

**UNIVERSIDAD NACIONAL TORIBIO RODRÍGUEZ DE
MENDOZA DE AMAZONAS**



ESCUELA DE POSGRADO

**TESIS PARA OBTENER EL GRADO ACADÉMICO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA VIAL**

**DESEMPEÑO SÍSMICO CON MÉTODOS
ANALÍTICOS NO LINEALES, PUENTE SANTA
MARÍA DE NIEVA**

Autor:

Bach. Alicia Milagros Mera Yoplac

Asesor:

Dr. Edwin Adolfo Díaz Ortiz

CHACHAPOYAS –PERÚ

2023

AUTORIZACIÓN DE PUBLICACIÓN DE LA TESIS EN EL REPOSITORIO INSTITUCIONAL DE LA UNTRM



UNTRM

Reglamento del Proceso de Graduación en la
Escuela de Posgrado de la Universidad Nacional
Toribio Rodríguez de Mendoza de Amazonas

ANEXO 6

AUTORIZACIÓN DE PUBLICACIÓN DE LA TESIS EN EL REPOSITORIO INSTITUCIONAL DE LA UNTRM

1. Datos de autor 1

Apellidos y nombres (tener en cuenta las tildes):

Mera Yoplac Alicia Milagros

DNI N°: 71656709

Correo electrónico: alicia.mera-epg@untrm.edu.pe

Nombre de la Maestría (X) / Doctorado (): _____

Ingeniería Vial

Datos de autor 2

Apellidos y nombres (tener en cuenta las tildes): _____

DNI N°: _____

Correo electrónico: _____

Nombre de la Maestría () / Doctorado (): _____

2. Título de la tesis para obtener el grado académico de Maestro (X) / Doctor ()

Desempeño Sísmico con Métodos Analíticos no lineales,
Puente Santa María de Nieva.



3. Datos de Asesor

Apellidos y nombres: Díaz Ortiz Edwin Adolfo

DNI, Pasaporte, C.E N°: 26602621

ORCID: 0000-0001-7213-9552

Datos de Co-Asesor

Apellidos y nombres: _____

DNI, Pasaporte, C.E N°: _____

ORCID: _____

4. Campo del conocimiento según Organización para la Cooperación y el Desarrollo

Económicos-OCDE Ingeniería Civil - Ingeniería estructural y municipal-

5. Originalidad del Trabajo

Con la presentación de esta ficha, el autor o autores señalan expresamente que la obra es original, ya que sus contenidos son producto de su directa contribución intelectual. Se reconoce también que todos los datos y las referencias a materiales ya publicados están debidamente identificados con su respectivo crédito e incluidos en las notas bibliográficas y en las citas que se destacan como tal.

6. Autorización de publicación

El o los titular de los derechos de autor otorga a la Universidad Nacional Toribio Rodríguez de Mendoza de Amazonas (UNTRM), la autorización para la publicación del documento indicado



UNTRM

Reglamento del Proceso de Graduación en la
Escuela de Posgrado de la Universidad Nacional
Toribio Rodríguez de Mendoza de Amazonas

en el punto 2, bajo la *Licencia creative commons* de tipo BY-NC: Licencia que permite distribuir, remezclar, retocar, y crear a partir de su obra de forma no comercial por lo que la Universidad deberá publicar la obra poniéndola en acceso libre en el repositorio institucional de la UNTRM y a su vez en el Registro Nacional de Trabajos de Investigación-RENATI, dejando constancia que el archivo digital que se está entregando, contiene la versión final del documento sustentado y aprobado por el Jurado Evaluador.

Chachapoyas, 12 de Septiembre de 2023

AUTOR 1

ASESOR

AUTOR 2

CO-ASESOR



DEDICATORIA

A mis padres:

ALEXANDER ENRIQUE MERA VILLANUEVA Y EYLENITA YOPLAC MORAN, por todo su amor, motivarme a seguir adelante, acompañarme en cada paso en búsqueda de ser mejor persona y profesional. Por sus sacrificios y su apoyo constante, han sido la clave de mi éxito.

A la persona más fuerte, valiente y que con mucho esfuerzo logra sus metas planteadas: yo.

Alicia.

AGRADECIMIENTO

A mis padres por sus consejos, sin su guía y apoyo incondicional hoy no estaría aquí. Gracias por cada día confiar y creer en mí.

Al Dr. Edwin Adolfo Díaz Ortiz por compartir sus valiosos conocimientos y su experiencia; por su tolerancia y compromiso orientado en la elaboración de la presente tesis.

A la Universidad Nacional Toribio Rodríguez de Mendoza, por haberme brindado la oportunidad de ser su estudiante y enriquecerme en conocimiento.

A mi familia en general, y amigos (as) que escogí como familia porque sé que disfrutaban de mis logros tanto como yo. Así mismo, gracias por su apoyo y aliento para continuar, cuando parecía que me iba a rendir.

Alicia.

**AUTORIDADES DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL TORIBIO RODRIGUEZ
DE MENDOZA**

Ph.D. Jorge Luis Maicelo Quintana
RECTOR

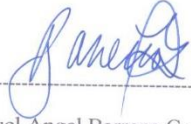
Dr. Oscar Andrés Gamarra Torres
VICERRECTOR ACADÉMICO

Dra. Maria Nelly Luján Espinoza
VICERRECTORA DE INVESTIGACIÓN

Dr. Efraín Manuelito Castro Alayo
DIRECTOR DE LA ESCUELA DE POSTGRADO

JURADO EVALUADOR

JURADO EVALUADOR



Dr. Miguel Angel Barrena Gurbillón
PRESIDENTE



Mg. Segundo Grimaldo Chávez Quintana
SECRETARIO



Mg. Jorge Chávez Guivin
VOCAL

CONSTANCIA DE ORIGINALIDAD DE LA TESIS



UNTRM

Reglamento del Proceso de Graduación en la Escuela de Posgrado de la Universidad Nacional Toribio Rodríguez de Mendoza de Amazonas

ANEXO 3

CONSTANCIA DE ORIGINALIDAD

Los suscritos, miembros del Jurado Evaluador del Proyecto de Tesis ()/Tesis (X) titulado: Desempeño sísmico con métodos analíticos no lineales, Puente Santa María de Nieva, presentado por el Aspirante Alicia Milagros Mora Yoplac para obtener el Grado Académico de Maestro (X)/Doctor () en Ingeniería Vial de la Escuela de Posgrado de la UNTRM, hacemos constar que después de revisar la originalidad del Proyecto de Tesis ()/Tesis (X)/Tesis en formato de artículo científico () con el software de prevención de plagio **Turnitin**, verificamos:

- De acuerdo con el informe de originalidad (adjunto), el Proyecto de Tesis ()/Tesis (X)/Tesis en formato de artículo científico () tiene 18 % de similitud, que es menor al 25% permitido en la UNTRM.
- La persona responsable de someter el trabajo al software de prevención de plagio

Turnitin fue:

Miguel Angel Barrena Garbillón y pertenece al área () / oficina () / dependencia (X) de Departamento Académico de Ingeniería Civil y Ambiental - FIGIAM - UNTRM.



Chachapoyas, 18 de julio del 2023

[Signature]
SECRETARIO

[Signature]
PRESIDENTE
Dr. Miguel Angel Barrena Garbillón

[Signature]
VOCAL
Ing. Jorge Chavez Corvin.

OBSERVACIONES:

Ninguna

ACTA DE SUSTENTACIÓN DE LA TESIS



UNTRM

Reglamento del Proceso de Graduación en la
Escuela de Posgrado de la Universidad Nacional
Toribio Rodríguez de Mendoza de Amazonas

ANEXO 5

ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS

En el lugar Escuela de Posgrado UNTRM de la ciudad de Chachapoyas, el día 31 de agosto del año 2022, siendo las 10:00 horas, el Aspirante Alicia Melapros Meza Yopal, defiende en sesión pública presencial la Tesis titulada: Desarrollo técnico con métodos analíticos no lineales, puente Santa María de Aieza

para obtener el Grado Académico de Maestro ()/Doctor () en Ingeniería Vial a ser otorgado por la Universidad Nacional Toribio Rodríguez de Mendoza de Amazonas; ante el Jurado Evaluador, conformado por:

Presidente: Dr. Miguel Ángel Bureana Gorbilón
Secretario: Msc. Segundo Bismilla Chavez Quimbura
Vocal: Mj. Jorge Chávez Guaman

Procedió el aspirante a hacer la exposición de la Introducción, Material y método, Resultados, Discusión y Conclusiones, haciendo especial mención de sus aportaciones originales. Terminada la defensa de la Tesis, los miembros del Jurado Evaluador pasaron a exponer su opinión sobre la misma, formulando cuantas cuestiones y objeciones consideraron oportunas, las cuales fueron contestadas por el aspirante.

Tras la intervención de los miembros del Jurado Evaluador y las oportunas respuestas del aspirante, el Presidente abre un turno de intervenciones para los presentes en el acto de sustentación, para que formulen las cuestiones u objeciones que consideren pertinentes.

Seguidamente, a puerta cerrada, el Jurado Evaluador determinó la calificación global concedida a la sustentación de la Tesis, en términos de:

Aprobada () / Desaprobada () por Unanimidad () / Mayoría () .

Otorgada la calificación, el Secretario del Jurado Evaluador lee la presente Acta en esta misma sesión pública. A continuación se levanta la sesión.

Siendo las 11:00 horas del mismo día y fecha, el Jurado Evaluador concluye el acto de sustentación de la Tesis.



[Signature]
SECRETARIO

[Signature]
VOCAL

[Signature]
PRESIDENTE

OBSERVACIONES: Ninguna

ÍNDICE

AUTORIZACIÓN DE PUBLICACIÓN DE LA TESIS EN EL REPOSITORIO DELA UNTRM.....	i
DEDICATORIA	iii
AGRADECIMIENTO	iv
AUTORIDADES DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL TORIBIO RODRIGUEZ DE MENDOZA.....	v
JURADO EVALUADOR.....	vi
CONSTANCIA DE ORIGINALIDAD DE LA TESIS	vii
ACTA DE SUSTENTACIÓN DE LA TESIS.....	viii
ÍNDICE DE TABLAS.....	xii
ÍNDICE DE FIGURAS	xiv
ANEXOS.....	xvii
RESUMEN.....	xviii
ABSTRACT.....	xix
I. INTRODUCCIÓN	1
II. MATERIAL Y MÉTODOS.....	4
2.1 Determinación del peligro o amenaza sísmica.....	4
2.1.1 Curvas de probabilidad de excedencia	4
2.2 Modelado del Puente Santa María de Nieva	8
2.2.1 Materiales	8
2.2.2 Secciones	10
2.2.3 Metrado de cargas	11
2.2.3.1 Peso propio o carga muerta.....	11
2.2.3.1.1 Metrado de cable principal	11
2.2.3.1.2 Metrado de péndolas.....	11
2.2.3.1.3 Metrado de losa, asfalto y veredas	11
2.2.3.2 Sobrecargas vehiculares y peatonales.....	12

2.2.3.2.1 Sobrecarga vehicular	12
2.2.3.2.2 Sobrecarga peatonal.....	12
2.2.3.3 Carga de viento horizontal	12
2.2.3.4 Carga de viento vertical	15
2.3 Comportamiento inelástico para ambos métodos no lineales.....	15
2.3.1 Comportamiento inelástico de materiales	15
2.3.1.1 Concreto confinado y no confinado.....	15
2.3.1.2 Acero.....	17
2.3.2 Comportamiento inelástico de la geometría	17
2.3.2.1 Diagrama de interacción	18
2.3.2.2 Diagrama momento – curvatura	18
2.4 Métodos analíticos no lineales	21
2.4.1 Análisis dinámico no lineal tiempo – historia	21
2.4.1.1 Métodos de solución	21
2.4.1.2 Selección de acelerogramas	21
2.4.1.2.1 Tratamiento de acelerogramas seleccionados	22
2.4.1.2.2 Espectro de respuesta ajustado.....	23
2.4.1.2.3 Desplazamientos no lineales	23
2.4.2 Análisis estático no lineal - pushover multimodal	23
2.4.2.1 Descripción del método	23
2.5 Rótulas plásticas para ambos métodos analíticos no lineales	25
2.6 Desempeño sísmico	27
2.6.1 Análisis dinámico no lineal tiempo historia	27
2.6.2 Análisis estático no lineal - pushover multimodo.....	29
III. RESULTADOS	33
3.1 Curvas de probabilidad de excedencia	33
3.1.1 Construcción de espectros de respuesta sísmica.....	34

3.2 Modelado matemático 3D Puente Santa María de Nieva	36
3.3 Comportamiento inelástico para ambos métodos.....	39
3.3.1 Comportamiento inelástico de materiales	39
3.3.1.1 Concreto confinado y no confinado pilares.....	39
3.3.1.2 Comportamiento inelástico de acero de refuerzo pilares.	39
3.3.2 Comportamiento inelástico de la geometría	40
3.3.2.1 Diagrama de interacción	40
3.3.2.2 Diagrama momento – curvatura	41
3.4 Métodos analíticos no lineales	42
3.4.1 Análisis dinámico no lineal tiempo – historia	42
3.4.1.1 Tratamiento de acelerogramas seleccionados	42
3.4.1.2 Ajuste o compatibilización de acelerogramas corregidos.....	46
3.4.1.3 Desplazamientos no lineales	47
3.4.2 Análisis estático no lineal - pushover multimodal.....	50
3.5 Rótulas plásticas para ambos métodos analíticos no lineales	53
3.6 Desempeño sísmico	65
3.6.1 Análisis dinámico no lineal - tiempo historia	65
3.6.2 Análisis estático no lineal - pushover multimodal.....	71
IV. DISCUSIÓN	79
V. CONCLUSIONES.....	81
VI. RECOMENDACIONES	83
VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	84
ANEXOS.....	89

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.	Periodos de retorno definidos por el comité VISION 2000.	4
Tabla 2.	Definición de clases de sitio.	5
Tabla 3.	Valores del factor de sitio, F_{pga}	6
Tabla 4.	Valores del factor de sitio, F_a , para periodo de 0.2 segundos.	6
Tabla 5.	Valores del factor de sitio, F_a , para periodo de 1.0 segundos.	6
Tabla 6.	Valores de P_{ga} para periodos de cero segundos.	7
Tabla 7.	Propiedades mecánicas de acero estructural ST37T.	9
Tabla 8.	Propiedades mecánicas de acero estructural ST44T.	9
Tabla 9.	Propiedades mecánicas de acero estructural ASTM A586.	9
Tabla 10.	Dimensiones y material de secciones.	10
Tabla 11.	Metrado de carga de cable principal.	11
Tabla 12.	Metrado de carga de péndolas.	11
Tabla 13.	Metrado de losa, asfalto y veredas.	11
Tabla 14.	Valores de los parámetros V_0 y Z_0	13
Tabla 15.	Presiones básicas P_B	13
Tabla 16.	Metrado de cargas a barlovento.	14
Tabla 17.	Metrado de cargas a sotavento.	14
Tabla 18.	Factores de modificación de respuesta R	21
Tabla 19.	Registros sísmicos seleccionados.	22
Tabla 20.	Parámetros de diseño de espectro de respuesta, sismo 475 años.	35
Tabla 21.	Parámetros de diseño de espectro de respuesta, sismo 1000 años.	35
Tabla 22.	Parámetros de diseño de espectro de respuesta, sismo 2475 años.	35
Tabla 23.	Desplazamientos no lineales resumidos.	50
Tabla 24.	Modos significativos en dirección longitudinal.	51
Tabla 25.	Modos significativos en dirección transversal.	51
Tabla 26.	Patrón de carga pushover multimodo en dirección transversal – Y	52

Tabla 27.	Patrón de carga pushover multimodo en dirección longitudinal – X.....	52
Tabla 28.	Análisis de rotulas plásticas en dirección Y.	55
Tabla 29.	Análisis de rotulas plásticas en dirección X.	55
Tabla 30.	Índice de daño global.	71

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.	Asignación de rotulas plásticas.	25
Figura 2.	Estados de daño según HAZUS. Fuente: Tomado de Lectura de los ED sobre las curvas de fragilidad. (pág. 90), (Moreno et al., 2007).	28
Figura 3.	Sectorización de la curva de capacidad. Fuente: Adaptado Niveles de desempeño sísmico (pág. 414), SEAOC, copyrigh SEAOC COMITÉ VISION 2000.	32
Figura 4.	Curva de probabilidad de excedencia versus aceleración espectral para $T=0.2$ segundos y periodos de retorno de 475 años (a), para 1000 años (b), para 2475 años (c).	33
Figura 5.	Curva de probabilidad de excedencia versus aceleración espectral para $T=1.0$ segundos y periodo de retorno de 475 años (a), para 1000 años (b), para 2475 años (c).	34
Figura 6.	Diseño de espectro de respuesta para 475, 1000 y 2475 años respectivamente.	36
Figura 7.	Modelado 3D del Puente Santa Maria de Nieva, a) Asignación de secciones, b) Vista 3D, c) Vista X-Y, d) Vista 3-D completa.	38
Figura 8.	Curva esfuerzo – deformación del concreto.	39
Figura 9.	Curva esfuerzo – deformación del acero.	40
Figura 10.	Diagrama de interacción nominal y reducido spilar P1.	41
Figura 11.	Diagrama momento – curvatura pilar P1.	42
Figura 12.	Acelerogramas sismo 1966 ($M_w=8.0$), a) componente E-W, b) componente N-S.	43
Figura 13.	Acelerogramas sismo 1974 ($M_w=6.6$), a) componente E-W, b) componente N-S.	43
Figura 14.	Acelerograma sismo 2005 ($M_w=7.0$), a) componente E-W, b) componente N-S.	44
Figura 15.	Acelerogramas sismo 2019 ($M_w=7.7$), a) componente E-W, b) componente N-S.	45

Figura 16.	Acelerogramas sismo 2021 ($M_w=7.5$), a) componente E-W, b) componente N-S.	45
Figura 17.	Acelerograma sismo 2023 ($M_w=7.8$), a) componente E-W, b) componente N-S.....	46
Figura 18.	Ajuste de acelerograma para periodo de retorno de 475 años (a), para 1000 años (b) y para 2475 años (c).....	47
Figura 19.	Desplazamientos no lineales, a) componente E-W, b) componente N-S.	47
Figura 20.	Desplazamientos no lineales, a) componente E-W, b) componente N-S.	48
Figura 21.	Desplazamientos no lineales, a) componente E-W, b) componente N-S.	48
Figura 22.	Desplazamientos no lineales, a) componente E-W, b) componente N-S.	49
Figura 23.	Desplazamientos no lineales, a) componente E-W, b) componente N-S.	49
Figura 24.	Desplazamientos no lineales, a) componente E-W, b) componente N-S.	50
Figura 25.	Curva de capacidad, dirección Y.....	53
Figura 26.	Curva de capacidad, dirección X.....	53
Figura 27.	Comportamiento de rótula plástica en pilar – análisis pushover multimodal.....	54
Figura 28.	Formación secuencial de rótulas plásticas en pilares.....	54
Figura 29.	Comportamiento de rótula plástica en pilar – sismo 1966 ($M_w=8.0$).	56
Figura 30.	Comportamiento de rótula plástica en pilar – sismo 1974 ($M_w=6.6$).	57
Figura 31.	Comportamiento de rótula plástica en pilar – sismo 2005 ($M_w=7.0$).	57
Figura 32.	Comportamiento de rótula plástica en pilar – sismo 2019 ($M_w=7.7$).	58
Figura 33.	Comportamiento de rótula plástica en pilar – sismo 2021($M_w=7.5$).	58
Figura 34.	Comportamiento de rótula plástica en pilar – sismo 2023 ($M_w=7.8$).	59
Figura 35.	Formación secuencial de rótulas plásticas, sismo 1966 ($M_w=8.0$).....	60
Figura 36.	Formación secuencial de rótulas plásticas, sismo 1974 ($M_w=6.6$).....	61
Figura 37.	Formación secuencial de rótulas plásticas, sismo 2005 ($M_w=7.0$).....	62
Figura 38.	Formación secuencial de rótulas plásticas, sismo 2019 ($M_w=7.7$).....	63
Figura 39.	Formación secuencial de rótulas plásticas, sismo 2021 ($M_w=7.5$).....	64

Figura 40.	Formación secuencial de rótulas plásticas, sismo 2023 ($M_w=7.8$).....	65
Figura 41.	Curvas de fragilidad, sismo 1966 ($M_w=8.0$).....	66
Figura 42.	Curvas de fragilidad, sismo 1974 ($M_w=6.6$).....	67
Figura 43.	Curvas de fragilidad, sismo 2005 ($M_w=7.0$).....	68
Figura 44.	Curvas de fragilidad, sismo 2019 ($M_w=7.7$).....	69
Figura 45.	Curvas de fragilidad, sismo 2021 ($M_w=7.5$).....	70
Figura 46.	Curva de fragilidad, sismo 2023 ($M_w=7.8$).	71
Figura 47.	Punto de desempeño sísmico, dirección Y, sismo de 475 años (a), sismo de 1000 años (b), sismo de 2475 años (c).	73
Figura 48.	Punto de desempeño sísmico, dirección X, sismo de 475 años (a), sismo de 1000 años (b), sismo de 2475 años (c).	75
Figura 49.	Nivel de desempeño sísmico, dirección Y, sismo de 475 años (a), sismo de 1000 años (b), sismo de 2475 años (c).	76
Figura 50.	Nivel de desempeño sísmico dirección X sismo de 475 años (a), sismo de 1000 años (b), sismo de 2475 años (c).	78

ANEXOS

Anexo 1.	Mapa de peligrosidad sísmica - Perú.	89
Anexo 2.	Memoria descriptiva.	90
Anexo 3.	Pilar derecho e izquierdo, geometría y dimensiones.....	91
Anexo 4.	Pilar derecho e izquierdo, geometría y dimensiones.....	92
Anexo 5.	Sección de torres.	93
Anexo 6.	Superestructura de acero del tramo colgante.....	94
Anexo 7.	Superestructura del tramo colgante y subestructura.....	95
Anexo 8.	Sección transversal del tablero y división de vigas transversales.	96
Anexo 9.	Mapa de ubicación del Puente Santa Maria de Nieva.....	97
Anexo 10.	Obtención de expediente técnico.....	98
Anexo 11.	Obtención de licencia de evaluación CSI BRIDGE v 22.1.0.	98
Anexo 12.	Obtención de licencia académica de SeismoSignal 2023.....	98
Anexo 13.	Vistas fotográficas del puente en estudio.	99

RESUMEN

Los puentes son estructuras esenciales de las redes viales y deben tener el menor daño estructural por sismo; por lo que, la investigación estimó el desempeño sísmico y el daño global de la estructura del Puente Santa María de Nieva, ubicado en la carretera Wawico – Sarameriza en Amazonas Perú, que tiene un tramo suspendido de 150 m. Para ello se emplearon dos métodos analíticos no lineales: el análisis estático no lineal – pushover multimodal y el análisis dinámico no lineal tiempo – historia. Para estimar el nivel de desempeño sísmico se empleó la norma VISION2000 y el manual HAZUS mediante curvas de fragilidad para estimar la probabilidad de daño en la estructura. Se definieron los espectros de demanda sísmica, se incorporó un patrón de carga lateral para obtener la curva de capacidad bilineal, y mediante el método del espectro de capacidad y la norma ATC-40 se obtuvo el punto de desempeño sísmico. Además, fueron seleccionados, escalados y procesados 6 registros sísmicos mediante el software SeisSignal 2023, obteniéndose desplazamientos no lineales y espectrales. Por último, el modelado y análisis de ambos métodos no lineales se realizó con el software CSI BRIDGE v.22.1.0. La investigación demostró que el nivel de desempeño sísmico del puente es operacional y funcional, y la probabilidad de daño global en la estructura es alta.

Palabras clave: análisis estático no lineal – multimodal, análisis dinámico no lineal tiempo – historia, nivel de desempeño, curvas de fragilidad, puente.

ABSTRACT

The bridges are essential structures of the road networks and must have the least structural damage by earthquake; therefore, the research estimated the seismic performance and the global damage of the structure of the Santa María de Nieva Bridge, located on the Wawico - Sarameriza road in Amazonas Peru, has a 150 m suspended span. For this reason, two nonlinear analytical methods were used: the nonlinear static analysis - multimodal pushover and the nonlinear dynamic time-history analysis. To estimate the level of seismic performance, the VISION2000 standard and the HAZUS manual were used by means of fragility curves to estimate the probability of damage to the structure. The seismic demand spectra were defined, a lateral load pattern was incorporated to obtain the bilinear capacity curve, and the seismic performance point was obtained using the capacity spectrum method and the ATC-40 standard. In addition, 6 seismic records were selected, scaled and processed using Seismosignal 2023 software, obtaining nonlinear and spectral displacements. Finally, the modeling and analysis of both nonlinear methods was performed with CSI BRIDGE v.22.1.0 software. The investigation showed that the seismic performance level of the bridge is operational and functional, and the probability of global damage to the structure is high.

Keywords: nonlinear static analysis - multimodal pushover, nonlinear dynamic time-history analysis, performance level, fragility curves, bridge.

I. INTRODUCCIÓN

En los últimos años, diferentes eventos sísmicos en todo el mundo como aquellos ocurridos en Maule 2010, Japón 2011, Perú 2021 y Turquía 2023 provocaron una serie de daños sociales y económicos en puentes y otras estructuras. Los puentes son parte esencial y vulnerable de una red vial, por lo tanto; es importante conocer y estudiar su desempeño sísmico (Bazaez et al., 2019).

Por este motivo, la evaluación del desempeño y la probabilidad de daño toman un rol importante en la comunidad de ingenieros con la necesidad de hacer uso de métodos no lineales que están en constante evolución y que, de acuerdo con Kwon et al. (2010) requieren que las estructuras satisfagan diferentes principios sísmicos para diferentes niveles de movimiento del suelo.

Uno de los métodos no lineales es el análisis estático no lineal estándar, el cual se puede realizar utilizando la forma modal de la estructura como el patrón de carga lateral. Sin embargo, estas aplicaciones de carga resultan ser inadecuadas cuando el modo superior de la estructura contribuye significativamente a la respuesta de la estructura (Kusuma & Anwar, 2010). Por tal motivo, Di Re et al. (2022) mediante un patrón de carga multimodal, que considera los modos superiores estimaron de forma confiable el desplazamiento último y nivel de desempeño sísmico de pilares esbeltos.

Para este tipo de análisis existen métodos que son utilizados para encontrar el punto de desempeño, entre ellos el método de linealización equivalente o espectro de capacidad y el método de los coeficientes de desplazamientos.

En la presente investigación se realizó el primer método propuesto por ATC-40 en el año 1996 y sus mejoras fueron introducidas en FEMA 440, el mismo que propone una reducción de la rigidez lineal y un cambio del amortiguamiento para evaluar las demandas inelásticas (Jara et al., 2017). Iliev & Stefanov (2021) indican que con este método se logra predecir de manera oportuna el desplazamiento elastoplástico en puentes irregulares.

Así mismo, se conoce que el concreto armado posee una característica elastoplástica y la degradación de la resistencia y la rigidez puede aparecer de forma progresiva o de forma abrupta en varias partes de una estructura, causando deformaciones y daños permanentes. En consecuencia, el uso del análisis elástico lineal se vuelve insuficiente o requiere elementos estructurales costosos.

Para evaluar un diseño más seguro y eficiente, así como también, la capacidad de resistencia frente a cargas dinámicas extremas se hace necesario un análisis dinámico no lineal tiempo – historia (Brinissat et al., 2021).

Sin embargo, en un análisis dinámico no lineal Moller et al. (2019) mencionan que existen variables de incertidumbre, por lo tanto, la evaluación del desempeño se realiza en términos probabilísticos utilizando técnicas de simulación. Se consideran incertidumbres en diferentes parámetros y se obtienen las curvas de probabilidad en función de la variable de análisis.

Para lograr la finalidad de la investigación se definieron los espectros de demanda sísmica para periodos de retorno de 475, 1000 y 2475 años. También, se seleccionaron 6 historiales del tiempo de aceleración considerados los más importantes en el Perú y uno a nivel mundial, descargados del Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID), ACELDAT-PERÚ y AFAD-TADS. Así mismo, estos fueron escalados, filtrados y corregidos adecuadamente mediante el software SeismoSignal versión 2023 de licencia académica.

Para el análisis estático no lineal – pushover multimodal se aplicó a la estructura patrones de carga lateral en un punto de selección específico y con ello, se obtuvo la curva de capacidad bilineal y el punto de desempeño sísmico contemplando el método del espectro de capacidad y la norma ATC-40.

Se realizó el modelado en tres dimensiones y análisis estructural del puente de ambos métodos no lineales, teniendo en cuenta las dimensiones de los elementos, las propiedades de los materiales y metrado de cargas principales utilizando el software desarrollado por Computers and Structures, el cual es Structural and Earthquake Engineering Software (CSI BRIDGE) v 22.1.0 versión de evaluación.

Así mismo, en este punto se resalta que, para ambos métodos no lineales se modelaron las rotulas plásticas a través del software mencionado y el cálculo de la longitud de plastificación fue a través de los parámetros establecidos en la metodología California Department of Transportation (Caltrans) e introducidos en CSI BRIDGE.

Por último, se estimó el nivel de desempeño sísmico del análisis estático no lineal – pushover multimodal en base a los criterios indicados en la norma Structural Engineers Association of California (SEAOC), la misma que a través del Comité VISION200 contemplan 5 niveles de desempeño sísmico. Para análisis dinámico no lineal tiempo – historia se estimó un nivel de daño parcial y global en base a curvas de fragilidad.

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

De acuerdo con los resultados obtenidos se concluyó que el puente Santa María de Nieva se encuentra totalmente operacional y funcional en ambas direcciones para periodos de retorno de 475, 1000 y 2475 años. El índice de daño global para la estructura se encuentra en un rango del 80% al 100% en la mayoría de los sismos a excepción del sismo del año 2005 ocurrido en Lamas, donde el rango de daño global esta entre 30% y 45%.

II. MATERIAL Y MÉTODOS

2.1 Determinación del peligro o amenaza sísmica

La amenaza o peligro sísmico se utilizó para describir la probabilidad de ocurrencia de un sismo de mayor o igual intensidad, durante lapsos de tiempo determinados (Esteva, 2018).

En el Anexo 1 observamos el mapa sísmico del territorio peruano para el año 2021, el cual permite identificar que el nivel de peligro sísmico al que está expuesto el Perú es alto.

2.1.1 Curvas de probabilidad de excedencia

En esta investigación se consideró un modelo probabilístico, se recogieron posibles eventos sísmicos cada uno con probabilidad de recurrencia y magnitud combinados con los modelos de movimiento del terreno dieron origen a la curva de probabilidad de excedencia (Nun, 2016).

Además; para determinar el peligro sísmico se utilizó diferentes periodos de retorno, los cuales son definidos por el comité VISION 2000 como se muestra en la Tabla 1.

Tabla 1. Periodos de retorno definidos por el comité VISION 2000.

Sismo	Periodo de retorno (años)
EQ - I (Sismo frecuente)	50
EQ - II (Sismo ocasional)	72
EQ - III (Sismo raro)	475
EQ - IV (Sismo máximo)	1000-2475

Fuente: Adaptado de comité VISION 2000.

Donde:

Sismo EQ-I: es definido como el sismo que tiene una probabilidad de excedencia del 87% en un período de 50 años.

Sismo EQ-II: presenta un intervalo de recurrencia de 72 años.

Sismo EQ-III: se define con un intervalo medio de recurrencia de 250 a 800 años.

Sismo EQ-IV: presenta un intervalo medio de recurrencia de 800 a 2500 años.

Sin embargo, para el puente Santa Maria de Nieva solo se utilizó periodos de retorno de 475, 1000 y 2475 años, ya que estos se aproximan a los valores proporcionados por las normas peruanas. El peligro sísmico fue determinado para periodos espectrales de 0.2 y 1.0 segundos correspondiente a la zona de estudio, fue necesario ingresar al Servicio Web de consultas de Sencico para la determinación del peligro sísmico probabilístico, el mismo que cuenta con datos actualizados.

Se construyeron los espectros de respuesta utilizando valores de las curvas de probabilidad de excedencia con la Norma American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO LRFD) del año 2017, que considera espectros con 5% de amortiguamiento y parámetros de diseño como: S_s , S_1 , coeficientes de sitio (F_a , F_{pga} y F_v), coeficientes de aceleración (S_{d1} y S_{ds}), entre otros.

De acuerdo con el expediente técnico proporcionado y la Tabla 2, fue conveniente seleccionar una clase de sitio tipo D, teniendo en cuenta: el tipo de suelo (arenoso-limoso con apariciones de arcillas blancas) presente en la zona del proyecto, la velocidad de propagación de ondas de corte, resistencia al corte no drenado y resistencia de golpes en STP.

Tabla 2. Definición de clases de sitio.

Clase de sitio	Tipo de suelo y perfil
A	Roca dura con velocidad de onda de corte medida, $v_s > 5,000$ pie/s
B	Roca con $2,500$ pie/s $< v_s < 5,000$ pie/s
C	Suelo muy denso y suelo rocoso con $1,200$ pie/s $< v_s < 2,500$ pie/s, o con cualquiera $N > 50$ golpes /pie, o $su > 2.0$ ksf
D	Suelo duro con 600 pie/s $< v_s < 1,200$ ft/s, o con cualquiera $15 < N < 50$ golpes/ft, o $1.0 < su < 2.0$ ksf
E	Perfil del suelo con $v_s < 600$ pie/s o con cualquiera $N < 15$ golpes/pie or $su < 1.0$ ksf, o cualquier perfil con más de 10 pie de arcilla blanda definida como suelo con $PI > 20$, $w > 40$ por ciento y $su < 0.5$ ksf
F	Suelos que requieren evaluaciones específicas del sitio, tales como: *Turbas o arcillas altamente orgánicas ($H > 10$ pie de turba o arcilla altamente orgánica donde $H =$ espesor del suelo) * Arcillas de muy alta plasticidad ($H > 25$ pie con $PI > 75$) * Arcillas blandas/mediamente rígidas muy gruesas($H > 120$ pie)

Fuente: Adaptado de AASHTO LRFD 2017.

Los valores de los coeficientes de sitio se seleccionaron mediante las Tablas 3, 4 y 5 adaptadas de la norma mencionada. Para encontrar valores intermedios se realizó una interpolación lineal en las tablas.

Tabla 3. Valores del factor de sitio, Fpga.

Sitio Clase	Coeficiente de aceleración máxima del suelo (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

Fuente: Adaptado de AASHTO LRFD 2017.

Tabla 4. Valores del factor de sitio, Fa, para periodo de 0.2 segundos.

Sitio Clase	Coeficiente de aceleración espectral en Periodo 0.2 seg (Ss) ¹				
	Ss < 0.25	Ss = 0.50	Ss = 0.75	Ss = 1.00	Ss > 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

Fuente: Adaptado de AASHTO LRFD 2017.

Tabla 5. Valores del factor de sitio, Fa, para periodo de 1.0 segundos.

Sitio Clase	Coeficiente de aceleración espectral en Periodo 1.0 seg (S1) ¹				
	S1 < 0.1	S1 = 0.2	S1 = 0.3	S1 = 0.4	S1 > 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

Fuente: Adaptado de AASHTO LRFD 2017.

Además, se calculó los valores de PGA para cada periodo de retorno con un periodo de cero segundos, ver Tabla 6.

Tabla 6. Valores de Pga para periodos de cero segundos.

Sismo	Período de retorno en años	PGA (g)
Raro	475	0.25
Máximo	1000	0.32
	2475	0.41

Luego se procedió a construir el espectro de respuesta sísmica; teniendo en consideración que para periodos menores o iguales a T_0 y el coeficiente sísmico elástico para el n-ésimo movimiento de vibración, C_{sm} , se utilizó la ecuación (1) hasta la (6).

$$C_{sm} = A_s + (S_{DS} - A_s)(T_m/T_0) \dots (1)$$

En el cual:

$$A_s = F_{pga}PGA \dots (2)$$

$$S_{DS} = F_a S_s \dots (3)$$

Donde:

PGA : coeficiente de aceleración máxima del suelo, S_s : respuesta horizontal aceleración espectral coeficiente en un periodo de 0.2 segundos, T_m : periodo de vibración, T_0 : período de referencia.

Para períodos superiores o iguales a T_0 e inferiores o iguales a T_S , se tomó:

$$C_{sm} = S_{DS} \dots (4)$$

Para periodos superiores a T_S , se tomó:

$$C_{sm} = S_{D1}/T_m \dots (5)$$

En el cual:

$$S_{D1} = F_v S_1 \dots (6)$$

Donde:

S_1 , coeficientes de sitio, S_{D1} : coeficientes de aceleración, T_m : periodo de vibración.

2.2 Modelado del Puente Santa María de Nieva

Según la memoria descriptiva; el tipo de puente es colgante con fiadores descargados, la longitud total entre estribos de anclajes es de 242.0 m, cuenta con un tramo suspendido por los cables principales y 19 péndolas con una luz principal de 150.00 m entre eje de pilones o torres, los mismos que están arriostrados transversalmente en su extremo superior, inferior y diagonal (DOKU.PUB, 2019).

El ancho de calzada es de 7.2 m, consta de un tablero de concreto armado de 0.2 m de espesor que descansa sobre vigas transversales, y se sostienen en sus extremos de dos vigas de rigidez. Presenta un arriostramiento diagonal inferior horizontal dispuesto en forma triangular (DOKU.PUB, 2019).

La subestructura está compuesta por pilares tipo pórticos de concreto reforzado con columnas circulares y viga cabezal, que son el soporte la torre o pilón metálico.

Se optó por modelar la superestructura y la subestructura; sin embargo, el análisis y evaluación se realizó solo en el tramo suspendido debido a que se considera el tramo más crítico y sometido a mayores esfuerzos.

2.2.1 Materiales

Se realizó la identificación de las propiedades de los materiales indicados en los planos estructurales y documentación técnica proporcionado por la empresa Wagner Biró y se consideró:

-Resistencia a la compresión del concreto: $F_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ (subestructura) y $F_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (losa).

-El módulo de Young (E) se tomó: $E = 15000 * \sqrt{f'_c} \text{ kg/cm}^2$

-Peso específico: $\gamma_{\text{acero}} = 7850 \text{ kg/m}^3$ y $\gamma_{\text{concreto}} = 2400 \text{ kg/m}^3$

Las propiedades que se muestran en las Tablas 7, 8 y 9 se obtuvieron de las especificaciones mostradas en planos y fue necesario realizar una conversión a equivalencias ASTM.

Tabla 7. Propiedades mecánicas de acero estructural ST37T.

	Acero ST37T	Und.	Símbolo
Denominación Norma DIN	Acero ST37T		
Denominación ASTM	S235	-	
Módulo de Elasticidad	20389024.16	tonf/m ²	E
Esfuerzo Último	36709.78	tonf/m ²	Fu
Esfuerzo de Fluencia	23963.33	tonf/m ²	f'y
Módulo de Poisson	0.30		Ps
Peso Específico	7.85	tonf/m ³	y

Tabla 8. Propiedades mecánicas de acero estructural ST44T.

	Acero ST44T	Und.	Símbolo
Denominación Norma DIN	Acero ST44T		
Denominación ASTM	S275	-	
Módulo de Elasticidad	20389024.16	tonf/m ²	E
Esfuerzo Último	37729.5	tonf/m ²	Fu
Esfuerzo de Fluencia	28042.2	tonf/m ²	f'y
Módulo de Poisson	0.30		Ps
Peso Específico	7.85	tonf/m ³	y

Tabla 9. Propiedades mecánicas de acero estructural ASTM A586.

	Structural Strand ASTM	Und.	Símbolo
Denominación ASTM	Structural Strand ASTM A586	-	
Módulo de Elasticidad	14000000	tonf/m ²	E
Carga de Rotura	102000	tonf/m ²	
Esfuerzo de Fluencia	160000	tonf/m ²	f'y
Peso Específico	7.85	tonf/m ³	y
Módulo de Poisson	0.3		Ps

2.2.2 Secciones

En la Tabla 10 se observan la secciones, dimensiones y acero estructural tomados para programa CSI BRIDGE v.22.1.0 versión de evaluación.

Tabla 10. Dimensiones y material de secciones.

ELEMENTO	SECCION	DIMENSIONES (mm)	ACERO ESTRUCTURAL																		
Columnas de torre		<table border="1"> <tr><td>Outside depth (t3)</td><td>660</td></tr> <tr><td>Outside width (t2)</td><td>840</td></tr> <tr><td>Flange thickness (tf)</td><td>25</td></tr> <tr><td>Web thickness (tw)</td><td>20</td></tr> </table>	Outside depth (t3)	660	Outside width (t2)	840	Flange thickness (tf)	25	Web thickness (tw)	20											
Outside depth (t3)	660																				
Outside width (t2)	840																				
Flange thickness (tf)	25																				
Web thickness (tw)	20																				
Arriostre horizontal superior UPN300		<table border="1"> <tr><td>Outside depth (t3)</td><td>300</td></tr> <tr><td>Outside flange width (t2)</td><td>100</td></tr> <tr><td>Flange thickness (tf)</td><td>16</td></tr> <tr><td>Web thickness (tw)</td><td>10</td></tr> </table>	Outside depth (t3)	300	Outside flange width (t2)	100	Flange thickness (tf)	16	Web thickness (tw)	10	ST37T (Fy = 235 Mpa)										
Outside depth (t3)	300																				
Outside flange width (t2)	100																				
Flange thickness (tf)	16																				
Web thickness (tw)	10																				
Arriostre horizontal inferior UPN240		<table border="1"> <tr><td>Outside depth (t3)</td><td>240</td></tr> <tr><td>Outside flange width (t2)</td><td>85</td></tr> <tr><td>Flange thickness (tf)</td><td>13</td></tr> <tr><td>Web thickness (tw)</td><td>9.5</td></tr> </table>	Outside depth (t3)	240	Outside flange width (t2)	85	Flange thickness (tf)	13	Web thickness (tw)	9.5											
Outside depth (t3)	240																				
Outside flange width (t2)	85																				
Flange thickness (tf)	13																				
Web thickness (tw)	9.5																				
Arriostre horizontal diagonal UPN220		<table border="1"> <tr><td>Outside depth (t3)</td><td>220</td></tr> <tr><td>Outside flange width (t2)</td><td>80</td></tr> <tr><td>Flange thickness (tf)</td><td>12.5</td></tr> <tr><td>Web thickness (tw)</td><td>9</td></tr> </table>	Outside depth (t3)	220	Outside flange width (t2)	80	Flange thickness (tf)	12.5	Web thickness (tw)	9											
Outside depth (t3)	220																				
Outside flange width (t2)	80																				
Flange thickness (tf)	12.5																				
Web thickness (tw)	9																				
Cable principal		<table border="1"> <tr><td><input checked="" type="radio"/> Specify Cable Diameter</td><td>70</td></tr> <tr><td><input type="radio"/> Specify Cable Area</td><td>3848.451</td></tr> <tr><td>Torsional Constant</td><td>2357176.2</td></tr> </table>	<input checked="" type="radio"/> Specify Cable Diameter	70	<input type="radio"/> Specify Cable Area	3848.451	Torsional Constant	2357176.2	ASTM A 586												
<input checked="" type="radio"/> Specify Cable Diameter	70																				
<input type="radio"/> Specify Cable Area	3848.451																				
Torsional Constant	2357176.2																				
Pendolas		<table border="1"> <tr><td><input checked="" type="radio"/> Specify Cable Diameter</td><td>33</td></tr> <tr><td><input type="radio"/> Specify Cable Area</td><td>855.2995</td></tr> <tr><td>Torsional Constant</td><td>116427.52</td></tr> </table>	<input checked="" type="radio"/> Specify Cable Diameter	33	<input type="radio"/> Specify Cable Area	855.2995	Torsional Constant	116427.52													
<input checked="" type="radio"/> Specify Cable Diameter	33																				
<input type="radio"/> Specify Cable Area	855.2995																				
Torsional Constant	116427.52																				
Brida superior e inferior UPN300		<table border="1"> <tr><td>Outside depth (t3)</td><td>300</td></tr> <tr><td>Outside width (t2)</td><td>600</td></tr> <tr><td>Flange thickness (tf)</td><td>16</td></tr> <tr><td>Web thickness (tw)</td><td>10</td></tr> <tr><td>Back to back distance (ds)</td><td>300</td></tr> </table>	Outside depth (t3)	300	Outside width (t2)	600	Flange thickness (tf)	16	Web thickness (tw)	10	Back to back distance (ds)	300	ST44T (Fy = 275 Mpa)								
Outside depth (t3)	300																				
Outside width (t2)	600																				
Flange thickness (tf)	16																				
Web thickness (tw)	10																				
Back to back distance (ds)	300																				
Diagonales L140x140x9		<table border="1"> <tr><td>Height</td><td>140</td></tr> <tr><td>Width</td><td>140</td></tr> <tr><td>Flange Thick</td><td>9</td></tr> <tr><td>Web Thick</td><td>9</td></tr> </table>	Height	140	Width	140	Flange Thick	9	Web Thick	9	ST37T (Fy = 235 Mpa)										
Height	140																				
Width	140																				
Flange Thick	9																				
Web Thick	9																				
Viga transversal interior y exterior		<table border="1"> <tr><td>Outside height (t3)</td><td>700</td></tr> <tr><td>Top flange width (t2)</td><td>200</td></tr> <tr><td>Top flange thickness (tf)</td><td>12</td></tr> <tr><td>Web thickness (tw)</td><td>9.5</td></tr> <tr><td>Bottom flange width (t2b)</td><td>229</td></tr> <tr><td>Bottom flange thickness (tfb)</td><td>20</td></tr> </table>	Outside height (t3)	700	Top flange width (t2)	200	Top flange thickness (tf)	12	Web thickness (tw)	9.5	Bottom flange width (t2b)	229	Bottom flange thickness (tfb)	20	ST37T (Fy = 235 Mpa)						
Outside height (t3)	700																				
Top flange width (t2)	200																				
Top flange thickness (tf)	12																				
Web thickness (tw)	9.5																				
Bottom flange width (t2b)	229																				
Bottom flange thickness (tfb)	20																				
Arriostre horizontal de tablero 2L120x120x8		<table border="1"> <tr><td>Height</td><td>120</td></tr> <tr><td>Width</td><td>120</td></tr> <tr><td>Flange Thick</td><td>8</td></tr> <tr><td>Web Thick</td><td>8</td></tr> </table>	Height	120	Width	120	Flange Thick	8	Web Thick	8	ST37T (Fy = 235 Mpa)										
Height	120																				
Width	120																				
Flange Thick	8																				
Web Thick	8																				
Pilar derecho e izquierdo		<table border="1"> <tr><td>Diameter (t3)</td><td>2250</td></tr> </table>	Diameter (t3)	2250	fc = 210 kg/cm² ASTM A615 fy = 420 Mpa																
Diameter (t3)	2250																				
Viga cabezal		<table border="1"> <tr><td>Depth (t3)</td><td>2000</td></tr> <tr><td>Width (t2)</td><td>2500</td></tr> </table>	Depth (t3)	2000	Width (t2)	2500	fc = 210 kg/cm² ASTM A615 fy = 420 Mpa														
Depth (t3)	2000																				
Width (t2)	2500																				
Losa		<table border="1"> <tr><td>Number of Interior Girders</td><td>2</td></tr> <tr><td>Total Width</td><td>8400</td></tr> <tr><td>Total Depth</td><td>200</td></tr> <tr><td>Flange Horizontal Dimension Data</td><td></td></tr> <tr><td>F1 Horizontal Dimension</td><td>60</td></tr> <tr><td>F2 Horizontal Dimension</td><td>60</td></tr> <tr><td>Left Overhang Data</td><td></td></tr> <tr><td>Left Overhang Length (L1)</td><td>600</td></tr> <tr><td>Left Overhang Outer Thickness (B)</td><td>120</td></tr> </table>	Number of Interior Girders	2	Total Width	8400	Total Depth	200	Flange Horizontal Dimension Data		F1 Horizontal Dimension	60	F2 Horizontal Dimension	60	Left Overhang Data		Left Overhang Length (L1)	600	Left Overhang Outer Thickness (B)	120	fc = 280 kg/cm² ASTM A615 fy = 420 Mpa
Number of Interior Girders	2																				
Total Width	8400																				
Total Depth	200																				
Flange Horizontal Dimension Data																					
F1 Horizontal Dimension	60																				
F2 Horizontal Dimension	60																				
Left Overhang Data																					
Left Overhang Length (L1)	600																				
Left Overhang Outer Thickness (B)	120																				

2.2.3 Metrado de cargas

Se realizó el metrado de cargas de los elementos principales de la estructura del puente, posterior al cálculo se ingresaron al software mencionado.

2.2.3.1 Peso propio o carga muerta

2.2.3.1.1 Metrado de cable principal

Se utilizó el manual de especificación estándar para el cable de acero paralelo y helicoidal con revestimiento metálico para uso estructural ASTM A586-18 para conocer el peso unitario de cable utilizado.

Tabla 11. Metrado de carga de cable principal.

Tipo de acero	Ø (mm)	Cant.	Long. de puente (m)	Peso unitario (kg/m)	Peso de cable (ton)
ASTM A 586	70.00	4	150.00	23.63	14.18
	70.00	4	46.00	23.63	4.35

2.2.3.1.2 Metrado de péndolas

De igual modo, para este metrado se utilizó el manual de especificación estándar para el cable de acero paralelo y helicoidal con revestimiento metálico ASTM A586-18.

Tabla 12. Metrado de carga de péndolas.

Tipo de acero	Ø (mm)	Cant.	Long. de puente (m)	Peso unitario (kg/m)	Peso de cable (ton)
ASTM A 586	34.00	14	97.5590	5.618	7.67

2.2.3.1.3 Metrado de losa, asfalto y veredas

Este metrado si fue considerado en el modelado y los valores obtenidos fueron ingresados al programa, se consideró valores de pesos específicos de acuerdo con el expediente técnico proporcionado, observar la Tabla 13.

Tabla 13. Metrado de losa, asfalto y veredas.

Elemento	Espesor (m)	Ancho (m)	Peso específico (t/m ³)	Peso (ton)
Asfalto	0.05	7.20	2.10	0.756
Losa	0.20	8.80	2.40	4.224
Veredas	0.12	0.60	2.40	0.1728
PESO TOTAL				5.1528

2.2.3.2 Sobrecargas vehiculares y peatonales

2.2.3.2.1 Sobrecarga vehicular

Se consideró una carga vehicular denominada HL-93 que, de acuerdo con la normativa AASHTO - 2017 y el manual de puentes del MTC-2018, combina el efecto del camión de diseño HL-93K y HL-93M, el cual está conformado de cargas por ejes de 32kips equivalente a 14.5 toneladas con la carga distribuida o carga de carril de diseño de 0.64 klf o 954 kg/m en dirección longitudinal o transversal.

2.2.3.2.2 Sobrecarga peatonal

Se consideró esta carga transitoria con un valor de 0.367 t/m². En un ancho tributario de 3.75 m, el valor fue 1.376 t/m. En 1.2 m de vereda, se tendrá un valor de 1.65 t, que distribuida en 8.8 m, dará un total de carga PL de 0,187 t/m.

2.2.3.3 Carga de viento horizontal

Para determinar la carga de viento se hizo uso del Mapa Eólico dispuesto en la Norma E.020 actual, se asumió la dirección del viento horizontal y otros parámetros que se encontraron de acuerdo con la ubicación del puente y la normativa AASHTO LRFD vigente. A continuación, se detalla el procedimiento que se siguió para encontrar dichas cargas.

Se seleccionó el valor de viento para la provincia de Santa María de Nieva en base al mapa eólico obteniendo un valor de 75km/h, asumiendo que la carga estará distribuida de forma uniforme en las áreas expuestas al viento.

Con dicho valor se procedió a calcular la velocidad del viento de diseño V_{dz} y con la ecuación (7).

$$V_{dz} = 2.5 V_0 \left(\frac{V_{30}}{V_B} \right) \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right) \dots (7)$$

Donde:

V_{30} : velocidad del viento a 30.0 pies sobre el nivel bajo del terreno o sobre nivel de agua de diseño, V_B : velocidad base de viento igual a 100 mph a 30.0 pies de altura, Z : altura de la estructura, medida desde la parte baja del terreno o del nivel del agua, Z_0 : velocidad friccional.

Los valores de V_0 y Z_0 se consideró una condición de campo abierto de acuerdo con la Tabla 14.

Tabla 14. Valores de los parámetros V_0 y Z_0 .

Condición	Terreno abierto		
	Área suburbana	Área suburbana	Área urbana
V_0	8.20 mph	10.90 mph	12.00 mph
Z_0	0.23 pie	3.28 pie	8.20 pie

Fuente: Tomado de Valores de las constantes V_0 y Z_0 , por AASHTO LRFD 2017.

El valor de V_{10} se consideró 75 km/h ya que es la velocidad del viento (mapa eólico). Se tomó un valor de V_B de 160km/h puesto que la velocidad base del viento a una altura de 9.14 m según la norma utilizada. También se encontró Z igual a 14.80 m a través de los planos, este valor expresa la altura de los componentes expuestos al viento hasta el nivel de aguas. Por lo tanto: $V_{DZ} = 82.807$ km/h.

Finalmente, se calculó la presión horizontal del viento actuando en la estructura con la ecuación (8).

$$P_D = P_B \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 = P_B \frac{V_{DZ}^2}{10,000} \dots (8)$$

Donde: P_B son las presiones básicas del viento conocidas como barlovento y sotavento, para encontrar este valor se consideró la Tabla 15 de acuerdo con AASHTO LRFD, siendo para barlovento 0.0024 MPa y para sotavento 0.0012 MPa.

Tabla 15. Presiones básicas P_B .

Componente estructural	Presión barlovento	Presión sotavento
	(ksf)	(ksf)
Reticulados, Columnas y Arcos	0.05	0.025
Vigas	0.05	NA
Superficies de pisos largos	0.04	NA

Fuente: Tomado de Presiones básicas, P_B , correspondientes a una velocidad $V_B = 100$ mph, por AASHTO LRFD 2017.

Se obtuvo, tomando en cuenta dichos valores y en base a la formula especificada: $P_{DB} = 0.6428 \text{ MPa} = 65.55 \text{ kg/m}^2$ para barlovento y $P_{DB} = 0.3214 \text{ MPa} = 32.776 \text{ kg/m}^2$ para sotavento.

Obtenidos los cálculos, se realizó un metrado lineal de los elementos principales sometidos a estas cargas, finalmente fueron asignadas al modelado mediante el programa CSI BRIDGE v.22.1.0.

Tabla 16. Metrado de cargas a barlovento.

Elemento	Espesor de contacto (m)	Presión (kg/m²)	Peso (kg)
Brida superior	0.300	65.55	19.6650
Brida inferior	0.300	65.55	19.6650
Diagonales	0.300	65.55	19.6650
Cable principal	0.064	65.55	4.1952
Péndolas	0.035	65.55	2.2943
Torres	0.840	65.55	55.0620
TOTAL			120.5465

Tabla 17. Metrado de cargas a sotavento.

Elemento	Espesor de contacto (m)	Presión (kg/m²)	Peso (kg)
Brida superior	0.300	32.776	9.8328
Brida inferior	0.300	32.776	9.8328
Diagonales	0.300	32.776	9.8328
Cable principal	0.064	32.776	2.0977
Péndolas	0.035	32.776	1.1472
Torres	0.840	32.776	27.5318
TOTAL			60.2751

2.2.3.4 Carga de viento vertical

De acuerdo con 3.8.2-AASHTO, la carga vertical está dada por una presión de 0.020 ksf (96 kg/m²) sobre el ancho del tablero. Entonces, multiplicando por un ancho tributario de 3.75 m, se tendrá una carga en un ancho de tablero de 8.4 m de:

$$F_{viento\ v.} = 96 \times 8.4 \times 3.75 = 3024\ kg = 3.024\ t$$

La fuerza de viento vertical estará ubicada a L/4 de distancia del tablero, teniendo en cuenta la dirección del viento. Finalmente, agregamos una carga puntual a cada viga metálica transversal para representar la carga de viento vertical.

2.3 Comportamiento inelástico para ambos métodos no lineales

Para ambos métodos usados se consideraron las no linealidades o la degradación de la resistencia de los pilares del puente Santa Maria de Nieva; se contemplaron dos categorías: el comportamiento no lineal o inelástico de los materiales y la no linealidad geométrica.

2.3.1 Comportamiento inelástico de materiales

2.3.1.1 Concreto confinado y no confinado

Se realizaron modelos idealizados de análisis que describieron la relación esfuerzo-deformación para el concreto confinado y no confinado, tomando en cuenta el tipo y disposición de armadura transversal, la forma de la sección, entre otros.

Se escogió el modelo de Mander debido a que considera el efecto de historia de cargas tanto cíclicas como monotónicas.

Es así como se construyó el modelo de Mander para la sección circular de los pilares mediante las ecuaciones (9) hasta la (20).

$$f'_c = \frac{f'_{cc} x^r}{r - 1 + x^r} \dots (9)$$

Donde:

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

Así mismo:

$$f'_{cc} = f'_c \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f_l}{f'_c}} - 2 \frac{f_l}{f'_c} - 1.254 \right) \dots (10)$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \dots (11)$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.002 \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right] \dots (12)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \dots (13)$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \dots (14)$$

$$E_c = 4700 \sqrt{f_c} \text{ (MPa)} \dots (15)$$

Donde:

ε_{cc} : deformación del concreto asociado al f'_{cc} , E_c : módulo de elasticidad del concreto, E_{sec} : módulo secante, r : relación de módulos de elasticidad, x : relación de deformaciones, ε_c : deformación del concreto, f_l : presión lateral del refuerzo transversal.

Además; fue necesario calcular un coeficiente efectivo para sección circular:

$$A_c = \frac{\pi}{4} d_s^2 \dots (16)$$

$$\rho_{cc} = \frac{A_{st}}{A_c} \dots (17)$$

$$A_{cc} = A_c(1 - \rho_{cc}) \dots (18)$$

$$A_e = \frac{\pi}{4} d_s^2 \left(1 - \frac{s'}{2d_s} \right) \dots (19)$$

$$k_e = \frac{A_e}{A_{cc}} \dots (20)$$

Donde:

d_s : diámetro de espiral entre centro de barras, A_c : área del núcleo de la sección, A_{st} : área total de acero longitudinal, ρ_{cc} : cuantía del núcleo de la sección, A_{cc} : área de concreto confinado, s' : espacio vertical entre la espiral, A_e : área efectiva del núcleo confinado, k_e : coeficiente efectivo de confinamiento.

2.3.1.2 Acero

El acero estructural se idealizó o se representó mediante la curva esfuerzo-deformación a tensión en tres ramas: elástica lineal, plástica y endurecimiento por deformación. Para la zona de tracción de los esfuerzos en el acero dentro de la zona de endurecimiento por deformación se utilizó el modelo propuesto por Mander con las ecuaciones de la (21) hasta (24) (Enriquez, 2018).

$$p = \ln \left(\frac{f_{su} - f_{s1}}{f_{su} - f_y} \right) / \ln \left(\frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{s1}}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \right) \dots (21)$$

$$f_s = f_{su} + (f_y - f_{su}) \left(\frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_s}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \right) \dots (22)$$

Para la zona de compresión se utilizará las expresiones propuestas por Dodd y Restrepo con las siguientes ecuaciones:

$$\varepsilon_{sc} = \frac{\varepsilon_s}{(1 + \varepsilon_s)} \dots (23)$$

$$f_{sc} = f_s (1 + \varepsilon_s)^2 \dots (24)$$

Donde:

f_y : esfuerzo de fluencia del acero (MPa), ε_{sh} : deformación máxima posfluencia del acero, ε_{s1} , f_{s1} : deformación y esfuerzo obtenido en un ensayo experimental, f_{su} , ε_{su} : deformación y esfuerzo últimos del acero, ε_s , f_s : deformación y esfuerzo del acero en la zona de tracción, f_{sc} , ε_{sc} : deformación y esfuerzo del acero en la zona de compresión.

2.3.2 Comportamiento inelástico de la geometría

Se realizó la evaluación rápida del diseño sísmico de los pilares en la zona confinamiento, debido a que se asumió que en dicha zona es donde se dará la formación de rótulas plásticas permitiendo la deformación inelástica.

Adicionalmente, se asumió que los demás elementos están diseñados de manera adecuada por capacidad y por esta razón, no fue necesario la verificación rápida de los demás elementos estructurales.

Se destaca que, no realizar la verificación y/o evaluación rápida de otros elementos estructurales no afectará el resultado de los análisis inelásticos realizados posteriormente.

2.3.2.1 Diagrama de interacción

Se desarrolló mediante el cálculo de 100 puntos obtenidos de realizar variaciones en el eje neutro, debido a que mientras más pequeñas sean dichas variaciones se obtendrá un diagrama más preciso.

Se tomaron consideraciones de diseño descritas en AASHTO-2012 y ACI Standard 2010 cumpliendo con la condición de equilibrio para cada punto, estas consideraciones incluyeron las ecuaciones (25) hasta la (32).

$$P_0 = 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + A_{st}f'_y \dots (25)$$

$$P_n = 0.85[0.85f'_c(A_g - A_{st}) + A_{st}f'_y] \dots (26)$$

$$M_n = P_n = 0.85f'_c ab \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}\right) + A'_s f'_s \left(\frac{h}{2} - d'\right) + A_s f_s \left(d - \frac{h}{2}\right) \dots (27)$$

$$\varepsilon_s = \varepsilon_u \frac{d-c}{c} \dots (28)$$

$$f_s = \varepsilon_u E_s \frac{d-c}{c} \dots (29)$$

$$y_g = R - \frac{2R^3 \text{Sen}^3 \theta}{3 A_c} \text{ (sección circular) } \dots (30)$$

$$A_c = R^2(\theta - \text{Cos}\theta \text{Sen}\theta) \dots (31)$$

$$\theta = \text{ArcCos} \left(\frac{R-a}{R}\right) \dots (32)$$

Donde:

f'_c : esfuerzo de compresión del concreto, A_g : área bruta de la sección, A_{si} y A_s : área de acero en la posición i , f'_y : esfuerzo de fluencia del acero, d_i : posición del acero i , P_0 : carga última para la columna cargada concéntricamente, P_n : valor aproximado de la carga última en flexión biaxial, A'_s : refuerzo a compresión, c : profundidad del eje neutro, R : radio de sección, d : peralte efectivo, h : altura de sección, d' : peralte de área a compresión.

2.3.2.2 Diagrama momento – curvatura

Se aplicaron cargas a los pilares del puente tomando en cuenta: la sección sigue siendo plana antes y después de la flexión, se generan relaciones tensión-deformación para concreto armado y al mismo tiempo, se supone una unión perfecta entre el concreto y las barras de acero (Chen & Duan, 2014).

El diagrama momento – curvatura para sección circular, se obtuvo a través de la ecuación (33) hasta (36) incorporando solicitaciones de carga axial mayoradas provenientes del software CSI BRIDGE; también se consideraron los casos de carga de Servicio I y Evento Extremo I de acuerdo con AASHTO.

$$M_{total} = 2 \left(\int_0^{\gamma_{elast}} \left(\frac{E}{\rho} \right) \cdot y^2 \cdot dA \int_{\gamma_{elast}}^h \sigma \cdot y \cdot dA \right) \dots (33)$$

$$dA = 2 \cdot \left(\sqrt{(r^2 - y^2)} \right) \cdot dy \dots (34)$$

Reemplazando, se tiene:

$$M_{total} = 4 \cdot \sigma_y \left(\left(\frac{\rho_{elast}}{\rho - r} \right) \int_0^{\gamma_{elast}} y^2 \cdot \left(\sqrt{(r^2 - y^2)} \right) \cdot dy \right) + \int_{\gamma_{elast}}^h y \cdot \left(\sqrt{(r^2 - y^2)} \right) \cdot dy \dots (35)$$

Finalmente, se obtiene la relación de curvaturas:

$$k = \frac{1}{\rho}, \frac{k}{k_{elast}} = \frac{h}{\gamma_{elast}} \dots (36)$$

Donde:

E : esfuerzo de fluencia, γ_{elast} : deformaciones del acero en el rango elástico, dA : diferencial de área, r : radio de la sección, ρ : ductilidad de la sección, k : profundidad de eje neutro que satisface el equilibrio de las fuerzas.

Se realizó un análisis de las inercias fisuradas e inercia completas para obtener índice de fisuramiento (I_{crack}), se utilizaron los parámetros de valores de las curvas de probabilidad de excedencia, así como las ecuaciones (37) hasta la (40) proporcionadas por AASHTO en su guía de análisis sísmico.

$$K_L = \frac{F}{\Delta} \dots (37)$$

$$T = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{W_{puente}}{g}} \cdot \frac{1}{K_L} \dots (38)$$

$$F_{sismica} = C_{sm} \cdot T \cdot g \cdot \frac{W_{puente}}{g} \dots (39)$$

Finalmente, se tiene:

$$E_C I_{eff} = \frac{M_y}{\phi_y} \dots (40)$$

Donde: M_y : capacidad de momento de la sección en el primer límite elástico del acero de refuerzo, ϕ_y : curvatura de la sección en el primer límite elástico del acero de refuerzo, incluidos los efectos de la carga axial, E_c : modulo de elasticidad del concreto, I_{eff} : momento de inercia efectivo de la sección de concreto agrietado y el primer límite elástico del acero de refuerzo, K_L : rigidez lateral, F: fuerza sísmica asumida, Δ : desplazamiento en el punto de aplicación, T: periodo estructural, g: aceleración de la gravedad.

En esta sección también se consideró los momentos de segundo orden, los cuales se derivan debido a los efectos P- Δ .

Se utilizaron las ecuaciones (41) hasta la (44) extraídas de AASHTO y CALTRANS; si se cumplen estas ecuaciones, se ignoran los efectos P- Δ (California Department of Transportation (CALTRANS), 2019).

$$\Delta P_u < 0.25 \phi M_n \dots (41)$$

$$\Delta = R_d \Delta_e \dots (42)$$

Si, $T \leq 1.25T_s$, tenemos:

$$R_d = \left(1 - \frac{1}{R}\right) \frac{1.25T_s}{T} + \frac{1}{R} \dots (43)$$

Y, si, $T \geq 1.25T_s$, tenemos:

$$R_d = 1 \dots (44)$$

Donde:

Δ : desplazamiento del punto de contraflexión en la columna, Δ_e : desplazamiento calculado a partir del análisis sísmico elástico, T: periodo del modo fundamental de vibración, T_s : periodo proveniente del espectro, R: factor que se especifica en la tabla 12, P_u : carga axial sobre pilar, ϕ : factor de resistencia a la flexión para el pilar, M_n : resistencia nominal a la flexión del pilar obtenido del diagrama de interacción.

Tabla 18. Factores de modificación de respuesta R.

Sub-estructura	Categoría del puente		
	Crítico	Esencial	Otros
Pilar tipo muro	1.5	1.5	1.5
Columna pilote de concreto armado			
Solo pilotes verticales	1.5	2.0	3.0
Pilotes inclinados	1.5	1.5	2.0
Pilas o columnas individuales	1.5	2.0	3.0
Columna pilote de acero			
Solo pilotes verticales	1.5	3.5	5.0
Pilotes inclinados	1.5	2.0	3.0
Columnas o pilas múltiples	1.5	3.5	5.0

Fuente: Adaptado de Manual de Diseño de Puentes, 2018.

2.4 Métodos analíticos no lineales

2.4.1 Análisis dinámico no lineal tiempo – historia

2.4.1.1 Métodos de solución

Se utilizó el método de Newmark porque determina de manera más precisa la respuesta dinámica, ya sea en función de masa y rigidez o en función de frecuencia angular. El proceso acumula menos errores de aceleración que otros procesos como los de Houbolt y Wilson, por lo tanto es más conveniente usarlo (Huaman, 2020).

2.4.1.2 Selección de acelerogramas

Para seleccionar el número de registros a utilizar se tomó como referencia la norma E.030 y FEMA 273 que especifican, que para un análisis se debe contemplar como mínimo 3 pares de registros de movimiento del suelo.

Por lo tanto, se seleccionaron 6 de pares de acelerogramas en base a la importancia e incidencia que tuvieron estos sismos. 5 de los cuales son considerados los más destructivos en el Perú y uno de ellos, el ultimo terremoto ocurrido en Turquía. También se consideraron las componentes X e Y.

Dichos acelerogramas se descargaron de la base de datos del CISMID, ACELDAT-PERÚ que es un servicio que brinda el Instituto Geofísico del Perú, y AFAD-TADAS de Turquía.

En la Tabla 19 se presentan los sismos de elección y su magnitud de momento.

Tabla 19. Registros sísmicos seleccionados.

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

2.4.1.2.1 Tratamiento de acelerogramas seleccionados

Se realizó una corrección sobre los acelerogramas utilizando la corrección de la línea base debido a que no están alineados a la línea cero de aceleración.

Después de haber corregido los acelerogramas se tuvo en cuenta la influencia del ruido causado ya sea por fenómenos naturales o artificiales y para poder filtrar las señales se limitó la banda de frecuencia desde 0.1 Hz a 25 Hz (Whitney, 2018).

Se consideró que, si bien tener mayor cantidad de muestras es beneficioso para tener mejor caracterizado el sismo, numéricamente eso genera un mayor gasto computacional. Con muestras de mínimo 3000 puntos se puede manejar moderadamente un análisis estructural sin ser tan exigentes. Por lo tanto, se tiene la seguridad que se obtendrá una respuesta sísmica adecuada.

Todo el procedimiento descrito anteriormente se realizó en el software SeismoSignal en su versión 2023 en su licencia de uso académico para todos los acelerogramas.

2.4.1.2.2 Espectro de respuesta ajustado

El procedimiento de ajuste o compatibilización de acelerogramas corregidos se realizó de acuerdo con la Norma E 0.30 vigente; la cual en el artículo 30.1.3 especifica que ambas componentes se escalan en un rango de periodos de $0.2 T$ y $1.5 T$, así como también se consideró el promedio de los valores espectrales SRSS.

2.4.1.2.3 Desplazamientos no lineales

Se introdujeron los registros sísmicos al software CSI BRIDGE y considerando un caso de carga denominado integración directa para análisis no lineales transitorios (transient analysis), en el cual se considera automáticamente en el algoritmo todos los tipos de no linealidades (Pinto Rodriguez, 2012).

Para este análisis de historia en el tiempo no lineal con integración directa se partió de condiciones iniciales nulas (estructura descargada), de igual modo se consideró el puente sin daños, por lo tanto; el análisis se llevó a cabo incluyendo solamente los efectos de la carga de gravedad.

2.4.2 Análisis estático no lineal - pushover multimodal

En los documentos de ATC-40 y FEMA 356 se menciona que el análisis estático no lineal por sí solo no debería utilizarse para la evaluación de puentes debido a que están limitados por el modo fundamental de la estructura mientras que, en el caso de puentes, la respuesta estructural está determinada por modos superiores (Murdiansyah et al., 2020).

Por tal motivo, fue necesario contemplar un análisis pushover multimodal ya que tiene en cuenta los modos superiores sobre todo en estructuras de periodo de vibración mayores a 1 segundo (Vielma et al., 2014).

2.4.2.1 Descripción del método

a. Se realizó el análisis modal de la estructura en el software CSI BRIDGE v 22.1.0 con la finalidad de obtener los modos de vibración y porcentajes de masa modal en su estado elástico, se agruparon según el sentido predominante de translación.

También, debido a que en el caso de los puentes el número de modos a considerar es mayor que en el caso de edificios, para capturar todos los modos cuyas masas contribuyen al menos al 90% de la masa total de una estructura como es el enfoque típico de las normas, se requirió hasta cientos de modos.

Además; por ser una estructura compleja el caso de carga modal fue del tipo vectores de Ritz o también conocido como método aproximado de Rayleigh Ritz.

b. Para cada modo se calculó un patrón de fuerza lateral utilizando la ecuación (45) propuesta por (Chopra & Goel, 2001):

$$F_i = m_i \cdot \phi_i \dots (45)$$

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

Los patrones de carga fueron aplicados en la estructura en un punto estratégico entre el pilar y la viga cabezal mediante el software CSI BRIDGE v 22.1.0.

Fue necesario la selección de puntos de control o monitoreo para determinar la demanda de desplazamiento y el tablero no puede asumirse como diafragma rígido como en edificaciones. Por este motivo, la elección de la ubicación de dicho punto de control se eligió en la parte superior del pilar.

c. Con la aplicación de los patrones de carga se construyó la curva de capacidad que está en función de fuerzas versus desplazamientos, pero, requirió de su conversión y/o idealización en aceleraciones espectrales (S_a) y desplazamientos espectrales (S_d) de un sistema equivalente de un solo grado de libertad (SDOF).

Las ecuaciones utilizadas para la conversión son (46) hasta la (49).

$$S_a = \frac{V_{bn}}{M_n} \dots (46)$$

$$S_d = \frac{u_{rn}}{\Gamma_n \phi_{rn}} \dots (47)$$

$$\alpha_1 = \frac{[\sum_{i=1}^N (w_i \cdot \phi_{i1}) / g]^2}{[\sum_{i=1}^N w_i / g] \cdot [(\sum_{i=1}^N w_i \cdot \phi_{i1}^2) / g]} \dots (48)$$

$$PF = \left[\frac{\sum_{i=1}^N (w_i \cdot \phi_{i1}) / g}{\sum_{i=1}^N (w_i \cdot \phi_{i1}^2) / g} \right] \dots (49)$$

Donde; M_n : masa modal efectiva, Γ_n : masa generalizada para el enésimo modo, ϕ_{rn} : valor del punto de control, V_{bn} : cortante en la base del enésimo modo, u_{rn} : desplazamiento en el enésimo modo, α_1 : coeficiente de masa modal para el primer modo, PF: factor de participación modal, w_i/g : masa asignada, ϕ_{i1} : amplitud del modo.

Fue necesario aplicar la combinación SRSS o conocido en inglés como Square Root of the Sum of Squares y corresponde a la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados.

En este caso, si está aplicando patrones de carga pushover multimodo, significa que está considerando múltiples modos de vibración de la estructura. Cada modo de vibración puede tener su propio patrón de carga y magnitud asociados, y la combinación SRSS es una forma común de combinar estos patrones de carga para obtener una carga total que representa el efecto combinado de todos los modos de vibración (Garcia Sainz, 2017).

2.5 Rótulas plásticas para ambos métodos analíticos no lineales

Se asignaron rótulas plásticas a los pilares permitiendo flexibilidad y la distribución de cargas más uniforme en los cables suspendidos, reduciendo tensiones y mejorando la estabilidad de la estructura.

Sin embargo, para vigas cabezal no fue necesario dado que se asumió una conexión rígida entre la viga y los cables suspendidos y, al asignarle rótulas plásticas se comprometería la estabilidad del puente ya que no podrían soportar las tensiones y deformaciones que generan los cables. Para cada pilar se definieron cuatro rótulas como se observa en la Figura 1.

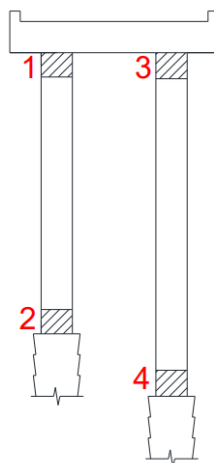


Figura 1. Asignación de rotulas plásticas.

Se debe diseñar estructuras para resistir fuerzas internas cuando se alcanza el estado límite de colapso, que es la condición en la que se ha formado un número suficiente de rótulas plásticas dentro de la estructura para crear un mecanismo de colapso local o global (CALTRANS, pág.35).

Se localizaron las rótulas plásticas en zonas específicas de los pilares (parte superior, inferior o ambas) con el objetivo de disipar energía y alcanzar la redistribución de acciones. Se asume que se formaron en el instante en el que la sección de los pilares sobrepasó el momento plástico (García Nuñez, 2018).

Se realizó el cálculo de la longitud de las rótulas plásticas teniendo en cuenta parámetros la metodología CALTRANS que señala que se debe determinar una longitud L_p mediante la ecuación (50).

$$L_p = 0.08 L + 0.15 f_{ye} d_{bl} \geq 0.3 f_{ye} d_{bl} \dots (50)$$

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

Una vez calculada la longitud de plastificación se procedió a la asignación del valor calculado. CSI BRIDGE contempla tres tipos de propiedades de rótulas plásticas que pueden ser asignadas a los elementos tipo frame: es posible asignar las propiedades de la rótula de forma automática, de forma semiautomática o el usuario puede definir las propiedades de cada rótula. En este estudio se utilizaron las propiedades semiautomáticas, las cuales están basadas en las especificaciones de CALTRANS para pilares de concreto.

Para el análisis pushover multimodal el comportamiento de las rótulas plásticas estuvo en función de diagramas de momento – rotación, que es uno de los mecanismos más efectivos para la disipación de energía en estructuras durante sismos (Shirnejad et al., 2011).

Sin embargo, para el análisis dinámico no lineal tiempo – historia el comportamiento de las rótulas plásticas estuvo en función comportamiento elastoplástico perfecto.

De acuerdo con (Federal Emergency Management Agency (FEMAP - 440A), 2009) este es un tipo de comportamiento o modelo histerético en el cual el comportamiento del sistema es lineal-elástico hasta que la resistencia a la fluencia es alcanzada.

Existen criterios de aceptación y/o estados de daño que sirven para determinar en qué nivel de desempeño se encuentra el elemento estructural en función de su grado de deformación. Los diferentes estados de daño son: B significa el punto de fluencia sin deformación en la rótula, ocupación inmediata (IO), seguridad de vida (LS), Prevención por colapso (CP) y colapso (C) (American Society of Civil Engineers (ASCE/SEI), 2013).

2.6 Desempeño sísmico

2.6.1 Análisis dinámico no lineal tiempo historia

Para este tipo de análisis el procedimiento para estimar el nivel de desempeño sísmico es diferente, por lo tanto; se vio por conveniente y a criterio determinarlo a través de estados de daño y curvas de fragilidad, los cuales proporcionan resultados aceptables.

Las curvas de fragilidad representaron la probabilidad de que se alcance o exceda un estado de daño en función del parámetro que representa la acción sísmica, que en esta investigación fue el desplazamiento espectral (Vargas et al., 2013).

Se proponen tres categorías: métodos empíricos, analíticos e híbridos. Los métodos empíricos se dividen a su vez en dos metodologías: las cuales están en función de matrices de probabilidad de daño y parten de la premisa de que todas las estructuras de una misma tipología estructural tendrán la misma probabilidad de sufrir cierto nivel de daño para un sismo de determinada intensidad, y la otra metodología son las funciones de vulnerabilidad, dentro de las cuales están los métodos de índice de vulnerabilidad, curvas de vulnerabilidad, etc. (Ricón & Sánchez, 2019).

Así mismo, para las curvas de fragilidad se necesitó de estados de daño, por lo tanto; se definieron cuatro estados de daños de acuerdo con el manual (HAZUS - MH 2.1, 1999):

A. Daño Leve (ds2). Se define por grietas y desprendimientos menores en los estribos, columnas de pilares y tablero, el daño no requiere más que una reparación superficial.

B. Daño moderado (ds3). Se define por cualquier columna que experimente agrietamiento estructuralmente moderado (grietas de corte), movimiento moderado del estribo <2", fallo en el soporte del balancín o asentamiento moderado.

C. Daño extensivo (ds4). Se define por cualquier columna que se degrada sin colapso - fallo a cortante, es decir; columna de pilares estructuralmente inseguras, movimiento residual significativo en las conexiones, o aproximación de asentamiento importante, así

como también, desplazamiento vertical del pilar y asentamiento diferencial en las conexiones.

D. Daño completo (ds5). Se define por el colapso de cualquier columna y la pérdida de todo el soporte de la conexión, lo que conduce al colapso inminente de la estructura, y también, inclinación de la subestructura debido al fallo de los cimientos.

Los estados de daño descritos anteriormente se muestran en la Figura 2.

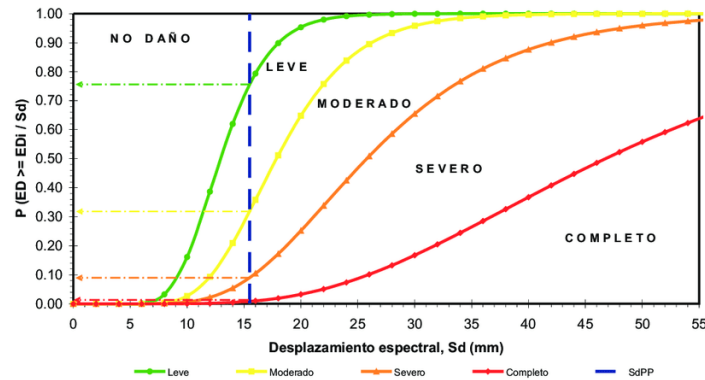


Figura 2. Estados de daño según HAZUS. Fuente: Tomado de Lectura de los ED sobre las curvas de fragilidad. (pág. 90), (Moreno et al., 2007).

Se clasificó la estructura de acuerdo con el Inventario Nacional de Puentes (NBI) descrito en el manual mencionado. En la tabla 7.2 de HAZUS se presenta el esquema de clasificación de puentes, en el cual el puente Santa Maria de Nieva según sus características fue clasificado como clase HWB7.

Se presenta un parámetro EQ1 para evaluar K_{3D} y va a modificar la capacidad bidimensional de los pilares, de acuerdo con la ecuación (51).

$$K_{3D} = 1 + A/(N - B)... (51)$$

Donde: N es el número de vanos y, los parámetros A y B se indican en la Tabla 7.3 de HAZUS.

También, se evaluó las sacudidas amplificadas por el suelo. Es decir, se obtuvo la aceleración (PGA), las aceleraciones espectrales (S_a [0,2 seg] y S_a [1,0 seg]) conocidos.

La probabilidad de estar en un determinado estado de daño o superarlo se modeló como una distribución log normal acumulativa. Para los daños estructurales, dado el desplazamiento espectral, S_d , la probabilidad de estar o exceder un estado de daño, d_s estuvo en base a la ecuación (52).

$$P_{[d_s|S_d]} = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{d_s}} \ln \left(\frac{S_d}{S_{d,d_s}} \right) \right] \dots (52)$$

Donde: S_d, d_s : es el valor mediano del desplazamiento espectral en el que el puente alcanza el umbral del estado de daños, β_{d_s} : es la desviación estándar del logaritmo natural del desplazamiento espectral y Φ : función log normal.

Los valores medios de la fragilidad de los componentes estructurales se basan en los coeficientes de desplazamiento máximo obtenidos en el análisis dinámico no lineal tiempo historia. Los coeficientes de desplazamiento de los estados de daño se convierten en desplazamiento espectral mediante la ecuación (53).

$$S_{d,d_s} = \delta_{R,S_{d_s}} \cdot \alpha \dots (53)$$

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

Este procedimiento también contempló el cálculo de índice de daño global, los cuales son una medida del estado de deterioro de la estructura. Esto fue a través de la ecuación (54).

$$ID = 1/n (\sum \text{distr. norm. estad. } n) \dots (54)$$

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

2.6.2 Análisis estático no lineal - pushover multimodo

Como parte del procedimiento de análisis pushover multimodo se calculó la demanda de desplazamiento, utilizando el método de espectro de capacidad (Capacity-Spectrum Method, CSM), que estuvo en función de espectros de demanda elástica.

El método de espectro de capacidad fue presentado por el Applied Technology Council (ATC-40) y mejorado posteriormente en el FEMA 440 llamado Linealización Equivalente Mejorada. El procedimiento consistió en comparar el espectro de capacidad de la estructura con el espectro de la demanda sísmica, para identificar el

desplazamiento máximo o punto de desempeño, donde la capacidad y la demanda se igualaron, permitiendo estimar la respuesta máxima de la estructura, la cual servirá de base para compararla con el nivel de desempeño esperado (Hernández, 2022).

Se debe conocer que el método esta en función de parámetros lineales efectivos tales como periodo efectivo T_{eff} y un amortiguamiento efectivo β_{eff} , es por eso por lo que la solución se encuentra mediante un proceso iterativo debido a que la ductilidad es el objetivo del análisis y los parámetros efectivos son función de ella. (Toledo Espinoza, 2012)

El procedimiento del método utilizado se describe a continuación en concordancia con ATC-40 y FEMA 440 mediante el software CSI BRIDGE:

a. Se convirtió el espectro de respuesta en espectro de demanda de acuerdo con la ecuación (55).

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai} \cdot g \dots (55)$$

b. Se seleccionó un desempeño inicial d_{pi} , a_{pi} (aceleración y desplazamiento máximos) para una primera interacción.

c. Se desarrolló una representación bilineal del espectro de capacidad donde se definió el período inicial T_0 , desplazamiento y aceleración de fluencia d_y , a_y .

d. Para la representación bilineal, se calculó la rigidez post elástica α y ductilidad μ con la ecuación (56) y (57).

$$\alpha = \frac{\left(\frac{a_{pi}-a_y}{d_{pi}-d_y}\right)}{\left(\frac{a_y}{d_y}\right)} \dots (56)$$

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} \dots (57)$$

e. Utilizando α y μ se calcula los valores de periodo y amortiguamiento efectivos (T_{eff} , β_{eff}) mediante la ecuación (58) hasta (63).

$$\text{Para } 1.0 < \mu < 4.0: \beta_{eff} = A(\mu - 1)^2 + B(\mu - 1)^3 + \beta_0 \dots (58)$$

$$\text{Para } 4.0 \leq \mu \leq 6.5: \beta_{eff} = C + D(\mu - 1) + \beta_0 \dots (59)$$

$$\text{Para } \mu > 6.5: E \left[\frac{F(\mu-1)-1}{[F(\mu-1)]^2} \right] \left(\frac{T_{eff}}{T_0} \right) + \beta_0 \dots (60)$$

$$\text{Para } 1.0 < \mu < 4.0: T_{eff} = (G(\mu - 1)^2 + H(\mu - 1)^3 + 1)T_0 \dots (61)$$

$$\text{Para } 4.0 \leq \mu \leq 6.5: T_{eff} = [I + J(\mu - 1) + 1]T_0 \dots (62)$$

$$\text{Para } \mu > 6.5: \left\{ K \left[\sqrt{\frac{(\mu-1)}{1+L(\mu-2)}} - 1 \right] + 1 \right\} T_0 \dots (63)$$

Donde: μ : valor de ductilidad, T_0 : periodo inicial de la estructura,

Los valores (A, B, C, D) y (G, H, I, J, K, L) de las fórmulas están tabulados en las Tablas 6-1 y 6-2 del FEMA 440. Estos valores están en función de las características de la curva de capacidad del oscilador de un grado de libertad en términos de tipo de histéresis y rigidez post elástica α .

Se sectorizó la curva de capacidad de acuerdo con lo establecido norma Structural Engineers Association of California (SEAOC) y con ello se estimó el nivel de desempeño sísmico en el que se encuentra la estructura.

Los niveles de desempeño describen un estado límite de daño conocidos como: despreciable, ligero, moderado, severo y completo. A su vez, representa una condición límite establecida en función de posibles daños físicos en la estructura (Applied Technology Council (ATC-40), 1996).

El comité VISION 2000 define 5 niveles de desempeño sísmico:

A. Totalmente operacional. En este nivel no ocurren daños. Las consecuencias en los usuarios son despreciables. La estructura se mantiene operativa después de un sismo. Los daños estructurales son insignificantes.

B. Funcional. Ocurren daños ligeros y moderados en los elementos estructurales. El daño es limitado y la estructura deberá permanecer disponible para cumplir sus funciones con normalidad después del sismo. Es decir; se requerirán reparaciones menores.

C. Seguridad de vida. Aquí ocurre la degradación de la rigidez y la capacidad resistente del sistema. Se espera que la estructura presente daños, pero debe permanecer estable. También, la estructura requerirá de reparaciones importantes.

D. Pre-colapso. La degradación de la rigidez y la capacidad resistente del sistema comprometen la estabilidad de la estructura llevándola cerca al colapso estructural. La estructura ya no es segura y la extensión de las reparaciones pueden no ser factibles técnica o económicamente.

E. Colapso. La estructura colapsa totalmente.

Los niveles de desempeño sísmico establecidos se muestran en la Figura 3.

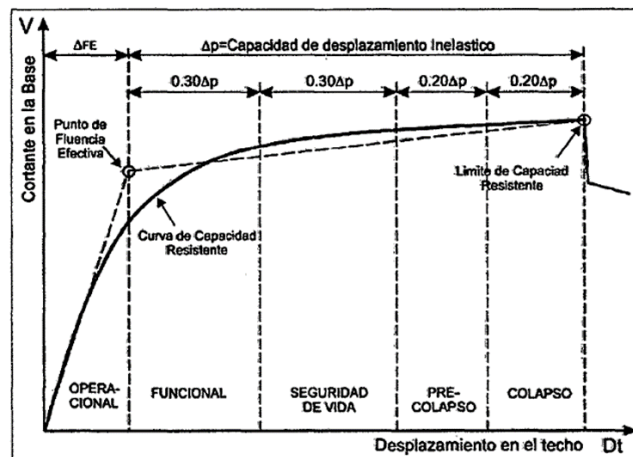


Figura 3. Sectorización de la curva de capacidad. Fuente: Adaptado Niveles de desempeño sísmico (pág. 414), SEAOC, copyright SEAOC COMITÉ VISION 2000.

III. RESULTADOS

3.1 Curvas de probabilidad de excedencia

En las curvas de probabilidad de excedencia versus aceleración espectral obtenidas para periodos espectrales de 0.2 y 1.0 segundos se destaca el valor S_s y S_1 necesarios para la construcción de los espectros de respuesta sísmica, y muestran cómo varía la probabilidad de excedencia de cierta aceleración espectral con el tiempo.

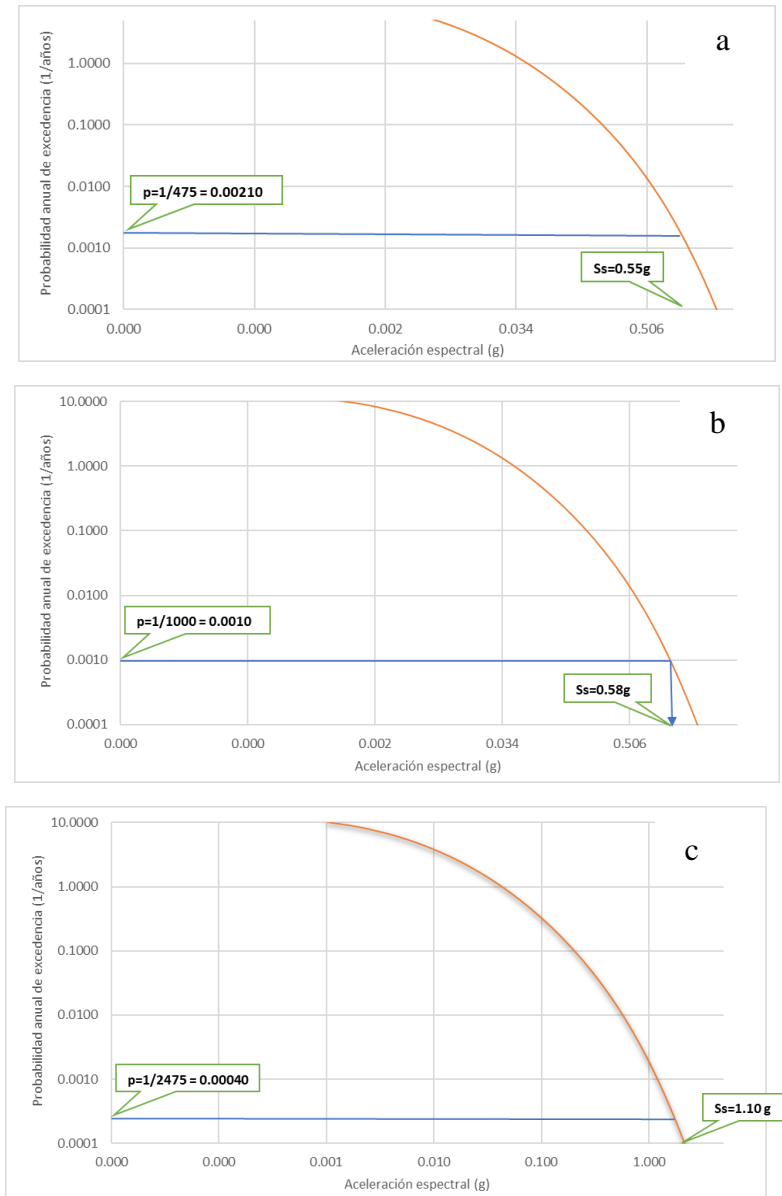


Figura 4. Curva de probabilidad de excedencia versus aceleración espectral para $T=0.2$ segundos y periodos de retorno de 475 años (a), para 1000 años (b), para 2475 años (c).

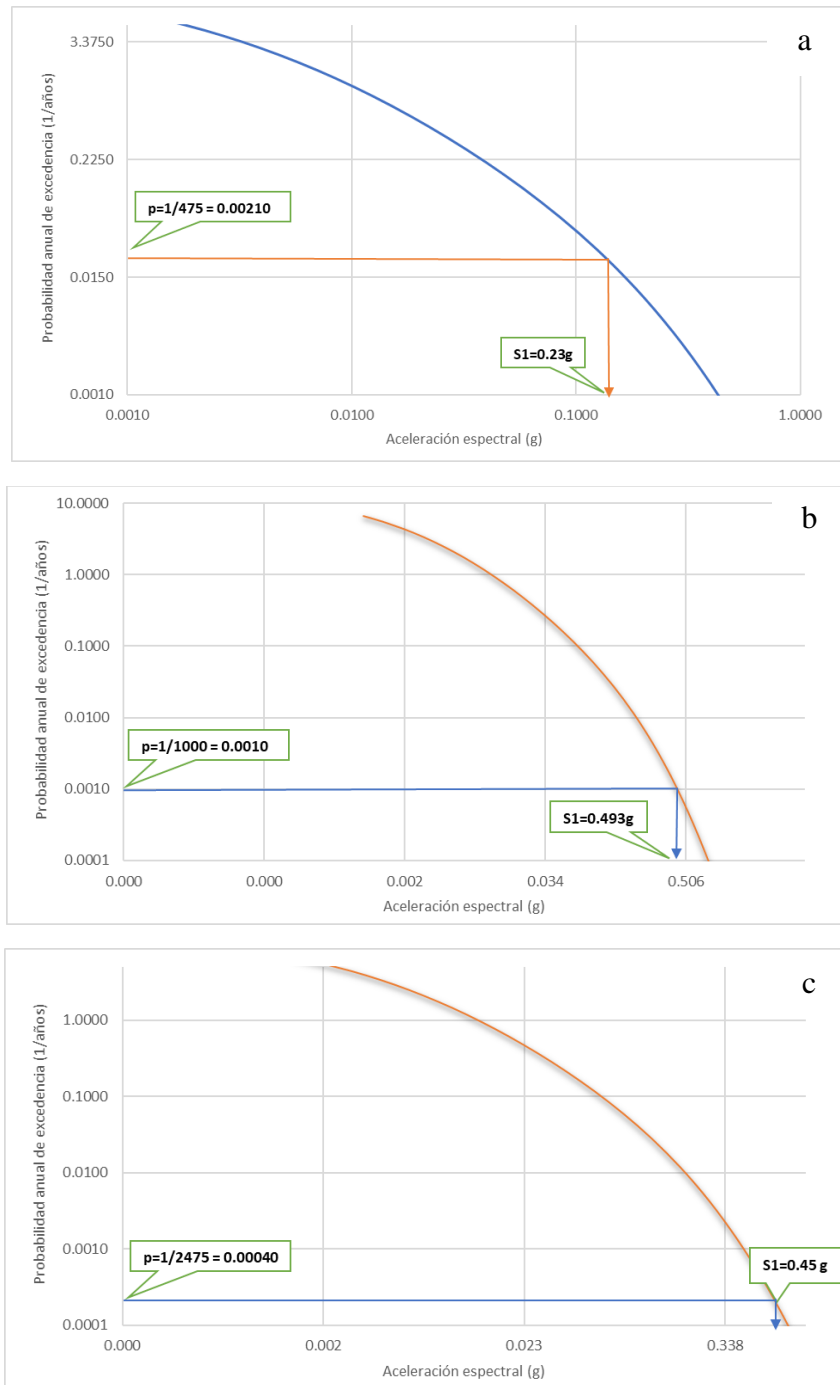


Figura 5. Curva de probabilidad de excedencia versus aceleración espectral para $T=1.0$ segundos y periodo de retorno de 475 años (a), para 1000 años (b), para 2475 años (c).

3.1.1 Construcción de espectros de respuesta sísmica

A continuación, se muestra la construcción de espectros de respuesta sísmica y valores de parámetros necesarios para su diseño, proporcionando información sobre cómo la estructura responde a diferentes frecuencias de vibración durante sismos.

Tabla 20. Parámetros de diseño de espectro de respuesta, sismo 475 años.

Fa	1.360
Ss	0.550
Fv	1.940
S1	0.230
Fpga	1.300
Sd1	0.446
Sds	0.748
Pga	0.250
As	0.325
T0	0.119
Ts	0.597

Tabla 21. Parámetros de diseño de espectro de respuesta, sismo 1000 años.

Fa	1.330
Ss	0.580
Fv	1.510
S1	0.493
Fpga	1.180
Sd1	0.74443
Sds	0.7714
Pga	0.320
As	0.3776
T0	0.19301
Ts	0.965

Tabla 22. Parámetros de diseño de espectro de respuesta, sismo 2475 años.

Fa	1.060
Ss	1.100
Fv	1.550
S1	0.450
Fpga	0.900
Sd1	0.69750
Sds	1.1660
Pga	0.410
As	0.3690
T0	0.11964
Ts	0.5982

En la Figura 6 se observa la construcción de los espectros de respuesta sísmica representando los diferentes niveles de peligro sísmico.

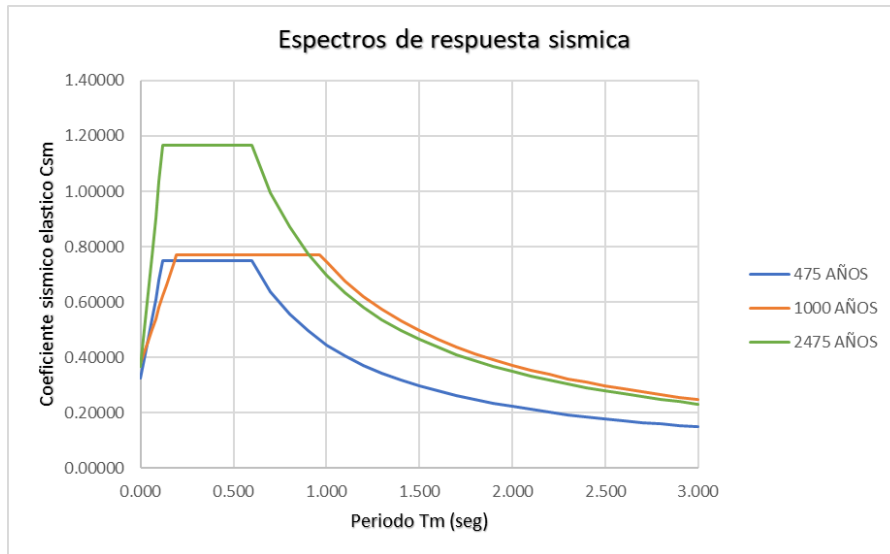


Figura 6. Diseño de espectro de respuesta para 475, 1000 y 2475 años respectivamente.

3.2 Modelado matemático 3D Puente Santa María de Nieva

En la Figura 7 se muestra el respectivo modelado matemático en tres dimensiones de la estructura que contempló propiedades de los materiales, secciones y metrado de cargas.

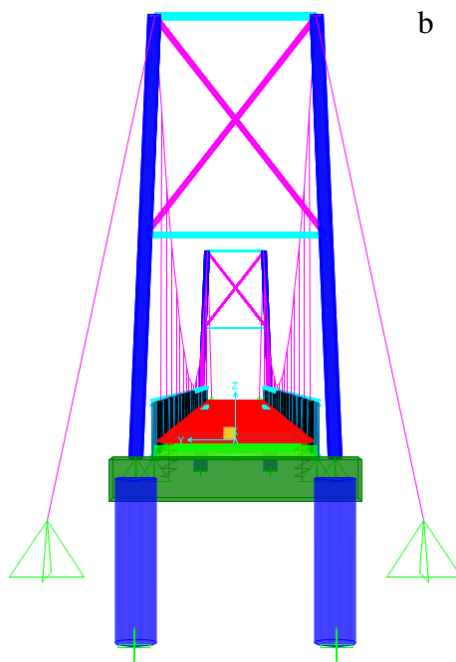
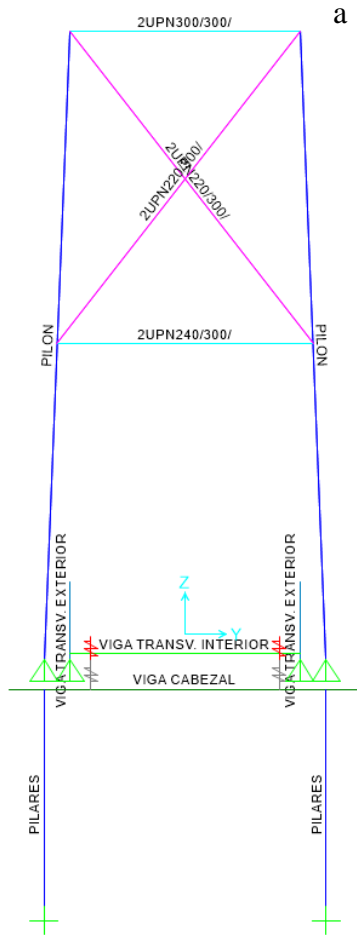




Figura 7. Modelado 3D del Puente Santa Maria de Nieva, a) Asignación de secciones, b) Vista 3D, c) Vista X-Y, d) Vista 3-D completa.

3.3 Comportamiento inelástico para ambos métodos

3.3.1 Comportamiento inelástico de materiales

3.3.1.1 Concreto confinado y no confinado pilares.

Los pilares de sección circular están dispuestos y confinados con estribos tipo espiral y como condición inicial se tuvo un $f_c=280 \text{ kg/cm}^2$, y debido al confinamiento el valor máximo del concreto es de $f'_{cc} = 358.16 \text{ kg/cm}^2$. Además; la pérdida de resistencia es $f'_{cu} = 341.50 \text{ kg/cm}^2$.

En cambio, el comportamiento de no confinamiento se definió también un concreto de $f_c= 280 \text{ kg/cm}^2$, el cual no cambia sus características, teniendo que $f'_{cc} = f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$, mientras que el valor de $f'_{cu} = 219.74 \text{ kg/cm}^2$.

Por lo tanto; se puede observar que el concreto confinado al tener una adecuada disposición del refuerzo transversal se consigue un aumento significativo en la resistencia y en la ductilidad.

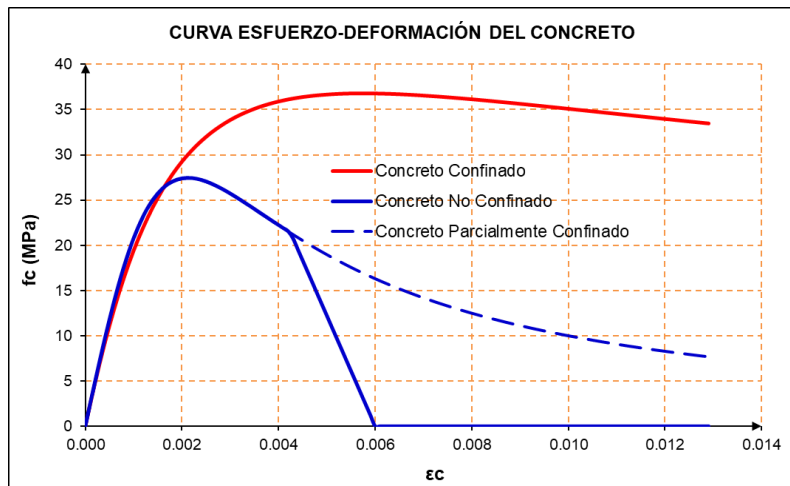


Figura 8. Curva esfuerzo – deformación del concreto.

3.3.1.2 Comportamiento inelástico de acero de refuerzo pilares.

También, se presenta la curva esfuerzo-deformación del acero de refuerzo $f_y= 4200 \text{ kg/cm}^2$ grado 60, donde podemos destacar que el acero a compresión tiene mayor resistencia que el acero de refuerzo a tracción.

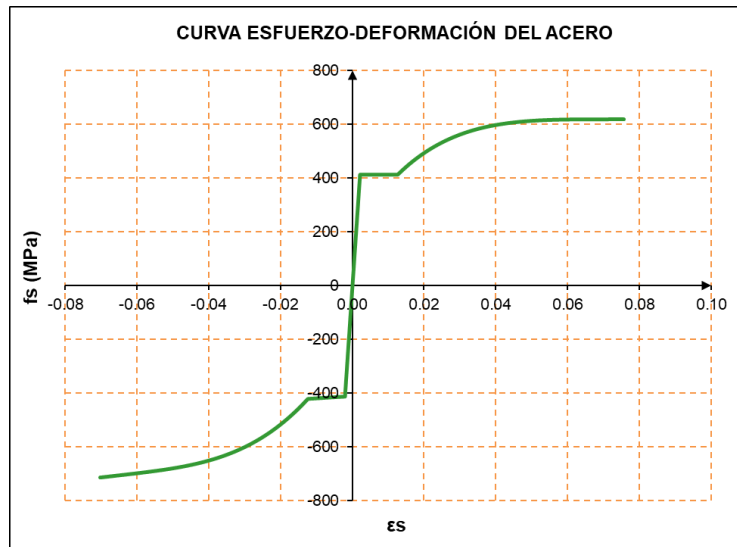


Figura 9. Curva esfuerzo – deformación del acero.

3.3.2 Comportamiento inelástico de la geometría

3.3.2.1 Diagrama de interacción

El diagrama de interacción fue realizado en los pilares del puente, como se observa en la Figura 10 las solicitaciones de flexión y carga axial mayoradas provenientes del software CSI BRIDGE se encuentran dentro del diagrama de interacción reducido, por lo tanto; el diseño y/o distribución del acero de refuerzo, es correcto.

Cabe resaltar que para fines de la presente tesis se está considerando solo un diagrama de interacción debido a que los diagramas de las pilas restantes analizadas son idénticos.

De esta manera fue validado el diseño estructural en el componente principal de concreto armado y la capacidad por corte en función de la sobre resistencia con el fin de controlar mecanismos de falla frágil y efectos P-Δ.

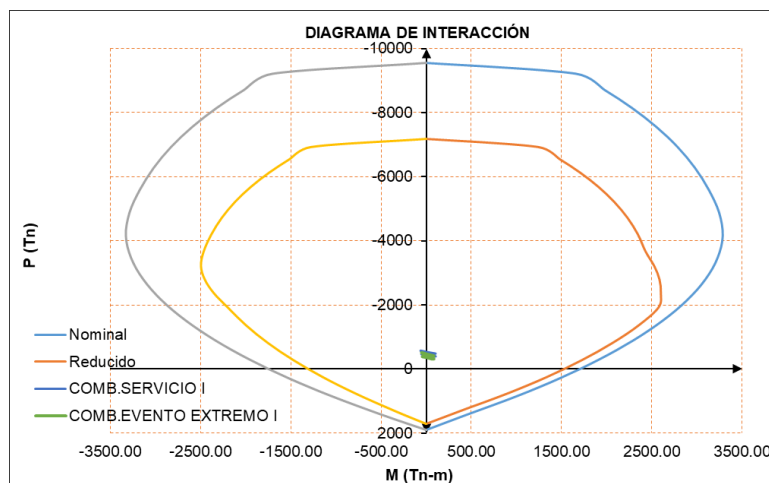


Figura 10. Diagrama de interacción nominal y reducido spilar P1.

3.3.2.2 Diagrama momento – curvatura

Primero, con respecto al análisis de inercias completas y fisuradas se obtuvo un valor de I_{crack} de 0.10, el cual se requiere para un análisis en ambas direcciones y asumir que la sección está totalmente fisurada.

En el diagrama momento – curvatura dependió del momento de cedencia y del momento máximo, también como se especificó, requirió de cargas axiales máximas y mínimas. En la Figura 11 se observa que mientras más grande sea el valor de la carga axial se tendrá mayor aumento en la resistencia a la flexión.

Se puede destacar que la influencia de las cargas axiales superiores a la carga de falla balanceada desprecia la ductilidad, y eso se debe a la deformación inelástica del concreto.

Al igual que el diagrama de interacción, se consideró solo un diagrama momento-curvatura debido a que los diagramas de las pilas restantes analizadas son similares, ya que estos son simétricos y tienen la misma disposición de acero de refuerzo.

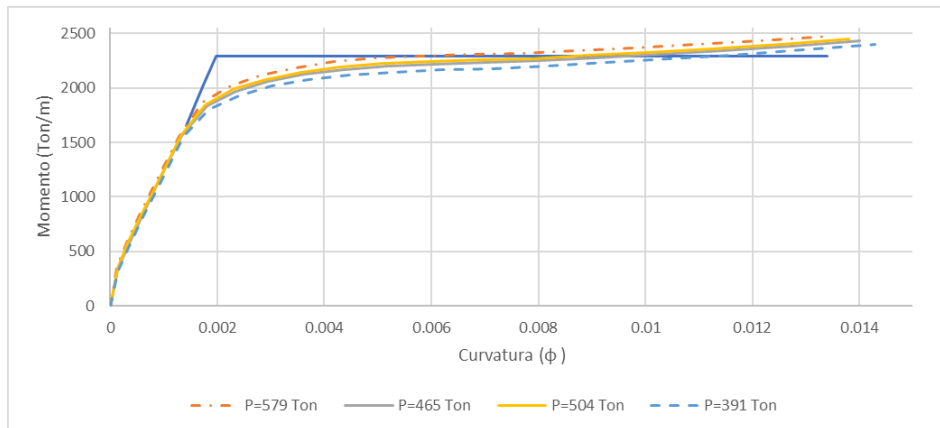


Figura 11. Diagrama momento – curvatura pilar P1.

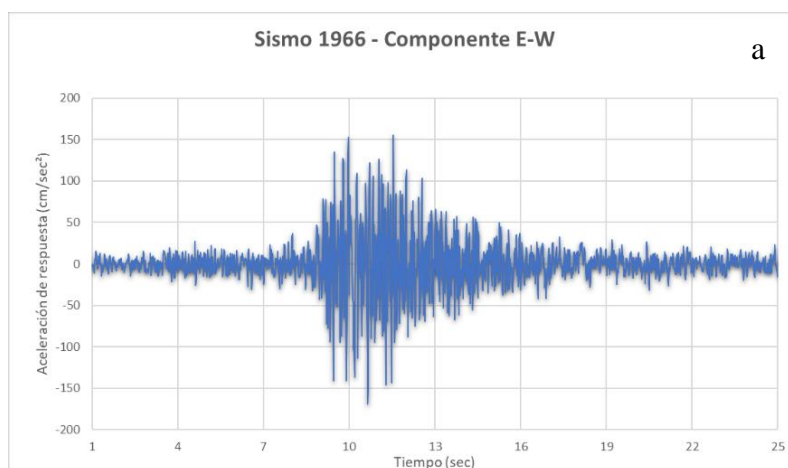
Finalmente, con las ecuaciones establecidas se determinaron los efectos P- Δ , determinándose que no es necesario considerar dichos efectos debido a que los pilares cumplen con los requisitos de diseño establecidos por la normativa AASHTO LRFD y CALTRANS.

3.4 Métodos analíticos no lineales

3.4.1 Análisis dinámico no lineal tiempo – historia

3.4.1.1 Tratamiento de acelerogramas seleccionados

En las Figuras 12 hasta 17 se presenta el tratamiento de los acelerogramas seleccionados ya escalados y/o tratados en ambas componentes, esto nos garantizó una respuesta sísmica confiable y adecuada.



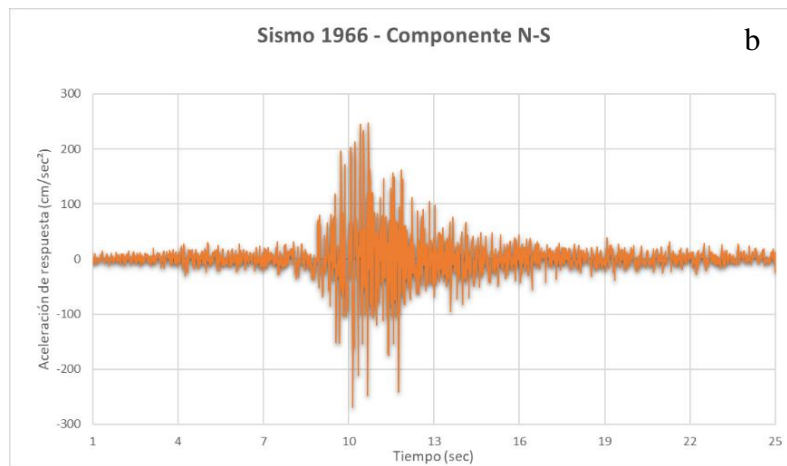


Figura 12. Acelerogramas sismo 1966 ($M_w=8.0$), a) componente E-W, b) componente N-S.

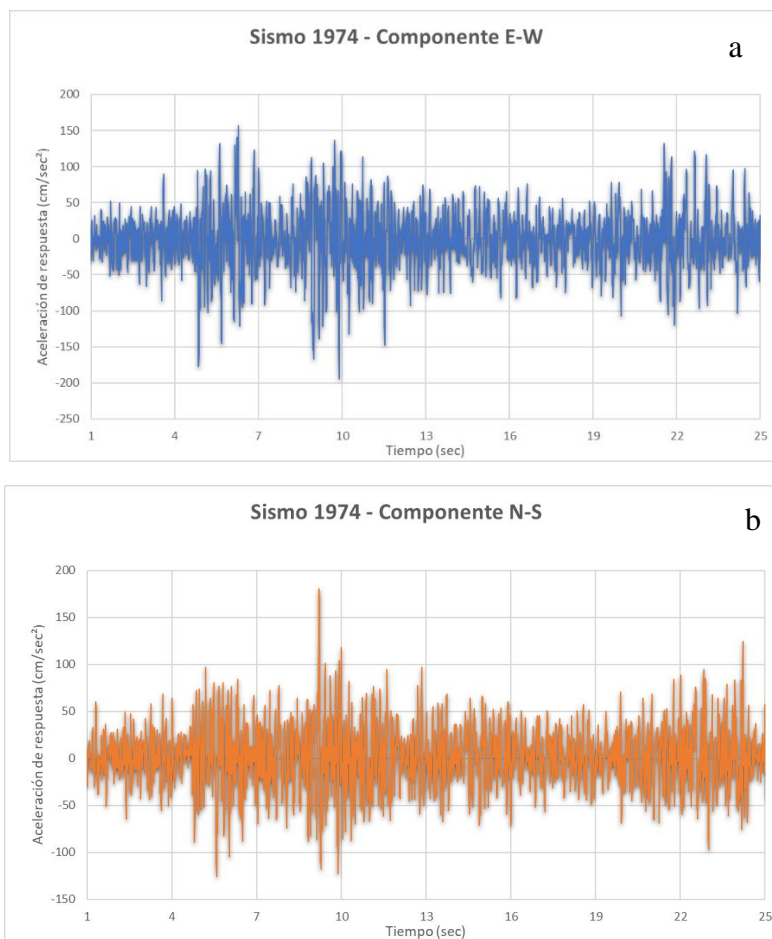


Figura 13. Acelerogramas sismo 1974 ($M_w=6.6$), a) componente E-W, b) componente N-S.

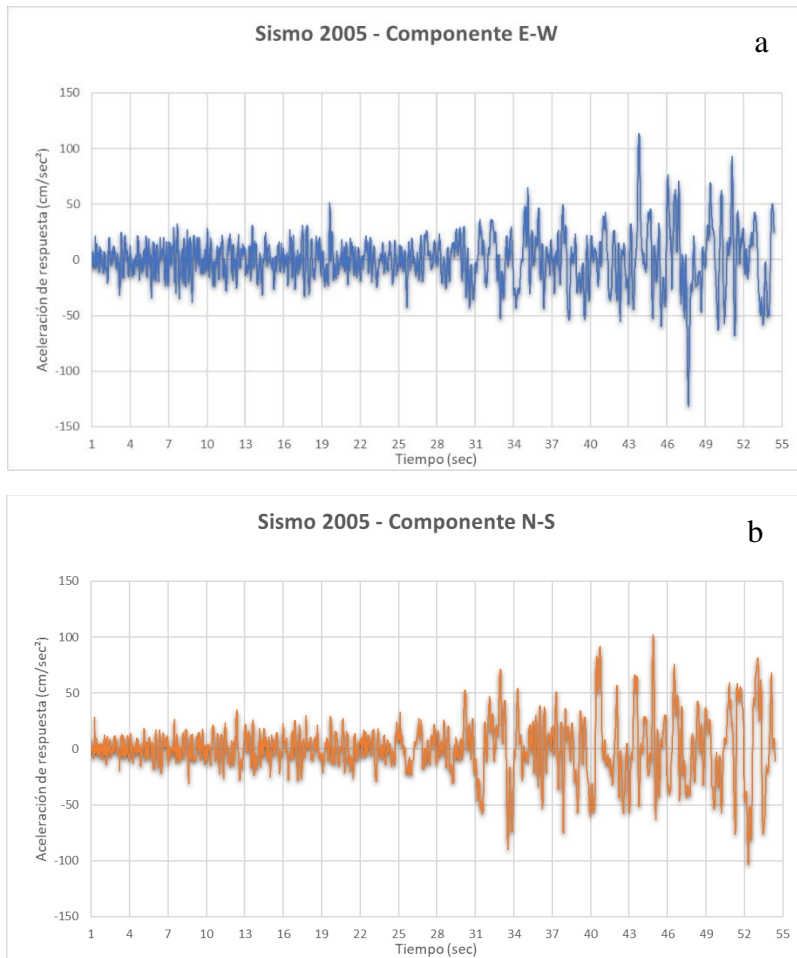
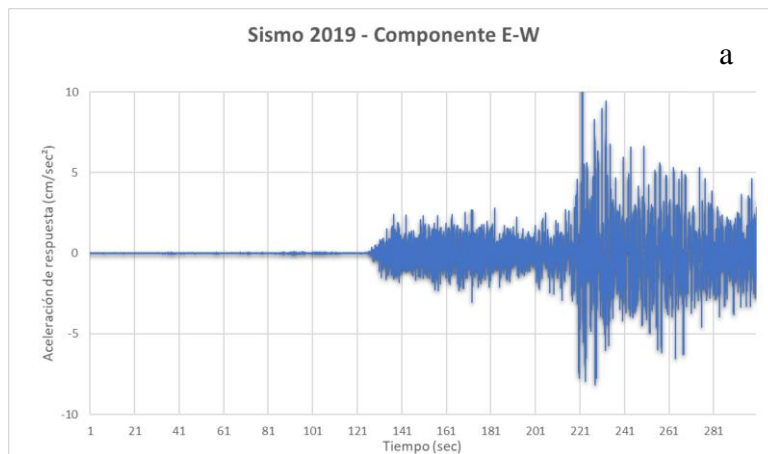


Figura 14. Acelerograma sismo 2005 ($M_w=7.0$), a) componente E-W, b) componente N-S.



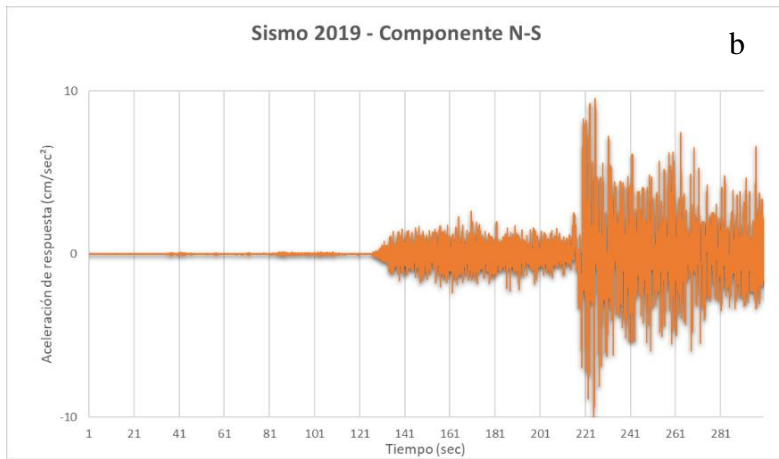


Figura 15. Acelerogramas sismo 2019 ($M_w=7.7$), a) componente E-W, b) componente N-S.

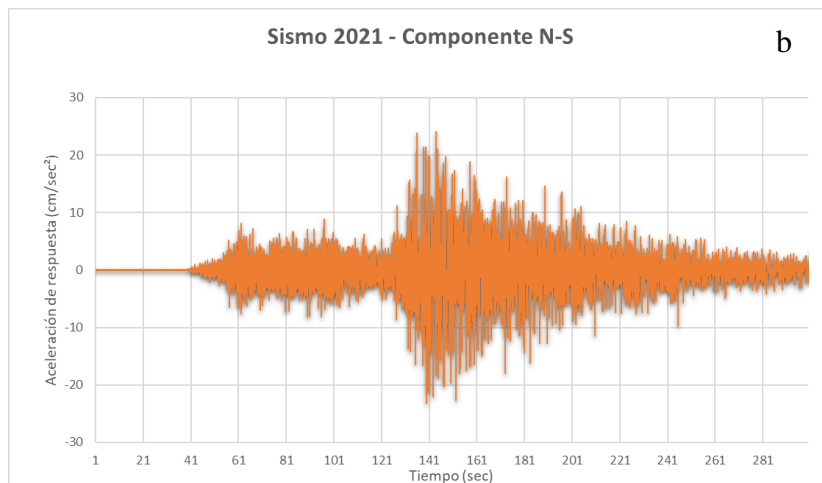
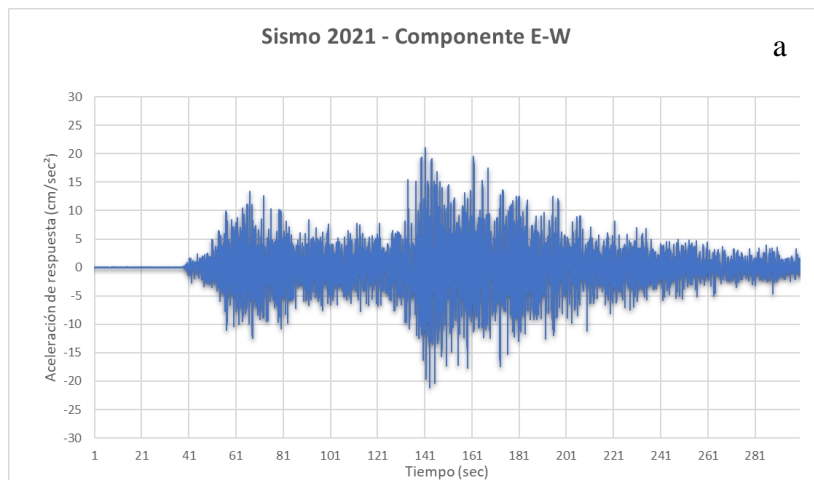


Figura 16. Acelerogramas sismo 2021 ($M_w=7.5$), a) componente E-W, b) componente N-S.

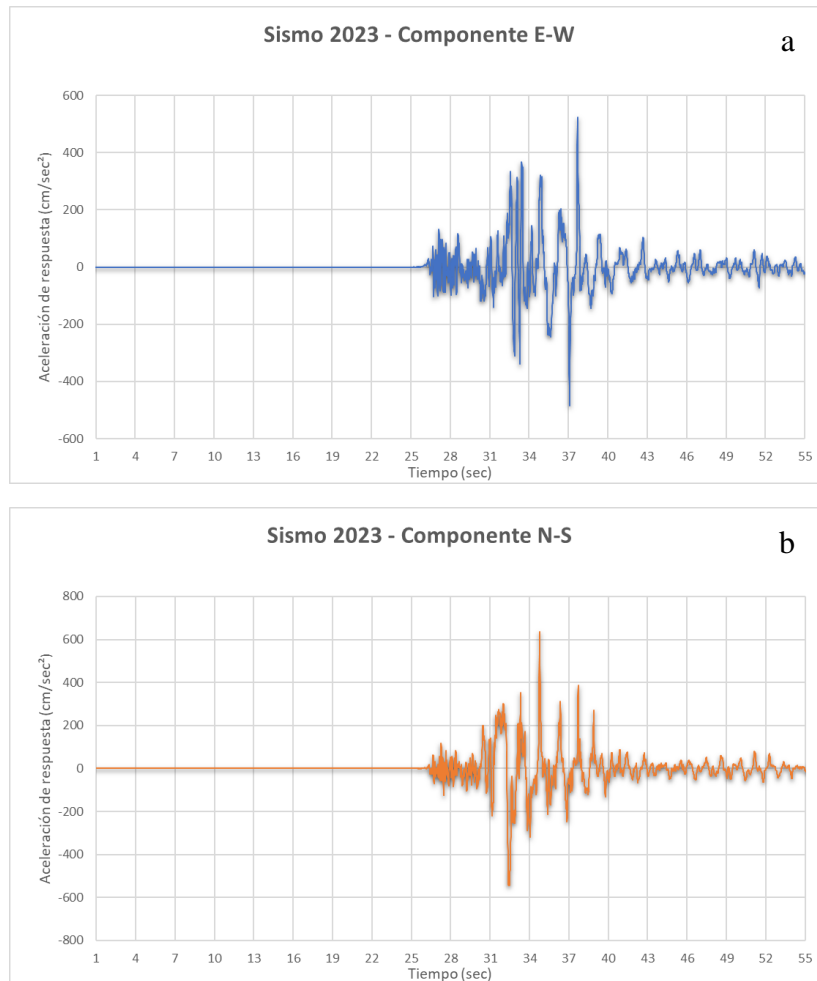
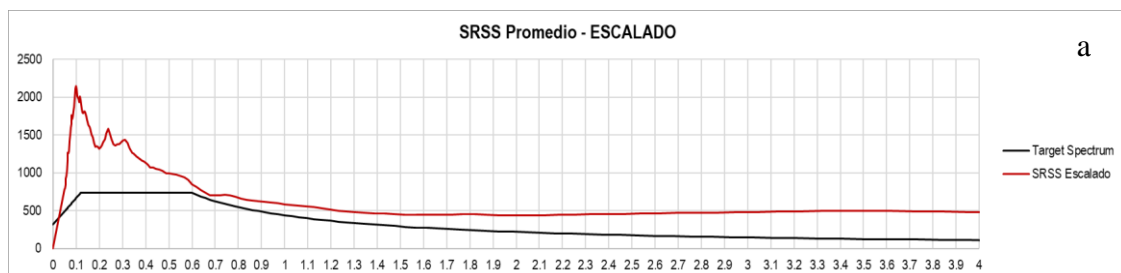


Figura 17. Acelerograma sismo 2023 ($M_w=7.8$), a) componente E-W, b) componente N-S.

3.4.1.2 Ajuste o compatibilización de acelerogramas corregidos

En la Figura 18 se muestra el procedimiento de ajuste o compatibilización de acelerogramas corregidos, los cuales presentan una cercanía al espectro objetivo y significa que los registros sísmicos tienen características de respuesta sísmica similares o compatibles al espectro objetivo definido.



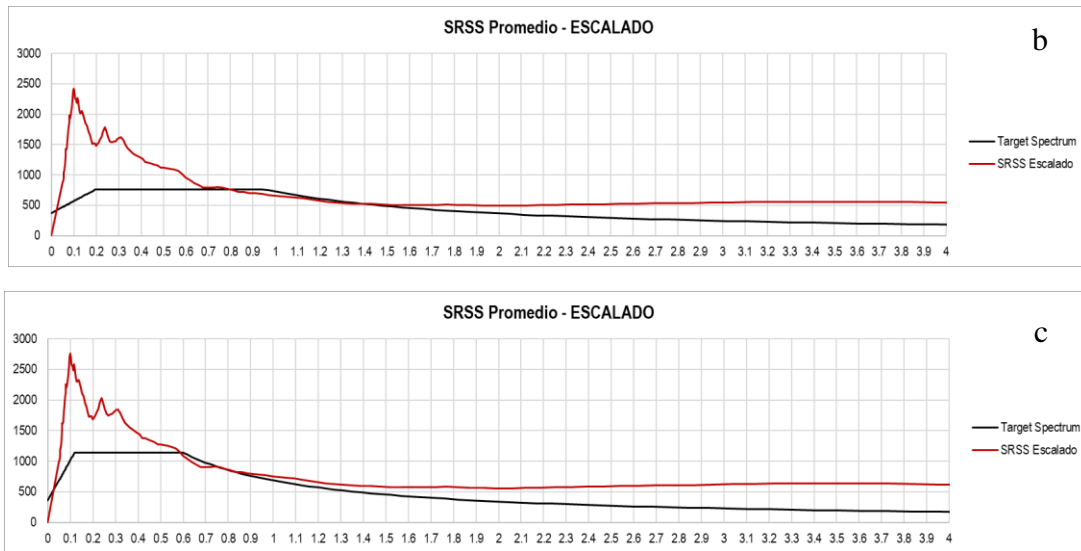


Figura 18. Ajuste de acelerograma para periodo de retorno de 475 años (a), para 1000 años (b) y para 2475 años (c).

3.4.1.3 Desplazamientos no lineales

Se observa en la Figura 19 que, para el sismo del año 1966, en dirección EW y NS se obtuvieron desplazamientos máximos de 0.41 m y 0.46 m respectivamente.

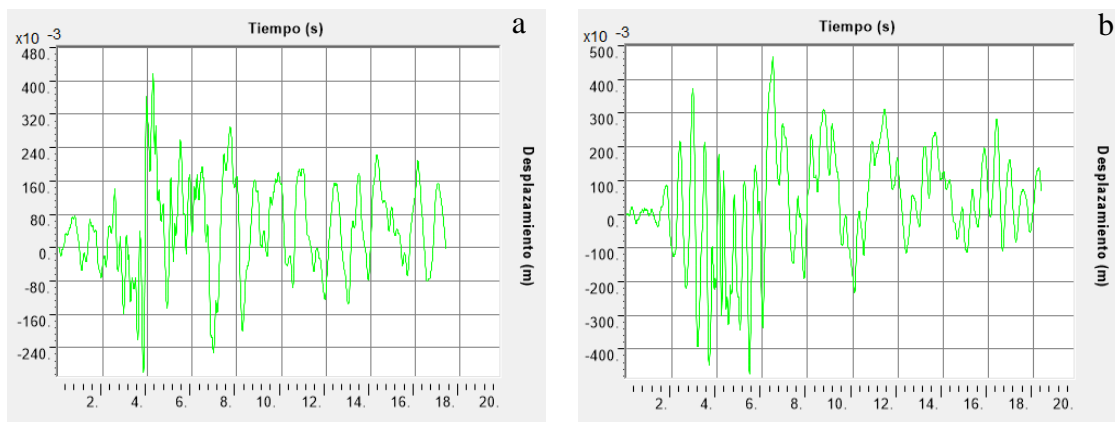


Figura 19. Desplazamientos no lineales, a) componente E-W, b) componente N-S.

Para el sismo de 1974, los desplazamientos fueron de 0.38 m y 0.57 m en dirección EW y NS, respectivamente. Así lo muestra la Figura 20.

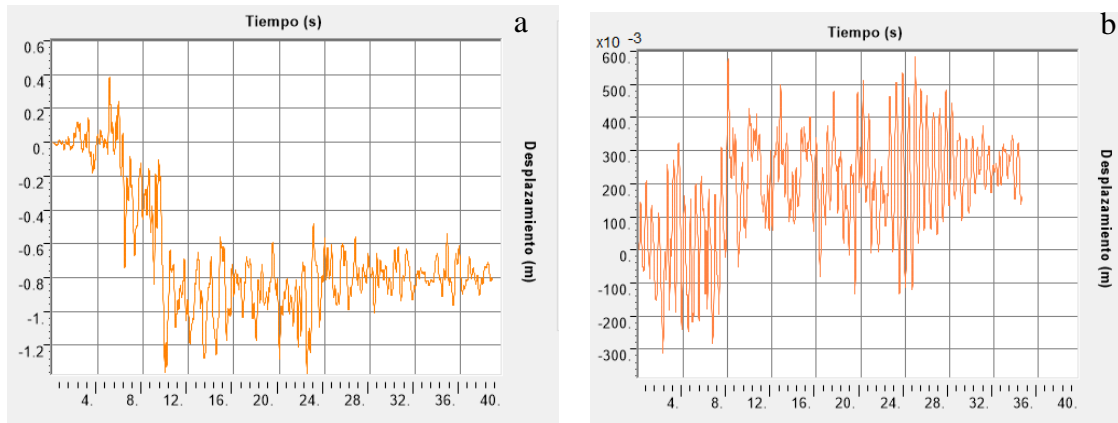


Figura 20. Desplazamientos no lineales, a) componente E-W, b) componente N-S.

En la Figura 21 se observa que el sismo del año 2005 presentó desplazamientos de 0.046 m y 0.067 m en dirección EW y NS, respectivamente.

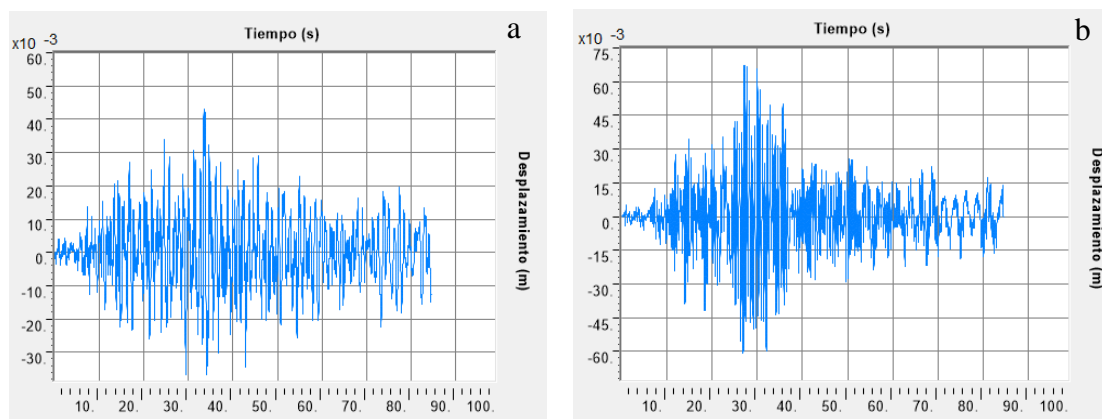


Figura 21. Desplazamientos no lineales, a) componente E-W, b) componente N-S.

Los desplazamientos obtenidos para el sismo del año 2019 son 0.209 m para la dirección EW y 0.237 m para la dirección NS. Así se observa en la Figura 22.

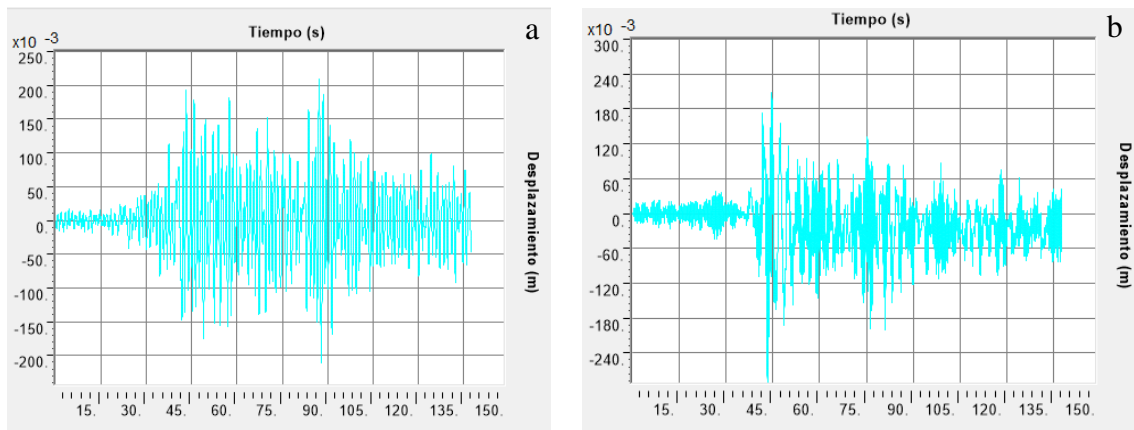


Figura 22. Desplazamientos no lineales, a) componente E-W, b) componente N-S.

También, observamos en la Figura 23 los desplazamientos correspondientes al sismo del año 2021, los cuales fueron de 0.48 m y 0.39 m para ambas componentes respectivamente.

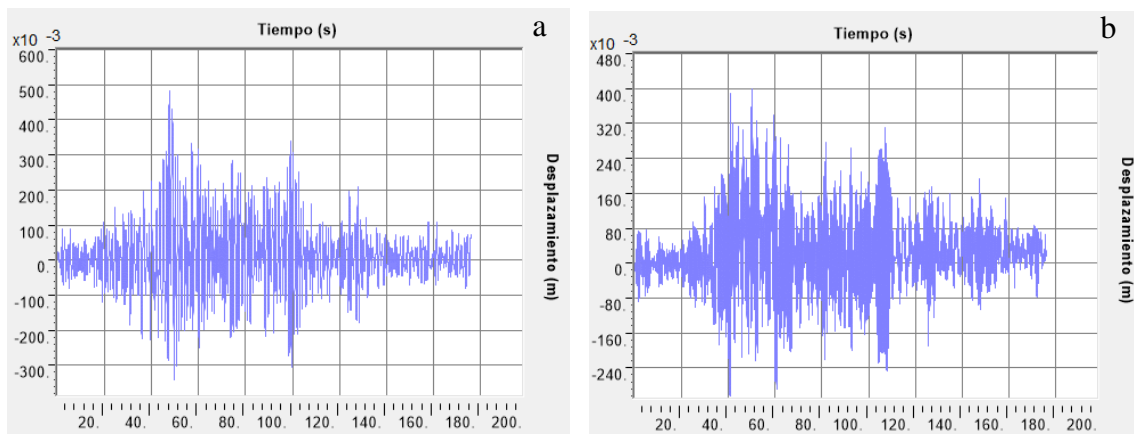


Figura 23. Desplazamientos no lineales, a) componente E-W, b) componente N-S.

Finalmente, para el sismo del año 2023 ocurrido en Turquía, se tiene desplazamientos de hasta 25.30 m y 33.0 m de acuerdo con la Figura 24.

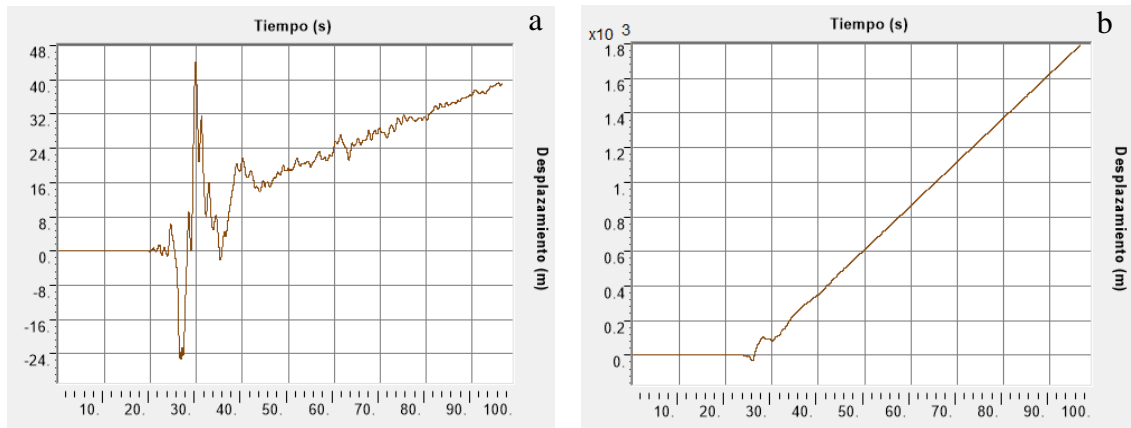


Figura 24. Desplazamientos no lineales, a) componente E-W, b) componente N-S.

A continuación, en la Tabla 23 se presenta un resumen de los desplazamientos no lineales correspondientes a cada sismo y para la componente de análisis.

Tabla 23. Desplazamientos no lineales resumidos.

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

3.4.2 Análisis estático no lineal - pushover multimodal

La primera etapa del procedimiento del análisis pushover multimodal (MPA) es determinar el período natural y las formas modales. En este estudio, 200 modos fueron considerados para exceder el 90% de participación de masa modal (MMPR).

Las Tablas 24 y 25 muestran los modos que influyen en las respuestas dinámicas del puente. En la dirección longitudinal del puente, hay 5 modos significativos con un número de MMPR que alcanza el 92.00 %, mientras que en la dirección transversal hay 8 modos significativos con un número de MMPR que alcanza el 91.26 %.

Tabla 24. Modos significativos en dirección longitudinal.

Modo	Período (s)	Participación de masa modal (MMPR)
18	2.451	0.498
28	1.500	0.015
48	0.907	0.044
67	0.564	0.330
89	0.311	0.037

Tabla 25. Modos significativos en dirección transversal.

Modo	Período (s)	Participación de masa modal (MMPR)
26	1.608	0.0959
35	1.159	0.4255
47	0.913	0.1898
65	0.666	0.0455
183	0.100	0.0398
74	0.499	0.0275
81	0.394	0.0399
83	0.334	0.0487

Se calcularon los patrones de fuerza lateral en dirección longitudinal y transversal para ser aplicados a la estructura, sin embargo; como se observa en las Tablas 24 y 25, las fuerzas multimodo en algunos modos no son lo suficientemente grandes para afectar significativamente la capacidad de carga del puente colgante, por lo tanto, las curvas de capacidad no variarían mucho.

Por este motivo, se utilizó la combinación SRSS tal como se muestra en las Tablas 26 y 27.

Tabla 26. Patrón de carga pushover multimodo en dirección transversal – Y.

Modo	Φ_i normalizado	F_i (ton)
26	1.00000	1613.50
35	-1.85806	-2997.97
47	-1.06576	-1719.60
65	0.33520	540.85
183	0.00003	0.06
74	0.03689	59.52
81	0.02967	47.87
83	0.52526	847.51
SRSS		3945.233

Tabla 27. Patrón de carga pushover multimodo en dirección longitudinal – X.

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

Con la aplicación de cargas en ambas direcciones se obtuvieron las curvas de capacidad en función de aceleraciones espectrales (S_a) versus desplazamientos espectrales (S_d), así se muestra en la Figura 25 y 26. En donde, al inicio el comportamiento lineal, hasta que se forma la rótula plástica que marca el inicio de la pendiente donde en su extensión, se desarrolla la plastificación, incrementándose el desplazamiento.

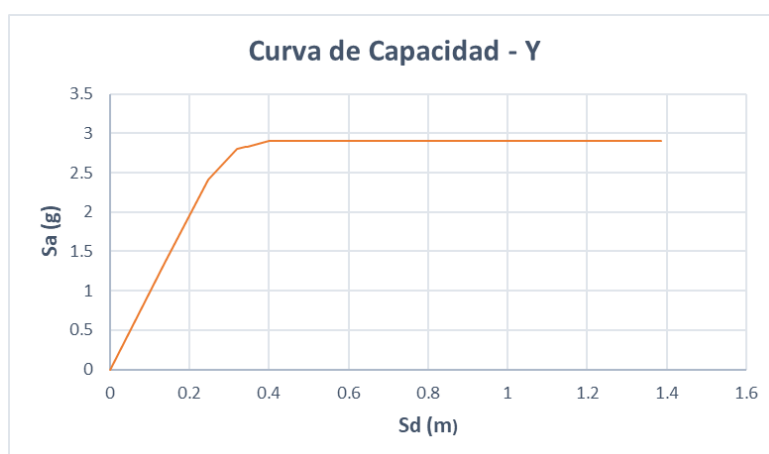


Figura 25. Curva de capacidad, dirección Y.

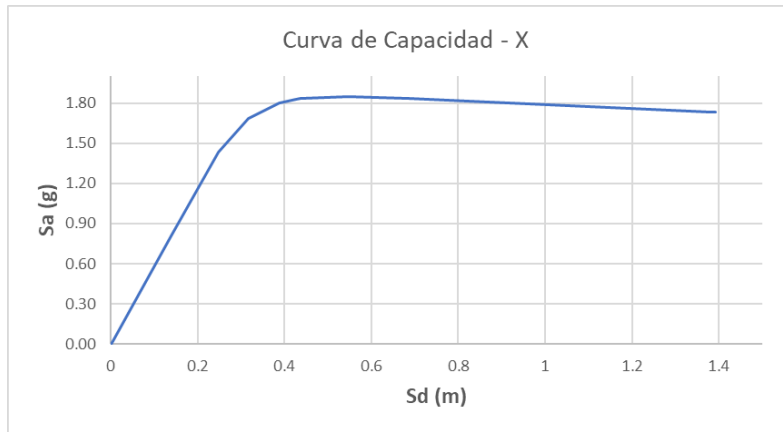


Figura 26. Curva de capacidad, dirección X.

3.5 Rótulas plásticas para ambos métodos analíticos no lineales

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

A medida que se realiza los análisis respectivos, se va incrementando el desplazamiento, lo que lleva un aumento del momento que producirá la rotación de la sección hasta que se forme la rótula plástica y se de inicio a la plastificación.

En la Figura 27, observamos el giro a medida que progresa el momento, es decir; la rótula alcanza su capacidad plástica y comienza a deformarse plásticamente. En un instante la rótula alcanza su desplazamiento máximo y pierde capacidad produciendo el colapso. Este comportamiento fue similar a las demás rótulas y para todos los pilares.

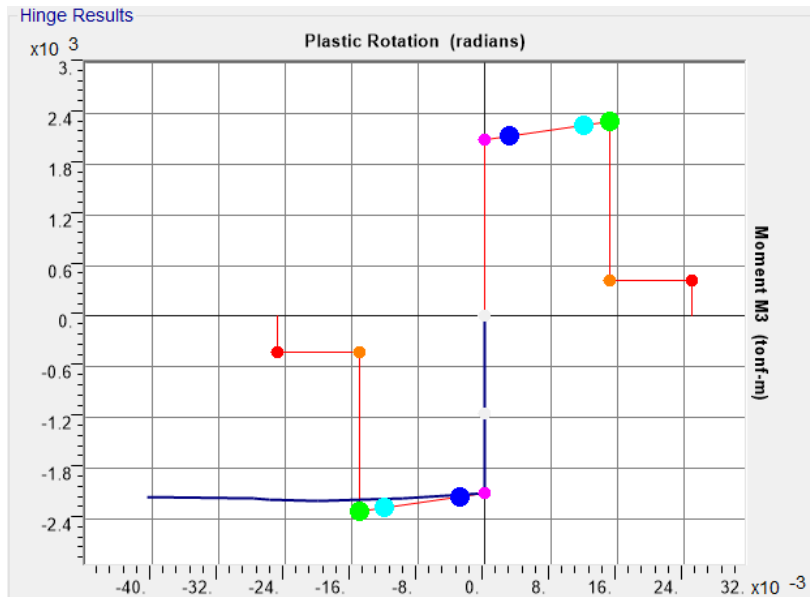


Figura 27. Comportamiento de rótula plástica en pilar – análisis pushover multimodal.

Se verificó la secuencia de rotulación para el análisis pushover multimodo, en la Figura 28 se observa la secuencia completa de la formación de las rótulas en la base y parte superior de los pilares, y su posterior crecimiento hasta el color rojo que indica que la sección llegó al colapso.

Los pilares presentaron mayor capacidad plástica y se deformaron hasta alcanzar los límites de desplazamiento aceptables, también exhibieron menor rigidez y soportaron la mayor parte de las cargas.

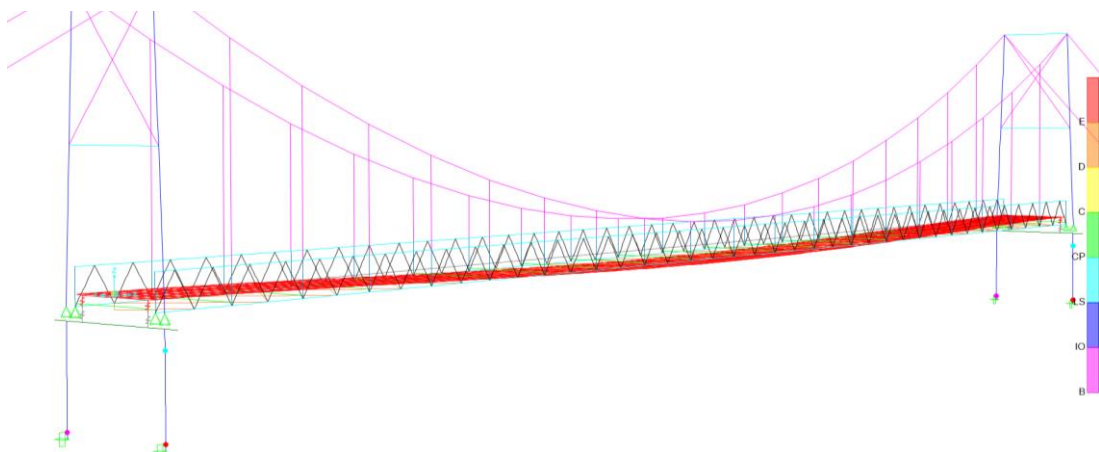


Figura 28. Formación secuencial de rótulas plásticas en pilares.

Y, para la interpretación de resultados para los estados de daño y/o niveles de desempeño que se presentaron en los pilares se muestran las Tablas 28 y 29. Aquí se puede apreciar que en los diferentes pasos un cierto porcentaje de rótulas plásticas en dirección Y experimenta una deformación aceptable y por ello se encuentran en el nivel de desempeño A-B e IO, es decir; se encuentran entre la fluencia y ocupación inmediata. También, otro porcentaje considerable sobre pasa la deformación y su capacidad e incursionan más allá del colapso (E), causando daño a la estructura, los cuales pueden ser: grietas y rotura del concreto, la fluencia del refuerzo que requerirán el cierre del puente para su reparación o el reemplazo parcial o permanente de sus componentes dañados.

En dirección X existe un mayor porcentaje de rótulas plásticas incursionando en nivel de desempeño A-B e IO.

Tabla 28. Análisis de rotulas plásticas en dirección Y.

N° de pasos	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE
1	100%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%
2	100%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%
3	100%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%
4	50%	0%	25%	0%	0%	0%	0%	25%
5	25%	0%	0%	25%	25%	25%	0%	25%
6	25%	0%	0%	25%	25%	25%	0%	25%
7	25%	0%	0%	25%	25%	25%	0%	25%
8	25%	0%	0%	25%	0%	0%	0%	50%
9	25%	0%	0%	0%	25%	0%	0%	50%
10	25%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	75%
11	25%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	75%
12	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	100%
13	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	100%
14	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	100%
15	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	100%
16	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	100%
17	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	100%
18	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	100%

Tabla 29. Análisis de rotulas plásticas en dirección X.

N° de pasos	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE
1	100%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%
2	100%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%
3	100%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%
4	88%	0%	0%	13%	0%	0%	0%	0%
5	88%	0%	0%	13%	0%	0%	0%	0%
6	63%	25%	0%	13%	0%	0%	0%	0%
7	50%	38%	0%	13%	0%	0%	0%	0%
8	50%	38%	0%	13%	0%	0%	0%	0%
9	50%	38%	0%	13%	0%	0%	0%	0%
10	50%	13%	25%	0%	13%	0%	0%	0%
11	50%	0%	13%	0%	38%	0%	0%	0%
12	50%	0%	0%	0%	50%	0%	0%	0%

A continuación, en la figura 29 hasta la 34 se muestran ciclos de carga y descarga experimentados por la estructura durante el evento sísmico, que a medida que se incrementa la carga, se llega a un punto en el que las rótulas plásticas se activan y comienzan a deformarse plásticamente, reduciendo la respuesta sísmica y protegiendo otros elementos estructurales al disipar la energía liberada durante el sismo.

En el comportamiento de las rótulas en los diferentes sismos se observó un ancho de lazo en el ciclo de histéresis indicando tanto una menor y mayor capacidad de deformación plástica, capacidad de absorción de energía, lo que se relaciona con una menor o mayor ductilidad.

También, se observa que cuando se excede la capacidad, la deformación adicional de la rótula y su resistencia se ven afectadas dando como resultado el aumento de las demandas en otros elementos estructurales y, como en el sismo de Turquía llevar al colapso de la estructura.

Se consideraron solo algunos modelos de histéresis debido a que para las demás rótulas plásticas consideradas el comportamiento es similar, tanto en X como en Y.

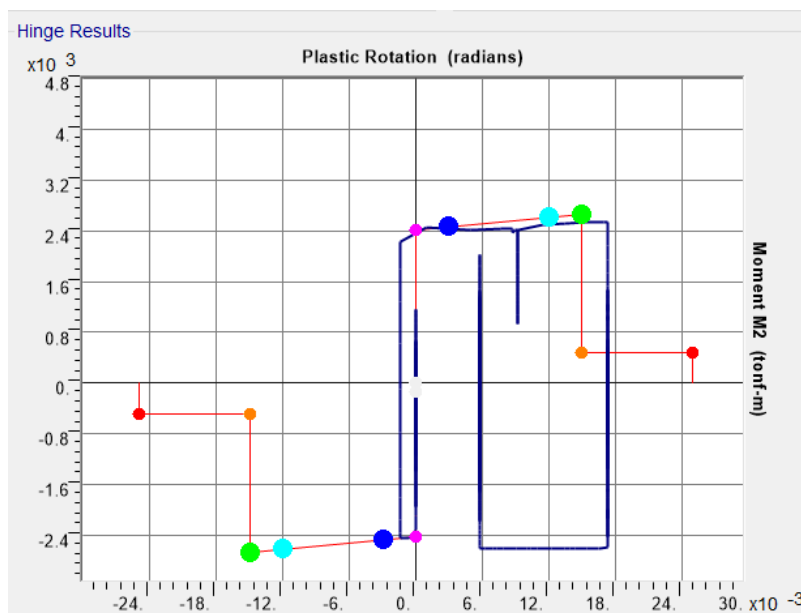


Figura 29. Comportamiento de rótula plástica en pilar – sismo 1966 ($M_w=8.0$).

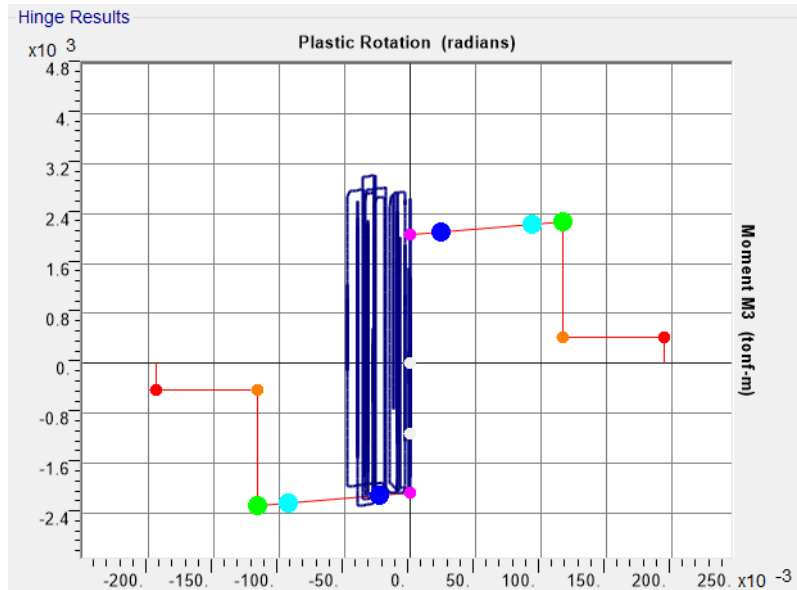


Figura 30. Comportamiento de rótula plástica en pilar – sismo 1974 (Mw=6.6).

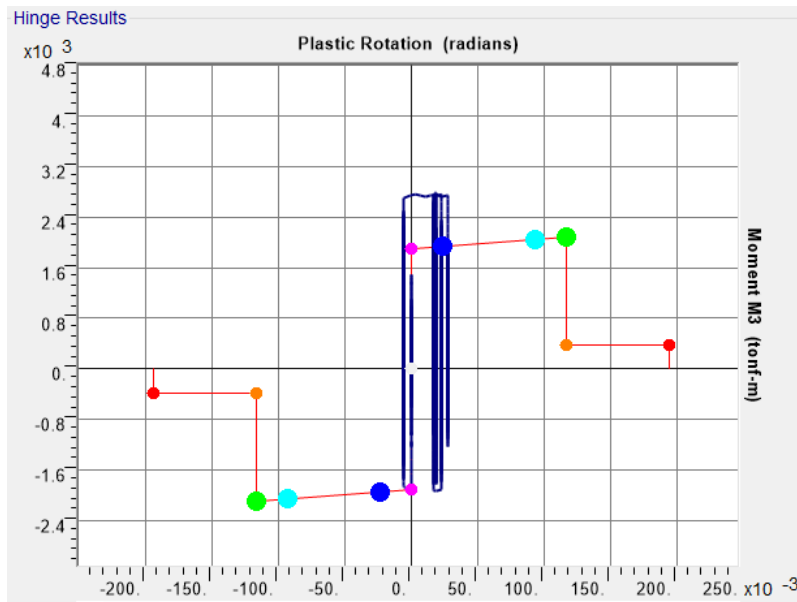


Figura 31. Comportamiento de rótula plástica en pilar – sismo 2005 (Mw=7.0).

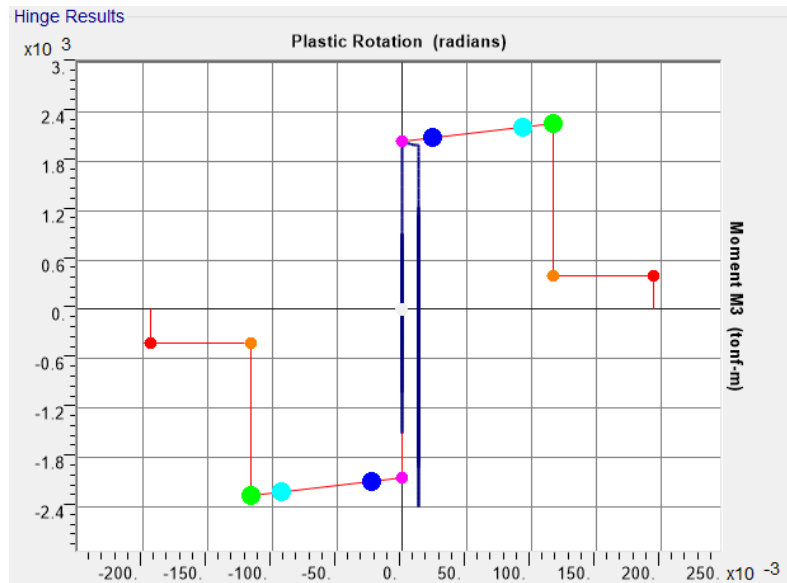


Figura 32. Comportamiento de rótula plástica en pilar – sismo 2019 (Mw=7.7).

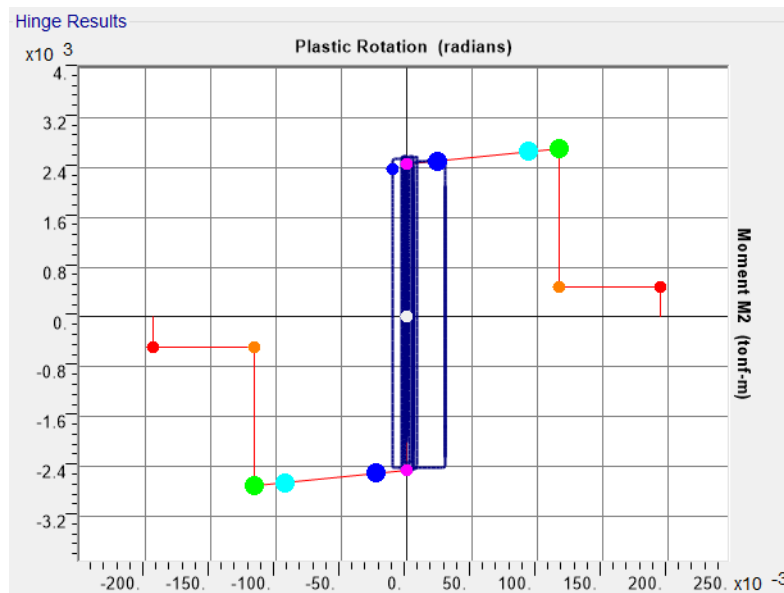


Figura 33. Comportamiento de rótula plástica en pilar – sismo 2021 (Mw=7.5).

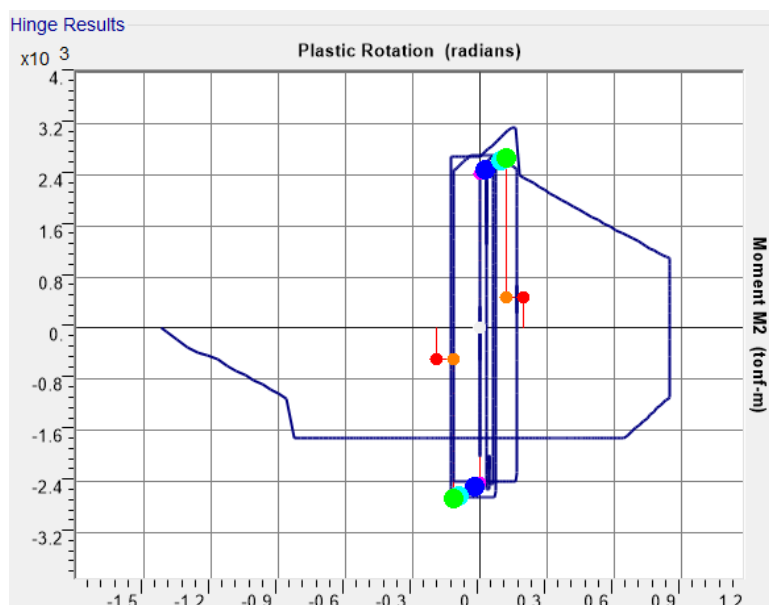
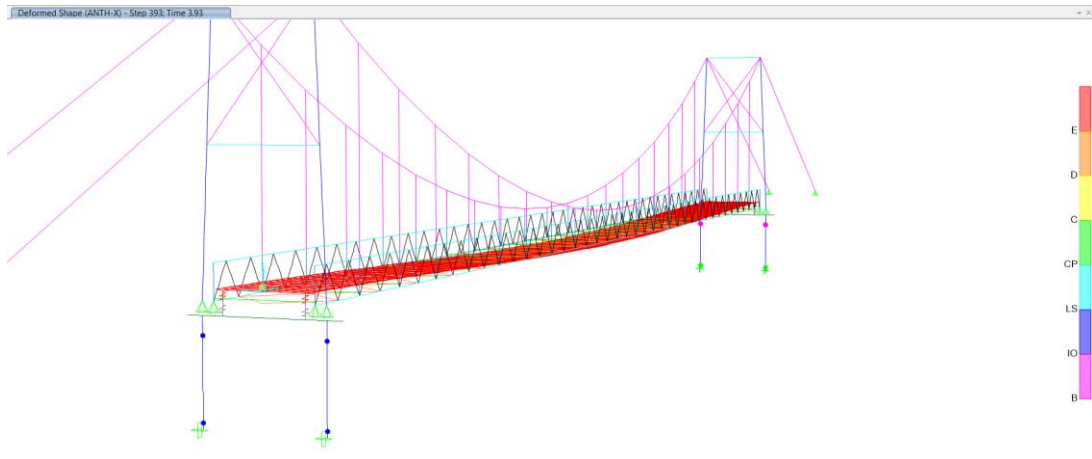


Figura 34. Comportamiento de rótula plástica en pilar – sismo 2023 ($M_w=7.8$).

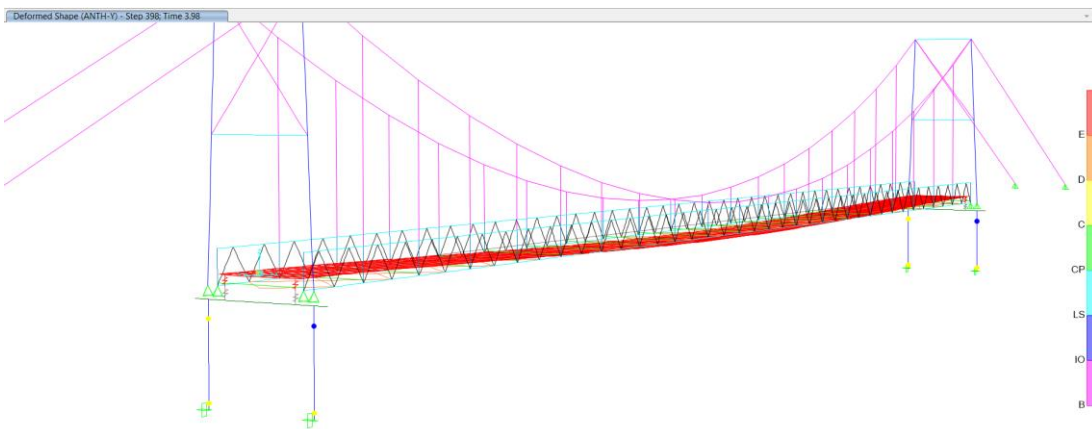
En cuanto a los estados de daño y/o niveles de desempeño de las rótulas plásticas se da en base a números de pasos en el tiempo, así se muestra en la Figura 35 hasta la 40.

Por lo tanto, para el sismo del año 1966 en la dirección EW la formación secuencial de rótulas plásticas inicia a los 3.90 segundos aproximadamente, en el momento del desplazamiento máximo, por ello; en ese instante de tiempo las rótulas plásticas incursionan en el nivel de desempeño sísmico de ocupación inmediata a seguridad de vida, es decir; permitiendo la deformación plástica controlada y la absorción de energía, ayudando a reducir la respuesta sísmica y los daños en la estructura. Antes de ese instante de tiempo se mantienen en la fluencia y al llegar al segundo 6 todas pasan al colapso.

En el caso de la dirección NS en el mismo instante de tiempo descrito se produce la incursión de rótulas plásticas en el estado de colapso, es decir; la estructura pierde rigidez y resistencia significativamente.



a. Formación secuencial de rótulas plásticas, componente E-W.

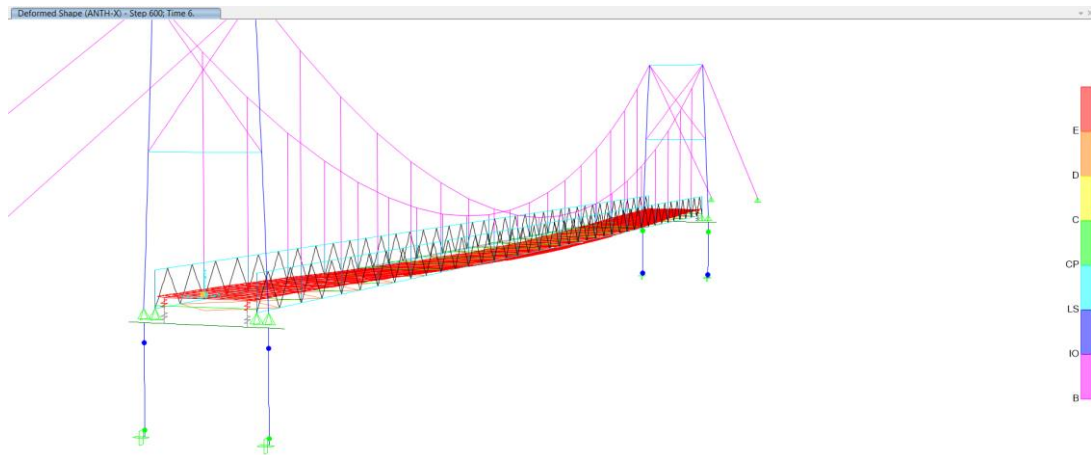


b. Formación secuencial de rótulas plásticas, componente N-S.

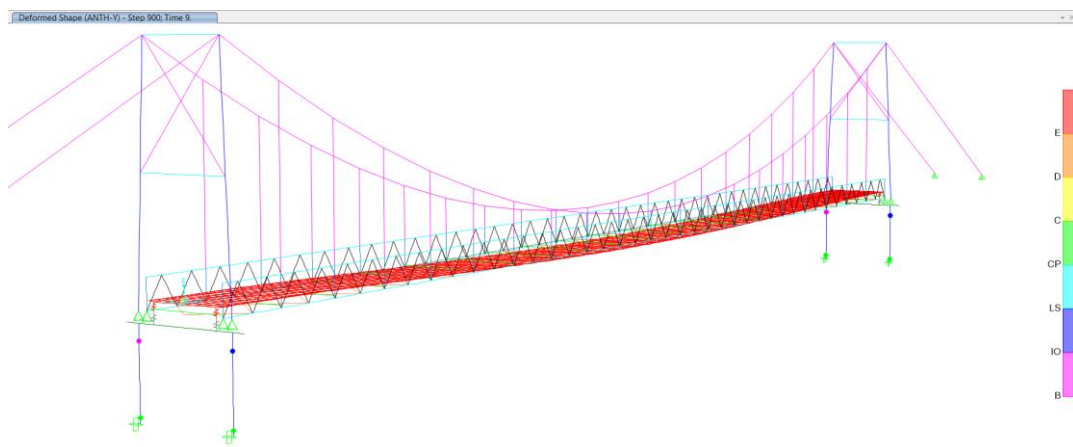
Figura 35. Formación secuencial de rótulas plásticas, sismo 1966 ($M_w=8.0$).

En la dirección EW para el sismo del año 1974 la formación de rótulas plásticas incursiona en el estado de daño de ocupación inmediata y prevención de colapso a los 4 segundos en el momento del desplazamiento máximo, y posteriormente entran en el rango de colapso a los 7 segundos aproximadamente.

Para la dirección NS en el mismo instante de tiempo descrito se produce la incursión de rótulas plásticas entre los estados de fluencia y prevención de colapso; después de ello las rótulas que se encontraban en la fluencia pasan a ocupación inmediata y las demás se mantienen en prevención de colapso en los diferentes pilares.



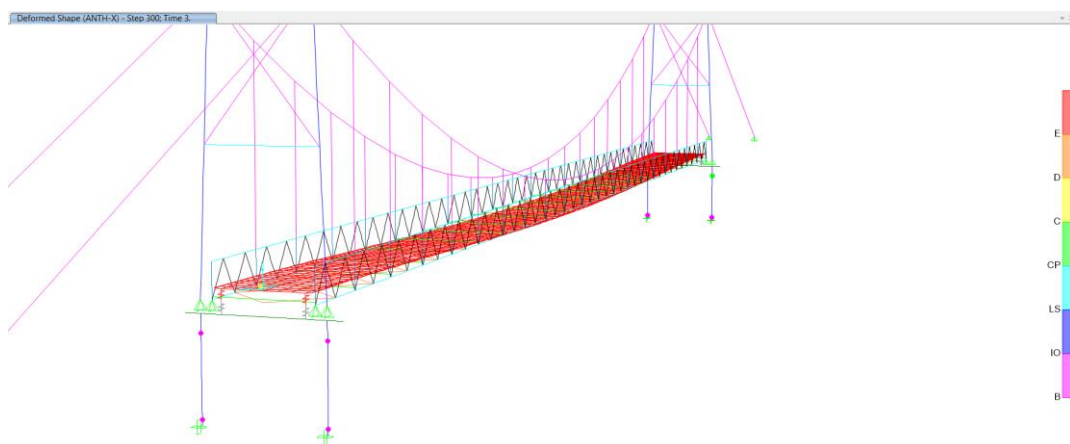
a. Formación secuencial de rótulas plásticas, componente E-W.



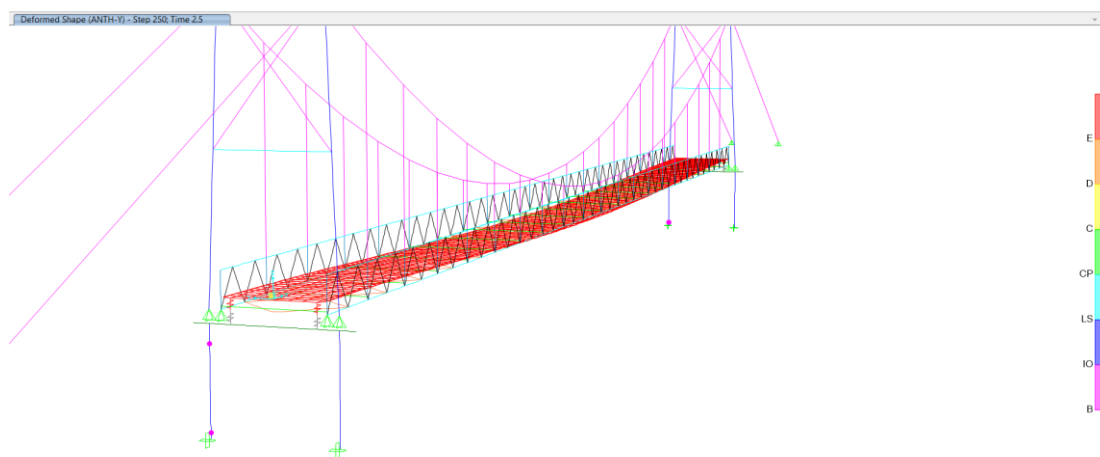
b. Formación secuencial de rótulas plásticas, componente N-S.

Figura 36. Formación secuencial de rótulas plásticas, sismo 1974 ($M_w=6.6$).

En el sismo del año 2005 como se muestra en la Figura 37, el estado de daño en el que incurrieron las rótulas plásticas al momento del desplazamiento máximo en ambas direcciones fue entre fluencia y ocupación inmediata, es decir; las rótulas alcanzan su capacidad de deformación plástica y experimentan daño, pero aún cuenta con la capacidad de mantener la integridad y funcionalidad estructural, aunque con algunas restricciones o limitaciones.



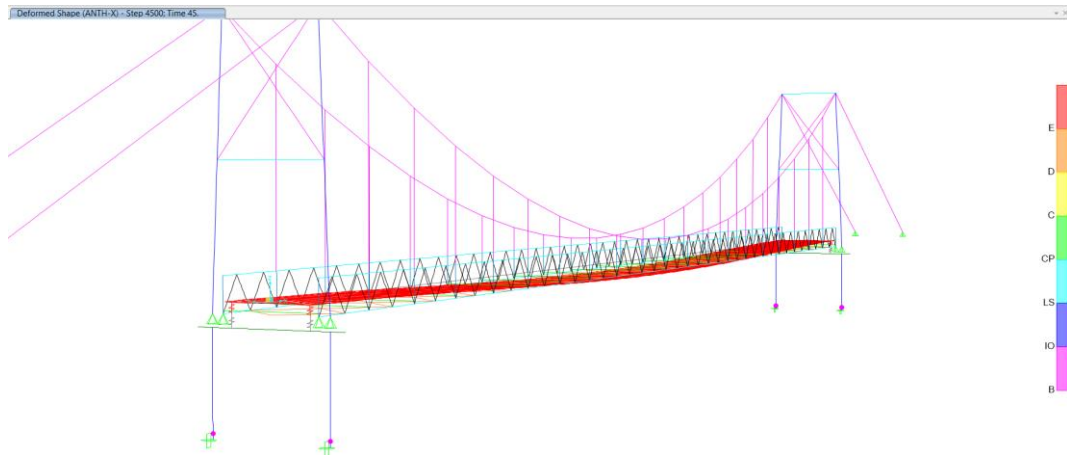
a. Formación secuencial de rótulas plásticas, componente E-W.



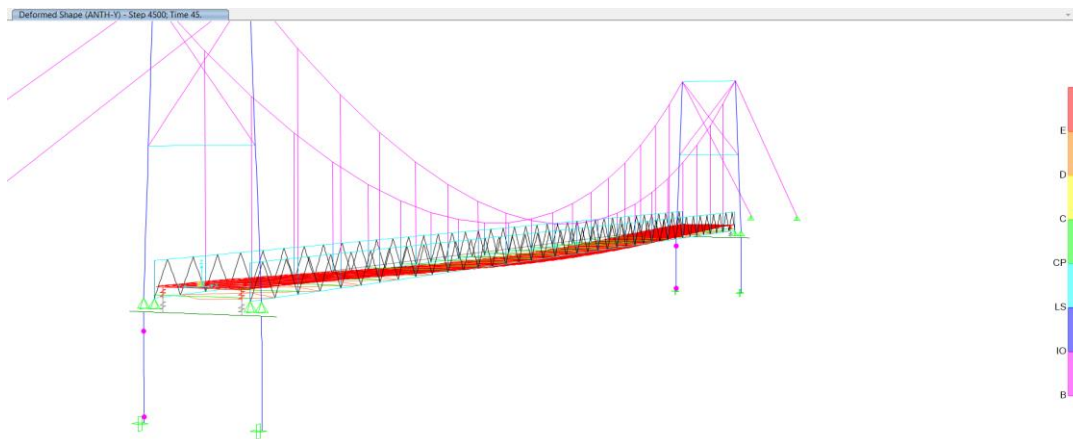
b. Formación secuencial de rótulas plásticas, componente N-S.

Figura 37. Formación secuencial de rótulas plásticas, sismo 2005 ($M_w=7.0$).

Para el sismo analizado en el año 2019 se observa que la secuencia de rótulas plásticas para el momento del desplazamiento máximo se da a los 87 segundos aproximadamente y el estado de daño correspondiente es entre fluencia y ocupación inmediata en la dirección EW y NS.



a. Formación secuencial de rótulas plásticas, componente E-W.

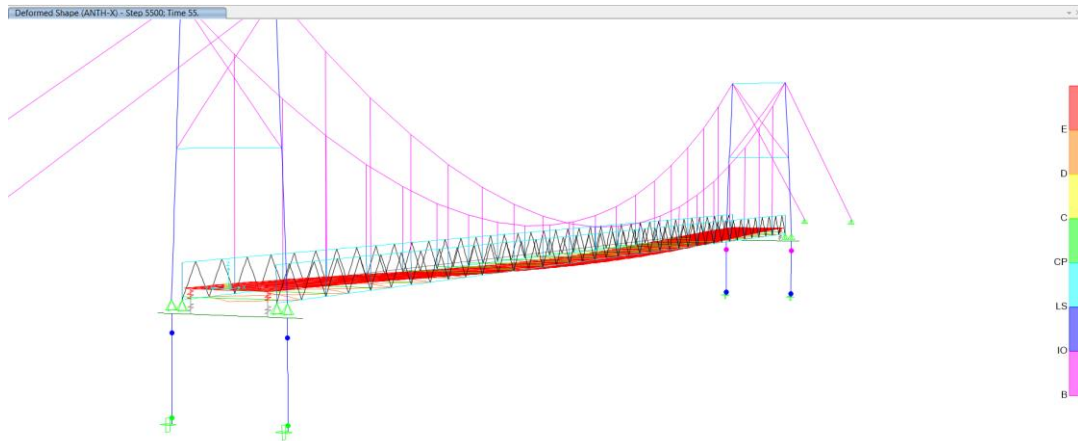


b. Formación secuencial de rótulas plásticas, componente N-S.

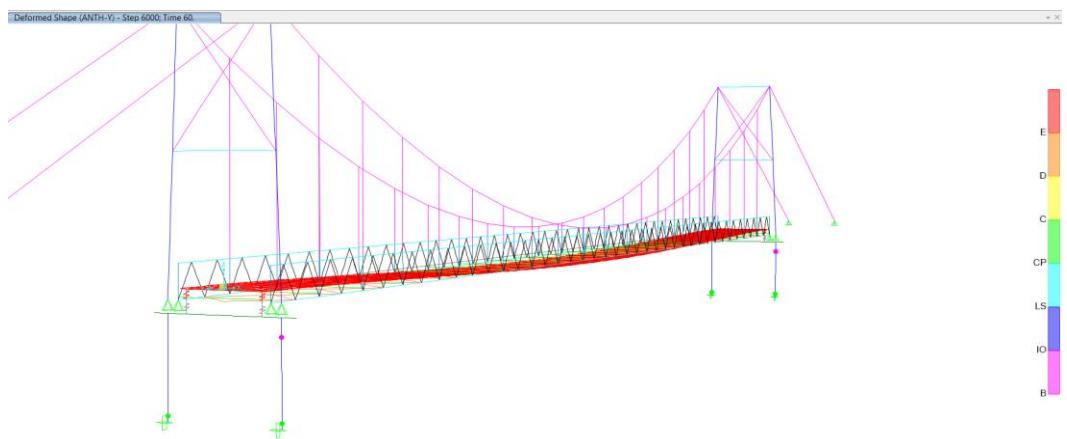
Figura 38. Formación secuencial de rótulas plásticas, sismo 2019 ($M_w=7.7$).

En la dirección EW para el sismo del año 2021 la formación secuencial de rótulas plásticas se da los 50 segundos aproximadamente justo en el momento del desplazamiento máximo, incursionando así en el estado de daño de fluencia, ocupación inmediata y prevención de colapso en los diferentes pilares.

Para la dirección NS en el mismo instante de tiempo se produce la incursión de rótulas plásticas en el estado de daño de prevención de colapso con la excepción que en la parte superior siguen en el estado de fluencia.



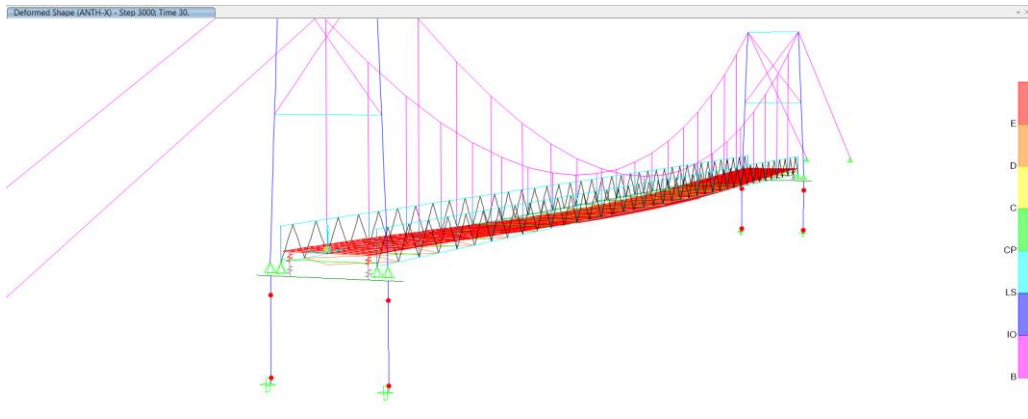
a. Formación secuencial de rótulas plásticas, componente E-W.



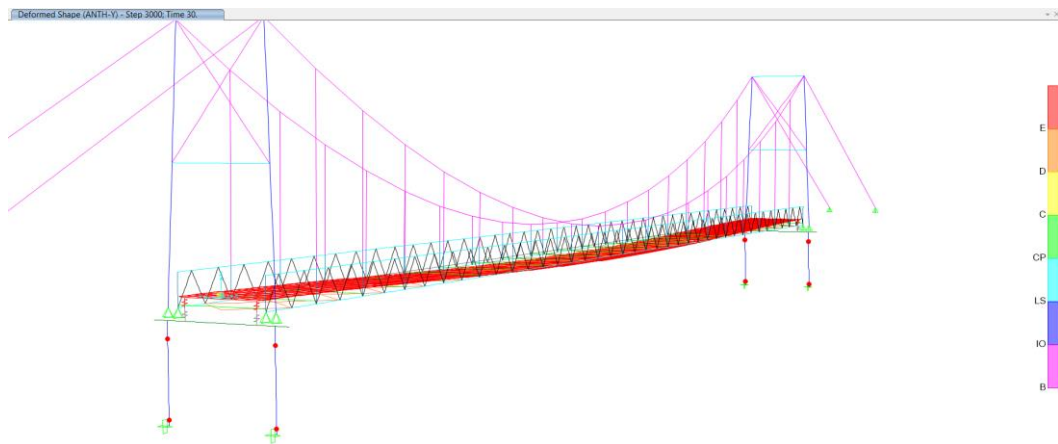
b. Formación secuencial de rótulas plásticas, componente N-S.

Figura 39. Formación secuencial de rótulas plásticas, sismo 2021 ($M_w=7.5$).

Para el sismo del año 2023 la secuencia de rótulas plásticas en el instante de desplazamiento máximo el estado de daño es de colapso para todas las rótulas y en ambas direcciones (EW y NS), esto se da a los 30 segundos aproximadamente, es decir; la estructura experimenta un comportamiento inadecuado y llega a un estado crítico de falla estructural perdiendo su capacidad de resistencia, según la Figura 40.



a. Formación secuencial de rótulas plásticas, componente E-W.



b. Formación secuencial de rótulas plásticas, componente N-S.

Figura 40. Formación secuencial de rótulas plásticas, sismo 2023 ($M_w=7.8$).

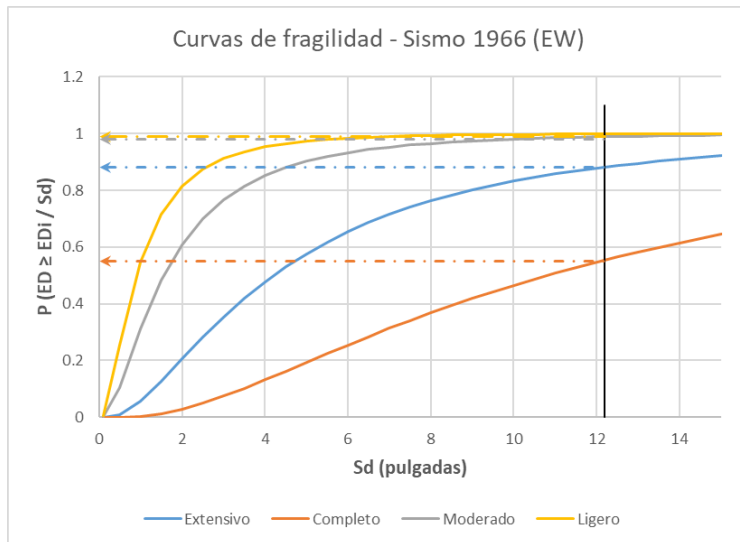
3.6 Desempeño sísmico

3.6.1 Análisis dinámico no lineal - tiempo historia

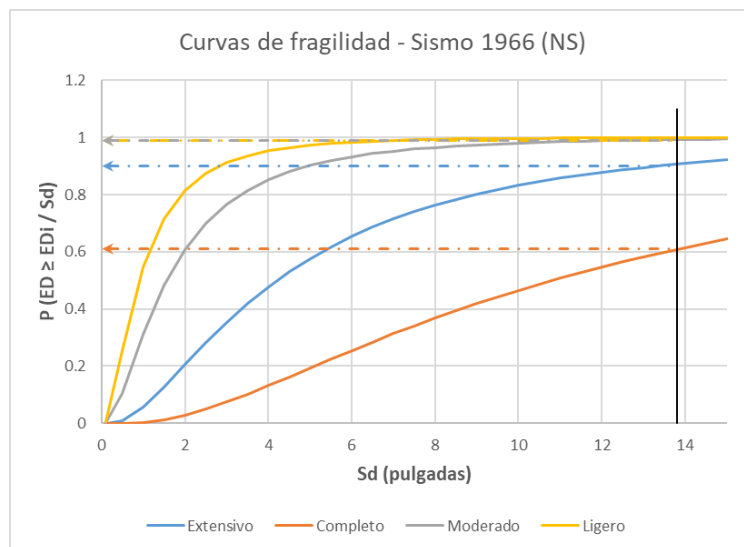
Se obtuvieron las curvas de fragilidad en función de desplazamientos espectrales y probabilidad de daño, así lo demuestran las Figuras 41 hasta 46.

Observamos que, para el sismo del año 1966 en dirección EW se obtuvo que existe la probabilidad del 99%, 98%, 55% y 88% que ocurra un daño ligero, moderado, extensivo y completo en la estructura, respectivamente.

Para la dirección NS existe una probabilidad del 99% que ocurra un daño ligero y moderado, y una probabilidad del 60% y 90% de que ocurra daños extensivos y completos.



a. Curvas de fragilidad componente E-W.

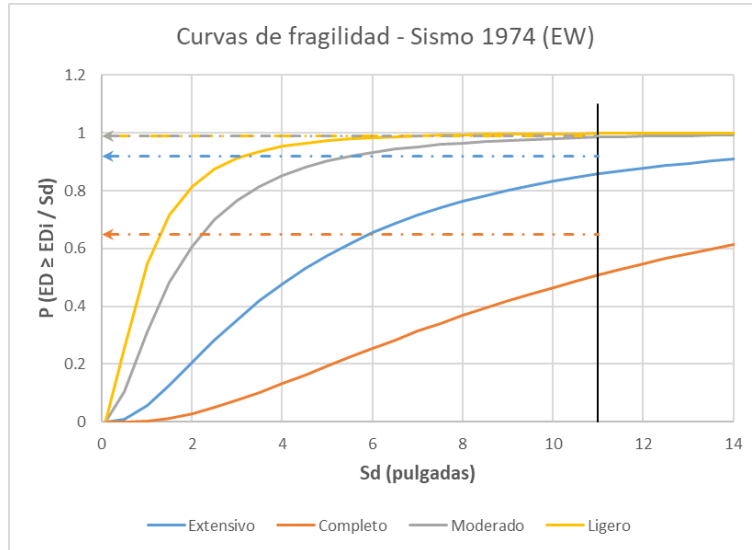


b. Curvas de fragilidad componente N-S.

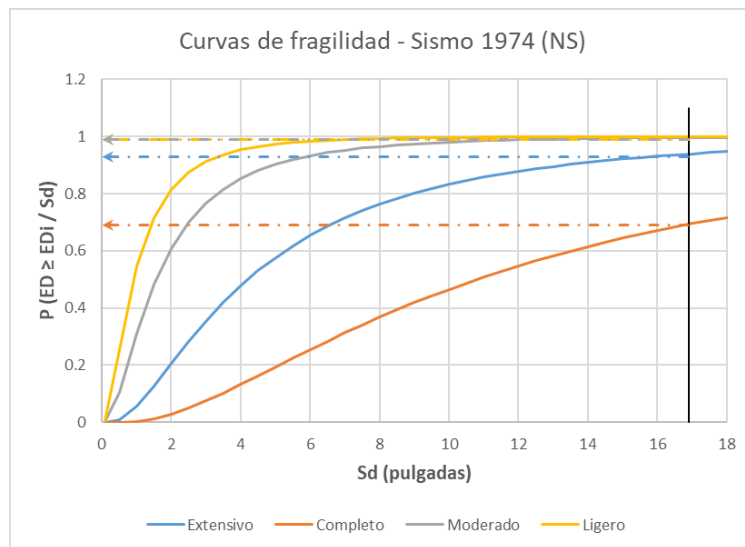
Figura 41. Curvas de fragilidad, sismo 1966 ($M_w=8.0$).

En el sismo ocurrido en el año 1974 en la dirección EW se tiene una probabilidad de daño ligero y moderado del 99%, daño extensivo y completo de 86% y 50%.

Para la dirección NS la probabilidad de daño ligero y moderado es del 99%, daños extensivos y completos de 93% y 69%.



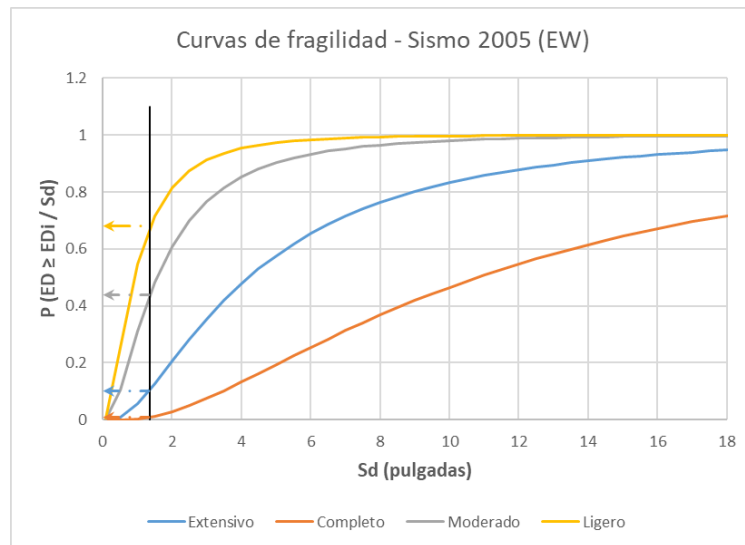
a. Curvas de fragilidad componente E-W.



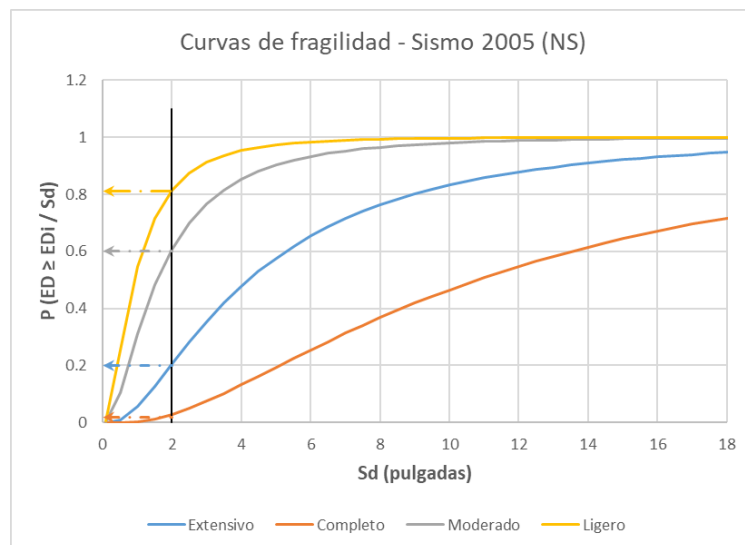
b. Curvas de fragilidad componente N-S.

Figura 42. Curvas de fragilidad, sismo 1974 (Mw=6.6).

En el sismo del año 2005 se observa en la Figura 43 que la probabilidad de un daño ligero en dirección EW y NS es del 68% y 81%, daño moderado de 44% y 60%, daño extensivo de 10% y 20%, y daño completo de 1% y 2% respectivamente.



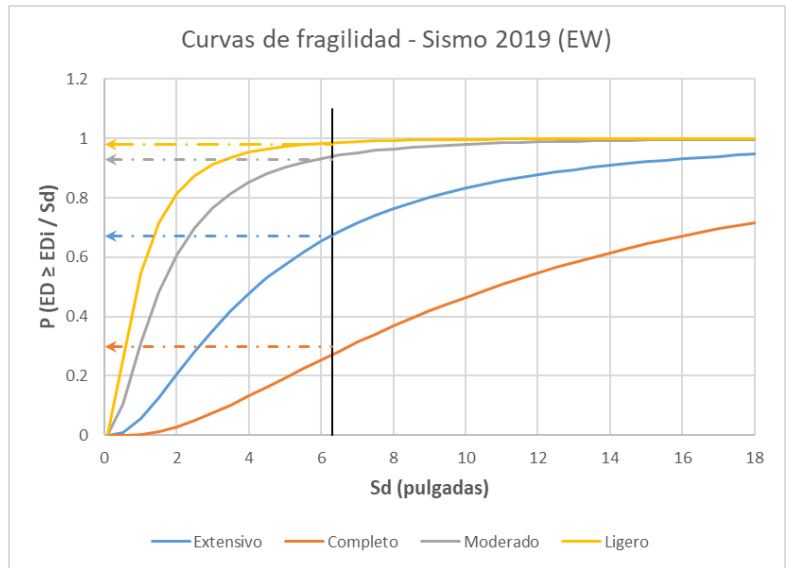
a. Curvas de fragilidad componente E-W.



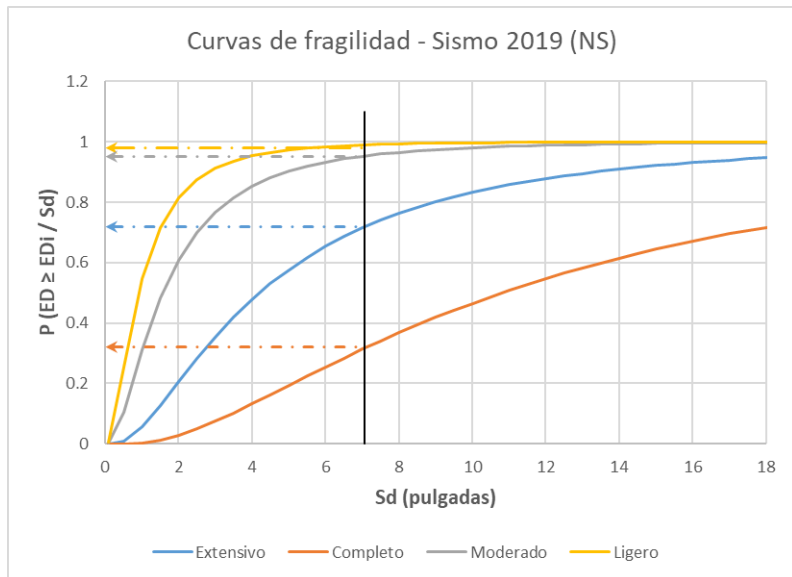
b. Curvas de fragilidad componente N-S.

Figura 43. Curvas de fragilidad, sismo 2005 (Mw=7.0).

Para el sismo del 2019, como se muestra en el Figura 44 para las direcciones EW y NS la probabilidad de daño ligero es de 98%, daño moderado 95%, daño extensivo 67% y 72%, daño completo 27% y 32%; respectivamente.



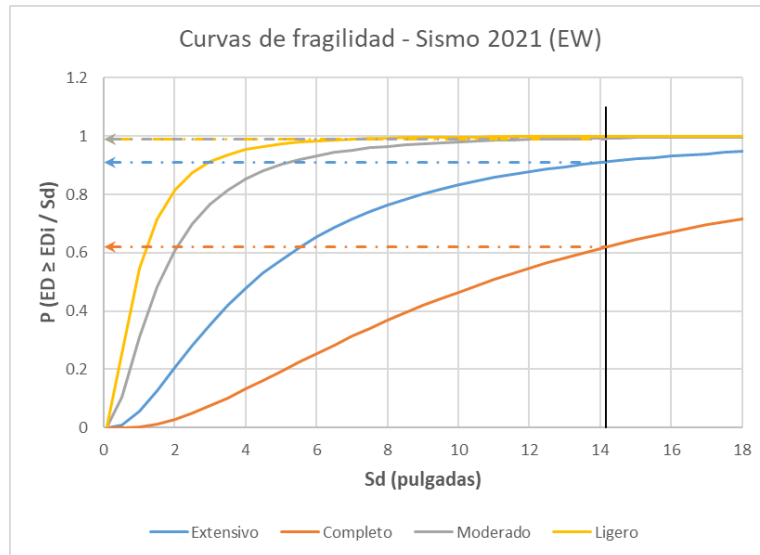
a. Curvas de fragilidad componente E-W.



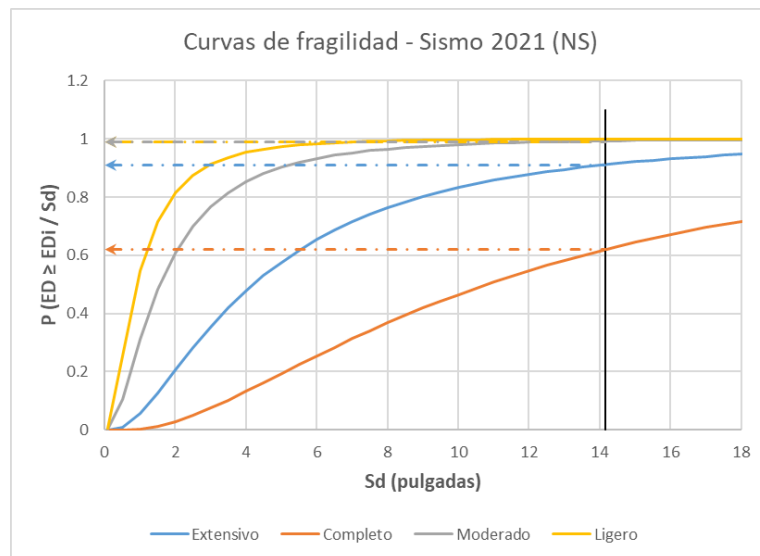
b. Curvas de fragilidad componente N-S.

Figura 44. Curvas de fragilidad, sismo 2019 (Mw=7.7).

La probabilidad de daño existente para el sismo del año 2021 como se observa en la Figura 45, para las direcciones EW y NS son de, estado de daño ligero 99%, daño moderado 98%, daño extensivo 91% y 87%, estado de daño completo 62% y 55%, respectivamente.



a. Curvas de fragilidad componente E-W.



b. Curvas de fragilidad componente N-S.

Figura 45. Curvas de fragilidad, sismo 2021 (Mw=7.5).

La probabilidad de daño para el sismo ocurrido en el año 2023 y como lo muestra la Figura 46, para las direcciones EW y NS el estado de daño ligero y moderado del 100%, así como, para los estados de daño extensivo y completo de 99%.

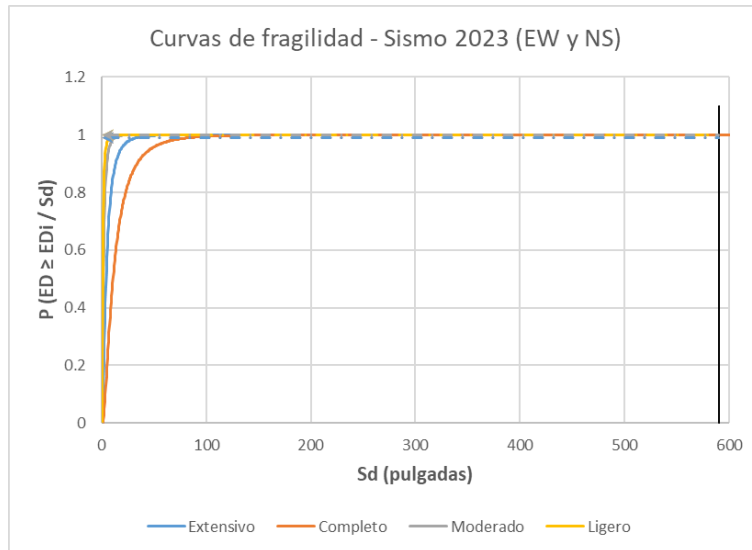


Figura 46. Curva de fragilidad, sismo 2023 (Mw=7.8).

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

Tabla 30. Índice de daño global.

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

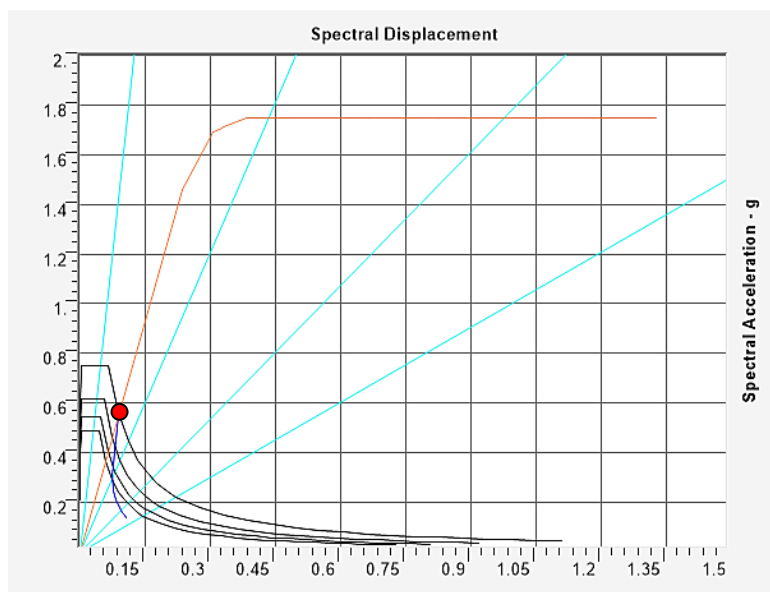
3.6.2 Análisis estático no lineal - pushover multimodal

En la Figura 47 y 48 se puede observar la aplicación del método del espectro de capacidad descrito, así como la comparación del espectro de demanda con el espectro de capacidad para encontrar el punto de desempeño.

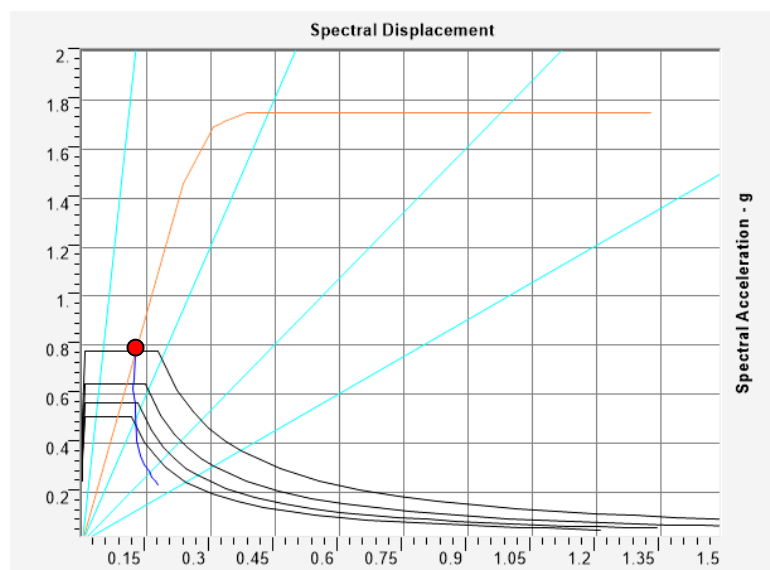
Para la Figura 47, el valor del punto de desempeño (D) es 0.092 m para una cortante en la base (V) de 826.26 t, también valores de Sa de 0.55 g y Sd de 0.089 m, para un sismo de 475 años.

Para un sismo máximo con periodo de retorno de 1000 años, el valor del punto de desempeño (D) es 0.134 m para una cortante en la base (V) de 1154.27 t, y un valor de Sa de 0.77 g y Sd de 0.12 m.

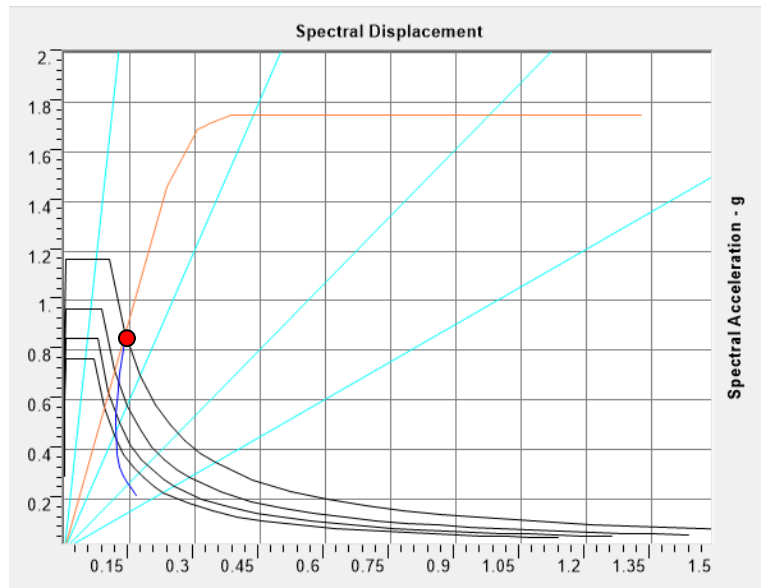
También, para un sismo máximo con periodo de retorno de 2475 años, el valor correspondiente al punto de desempeño (D) es 0.14 m para una cortante en la base (V) de 1291.62 t, y valores de Sa de 0.86 g y Sd de 0.15 m.



a. Punto de desempeño sísmico, dirección Y, sismo de 475 años.



b. Punto de desempeño sísmico, dirección Y, sismo de 1000 años.



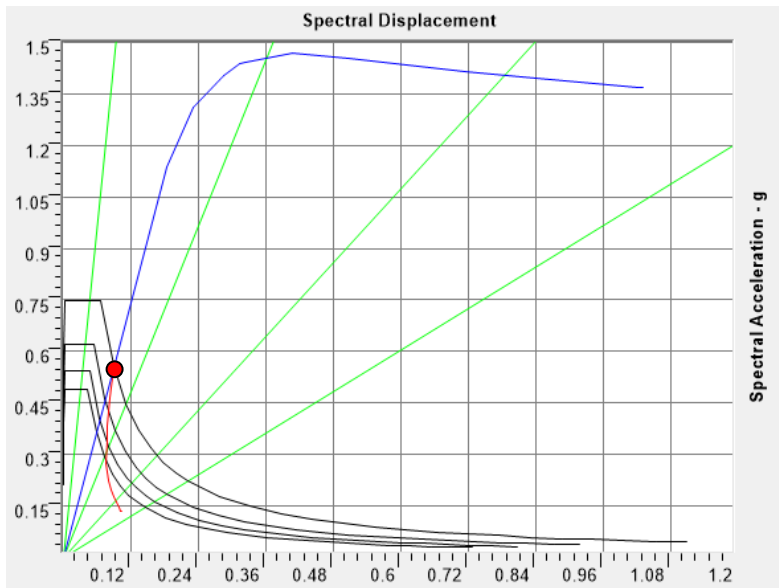
c. Punto de desempeño sísmico, dirección Y, sismo de 2475 años.

Figura 47. Punto de desempeño sísmico, dirección Y, sismo de 475 años (a), sismo de 1000 años (b), sismo de 2475 años (c).

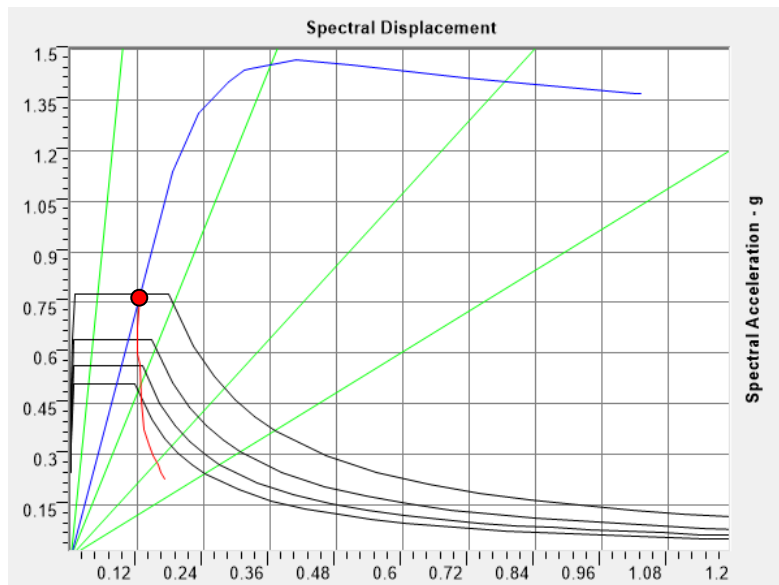
Como se muestra en la Figura 48 para la dirección X se tiene, el valor correspondiente al punto de desempeño (D) es 0.117 m para una cortante en la base (V) de 539.27 t, también un valor de Sa de 0.60 g y Sd de 0.11 m, para un sismo raro de 475 años.

El punto de desempeño (D) tiene un valor de 0.16 m para una cortante en la base (V) de 753.35 t, valores de Sa de 0.77 g y Sd de 0.145 m, para un sismo máximo de 1000 años.

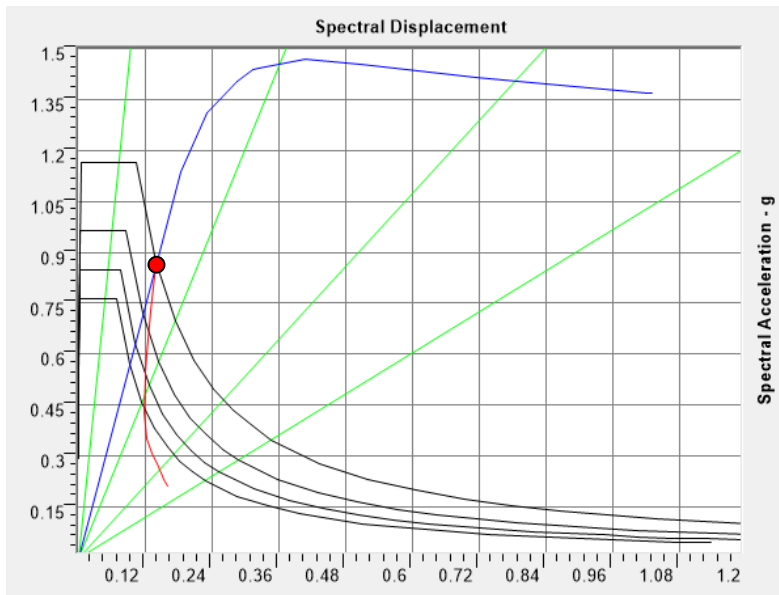
Y, para un sismo máximo de 2475 años se obtuvo un valor de 0.183 m para el punto de desempeño (D) con una cortante en la base (V) de 842.99 t, y valores de Sa de 0.87 g y Sd de 0.17 m, para un sismo máximo de 2475 años.



a. Punto de desempeño sísmico, dirección X, sismo de 475 años.



b. Punto de desempeño sísmico, dirección X, sismo de 1000 años.



c. Punto de desempeño sísmico, dirección X, sismo de 2475 años.

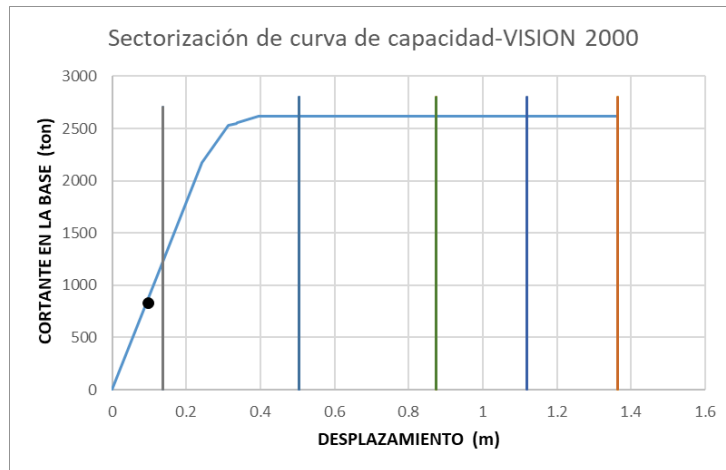
Figura 48. Punto de desempeño sísmico, dirección X, sismo de 475 años (a), sismo de 1000 años (b), sismo de 2475 años (c).

En la Figura 49 y 50 se puede observar tanto la sectorización de la curva de capacidad como el punto de desempeño en dirección X e Y para los niveles de peligrosidad sísmica considerados.

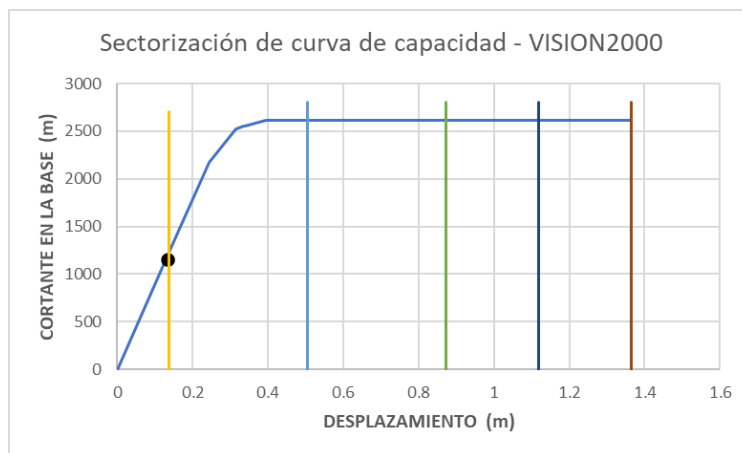
De acuerdo con la Figura 49, para un sismo raro con periodo de retorno de 475 años en dirección Y el nivel de desempeño al que pertenece el puente Santa Maria de Nieva es totalmente operacional, es decir; la estructura presentara un estado de daño despreciable y continuara prestando sus servicios después de dicho movimiento sísmico.

Del mismo modo, para un sismo máximo con periodo de retorno de 1000 años en dirección Y el nivel de desempeño sísmico al que pertenece el puente en evaluación se encuentra entre totalmente operacional y funcional, es decir; la estructura presenta un estado de daño despreciable y ligero.

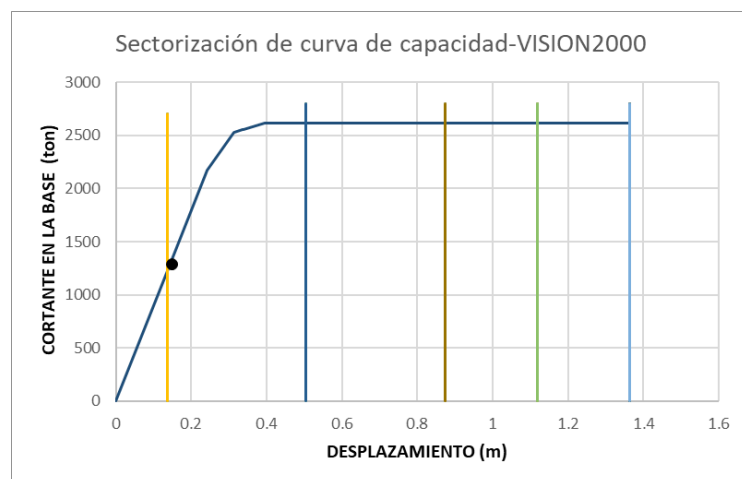
Y, para sismo máximo con periodo de retorno de 2475 años en dirección Y el nivel de desempeño sísmico al que pertenece la estructura se encuentra en funcional, es decir; la estructura presenta un estado de daño ligero y permanecerá disponible para cumplir su función inmediatamente después del sismo, así mismo, requerirá de reparaciones menores.



a. Nivel de desempeño sísmico, dirección Y, sismo de 475 años.



b. Nivel de desempeño sísmico, dirección Y, sismo de 1000 años.



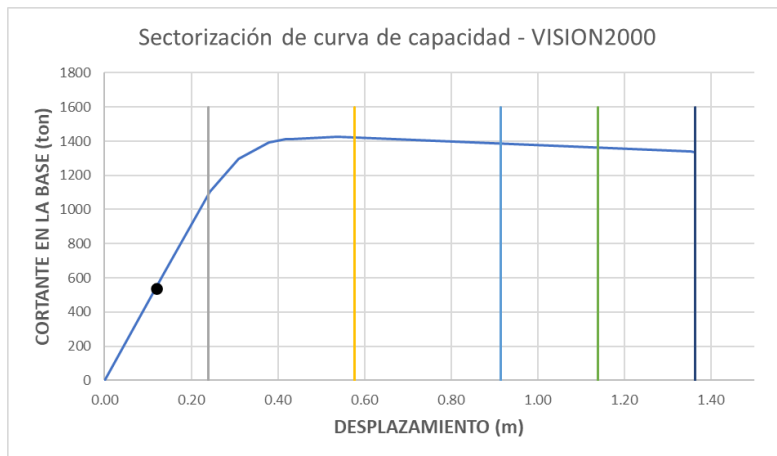
c. Nivel de desempeño sísmico, dirección Y, sismo de 2475 años.

Figura 49. Nivel de desempeño sísmico, dirección Y, sismo de 475 años (a), sismo de 1000 años (b), sismo de 2475 años (c).

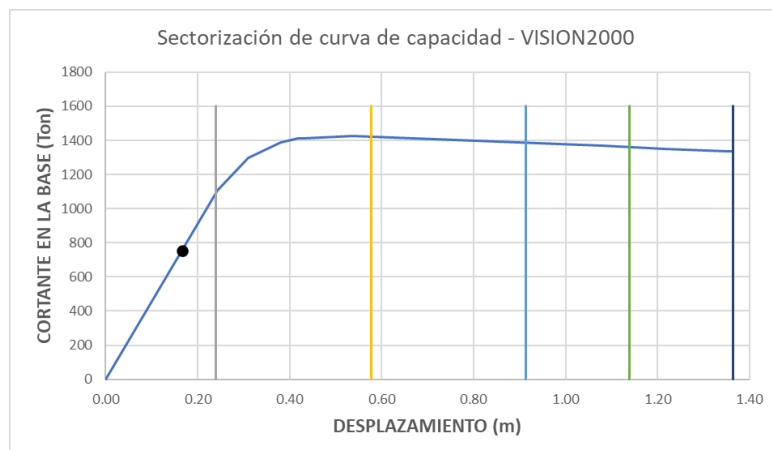
En la Figura 50, para un sismo raro con periodo de retorno de 475 años en dirección X el nivel de desempeño al que pertenece la estructura del puente es totalmente operacional, es decir; el daño en la estructura será el mismo que en el caso de la dirección Y.

Para un sismo máximo con periodo de retorno de 1000 años en dirección X el nivel de desempeño sísmico al que pertenece el puente se encuentra en totalmente operacional, por lo tanto; el daño será igual al que ya se describió anteriormente.

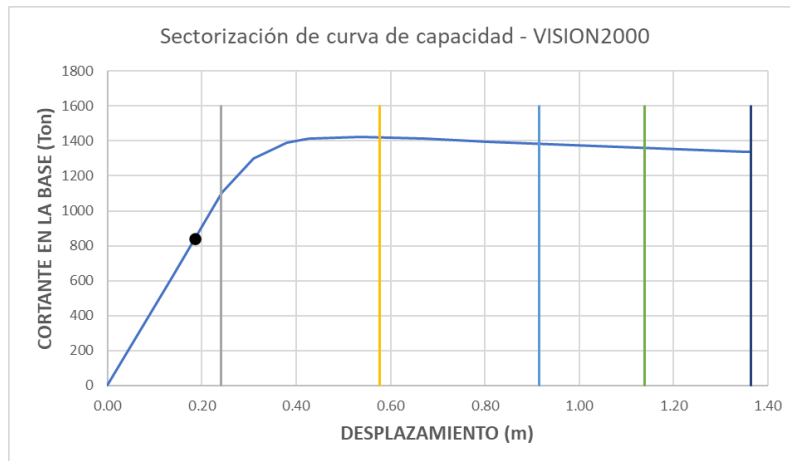
Para el sismo máximo con periodo de retorno de 2475 años en dirección X el nivel de desempeño sísmico al que pertenece la estructura se encuentra en totalmente operacional, como se observa en la Figura 58. Y el nivel daño presentará las mismas características que para la dirección Y.



a. Nivel de desempeño sísmico, dirección X, sismo de 475 años.



b. Nivel de desempeño sísmico, dirección X, sismo de 1000 años.



c. Nivel de desempeño sísmico, dirección X, sismo de 2475 años.

Figura 50. Nivel de desempeño sísmico dirección X sismo de 475 años (a), sismo de 1000 años (b), sismo de 2475 años (c).

IV. DISCUSIÓN

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

Panaligan (2020) de acuerdo con el análisis dinámico no lineal tiempo - historia realizado, mostró que el desplazamiento no superó el desplazamiento límite. Por lo tanto, el puente no colapsará por un sismo severo esperado por el código sísmico de Filipinas.

Se realizó un análisis estático no lineal pushover multimodo y se obtuvo la curva de capacidad que representó la respuesta estructural del puente y con el patrón de carga se garantizó resultados más confiables que un análisis pushover convencional, así como también la precisión en la evaluación de la respuesta inelástica de puentes con modos superiores significativos, concordante con Perdomo et al. (2019), que de acuerdo con su investigación aplicada a puentes de concreto armado el análisis pushover multimodal indicó que los puentes pueden ser clasificados como sensibles a un modo más alto y también, el desempeño de los procedimientos multimodo es superior en comparación con los puentes dominados por el primer modo o pushover convencional.

Por otro lado Chomchuen & Boonyapinyo (2017) mencionan que la aplicación multimodo brinda mejores presiones en la evaluación de desempeño sísmico en comparación con otros análisis; por lo que, la aplicación de esta metodología, en la presente investigación, valida la estimación del desempeño sísmico del puente Santa María de Nieva. Así también análisis pushover multimodal (MPA) aplicado a los puentes evaluados por Paraskeva & Kappos (2010), determinaron que el procedimiento MPA produce mejores resultados y confiables.

Las curvas de fragilidad aplicadas a esta investigación permitieron conocer que para los diferentes sismos aplicados existe entre 70% y 90% la probabilidad de daño parcial y total en la estructura, así como también la vulnerabilidad en la que se encuentra ante la acción de sismos poco frecuentes; esto concuerda con Ghazali et al. (2019) que

encontraron en base a curvas de fragilidad que todos los puentes estudiados podrían seguir funcionando. Sin embargo; uno de los puentes tenía mayor probabilidad de exceder daños leves a severos. Y, otro de los puentes analizados mostró la vulnerabilidad sísmica más baja.

Por otro lado, Kehila et al. (2018) elaboraron curvas de fragilidad en términos de deriva máxima en pilares de puentes para estados de daño (leve, moderado, extenso y colapso) y predijeron el desempeño de los pilares, determinaron que, el daño aplicando un nuevo código de diseño es menor y funciona bien en comparación con un código de diseño antiguo. También, Mosleh et al. (2015) definieron estados de daño y establecieron características probabilísticas de capacidad estructural, determinando mediante curvas de fragilidad que el puente presenta vulnerabilidad.

La evaluación por desempeño de puentes en Turquía desarrollando curvas de fragilidad analíticas determinaron que dichas curvas resultaron más realistas a la hora de estimar el estado límite de daño de los puentes (Avşar et al., 2011).

La estimación de desempeño sísmico del puente Santa María de Nieva mediante el método del espectro de capacidad y el comité VISION 2000 mostró puntos de desempeño sísmico entre 0.092 m y 0.18 m, los cuales hacen referencia que la estructura es capaz de resistir y sobreponerse de eventos sísmicos poco frecuentes o raros sin sufrir daños estructurales importantes o interrupciones operativas significativas. Este hallazgo es consistente con Yang et al. (2021) que indican que el desplazamiento último del pilar del puente cumple con los requisitos establecidos para sismos muy raros, por tanto; la estructura del puente tiene un buen comportamiento sísmico.

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

V. CONCLUSIONES

- ✓ En la definición de espectros de demanda sísmica para periodos de retorno de 475, 1000 y 2475 se observó que mientras aumenta el periodo de retorno, se experimenta aceleraciones más altas, debido que, al aumentar el periodo de retorno, se consideran sismos de mayor magnitud y menor frecuencia de ocurrencia.
- ✓ El empleo de un conjunto de registros sísmicos y obtener directamente desplazamientos inelásticos permitió conocer de forma realista la respuesta dinámica de la estructura en intervalos de tiempo diferentes, generando resultados más conservadores.
- ✓ Mediante la aplicación del patrón de carga lateral pushover multimodal se incluyeron modos de vibración múltiples así como sus efectos combinados, y se determinó hasta qué punto la estructura puede resistir las cargas sísmicas antes de alcanzar un estado límite de daño. Así mismo; la curva de capacidad permitió predecir correctamente la demanda de desplazamiento sísmico.

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

- ✓ En la estimación del desempeño sísmico para el análisis pushover multimodo el puente Santa María de Nieva cumple con el nivel de desempeño sísmico adecuado para todos los peligros sísmicos definidos, por lo que después de ocurrido un sismo específico la estructura seguirá operativa para el tránsito de vehículos de emergencia o defensa.

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

En la estimación del desempeño sísmico para el análisis dinámico no lineal tiempo – historia y de acuerdo con los índices de daño generales, se observó que la probabilidad de daño global es alta, y parcial entre severo y completo en ambas direcciones.

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

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

VI. RECOMENDACIONES

- ✓ Aplicar un análisis pushover multimodal modificado que utiliza vectores de fuerza generalizados, denominado análisis de empuje generalizado (GPA) en puentes de diferente configuración estructural.
En futuros estudios además de los pilares se deben incluir los apoyos, los estribos, la cimentación, entre otros elementos estructurales; así como también tomar en cuenta la interacción suelo – estructura.
- ✓ De acuerdo con los resultados de las curvas de fragilidad, debemos referirnos a la rehabilitación sísmica de puentes orientándonos a tres aspectos principales: aumentar la resistencia y rigidez de los componentes, mejorar el diseño, suprimir la falla por fragilidad transformando la estructura original y aumentar la energía del área de disipación de energía actuando en las zonas de formación de rotulas plásticas o agregando aisladores sísmicos. Para elegir una solución de restauración más conveniente, es necesario considerar aspectos económicos y los métodos de construcción más factibles a implementar en la región.
- ✓ Ampliar los estudios de curvas de fragilidad orientándose no solo a la probabilidad de daño si no también, a la probabilidad de costo, tiempo e impacto ambiental. Esto se conoce como curvas de consecuencia.
- ✓ Fomentar la investigación de estos métodos aplicados a diferentes estructuras, a estudiantes de la carrera de ingeniería civil, así como el uso de softwares que estén validados y aprobados por expertos, garantizando el avance tecnológico-académico en su formación profesional.

VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- American Society of Civil Engineers (ASCE/SEI). (2013). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*.
<https://doi.org/http://dx.doi.org/10.1061/9780784412855>
- Applied Technology Council (ATC-40). (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*.
- Avşar, Ö., Yakut, A., & Caner, A. (2011). Analytical fragility curves for ordinary highway bridges in Turkey. *Earthquake Spectra*, 27(4), 971–996.
<https://doi.org/10.1193/1.3651349>
- Bazaez, R., Vega, A., & Navarro, N. (2019). Vulnerabilidad sísmica de puentes chilenos considerando el efecto de la duración de los registros. *XII Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Sísmica ACHISINA 2019*, 0–12.
- Brinissat, M., Kuti, R., & Louhibi, Z. (2021). Dynamic seismic analysis of bridge using response spectrum and time history methods. *Acta Technica Jaurinensis*, 14(2), 171–185. <https://doi.org/10.14513/actatechjaur.00595>
- California Department of Transportation (CALTRANS). (2019). *Seismic design criteria version 2.0*. California Department of Transportation.
- Chen, W.-F., & Duan, L. (2014). *Bridge Engineering Handbook* (L. Francis and Taylor Group (ed.)). Taylor & Francis Web site.
- Chomchuen, P., & Boonyapinyo, V. (2017). Incremental dynamic analysis with multi-modes for seismic performance evaluation of RC bridges. *Engineering Structures*, 132, 29–43. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.11.026>
- Chopra, A., & Goel, R. (2001). A Modal Pushover Analysis Procedure to Estimate Seismic Demands for Buildings: Theory and Preliminary Evaluation. In U. of California & Berkeley (Eds.), *Civil and Environmental Engineering*.
- Di Re, P., Bernardini, D., Ruta, D., & Paolone, A. (2022). A simple numerical approach for the pushover analysis of slender cantilever bridge piers taking into account geometric nonlinearity. *Asian Journal of Civil Engineering*, 23(4), 455–469.
<https://doi.org/10.1007/s42107-022-00433-z>

- Di Sarno, L., da Porto, F., Guerrini, G., Calvi, P. M., Camata, G., & Prota, A. (2019). Seismic performance of bridges during the 2016 Central Italy earthquakes. In *Bulletin of Earthquake Engineering* (Vol. 17, Issue 10). Springer Netherlands. <https://doi.org/10.1007/s10518-018-0419-4>
- DOKU.PUB. (2019). *Pte Santa Maria Nieva.pdf* [oq1z76v9zp02]. <https://doku.pub/documents/pte-santa-maria-nievapdf-oq1z76v9zp02>
- Enriquez, E. M. (2018). *Tercer curso de especialización “Diseño sísmico de columnas y muros en concreto armado.”*
- Esteva, L. (2018). Peligro, vulnerabilidad y riesgo sísmico. *Ciencia, Revista de La Academia Mexicana de La Ciencia.*, 69(3), 30–35.
- Federal Emergency Management Agency (FEMAP - 440A). (2009). *Effects of Strength and Stiffness Degradation on Seismic Response.*
- García Nuñez, A. (2018). *Estudio sobre la efectividad del factor de sobre-resistencia del criterio columna fuerte - viga débil en el diseño sísmico de porticos de hormigón mediante el análisis dinámico no lineal.* UPC, Barcelona.
- García Sainz, E. (2017). *Método modal espectral basado en la regla de combinación C-SRSS (Complete square root of sum of squares).* Universidad Nacional Autónoma de México.
- Ghazali, A., Al-Haris Alaydrus, H., Alih, S. C., & Vafaei, M. (2019). Seismic fragility of concrete box girder bridges in Malaysia. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 513(1), 9. <https://doi.org/10.1088/1757-899X/513/1/012019>
- HAZUS - MH 2.1. (1999). *Multi-hazard Loss Estimation Methodology. Technical Manual.*
- Hernández, E. (2022). *Aplicación del método del espectro de capacidad para la evaluación del desempeño sísmico de estructuras - INESA | TECH.* <https://www.inesa-tech.com/blog/aplicacion-metodo-espectro-de-capacidad-evaluacion-desempeno-sismico-estructuras/>

- Huaman, H. (2020). Análisis sísmico no lineal tiempo historia. *Diescon Ingenieros*, 17.
- Iliev, A., & Stefanov, D. (2021). Nonlinear Time History Analysis of a Reinforced Concrete Bridge. *Xth International scientific conference on architecture and civil engineering, September*, 1–8.
- Jara, J. M., Raya, G., Olmos, B. A., & Martinez, G. (2017). Applicability of equivalent linearization methods to irregular isolated bridges. *Engineering Structures*, 141, 495–511. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.03.052>
- Kehila, F., Kibboua, A., Bechtoula, H., & Remki, M. (2018). Seismic performance assessment of R.C. bridge piers designed with the Algerian seismic bridges regulation. *Earthquake and Structures*, 15(6), 701–713. <https://doi.org/10.12989/eas.2018.15.6.701>
- Kusuma, A., & Anwar, N. (2010). Comparative assessment of enhanced multi-mode pushover analysis methods for performance based design. *Large Structures and Infrastructures for Environmentally Constrained and Urbanised Areas*, 840–841. <https://doi.org/10.2749/222137810796063968>
- Kwon, O. S., Mwafy, A. M., & Elnashai, A. S. (2010). Analytical assessment of seismic performance evaluation procedures for bridges. *American Concrete Institute, ACI Special Publication, 271 SP*, 45–61. <https://doi.org/10.14359/51663889>
- Moller, O., Poliotti, M., Ascheri, J., Valentini, G., Grossman, S., & Bairán, J. (2019). Desempeño Sísmico de un Puente con Comportamiento No Lineal y Variables con Incertidumbres. *Asociación Argentina de Mécanica Computacional, XXXVII*, 1–10.
- Moreno, R., Pujades, L., Aparicio, A. C., & Barbat, A. H. (2007). Herramientas necesarias para la evaluación sísmica de edificios. In *Monografías de Ingeniería Sísmica* (Issue October). <https://doi.org/10.13140/2.1.1030.6881>
- Mosleh, A., Jara, J., & Varum, H. (2015). *A methodology for Determining the Seismic Vulnerability of Old Concrete Highway Bridges by Using Fragility Curves*. 5(1), 1–7.
- Murdiansyah, L., Permata, R., & Essen, D. (2020). Modal pushover analysis on reinforced concrete arch bridge to estimate seismic responses. *E3S Web of Conferences*, 156, 8–13. <https://doi.org/10.1051/e3sconf/202015603005>

- Nicknam, A., Mosleh, A., & Hamidi Jamnani, H. (2011). Seismic performance evaluation of urban bridge using static nonlinear procedure, case study: Hafez bridge. *Procedia Engineering*, 14(May 2014), 2350–2357. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2011.07.296>
- Nun, P. (2016). Guía sobre terremotos – parte III Modelación sísmica para la industria del (rea) seguro. *SCOR GLOBAL P&C*, 1–8.
- Panaligan, R. J. N. (2020). Earthquake Performance Evaluation of Typical Bridge Structures Designed By a Force-Based Design Method in the Philippines. *IISEE-GRIPS*, 1–6.
- Paraskeva, T. S., & Kappos, A. J. (2010). Further development of a multimodal pushover analysis procedure for seismic assessment of bridges. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 39(2), 211–222. <https://doi.org/10.1002/eqe.947>
- Perdomo, C., Monteiro, R., & Sucuoğlu, H. (2019). Seismic risk assessment of multi-span bridges using nonlinear static procedures. *COMPDYN Proceedings*, 3, 5343–5356. <https://doi.org/10.7712/120119.7309.18577>
- Pinto Rodriguez, G. (2012). *Evaluación del desempeño sísmico de puentes basado en desplazamientos*. Universidad Nacional Autónoma de México - Programa de maestría y doctorado en ingeniería.
- Ricón, O., & Sánchez, R. (2019). Análisis Sistemático de Metodologías Empleadas para la Medición Cualitativa y Cuantitativa de la Vulnerabilidad Sísmica de Estructuras. *Facultad de Ingeniería Civil. Universidad Cooperativa de Colombia*, 1–16.
- Shirnejad, Y., Student, G., & Azad, I. (2011). Improvement The Seismic Behavior Of Existing Steel Structures In Iran By TADAS Damper Modern Technology. *SASTech Khavaran Higher-Education Institute*, 1–9.
- Toledo Espinoza, V. (2012). *Análisis No Lineal de Elementos de Concreto Armado - La Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño*.
- Vargas, Y. F., Pujades, L. G., Barbat, A. H., & Hurtado, J. E. (2013). Evaluación probabilista de la capacidad, fragilidad y daño sísmico de edificios de hormigón armado. *Revista Internacional de Metodos Numericos Para Calculo y Diseno En*

Ingenieria, 29(2), 63–78. <https://doi.org/10.1016/j.rimni.2013.04.003>

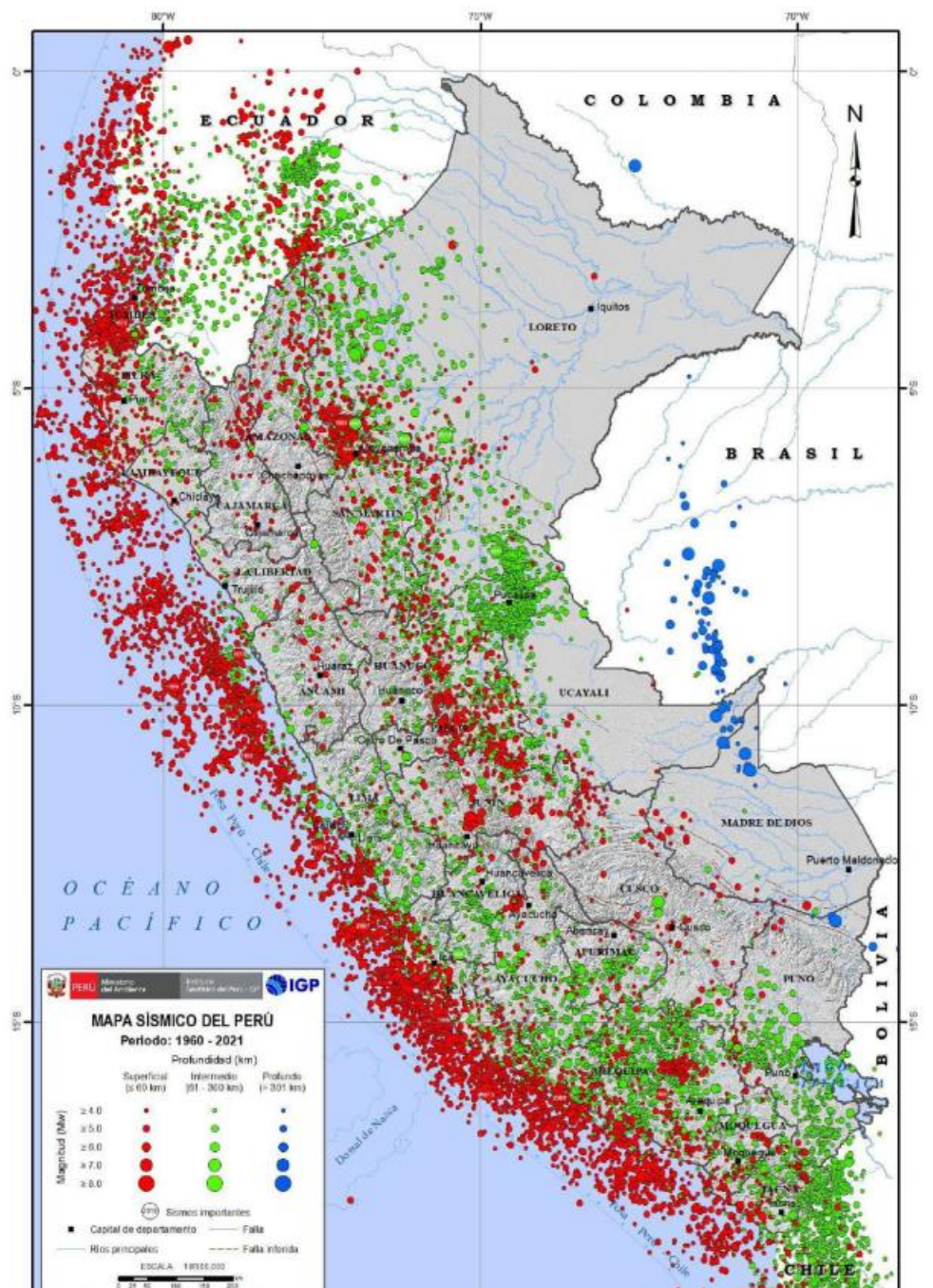
Vielma, J. C., Cando, M., Vielma, J. C., & Cando, M. (2014). *Implementación del FEMA P695 en la evaluación de las estructuras metálicas del Ecuador*. 16.

Whitney, R. (2018). Ground motion processing and observations for the near-field accelerograms from the 2015 Gorkha, Nepal earthquake. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 107, 250–263. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2018.01.032>

Yang, Y., Jiao, D., & Song, H. (2021). Pushover analysis in different lateral force distribution patterns of bridge piers. *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*, 647(1), 1–8. <https://doi.org/10.1088/1755-1315/647/1/012023>

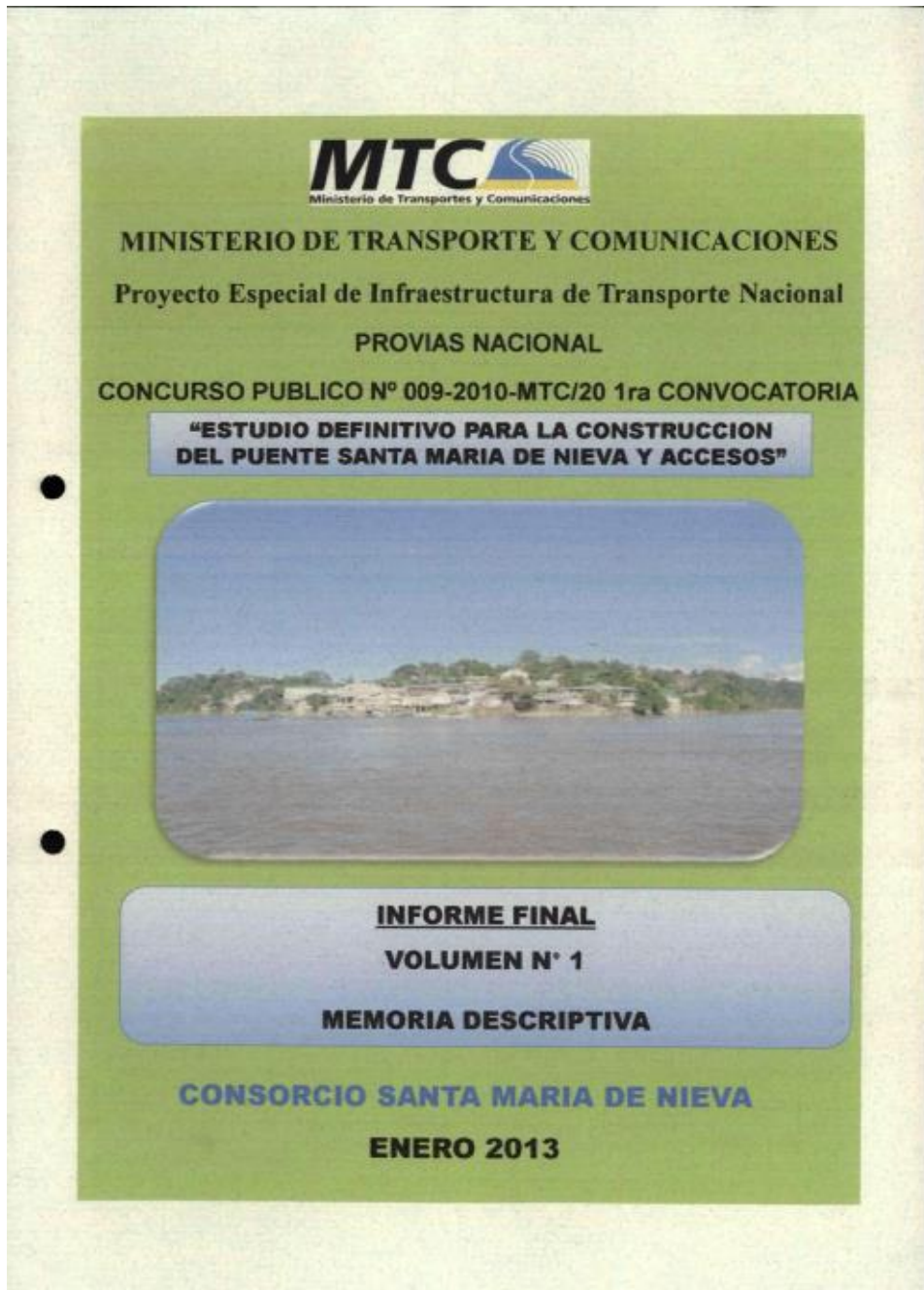
ANEXOS

Anexo 1. Mapa de peligrosidad sísmica - Perú.

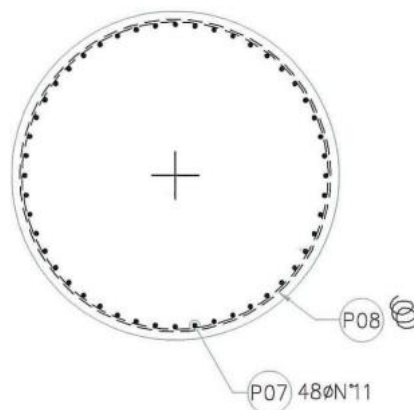
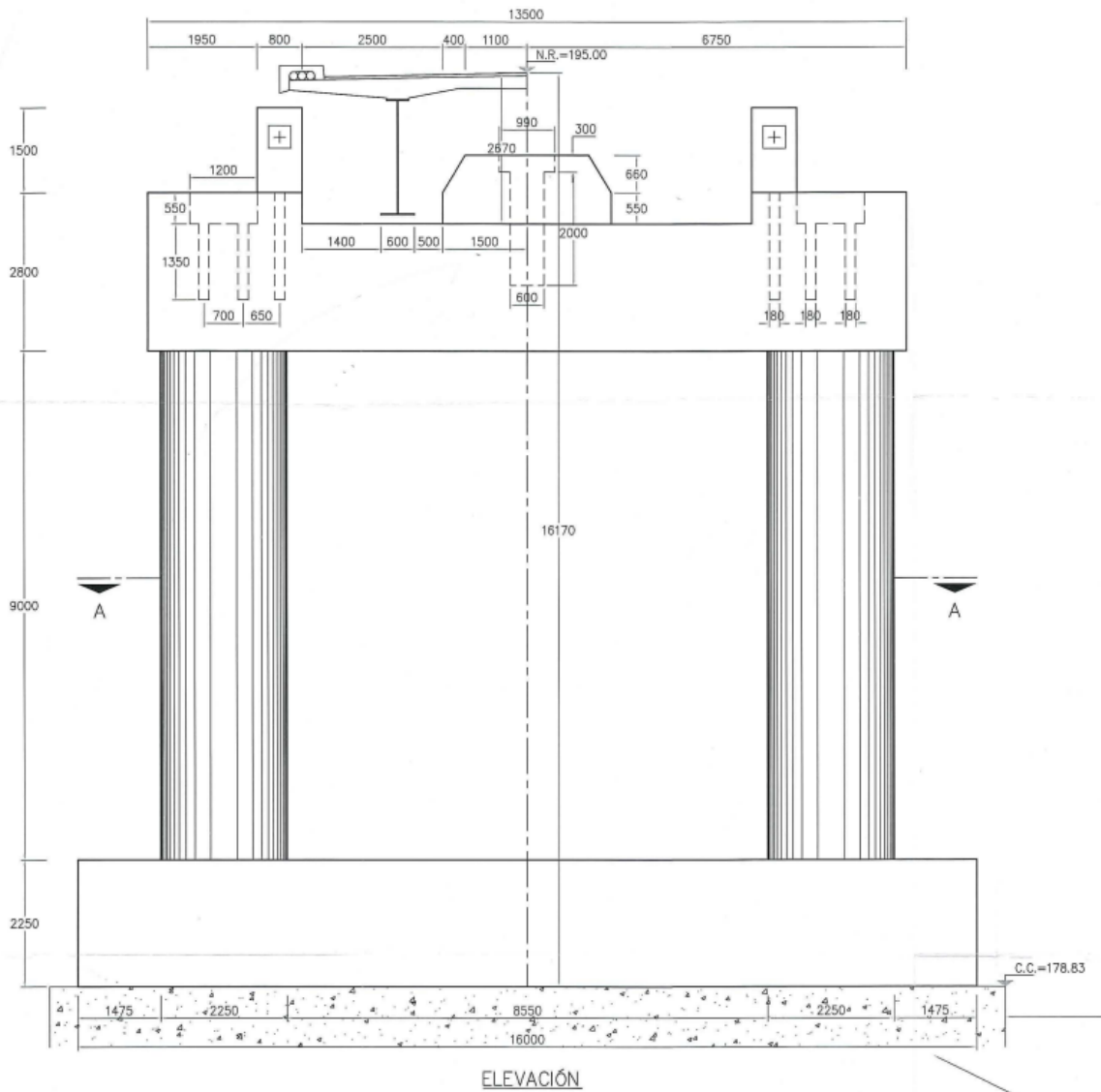


Nota: Tomado de Mapa Sísmico, por IGP, 2022, <https://ultimosismo.igp.gob.pe/mapas-sismicos>.

Anexo 2. Memoria descriptiva.



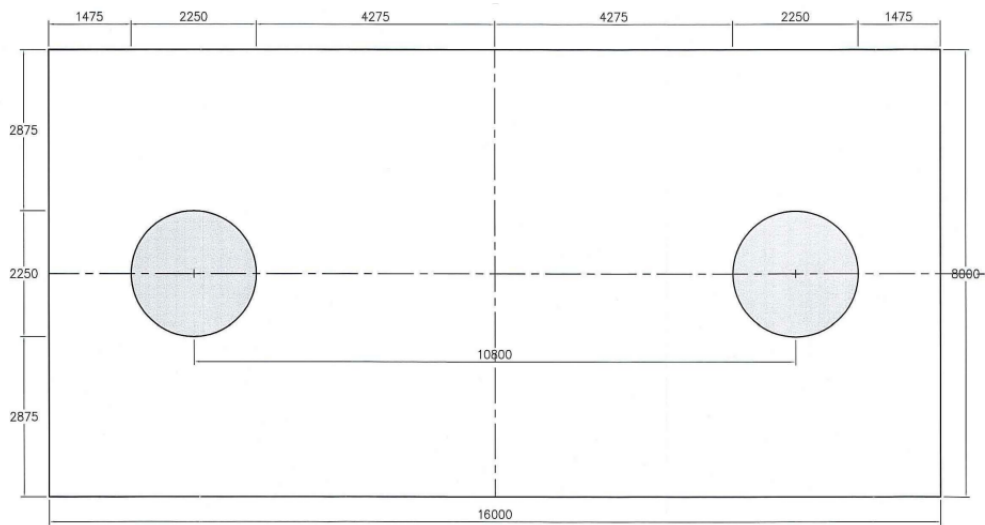
Anexo 3. Pilar derecho e izquierdo, geometría y dimensiones.



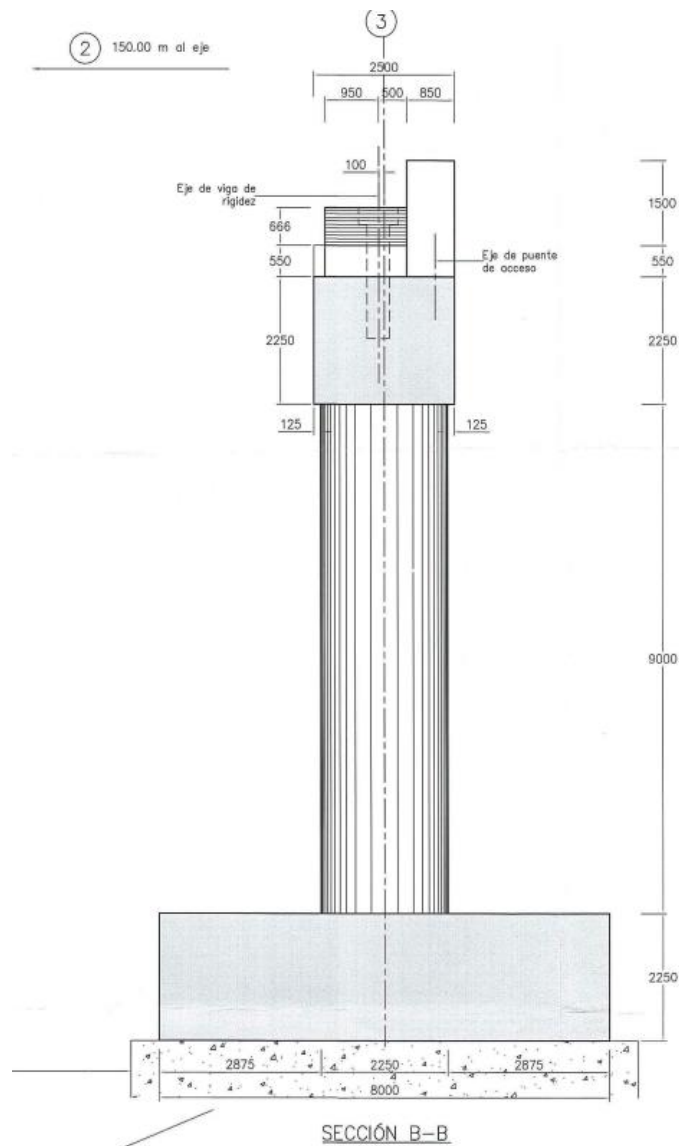
SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA COLUMNA A-A

Esc.: 1/30

Anexo 4. Pilar derecho e izquierdo, geometría y dimensiones.

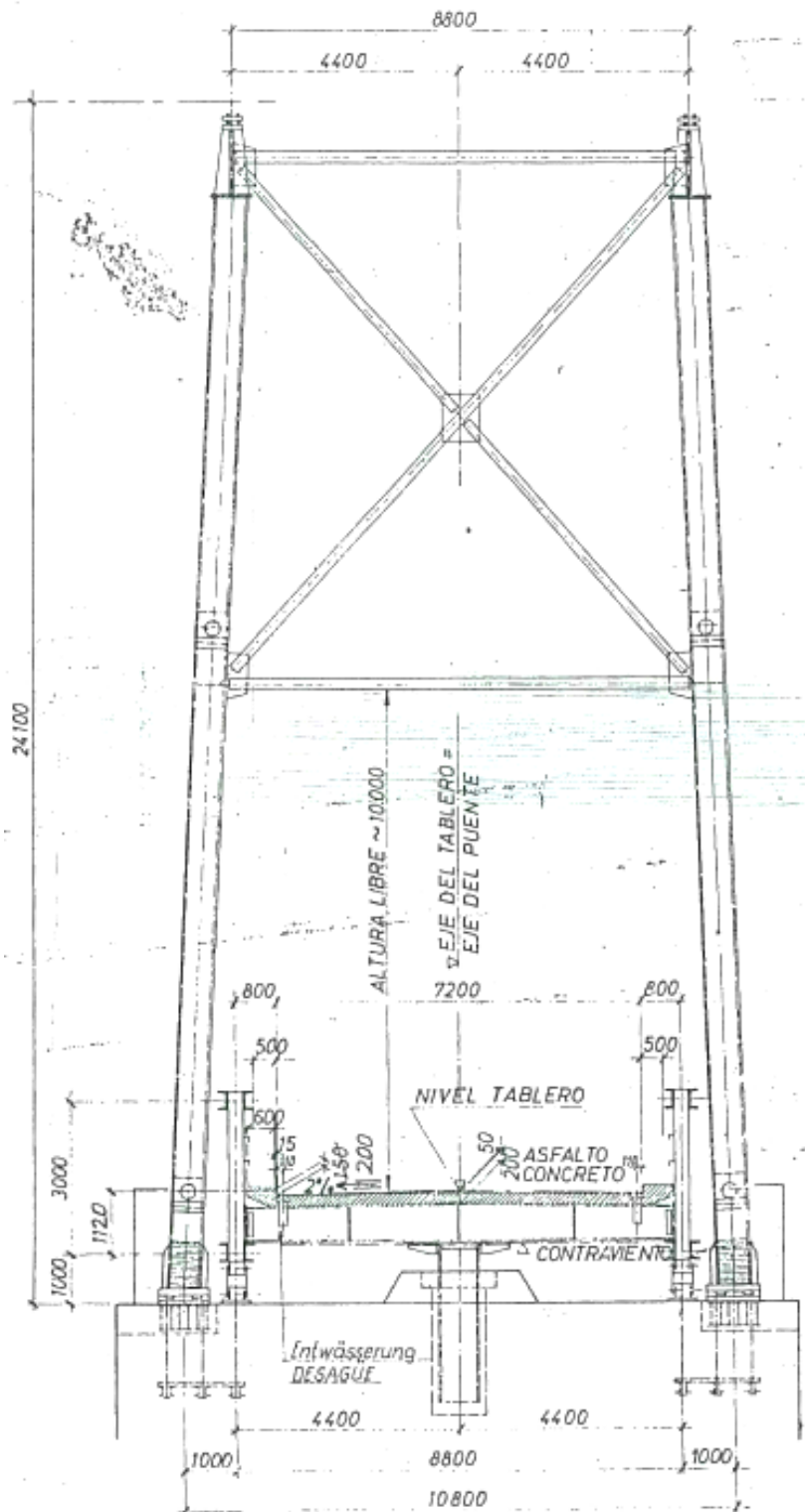


SECCIÓN A-A

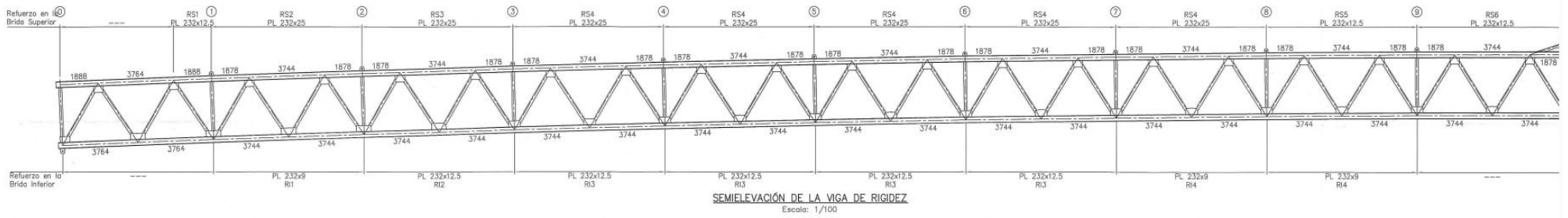
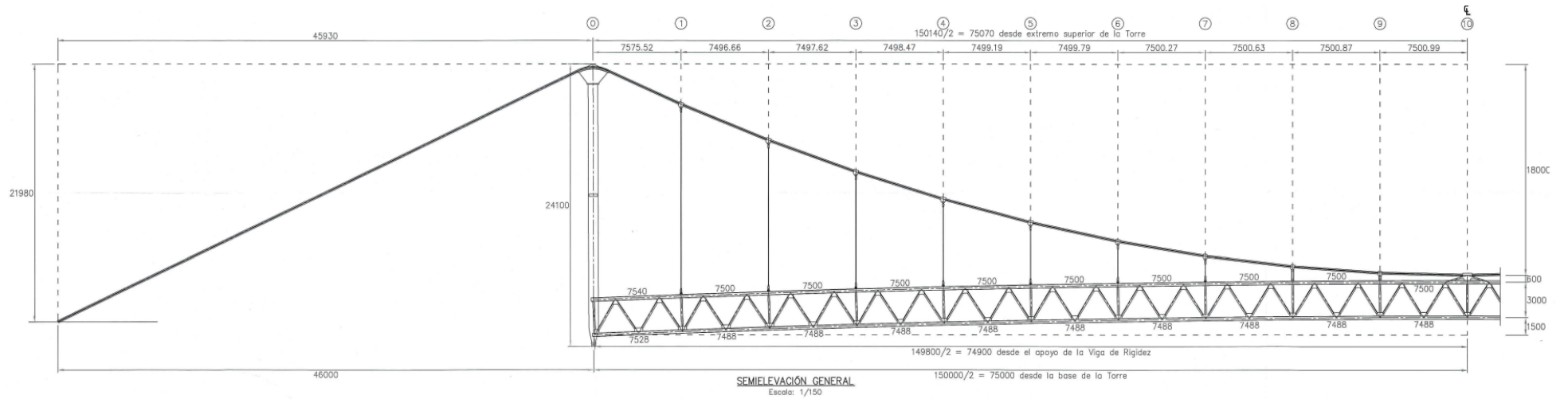


SECCIÓN B-B

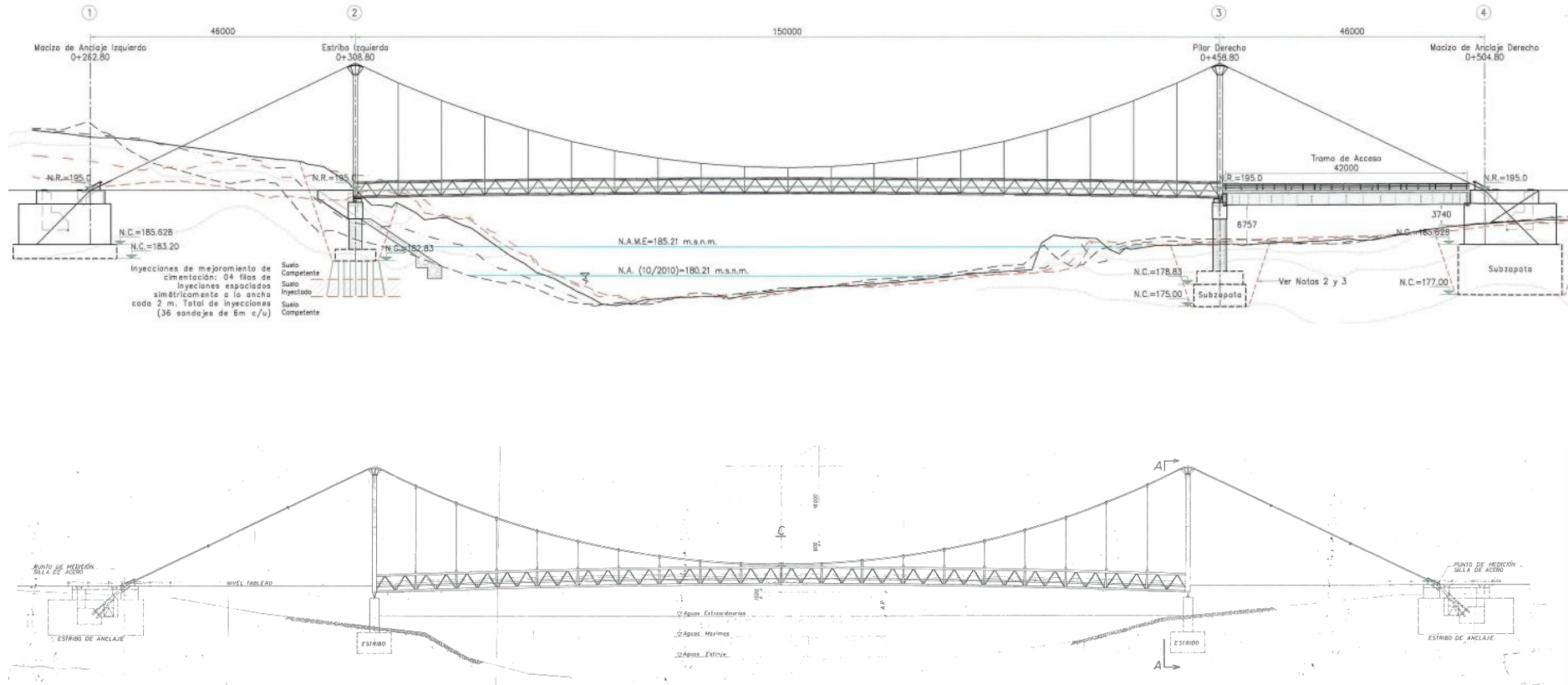
Anexo 5. Sección de torres.



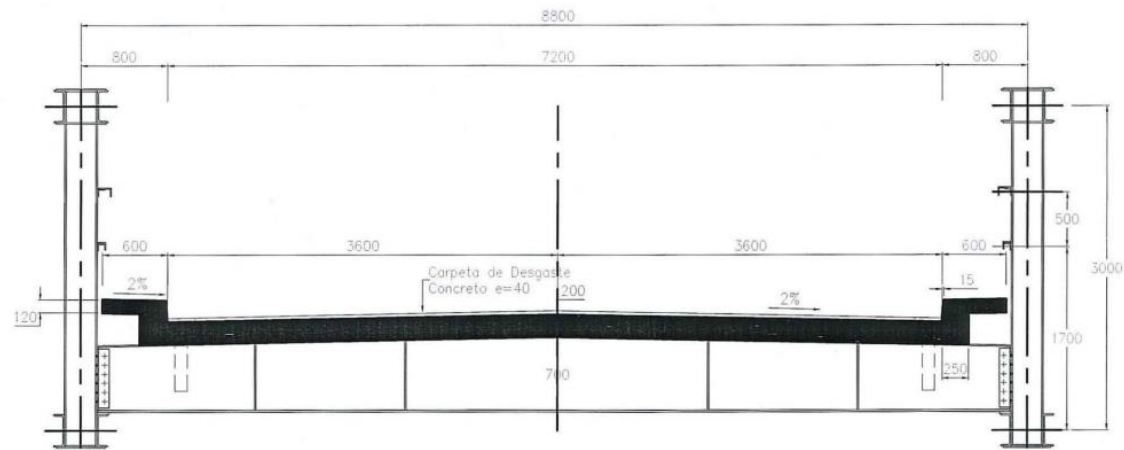
Anexo 6. Superestructura de acero del tramo colgante.



Anexo 7. Superestructura del tramo colgante y subestructura.

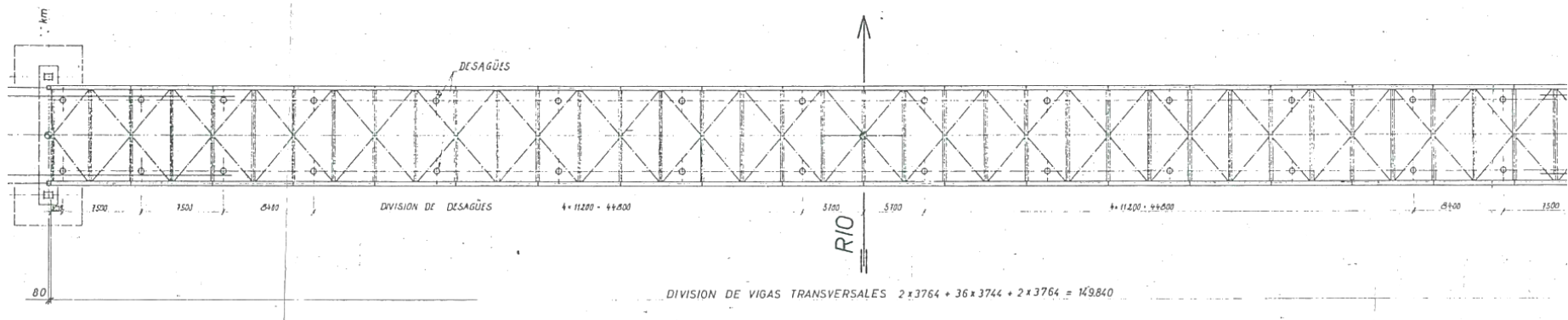


Anexo 8. Sección transversal del tablero y división de vigas transversales.

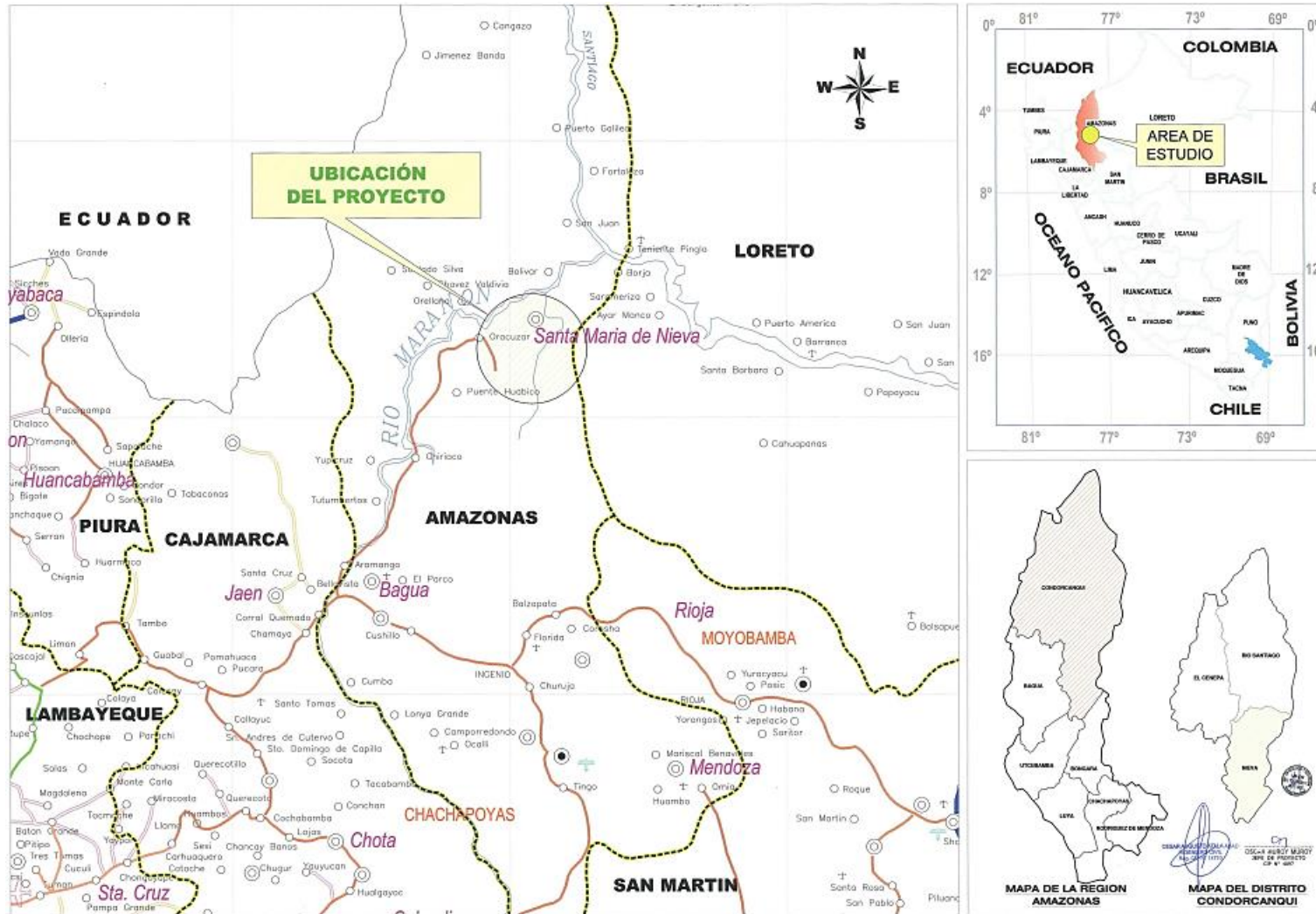


SECCIÓN TRANSVERSAL DEL TABLERO DEL
PUENTE COLGANTE

Esc.: 1/40



Anexo 9. Mapa de ubicación del Puente Santa Maria de Nieva.



Anexo 10. Obtención de expediente técnico.



Mitzy Chavez Garcia <MICHavez@pvn.gob.pe>

11/04/2022 06:19:56 p.m.



Para: alicia_mera02@hotmail.com Cc: Edgar Garcia Nieto



Estimada sra. ALICIA MERA, en atención a la solicitud de acceso a la información pública presentada se remite la información alcanzada por la Dirección de Puentes de **Provias Nacional**.

"...lo relacionado al Pte Santa María de Nieva, la información solicitada está colgada en la web. Con respecto a CHACANTO, se indica que se encuentra en arbitraje, no siendo posible atenderlo por el momento."

*"Santa María de Nieva esta colgado en la web es de caracter publico.
http://gis.proviasnac.gob.pe/Expedientes/2015/LP_23/Expediente%20Tecnico/"*

Atentamente,

Lic. Mitzy Chavez Garcia
TRANSPARENCIA ADMINISTRATIVA
MTC - **PROVIAS NACIONAL**

Anexo 11. Obtención de licencia de evaluación CSI BRIDGE v 22.1.0.



Dear Alicia Mera Yoplac,

Instructions

- Download the installer from the link below.
- Run the downloaded installer on the machine you plan to use for evaluating CSiBridge.
- When you are ready to begin your trial, run CSiBridge from the shortcut on your desktop or from the Windows Start menu.
- When prompted for an activation key, enter the trial activation key shown below.
- CSiBridge will now run in Trial mode.
- You can select Continue each time you run CSiBridge until the end of the Trial period.

CSiBridge TRIAL REGISTRATION DETAILS

Trial Activation Key TRIAL-EC13975CA6849D981F10C14939

Anexo 12. Obtención de licencia académica de SeismoSignal 2023.

Seismosoft Licensing <licensing@seismosoft.com>

25 nov 2022, 4:51 ☆ ↶ ⋮

para mí ▾

Dear Alicia milagros mera yoplac

We kindly remind you that, as soon as you register with the **academic** license of **SeismoSignal** 2023, baseline correction and filtering is not allowed from within the program, whereas a maximum period equal to 4.00sec and a minimum period step equal to 0.05 sec are allowed for the spectra calculation.

User Name: Alicia milagros mera yoplac

Company: Universidad nacional toribio Rodríguez de mendoza de amazonas

License Type: **Academic** License

License Key: FDFN23KI-PNST2Q4N-HPGIKH42-L2BNBOSR-MEYC4AQV-ADXHAGV7-OPUGQZV2-N3NGWLKT-DIL73VIE-IYBBKAFM-6BFHUPJO-BBOJOFM2-UFQCJQRT-GAXWZ3YJ

Please note that the provided **academic** license key is only valid for the v2022 release of the program, which you may download from our webpage <https://seismosoft.com/products/>.

Anexo 13. Vistas fotográficas del puente en estudio.







