

**UNIVERSIDAD PRIVADA ANTENOR ORREGO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL**

**“Evaluación del grado de vulnerabilidad sísmica del puente carretero
ubicado en la vía nacional PE1N – Moche por el Método del Espectro de
Capacidad ante la acción de sismo severo”**

Área de Investigación:
Estructuras – Ingeniería Estructural

Autor(es):
Br. Escudero Alcantara, Jonathan Gianpatrick
Br. Segura Guzmán, Laruz Amaliz

Jurado Evaluador:
Presidente: Morán Guerrero, Víctor Manuel
Secretario: Dávalos Capristán, Omar Alexander
Vocal: Rebaza Sánchez, Eiren Javier

Asesor:
Cancino Rodas, César Leonidas
Código Orcid: <https://orcid.org/0000-0001-8626-010X>

**TRUJILLO – PERÚ
2021**

Fecha de sustentación: 2021/06/15

**“EVALUACIÓN DEL GRADO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL
PUENTE CARRETERO UBICADO EN LA VÍA NACIONAL PE1N – MOCHE
POR EL MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD ANTE LA ACCIÓN
DE SISMO SEVERO”**

JURADO CALIFICADOR



.....
ING. VICTOR MANUEL MORÁN GUERRERO

CIP: 50648

PRESIDENTE



.....
ING. OMAR ALEXANDER DÁVALOS CAPRISTÁN

CIP: 72773

SECRETARIO



.....
Eiren Javier Rebaza Sánchez
INGENIERO CIVIL
Reg. C.I.P. 75984

.....
ING. EIREN JAVIER REBAZA SANCHEZ

CIP: 75984

VOCAL



.....
ING. CESAR LEONIDAS CANCINO RODAS

CIP: 77103

ASESOR

DEDICATORIA

A Jehová Dios de toda carne en quien he puesto toda mi confianza, mi roca y mi fortaleza en todo momento.

A mis padres Juan Escudero y Marilú Alcantara, gracias por guiarme en el camino recto de Dios, por su amor incondicional, por sus consejos y palabras de ánimo; ustedes han sido de gran bendición en mi vida. A mis hermanos Sergio, Yasmin y Fabrizzio, gracias por la confianza y el apoyo.

A mis abuelos, tíos y primos, quienes me apoyaron durante el tiempo de estudiante cada uno a la medida de sus posibilidades y según Dios dispuso en sus corazones.

Br. Escudero Alcantara, Jonathan Gianpatrick

A JESÚS, el primero y el postrero, el que murió y vive, mi Señor y mi Salvador, por haberme permitido llegar a mi AMADO PADRE DIOS, quien me ha fortalecido y me ha dado el conocimiento para desarrollar este tema de tesis, porque de ÉL, y por ÉL, y para ÉL, son todas las cosas, y todo sea para su gloria.

A mi mamá Nancy Guzmán por su amor, sacrificio, esfuerzo y dedicación, quien ha estado siempre sosteniendo mi mano y dándome ánimo para seguir perseverando en mi carrera profesional.

A mi papá Luis Segura por su amor y sacrificio para poder culminar este camino, y por sus conocimientos brindados para mi crecimiento intelectual.

A mis abuelitos por su inmenso cariño, por cada palabra de aliento y ayuda brindada durante todo este tiempo.

A mis tíos Oscar, Gilberto, Violeta y Ronald por su apoyo en mi formación académica, por su cariño y ánimos.

A todos mis familiares y amigos quienes fueron de gran bendición para lograr culminar la presente tesis.

Br. Segura Guzmán, Laruz Amaliz

AGRADECIMIENTO

A:

DIOS:

Por esta hermosa bendición que nos ha dado, el poder hacer posible este trabajo de investigación, Él es quien ha provisto entendimiento y sabiduría en nosotros, quien ha puesto en el camino personas con corazones dispuestos a ayudar.

ING. CESAR LEONIDAS CANCINO RODAS:

Por su disponibilidad para el asesoramiento y supervisión de la presente tesis.

ING. JUANA GRESIA MUNAYCO:

Por su gran disposición y paciencia para guiarnos hasta lograr culminar nuestro trabajo de tesis.

DOCENTES:

Por acompañarnos en nuestra formación profesional con conocimiento y empatía.

RESUMEN

En el presente trabajo de tesis se evaluó el grado de vulnerabilidad sísmica del puente carretero Moche, estructura de concreto armado de 90 metros de luz aproximadamente, separado en 5 tramos y de viga tipo Gerber con peralte variable, ubicado en la vía nacional PE1N en el distrito de Moche, de la provincia de Trujillo, del departamento de La Libertad, mediante el método del espectro de capacidad ante la acción de sismo severo.

Se elaboró el modelo estructural del puente Moche utilizando el software CSi Bridge v.20.2.0 para luego determinar su capacidad de desplazamiento mediante un análisis estático no lineal (Pushover), se aplicaron en el centro geométrico de la superestructura cargas laterales aleatorias, perpendiculares al eje principal, con la finalidad de conocer el comportamiento inelástico de dicha estructura; asimismo se utilizó las recomendaciones descritas en el Manual de Puentes (2018), AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 8th edition (2017), WSDOT Bridge Design Manual (2019), Manual de CALTRANS (2019) y ATC-40 (1996).

Para obtener la demanda sísmica se elaboró un espectro de diseño en base a un sismo severo con un periodo de retorno de 1000 años, el que sirvió de base para compatibilizar ocho registros sísmicos ocurridos en la costa del Perú mediante el software SeismoMatch 2021, de esta manera obtuvimos un espectro de demanda más cercano a la realidad sísmica de nuestro país. Seguidamente obtuvimos un total de 264 puntos de desempeño para la representación bilineal de la curva de capacidad del puente Moche.

La determinación del grado de vulnerabilidad sísmica del puente Moche se realizó a partir de la generación de curvas de fragilidad mediante la aplicación de la metodología FRACAS, realizando un análisis probabilístico para diversos estados de daño bajo el método evaluador del espectro de capacidad elaborado por el Comité VISION 2000. Del cual concluimos que el grado de vulnerabilidad del puente Moche para un sismo severo con periodo de retorno de 1000 años es bajo, pues ocurre un 59% de probabilidad de exceder el estado de daño ED1 para una aceleración de 1g; es decir el puente se encuentra en condición Operacional después de ocurrido el sismo de estudio.

Palabras clave: Sismo severo, curva de capacidad, espectro de demanda, análisis estático no lineal, pushover, punto de desempeño, curvas de fragilidad.

ABSTRACT

In the present thesis work, the degree of seismic vulnerability of the Moche highway bridge was evaluated, a reinforced concrete structure of approximately 90 meters of light, separated into 5 sections and a Gerber-type beam with variable cant, located on the PE1N national road in the district of Moche, in the province of Trujillo, in the department of La Libertad, using the capacity spectrum method in the event of a severe earthquake.

The structural model of the Moche bridge was elaborated using the CSi Bridge v.20.2.0 software to later determine its displacement capacity by means of a non-linear static analysis (Pushover), random lateral loads were applied in the geometric center of the superstructure, perpendicular to the main axis, in order to know the inelastic behavior of said structure; Likewise, the recommendations described in the Bridge Manual (2018), AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 8th edition (2017), WSDOT Bridge Design Manual (2019), CALTRANS Manual (2019) and ATC-40 (1996) were used.

In order to obtain the seismic demand, a design spectrum was elaborated based on a severe earthquake with a return period of 1000 years, which served as the basis to make compatible eight seismic records that occurred off the coast of Peru using the SeismoMatch 2021 software, of this In this way, we obtained a spectrum of demand that was closer to the seismic reality of our country. We then obtained a total of 264 performance points for the bilinear representation of the capacity curve of the Moche bridge.

The determination of the degree of seismic vulnerability of the Moche bridge was carried out from the generation of fragility curves through the application of the FRACAS methodology, carrying out a probabilistic analysis for various damage states under the capacity spectrum evaluator method prepared by the Committee. VISION 2000. From which we conclude that the degree of vulnerability of the Moche bridge for a severe earthquake with a return period of 1000 years is low, since there is a 59% probability of exceeding the state of damage ED1 for an acceleration of 1g; in other words, the bridge is in operational condition after the study earthquake occurred.

Keywords: Severe earthquake, capacity curve, demand spectrum, nonlinear static analysis, pushover, performance point, fragility curves.

PRESENTACIÓN

Señores miembros del jurado:

De conformidad y en cumplimiento de los requisitos estipulados en el Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad Privada Antenor Orrego y el Reglamento Interno de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil, ponemos a vuestra disposición el presente trabajo de suficiencia profesional titulado: **“EVALUACIÓN DEL GRADO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL PUENTE CARRETERO UBICADO EN LA VÍA NACIONAL PE1N – MOCHE POR EL MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD ANTE LA ACCIÓN DE SISMO SEVERO”**.

Para obtener el título profesional de ingeniero civil, así como algunas experiencias para el desarrollo de la ingeniería.

Consideramos señores miembros del jurado que con vuestras sugerencias y recomendaciones este trabajo pueda mejorarse y contribuir a la difusión de la investigación de nuestra universidad.

Atentamente,



.....
Br. Escudero Alcantara, Jonathan Gianpatrick



.....
Br. Segura Guzmán, Laruz Amaliz

ÍNDICE

DEDICATORIA	I
AGRADECIMIENTO	II
RESUMEN	III
ABSTRACT.....	IV
PRESENTACIÓN.....	V
ÍNDICE	VI
INDICE DE TABLAS.....	IX
INDICE DE FIGURAS	X
I. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. Problema de investigación	1
1.1.1. Descripción de la realidad problemática	1
1.1.2. Descripción del problema	2
1.1.3. Formulación del problema	3
1.2. Objetivos de la investigación	3
1.2.1. Objetivo general.....	3
1.2.2. Objetivos específicos	3
1.3. Justificación del estudio.....	3
II. MARCO DE REFERENCIA.....	4
2.1. Antecedentes del estudio	4
2.2. Marco teórico.....	7
2.2.1. Peligro sísmico.....	7
2.2.1.1. Definición	7
2.2.1.2. Niveles de peligro sísmico	7
2.2.2. Vulnerabilidad sísmica	8
2.2.3. Métodos para hallar la vulnerabilidad sísmica	9
2.2.3.1. Métodos Cuantitativos	10
2.2.3.2. Métodos Cualitativo	13
2.2.4. Capacidad Estructural.....	17
2.2.4.1. Diagrama momento - curvatura	17

2.2.4.2. Análisis Estático No Lineal (Pushover)	19
2.2.4.3. Representación Bilineal de la Curva de Capacidad.....	21
2.2.4.4. Sectorización de la Curva de Capacidad.....	22
2.2.5. Demanda Sísmica.....	24
2.2.6. Método del Espectro de Capacidad	27
2.2.6.1. Punto de Desempeño.....	28
2.2.6.2. Curvas de Fragilidad.....	30
2.3. Marco conceptual	31
2.4. Hipótesis.....	34
2.5. Variables e indicadores	34
2.5.1. Variable independiente	34
2.5.2. Variable dependiente	35
2.5.3. Operacionalización de las variables.....	35
III. METODOLOGÍA EMPLEADA	36
3.1. Tipo y nivel de investigación.....	36
3.1.1. Tipo de investigación	36
3.1.2. Nivel de investigación	36
3.2. Población y muestra de estudio.....	36
3.2.1. Población	36
3.2.2. Muestra.....	36
3.3. Diseño de investigación.....	37
3.4. Técnicas e instrumentos de investigación	37
3.4.1. Técnicas de investigación.....	37
3.4.2. Instrumentos de investigación.....	37
3.5. Procesamiento y análisis de datos	38
3.5.1. Descripción del puente Moche.....	38
3.5.1.1. Antecedentes históricos.....	38
3.5.1.2. Observaciones del estado del puente.....	38
3.5.1.3. Situación actual del puente.....	41
3.5.2. Método preliminar: Índice de vulnerabilidad.....	42
3.5.3. Método del Espectro de Capacidad.....	51
3.5.3.1. Ensayo Esclerométrico	51
3.5.3.2. Modelo estructural preliminar.....	53
3.5.3.3. Demanda sísmica	68

3.5.3.4. Análisis estático no lineal (pushover) y la obtención de la curva de capacidad.....	80
3.5.3.5. Sectorización de la curva de capacidad	88
IV. PRESENTACIÓN DE RESULTADOS.....	90
4.1. Propuesta de investigación	90
4.2. Análisis e interpretación de resultados	90
4.2.1. Obtención de los puntos de desempeño.....	90
4.2.2. Curvas de fragilidad	93
4.3. Prueba de hipótesis.....	94
V. DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS	95
VI. CONCLUSIONES	96
VII. RECOMENDACIONES.....	98
VIII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	100
IX. ANEXOS.....	105
9.1. Anexo 1: Mapa Sísmico del Perú	105
9.2. Anexo 2: Vista lateral del puente Moche	105
9.3. Anexo 3: Superestructura y pilares del puente Moche	106
9.4. Anexo 4: Estado actual de la calzada del puente Moche	106
9.5. Anexo 5: Planos originales del puente Moche proporcionados	107
9.6. Anexo 6: Ensayo esclerométrico	118
9.7. Anexo 7: Acelerogramas de los 8 sismos más representativos en el Perú, generados por el software DEGTRA v9.3.....	120
9.8. Anexo 8: Pasos para la creación del modelo y análisis estático no lineal (Pushover) del Puente Moche en CSi Bridge v20.2.0	124

INDICE DE TABLAS

Tabla N° 1. Descripción de los estados de daño y niveles de desempeño	24
Tabla N° 2. Amortiguamiento para sistemas estructurales	25
Tabla N°3. Coeficientes de amortiguamiento B_s y B_1 en función del amortiguamiento efectivo β	26
Tabla N° 4. Operacionalización de variables	35
Tabla N° 5. Carga en los apoyos	48
Tabla N° 6. Valores de I_v de puentes con distintos daños	50
Tabla N° 7. Acciones recomendadas a considerar en el puente Moche para un $I_v=0.48$	50
Tabla N° 8. Registro del índice esclerométrico	52
Tabla N° 9. Resultado Resistencia a la Compresión según Índice Esclerométrico	53
Tabla N° 10. Especificación del Concreto Tipo A.....	60
Tabla N° 11. Especificación del Acero ASTM A615 GRADO 60.....	61
Tabla N° 12. Registros sísmicos más importantes en el Perú ocurridos en los últimos 60 años	77
Tabla N° 13. Valores de cortantes y desplazamiento de la curva de capacidad en la dirección transversal.....	87
Tabla N° 14. Desplazamientos para cada estado de daño del puente Moche.....	88
Tabla N° 15. Porcentajes para cada estado de daño del puente Moche	89

INDICE DE FIGURAS

Figura N° 1. Modelo de Hognestad (1951) para la curva esfuerzo-deformación del concreto no confinado a la compresión.....	18
Figura N° 2. Curva esfuerzo-deformación del modelo elastoplástico perfecto para el acero sometido a tensión.....	19
Figura N° 3. Ejemplo de curva de capacidad	20
Figura N° 4. Representación bilineal de la curva de capacidad.....	21
Figura N° 5. Sectorización de la curva de capacidad de la estructura.....	23
Figura N° 6. Conversión de espectro de respuesta elástico a espectro de demanda	26
Figura N° 7. Esquema del cálculo del punto de desempeño	29
Figura N° 8. Conversión del punto de desempeño a EDP.....	29
Figura N° 9. Gráfica IM vs. EDP de los puntos de desempeño	30
Figura N° 10. Curvas de fragilidad.....	31
Figura N° 11. Puente Moche en 1990	38
Figura N° 12. Presencia de grietas en el Estribo 1	39
Figura N° 13. Presencia de grietas en el Pilar 1	39
Figura N° 14. Juntas de dilatación actual	40
Figura N° 15. Puente Moche en 2019	41
Figura N° 16. Rigidez lateral de un pilar formado por N columnas	43
Figura N° 17. Longitud de apoyo	45
Figura N° 18. Espectro sísmico	47
Figura N° 19. Diseño de Espectro de Respuesta	48
Figura N° 20. Esclerómetro FORNEY MODELO 2622	51
Figura N° 21. Ensayo no destructivo de compresión con esclerómetro	52
Figura N° 22. Perfil longitudinal del puente Moche (unidades en metro).....	55
Figura N° 23. Vista transversal del tramo central del puente Moche (unidades en metro).....	56
Figura N° 24. Vista transversal del tramo extremo del puente Moche (unidades en metro).....	56
Figura N° 25. Vista transversal del tramo extremo del puente Moche (unidades en metro).....	57
Figura N° 26. Vista en planta del pilar del puente Moche (unidades en metro)...	58

Figura N° 27. Pilares del puente Moche (unidades en metro)	59
Figura N° 28. Vista lateral del estribo del puente Moche (unidades en metro)	59
Figura N° 29. Estribo del puente Moche (unidades en metro)	60
Figura N° 30. Peso del asfalto en el puente Moche.....	63
Figura N° 31. Peso de la baranda del puente Moche	64
Figura N° 32. Carga de camión de diseño + Carga distribuida de diseño del puente Moche recomendada por el Manual de Puente 2018 del MTC (vista longitudinal)65	
Figura N° 33. Carga de tándem de diseño + Carga distribuida de diseño del puente Moche recomendada por el Manual de Puente 2018 del MTC	66
Figura N° 34. Distribución de carga vehicular del puente Moche recomendada por el Manual de Puente 2018 del MTC (vista transversal)	66
Figura N° 35. Diseño de espectro de respuesta	72
Figura N° 36. Espectro de respuesta elástico para un periodo de retorno de 1000 años	73
Figura N° 37. Espectro de respuesta elástico para un periodo de retorno de 1000 años, mediante el software CSi Bridge v20.2.0	74
Figura N° 38. Espectro de demanda del puente Moche para un periodo de retorno de 1000 años.....	76
Figura N° 39. Aceleración del sismo en formato .txt.....	77
Figura N° 40. Acelerograma generado y cortado por el software DEGTRA v9.3	78
Figura N° 41. Registro sísmico cortado por el software DEGTRA v9.3	78
Figura N° 42. Sismos generados en el software SeismoMatch 2021	79
Figura N° 43. Datos de los espectros de respuesta de los sismos compatibilizados mediante el software SeismoMatch 2021	79
Figura N° 44. Modelo elastoplástico para el acero	80
Figura N° 45. Modelo Hognestad para el concreto.....	81
Figura N° 46. Capacidad del pilar del puente Moche en la dirección transversal	82
Figura N° 47. Distancia relativa y propiedad de rótula plástica para los pilares tipo Cantilever del puente Moche.....	84
Figura N° 48. Longitud de rótulas plásticas	84
Figura N° 49. Vista de las rótulas plásticas asignadas en la dirección transversal al puente	85
Figura N° 50. Formación de rótulas plásticas en los pilares.....	86
Figura N° 51. Curva de capacidad del puente Moche en la dirección transversal87	

Figura N° 52. Sectorización de la curva de capacidad del puente Moche.....	88
Figura N° 53. Capacidad, masa y altura del puente Moche ingresada en el software FRACAS 2021	90
Figura N° 54. Parámetros de estado de daño del puente Moche ingresados en el software FRACAS 2021	91
Figura N° 55. Consideraciones que requiere para el análisis probabilístico que se desarrolló en el software FRACAS 2021	91
Figura N° 56. Puntos de desempeño para el puente Moche generados por el software FRACAS 2021	92
Figura N° 57. Total de puntos de desempeño para puente Moche generados por el software FRACAS 2021	93
Figura N° 58. Curvas de fragilidad del puente Moche generado por el software FRACAS 2021	94

I. INTRODUCCIÓN

1.1. Problema de investigación

1.1.1. Descripción de la realidad problemática

En el Perú, los sismos tienen su origen en tres fuentes sismogénicas: la superficie de contacto entre las placas de Nazca y Sudamericana, la deformación de la corteza continental, y la deformación de la corteza oceánica con focos a profundidades superiores a 61 km. El terremoto de Pisco del 15 de agosto de 2007 (8.0Mw) tuvo su origen en la primera fuente anteriormente mencionada, produciendo la muerte de más de 500 personas, miles de damnificados, y daños considerables en las viviendas; el sismo en Moyobamba del 5 de abril de 1991 (6.0Mw) se desarrolló en la segunda fuente, presentando daños severos en viviendas; y para la tercera fuente, el sismo de Pucallpa del 24 de agosto de 2011 (7.0Mw), el cual produjo el desarrollo de procesos de licuación de suelos y deslizamientos de rocas en localidades cercanas al área epicentral. (Instituto Geofísico del Perú, 2017)

Según el mapa sísmico del Perú periodo 1960 – 2017, elaborado por el Instituto Geofísico del Perú (ver Anexo 1), muestra que la peligrosidad sísmica en el Perú es alta, y que la zona costera del Perú es la de mayor riesgo ante la ocurrencia de sismos de elevada magnitud con relativa frecuencia. Como consecuencia de estas manifestaciones de la naturaleza, se han producido lamentables y cuantiosos decesos, millones de damnificados y significativas pérdidas económicas que han generado una casi insondable reducción en la calidad de vida y un efecto totalmente negativo sobre el desarrollo sostenible del país. (Instituto Nacional de Defensa Civil, 2011, p.5)

La condición de los puentes de la red vial del Perú varía considerablemente, las estructuras que sufren un daño mayor son por falta de mantenimiento más que por su antigüedad, en las cuales su estabilidad estructural y capacidad de carga se encuentra en un estado crítico, resultando altos niveles de incertidumbre asociados a mayores riesgos en su seguridad de

tránsito. (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2006, p.3)
Es por ello que surge la necesidad de conocer el comportamiento sísmico de puentes en el Perú y determinar el grado de vulnerabilidad que tienen estos ante la acción de un sismo severo, ya que en el Perú no se ha dado prioridad a la investigación sobre el comportamiento sísmico de puentes como la que se ha dedicado a los edificios, prueba de ello es que no existe una práctica establecida común en el diseño sísmico de puentes, lo que se atribuye a una carencia de normatividad nacional específica que permita justificar los criterios empleados. Lo anterior representa un riesgo para la población, al no poder definir el nivel de seguridad que guardan estas obras ante la acción del sismo, debido al uso de normatividad discontinuada en nuestro país.

1.1.2. Descripción del problema

El puente Moche se encuentra ubicado en la vía nacional PE1N distrito de Moche, provincia de Trujillo, departamento de La Libertad; por lo tanto, pertenece a una zona de elevado riesgo sísmico. Este puente fue edificado hace cincuenta años para otras condiciones de trabajo, para otras frecuencias y otros pesos (Cabrera, 2015). Asimismo, se conoce que este puente fue diseñado y construido bajo la norma, actualmente obsoleta, AASHTO de 1987 con tren de cargas C-30 de la norma francesa, sin considerar que luego de 30 años el puente recibiría una variabilidad de vehículos que transitan por él, además cuenta con un mal estado de conservación debido al escaso mantenimiento del mismo. Todos estos factores evidencian no solo la vulnerabilidad de daño de la estructura expuesta a la acción del sismo, sino también los daños colaterales que repercuten en la población, tales como: problemas con la red de transporte hacia el sur del país, desarrollo de las economías, dificultad del personal de protección civil o de alguna otra institución de auxilio para llegar a sitios donde se requiera atender los siniestros producidos por el sismo.

La presente investigación trata sobre la determinación del grado de vulnerabilidad sísmica estructural frente a la acción de un sismo severo del puente carretero Moche.

1.1.3. Formulación del problema

¿Cuál es el grado de vulnerabilidad sísmica del puente carretero ubicado en la vía nacional PE1N – Moche por el método del espectro de capacidad ante la acción de sismo severo?

1.2. Objetivos de la investigación

1.2.1. Objetivo general

Evaluar el grado de vulnerabilidad sísmica del puente carretero ubicado en la vía nacional PE1N – Moche por el método del espectro de capacidad ante la acción de sismo severo.

1.2.2. Objetivos específicos

- Determinar la demanda sísmica para sismo severo con un periodo de retorno de 1000 años.
- Determinar la capacidad de desplazamiento estructural del puente Moche mediante un análisis estático no lineal.
- Obtener los puntos de solicitud de desplazamiento estructural requerido por el sismo severo o también llamado puntos de desempeño (performance point).
- Determinar los estados de daño en el puente Moche.
- Obtener las curvas de fragilidad en el análisis de la vulnerabilidad sísmica del puente Moche, mediante el método de evaluación del espectro de capacidad.

1.3. Justificación del estudio

En la presente investigación se determinará el grado de vulnerabilidad que tiene el puente Moche ante la acción de un sismo severo, para garantizar seguridad a los usuarios que circulan por él, en cumplimiento con el Art.3° de la Declaración Universal de los Derechos Humanos.

Los resultados obtenidos se podrán utilizar con el propósito de estimar los daños en el puente a partir de curvas de fragilidad, que relacionan la aceleración del terreno y las características geológicas y topográficas de

la zona, con los daños estructurales en el puente, tanto en su subestructura como en su superestructura, así como para futuras investigaciones en dicho puente, ya que es la principal vía para ingreso a la provincia de Trujillo y el norte del país, y su inoperatividad o colapso ocasionaría valiosas pérdidas económicas y sociales para el Perú.

II. MARCO DE REFERENCIA

2.1. Antecedentes del estudio

Internacional

BARRERA y NIEVES (2015), presentaron una tesis denominada “DETERMINACIÓN DE LA VULNERABILIDAD EN LAS CASAS COLONIALES UBICADAS EN EL BARRIO DE SAN DIEGO DE LA CIUDAD DE CARTAGENA” de la Universidad de Cartagena. En el presente estudio se determinó la vulnerabilidad de las casas coloniales del barrio de San Diego, utilizando el método del índice de vulnerabilidad, en el cual se realizó una inspección visual y detallada mediante un archivo fotográfico, mediciones y levantamiento de la infraestructura. Asimismo, se obtuvo como resultado un índice de vulnerabilidad de 40.33%, lo cual significó que el barrio cuenta con alta vulnerabilidad, además los tesisistas recomiendan que para poder tener un análisis más detallado es necesario realizar una investigación cuantitativa.

MARTÍNEZ (2014), presentó una tesis denominada “EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA URBANA BASADA EN TIPOLOGÍAS CONSTRUCTIVAS Y DISPOSICIÓN URBANA DE LA EDIFICACIÓN. APLICACIÓN EN LA CIUDAD DE LORCA, REGIÓN DE MURGIA” de la Universidad Politécnica de Madrid. En esta investigación se desarrolló un análisis de vulnerabilidad sísmica de las edificaciones utilizando la metodología del proyecto Risk-UE, la cual es una metodología empírica, para identificar y caracterizar los parámetros urbanísticos que determinan una respuesta sísmica irregular de las edificaciones, graduar la relación

que tiene con el daño ante un terremoto y de esta manera disminuir la vulnerabilidad sísmica de las ciudades.

Nacional

ESTELA (2019), presentó una tesis denominada “EFECTO DEL CÁLCULO DE CURVAS DE FRAGILIDAD PARA LA EVALUACIÓN DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL PUENTE CARRETERO SANCHÉZ CERRO – PIURA – 2018” de la Universidad Nacional de Trujillo. En esta investigación se evaluó la vulnerabilidad sísmica estructural mediante un modelo probabilístico, denominado el Método de Monte Carlo, el cual se basa en simulaciones utilizando las curvas de fragilidad, utilizando los programas SAP2000 y Ruaumoko 3D, en donde se asoció el daño acumulado en la estructura debido a un escenario sísmico con la probabilidad de colapso. Los resultados fueron que, ante el escenario sísmico establecido la pila extrema del primer eje presentó un 85% de probabilidad para un daño leve, y 15% para un daño moderado, la del segundo eje un 70% para un daño leve y un 10% para un daño moderado, siendo la causa la asimetría de los claros; llegando a la conclusión que existe una mayor vulnerabilidad en los elementos que soportan el claro de mayor longitud.

TACAS (2018), presentó una tesis denominada “VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL PUENTE PRIMAVERA” de la Universidad Nacional de Ingeniería. En esta investigación se determinó la vulnerabilidad sísmica del puente Primavera, mediante los métodos del índice de vulnerabilidad y del espectro de capacidad, para lo cual se elaboró un modelo numérico en el software SAP 2000, haciendo uso del análisis estático no lineal (pushover) para determinar la curva de capacidad. Luego, se definieron tres tipos de espectro de demanda sísmica y se calcularon sus respectivos puntos de desempeño, culminando con el hallazgo de los límites de desempeño y daño de la estructura, relacionando los puntos de desempeño calculados con el daño esperado en el puente Primavera.

BARRANTES (2017), presentó una tesis denominada “ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL DEL PUENTE DE LA AV. PAKAMUROS DE LA CIUDAD DE JAÉN - CAJAMARCA” de la Universidad Nacional de Cajamarca. Esta investigación analizó el grado de vulnerabilidad del puente Pakamuros, para lo cual se utilizó una metodología no experimental, empleando la técnica de observación, y el ensayo esclerométrico, para diagnosticar su estado actual. Además, se analizó el comportamiento de la estructura mediante un modelo elaborado en el software CSiBRIDGE V19.2 2017, concluyendo que la vulnerabilidad sísmica de la estructura es alta, y que el 58.22% de los componentes estructurales del puente presentan daños graves.

MESTA (2014), presentó una tesis denominada “EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LAS EDIFICACIONES COMUNES EN LA CIUDAD DE PIMENTEL” de la Universidad de San Martín de Porres. En esta investigación se evaluó la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones comunes en la ciudad de Pimentel, mediante el método del índice de vulnerabilidad, identificando parámetros para el control de daño que causan los terremotos, para el cual se asignó un valor numérico, el cual aumenta dependiendo de las fallas. Asimismo, se elaboró una base de datos donde se plasman las características estructurales y constructivas de estas edificaciones, concluyendo que una gran cantidad de ellas poseen niveles medios y altos de vulnerabilidad.

2.2. Marco teórico

2.2.1. Peligro sísmico

2.2.1.1. Definición

La peligrosidad sísmica es el resultado de la acción sísmica sobre el suelo de la zona donde éste se produce. Estos efectos pueden ser representados mediante la aceleración, la velocidad o el desplazamiento sísmico del terreno o también utilizando la intensidad macrosísmica de la zona. La evaluación de la peligrosidad sísmica empieza desde el lugar donde se producen las ondas sísmicas en el hipocentro o foco, hasta que dichas ondas alcanzan la zona de evaluación. (Bozzo y Barbat, 2000, p.11)

2.2.1.2. Niveles de peligro sísmico

2.2.1.2.1. Sismo de Servicio (SE)

Es definido probabilísticamente como un evento con 50% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años y un periodo de retorno de 75 años, y representa a los sismos frecuentes que experimenta una estructura en su vida útil. En magnitud, típicamente representa 0.5 veces un sismo de diseño. (Purca, 2015, p.1)

2.2.1.2.2. Sismo de Diseño (DE)

Es definido probabilísticamente como un evento con 10% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años y un periodo de retorno de 500 años, y representa a un sismo ocasional que podría

experimentar una estructura en su vida útil.
(Purca, 2015, p.1)

2.2.1.2.3. Sismo Máximo (ME)

Es definido determinísticamente como el nivel máximo de sismo que podría experimentar una estructura. También podría ser calculado como un sismo con 5% de probabilidad de ser excedido en 50 años y un periodo de retorno de 1000 años. En magnitud es aproximadamente 1.25 a 1.5 veces el sismo de diseño. (Purca, 2015, p.1)

2.2.2. Vulnerabilidad sísmica

“Es el grado de daño debido a la ocurrencia de un movimiento sísmico del terreno de una intensidad determinada” (Bozzo y Barbat, 1995, p.34).

La vulnerabilidad frente a un sismo de determinadas características es una propiedad intrínseca de cada estructura y, por tanto, independiente de la peligrosidad del emplazamiento. Esto quiere decir que una estructura puede ser vulnerable pero no estar en riesgo si no se encuentra en un sitio con una cierta peligrosidad sísmica. (Bozzo y Barbat, 1995, p.31)

La vulnerabilidad sísmica tiene su origen en la observación y cuantificación de los daños producidos por terremotos, la cual ha sido denominada vulnerabilidad observada; dicha vulnerabilidad está basada en métodos de carácter empírico o subjetivo. Sin embargo, es posible cuantificar el daño ocasionado por un sismo en una estructura mediante modelos matemáticos o mecánicos, denominándose el resultado de estos estudios: vulnerabilidad calculada. (Bozzo y Barbat, 1995, p.31)

El resultado de los estudios de vulnerabilidad es un índice de daño que caracteriza globalmente la degradación que sufriría una estructura de una tipología dada, sometida a la acción de un sismo de determinadas características. Dicho resultado puede expresarse de dos maneras, mediante las denominadas matrices de probabilidad de daño, o en forma de funciones de vulnerabilidad. (Bozzo y Barbat, 1995, p.32)

Por medio de levantamientos de daños producidos por sismos seguidos de realizar estudios estadísticos (vulnerabilidad observada), así como la simulación de resultados basada en modelos matemáticos y mecánicos de estructuras (vulnerabilidad calculada), se obtienen matrices de probabilidad de daño y funciones de vulnerabilidad. (Bozzo y Barbat, 1995, p.33)

2.2.3. Métodos para hallar la vulnerabilidad sísmica

Con el objetivo de predecir el daño producido por la acción de sismos de diversas magnitudes sobre estructuras, varios investigadores sobre ingeniería sísmica han propuesto una diversa clasificación de métodos y técnicas de evaluación de la vulnerabilidad sísmica, con el propósito de reducir niveles de incertidumbre en sus consecuencias. (Herrera, Vielma y Pujares, 2014, p.4-5)

“No existen metodologías estándar para estimar la vulnerabilidad de las estructuras y, en particular, de los edificios” (Bozzo y Barbat, 1995, p.32). Sin embargo, estos difieren debido a los diferentes niveles de dependencia de los siguientes factores: naturaleza y objetivo de la evaluación, la calidad y disponibilidad de la información, las características de las estructuras inspeccionadas, la escala de evaluación, los criterios de la metodología, el grado de fiabilidad de los resultados esperados y el uso por el usuario final de la información producida, las cuales

se divide en dos grandes grupos: (Herrera, Vielma y Pujares, 2014, p.5).

- Los métodos “exactos”, cuantitativos o analíticos.
- Los métodos “aproximados”, cualitativos o subjetivos.

2.2.3.1. Métodos Cuantitativos

La evaluación de la vulnerabilidad de edificios existentes por medio de métodos analíticos está fundamentada en los mismos principios utilizados para el diseño de construcciones sismorresistentes. Es decir, se considera como una evaluación por medio de un método analítico a la arrojada por un modelo previamente calibrado, el cual permite conocer el proceso de plastificación paso a paso y el posterior colapso de la estructura, conocidos los ciclos de histéresis de sus componentes. (Instituto Nacional de Defensa Civil, 2003, p.332)

Sin embargo, estos métodos no son del todo analíticos, ya que la fase de calibración del modelo requiere de muchos ensayos de laboratorio, los cuales permiten conocer el estado de los materiales, y predecir con un poco más de exactitud, su respuesta ante sollicitaciones sísmicas. (Instituto Nacional de Defensa Civil, 2003, p.332)

Es por esto que la aplicabilidad de estos métodos es discutible por varias razones: por el carácter intrincado del modelo que únicamente puede ser utilizado para edificaciones esenciales o para estructuras que demuestran gran incertidumbre en evaluaciones cualitativas ante sollicitaciones sísmicas; por la obligación de considerar todos los posibles sismos obtenidos de un registro elaborado de un acelerómetro de ubicación cercana a la zona de estudio.

A continuación, se describen los métodos analíticos más estudiados para dicha evaluación:

2.2.3.1.1. Método NSR – 98

Este método fue desarrollado en Colombia, el cual se basa en estudiar el comportamiento de la estructura mediante un análisis dinámico, con los resultados obtenidos y las capacidades actuales calculadas en los elementos; se hallan los índices de sobre-esfuerzo y los índices de flexibilidad de los pisos, cuyos valores inversos indicarán el nivel de vulnerabilidad sísmica de la estructura. (Caballero, 2007, p.46)

2.2.3.1.2. La metodología ATC-14 (1987)

El procedimiento para este método comienza con la recolección de datos in-situ de la estructura, teniendo en cuenta una checklist, la cual presenta las opciones de verdadero o falso, si todas las respuestas son verdaderas, la estructura no tiene problemas de comportamiento, pero si alguna de estas es falsa se debería investigar el elemento que presenta problemas; luego se realizará un modelo estructural, y así calcular los esfuerzos de corte y de los desplazamientos relativos; después se comparará la relación Capacidad/Demanda (C/D) con los valores especificados en la norma ATC, para que así se determine las derivas. (Peralta, 2002, p.217-219)

2.2.3.1.3. Método FEMA-273

Este método sirve para analizar la capacidad o resistencia de los elementos estructurales, primero se designa una estrategia de rehabilitación presentada en el método, luego se realiza el cálculo de cortantes en la base modificados por torsión accidental, se calculan los cortantes por piso y las cargas gravitacionales, para que finalmente se revise la estrategia de rehabilitación definida desde un comienzo de la estructura bajo los criterios de flexión, corte, carga axial y de derivas. (Instituto Nacional de Defensa Civil, 2003, p.333-334)

2.2.3.1.4. Método del espectro de capacidad

Este método fue desarrollado en primer lugar por Freeman, luego el ATC-40 Y FEMA 440 lo modificó como un procedimiento de análisis no lineal estático; el cual halla el punto de capacidad por demanda (permormance point) de la estructura ante un escenario de sismo determinado, luego se realiza la superposición del espectro de capacidad y el de demanda, a través de un sistema cartesiano de formato ADRS, hallando el punto de capacidad por demandas, el cual es el punto de intersección de los espectros de capacidad y de demanda, siendo esto la representación del espectro de respuesta. (Moreno, 2006, p.97)

2.2.3.2. Métodos Cualitativo

Estos métodos califican sus resultados mediante términos como vulnerabilidad baja, media, alta o similares; y los cuales son:

2.2.3.2.1. Método ATC-21

Este método se basa en dar una calificación inicial a una edificación, y conforme la revisión avanza se van filtrando las características estructurales de la edificación, teniendo como punto de partida la identificación del sistema estructural y los materiales que lo conforman, y luego restar o sumar puntos a la calificación inicial, dependiendo de: si es de gran altura, si está deteriorado, si tiene irregularidades geométricas, si existen pisos flexibles dentro de la edificación, y si existe torsión en planta. El rango de medida de este método va desde 0 (mal comportamiento sísmico), hasta 6 (muy buen comportamiento). (Instituto Nacional de Defensa Civil, 2003, p.332-333)

2.2.3.2.2. Método Italiano ISTC

Este método evalúa la capacidad resistente de la estructura mediante dos parámetros (índices I1 e I2), a su vez se tiene un tercer índice (I3), para determinar, con los anteriores, su vulnerabilidad, y así clasificar la estructura en: muy grande, grande, media, pequeña, muy pequeña. (Peralta, 2002, p.206)

2.2.3.2.3. Método japonés (Hirosawa, 1992)

Este método se utiliza para evaluar estructuras de hormigón armado, en la cual se realiza la revisión de la estructura, su forma y la peligrosidad presente en sus elementos no estructurales. Se calcula el índice sísmico (Is) para estimar su riesgo, el cual es el producto de cuatro subíndices que son calculados individualmente: Eo está condicionado por la resistencia última de los elementos estructurales de la edificación, el tipo de mecanismo de falla y la ductilidad del sistema; G tiene en cuenta la intensidad de los movimientos del terreno; Sd representa el efecto que el diseño estructural tiene en el comportamiento sísmico de la estructura a través de factores como la distribución de masas y de rigideces; y T califica los efectos de deterioro y defectos estructurales como grietas y deflexiones. (Peralta, 2002, p.207-208)

2.2.3.2.4. Método NAVFAC

Este método evalúa la relación de daños ante un sismo determinado. La capacidad de la estructura es determinada a través del coeficiente de cortante basal resistente (Cb), el desplazamiento en el nivel más alto de la estructura (S) y el periodo fundamental (T), y finalmente calcular el índice global de daño (I). (Peralta, 2002, p.208)

Su procedimiento comienza con la recolección de información de la estructura, luego su respectiva inspección in-situ,

siguiendo del hallazgo de los espectros de respuesta elástica, y así comparar la capacidad de la estructura con la demanda del sitio (D/C), finalmente se calcula el índice de daño (I) y el índice global de daño (Ig), presentando los resultados mediante una gráfica de capacidad/demanda, que se superpone a las curvas de demanda última. (Peralta, 2002, p.209)

2.2.3.2.5. Método venezolano

Este método solo se puede utilizar en edificios bajos de hormigón armado o mampostería. Su procedimiento comienza con la revisión detallada de la estructura, y con la realización del levantamiento de sus dimensiones y especificaciones de los elementos resistentes a fuerzas laterales, luego se realiza la inspección in-situ de su sistema estructural, y así determinar la relación $E=V_{ur}/V_u$, siendo V_{ur} las fuerzas cortantes resistentes del entrepiso, y V_u las fuerzas sísmicas cortantes actuantes, y finalmente obtener el índice sísmico (Is). (Peralta, 2002, p.210-211)

2.2.3.2.6. Método del índice de vulnerabilidad (IVM)

Este método considera once parámetros (organización del sistema resistente, calidad del sistema resistente, resistencia convencional, posición del edificio y cimentación, entrepisos, configuración en planta, configuración en elevación, separación máxima entre muros, tipo de

cubierta, elementos no estructurales, estado de conservación) para calificar la vulnerabilidad sísmica de la estructura, los cuales están en función de una escala numérica desde A (óptimo) hasta D (pésimo), luego se suman los valores obtenidos para hallar Índice de Vulnerabilidad (Iv). (Peralta, 2002, p.195-197)

2.2.3.2.7. Método argentino

Este método se representa a través de gráficos estadísticos, determinados en base a una escala de riesgo, la cual se halla mediante una serie de variables, los cuales son: número de pisos, material de muros, material de techos, antigüedad, estructuración, suelo, colindancia; cada uno de estos, según su intervalo, tiene un valor que al promediarlos se clasifica en riesgo bajo, moderado o alto. (Peralta, 2002, p.204)

2.2.3.2.8. Método mexicano

Este método evalúa la capacidad sísmica de la estructura, empezando con una recolección de información sobre su estructuración, identificando su comportamiento sísmico, para luego calificar en un rango de alto = 2, medio = 1, bajo = 0, en base a ciertos criterios definidos. (Peralta, 2002, p. 211 - 212)

2.2.4. Capacidad Estructural

La capacidad estructural depende de la resistencia y deformación máxima de sus componentes individuales, para lo cual se utiliza el análisis estático no lineal (pushover), y así determinar la curva de capacidad, la cual relaciona las fuerzas en la base, o también conocida como cortante basal (V), y los desplazamientos en el nivel superior de la estructura (D); asimismo esta se representa en un diagrama hallado mediante una serie de análisis elásticos secuenciales que se superponen. (Bonett, 2003, p.60)

2.2.4.1. Diagrama momento - curvatura

El diagrama momento-curvatura permite visualizar, de forma gráfica, el nivel de ductilidad y resistencia de un miembro de concreto armado bajo cargas estáticas y dinámicas. Se elabora a partir de los diagramas esfuerzo-deformación de los materiales que intervienen, estos son el concreto y el acero de refuerzo.

2.2.4.1.1. Modelo de Hognestad para el concreto

El diagrama esfuerzo deformación propuesto por Hognestad en 1951, consta básicamente de dos ramas. La primera rama está representada por una parábola de segundo grado, con pendiente positiva, que asciende hasta alcanzar su resistencia máxima ($f'c$), la segunda rama es descendente y posee de una pendiente " θ ". Comúnmente el valor aceptado en dicho modelo para la deformación unitaria última o de aplastamiento del concreto, E_{cu} es 0.038.

En la Figura N°1 la curva de esfuerzo-deformación para el concreto es aproximadamente linealmente elástica

hasta la máxima resistencia a la tracción en tensión, después de este punto, el concreto se agrieta y la resistencia disminuye gradualmente a cero.

- Para la primera rama:

$$f_c = f'_c \left[\frac{2\varepsilon_0}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right]; 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_0$$

- Para la segunda rama:

$$\varepsilon_0 = \frac{2 f'_c}{E_c}$$

- Para la pendiente de la segunda rama:

$$\phi \approx \frac{3 f'_c}{20 (\varepsilon_{cu} - \varepsilon_0)}$$

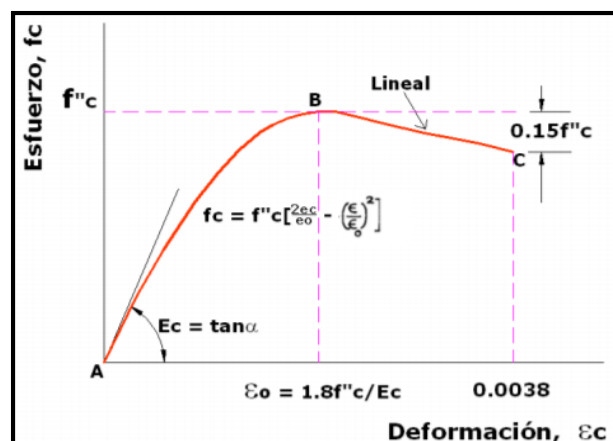
Donde:

E_c = módulo de elasticidad del concreto.

f'_c = resistencia máxima a compresión de un espécimen de concreto, ensayado en laboratorio.

ε_0 = deformación unitaria asociada a la resistencia máxima del concreto.

Figura N° 1. Modelo de Hognestad (1951) para la curva esfuerzo-deformación del concreto no confinado a la

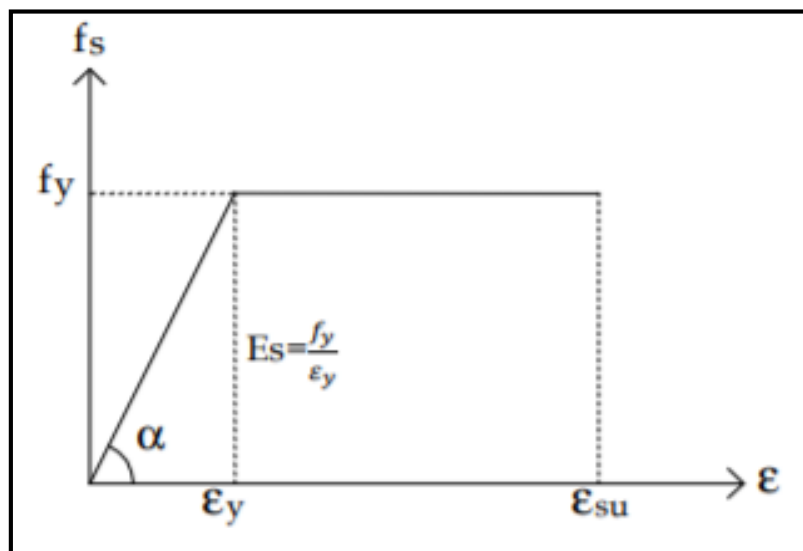


Fuente: Jurado y Mendoza, 2012

2.2.4.1.2. Modelo elastoplástico perfecto para el acero

Consiste en dos líneas, las cuales indican un comportamiento elástico del acero, hasta alcanzar la fluencia, el material no es capaz de tomar esfuerzos mayores que la fluencia, sin embargo, continúa deformándose, puesto que el modelo despreja el endurecimiento del acero por deformación.

Figura N° 2. Curva esfuerzo-deformación del modelo elastoplástico perfecto para el acero sometido a tensión.



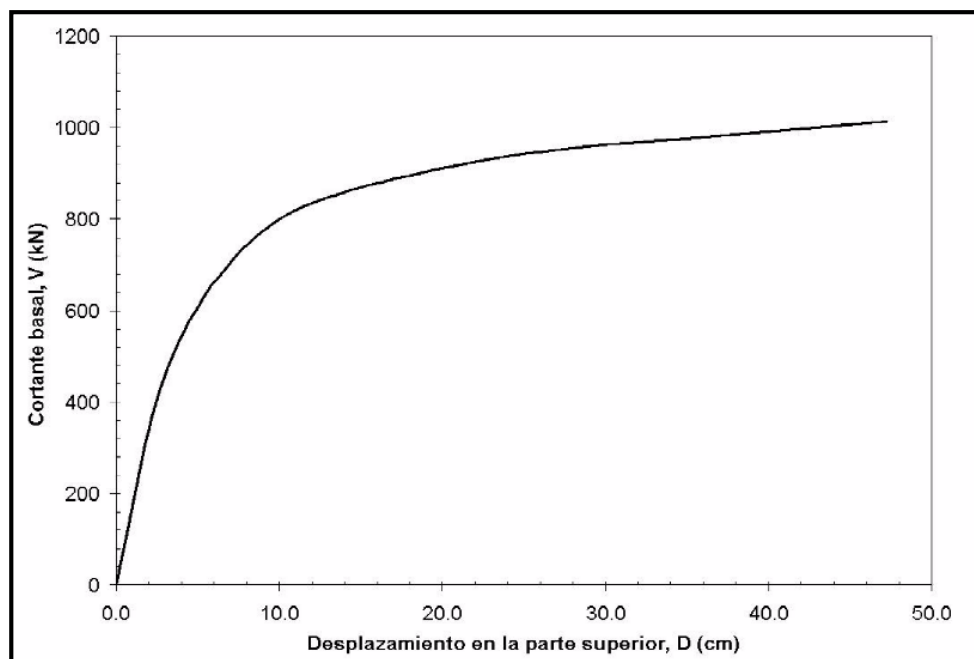
Fuente: Jurado y Mendoza, 2012

2.2.4.2. Análisis Estático No Lineal (Pushover)

El análisis estático no lineal es un procedimiento que se utiliza para identificar la secuencia del agrietamiento, cedencia y fallo de los componentes, los estados límites de servicio y la historia de deformaciones y cortantes en la estructura que corresponde a la curva de capacidad. (Bonett, 2003, p.60-61)

Este análisis consiste en: (1) representar la estructura mediante un modelo matemático, teniendo en cuenta las condiciones iniciales de los elementos, (2) aplicar fuerzas laterales en cada nivel, hasta que los elementos empiecen a incursionar en el rango plástico, (3) representar estos elementos mediante rótulas plásticas, (4) modificar la rigidez global de la estructura, (5) aplicar nuevamente las fuerzas laterales en cada nivel, hasta que los demás elementos incursionen en el rango plástico. Se continúa con el proceso hasta que la estructura sea inestable o hasta que se alcance un límite predeterminado. En la Figura N° 3 se muestra la curva de capacidad de una estructura. (Gresia, 2020, p.7)

Figura N° 3. Ejemplo de curva de capacidad



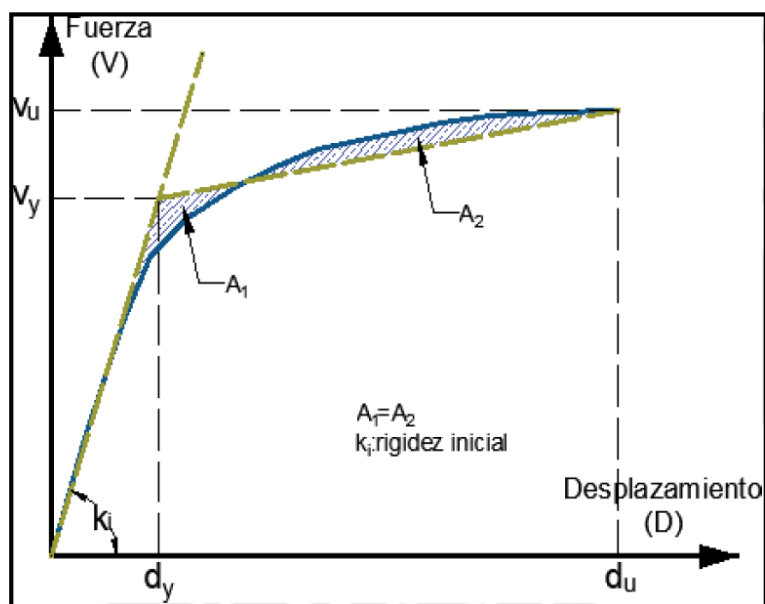
Fuente: Ricardo León Bonett Díaz, 2003

2.2.4.3. Representación Bilineal de la Curva de Capacidad

Para representar bilinealmente la curva de capacidad, es necesario definir el punto de fluencia y el punto último de la capacidad de la estructura. El modelo más usado para determinar estos dos puntos es el Criterio de las Áreas Iguales, el cual consiste en que la energía disipada por la estructura dada por el área bajo la curva sea igual a la energía disipada por la curva idealizada mediante un sistema elastoplástico.

El método propuesto por ATC-40 (Applied Technology Council, 1996) consiste en: trazar desde el origen una recta con una pendiente igual a la rigidez inicial de la edificación, seguido de una segunda recta desde el punto último (v_u, d_u) hasta interceptar la primera recta en el punto (v_y, d_y) con una pendiente tal que el área (A_1) sea aproximadamente igual al área (A_2). (Applied Technology Council, 1996). En la Figura N° 4 se muestra la gráfica del procedimiento descrito. (Gresia, 2020, p.7)

Figura N° 4. Representación bilineal de la curva de capacidad



Fuente: Applied Technology Council, 1996.

2.2.4.4. Sectorización de la Curva de Capacidad

Para la sectorización de la curva de capacidad, se realizó bajo la normativa de los niveles de desempeño propuestos por el Comité VISION 2000 del SEAOC 1995.

Para realizar dicha sectorización, como primer paso, se define el desplazamiento de fluencia (Δ_e) y el desplazamiento inelástico (Δ_p). El desplazamiento lateral desde el origen hasta el punto de fluencia corresponde al desplazamiento de fluencia (Δ_e), y desde el punto de fluencia hasta el punto último o de colapso, corresponde al desplazamiento inelástico (Δ_p). El estado de daño Operacional está asociado al desplazamiento de fluencia (Δ_e), y los demás estados de daño, que van desde Funcional a Colapso, se definen dividiendo el desplazamiento inelástico (Δ_p) en cuatro sectores, tal como se muestra en la Figura N° 5. (SEAOC, 1995)

Este comité define cuatro niveles de desempeño que identifica a través de los siguientes calificadores:

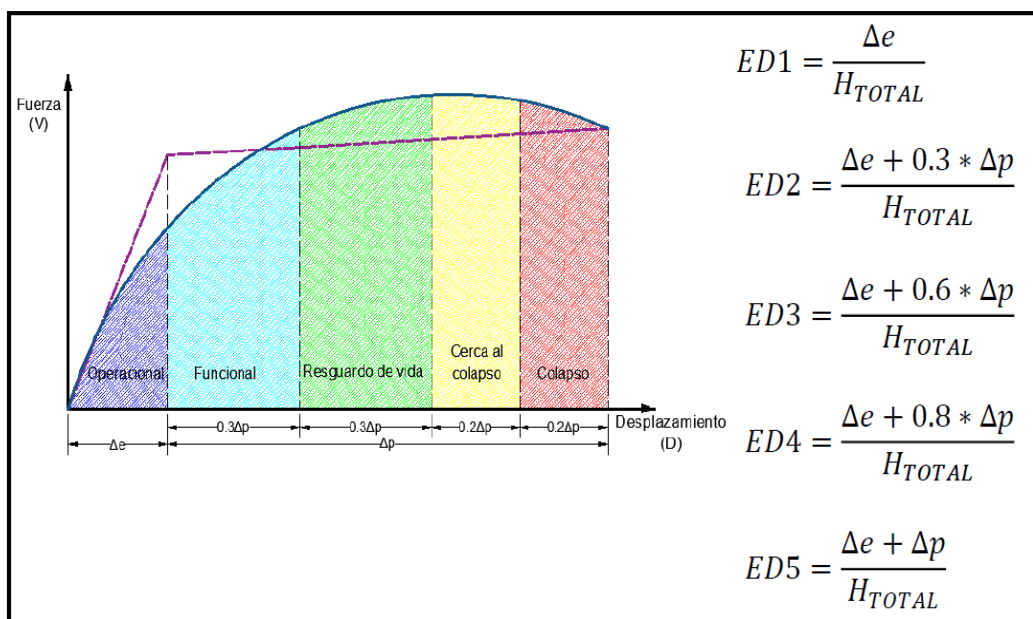
- **Totalmente operacional:** corresponde a un nivel en el cual no ocurren esencialmente daños. La estructura permanece completamente segura. En general no se requieren reparaciones.
- **Operacional:** en este nivel se presentan daños moderados en los elementos no estructurales y en el contenido de la estructura, e incluso algunos daños leves en los elementos estructurales. El daño es limitado y no compromete la seguridad de la estructura para ser utilizada inmediatamente después del sismo. En general se requieren algunas reparaciones menores.
- **Seguridad:** está asociado a la ocurrencia de daños moderados en elementos estructurales y

no estructurales, así como en algunos contenidos de la construcción. La rigidez lateral de la estructura y la capacidad de resistir cargas laterales adicionales, se ven reducidas, posiblemente en un gran porcentaje, sin embargo, aún permanece un margen de seguridad frente al colapso. Los daños producidos pueden impedir que la estructura sea necesario proceder a su rehabilitación, siempre y cuando sea viable y se justifique desde un punto de vista económico.

- **Próximo al colapso:** la degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema compromete la estabilidad de la estructura aproximándose al colapso. Bajo estas condiciones, la estructura es insegura, y el costo de su reparación puede no ser técnicamente viable desde un punto de vista económico.

La Tabla N° 1 resume las principales características asociadas a estos niveles de desempeño y su relación con los estados discretos de daño.

Figura N° 5. Sectorización de la curva de capacidad de la estructura



Fuente: SEAOC VISION Committee, 1995.

Tabla N° 1. Descripción de los estados de daño y niveles de desempeño

Estado de daño	Nivel de desempeño	Descripción de los daños
Despreciable	Totalmente Operacional	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones continúan prestando sus servicios.
Leve	Operacional	Agrietamientos en elementos estructurales. Daño entre leve y moderado en contenidos y elementos arquitectónicos. Los sistemas de seguridad y evacuación funcionan con normalidad.
Moderado	Seguridad	Daños moderados en algunos elementos. Pérdida de resistencia y rigidez del sistema resistente de cargas laterales. El sistema permanece funcional. Algunos elementos no estructurales y contenidos pueden dañarse. Puede ser necesario cerrar el edificio temporalmente.
Severo	Pre - Colapso	Daños severos en elementos estructurales. Fallo de elementos secundarios, no estructurales y contenidos. Puede llegar a ser necesario demoler el edificio.
Completo	Colapso	Pérdida parcial o total de soporte. Colapso parcial o total. No es posible la reparación.

Fuente: SEAOC VISION Committee, 1995.

2.2.5. Demanda Sísmica

La demanda sísmica se caracteriza usando el espectro de respuesta elástico de aceleración típicamente definido para un amortiguamiento del 5%, luego tiene que ser transformado a un formato ADRS, es decir, de aceleración espectral (S_a como una fracción de la aceleración de gravedad g) respecto al desplazamiento espectral (S_d). Este formato permite superponer la capacidad y la demanda en un mismo diagrama, proporcionando una solución gráfica del nivel de desempeño de una estructura. (Bonett, 2003, p.65)

Según el ATC-40, para dicha conversión cada punto (S_{ai} , T_i) del espectro de respuesta, donde T_i es el periodo en segundos, corresponde a un punto (S_{ai} , S_{di}) del espectro de demanda, según la fórmula siguiente:

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai} g$$

El espectro de demanda es una representación gráfica de la aceleración máxima de respuesta respecto al correspondiente desplazamiento máximo, para un periodo y nivel de amortiguamiento dado.

Este espectro de respuesta elástico debe ser ajustado para un factor de amortiguamiento compatible con el nivel de deformaciones esperado. De hecho, para altos niveles de deformación se esperan importantes incrementos en la capacidad de disipar energía, en cuyo caso, la demanda sísmica inicial debe ser reducida en proporción al incremento del amortiguamiento efectivo; para tal fin, Freeman (1984) propone valores de amortiguamiento característico para diferentes sistemas estructurales (Tabla N°2) y FEMA 356 propone los factores de modificación de la respuesta elástica dependientes del amortiguamiento (Tabla N°3). (Safina, 2002, p.79)

Tabla N° 2. Amortiguamiento para sistemas estructurales

Sistema Estructural Principal	Elástico-lineal (bajo nivel de deformación)	Posterior a la cedencia (alto nivel de deformación)
Estructura metálica	3%	7%
Concreto reforzado	5%	10%
Mampostería	7%	12%
Madera	10%	15%
Sistema dual	(1)	(2)
(1) Usar un promedio ponderado en proporción a la participación relativa de cada sistema. (2) Puede usarse el valor del sistema con mayor amortiguamiento.		

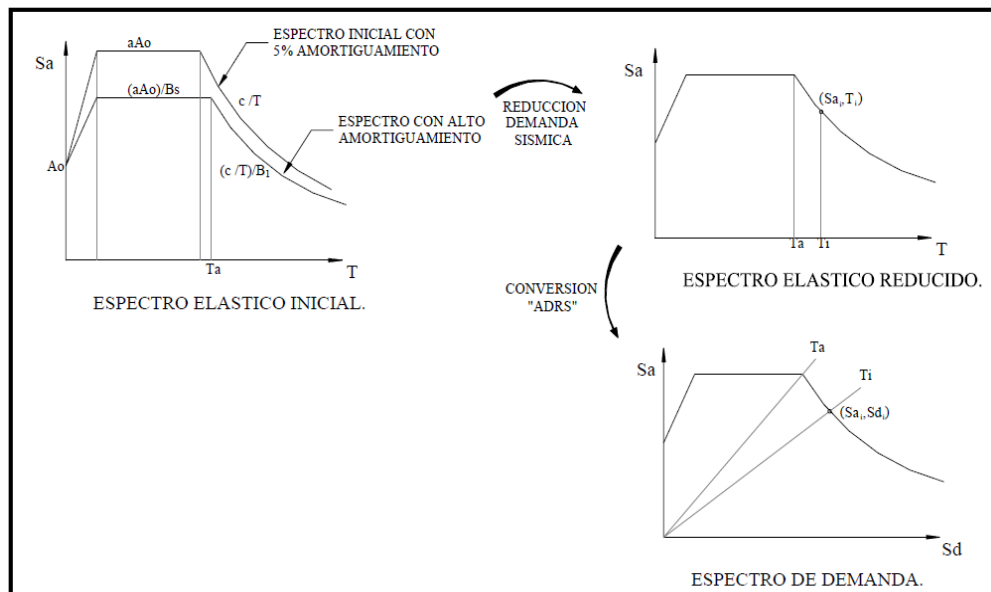
Fuente: Freeman, 1984.

Tabla N° 3. Coeficientes de amortiguamiento B_S y B_1 en función del amortiguamiento efectivo β

Coeficientes de amortiguamiento B_S y B_1 en función del amortiguamiento efectivo β		
Amortiguamiento viscoso efectivo β (porcentaje de amortiguamiento crítico)	B_S	B_1
≤ 2	0.8	0.8
5	1.0	1.0
10	1.3	1.2
20	1.8	1.5
30	2.3	1.7
40	2.7	1.9
≥ 50	3.0	2.0

Fuente: Freeman, 1984.

Figura N° 6. Conversión de espectro de respuesta elástico a espectro de demanda



Fuente: Safina, 2002.

2.2.6. Método del Espectro de Capacidad

Este método fue propuesto por Freeman en 1975, como un método más directo para la evaluación del riesgo sísmico. Luego, fue utilizado para relacionar movimientos sísmicos con las observaciones del desempeño de construcciones existentes.

Actualmente, el método representa un procedimiento para determinar el punto de desempeño de una estructura cuando esta es sometida a movimientos sísmicos. Por medio de un procedimiento gráfico, se compara la capacidad para resistir fuerzas laterales con la demanda sísmica, representada por medio de un espectro de respuesta reducido. La representación gráfica hace posible una evaluación visual del posible comportamiento de la estructura cuando se somete a un determinado movimiento sísmico. (Bonett, 2003, p.67-68)

La capacidad de la estructura es representada mediante una curva que relaciona la fuerza lateral, cortante basal V , con el desplazamiento; esta curva se obtiene por medio de un análisis estático no lineal (pushover) y así comparar directamente la demanda con la capacidad de la estructura, ambos parámetros se transforman a un grupo de coordenadas espectrales usando las características dinámicas del modo fundamental; a esta representación se le conoce con el nombre de Espectro de Capacidad.

La demanda sísmica se representa mediante un espectro inelástico en formato ADRS (S_a vs S_d), que considera la respuesta no lineal de la estructura. El espectro inelástico se obtiene a partir de la reducción del espectro elástico lineal, mediante un amortiguamiento histerético equivalente (β_{eq}).

Para determinar el punto de desempeño de la estructura se superponen los espectros de demanda y capacidad sísmica, para luego empezar con un proceso iterativo. Este punto debe cumplir con las siguientes condiciones: 1) debe estar sobre el espectro de

capacidad para representar a la estructura en un determinado desplazamiento, y 2) debe estar sobre el espectro de demanda (reducido a partir del espectro elástico) que representa la demanda no lineal en el mismo desplazamiento estructural. (Bonett, 2003, p.67-68)

Para este método, existe una manera más rápida y eficaz, la cual fue desarrollada por primera vez por Rossetto y Elnashai (2005), y permite la generación de curvas de fragilidad empleando directamente los registros sísmicos, a partir de los cuales se calculan los espectros de demanda elásticos e inelásticos a fin de encontrar el punto de desempeño.

El enfoque propuesto es altamente eficiente y permite que las curvas de fragilidad se deriven del análisis de una estructura sometida a una serie de registros sísmicos con características distintas. De esta manera, el método puede explicar el efecto de la variabilidad en la demanda sísmica y las características estructurales sobre las estadísticas de daños simuladas para el tipo de estructura, y evaluar la incertidumbre asociada en la predicción de fragilidad.

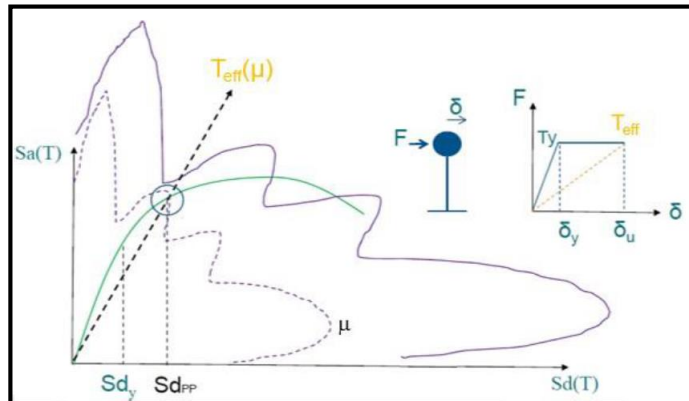
Rossetto et al. (2016) desarrollan el software FRACAS (FRAGility through CAPacity Spectrum assessment) con base en la metodología descrita, el cual permite idealizaciones de curvas de capacidad sofisticadas, el uso de varios modelos históricos para sistemas de un grado de libertad en el cálculo inelástico de la demanda y la construcción de funciones de fragilidad mediante diversas técnicas de ajuste de modelos estadísticos.

2.2.6.1. Punto de Desempeño

Definidos el espectro de capacidad y el espectro de demanda sísmica, se procede a encontrar el punto de desempeño. Se obtiene el espectro de demanda inelástico asociado a una ductilidad μ , tal que intercepta al espectro de capacidad en un punto con

desplazamiento S_{dPP} de manera que la ductilidad de la capacidad es: $S_{dPP}/ S_{dY} = \mu$, por lo cual el punto de intercepción es el punto de desempeño, tal como se muestra en la Figura N° 7.

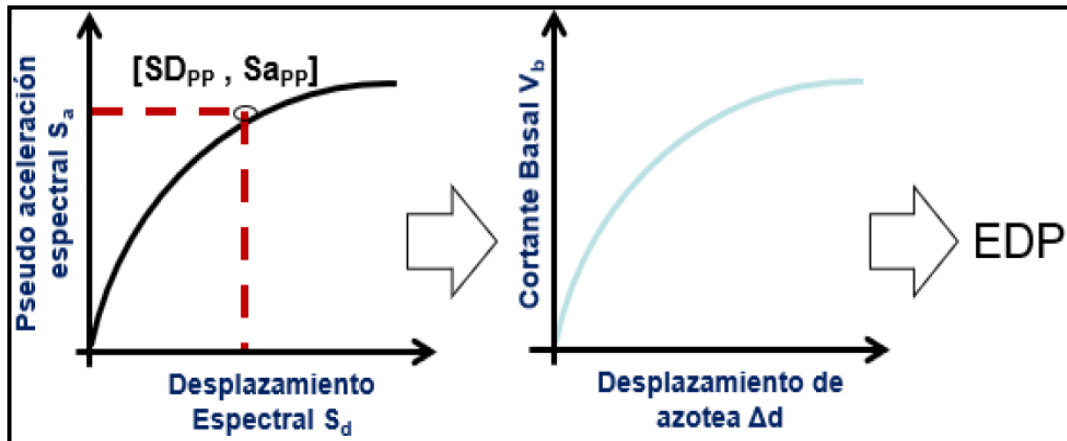
Figura N° 7. Esquema del cálculo del punto de desempeño



Fuente: Rossetto et al., 2016.

La coordenada del punto de desempeño obtenida en el sistema espectral se convierte a la coordenada asociada a la curva de capacidad para determinar los parámetros de respuesta asociados (EDP). Asimismo, se calcula la intensidad (IM) asociada con la aceleración empleada en la evaluación, tal como se muestra en la Figura N° 8.

Figura N° 8. Conversión del punto de desempeño a EDP

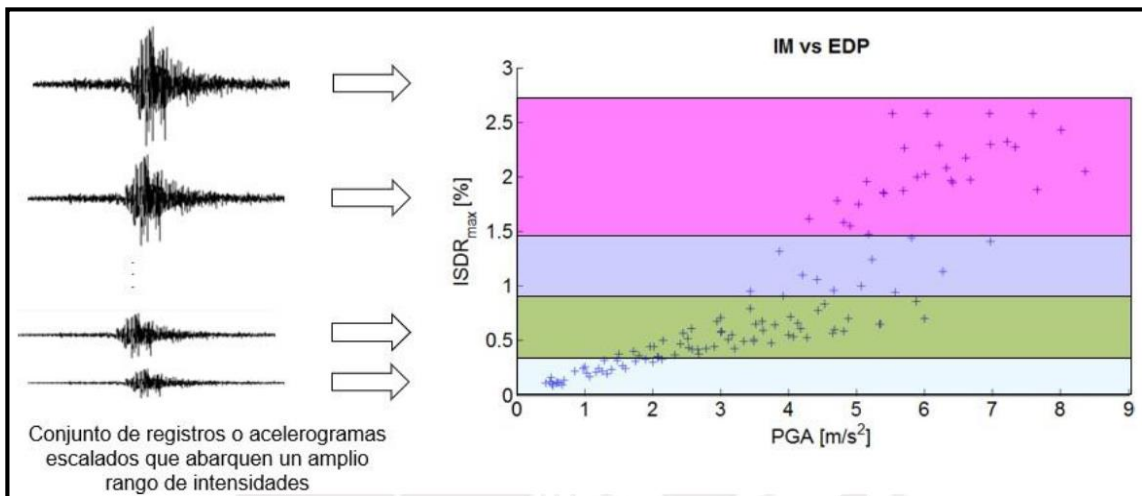


Fuente: Rossetto et al., 2016.

2.2.6.2. Curvas de Fragilidad

Para obtener las curvas de fragilidad, es necesario calcular la respuesta no lineal de la estructura sometida a varios niveles de intensidad sísmica, a fin de obtener puntos de desempeño con intensidades (IM) y parámetros de demanda (EDP) asociados, tal como se muestra en la Figura N° 9.

Figura N° 9. Gráfica IM vs. EDP de los puntos de desempeño



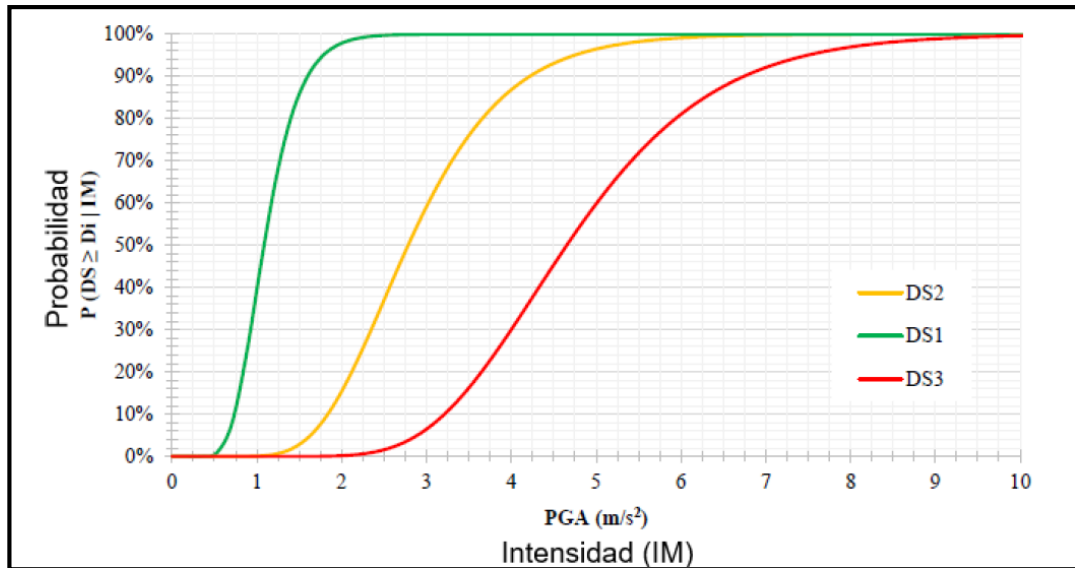
Fuente: Rossetto et al., 2016.

Las curvas de fragilidad se construyen a partir del conjunto de pares de intensidad (IM) y parámetros de demanda (EDP) a través de un enfoque de ajuste de curva estadística apropiado. La curva de fragilidad se define como la probabilidad de excedencia de un estado de daño, dado un nivel de intensidad sísmica (IM). Asimismo, es común suponer que el daño tiene una distribución log normal. Por lo que, las curvas de fragilidad tal como se muestran en la Figura N° 10 se calculan con la siguiente expresión:

$$P(ds \geq DS_i | IM) = \Phi\left(\frac{\ln(IM) - \mu}{\sigma}\right)$$

donde μ es la media (valor esperado) y σ es la desviación estándar.

Figura N° 10. Curvas de fragilidad



Fuente: Rossetto et al., 2016.

2.3. Marco conceptual

Análisis estático no-lineal: “Es una técnica simple y eficiente para estudiar la capacidad, resistencia-deformación, de una estructura bajo una distribución esperada de fuerzas inerciales” (Bonett, 2003, p.61).

Ancho del puente: “Es el ancho total de la superestructura e incluye calzada, veredas o aceras, ciclo vías, barreras y/o barandas” (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2017, p.40).

Calzada del puente: “Es la parte de la superficie del tablero, destinada al tránsito vehicular cuyo ancho se mide en forma perpendicular al eje longitudinal del puente. Se compone de un cierto número de carriles más las bermas que constituyen el acceso de la carretera al puente” (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2017, p.40).

Curva de capacidad: “Gráfica de la fuerza lateral total, V , en una estructura contra el desplazamiento lateral, d , en el techo de la estructura. Comúnmente llamado curva Pushover” (ATC-40, 1996, p.xi).

Colapso: “Un cambio importante en la geometría del puente que lo hace inadecuado para su uso” (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2017, p.1-2).

Comportamiento Elástico: “Comportamiento de un material estructural en el que la relación de tensión-deformación es constante, el material vuelve a su estado original descargado al retirar la carga” (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2017, p.4-3).

Comportamiento Inelástico: “Cualquier comportamiento de un material estructural en el cual la relación tensión-deformación no es constante, y parte de la deformación permanece luego de retirar las cargas” (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2017, p.4-4).

Diafragmas: “Son vigas transversales a las vigas principales y sirven para su arriostramiento. En algunos casos pasan a ser vigas secundarias cuando van destinadas a transmitir cargas del tablero a las vigas principales” (Belmonte, 1990, p.13).

Dispositivos de apoyo: “Son elementos sobre los que se apoya el sistema de vigas o losas del tablero y que permite el traspaso de las cargas de la superestructura a la subestructura” (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2017, p.40).

Ductilidad: “Propiedad de un componente o conexión que permite una respuesta inelástica” (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2017, p.1-2).

Espectro de capacidad: “La curva de capacidad transformada de fuerza cortante vs. desplazamiento en el techo en coordenadas (V vs. d) en aceleración espectral frente a coordenadas espectrales de desplazamiento (S_a vs S_d)” (ATC-40, 1996, p.xi).

Espectro de respuesta: “Gráfico que muestra las respuestas máximas (aceleración, velocidad o desplazamiento) de puentes idealizados como osciladores de un solo grado de libertad frente a los períodos de los puentes” (California Department of Transportation, 2019, p.2-3).

Espectro de respuesta elástico: El espectro de respuesta con 5% de amortiguamiento para cada nivel de peligro sísmico de riesgo, representa la máxima respuesta de la estructura en términos de aceleración espectral S_a , en cualquier tiempo durante un sismo en función de período de vibración; T. (ATC-40, 1996, p.xii).

Faja Equivalente: “Elemento lineal artificial que se aísla de un tablero a los fines del análisis; en este elemento las solicitaciones extremas calculadas para una fila transversal o longitudinal de cargas de rueda se aproximarán a las que realmente existen en el tablero”. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2017, p.4-3)

Luz de cálculo: “Es la longitud que se utiliza para el cálculo de la estructura y/o elementos estructurales y se mide, generalmente entre centros de apoyo del elemento estructural materia de cálculo” (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2017, p.40).

Modelo: “Una idealización matemática o física de una estructura o componente que se utiliza para el análisis” (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2017, p.4-4).

Sismo severo: “Corresponde al máximo movimiento del terreno que puede ser esperado en el sitio donde se encuentra localizada la estructura, con una probabilidad del 5% de ser excedido en un periodo de 50 años, es decir, con un periodo de retorno de 1000 años” (Bonett, 2003, p.58).

Rótula plástica: “Región de un miembro estructural que sufre la deformación por flexión y la rotación plástica mientras retiene la

resistencia a la flexión” (California Department of Transportation, 2019, p.2-3).

Tablero: “Parte estructural que queda a nivel de subrasante y que transmite tanto cargas como sobrecargas a las viguetas y vigas principales” (Belmonte, 1990, p.14).

Probabilidad de Excedencia: “Es una representación estadística de la posibilidad de que el efecto de un sismo exceda una cierta severidad durante un periodo de tiempo determinado expresado en años” (Bonett, 2003, p.57).

Periodo de retorno: “También llamado periodo de recurrencia, se relaciona directamente con una probabilidad de excedencia para un número específico de años” (Bonett, 2003, p.57).

Viga cabezal: “Un elemento de subestructura a flexión sostenido por columnas o pilotes que recibe cargas de la superestructura” (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2017, p.10-1).

Vigas principales: “Reciben esta denominación por ser los elementos que permiten salvar el vano, pudiendo tener gran variedad de formas como son las vigas rectas, pórticos, reticulares, vigas Vierendeel, etc.” (Belmonte, 1990, p.13).

2.4. Hipótesis

El grado de vulnerabilidad sísmica del puente carretero ubicado en la vía nacional PE1N – Moche es bajo, pues presenta una probabilidad de 50% de exceder al estado de daño ED1 ante la acción de sismo severo.

2.5. Variables e indicadores

2.5.1. Variable independiente

Sismo severo

2.5.2. Variable dependiente

Vulnerabilidad sísmica del puente carretero ubicado en la vía nacional PE1N – Moche.

2.5.3. Operacionalización de las variables

Tabla N° 4. Operacionalización de variables

TIPO	VARIABLE	DIMENSIONES	INDICADORES	UNIDAD DE MEDIDA	INSTRUMENTO DE INVESTIGACIÓN
Variable Independiente	Sismo severo	Coeficiente de respuesta elástico	Aceleración máxima superficial	m/s^2	- AASHTO LFRD 2017 - E.030
			Periodo de vibración del modo	s	
		Peso equivalente de la superestructura	---	ton.	- Manual de puentes - MTC
		Factor modificador de respuesta	Diámetro nominal de la barra de armadura	in	- DEGTRA v9.3
			Subestructura	--	- SeismoMatch 2021
			Categoría según Importancia	--	
Variable Dependiente	Vulnerabilidad sísmica del puente carretero ubicado en la vía nacional PE1N – Moche	Características físicas	Número de pilares	und.	- Método Espectro de Capacidad (MEC)
			Dimensiones de la estructura	m.	
		Características estructurales	Derivas	cm.	- Análisis Estático No Lineal (Pushover)
			Cortante en la base	ton.	- Csi Bridge v20.2.0
		Factores de riesgo	Ubicación	---	- Hoja de registro
			Tipo de estructura	---	

Fuente: Elaboración propia.

III. METODOLOGÍA EMPLEADA

3.1. Tipo y nivel de investigación

3.1.1. Tipo de investigación

Investigación aplicada, porque busca y perfecciona recursos de aplicación o utilización de los conocimientos adquiridos mediante la investigación pura, con el propósito de mejorar o resolver alguna situación específica o particular, y así comprobar algún método o modelo teórico que le sustente, para que luego sean vistas como prácticas de investigación.

3.1.2. Nivel de investigación

Investigación explicativa, porque pretenden conducir a un sentido de comprensión o entendimiento de un fenómeno, ya que trata de explicar las causas por las cuales ocurren determinadas situaciones, hechos o fenómenos, y a su vez proporcionar detalles donde existe una pequeña cantidad de información. Además, están orientados a la comprobación de hipótesis causales de tercer grado; esto es, identificación y análisis de las causales (variables independientes) y sus resultados, los que se expresan en hechos verificables (variables dependientes).

3.2. Población y muestra de estudio

3.2.1. Población

La población utilizada en la presente investigación son todos los puentes carreteros construidos y diseñados bajo la norma AASHTO de 1987 con tren de cargas C-30 en Perú.

3.2.2. Muestra

La muestra de estudio es el puente emplazado en el río Moche, ubicado en la vía nacional PE1N, distrito de Moche, provincia de Trujillo, departamento de La Libertad.

3.3. Diseño de investigación

El tipo de diseño a realizarse será el Diseño No Experimental / Transversal/ Descriptivo, ya que en la presente investigación se busca, observa y recoge información de forma directa y/o diversos parámetros preliminares para la realización del análisis sísmico de la estructura, y así hallar el grado de vulnerabilidad sísmica del puente Moche.

3.4. Técnicas e instrumentos de investigación

3.4.1. Técnicas de investigación

- Observación directa; para identificar las características y dimensiones estructurales, es decir el estado actual de la estructura, y así realizar su análisis.
- Ensayo de esclerometría; para evaluar la resistencia a compresión del concreto de los elementos estructurales.
- Análisis Estático No Lineal (Pushover).
- Método Espectro de Capacidad.
- Curvas de Fragilidad.

3.4.2. Instrumentos de investigación

- AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2017.
- Norma Técnica E.030 – Diseño Sismorresistente 2018.
- ATC-40 - Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings Vol 1.
- FEMA 356 - Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings.
- Software CSI Bridge v20.2.0.
- Software DEGTRA v9.3.
- Software SeismoMatch 2021.
- Software FRACAS v8.5.
- Software Microsoft Office Excel 2016.
- Software AutoCAD 2019.
- Hojas de registro de datos.

3.5. Procesamiento y análisis de datos

3.5.1. Descripción del puente Moche

3.5.1.1. Antecedentes históricos

Recibe su nombre en honor al distrito al cual pertenece, y es de conexión con la provincia de Trujillo. Fue diseñado por los ingenieros Santiago Guerra y Roque Mendizabal e inaugurado durante el gobierno de Alan Gabriel Ludwig García Pérez en el año 1987. En un contexto de crisis económica nacional, colmado de subsidios en materiales de construcción y otros; producto de una hiperinflación histórica, la cuarta más alta del mundo.

Figura N° 11. Puente Moche en 1990



Fuente: Instituto de Construcción y Gerencia, 2014.

3.5.1.2. Observaciones del estado del puente

Se realizaron visitas al puente Moche con la intención de explorar daños que puedan percibirse por simple inspección visual, de tal manera identificamos grietas (daños superficiales) en el Estribo 1, donde descansa la viga principal sin comprometer el comportamiento estructural del puente en estudio, tal como se muestra en la Figura N°12.

Figura N° 12. Presencia de grietas en el Estribo 1



Fuente: Elaboración propia.

En la Figura N° 13 se evidencia el ligero desprendimiento del recubrimiento de concreto de una viga principal sobre el Pilar 1, esto se debe probablemente a asentamientos en el terreno, también por efecto de cargas no calculadas en el proyecto, o por efectos del agua y/o temperatura.

Figura N° 13. Presencia de grietas en el Pilar 1



Fuente: Elaboración propia.

Según Global Rubber Corporation (2016), la junta de dilatación es un elemento que permite los movimientos relativos entre dos partes de una estructura. Para cumplir esta misión, las juntas deben: garantizar la libertad de movimiento del tablero, dar continuidad a la capa de rodadura, evitar la emisión de ruidos y vibraciones ante los impactos producidos por los vehículos, y la correcta evacuación de las aguas superficiales para garantizar una buena estanquidad.

El Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2018), recomienda que las juntas de dilatación deben ser limitadas a lo necesario, por estar constituidas por dispositivos con una vida útil limitada.

Los daños observados en las juntas de dilatación del puente Moche, tal como se muestra en la Figura N°14, se deben básicamente al desgaste producido por la fricción que generan los neumáticos. Así como, el término de la vida útil de los elementos que las componen, por falta de mantenimiento. Asimismo, percibimos que los elementos metálicos de las juntas, fueron cubiertos por el asfalto de la superficie de rodadura, lo cual afecta negativamente al óptimo desempeño y genera pérdida de continuidad.

Figura N° 14. Juntas de dilatación actual



Fuente: Elaboración propia.

3.5.1.3. Situación actual del puente

El puente Moche comprende parte de la carretera Panamericana Norte, está conformado por dos estructuras emplazadas sobre el río del mismo nombre. Actualmente, ambas estructuras funcionan como único elemento de conexión entre la provincia de Trujillo y la capital peruana. El análisis de tráfico ejecutado por COVISOL para la vía de evitamiento en Trujillo, determinó que el tránsito interprovincial y pesado superan el 55% de vehículos, que circulan sobre dicha estructura; de tal manera, el puente Moche es sometido a grandes sollicitaciones producidas por el elevado flujo vehicular pesado.

A su vez, según el Manual de Puentes (2018), en la sección 2.4.3.11.4., las categorías de los puentes según su importancia son Puentes Esenciales y Puentes Críticos, entonces el puente Moche clasifica en la categoría de Puente Esencial.

Figura N° 15. Puente Moche en 2019



Fuente: Elaboración propia.

3.5.2. Método preliminar: Índice de vulnerabilidad

La evaluación de la vulnerabilidad sísmica del puente Moche se realizó a través de dos etapas. La primera llamada Índice de Vulnerabilidad, la cual es una evaluación simplificada de aproximación confiable que permite identificar condiciones de vulnerabilidad en función de intervalos que van desde cero hasta uno. La segunda etapa es el Método del Espectro de Capacidad, definido por la norma ATC-40, que consiste en intersectar el espectro de capacidad con el espectro de respuesta en un formato ADRS para determinar el punto de desempeño, el cual representa el punto de solicitud de desplazamiento estructural requerido por el sismo severo.

Según Landa y Jara (2017), un valor de I_v igual a cero significa que el puente es completamente vulnerable, mientras que un valor de I_v igual a 1.0, indica que se trata de un puente nada vulnerable, esto establece la necesidad de realizar una evaluación más precisa de la vulnerabilidad sísmica para puentes de concreto reforzado de mediana longitud.

Los parámetros para llevar a cabo este método son:

a) Irregularidad de la rigidez lateral del puente

Datos usados:

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 264424.09 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_t = 0$$

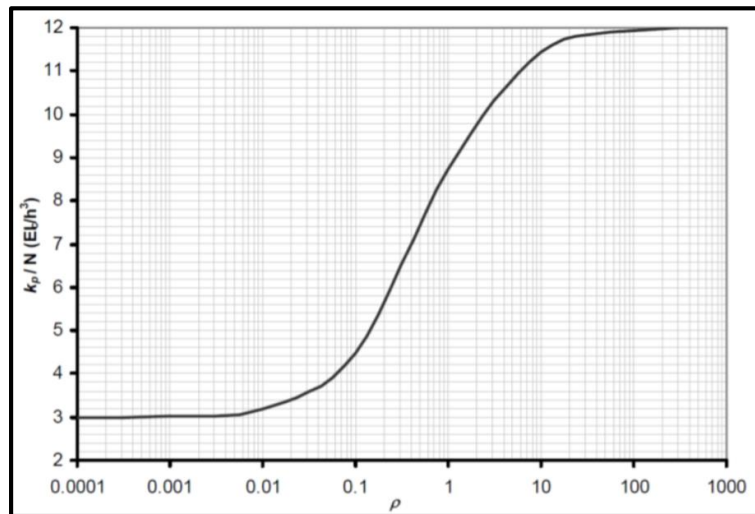
$$I_c = 3081250000 \text{ cm}^4$$

$$L_t = 0$$

$$I_c = 900 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{I_t/L_t}{I_c/L_c} = 0$$

Figura N° 16. Rigidez lateral de un pilar formado por N columnas



Fuente: Landa, 2006.

Utilizando la Figura N° 16 obtuvimos K_p , mediante la relación entre el índice de rotación (ρ) y la expresión $\frac{K_p}{N \left(\frac{EI_c}{L_c^3} \right)}$; siendo N el número de pilares del puente igual a 4.

$$K_p = 3 * 4 * \left[\frac{264424.09 * 3081250000}{900^3} \right] = 13'411,633.37 \text{ kg/cm}$$

Para obtener el valor de K_a , utilizamos información en los planos de los apoyos de neopreno:

$$a = 300 \text{ mm.}$$

$$b = 500 \text{ mm.}$$

$$h = 25.40 \text{ mm.}$$

$$G = 6.93 \text{ kg/cm}^2$$

Puesto que el pilar cuenta con un solo apoyo de neopreno tenemos la siguiente expresión:

$$K_a = \sum_{i=1}^n \frac{A_i * G_i}{h_i} = \frac{300 * 500 * 6.93}{25.4} = 40,925.20 \text{ kg/cm}$$

Después calculamos la rigidez lateral del pilar y del estribo:

$$K_{pilar} = \frac{K_a * K_p}{K_a + K_p} = \frac{40,925.20 * 13'411,633.37}{40,925.20 + 13'411,633.37} = 40,800.70 \text{ kg/cm}$$

Para el estribo $K_p = \infty$, por lo tanto:

$$K_{estribo} = ka = 40,925.20 \text{ kg/cm}$$

Interpretamos los valores para K_M y K_m :

$$K_M = K_{estribo} = 40,925.20 \text{ kg/cm}$$

$$K_m = K_{pilar} = 40,800.70 \text{ kg/cm}$$

Donde:

K_M : Mayor rigidez lateral del estribo trabajado en serie con el apoyo.

K_m : Mayor rigidez lateral del pilar trabajado en serie con el apoyo.

K_p : Rigidez del pilar.

K_a : Rigidez de los apoyos de neopreno

n : Número de apoyos por pilar.

A_i : Área transversal del apoyo i.

h_i : Altura del apoyo i.

G_i : Módulo de rigidez a cortante del apoyo i.

I_t : Inercia de la viga cabezal.

I_c : Inercia de la columna.

L_t : Longitud de la viga cabezal

L_c : Longitud de la columna.

Mediante la ecuación presentada en el texto de Landa y Jara (2017), obtuvimos:

$$C_1 = 1 - \frac{K_M - K_m}{10K_m} = 1 - \frac{40,925.20 - 40,800.70}{10 * 40,800.70} = 1.0$$

b) Longitud de asiento de la superestructura

Si: $LA \geq LR$

$$C_2 = 1.0$$

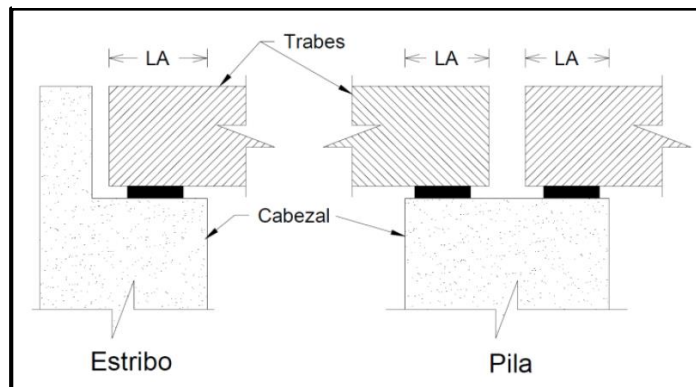
Si: $LR > LA > 0.3LR$

$$C_2 = (LA - 0.3LR) / 0.7LR$$

Si: $0.3LR > LA$

$$C_2 = 0$$

Figura N° 17. Longitud de apoyo



Fuente: Landa, 2006.

Siendo:

LA : Longitud real de apoyo existente en mm.

LR : Longitud de asiento recomendado en mm.

L : Longitud del claro en m.

H : Altura promedio de los pilares adyacentes en m.

LA : $750 - 25 = 725$ mm.

LR : $400 + 2.5L + 10H = 400 + 2.5(15) + 10(9) = 527.5$ mm.

$LA > LR$

Finalmente obtuvimos:

$$C_2 = 1.0$$

c) Año del proyecto

$$C_3 = \frac{AC - 1900}{100} = \frac{1987 - 1900}{100} = 0.87$$

Donde:

AC = Año del proyecto del puente

d) Irregularidad en planta y esviamiento

$$\text{Si: } \alpha < 20^\circ \quad C_4 = 1.0$$

$$\text{Si: } 20^\circ < \alpha < 45^\circ \quad C_4 = 6 * 10^{-4} (90^\circ - \alpha) + 0.46$$

$$\text{Si: } 45^\circ < \alpha \quad C_4 = 0.4$$

Para el puente Moche observamos un esviamiento aproximado de $\alpha \approx 90^\circ$, y no presenta curvatura horizontal o vertical, por lo tanto:

$$C_4 = 0.4$$

e) Tipos de apoyos

- Para apoyos con disipadores de energía o aislamiento sísmico: $C_s = 1.0$
- Para apoyos laminados de neopreno: $C_s = 0.9$
- Para apoyos de rodillos: $C_s = 0.8$
- Para apoyos basculantes o de mecedoras: $C_s = 0.7$

El puente Moche presenta en sus pilares y estribos apoyos laminados de neopreno, por lo cual:

$$C_s = 0.9$$

f) Estado de conservación

En el texto, Landa y Jara (2017), proponen distintos parámetros asociados con la fórmula, los cuales especificamos a continuación:

- Se observa socavación ligera que no pone en riesgo la estabilidad del puente: $X_1 = 0.05$
- No se observa deterioro alguno en los elastómeros de cada apoyo: $X_2 = 0$
- Se observan grietas menores que 0.7 en las juntas de los apoyos del tramo suspendido y los estribos: $X_3 = 0.05$
- No se observan uniones metálicas expuestas sobre la superficie de rodamiento: $X_4 = 0.05$
- Puente con más de 30 años sin daño aparente y en buen estado de conservación: $X_5 = 0.25$

Finalmente obtuvimos:

$$C_6 = 1 - \sum_{i=1}^5 X_i = 1 - (0.05 + 0 + 0.05 + 0.05 + 0.25) = 0.6$$

g) Potencial de licuación

El suelo no tiene potencial de licuación:

$$C_7 = 1.0$$

h) Periodo de vibración

$$\text{Si: } T_a \leq T_s \leq T_b \quad C_8 = 0.6$$

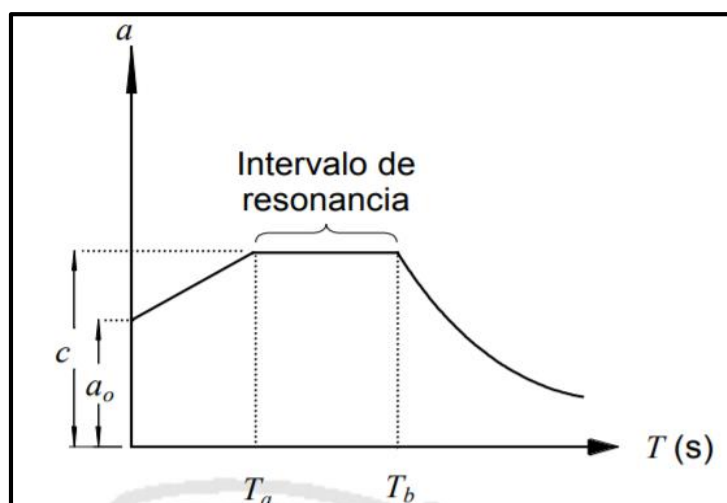
$$\text{Si: } 0.7T_a \leq T_s \leq T_a \quad C_8 = 0.8$$

$$\text{Si: } T_b \leq T_s \leq 1.3T_b \quad C_8 = 0.8$$

$$\text{Si: } T_s < 0.7T_a \text{ y } T_s > 1.3T_b \quad C_8 = 1.0$$

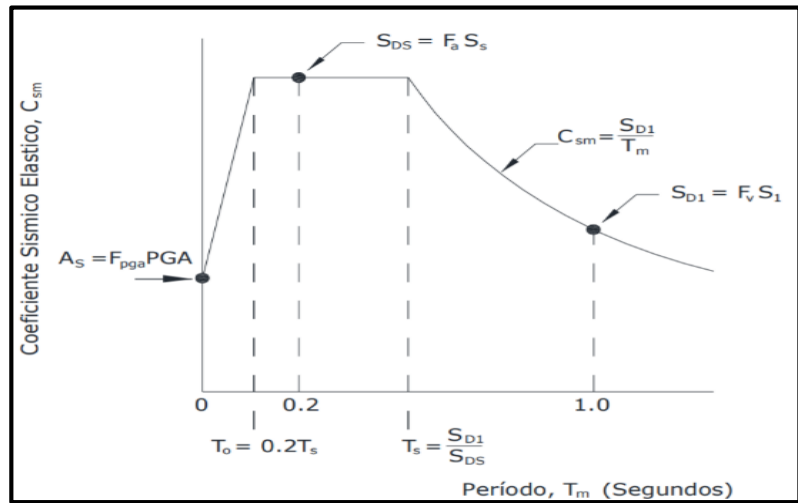
Los autores Landa y Jara (2017) se refieren a T_a y T_b como los valores característicos del espectro de diseño para el sitio en el que se localiza un puente. Sin embargo, esta denominación basada en la norma mexicana N-PRY-CAR-6-01-005, el manual de puentes del Ministerio de Transportes y Comunicaciones varía ligeramente en su nomenclatura.

Figura N° 18. Espectro sísmico



Fuente: Secretaría de comunicaciones y transportes de México, 2008.

Figura N° 19. Diseño de Espectro de Respuesta



Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018.

$$T_a = T_{0(MTC)} = 0.12 \text{ s}$$

$$T_b = T_{s(MTC)} = 0.60 \text{ s}$$

Seguidamente, calculamos los pesos que inciden sobre los pilares.

Tabla N° 5. Carga en los apoyos

Elemento	W (Ton)
Superestructura	1047.42
Asfalto	81.63
Viga diafragma	13.42
Vereda	0
Tubería metálica	1.51
Total	1143.98

Fuente: Elaboración propia.

Después:

$$m = \frac{W}{g} = \frac{1,143.98 \text{ ton}}{9.81 \text{ m/s}^2} = 116.61 \text{ ton} * \text{s}^2/\text{m}$$

$$T_s = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K}} = 2\pi \sqrt{\frac{116.61}{1'341,163.34}} = 0.06 \text{ s}$$

$$T_s = 0.06 \text{ s} \leq 0.7T_a = 0.084 \text{ s}$$

Finalmente, obtuvimos:

$$C_8 = 1.0$$

i) Factor de importancia

El nivel de importancia, según el vigente manual de puentes elaborado por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones y la norma peruana E.030 coinciden que el puente Moche tiene carácter esencial. Landa y Jara (2017) proponen un factor de importancia de 1/1.5 para este tipo de puentes, categorizándolo en el grupo A, según el Artículo 3.10.2.1 del Manual de Diseño de Obras Civiles Diseño por Sismo.

Por lo tanto:

$$C_9 = 0.67$$

Al tener los 9 coeficientes determinados, procedimos a calcular el índice de vulnerabilidad (I_v):

$$I_v = \left[\frac{C_1 * C_2 * \dots * C_9}{C_i^7} \right] = \left[\frac{1 * 1 * 0.87 * 0.4 * 0.9 * 0.6 * 1 * 1 * 0.67}{0.83^7} \right] = 0.48$$

Landa y Jara (2017) parten de datos recopilados para 13 puentes y elaboran una adecuada correlación entre el nivel de daño y el valor de I_v mostrado en la Tabla N° 6. De esta manera, sugieren algunas acciones que deben realizarse de acuerdo al I_v determinado en cada estructura mostradas en la Tabla N° 7.

Tabla N° 6. Valores de Iv de puentes con distintos daños

Nombre del puente	Nivel de daño	Iv
Ruta SR-14/I-5, North Connector	Colapso	0.17
Fairfax - Washington	Colapso	0.17
La Cienega - Venice	Colapso	0.17
Ruta SR-14/I-5, Separation	Colapso	0.31
Old Road	Medio	0.54
Gavin Canyon	Colapso	0.58
Mission - Gothic	Colapso	0.58
Ball Creek Canyon Channel	Grave	0.58
Santa Clara River	Medio	0.72
Pico - Lyons	Medio	0.74
Valencia Boulevard	Ligero	0.76
Mc Bean Parkway	Sin daño	0.80
Balboa Boulevard	Ligero	0.83

Fuente: Landa y Jara, 2017.

Tabla N° 7. Acciones recomendadas a considerar en el puente Moche para un Iv=0.48

Intervalo de valores de Iv	Acción recomendada	
$Iv < 0.4$	Acción urgente.	El puente debe ser rehabilitado en forma inmediata.
$0.4 \leq Iv < 0.6$	Acción a corto plazo. Efectuar estudios detallados en corto plazo.	El puente pasa automáticamente a la segunda etapa de evaluación descrita en el siguiente apartado.
$0.6 \leq Iv < 0.8$	Acción a mediano plazo. Requiere evaluación intermedia.	
$0.8 \leq Iv$	Medidas preventivas rutinarias. El puente no muestra deficiencias importantes. Seguir un programa de mantenimiento e inspección preventivo.	El puente se considera seguro y no es necesario realizar una evaluación adicional al puente.

Fuente: Landa y Jara, 2017.

3.5.3. Método del Espectro de Capacidad

3.5.3.1. Ensayo Esclerométrico

La resistencia a la compresión es la propiedad fundamental del concreto para el diseño y evaluación de su calidad, y para obtenerlo se realizó este ensayo de compresión no destructivo en el puente Moche, bajo la norma peruana NTP 339.181.

El instrumento empleado fue un esclerómetro FORNEY MODELO 2622 (ver Figura N° 20), el cual funciona mediante la descarga de una masa móvil, con una cierta energía inicial, que impacta la superficie de una masa de concreto, produciendo una redistribución de la energía cinética inicial. Parte de la energía es absorbida como fricción mecánica en el instrumento y otra parte como energía de deformación plástica del concreto. La parte restante es restituida a la masa móvil en proporción a la energía disponible, generándose un rebote que es medido por el instrumento como índice esclerométrico, que relaciona la dureza superficial del concreto con su resistencia a compresión. (ASOCEM, 1994, p.2)

**Figura N° 20. Esclerómetro FORNEY
MODELO 2622**



Fuente: Elaboración propia.

Figura N° 21. Ensayo no destructivo de compresión con esclerómetro



Fuente: Elaboración propia.

El ensayo se realizó para 1 punto en cada extremo del tablero del puente, en cada uno de ellos se tomó 10 lecturas que son presentadas en la Tabla N° 8.

Tabla N° 8. Registro del índice esclerométrico

Estructura	Viga Puente Moche	
	Punto N° 1	Punto N° 2
1	36	33
2	32	38
3	33	30
4	34	29
5	34	32
6	34	34
7	29	34
8	35	32
9	32	30
10	35	34
Promedio Inicial	33.40	32.60
N° de Lecturas no tomadas	0	0
Promedio	33.40	32.60

Fuente: Elaboración propia.

Se verificó que ninguna lectura de la tabla anterior difiera en más de 6 unidades del promedio de las 10 lecturas registradas, conforme a lo establecido a la norma NTP 339.181.

Posteriormente, se obtuvo la resistencia a la compresión de los dos puntos, a través de la curva de relación índice esclerométrico – resistencia, adosada al instrumento utilizado (ver Tabla N° 9).

Tabla N° 9. Resultado Resistencia a la Compresión según Índice Esclerométrico

	Punto N° 1	Punto N° 2
Índice Esclerométrico	33.40	32.60
f'c (PSI)	3692.13	3539.56
f'c (kg/cm²)	259.64	248.91

Fuente: Elaboración propia.

3.5.3.2. Modelo estructural preliminar

La geometría modelada del puente es la que se especifica en los planos digitalizados mediante el software AutoCAD 2019, los cuales se basaron en los planos escaneados del puente Moche adquiridos a través de la plataforma de Información al ciudadano de Provías Nacional. Las propiedades de los materiales se obtuvieron de los datos expuestos en los planos adquiridos del puente Moche y del ensayo esclerométrico realizado. De esta manera, se elaboró el modelo analítico de la estructura usando el software CSI Bridge v20.2.0, un programa disponible en el mercado para modelado, cálculo, diseño y revisión de estructuras.

3.5.3.2.1. Geometría de la estructura

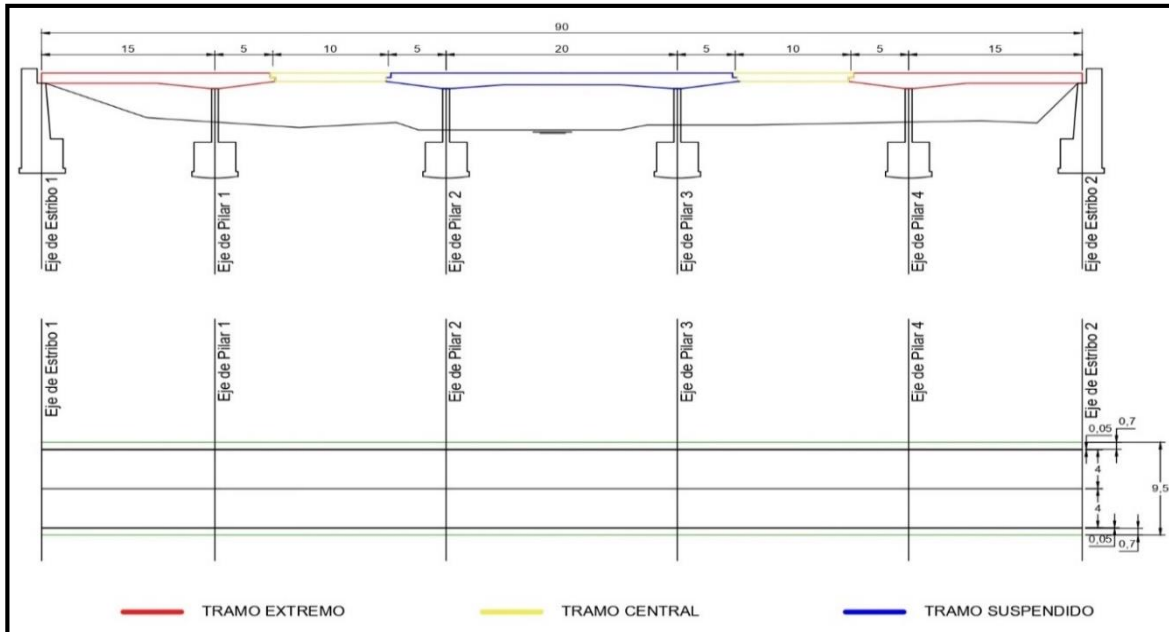
El puente Moche es un puente tipo Gerber, unidireccional, que posee una calzada dividida en dos carriles de un solo sentido del tránsito, a su vez, longitudinalmente está compuesto por cinco tramos: Dos tramos extremos de 15 m. y 5 m., un tramo central de 5m. 20m. 5m., y dos tramos suspendidos de 10 m.; dando una luz total de 90 m. El eje de arranque del puente, corresponde al Km. 556 + 759.59 y la de término Km 556 + 849.59, dando como resultado una luz de 90 m., ejecutado sobre un eje recto y con una pendiente longitudinal de 0 %.

a) Superestructura

Es la parte en contacto con el tráfico, consiste de un sistema de piso que se apoya o integra monolíticamente con los elementos principales de la superestructura sean vigas longitudinales o armaduras. Al sistema de piso se le denomina comúnmente tablero. (García, 2006, p.2)

La superestructura del puente Moche es de losa y vigas de concreto armado $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$. El espesor de la losa es de 0.18 m., y la altura de viga es variable dependiendo del tramo.

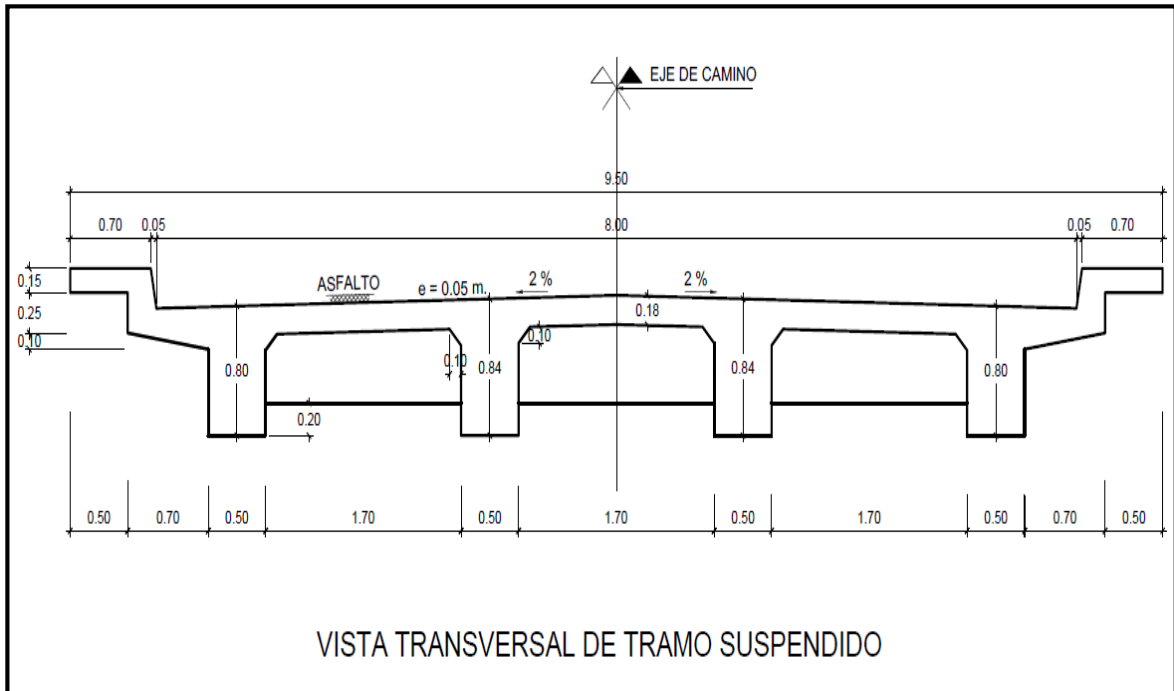
Figura N° 22. Perfil longitudinal del puente Moche (unidades en metro)



Fuente: Elaboración propia.

El tablero del puente Moche está compuesto por vigas tipo T, al mismo tiempo cuenta con una sección cajón con canto variable en su espesor. Consta de una plataforma con un ancho total de 9.50 m., una calzada unidireccional de 8 m. de ancho compuesta por 2 carriles con tránsito en el mismo sentido con 4 m. de ancho con pavimento tipo flexible de 5 cm. de altura de asfalto, veredas de 0.70 m. de ancho a cada lado del puente, y baranda hecha de concreto armado con 0.80 m. de altura.

**Figura N° 25. Vista transversal del tramo extremo del puente Moche
(unidades en metro)**



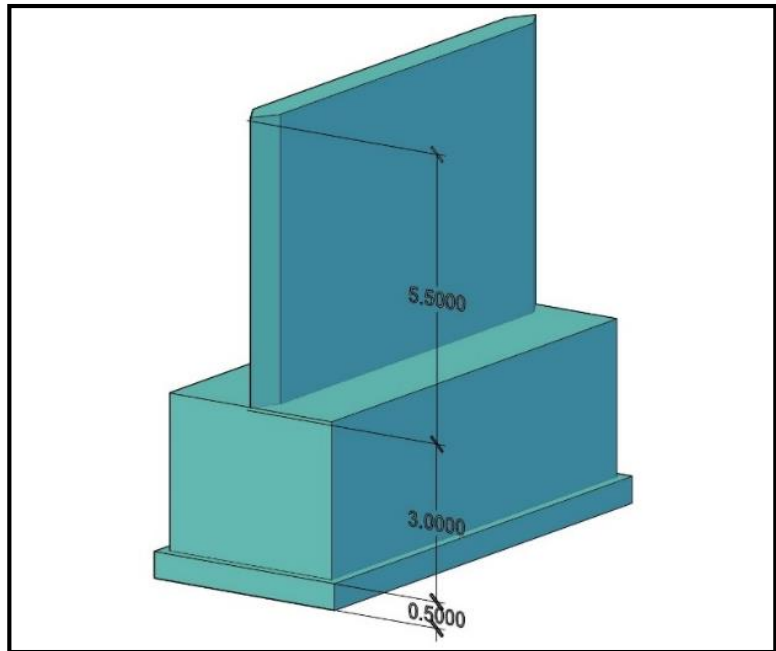
Fuente: Elaboración propia.

b) Infraestructura:

Es la que soporta a la superestructura integrándose (monolíticamente) a veces con ella, y tiene como función servir de apoyo a la superestructura y transferir las cargas solicitantes a las cimentaciones y de estas al terreno de cimentación. (García, 2006, p.2)

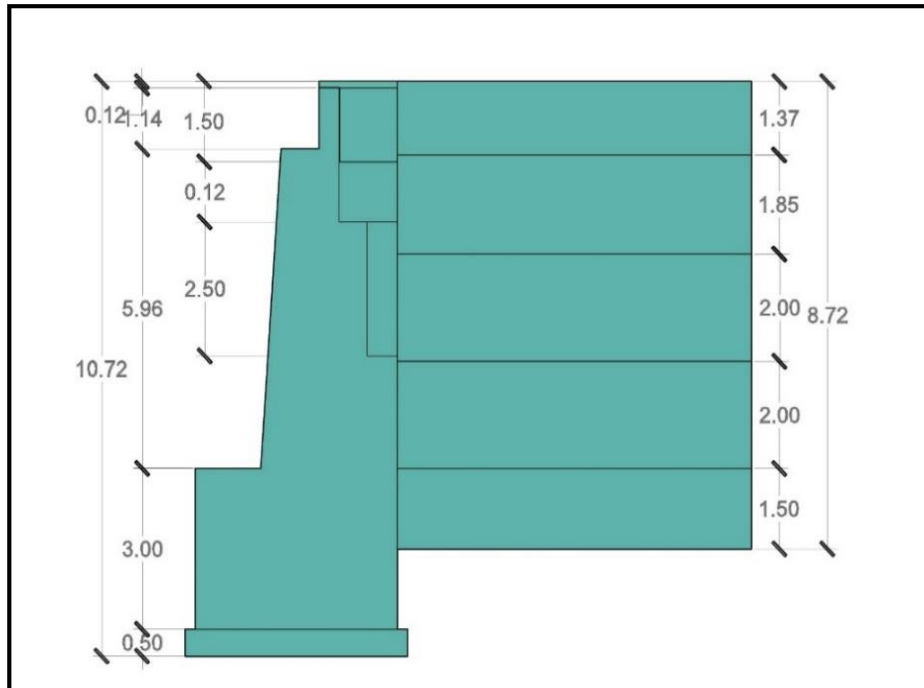
Se distinguen dos tipos de subestructuras: Estribos, los cuales son los soportes en los extremos del puente, generalmente de concreto ciclópeo o armado, o también sistemas de tierra armada o reforzada, y en algunos casos gaviones (García, 2006, p.2); y Pilares, los cuales son los soportes interiores en el lecho o cerca al lecho del río,

Figura N° 27. Pilares del puente Moche (unidades en metro)



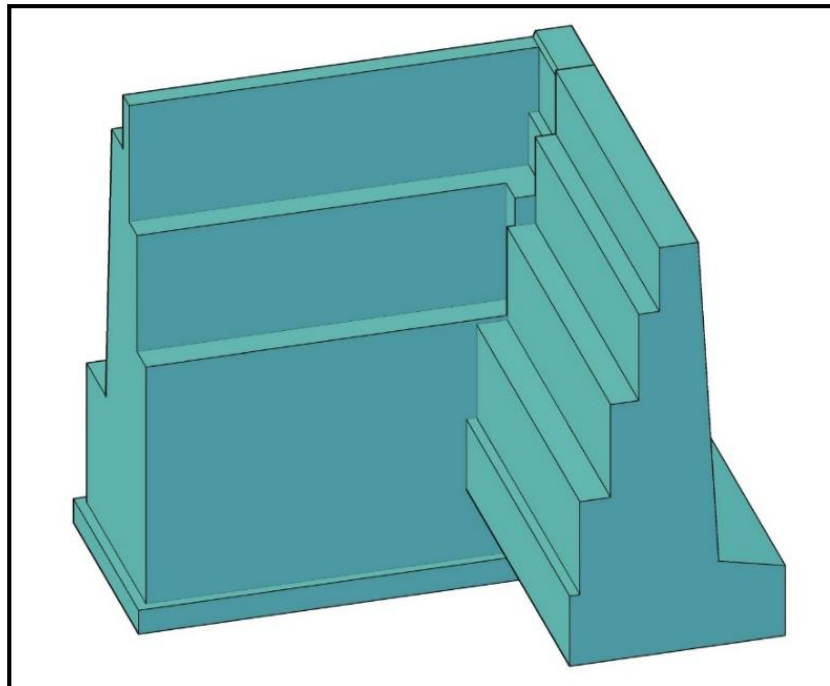
Fuente: Elaboración propia.

Figura N° 28. Vista lateral del estribo del puente Moche (unidades en metro)



Fuente: Elaboración propia.

Figura N° 29. Estribo del puente Moche (unidades en metro)



Fuente: Elaboración propia.

3.5.3.2.2. Especificaciones de los materiales

Tabla N° 10. Especificación del Concreto Tipo A

CONCRETO (TIPO A)					
Propiedad		Ecuación	Valor	Unidades	
Densidad normal (peso unitario)	w_c		2300	kg/m ³	
Resistencia a la compresión	f'_c		250	kg/cm ²	
Coeficiente de expansión térmica	A		10.8×10^{-6}	/°C	
Módulo de elasticidad	Manual de Puentes	E_c	$120000 K_1 w_c^2 f'_c{}^{0.33}$	264424.086	kg/cm ²
	Norma E.060		$4700 \sqrt{f'_c}$	237305.323	kg/cm ²
Módulo de poisson	U		0.2	-	
Módulo de ruptura	f_r	$0.24 \sqrt{f'_c}$	3.795	kg/cm ²	
Módulo de rigidez al esfuerzo cortante	G	$E_c / 2.3$	114966.994	kg/cm ²	

Fuente: Elaboración propia.

**Tabla N° 11. Especificación del Acero ASTM A615
GRADO 60**

ACERO (ASTM A615 GRADO 60)			
Propiedad		Valor	Unidades
Resistencia a la fluencia	f'_y	4200	kg/cm ²
Módulo de elasticidad	E_s	2040000	kg/cm ²
Resistencia máxima a la tensión	f_u	6300	kg/cm ²

Fuente: Elaboración propia.

3.5.3.2.3. Cargas

El puente Moche fue diseñado y construido bajo la norma, actualmente obsoleta, AASHTO de 1987 con tren de cargas C-30 de la norma francesa, sin considerar que luego de 30 años el puente recibiría una variabilidad de vehículos que transitan por él, es por eso que se analizó bajo normas vigentes. Actualmente, los puentes en Perú se basan en las disposiciones establecidas por el Manual de Puentes, el cual está basado en la norma AASHTO LRFD, es así que para esta investigación se optó por seguir las recomendaciones proporcionadas por la norma AASHTO LRFD Bridge Specifications 2017 Octava Edición.

El objetivo principal de esta tesis es hallar el grado de vulnerabilidad sísmica del puente, entonces se consideró para su respectivo análisis el Estado Límite de Eventos Extremos I, el cual su combinación de cargas incluye el sismo.

Para la combinación de cargas en este estudio se consideró exclusivamente, la intervención de los casos de cargas permanentes (peso propio, carga muerta) y cargas variables (carga viva vehicular, incremento de carga viva dinámica, fuerza de frenado vehicular, carga peatonal, fuerzas friccionales).

a) Peso Propio (DC):

Según el Manual de Puentes (2018) en la sección 2.4.2.1., en el peso propio se considera todos los elementos que sean indispensables para que la estructura funcione como tal; entre estos tenemos: losa, nervio, viga diafragma.

Para el cálculo de los componentes estructurales (tablero, vigas, pilares, estribos, diafragmas) se utilizó el software CSi Bridge v20.2.0, ya que lo calcula automáticamente de acuerdo a la geometría y densidad del material de cada elemento.

b) Carga Muerta (DW):

Según el Manual de Puentes (2018) en la sección 2.4.2.1., en la carga muerta se considera el peso de todos los elementos no estructurales, entre estos tenemos: veredas, superficie de rodadura, postes, ductos y cables, barandas, tuberías.

Para el cálculo de estos elementos se introdujeron las cargas repartidas, manualmente.

- **Asfalto**

Para combinación de cargas:

Ancho libre de calzada = 8 m.

Longitud para análisis = 1.80 m.

Ancho para análisis = 1 m.

Espesor = 0.05 m.

Peso específico = 2.25 ton/m³

Peso Asfalto = 0.203 ton/m.

Para ingresar al software CSi Bridge v20.2.0:

Calzada = 8 m.

Longitud para análisis = 1 m.

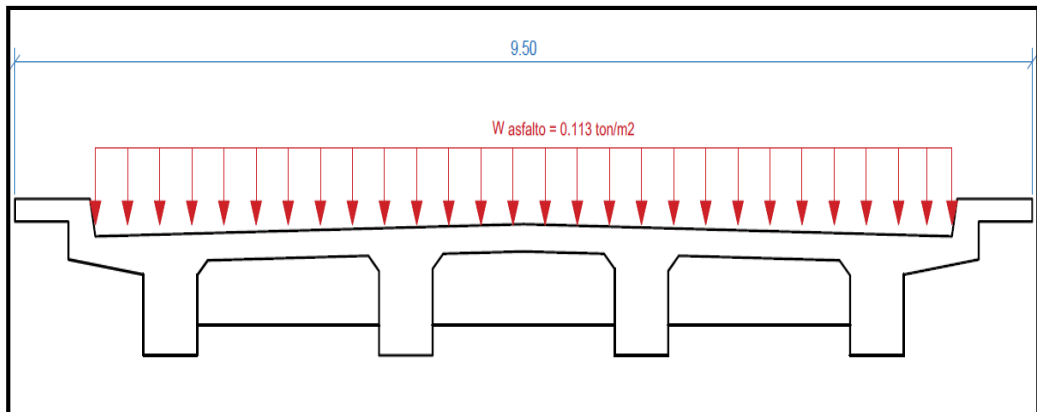
Ancho para análisis = 1 m.

Espesor = 0.05 m.

Peso específico = 2.25 ton/m³

Peso Asfalto = 0.113 ton/m².

Figura N° 30. Peso del asfalto en el puente Moche



Fuente: Elaboración propia.

- **Baranda**

Área obtenida por AutoCAD = 0.157 m².

Longitud = 0.25 m.

Peso específico = 2.4 ton/m³

$Peso B1 = 0.094 \text{ ton/m.}$

Área obtenida por AutoCAD = 0.049
 $\text{m}^2.$

Longitud = 0.75 m.

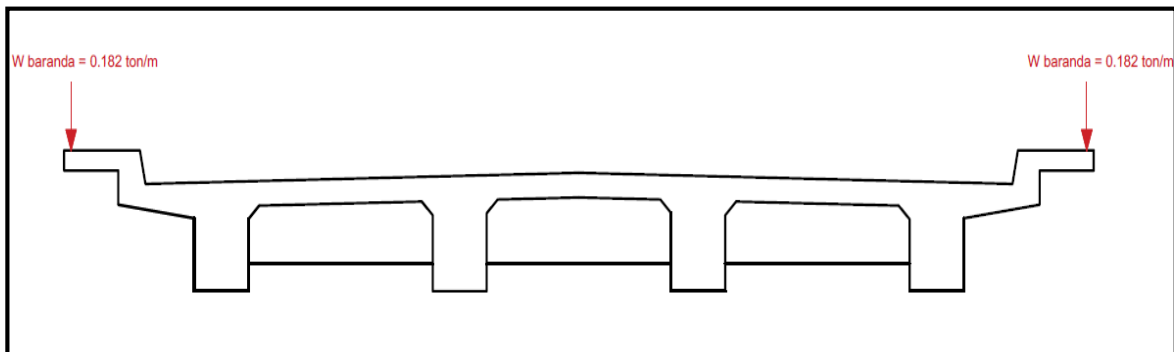
Peso específico = 2.4 ton/m^3

$Peso B2 = 0.088 \text{ ton/m.}$

$Peso Baranda = 0.094 + 0.088$

$= 0.182 \text{ ton/m.}$

Figura N° 31. Peso de la baranda del puente Moche



Fuente: Elaboración propia.

- **Tubería**

Tubería de hierro fundido de 6"

Longitud = 91 m.

Área de tubería = $0.0023 \text{ m}^2.$

Peso específico = 7.2 ton/m^3

$Peso Tubería = 1.507 \text{ ton.}$

c) Carga viva vehicular (LL):

Ancho libre de calzada = 8 m.

Número de vías = $N_L = \frac{8}{3.60} = 2 \text{ carriles}$

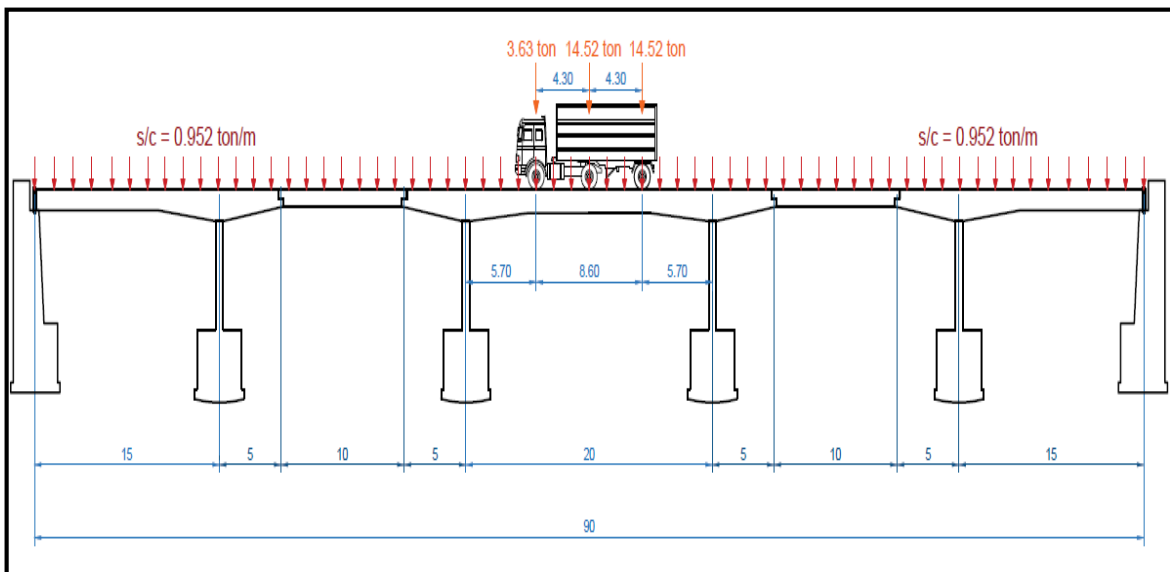
Según el Manual de Puentes (2018) en la sección 2.4.3.2., la carga viva designada es el **HL-93**, que consiste en una combinación de:

- **Camión de diseño** o **tándem de diseño**, y
- **Carga distribuida de diseño**

Se utilizan las líneas de influencia con el propósito de obtener los tramos críticos que generen las reacciones máximas en los apoyos intermedios, es decir en los pilares del puente Moche.

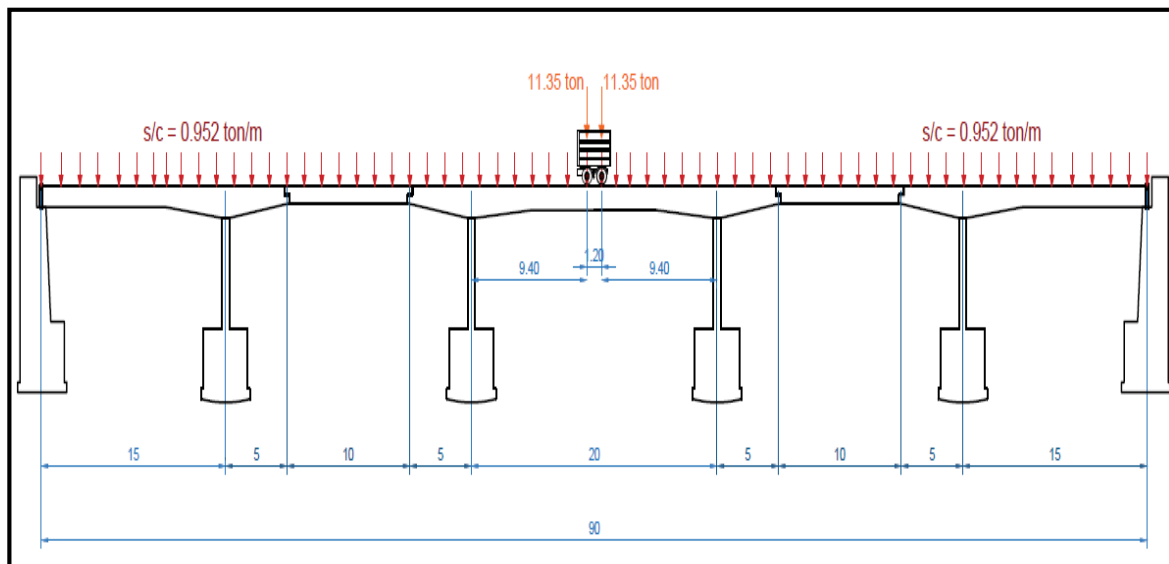
Las cargas mencionadas anteriormente, son distribuidas como se muestran en las Figura N° 32.

Figura N° 32. Carga de camión de diseño + Carga distribuida de diseño del puente Moche recomendada por el Manual de Puente 2018 del MTC (vista longitudinal)



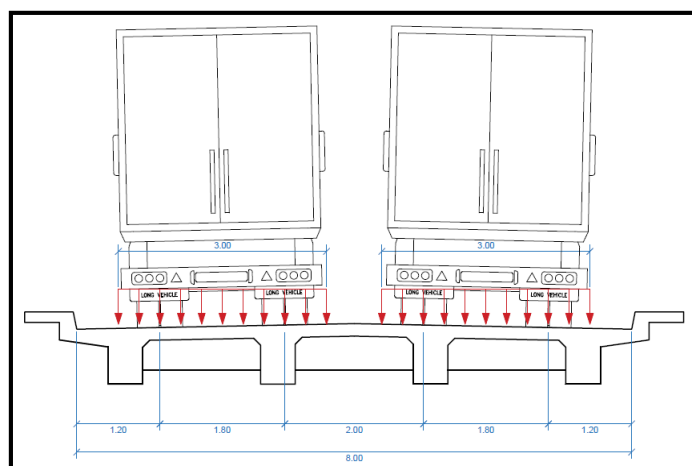
Fuente: Elaboración propia.

Figura N° 33. Carga de tándem de diseño + Carga distribuida de diseño del puente Moche recomendada por el Manual de Puente 2018 del MTC



Fuente: Elaboración propia.

Figura N° 34. Distribución de carga vehicular del puente Moche recomendada por el Manual de Puente 2018 del MTC (vista transversal)



Fuente: Elaboración propia.

d) Incremento de carga viva dinámica (IM):

Es la carga que se refiere al incremento del esfuerzo que ejerce un vehículo estático al empezar a moverse, cuando entra en contacto con la superficie de rodadura del puente.

Según el Manual de Puentes (2018) en la sección 2.4.3.2.2.6., para nuestro estudio se utilizó un porcentaje de 33%.

e) Fuerza de frenado vehicular (BR):

Según el Manual de Puentes (2018) en la sección 2.4.3.5., esta carga es la mayor entre los siguientes valores:

- 25% de los pesos por eje del camión de diseño o tándem de diseño, o
- 5% del camión de diseño más la carga del carril o 5% del tándem de diseño más la carga del carril.

Teniendo como datos:

- Peso de camión = 32.67 ton.
- Peso de tándem = 22.70 ton.
- Carga de carril = 0.952 ton/m.

$$BR1 = 0.25 \times 32.67 \times 2 \times 1 = 16.34 \text{ ton.}$$

$$BR2 = 0.25 \times 22.67 \times 2 \times 1 = 11.35 \text{ ton.}$$

$$BR3 = 0.05 [32.67 + (90 \times 0.952)] \times 2 \times 1 = 11.84 \text{ ton.}$$

$$BR4 = 0.05 [22.70 + (90 \times 0.952)] \times 2 \times 1 = 10.84 \text{ ton.}$$

Tomando el mayor: BR = 16.34 ton.

f) Carga peatonal (PL):

Según el Manual de Puentes (2018) en la sección 2.4.3.6.1., esta carga es 0.366 ton/m².

g) Fuerzas friccionales (FR):

Según el Manual de Puentes (2018) en la sección 2.4.3.9.8., esta carga se estableció en base a los valores extremos del coeficiente de fricción entre el neumático y el asfalto (superficies deslizantes).

Según el Manual de Puentes (2018):

- Peso de camión de diseño = 32.40 ton.

Según Oleohidráulica Verion (2012):

- Coeficiente de fricción del asfalto = 0.017

Fuerza friccional = 32.40 x 0.017 = 0.5508 ton.

3.5.3.3. Demanda sísmica

3.5.3.3.1. Espectro de respuesta elástico (o espectro de Pseudo-Aceleraciones)

El peligro sísmico, en el sitio de ubicación del puente, será caracterizado por el espectro de respuesta, para el sitio y factores de sitio, asimismo corresponde a la probabilidad de que ocurra un sismo de determinada magnitud, que genera, en un punto específico, una aceleración igual o mayor a un valor dado para un periodo de tiempo determinado. (Instituto Geofísico del Perú, 2014, p.27)

A partir del conocimiento de las condiciones de sitio, fue posible establecer parámetros que representan dichas condiciones para construir, primero el espectro de respuesta elástico, y posteriormente el espectro de demanda, correspondientes a la zona donde se ubica el puente Moche.

Para la determinación del espectro de respuesta elástico se tomaron en consideración los parámetros definidos en el Manual de Puentes 2018 (basado en la norma AASHTO LRFD 2017), y algunos estudios previos:

- El peligro sísmico en Perú es calculado considerando la suma de los efectos de la totalidad de las fuentes sismogénicas, la distancia entre cada fuente y los puntos de interés que se van a evaluar, y para ellos se hace uso del algoritmo de cómputo CRISIS-2007, desarrollado y actualizado por Ordas (2007), el cual genera los mapas de aceleración horizontal máxima (PGA) esperada para una cierta probabilidad de un determinado periodo de vida útil. (Instituto Geofísico del Perú, 2014, p.33)

Según el mapa de peligro sísmico probabilístico La Libertad, elaborado por el Instituto Geofísico del Perú, para la ubicación del puente Moche con periodo de retorno de 1000 años, le corresponde:

$$PGA = \frac{441.45 \text{ gals}}{981 \text{ cm/s}^2} = 0.45 \text{ (expresada en fracción de la gravedad)}$$

- Según un estudio expuesto en el plan de desarrollo local concertado de la provincia de Trujillo 2017-2030, elaborado por la Municipalidad Provincial de Trujillo, el suelo de Moche es una arena mal graduada con limo, arena limosa y arena arcillosa, su factor de amplificación sísmica por efecto local ($S = 1.2$), su periodo natural del suelo ($T_s = 0.6$), y según la norma E.030 pertenece a un suelo Tipo 2.

Características de suelos Tipo 2, según la norma E.030:

- Suelos medianamente rígidos.
- Velocidades de propagación de onda de corte:

$$180 \text{ m/s} < \bar{V}_s < 500 \text{ m/s}$$

- Promedio ponderado de los ensayos de penetración estándar:

$$15 < \bar{N}_{60} < 50$$

- Promedio ponderado de la resistencia al corte en condición no drenada:

$$50 \text{ kPa} < \bar{S}_u < 100 \text{ kPa}$$

Los datos anteriores se convirtieron en las unidades especificadas en el Manual de Puentes 2018, obteniendo:

$$590 \text{ ft/s} < \bar{V}_s < 1639 \text{ ft/s}$$

$$15 < \bar{N}_{60} < 50$$

$$1.03 \text{ ksf} < \bar{S}_u < 2.05 \text{ ksf}$$

Comparamos los datos en la Tabla 2.4.3.11.2.1.1-1 del Manual de Puentes 2018, y la Clase de Sitio obtenida fue la “D”.

- Según un estudio elaborado por integrantes de la Pontificia Universidad Católica del Perú, pudimos obtener:

S_s = coeficiente de aceleración de respuesta espectral horizontal para un periodo estructural de 0.2 segundos = 1

S_1 = coeficiente de aceleración de respuesta espectral horizontal para un periodo estructural de 1.0 segundo = 0.42

- Según el Manual de Puentes (2018):

En la Tabla 2.4.3.11.2.1.2-1, teniendo en cuenta la clase de sitio “D” y el coeficiente de aceleración Pico en el terreno (PGA), pudimos obtener:

F_{PGA} = factor de sitio en Periodo Cero en el espectro de aceleración = 1.05

En la Tabla 2.4.3.11.2.1.2-2, teniendo en cuenta la clase de sitio “D” y el coeficiente de aceleración espectral en periodo 0.2 segundos (S_s), pudimos obtener:

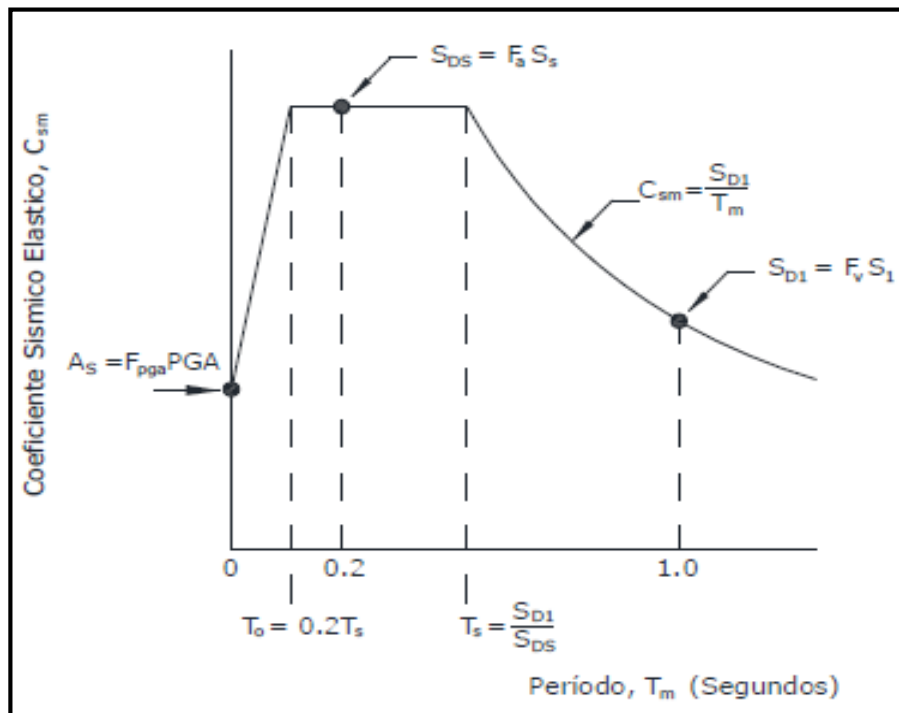
F_a = factor de sitio en Periodo Corto en el espectro de aceleración = 1.1

En la Tabla 2.4.3.11.2.1.2-3, teniendo en cuenta la clase de sitio “D” y el coeficiente de aceleración espectral en periodo 1.0 segundo (S_1), pudimos obtener:

F_v = factor de sitio en Periodo Largo en el espectro de aceleración = 1.58

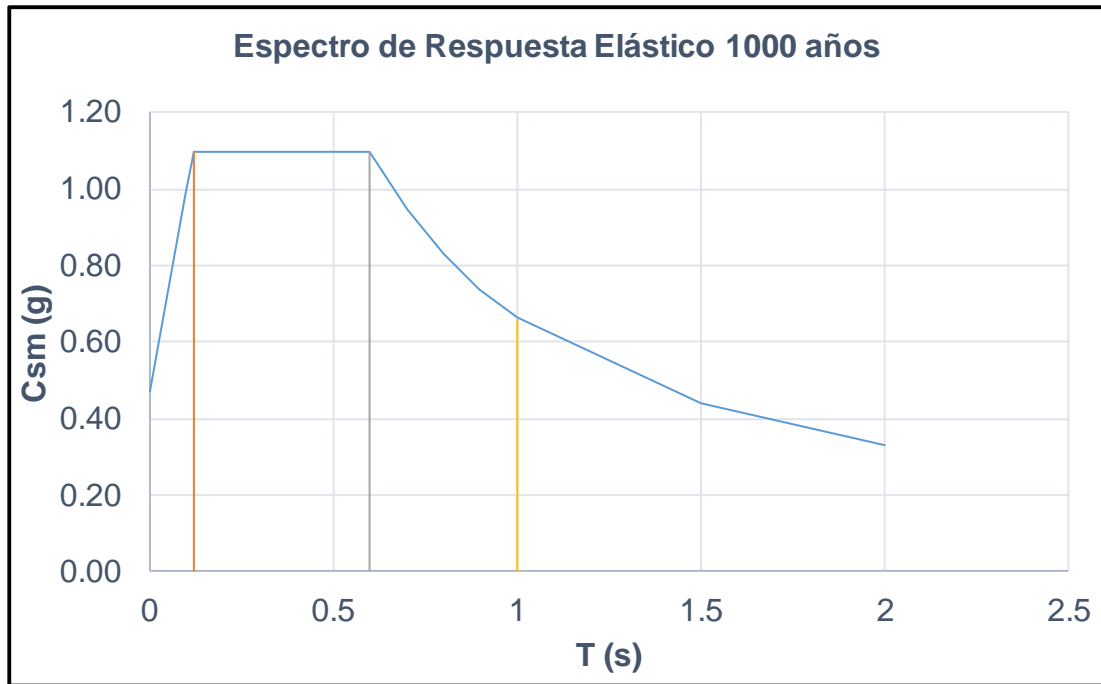
El Manual de Puentes (2018) para el diseño del espectro de respuesta se basa en la norma AASHTO 2017, y esta a su vez en el FEMA 356, donde se especifican las ecuaciones en la sección 1.6.1.5.1 para dicho espectro. Por lo tanto, teniendo en cuenta los valores anteriores, y las ecuaciones propuestas (ver Figura N° 35), se obtuvo el espectro de respuesta elástico (ver Figura N° 36) mediante el software Microsoft Office Excel 2016.

Figura N° 35. Diseño de espectro de respuesta



Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018.

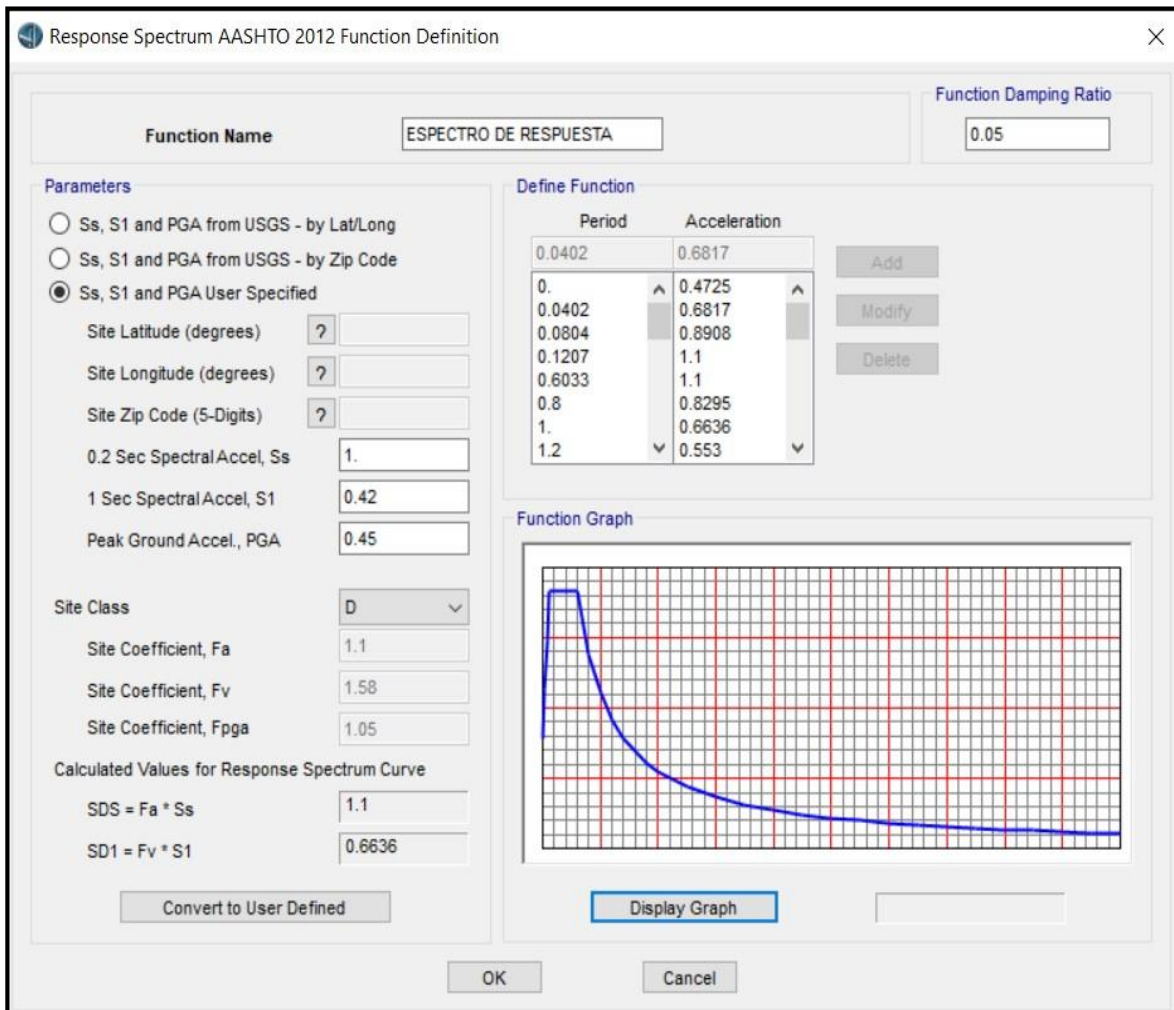
Figura N° 36. Espectro de respuesta elástico para un periodo de retorno de 1000 años



Fuente: Elaboración propia.

De igual forma, se elaboró el espectro de respuesta mediante el software CSi Bridge v20.2.0, mostrado en la Figura N° 37.

Figura N° 37. Espectro de respuesta elástico para un periodo de retorno de 1000 años, mediante el software CSi Bridge v20.2.0



Fuente: Elaboración propia.

El espectro de respuesta tiene un amortiguamiento de 5%, ya que según la tabla “Amortiguamiento para sistemas estructurales” de Freeman (1984) (ver Tabla N° 2), mostró que este es el valor para un sistema estructural de concreto reforzado y para un espectro elástico lineal.

Entonces, para tener el espectro de respuesta neto, el espectro de respuesta se redujo en base a un factor de modificación, según su factor de amortiguamiento (5%).

En la Tabla N° 3 pudimos observar que los coeficientes de amortiguamiento B_s y B_1 que le corresponde al factor de amortiguamiento 5%, fueron 1.0, por lo tanto el espectro de respuesta elástico de nuestra investigación no varió, y procedimos al siguiente paso, que fue la conversión Acceleration – Displacement Response Spectra (ADRS), obteniendo así el espectro de demanda (ver Figura N° 6).

3.5.3.3.2. Espectro de demanda

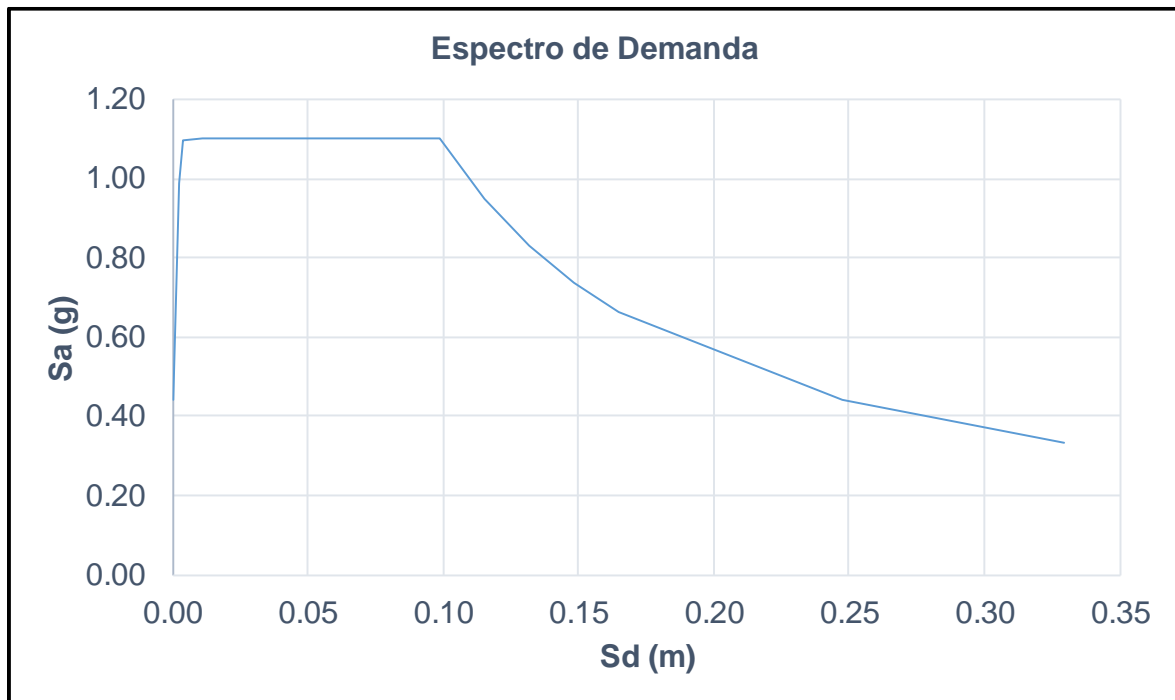
El espectro de demanda se obtiene convirtiendo el espectro de respuesta elástico, el cual está en términos de aceleración espectral (S_a) versus periodo (T), a un formato ADRS. Lo anterior, se realiza a partir de la definición de pseudo espectro, para lo cual es necesario determinar el valor de S_d para cada punto de la curva (S_{ai} , T_i), ya que el espectro de demanda se expresa en términos de aceleración y desplazamiento.

Según ATC-40, la fórmula a usar para la conversión es:

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a g$$

De esta forma, mediante el software Microsoft Excel 2016, elaboramos el espectro de demanda presentado en la Figura N° 38.

Figura N° 38. Espectro de demanda del puente Moche para un periodo de retorno de 1000 años.



Fuente: Elaboración propia.

3.5.3.3.3. Registros sísmicos de la zona escalados al espectro de demanda

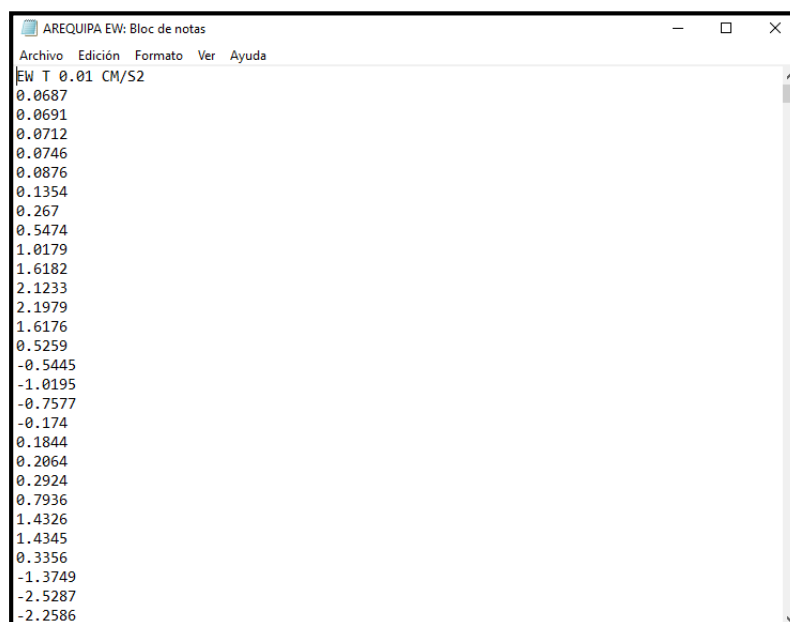
Mediante la plataforma del Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres - Facultad de Ingeniería Civil - Universidad Nacional de Ingeniería (CISMID) obtuvimos los registros de los 8 sismos más importantes en el Perú ocurridos en los últimos 60 años (ver Tabla N° 12), y los datos de aceleración en sentido EW y NS fueron guardados por separado en formato .txt para cada sismo.

Tabla N° 12. Registros sísmicos más importantes en el Perú ocurridos en los últimos 60 años

Registro sísmico	Fecha	PGA (g) EW - NS	Magnitud	Profundidad focal (km)	Duración (seg.)
Huacho	17/10/1966	0.18 - 0.27	8.1	24	66
Huaraz	31/05/1970	0.11 - 0.10	6.6	64	45
Lima	3/10/1974	0.20 - 0.18	6.6	13	98
Arequipa	23/06/2001	0.30 - 0.22	6.9	33	199
Pisco	15/08/2007	0.28 - 0.34	7.0	40	218
Tarapacá	13/06/2005	0.12 - 0.11	7.9	146	181
Ica	28/10/2011	0.06 - 0.05	6.9	24	143
Loreto	26/05/2019	0.09 - 0.08	8.0	141	200

Fuente: Elaboración propia.

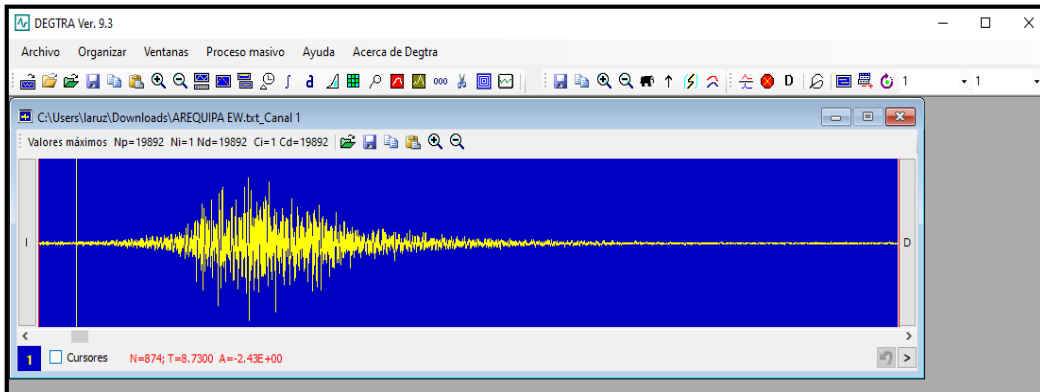
Figura N° 39. Aceleración del sismo en formato .txt



Fuente: Elaboración propia.

Asimismo, mediante el software DEGTRA v9.3 se generó el acelerograma y se cortó el registro de cada sismo, para luego guardarlo y extraerlo en formato .txt.

Figura N° 40. Acelerograma generado y cortado por el software DEGTRA v9.3



Fuente: Elaboración propia.

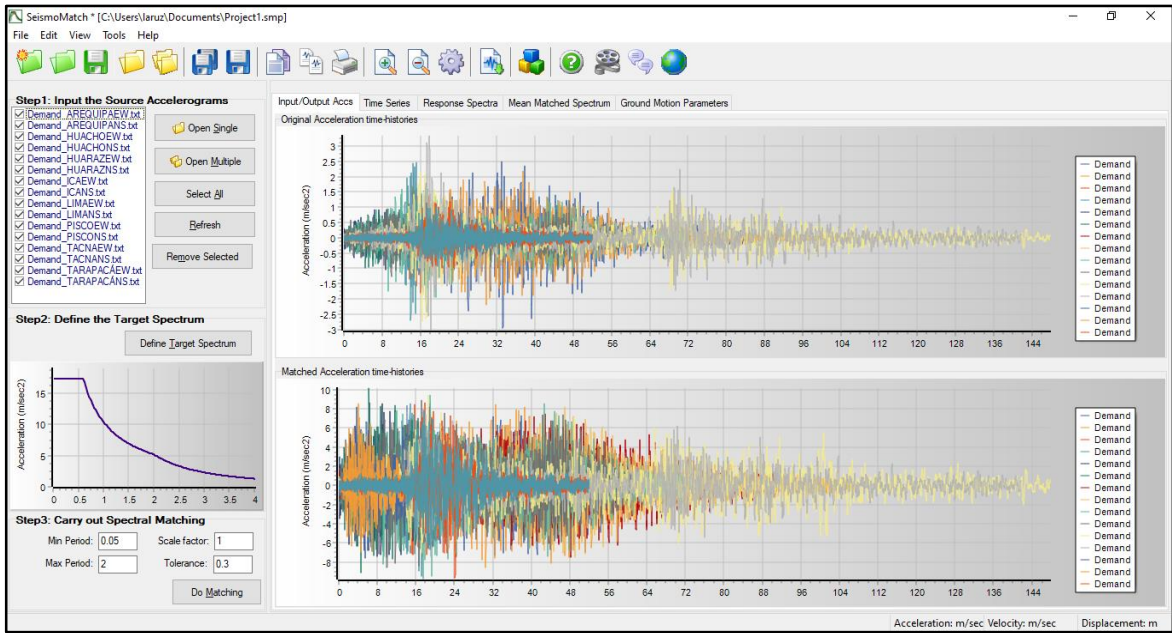
Figura N° 41. Registro sísmico cortado por el software DEGTRA v9.3

Time	Acceleration
0	2.50E-02
0.01	2.14E-02
0.02	8.35E-03
0.03	-1.19E-02
0.04	-2.78E-02
0.05	-3.05E-02
0.06	-2.27E-02
0.07	-1.48E-02
0.08	-1.36E-02
0.09	-1.70E-02
0.1	-1.94E-02
0.11	-1.95E-02
0.12	-2.07E-02
0.13	-2.48E-02
0.14	-2.81E-02
0.15	-2.51E-02
0.16	-1.67E-02
0.17	-1.05E-02
0.18	-1.30E-02
0.19	-2.12E-02
0.2	-2.55E-02
0.21	-1.94E-02
0.22	-6.48E-03
0.23	4.31E-03
0.24	9.14E-03
0.25	1.28E-02

Fuente: Elaboración propia.

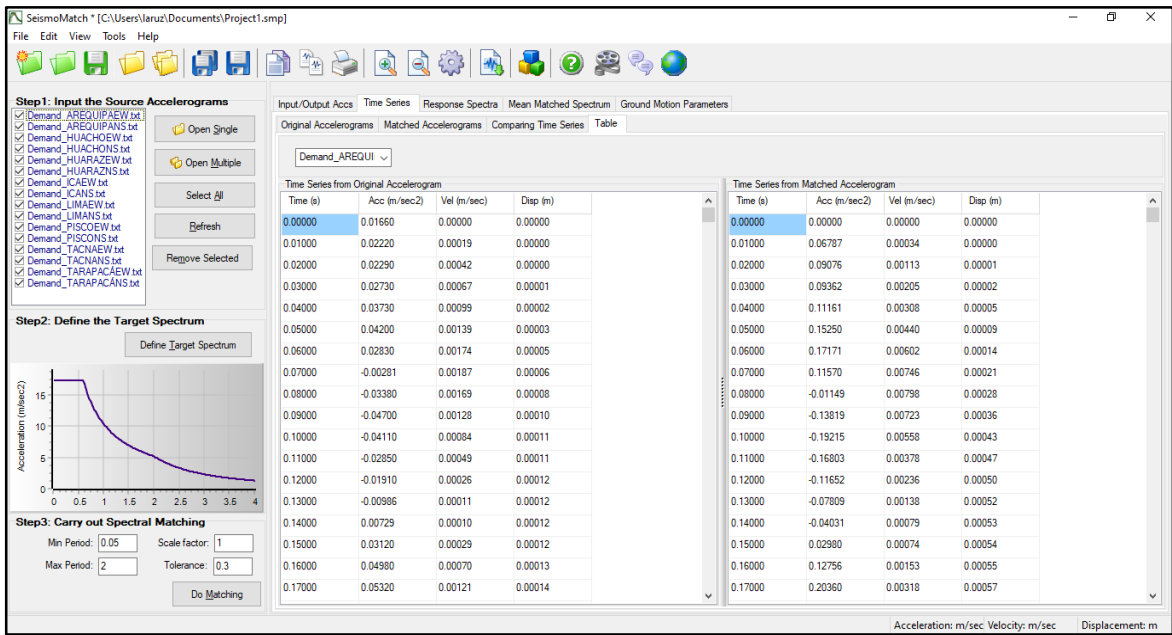
Luego, se utilizó el software SeismoMatch 2021 para que los espectros sean compatibles al espectro de respuesta de la zona donde se encuentra ubicado el puente Moche.

Figura N° 42. Sismos generados en el software SeismoMatch 2021



Fuente: Elaboración propia.

Figura N° 43. Datos de los espectros de respuesta de los sismos compatibilizados mediante el software SeismoMatch 2021



Fuente: Elaboración propia.

3.5.3.4. Análisis estático no lineal (pushover) y la obtención de la curva de capacidad

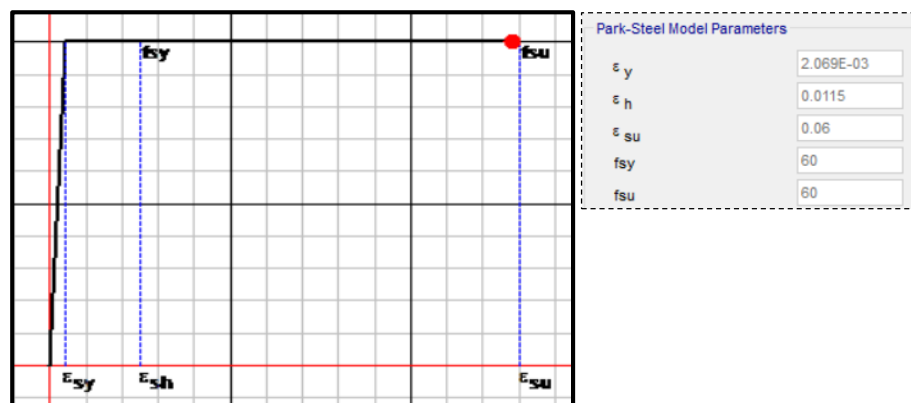
La curva de capacidad de la estructura representa de manera gráfica las capacidades de resistencia y deformación de sus componentes individuales. El proceso consistió en aplicar cargas laterales aleatorias hasta que la estructura se vuelva inestable o llegue a superar el límite elástico.

En el presente trabajo de tesis se utilizó el programa computacional CSi Bridge v20.2.0 para modelar el comportamiento no lineal y crear de manera directa la curva de capacidad.

3.5.3.4.1. Diagrama momento curvatura

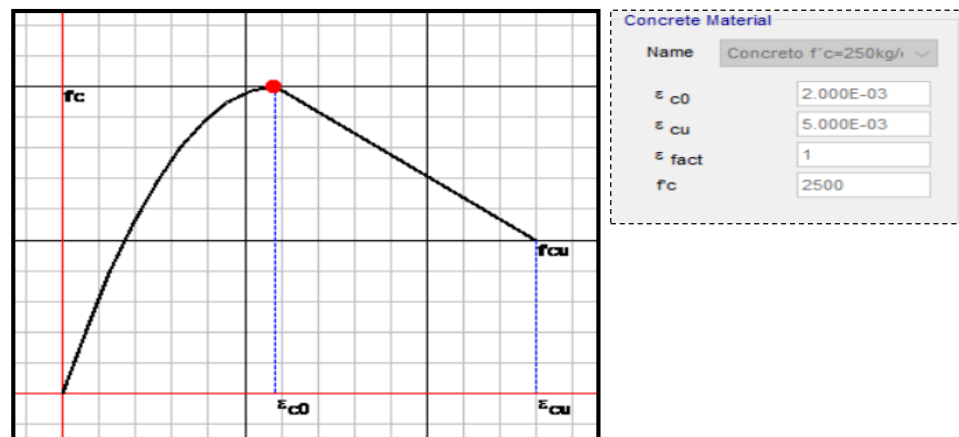
En la presente investigación, para obtener el diagrama momento curvatura en los pilares del puente Moche, CALTRANS recomienda idealizar el modelo elastoplástico perfecto para el acero, ya que el acero no es capaz de recibir esfuerzos mayores al de fluencia, pero sí continúa deformándose; y Hognestad para el concreto no confinado, por ser uno de los modelos más conocidos y aceptados.

Figura N° 44. Modelo elastoplástico para el acero



Fuente: Elaboración propia.

Figura N° 45. Modelo Hognestad para el concreto



Fuente: Elaboración propia.

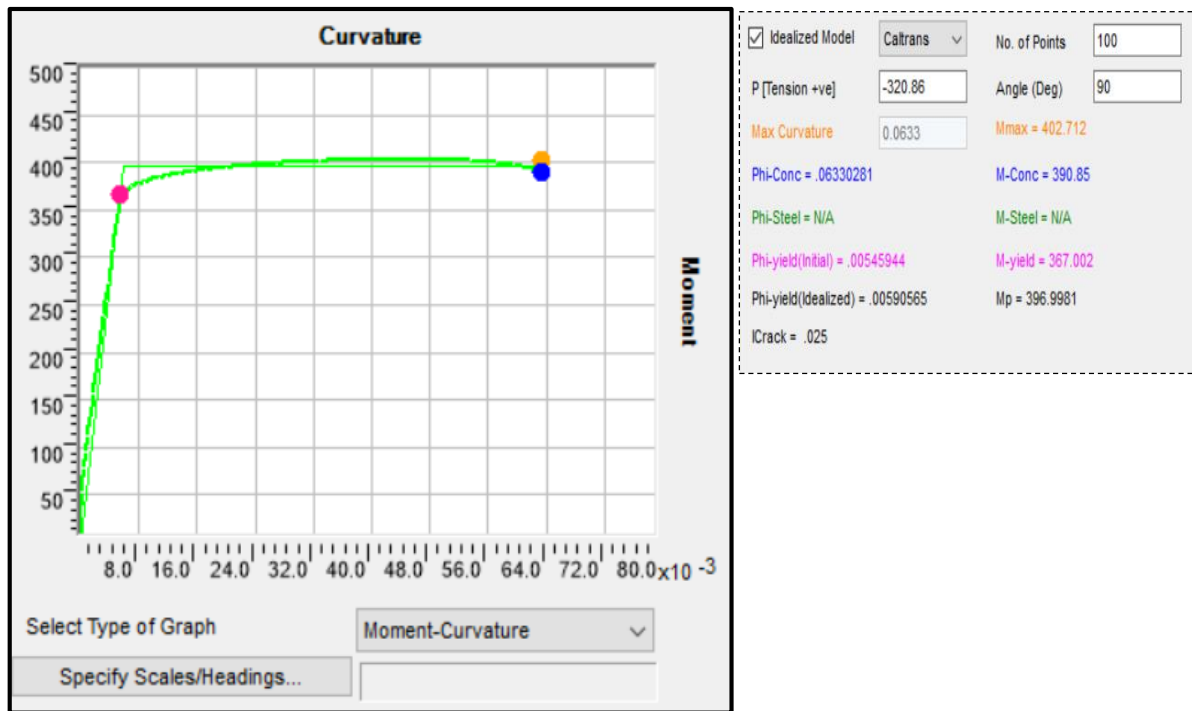
Con el apoyo del software CSi Bridge v20.2.0 obtuvimos de manera directa el diagrama momento curvatura, asimismo, comprobamos de manera manual que no existe significativa diferencia entre los axiales en cada pilar del puente Moche.

$$P_{(DC+DW)}\text{Calculado} = 3030.83 \text{ ton.}$$

$$P_{(DC+DW)}\text{CSi Bridge} = 3032.69 \text{ ton.}$$

La Figura N° 37 muestra el diagrama momento curvatura para la sección del pilar del puente Moche, donde también se incluyen cargas axiales.

Figura N° 46. Capacidad del pilar del puente Moche en la dirección transversal



Fuente: Elaboración propia.

3.5.3.4.2. Ductilidad

La ductilidad es la capacidad que tiene un material estructural para deformarse bajo cargas, sin romperse, una vez superado el límite elástico. En base al diagrama bilinealizado según CALTRANS del diagrama momento curvatura, obtuvimos la curvatura última, ϵ_u y la curvatura de fluencia, ϵ_y . Por último, la ductilidad de la sección es la relación entre estos dos últimos.

$$\mu = \frac{\epsilon_u}{\epsilon_y} = \frac{0.02333}{0.007179} = 3.25$$

3.5.3.4.3. Rótulas plásticas

Según el documento CALTRANS en la figura C5.2.2-1 muestra la capacidad de desplazamiento local para una columna Cantilever con base fija, con la cual propone una clasificación para determinar la longitud equivalente de rótula plástica para caso (A) y su respectiva fórmula:

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

Donde:

f_{ye} = esfuerzo de fluencia esperado de las barras de acero reforzado de la columna longitudinal (ksi)

d_{bl} = diámetro nominal de las barras de acero reforzado de la columna longitudinal (in.)

L = longitud de la columna del punto de máximo momento al punto del momento de contraflexión (in.)

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

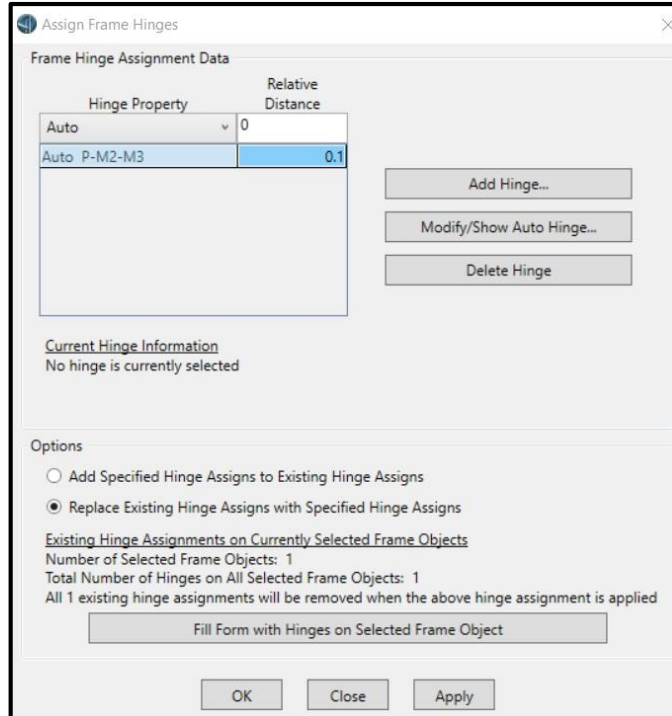
$$L_p = 0.08(256.59) + 0.15(68)(1)$$

$$\geq 0.3(68)(1)$$

$$L_p = 30.73 \text{ in} = 0.78\text{m} \geq 24 \text{ in}$$

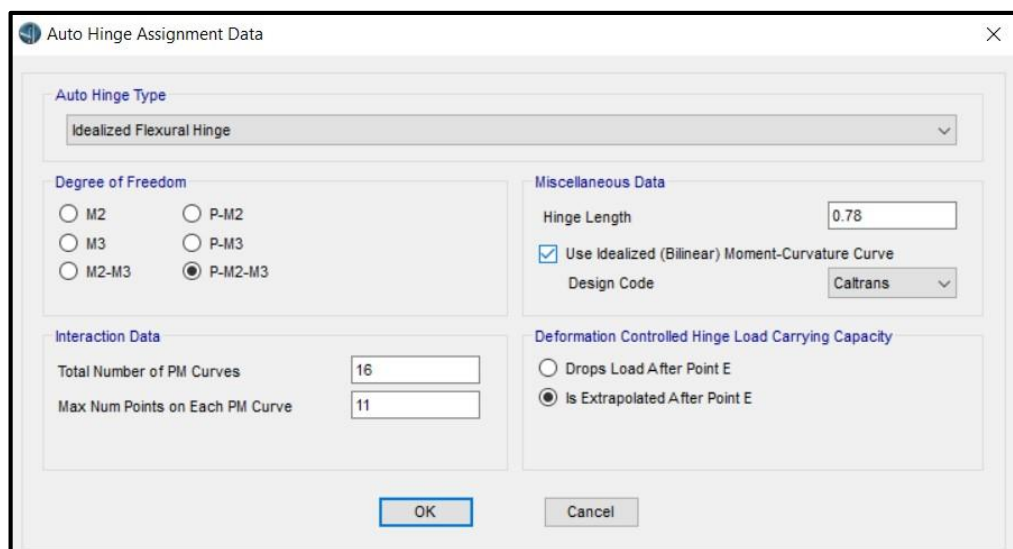
A continuación se presentan la asignación de rótulas plásticas en los pilares tipo Cantilever del puente Moche.

Figura N° 47. Distancia relativa y propiedad de rótula plástica para los pilares tipo Cantilever del puente Moche



Fuente: Elaboración propia.

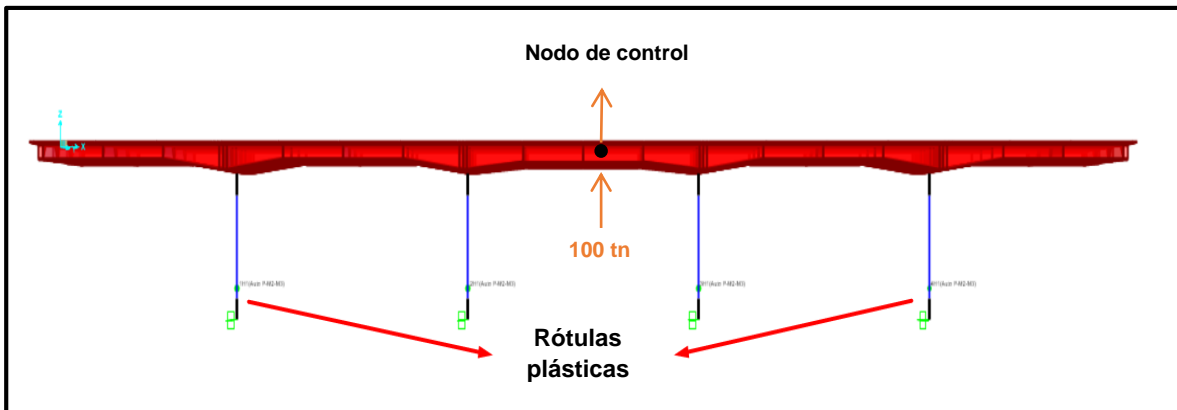
Figura N° 48. Longitud de rótulas plásticas



Fuente: Elaboración propia.

En la Figura N° 49 se muestra la distribución de las rótulas plásticas definidas anteriormente en columnas tipo Cantilever.

Figura N° 49. Vista de las rótulas plásticas asignadas en la dirección transversal al puente



Fuente: Elaboración propia.

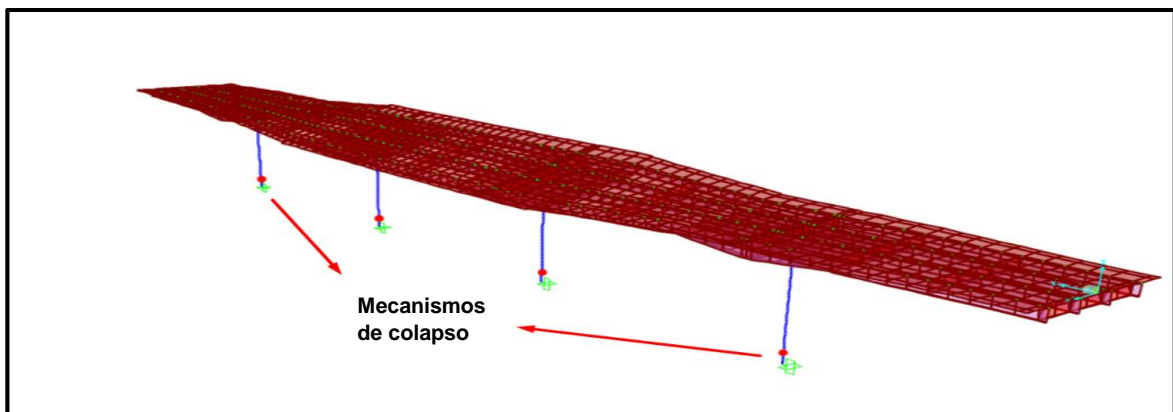
Para la aplicación de la carga en el análisis Pushover, se introdujo una carga puntual, en dirección transversal, de 100 toneladas ubicada en el centro geométrico de la sección del tramo central de la superestructura, mismo punto donde se establece el nodo de control para determinar los desplazamientos. Mediante un análisis estático no lineal el programa realiza iteraciones que generaron cortantes y desplazamientos mostrados en la curva de capacidad.

Para el análisis se tomaron las cargas permanentes de componentes estructurales DC y DW para componentes no estructurales, así como las cargas vivas relacionadas con el tren de cargas HL-93 LL,

peatonal PL, frenado BR y fricción FR; sin factores de amplificación.

Se muestra el modelo del puente Moche, donde se hacen notar la formación de rótulas plásticas en los pilares. El desplazamiento último (D_u) es medido cuando al menos una rótula alcanza su máxima rotación plástica.

Figura N° 50. Formación de rótulas plásticas en los pilares



Fuente: Elaboración propia.

3.5.3.4.4. Obtención de la curva de capacidad

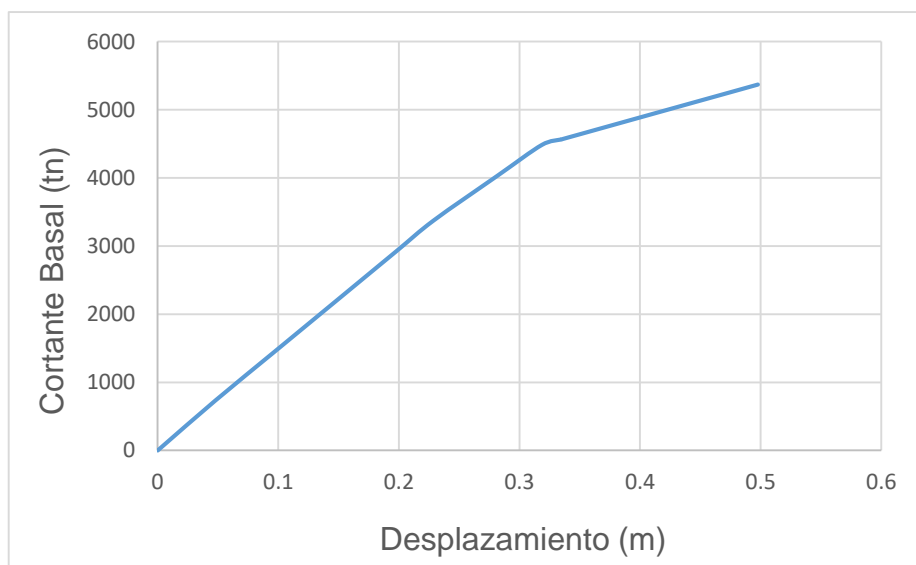
A partir del análisis estático inelástico o también denominado análisis Pushover se obtuvo la representación gráfica que relaciona la cortante basal con el desplazamiento en la superficie de la calzada, también conocida como curva de capacidad, la cual resultó de aplicar cargas aleatorias en sentido transversal que hicieron incursionar en el rango inelástico a los materiales que componen al puente Moche. A continuación, se muestran los valores obtenidos en la curva de capacidad.

Tabla N° 13. Valores de cortantes y desplazamiento de la curva de capacidad en la dirección transversal

Step	Desplazamiento (cm)	Cortante Basal (tn)
0	0	0
1	4.765159	7157.379
2	9.765159	14314.757
3	14.765159	21472.136
4	19.765159	28629.514
5	22.88271	33092.213
6	28.166543	39520.279
7	31.867371	43975.438
8	33.444678	44739.626
9	33.444784	44739.75
10	38.444784	47162.197
11	43.444784	49584.645
12	48.444784	52004.824
13	49.765159	52644.532

Fuente: Elaboración propia.

Figura N° 51. Curva de capacidad del puente Moche en la dirección transversal

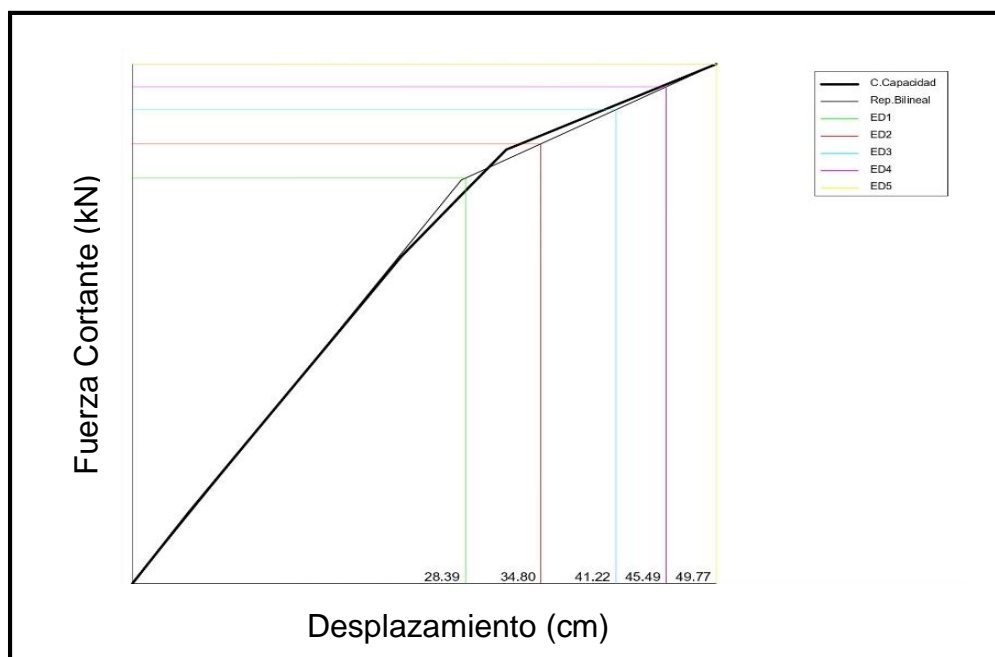


Fuente: Elaboración propia.

3.5.3.5. Sectorización de la curva de capacidad

En base a las fórmulas descritas en la Figura N° 5 se presenta a continuación en la Figura N° 52 la curva de capacidad del puente moche con sus respectivos valores de desplazamiento para cada uno de los 5 estados de daño.

Figura N° 52. Sectorización de la curva de capacidad del puente Moche



Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 14. Desplazamientos para cada estado de daño del puente Moche

Estado de Daño	Desplazamiento (cm)
ED1 Operacional	28.39
ED2 Funcional	34.80
ED3 Resguardo de vida	41.22
ED4 Cerca del colapso	45.49
ED5 Colapso	49.77

Fuente: Elaboración propia.

En la Figura N° 53 se muestra el valor en porcentaje para cada estado de daño utilizando las fórmulas descritas en la Figura N° 5, los cuales se ingresaron en el software FRACAS (FRAgility through CAPacity Spectrum assessment).

Tabla N° 15. Porcentajes para cada estado de daño del puente Moche

ED1	Operacional	
	d(cm)	F(kN)
2.6721%	28.39	41088.34
ED2	Funcional	
	d(cm)	F(kN)
3.2756%	34.80	44555.20
ED3	Resguardo de vida	
	d(cm)	F(kN)
3.8791%	41.22	48022.06
ED4	Cerca del colapso	
	d(cm)	F(kN)
4.2814%	45.49	50333.29
ED5	Colapso	
	d(cm)	F(kN)
4.6838%	49.77	52644.53

Fuente: Elaboración propia.

IV. PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

4.1. Propuesta de investigación

Debido a que el objetivo principal del presente trabajo de tesis fue determinar el grado de vulnerabilidad sísmica del puente Moche frente a la acción de sismo severo, optamos por una metodología cuantitativa, ya que es más confiable y exacta, de esta manera utilizamos el método evaluador del espectro de capacidad; asimismo realizamos un análisis probabilístico mediante el uso de curvas de fragilidad para obtener la probabilidad de excedencia para distintos estados de daño y según diversas aceleraciones de suelo.

4.2. Análisis e interpretación de resultados

4.2.1. Obtención de los puntos de desempeño

Los puntos de desempeño son útiles para entender el comportamiento de una estructura frente a un movimiento sísmico, y así realizarse un adecuado diseño de nuevas estructuras, rehabilitación de estructuras existentes, y un análisis de vulnerabilidad y daño sísmico.

En la Figura N° 53 se muestra la capacidad, masa y altura, en la Figura N° 54 los parámetros de estado de daño desarrollados anteriormente, así como en la Figura N° 55 las consideraciones que requiere para el análisis probabilístico que se desarrolló en el software FRACAS 2021 (FRAGility through CAPacity Spectrum assessment).

Figura N° 53. Capacidad, masa y altura del puente Moche ingresada en el software FRACAS 2021

PO file(s) - Format: BaseShear – Displacement (Top [Roof] to 1 st)	Storey Masses - Format: (1 st to Top [Roof])	Storey Heights - Format: (1 st to Top [Roof])
Capacity_PO_PuenteMoche.txt	3032.69	10.625

Fuente: Elaboración propia.

Figura N° 54. Parámetros de estado de daño del puente Moche ingresados en el software FRACAS 2021

Damage scale options:				
- damage index:	2	(1: ISDmax, 2: Top Drift)		
- damage scale:	99	(99: User Defined, or sca		
- user-defined (limit states in drift %):				
1	2	3	4	5
2.672	3.276	3.879	4.281	4.683

Fuente: Elaboración propia.

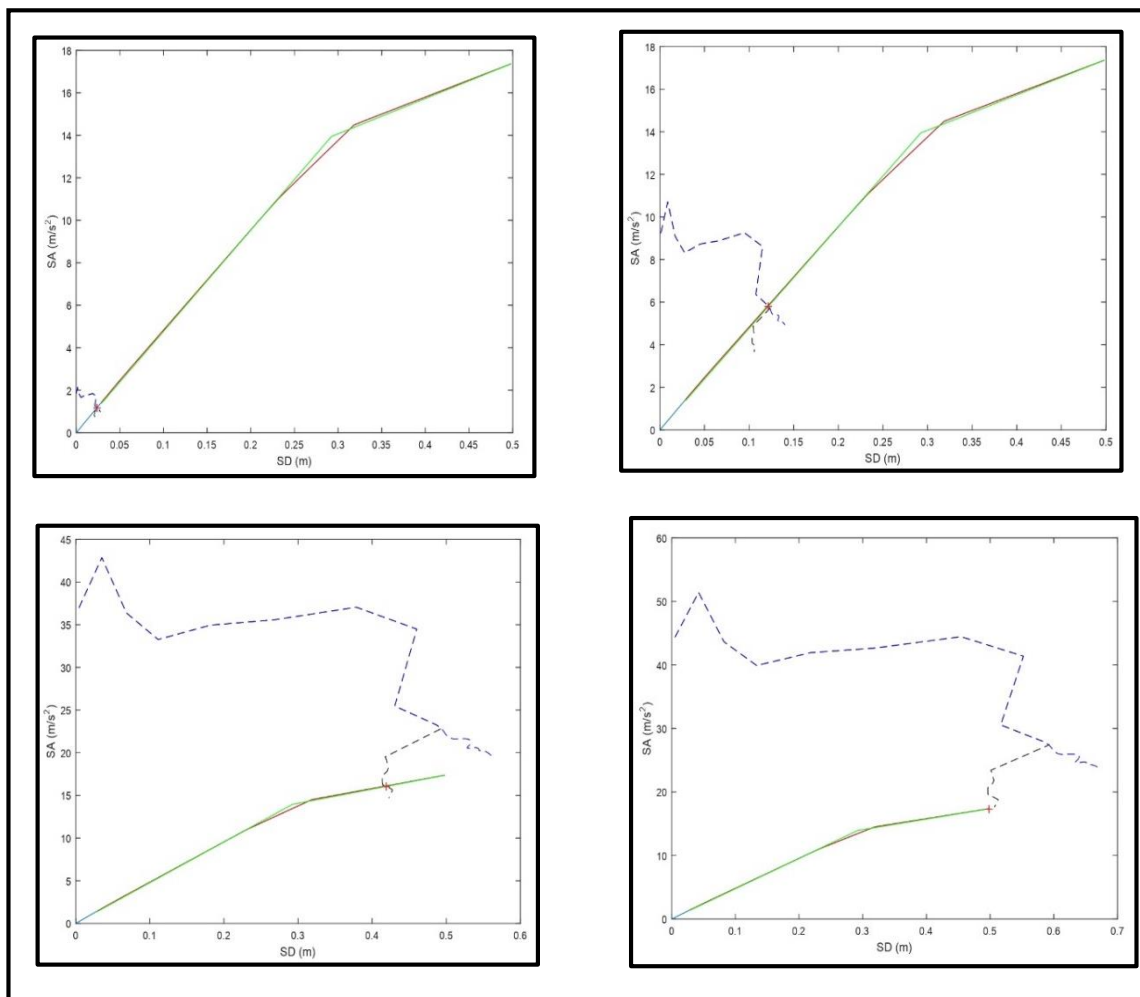
Figura N° 55. Consideraciones que requiere para el análisis probabilístico que se desarrolló en el software FRACAS 2021

+ Yield point option (1: first deviation, 2: initial stiffness + NomVal, 3: secant stiffness + NomVal):		
1		
Rel. gradient tol.:	0.1	Abs. gradient tol.:
		0.1
+ Ultimate point option (1: collapse drift, 2: last point, 3: 20% drop):		
2		
+ Idealisation model (1: EPP, 2: EST, 3: MML):		Fit to areas (0:no, 1:yes):
2		1
Nb of POST-Yield periods:	Capacity curve display at start (0:no, 1:yes):	
25	0	
Nb of PRE-Yield periods:	Refinement of Perf. Point search (0:no, 1:yes):	Refinement target (0 to 1):
10	0	0.1

Fuente: Elaboración propia.

Para el análisis se tomaron 8 registros sísmicos del Perú, los cuales a través de un proceso iterativo se escalan 33 veces, de esta manera se buscó que los puntos de desempeño alcancen al punto último de la representación bilineal de la curva de capacidad, esto para garantizar que todos los registros son considerados en el análisis de probabilidad. Obteniendo para la curva de capacidad un total de 264 puntos de desempeño.

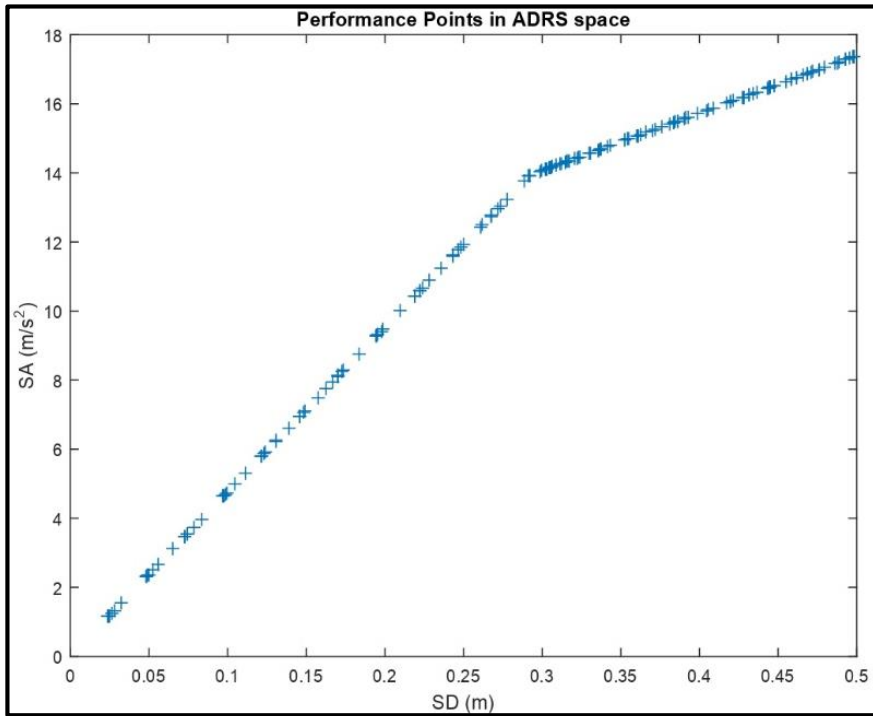
Figura N° 56. Puntos de desempeño para el puente Moche generados por el software FRACAS 2021



Fuente: Elaboración propia.

A continuación, en la Figura N° 57 se muestran todos los puntos de desempeño para los 8 registros sísmicos escalados.

Figura N° 57. Total de puntos de desempeño para puente Moche generados por el software FRACAS 2021

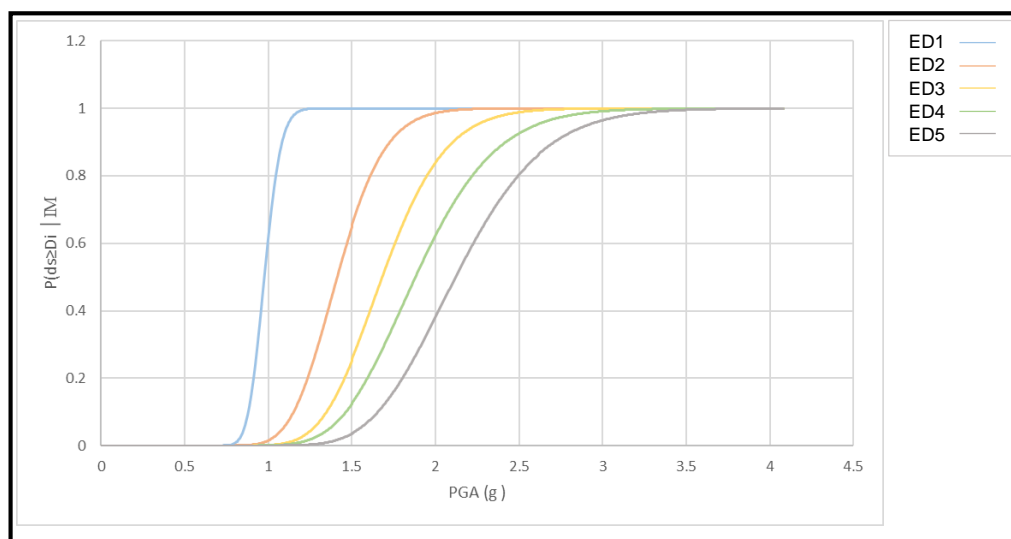


Fuente: Elaboración propia.

4.2.2. Curvas de fragilidad

En la Figura N°58, se muestran las curvas de fragilidad, las cuales representan la probabilidad de respuesta del puente Moche exceda un determinado estado límite de daño en función a la aceleración del suelo.

Figura N° 58. Curvas de fragilidad del puente Moche generado por el software FRACAS 2021



Fuente: Elaboración propia.

4.3. Prueba de hipótesis

Al analizar la vulnerabilidad sísmica del puente Moche ante la acción de sismo severo, mediante el método evaluador del espectro de capacidad, obtuvimos curvas de fragilidad que nos indicaron lo siguiente:

Ocurre un 59% de probabilidad de exceder el estado de daño ED1 para una aceleración de 1g, es decir el puente se encuentra en condición Operacional después de ocurrido el sismo de estudio, por lo tanto, el grado de vulnerabilidad para un sismo severo con periodo de retorno de 1000 años es bajo.

V. DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS

- La resistencia del concreto a compresión del puente Moche fue calculada mediante el Ensayo Esclerométrico bajo la norma técnica peruana NTP 339.181, aplicada sobre 2 puntos de la estructura, de los que se desprende un total de 20 mediciones, los cuales muestran que la resistencia a compresión media es de 250 kg/cm².
- La clase de sitio donde se encuentra ubicado el puente Moche es de tipo D, ya que según estudios de suelo previamente realizados por la Municipalidad Provincial de Trujillo, determinan que el tipo de suelo corresponde a un tipo S2 según la norma E.030 con una velocidad promedio de propagación de ondas de corte V_s entre 180 m/s y 500 m/s, un promedio ponderado de los ensayos de penetración estándar N_{60} entre 15 y 50, y un promedio ponderado de la resistencia al corte en condición no drenada S_u entre 50 kPa y 100 kPa.
- De los 8 registros sísmicos, la aceleración máxima encontrada es de 1g donde observamos una probabilidad de 59% de que el puente Moche se encuentre en un estado de daño ED1 (Operacional). Asimismo para una aceleración de 2g existe una probabilidad del 38% que el puente Moche se encuentre en el estado de daño ED5 (Colapso), para la misma aceleración se presenta una probabilidad del 24% que el puente se encuentre en un estado de daño ED4 (Cerca del colapso).

VI. CONCLUSIONES

- El objetivo general del presente trabajo de tesis fue evaluar el grado de vulnerabilidad sísmica en base a curvas de fragilidad del puente carretero Moche ubicado en la vía nacional PE1N por el método del espectro de capacidad ante la acción de sismo severo; en función a diversos registros sísmicos de gran magnitud en el Perú. Finalmente, de las de las curvas de fragilidad se observa que ocurre un 59% de probabilidad de exceder el estado de daño ED1 para una aceleración de 1g; es decir el puente se encuentra en condición Operacional después de ocurrido el sismo de estudio; por lo tanto, el grado de vulnerabilidad para un sismo severo con periodo de retorno de 1000 años es baja.
- Se consideraron 8 registros sísmicos ocurridos en la costa del Perú, debido a que el puente Moche se encuentra en la región La Libertad (costa peruana), los cuales se compatibilizaron con el espectro de respuesta correspondiente en donde está ubicado el puente Moche según el manual de puentes. El espectro de respuesta se determinó a partir de la aceleración máxima del suelo $PGA = 0.45$, aceleración espectral para un periodo estructural de suelo 0.2 segundos $S_0 = 1$ y aceleración espectral para un periodo estructural de suelo 1 segundo $S_1 = 0.42$, y su clase de sitio D, expresado en unidades de tiempo y aceleración.
- La capacidad de deformación medida en la parte superior de la calzada del puente Moche es de 49.77 cm., cuando el cortante en la base es de 5368.25 t.
- Se determinó los puntos de desempeño de la estructura mediante la aplicación de la metodología FRACAS (FRAgility through CAPacity Spectrum assessment), el cual toma la metodología ATC-40. De los valores obtenidos se pudo observar que los puntos de desempeño siguen la forma de la curva de capacidad bilinealizada (ver Figura N° 57).
- Se obtuvo se la sectorización de la curva de capacidad según el comité VISION 2000, los siguientes 5 estados de daño asociados al desplazamiento.

Estado de Daño	Desplazamiento (cm)
ED1 Operacional	28.39
ED2 Funcional	34.80
ED3 Resguardo de vida	41.22
ED4 Cerca del colapso	45.49
ED5 Colapso	49.77

- La vulnerabilidad sísmica del puente Moche en base a curvas de fragilidad indican que existe un 59% de probabilidad que el puente Moche se encuentre en un ED1 considerando una aceleración de suelo de 1g; donde podemos indicar que el puente está bien a nivel de desempeño sísmico, pues presenta una probabilidad de daño baja. Asimismo, para una aceleración de 1g la probabilidad de que el puente se encuentre en un ED5 es nula. Finalmente, se necesitarían aceleraciones entre 2.5 a 3.5g para que el puente Moche incurriera en el estado de daño cercano al colapso con una probabilidad del 80%.

VII. RECOMENDACIONES

- Modelar las condiciones reales de rigidez en la superficie de fundación del puente Moche, mediante la obtención del módulo de corte y relación de Poisson, a fin de definir los grados de libertad para translación a lo largo de los ejes x, y, z y rotación respecto al eje x, y así como torsión respecto al eje z, haciendo uso de la tabla 7.2.7-1 del Manual de Diseño de Puentes del Departamento de Transportes de Washington.
- Calibrar el periodo fundamental del modelo mediante un análisis de vibraciones ambientales en la superficie de la calzada del puente Moche, de tal manera que tabulando valores para rigidez en los sistemas de apoyo viga-estribo y viga-pilar, se consiga aproximar al periodo fundamental real del puente Moche.
- El puente Moche actualmente cuenta con 34 años de vida útil y en ese lapso de tiempo ha soportado grandes sismos como el del 4 de abril de 1991 que presentó una magnitud 6.2 en la escala de Richter el cual afectó principalmente a la Libertad y otras zonas del norte peruano, según el Compendio Estadístico de Prevención y Atención de Desastre del Instituto Nacional de Defensa Civil. Ello ha dejado huellas de agrietamiento en la superestructura, que deberán considerarse para una investigación más exhaustiva.
- Realizar el ensayo de obtención de corazones diamantino en la superestructura del puente Moche bajo la norma técnica peruana NTP 339.059-2011 para la determinación de la resistencia a la compresión, tracción y flexión de hormigón (Concreto) "in situ". Ya que en la prueba esclerométrica existen pequeñas incertidumbres debido a que la resistencia del concreto en la cara externa con el paso de los años tiende a ser más sólido que el concreto en su interior.
- El Perú debido a su ubicación geográfica es un país susceptible a grandes sismos, esto sumado a una inexistente normativa que especifique el procedimiento para determinar la vulnerabilidad sísmica de puentes

existentes, los cuales por su función representan un carácter esencial, generan incertidumbre respecto a la seguridad que ofrecen a los usuarios. Por lo tanto, se recomienda realizar evaluaciones como la hecha en esta presente tesis para así analizar el grado vulnerabilidad sísmica para distintos puentes en el Perú.

VIII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

American Association of State Highway and Transportation Officials. (2017). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*. Estados Unidos. Recuperado de <https://civilarq.com/aashto-lrfd-bridge-design-specifications-libro-pdf/>

Oleo hidráulica Verion. (2012). *Aplicaciones para Motores Hidráulicos: Cálculo para Vehículos*. Argentina. Recuperado de https://www.verion.com.ar%2Fimages%2Fproductos%2Ftablas-de-conversion-y-formulas%2Faplicaciones_para_motores_hidraulicos.pdf

Applied Technology Council. (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings (Vol 1. ATC-40)*. California, Estados Unidos: Seismic Safety Commission.

Asociación de Productores de Cemento (1994). *Evaluación del Concreto por el Esclerómetro*. Lima, Perú: ASOCEM.

Barrantes, F. (2017). *Análisis de la vulnerabilidad estructural del puente de la Av. Pakamuros de la ciudad de Jaén - Cajamarca* (tesis para optar el título profesional). Universidad Nacional de Cajamarca, Cajamarca, Perú.

Barrera, O., y Nieves, O. (2015). *Evaluación Determinación de la vulnerabilidad en las casas coloniales ubicadas en el barrio de San Diego de la ciudad de Cartagena* (tesis para optar el título profesional). Universidad de Cartagena, Bolívar, Colombia.

Bonett, R. (2003). *Capítulo 3: Desempeño sísmico de edificios: binomio capacidad-demanda*. España. Recuperado de <https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2117/93542/04CAPITULO3.pdf?sequence=4&isAllowed=y>

Bonett, R. (2003). *Capítulo 4: Curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño*. España. Recuperado de

<https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2117/93542/05CAPITULO4.pdf?sequence=5&isAllowed=y>

Bozzo, L., y Barbat, H. (1995). *Técnicas Avanzadas de Diseño Sismorresistente*. Lima, Perú: CAPECO.

Bozzo, L., y Barbat, H. (2000). *Diseño Sismorresistente de Edificios*. Barcelona, España: Editorial Reverté.

Caballero, A. (2007). *Determinación de la vulnerabilidad sísmica por medio del método del índice de vulnerabilidad en las estructuras ubicadas en el centro histórico de la ciudad de Sincelejo, utilizando la tecnología del sistema de información geográfica* (tesis de maestría). Fundación Universidad del Norte, Sincelejo, Colombia.

Cabrera, M. (10 de abril de 2015). Colegio de Ingenieros advierte: puente Moche corre el riesgo de colapsar. *La República*. Recuperado de <https://larepublica.pe/archivo/869091-colegio-de-ingenieros-advier-te-puente-moche-corre-el-riesgo-de-colapsar/>

Comisión Federal de Electricidad. (2008). *Manual de diseño de obras civiles*. México. Recuperado de <https://es.scribd.com/document/338810027/Manual-de-Diseno-de-Obras-Civiles-Diseno-por-Sismo-Mexico-2008-pdf>

Estela, J. (2019). *Efecto del cálculo de curvas de fragilidad para la evaluación de vulnerabilidad sísmica del puente carretero Sánchez Cerro – Piura – 2018* (tesis para optar el título profesional). Universidad Nacional de Trujillo, Trujillo, Perú.

Federal Emergency Management Agency & American Society of Civil Engineers. (2000). *FEMA 356 - Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Estados Unidos. Recuperado de <http://sharif.edu/~ahmadizadeh/courses/strcontrol/CIE626-2-FEMA-356.pdf>

García, C. (2006). *Análisis y diseño de puentes de concreto armado, método AASHTO - LRFD Tomo I*. Lima, Perú: Fondo Editorial del Capítulo de Estudiantes ACI de la Universidad Nacional de Ingeniería.

González, N.; Torres, J. (2018). *Microzonificación geotécnica y diseño de cimentaciones superficiales en el sector Taquila de Las Delicias, distrito de Moche, provincia de Trujillo - La Libertad* (tesis para optar el título profesional). Universidad Privada Antenor Orrego, Trujillo, Perú.

Herrera, R.; Vielma, J.; y Pujades, L. (2014) *Metodologías de evaluación de vulnerabilidad sísmica de edificios: un estado del conocimiento*. Recuperado de https://www.researchgate.net/publication/271643633_Capitulo_1_METODOLOGIAS_DE_EVALUACION_DE_VULNERABILIDAD_SISMICA_DE_EDIFICIOS_UN_ESTADO_DEL_CONOCIMIENTO

Instituto Geofísico del Perú. (2017). *Mapa Sísmico del Perú periodo 1960-2017*. [Mapa]. Recuperado de <https://sinia.minam.gob.pe/mapas/mapa-sismico-peru-periodo-1960-2017>

Instituto Geofísico del Perú. (2014). *Re-evaluación del Peligro Sísmico Probabilístico para el Perú*. Lima, Perú: IGP.

Instituto Nacional de Calidad. (2018). *Norma Técnica Peruana 339.181 – Concreto: Método de ensayo para determinar el número de rebote del concreto endurecido (esclerometría)*. Lima, Perú: INACAL.

Instituto Nacional de Defensa Civil. (2003). *Programa de Capacitación para la Estimación del Riesgo - PCER*. Recuperado de http://bvpad.indeci.gob.pe/doc/pdf/esp/doc320/doc320_7b.pdf

Instituto Nacional de Defensa Civil. (2011). *Evaluación del Impacto Socioeconómico y Ambiental del Sismo ocurrido el 15 de agosto de 2007*. Lima, Perú: Gráfica Industrial Alarcón.

Landa, L., y Jara M. (2017). *Metodología para estimar la capacidad sísmica de puentes existentes*. Proyecto de la Coordinación de Investigación Científica de la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo. Michoacán, México: PAKBAL.

Martínez, M. (2014). *Evaluación de la vulnerabilidad sísmica urbana basada en tipologías constructivas y disposición urbana de la edificación. Aplicación en la ciudad de Lorca, región de Murgia* (tesis doctoral). Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, España.

Mesta, C. (2014). *Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones comunes en la ciudad de Pimentel* (tesis para optar el título profesional). Universidad de San Martín de Porres, Lima, Perú.

Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2006). *Guía para Inspección de Puentes*. Recuperado de https://portal.mtc.gob.pe/transportes/caminos/normas_carreteras/documentos/otras/GUIA%20PARA%20INSPECCION%20DE%20PUENTES.pdf

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). *Reglamento Nacional de Edificaciones E.030 – Diseño Sismorresistente*. Perú. Recuperado de <https://www.sencico.gob.pe/publicaciones.php?id=230>

Moreno, R. (2006). *Evaluación del riesgo sísmico en edificios mediante análisis estático no lineal: Aplicación a diversos escenarios sísmicos de Barcelona* (tesis doctoral). Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España.

Mosquera, S.; Rojas, J. (2019). *Estudio de inundabilidad del río Moche tramo puente Santa Rosa con el puente Moche* (tesis para optar el título profesional). Universidad Privada Antenor Orrego, Trujillo, Perú.

Muñoz, A.; Alvarado, F.; Zavala, G.; Zegarra, J. (2014). *Espectros de Diseño para Edificaciones Peruanas* (propuesta de investigación). Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.

Peralta, H. (2002). *Escenarios de vulnerabilidad y daño sísmico de las edificaciones de mampostería de uno y dos pisos en el barrio San Antonio, Cali, Colombia* (tesis para optar el título profesional). Universidad del Valle, Cali, Colombia.

Porras, A. (2018). *Diseño de la Infraestructura de la Institución Educativa Libertador Simón Bolívar Palacios del centro poblado las Delicias, Distrito de Moche – Trujillo* (tesis para optar el título profesional). Universidad César Vallejo, Trujillo, Perú.

Purca, R. (2015). *Resumen: ATC-40 Cap. 8 Procedimiento de Análisis Estático No Lineal*. Perú. Recuperado de <https://unsa-pe.academia.edu/RPurca>

Rodríguez, A. (2016). *Análisis y diseño de puentes de concreto armado, método AASHTO – LRFD Tomo I*. Lima, Perú: s/n editorial.

Safina, S. (2002). *Capítulo 6: Desempeño sísmico de edificaciones esenciales*. España. Recuperado de <https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2117/93538/15CAPITULO6.pdf>

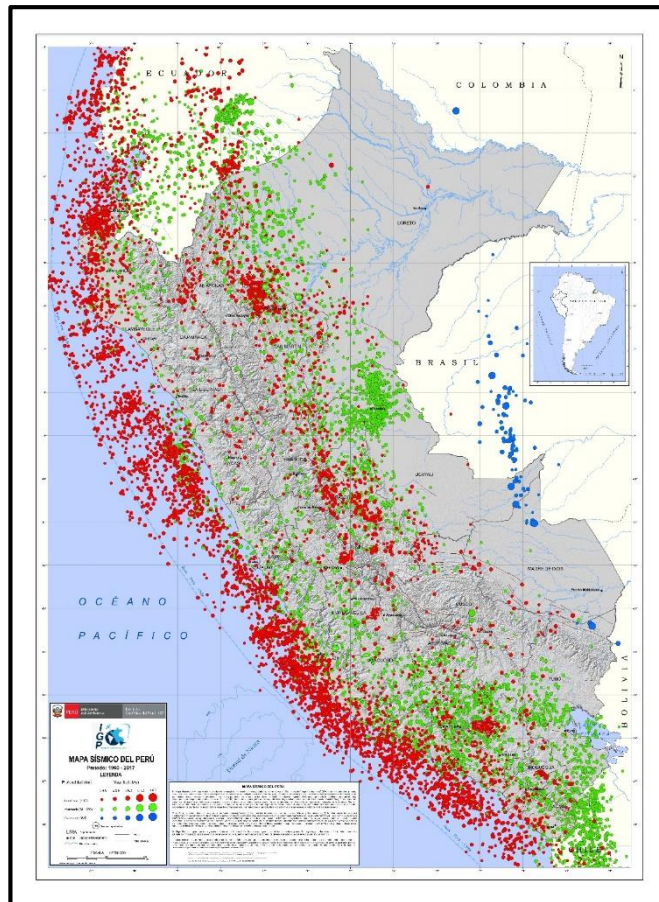
Secretaría de Comunicaciones y Transportes de México. (2008). *Proyecto de Puentes y Estructuras*. México. Recuperado de <https://normas.imt.mx/normativa/N-PRY-CAR-6-01-005-01.pdf>

Tacas, K. (2018). *Vulnerabilidad sísmica del puente Primavera*. (tesis para optar el título profesional). Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.

Tavera, H. (2014). *Evaluación del peligro asociado a los sismos y efectos secundarios en Perú*. Lima, Perú: Instituto Geofísico del Perú.

IX. ANEXOS

9.1. Anexo 1: Mapa Sísmico del Perú



Fuente: Instituto Geofísico del Perú, 2017.

9.2. Anexo 2: Vista lateral del puente Moche



Fuente: Elaboración propia

9.3. Anexo 3: Superestructura y pilares del puente Moche



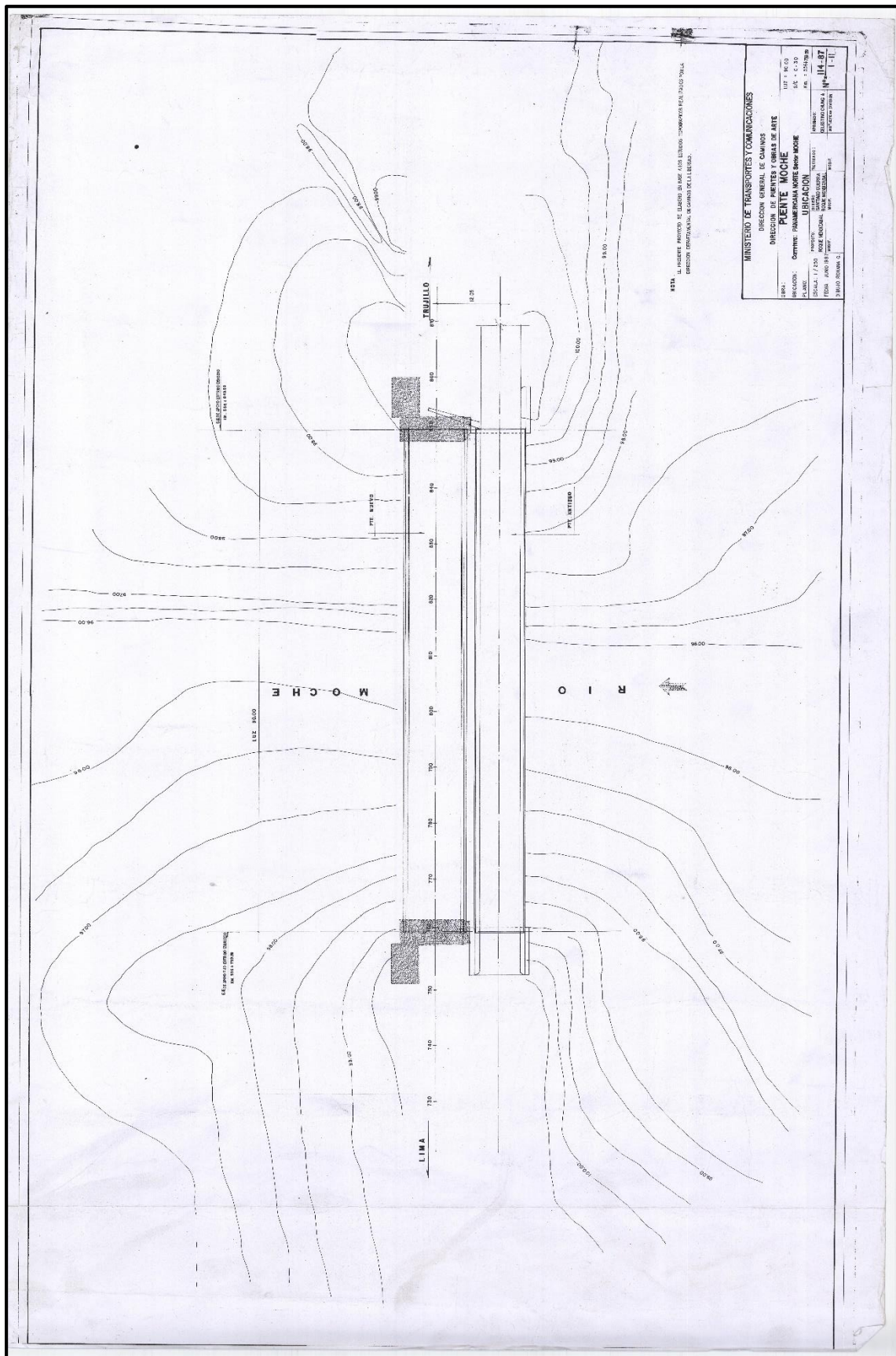
Fuente: Elaboración propia

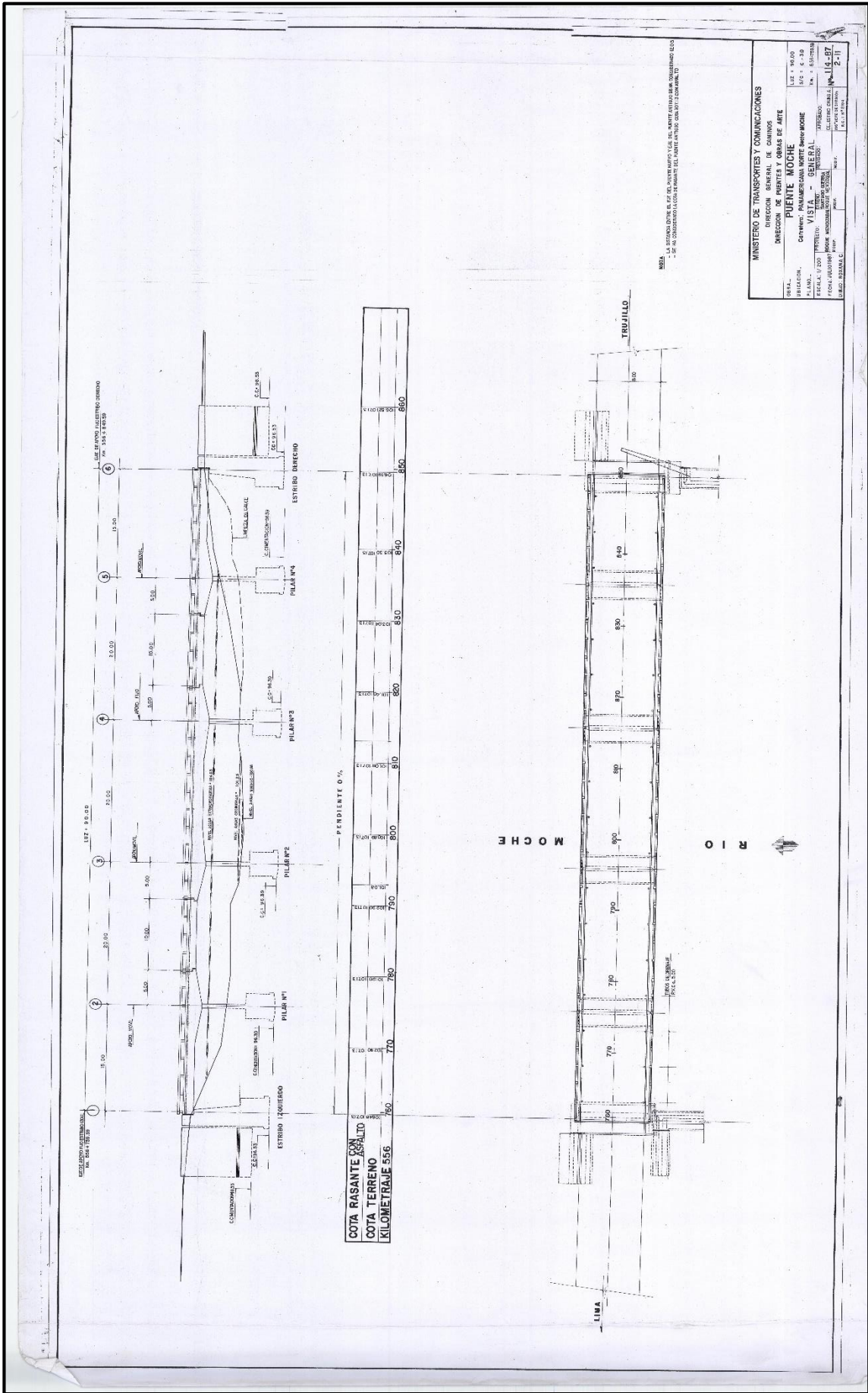
9.4. Anexo 4: Estado actual de la calzada del puente Moche

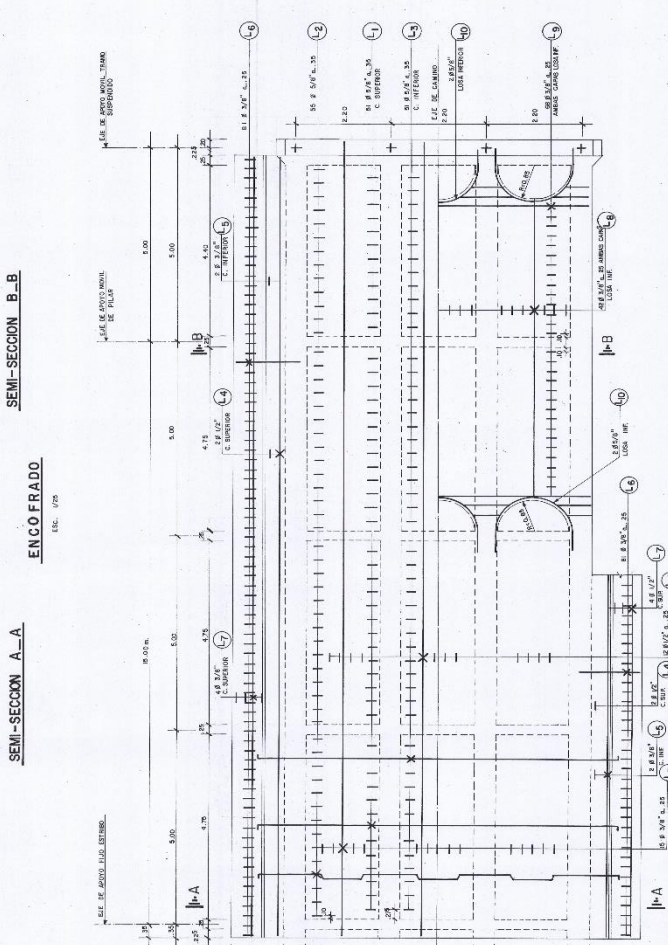
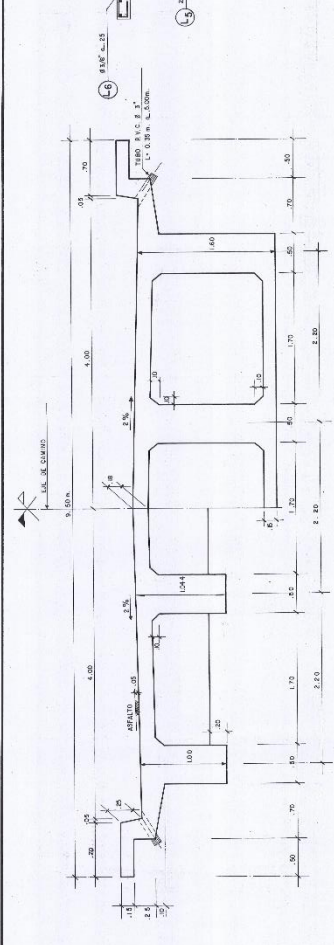
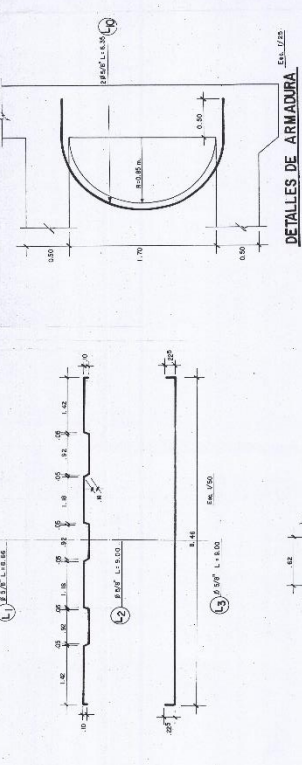
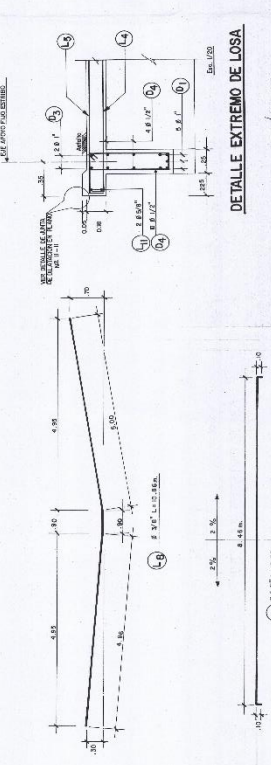
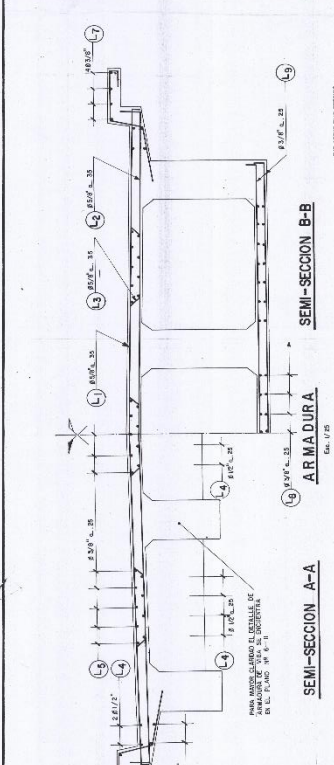


Fuente: Elaboración propia

9.5. Anexo 5: Planos originales del puente Moche proporcionados







MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES	
DIRECCION GENERAL DE CAMINOS	
DIRECCION DE OBRAS DE RECONSTRUCCION DE CARRETERAS	
PROYECTO: PUENTE EN TUBO	FECHA: JULIO DE 1954
SECCION: CARRETERA NACIONAL N.º 4	NO. C-230
TRAMO: TRAMO EXTREMO (15-5 MTS) LOSA	NO. 1554755.50
REVISADO: J. BARRERA S.	ELABORADO: J. BARRERA S.
PROYECTADO: J. BARRERA S.	NO. 1554755.50
NO. A. A. R.	NO. 1554755.50

METRADO ARMADURA (POR TRAMO)	
17	12.00
18	12.00
19	12.00
20	12.00
21	12.00
22	12.00
23	12.00
24	12.00
25	12.00
26	12.00
27	12.00
28	12.00
29	12.00
30	12.00
31	12.00
32	12.00
33	12.00
34	12.00
35	12.00
36	12.00
37	12.00
38	12.00
39	12.00
40	12.00
41	12.00
42	12.00
43	12.00
44	12.00
45	12.00
46	12.00
47	12.00
48	12.00
49	12.00
50	12.00
51	12.00
52	12.00
53	12.00
54	12.00
55	12.00
56	12.00
57	12.00
58	12.00
59	12.00
60	12.00
61	12.00
62	12.00
63	12.00
64	12.00
65	12.00
66	12.00
67	12.00
68	12.00
69	12.00
70	12.00
71	12.00
72	12.00
73	12.00
74	12.00
75	12.00
76	12.00
77	12.00
78	12.00
79	12.00
80	12.00
81	12.00
82	12.00
83	12.00
84	12.00
85	12.00
86	12.00
87	12.00
88	12.00
89	12.00
90	12.00

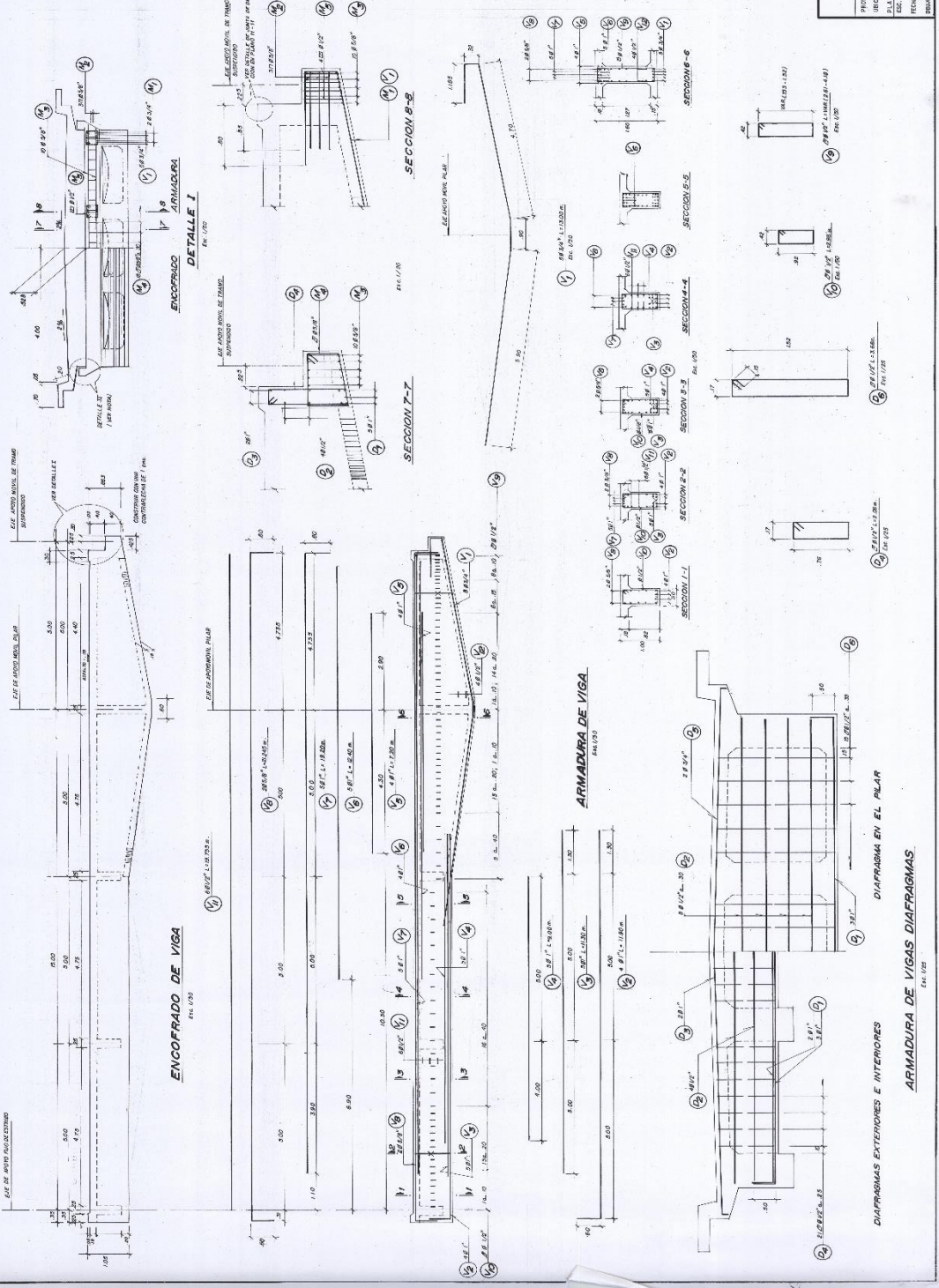
RESUMEN ARMADURA (POR TRAMO)	
1	332.00
2	332.00
3	332.00
4	332.00
5	332.00
6	332.00
7	332.00
8	332.00
9	332.00
10	332.00
11	332.00
12	332.00
13	332.00
14	332.00
15	332.00
16	332.00
17	332.00
18	332.00
19	332.00
20	332.00
21	332.00
22	332.00
23	332.00
24	332.00
25	332.00
26	332.00
27	332.00
28	332.00
29	332.00
30	332.00
31	332.00
32	332.00
33	332.00
34	332.00
35	332.00
36	332.00
37	332.00
38	332.00
39	332.00
40	332.00
41	332.00
42	332.00
43	332.00
44	332.00
45	332.00
46	332.00
47	332.00
48	332.00
49	332.00
50	332.00
51	332.00
52	332.00
53	332.00
54	332.00
55	332.00
56	332.00
57	332.00
58	332.00
59	332.00
60	332.00
61	332.00
62	332.00
63	332.00
64	332.00
65	332.00
66	332.00
67	332.00
68	332.00
69	332.00
70	332.00
71	332.00
72	332.00
73	332.00
74	332.00
75	332.00
76	332.00
77	332.00
78	332.00
79	332.00
80	332.00
81	332.00
82	332.00
83	332.00
84	332.00
85	332.00
86	332.00
87	332.00
88	332.00
89	332.00
90	332.00

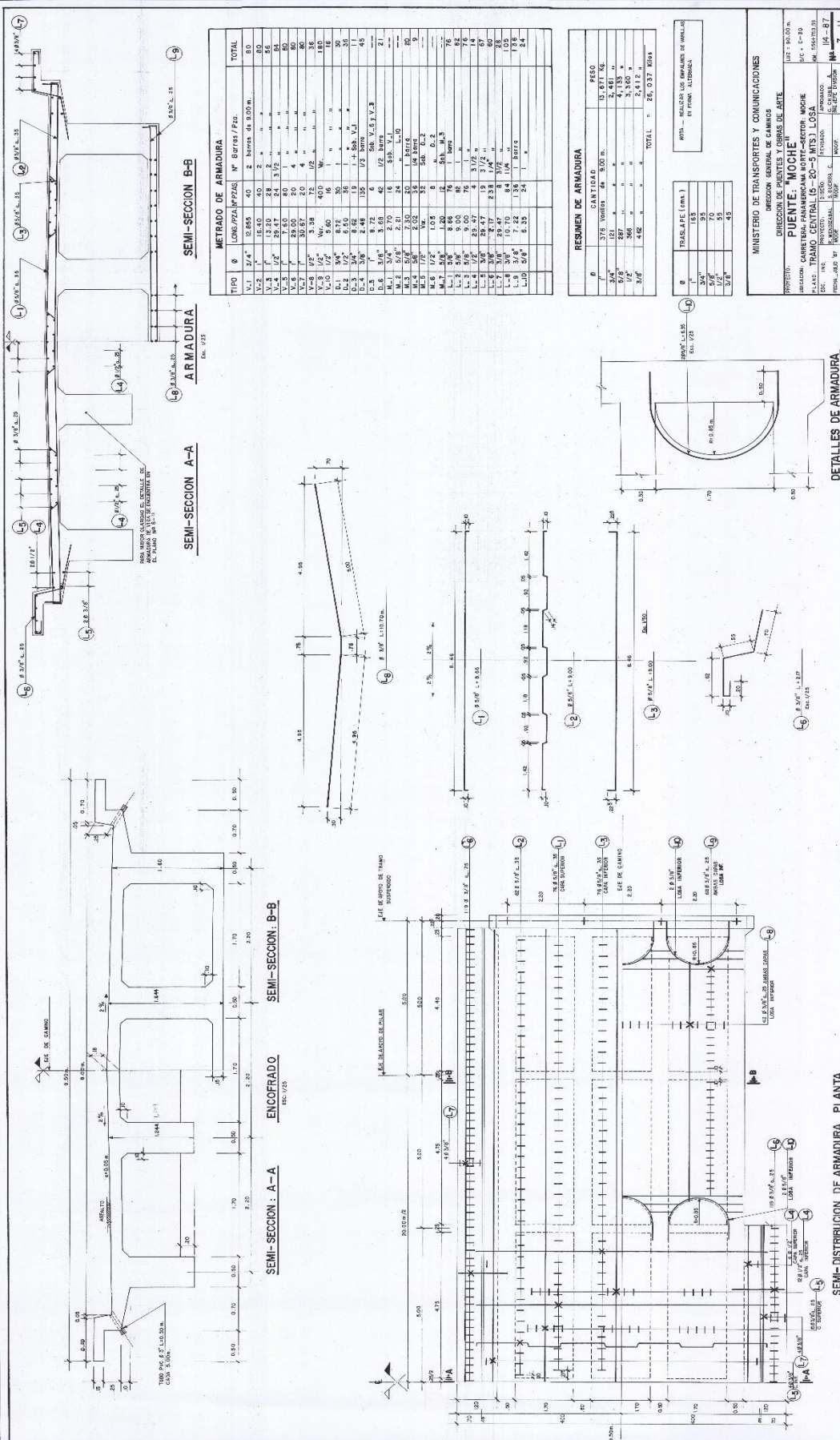
TABLA DE BARRAS	
1	332.00
2	332.00
3	332.00
4	332.00
5	332.00
6	332.00
7	332.00
8	332.00
9	332.00
10	332.00
11	332.00
12	332.00
13	332.00
14	332.00
15	332.00
16	332.00
17	332.00
18	332.00
19	332.00
20	332.00
21	332.00
22	332.00
23	332.00
24	332.00
25	332.00
26	332.00
27	332.00
28	332.00
29	332.00
30	332.00
31	332.00
32	332.00
33	332.00
34	332.00
35	332.00
36	332.00
37	332.00
38	332.00
39	332.00
40	332.00
41	332.00
42	332.00
43	332.00
44	332.00
45	332.00
46	332.00
47	332.00
48	332.00
49	332.00
50	332.00
51	332.00
52	332.00
53	332.00
54	332.00
55	332.00
56	332.00
57	332.00
58	332.00
59	332.00
60	332.00
61	332.00
62	332.00
63	332.00
64	332.00
65	332.00
66	332.00
67	332.00
68	332.00
69	332.00
70	332.00
71	332.00
72	332.00
73	332.00
74	332.00
75	332.00
76	332.00
77	332.00
78	332.00
79	332.00
80	332.00
81	332.00
82	332.00
83	332.00
84	332.00
85	332.00
86	332.00
87	332.00
88	332.00
89	332.00
90	332.00

METRADO Y ESPECIFICACIONES (POR TRAMO)	
1	332.00
2	332.00
3	332.00
4	332.00
5	332.00
6	332.00
7	332.00
8	332.00
9	332.00
10	332.00
11	332.00
12	332.00
13	332.00
14	332.00
15	332.00
16	332.00
17	332.00
18	332.00
19	332.00
20	332.00
21	332.00
22	332.00
23	332.00
24	332.00
25	332.00
26	332.00
27	332.00
28	332.00
29	332.00
30	332.00
31	332.00
32	332.00
33	332.00
34	332.00
35	332.00
36	332.00
37	332.00
38	332.00
39	332.00
40	332.00
41	332.00
42	332.00
43	332.00
44	332.00
45	332.00
46	332.00
47	332.00
48	332.00
49	332.00
50	332.00
51	332.00
52	332.00
53	332.00
54	332.00
55	332.00
56	332.00
57	332.00
58	332.00
59	332.00
60	332.00
61	332.00
62	332.00
63	332.00
64	332.00
65	332.00
66	332.00
67	332.00
68	332.00
69	332.00
70	332.00
71	332.00
72	332.00
73	332.00
74	332.00
75	332.00
76	332.00
77	332.00
78	332.00
79	332.00
80	332.00
81	332.00
82	332.00
83	332.00
84	332.00
85	332.00
86	332.00
87	332.00
88	332.00
89	332.00
90	332.00

NOTA: REALIZAR PLANOS DE PUNTO Y PLANO EN TERCERA VISTA.
 - EL DETALLE 2 SE ENCUENTRA EN EL PLANO 07-11.
 - EL DETALLE 3 SE ENCUENTRA EN EL PLANO 07-11.

MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES
 DIRECCION GENERAL DE OBRAS DE CARRETERAS
PUNTO: MOCHO
 TRAMO EXTENSIÓN 05-5 (SUS VIGAS)
 PROYECTO: PUNTO MOCHO
 FECHA: JUNIO 1987
 ESCALA: 1:100
 HOJA: 114-87
 DE: J. GARCIA
 POR: J. GARCIA
 APROBADO: J. GARCIA
 C. GARCIA
 N. GARCIA
 M. GARCIA
 P. GARCIA
 R. GARCIA
 S. GARCIA
 T. GARCIA
 U. GARCIA
 V. GARCIA
 W. GARCIA
 X. GARCIA
 Y. GARCIA
 Z. GARCIA





METRADO DE ARMADURA

TIPO	Ø	LONG./PZAS	Nº BARRAS/Pza.	TOTAL
V.1	3/4"	12.885	40	2 barras de 8.00 m.
V.2	1"	15.410	40	2 "
V.3	1 1/4"	18.935	40	2 "
V.4	1 1/2"	21.460	24	1 "
V.5	1 3/4"	23.985	24	1 "
V.6	2"	26.510	24	1 "
V.7	2 1/4"	29.035	20	4 "
V.8	2 1/2"	31.560	12	1 "
V.9	2 3/4"	34.085	12	1 "
V.10	3"	36.610	12	1 "
D.1	3/4"	8.72	30	1 "
D.2	1"	11.245	30	1 "
D.3	1 1/4"	13.770	15	1 "
D.4	1 1/2"	16.295	15	1 "
D.5	1 3/4"	18.820	15	1 "
D.6	2"	21.345	15	1 "
D.7	2 1/4"	23.870	16	1 "
D.8	2 1/2"	26.395	16	1 "
D.9	2 3/4"	28.920	24	1 "
D.10	3"	31.445	24	1 "
M.1	3/4"	8.72	46	1/2 SDE V.5 / V.3
M.2	1"	11.245	24	1/2 SDE V.5 / V.3
M.3	1 1/4"	13.770	24	1/2 SDE V.5 / V.3
M.4	1 1/2"	16.295	36	1/2 SDE V.5 / V.3
M.5	1 3/4"	18.820	36	1/2 SDE V.5 / V.3
M.6	2"	21.345	36	1/2 SDE V.5 / V.3
M.7	2 1/4"	23.870	36	1/2 SDE V.5 / V.3
M.8	2 1/2"	26.395	36	1/2 SDE V.5 / V.3
M.9	2 3/4"	28.920	36	1/2 SDE V.5 / V.3
M.10	3"	31.445	36	1/2 SDE V.5 / V.3
L.1	5/8"	8.06	76	1 barra
L.2	3/4"	8.06	76	1 barra
L.3	1/2"	8.06	76	1 barra
L.4	1/2"	23.27	4	3/2 "
L.5	1/2"	23.27	4	3/2 "
L.6	3/8"	8.17	238	1/4 "
L.7	3/8"	8.17	238	1/4 "
L.8	3/8"	19.70	84	1/4 "
L.9	3/8"	19.70	84	1/4 "
L.10	5/8"	7.22	36	1 barra
L.11	5/8"	7.22	36	1 barra
L.12	5/8"	5.35	24	1 barra
L.13	5/8"	5.35	24	1 barra

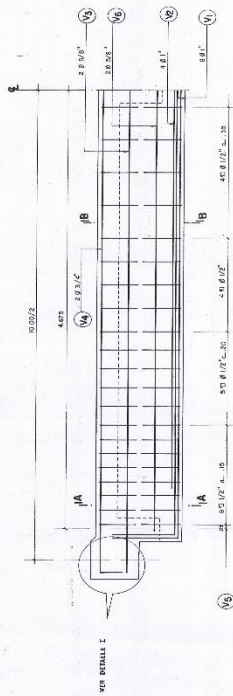
RESUMEN DE ARMADURA

Ø	CANTIDAD	PESO
3/4"	378	15,877 kg.
1"	287	11,135 "
1 1/4"	287	11,135 "
1 1/2"	287	11,135 "
1 3/4"	287	11,135 "
2"	287	11,135 "
2 1/4"	287	11,135 "
2 1/2"	287	11,135 "
2 3/4"	287	11,135 "
3"	287	11,135 "
TOTAL	246,037	1000

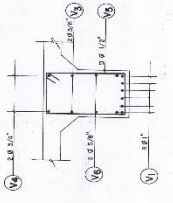
TRASLAPES (cm.)

Ø	TRASLAPES (cm.)
3/4"	18.5
1"	24
1 1/4"	30
1 1/2"	36
1 3/4"	42
2"	48
2 1/4"	54
2 1/2"	60
2 3/4"	66
3"	72

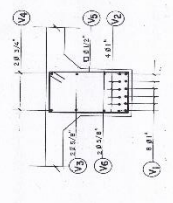
MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES
 DIRECCION GENERAL DE CAMINOS
 DIRECCION DE PUENTES Y OBRAS DE ARTE
PUENTE: "BOCHE"
 PUENTE CENTRAL (5-20-50 MTS) LOSA
 PROYECTO: PUENTE CENTRAL (5-20-50 MTS) LOSA
 ESTAD. CIVIL: PUENTE CENTRAL (5-20-50 MTS) LOSA
 FECHA: 10/11/2004
 HOJA: 10-87
 DE: A.B.E.



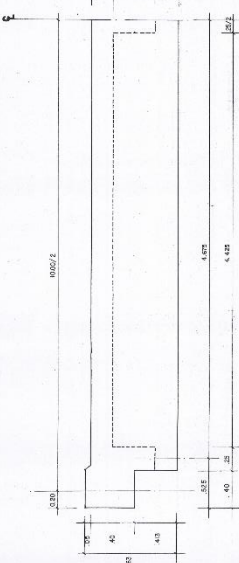
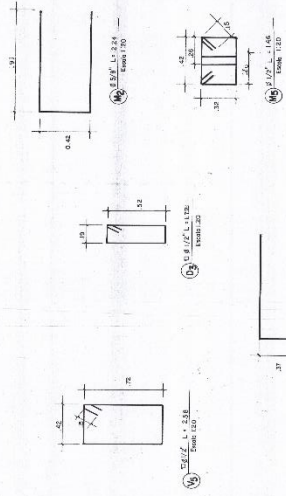
ARMADURA SEMI - SECCION VIGA
ESCALA 1:20



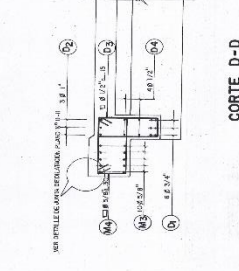
SECCION A-A
ESCALA 1:20



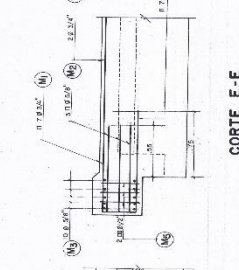
SECCION B-B
ESCALA 1:20



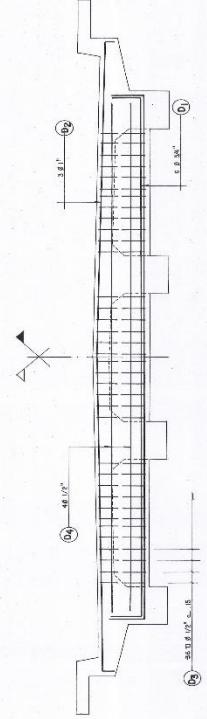
SEMI - ENCOFRADO DE VIGA
ESCALA 1:20



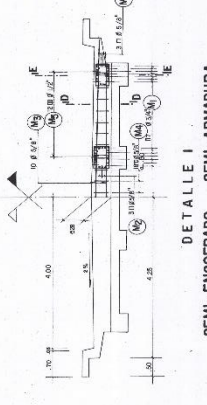
CORTE D-D
ESCALA 1:20



CORTE E-E
ESCALA 1:20



ARMADURA DE DIAFRAGMA
ESCALA 1:20



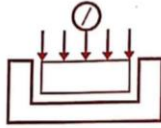
DETALLE I
SEMI - ENCOFRADO SEMI - ARMADURA
ESCALA 1:20

DETALLE DE FIERROS
ESCALA 1:20

NOTA: EL ESCALE DE FIERROS DE LA VIGA SUPLENTE SE MUESTRA EN EL LADO DERECHO.

MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES	
DIRECCION GENERAL DE OBRAS DE COMINOS	
DIRECCION DE PUENTES Y OBRAS DE ARTE	
PROYECTO	PUENTE MOCHO
INSTRUMENTACION	CONCRETO ARMADO
BLANDO	TRAMO SUSPENDIDO POR VIGAS
ESCALA: ARQUITECTONICA	1:20
ESCALA: FIERROS	1:20
FECHA: JUNIO DE 1958	PROYECTISTA: J. G. GARCIA
REVISOR: J. G. GARCIA	APROBADO: J. G. GARCIA
ORIGEN: 10-11	NO. 10-11

9.6. Anexo 6: Ensayo esclerométrico



HUERTAS INGENIEROS S.A.C.
Laboratorio Geotécnico y Ensayos de Materiales de Construcción

ENSAYO PARA DETERMINAR EL NUMERO DE REBOTE DEL CONCRETO ENDURECIDO (ESCLEROMETRIA)

(NTP 339.181)

TESIS: ANALISIS DE VULNERABILIDAD SISMICA DEL PUENTE MOCHE MEDIANTE EL METODO DE EXPECTRO DE CAPACIDAD ANTE SISMO SEVERO

SOLICITA: BACH. LARUZ SEGURA GUZMAN Y BACH. JONATHAN ESCUDERO ALCANTARA

UBICACIÓN: TRUJILLO - LA LIBERTAD

FECHA: TRUJILLO, 05 DE MARZO DEL 2020

MODELO DE ESCLEROMETRO: FORNEY MODELO 2622

INCLINACION: $\alpha = 0^\circ$ (POSISION A)

CARACTERISTICAS DEL ELEMENTO EVALUADO:

Tipo de estructura: Viga
Ubicación del elemento: Puente Moché
Progresiva y/o localización: -

DATOS TOMADOS:

Estructura	Viga Puente Moché	
N°	Serie N° 1	Serie N° 2
1	36	33
2	32	38
3	33	30
4	34	29
5	34	32
6	34	34
7	29	34
8	35	32
9	32	30
10	35	34
Promedio Inicial	33.40	32.60
N° de Lecturas no tomadas	0	0
Promedio	33.40	32.60
f_c (PSI)	3692.13	3539.56
f_c (kg/cm ²)	259.64	248.91

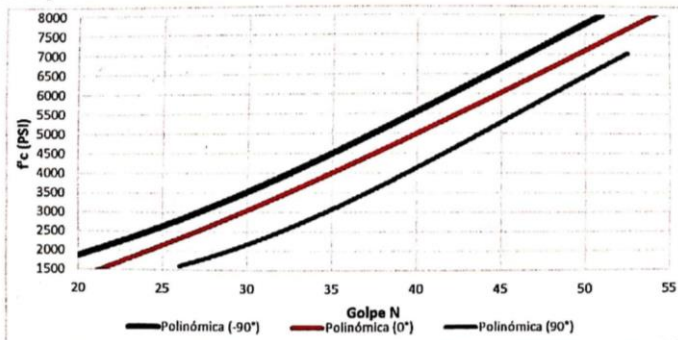
Notas:

El laboratorio no se hace responsable del uso y las interpretaciones de los datos del informe del ensayo.

Muestreo realizado por el interesado.

El informe corresponde única y exclusivamente a la muestra recibida.

Las copias de este informe no son válidas sin la autorización de este laboratorio.

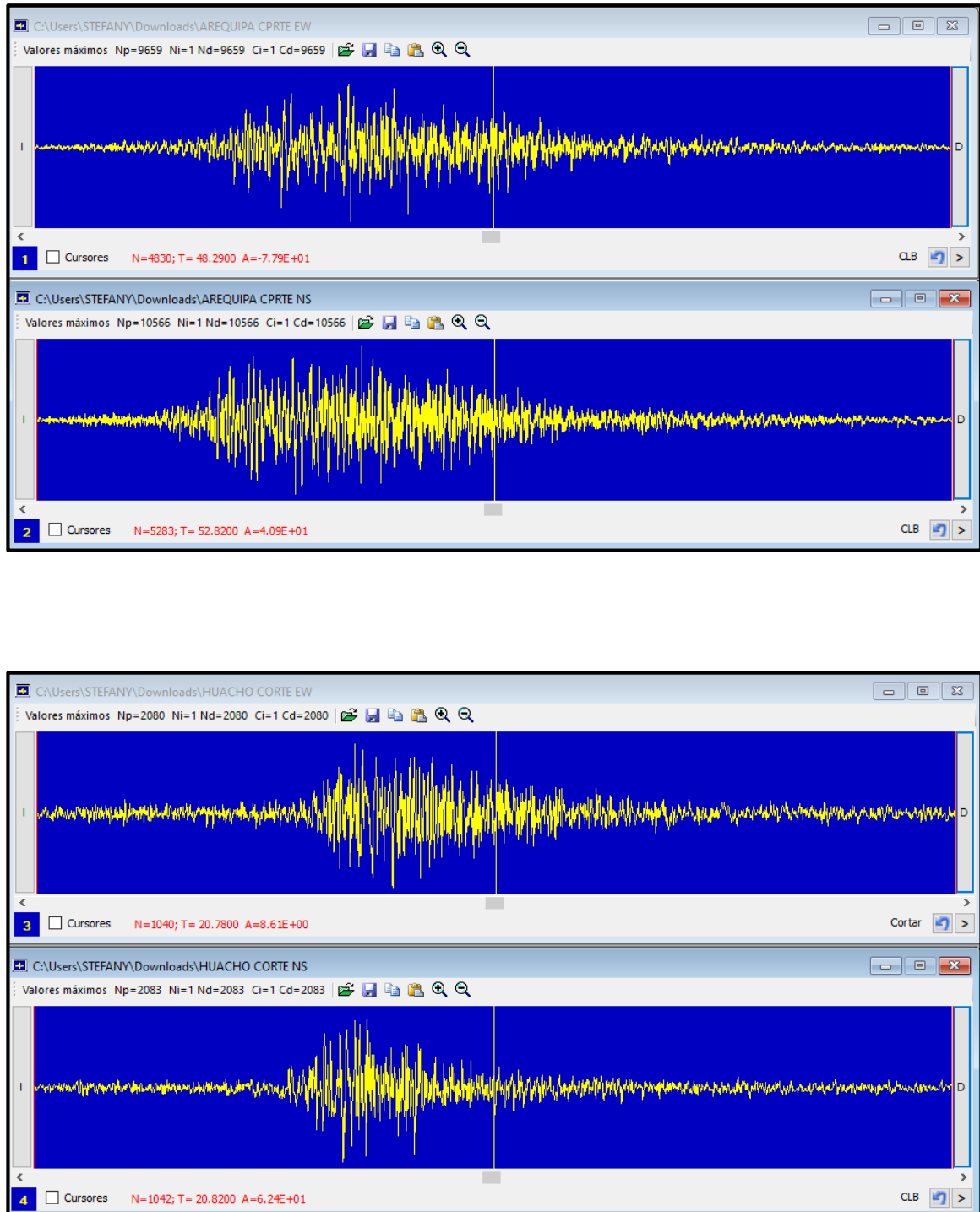


HUERTAS INGENIEROS S.A.C.

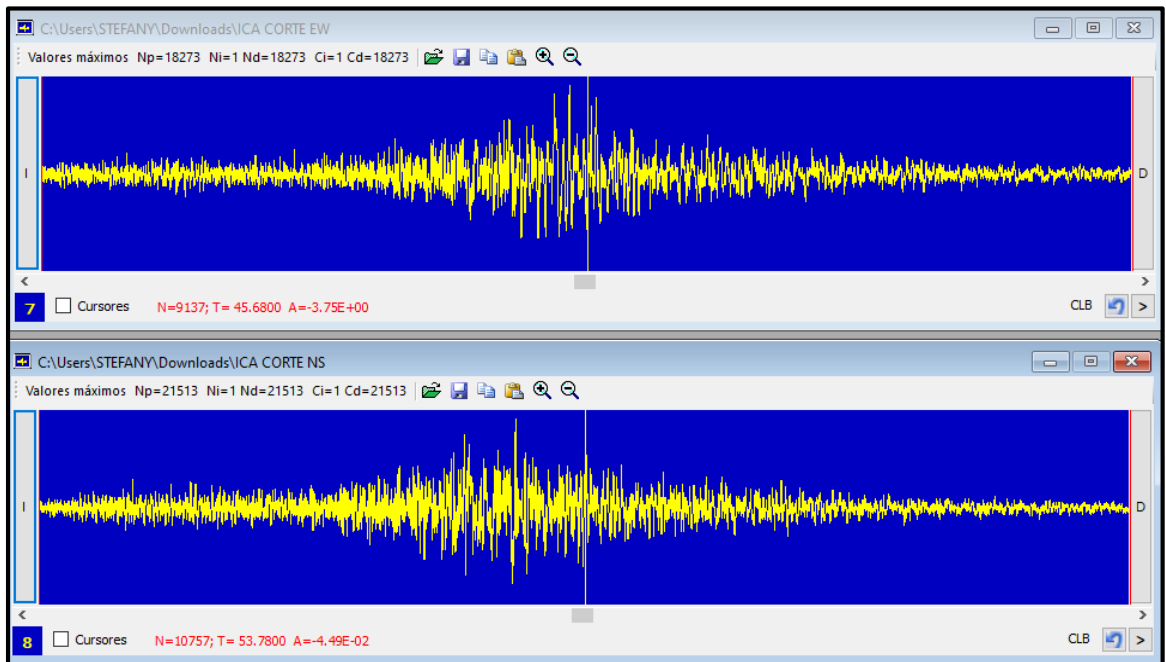
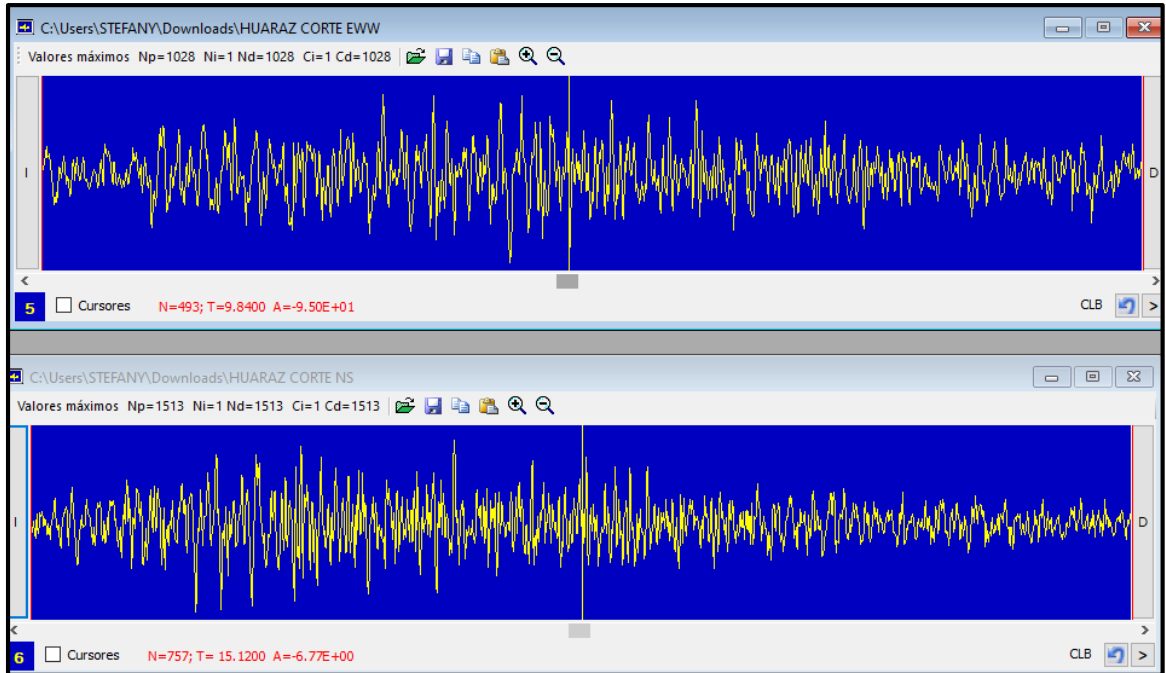
José Antonio Huertas Martell
INGENIERO CIVIL
C.I. 148106



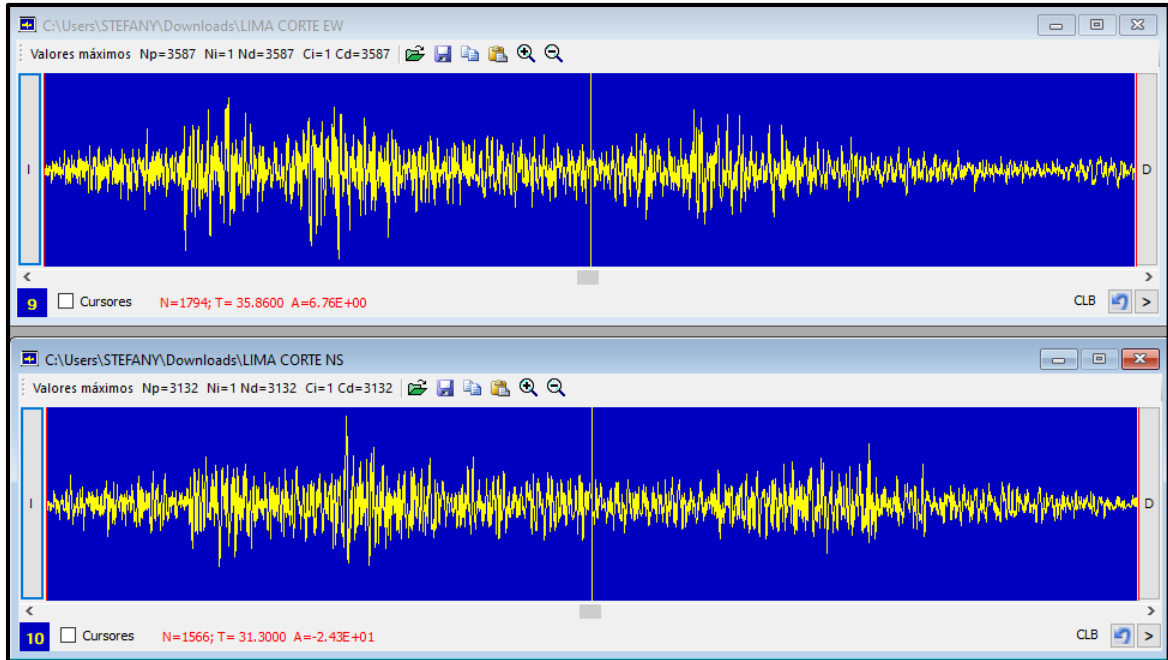
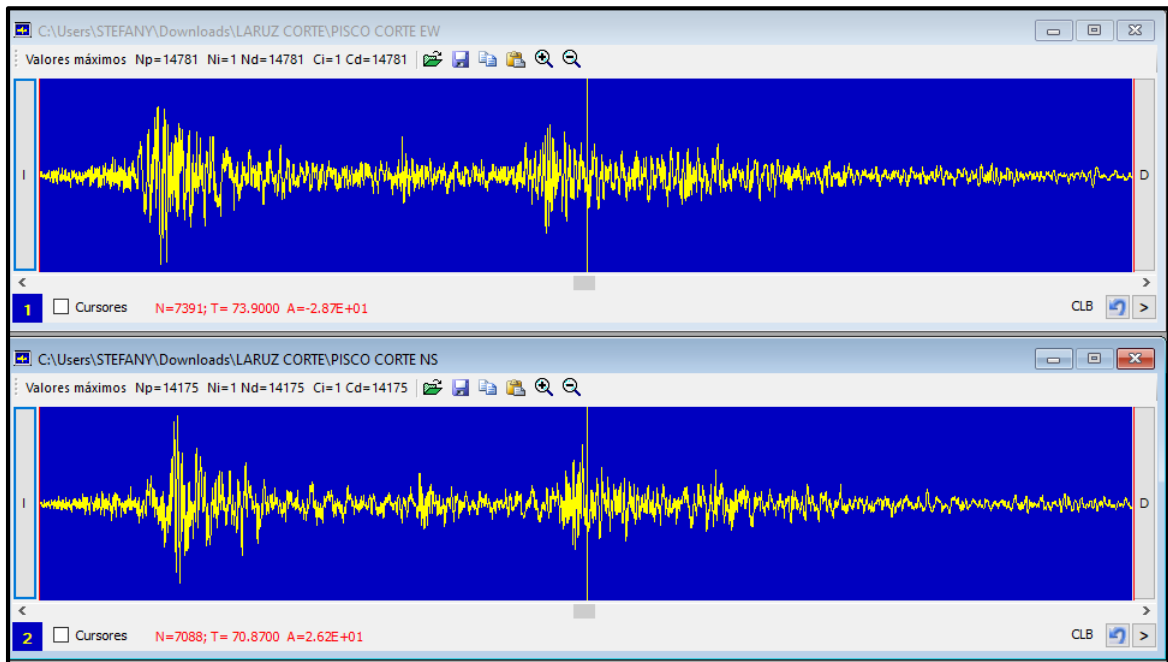
9.7. Anexo 7: Acelerogramas de los 8 sismos más representativos en el Perú, generados por el software DEGTRA v9.3.



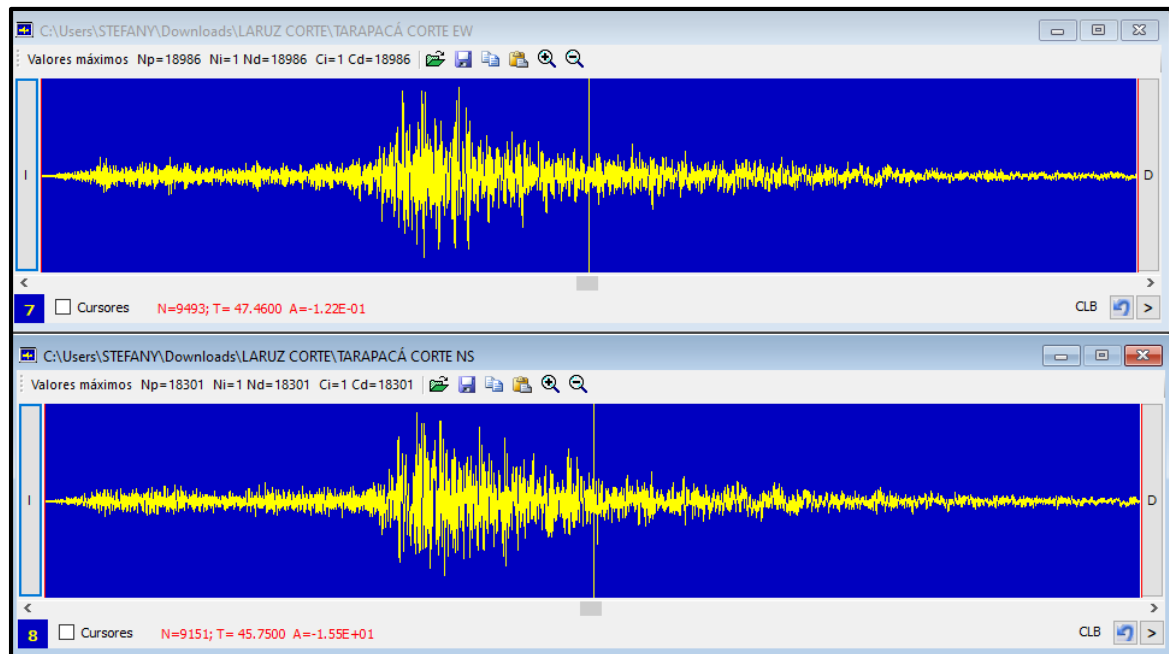
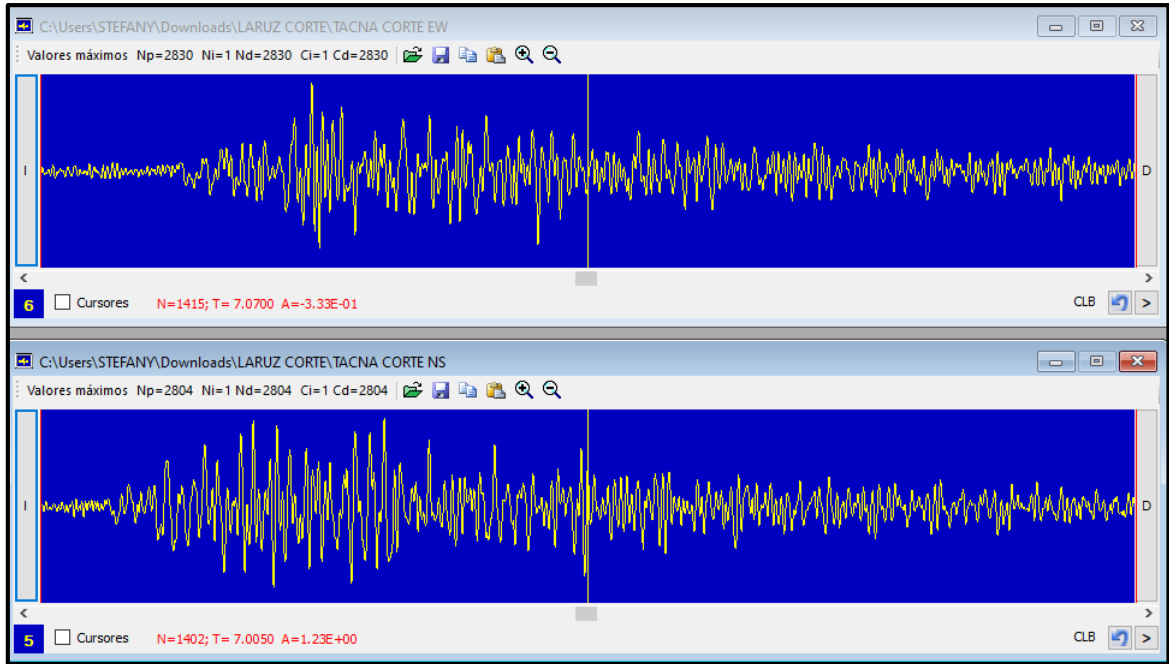
Fuente: Elaboración propia



Fuente: Elaboración propia



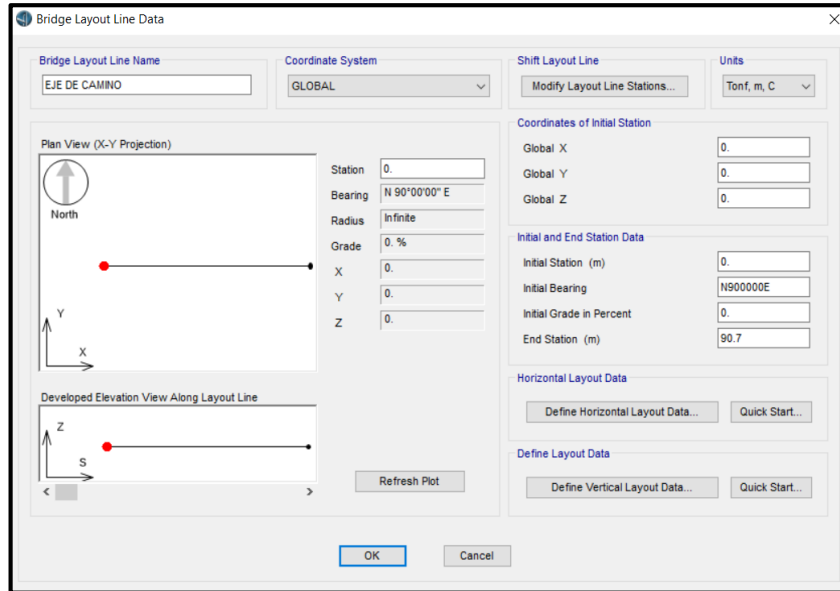
Fuente: Elaboración propia



Fuente: Elaboración propia.

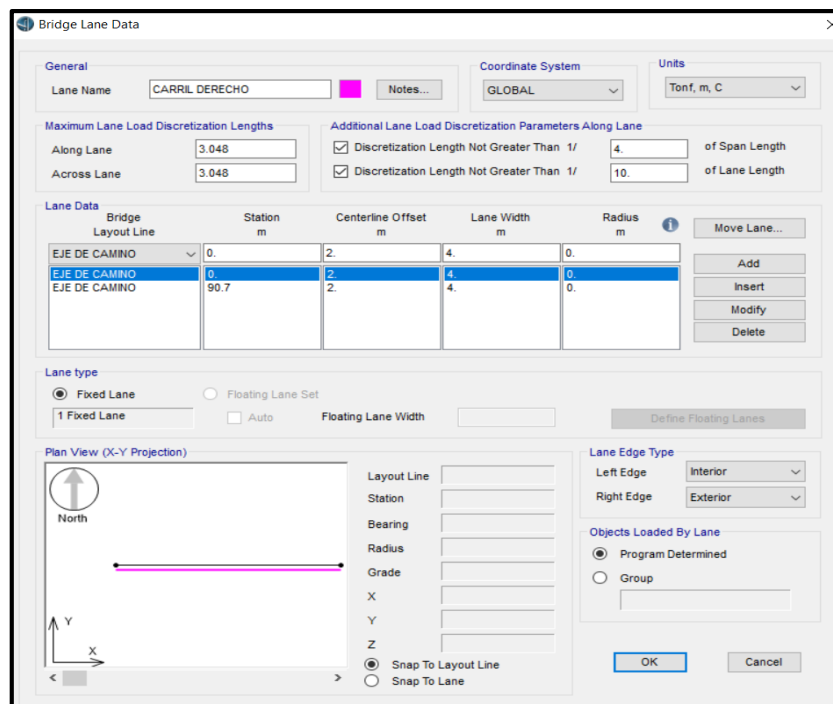
9.8. Anexo 8: Pasos para la creación del modelo y análisis estático no lineal (Pushover) del Puente Moche en CSi Bridge v20.2.0

Paso 1: Se determinó el largo total del eje del puente Moche, con una longitud de 90.7 metros.

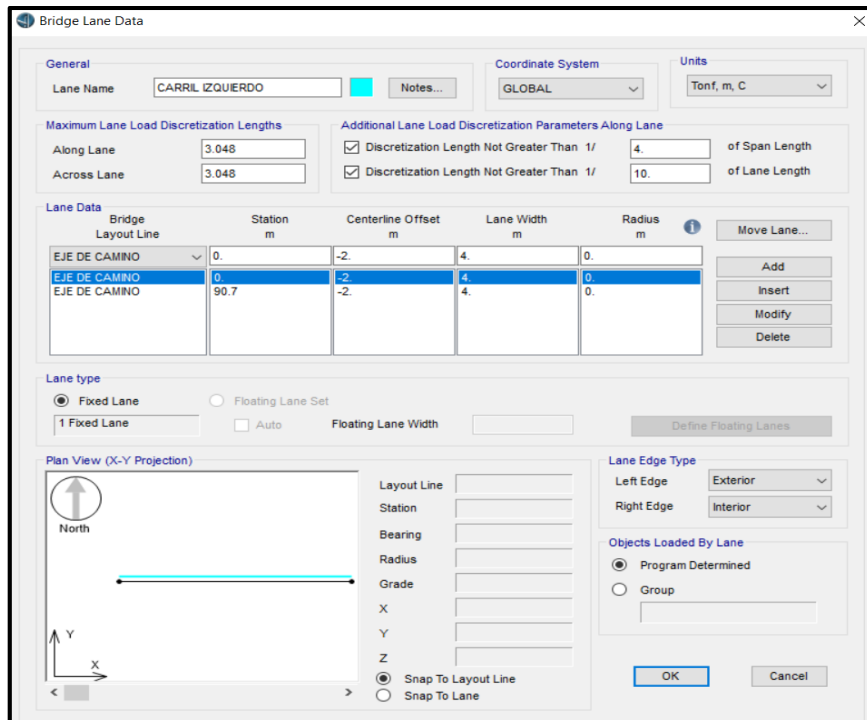


Fuente: Elaboración propia.

Paso 2: El puente tiene 2 carriles en la misma dirección, ambos de 4m de ancho.

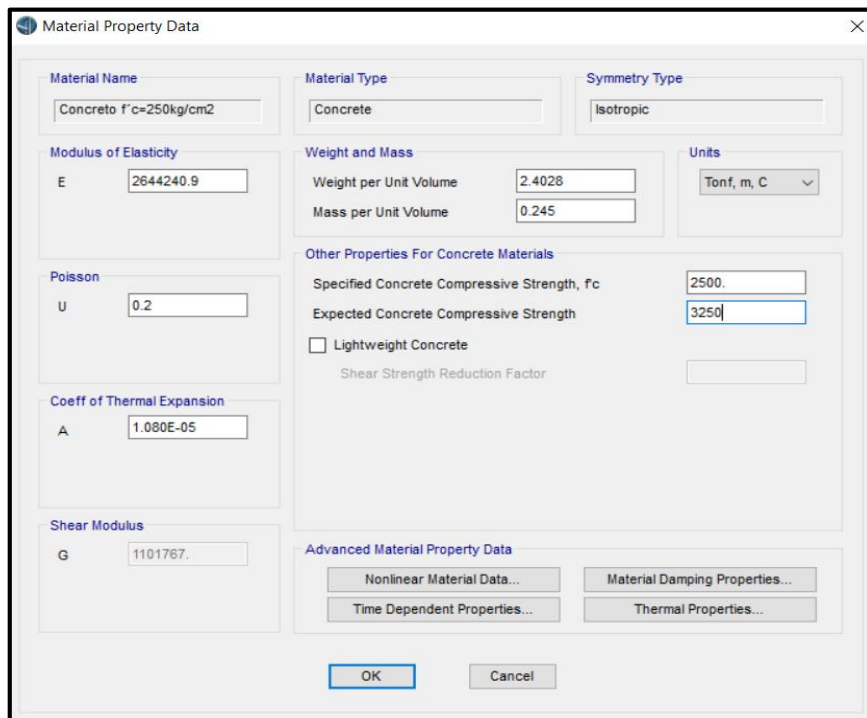


Fuente: Elaboración propia.



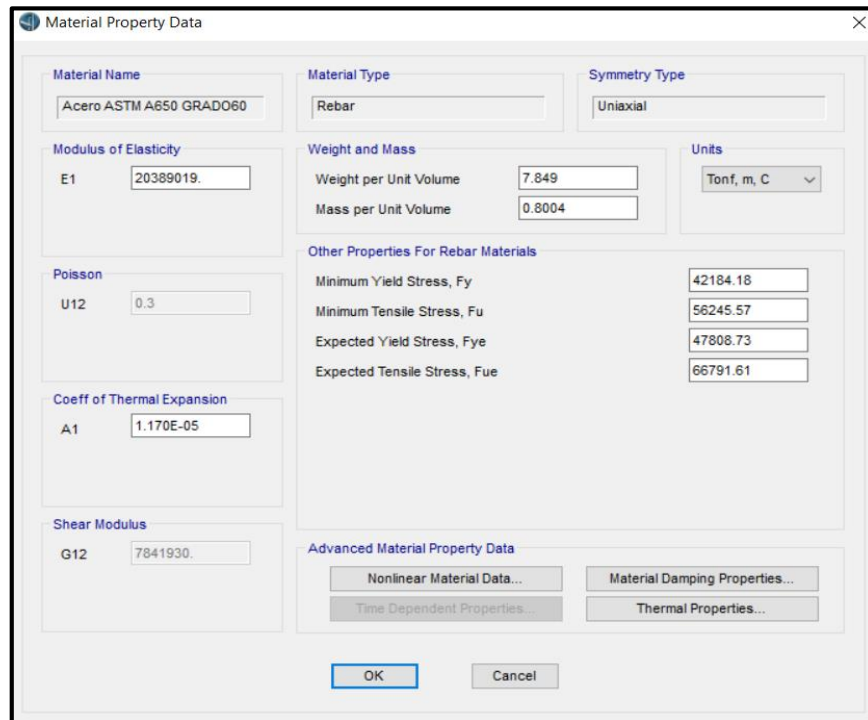
Fuente: Elaboración propia.

Paso 3: Se asignaron las propiedades del concreto respecto al ensayo esclerométrico.



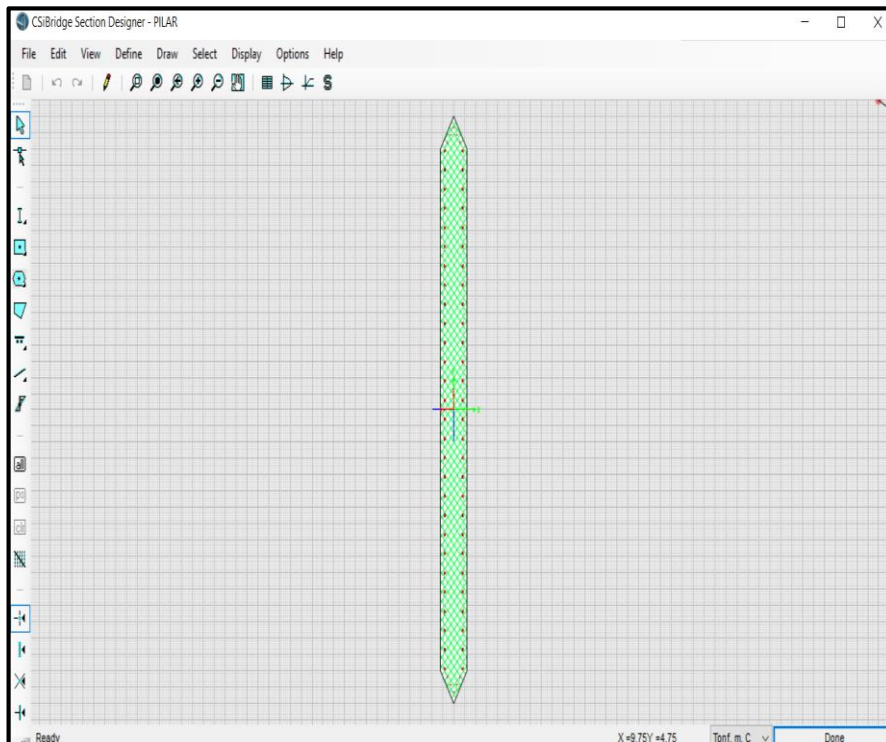
Fuente: Elaboración propia.

Paso 4: Se asignaron las propiedades del acero de refuerzo extraída de los planos.

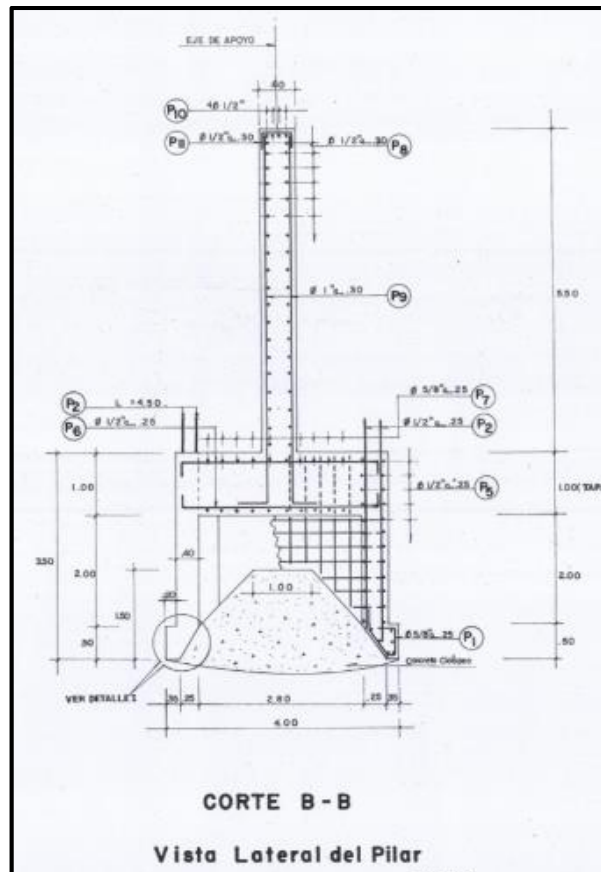


Fuente: Elaboración propia.

Paso 5: Se elaboró la sección el pilar mediante el comando “Section Designer” utilizando los materiales previamente descritos.

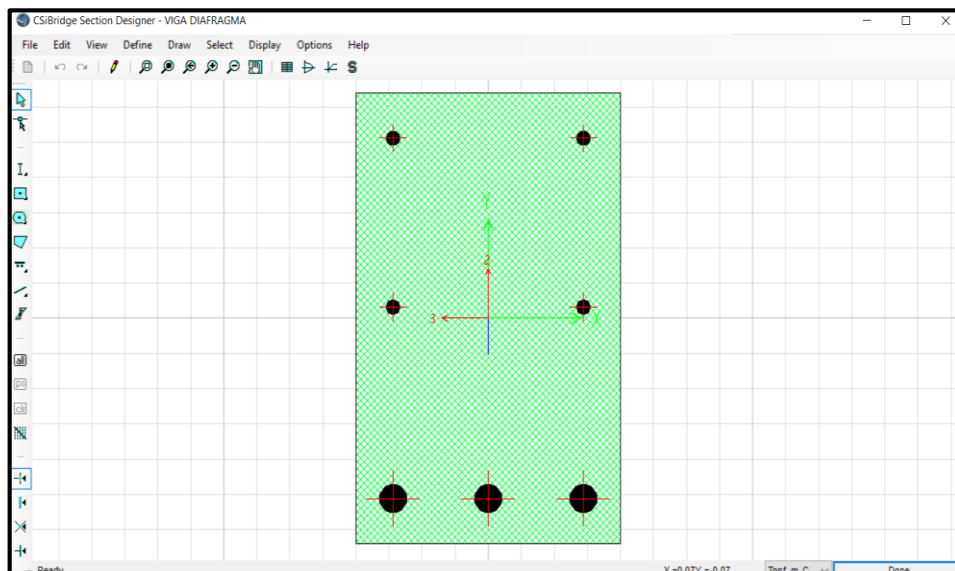


Fuente: Elaboración propia.



Distribución del acero de refuerzo en el pilar

Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018.



Sección de viga diafragma creado mediante el comando Section Designer

Fuente: Elaboración propia

Paso 6: Se asignó la sección de viga diafragma

Bridge Diaphragm Property

Diaphragm Name: DIAFRAGMA Units: Tonf, m, C

Select Diaphragm Type

- Solid (Applies to Concrete Bridges and User Bridge Section)
- Chord and Brace (Applies to Steel Bridges Only)
- Single Beam (Applies to Steel Bridges Only)
- Steel Plate (Applies to Steel U Girder Internal Only)

Solid Diaphragm Parameters

Diaphragm Thickness: 0.25

Diaphragm Depth (For Solid Girder, PC I-Girder and T Bridge Section): 0.4

Use Girder Depth Instead (except Solid Girder Bridge Sections)

Diaphragm Material: + Concreto f'c=250kg/cm2

Use Slab Material Instead (except User Bridge Sections)

OK Cancel

Fuente: Elaboración propia

Paso 7: Se definió un total de 13 variaciones en altura para las vigas principales tipo Gerber.

Variation Definition

Variation Name: D1 Units: Tonf, m, C

Point ID	Segment Type and Point Type Segment is From Point(n - 1) to Point(n)	Distance m	Dim. Change m	Slope m / m
1		0	-0.6	
1	Start of Variation	0	-0.6	
2	Linear to End of Variation	10.35	-0.6	

Variation Sketch

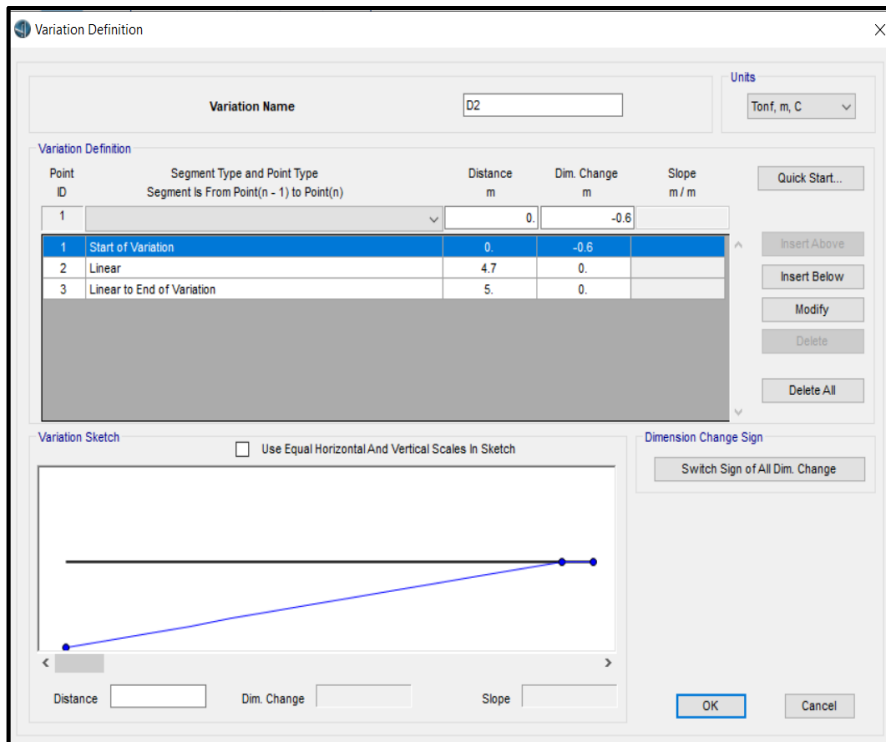
Use Equal Horizontal And Vertical Scales In Sketch

Dimension Change Sign

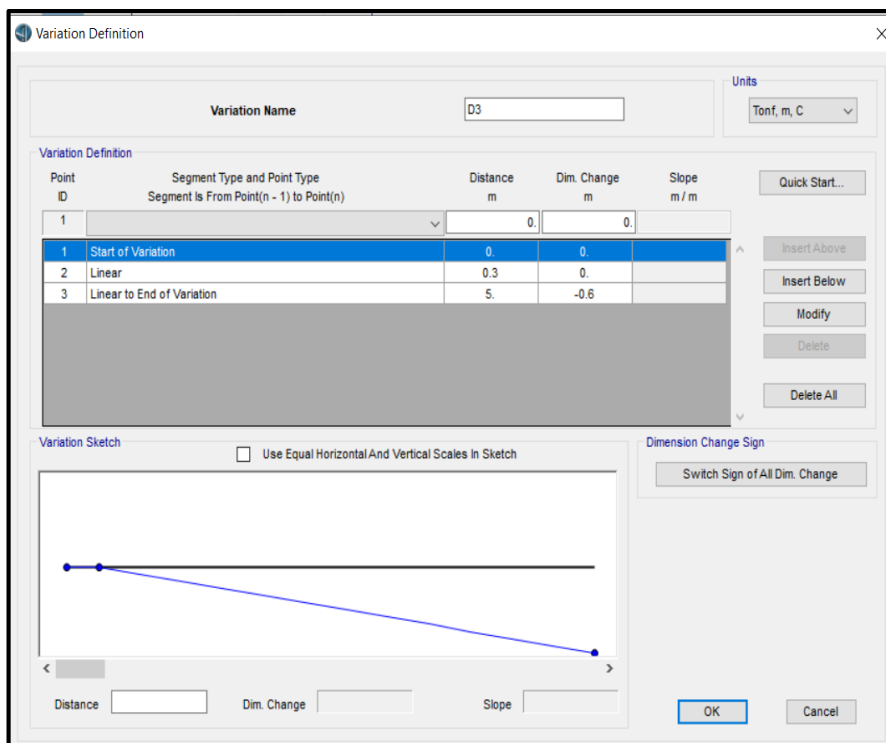
Switch Sign of All Dim. Change

OK Cancel

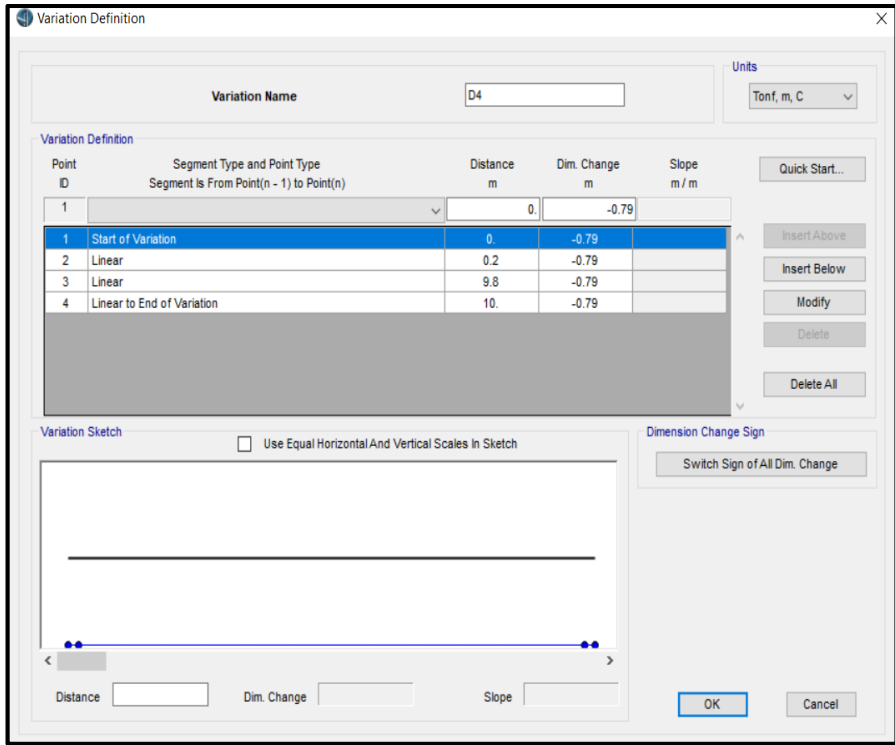
Fuente: Elaboración propia



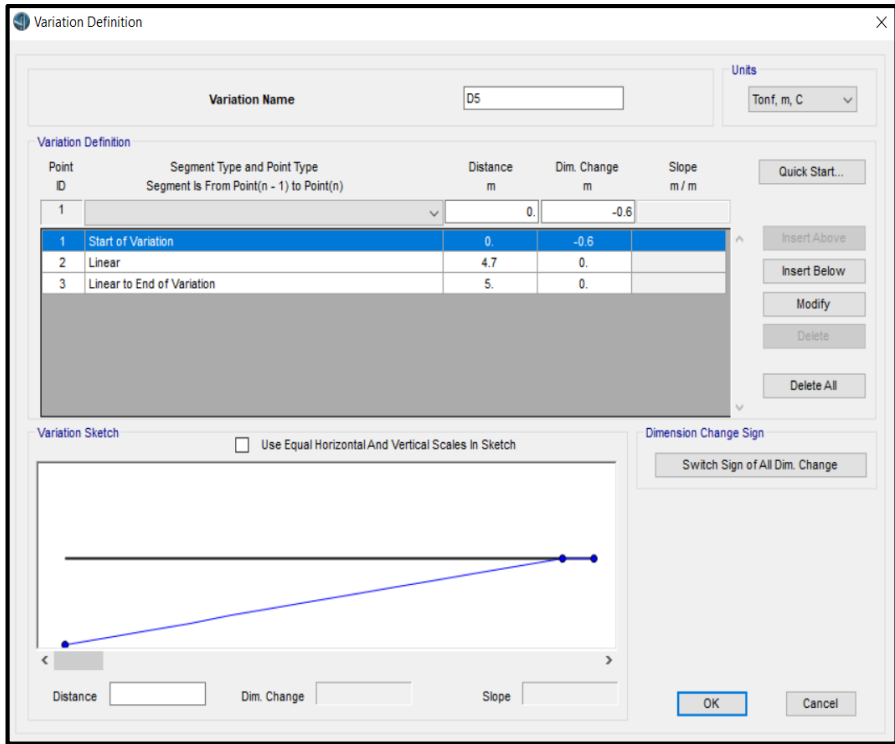
Fuente: Elaboración propia



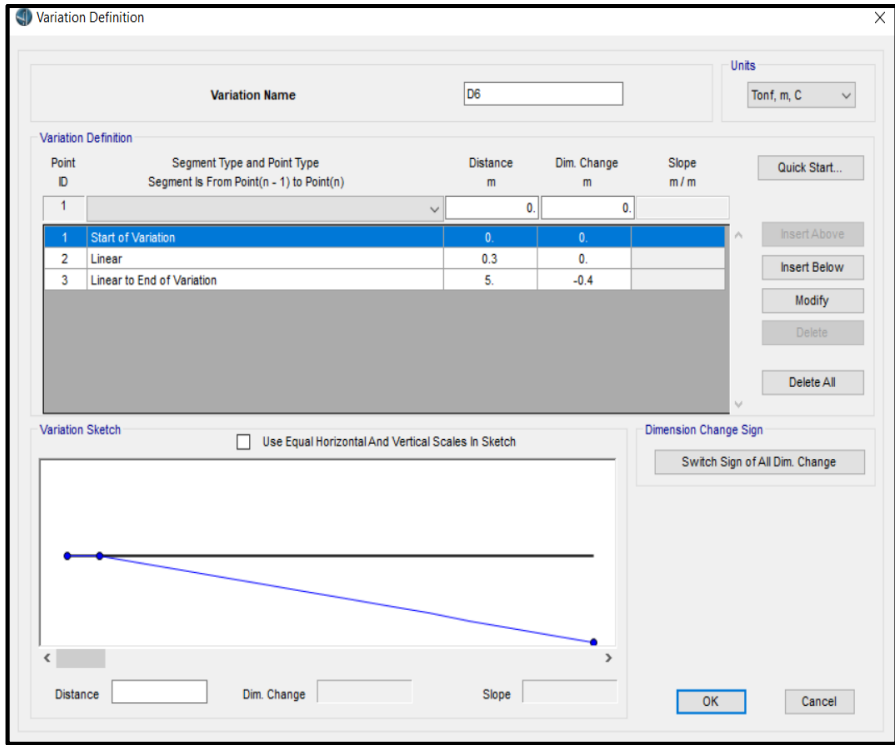
Fuente: Elaboración propia



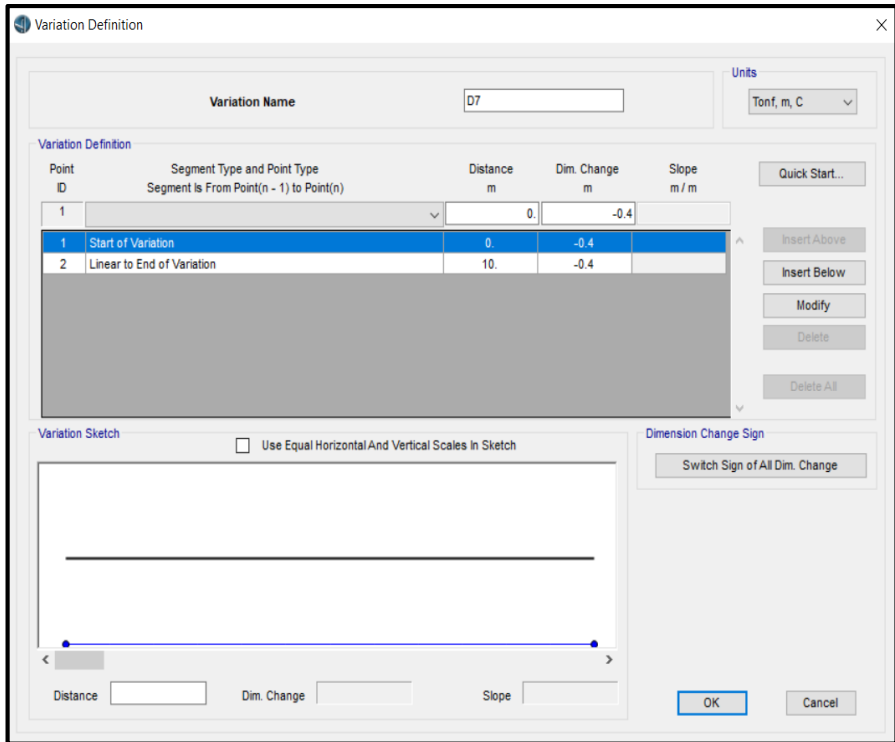
Fuente: Elaboración propia



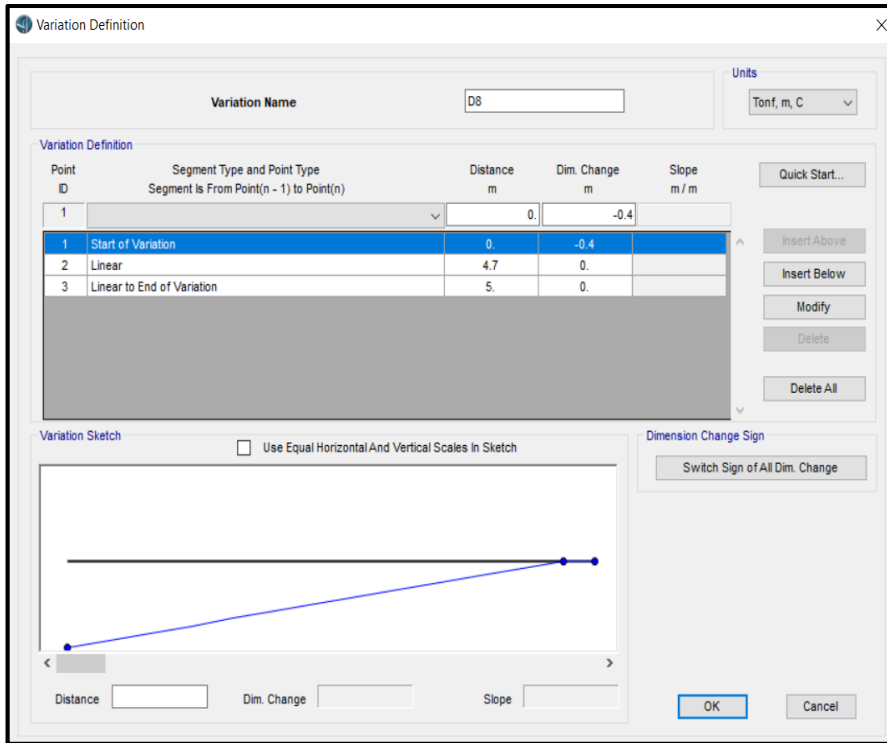
Fuente: Elaboración propia



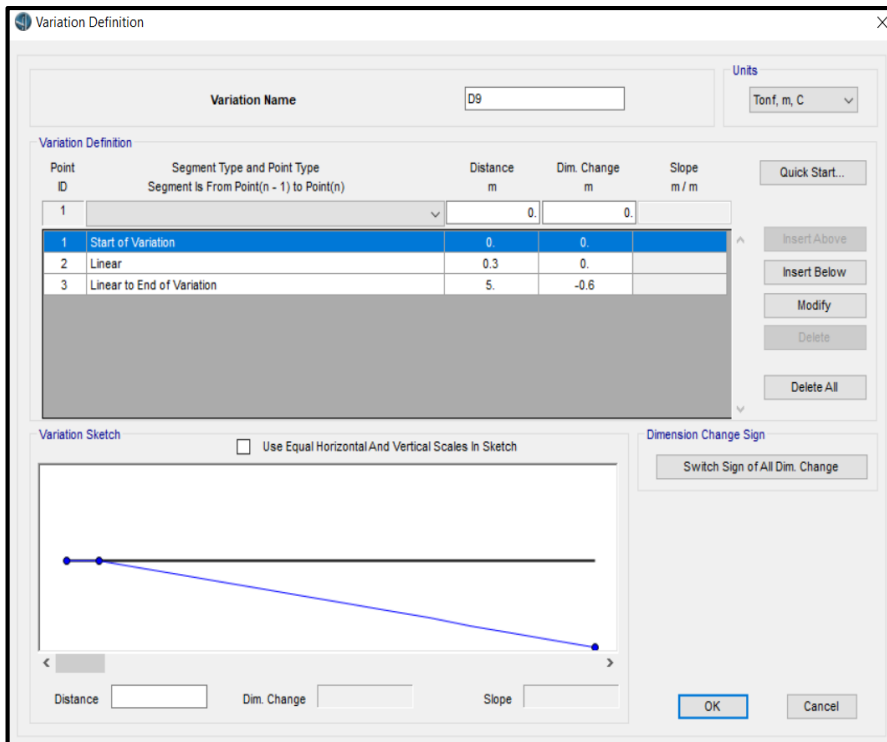
Fuente: Elaboración propia



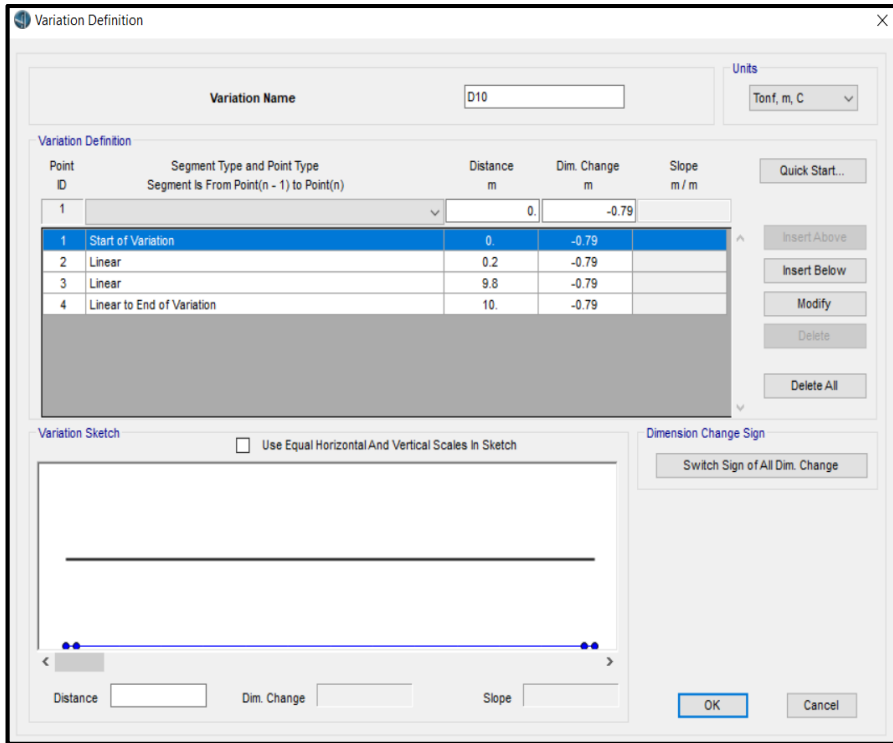
Fuente: Elaboración propia



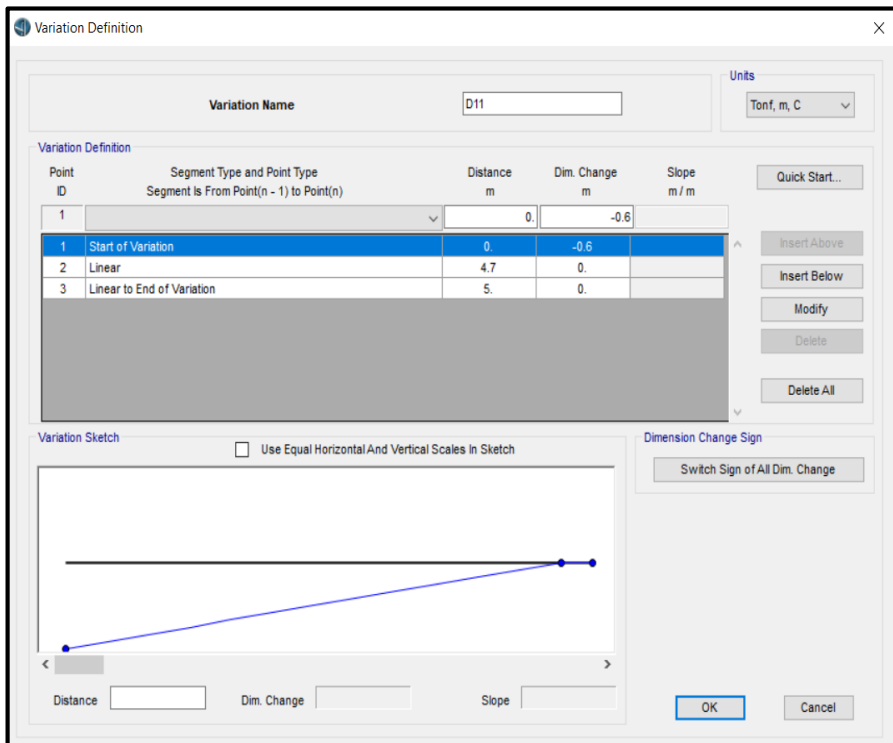
Fuente: Elaboración propia



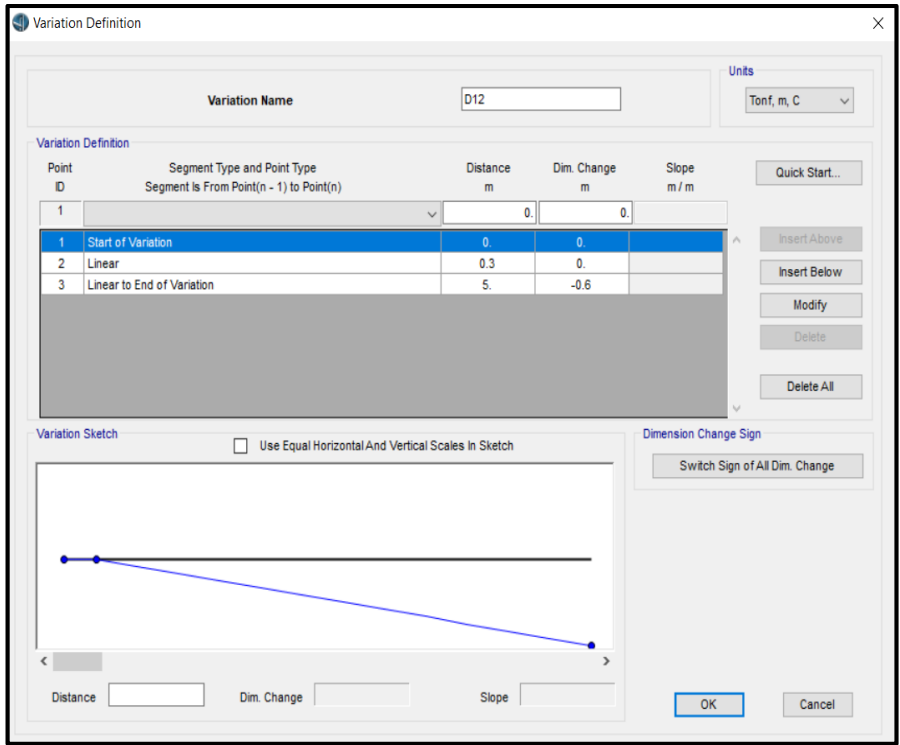
Fuente: Elaboración propia



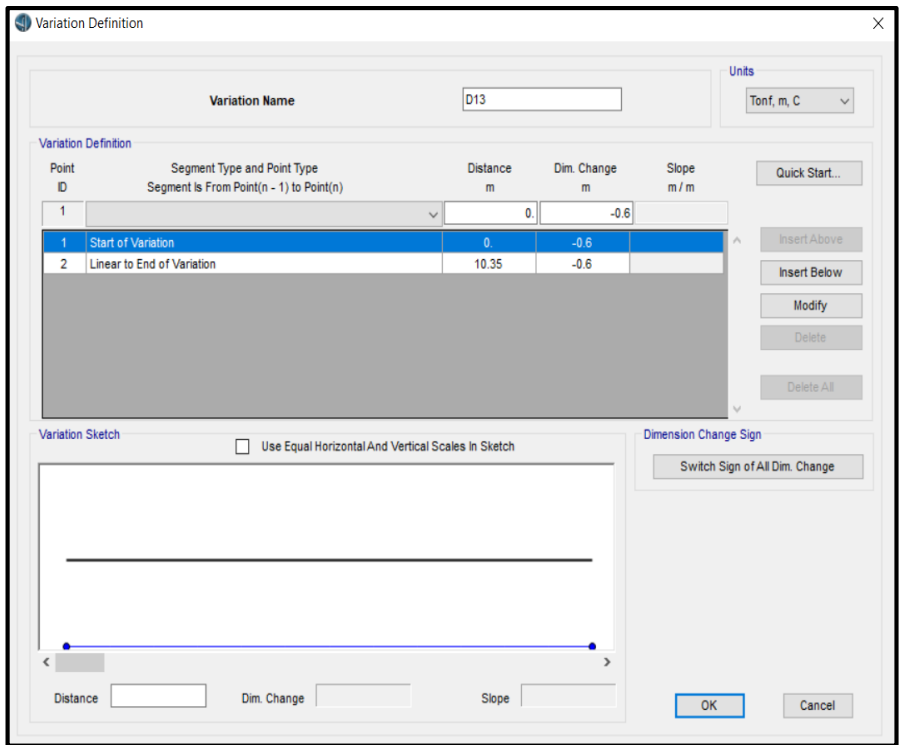
Fuente: Elaboración propia



Fuente: Elaboración propia



Fuente: Elaboración propia



Fuente: Elaboración propia

Paso 8: Se definió las condiciones de borde para los apoyos fijo y móvil.

The screenshot shows the 'Bridge Bearing Data' dialog box. The 'Bridge Bearing Name' field contains 'APOYO FIJO'. The 'Units' dropdown is set to 'Tonf, m, C'. Under 'Bridge Bearing Is Defined By:', the 'User Definition' radio button is selected. The 'User Bearing Properties' table is as follows:

DOF/Direction	Release Type	Stiffness
Translation Vertical (U1)	Fixed	
Translation Normal to Layout Line (U2)	Fixed	
Translation Along Layout Line (U3)	Fixed	
Rotation About Vertical (R1)	Free	
Rotation About Normal to Layout Line (R2)	Free	
Rotation About Layout Line (R3)	Free	

Buttons for 'OK' and 'Cancel' are visible at the bottom.

Fuente: Elaboración propia

The screenshot shows the 'Bridge Bearing Data' dialog box. The 'Bridge Bearing Name' field contains 'APOYO MOVIL'. The 'Units' dropdown is set to 'Tonf, m, C'. Under 'Bridge Bearing Is Defined By:', the 'User Definition' radio button is selected. The 'User Bearing Properties' table is as follows:

DOF/Direction	Release Type	Stiffness
Translation Vertical (U1)	Fixed	
Translation Normal to Layout Line (U2)	Fixed	
Translation Along Layout Line (U3)	Free	
Rotation About Vertical (R1)	Free	
Rotation About Normal to Layout Line (R2)	Free	
Rotation About Layout Line (R3)	Free	

Buttons for 'OK' and 'Cancel' are visible at the bottom.

Fuente: Elaboración propia

Paso 9: Se definió las propiedades de fundación para los estribos.

Bridge Abutment Data

Bridge Abutment Name: ESTRIBO

Units: Tonf, m, C

Girder Support Condition:

- Integral
- Connect to Girder Bottom Only

Substructure Type:

- Foundation Spring
- Continuous Beam (Continuously Supported)

Section Property: + []

Beam Length: []

Foundation Spring:

Foundation Spring Property: + Fixed

Note: When substructure type is grade beam, foundation spring property represents a line spring.

OK Cancel

Fuente: Elaboración propia

Paso 10: Se definió las propiedades para los pilares. Con una altura de 9 metros.

Bridge Bent Data

Bridge Bent Name: PILAR

Units: Tonf, m, C

Girder Support Condition:

- Integral
- Connect to Girder Bottom Only

Bent Data:

Cap Beam Section: + None

Cap Beam Length (for Reference): 9

Number of Columns: 1

Modify/Show Column Data...

Bent Type:

- Single Bearing Line (Continuous Superstructure)
- Double Bearing Line (Discontinuous Superstructure)

OK Cancel

Fuente: Elaboración propia

Bridge Bent Column Data

Bridge Bent Name: PILAR

Units: Tonf, m, C

Column Data

Column	Section	Distance	Height	Angle	Foundation Spring
1	PILAR	4.5	9.	0.	Fixed

Seismic Hinge Data

Column	RH Long	RH Trans	Hinge Prop. Top	Hinge Prop. Bottom
1	1.	1.	Auto	Auto

Moment Releases at Top of Column

Column	R1 Release	R2 Release	R3 Release	R1 Stiffness	R2 Stiffness	R3 Stiffness
1	Fixed	Fixed	Fixed			

OK Cancel

Fuente: Elaboración propia

Paso 11: Se definió la sección para tramo extremo del puente con vigas tipo T. Las unidades están en metros.

Define Bridge Section Data - Concrete Tee Beam

Section Data

Item	Value
General Data	
Bridge Section Name	TRAMO EXTREMO
Slab Material Property	Concreto $f_c=250\text{kgf}/\text{cm}^2$
Girder Material Property	Concreto $f_c=250\text{kgf}/\text{cm}^2$
Number of Interior Girders	2
Total Width	9.5
Total Depth	1.
Keep Girders Vertical When Superelevate? (Area & Solid Mode...)	No
Slab Thickness	
Top Slab Thickness (t1)	0.18
Fillet Horizontal Dimension Data	
f1 Horizontal Dimension	0.7
f2 Horizontal Dimension	0.7
f3 Horizontal Dimension	0.1
f4 Horizontal Dimension	0.1
Fillet Vertical Dimension Data	
f1 Vertical Dimension	0.1
f2 Vertical Dimension	0.1
f3 Vertical Dimension	0.1

OK Cancel

Fuente: Elaboración propia

Bridge Section Name: TRAMO EXTREMO Units: Tonf, m, C

Bridge Section (Double Click Picture for Larger View)

Properties

Base Material: Concreto f'c=25(

A	3.378
J	0.1429
I33	0.3058
I22	22.6888
I23	0.
AS2	1.9483
AS3	1.6603
S33(+face)	0.9151
S33(-face)	0.4593
S22(+face)	4.7766
S22(-face)	4.7766
Z33	0.8275
Z22	7.6875
r33	0.3009
r22	2.5916
Xcg	4.75
Ycg	0.6658
Xpna	4.75
Ypna	0.8157

Section Points

Shape	Point	Material	X	Y
Reference Point			4.75	1.
Insertion Point			4.75	1.
Structural Polygon 1	1	Concreto f'c=...	0.	1.
	2		9.5	1.
	3		9.5	0.85
	4		9.	0.85
	5		8.3	0.75
	6		8.3	0.72
	7		7.8	0.72
	8		7.7	0.82
	9		6.2	0.82
	10		6.1	0.72
	11		5.6	0.72

OK

Fuente: Elaboración propia

Paso 12: Se definió la sección para tramo central del puente con vigas tipo T. Las unidades están en metros.

Define Bridge Section Data - Concrete Tee Beam

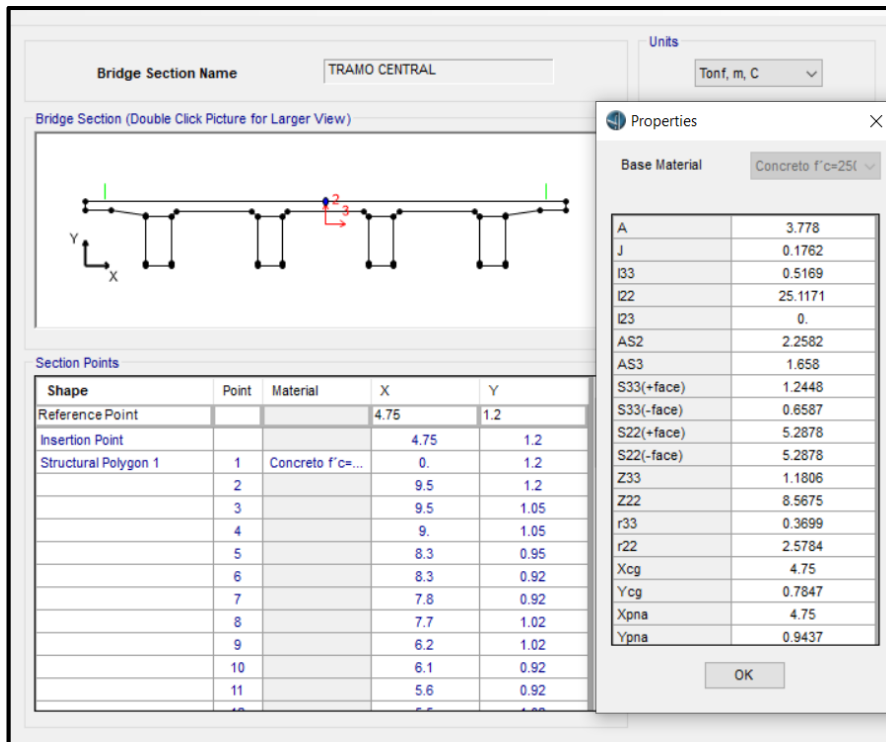
Section Data

Definition: Loads

Item	Value
General Data	
Bridge Section Name	TRAMO CENTRAL
Slab Material Property	Concreto f'c=250kg/...
Girder Material Property	Concreto f'c=250kg/...
Number of Interior Girders	2
Total Width	9.5
Total Depth	1.2
Keep Girders Vertical When Superelevate? (Area & Solid Mode...)	No
Slab Thickness	
Top Slab Thickness (t1)	0.18
Fillet Horizontal Dimension Data	
f1 Horizontal Dimension	0.7
f2 Horizontal Dimension	0.7
f3 Horizontal Dimension	0.1
f4 Horizontal Dimension	0.1
Fillet Vertical Dimension Data	
f1 Vertical Dimension	0.1
f2 Vertical Dimension	0.1
f3 Vertical Dimension	0.1

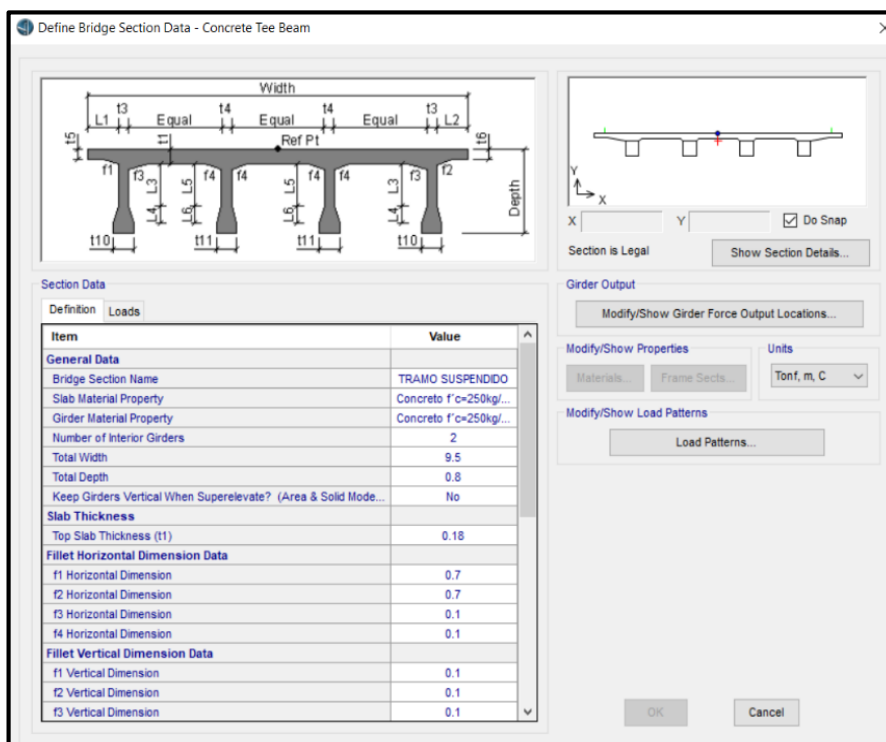
OK Cancel

Fuente: Elaboración propia

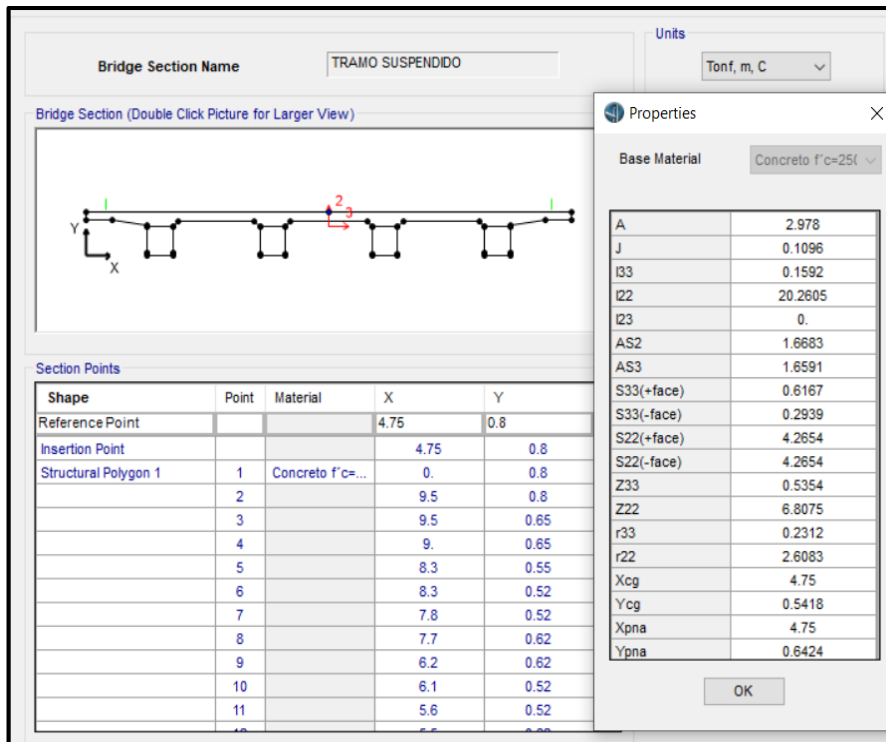


Fuente: Elaboración propia

Paso 13: Se definió la sección para tramo suspendido del puente con vigas tipo T. Las unidades están en metros.

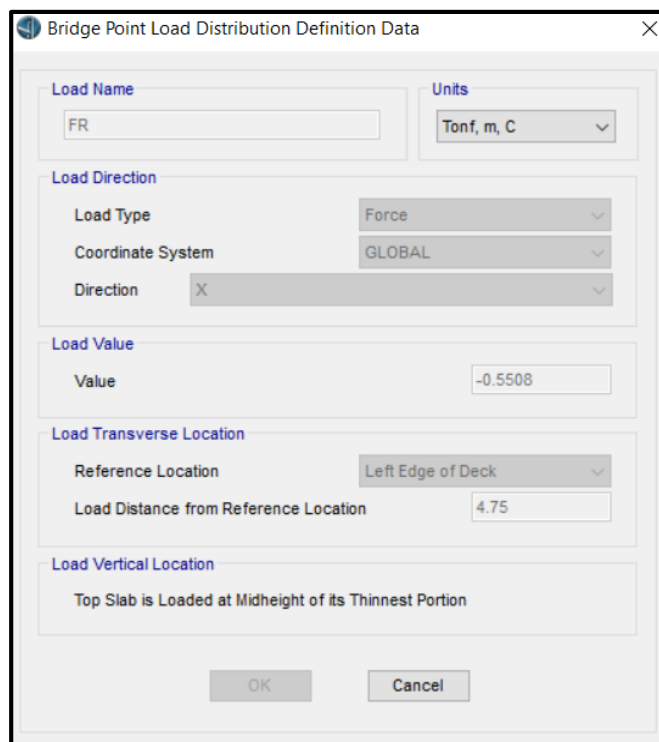


Fuente: Elaboración propia



Fuente: Elaboración propia

Paso 14: Se asignaron las cargas de fricción, fuerza de frenado, veredas, asfalto, peso de tubería y carga viva vehicular para la combinación de cargas de Eventos Extremos I según el Manual de Puentes (2018).



Fuente: Elaboración propia

Bridge Point Load Distribution Definition Data

Load Name: BR 1 Units: Tonf, m, C

Load Direction

Load Type: Force

Coordinate System: GLOBAL

Direction: X

Load Value

Value: -8.17

Load Transverse Location

Reference Location: Left Edge of Deck

Load Distance from Reference Location: 2.15

Load Vertical Location

Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

OK Cancel

Fuente: Elaboración propia

Bridge Point Load Distribution Definition Data

Load Name: BR 3 Units: Tonf, m, C

Load Direction

Load Type: Force

Coordinate System: GLOBAL

Direction: X

Load Value

Value: -8.17

Load Transverse Location

Reference Location: Left Edge of Deck

Load Distance from Reference Location: 5.55

Load Vertical Location

Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

OK Cancel

Fuente: Elaboración propia

Bridge Point Load Distribution Definition Data

Load Name: BR 4 Units: Tonf, m, C

Load Direction

Load Type: Force

Coordinate System: GLOBAL

Direction: X

Load Value

Value: -8.17

Load Transverse Location

Reference Location: Left Edge of Deck

Load Distance from Reference Location: 7.35

Load Vertical Location

Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

OK Cancel

Fuente: Elaboración propia

Bridge Line Load Distribution Definition Data

Load Name: VEREDA DERECHA Units: Tonf, m, C

Load Direction

Load Type: Force

Coordinate System: GLOBAL

Direction: Gravity

Load Value

Value: 0.3212

Load Transverse Location

Reference Location: Right Edge of Deck

Load Distance from Reference Location: 0.7

Load Vertical Location

Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

OK Cancel

Fuente: Elaboración propia

Bridge Line Load Distribution Definition Data

Load Name: VEREDA IZQUIERDA Units: Tonf, m, C

Load Direction

Load Type: Force

Coordinate System: GLOBAL

Direction: Gravity

Load Value

Value: 0.3212

Load Transverse Location

Reference Location: Left Edge of Deck

Load Distance from Reference Location: 0.7

Load Vertical Location

Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

OK Cancel

Fuente: Elaboración propia

Bridge Area Load Distribution Definition Data

Load Name: ASFALTO Units: Tonf, m, C

Load Direction

Load Type: Force

Coordinate System: GLOBAL

Direction: Gravity

Load Value

Left Edge Value: 0.1125

Right Edge Value: 0.1125

Load Transverse Location

Left Reference Location: Left Edge of Deck

Left Load Distance from Left Ref. Location: 0.734

Right Reference Location: Right Edge of Deck

Right Load Distance from Right Ref. Location: 0.766

Load Vertical Location

Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

OK Cancel

Fuente: Elaboración propia

Bridge Area Load Distribution Definition Data

Load Name: PETONAL DERECHO Units: Tonf, m, C

Load Direction

Load Type: Force

Coordinate System: GLOBAL

Direction: Gravity

Load Value

Left Edge Value: 0.366

Right Edge Value: 0.366

Load Transverse Location

Left Reference Location: Right Edge of Deck

Left Load Distance from Left Ref. Location: 0.7

Right Reference Location: Right Edge of Deck

Right Load Distance from Right Ref. Location: 0.

Load Vertical Location

Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

OK Cancel

Fuente: Elaboración propia

Bridge Line Load Distribution Definition Data

Load Name: TUBERIA Units: Tonf, m, C

Load Direction

Load Type: Force

Coordinate System: GLOBAL

Direction: Gravity

Load Value

Value: 0.0166

Load Transverse Location

Reference Location: Right Edge of Deck

Load Distance from Reference Location: 0.

Load Vertical Location

Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

OK Cancel

Fuente: Elaboración propia

Vehicle Data

Vehicle Name: HL-93K Design Type: Vehicle Live Units: Tonf, m, C

Source: AASHTO.xml Convert to User Defined Notes: Notes...

Length Effects
 Axle: None Modify/Show...
 Uniform: None Modify/Show...

Vehicle Location in Lane
 Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only
 Straddle Reduction Factor:
 Vehicle Remains Fully in Lane (In Lane Longitudinal Direction)

Usage
 Lane Negative Moments at Supports
 Interior Vertical Support Forces
 All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load
 Lane Exterior Edge: 0.3048
 Lane Interior Edge: 0.6096

Center of Gravity
 Height - Axle Loads: 0
 Height - Uniform Loads: 0

Load Plan
 Load Elevation

Modify/Show Loads
 Vertical Loading... Horizontal Loading...

OK Cancel

Carga viva de camión + carga de carril

Fuente: Elaboración propia

Vehicle Data - Vertical Loading

Loads
 Uniform Load Scale Factor: 1 Axle Load Scale Factor: 1.33

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		0.9524	Fixed Width	3.048	3.6287	Two Points	1.8288
Leading Load	Infinite		0.9524	Fixed Width	3.048	3.6287	Two Points	1.8288
Fixed Length	4.2672		0.9524	Fixed Width	3.048	14.515	Two Points	1.8288
Variable Length	4.2672	9.144	0.9524	Fixed Width	3.048	14.515	Two Points	1.8288
Trailing Load	Infinite		0.9524	Fixed Width	3.048		Two Points	

Add Insert Modify Delete

Floating Axle Loads
 For Lane Moments: Value: 0 Width Type: One Point Axle Width: 1
 For Other Responses: Value: 0 Width Type: One Point Axle Width: 1
 Floating Axle Load Scale Factor: 1
 Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments
 Ignore Vertical Loads if Horizontal Centrifugal or Braking Loads are Defined

Superelevation Effects
 Adjust Vertical Loads for Superelevation
 Axle Load Factor:
 Uniform Load Factor:

OK Cancel

Incremento por carga dinámica

Fuente: Elaboración propia

Vehicle Data

Vehicle Name: HL-93M Design Type: Vehicle Live Units: Tonf, m, C

Source: AASHTO.xml Convert to User Defined Notes: Notes...

Length Effects
 Axle: None Modify/Show...
 Uniform: None Modify/Show...

Vehicle Location in Lane
 Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only
 Straddle Reduction Factor:
 Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

Usage
 Lane Negative Moments at Supports
 Interior Vertical Support Forces
 All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load
 Lane Exterior Edge: 0.3048
 Lane Interior Edge: 0.6096

Center of Gravity
 Height - Axle Loads: 0
 Height - Uniform Loads: 0

Load Plan
 Load Elevation

Modify/Show Loads
 Vertical Loading... Horizontal Loading...

OK Cancel

Carga viva de tándem + carga de carril

Fuente: Elaboración propia

Vehicle Data - Vertical Loading

Loads

Uniform Load Scale Factor: 1 Axle Load Scale Factor: 1.33

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		0.9524	Fixed Width	3.048	11.3398	Two Points	1.8288
Leading Load	Infinite		0.9524	Fixed Width	3.048	11.3398	Two Points	1.8288
Fixed Length	1.2192		0.9524	Fixed Width	3.048	11.3398	Two Points	1.8288
Trailing Load	Infinite		0.9524	Fixed Width	3.048	3.048		

Add Insert Modify Delete

Floating Axle Loads

For Lane Moments: Value: 0 Width Type: One Point Axle Width: 1
 For Other Responses: Value: 0 Width Type: One Point Axle Width: 1
 Floating Axle Load Scale Factor: 1

Superelevation Effects
 Adjust Vertical Loads for Superelevation
 Axle Load Factor:
 Uniform Load Factor:

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments
 Ignore Vertical Loads if Horizontal Centrifugal or Braking Loads are Defined

OK Cancel

Incremento por carga dinámica

Fuente: Elaboración propia

Vehicle Data

Vehicle Name: HL-93S Design Type: Vehicle Live Units: Tonf, m, C

Source: AASHTO.xml Convert to User Defined Notes: Notes...

Length Effects
 Axle: None Modify/Show...
 Uniform: None Modify/Show...

Vehicle Location in Lane
 Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only
 Straddle Reduction Factor:
 Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

Usage
 Lane Negative Moments at Supports
 Interior Vertical Support Forces
 All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load
 Lane Exterior Edge: 0.3048
 Lane Interior Edge: 0.6096

Center of Gravity
 Height - Axle Loads: 0.
 Height - Uniform Loads: 0.

Load Plan
 Load Elevation

Modify/Show Loads
 Vertical Loading... Horizontal Loading...

OK Cancel

Carga viva caso especial + carga de carril

Fuente: Elaboración propia

Vehicle Data - Vertical Loading

Loads

Uniform Load Scale Factor: 1 Axle Load Scale Factor: 1.33

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		0.8572	Fixed Width	3.048	3.2659	Two Points	1.8288
Leading Load	infinite		0.8572	Fixed Width	3.048	3.2659	Two Points	1.8288
Fixed Length	4.2672		0.8572	Fixed Width	3.048	13.0635	Two Points	1.8288
Fixed Length	4.2672		0.8572	Fixed Width	3.048	13.0635	Two Points	1.8288
Variable Length	15.24	0. (Infinite)	0.8572	Fixed Width	3.048	3.2659	Two Points	1.8288
Fixed Length	4.2672		0.8572	Fixed Width	3.048	13.0635	Two Points	1.8288
Fixed Length	4.2672		0.8572	Fixed Width	3.048	13.0635	Two Points	1.8288
Trailing Load	Infinite		0.8572	Fixed Width	3.048	3.048	Two Points	1.8288

Add Insert Modify Delete

Floating Axle Loads
 For Lane Moments: Value: 0 Width Type: One Point Axle Width: 1
 For Other Responses: Value: 0 Width Type: One Point Axle Width: 1
 Floating Axle Load Scale Factor: 1
 Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments
 Ignore Vertical Loads if Horizontal Centrifugal or Braking Loads are Defined

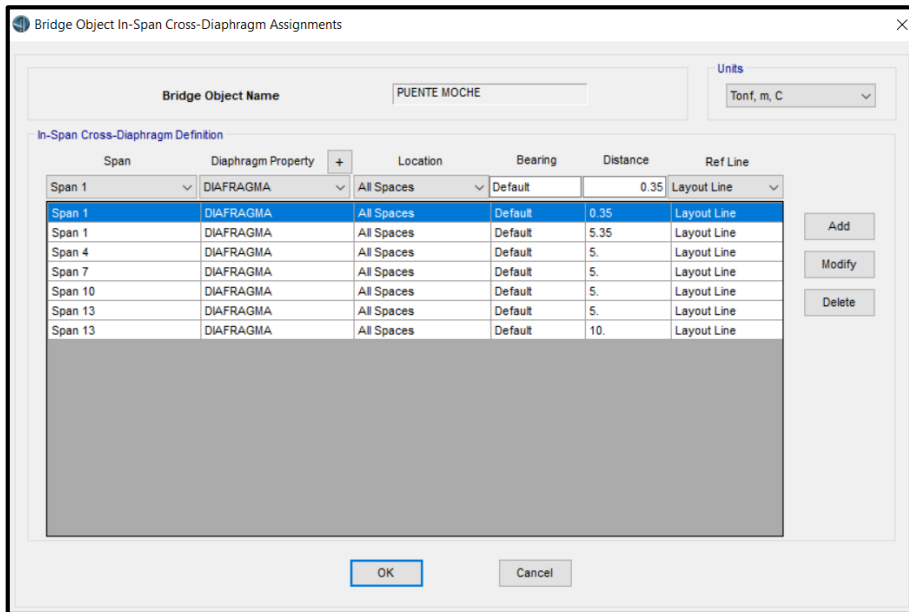
Superelevation Effects
 Adjust Vertical Loads for Superelevation
 Axle Load Factor:
 Uniform Load Factor:

OK Cancel

Incremento por carga dinámica

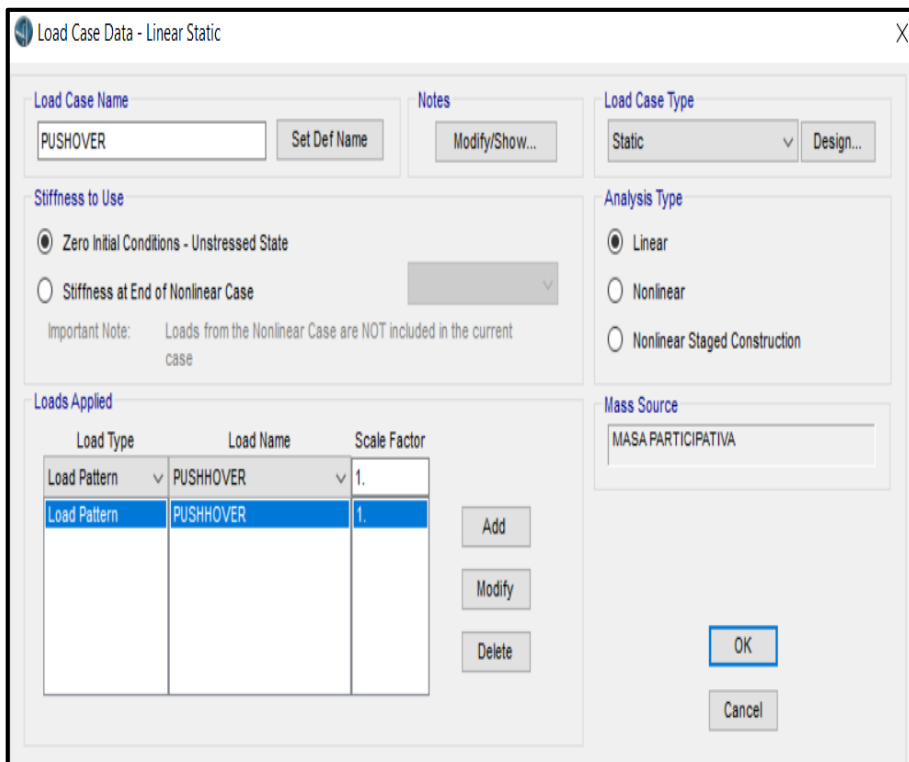
Fuente: Elaboración propia

Paso 15: Se asignaron los diafragmas a lo largo del puente Moche.



Fuente: Elaboración propia

Paso 16: Se definió una carga estática no lineal de 100 toneladas aplicada en el centro geométrico de la superestructura en la dirección transversal al eje longitudinal del puente.



Fuente: Elaboración propia

Paso 17: Se definió el caso de carga no lineal, el cual incluye todos los patrones de carga definidos para evento extremo I.

Load Case Name: CGNL

Load Case Type: Static

Initial Conditions: Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Analysis Type: Nonlinear

Geometric Nonlinearity Parameters: None

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	DC	1.
Load Pattern	PESO TUBERIA	1.
Load Pattern	DW	1.
Load Pattern	BR	1.
Load Pattern	FR	1.
Load Pattern	PL	1.
Load Pattern	CARGA HL-93	1.

Other Parameters: Load Application: Full Load; Results Saved: Final State Only; Nonlinear Parameters: Default

Fuente: Elaboración propia

Paso 18: Se definió el caso de carga que analiza el empuje lateral.

Load Case Name: PUSH

Load Case Type: Static

Initial Conditions: Continue from State at End of Nonlinear Case

Analysis Type: Nonlinear

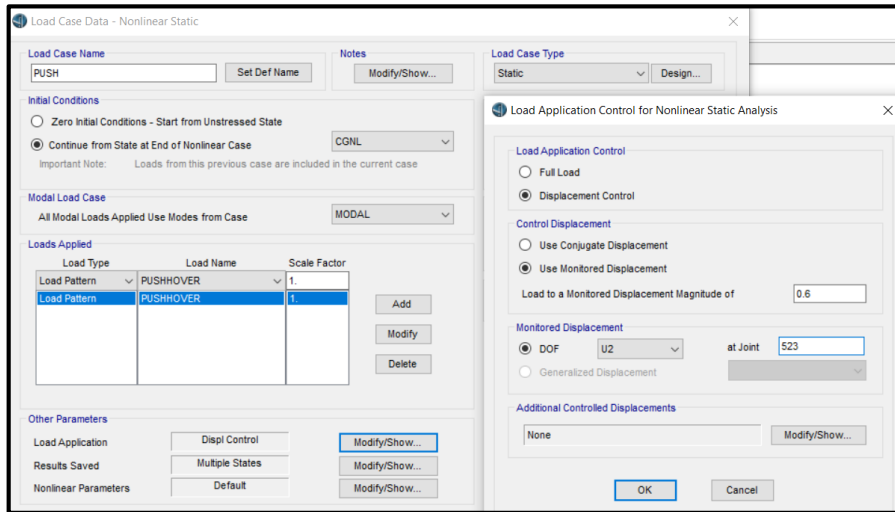
Geometric Nonlinearity Parameters: None

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	PUSHHOVER	1.
Load Pattern	PUSHHOVER	1.

Other Parameters: Load Application: Displ Control; Results Saved: Multiple States; Nonlinear Parameters: Default

Fuente: Elaboración propia

Paso 19: Se monitorea el desplazamiento en el eje de aplicación de las cargas y se determina un nodo de control.



Fuente: Elaboración propia

1. Magnificación de Desplazamiento

SD1 =	0.664	Ts =	0.603
SDS =	1.1	T* =	0.754

1.1 Dirección Transversal

T =	0.75
T*/T =	1.00545455 >1 → Requiere Magnificar
$\mu_D = 6$	Asumido por WSDT
$R_{d_Trans} =$	1.00454545

1.2 Dirección Longitudinal

T =	0.86
T*/T =	0.87684989 <1 → No Requiere Magnificar
$\mu_D = 6$	Asumido por WSDT
$R_{d_Long} =$	0

2. Demanda de Desplazamiento para Columna

Para la dirección de análisis (100EY+30EX)

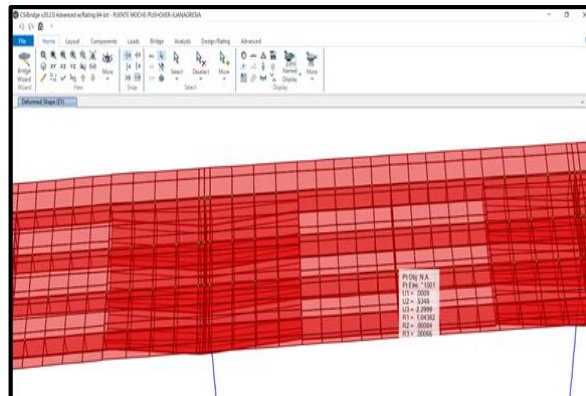
UY(Para dirección EY) =	0.54
UY(Para dirección EX) =	0.00

$$\Delta_{D_Trans}^t = 1.0 R_{d_Trans} * UY(Para dirección EY) + 0.3 R_{d_Long} * UY(Para Dirección EX)$$

$$\Delta_{D_Trans}^t = 0.54$$

Demanda de desplazamiento

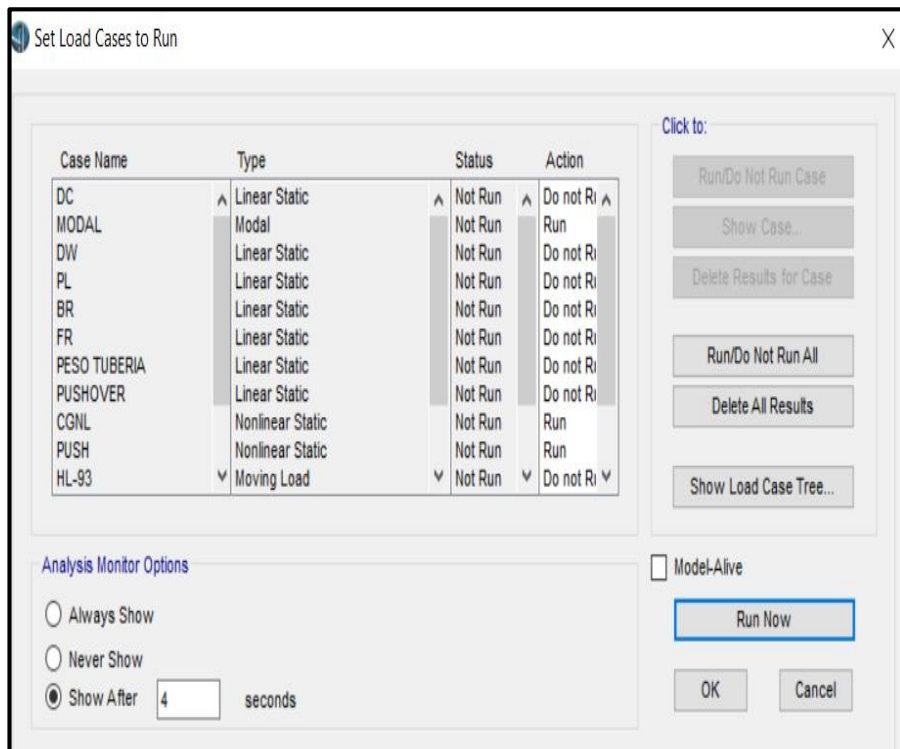
Fuente: Elaboración propia



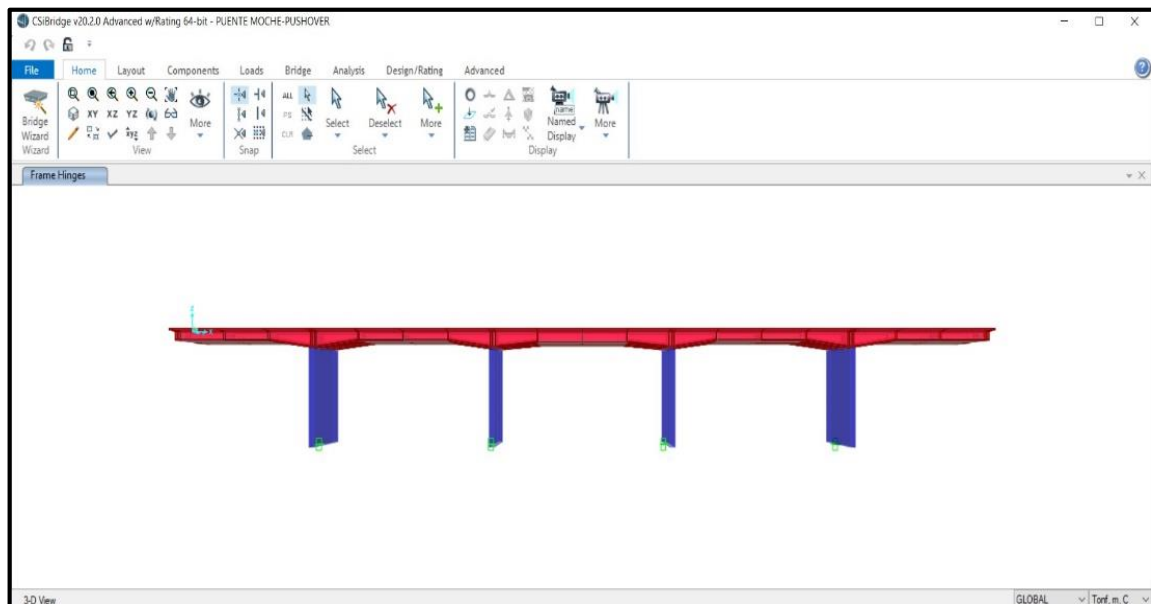
UY para la dirección EY

Fuente: Elaboración propia

Paso 20: Se selecciona las cargas no lineales actuantes en el eje Y.



Fuente: Elaboración propia



Fuente: Elaboración propia