura del puente se desarrolló conforme a la normativa American Association of State Highway and Transportation Officials LRFD Bridge Design Specifications, la cual establece un enfoque basado en estados límite para garantizar seguridad estructural, servicio y durabilidad. El método LRFD (Load and Resistance Factor Design) se fundamenta en la verificación de estados límite mediante la combinación factorizada de cargas y la comparación con resistencias reducidas por factores Ø.

2.1.2 Descripción estructural del puente analizado

La superestructura del puente corresponde a un sistema continuo de hormigón armado conformado por vigas longitudinales y losa maciza de rodadura, diseñadas para trabajar de manera solidaria bajo acción de cargas gravitacionales. El puente presenta una configuración de cuatro vanos con luces de 8 m – 15 m – 15 m – 8 m, desarrollando continuidad estructural en los apoyos intermedios (Figura 5).

Geometría transversal:

- Ancho total del puente de 16.10 m.
- Ancho de calzada total de 14 m, lo cual lo hace adecuado para un puente con 4 carriles.
- Losa maciza de hormigón armado de 20 cm.
- Un total de 6 vigas continuas con una separación de 2.64 m entre ejes.
- Baranda de seguridad de hormigón armado tipo TL-3 (postes y pasamanos).
- Acera alivianada de hormigón armado.

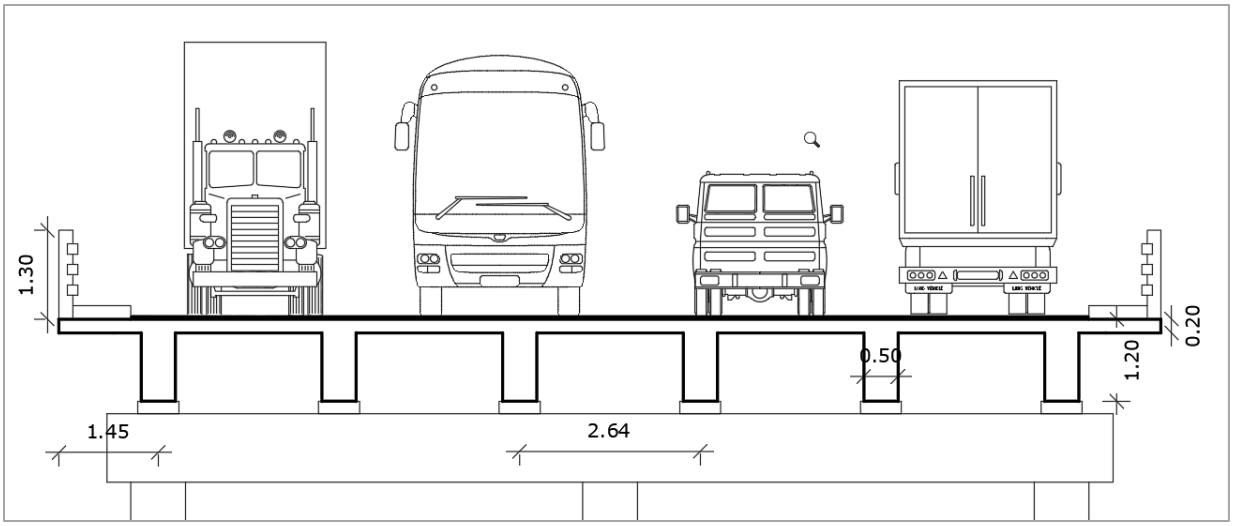


Figura 6. Geometría de sección transversal del puente

2.1.3 Cargas consideradas para el análisis estructural de superestructura

El análisis y diseño de la superestructura se desarrolló considerando las acciones establecidas por las LRFD Bridge Design Specifications de la American Association of State Highway and Transportation Officials, aplicadas conforme a los lineamientos normativos para puentes de carretera.

Se consideraron las siguientes cargas:

- Carga muerta estructural (DC)
  Corresponde al peso propio de todos los elementos estructurales, incluyendo losa, vigas longitudinales, barandas y aceras.
- Carga muerta adicional (DW)
  Incluye el peso de la carpeta asfáltica y demás elementos no estructurales permanentes.
- Carga viva
  Se adoptó el modelo de carga vehicular HL-93 establecido por AASHTO, el cual combina el camión de diseño o tándem de diseño, carga distribuida por carril e incremento por impacto dinámico (IM). Dado que el puente corresponde a un sistema continuo e hiperestático, la determinación de los efectos máximos se realizó mediante la construcción de líneas de influencia para momentos flectores y fuerzas cortantes en las secciones críticas.

2.1.4 Análisis estructural y obtención de esfuerzos internos

Una vez definidas las cargas permanentes y variables, se procedió a su aplicación generando un modelo estructural lineal tridimensional en el software CSiBridge.

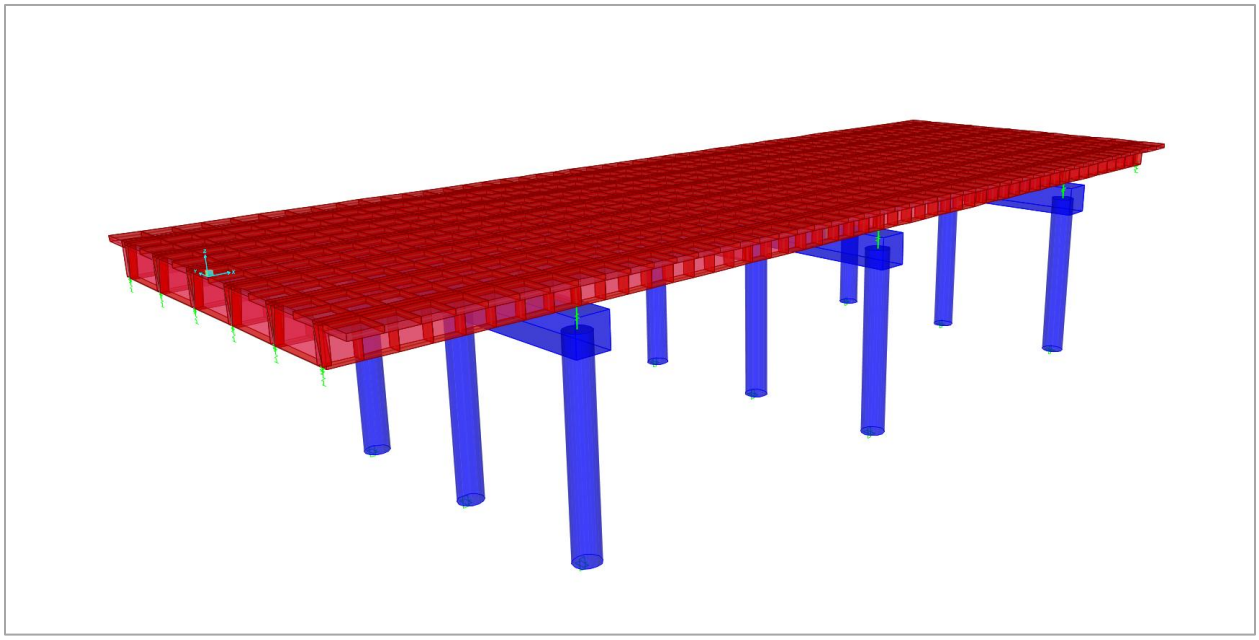


Figura 7. Modelo matemático tridimensional del puente en CSiBridge

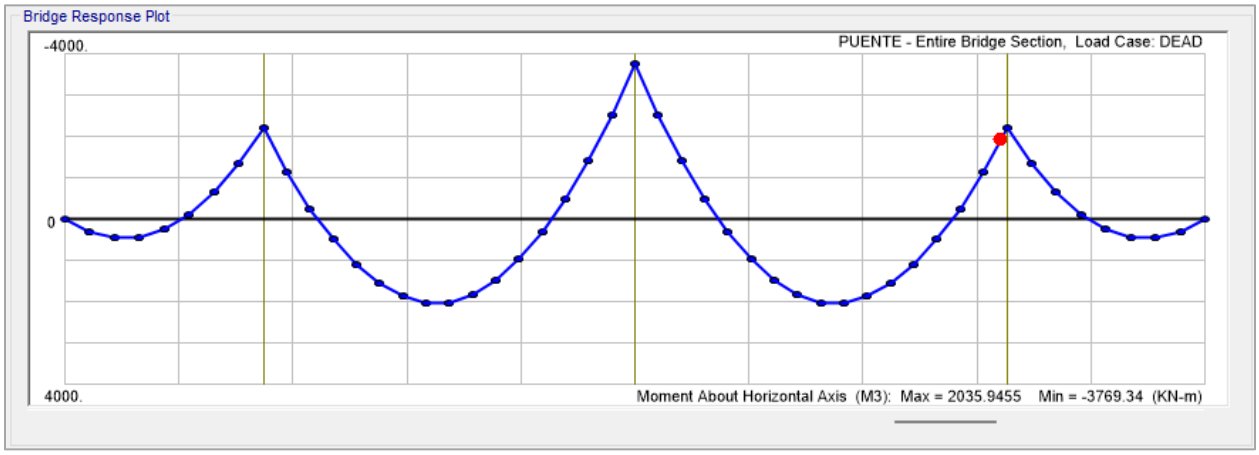


Figura 8. Diagrama de momento flector por carga DC aplicada en toda la sección de la superestructura (kN-m)

Nota. Se observa el comportamiento característico de una viga continua, evidenciado por la presencia de momentos positivos en el vano y momentos negativos en los apoyos intermedios.

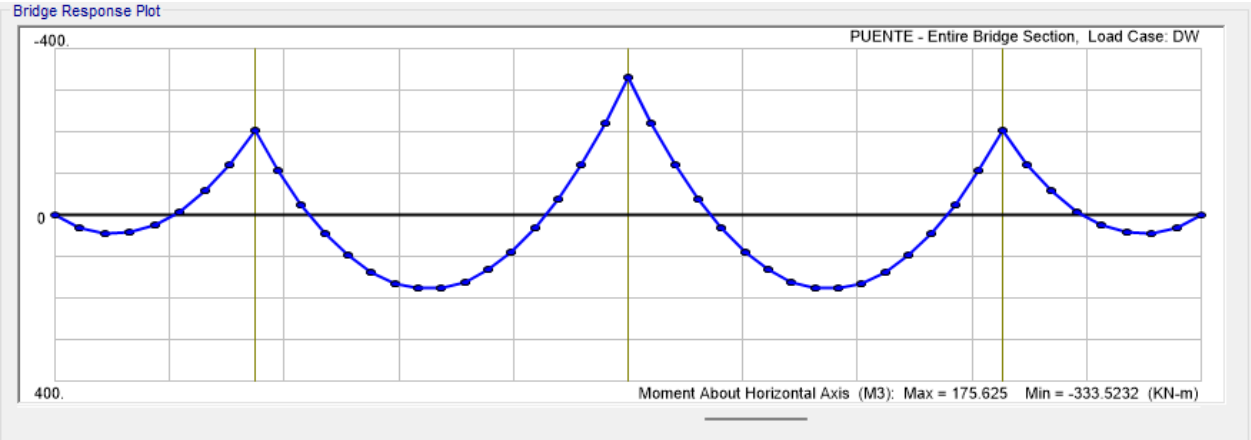


Figura 9. Diagrama de momento flector por carga DW aplicada en toda la sección de la superestructura (kN-m)

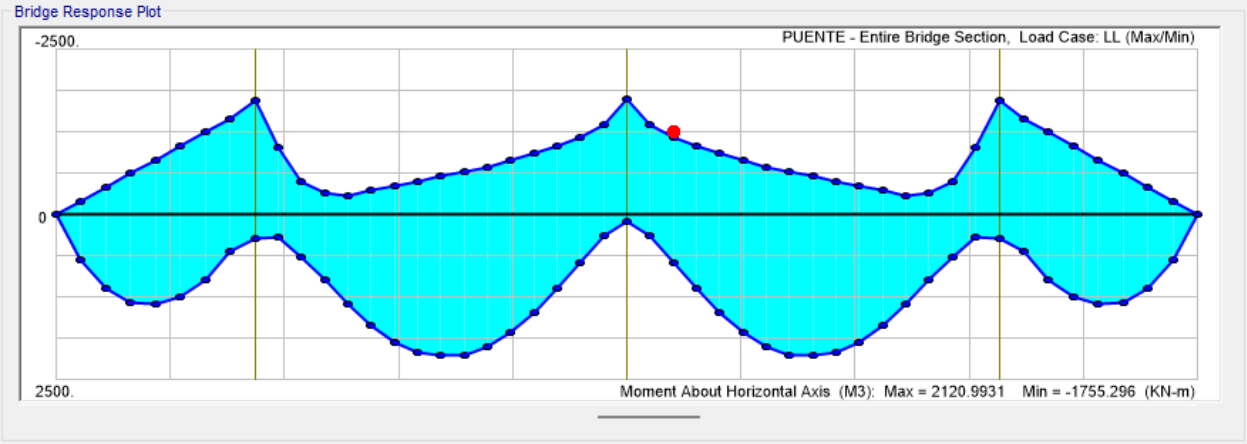


Figura 10. Diagrama de momento flector por carga LL aplicada en toda la sección de la superestructura (kN-m)

Nota. Se observa la envolvente de momentos máximos y mínimos.

Las combinaciones de carga utilizadas en el análisis estructural corresponden a las prescritas por AASHTO LRFD para el Estado Límite de Resistencia I, incluyendo los efectos de carga muerta estructural (DC), carga muerta adicional (DW) y carga viva vehicular (LL + IM).

$$\gamma i * DC + \gamma i * DW + \gamma i * (LL + IM) \qquad (2.1)$$

Donde γi son los factores de carga respectivos de cada tipo de acción considerada, resultando los momentos flectores mayorados que se aprecian en la Figura 11. En la Figura 12 se aprecian los cortantes de diseño actuantes en toda la sección de la superestructura.

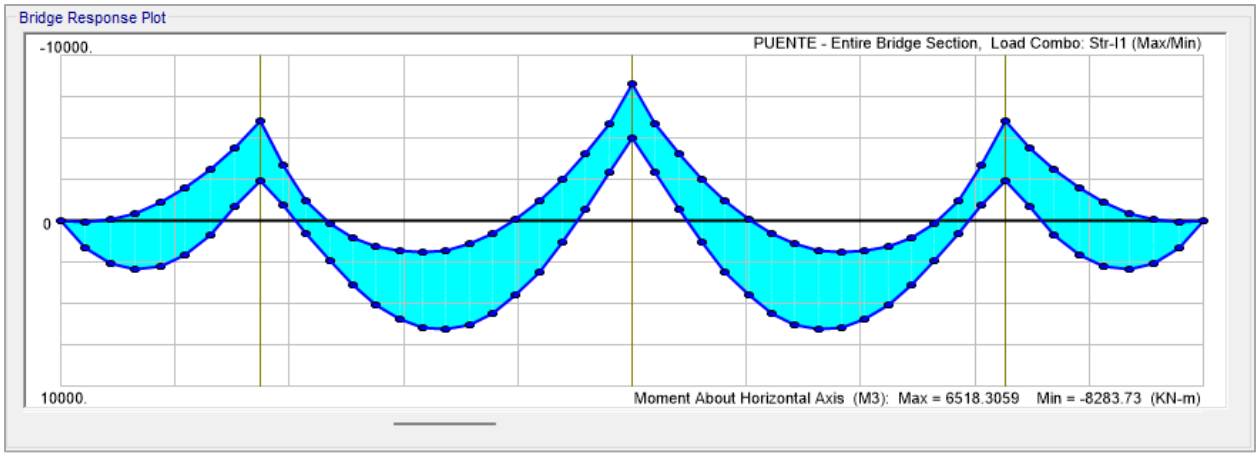


Figura 11. Diagrama de momento flector mayorado por resistencia 1 aplicada en toda la sección de superestructura (kN-m)

Nota. Los momentos flectores obtenidos corresponden al comportamiento global de la superestructura. Para el diseño individual de cada viga, dichos esfuerzos fueron distribuidos entre vigas interiores y exteriores mediante la resolución del sistema estructural tridimensional en CSiBridge, capturando la interacción y compatibilidad de deformaciones propias de un sistema hiperestático.

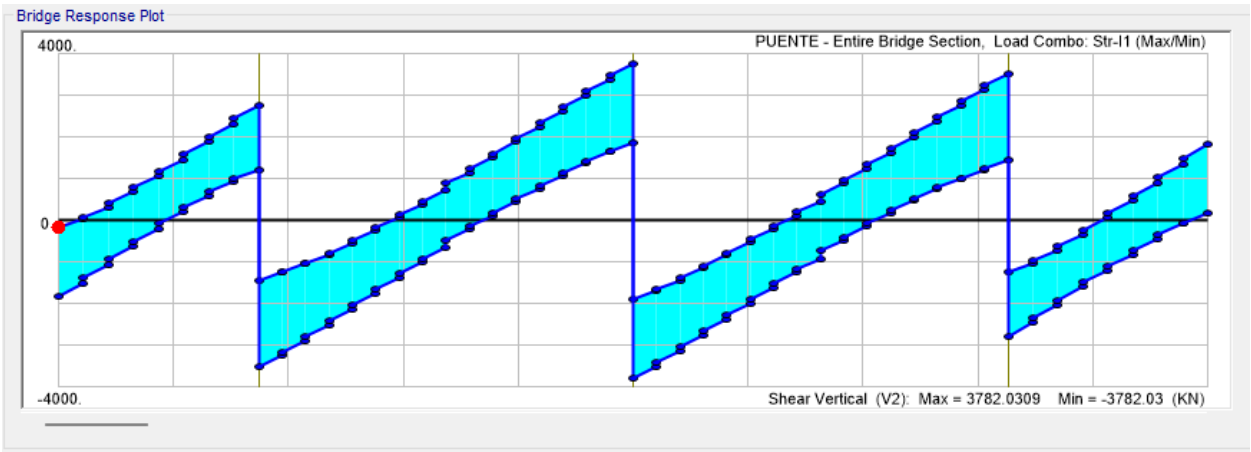


Figura 12. Diagrama de fuerzas cortantes mayoradas por resistencia 1 aplicada en toda la sección de superestructura (kN-m)

Adicionalmente al diseño por resistencia, se efectuó la verificación de deflexiones en las vigas longitudinales bajo condiciones de servicio, con el propósito de garantizar un adecuado desempeño funcional de la superestructura, limitando deflexiones excesivas que puedan inducir a vibraciones por el tránsito. Conforme al Artículo 2.5.2.6.2 de las especificaciones LRFD de la American Association of State Highway and Transportation Officials, para puentes vehiculares se recomienda que la deflexión máxima bajo carga viva no exceda el límite:

$$\Delta LL \leq L/800 \qquad (2.2)$$

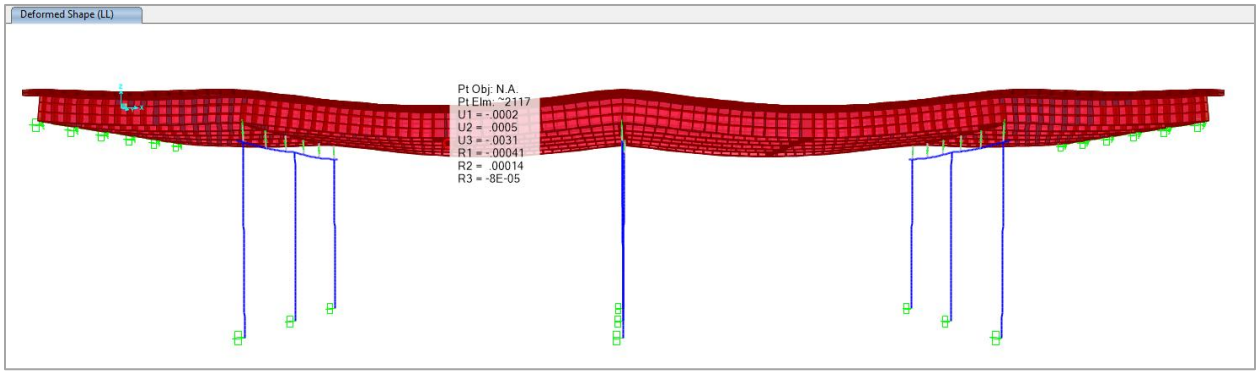


Figura 13. Deflexión máxima en centro de vano de 15m (Δ= 3mm)

Nota. Se cumple con la deflexión máxima permisible de la AASHTO LRFD.

2.1.5 Diseño estructural de vigas de superestructura

Con base en los resultados del análisis estructural y considerando las combinaciones del Estado Límite de Resistencia, se generaron los diagramas de momentos flectores y fuerzas cortantes mayoradas mostrados en las Figuras 11 y 12 respectivamente. Dichas demandas constituyeron la base para el dimensionamiento del refuerzo de las vigas.

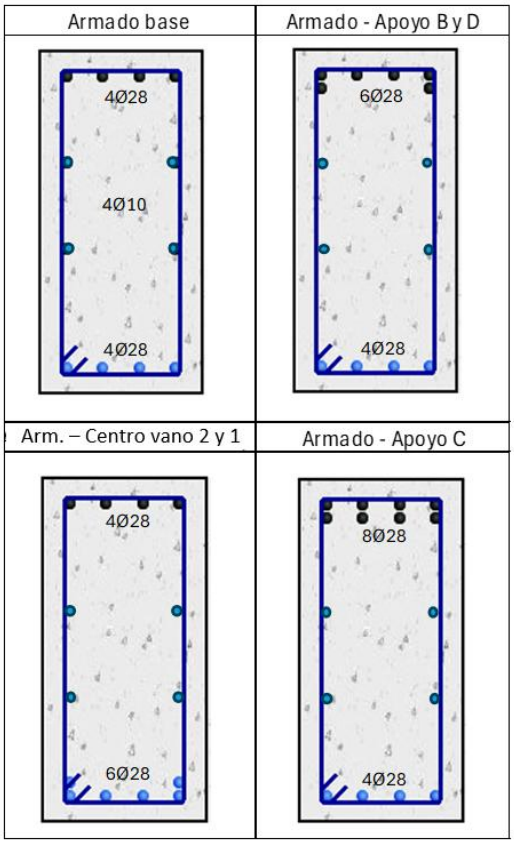


Figura 14. Armado de vigas de superestructura

Nota. Todas las vigas tienen una sección de 50x120cm. El refuerzo a corte para las demandas máximas es estribo de Ø14@12cm. El armado base contempla acero mínimo y acero por contracción y temperatura (4Ø10).

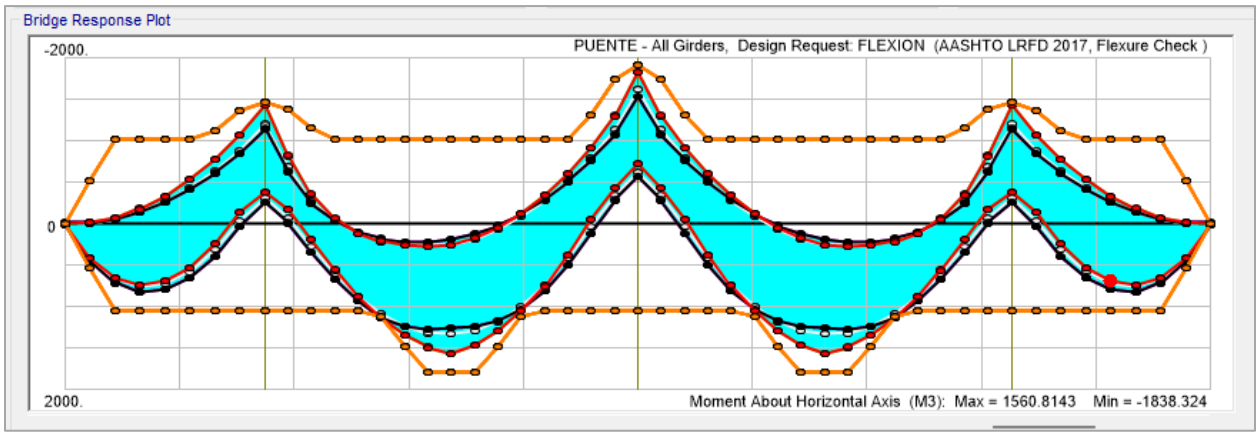


Figura 15. Verificación de diseño a flexión de vigas

Nota. La línea naranja representa la capacidad resistente a flexión de las vigas, mientras que las demás curvas corresponden a los momentos flectores mayorados obtenidos para cada una de las vigas del sistema.

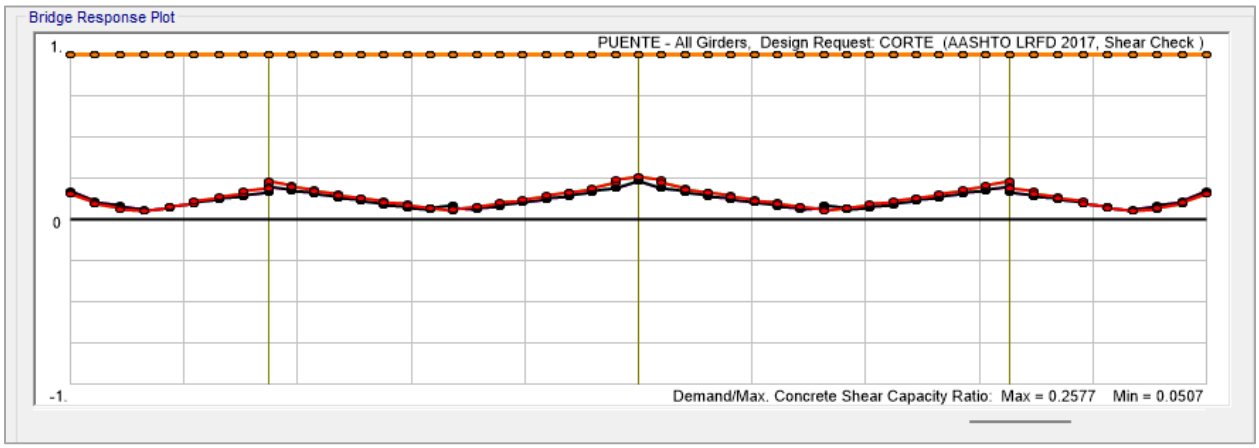


Figura 16. Verificación de diseño a corte de vigas

Nota. La línea naranja representa la capacidad resistente a corte de las vigas, mientras que las demás curvas corresponden a los momentos flectores mayorados obtenidos para cada una de las vigas del sistema.

2.2 **Subestructura**

2.2.1 Estribos

En el modelo estructural desarrollado, los estribos no fueron representados explícitamente mediante elementos sólidos o de marco. En su lugar, su interacción con la superestructura fue considerada a través de los apoyos elastoméricos (bearings), modelados como resortes

equivalentes que transmiten las cargas verticales y horizontales desde la superestructura hacia la subestructura.

Esta simplificación se adoptó considerando que los estribos, por su geometría masiva y su condición de confinamiento por el relleno estructural y el suelo circundante, presentan una rigidez significativamente mayor en comparación con las pilas. En consecuencia, su deformación relativa ante acciones sísmicas resulta despreciable dentro del comportamiento global del puente.

Desde el punto de vista dinámico, la respuesta sísmica longitudinal y transversal del sistema está gobernada principalmente por la rigidez y masa de la superestructura, la flexibilidad de las pilas y las propiedades mecánicas de los apoyos elastoméricos. Por tanto, incluir explícitamente los estribos en el modelo global no modificaría de manera significativa los periodos de vibración ni la distribución de fuerzas internas, mientras que sí incrementaría innecesariamente la complejidad del modelo.

En este sentido, la modelación adoptada permite capturar adecuadamente el mecanismo de transferencia de cargas y la respuesta sísmica global del puente, manteniendo coherencia con el objetivo principal del estudio, que es comparar el comportamiento con apoyos elastoméricos.

2.2.2 Pilas

Las pilas del puente fueron concebidas como un sistema tipo pórtico compuesto por una viga cabezal monolíticamente conectada a tres columnas circulares de hormigón armado. Esta configuración responde al ancho total del tablero correspondiente a cuatro carriles de circulación.

La alternativa inicial de disponer únicamente dos columnas extremas generaba elevados momentos flectores en la viga cabezal debido a las cargas permanentes (DC, DW) y vehiculares (HL-93), lo que implicaba mayores dimensiones de sección y cuantías de refuerzo. Con el fin de optimizar el comportamiento estructural, se incorporó una columna central, reduciendo la luz efectiva de la viga cabezal y, por tanto, los esfuerzos internos máximos.

Esta disposición permite una distribución más uniforme de las reacciones provenientes de la superestructura hacia las columnas, logrando un sistema más equilibrado y eficiente. Asimismo, la presencia de tres columnas incrementa la rigidez lateral de la pila, aspecto relevante en el análisis sísmico global del puente, al contribuir al control de desplazamientos y a una respuesta estructural más estable.

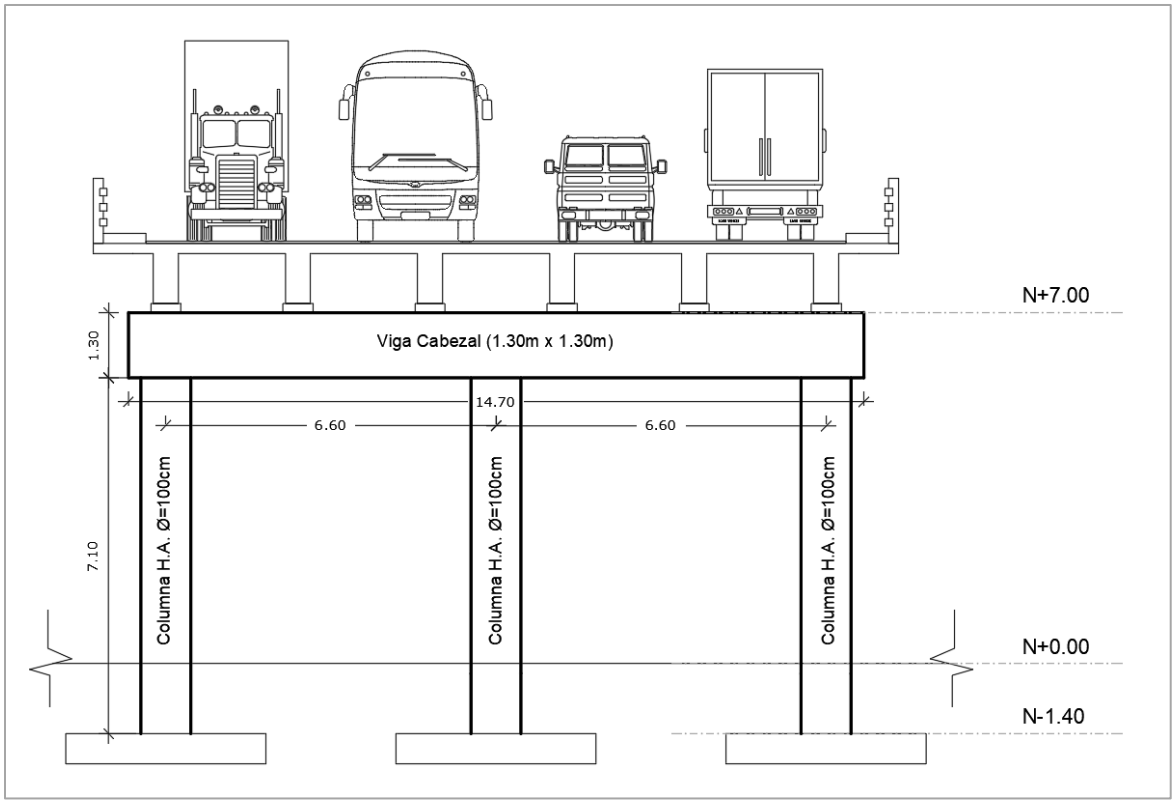


Figura 17. Configuración geométrica de pilas

Nota. Los materiales son los mismos que se usaron para la superestructura, f'c= 30MPa y fy= 420MPa.

2.2.3 Cargas consideradas para el análisis estructural de la subestructura

Para el análisis estructural de la subestructura se determinaron, en primer lugar, las reacciones en cada uno de los apoyos del puente continuo correspondientes a las distintas acciones consideradas en el diseño. Se evaluaron las cargas permanentes asociadas al peso propio de la superestructura (DC), la carga por carpeta asfáltica (DW) y la carga vehicular HL-93, conforme a lo establecido por la normativa AASHTO LRFD. Debido a la continuidad estructural del sistema, las reacciones fueron obtenidas mediante el análisis global hiperestático del puente.

Las reacciones verticales obtenidas para cada tipo de carga fueron distribuidas entre las seis vigas longitudinales de la superestructura, considerando que en cada eje de apoyo existe un apoyo elastomérico independiente por viga. En consecuencia, cada reacción fue dividida entre el número de vigas, transfiriéndose como carga puntual hacia la viga cabezal en la posición correspondiente a cada apoyo.

Estas cargas puntuales constituyen las acciones principales para el diseño de la viga cabezal. En coherencia con la filosofía de diseño sísmico para puentes establecida en AASHTO LRFD 2020 (sección 3.10.9.4.3), se adoptó el criterio de que tanto la superestructura como la viga cabezal deben permanecer esencialmente en el rango elástico ante el sismo, concentrando la posible

incursión inelástica en las columnas de las pilas. Tomando esto en consideración, no se expone el diseño de la viga cabezal en este caso.

Adicionalmente a las cargas verticales transmitidas por la superestructura, para el diseño de las columnas de las pilas se consideraron las acciones longitudinales asociadas a la fuerza de frenado vehicular (BR), conforme a AASHTO LRFD (Artículo 3.6.4). Estas fuerzas generan esfuerzos axiales y momentos adicionales en las columnas, que deben ser combinados con las demás acciones permanentes y variables.

Con base en el conjunto de cargas consideradas —DC, DW, HL-93 y BR— se procedió al dimensionamiento de las columnas de las pilas, verificando su capacidad resistente frente a solicitaciones combinadas de carga axial, flexión y cortante, asegurando que el mecanismo estructural previsto ante acciones sísmicas se desarrolle de manera controlada en dichos elementos.

2.2.4 Diseño estructural de columnas

En esta sección se presenta el dimensionamiento preliminar de las columnas de las pilas considerando únicamente las cargas gravitacionales y acciones operacionales del puente, tales como carga muerta estructural (DC), carga por carpeta asfáltica (DW), carga vehicular (HL-93) y fuerza de frenado. No obstante, es importante señalar que el objetivo principal de la presente investigación no es desarrollar de manera exhaustiva el proceso de diseño de la subestructura bajo dichas acciones, sino analizar el comportamiento sísmico global del puente.

Por esta razón, no se detallan exhaustivamente todos los pasos intermedios del procedimiento de diseño. En su lugar, se presenta la sección final adoptada para las columnas, el arreglo de refuerzo correspondiente y la verificación de su capacidad mediante el diagrama de interacción P-M, mostrando que las solicitaciones máximas obtenidas del análisis estructural se encuentran dentro de la capacidad resistente de la sección. Este enfoque permite establecer una configuración estructural realista y consistente para las columnas de las pilas, la cual sirve como base para el posterior análisis sísmico desarrollado en los capítulos siguientes.

En la Tabla 1 se presentan los principales parámetros utilizados para el diseño de la columna, incluyendo su geometría, propiedades de los materiales, las cargas mayoradas finales obtenidas del análisis estructural y la disposición del acero de refuerzo adoptado. Estos mismos datos se ilustran esquemáticamente en la Figura 18, donde se muestra la configuración geométrica y el arreglo del refuerzo de la sección. Por su parte, en la Figura 19 se presenta el diagrama de interacción empleado para la verificación a flexo-compresión de la columna. Al tratarse de una sección circular, el comportamiento a flexo-compresión biaxial puede representarse adecuadamente mediante un diagrama bidimensional. En dicho diagrama se observa que la sección aún dispone de una capacidad significativa de momento resistente, lo cual resulta relevante para el análisis de las demandas generadas posteriormente en la evaluación sísmica del puente.

Tabla 1. Parámetros de diseño de las columnas de las pilas

No.	Diseño estructural de columnas - Datos	
1	**Geometría**	
a)	Ø	100 cm
b)	Ag	7853.98 cm^2
c)	recubrimiento	40 mm
2	**Materiales**	
a)	f'c	30 MPa
b)	fy	420 MPa
c)	γc	24 kN/m^3
3	**Cargas mayoradas finales / columna**	
a)	Pu	3149.36 kN
b)	Mxx	505.32 kN*m
c)	Myy	307.39 kN*m
4)	**Disposición de acero de refuerzo**	
a)	Øb	28 mm
b)	# varillas	26
c)	As	160.10 cm^2
d)	ρ (cuantía)	2%

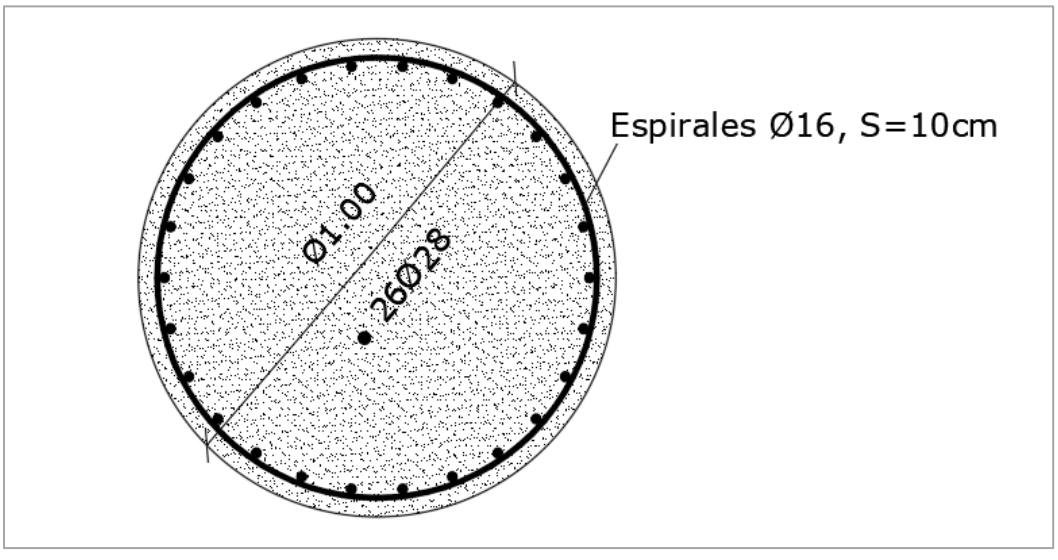


Figura 18. Configuración geométrica de columnas de pilas

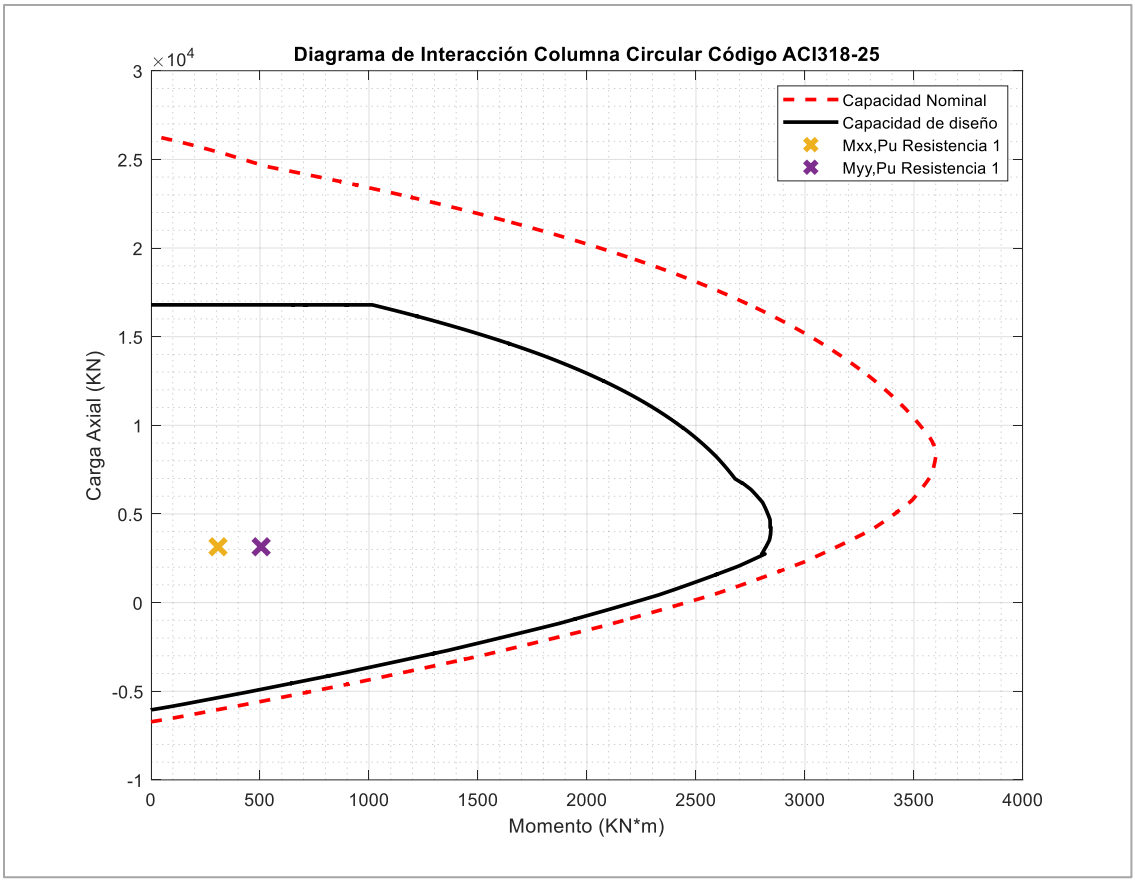


Figura 19. Comprobación diseño a flexo-compresión de columnas que conforman las pilas en el puente

Nota. Al ser columna circular, se puede aproximar bastante bien la flexo-compresión biaxial. Las columnas tienen considerable capacidad adicional para momentos generados por cargas de sismo.

Capítulo 3: Análisis Sísmico Lineal

3.1 Generalidades del análisis sísmico AASHTO LRFD

De acuerdo con las AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, los puentes se diseñan en general para tener una probabilidad de colapso aun cuando puedan sufrir daños significativos e interrumpir su servicio, bajo un sismo de diseño con una probabilidad de excedencia del 7% en 75 años. La carga sísmica se determina con base en el peso de la superestructura (W), el coeficiente de respuesta elástica (C_{sm}), y se ajusta aplicando un factor de modificación de respuesta (R) (AASHTO, 2020, Art. 3.10.1).

3.1.1 Procedimiento de análisis

Se usan coeficientes de aceleración máxima del terreno (PGA) y los de periodos espectrales corto S_s (0.2 s) y largo S_1 (1.0 s) correspondientes a 5% de amortiguamiento crítico. Para representar la sismicidad del sitio del proyecto, se utilizan las curvas de peligro sísmico correspondientes a la ciudad de Quito establecidas en la norma ecuatoriana de la construcción NEC SE DS 2015.

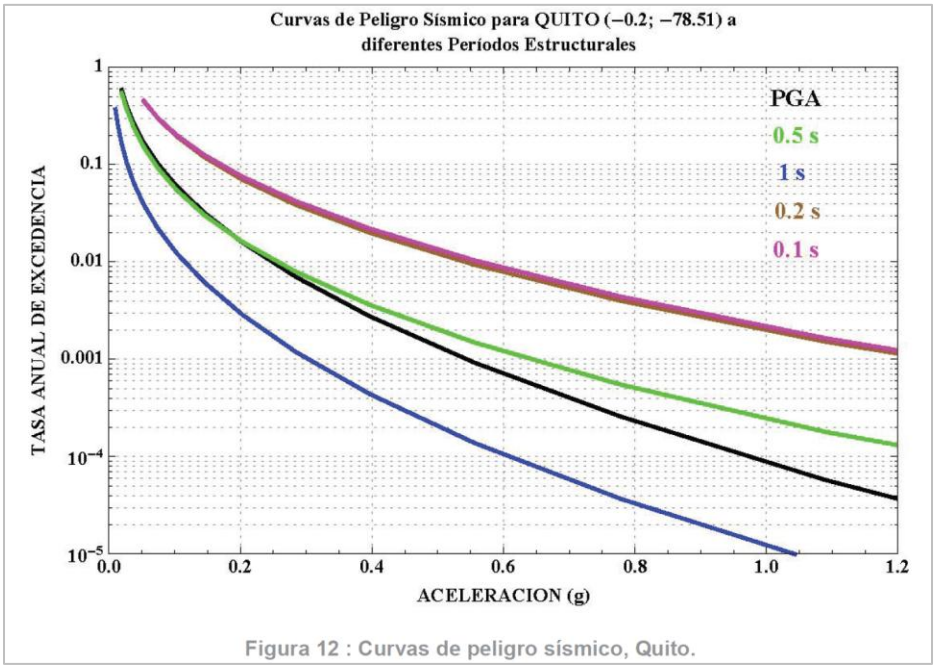


Figura 12 : Curvas de peligro sísmico, Quito.

Figura 20. Curvas de peligro sísmico Quito – Ecuador (NEC SE DS)

Nota. A partir de las curvas de peligro sísmico se obtiene la aceleración PGA, Ss y S_1, todo en base a la tasa anual de excedencia elegida posteriormente por la clasificación operacional del puente.

3.1.2 Clases de sitio

Los sitios se clasifican en función de la tabla 2 que corresponde al apartado 3.10.3.1-1 de la AASHTO LRFD. Para el presente proyecto de titulación se considera una clase de sitio C.

Tabla 2. Definición de clase de sitio

Site Class	Soil Type and Profile
A	Hard rock with measured shear wave velocity, $\overline{v}_s > 5{,}000$ ft/s
B	Rock with 2,500 ft/sec < $\overline{v}_s < 5{,}000$ ft/s
C	Very dense soil and soil rock with 1,200 ft/sec < $\overline{v}_s < 2{,}500$ ft/s, or with either $\overline{N} > 50$ blows/ft, or $\overline{s}_u > 2.0$ ksf
D	Stiff soil with 600 ft/s < $\overline{v}_s < 1{,}200$ ft/s, or with either $15 < \overline{N} < 50$ blows/ft, or $1.0 < \overline{s}_u < 2.0$ ksf
E	Soil profile with $\overline{v}_s < 600$ ft/s or with either $\overline{N} < 15$ blows/ft or $\overline{s}_u < 1.0$ ksf, or any profile with more than 10.0 ft of soft clay defined as soil with $PI > 20$, $w > 40$ percent and $\overline{s}_u < 0.5$ ksf
F	Soils requiring site-specific evaluations, such as: • Peats or highly organic clays ($H > 10.0$ ft of peat or highly organic clay where H = thickness of soil) • Very high plasticity clays ($H > 25.0$ ft with $PI > 75$) • Very thick soft/medium stiff clays ($H > 120$ ft)

Exceptions: Where the soil properties are not known in sufficient detail to determine the site class, a site investigation shall be undertaken sufficient to determine the site class. Site classes E or F should not be assumed unless the authority having jurisdiction determines that site classes E or F could be present at the site or in the event that site classes E or F are established by geotechnical data.

Nota. Tomado de AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (AASHTO, 2020).

3.1.3 Factores de sitio

Los factores de sitio F_{PGA}, F_A y F_V se utilizan para ajustar la respuesta sísmica correspondiente al periodo cero, periodos cortos y periodos largos, respectivamente (AASHTO, 2020, Art. 3.10.3.2). Estos factores se determinan en función de la clase de sitio, establecida en la Tabla 3.10.3.1-1 de la AASHTO LRFD, y de los valores de los coeficientes PGA, S_s y S_1, los cuales se obtienen a partir de los estudios de peligrosidad sísmica correspondientes a cada zona.

Tabla 3. Factor de sitio para periodo 0 (F_{PGA})

Site Class	Peak Ground Acceleration Coefficient (PGA)[1]				
	$PGA <$ 0.10	$PGA =$ 0.20	$PGA =$ 0.30	$PGA =$ 0.40	$PGA >$ 0.50
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F[2]	*	*	*	*	*

Nota. Tomado de AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (AASHTO, 2020).

Tabla 4. Factor de sitio para periodo corto (Fa)

Site Class	Spectral Acceleration Coefficient at Period 0.2 sec (S_S)[1]				
	$S_S <$ 0.25	$S_S =$ 0.50	$S_S =$ 0.75	$S_S =$ 1.00	$S_S >$ 1.25
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F[2]	*	*	*	*	*

Nota. Tomado de AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (AASHTO, 2020).

Tabla 5. Factor de sitio para periodo largo (Fv)

Site Class	Spectral Acceleration Coefficient at Period 1.0 sec (S_1)[1]				
	$S_1 <$ 0.1	$S_1 =$ 0.2	$S_1 =$ 0.3	$S_1 =$ 0.4	$S_1 >$ 0.5
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F[2]	*	*	*	*	*

Nota. Tomado de AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (AASHTO, 2020).

3.1.4 Espectro de respuesta

El espectro de respuesta se calcula usando los valores pico mapeados de los coeficientes de aceleración del terreno y los coeficientes de aceleración espectral escalados F_{PGA}, F_A y F_V, respectivamente (AASHTO, 2020, Art. 3.10.4.1).

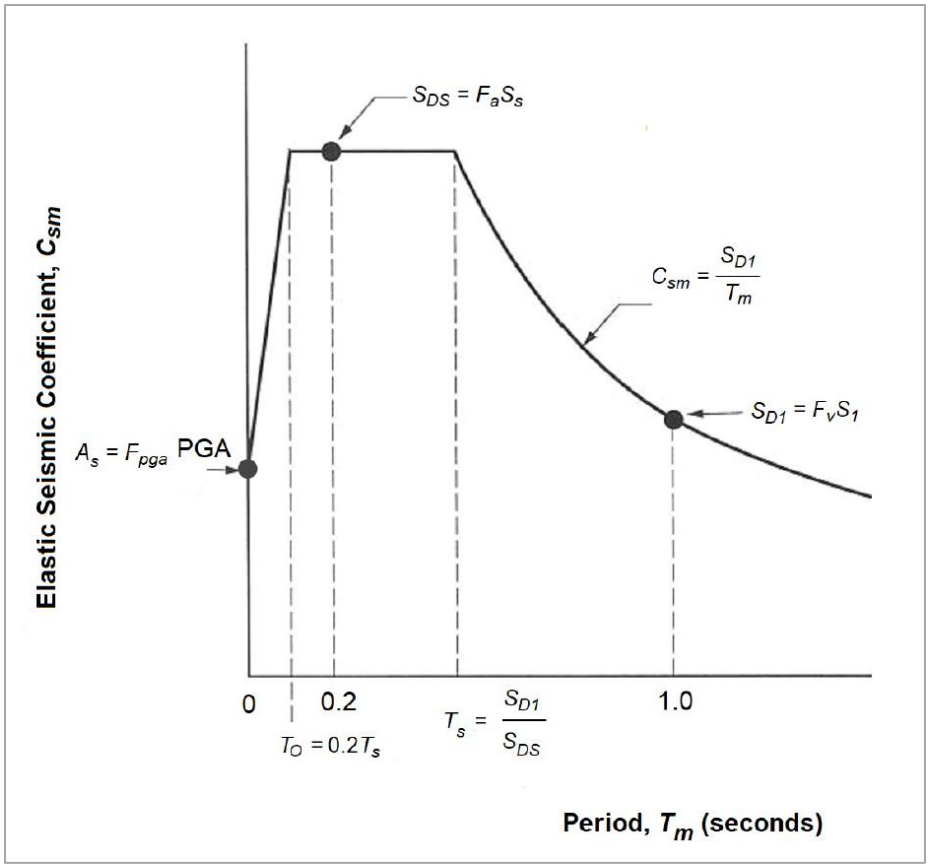


Figura 21. Espectro de respuesta

Nota. Tomado de AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (AASHTO, 2020).

3.1.5 Clasificación operacional del puente

3.1.5.1 Puentes críticos

Son puentes que deben permanecer operativos para el tránsito de todo tipo de vehículos después del sismo de diseño y estar en condiciones de ser utilizados inmediatamente por vehículos de emergencia, así como para labores de seguridad y defensa tras la ocurrencia de un sismo de gran magnitud (periodo de recurrencia de 2500 años) (Rodríguez, 2022).

3.1.5.2 Puentes esenciales

Son aquellos puentes que, como mínimo, deben permanecer operativos para el tránsito de vehículos de emergencia y para labores de seguridad y defensa inmediatamente después de la ocurrencia del sismo de diseño (periodo de recurrencia de 1000 años) (Rodríguez, 2022).

3.1.5.3 Otros puentes

Estos puentes se diseñan con el objetivo de proteger la vida ante la ocurrencia de un sismo de diseño con un período de retorno de 1000 años. Se espera que resistan sismos de baja intensidad sin presentar daños significativos y que, ante el sismo de diseño, puedan experimentar daños considerables, pero sin llegar al colapso (Rodríguez, 2022).

Para el presente proyecto de titulación se considera un puente crítico; por lo tanto, el objetivo de desempeño es que la estructura permanezca operativa después de un sismo de gran magnitud, correspondiente al sismo máximo considerado (MCE), con un período de retorno de 2500 años.

3.2 Determinación de la demanda sísmica del proyecto

Dado que el puente objeto de estudio ha sido clasificado como un puente crítico, el objetivo de desempeño establecido es que la estructura permanezca operativa después de la ocurrencia del sismo máximo considerado (MCE), correspondiente a un período de retorno de 2500 años.

Para la determinación de la demanda sísmica del proyecto, se emplean las aceleraciones PGA, S_s y S_1 obtenidas a partir de la curva de peligro sísmico para un período de retorno de 475 años, debido a que la información disponible no permite definir directamente las ordenadas espectrales asociadas a la tasa de excedencia correspondiente al período de retorno de 2500 años. Con el fin de aproximar la demanda sísmica para el sismo máximo considerado, se adopta una simplificación comúnmente utilizada en la práctica de ingeniería sísmica, que consiste en magnificar el espectro correspondiente al período de retorno de 475 años mediante un factor de 1.5. De esta manera, el espectro resultante se considera representativo de la demanda sísmica asociada a un período de retorno de 2500 años.

Tabla 6. Coeficientes de aceleración y factores de sitio del proyecto (TR475)

Espectro de Aceleraciones ---------- Ubicación: Quito - Ecuador	Coeficientes	Tipo de suelo	C
		PGA	0.44
		S_s	1
		S_1	0.24
	Factor de sitio	F_{PGA}	1
		Fa	1
		Fv	1.56

Tabla 7. Periodos y aceleraciones espectrales de demanda (TR475)

Aceleración pico de suelo (0.0 s)	A_s	0.44
Aceleración de respuesta espectral (0.20 s)	S_{DS}	1
Aceleración de respuesta espectral (1.0 s)	S_{D1}	0.3744
Periodo inicial de la platea de periodos	T_O	0.075
Periodo final de la platea de periodos	T_S	0.374
Periodo largo	T_L	1

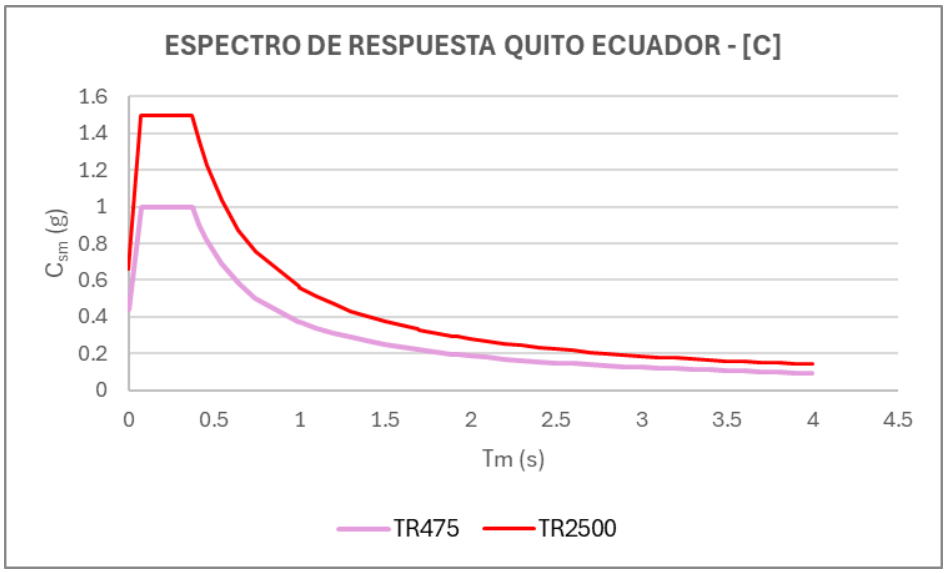


Figura 22. Espectro de respuesta del proyecto

Las solicitaciones sísmicas elásticas se deben combinar con 100% de la carga en la dirección principal y el 30% en la dirección ortogonal (AASHTO, 2020, Art. 3.10.8)

3.3 Métodos de diseño sísmico

La selección del método de diseño mínimo para un puente depende de la clasificación operacional del puente, la zona sísmica y la regularidad de la estructura. Al presentarse una aceleración S_{D1} = 0.562g, la zona sísmica correspondiente es la 3.

Tabla 8. Zonas sísmicas

Acceleration Coefficient, S_{D1}	Seismic Zone
$S_{D1} \leq 0.15$	1
$0.15 < S_{D1} \leq 0.30$	2
$0.30 < S_{D1} \leq 0.50$	3
$0.50 < S_{D1}$	4

Nota. Tomado de AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (AASHTO, 2020).

Al tratarse de un puente categorizado como crítico, con configuración regular según la Tabla 4.7.4.3.1-2 de las especificaciones de AASHTO y ubicado en una zona sísmica 3, el método mínimo de análisis requerido corresponde a un análisis elástico multimodal, como se muestra en la Tabla 9. No obstante, considerando los objetivos del presente proyecto, se realizan adicionalmente un análisis estático no lineal (pushover) y un análisis dinámico no lineal mediante el método tiempo-historia.

Tabla 9. Requerimientos mínimos de análisis por efectos sísmicos

Seismic Zone	Single-Span Bridges	Multispan Bridges					
		Other Bridges		Essential Bridges		Critical Bridges	
		regular	irregular	regular	irregular	regular	irregular
1	No seismic analysis required	*	*	*	*	*	*
2		SM/UL	SM	SM/UL	MM	MM	MM
3		SM/UL	MM	MM	MM	MM	TH
4		SM/UL	MM	MM	MM	TH	TH

Nota. Tomado de AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (AASHTO, 2020).

3.4 Análisis sísmico lineal

Una vez completado el diseño de la superestructura y la subestructura, desarrollado en el Capítulo 2, se procede a realizar el análisis sísmico de la estructura. Para ello, el modelo previamente utilizado para el diseño estructural debe ser complementado mediante la incorporación de las propiedades de los dispositivos de aislamiento sísmico, específicamente aisladores elastoméricos con núcleo de plomo.

Previo a la asignación de estos dispositivos en el modelo estructural, se adopta como punto de partida la modelación de un puente convencional, es decir, un puente provisto de apoyos elastoméricos simples (neoprenos) que no incorporan mecanismos significativos de disipación de energía. Este modelo inicial permite estimar el período fundamental de vibración de la estructura sin considerar el sistema de aislamiento sísmico.

3.4.1 Periodo de oscilación

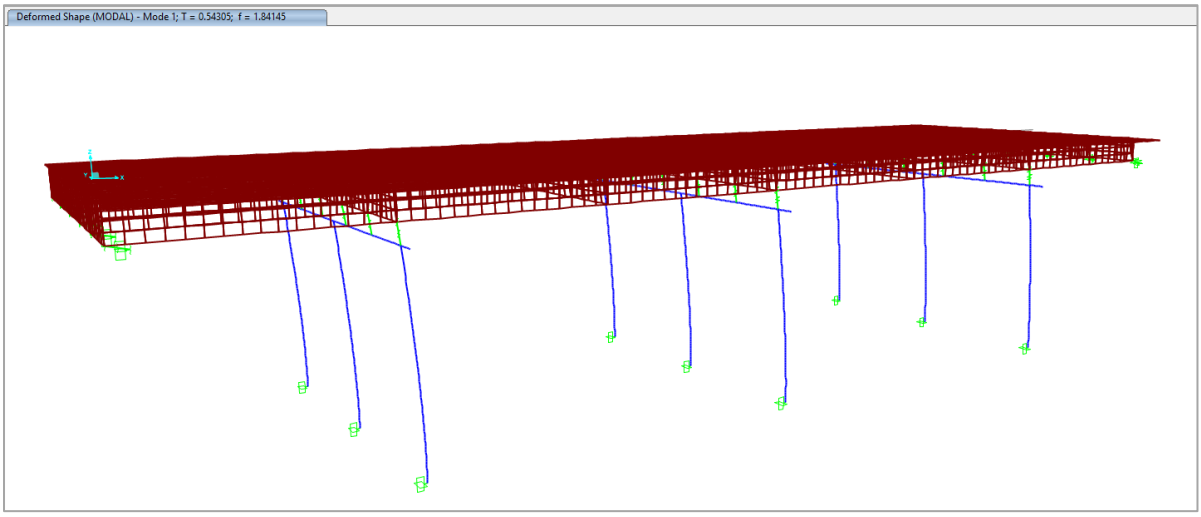


Figura 23. Periodo de vibración de estructura convencional (Tn= 0.543 s)

A partir del período obtenido para esta configuración convencional, se procede a definir un período objetivo para la estructura aislada, con base en el cual se determinan las propiedades lineales requeridas para los aisladores elastoméricos. Dichas propiedades son posteriormente

incorporadas al modelo estructural, permitiendo realizar el análisis sísmico lineal del puente considerando el sistema de aislamiento.

3.4.2 Cálculo de propiedades de aisladores elastoméricos

El predimensionamiento de los aisladores elastoméricos se realiza con base en los lineamientos establecidos en la normativa ASCE 7-16. Este procedimiento consiste en definir inicialmente un período objetivo para la estructura aislada, el cual, de acuerdo con las recomendaciones de la literatura especializada, suele adoptarse entre dos y cuatro veces el período fundamental de la estructura convencional (sin sistema de aislamiento).

Cabe señalar que, para el modelo definitivo del puente, se adopta una configuración comúnmente utilizada en la práctica de la ingeniería de puentes, en la cual las vigas se apoyan sobre aisladores de goma natural (NRB) en los estribos, mientras que en las pilas se disponen aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB), los cuales proporcionan mayor capacidad de disipación de energía y contribuyen al control de la respuesta sísmica de la estructura.

Tabla 10. Datos de la estructura

Tfb [s]	0.543	Período fundamental más largo del puente de base convencional
T_I [s]	1.629	Período fundamental aislado asumido (3 veces Tfb)
ξeff [%]	0.20	Amortiguamiento efectivo inicial objetivo (15%-25%)
SM1 [g]	0.56	Aceleración espectral del MCE amortiguado al 5% para un período de 1s
R	8.00	Factor de reducción de respuesta de la estructura de base convencional
R_I	2.00	Factor de reducción de respuesta para el sistema con base aislada ASCE 7-16
W [Tn]	1235.81	Peso sísmico efectivo de toda la estructura
Ws[Tn]	494.33	Peso sísmico efectivo sin considerar el nivel de base
d [m]	46.00	Dimensión en planta más larga de la estructura
b [m]	16.10	Dimensión en planta más corta de la estructura
e_{real} [m]	0.00	Excentricidad real medida entre el centro de masas de la estructura por encima de la interfase de aislación y el centro de rigidez del sistema de aislación
$e_{accidental}$ [m]	2.30	Excentricidad accidental (5% de la dimensión más larga)
e [m]	2.30	Excentricidad total
y [m]	8.05	Distancia entre el centro de rigidez del sistema de aislación y el aislador más alejado, perpendicular a la dirección de carga
r_I [m]	14.07	Radio de giro del sistema de aislación
P_T [m]	1.275	Razón entre el período efectivo traslacional del sistema de aislación sobre el período torsional ASCE 7 17.5-4

Nota. Se impone un periodo objetivo de 3 veces el periodo de la estructura convencional.

Una vez establecido este período objetivo, se procede a estimar un desplazamiento máximo aproximado del sistema de aislamiento asociado a dicho período. A partir de este desplazamiento estimado y del período objetivo adoptado, se determinan las propiedades mecánicas requeridas de los aisladores elastoméricos, tales como la rigidez efectiva del sistema de aislamiento, las cuales permiten posteriormente definir las características preliminares de los dispositivos.

Tabla 11. Diseño preliminar: determinación de parámetros iniciales

B	1.54	Coeficiente de amortiguamiento inicial asumido. Ecuación ó tabla ASCE 7 17.5-1
g [m/s^2]	9.81	Aceleración de la gravedad
DM [m]	**0.148**	Desplazamiento máximo del sistema de aislación ASCE 17.5-1
DTM [m]	**0.170**	Desplazamiento total máximo para el límite inferior del sistema de aislación ASCE 17.5-3
DM /2 [m]	0.074	1/2 de desplazamiento máximo para el límite inferior para el cálculo de la fuerza restauradora
DTM /2 [m]	0.085	1/2 de desplazamiento máximo para el límite inferior para el cálculo de la fuerza restauradora
DTM / DM min	1.150	Debe ser al menos 1.15
Keff [Tn/m]	1874.14	Rigidez efectiva del sistema de aislación
Keff [kN/m]	18385.29	Rigidez efectiva del sistema de aislación

Para las variables calculadas en las Tablas 11 y 12 se aplican las siguientes expresiones matemáticas.

$$r_I = \sqrt{\frac{b^2 + d^2}{12}} \qquad (3.1)$$

$$P_T = \frac{1}{r_I}\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N}({x_i}^2 + {y_i}^2)}{N}} \qquad (3.2)$$

$$B = \frac{4}{5.6 - ln(\xi)} \qquad (3.3)$$

$$D_M = \frac{g * S_{M1} * T_M}{4 * \pi^2 * B_M} \qquad (3.4)$$

$$D_{TM} = D_M * \left[1 + \left(\frac{y}{P_T^2}\right) * \frac{12e}{b^2 + d^2}\right] \qquad (3.5)$$

$$K_{eff} = \frac{4\pi^2 * M}{T_I^2} \qquad (3.6)$$

Tabla 12. Diseño preliminar del aislador elastomérico

ϕ aislador [m]	0.185	1.25 veces el desplazamiento total máximo
ϕ aislador [mm]	600	Diámetro del aislador asumido. Verificar en el catálogo de un fabricante
Ar [mm^2]	282743.3	Área de la goma del aislador asumido
# Aisladores	30	Número de aisladores
keff [Tn/m]	62.47	Rigidez efectiva de cada aislador
keff [N/mm]	**612.84**	
G 100% [MPa]	0.385	Módulo de corte de la goma al 100% de la deformación por corte (Catálogo)
kr [N/mm]	612.84	Rigidez plástica de la goma
hr [mm]	**177.62**	Altura de la goma calculada
wi [Tn]	41.19	Peso sísmico sobre cada aislador
wi [kN]	404.11	
Pu [Tn]	151.59	Carga máxima sobre el aislador con (1.2+0.2SMs)D+L ASCE 7-16 17.2.7.1
Pu [kN]	1487.10	

Nota. En principio se asume que todos los aisladores son iguales LRB.

Con el fin de aproximar una configuración y distribución de aisladores consistente con la presentada en la Tabla 12, se consideran 18 aisladores elastoméricos con núcleo de plomo ubicados sobre las pilas y 12 aisladores de goma natural dispuestos en los estribos. Las propiedades iniciales de estos dispositivos se presentan en el Anexo 1. A partir de esta configuración, se determinan las propiedades a corte de los aisladores seleccionados (Anexo 2), con el objetivo de obtener las propiedades globales del sistema (Tabla 13) y verificar la convergencia con el período objetivo. Para efectos del predimensionamiento, se considera aceptable una diferencia de hasta el 10% entre el período objetivo inicial y el período calculado a partir de las propiedades de los aisladores elastoméricos.

Tabla 13. Propiedades globales del sistema

Número total de aisladores	30.00		
Rigidez Efectiva Total del sistema **Keff** [kN/m]	22114.75		
Energía Total por ciclo del sistema **∑EDC** [kn*m]	633.4	**Asumido**	**Convergencia**
Período efectivo del sistema **Teff=2π*(M/Keff)^1/2** [s]	**1.485**	**1.629**	**0.912**
Amortiguamiento efectivo del sistema **ξeff=∑EDC/(2π*Keff*Δmax^2)**	**0.208**	**0.20**	**1.039**

Nota. Se evidencia que la convergencia entre periodo objetivo y el amortiguamiento inicial es menor al 10%.

La normativa ASCE 7-16 establece que, debido a las variaciones asociadas a los ensayos y a la fabricación de los dispositivos de aislamiento, el análisis debe realizarse considerando dos escenarios de propiedades del sistema:

- Propiedades afectadas por λmax: Límite superior (Upper bound)
- Propiedades afectadas por λmin: Límite inferior (Lower bound)

En este proyecto solo se analizará para el límite inferior tomándolo como el caso más crítico para las propiedades del sistema de aislamiento.

Tabla 14. Factor de modificación para análisis de aisladores

Factor modificador de las propiedades para el límite superior ASCE 7-16 17.2.8.4	**λmax**	1.8
Factor modificador de las propiedades para el límite superior ASCE 7-16 17.2.8.4	**λmin**	0.6

Nota. Al analizar para el límite inferior, las propiedades del aislador se multiplican por 0.6.

Con los factores de modificación del ASCE7-16 se exponen las propiedades finales de cada aislador elastomérico para el análisis estructural del sistema en la tabla 15 para análisis lineal y en la tabla 16 para análisis no lineal.

Tabla 15. Propiedades de aisladores elastoméricos – análisis lineal

PROPIEDADES EQUIVALENTES PARA ANÁLISIS LINEAL						
PARÁMETRO	**LH060G4**			**NH060G4**		
	NOMINAL	**UPPER BOUND**	**LOWER BOUND**	**NOMINAL**	**UPPER BOUND**	**LOWER BOUND**
Rigidez efectiva del aislador U2, U3 **keff [Tn/m]**	97.01	174.61	57.83	42.35	76.22	25.41
Amortiguamiento equivalente del aislador U2, U3 **ceq [Tn-s/m]**	8.81	15.86	5.22	0.00	0.00	0.00
Rigidez vertical del aislador U1 **kv [Tn/m]**	170378.83			140744.61		
Altura de la goma para deformación por corte **hr [m]**	0.20			0.20		

Tabla 16. Propiedades de aisladores elastoméricos – análisis no lineal

PROPIEDADES PARA ANÁLISIS NO LINEAL						
PARÁMETRO	**LH060G4**			**NH060G4**		
	NOMINAL	**UPPER BOUND**	**LOWER BOUND**	**NOMINAL**	**UPPER BOUND**	**LOWER BOUND**
Rigidez elástica del aislador U2, U3 **ke [Tn/m]**	909.98	1637.96	543.99	415.42	747.76	249.25
Resistencia a la fluencia U2, U3 **Fy [Tn]**	6.83	12.30	4.10	0.00	0.10	0.10
Factor de rigidez postfluencia U2, U3	0.07			0.07		
Rigidez vertical del aislador **kv** [Tn/m]	170378.83			140744.61		
Altura de la goma para deformación por corte **hr [m]**	0.20			0.20		

Nota. Para el aislador NRB se coloca el factor de rigidez postfluencia y resistencia a la fluencia un valor bajo para facilitar convergencia en el análisis no lineal.

Tabla 17. Periodo y rigidez modificada con factores λ

PARÁMETRO	**NOMINAL**	**UPPER BOUND**	**LOWER BOUND**
Rigidez Efectiva Total del sistema **Keff** [Kn/m]	22114.75	39806.55	13268.85
Período efectivo del sistema **Teff=2π*(M/Keff)^1/2** [s]	1.49	1.11	1.92

Al realizar el análisis estructural con el límite inferior λ, el periodo objetivo es de 1.92 segundos.

3.4.3 Análisis modal espectral

Finalmente, con las propiedades de los aisladores para análisis lineal y el espectro de respuesta definido, se procede a ingresar los datos al modelo matemático para el análisis modal espectral.

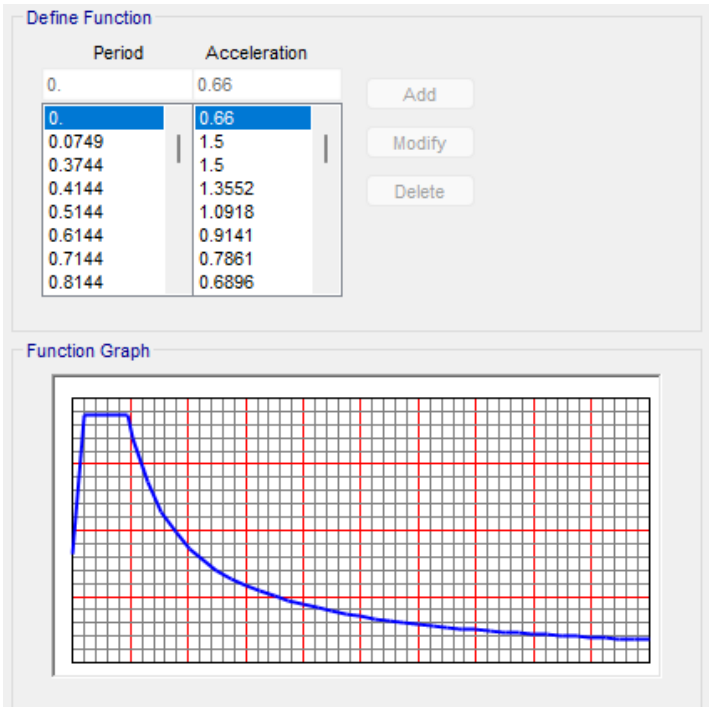


Figura 24. Definición de espectro MCE en CsiBridge

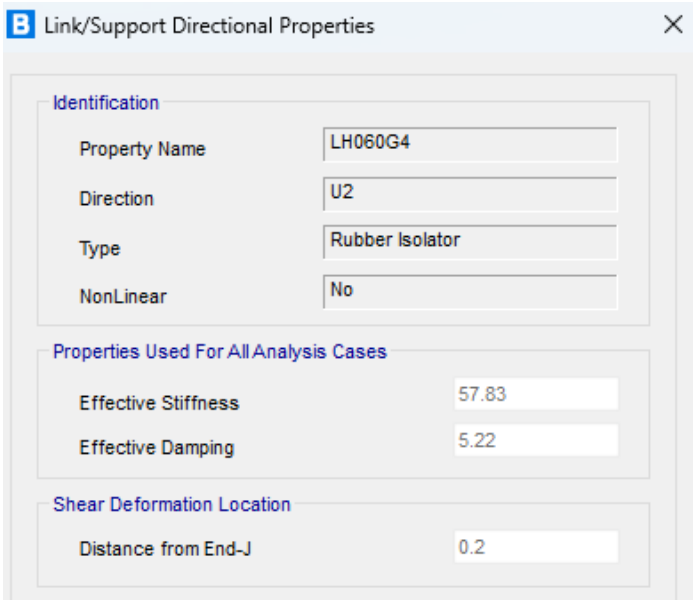


Figura 25. Definición de propiedades de elastómero con núcleo de plomo (pilas) en software

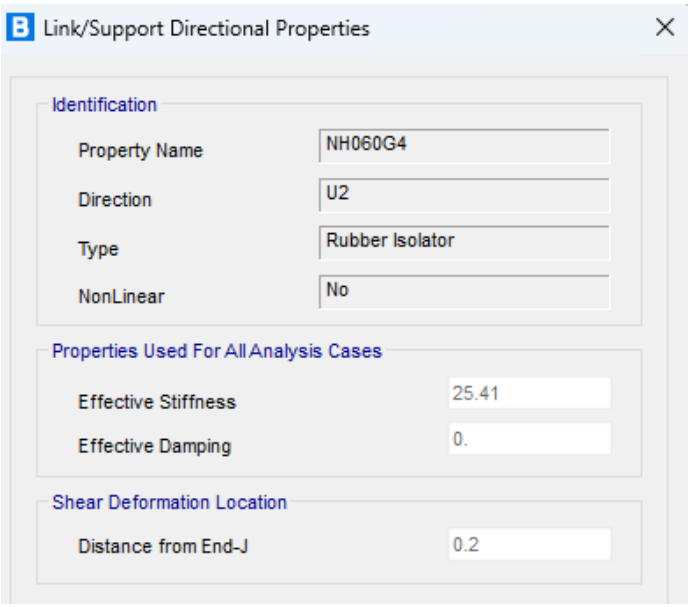


Figura 26. Definición de propiedades de elastómero de goma natural (estribos) en software

3.4.4 Resultados análisis sísmico lineal

3.4.4.1 Periodo del sistema estructural aislado

El periodo del puente cuya superestructura está aislada con aisladores elastoméricos presenta un periodo de vibración de 1.92 segundos como se observa en la Figura 27, obteniendo una convergencia al 100% con el predimensionamiento de los aisladores, resultando beneficioso para continuar con el análisis y para disminuir las aceleraciones al tener un sistema con mayor periodo de vibración.

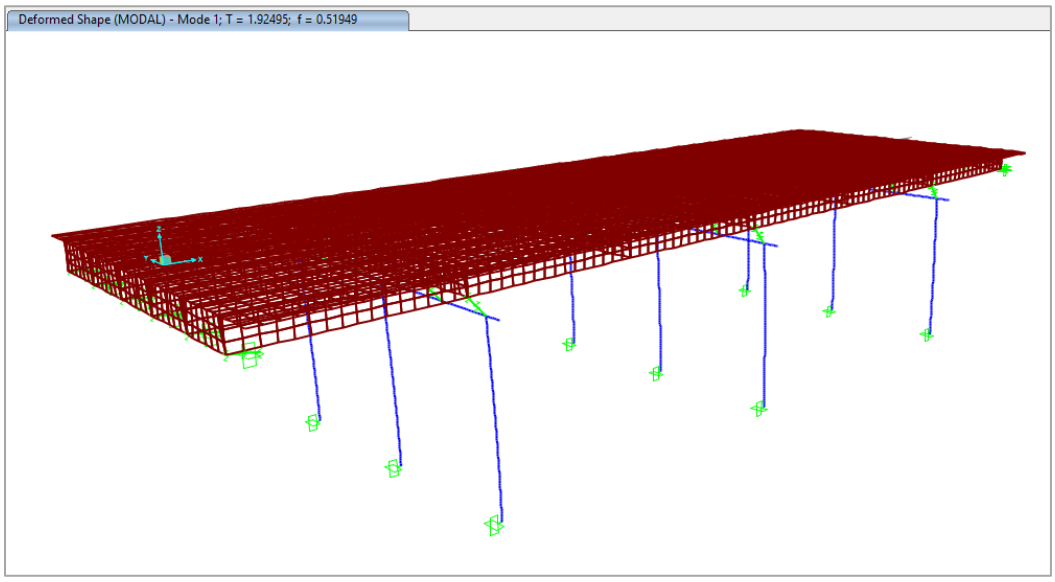


Figura 27. Periodo del sistema aislado resultante del análisis modal

3.4.4.2 Desplazamientos en pilas y superestructura

Los resultados tabulados en la tabla 18 se pueden evidenciar en las Figuras 28 y 29.

Tabla 18. Deformaciones por corte de los aisladores elastoméricos

	Dirección X			Dirección Y		
	Desplazamiento (mm)	**Desplazamiento relativo de aislador (mm)**	**Deformación por corte (%)**	**Desplazamiento (mm)**	**Desplazamiento relativo de aislador (mm)**	**Deformación por corte (%)**
Superestructura	222.3	150.9	75.45%	172.2	148.5	74.25%
Subestructura	71.4			23.7		

Nota. Se evidencia una notable diferencia entre el desplazamiento que ocurre en la superestructura en comparación con la subestructura. Las deformaciones por corte son muy aproximadas a las del diseño preliminar (Anexo 2), dando mucha confianza en los resultados. Algo importante a notar, las deformaciones por corte están muy lejanas al límite del 300% mostrando mucha capacidad de deformación remanente, al ocurrir esto es posible que no ocurra fluencia del núcleo de plomo. Aquí se nota un requerimiento de análisis no lineal para cubrir esa duda.

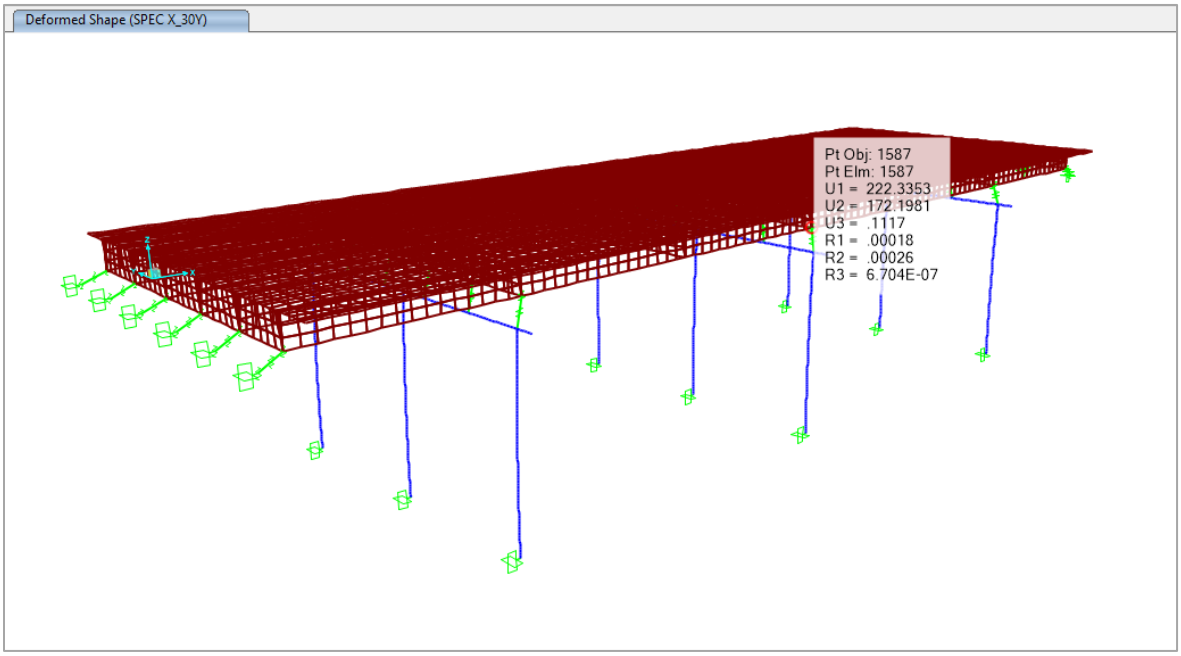


Figura 28. Desplazamientos (mm) resultantes del análisis modal espectral - Superestructura

Nota. El caso de carga SPEC X_30Y devuelve los desplazamientos máximos al combinar el 100% de la aplicación del sismo en la dirección principal y el 30% en la dirección ortogonal de ambos casos.

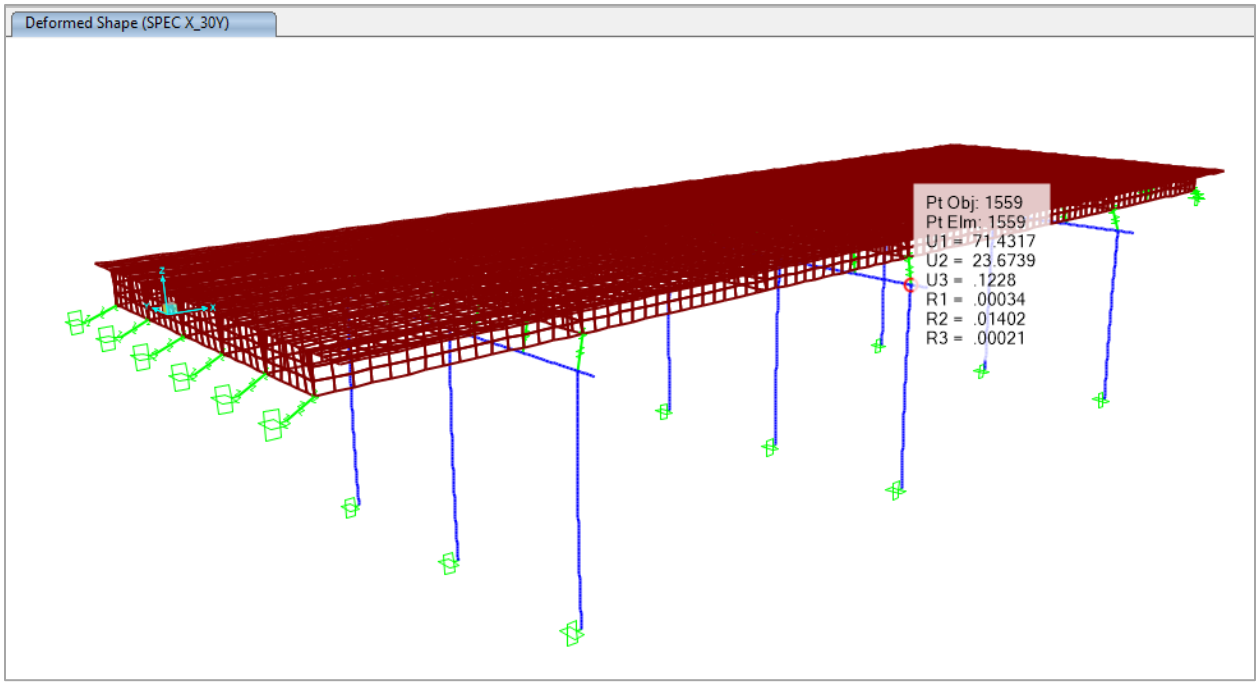


Figura 29. Desplazamientos (mm) resultantes del análisis modal espectral - Subestructura

Nota. Se evidencia una gran reducción de los desplazamientos de la subestructura con respecto a la superestructura, recalcando que las fuerzas internas en las pilas aumentarían significativamente si el tablero del puente no estuviera aislado.

3.4.4.3 Derivas en pilas

Tabla 19. Derivas en las pilas en cada dirección

	Desplazamiento (mm)	**Altura de pilas (mm)**	**Deriva**
Dirección X	71.4	7750	0.0092
Dirección Y	23.7	7750	0.0031

Nota. Si comparamos las derivas con los límites impuestos por desempeño del VISION 2000, en la dirección X el desempeño se categorizaría entre Seguridad de vida y operacional. Mientras que en la dirección Y se categorizaría casi completamente operacional.

Como se expuso en el apartado 3.1.5 de la presente investigación, el puente debe mantener su operatividad para el tránsito vehicular incluso después de la ocurrencia de un sismo de gran magnitud. Desde el punto de vista del desempeño estructural, esto sugiere que en la dirección Y podría alcanzarse el nivel de desempeño objetivo; sin embargo, en la dirección X existe cierta incertidumbre respecto al nivel de daño que podrían experimentar las pilas del puente. En este contexto, resulta pertinente realizar un análisis no lineal, con el fin de evaluar de manera más precisa el nivel de daño esperado y el desempeño estructural de la subestructura ante la acción sísmica.

3.4.4.4 Utilidad de las columnas frente a las cargas combinadas por evento extremo I

Con el fin de evaluar el nivel de demanda sísmica que actúa sobre la subestructura, se analiza la relación demanda–capacidad de las columnas, obtenida a partir del proceso de diseño estructural, en el cual se comparan los esfuerzos solicitantes resultantes de las combinaciones de carga con la capacidad resistente de las secciones.

Esta relación, comúnmente denominada relación demanda–capacidad (D/C) o utilización, permite evaluar el nivel de solicitación al que se encuentran sometidas las columnas. Cuando este valor es relativamente bajo, puede asumirse que los elementos estructurales trabajan dentro del rango esencialmente elástico bajo las acciones consideradas en el análisis lineal. Por el contrario, valores elevados de la relación demanda–capacidad indican que las columnas se encuentran cercanas a su capacidad resistente, lo que sugiere la posible aparición de comportamiento inelástico o plastificación ante eventos sísmicos severos.

Por esta razón, resulta conveniente revisar esta relación como una verificación adicional dentro del análisis lineal, ya que permite tener una primera aproximación del nivel de desempeño esperado de las columnas antes de proceder con los análisis no lineales.

Aquí toma relevancia la utilización del factor de modificación de respuesta R, el cual se elige en función de la clasificación operacional del puente y el tipo de subestructura, tal cual se ilustra en la tabla 20. Las ordenadas espectrales se reducen para este factor R. Se aprovecha la herramienta del software CsiBridge para analizar la utilidad de las columnas tras las fuerzas internas generadas por la combinación de evento extremo I.

Tabla 20. Factor de modificación de respuesta R

Substructure	Operational Category		
	Critical	Essential	Other
Wall-type piers—larger dimension	1.5	1.5	2.0
Reinforced concrete pile bents			
• Vertical piles only	1.5	2.0	3.0
• With batter piles	1.5	1.5	2.0
Single columns	1.5	2.0	3.0
Steel or composite steel and concrete pile bents			
• Vertical pile only	1.5	3.5	5.0
• With batter piles	1.5	2.0	3.0
Multiple column bents	1.5	3.5	5.0

Nota. Tomado de AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (AASHTO, 2020). El factor de modificación resulta igual a 1.5 para el presente caso. El uso de un factor de reducción sísmica bajo (R = 1.5) en puentes críticos busca limitar la dependencia del comportamiento inelástico de la estructura, promoviendo una respuesta esencialmente elástica ante el sismo de diseño. No obstante, los elementos estructurales se detallan con criterios de ductilidad para proporcionar un margen adicional de seguridad ante demandas sísmicas superiores a las consideradas en el diseño.

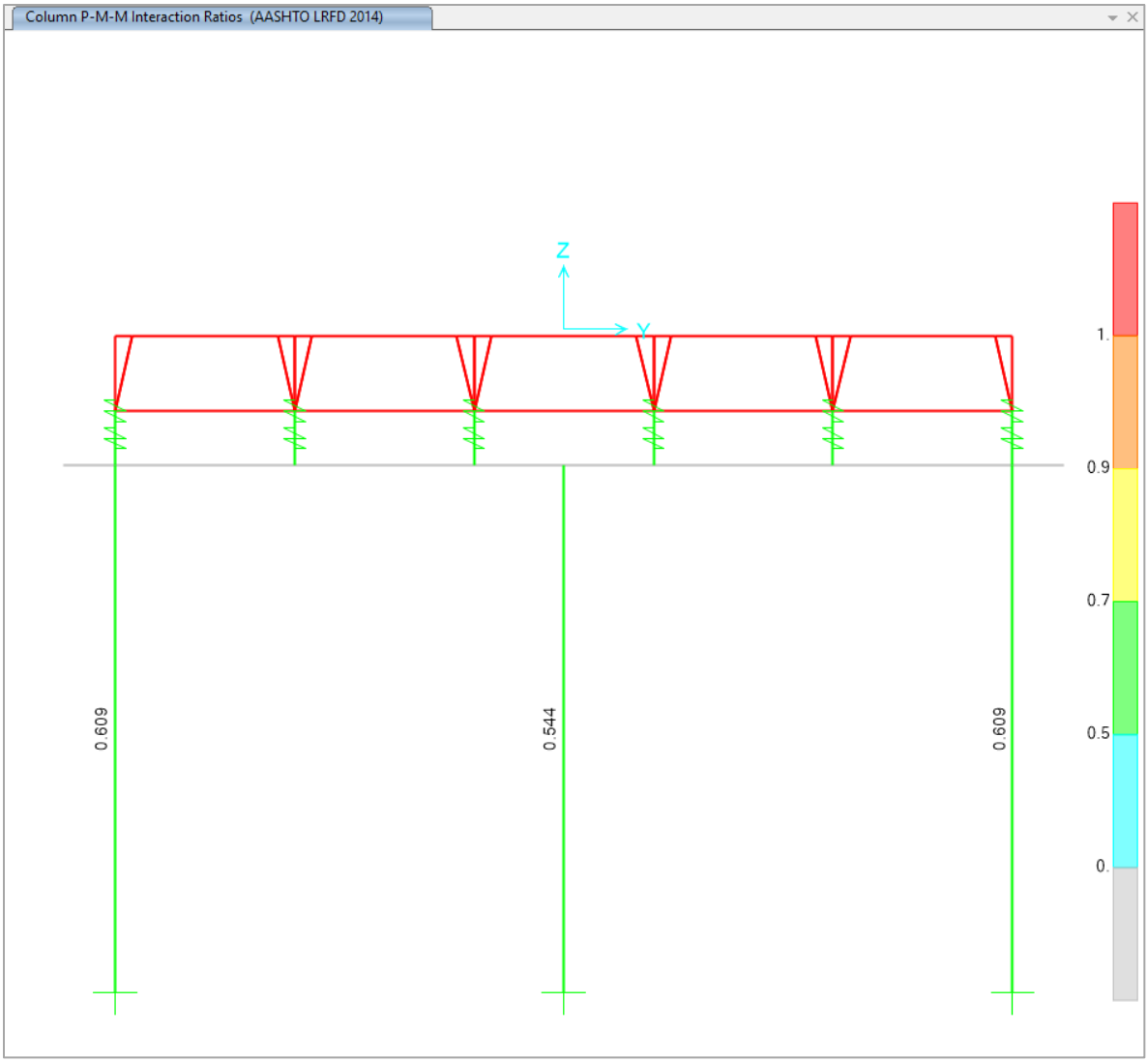


Figura 30. Utilidad de las columnas de las pilas ante las fuerzas internas generadas por combinación de evento extremo I

Nota. Se evidencia que las columnas trabajan alrededor del 60% de su capacidad total.

Las columnas presentan valores de utilidad significativamente alejados del límite resistente, lo cual sugiere que, bajo la acción de las cargas consideradas, su comportamiento se mantendría dentro del rango esencialmente elástico. El hecho de haber adoptado un factor de R=1.5 y aun así obtener relaciones demanda–capacidad menor a 1, refuerza la hipótesis de que las columnas no alcanzarían estados de plastificación bajo el sismo de diseño. No obstante, estas apreciaciones serán verificadas con mayor precisión en el Capítulo 4, mediante la realización de análisis no lineales del puente.

Capítulo 4: Análisis Sísmico No Lineal

4.1 **Análisis estático no lineal de la estructura - Pushover**

4.1.1 Modelos constitutivos

En el análisis estático no lineal, la definición de los modelos constitutivos es fundamental, ya que permiten representar el comportamiento inelástico de los materiales y, por ende, la capacidad de la estructura para disipar energía. Estos modelos se basan en las relaciones esfuerzo–deformación del hormigón (confinado y no confinado) y del acero de refuerzo, siendo el confinamiento un factor clave para incrementar la ductilidad de las columnas.

A nivel seccional, la no linealidad se incorpora mediante el diagrama momento–curvatura, el cual integra el comportamiento conjunto de los materiales. Este diagrama permite describir la evolución de la rigidez y la resistencia de la sección, constituyendo la base para la definición de rótulas plásticas en el análisis pushover. En consecuencia, una adecuada caracterización de los modelos constitutivos resulta esencial para obtener una estimación realista del desempeño sísmico, especialmente en las pilas, donde se concentra la demanda inelástica. Estas definiciones se aplican también para el análisis tiempo historia posteriormente.

Adicionalmente a la definición de los modelos constitutivos no lineales de los materiales estructurales, se incorporaron las propiedades no lineales de los dispositivos de aislamiento sísmico. Dichas propiedades fueron asignadas de acuerdo con los parámetros específicos de cada tipo de aislador, los cuales se presentan detalladamente en la Tabla 16, garantizando una evaluación más realista de la respuesta estructural.

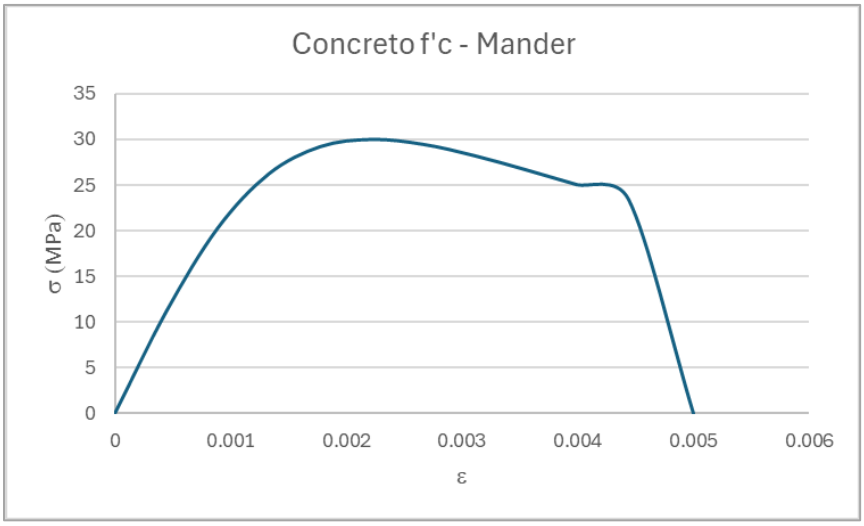


Figura 31. Modelo constitutivo de Mander del hormigón no confinado

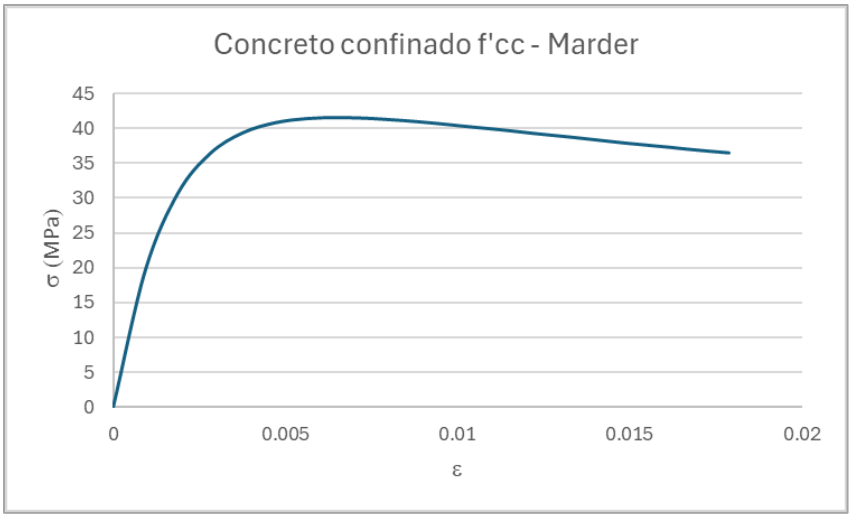


Figura 32. Modelo constitutivo de Mander del hormigón confinado

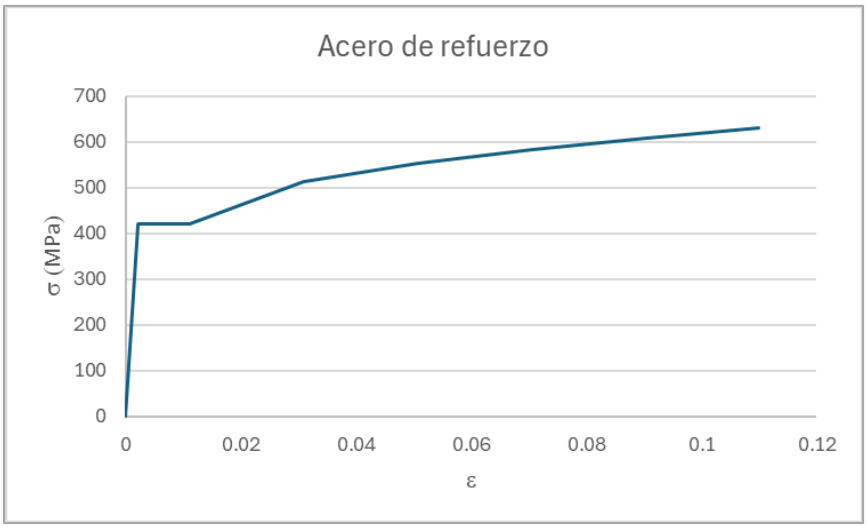


Figura 33. Modelo constitutivo del acero de refuerzo

4.1.2 Rótulas plásticas

Con base en lo establecido en la AASHTO LRFD (2020, Sección 3.10.9.4.3), la incursión inelástica se permite en las columnas de las pilas como parte de la filosofía de diseño sísmico. En consecuencia, las rótulas plásticas se asignan en dichos elementos estructurales, donde se espera la concentración de la demanda inelástica.

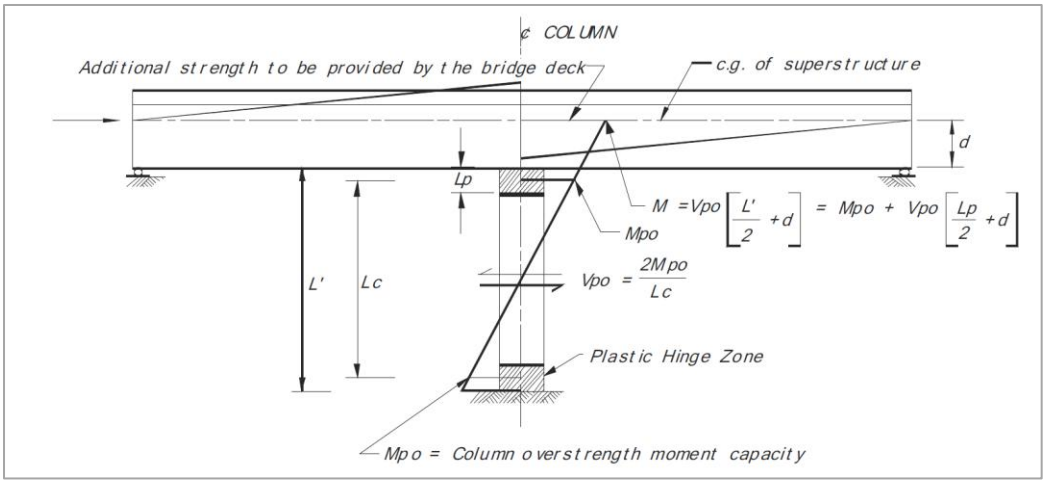


Figura 34. Zonas de plastificación del elemento estructural

Nota. Tomado de la AASHTO Guide Specification for LRFD Seismic Bridge Design.

Identificadas las ubicaciones de las rótulas plásticas, se define la longitud de las rótulas plásticas aplicando el apartado 4.11.6-1 de la AASHTO Guide Specification for LRFD Seismic Bridge Design.

$$L_p = 0.08L + 0.15 * f_{ye} * d_b \geq 0.3 * f_{ye} * d_b \qquad (4.1)$$

En donde L es la longitud de la columna desde el punto de momento máximo hasta el punto de contraflexión del momento, f_{ye} es el esfuerzo de fluencia esperado del acero de refuerzo longitudinal y d_b es el diámetro nominal de las barras de refuerzo longitudinal (AASHTO, 2011).

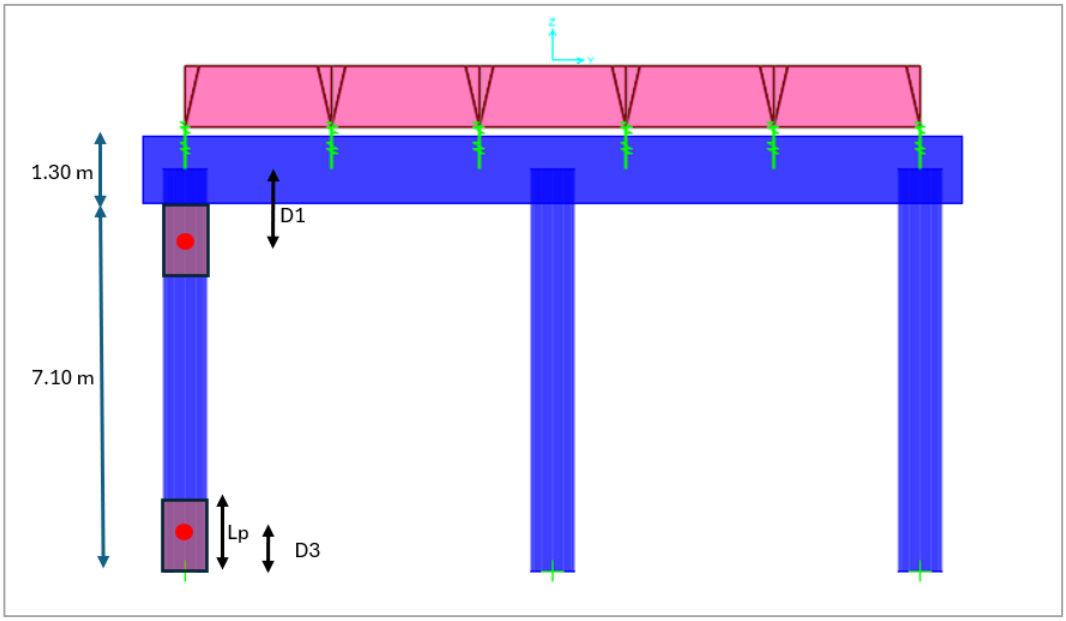


Figura 35. Detalle de rótulas plásticas en software de cálculo

Tabla 21. Longitud de la rótula plástica

Item	Unidades USC		Unidades SI	
L	279.53	in	7.1	m
fy	60.914	ksi	420	MPa
Øb	1.102	in	28	mm
Lp	32.435	in	82.38	cm
0.3fyØb	20.14	in	51.17	cm

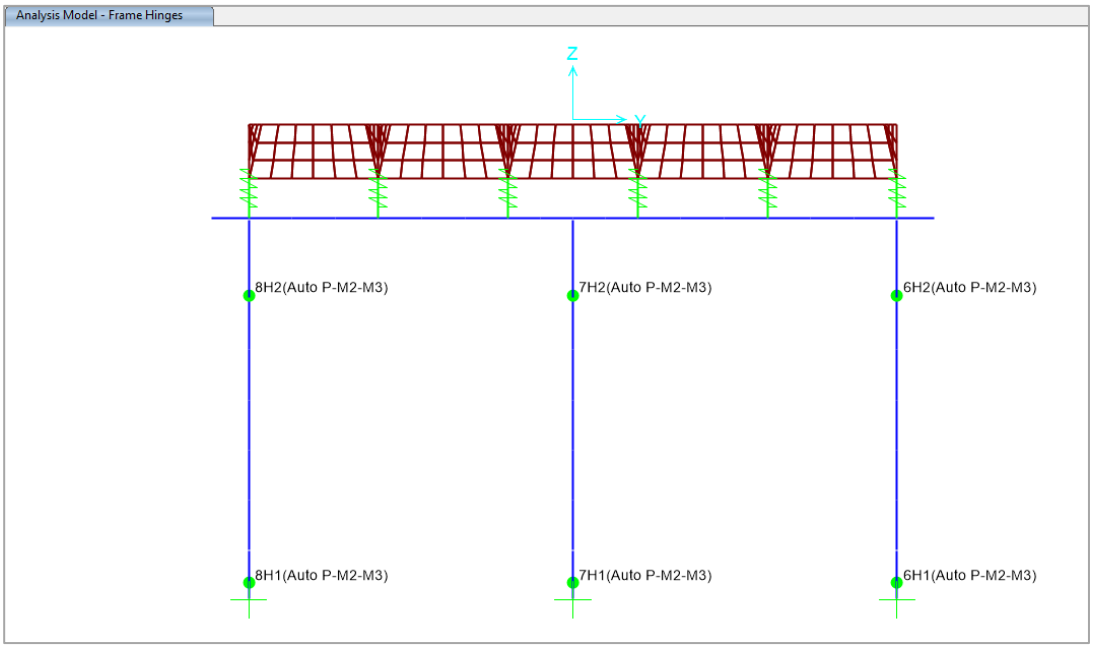


Figura 36. Asignación de rótulas plásticas en software CSiBridge

4.1.3 Definición de requerimiento de diseño sísmico

A diferencia de programas de propósito general como SAP2000, donde el análisis estático no lineal tipo pushover se define explícitamente como un procedimiento global aplicado a toda la estructura, en CSiBridge este análisis forma parte de un proceso automatizado de diseño sísmico. En este caso, el pushover no se implementa como un caso de carga independiente definido por el usuario, sino que es generado internamente a partir de un "Seismic Design Request". A diferencia del enfoque global, el procedimiento en CSiBridge evalúa la respuesta no lineal a nivel de componentes, realizando análisis independientes para cada pila en direcciones longitudinal y transversal mediante casos de carga generados automáticamente. En este contexto, la demanda de desplazamiento se obtiene a partir de análisis dinámicos tipo espectro de respuesta, mientras que la capacidad se determina mediante análisis no lineales (implícitos o pushover, según la categoría sísmica).

Finalmente, el programa proporciona directamente la relación demanda/capacidad para cada elemento estructural, permitiendo evaluar su desempeño sísmico conforme a las disposiciones de AASHTO (Computers and Structures Inc., 2020).

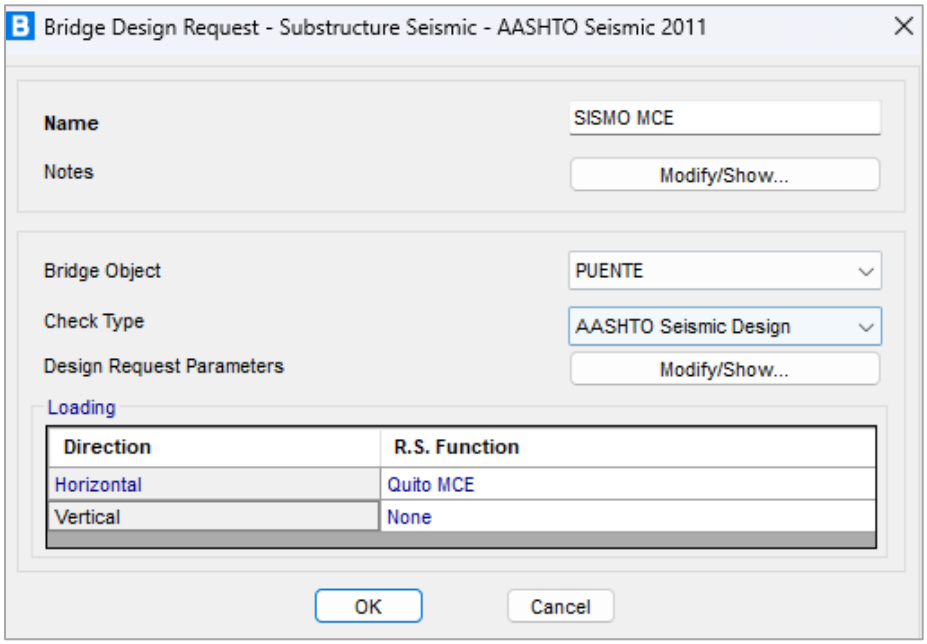


Figura 37. Definición de requerimiento sísmico

4.1.4 Resultados de análisis estático no lineal

4.1.4.1 Relaciones demanda – capacidad

Tabla 22. Resultados de la relación demanda/capacidad del puente

Nombre del requerimiento	Tramo	Progresiva (m)	Dirección	Desplazamiento generalizado	Demanda (m)	Capacidad (m)	Relación D/C
SISMO MCE	L1=8m	8	TRANS	<SISMO MCE>GD_TR1	0.046	0.185	0.25
SISMO MCE	L1=8m	8	LONG	<SISMO MCE>GD_LG1	0.142	0.568	0.25
SISMO MCE	L2=15m	23	TRANS	<SISMO MCE>GD_TR2	0.046	0.183	0.25
SISMO MCE	L2=15m	23	LONG	<SISMO MCE>GD_LG2	0.141	0.566	0.25
SISMO MCE	L3=15m	38	TRANS	<SISMO MCE>GD_TR3	0.046	0.185	0.25
SISMO MCE	L3=15m	38	LONG	<SISMO MCE>GD_LG3	0.142	0.569	0.25

El análisis sísmico muestra que la estructura presenta un comportamiento adecuado frente a la demanda sísmica considerada, ya que en todos los casos evaluados la relación demanda/capacidad (D/C) es menor que la unidad. Los valores de relación demanda/capacidad obtenidos son aproximadamente iguales a 0.25 para todas las pilas y direcciones analizadas, lo que indica que la demanda sísmica representa únicamente el 25% de la capacidad disponible del sistema estructural.

Dado que los valores de D/C son significativamente menores a 1.0, se concluye que las pilas del puente cuentan con una capacidad suficiente para resistir las solicitaciones sísmicas, sin alcanzar

estados límite de falla. Además, se observa una distribución uniforme de la relación demanda/capacidad en todas las pilas y direcciones (longitudinal y transversal), lo cual sugiere un comportamiento estructural regular y una adecuada distribución de rigidez y resistencia en el sistema.

Los bajos valores de demanda en comparación con la capacidad pueden atribuirse al efecto de los aisladores sísmicos, los cuales reducen significativamente la transmisión de fuerzas hacia las pilas, incrementando la capacidad de deformación del sistema y mejorando su desempeño sísmico. En conjunto, los resultados evidencian que el sistema estructural presenta un desempeño sísmico adecuado, con amplios márgenes de seguridad, lo cual es consistente con la implementación de dispositivos de aislamiento sísmico que permiten reducir la demanda y aumentar la capacidad global del puente.

4.1.4.2 Distribución de rótulas plásticas según criterios de aceptación

La evaluación de la formación de rótulas plásticas se realizó en el paso del análisis no lineal correspondiente al desplazamiento de demanda, con el fin de representar el estado real de la estructura bajo la acción sísmica.

Dado que las demandas y capacidades son similares en todas las pilas, se presenta únicamente la figura correspondiente a la distribución de rótulas de la pila central, ya que dicha distribución será representativa y equivalente en las demás pilas.

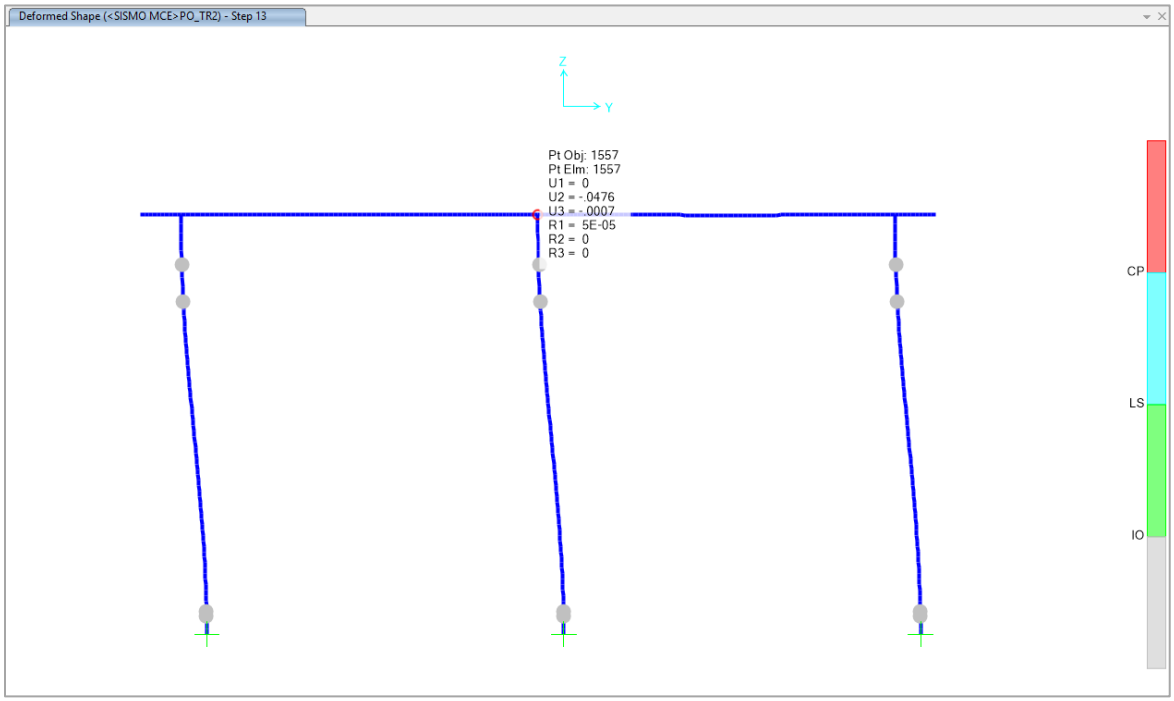


Figura 38. Formación de rótulas plásticas y deformada correspondiente al desplazamiento de demanda en eje Y

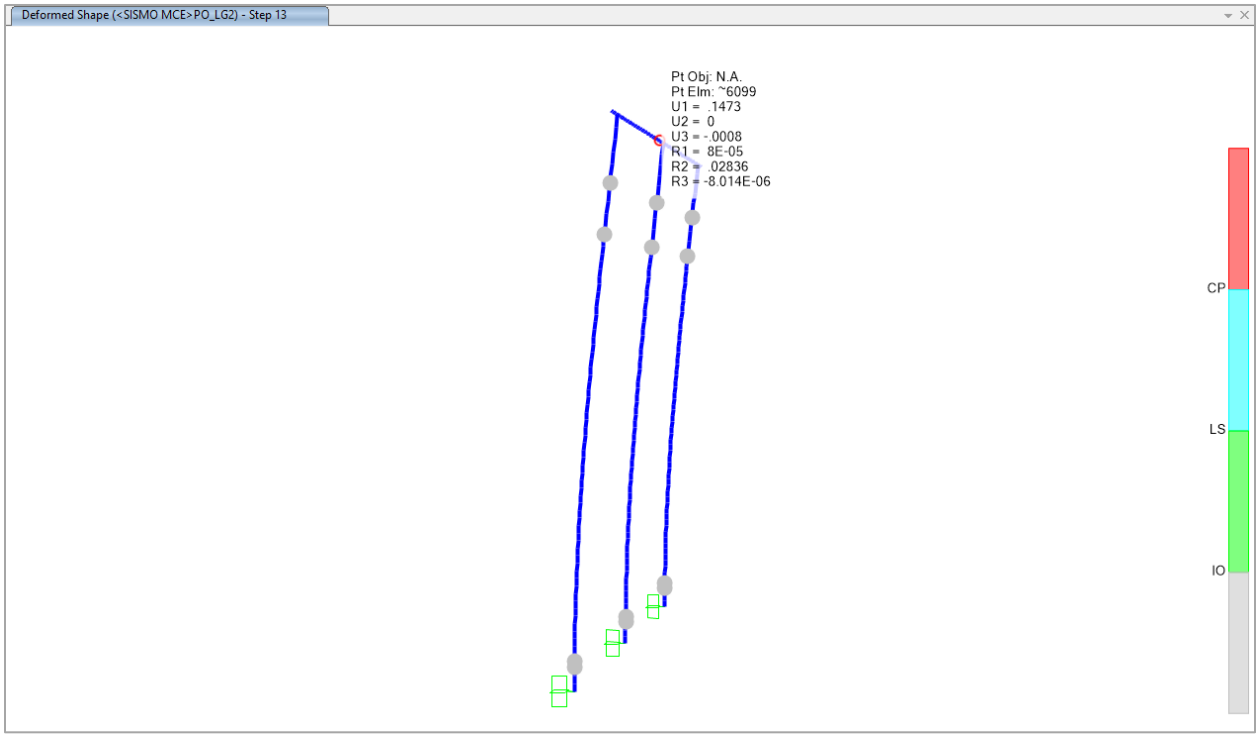


Figura 39. Formación de rótulas plásticas y deformada correspondiente al desplazamiento de demanda en eje X

Nota. El software crea rótulas plásticas adicionales por defecto, se observa una plastificación común con las asignadas manualmente.

Los resultados evidencian la formación de rótulas plásticas tanto en la base como en la parte superior de las pilas, lo cual indica un comportamiento en doble curvatura de los elementos estructurales debido a la interacción con la superestructura. Esta distribución de rótulas refleja una adecuada redistribución de esfuerzos a lo largo de la altura de las columnas. Asimismo, se observa que dichas rótulas permanecen dentro del rango de operación inmediata (IO), de acuerdo con los criterios de aceptación definidos, sin alcanzar estados de daño más severos como seguridad de vida (LS) o prevención de colapso (CP).

La deformada global muestra un comportamiento lateral controlado, sin la formación de mecanismos de falla, lo que indica una adecuada respuesta estructural frente a la acción sísmica. Este comportamiento se ve favorecido por la presencia de dispositivos de aislamiento sísmico, los cuales reducen la demanda transmitida a las pilas y permiten un mejor control de las deformaciones. En este sentido, el desempeño estructural observado, caracterizado por la formación de rótulas plásticas dentro del nivel de operación inmediata (IO), es consistente con los objetivos de desempeño establecidos para puentes críticos según las disposiciones de AASHTO, donde se requiere que la estructura permanezca esencialmente operativa después de un evento sísmico severo. Por lo tanto, los resultados obtenidos evidencian que el puente cumple con los criterios de desempeño sísmico exigidos para este tipo de infraestructura.

4.1.4.3 Curva de capacidad

La Figura 40 muestra la curva de capacidad obtenida del análisis estático no lineal (pushover) en la dirección longitudinal (eje X). En la mencionada figura se observa un comportamiento inicialmente lineal, seguido de una transición hacia una meseta claramente definida, lo cual indica la formación de rótulas plásticas y el inicio de la respuesta inelástica del sistema. Esta respuesta es característica de un comportamiento bilineal, donde la estructura presenta una rigidez inicial elevada y posteriormente mantiene su capacidad resistente con incrementos significativos de desplazamiento, evidenciando un adecuado control de la plasticidad.

Por su parte, la Figura 41 presenta la curva de capacidad correspondiente a la dirección transversal (eje Y). A diferencia del caso anterior, la respuesta estructural muestra una tendencia predominantemente lineal a lo largo del análisis.

La diferencia en la forma de las curvas entre ambas direcciones se atribuye a la variación en la rigidez lateral del sistema estructural, siendo mayor en la dirección transversal debido a su configuración tipo pórtico. En contraste, en la dirección longitudinal, la menor rigidez permite una respuesta más flexible y progresiva. En conjunto, ambas curvas evidencian un comportamiento estructural sin pérdida de resistencia, característico de sistemas con dispositivos de aislamiento sísmico, los cuales favorecen el control de la demanda y la estabilidad global del puente.

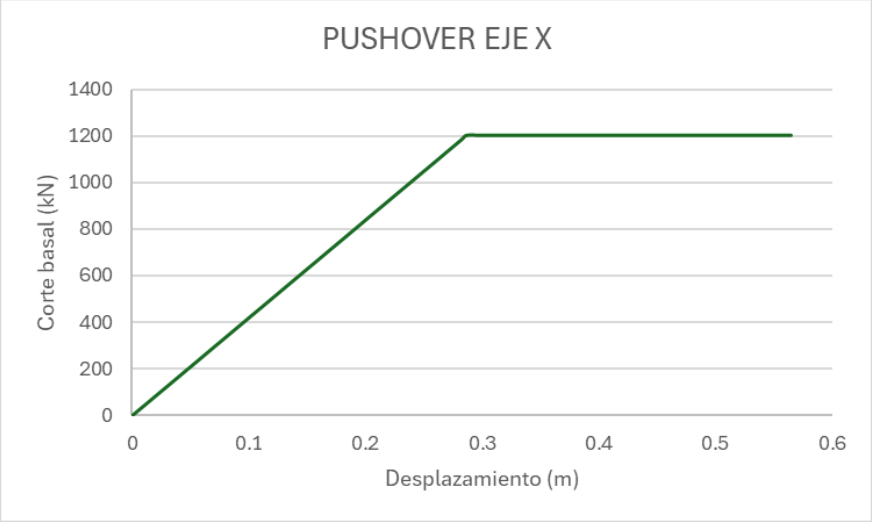


Figura 40. Curva de capacidad (pushover) en la dirección longitudinal (eje X)

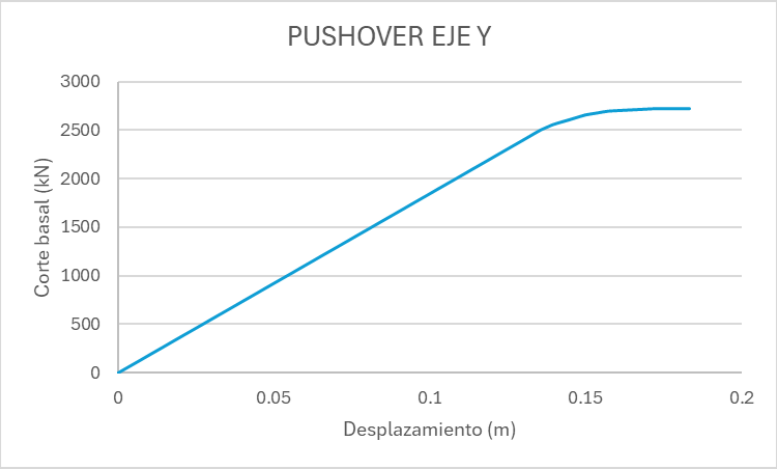


Figura 41. Curva de capacidad (pushover) en la dirección transversal (eje Y)

4.1.4.4 Punto de desempeño aplicando Fema 440

El punto de desempeño obtenido mediante el procedimiento de FEMA 440 en CSiBridge indica que, en ambas direcciones, la intersección entre la demanda sísmica y la curva de capacidad se ubica dentro del rango elástico de la estructura (Figuras 42 y 43), lo cual es el comportamiento esperado para un puente crítico. Los resultados muestran que en la dirección longitudinal (eje X) se alcanzan valores aproximados de 0.122 m de desplazamiento, mientras que en la dirección transversal (eje Y) se obtienen aproximadamente 0.06 m. Ambos valores de desplazamiento guardan coherencia con los calculados mediante los criterios de AASHTO en el análisis pushover. Este comportamiento se atribuye al efecto de los dispositivos de aislamiento sísmico, los cuales reducen la demanda transmitida y permiten que la estructura se mantenga dentro de niveles de desempeño adecuados sin incursionar significativamente en el rango no lineal.

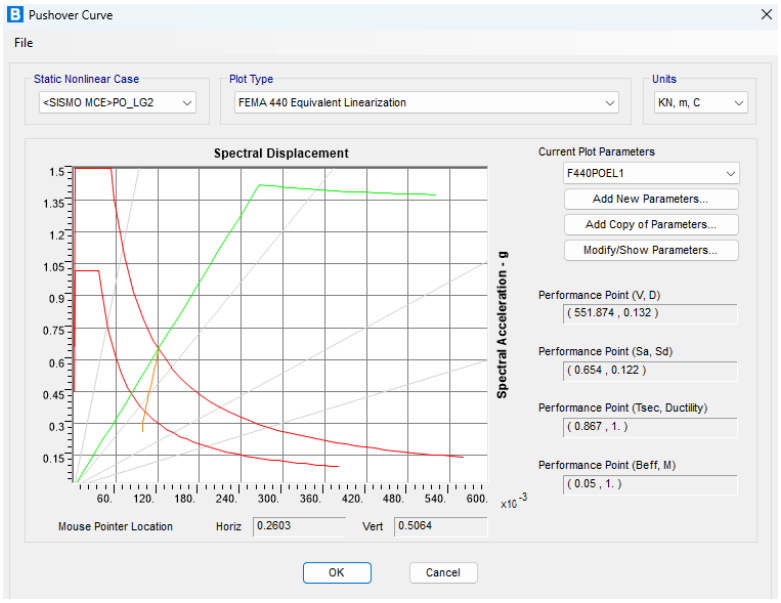


Figura 42. Punto de desempeño (FEMA 440) – eje X

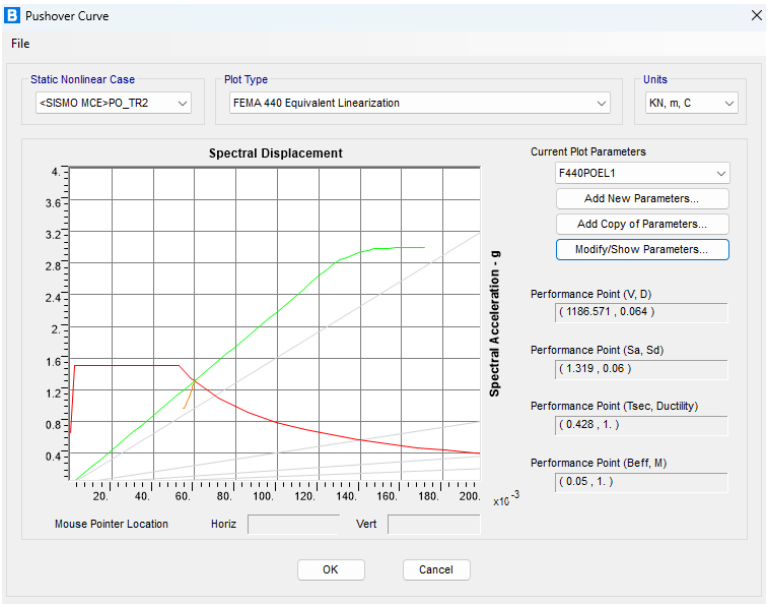


Figura 43. Punto de desempeño (FEMA 440) – eje Y

El análisis estático no lineal (pushover) permitió evaluar el comportamiento sísmico del puente incorporando la no linealidad de los materiales y elementos estructurales. A diferencia del análisis lineal basado en espectros de respuesta, este procedimiento proporciona información adicional, como la determinación del punto de desempeño y la verificación del rango de trabajo de la estructura (elástico o inelástico), lo que aporta un mayor entendimiento del comportamiento real del sistema. Mediante los enfoques de AASHTO y FEMA 440, se verificó que la estructura se mantiene dentro del rango elástico para el nivel de demanda considerado, en concordancia con los objetivos de desempeño para puentes críticos. Asimismo, este análisis permite una estimación más realista de la capacidad estructural al considerar modelos constitutivos que incluyen efectos como el confinamiento del hormigón y la contribución del refuerzo transversal.

No obstante, el análisis pushover presenta limitaciones, ya que no permite evaluar con detalle el comportamiento local ni la evolución temporal de la respuesta estructural. En particular, no es posible determinar con precisión el grado de no linealidad en los dispositivos de aislamiento sísmico ni el comportamiento a nivel de sección, donde podrían existir zonas con fisuración o plastificación no capturadas globalmente. En este sentido, la implementación de un análisis dinámico no lineal tipo tiempo-historia resulta fundamental, no solo para representar de manera más realista la respuesta histerética de los materiales y dispositivos, sino también para confirmar la posibilidad de optimización del sistema estructural y de los aisladores sísmicos, evaluando con mayor precisión su nivel real de trabajo frente a la demanda sísmica.

4.2 **Análisis dinámico tiempo historia**

4.2.1 Selección de registros sísmicos

Para la implementación del análisis tiempo-historia, la selección de los registros sísmicos se realiza considerando que sean representativos de las condiciones sismotectónicas del sitio de estudio, en este caso la ciudad de Quito, así como de las características locales del suelo. Asimismo, los registros deben ser escalados para ser compatibles con el espectro de respuesta objetivo previamente definido, el cual corresponde al utilizado en el análisis modal espectral.

De acuerdo con las disposiciones de AASHTO, específicamente en la Sección 5.4.4 de la Guía de Diseño Sísmico basada en LRFD, se establece que el número mínimo de registros a utilizar es de tres, cada uno compuesto por dos componentes horizontales y una componente vertical. En este contexto, el presente estudio adopta dicho criterio, empleando tres conjuntos de registros sísmicos compatibles con el espectro de diseño, garantizando así una adecuada representación de la demanda sísmica para el análisis dinámico no lineal.

Por lo general, la selección de registros sísmicos constituye un proceso complejo debido a la variabilidad inherente de la amenaza sísmica y a la amplitud de factores que influyen en la respuesta estructural. En la presente investigación, se adoptó un criterio basado en la representatividad de los principales mecanismos sismogénicos que afectan a la ciudad de Quito, considerando tanto fuentes corticales como de subducción. En este sentido, se seleccionó el sismo de Northridge (1994), Iwate (2008) y Cape Mendocino (1992).

Tabla 23. Registros sísmicos seleccionados

Evento	Sismo	Magnitud (Mw)	Año
1	Northridge-01	6.69	1994
2	Cape Mendocino	7.01	1992
3	Iwate_ Japan	6.9	2008

Nota. Registros sísmicos obtenidos de la base de datos del Pacific Earthquake Engineering Research Center.

4.2.2 Escalamiento de registros sísmicos

Para el ajuste de los registros sísmicos al espectro de diseño, se adoptó el procedimiento de escalamiento por amplitud, mediante el cual se modifica la magnitud de las ordenadas de aceleración de los registros para lograr su compatibilidad con el espectro objetivo previamente definido. Si bien existen métodos adicionales como el ajuste espectral (spectral matching), estos implican la modificación del contenido de frecuencias de las señales, pudiendo alterar características fundamentales del movimiento sísmico, como la forma de la señal y la presencia de pulsos de velocidad. En contraste, el escalamiento por amplitud preserva el contenido frecuencial original de los registros, manteniendo sus características dinámicas esenciales y garantizando una representación más realista del fenómeno sísmico. Por esta razón, este método es ampliamente aceptado y recomendado en la práctica para análisis dinámicos no lineales, siendo el adoptado en el presente estudio.

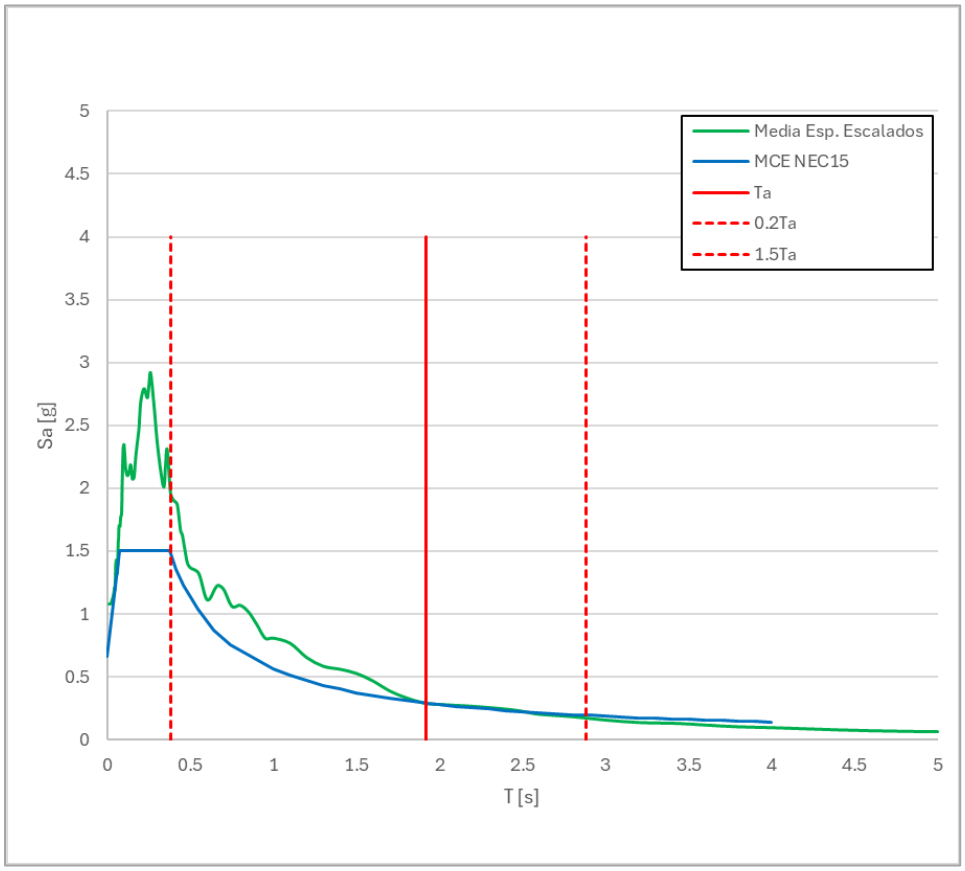


Figura 44. Escalamiento del espectro de respuesta promedio al espectro objetivo

Nota. Se evidencia que las aceleraciones promedio son mayores que el 90% de cada valor de aceleración del espectro entre los límites de periodos establecidos, cumpliendo los lineamientos de escalamiento de registros del ASCE 7-16 del apartado 16.2.3.1 y 16.2.3.2.

4.2.3 Solución numérica de la ecuación de movimiento

4.2.3.1 Análisis no lineal de integración directa

Se resuelve la ecuación de movimiento a partir de métodos numéricos (Newmark, HHT, Wilson, otros), considerando las matrices completas (acopladas) de: K, C, M.

$$M\ddot{v}(t)+C_I\dot{v}(t)+C_A\dot{v}(t)+F_S(t)=-MR\ddot{v}_g(t) \qquad (4.2)$$

En el análisis no lineal de integración directa se requiere el empleo del método de vectores Ritz, el cual permite representar de manera adecuada los modos de vibración locales de la estructura. El amortiguamiento inherente se modela generalmente mediante un esquema tipo Rayleigh. Este tipo de análisis permite capturar de forma explícita las no linealidades tanto geométricas como del material en todos los elementos estructurales. No obstante, su aplicación implica un alto costo computacional y demanda una considerable capacidad de memoria. A pesar de ello, es un

procedimiento siempre aplicable, especialmente en casos donde se espera una incursión significativa en el rango inelástico de los elementos estructurales.

4.2.3.2 Análisis no lineal modal o FNA

Se realiza la condensación de las matrices de rigidez, amortiguamiento y masa (K, C y M), lo que permite resolver la ecuación de movimiento como un conjunto de sistemas independientes de un grado de libertad, al trabajar con matrices diagonales.

$$M\ddot{v}(t)+C_I\dot{v}(t)+C_A\dot{v}(t)+F_S(t)=-MR\ddot{v}_g(t) \qquad (4.3)$$

El amortiguamiento inherente se incorpora mediante amortiguamiento modal. Sin embargo, este enfoque no permite capturar las no linealidades de los elementos estructurales, ya que se basa en modos globales. Su principal ventaja radica en su eficiencia computacional, siendo considerablemente más rápido —del orden de hasta quince veces— y menos demandante en términos de memoria en comparación con el análisis de integración directa. Por ello, su aplicación se limita a casos en los que se espera una mínima o nula incursión en el rango inelástico, es decir, cuando la estructura permanece esencialmente elástica, siendo comúnmente utilizado en sistemas con dispositivos de protección sísmica, como aisladores de base.

Para el análisis dinámico de la presente investigación se adopta un análisis no lineal de integración directa. Si bien los resultados obtenidos previamente indican que los elementos estructurales no presentan una incursión significativa en el rango no lineal, lo que permitiría emplear un análisis no lineal modal, se opta por el método de integración directa debido a la necesidad de evaluar con mayor detalle la no linealidad a nivel de sección en las columnas.

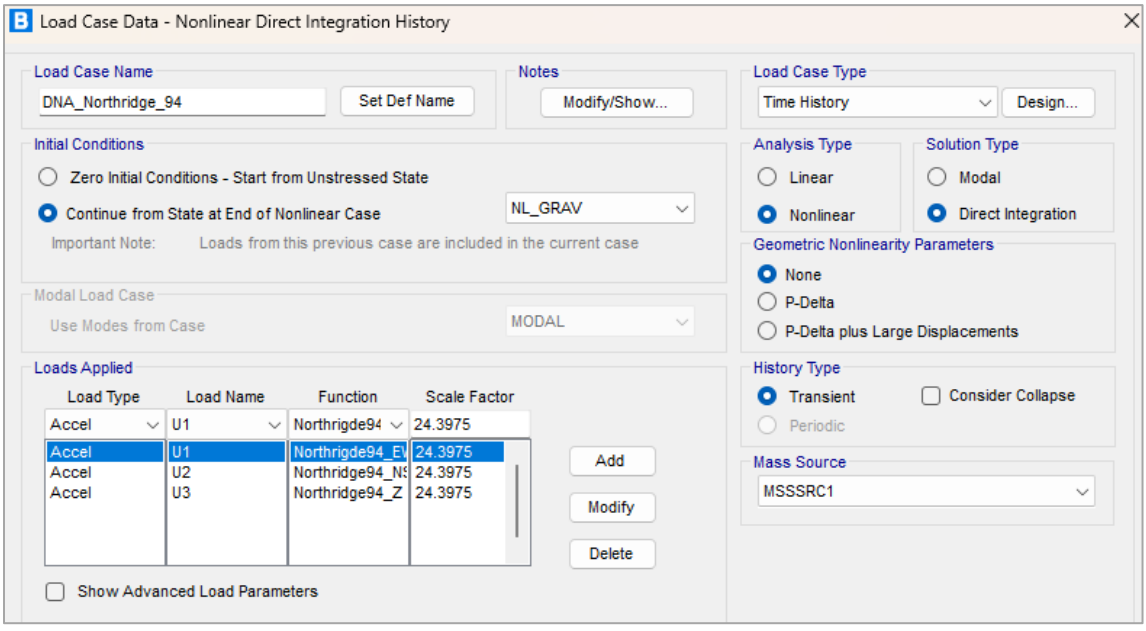


Figura 45. Caso de carga de análisis dinámico no lineal

4.2.4 Resultados

4.2.4.1 Desplazamientos

En las Figuras 46 y 47 se presentan las historias de desplazamientos en los ejes X e Y, respectivamente. Se observa una adecuada concordancia entre la demanda de desplazamientos obtenida mediante el análisis estático no lineal (pushover) y los resultados del análisis tiempo-historia, evidenciando que el pushover proporciona una buena aproximación de la respuesta global del sistema. En general, los picos de desplazamiento registrados oscilan alrededor de los valores estimados por el pushover, lo que confirma la representatividad de este procedimiento. Si bien se presentan picos aislados que superan dicha demanda, estos corresponden a efectos dinámicos transitorios propios de los registros sísmicos y no representan la tendencia predominante de la respuesta estructural.

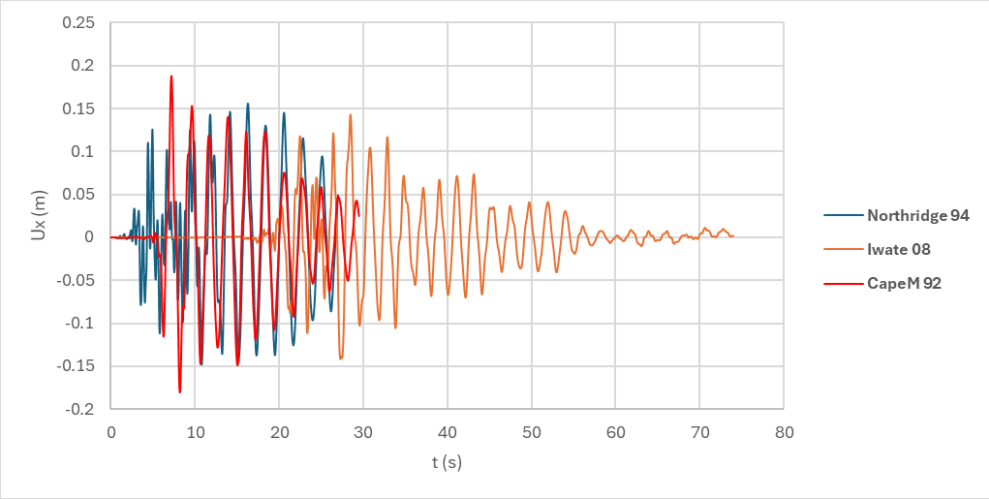


Figura 46. Historia de desplazamientos en eje X de zona superior de pilas

Nota. Se evidencia un desplazamiento máximo de 18cm, en donde el sismo de Cape Mendocino 92 se muestra como sismo controlador. Los picos de desplazamientos de todos los registros son bastante aproximados.

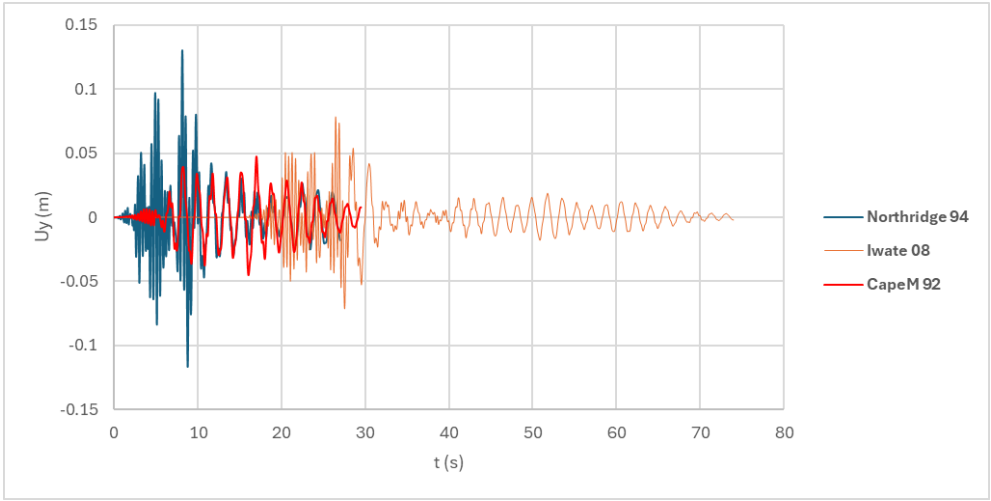


Figura 47. Historia de desplazamientos en eje Y de zona superior de pilas

Nota. Se evidencia que el pico de desplazamiento es de 13 cm para el sismo de Northridge, menor al desplazamiento máximo del eje X, constatando que bajo este análisis también se tiene mayor rigidez lateral en el sentido transversal.

A continuación, se presentan los resultados correspondientes al sismo controlador, entendido como el registro sísmico que produce la mayor demanda de desplazamiento en la estructura, con el fin de evaluar la condición más desfavorable.

4.2.4.2 Corte basal de sismo controlador

La gráfica de cortante basal presenta un valor máximo del orden de 3,000 kN, el cual resulta relativamente bajo considerando la magnitud y peso de la estructura. Esta reducción en la demanda sísmica se atribuye a la incorporación del sistema de aislamiento, el cual incrementa el período fundamental del puente y disminuye las aceleraciones transmitidas a la subestructura. En consecuencia, se reduce el cortante basal que actúa sobre las pilas, evidenciando la efectividad del aislamiento sísmico en el control de fuerzas internas.

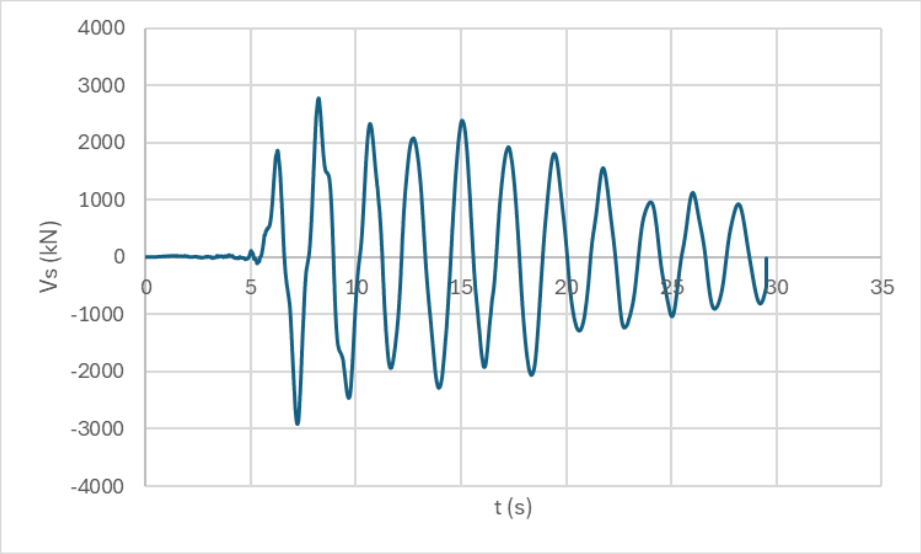


Figura 48. Historia de Cortante Basal

4.2.4.3 Aceleración en superestructura

La aceleración máxima registrada en la superestructura alcanza un valor de 4.13 m/s² (≈0.42 g), lo cual representa un nivel de solicitación de moderado a alto desde el punto de vista del usuario. En términos de fuerza inercial, una persona de 70 kg experimentaría un empuje lateral aproximado de 289 N, lo que podría generar pérdida de equilibrio o una sensación de movimiento fuerte.

No obstante, la mayoría de los picos de aceleración registrados en la historia temporal se sitúan alrededor de 2 m/s² (≈0.20 g), asociado a niveles de incomodidad leve a moderada. Para este caso, una persona de 70 kg experimentaría una fuerza lateral aproximada de 140 N, lo que se

traduce en un movimiento perceptible pero no severo, siendo este comportamiento el predominante en la respuesta del sistema.

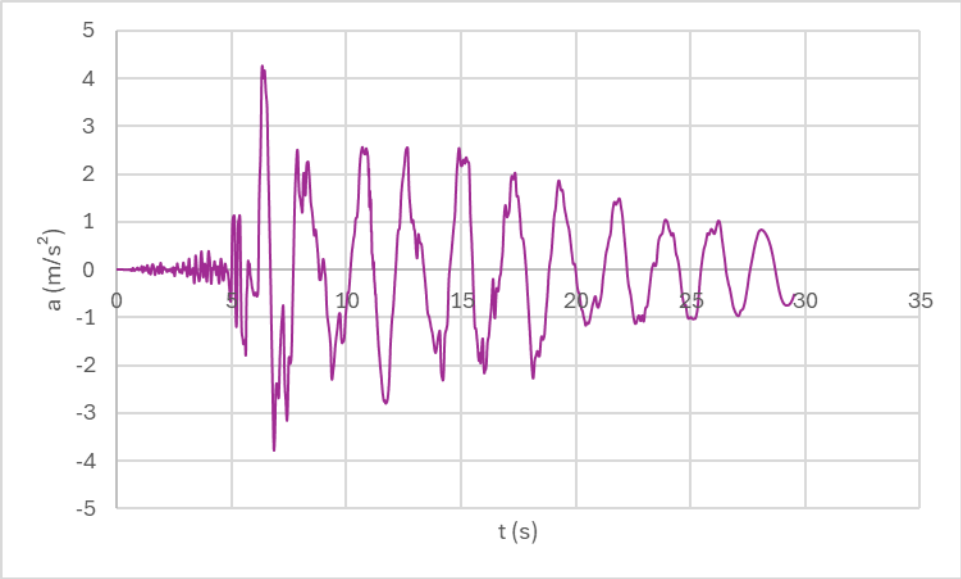


Figura 49. Historia de aceleraciones en superestructura

4.2.4.3 Rótulas plásticas en columnas (θ vs M) por sismo controlador

La respuesta histerética de la columna de la pila evidencia un comportamiento predominantemente lineal, con una ligera incursión en el rango inelástico. La forma de los ciclos muestra una rigidez prácticamente constante, sin degradación significativa ni formación de bucles amplios de disipación de energía, lo cual indica que la columna no desarrolla plastificación importante durante la excitación sísmica. Esta respuesta es consistente con el objetivo de diseño de puentes aislados, donde se busca que la disipación de energía se concentre en los dispositivos de aislamiento, mientras que la subestructura permanezca esencialmente dentro del rango elástico.

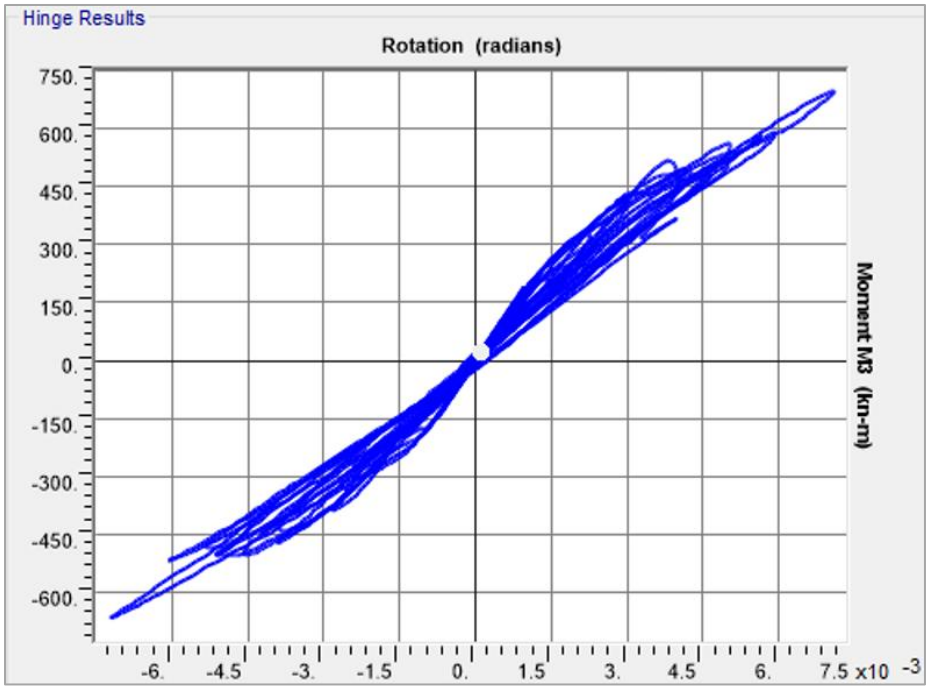


Figura 50. Diagrama histerético momento M3–rotación de la columna

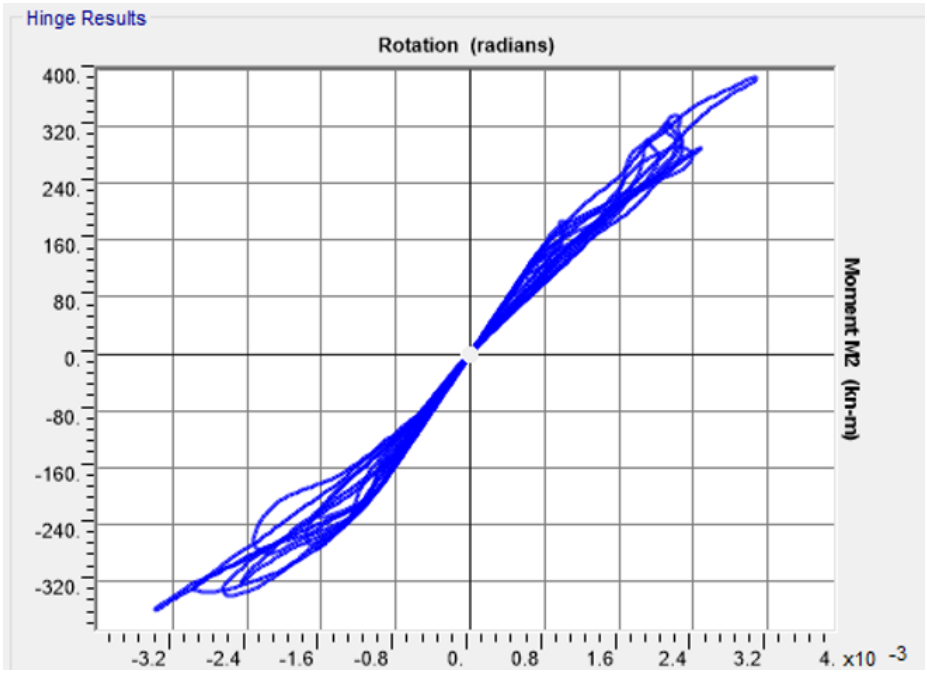


Figura 51. Diagrama histerético momento M2–rotación de la columna

4.2.4.4 Resultados de fibras de la sección

En la Figura 52 se presenta el diagrama histerético esfuerzo–deformación de una fibra de concreto no confinado correspondiente al recubrimiento de la sección. Se observa que la respuesta es predominantemente lineal, con una leve incursión en el rango no lineal, sin evidencia de degradación significativa ni desarrollo de ciclos amplios. Esto indica que el concreto del recubrimiento no experimenta niveles importantes de daño durante la excitación sísmica analizada. En caso de ocurrir un evento de estas características, los daños esperados serían de carácter leve, asociados principalmente a la formación de fisuras superficiales, las cuales podrían ser reparadas mediante intervenciones simples

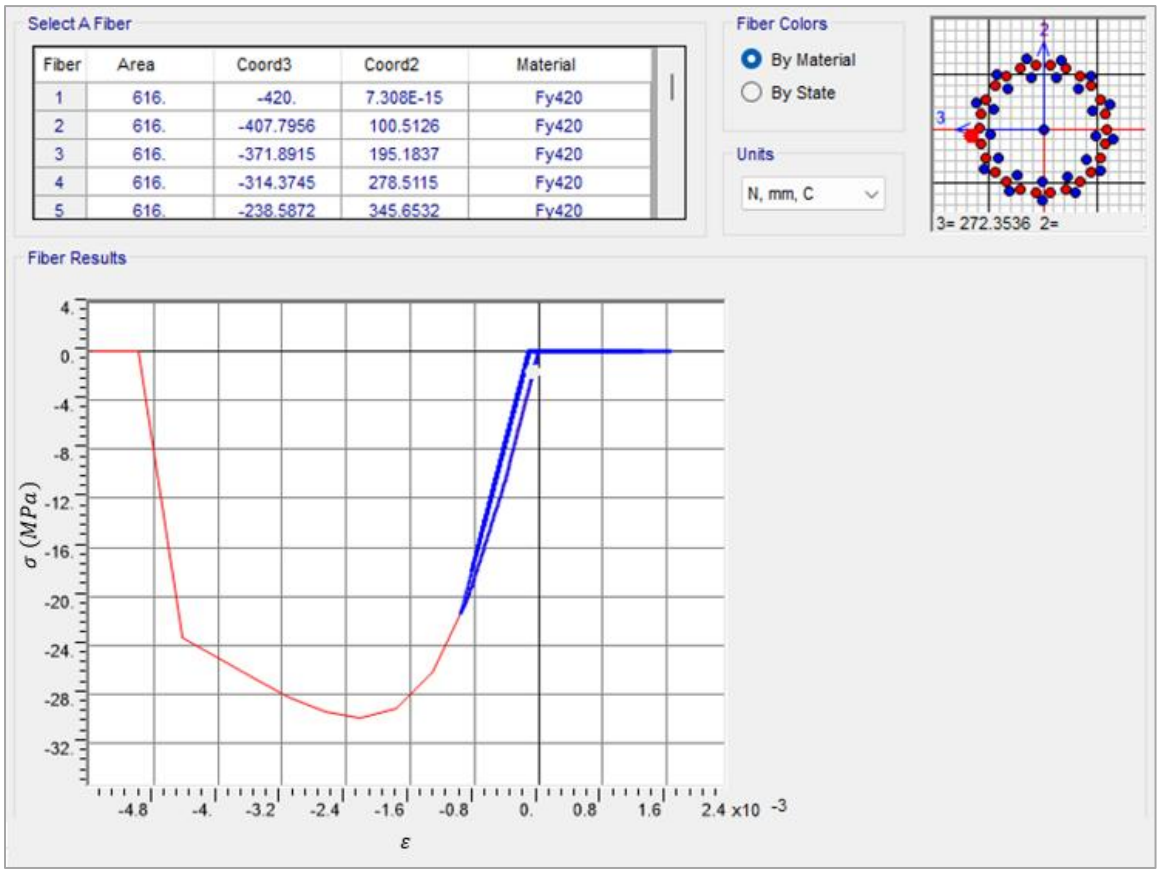


Figura 52. Diagrama histerético esfuerzo–deformación de una fibra de concreto no confinado

En la Figura 53 se presenta el diagrama histerético esfuerzo–deformación de una fibra de acero de refuerzo. Se observa que los ciclos histeréticos se mantienen dentro del rango esencialmente lineal, alcanzando niveles cercanos, pero no iguales, al esfuerzo de fluencia del material. Esto indica que las varillas no incursionan en el rango no lineal, es decir, no se produce fluencia del acero. En consecuencia, el refuerzo mantiene su comportamiento elástico durante la acción sísmica, lo cual es consistente con el objetivo de diseño de limitar el daño en la subestructura.

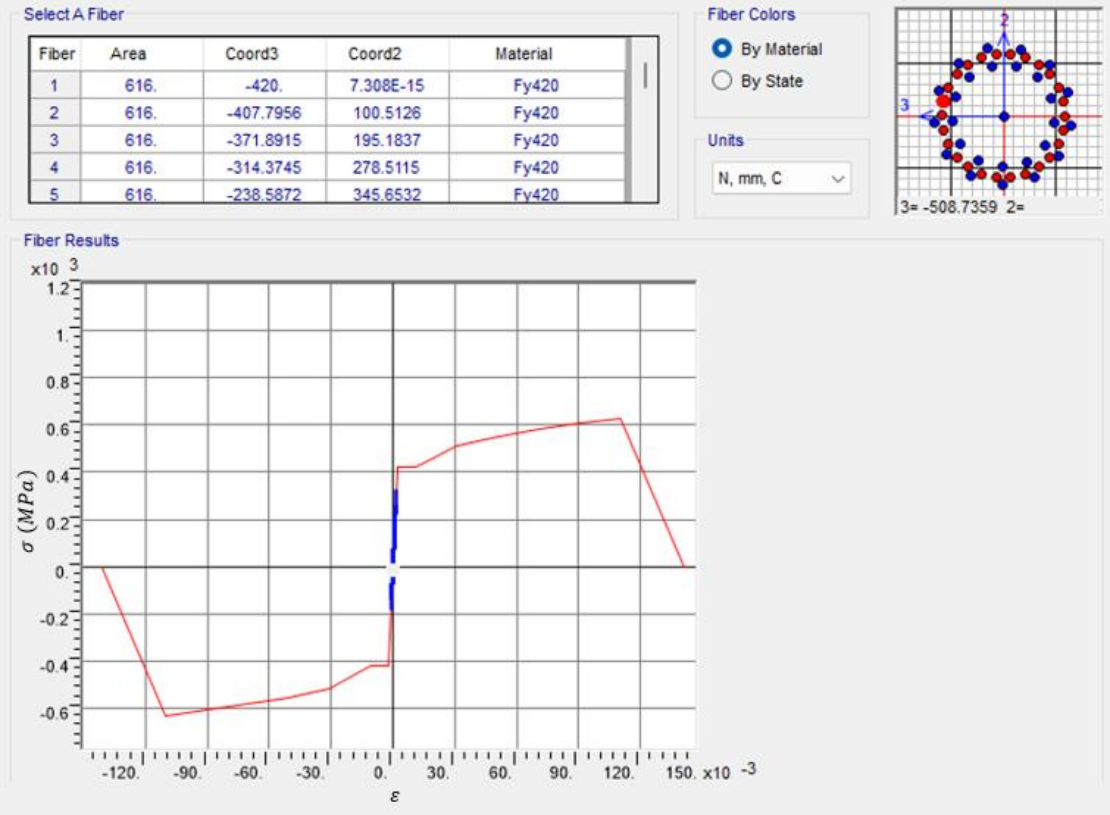
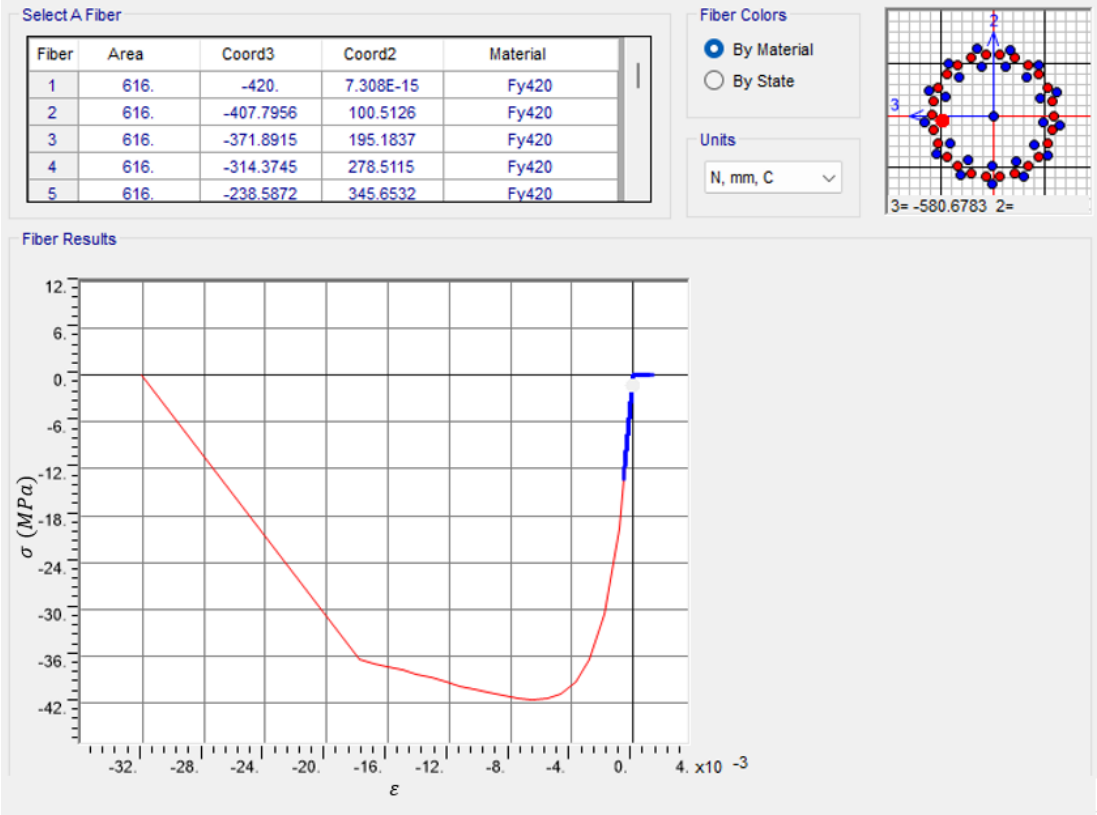


Figura 53. Diagrama histerético esfuerzo–deformación de una fibra de acero de refuerzo

En la Figura 54 se presenta el diagrama histerético esfuerzo–deformación de una fibra de concreto confinado del núcleo de la sección. La respuesta observada es prácticamente lineal, con niveles de esfuerzo y deformación considerablemente alejados de la resistencia última del material. Esto evidencia que el concreto confinado no experimenta daño significativo ni incursión en el rango inelástico, manteniéndose dentro de un comportamiento elástico durante la excitación sísmica.



Fiber	Area	Coord3	Coord2	Material
1	616.	-420.	7.308E-15	Fy420
2	616.	-407.7956	100.5126	Fy420
3	616.	-371.8915	195.1837	Fy420
4	616.	-314.3745	278.5115	Fy420
5	616.	-238.5872	345.6532	Fy420

Figura 54. Diagrama histerético esfuerzo–deformación de una fibra de concreto confinado

Este comportamiento es consistente con la respuesta global observada en la columna, donde la disipación de energía se concentra principalmente en los dispositivos de aislamiento, mientras que la sección estructural permanece mayormente en el rango elástico.

4.2.4.5 Punto de desempeño estructural

El estado de desempeño de la estructura, evaluado en el instante de máxima demanda de desplazamiento, corresponde a un nivel de ocupación inmediata. En este nivel, los elementos estructurales permanecen esencialmente dentro del rango elástico, con daños mínimos o despreciables, sin afectación significativa de la capacidad resistente ni de la funcionalidad del sistema.

Este comportamiento es consistente con los objetivos de diseño establecidos para puentes críticos, donde se requiere que la estructura permanezca operativa inmediatamente después de la ocurrencia del sismo máximo considerado. En este sentido, los resultados obtenidos se alinean adecuadamente con los criterios establecidos por AASHTO, evidenciando que el sistema estructural cumple con el desempeño esperado, garantizando tanto la integridad estructural como la continuidad del servicio.

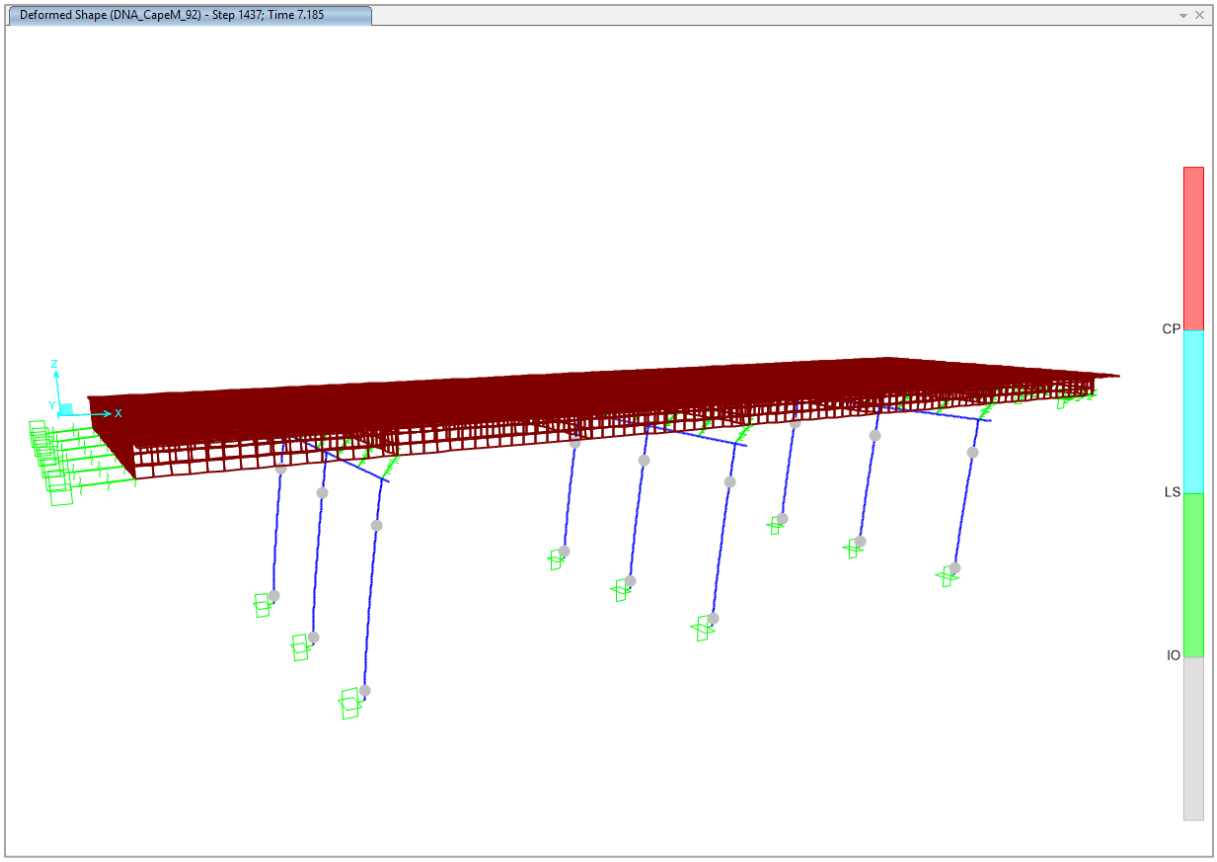


Figura 55. Desempeño estructural del puente

4.2.4.6 Histéresis de fuerza cortante y desplazamiento de aislador de goma natural

En las Figuras 56 y 57 se presentan los diagramas histeréticos de desplazamientos y fuerza cortante correspondientes a los aisladores de goma natural ubicados en los estribos. Se observa que ambas respuestas son esencialmente lineales, alcanzando desplazamientos máximos del orden de 300 mm. Este comportamiento es consistente y esperado para este tipo de dispositivos, los cuales presentan una respuesta predominantemente elástica, sin generación de bucles histeréticos ni disipación significativa de energía. En consecuencia, estos aisladores actúan principalmente como elementos flexibles que permiten el desplazamiento de la superestructura.

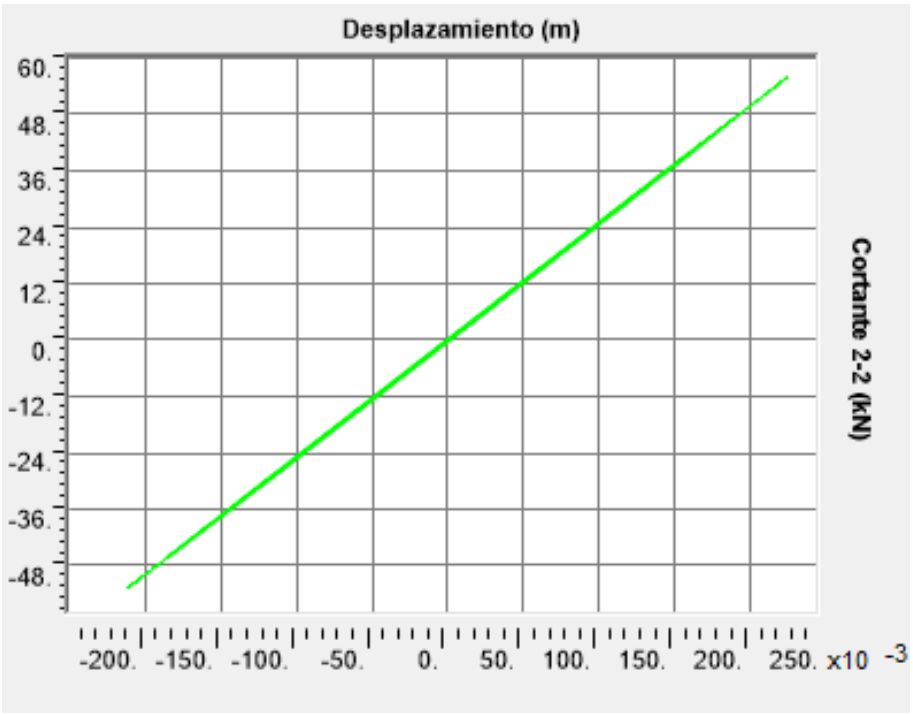


Figura 56. Diagrama histerético fuerza cortante 2-2 y desplazamiento del aislador de goma natural

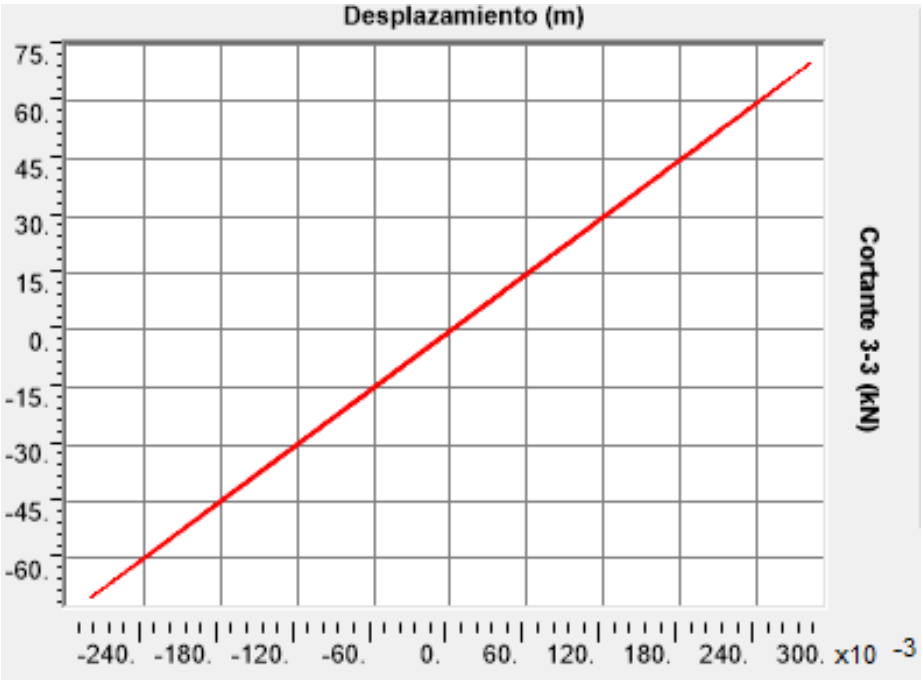


Figura 57. Diagrama histerético fuerza cortante 3-3 y desplazamiento del aislador de goma natural

4.2.4.7 Histéresis de fuerza cortante y desplazamiento de aislador con núcleo de plomo

En las Figuras 58 y 59 se presentan los diagramas histeréticos de desplazamientos y fuerza cortante correspondientes a los aisladores elastoméricos con núcleo de plomo. Se observa que la respuesta es predominantemente lineal, sin el desarrollo de bucles histeréticos amplios característicos de este tipo de dispositivos.

Este comportamiento indica que los aisladores no alcanzan la fluencia del núcleo de plomo, por lo que su respuesta se mantiene dentro del rango esencialmente elástico. No obstante, este resultado no compromete el desempeño global de la estructura, ya que se ha verificado un nivel de ocupación inmediata, cumpliendo con los objetivos establecidos para puentes críticos.

Sin embargo, el hecho de que no se active la disipación histerética del núcleo de plomo sugiere que las propiedades de los aisladores podrían ser optimizadas, con el fin de lograr una solución más eficiente desde el punto de vista económico, manteniendo el nivel de desempeño requerido.

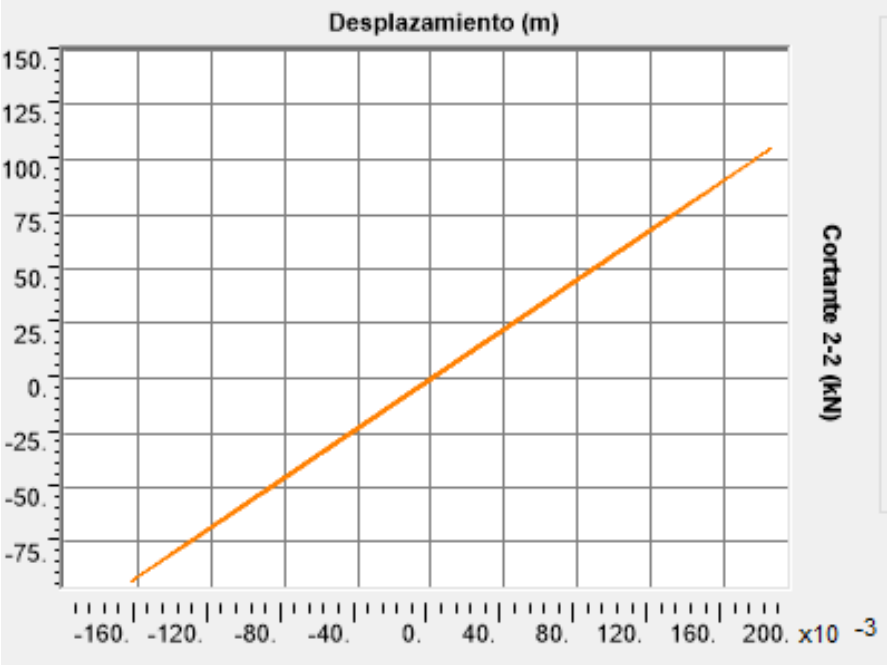


Figura 58. Diagrama histerético fuerza cortante 2-2 y desplazamiento del aislador con núcleo de plomo

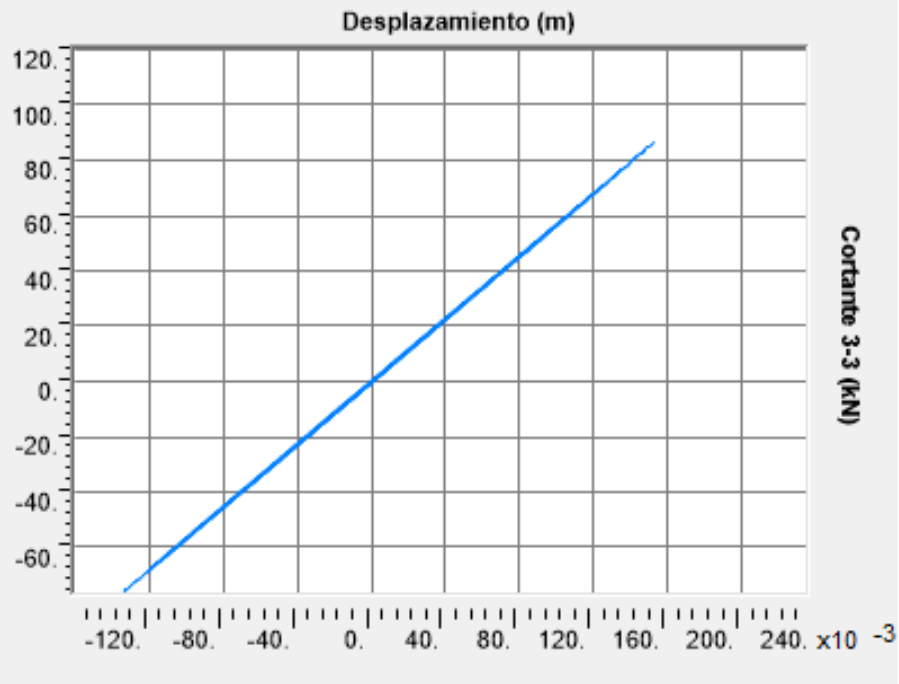


Figura 59. Diagrama histerético fuerza cortante 3-3 y desplazamiento del aislador con núcleo de plomo

Capítulo 5: Evaluación comparativa

5.1 Evaluación comparativa del análisis lineal y no lineal y su influencia en el diseño

5.1.1 Evaluación comparativa entre análisis

En la Tabla 24 se presentan los desplazamientos obtenidos en las pilas para los distintos tipos de análisis. En la dirección X, el análisis espectral multimodal arroja un desplazamiento de 71 mm, mientras que el análisis estático no lineal (pushover) alcanza 142 mm y el análisis dinámico no lineal un valor máximo de 180 mm. Esta diferencia responde, en parte, a que el análisis dinámico no lineal considera los valores pico de respuesta, los cuales representan máximos instantáneos dentro del registro sísmico. No obstante, tal como se evidenció en el Capítulo 4, la mayor parte de los picos de desplazamiento se concentran alrededor del valor obtenido mediante el análisis estático no lineal, lo que indica una adecuada coherencia entre ambos enfoques y permite descartar que los valores máximos del análisis dinámico sean atípicos o inconsistentes.

Tabla 24. Desplazamientos en pilas para cada análisis

Desplazamiento en Pilas	Análisis Espectral Multimodal	Análisis Estático No Lineal	Análisis Dinámico No Lineal
X (mm)	71	142	180
Y (mm)	24	46	130

De manera análoga, en la dirección Y se obtienen desplazamientos de 24 mm mediante el análisis espectral multimodal, 46 mm mediante el análisis estático no lineal y 130 mm como valor máximo en el análisis dinámico no lineal. Si bien en este caso la diferencia entre el análisis dinámico y los otros métodos es más pronunciada, se mantiene la misma tendencia observada en la dirección X.

Las diferencias observadas entre el análisis lineal y no lineal se explican debido a que los análisis no lineales incorporan modelos constitutivos más representativos del comportamiento real de los materiales, incluyendo el concreto confinado y no confinado, el efecto del refuerzo transversal y el comportamiento del acero. En particular, el análisis dinámico no lineal mediante fibras permite capturar esta respuesta a nivel de sección. Bajo estas condiciones, incluso incursiones leves en el rango no lineal generan una reducción de la rigidez efectiva del sistema, lo que se traduce en mayores desplazamientos respecto al análisis lineal, tal como se observa en los resultados. Adicionalmente, se evidencia que los desplazamientos en la dirección X son mayores que en la dirección Y, lo cual es coherente con la mayor rigidez lateral del sistema en esta última dirección.

5.1.2 Influencia en el diseño estructural

El análisis lineal, mediante el procedimiento espectral multimodal, proporcionó una primera aproximación del comportamiento global de la estructura. A partir de este análisis, se obtuvieron desplazamientos en las pilas de 71.4 mm en la dirección X y 23.7 mm en la dirección Y. Con base en estos resultados, se procedió a calcular las derivas, cuyos valores se presentan en la Tabla 19, obteniéndose 0.0092 en la dirección X y 0.0031 en la dirección Y. Estas derivas permiten estimar el posible nivel de desempeño estructural; en particular, la deriva en X se asocia a un desempeño entre seguridad de vida y operacional, mientras que en la dirección Y corresponde a un nivel completamente operacional, de acuerdo con criterios como los propuestos en Vision 2000.

Adicionalmente, el análisis lineal permitió llevar a cabo el diseño de los elementos estructurales, considerando el factor de reducción de respuesta establecido en la normativa aplicable. A partir de este diseño, se determinó que las columnas de las pilas presentan una relación demanda/capacidad del orden del 60% (Figura 30), lo que indica la existencia de un margen resistente cercano al 40%. Este remanente de capacidad es consistente con los niveles de deriva obtenidos, sugiriendo que la estructura no se encuentra cercana a un estado límite de colapso, sino que dispone de capacidad adicional para absorber incrementos en la demanda sísmica.

Si bien el análisis lineal proporciona una adecuada aproximación de la respuesta global de la estructura, incluso considerando la reducción de rigidez mediante el agrietamiento de inercias, presenta limitaciones importantes en la caracterización detallada del comportamiento estructural. En particular, este tipo de análisis no permite evaluar de manera explícita la no linealidad a nivel de sección ni el comportamiento real de los dispositivos de aislamiento sísmico. Dado que se trata de un puente crítico, resulta necesario profundizar en la respuesta estructural para identificar posibles incursiones inelásticas locales y evaluar con mayor precisión el desempeño, lo que justifica la aplicación de análisis no lineales.

En este contexto, el análisis estático no lineal (pushover) permitió obtener una representación más realista del comportamiento estructural. A partir de este análisis, se determinaron desplazamientos de 142 mm en la dirección X y 46 mm en la dirección Y, tal como se presenta en la Tabla 24. Asimismo, mediante la formación de rótulas plásticas y considerando modelos constitutivos representativos de los materiales, se obtuvo el punto de desempeño de la estructura, evidenciándose un nivel de desempeño de ocupación inmediata, como se muestra en las Figuras 38 y 39. De forma complementaria, la evaluación mediante el procedimiento de la FEMA 440 (Figuras 42 y 43) indica que la estructura se mantiene dentro del rango elástico global. Si bien estos resultados son coherentes con los obtenidos en el análisis lineal, el pushover aporta información adicional relevante, como la curva de capacidad (Figuras 40 y 41).

No obstante, el análisis estático no lineal también presenta limitaciones, principalmente asociadas a su carácter simplificado en la representación de la respuesta sísmica. Este método no considera la variabilidad temporal ni el contenido frecuencial de los registros sísmicos, por lo que no permite evaluar la evolución real de la respuesta en el tiempo. Adicionalmente, en

estructuras como puentes críticos con sistemas de aislamiento, resulta fundamental analizar el comportamiento de los dispositivos, especialmente su respuesta histerética, lo cual no puede ser capturado mediante un análisis pushover. Asimismo, la evaluación detallada de la no linealidad a nivel de sección, mediante modelos de fibras, requiere de un análisis más avanzado que permita observar la respuesta material en función del tiempo.

En este sentido, el análisis dinámico no lineal tiempo–historia proporciona una caracterización más completa del comportamiento estructural. Este análisis permite obtener desplazamientos en función del tiempo (Figuras 46 y 47) y la respuesta de aceleraciones en la superestructura (Figura 49), información clave para evaluar tanto la demanda estructural como la percepción de los usuarios. Adicionalmente, se analizaron los diagramas momento–rotación de las rótulas plásticas (Figuras 50 y 51), donde se observa una tendencia predominantemente lineal con incursiones inelásticas leves. Una de las herramientas más relevantes corresponde al análisis por fibras de la sección, en el cual se evidenció una ligera incursión no lineal en el concreto no confinado (Figura 52), mientras que el concreto confinado y el acero de refuerzo permanecen dentro del rango elástico (Figuras 53 y 54), lo que confirma un comportamiento global controlado.

Finalmente, el análisis tiempo–historia permitió evaluar el desempeño estructural a partir de la deformada en el instante de máximo desplazamiento, verificándose un nivel de ocupación inmediata, en concordancia con el análisis estático no lineal. Asimismo, este análisis permitió obtener los diagramas histeréticos fuerza cortante–desplazamiento de los aisladores sísmicos, lo que resulta fundamental para caracterizar su comportamiento y verificar si se desarrolla o no disipación de energía. Esta información, que no puede ser obtenida mediante análisis lineales ni estáticos no lineales, constituye un aporte clave para la comprensión integral del sistema estructural y del desempeño de los dispositivos de aislamiento.

A partir de los resultados obtenidos, surge la interrogante sobre si el análisis no lineal resulta realmente necesario frente a un análisis lineal que, como se ha evidenciado, proporciona una buena aproximación del comportamiento global de la estructura. En este sentido, la respuesta es afirmativa: la aplicación del análisis no lineal no solo es pertinente, sino que aporta información clave que no puede ser obtenida mediante enfoques lineales o incluso mediante el análisis estático no lineal. En particular, el análisis dinámico no lineal permitió identificar que los aisladores elastoméricos con núcleo de plomo presentan un comportamiento predominantemente lineal, sin alcanzar la fluencia del núcleo, lo que abre la posibilidad de optimizar sus propiedades y, por ende, reducir costos del sistema de aislamiento, por ejemplo, ajustando su diseño o redistribuyendo el uso de aisladores. Este tipo de decisión no sería posible a partir de un análisis lineal. Adicionalmente, el hecho de que los elementos estructurales presenten únicamente incursiones inelásticas leves sugiere que su comportamiento global es esencialmente lineal, lo que permite adoptar metodologías más eficientes desde el punto de vista computacional, como el análisis no lineal modal (FNA), en el cual solo toma en cuenta la no linealidad en los dispositivos de aislamiento. En consecuencia, el análisis no lineal no solo valida

el desempeño estructural, sino que constituye una herramienta fundamental para la optimización del diseño y la toma de decisiones en la aplicación práctica del sistema estructural.

5.2 Influencia de los aisladores elastoméricos con núcleo de plomo en la respuesta de la estructura

Con el objetivo de evaluar la influencia de los aisladores elastoméricos con núcleo de plomo en la respuesta estructural, se realiza una comparación entre el modelo del puente con aislamiento sísmico y un modelo convencional apoyado sobre neoprenos tradicionales. Para este propósito, se emplea un análisis lineal, el cual resulta suficiente para evidenciar las diferencias globales en la distribución de esfuerzos y desplazamientos, tal como se ha verificado en los capítulos anteriores. Esta comparación permite analizar el efecto de reemplazar un sistema de aislamiento —capaz de desacoplar parcialmente la superestructura de la subestructura— por un sistema convencional con limitada capacidad de deformación a corte, lo que conlleva a una mayor transmisión de fuerzas hacia las pilas.

En la Tabla 25 se presentan los desplazamientos en pilas para los dos sistemas estructurales analizados: el puente con aisladores elastoméricos con núcleo de plomo y el puente convencional apoyado sobre neoprenos. Se observa que el periodo fundamental del sistema aislado es de 1.92 s, mientras que para el sistema con neoprenos tradicionales es de 0.91 s (ver Figura 60), lo que representa una disminución aproximada del 52.6% al emplear apoyos convencionales. Este comportamiento evidencia que, si bien los neoprenos generan cierta flexibilización del sistema, su limitada capacidad de deformación a corte impide alcanzar niveles de flexibilidad comparables con los aisladores sísmicos. En cuanto a los desplazamientos, en la dirección X se registran valores de 71 mm para el puente aislado y 110 mm para el sistema convencional, lo que implica un incremento del orden del 55%. De manera similar, en la dirección Y se obtienen desplazamientos de 24 mm y 65 mm, respectivamente, evidenciando un aumento superior al 170% en el caso de los neoprenos.

Tabla 25. Desplazamientos en pilas al incorporar neoprenos tradicionales al puente

Puente	Periodos (s)	Desplazamiento X (mm)	Desplazamiento Y (mm)
Con ailadores LRB	1.92	71	24
Neoprenos tradicionales	0.91	110	65

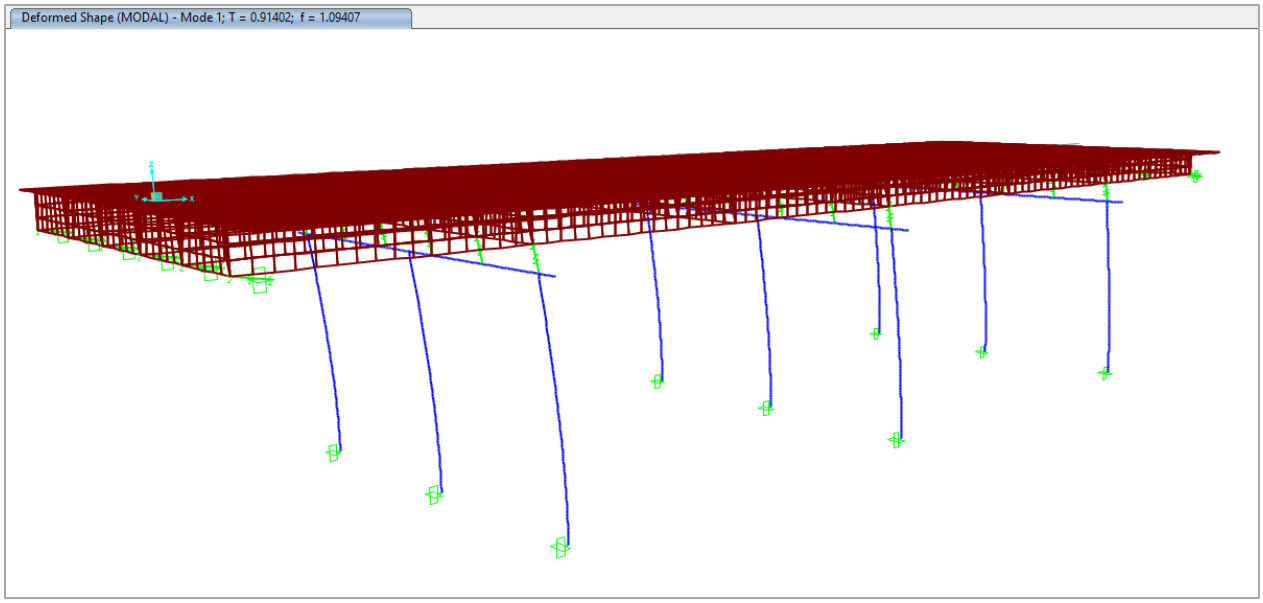


Figura 60. Periodo de puente incorporando neoprenos tradicionales

Adicionalmente, la evaluación de la relación demanda-capacidad de las columnas (ver Figura 61) muestra que estas alcanzan una utilidad de 1.347 bajo el modelo con neoprenos, lo que indica que los elementos estructurales trabajan por encima de su capacidad resistente en un análisis lineal. Este incremento en la demanda está directamente asociado al aumento de desplazamientos y, consecuentemente, de fuerzas internas en las pilas, lo cual podría inducir una mayor probabilidad de plastificación en los elementos estructurales. No obstante, para una evaluación más precisa de este comportamiento sería necesario recurrir a un análisis no lineal, tal como se ha desarrollado en capítulos anteriores. En este contexto, se confirma que los aisladores elastoméricos con núcleo de plomo proporcionan una significativa flexibilización del sistema estructural, permitiendo un mejor desacoplamiento entre la superestructura y la subestructura, reduciendo la transmisión de fuerzas internas y favoreciendo un desempeño estructural más adecuado.

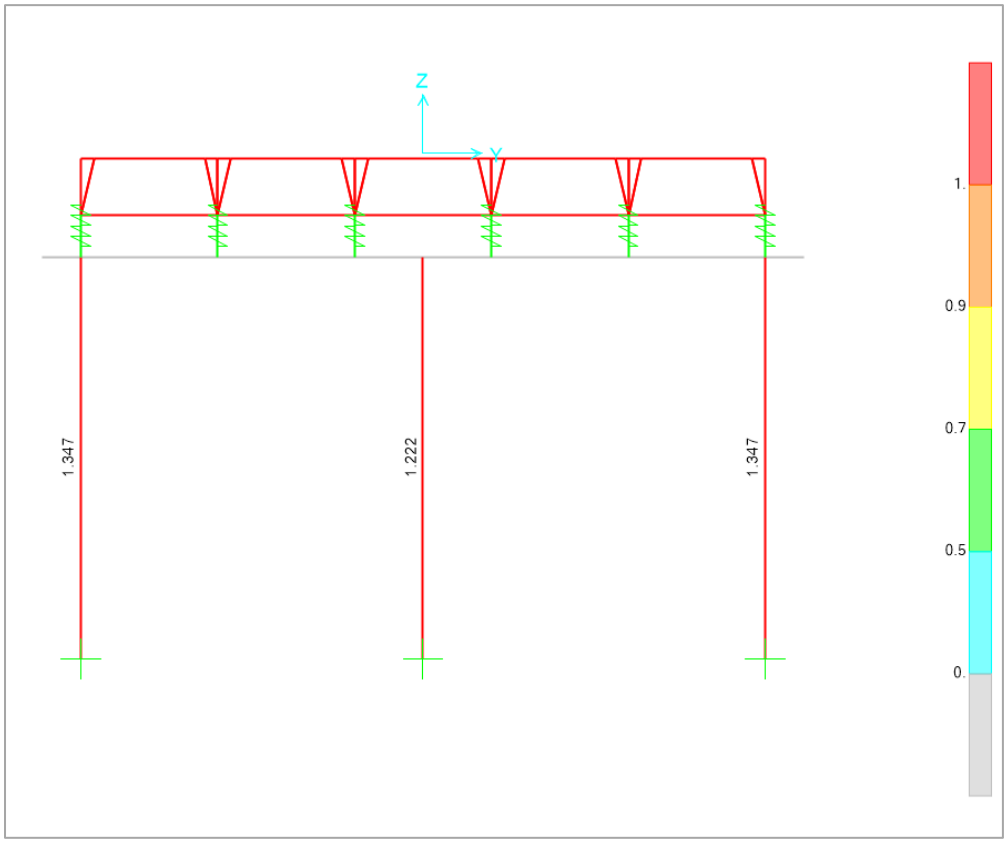


Figura 61. Utilidad de las columnas de las pilas ante las fuerzas internas generadas incorporando neoprenos tradicionales que apoyan a la superestructura

Nota. Se evidencia que la utilidad de las columnas es mucho mayor en comparación con el puente con elastómeros con núcleo de plomo.

Capítulo 6: Conclusiones y Recomendaciones

6.1 Conclusiones

- El análisis sísmico lineal mediante el método espectral multimodal permitió caracterizar la respuesta global del puente, obteniéndose un periodo fundamental de 1.92 s al incorporar aisladores elastoméricos con núcleo de plomo, valor que presenta una adecuada concordancia con el predimensionamiento de los dispositivos, validando así los criterios iniciales adoptados en el diseño.
- Los resultados de desplazamientos evidencian una respuesta diferenciada en ambas direcciones principales, registrándose valores de hasta 222.3 mm en la superestructura y 71.4 mm en la subestructura en la dirección X, mientras que en la dirección Y los desplazamientos son considerablemente menores (172.2 mm y 23.7 mm, respectivamente), lo cual refleja una mayor rigidez lateral en este sentido y una respuesta estructural anisotrópica del sistema.
- A partir del análisis lineal, se obtuvo una deformación máxima por corte en los aisladores del 75.45%, valor coherente con el predimensionamiento (Anexo 2) y significativamente inferior al límite recomendado del 300%, lo que evidencia una alta capacidad de deformación remanente. Este resultado sugiere que, bajo las condiciones analizadas, es probable que no se alcance la fluencia del núcleo de plomo, lo cual introduce la necesidad de un análisis no lineal que permita verificar con mayor precisión el nivel real de activación del sistema de disipación.
- Las derivas obtenidas en las pilas, de 0.0092 en la dirección X y 0.0031 en la dirección Y permiten estimar un nivel de desempeño estructural preliminar, ubicándose entre seguridad de vida y operacional en la dirección longitudinal, y dentro de un desempeño completamente operacional en la dirección transversal. No obstante, la respuesta en la dirección X presenta cierta incertidumbre respecto al posible daño en las pilas, lo que refuerza la necesidad de complementar el análisis con procedimientos no lineales para una evaluación más confiable del comportamiento estructural.
- Si bien el análisis sísmico lineal proporciona una adecuada aproximación de la respuesta global, presenta limitaciones en la caracterización detallada del comportamiento estructural. En este sentido, el análisis estático no lineal (pushover) permitió una representación más realista al incorporar modelos constitutivos de los materiales, determinando el punto de desempeño en un nivel de ocupación inmediata y la curva de capacidad de la estructura. Este resultado es consistente con la estimación previa del análisis lineal, en el cual las derivas indicaban un desempeño aproximado entre seguridad de vida y operacional, validando así la coherencia entre ambos enfoques.
- Si bien el análisis estático no lineal mejora la aproximación del comportamiento estructural, presenta limitaciones al no considerar la variabilidad temporal, el contenido frecuencial de los registros sísmicos ni el comportamiento histerético de los dispositivos. En este sentido, el análisis dinámico no lineal tiempo–historia permitió una caracterización más completa, obteniéndose desplazamientos máximos de aproximadamente 180 mm en

X y 130 mm en Y, pero los desplazamientos máximos predominantes coinciden con la demanda estimada mediante el pushover, evidenciando consistencia entre ambos enfoques. Asimismo, se identificaron incursiones no lineales leves en el hormigón no confinado, mientras que el núcleo confinado y el acero permanecen elásticos, cumpliendo el desempeño estructural requerido para puentes críticos en base a la AASTHO LRFD. Además, se verificó que los aisladores de goma natural presentan un comportamiento lineal y que los aisladores con núcleo de plomo no alcanzan la fluencia, información clave para la optimización del sistema de aislamiento.

- A pesar de que el análisis sísmico lineal proporciona una adecuada aproximación del comportamiento global de la estructura, el análisis no lineal resulta indispensable, ya que aporta información clave que no puede ser obtenida mediante enfoques lineales ni estáticos no lineales. En particular, el análisis dinámico no lineal permitió identificar que los aisladores elastoméricos con núcleo de plomo presentan un comportamiento predominantemente lineal, sin alcanzar la fluencia del núcleo, lo que abre la posibilidad de optimizar sus propiedades y reducir costos del sistema de aislamiento, aspecto especialmente relevante en proyectos de construcción. Asimismo, la presencia de incursiones inelásticas leves en los elementos estructurales confirma un comportamiento global esencialmente elástico, lo que permite considerar metodologías más eficientes computacionalmente, como el análisis no lineal modal, concentrando la no linealidad en los dispositivos. En consecuencia, el análisis no lineal no solo valida el desempeño estructural, sino que constituye una herramienta fundamental para la optimización del diseño y la toma de decisiones en la práctica ingenieril.
- El análisis comparativo entre el sistema con aisladores elastoméricos con núcleo de plomo y el sistema convencional apoyado sobre neoprenos evidenció que los dispositivos de aislamiento generan una significativa flexibilización de la estructura, incrementando el periodo fundamental en aproximadamente un 100% (de 0.91 s a 1.92 s) y reduciendo la demanda en las pilas. En contraste, el sistema convencional presenta mayores desplazamientos en las pilas (hasta un 170% en la dirección Y) y relaciones demanda-capacidad superiores a la unidad, lo que indica un comportamiento estructural desfavorable. Estos resultados confirman que los aisladores sísmicos permiten un mejor desacoplamiento entre la superestructura y la subestructura, concentrando las deformaciones en los dispositivos y reduciendo la transmisión de fuerzas internas, lo que se traduce en un desempeño estructural más eficiente y seguro.

6.2 Recomendaciones

- Se recomienda considerar en futuros estudios la interacción suelo–estructura, incorporando condiciones más realistas del terreno, como suelos blandos o la presencia de nivel freático, así como el uso de cimentaciones profundas. En el presente estudio se asumió una base empotrada sobre un suelo rígido, lo cual simplifica la respuesta estructural; por tanto, evaluar la influencia de estas condiciones permitiría analizar

posibles variaciones en desplazamientos, fuerzas internas y desempeño global del puente.

- Se recomienda extender la presente evaluación comparativa entre análisis lineales y no lineales a puentes clasificados como esenciales u otras categorías según la normativa AASHTO, con el fin de analizar cómo varía la respuesta estructural y la necesidad de análisis avanzados en función de la importancia y nivel de desempeño requerido de la estructura.
- Se recomienda realizar la optimización de los aisladores elastoméricos con núcleo de plomo, de manera que se alcance la fluencia del núcleo y se aproveche su capacidad de disipación de energía. Esto permitiría profundizar en el análisis del comportamiento no lineal del sistema de aislamiento y evaluar su impacto en la respuesta estructural, así como identificar configuraciones más eficientes que contribuyan a mejorar el desempeño sísmico y la economía del sistema.

Bibliografía

American Association of State Highway and Transportation Officials. (2011). *AASHTO guide specifications for LRFD seismic bridge design* (2nd ed.).

American Association of State Highway and Transportation Officials. (2020). *AASHTO LRFD bridge design specifications* (9th ed.).

American Society of Civil Engineers. (2017). *Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures (ASCE/SEI 7-16)*.

Ahmadipour, M., & Alam, M. S. (2017). Sensitivity analysis on mechanical characteristics of lead-core steel-reinforced elastomeric bearings under cyclic loading. *Engineering Structures, 140*, 39–50. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.02.014

Computers and Structures Inc. (2020). *Bridge seismic design: Automated seismic design of bridges*. https://www.csiamerica.com

Fujino, Y., Siringoringo, D. M., Ikeda, Y., Nagayama, T., & Mizutani, T. (2019). Research and implementations of structural monitoring for bridges and buildings in Japan. *Engineering, 5*(6), 1093–1119. https://doi.org/10.1016/j.eng.2019.09.006

Goyal, A., & Agarwal, P. (2017). Earthquake-resistant interlinked block masonry system with energy dissipator viscoelastic links. *Practice Periodical on Structural Design and Construction, 22*(3), 04017001. https://doi.org/10.1061/(asce)sc.1943-5576.0000319

Navarro, F. (2017). *Comparación de las respuestas dinámicas en estructuras con y sin disipadores de energía pasivos de fluido viscoso en la zona sísmica cuatro* [Tesis de grado]

Ras, A., & Boumechra, N. (2016). Seismic energy dissipation study of linear fluid viscous dampers in steel structure design. *Alexandria Engineering Journal, 55*(3), 2821–2832. https://doi.org/10.1016/j.aej.2016.07.012

Rodríguez, A. (2022). *Puentes con AASHTO LRFD 2020*.

Shattarat, N. K., Symans, M. D., McLean, D. I., & Cofer, W. F. (2008). Evaluation of nonlinear static analysis methods and software tools for seismic analysis of highway bridges. *Engineering Structures, 30*(5), 1335–1345. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2007.07.021

Shoukry, M. E., Ebeido, T. I., Mahmoud, Z. I., & Mohamed, H. S. (2025). Nonlinear analysis of reinforced concrete slab-on-girder bridges with and without intermediate diaphragms. *Alexandria Engineering Journal, 124*, 422–434. https://doi.org/10.1016/j.aej.2025.03.080

Takagi, J., & Wada, A. (2019). Higher performance seismic structures for advanced cities and societies. *Engineering, 5*(2), 184–189. https://doi.org/10.1016/j.eng.2018.11.023

Vaiana, N., Capuano, R., Sessa, S., Marmo, F., & Rosati, L. (2021). Nonlinear dynamic analysis of seismically base-isolated structures by a novel OpenSees hysteretic material model. *Applied Sciences, 11*(3), Article 900. https://doi.org/10.3390/app11030900

ANEXO 1. Configuración y propiedades de aisladores seleccionados

PARÁMETRO \ TIPO AISLADOR	LEAD RUBBER BEARING		NATURAL RUBBER BEARING	
	LH060G4		NH060G4	
Cantidad de asiladores	18	0	12	0
Total de aisladores	30			
Peso sísmico total [kN]	12123.33			
Masa sísmica total [kN-s^2/m]	1235.81			
Peso sísmico por cada aislador [kN]	404.11			
Masa sísmica por cada aislador [kN-s^2/m]	41.19			
Módulo de corte de la goma **Gr** para γ=100% [MPa]	0.385		0.294	
Módulo de corte aparente de corte del plomo **αp** [MPa]	0.583			
Esfuerzo de corte a la fluencia del plomo **σp** [MPa]	7.967			
Diámetro del aislador **Do** [mm]	600		600	
Diámetro efectivo del núcleo de plomo /diámetro interno **Di** [m	100		0	
Área efectiva en el plano **Ar** [mm^2]	274900		282600	
Espesor total de la goma **hr** [mm]	200		200	
Número de capas de goma **n**	50		50	
Espesor de cada goma **tr** [mm]	4.00		4.00	
Altura total **Ht** [mm]	407.9		407.9	
Peso del aislador [kN]	6.7		6.5	
Carga axial máxima sobre el aislador [kN]	1650		1700	

Nota. Propiedades iniciales de los aisladores obtenidas del catálogo técnico de dispositivos de aislamiento sísmico de Bridgestone.

ANEXO 2. Propiedades de los aisladores a corte

PROPIEDADES DEL AISLADOR AL CORTE				
Deformación máxima en el aislador **Δmax=DM** [m]	0.148		0.148	
Deformación por corte en el aislador **γ =Δmax/hr** [%] <300%	74.06%		74.06%	
Área efectiva del núcleo de plomo **Ap** [mm^2]	7853.98			
Factor de corrección de rigidez postfluencia **Ckd**	1.08			
Factor de corrección de la resistencia característica **CQd**	1.00			
Rigidez al corte del núcleo de plomo **kp=αp *Ap/hr** [kN/m]	22.89			
Resistencia característica del núcleo de plomo **Qd=CQd*Ap*σp** [kN]	62.57			
Rigidez plástica al corte de la goma **kr=Gr*Ar/hr** [kN/m]	529.18		415.42	
Rigidez postfluencia del aislador **kd=Ckd*(kr+kp)** [kN/m]	595.13		0.00	
Rigidez elástica del aislador **ke=(10-15)kd** [kN/m]	8926.89		415.42	
Desplazamiento de fluencia del aislador **Δy=Qd/(ke-kd)** [mm]	7.51			
Fuerza de fluencia del aislador **Fy=ke*Δy** [kN]	67.04			
Rigidez al corte equivalente del aislador **keff=Qd/Δmax+kd** [kN/m]	951.65		415.42	
Energía por ciclo del aislador **EDC=4Qd (Δmax-Δy)** [kN*m]	35.2		0.0	
Relación de amortiguamiento equivalente **ξeq= EDC/(2π*Keff*Δmax^2)** [%]	26.83%		0.00%	
Amortiguamiento equivalente del aislador **ceq=2(ξeq-ξinh)*(keq*mi)** [kN-s/m]	86.44		0.00	

Nota. Se evidencia que el amortiguamiento del sistema se da por la presencia de los elastómeros con núcleo de plomo (LRB). La deformación al corte es menor al 300%, lo cual deja cierta holgura para que los desplazamientos del aislador puedan ser mayores.