

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE

INGENIERÍA CIVIL



TESIS

**“VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL PUENTE MALCAS –
CONDEBAMBA-CAJABAMBA-CAJAMARCA.”**

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

AUTOR:

Bach. ZAMBRANO DE LA CRUZ OLIVER

ASESOR:

Dr. Ing. MOSQUEIRA MORENO MIGUEL ANGEL

CAJAMARCA - PERÚ

2023

DEDICATORIA

A mis padres por su apoyo incondicional en cada momento de mi vida y por ser la fuente de motivación e inspiración para seguir adelante.

A mis hermanas por estar presentes en los momentos buenos y malos.

AGRADECIMIENTO

A Dios por darme las fuerzas para superar adversidades y seguir adelante.

A mi asesor, el Dr. Miguel Angel Mosqueira Moreno por su orientación y apoyo en la elaboración de la presente tesis de investigación.

ÍNDICE

	Pág.
DEDICATORIA.....	i
AGRADECIMIENTO.....	ii
ÍNDICE.....	iii
ÍNDICE DE TABLAS.....	vi
ÍNDICE DE FIGURAS.....	vii
RESUMEN.....	x
ABSTRACT.....	xi
CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	1
1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	1
1.3. HIPÓTESIS DE LA INVESTIGACIÓN.....	2
1.4. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN.....	2
1.5. ALCANCES O DELIMITACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN.....	2
1.6. LIMITACIÓN DE LA INVESTIGACION.....	3
1.7. OBJETIVOS.....	3
1.7.1. OBJETIVO GENERAL.....	3
1.7.2. OBJETIVOS ESPECIFICOS.....	3
1.8. CONTENIDO.....	3
CAPITULO II. MARCO TEORICO.....	5
2.1. ANTECEDENTES TEORICOS.....	5
2.1.1. ANTECEDENTES INTERNACIONALES.....	5
2.1.2. ANTECEDENTES NACIONALES.....	6
2.2. BASES TEÓRICAS.....	8
2.2.1. VULNERABILIDAD SÍSMICA.....	8
2.2.2. VULNERABILIDAD SISMICA EN PUENTES.....	8
2.2.3. DAÑOS EN PUENTES PRODUCIDOS POR SISMOS.....	9
2.2.3.1. Criterios de diseño.....	9
2.2.3.2. Efectos de la configuración estructural.....	10
2.2.3.3. Efectos de los desplazamientos sísmicos.....	10
2.2.3.4. Hundimiento de estribos.....	12
2.2.3.5. Fallas en vigas.....	13
2.2.3.6. Fallas en juntas.....	13
2.2.3.7. Fallas en la cimentación.....	14

2.2.3.8. Fallas en componentes de acero del puente.....	14
2.2.3.9 Fallas en la superestructura.....	15
2.2.3.10. Fallas en los accesos.	16
2.2.4. MOVIMIENTO SÍSMICO DE DISEÑO.	16
2.2.4.1. Propuesta del comité VISION 2000	17
2.2.4.2. Propuesta del ATC-40	17
2.2.5. METODOLOGÍAS PARA LA EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA	18
2.2.6. MÉTODOS DE ÍNDICE DE VULNERABILIDAD.....	19
2.2.6.1. Índice de vulnerabilidad según Rivera (2007).....	19
2.2.6.2. Índice de vulnerabilidad según Jara y Gonzales (2000).	20
2.2.7. MÉTODOS DE LOS COEFICIENTES C/D.	30
2.2.8. MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD.	32
2.2.8.1. DETERMINACIÓN DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD.	33
2.2.8.2. DETERMINACIÓN DEL ESPECTRO DE DEMANDA.	36
2.2.8.3. OBTENCIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO.....	38
2.2.9 NIVELES DE DESEMPEÑO.....	43
2.2.10. MÉTODO PUSHOVER.....	46
2.2.11. MÉTODO DEL ANALISIS TIEMPO-HISTORIA.....	47
2.3. DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS	48
2.3.1. Espectro de capacidad.	48
2.3.2. Espectro de demanda.....	48
2.3.3. Curva de capacidad.	48
2.3.4. Punto de desempeño.....	48
2.3.5. Análisis Pushover.	48
2.3.6. Aceleración Espectral.....	49
2.3.7. Representación bilineal de la curva de capacidad.....	49
2.3.8. Análisis modal espectral.....	49
2.3.9. Peligro sísmico.	49
2.3.10. Riesgo sísmico.....	49
2.3.11. Espectro de diseño.....	49
CAPITULO III. MATERIALES Y MÉTODOS	50
3.1. UBICACIÓN GEOGRÁFICA.....	50
3.2. ÉPOCA DE INVESTIGACIÓN.	50
3.3. PROCEDIMIENTO.....	50

3.3.1. DESCRIPCION DEL PUENTE MALCAS.	51
3.3.2. CARACTERISTICAS DEL PUENTE MALCAS.	52
3.3.3. MÉTODO DEL ÍNDICE DE VULNERABILIDAD.	53
3.3.4. MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD.	60
3.3.5. NIVELES DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA	88
3.4. TRATAMIENTO, ANÁLISIS DE DATOS Y PRESENTACIÓN DE RESULTADOS.	89
3.4.1. TRATAMIENTO DE DATOS.	89
3.4.1.1. Población y muestra de estudio.	89
3.4.2. ANÁLISIS DE DATOS.	89
3.4.2.1. Tipo de investigación.	89
3.4.2.2. Tipo de análisis.	89
3.4.2.3. Recolección de datos.	90
3.4.2.4. Procesamiento de datos.	90
3.4.3. PRESENTACIÓN DE RESULTADOS.	90
3.4.3.1. Método del índice de vulnerabilidad.	90
3.4.3.2. Método del espectro de capacidad.	91
3.4.3.3. Nivel de desempeño de la estructura.	96
CAPÍTULO IV. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS	98
CAPÍTULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	101
5.1. CONCLUSIONES	101
5.2. RECOMENDACIONES.	101
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	103
ANEXOS.	107

ÍNDICE DE TABLAS

	Pág.
Tabla N°1	Movimientos sísmicos de diseño 17
Tabla N°2	Valores de los índices de vulnerabilidad de 13 puentes con daños por sismos..... 21
Tabla N°3	Acciones recomendadas que deben tomarse en función al Iv..... 22
Tabla N°4	Factor de importancia y de corrección para cada tipo de puente..... 30
Tabla N°5	Valores del factor de modificación para el amortiguamiento 41
Tabla N°6	Valores mínimos requeridos para SRA y SRV 41
Tabla N°7	Niveles de daño considerados según desplazamientos de la estructura.. 44
Tabla N°8	Estados de daño para un espectro capacidad 45
Tabla N°9	Cargas del puente Malcas 59
Tabla N°10	Parámetros del diagrama esfuerzo-deformación del puente Malcas..... 62
Tabla N°11	Metrado de cargas del puente Malcas..... 67
Tabla N°12	Propuesta de categorización de puentes según el Dr. Jorge Olarte..... 70
Tabla N°13	Espectro de demanda reducido (500 años)-Primera iteración. 72
Tabla N°14	Espectro de demanda reducido (500 años)-Segunda iteración 74
Tabla N°15	Espectro de demanda reducido (1000 años)-Primera iteración 77
Tabla N°16	Espectro de demanda reducido (1000 años)-Segunda iteración 79
Tabla N°17	Espectro de demanda reducido (2500 años)-Primera iteración 82
Tabla N°18	Espectro de demanda reducido (2500 años)-Segunda iteración 84
Tabla N°19	Espectro de demanda reducido (2500 años)-Tercera iteración..... 86
Tabla N°20	Punto de cedencia y capacidad última. 88
Tabla N°21	Resultados del método de Índice de Vulnerabilidad..... 90
Tabla N°22	Valores de desplazamiento y cortante de la curva de capacidad en la dirección Y 91
Tabla N°23	Valores de desplazamientos y aceleraciones espectrales correspondientes al espectro de capacidad en la dirección Y 92
Tabla N°24	Puntos de desempeño para cada periodo de retorno 96
Tabla N°25	Tabla de aceleraciones y coeficientes para cada escenario de sismo..... 99

ÍNDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura N°1	Función de vulnerabilidad sísmica de un puente. 9
Figura N°2	Falla ocasionada por desplazamientos longitudinales excesivos..... 11
Figura N°3	Falta de apoyo debido al esviamiento del puente 11
Figura N°4	Colapso del puente Showa durante el sismo de Nigata, 1964. Falla por licuación..... 12
Figura N°5	Hundimiento y rotación de estribo..... 12
Figura N°6	Grieta a cortante en viga principal de concreto reforzado 13
Figura N°7	Falla en los nodos..... 14
Figura N°8	Falla en elementos de acero después de un sismo (Vigas principales)... 15
Figura N°9	Puente de San Francisco- Oakland..... 15
Figura N°10	Métodos de evaluación de vulnerabilidad..... 19
Figura N°11	Rigidez lateral de un pilar formado por N 25
Figura N°12	Longitud de apoyo. 25
Figura N°13	Angulo de esviamiento. 26
Figura N°14	Angulo de esviamiento en puentes curvos..... 27
Figura N°15	Esquema que ilustra el método de coeficientes para estimar el desplazamiento objetivo..... 32
Figura N°16	Curva de capacidad. 33
Figura N°17	Representación Bilineal del espectro de capacidad 35
Figura N°18	Diseño de espectro de respuesta..... 37
Figura N°19	Espectro de respuesta elástico tradicional y espectro de demanda 38
Figura N°20	Representación bilineal del espectro de capacidad..... 40
Figura N°21	Espectro de demanda reducido 42
Figura N°22	Determinación del punto de desempeño supuesto. 42
Figura N°23	Determinación del punto de desempeño final..... 43
Figura N°24	Límites de daño en el espectro de capacidad de la estructura..... 45
Figura N°25	Ubicación Geográfica del Puente Malcas. 50
Figura N°26	Puente Malcas 51
Figura N°27	Corte longitudinal del puente Malcas 52
Figura N°28	Corte transversal del puente Malcas 52
Figura N°29	Vista en planta del puente Malcas..... 54
Figura N°30	Estado de socavación del puente Malcas 55
Figura N°31	Estado de conservación de los apoyos del puente Malcas..... 55

Figura N°32	Fisura en el estribo izquierdo de del puente Malcas	56
Figura N°33	Estado actual de las vigas metálicas del puente Malcas	57
Figura N°34	Modelo de Hognestad del concreto.....	60
Figura N°35	Modelo de esfuerzo-deformación Hognestad del concreto.....	61
Figura N°36	Modelo esfuerzo-deformación Elastoplástico para el acero	61
Figura N°37	Modelo esfuerzo-deformación Elastoplástico del acero para el puente Malcas	62
Figura N°38	Distribución de cargas (barandas y asfalto)	63
Figura N°39	Asignación de cargas móvil HL-93 en Csi Bridge v24.	64
Figura N°40	Tres primeros modos de vibración y frecuencias del puente Malcas.	65
Figura N°41	Tabla de coeficiente de masa modal obtenido con el Csi Bridge, se considera la dirección Y en el modo 2 (transversal).....	65
Figura N°42	Tabla de factor de participación modal obtenido con el Csi Bridge, se considera la dirección Y en el modo 2 (transversal).....	66
Figura N°43	Asignación de rotulas plásticas en estribos (Columna-placa).....	68
Figura N°44	Asignación de rotulas plásticas en vigas.....	68
Figura N°45	Rótulas plásticas asignadas en la dirección transversal al puente Malcas.	69
Figura N°46	Aplicación de carga horizontal en la dirección Y (transversal).....	69
Figura N°47	Obtención del punto de desempeño de prueba con el espectro de demanda de 500 años	71
Figura N°48	Obtención del punto de desempeño luego de la primera iteración con el espectro de demanda reducido 500 años.....	73
Figura N°49	Obtención del punto de desempeño luego de la segunda iteración con el espectro de demanda reducido 500 años.....	75
Figura N°50	Obtención del punto de desempeño de prueba con el espectro de demanda de 1000 años	76
Figura N°51	Obtención del punto de desempeño luego de la primera iteración con el espectro de demanda reducido 1000 años.....	78
Figura N°52	Obtención del punto de desempeño luego de la segunda iteración con el espectro de demanda reducido 1000 años.....	80
Figura N°53	Obtención del punto de desempeño de prueba con el espectro de demanda de 2500 años	81
Figura N°54	Obtención del punto de desempeño luego de la primera iteración con el espectro de demanda reducido 2500 años.....	83
Figura N°55	Obtención del punto de desempeño luego de la segunda iteración con el espectro de demanda reducido 2500 años.....	85
Figura N°56	Obtención del punto de desempeño luego de la tercera iteración con el espectro de demanda reducido 2500 años.....	87

Figura N°57	Niveles de desempeño para el puente Malcas.....	89
Figura N°58	Curva de capacidad del puente Malcas (Eje transversal).....	91
Figura N°59	Espectro de capacidad del puente Malcas en dirección Y.....	92
Figura N°60	Espectro de respuesta para un periodo de retorno de 500 años.	93
Figura N°61	Espectro de respuesta para un periodo de retorno de 1000 años.	93
Figura N°62	Espectro de respuesta para un periodo de retorno de 2500 años.	94
Figura N°63	Espectro de demanda para un periodo de retorno de 500 años.....	94
Figura N°64	Espectro de demanda para un periodo de retorno de 1000 años.....	95
Figura N°65	Espectro de demanda para un periodo de retorno de 2500 años.....	95
Figura N°66	Nivel de desempeño del puente Malcas para un escenario de sismo de 500 años de periodo de retorno.....	96
Figura N°67	Nivel de desempeño del puente Malcas para un escenario de sismo de 1000 años de periodo de retorno.....	97
Figura N°68	Nivel de desempeño del puente Malcas para un escenario de sismo de 2500 años de periodo de retorno.....	97
Figura N°69	Representación bilineal de la curva de capacidad del puente Malcas en la dirección transversal del puente Malcas (eje Y).....	98

RESUMEN

La presente investigación tiene como propósito determinar la vulnerabilidad sísmica del Puente Malcas mediante dos métodos, el método de índice de vulnerabilidad y el método de espectro capacidad, considerando varios escenarios de sismo. Para llevar a cabo el método del índice de vulnerabilidad, se realizó una inspección visual técnica del puente donde se evalúan nueve parámetros, Luego, se asignó un coeficiente a cada parámetro evaluado y, a partir de estos coeficientes, se calculó el índice de vulnerabilidad del puente. Para el método de espectro de capacidad se determinó el punto de desempeño de la estructura frente a 3 escenarios de sismo. Para lograrlo, se utilizó el software CSI Bridge en su versión 24.1.0 para modelar la estructura del Puente Malcas. Luego, a través de un análisis estático no lineal (Pushover), se obtuvo la curva de Capacidad de la estructura. Después se generaron tres tipos de espectro de demanda sísmica y se determinó el nivel de desempeño sísmico para cada uno de ellos. Finalmente, se ubicó cada nivel de desempeño calculado entre los cuatro límites de daño definidos en base al espectro de capacidad bilinealizado, que representan los siguientes niveles de daño: leve, moderado, severo y colapso. Finalmente, los resultados de esta investigación concluyen que frente a un sismo raro, muy raro y catastrófico (500, 1000 y 2500 años de periodo de retorno), el puente Malcas presenta daños de nivel moderado, lo que significa que hay daño estructural leve y no estructural moderado.

Palabras clave: *Vulnerabilidad Sísmica, punto de desempeño de la estructura, espectro de capacidad, análisis estático no lineal, demanda sísmica.*

ABSTRACT

The purpose of this research is to determine the seismic vulnerability of the Malcas Bridge using two methods, the vulnerability index method and the capacity spectrum method, considering various seismic scenarios. To carry out the vulnerability index method, a technical visual inspection of the bridge was performed, evaluating nine parameters. Then, a coefficient was assigned to each evaluated parameter and, based on these coefficients, the vulnerability index of the bridge was calculated. For the capacity spectrum method, the performance point of the structure was determined against three seismic scenarios. To achieve this, the CSI Bridge software version 24.1.0 was used to model the Malcas Bridge structure. Then, through a non-linear static analysis (Pushover), the Capacity curve of the structure was obtained. Afterwards, three types of seismic demand spectra were generated and the seismic performance level for each one was determined. Finally, each calculated performance level was placed between the four damage limits defined based on the bilinearized capacity spectrum, which represent the following damage levels: slight, moderate, severe, and collapse. Ultimately, the results of this research conclude that against a rare, very rare, and catastrophic seismic event (500, 1000, and 2500 years return period), the Malcas Bridge presents moderate level damage, which means that there is slight structural damage and moderate non-structural damage.

Keywords: *Seismic Vulnerability, performance point of the structure, capacity spectrum, nonlinear static analysis, seismic demand.*

CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN

1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.

Los puentes son estructuras muy esenciales para la comunicación entre dos puntos, de tal manera que garantice la transitabilidad de vehículos y así mejorar la conexiones entre ciudades, pueblos, etc. Por lo tanto, una falla en las estructuras del puente ante eventos sísmicos podría generar un aislamiento total de las ciudades, así como generar grandes pérdidas ya sean vitales o económicas. Esto es el caso de muchas regiones del Perú que tiene una elevada vulnerabilidad sísmica, generando entre otras cosas que los puentes sean lo componentes más vulnerables de los sistemas de transporte.

Por estos imprevistos, algunos países han empezado a desarrollar conceptos y criterios de diseño en cuanto al análisis no lineal de los puentes, esto a fin de lograr un adecuado desempeño durante sismos de gran magnitud ya que, en años anteriores, para aplicar un análisis no lineal a un puente, la forma más común era resolver un modelo lineal equivalente con propiedades linealizadas equivalentes, por lo que el nivel de conservatismo era desconocido. Actualmente, se conocen diferentes métodos de análisis no lineal, entre ellos el análisis estático no lineal (pushover) que sirve para determinar el comportamiento real de la estructura ante sismos.

Según la Norma E 030, el puente Malcas se encuentra ubicado en la zona sísmica 3 y a la vez forma parte de una importante red vial (PE 03N) que conecta tres provincias (Cajamarca-Cajabamba y San Marcos-Cajabamba), por ello es crucial evaluar su capacidad para resistir posibles sismos de gran magnitud. Sin embargo, en el Perú no existen normas ni procedimientos estandarizados para realizar un análisis no lineal de estructuras de puentes, a diferencia de las edificaciones, que han recibido mayor atención en materia de análisis sísmico; ante esta situación, resulta fundamental conocer la vulnerabilidad sísmica de puentes como es el Puente Malcas, a fin de determinar su grado de vulnerabilidad ante eventos sísmicos (raros, muy raro y catastrófico). Solo así se podrán tomar medidas preventivas y correctivas para garantizar la seguridad y el bienestar de la población que depende de esta importante vía de comunicación.

1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.

¿Cuál es la vulnerabilidad sísmica del puente Malcas del Distrito de Condebamba, Cajabamba – Cajamarca?

1.3. HIPÓTESIS DE LA INVESTIGACIÓN.

La vulnerabilidad sísmica del puente Malcas, Condebamba, Cajabamba – Cajamarca es alta debido a la ocurrencia de diferentes eventos sísmicos (raro, muy raro y catastrófico).

1.4. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN.

La importancia de realizar esta investigación radica en la necesidad de evaluar la vulnerabilidad sísmica del puente Malcas y determinar su nivel de desempeño ante eventos sísmicos. Esto permitirá a las autoridades competentes proponer alternativas de rehabilitación y reforzamiento en las estructuras del puente, a fin de evitar que quede inoperativo, lo que podría generar pérdidas económicas y el aislamiento total de la provincia de Cajabamba con las provincias de San Marcos y Cajamarca. Además, es fundamental conocer la vulnerabilidad del puente Malcas para garantizar la seguridad y el bienestar de la población que depende de esta importante vía de comunicación.

Así mismo, esta investigación busca llenar un vacío en la normativa y los procedimientos de evaluación de la vulnerabilidad sísmica de los puentes en Perú, ya que actualmente no existe una normativa clara para la realización de análisis no lineales en puentes, lo que ha generado una preocupación creciente sobre la vulnerabilidad sísmica de estas infraestructuras. Por ello el estudio del puente Malcas permitirá obtener información valiosa que contribuirá a mejorar la normativa de diseño y evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes en el país.

1.5. ALCANCES O DELIMITACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN.

Esta investigación se enfoca a evaluar la vulnerabilidad sísmica de puentes, específicamente de un puente compuesto continuo. Para este propósito, se tomará como modelo el puente Malcas, ubicado en el centro poblado de Malcas distrito de Condebamba, Provincia de Cajabamba y Departamento de Cajamarca en la zona sísmica 3.

El puente Malcas consta de un solo tramo de 42.60m de longitud total, de sección compuesta, con vigas principales de acero más una losa de concreto. El puente se ha diseñado de acuerdo a las norma como las especificaciones estándar para puentes AASHTO (1934), las especificaciones para diseño de puentes AASHTO LRFD (2004-2007) y el Manual de diseño de puentes MTC (2003).

En este estudio, se utilizarán las normas más actuales en diseño de puentes, incluyendo ASHTO LRFD 2014, ATC 40, FEMA 273 y el Manual de Puentes MTC-2018. Los resultados de esta investigación se limitarán a la superestructura, mientras que las propiedades del concreto y acero se tomarán del expediente técnico para el modelado del puente en el software Csi Bridge.

1.6. LIMITACIÓN DE LA INVESTIGACION.

Los estudios de vulnerabilidad sísmica en el Perú han prestado mayor atención a la evaluación de edificaciones, mientras que la investigación sobre el desempeño sísmico de puentes en el rango inelástico (Análisis estático no lineal) ha sido insuficientemente considerada. Para remediar esta situación, se han adoptado normativas internacionales, como ATC-40 y FEMA 273, con el objetivo de brindar una evaluación más exhaustiva y rigurosa de la vulnerabilidad sísmica de los puentes en el Perú.

1.7. OBJETIVOS.

1.7.1. OBJETIVO GENERAL.

Determinar la vulnerabilidad sísmica del puente Malcas.

1.7.2. OBJETIVOS ESPECIFICOS.

- ✓ Determinar el índice de vulnerabilidad sísmica del puente Malcas mediante el método del índice de vulnerabilidad.
- ✓ Realizar la evaluación del puente Malcas, mediante el método del espectro de capacidad, con el objetivo de obtener el punto de desempeño ante distintos escenarios de sismo.

1.8. CONTENIDO.

Capítulo I. Introducción: Este capítulo contiene el planteamiento del problema, la formulación del problema, la hipótesis, la justificación, alcances, delimitaciones y objetivos de la investigación.

Capítulo II. Marco Teórico: En este capítulo se realiza una revisión exhaustiva del conocimiento existente sobre el tema de interés, que incluye tanto antecedentes internacionales como nacionales relacionados con la investigación. Además, se presentan las bases teóricas esenciales que sustentan la tesis y se definen algunos términos clave en forma de glosario, con el objetivo de facilitar la comprensión del contenido al lector.

Capítulo III. Materiales y Métodos: En este capítulo se proporciona información acerca de la ubicación y la fecha en que se llevó a cabo la investigación, y se describe detalladamente el proceso que se siguió, incluyendo el tratamiento y análisis de los datos recopilados, así como la presentación de los resultados obtenidos.

Capítulo IV. Análisis y Discusión de Resultados: En este capítulo se lleva a cabo el análisis y la discusión de los resultados obtenidos a la luz de los objetivos de la investigación previamente planteados.

Capítulo V. Conclusiones y Recomendaciones: En este capítulo se presentan las principales conclusiones derivadas de los resultados obtenidos en la investigación. Además, se plantean recomendaciones afines al tema.

CAPITULO II. MARCO TEORICO

2.1. ANTECEDENTES TEORICOS.

2.1.1. ANTECEDENTES INTERNACIONALES.

Carrillo y Villabona (2015), en su artículo titulado: “EVALUACIÓN SÍSMICA PARA PUENTES CONTINUOS EN COLOMBIA APLICANDO EL MÉTODO NO-LINEAL ESTÁTICO ‘PUSHOVER” menciona que: Existe una bibliografía relacionada con la metodología “Pushover” para el diseño de puentes continuos. Además, expone los parámetros para la aplicación de los métodos de análisis estático no lineal o análisis Pushover, tomados de las normas internacionales ATC40 y FEMA 356. Finalmente, con base en la información extraída, se analiza la respuesta de un puente viga-cajón, tipo pórtico, y subestructura variable. Para modelar la estructura se usó el programa de análisis estructural MIDAS, como software de diseño. Los resultados definen un rango de capacidades, donde podría estar la capacidad real del puente “Gómez Ortiz”. Al final, se comparan los resultados de los modelos de pilas con sección transversal mínima (crítica), ponderada y máxima con un modelo discretizado de pilas variables.

Alejandro (2017), en su tesis doctoral titulado: “CARACTERIZACIÓN Y EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE PUENTES”, tuvo como objetivo proponer un nuevo método de evaluación de vulnerabilidad sísmica de puentes, que incluye conceptos recientemente incorporados en ingeniería sísmica. Para determinar las demandas sísmicas del puente, se emplea un método analítico aproximado basado en el análisis tiempo historia. Se incorpora un procedimiento de selección de acelerogramas, para obtener un conjunto de registros y desarrollar análisis dinámicos. Los resultados del procedimiento propuesto en esta tesis, comparados con los de otros trabajos similares, muestran las capacidades de un método superior. La eficiencia es probada a través de una serie de ejemplos, en los que se compara la velocidad de análisis y la precisión del cálculo.

Zapata (2019), en su tesis titulada: “RESPUESTA INELÁSTICA DE LAS COLUMNAS DE UN PUENTE SEGMENTAL UTILIZANDO UN ANÁLISIS PUSHOVER Y UN ANÁLISIS DINÁMICO NO-LINEAL INCREMENTAL” evaluó la respuesta inelástica de las columnas de un puente segmental con cinco carriles en una zona de alto riesgo sísmico. Utilizó un análisis pushover y un análisis dinámico no-lineal incremental para demostrar que las columnas tienen una reserva de aproximadamente 1.77 veces su ductilidad estimada en el diseño del puente en el sentido transversal. En el sentido

longitudinal, los resultados mostraron igualdad entre el cortante sísmico en la base del análisis y el calculado en el diseño elástico. Este tipo de estudios permite revisar detalladamente la respuesta asumida en la etapa de diseño de puentes para detectar posibles errores.

Amaya (2020), en su tesis de maestría titulada: “VULNERABILIDAD SÍSMICA DE PUENTES ESVIADOS CONSIDERANDO EFECTOS DEL ÁNGULO DE ESVAJE Y LA GEOMETRÍA DEL TABLERO” tiene como objetivo principal estudiar la influencia del ángulo de esviaje en la resistencia sísmica de los puentes. Se analiza también si el esviaje afecta de la misma manera a puentes con diferentes geometrías de tablero. Se utilizaron modelos numéricos de tres puentes chilenos existentes con diferentes relaciones de aspecto de tablero, a los que se les aumentó el ángulo de esviaje. Los resultados muestran que, al aumentar el ángulo de esviaje, tanto los desplazamientos como las rotaciones de la superestructura aumentan y esto es similar en los tres casos de estudio. La vulnerabilidad sísmica aumenta con el ángulo de esviaje y es independiente de la relación de aspecto del tablero. La normativa para desplazamientos excesivos solo ofrece un indicativo aproximado de la vulnerabilidad sísmica.

2.1.2. ANTECEDENTES NACIONALES.

Chancha (2018) en su tesis titulada: “EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL MEDIANTE PROCEDIMIENTO NO LINEALES EN PUENTES DE CONCRETO REFORZADO” evaluó el desempeño estructural de puentes de concreto reforzado mediante un análisis no lineal. La metodología propuesta combina el análisis Pushover, que incrementa la carga estructural según un patrón predefinido, y el análisis de la historia del tiempo no lineal, que examina la degradación de la resistencia de diferentes elementos del puente. La metodología se aplicó al puente Asillo con 60m de longitud y dos pilares intermedios de 5.40m de altura, modelado con Csi Bridge v20.1. Esta técnica permite una evaluación más precisa de tensiones, esfuerzos, deformaciones y desplazamientos en componentes críticos, lo que a su vez ayuda a estimar la capacidad y ductilidad global del puente.

Tacas (2018) en su tesis titulada: “VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL PUENTE PRIMAVERA” tuvo como objetivo determinar la vulnerabilidad sísmica del Puente Primavera y su nivel de desempeño en distintos escenarios de sismo. Para determinar la vulnerabilidad, se llevó a cabo una inspección técnica del puente, tomando como base un

estudio previo realizado por Olarte (2015) junto con el Instituto de Investigación de la Facultad de Ingeniería Civil (IIFIC-UNI). Posteriormente, se utilizó el método de espectro de capacidad para determinar el nivel de desempeño de la estructura. Se creó un modelo numérico en el software SAP 2000 y se realizó un análisis estático no lineal (pushover) para obtener la curva de capacidad de la estructura. Se definieron tres tipos de espectros de demanda sísmica y se calculó el nivel de desempeño para cada uno de ellos. Finalmente, se establecieron los límites de desempeño y daño de la estructura para poder correlacionar los niveles de desempeño calculados con el daño esperado en el Puente Primavera.

Estela (2018) en su tesis titulada: “EFECTO DEL CÁLCULO DE CURVAS DE FRAGILIDAD PARA LA EVALUACIÓN DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL PUENTE CARRETERO SÁNCHEZ CERRO – PIURA – 2018” concluye que: Los daños que se presentan en la estructura de un puente se deben a la combinación de muchos factores, aunque en muchas ocasiones pueden corresponder al comportamiento de las mismas tipologías estructurales y a sus condiciones actuales en el momento del sismo. Por ello, se plantea la necesidad de evaluar puentes existentes, para lo cual existe una diversidad de métodos, específicamente para obtener su vulnerabilidad ante sismos. Las variables que intervienen en la evaluación sísmica no son valores deterministas sino más bien variables aleatorias por lo tanto se propone que la evaluación de vulnerabilidad sísmica estructural se pueda dar mediante el desempeño probabilista basado en simulaciones utilizando las curvas de fragilidad de una tipología estructural de puentes, representativa de la zona norte del Perú.

Suarez (2019) en su tesis titulada: “EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL PUENTE MOCHE MEDIANTE CURVAS DE FRAGILIDAD, TRUJILLO 2019” tuvo como objetivo evaluar la vulnerabilidad sísmica del Puente Moche en Trujillo mediante curvas de fragilidad para determinar el riesgo sísmico actual. Se usaron herramientas de modelado y se evaluó el puente en base a normas ASCE 41-13 y ATC-40 a través de análisis estático no lineal y análisis dinámico no lineal. Los resultados indicaron que el Puente Moche no cumple con las verificaciones actuales y que es altamente vulnerable ante eventos sísmicos, requiriendo una reconstrucción o la construcción de un nuevo puente.

2.2. BASES TEÓRICAS.

2.2.1. VULNERABILIDAD SÍSMICA

La vulnerabilidad sísmica se refiere a la capacidad de un sistema estructural para resistir los efectos de un evento sísmico y mantener su funcionamiento e integridad estructural después de su ocurrencia. (Kappos & Karavasilis, 2017, p. 289).

Además, Reiter et al (2015, p. 979) dice que: La vulnerabilidad sísmica es la probabilidad de que una estructura sufra daños en un evento sísmico determinado, y está determinada por la combinación de la intensidad de la acción sísmica y la capacidad resistente de la estructura.

2.2.2. VULNERABILIDAD SISMICA EN PUENTES

La vulnerabilidad sísmica en puentes es una medida de la capacidad de un puente para resistir el impacto de un evento sísmico y mantener su capacidad funcional después de dicho evento. La vulnerabilidad sísmica de un puente está determinada por una combinación de factores, incluyendo la geometría y materiales del puente, la intensidad y dirección de las fuerzas sísmicas, y la resistencia y rigidez de los componentes estructurales y de las conexiones. La evaluación de la vulnerabilidad sísmica de los puentes es un proceso clave para garantizar la seguridad y continuidad del tráfico vehicular durante y después de un evento sísmico (Crisafulli, 2015, p. 833-857)

La identificación y evaluación de la vulnerabilidad sísmica de los puentes es una tarea crítica en la planificación de la mitigación de desastres y la gestión de emergencias. Esto implica la recopilación y análisis de datos sobre la geometría y materiales del puente, así como la evaluación de su capacidad para resistir la intensidad y dirección esperada de las fuerzas sísmicas. Además, es necesario tener en cuenta el impacto de los factores ambientales, como la ubicación geográfica y las características geológicas del terreno, en la vulnerabilidad sísmica del puente (Ver Figura N°1).

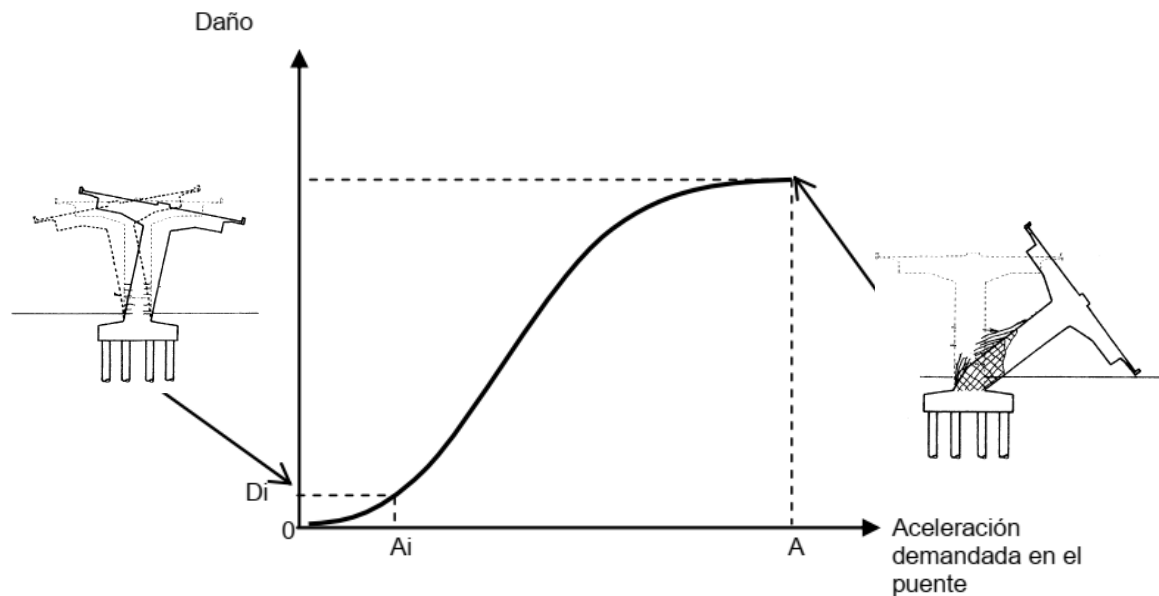


Figura N°1 Función de vulnerabilidad sísmica de un puente.

Fuente: Rivera, 2007.

2.2.3. DAÑOS EN PUENTES PRODUCIDOS POR SISMOS

2.2.3.1. Criterios de diseño.

La mayor parte de los daños sufridos por los puentes durante los terremotos recientes son el resultado del enfoque utilizado en su diseño. Antes de 1970, se adoptaba un criterio elástico que consideraba niveles relativamente bajos de tensiones permitidas, que corresponden a fuerzas sísmicas reducidas en comparación con las fuerzas reales generadas por una estructura con un comportamiento elástico (Landa, 2006, p. 4).

Y según Landa (2006, p. 4), las consecuencias de un diseño elástico son:

- ❖ La subestimación de los desplazamientos sísmicos se debe a la utilización de la rigidez de la sección completa en lugar de la rigidez agrietada.
- ❖ El método que se utiliza para calcular la combinación de cargas gravitacionales y fuerza sísmica durante el diseño es erróneo. Los diagramas de momentos que resultan de la combinación de estas cargas tienen diferentes magnitudes y formas. La ubicación de los puntos más críticos y los cambios de curvatura no reflejan la situación real en la estructura.
- ❖ El criterio utilizado en el diseño de los puentes antes de 1970, conocido como criterio elástico, no considera acciones estructurales fuera del límite elástico, tales como la ductilidad y el diseño basado en la capacidad. Esto resulta en errores en la ubicación de las conexiones y una resistencia insuficiente a la cortante, lo que puede provocar una falla súbita.

2.2.3.2. Efectos de la configuración estructural.

La configuración estructural de un puente es un indicador de vulnerabilidad, por lo que se señala que algunos puentes tienen mayor probabilidad de presentar daños y según Landa (2006, p. 5) son:

- ❖ En situaciones donde la demanda de deformación es demasiado alta en elementos frágiles (pilares, y vigas principales del puente).
- ❖ Aquellos con una estructura compleja en su configuración.
- ❖ Aquellos que no tienen la capacidad necesaria para soportar fallas locales sin llegar al colapso.

Una irregularidad común en los puentes es la diferencia en la altura de sus pilares. Esto hace que la demanda de deformación en cada pilar sea distinta, lo que provoca una mayor deformación en el pilar más bajo, lo que puede ocasionar su falla en muchos casos debido a su fragilidad. Esta desviación suele ser más común en puentes de gran longitud y con varios espacios.

Otro desafío en los puentes de gran longitud es la variabilidad en el movimiento del terreno, es decir, cada pilar experimenta movimientos diferentes debido a que las ondas sísmicas tardan en viajar de un apoyo a otro. Esto puede resultar en una pilar moviéndose en una dirección mientras la otra se mueve en la dirección opuesta. (Tacas, 2018, p. 19)

2.2.3.3. Efectos de los desplazamientos sísmicos.

Según Tacas (2018, p. 19), los desplazamientos sísmicos pueden generar las siguientes fallas.

- ❖ *Falla del tablero por pérdida de apoyo.* En ocasiones, la longitud del puente y el ancho de su soporte no coinciden, lo que provoca desplazamientos a lo largo del puente y, como resultado, la destrucción de las juntas y la caída del tablero (Figura N°2). Se ha notado que los puentes inclinados tienen mayores desplazamientos que los puentes rectos. Además, cuando un puente inclinado choca contra sus estribos, puede girar en relación al eje vertical (Figura N°3) y, si la rotación es significativa y la longitud de apoyo es limitada, las esquinas afiladas del tablero pueden quedar sin soporte y, por lo tanto, colapsar. (Landa, 2006, p. 5)



Figura N°2 Falla ocasionada por desplazamientos longitudinales excesivos
Fuente: Landa, 2006.

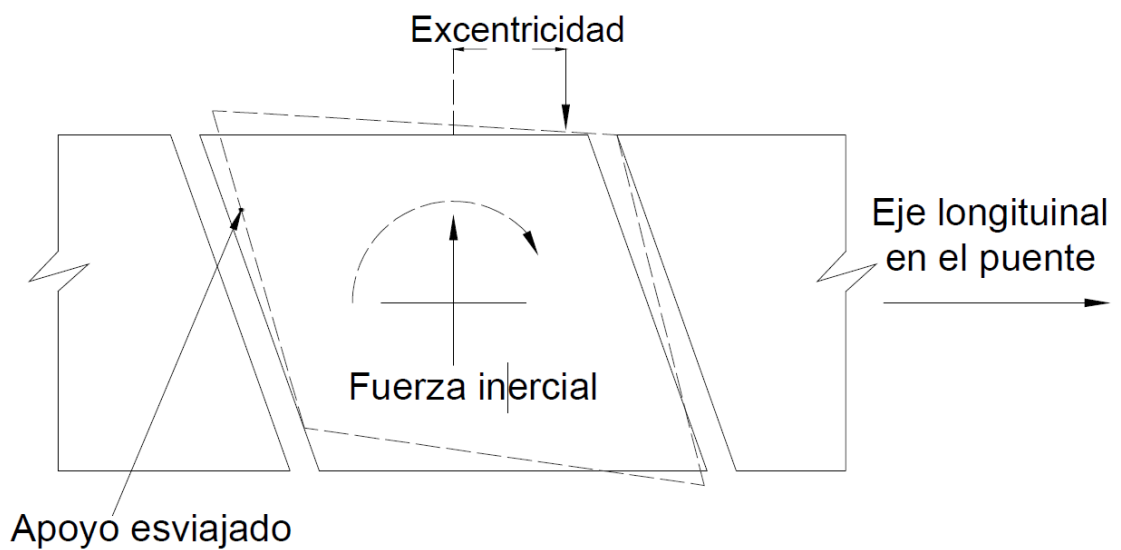


Figura N°3 Falta de apoyo debido al esviamiento del puente
Fuente: Priestley et al, 1996.

❖ *Amplificación de los desplazamientos causados por los efectos del suelo.*

Se ha observado un aumento en las vibraciones de un puente cuando está construido sobre suelos débiles. Además, cuando la licuación ocurre, la resistencia de los pilares se reduce y se producen desplazamientos más grandes tanto horizontales como verticales en los pilares o estribos, como se ilustra en la figura N°04. (Landa, 2006, p. 6)



Figura N°4 Colapso del puente Showa durante el sismo de Nigata, 1964. Falla por licuación
Fuente: Alvaque, 2011.

2.2.3.4. Hundimiento de estribos.

El hundimiento de los estribos y la rotación de los mismos pueden ser causados por suelos blandos y rellenos insuficientemente consolidados. La aceleración sísmica y el impacto del puente con el estribo aumentan las presiones en los estribos, lo que resulta en un aumento de la presión lateral. Si el relleno no se compacta adecuadamente detrás del estribo, se produce un hundimiento en la parte inferior del estribo hacia el suelo. Si la separación no es suficiente y la parte superior del estribo entra en contacto con la superestructura, esto provoca una rotación en el estribo, lo que resulta en daños en el respaldo del estribo y en la pila que lo soporta (Tacas, 2018, p. 21).

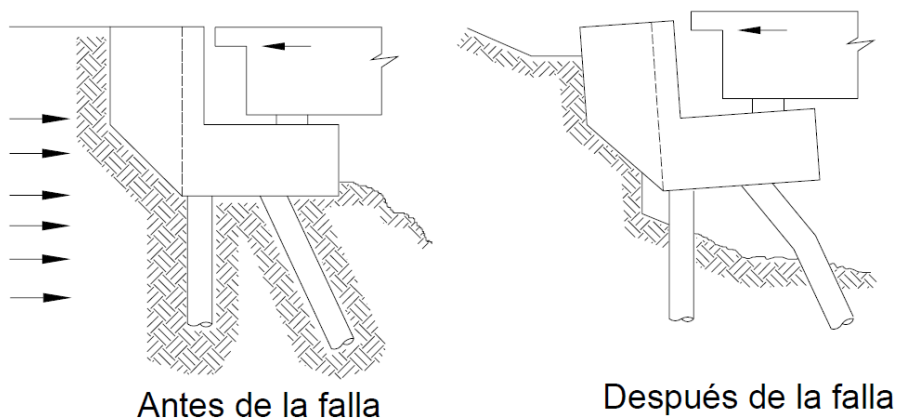


Figura N°5 Hundimiento y rotación de estribo
Fuente: Landa, 2006.

2.2.3.5. Fallas en vigas.

Según Tacas (2018, p. 25), se identificaron tres aspectos importantes en las fallas de las vigas de los puentes:

- ❖ La disminución de la capacidad para resistir la fuerza cortante, sobre todo cuando se suman las cargas gravitatorias y sísmicas.
- ❖ El refuerzo para el momento negativo en los extremos no es lo suficientemente largo y se interrumpe antes de tiempo.
- ❖ El anclaje no es suficiente en las zonas extremas.

Las fisuras que se producen por la flexión en los extremos de las vigas se inclinan debido a la influencia de la fuerza cortante. Si el fortalecimiento para la fuerza cortante no es suficiente para contrarrestar las fisuras de flexión-cortante, se formarán grietas grandes y la viga se derrumbará (Tacas, 2018, p.25), así como se ilustra en la figura N°6.



Figura N°6 Grieta a cortante en viga principal de concreto reforzado

Fuente: Muñoz & Gómez, 2011.

2.2.3.6. Fallas en juntas.

Según Landa (2006, p. 10), la transferencia de fuerzas entre los distintos componentes de una estructura se realiza a través de conexiones que reciben fuerzas tanto horizontales como verticales. Sin embargo, este aspecto no se tenía en cuenta en el diseño de los puentes, lo cual resultaba en fallas en la zona de unión entre la viga y la columna, manifestadas en la aparición de grietas diagonales como se muestra en la siguiente Figura N°7



Figura N°7 Falla en los nodos

Fuente: Landa, 2006.

2.2.3.7. Fallas en la cimentación.

Existen pocas referencias registradas sobre fallas en las cimentaciones, sin embargo, se cree que estas pocas fallas pueden ser causadas por una de las siguientes razones:(Landa, 2006, p. 11)

- ❖ Si ocurrió un colapso temprano de los estribos debido a la flexión o el corte, las fuerzas máximas previstas en la fundación pueden no haberse manifestado.
- ❖ Un movimiento oscilatorio de la base pudo haber salvado a la cimentación de la sobrecarga causada por el sismo.
- ❖ Un análisis de las cimentaciones después de un terremoto es difícil de llevar a cabo debido a las dificultades, por lo que no se han revisado adecuadamente.

2.2.3.8. Fallas en componentes de acero del puente.

Es una creencia común que los componentes de acero en un puente son más resistentes a daños que los puentes enteramente de concreto. Sin embargo, aunque la estructura de acero es más ligera que la de concreto en un 30%, esto no implica que la estructura o sus apoyos no experimentarán daños durante un evento sísmico (Tacas, 2018, p. 27). (Ver figura N°8). Además, se sabe que, en el terremoto de Kobe en 1995, se observaron muchos casos de falla de vigas en I debido a una falta de amarre adecuado. También se vieron fallas en varias columnas debido a su baja ductilidad. Además, algunos apoyos de acero están diseñados para restringir el movimiento en ciertas direcciones y permitirlo en otras. Si estos apoyos fallan durante un sismo, esto puede causar una redistribución de fuerzas internas, lo que resulta en una sobrecarga en algunos elementos de la estructura o en la subestructura (Landa, 2006, p. 12).



Figura N°8 Falla en elementos de acero después de un sismo (Vigas principales)
Fuente: Muñoz, 2020.

2.2.3.9 Fallas en la superestructura.

Generalmente, la superestructura de un puente no es la principal razón por la cual colapsa. Aunque los daños en la superestructura pueden ocurrir como resultado de daños en la subestructura, estos daños son secundarios y no son la causa principal del colapso. La falla más común en la superestructura es debido al golpeo, excepto cuando no hay suficiente apoyo y la superestructura colapsa. Se ha observado que la superestructura de acero es más propensa a sufrir daños debido a cargas verticales y suele presentar fallas en los apoyos. Un ejemplo de esto es el puente de San Francisco-Oakland (Figura N°9) que sufrió daños en su superestructura durante el terremoto de Loma Prieta. (Landa, 2006, p. 12).



Figura N°9 Puente de San Francisco- Oakland
Fuente: Tomada de nisee.berkeley.edu/loma_prieta/astaneh.html

2.2.3.10. Fallas en los accesos.

Incluso si la estructura de un puente se mantiene intacta, puede dejar de funcionar si la superficie (Calzada) empieza a hundirse significativamente. Durante los terremotos de San Fernando en 1971 y Chile en 1985, el hundimiento de la tierra debajo de los pilares causó diferencias en el nivel en varios puntos. Todo esto puede suceder debido a la vibración y movimiento causados por el terremoto, que pueden debilitar las estructuras y causar su colapso. También puede haber daños en los accesos debido a deslizamientos de tierra, inundaciones u otros eventos relacionados con el sismo. Es importante tener en cuenta que los daños en los accesos de un puente pueden afectar la seguridad y la funcionalidad del puente y su uso después del sismo (Landa, 2006, p. 13).

2.2.4. MOVIMIENTO SÍSMICO DE DISEÑO.

La amenaza de los terremotos incluye consecuencias directas como la rotura en su origen y las vibraciones del terreno, la licuefacción del suelo, los deslizamientos de tierra y los asentamientos diferenciales, así como efectos indirectos como los tsunamis, incendios y deslizamientos. Cualquiera de estos efectos puede causar daños que afecten el nivel de rendimiento deseado para una estructura. La magnitud del terremoto, la distancia desde su origen, la dirección de propagación de la rotura de la falla y las características geológicas de la región y el lugar determinan hasta qué punto estas amenazas pueden afectar el rendimiento de la estructura. Es importante considerar y estudiar cuidadosamente cada uno de estos componentes de la amenaza como parte del proceso de ingeniería basado en el desempeño. Y para poder usar el diseño basado en el desempeño en aplicaciones prácticas, es necesario elegir un grupo de terremotos que podrían ocurrir y que representan un rango de gravedad sísmica para un nivel deseado de desempeño de la estructura. Estos terremotos específicos se llaman "Movimientos sísmicos de diseño". La forma en que se definen varía en diferentes lugares, dependiendo tanto de la sismicidad de la región donde está ubicada la estructura como de los niveles de daño aceptables social y económicamente por parte de las instituciones responsables, los propietarios y usuarios de la estructura (Bonett, 2003, p. 56).

A continuación, se presentan los movimientos sísmicos de diseño que deben considerarse de acuerdo al comité VISION 2000 y al ATC-40.

2.2.4.1. Propuesta del comité VISION 2000

Según Bonett (2003, p. 56) los movimientos sísmicos de diseño se presentan en términos de un intervalo de recurrencia medio o una probabilidad de excedencia. El intervalo de recurrencia medio, por ejemplo 475 años, indica el período de tiempo promedio en años entre un sismo que produce daños de una severidad igual o superior. Por otro lado, la probabilidad de excedencia, como el 10% en 50 años en el ejemplo anterior, es una representación estadística de la probabilidad de que un sismo supere una cierta severidad durante un período de tiempo específico, expresado en años. Y el período de retorno T_R (intervalo de recurrencia) puede relacionarse directamente con una probabilidad de excedencia p_e para un número específico t de años, mediante la siguiente ecuación.

$$T_R = -\frac{t}{\ln(1-p_e)} \quad (2.1)$$

Entonces, en la Tabla N°1 adaptado por Cutti (2018, p.39), se presenta la clasificación de puentes críticos, esenciales y otros puentes, según el tipo de sismo y su periodo de retorno, tal como propone Olarte et al. (2015), donde se muestra los intervalos de recurrencia y las probabilidades de excedencia para los tres movimientos sísmicos raro, muy raro y catastrófico.

Tabla N°1 Movimientos sísmicos de diseño

Movimiento sísmico de diseño	Intervalo de recurrencia	Probabilidad de excedencia
Raro (Otros)	500 años	10 % en 50 años
Muy raro (Esencial)	1000 años	7 % en 75 años
Catastrófico (Críticos)	2500 años	3 % en 75 años

Fuente: Cutti, 2018.

2.2.4.2. Propuesta del ATC-40

Según Rodríguez (2015), el ATC-40 clasifica los movimientos sísmicos en tres categorías para su uso en el diseño estructural: el sismo de servicio, el sismo de diseño y el sismo máximo. Estos tres tipos de terremotos tienen características distintas, que se describen a continuación. Las siglas S, D y M se refieren a Servicio, Diseño y Máximo, mientras que E se mantiene como la inicial de la palabra en inglés “Earthquake” (Bonett, 2003, p. 57-58).

- **Sismo de servicio, SE:** Se trata de un fenómeno sísmico que tiene una ocurrencia estimada del 10 % en un lapso de 50 años, según lo señalado por Gresia en el año 2020. Esto significa que puede suceder más de una vez a lo largo de la vida de una estructura. La magnitud de este terremoto se considera aproximadamente la mitad de la magnitud de otro terremoto más grande que se usa en los códigos y normativas para el diseño de estructuras. Este terremoto se clasifica como un evento ocasional y se encuentra en la Tabla N°1.
- **Sismo de diseño, DE:** Este movimiento sísmico es poco común y puede ser moderado a severo. Se espera que ocurra al menos una vez durante la vida de la estructura. La probabilidad de ser excedido en 75 años es del 7% y tiene un período de retorno de 1000 años. Es considerado el sismo muy infrecuente en la Tabla N°1.
- **Sismo máximo, ME:** corresponde al máximo movimiento del terreno que se puede esperar en una ubicación, con una posibilidad del 3% de superarlo en un plazo de 75 años, lo que equivale aproximadamente a un período de retorno de 2500 años. Este nivel de movimiento suele oscilar entre 1.25 y 1.50 veces la magnitud del sismo de diseño y se utiliza para la construcción de estructuras críticas. Se le llama "sismo catastrófico" en la Tabla N°1.

2.2.5. METODOLOGÍAS PARA LA EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA

Según Cutti (2018, p. 40), hay varias maneras de evaluar la vulnerabilidad sísmica de los puentes y los diferentes factores y procesos que se consideran en la evaluación, con el objetivo de dar una visión general del daño que podría sufrir el puente cuando se vea afectado por una fuerza exterior (Sismo).

De acuerdo con Cutti (2018, p. 40), existen tres categorías de métodos para evaluar la vulnerabilidad.

- ❖ **Métodos empíricos:** Hay dos formas principales de evaluar la vulnerabilidad de los puentes después de un terremoto: viendo el daño después de un sismo o haciendo pruebas en un laboratorio. Estos métodos se llaman Matriz de probabilidad de daño y Funciones de vulnerabilidad (Cutti, 2018, p. 40).
- ❖ **Métodos analíticos/mecánico:** Estos métodos usan matemáticas para ajustar varias propiedades del material de construcción y el peligro de sismo, y también permiten simular cómo afectaría un terremoto (Cutti, 2018, p. 40).

❖ **Métodos Híbridos:** Estos métodos combinan tanto la observación real de daños después de un terremoto y los ensayos en el laboratorio, con el uso de matemáticas para ajustar y calibrar la información. No es fácil clasificarlos como solo basados en la experiencia o solo basados en cálculos matemáticos (Cutti, 2018, p. 40). A continuación, se presenta una posible clasificación de métodos propuestos por (Calvi, 2006).

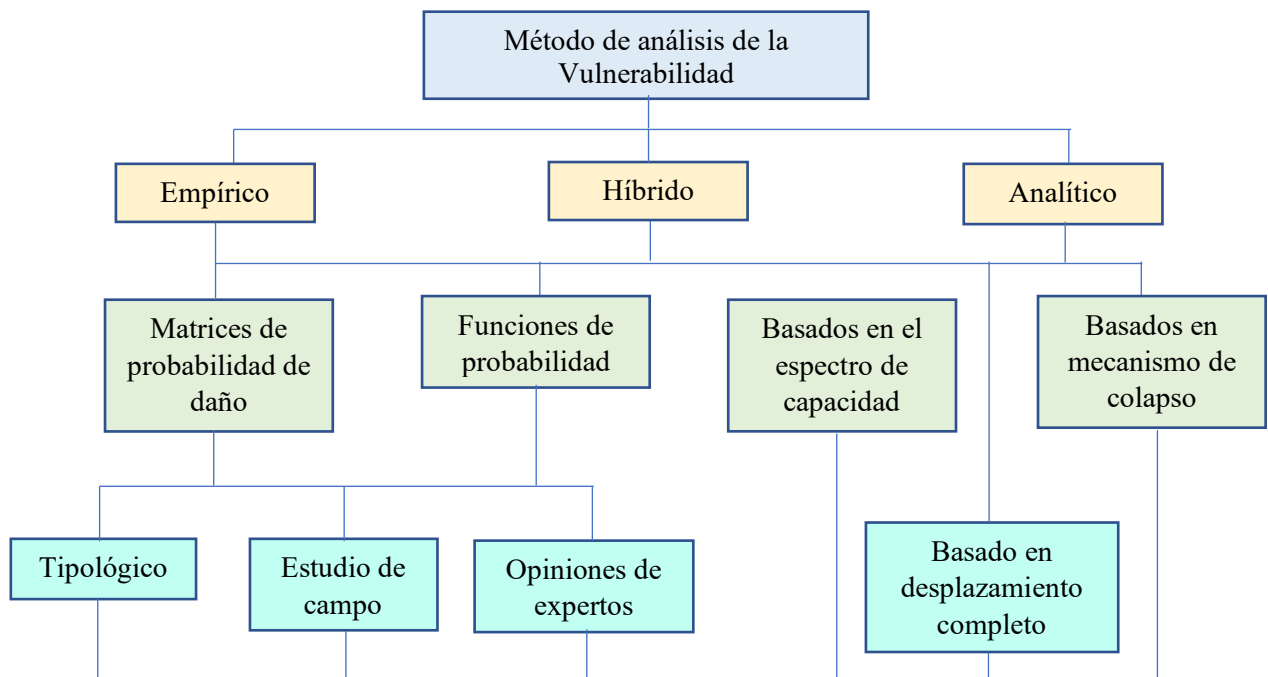


Figura N°10 Métodos de evaluación de vulnerabilidad

Fuente: Calvi et al, 2006.

Según Tacas (2019, p. 59), hay dos etapas para evaluar la vulnerabilidad sísmica de un puente. La primera etapa es una evaluación simplificada que considera aspectos generales del puente y se pueden obtener por una inspección visual. Se utiliza un método llamado "índice de vulnerabilidad". La segunda etapa es una evaluación detallada que requiere información detallada sobre los materiales, refuerzo, dimensiones y espectro característico del sitio. Se llama "método de espectro de capacidad".

2.2.6. MÉTODOS DE ÍNDICE DE VULNERABILIDAD

Son métodos basados por la gran cantidad de sismos ocurridos durante los últimos tiempos y que a continuación se presentan dos metodologías adaptadas a puentes.

2.2.6.1. Índice de vulnerabilidad según Rivera (2007)

Esta metodología se aplica a puentes urbanos de concreto reforzado con una geometría sencilla. Se utiliza una fórmula matemática o una tabla para medir cuánto daño podría sufrir un puente durante un terremoto. Los valores van desde 0 a 1, donde 0 significa que

el puente no sufrirá daño y 1 significa que el daño será igual al valor total del puente (Cutti, 2018, p 41).

$$I_{DF}(y) = 1 - e^{-a*y^m} \quad (2.2)$$

$$u = \frac{y_i(y)}{y_c} \quad (2.3)$$

Donde:

a y m: Estos valores son variables que están determinados por las características propias de la estructura.

y_i : Se refiere al valor máximo de deformación o cambio en la forma de la estructura debido a la respuesta sísmica.

y_c : La habilidad para soportar una cierta cantidad de deformación.

y : Se refiere a la magnitud del movimiento sísmico que se está considerando.

2.2.6.2. Índice de vulnerabilidad según Jara y Gonzales (2000).

Este método propone un procedimiento para calcular el índice de vulnerabilidad, la cual implica la evaluación de nueve factores y la obtención de un coeficiente para cada uno de ellos. Esta metodología es adecuada para evaluar puentes de tipo simplemente apoyado o continuo, en los que los elementos que sostienen la superficie de rodadura se someten principalmente a fuerzas de flexión (Tacas, 2018, p. 62).

Según Tacas (2018, p. 62), el procedimiento simplificado de evaluación consiste en asignar un índice de vulnerabilidad a cada puente. 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, indica que se trata de un puente nada vulnerable. Los diferentes niveles de vulnerabilidad quedan definidos por el valor del índice que resulte de la “ecuación 2.4”, la cual se obtuvo como el mejor ajuste de los índices de vulnerabilidad obtenidos con respecto a los niveles de daño observados en puentes en sismos pasados (Jara & González ,2000. p 7).

$$I_v = \left[\frac{C_1 * C_2 * \dots * C_9}{(\bar{C}_i)^7} \right] \quad (2.4)$$

Donde:

C_i : El valor resultante se obtiene al calcular el promedio de las evaluaciones realizadas para cada uno de los nueve parámetros previamente establecidos. Los límites de cada una de las calificaciones C_i asignadas a los parámetros están comprendidos entre 0 y 1.

La definición de los distintos niveles de vulnerabilidad se establece en función del resultado obtenido por la fórmula mencionada previamente. En base al nivel de vulnerabilidad, se determinará la acción a seguir en cada caso. Las medidas a tomar pueden ser desde una intervención urgente para puentes altamente vulnerables, hasta la recomendación de continuar aplicando los programas de mantenimiento preventivo habituales en el caso de puentes con baja vulnerabilidad (Cutti, 2018, p. 43).

De acuerdo con Tacas (2018, p. 60), Landa (2006) presenta la Tabla N°3 que sugiere acciones recomendadas basadas en diferentes índices de vulnerabilidad. La calibración de esta tabla se realizó con datos de una muestra de 13 puentes afectados por el terremoto de Northridge (Tabla N°2), los cuales fueron recopilados por Maldonado (2000).

Tabla N°2 Valores de los índices de vulnerabilidad de 13 puentes con daños por sismos.

No.	Nombre del puente	Nivel de daño	I_v
1	Ruta SR-14/I-5, North Connector Overcrossing	Derrumbado	0.17
2	Ruta SR-14/I-5, Separation and Overhead	Derrumbado	0.31
3	Gavin Canyon Undercrossing	Derrumbado	0.58
4	Mission – Gothic Undercrossing	Derrumbado	0.58
5	Ball Creek Canyon Channel	Daños graves	0.58
6	Balboa Boulevard Overcrossing	Daños ligeros	0.83
7	Fairfax – Washington Undercrossing	Derrumbado	0.17
8	La Cienega – Venice Undercrossing	Derrumbado	0.17
9	Old Road	Daños intermedios	0.54
10	Santa Clara River	Daños intermedios	0.72
11	Pico – Lyons Overcrossing	Daños intermedios	0.74
12	Valencia Boulevard Overcrossing	Daños ligeros	0.76
13	Mc Bean Parkway Overcrossing	Sin daño	0.80

Fuente: Adaptado de Maldonado, 2000.

Así mismo Tacas (2018, p.60) dice que: En base a estos resultados Landa, (2006) define los intervalos de valores para I_v y elabora la Tabla N°3 de acciones recomendadas para cada caso que luego se utilizó para nuestra investigación.

Tabla N°3 Acciones recomendadas que deben tomarse en función al Iv

Intervalo de valores de Iv	Acción recomendada	
$v < 0.4$	Acción urgente. El puente puede sufrir derrumbe parcial o total bajo una carga eventual.	El puente debe ser rehabilitado en forma inmediata
$0.4 \leq Iv < 0.6$	Corto plazo. El puente es susceptible a presentar daños severos durante un sismo. Efectuar estudios detallados en corto plazo	El puente pasa automáticamente a la siguiente etapa de evaluación.
$0.6 \leq Iv < 0.8$	Mediano plazo. El puente presenta deficiencias importantes en algunos aspectos. Por lo tanto, requiere de una evaluación detallada	El puente pasa automáticamente a la siguiente etapa de evaluación
$0.8 \leq Iv$	Medidas preventivas rutinarias. El puente no presenta problemas significativos, sin embargo, se requiere la implementación de un plan de mantenimiento y revisión preventiva.	No es necesario realizar una evaluación adicional al puente.

Fuente: Propuesto por Landa, 2006 y mencionado por Tacas (2018, p. 60).

2.2.6.2.1. Elección de los parámetros de evaluación.

Se establecieron los parámetros a utilizar en el proceso de evaluación teniendo en cuenta los daños causados por terremotos recientes y los métodos de evaluación de vulnerabilidad sísmica descritos por los autores previamente mencionados. Se seleccionaron los factores más significativos para simplificar la inspección y evitar parámetros subjetivos o de difícil determinación durante la inspección del puente. Los parámetros elegidos incluyen (Tacas, 2018, p. 61):

- a) Irregularidad en la rigidez lateral del puente.
- b) Longitud de asiento de la superestructura.
- c) Año de proyecto.
- d) Irregularidad en planta y esviamiento.
- e) Tipo de apoyos.
- f) Estado de conservación y socavación.
- g) Potencial de licuación
- h) Periodo de vibración del puente.
- i) Importancia del puente.

También se tiene conocimiento de que los pilares o estribos son fundamentales para mantener la estabilidad de los puentes, pero también son altamente susceptibles al daño.

La distribución apropiada del refuerzo en estos componentes ayuda a mejorar su capacidad de absorción de energía. No obstante, la falta de refuerzo transversal y las cortas longitudes de anclaje y traslape en el refuerzo longitudinal empleadas en la construcción de numerosos puentes, aumentan aún más la vulnerabilidad de estos elementos (Tacas, 2018, p. 61).

Además, se debe tener en cuenta que, en una inspección masiva para evaluar la vulnerabilidad estructural, puede ser complicado determinar la cantidad y distribución de componentes críticos, como estribos, anclajes y traslapes. Por lo tanto, se considera que el impacto de este parámetro se puede tener en cuenta a través del año de diseño del puente, ya que el diseño está directamente relacionado con las normas aplicadas en ese momento. No obstante, si se determina que un puente es altamente vulnerable, puede ser necesario realizar pruebas destructivas para determinar las características de refuerzo necesarias en los pilares (Tacas, 2018, p. 61).

2.2.6.2.2 Nivel de importancia de cada parámetro.

Según Tacas (2018, p.62), las funciones que se asignan para cuantificar la contribución de cada parámetro en la capacidad global del puente se utilizan para determinar el nivel de importancia de cada uno de ellos en relación a la vulnerabilidad general de la estructura. Las funciones de calificación (C_i) correspondientes a los nueve parámetros seleccionados para definir la vulnerabilidad sísmica del puente se presentan a continuación. Es importante destacar que los valores de calificación (C_i) asignados están en el rango de 0 a 1, a menos que se indique un rango diferente.

En caso de que no sea posible estimar razonablemente el potencial de licuefacción del suelo o su periodo de vibración, estos parámetros deberán ser eliminados de la fórmula anterior. Además, se restará al exponente del denominador el número de parámetros eliminados (Cutti, 2018, p. 43).

a) Irregularidad en la rigidez lateral del puente.

Según Tacas (2018, p.62), se utiliza el factor C_1 , para evaluar la irregularidad que puede surgir debido a un cambio abrupto en la rigidez entre dos apoyos consecutivos.

$$C_1 = 1 - \frac{K_M - K_m}{10K_m}$$

Donde:

K_M : Es la mayor rigidez lateral de un pilar o estribo trabajando en serie con el apoyo.

K_m : es la menor rigidez lateral de un pilar o estribo trabajando en serie con el apoyo

K_M y K_m se pueden calcular con la ecuación 2.5

$$k = \frac{K_a K_p}{K_a + K_p} \quad (2.5)$$

$$K_a = \sum_{i=1}^n \frac{A_i G_i}{h_i} \quad (2.6)$$

Donde:

K_p : es la rigidez del pilar.

K_a : es la rigidez de los apoyos de neopreno calculada con la ecuación (2.6).

n : es el número de apoyos por pilar

A_i : es el área transversal del apoyo i

h_i : es la altura del apoyo i

G_i : es el módulo de rigidez a cortante del a apoyo i .

Según Tacas (2018, p.63), se puede determinar la rigidez lateral del pilar utilizando la Figura N°11 como herramienta de cálculo y el índice de rotación ρ , donde N es el número de columnas del marco y ρ se calcula con la ecuación 2.7.

$$\rho = \frac{I_t / L_t}{I_c / L_c} \quad (2.7)$$

Donde:

I_t : es la inercia de la viga del pilar o estribo

I_c : es la inercia de la columna del pilar o estribo

L_t : es la longitud total de la viga

L_c : es la longitud total de la columna

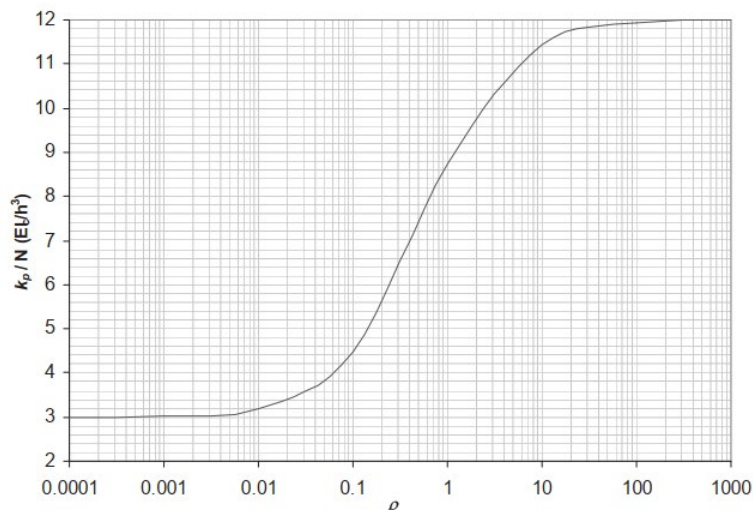


Figura N°11 Rigidez lateral de un pilar formado por N
Fuente: Landa, 2006.

b) Longitud de asiento de la superestructura según Cutti (2018).

Si $LA \geq LR \rightarrow C_2 = 1.0$

Si $LR > LA > 0.3LR \rightarrow C_2 = \frac{LA - 0.3LR}{0.7LR}$

Si $0.3LR > LA \rightarrow C_2 = 0$

Donde:

LR: es la longitud de asiento recomendado en mm; $LR = 400 + 2.5L + 10H$

LA: es la longitud real de apoyo existente en mm. (Figura N°12)

L: es la longitud del claro en metros

H: es la altura promedio de los pilares adyacentes en metros.

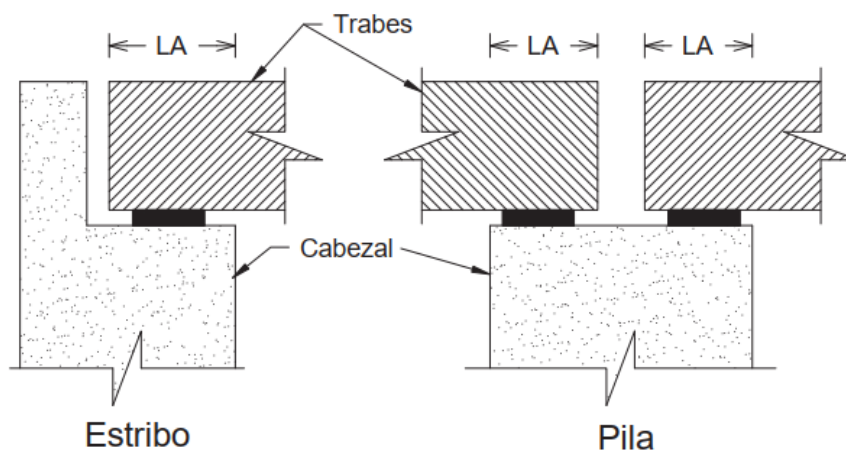


Figura N°12 Longitud de apoyo.
Fuente: Landa, (2006).

c) *Año del proyecto.*

$$C_3 = \frac{AC - 1900}{100} \leq 1$$

Donde: AC es el año construcción del puente.

d) *Irregularidad en planta y esviamiento.*

Si $\alpha < 20^\circ \rightarrow C_4 = 1.0$

Si $20^\circ < \alpha < 45^\circ \rightarrow C_4 = 6 * 10^{-3} (90^\circ - \alpha) + 0.46$

Si $45^\circ < \alpha \rightarrow C_4 = 0.40$

Donde: α es el ángulo de esviamiento (Figura N°13).

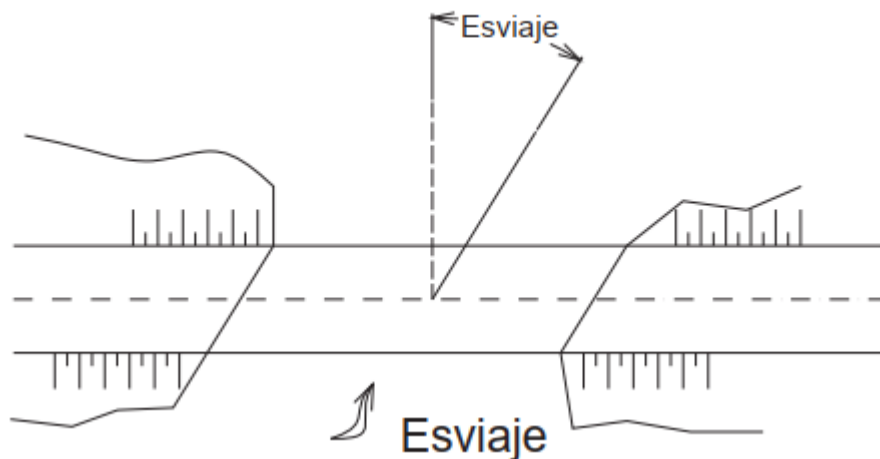


Figura N°13 Ángulo de esviamiento.

Fuente: Landa, 2006.

Según Tacas (2018, p. 65), en el caso de puentes con planta irregular y puentes curvos, se aplicará el valor, ya que se considera que una planta es irregular cuando la excentricidad entre el centro de masa del tablero y el centro de rigidez de los apoyos supera el 10% de la longitud del puente, y un puente se considera curvo si el ángulo formado por las líneas que conectan los apoyos y el centro del puente es superior a 30 grados, tal como lo señalan Jara y Casas (2002) (ver figura N°14).

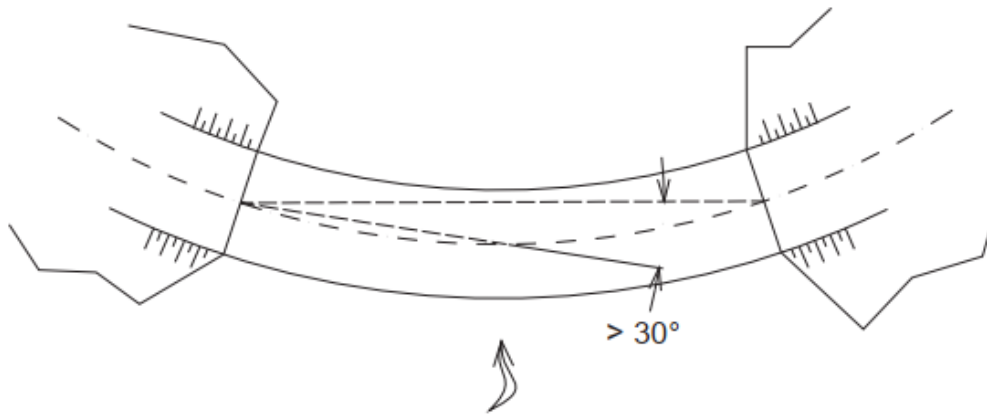


Figura N°14 Ángulo de esviamiento en puentes curvos.

Fuente: Landa, 2006.

e) Tipo de apoyos.

- Para apoyos con disipadores de energía o aislamiento sísmico $C_5 = 1.0$
- Para apoyos laminados de neopreno $C_5 = 0.9$
- Para apoyos de rodillos $C_5 = 0.8$
- Para apoyos basculantes o de mecedoras $C_5 = 0.7$

f) Estado de conservación y socavación.

$$C_6 = 1.0 - \sum_{i=1}^5 X_i \geq 0$$

Donde X_i representa el valor para cada uno de los siguientes aspectos

• **Efecto de socavación (X_1)**

-Si no existen fuentes ni indicios de socavación, entonces $X_1 = 0$

-Si existe socavación ligera, pero sin daños, entonces $X_1 = 0.05$

-Si existe socavación importante pero no está en riesgo la estabilidad del puente, entonces $X_1 = 0.3$

-Si existe socavación que pone en riesgo la estabilidad del puente, entonces $X_1 = 1$

• **Estado de conservación de los apoyos (X_2)**

-Si no se observa degradación del elastómero ni desprendimiento, $X_2 = 0$

-Si se observan indicios de degradación en el elastómero $X_2 = 0.05$

-Se observan deterioros importantes en los apoyos (despegue en la unión goma metal) $X_2 = 0.3$

-Se observa rotura completa del elastómero que pone en riesgo la estabilidad del puente $X_2 = 1.0$

- **Daños en los elementos estructurales (Vigas, Tablero, Pilares y estribos) (X_3).**

-Si no se observa ninguna fisura o grieta, entonces $X_3 = 0$

-Si se observan grietas menores que 0.7 mm, entonces $X_3 = 0.05$

-Si se observan grietas entre 0.7 y 1.5 mm, entonces $X_3 = 0.5$

-Si se detecta la presencia de fisuras y reducción en la sección que puedan comprometer la estabilidad del puente. (Tacas, 2018) $X_3 = 1.0$

- **Daños en uniones o conexiones relacionados a corrosión y agrietamiento en componentes de acero (Tacas, 2018) (X_4)**

-Si no se observa ningún daño, entonces $X_4 = 0$

-Si se observan grietas menores que 0.7 mm o corrosión en los elementos de acero, entonces $X_4 = 0.05$

-Si se observan grietas entre 0.7 y 1.5 mm, corrosión importante o daños en los elementos de las conexiones, entonces $X_4 = 0.5$

-Si se observan daños importantes que ponen en riesgo la inestabilidad del puente, entonces $X_4 = 1.0$

- **Mantenimiento y rehabilitación (X_5)**

-Si el puente es reciente o con muy buen mantenimiento o trabajo de rehabilitación, entonces $X_5 = 0$

-Si el puente tiene una antigüedad de más de 30 años sin daño aparente y buen estado de conservación entonces $X_5 = 0.25$

-Si el puente es viejo y/o en mal estado (Arietamiento, desconches, humedades, etc.) entonces $X_5 = 0.5$

g) Potencial de licuación.

-Si el suelo no tiene potencial de licuación, entonces $C_7 = 1.0$

-Si el suelo tiene potencial de licuación, entonces $C_7 = 0.4$

h) Periodo de vibración.

Si $T_a \leq T_s \leq T_b$ $C_8 = 0.6$

Si $0.7T_a \leq T_s \leq T_b$ $C_8 = 0.8$

Si $T_b \leq T_s \leq 1.3T_b$ $C_8 = 0.8$

Si $T_s < 0.7T_a \wedge T_s > 1.3T_b$ $C_8 = 1.0$

Donde

T_s es el periodo de la estructura calculado con la ecuación 2.8

T_a y T_b son los valores característico del espectro de diseño

$$T_s = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k}} \quad (2.8)$$

Donde m es la masa total que soporta el pilar o estribo y k es la rigidez del pilar o estribo calculada con la ecuación 2.5.

i) Factor de corrección por importancia.

El factor de importancia es un factor que multiplica a I_v con el fin de disminuir su valor para tomar acciones de corto plazo. Su aplicación se centra en aquellos puentes cuya falla o inactividad en un determinado período de tiempo tendría un gran impacto económico y social, incluyendo tanto costos directos como indirectos, así como la interrupción de las labores de emergencia posterior al sismo. (Tacas, 2018, p. 68).

El factor de importancia se basa en la evaluación de cuánto daño o pérdida podría causar la falla de un puente en términos de servicios de emergencia y actividades de recuperación después de un sismo, así como su capacidad para proporcionar servicios a la comunidad en general. Si la falla del puente no afecta significativamente a la comunidad, el factor de importancia será de 1.0, pero si la falla afecta a más personas, entonces el factor será menor a 1.0.

Se recomienda en esta investigación que el factor de importancia (Tabla N°4) sea inversamente proporcional a la aceleración, normalizada al periodo de 500, 1000 y 2500 años, propuesta por (Olarate, 2015). Por lo tanto, el factor de corrección será el inverso del factor de importancia:

$$F. de correccion = \frac{1}{F. de importancia}$$

Tabla N°4 Factor de importancia y de corrección para cada tipo de puente

Tipo de puente	Periodo de retorno	Factor de importancia	Factor de corrección
Otros	500	1.00	1.00
Esencial	1000	1.22	0.82
Critico	2500	1.40	0.71

Fuente: Olarte, 2015.

2.2.7. MÉTODOS DE LOS COEFICIENTES C/D.

De acuerdo a Cutti (2018, p. 45), el método propuesto en el FEMA 273 y actualizado en el FEMA 356 (FEMA, 2000) consiste en ajustar el desplazamiento elástico mediante coeficientes para determinar los desplazamientos objetivos, los cuales indican el desplazamiento en el punto de desempeño de la estructura. Mediante este método, se examina la capacidad de cada sección del puente para resistir el impacto sísmico. Si la relación capacidad/demanda es superior a 1, se deduce que el puente es lo suficientemente fuerte para resistir los terremotos. No obstante, si la relación es inferior a 1, significa que ciertas partes del puente necesitan ser reforzadas. Este método resulta eficaz en casos donde el puente se comporta de manera elástica durante el sismo. No obstante, en caso de que el puente tenga una respuesta inelástica, la relación capacidad/demanda no siempre será inferior a 1, ya que dependerá de la ductilidad de los componentes del puente.

Según (Tacas, 2018, p. 36), es recomendable analizar las relaciones capacidad/demanda en cuanto a los desplazamientos y fuerzas en los apoyos de las conexiones, incluyendo anclajes, empalmes, armaduras de recubrimiento, esfuerzo de corte, y rotaciones en los pilares de las cimentaciones. Sin embargo, debido a supuestos sobre el comportamiento del suelo, los estribos y las cimentaciones, solo se deben evaluar los pilares, los apoyos y las conexiones. Este método solo es aplicable a puentes que se comporten elásticamente, ya que, si se trabaja en el rango inelástico, los resultados serían muy conservadores.

Además, el desplazamiento se obtiene de:

$$\delta_t = C_0 * C_1 * C_2 * C_3 * S_a \left(\frac{T_e^2}{4\pi^2} \right) g \quad (2.9)$$

C_0 : Según Cutti (2018), el coeficiente de amortiguamiento estructural se calcula a partir de la comparación del desplazamiento del "techo" de un sistema de varios grados de libertad con el desplazamiento de un sistema equivalente de un solo grado de libertad. En el caso de puentes que tienen un único "piso", este coeficiente es especialmente relevante.

$$C_0 = 1$$

C_1 : Es un coeficiente que considera la diferencia observada entre el desplazamiento máximo de la respuesta no lineal comparada con la respuesta lineal.

$$C_1 = 1 \text{ para } T_e \leq T_s$$

$$C_1 = \left\{ \frac{[1 + (R-1)T_s]}{T_e} \right\} / R \text{ para } T_e \geq T_s$$

Donde:

$$R = \frac{S_a}{V_y / W} C_m$$

S_a : Aceleración espectral.

T_e : Periodo fundamental efectivo.

T_s : Es el tiempo que tarda en pasar de una aceleración constante a una velocidad constante.

C_2 : Es un coeficiente del efecto de la forma de los ciclos histeréticos. En general en puentes se puede tomar como $C_2 = 1$

C_3 : Este coeficiente puede presentar los valores siguientes:

- $C_3 = 1$ Si la pendiente después de la fluencia es positiva, en caso contrario.

$$-C_3 = 1 + \frac{|\alpha|(R-1)^{3/2}}{T_e}$$

Donde α es la relación entre la pendiente post-fluencia y la pendiente elástica

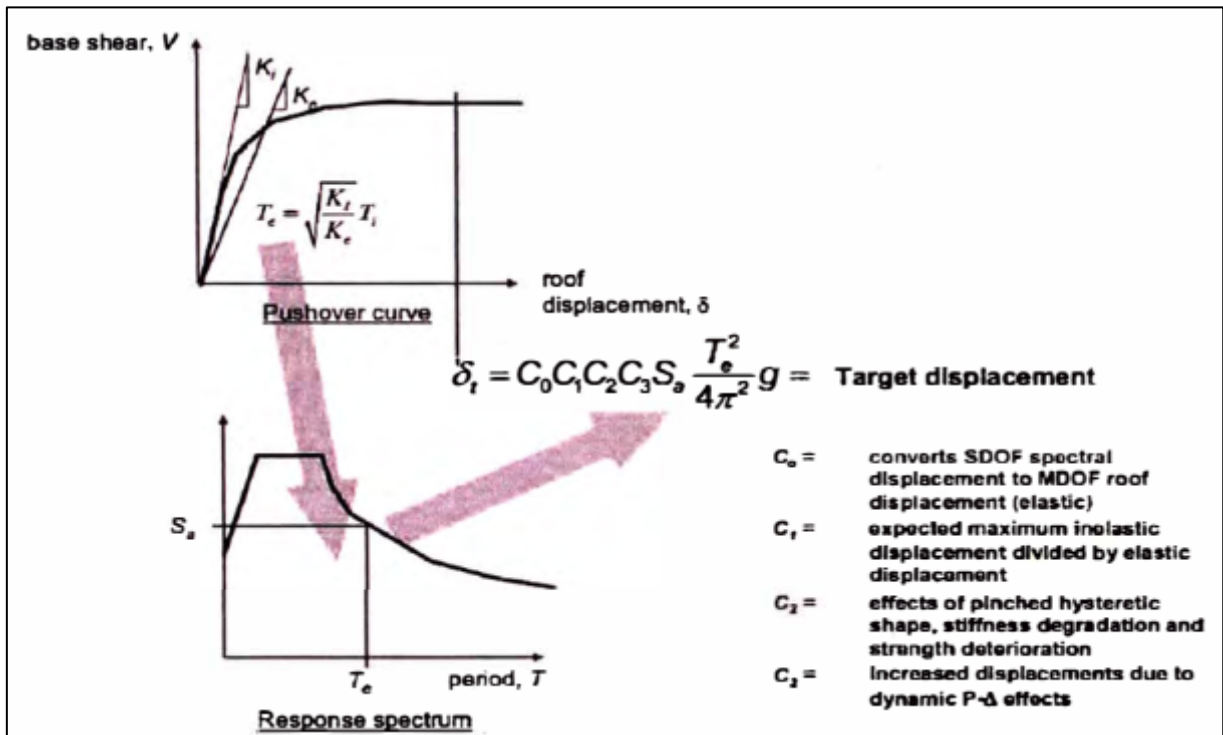


Figura N°15 Esquema que ilustra el método de coeficientes para estimar el desplazamiento objetivo

Fuente: FEMA 440, 2005.

2.2.8. MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD.

Según Bonett (2003, p. 67), el método del espectro de capacidad fue propuesto por Freeman (1975), como un método rápido para la evaluación del riesgo sísmico. Después fue utilizado para correlacionar movimientos sísmicos con las observaciones del desempeño de construcciones existentes (Tacas, 2018). Actualmente, el método constituye un procedimiento simple para determinar el punto de desempeño de una estructura cuando se ve sometida a movimientos sísmicos de diferente intensidad. Mediante un procedimiento gráfico, se compara la capacidad para resistir fuerzas laterales con la demanda sísmica, representada por medio de un espectro de respuesta reducido (Freeman, 1995). La representación gráfica hace posible una evaluación visual de cómo podría comportarse la estructura cuando se somete a un determinado movimiento sísmico.

Según Cutti (2018, p. 47), para utilizar este método, es necesario identificar tres componentes esenciales: el espectro de capacidad, el espectro de demanda y el punto de

desempeño. A continuación, se describen en detalle cada uno de estos elementos para una comprensión más clara del proceso.

2.2.8.1. DETERMINACIÓN DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD.

2.2.8.1.1. Obtención de la curva de capacidad.

Según Cutti (2018, p. 47), este análisis se realiza aplicando un patrón de cargas laterales F_i a la estructura, que se va incrementando monótonicamente hasta alcanzar su capacidad máxima de la estructura o el colapso (Análisis Pushover), Ver figura N°16.

La aplicación de las fuerzas laterales se realiza según la forma de vibración del modo fundamental, tal como se muestra en la ecuación siguiente.

$$F_i = \frac{(w_i * \phi_i)}{\sum_{i=1}^N w_i \phi_i} \cdot V \quad (2.10)$$

Donde:

F_i : Fuerza lateral en el nudo i ($i=1, 2, 3, \dots, N$).

w_i : Peso muerto asignado al nudo i .

ϕ_i : Amplitud del modo fundamental en el nudo i .

V : Cortante basal.

N : Número de nodos.

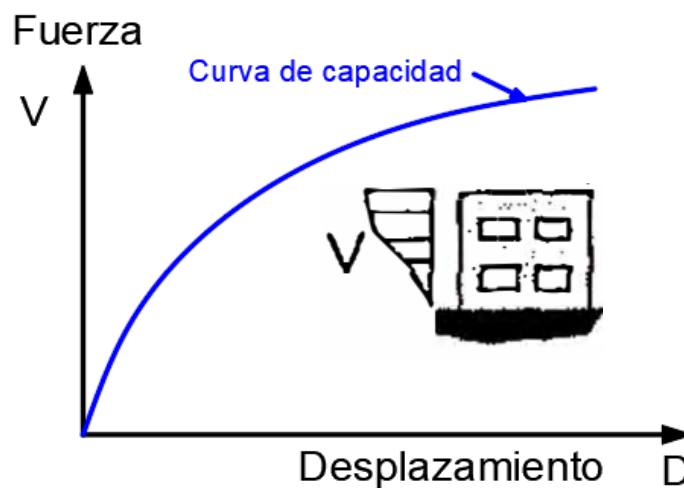


Figura N°16 Curva de capacidad.
Fuente: Adaptado de Delgadillo, 2005.

2.2.8.1.2. Conversión de la curva de capacidad al espectro de capacidad.

Una vez determinada la curva de capacidad y la representación bilineal de la misma, es necesario convertir esta curva a un formato de espectro de respuesta aceleración-desplazamiento (ADRS), en términos de fuerza cortante en la base de los pilares o estribos y el desplazamiento (asociado a dicha fuerza) en el tope del puente (Cutti, 2018). El espectro de capacidad se determina a partir de la curva de capacidad utilizando las siguientes ecuaciones (Tacas, 2018, p. 69-70).

$$S_a = \frac{V}{M_T * \alpha} \quad (2.11)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{tablero}}{\Upsilon_m} \quad (2.12)$$

$$\Upsilon_m = PF = \frac{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g}{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g} \quad (2.13)$$

$$\alpha = \frac{\left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N w_i / g \right] \left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g \right]} \quad (2.14)$$

Donde:

V : Cortante en la base.

$M_T = W$: Masa total de la estructura.

α : Coeficiente modal de masa para el primer modo natural o fundamental.

$\Delta_{tablero}$: Desplazamiento a nivel del tablero del puente.

$\Upsilon_m = PF$: Factor de participación modal para el primer modo natural.

w_i / g : Masa asignada al nivel i .

ϕ_{i1} : Amplitud del modo 1 en el nivel i .

N : Cantidad de niveles, para el caso puentes $N=1$.

S_a : Aceleración espectral.

S_d : Desplazamiento espectral.

2.2.8.1.3. Representación Bilineal del espectro de capacidad para niveles de desempeño

Según Moreno et al (2007, p.77), con el propósito de obtener medidas objetivas y mensurables sobre el comportamiento de la estructura, se utiliza un espectro de capacidad que se representa mediante una curva bilineal simplificada. Esta curva está definida por dos puntos de control: la capacidad de cedencia (D_y, A_y) y la capacidad última (D_u, A_u) (Ver figura N°17).

El punto de cedencia se refiere al desplazamiento en el que la respuesta de la estructura comienza a ser no lineal, y se define por (D_y, A_y) , donde D es el desplazamiento y A es la aceleración, con el subíndice "y" que indica la cedencia. Por otro lado, el punto de capacidad última se refiere al desplazamiento en el que el sistema estructural alcanza el mecanismo de colapso, y se define por (D_u, A_u) , donde el subíndice "u" indica la capacidad última. Se considera fundamental conocer los puntos de capacidad de cedencia y capacidad última ya que están relacionados con la ductilidad global de las estructuras, en este caso de los puentes. En la investigación se utiliza un criterio de balance de energía para determinar la representación bilineal del espectro capacidad, que busca una curva que tenga el mismo punto de colapso y pueda absorber la misma energía que el espectro capacidad real. Para lograr esto, se igualan las áreas entre ambas curvas por encima y por debajo del espectro capacidad bilinealizado, comenzando por la rigidez elástica y definiendo el punto de cedencia para que coincida con el área bajo el espectro capacidad. (Cutti, 2018, p. 52).

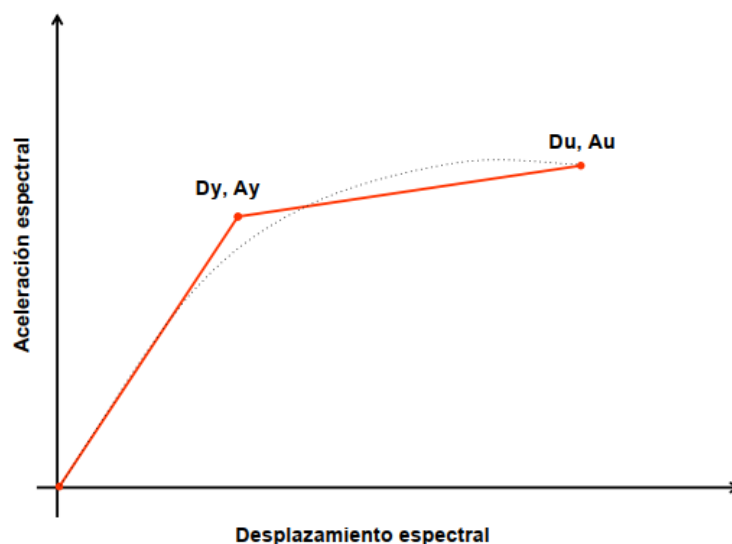


Figura N°17 Representación Bilineal del espectro de capacidad
Fuente: Moreno, 2007.

2.2.8.2. DETERMINACIÓN DEL ESPECTRO DE DEMANDA.

2.2.8.2.1. Obtención del espectro de respuesta

Se les conoce como espectros elásticos, y representan las respuestas de una estructura ante las vibraciones del suelo sobre el cual se encuentra asentada. El espectro elástico más utilizado en el análisis sísmico es aquel que correlaciona la aceleración con el periodo (Cutti, 2018, p. 53). Para el cálculo de espectros elásticos o espectro de respuesta en puentes se ha utilizado el apartado 3.4.3.11.2.0 del Manual de puentes del MTC-2018 el cual define cómo debe construirse el espectro de respuesta elástico ($\xi = 5\%$)

Los valores del espectro se definen de la siguiente manera:

- ***Coefficiente de aceleración:***

PGA: Coeficiente de aceleración pico en suelo tipo C, suelo muy denso o roca blanda, para un periodo espectral de 0,00 s

S_s: Coeficiente de aceleración espectral para un período de 0,2 s

S₁: Coeficiente de aceleración espectral para un período de 1,0 s.

- ***Factores de sitio:***

F_{pga}: Factor de sitio para la aceleración pico en periodo de 0,00 s

F_a: Factor de sitio para la aceleración espectral de períodos de 0,2 s

F_v: Factor de sitio para la aceleración espectral de períodos de 1,0 s

- ***Definición de los puntos principales***

A_s: Coeficiente de aceleración

S_{DS}: Ordenada del espectro de respuesta de aceleraciones para periodos cortos(g)

S_{D1}, ordenada del espectro de respuesta de aceleraciones para periodos de 1seg

$$A_s = F_{pga} * PGA \quad (2.15)$$

$$S_{DS} = F_a * S_s \quad (2.16)$$

$$S_{D1} = F_v * S_1 \quad (2.17)$$

- ***Periodos que definen la meseta del espectro respuesta:***

T: Periodo fundamental de la estructura (s)

T_o: Periodo de inicio de platea de periodos cortos (s)

T_s: Periodo final de la platea de periodos cortos (s)

Los parámetros indicados se expresan de la siguiente manera

$$T_o = 0.2T_s \quad (2.18)$$

$$T_s = S_{D1} / S_{DS} \quad (2.19)$$

- Después de definir todos los parámetros necesarios, se calcula las coordenadas del espectro de respuesta de diseño (C_{sm}) utilizando las siguientes fórmulas.

$$\begin{array}{l}
 C_{sm} = (S_{DS} - A_s) \frac{T}{T_0} + A_s \quad \longrightarrow \quad T \leq T_0 \\
 C_{sm} = S_{DS} \quad \longrightarrow \quad T_0 \leq T \leq T_s \\
 C_{sm} = \frac{S_{D1}}{T} \quad \longrightarrow \quad T \geq T_s
 \end{array} \quad (2.20)$$

La figura N°18 presenta el espectro de respuesta de diseño que se obtiene utilizando las fórmulas mencionadas con anterioridad.

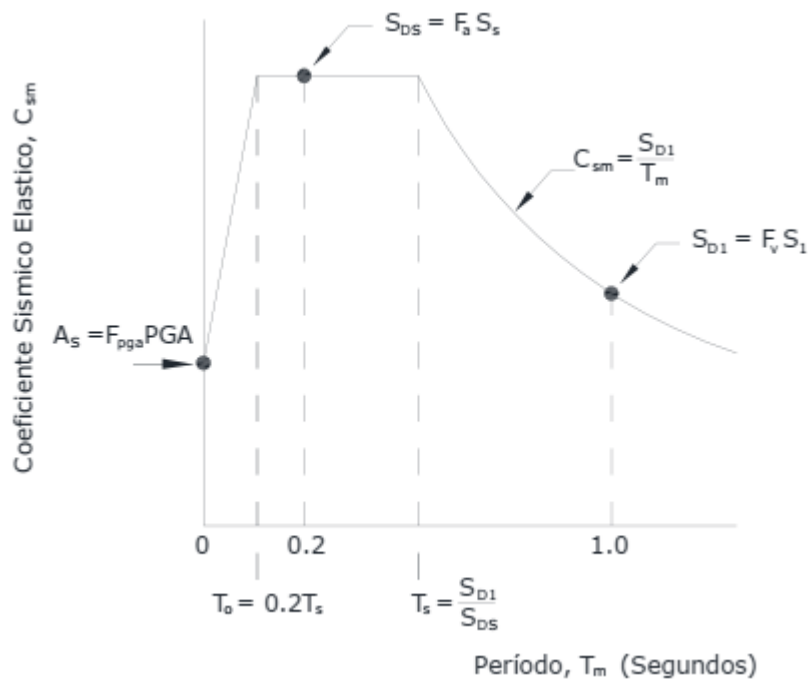


Figura N°18 Diseño de espectro de respuesta

Fuente: Manual de puentes MTC, 2018.

2.2.8.2.2. Conversión del espectro de diseño al espectro de demanda (ADRS)

El espectro de demanda se obtendrá a partir del espectro de respuesta elástico ($\xi = 5\%$), Para obtener este espectro, se convirtió el espectro de respuesta elástico que se expresa en términos de aceleración espectral (S_a) versus (T) en un formato ADRS (espectro de respuesta aceleración-desplazamiento), tal como se presenta en la figura número 19. Todo este proceso se llevó a cabo a partir de la definición del espectro, lo cual implicó determinar el valor de S_{di} para cada punto de la curva (S_{ai} , T_i), utilizando las siguientes ecuaciones (Cutti, 2018, p. 55):

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{S_d}{S_a}} \quad (2.21)$$

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a g \quad (2.22)$$

Donde:

S_d : Desplazamiento espectral

T: periodo

S_a : Aceleración espectral

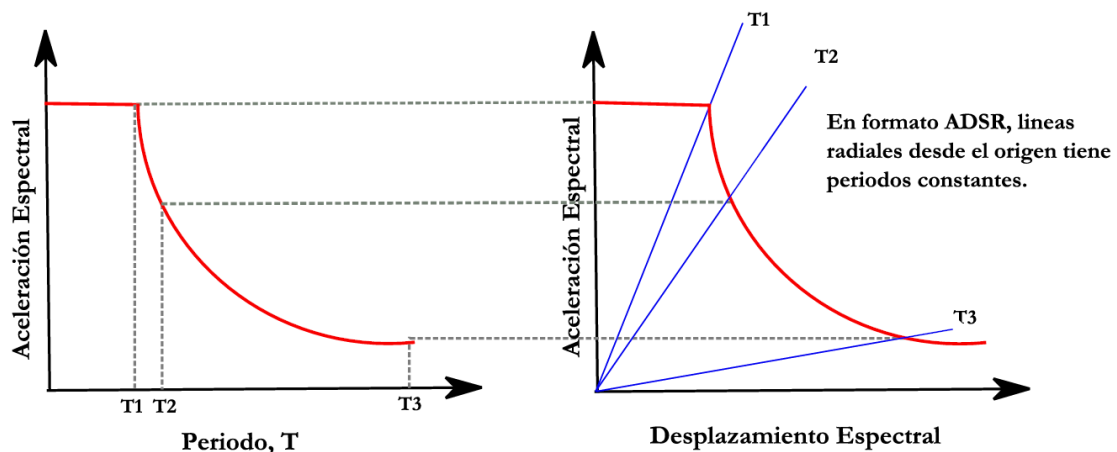


Figura N°19 Espectro de respuesta elástico tradicional y espectro de demanda

Fuente: Calderón, (2013).

2.2.8.3. OBTENCIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO

El punto de desempeño es aquel que muestra el mayor desplazamiento esperado durante un terremoto, y su uso es fundamental para comprender cómo se comporta una estructura frente a un evento sísmico. Y para determinar el punto de desempeño se usó el método de análisis no lineal simplificado denominado Espectro de Capacidad (Cutti, 2018, p. 56).

2.2.8.3.1. Método del espectro de capacidad.

Según Tacas (2018, p. 71), este es un método simplificado para la evaluación de la vulnerabilidad y desempeño sísmico de estructuras, mediante este método es posible determinar el punto de desempeño de una estructura cuando esta es sometida a movimientos sísmicos.

Para determinar el punto de desempeño de la estructura se superponen los espectros de demanda y capacidad sísmica. Este punto debe cumplir con las siguientes condiciones (Bonett,2003):

1. Es necesario que el punto de desempeño se encuentre sobre el espectro de capacidad para poder representar cómo se comporta la estructura en un desplazamiento determinado.
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.

En la mayoría de los casos, la determinación del punto de desempeño, requiere de un procedimiento iterativo de ensayo y error para satisfacer los dos criterios especificados. Sin embargo, actualmente existen algunos procedimientos que estandarizan y simplifican este proceso iterativo (ATC, 1996).

- ***Representación Bilineal del espectro de capacidad.***

De acuerdo con Tacas (2018, p. 72), el ATC (1996) presenta una serie de pasos para llevar a cabo la bilinealización del espectro de capacidad, que son los siguientes:

- ✚ Se traza una recta que se origina en el punto de partida (Punto 0 de la Figura N°20) y tiene una inclinación igual a la rigidez inicial K_i de la estructura dentro del rango elástico (el subíndice "i" indica el número de iteración).
- ✚ Se define un punto de desempeño de prueba P_o (D_{pi} , A_{pi}), denotado con la letra B en la Figura N°20, el cual se utiliza para obtener el espectro de demanda reducido. Se recomienda tomar como punto B, el punto donde la misma pendiente inicial del espectro de capacidad, esta corte al espectro de demanda esta prolongación será el punto de prueba.
- ✚ Luego se traza una línea que va desde el punto B hasta intersectar la línea obtenida en el primer paso. La pendiente de esta segunda línea debe ser tal que cuando intersecte la primera, en el punto A, de coordenadas (a_y , d_y), y las áreas A_1 y A_2 sean iguales. Como se muestra en la figura N°23 que fueron tomados del ATC-40(1996) y adaptado por Llocle (2021. p. 66).

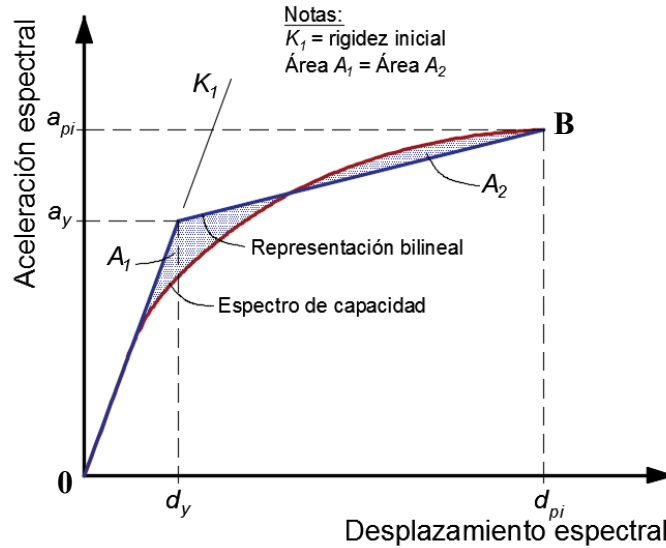


Figura N°20 Representación bilineal del espectro de capacidad.

Fuente: Llocle, 2021.

- ***Amortiguamiento viscoso equivalente β_{eq} y espectro de demanda reducido***

Para considerar las respuestas inelásticas de la estructura, se debe disminuir el espectro de demanda teniendo en cuenta la cantidad de energía que se disipa a través de los ciclos histeréticos de los elementos, lo que genera un tipo de amortiguamiento llamado "amortiguamiento histerético". El ATC-40 reduce el espectro elástico al suponer un amortiguamiento viscoso equivalente para un sistema de un solo grado de libertad que genere el mismo tipo de amortiguamiento que el producido por el mecanismo histerético durante la respuesta sísmica de la estructura (Cutti, 2018). De esta manera, el valor del amortiguamiento viscoso es igual a:

$$B_{eq} = k\beta_o + 5 \quad (2.23)$$

$$B_{eq} = \frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \quad (2.24)$$

Donde:

k: Se trata de un coeficiente de modificación del amortiguamiento que está condicionado por el tipo y calidad del sistema de resistencia sísmica, así como por la duración del terremoto en cuestión (Cutti, 2018).

Tabla N°5 Valores del factor de modificación para el amortiguamiento

TIPO DE ESTRUCTURA	$\beta_o(\%)$	K
Tipo A	≤ 16.25	1.00
	> 16.25	$1.13 - \frac{0.51(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Tipo B	≤ 25	0.67
	> 25	$0.845 - \frac{0.446(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Tipo C	Cualquier valor	0.33

Fuente: Adaptado de ATC-40, 1996.

El espectro de demanda reducido se calcula mediante la utilización de dos factores de reducción espectral, uno para la aceleración (SRA) y otro para la velocidad (SRV). Estos factores dependen del valor del amortiguamiento viscoso equivalente β_{eq} y se definen de la siguiente manera (Tacas, 2018, p. 75):

$$SRA = \frac{3.21 - 0.68 * \ln(\beta_{eq})}{2.12} \quad (2.25)$$

$$SRV = \frac{2.31 - 0.41 * \ln(\beta_{eq})}{1.65} \quad (2.26)$$

Adicionalmente, es importante destacar que los valores de dichos factores deben ser mayores que aquellos establecidos en la Tabla N°6.

Tabla N°6 Valores mínimos requeridos para SRA y SRV

Tipo de estructura	SRA	SRV
Tipo A	0.33	0.50
Tipo B	0.44	0.56
Tipo C	0.56	0.67

Fuente: ATC-40,1996.

La figura N°21 muestra la forma típica de un espectro elástico de respuesta y el espectro reducido obtenido a partir de los factores SRA y SRV. Se debe tener en cuenta que SRA afecta a la sección recta y SRV, a la parte curva.

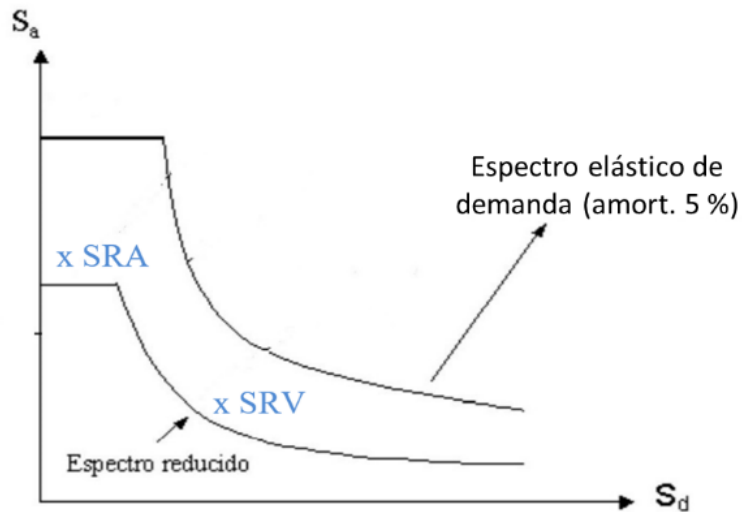


Figura N°21 Espectro de demanda reducido
Fuente: ATC-40,1996.

- **Obtención del punto de desempeño.**
- ✚ En un principio, para la bilinealización del espectro de capacidad se empleó un punto B que se obtenía mediante la técnica de "aproximación de desplazamientos iguales". Esta técnica supone que el desplazamiento espectral inelástico es igual al que se presentaría si la estructura se comportara de manera perfectamente elástica (Tacas, 2018, p. 76).

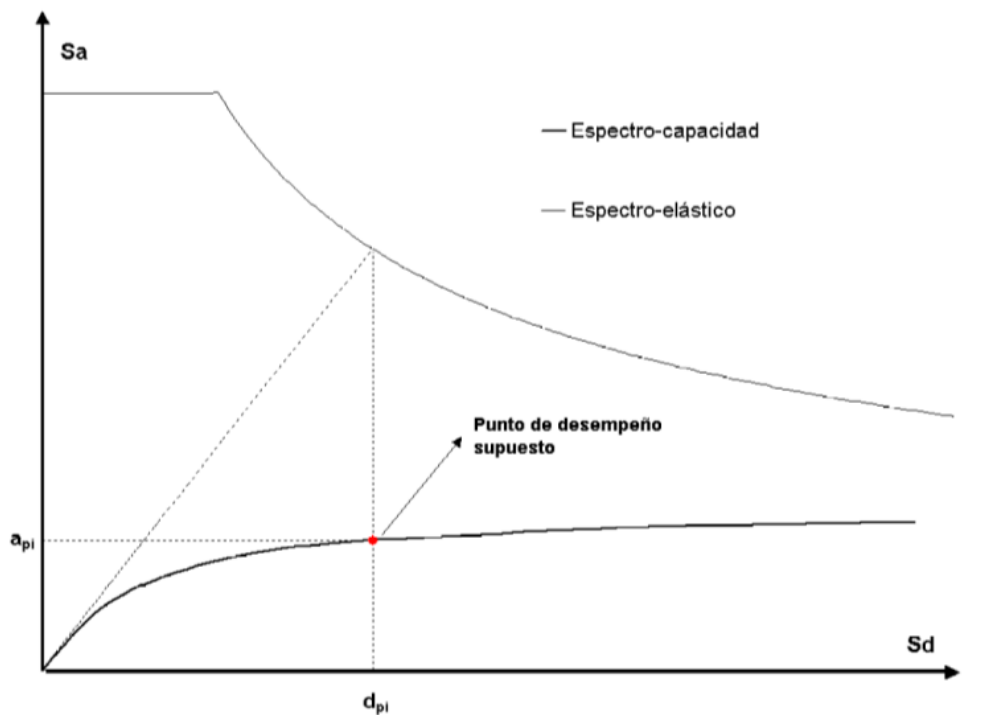


Figura N°22 Determinación del punto de desempeño supuesto.
Fuente: ATC-40,1996.

- ✚ Se identifica el punto en que el espectro de capacidad se cruza con el espectro de demanda (d_p, a_p), tal como se ilustra en la Figura N°23.
- ✚ En caso de que el desplazamiento d_p correspondiente al punto de intersección entre los espectros de capacidad y demanda reducidos se encuentre dentro del rango de $\pm 5\%$ del desplazamiento d_{pi} asumido ($0.95d_{pi} \leq d_p \leq 1.05d_{pi}$), entonces se considera que el punto de desempeño definitivo es (d_p, a_p).
- ✚ Si no se cumple con dicha condición, entonces se utiliza como punto B la intersección previamente obtenida entre el espectro de capacidad y el espectro de demanda (d_p, a_p).

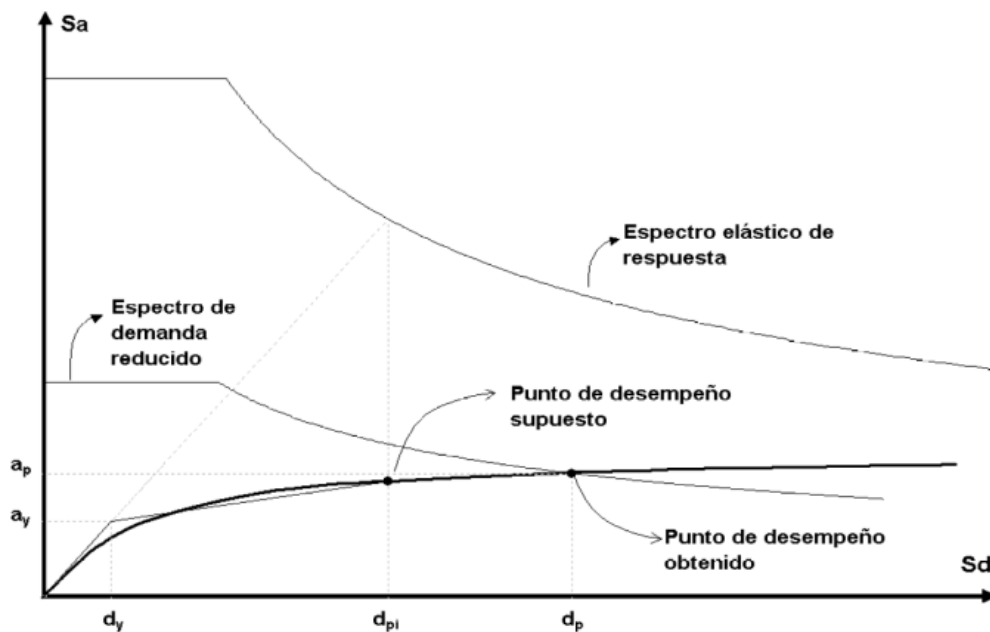


Figura N°23 Determinación del punto de desempeño final.

Fuente: ATC-40,1996.

2.2.9 NIVELES DE DESEMPEÑO

El nivel de desempeño sísmico se refiere a la capacidad y resistencia de una estructura para soportar los efectos de un sismo; es decir es una medida de la capacidad de una estructura para resistir movimientos sísmicos sin colapsar o sufrir daños excesivos.

Tacas (2018, p.77), en su tesis de investigación adaptó los límites de desempeño recomendados por el proyecto europeo RISK-UE (Milutinovic y Trendafiloski,2003). Estos límites son definidos mediante las fórmulas presentadas en la siguiente tabla.

Tabla N°7 Niveles de daño considerados según desplazamientos de la estructura

Grado de daño	Límites de Desplazamiento	Límites de desplazamiento espectral	Descripción	Índice de Daño
Sin daño	$\Delta < 0.7\Delta y$	$D < 0.7\Delta y$	No existe daño alguno, la estructura se mantiene en el rango elástico	0
Daño leve	$0.7\Delta y < \Delta < 0.7\Delta y + 0.05\Delta u y$	$0.7D y \leq D < 1.0D y$	Insignificante, daño leve: -Fisuras menores debido a una acción de cortante en los estribos -grietas menores en las columnas o en el tablero, donde el daño no requiere más que reparaciones superficiales.	0-5%
Daño moderado	$0.7\Delta y + 0.05\Delta u y < \Delta < 0.7\Delta y + 0.2\Delta u y$	$1.0D y \leq D < D y + D u y$	Daño estructural leve y no estructural moderado: -Las columnas y/o estribos experimentan fisuras o grietas moderadas debido a acciones de corte. -Desplazamientos moderados (menores a 5cm) de los estribos. -El tablero presenta fisuras debido a fuerzas cortantes (Sismo). -Falla en los apoyos, o asentamientos moderados en los accesos. Pero siguen siendo seguras estructuralmente	5-20%
Daño severo	$0.7\Delta y + 0.2\Delta u y < \Delta < 0.7\Delta y + 0.5\Delta u y$	$D y + D u y \leq D < D u$	Daño estructural moderado y no estructural severo: -Las columnas o estribos fallan por corte, de tal manera que se vuelven inseguras, pero no llegan al colapso. -Hay asentamientos diferenciales en los estribos, así como también en los accesos.	20-50%
Daño completo -Colapso	$0.7\Delta y + 0.5\Delta u y < \Delta < 0.7\Delta y + 1.0\Delta u y$	$D u \leq D$	Daño estructural muy fuerte o cerca del colapso: -Colapso de cualquier columna y/o estribos -la pérdida de conexión con los apoyos, lo que conduce a un desplome inminente del tablero, o la inclinación de la subestructura debido a fallas en la cimentación.	50-100%
	$\Delta u y = 0.9\Delta u - 0.7\Delta y$	$D u y = 0.25(D u - D y)$		

Fuente: Milutinovic y Trendafiloski, (2003).

La tabla N°07 presenta dos columnas, una para los límites de desplazamiento y otra para los límites de desplazamiento espectral. La primera columna corresponde a los desplazamientos de la curva de capacidad obtenidos a través del análisis estático no lineal, mientras que la segunda columna corresponde a los desplazamientos espectrales del espectro de capacidad. Para establecer los estados límite, se han considerado cuatro niveles: leve, moderado, severo y colapso (ver figura N°24). Estos estados límite están directamente relacionados con el desplazamiento de fluencia (D_y) y el desplazamiento máximo o último de la estructura (D_u). La tabla N°8 presenta las fórmulas utilizadas para determinar dichos estados límite, según lo expuesto por Cutti (2018, p.57).

Tabla N°8 Estados de daño para un espectro capacidad

Estado limite	Desplazamiento(m)	Eje Sd
DS0(Sin Daño)	$\leq 0.7D_y$	0
Sd (Daño leve)	$> 0.7D_y$	$Sd1 = 0.7D_y$
Sd (Daño moderado)	$> D_y$	$Sd2 = D_y$
Sd (Daño severo)	$> D_y + 0.25(D_u - D_y)$	$Sd3 = D_y + 0.25(D_u - D_y)$
Sd4 (Colapso)	$> D_u$	$Sd4 = D_u$

Fuente: Milutinovic y Trendafiloski, 2003.

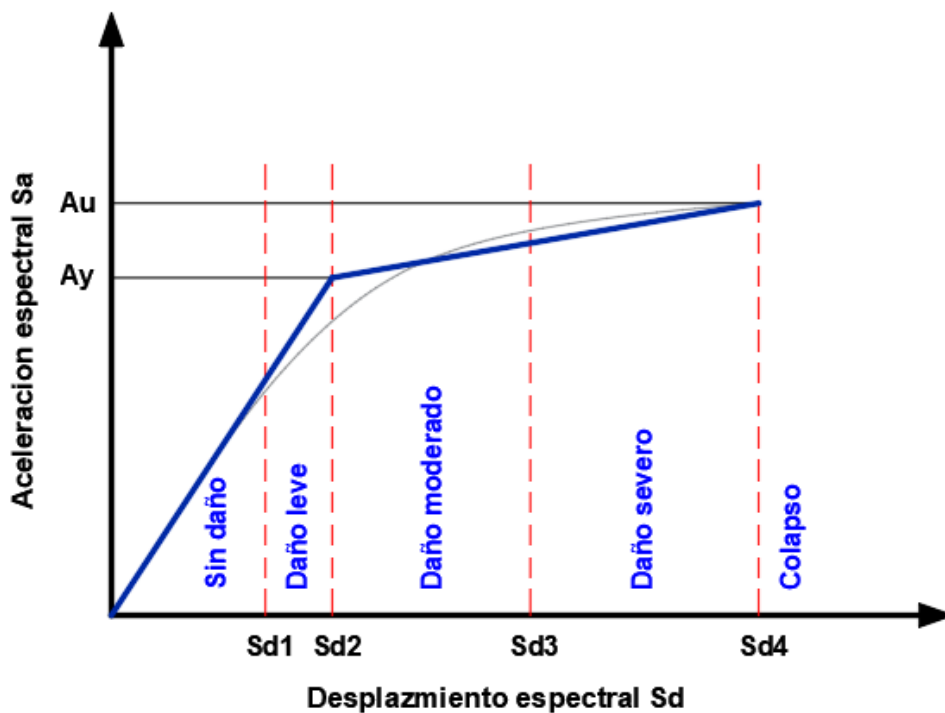


Figura N°24 Límites de daño en el espectro de capacidad de la estructura

Fuente: Milutinovic y Trendafiloski, (2003).

2.2.10. MÉTODO PUSHOVER

Según lo expuesto por Tacas (2018, p. 38), para conseguir la curva de capacidad se emplea el método de análisis conocido como "Pushover". Para ello, se aplica inicialmente una fuerza lateral a la estructura (E) para determinar el momento flector en los miembros que se deben a esta carga (V). Además, es necesario elegir un punto de referencia para registrar las deformaciones (D) después de cada incremento de carga. La carga se incrementa gradualmente hasta que se alcance la capacidad máxima de algún elemento estructural, en ese momento se toman registros de los desplazamientos en el punto de control y de los esfuerzos de corte en los estribos. Finalmente, los datos de corte (V) y desplazamiento (D) se representan en una gráfica, la cual es denominada "curva pushover". A partir de esta curva, se puede obtener el desplazamiento de fluencia y, con las ductilidades y los desplazamientos correspondientes para cada estado límite.

Se utiliza el Análisis Modal Espectral para calcular la demanda sísmica, lo que implica conocer los modos y periodos naturales del sistema con varios grados de libertad. En primer lugar, se calcula la curva de aceleración utilizando el factor de reducción de fuerzas (R), el cual se establece en $R=3$. Después, se hallan las curvas de aceleración reducidas empleando los periodos naturales, y se utilizan estas para determinar los desplazamientos de los elementos del puente mediante el método estático del reglamento Cirsoc (2008), para cada modo de vibración. Finalmente, se lleva a cabo la superposición modal en la dirección considerada, sumando los efectos modales mediante la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados. Si hay modos cuyos períodos difieren en menos de un 10%, se suman los efectos de estos en valores absolutos y se elevan al cuadrado como grupo (Tacas, 2018, p.38).

Con la capacidad y la demanda calculadas en los pasos anteriores, se determina el cociente entre ellos (r_L) de la siguiente forma:

$$r_L = \frac{\Delta C}{\Delta EQ} \quad (2.27)$$

- Si $r_L \geq 1.5$ no se necesitan acciones de rehabilitación.
- Si $1.0 \leq r_L \leq 1.5$ puede ser requeridas acciones de rehabilitación.
- Si $r_L \leq 1.0$ se deben tomadas medidas.

Las restricciones de este método son de enfoque general y tiene pocas restricciones. Sin embargo, la evaluación de la capacidad se limita a examinar pilar por pilar o estribo por estribo, lo que no necesariamente muestra la capacidad total del puente. Por lo tanto, se determinan los desplazamientos requeridos para cada nivel de sismo (Tacas, 2018, p.39).

2.2.11. MÉTODO DEL ANALISIS TIEMPO-HISTORIA.

Hay poca información disponible sobre el método de Historia en el Tiempo No-lineal (AHTNL) pero recientemente se ha vuelto más popular para usarse en puentes medios y cortos que tienen dispositivos de aislamiento y en áreas con alta actividad sísmica donde se espera un comportamiento no lineal en zonas de alta sismicidad.

Este método es importante porque permite incluir el comportamiento de todos los componentes que conforman un puente. Para lograr esto, se requiere hacer ajustes teóricos y experimentales en cada componente y luego integrarlos en el modelo completo. Todos los materiales tienen un comportamiento no lineal una vez superado su límite de fluencia, incluyendo el concreto que muestra un comportamiento no lineal desde el inicio de su puesta en carga. Por lo tanto, si se desea analizar la influencia de uno o más elementos estructurales en la respuesta del puente, deben incluirse en el modelo a través de su respuesta carga-deformación y luego realizarse el análisis tiempo-historia (Tacas,2018, p. 39-40).

A diferencia de los métodos mencionados anteriormente, en este método se evalúan al mismo tiempo la capacidad y la demanda del puente. El modelo utilizado para evaluar la demanda incluye el límite de fluencia de los materiales de los componentes estructurales, lo que tiene un impacto directo en la respuesta del puente. Por ejemplo, si se analiza el desplazamiento de la cabeza de una pila, se puede ver que es mayor si se considera la respuesta no lineal en lugar de la respuesta elástica, debido a los efectos de la no linealidad y la pérdida de resistencia en el concreto (Tacas,2018, p. 39-40).

2.3. DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS

2.3.1. Espectro de capacidad.

Este método es comúnmente utilizado para identificar los puntos de desempeño de una estructura. Su enfoque se basa en una comparación gráfica entre la capacidad de la estructura para resistir fuerzas laterales y la demanda sísmica, la cual se representa mediante un espectro elástico reducido. (Medina & Music, 2018, p. 63-77).

2.3.2. Espectro de demanda.

El espectro de demanda (espectro inelástico) representa la acción sísmica a la cual está sometida la estructura y, para considerar la incursión de la estructura en el rango inelástico, se calcula el espectro inelástico de demanda, a partir de unos factores reductores que pueden ser función de la ductilidad o de un coeficiente de amortiguamiento viscoso equivalente (Bonett, 2003, p. 97).

2.3.3. Curva de capacidad.

La curva de capacidad se refiere a la relación entre el desplazamiento lateral característico de una estructura y su resistencia a la carga lateral. Esta curva se obtiene generalmente mediante un análisis estático no lineal, que también es conocido como análisis pushover (Moreno, 2006, p. 92).

2.3.4. Punto de desempeño.

También llamado demanda de desplazamiento, es una estimación del desplazamiento máximo esperado del techo de un edificio calculado para un sismo de diseño. Como resultado, se puede caracterizar el estado de daño asociado para la estructura y compararlo con el objetivo de desempeño deseado. Esto permite identificar las deficiencias en cada parte del edificio y abordarlas directamente con medidas correctivas cuando sea necesario. (Calla, 2019, p. 49).

2.3.5. Análisis Pushover.

Es un tipo de análisis estático incremental que sirve para determinar la curva de capacidad (desplazamiento del último nivel vs fuerza cortante basal) de una estructura o elemento. Se basa en la aplicación de un patrón de cargas laterales que se van incrementando hasta alcanzar un estado límite (Punto de Desempeño) o una condición de falla. (Calla, 2019, p. 46).

2.3.6. Aceleración Espectral.

Es la respuesta de aceleración máxima absoluta a un periodo dado de un sistema estructural.(Tiguila, 2012, p.15).

2.3.7. Representación bilineal de la curva de capacidad.

Se emplea para evaluar el espectro de demanda reducido, también conocido como espectro inelástico. Para hacer uso de esta representación, es esencial definir dos puntos clave: el punto de cedencia y el punto de agotamiento de la capacidad o rendimiento de la estructura. (Silva, 2018, p. 39).

2.3.8. Análisis modal espectral.

Es un método que toma en cuenta las propiedades dinámicas de la estructura, tales como su forma de vibrar y la contribución de cada modo en la respuesta. Esto con la finalidad de reproducir con mayor aproximación el comportamiento estructural real ante acciones sísmicas. Este análisis sísmico se utiliza cuando la importancia de la estructura lo amerita.(Donobhan, 2007, p. 10).

2.3.9. Peligro sísmico.

Es la probabilidad de ocurrencia de un sismo, dentro de un período específico, en una determinada localidad o zona (Kuroiwa, Pacheco, & Pando 2010, p. 167).

2.3.10. Riesgo sísmico.

El riesgo sísmico es la probabilidad de que ocurra un evento sísmico y los posibles daños o pérdidas resultantes en una determinada área geográfica. Está determinado por la combinación de la magnitud y la frecuencia de los terremotos, la vulnerabilidad de las construcciones y la capacidad de la sociedad para responder y recuperarse de un evento sísmico. (UNISDR, 2009).

2.3.11. Espectro de diseño.

“El espectro de diseño debe consistir en un conjunto de curvas suaves o en una serie de líneas rectas con una curva para cada nivel de amortiguamiento” (Salas, 2021, p. 73).

CAPITULO III. MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. UBICACIÓN GEOGRÁFICA.

En esta investigación se determinó el índice de vulnerabilidad sísmica del puente Malcas, ubicado en el centro poblado de Malcas, Distrito de Condebamba, Provincia de Cajabamba y Departamento de Cajamarca. Tiene como punto inicial el Km. 1215+947 de la carretera longitudinal de la Sierra tramo Cajabamba-San Marcos, con coordenadas UTM: 815315.57 E, 9167783.23 N y como punto final el Km. 1215+987 con coordenadas UTM: 815325.15 E, 9167822.06 N.

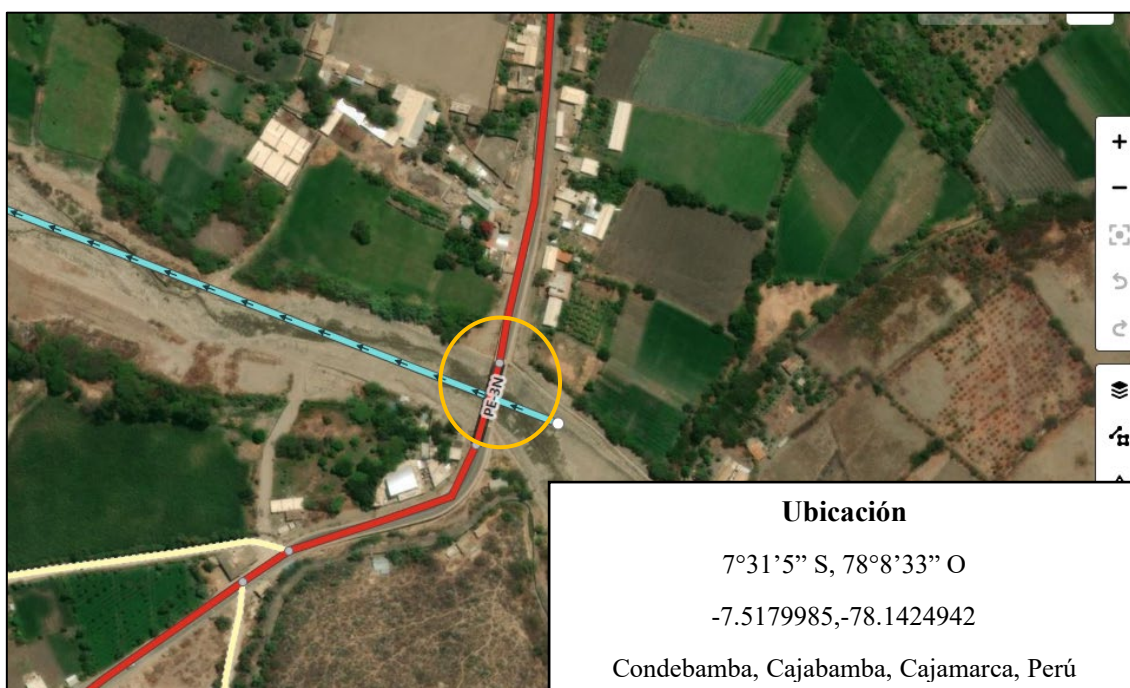


Figura N°25 Ubicación Geográfica del Puente Malcas.

Fuente: Bing.com

3.2. ÉPOCA DE INVESTIGACIÓN.

Esta investigación se ha realizado entre los meses de julio y diciembre del año 2022

3.3. PROCEDIMIENTO.

En el marco de esta investigación se presenta un procedimiento de evaluación estructural del puente, que consta de dos etapas tal como propone Tacas (2018). Cada una de estas etapas se enfoca en la evaluación de características específicas de la estructura, utilizando diferentes niveles de precisión y rigor técnico.

La primera etapa, se realizó con el método del índice de vulnerabilidad (también llamada evaluación simplificada por Tacas, 2018), este método evalúa ciertos aspectos de la estructura del puente Malcas para los cuales se requirieron datos obtenidos durante la visita de inspección realizada.

En la segunda etapa, se realizó con el método del espectro de capacidad (también llamada evaluación detallada por Tacas, 2018), Para llevar a cabo este proceso fue necesario obtener información detallada sobre las propiedades específicas de los materiales utilizados, porcentaje de refuerzo transversal y longitudinal, las dimensiones de los estribos y el espectro propio del sitio (Se obtuvo del expediente técnico).

3.3.1. DESCRIPCION DEL PUENTE MALCAS.

El puente Malcas fue construido en noviembre del año 2017; se encuentra ubicado en el centro poblado de Malcas, en el distrito de Condebamba, provincia de Cajabamba y departamento de Cajamarca. La construcción de este puente estuvo a cargo de la empresa Consorcio Malcas I (Transportes y Construcciones Blas-gon S.A. sucursal del Perú / Constructora Duran S.A.); el diseño estuvo a cargo del Ingeniero Javier Taípe Carbajal y se basa en la norma americana AASHTO LRFD (2004,2007 Y 2010) y en el manual de diseño de puentes MTC (2003).



Figura N°26 Puente Malcas
Fuente: Elaboración Propia

3.3.2. CARACTERISTICAS DEL PUENTE MALCAS.

La Construcción del puente Malcas es de un puente tipo Estructural Mixto: vigas metálicas y losa de concreto armado de 42.6 m. de longitud entre ejes de apoyo, conformado por tres vigas de metálicas y losa de espesor variable llenada in situ, ancho de vía 7.20 m (doble vía + berma), ancho de veredas de 1.60m (0.80m cada lado), ancho total del tablero 8.80 m, accesos, protección ribereña y plan de manejo socio ambiental; además la resistencia a compresión del concreto es $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ y la fluencia del acero especificado en los planos es: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

En la figura N°27 se observa el corte longitudinal y en la figura N°28 se observa el corte transversal del puente.

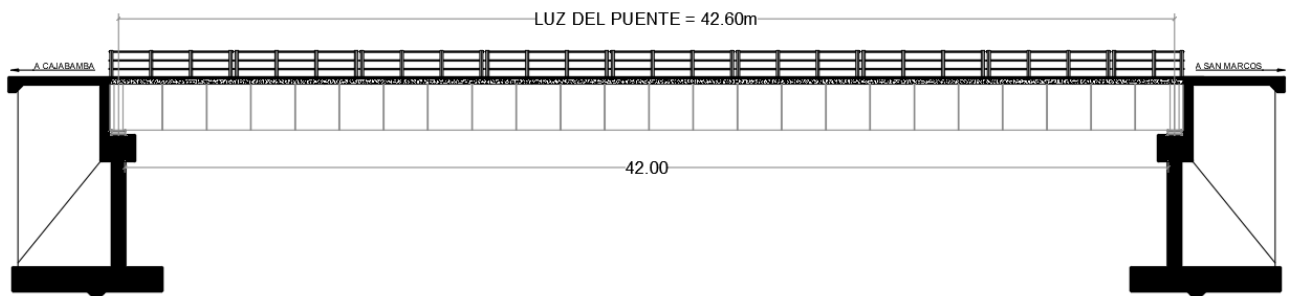


Figura N°27 Corte longitudinal del puente Malcas
Fuente: Elaboración Propia

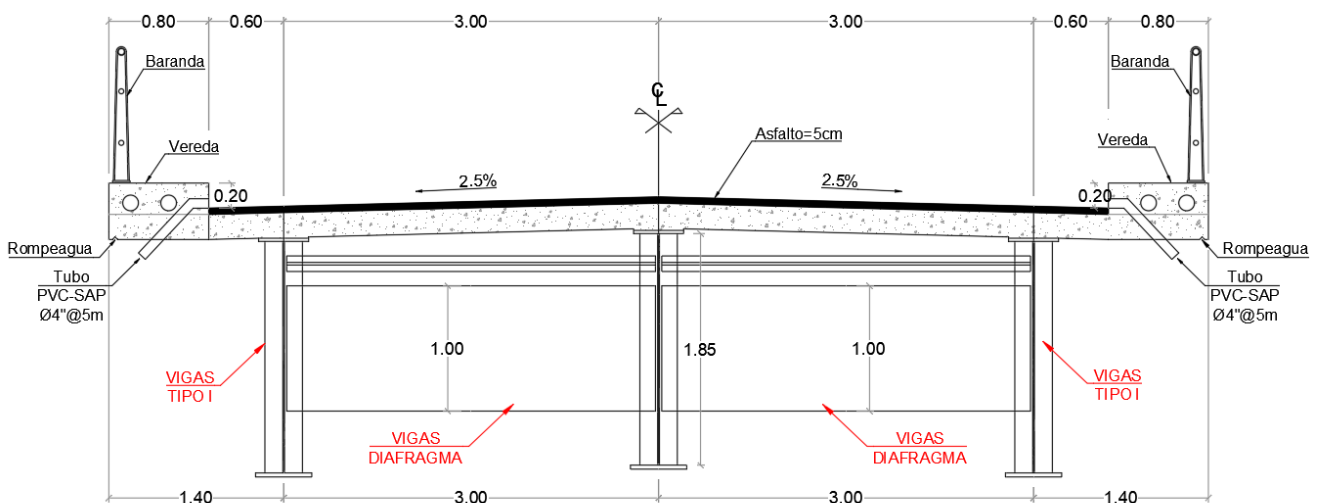


Figura N°28 Corte transversal del puente Malcas
Fuente: Elaboración Propia

3.3.3. MÉTODO DEL ÍNDICE DE VULNERABILIDAD.

Se emplearon los parámetros establecidos en la sección 2.2.6.2.1 para determinar el nivel de importancia de cada uno de ellos en el puente Malcas. Este proceso se realizó siguiendo el procedimiento descrito en la sección 2.2.6.2.2.

a) Irregularidad en la rigidez lateral del puente.

Se determinó la rigidez de los apoyos ubicados en los estribos del puente Malcas, ya que en esta estructura no existen pilares. Para tal fin, se requirió obtener información sobre las características y propiedades de los mencionados apoyos (Neopreno).

$$L=350\text{mm}=35\text{cm}$$

$$B=400\text{mm}=40\text{cm}$$

$$H=76\text{mm}=7.6\text{cm}$$

$$G=12\text{kg/cm}^2$$

- **Rigidez de los apoyos en los estribos.**

$$K_{\text{apoyo}} = \sum_{i=1}^n \frac{A_i * G_i}{h_i}$$

$$K_{\text{apoyo}} = 2 \left(\frac{35\text{cm} * 40\text{cm} * 12\text{kg} / \text{cm}^2}{7.6\text{cm}} \right)$$

$$K_a = 4421.05 \text{ kg/cm}$$

Ahora calculamos el K_{estribo} :

$$K_a = 4421.05 \text{ kg/cm}$$

$$K_p = \infty$$

$$K_{\text{estribo}} = K_a = 4421.05 \text{ kg / cm}$$

- **Rigidez de los apoyos en los pilares**

Como no hay pilares entonces:

$$K_{\text{pilar}} = 0$$

Por lo tanto:

$$K_M = K_{\text{pilar}} = 0$$

$$K_m = K_{\text{estribo}} = 4421.05 \text{ kg / cm}$$

$$C_1 = 1 - \frac{K_M - K_m}{10K_m} = 1 - \frac{0 - K_m}{10K_m} = 1.1$$

b) Longitud de asiento.

Se determina la longitud de asiento del estribo

$$L=42.60\text{m}$$

$$H=7.65\text{m}$$

$$LR = 400 + 2.5L + 10H = 400 + 2.5 * 42.60 + 10 * 7.65 = 583\text{mm}$$

Luego la longitud de asiento que existe en el estribo del

Puente Malcas es: $LA = 1000\text{mm}$

De lo valores obtenidos se verifica que:

$$LA = 1000\text{mm} \geq LR = 583\text{mm}$$

Por lo tanto $C_2 = 1.0$

c) Año del proyecto.

Como se mencionó anteriormente, el puente Malcas fue construido en el año 2017, por lo que:

$$C_3 = \frac{AC - 1900}{100} = \frac{2017 - 1900}{100} = 1.17 \leq 1$$

$$\rightarrow C_3 = 1.0$$

d) Irregularidad en planta y esviamiento.

En el caso del puente Malcas es recto y con un esviamiento de 0° y no presenta curvatura horizontal o vertical como podemos observar en la siguiente figura.



Figura N°29 Vista en planta del puente Malcas

Fuente: Elaboración Propia

Como: $\alpha = 0^\circ < 20^\circ$
 $\rightarrow C_4 = 1.0$

e) Tipo de apoyos

En el caso del puente Malcas, todos los apoyos son de neopreno laminado para los estribos.

- Para apoyos laminados de neopreno $\rightarrow C_5 = 0.9$

f) Estado de conservación y socavación.

- **Efecto de socavación (X_1):** No hay evidencia de socavación que pueda perjudicar al puente Malcas (ver figura N°30), por lo que siguiendo la sección 2.2.6.2.2 (f) se tiene: $\rightarrow X_1 = 0$



Figura N°30 Estado de socavación del puente Malcas
Fuente: Elaboración Propia

- **Estado de conservación de los apoyos (X_2):** No se observa degradación del neopreno ni desprendimiento (Figura N°31) por lo tanto $\rightarrow X_2 = 0$



Figura N°31 Estado de conservación de los apoyos del puente Malcas
Fuente: Elaboración Propia.

- **Daños en los elementos estructurales (Vigas, Tablero, Pilares y estribos) (X_3):**

Si se observan grietas menores que 0.7 mm en uno de los estribo del puente (Figura N°32), entonces $\rightarrow X_3 = 0.05$

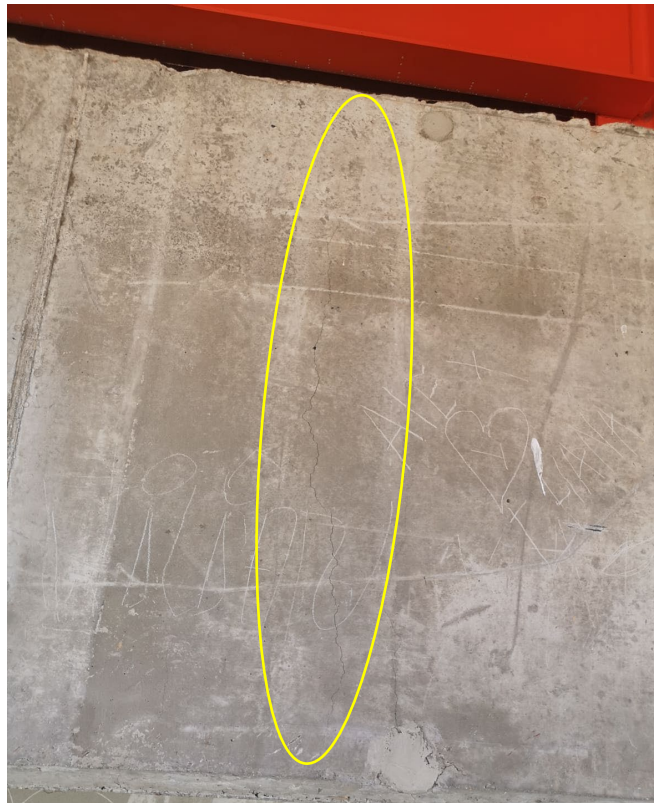


Figura N°32 Fisura en el estribo izquierdo de del puente Malcas
Fuente: Elaboración Propia

- **Daños en uniones o conexiones relacionados a corrosión y agrietamiento en componentes de acero (X_4)**

Durante la inspección del Puente Malcas, no se detectó ningún tipo de daño en las uniones metálicas de las vigas ni se evidenció agrietamiento en los componentes de acero (Figura N°33). $\rightarrow X_4 = 0$



Figura N°33 Estado actual de las vigas metálicas del puente Malcas

Fuente: Elaboración Propia

- **Mantenimiento y rehabilitación (X_5):** El puente es reciente y cuenta con muy buen mantenimiento, $\rightarrow X_5 = 0$

$$C_6 = 1.0 - \sum_{i=1}^5 X_i \geq 0$$

$$C_6 = 1.0 - (0 + 0 + 0.05 + 0 + 0)$$

$$\rightarrow C_6 = 0.95$$

g) Potencial de licuación.

Según el informe de geología y geotecnia del expediente técnico, este suelo no tiene potencial de licuación $\rightarrow C_7 = 1.0$

h) Periodo de vibración.

El puente Malcas se ubica en la zona sísmica 3 (Según la Norma E 030), con un suelo de tipo S1 (Según el informe geotécnico del E.T) por lo tanto, los valores característicos del espectro son:

$$T_p = 0.4s$$

Luego calculamos el peso total de la estructura sobre el estribo.

Superestructura:

-Área de sección de la losa: 1.44 m^2

Luz libre del puente: 42.60 m

Peso específico del Cº: 2.4 tn/m^2

Peso de la losa = 147.23 tn .

-Área de sección de la viga tipo I: 0.05 m^2

Luz libre del puente: 42.60 m

Peso específico del Acero: 7.85 tn/m^3

Nº de vigas: 3

Peso de las vigas = 50.16 tn .

-Área de sección de la viga diafragma: 0.017 m^2

Longitud de la viga diafragma: 3.00 m

Peso específico del Acero: 7.85 tn/m^3

Nº de vigas diafragma: 20

Peso de las vigas Diafragma = 8.00 tn .

Peso total de la superestructura = $(147.23+50.16+8) \text{ tn} = \mathbf{205.39 \text{ tn}}$

Asfalto:

$$W_{asfalto} = P_{e_{asfalto}} * espesor * area$$

$$W_{asfalto} = 2.20 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3} * 0.05 \text{ m} * (42.60 \text{ m} * 7.20 \text{ m}) = 33.74 \text{ tn}$$

Veredas:

$$W_{vereda} = 2 * P_{e_{concreto}} * espesor * area$$

$$W_{vereda} = 2 * 2.4 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3} * 0.45 \text{ m} * (42.60 \text{ m} * 0.80 \text{ m}) = 73.61 \text{ tn}$$

Baranda:

$$W_{baranda} = 2 * P_{mlineal} * longitud$$

$$W_{baranda} = 2 * 0.05 \frac{\text{tn}}{\text{m}} * 42.60 \text{ m} = 4.26 \text{ tn}$$

Tabla N°9 Cargas del puente Malcas	
ELEMENTO	W(ton)
Superestructura	205.39
Asfalto	33.74
Veredas	73.61
Baranda	4.26
Carga Total	317.00
Carga Total(estribo)	158.5

Fuente: Elaboración Propia

$$\text{Luego } m = \frac{W}{g} = \frac{158.50tn}{9.81m/s^2} = 16.16tn * \frac{s^2}{m}$$

Del inciso a tenemos que $K_{estribo} = 4421.05kg/cm = 442.105ton/m$

$$T_s = 2\pi\sqrt{\frac{m}{K_{estribo}}} = 2\pi\sqrt{\frac{16.16}{442.105}} = 1.20s$$

$$1.3T_p = 1.3(0.4) = 0.52s$$

Como $T_s \geq 1.3T_p \rightarrow C_8 = 1.0$

i) Factor de corrección por importancia.

El puente Malcas al formar parte de la Red vial nacional PE 03N, que une las provincias de Cajamarca, San Marcos y Cajabamba; por lo tanto, se considera como un puente crítico y emplearemos un coeficiente según (Olarte,2015) $C_9 = 0.71$.

Una vez que se han obtenido los nueve coeficientes, se realiza el cálculo del índice de vulnerabilidad:

$$I_v = \left[\frac{C_1 * C_2 * \dots * C_8}{C_i^6} \right] = \left[\frac{1.1 * 1.0 * 1.0 * 1.0 * 0.9 * 0.95 * 1}{0.99^6} \right] = 0.98$$

Aplicando el factor de corrección por importancia obtenemos:

$$I_v = 0.98 * C_9 = 0.98 * 0.71 = 0.70$$

$$\Rightarrow I_v = 0.70$$

3.3.4. MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD.

Para proceder con el desarrollo del método del espectro de capacidad del puente Malcas fue necesario obtener algunos datos de la estructura. Para ello contamos con el expediente técnico completo (planos escaneados en PDF).

3.3.4.1. Modelos de comportamiento de materiales.

- *Modelo esfuerzo deformación Hognestad para el concreto*

Con el propósito de simplificar las propiedades inelásticas del concreto en un modelo teórico comprensible, se utilizan el modelo Hognestad, el cual es el más adecuado para este estudio ya que se emplea para elementos no confinados (Cutti,2018), tales como la losa y los estribos del puente Malcas. Se compone de un tramo parabólico de segundo grado y otro lineal. La expresión que representa este modelo es:

$$f_c = \begin{cases} f'_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] & \text{para } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_0 \\ f'_c - \frac{0.15 * f'_c (\varepsilon_c - \varepsilon_0)}{(\varepsilon_c - \varepsilon_0)} & \text{para } \varepsilon_0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_u \end{cases} \quad (3.1)$$

Donde: f_c es el esfuerzo y ε_c la deformación unitaria en el concreto, por otra parte, la deformación unitaria que corresponde a f'_c es $\varepsilon_0 = 0.002$ y $\varepsilon_u = 0.0038$, es la deformación unitaria máxima útil del concreto en compresión.

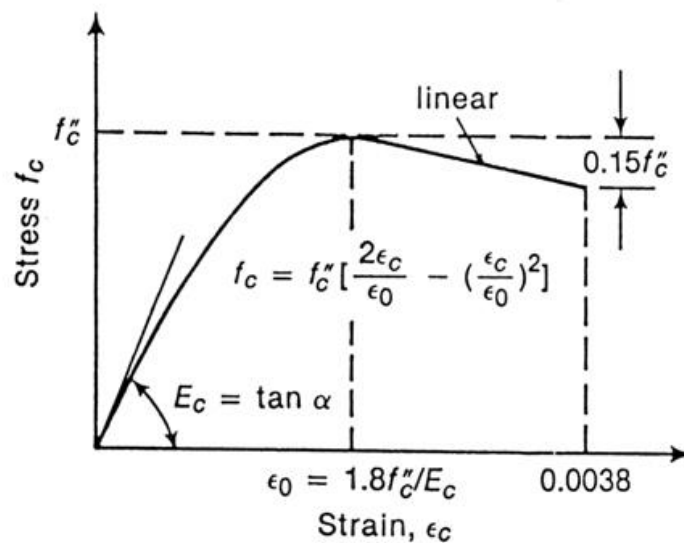


Figura N°34 Modelo de Hognestad del concreto
Fuente: Villagrán y Vera, 2004.

A continuación, en la figura N°35 se muestra el modelo de Hognestad adecuado a los parámetros y condiciones del puente Malcas.

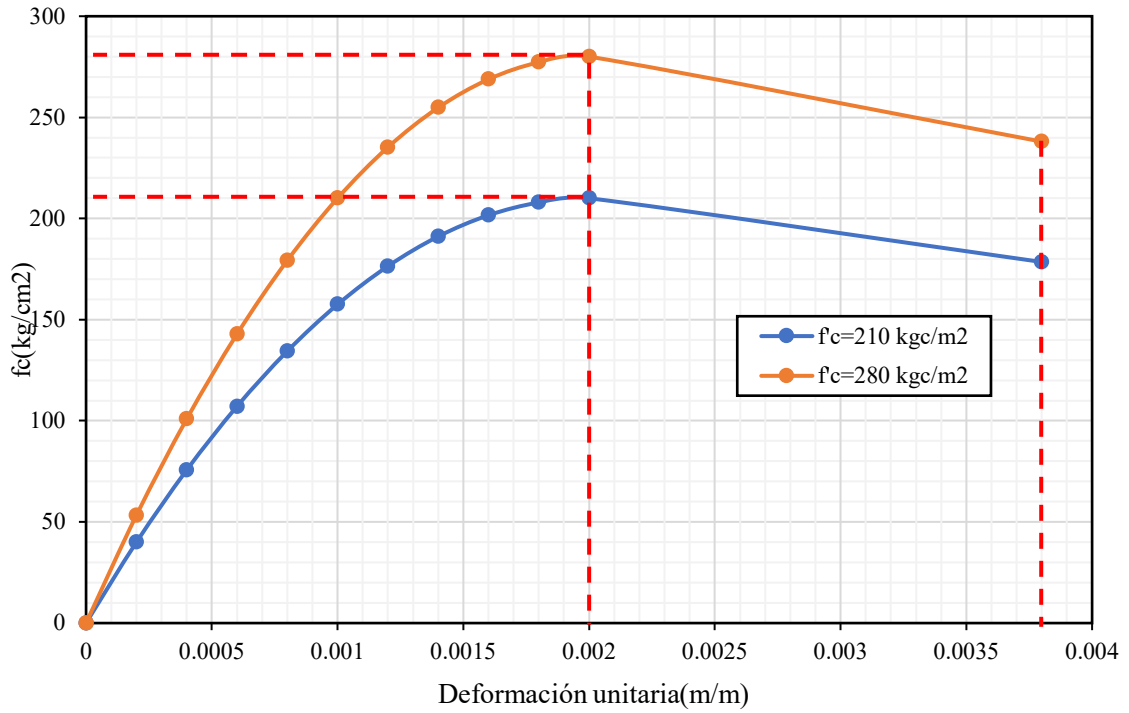


Figura N°35 Modelo de esfuerzo-deformación Hognestad del concreto
Fuente: Elaboración propia.

- *Modelo esfuerzo deformación elastoplástico para el acero.*

Es el modelo bilineal más sencillo para el acero de refuerzo (Figura N°36), debido a que no se toma en cuenta la resistencia superior de fluencia y el aumento en el esfuerzo debido al endurecimiento por deformación.

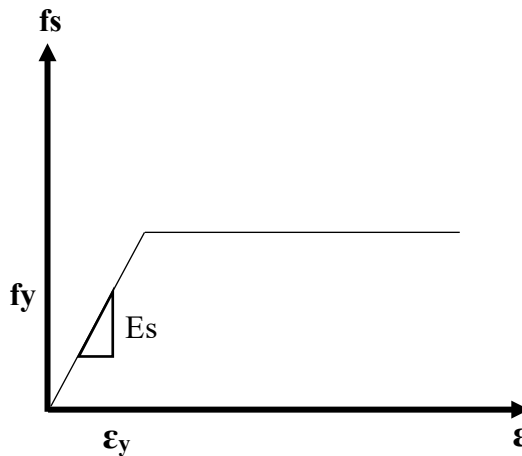


Figura N°36 Modelo esfuerzo-deformación Elastoplástico para el acero
Fuente: Adaptado de Tacas, 2018.

A continuación, se presenta el modelo elastoplástico adecuado a los parámetros y condiciones del puente Malcas.

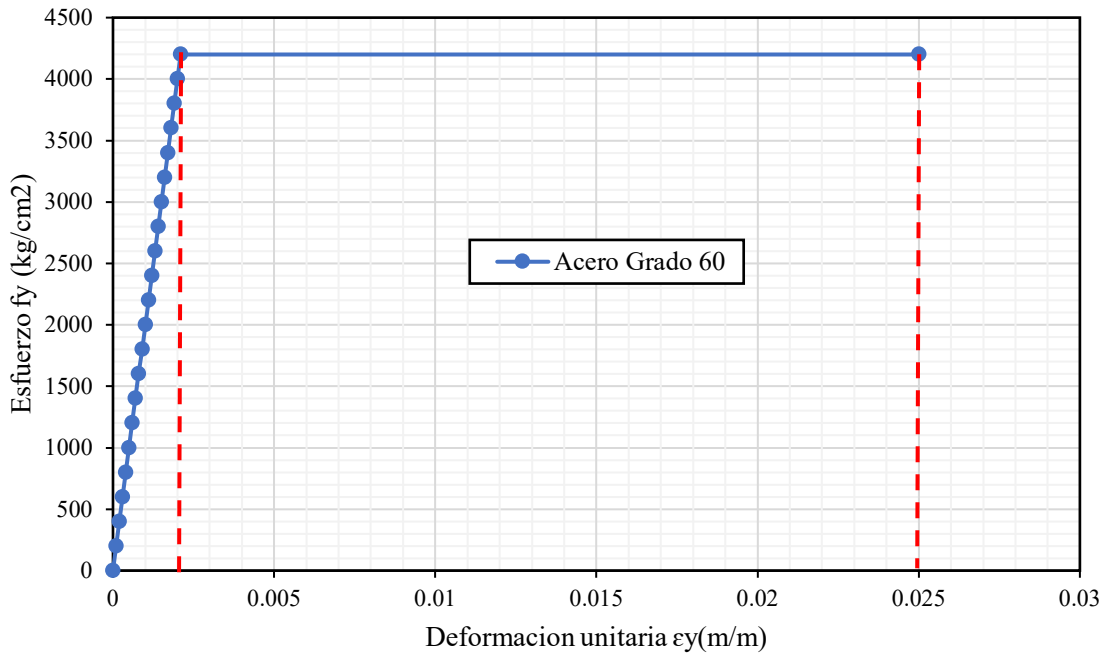


Figura N°37 Modelo esfuerzo-deformación Elastoplástico del acero para el puente Malcas

Fuente: Elaboración propia.

Finalmente se puede listar algunos parámetros idealizados para el concreto y acero utilizado en el modelamiento (CSI Bridge V24.1.0) del puente Malcas, en la siguiente tabla.

Tabla N°10 Parámetros del diagrama esfuerzo-deformación del puente Malcas.

CONCRETO		VALOR	UND
f'_c	Resistencia a la compresion	210-280	kg/cm2
ϵ_0	Deformación en el esfuerzo máximo alcanzado	0.002	m/m
ϵ_u	Deformación última	0.0038	m/m
E_c	Modulo de elasticidad	217370.6512	kg/cm2
ACERO		VALOR	UND
f'_c	Esfuerzo de fluencia	4200	kg/cm2
ϵ_0	Deformación en el punto de fluencia	0.002	m/m
ϵ_u	Deformación última	0.025	m/m
E_c	Modulo de elasticidad	2000000	kg/cm2

Fuente: Elaboración Propia.

3.3.4.2. Cargas.

En este estudio se decide seguir las recomendaciones de la norma AASHTO LRFD Bridge Specifications 2014 7th edición y del manual de puentes MTC-2018, ya que el

manual de diseño de puentes de nuestro país se basa principalmente en las especificaciones técnicas americanas AASHTO LRFD.

Se consideran en el análisis del puente Malcas las cargas permanentes PP, las cuales engloban el peso propio de los elementos estructurales, y las cargas CP, que incluyen el peso propio de la baranda y el asfalto. El peso propio de los elementos estructurales, como el tablero, las vigas, los diafragmas y los pilares, se calcula automáticamente mediante el software CSI BRIDGE, basado en la geometría y la densidad de la materia

- **Asfalto**
P. específico = 2.20 tn/m^3
Espesor = 0.05 m
Peso del asfalto = 0.11 tn/m^2 (Carga por área)
- **Peso Baranda = 0.1 tn/m (Carga lineal)**

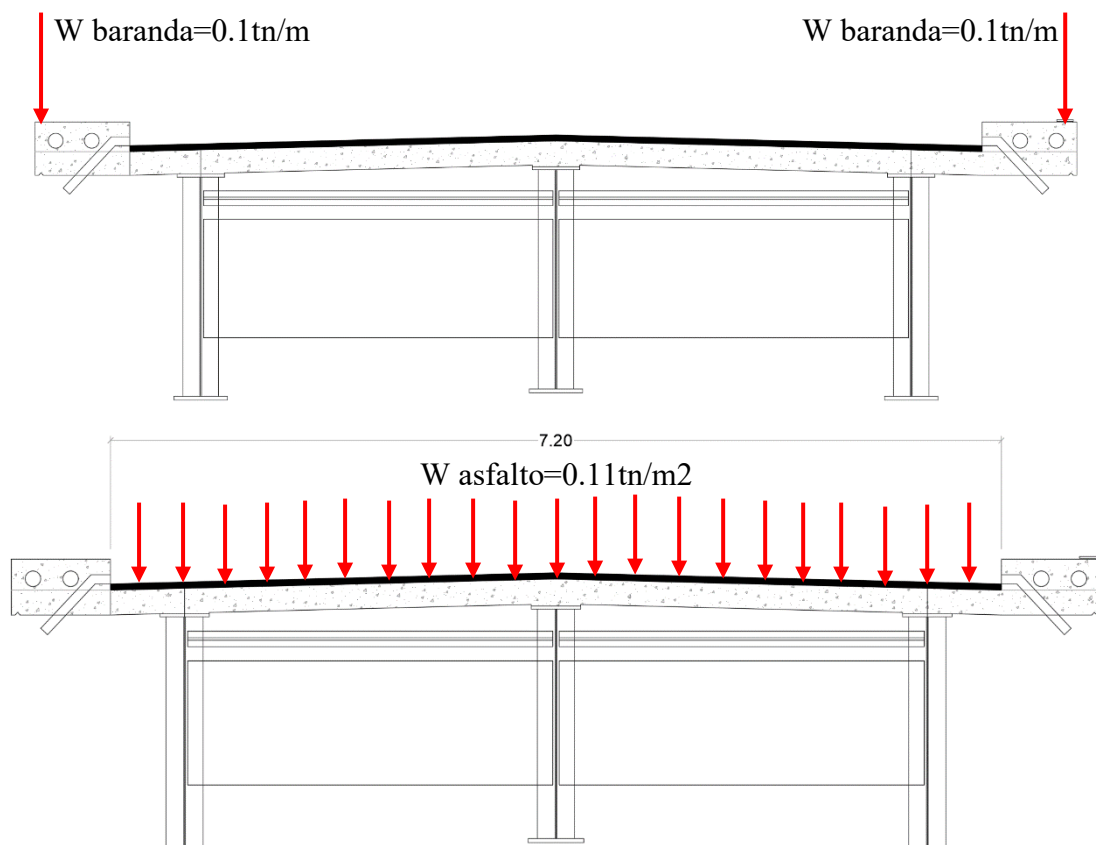


Figura N°38 Distribución de cargas (barandas y asfalto)
Fuente: Elaboración Propia.

La sobrecarga vehicular se evalúa utilizando la carga recomendada en el Manual de Puentes (2018) del MTC, que en la sección 2.4.3.2 establece el uso de la carga HL-93. Esta carga incluye el camión de diseño (HL-93K) y un tándem de diseño (HL-93M), y será asignada en el software CSI BRIDGE para su análisis.

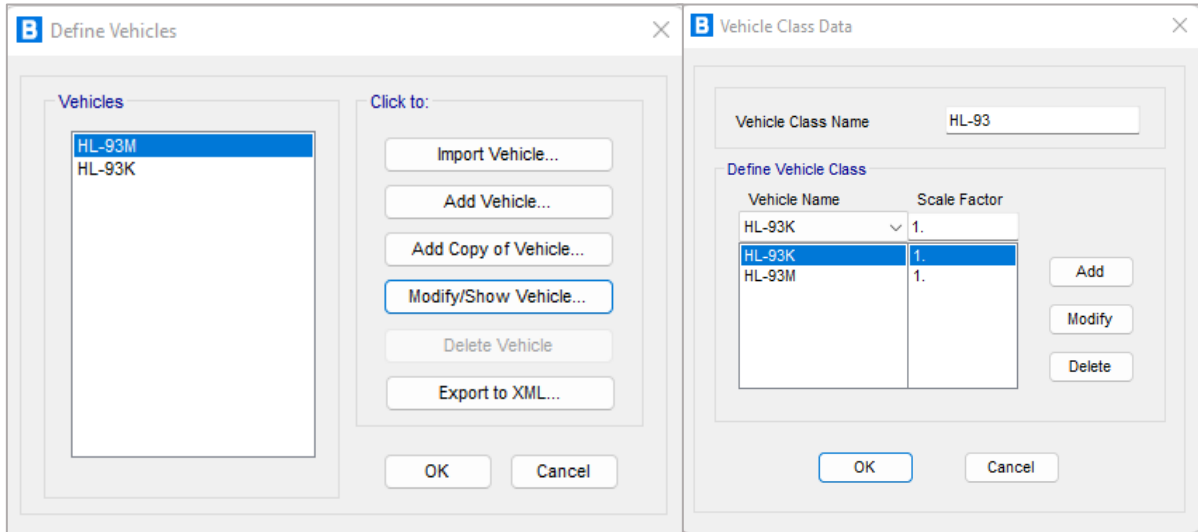


Figura N°39 Asignación de cargas móvil HL-93 en Csi Bridge v24.

Fuente: Elaboración Propia.

3.3.4.3. Análisis modal.

Se llevó a cabo un análisis modal del puente mediante el software Csi Bridge V.24.1.0, utilizando el load case MODAL predefinido, con el fin de determinar el período de vibración fundamental de la estructura. De esta manera, se obtuvieron los modos de vibración y los porcentajes de participación de masa correspondientes. Para obtener los modos y periodos o frecuencias de la estructura, el software resuelve el problema matricial de valor característico o eigenvalor dado por $[k - w^2 m] \phi = 0$, que se interpreta como un conjunto de N ecuaciones algebraicas homogéneas para los N elementos $\phi_j = (j = 1, 2, \dots, N)$ con soluciones triviales para $\det [k - w^2 m] \phi = 0$; la siguiente es la ecuación característica o de frecuencia, que tendrá N raíces reales y positivas en w^2 , donde "m" y "k" son las matrices de masa y rigidez de la estructura del puente Malcas. Debido a la complejidad del cálculo manual por la cantidad de grados de libertad presentes en el modelo, se realizó mediante el uso de software. A continuación, se muestran los modos y frecuencias de vibración obtenidos:

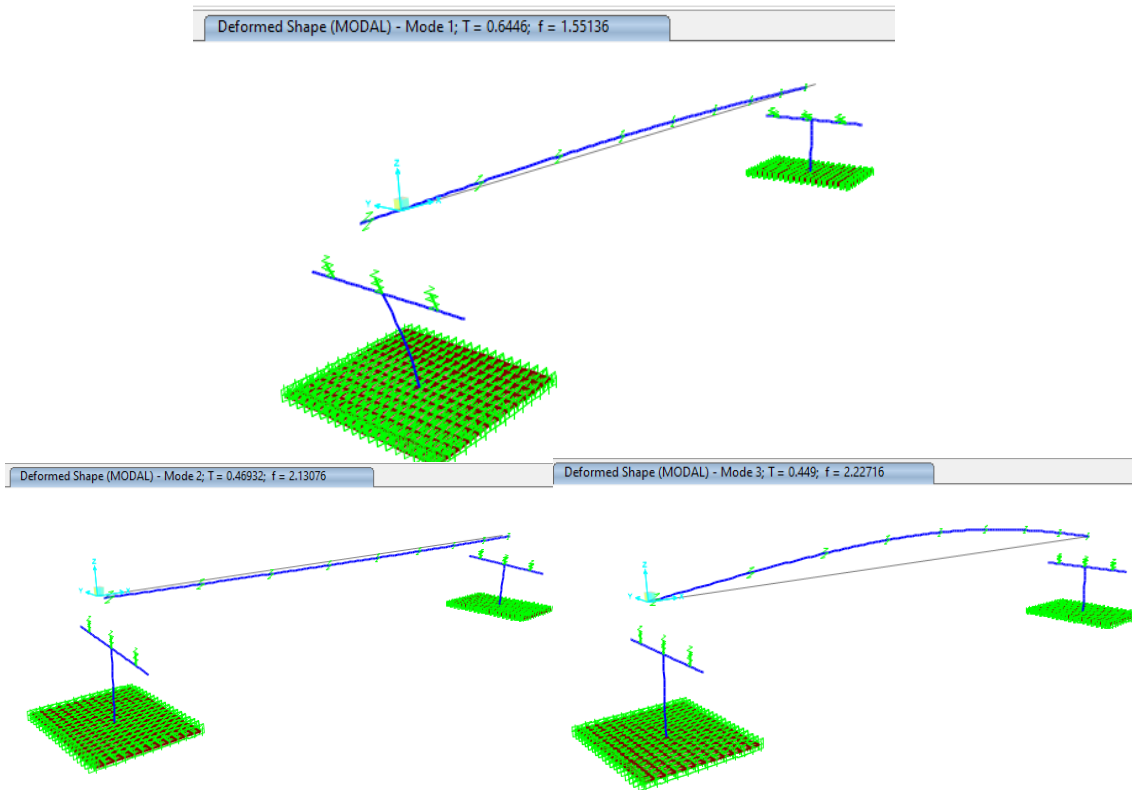


Figura N°40 Tres primeros modos de vibración y frecuencias del puente Malcas.
Fuente: Elaboración Propia.

Además, obtenemos los coeficientes de masa modal y los valores de factor de participación modal del modo fundamental de la estructura del puente:

TABLE: Modal Participating Mass Ratios						
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.644597299	0.49336999	0.00000192	0.00599864
MODAL	Mode	2	0.469315384	0.00000076	0.95105120	0.00000788
MODAL	Mode	3	0.449001484	0.01105607	0.00001237	0.32394931
MODAL	Mode	4	0.29943975	0.00000054	0.00001242	0.00000002
MODAL	Mode	5	0.242878174	0.16716575	0.00000000	0.00000000
MODAL	Mode	6	0.17521572	0.00000007	0.32643982	0.00000000
MODAL	Mode	7	0.156917817	0.00000000	0.00000000	0.00000000
MODAL	Mode	8	0.153289634	0.00000103	0.00002357	0.00000040
MODAL	Mode	9	0.13443983	0.17442692	0.00003200	0.00034401
MODAL	Mode	10	0.128685626	0.00004666	0.04090103	0.00000008
MODAL	Mode	11	0.12807251	0.00533152	0.00074199	0.00000598
MODAL	Mode	12	0.127005097	0.14452353	0.00000000	0.00000000

Figura N°41 Tabla de coeficiente de masa modal obtenido con el Csi Bridge, se considera la dirección Y en el modo 2 (transversal)
Fuente: Elaboración Propia

TABLE: Modal Participation Factors						
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ
Text	Text	Unitless	Sec	Tonf-s2	Tonf-s2	Tonf-s2
MODAL	Mode	1	0.644597299	1.075121447	0.000000345	-0.000019310
MODAL	Mode	2	0.469315384	-0.000000217	1.098084169	0.000000700
MODAL	Mode	3	0.449001484	-0.000026215	0.000000877	-0.000141903
MODAL	Mode	4	0.29943975	0.000000183	0.000000879	-0.000000034
MODAL	Mode	5	0.242878174	-0.000101936	0.000000000	0.000000000
MODAL	Mode	6	0.17521572	0.000000064	-0.000142447	0.000000010
MODAL	Mode	7	0.156917817	0.000000000	0.000000000	0.000000000
MODAL	Mode	8	0.153289634	0.000000253	0.000001211	-0.000000158
MODAL	Mode	9	0.13443983	0.000104126	0.000001410	-0.000004624
MODAL	Mode	10	0.128685626	0.000001703	-0.000050422	0.000000071
MODAL	Mode	11	0.12807251	-0.000018204	0.000006791	-0.000000610
MODAL	Mode	12	0.127005097	-0.000094781	0.000000000	0.000000000

Figura N°42 Tabla de factor de participación modal obtenido con el Csi Bridge, se considera la dirección Y en el modo 2 (transversal)

Fuente: Elaboración Propia

El software Csi Bridge v.24.1.0 utiliza la ecuación 3.2 para calcular el factor de participación modal y el coeficiente de masa modal, utilizando la matriz de masas M de n x n (donde n es el número de grados de libertad del modelo) y el vector J en función del cual se escribe el vector de cargas generalizadas. La Figura N°40 mostró los 3 primeros modos de vibración del modelado del puente Malcas, estos modos también son usados por el programa para los cálculos y se obtiene lo siguiente:

$$\Upsilon_m = PF = \frac{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g}{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g}, \alpha = \frac{\left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N w_i / g \right] \left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g \right]} \quad (3.2)$$

$$\Upsilon_m = 1.098 \quad \alpha = 0.951$$

Luego, se calcula la masa total de la estructura mediante metrado de cargas del puente como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla N°11 Metrado de cargas del puente Malcas.

ITEM	Cant.	Área(m ²)	Long(m)	Ancho(m)	Espesor(m)	Pe(tn/m ³)	Pml	Total(tn)
Superestructura								
Tablero	1.00	1.44	42.60	-	-	2.40	-	147.23
Vigas	3.00	0.05	42.60	-	-	7.85	-	50.16
Diafragma	20.00	0.02	3.00	-	-	7.85	-	8.01
Asfalto	1.00	-	42.60	7.20	0.05	2.20	-	33.74
Vereda	2.00	-	42.60	0.80	0.45	2.40	-	73.61
Baranda	2.00	-	42.60	-	-	-	0.05	4.26
Subestructura								
Estribo	2.00	9.00	8.80			2.40		380.16
Peso total								697.17

Fuente: Elaboración propia.

Finalmente, la masa total de la estructura del puente es igual a **697.17 Tn**. Estos valores obtenidos se utilizarán en las secciones siguientes para obtener el espectro de capacidad en la dirección Y.

3.3.4.4. Análisis estático no lineal y obtención de la curva de capacidad.

Para obtener la curva capacidad se usó el software Csi Bridge v.24.1.0; para ello primero se definieron las rotulas plásticas en los estribos (modelado como placa).

- ***Longitud de la rótula plástica.***

Para obtener la longitud de rótula plástica se toma el procedimiento descrito por Flores, (2015) y se determina esta longitud L_p a partir de la siguiente expresión.

$$L_p = 0.08 * l + 0.022 * d_b * f_y$$

Para el caso de las columnas(placas) del puente Malcas, se tiene los siguientes valores:

-Altura de la placa $l = 4.30 \text{ m}$

-Diámetro de la barra $d_b = 3/4'' = 0.0195 \text{ m}$

-Esfuerzo de fluencia-acero grado 60 $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 = 410 \text{ Mpa}$.

$L_p = 0.08(4.30) + 0.022(0.0195)(410) = 0.52 \text{ m}$, para fines prácticos se toma **$L_p = 0.55 \text{ m}$**

Para ingresar a Csi Bridge se ingresa en distancia relativa $L_p = 0.12$ y $L_p = 0.88$

Para el caso de las vigas, se tiene los siguientes valores:

-Longitud de la viga $l = 8.80 \text{ m}$

-Diámetro de la barra: $d_b = 1'' = 0.0254 \text{ m}$

-Esfuerzo de fluencia-acero grado 60 $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 = 410 \text{ Mpa}$

$L_p=0.08(8.80) +0.022(0.0254) (410) = 0.93\text{m}$, para fines prácticos se toma $L_p= 0.95\text{m}$

A Csi Bridge se ingresa en distancia relativa $L_p=0.39$ y $L_p=0.61$

- **Asignación de la rótula plástica.**

Una vez calculados la longitud de rótula plástica, se ingresan los valores al software Csi Bridge V.24, tal como se muestra en la figura N°43 y N°44

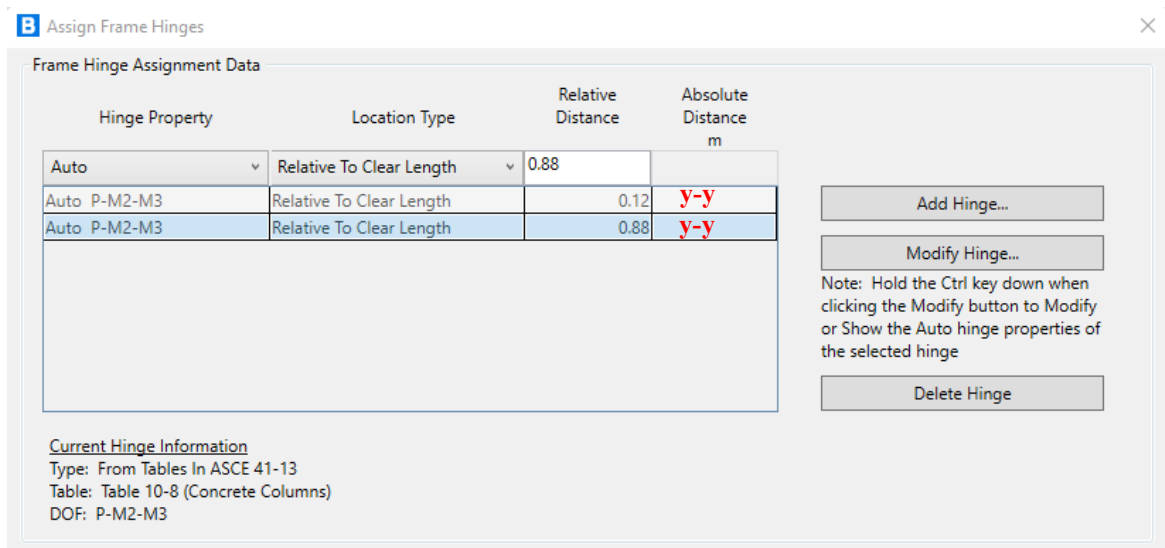


Figura N°43 Asignación de rotulas plásticas en estribos (Columna-placa)

Fuente: Elaboración Propia

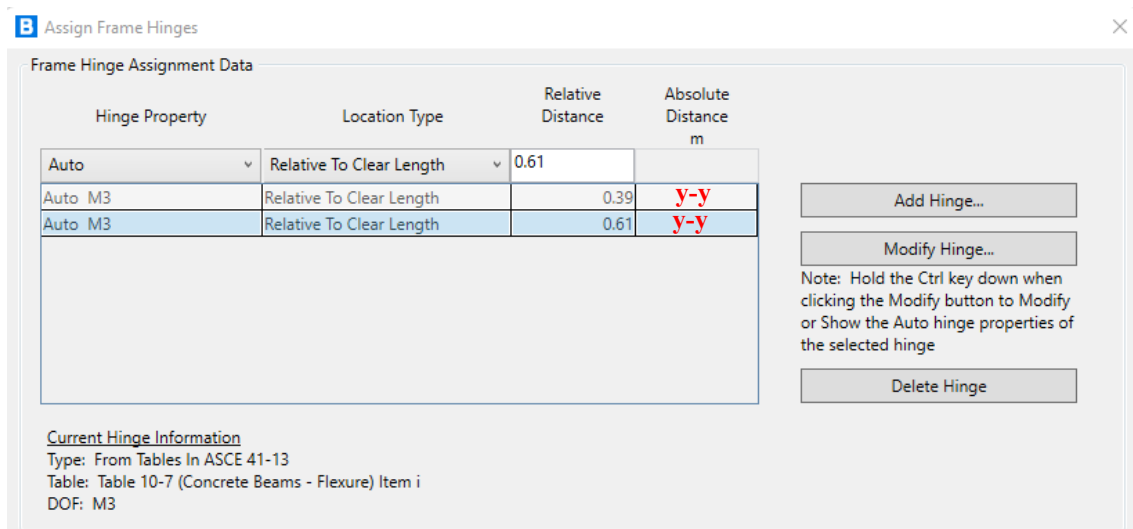


Figura N°44 Asignación de rotulas plásticas en vigas

Fuente: Elaboración Propia

En la figura N°45 se muestra una vista de la asignación de rotulas plásticas en los estribos (Columna-Placa) y las vigas del puente Malcas.

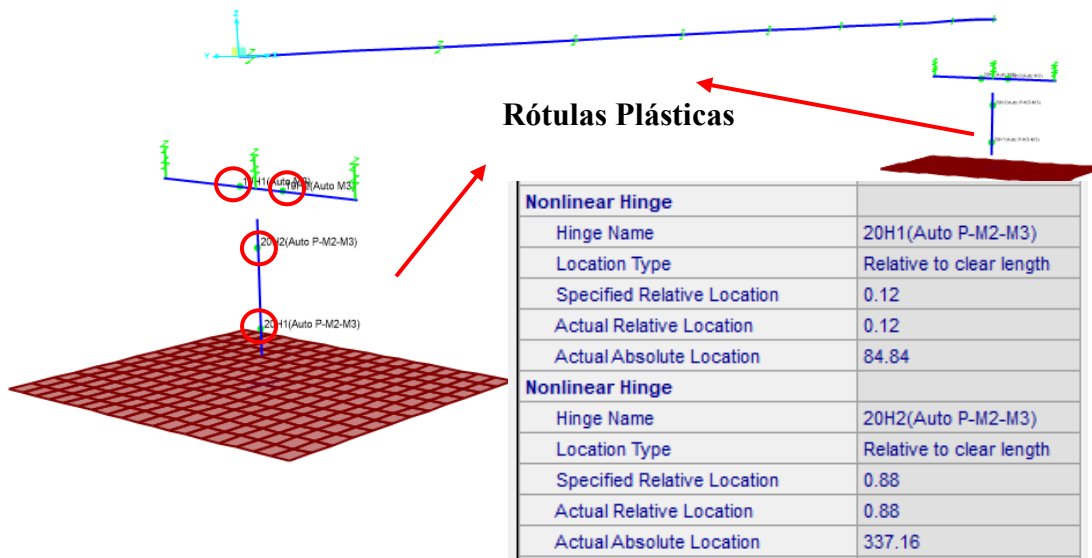


Figura N°45 Rótulas plásticas asignadas en la dirección transversal al puente Malcas.

Fuente: Elaboración Propia

- **Desarrollo del análisis Pushover con Csi Bridge.**

Para este análisis se tomó en cuenta dos fuerzas puntuales en dirección Y (transversal) que actúan en la parte superior de los Estribos (Figura N°46). El valor de esta carga (100tn) no es relevante, pues el análisis estático no lineal (también llamada Pushover) realizará una serie de iteraciones para la obtención de las fuerzas cortantes asociados a desplazamientos del puente en el punto de control (Curva de Capacidad). Se seleccionó el Joint 14 como punto de control para el análisis Pushover en la dirección Y (transversal), ya que es donde se observa el desplazamiento máximo en la estructura.

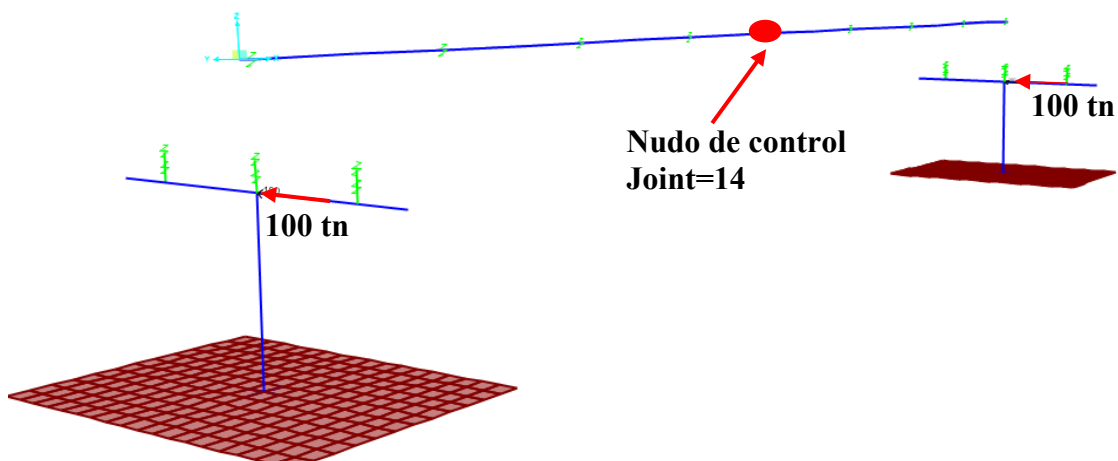


Figura N°46 Aplicación de carga horizontal en la dirección Y (transversal)

Fuente: Elaboración Propia

- **Obtención de la curva de capacidad.**

Se obtiene del análisis estático no lineal (análisis Pushover) de la estructura y los resultados de los desplazamiento y cortante de la curva de capacidad obtenida se muestran en la sección 3.4.3.

- **Conversión de la curva capacidad al espectro de capacidad.**

A continuación, procederemos a obtener el espectro de capacidad utilizando el método descrito en la sección 2.2.8.2.2 y las ecuaciones 2.21 y 2.22.

$$Sd = \frac{\Delta_{tablero}}{1.098}, Sa = \frac{V}{697.17 * 0.951} = \frac{V}{663.0087}$$

El desplazamiento espectral y la aceleración espectral se muestran en la Tabla N°23 de la sección 3.4.3

3.3.4.5. Espectro de demanda.

- **Espectro de respuesta elástico.**

Para la determinación del espectro de respuesta (espectro de Pseudo-aceleraciones), se trabajó con periodos de retorno de 500, 1000 y 2500 años según indica el manual de puentes 2018 del MTC en el ítem 2.4.3.11.4. Además, se consideró la propuesta de categorización de puentes según Olarte et al., (2015).

Tabla N°12 Propuesta de categorización de puentes según el Dr. Jorge Olarte

Tipo de puente	Otros	Esencial	Crítico
Tipo de Sismo	Raro	Muy raro	Catastrófico
Periodo de retorno	500 años	1000 años	2500 años

Fuente: Olarte, 2015.

Asimismo, se identificó que el puente Malcas esta cimentado sobre una clase de sitio tipo “C”, según el expediente técnico (estudio de Geología y Geotecnia). Además, cabe indicar que la obtención de los coeficientes de aceleración para cada periodo de retorno se obtuvo del software R-CRISIS V.20.3.0(Ver anexo N°04). Luego estos resultados fueron ingresados al Software Csi Bridge v.24.1.0 para la obtención de los espectro de respuesta para los tres periodos de retorno que se muestran en la sección 3.4.3.

- **Conversión de Espectro de respuesta elástico a espectro de demanda**

El espectro de demanda se generará a partir de la conversión del espectro de respuesta elástica, el cual se representa mediante la relación entre la aceleración espectral (S_a) y el periodo (T), a un formato ADRS. Estos espectros de demanda para cada periodo de retorno se presentan en la sección 3.4.3

3.3.4.6. Obtención del punto de desempeño para diferentes escenarios de Sismos.

a) Punto de desempeño para un sismo de $T_r=500$ años

Para determinar el punto de desempeño, primero se supuso un punto de prueba (P_o). Este primer punto es la proyección sobre el espectro de capacidad, de la intersección de la recta tangente y el espectro de demanda. La pendiente de la recta tangente a la espectro de capacidad es 14.03 g/m

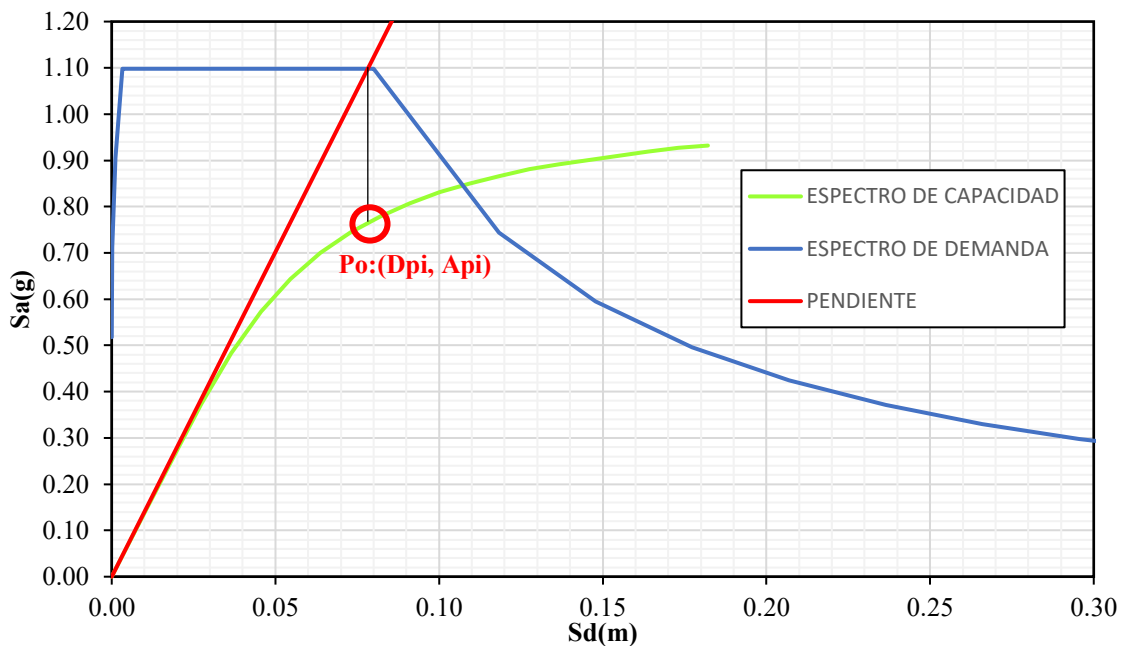


Figura N°47 Obtención del punto de desempeño de prueba con el espectro de demanda de 500 años

Fuente: Elaboración propia

La proyección de la intersección de estas curvas es el punto de desempeño inicial P_o (D_{pi} , A_{pi}), cuyo resultado es el siguiente:

$$D_{pi}(m)=0.078$$

$$A_{pi}(g)=0.760$$

Primera iteración:

Se determina el amortiguamiento viscoso equivalente (β_{eq}) y los factores de reducción del espectro de demanda (SRA y SRV) como se muestra a continuación.

$$B_{eq}(\%) = 17.6712281$$

$$SRA = 0.59296335$$

$$SRV = 0.68636697$$

Con estos valores obtenidos se obtiene el espectro de demanda reducido de la primera iteración (tabla N°13), también se determina el nuevo punto desempeño que resulta de la intersección del espectro capacidad y el espectro de demanda reducido (ver figura N°48).

Tabla N°13 Espectro de demanda reducido (500 años)-Primera iteración.

<u>Sd(m)</u>	<u>Sa(g)</u>
0.00	0.307
0.00	0.422
0.00	0.536
0.00	0.651
0.05	0.651
0.08	0.441
0.10	0.353
0.12	0.294
0.14	0.252
0.16	0.220
0.18	0.196
0.20	0.176
0.25	0.141
0.30	0.118
0.36	0.101
0.41	0.088
0.46	0.078
0.51	0.071
0.56	0.064
0.61	0.059
0.66	0.054
0.71	0.050
0.76	0.047
0.81	0.044
0.86	0.041
0.91	0.039
0.96	0.037
1.01	0.035

Fuente: Elaboración Propia.

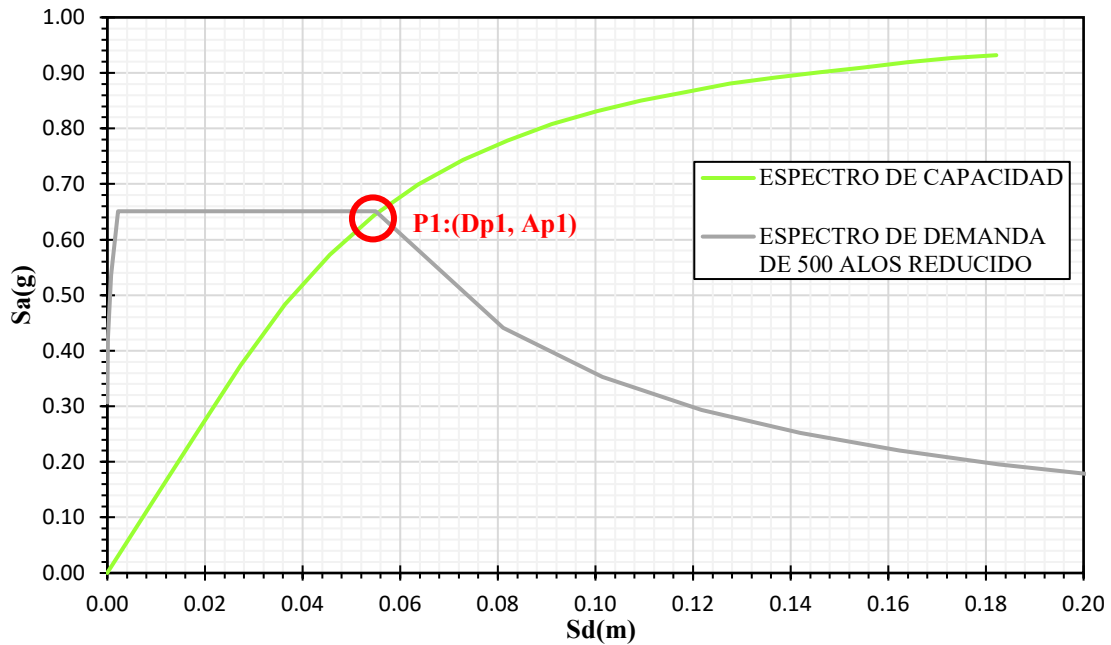


Figura N°48 Obtención del punto de desempeño luego de la primera iteración con el espectro de demanda reducido 500 años.

Fuente: Elaboración propia.

La intersección de estas rectas será el nuevo punto de desempeño de prueba, y su resultado es el siguiente:

$$Dp1(m)=0.0559$$

$$Ap1(g)=0.641$$

Luego verificamos el error entre \$Dp1\$ y \$Dpi\$, según lo especificado en la sección 2.2.8.3.

$$\%Error = \frac{0.078 - 0.0559}{0.0559} * 100$$

$$\%Error = 39.53\%$$

Debido a que el porcentaje de error supera el límite del 5%, se debe seguir iterando hasta obtener un error menor al 5% que sería el verdadero punto de desempeño.

Segunda iteración:

Se determina el amortiguamiento viscoso equivalente (\$\beta_{eq}\$) y los factores de reducción del espectro de demanda (SRA y SRV) como se muestra a continuación.

$$B_{eq}(\%) = 17.9046548$$

$$SRA = 0.58875411$$

$$SRV = 0.68310612$$

Con estos valores obtenidos se obtiene el espectro de demanda reducido de la segunda iteración (tabla N°14), también se determina el nuevo punto desempeño que resulta de la intersección del espectro capacidad y el espectro de demanda reducido (ver figura N°49).

Tabla N°14 Espectro de demanda reducido (500 años)-Segunda iteración

Sd(m)	Sa(g)
0.00	0.316
0.00	0.434
0.00	0.552
0.00	0.670
0.06	0.670
0.08	0.453
0.10	0.363
0.12	0.302
0.14	0.259
0.17	0.227
0.19	0.201
0.21	0.181
0.26	0.145
0.31	0.121
0.36	0.104
0.41	0.091
0.47	0.081
0.52	0.073
0.57	0.066
0.62	0.060
0.67	0.056
0.72	0.052
0.78	0.048
0.83	0.045
0.88	0.043
0.93	0.040
0.98	0.038
1.03	0.036

Fuente: Elaboración Propia.

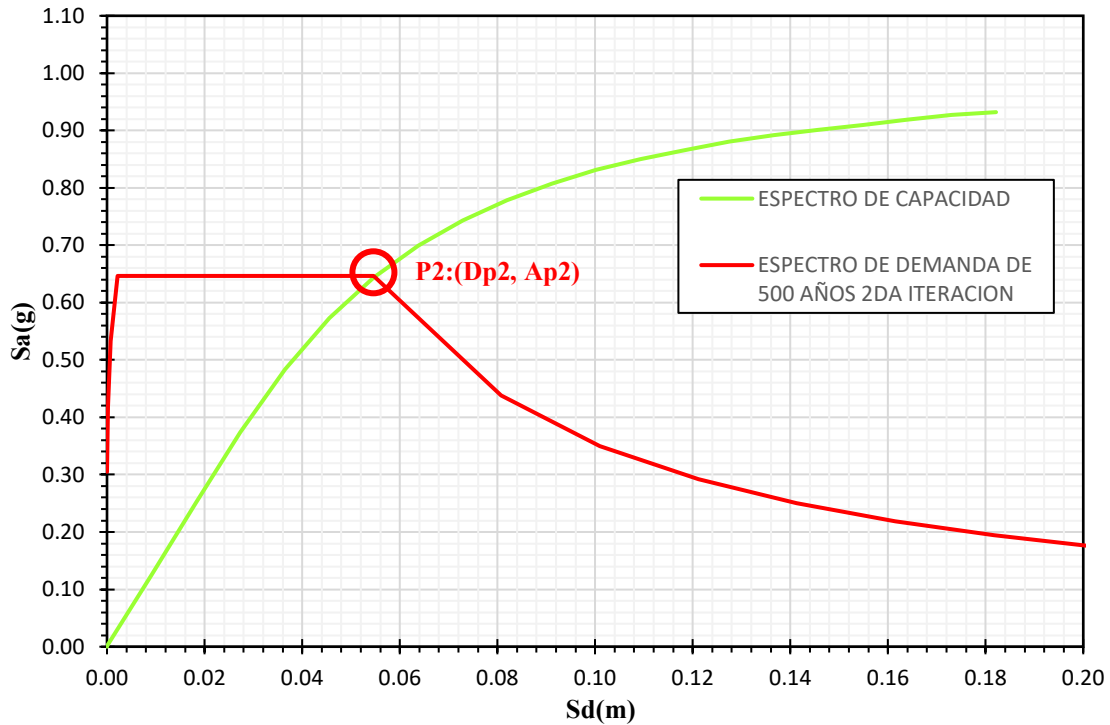


Figura N°49 Obtención del punto de desempeño luego de la segunda iteración con el espectro de demanda reducido 500 años.

Fuente: Elaboración propia.

La intersección de estas rectas será el nuevo punto de desempeño de prueba, y su resultado es el siguiente:

$$D_{p2}(m)=0.055$$

$$A_{p2}(g)=0.642$$

Luego verificamos el error entre \$D_{p1}\$ y \$D_{pi}\$, según lo especificado en la sección 2.2.8.3:

$$\%Error = \frac{0.0559 - 0.055}{0.055} * 100$$

$$\%Error = 1.64\%$$

El porcentaje de error es inferior al límite establecido del 5 %, por lo tanto, el punto de desempeño calculado es el punto de desempeño de la estructura frente a un escenario de sismo de 500 años de periodo de retorno.

$$D_p(m)=0.055$$

$$A_p(g)=0.642$$

b) Punto de desempeño para un sismo de $T_r=1000$ años

Primero debemos suponer un punto de desempeño de prueba (P_o), detallado en la sección 2.2.8.3. Este primer punto es la proyección sobre el espectro de capacidad, de la intersección de la recta tangente al espectro de capacidad y el espectro de demanda.

La pendiente de la recta que es tangente a la espectro de capacidad es 13.73 g/m.

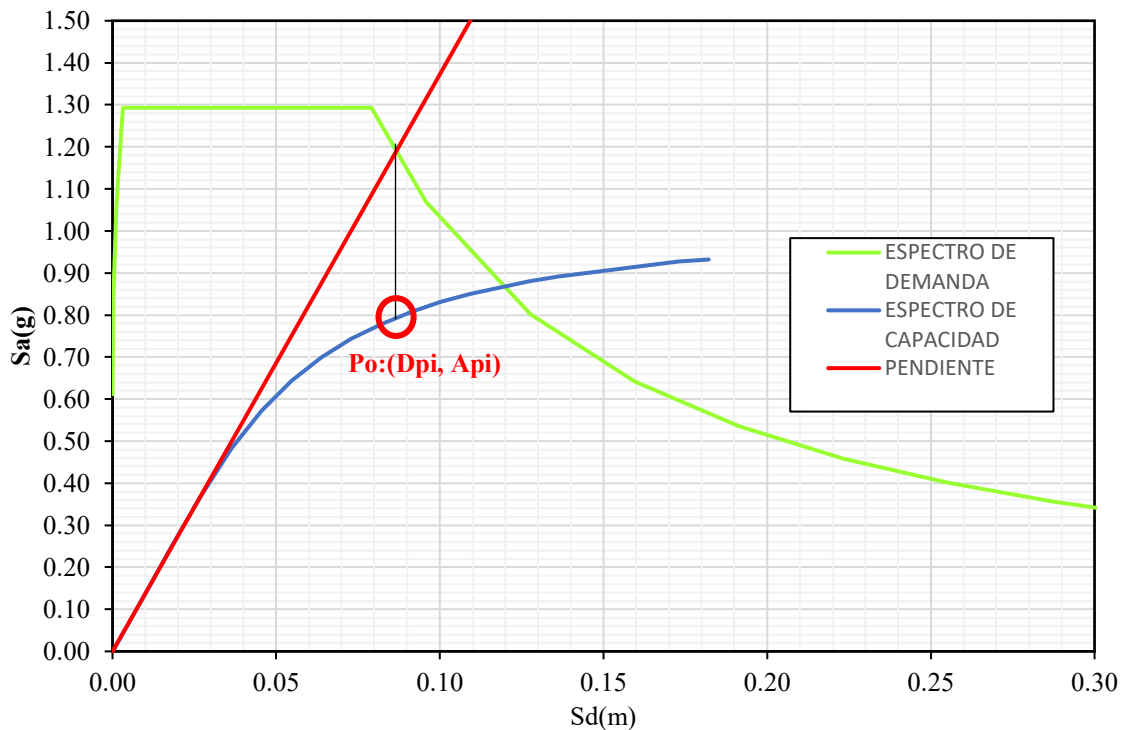


Figura N°50 Obtención del punto de desempeño de prueba con el espectro de demanda de 1000 años

Fuente: Elaboración propia

La proyección de la intersección de estas curvas es el punto de desempeño inicial P_o (D_{pi} , A_{pi}), cuyo resultado es el siguiente:

$$D_{pi}(m)=0.0847$$

$$A_{pi}(g)=0.793$$

Primera iteración:

Se determina el amortiguamiento viscoso equivalente (β_{eq}) y los factores de reducción del espectro de demanda (SRA y SRV) como se muestra a continuación.

$$B_{eq}(\%) = 17.6110961$$

$$SRA = 0.59405668$$

$$SRV = 0.68721397$$

Con estos valores obtenidos se obtiene el espectro de demanda reducido de la primera iteración (tabla N°15), también se determina el nuevo punto desempeño que resulta de la intersección del espectro capacidad y el espectro de demanda reducido (ver figura N°51).

Tabla N°15 Espectro de demanda reducido (1000 años)-Primera iteración

<u>Sd(m)</u>	<u>Sa(g)</u>
0.00	0.364
0.00	0.498
0.00	0.633
0.00	0.768
0.05	0.768
0.07	0.636
0.09	0.477
0.11	0.381
0.13	0.318
0.15	0.272
0.18	0.238
0.20	0.212
0.22	0.191
0.27	0.153
0.33	0.127
0.38	0.109
0.44	0.095
0.49	0.085
0.55	0.076
0.60	0.069
0.66	0.064
0.71	0.059
0.77	0.054
0.82	0.051
0.88	0.048
0.93	0.045
0.99	0.042
1.04	0.040

Fuente: Elaboración Propia.

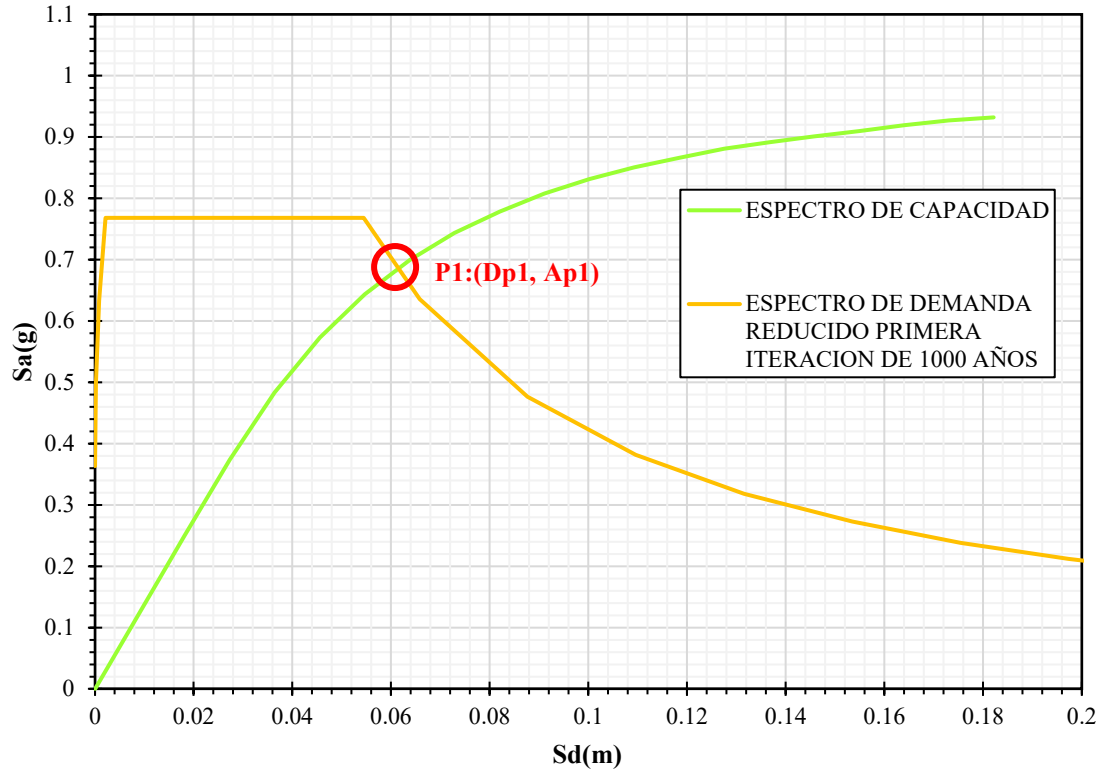


Figura N°51 Obtención del punto de desempeño luego de la primera iteración con el espectro de demanda reducido 1000 años.

Fuente: Elaboración propia.

La intersección de estas rectas será el nuevo punto de desempeño de prueba, cuyo resultado es el siguiente:

$$Dp1(m)=0.0619$$

$$Ap1(g)=0.687$$

Luego verificamos el error entre \$Dp1\$ y \$Dpi\$, según lo especificado en la sección 2.2.8.3.

$$\%Error = \frac{0.0847 - 0.0619}{0.687} * 100$$

$$\%Error = 36.83\%$$

Debido a que el porcentaje de error supera el límite del 5%, se debe seguir iterando hasta obtener un error menor al 5% que sería el verdadero punto de desempeño.

Segunda iteración:

Se determina el amortiguamiento viscoso equivalente (\$\beta_{eq}\$) y los factores de reducción del espectro de demanda (SRA y SRV) como se muestra a continuación.

$$B_{eq}(\%) = 17.830$$

$$SRA = 0.59009816$$

$$SRV = 0.68414735$$

Con estos valores obtenidos se obtiene el espectro de demanda reducido de la segunda iteración (tabla N°16), también se determina el nuevo punto desempeño que resulta de la intersección del espectro capacidad y el espectro de demanda reducido (ver figura N°52).

Tabla N°16 Espectro de demanda reducido (1000 años)-Segunda iteración

Sd(m)	Sa(g)
0.00	0.361
0.00	0.495
0.00	0.629
0.00	0.763
0.05	0.763
0.07	0.631
0.09	0.473
0.11	0.379
0.13	0.316
0.15	0.271
0.17	0.237
0.20	0.210
0.22	0.189
0.27	0.152
0.33	0.126
0.38	0.108
0.44	0.095
0.49	0.084
0.55	0.076
0.60	0.069
0.65	0.063
0.71	0.058
0.76	0.054
0.82	0.051
0.87	0.047
0.93	0.045
0.98	0.042
1.04	0.040

Fuente: Elaboración Propia.

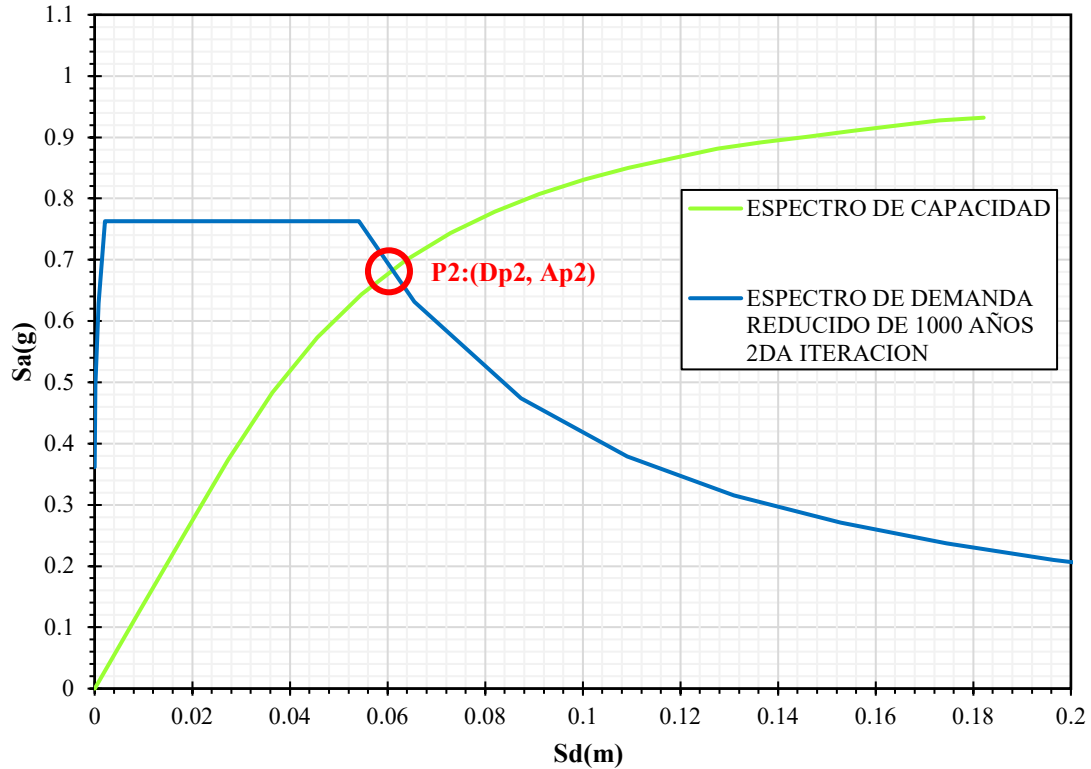


Figura N°52 Obtención del punto de desempeño luego de la segunda iteración con el espectro de demanda reducido 1000 años.

Fuente: Elaboración propia.

La intersección de estas rectas será el nuevo punto de desempeño de prueba, y resultado es el siguiente:

$$Dp2(m)=0.061$$

$$Ap2(g)=0.682$$

Luego verificamos el error entre \$Dp1\$ y \$Dpi\$, según lo especificado en la sección 2.2.8.3:

$$\%Error = \frac{0.0619 - 0.061}{0.061} * 100$$

$$\%Error = 1.48\%$$

El porcentaje de error es inferior al límite establecido del 5 %, por lo tanto, el punto de desempeño calculado es el punto de desempeño de la estructura frente a un escenario de sismo de 1000 años de periodo de retorno.

$$Dp(m)=0.061$$

$$Ap(g)=0.682$$

c) Punto de desempeño para un sismo de $T_r=2500$ años

Primero se supuso un punto de desempeño de prueba (P_o), detallado en la sección 2.2.8.3. Este primer punto es la proyección sobre el espectro de capacidad, de la intersección de la recta tangente al espectro de capacidad y el espectro de demanda.

La pendiente de la recta tangente a la espectro de capacidad es 13.70 g/m.

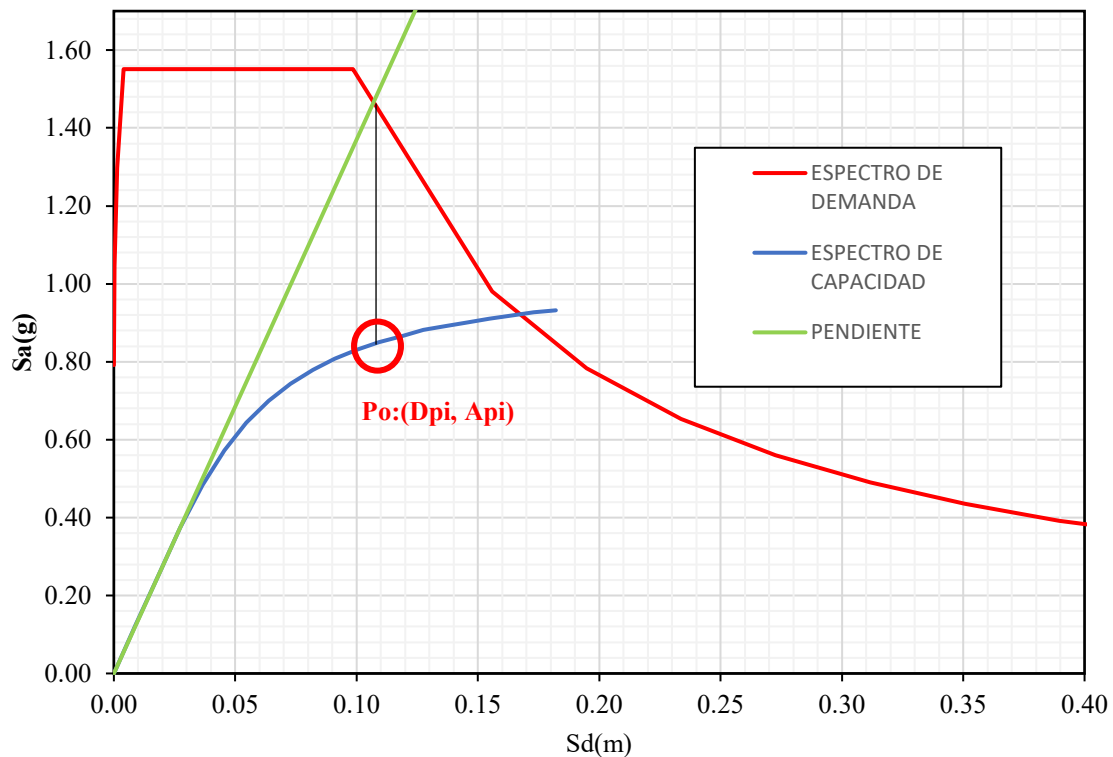


Figura N°53 Obtención del punto de desempeño de prueba con el espectro de demanda de 2500 años
Fuente: Elaboración propia

La proyección de la intersección de estas curvas es el punto de desempeño inicial P_o (D_{pi} , A_{pi}), y su resultado es el siguiente:

$$D_{pi}(m)=0.1064$$

$$A_{pi}(g)=0.845$$

Primera iteración:

Se determina el amortiguamiento viscoso equivalente (β_{eq}) y los factores de reducción del espectro de demanda (SRA y SRV) como se muestra a continuación.

$$B_{eq}(\%) = 23.5783401$$

$$SRA = 0.50046067$$

$$SRV = 0.61470625$$

Con estos valores obtenidos se obtiene el espectro de demanda reducido de la primera iteración (tabla N°17), también se determina el nuevo punto desempeño que resulta de la intersección del espectro capacidad y el espectro de demanda reducido (ver figura N° 54).

Tabla N°17 Espectro de demanda reducido (2500 años)-Primera iteración

<u>Sd(m)</u>	<u>Sa(g)</u>
0.00	0.396
0.00	0.523
0.00	0.650
0.00	0.776
0.06	0.776
0.10	0.490
0.12	0.392
0.14	0.327
0.17	0.280
0.19	0.245
0.22	0.218
0.24	0.196
0.30	0.157
0.36	0.131
0.42	0.112
0.48	0.098
0.54	0.087
0.60	0.078
0.66	0.071
0.72	0.065
0.78	0.060
0.84	0.056
0.90	0.052
0.96	0.049
1.02	0.046
1.08	0.044
1.14	0.041
1.20	0.039

Fuente: Elaboración Propia.

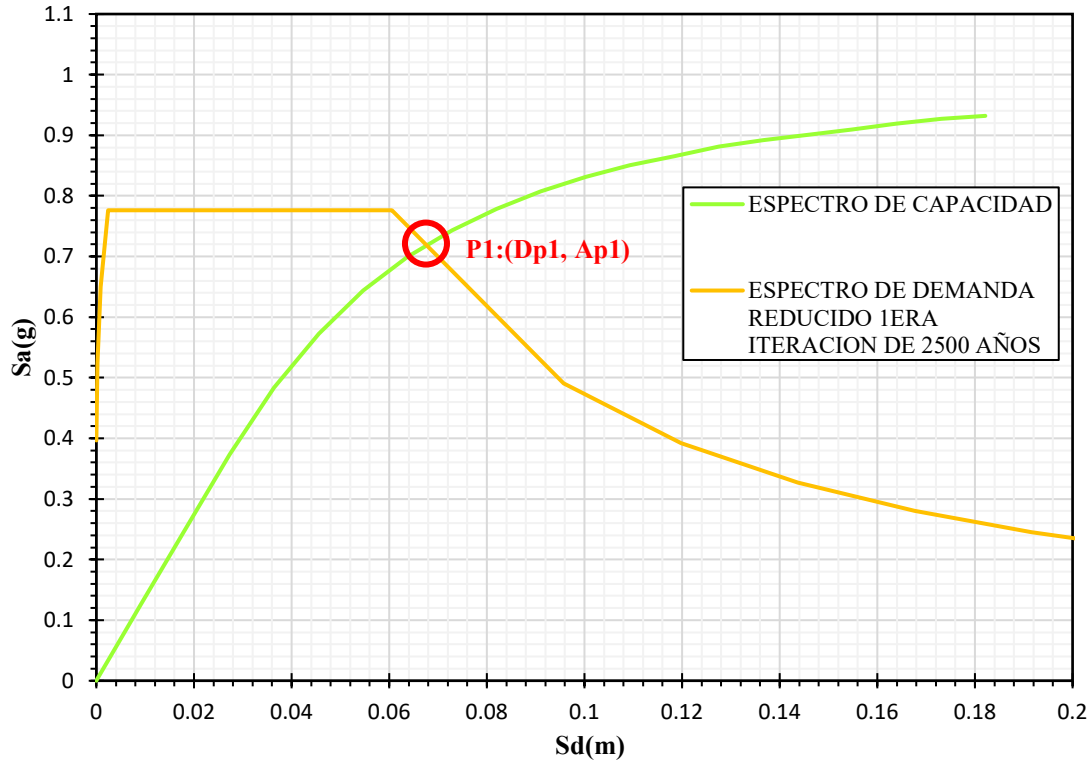


Figura N°54 Obtención del punto de desempeño luego de la primera iteración con el espectro de demanda reducido 2500 años.
Fuente: Elaboración propia.

La intersección de estas rectas será el nuevo punto de desempeño de prueba, y su resultado es el siguiente:

$$Dp1(m)=0.0679$$

$$Ap1(g)=0.717$$

Luego verificamos el error entre \$Dp1\$ y \$Dpi\$, según lo especificado en la sección 2.2.8.3.

$$\%Error = \frac{0.1064 - 0.0679}{0.0679} * 100$$

$$\%Error = 56.70\%$$

Debido a que el porcentaje de error supera el límite del 5%, se debe seguir iterando hasta obtener un error menor al 5% que sería el verdadero punto de desempeño.

Segunda iteración:

Se determina el amortiguamiento viscoso equivalente (\$\beta_{eq}\$) y los factores de reducción del espectro de demanda (SRA y SRV) como se muestra a continuación.

$$B_{eq}(\%) = 19.817$$

$$SRA = 0.55620322$$

$$SRV = 0.65788934$$

Con estos valores obtenidos se obtiene el espectro de demanda reducido de la segunda iteración (tabla N°18), también se determina el nuevo punto desempeño que resulta de la intersección del espectro capacidad y el espectro de demanda reducido (ver figura N°55).

Tabla N°18 Espectro de demanda reducido (2500 años)-Segunda iteración

<u>Sd(m)</u>	<u>Sa(g)</u>
0.00	0.441
0.00	0.581
0.00	0.722
0.00	0.863
0.06	0.863
0.10	0.545
0.13	0.436
0.15	0.363
0.18	0.311
0.21	0.273
0.23	0.242
0.26	0.218
0.32	0.174
0.38	0.145
0.45	0.125
0.51	0.109
0.58	0.097
0.64	0.087
0.70	0.079
0.77	0.073
0.83	0.067
0.90	0.062
0.96	0.058
1.03	0.055
1.09	0.051
1.15	0.048
1.22	0.046
1.28	0.044

Fuente: Elaboración Propia.

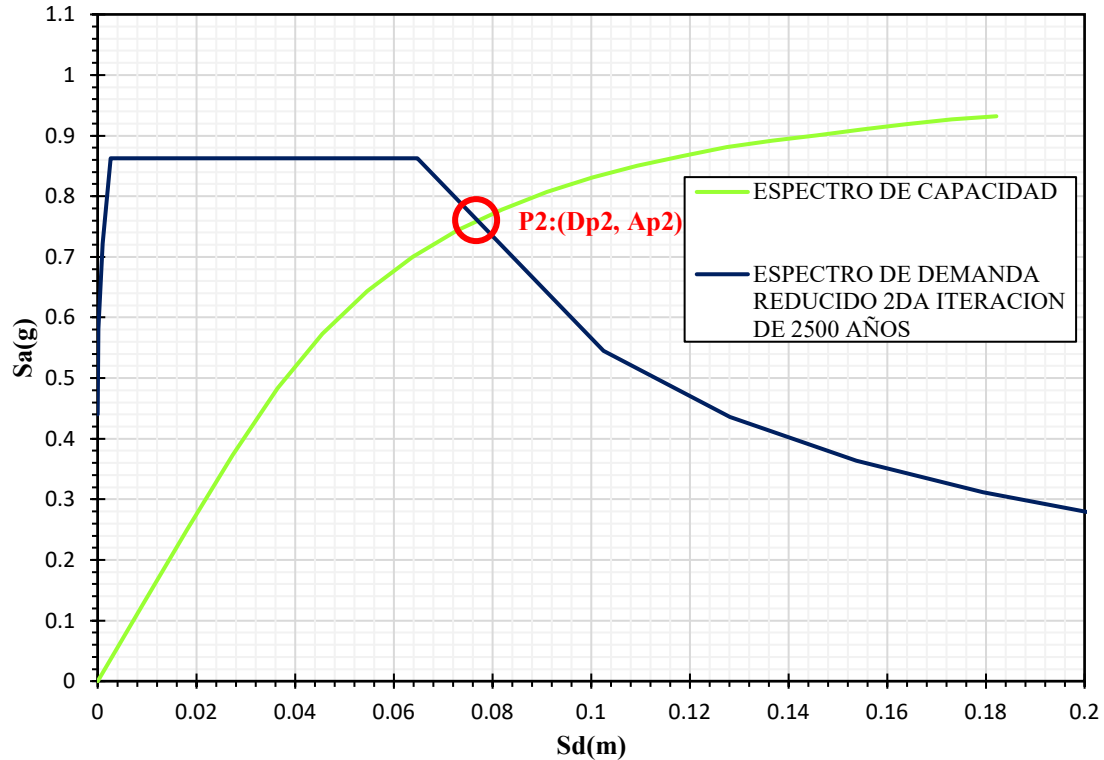


Figura N°55 Obtención del punto de desempeño luego de la segunda iteración con el espectro de demanda reducido 2500 años.
Fuente: Elaboración propia.

La intersección de estas rectas será el nuevo punto de desempeño de prueba, cuyo resultado es el siguiente:

$$Dp2(m)=0.0767$$

$$Ap2(g)=0.760$$

Luego verificamos el error entre \$Dp1\$ y \$Dpi\$, según lo especificado en la sección 2.2.8.3:

$$\%Error = \left| \frac{0.0679 - 0.0767}{0.0767} * 100 \right|$$

$$\%Error = 11.47\%$$

Debido a que el porcentaje de error supera el límite de 5%, se deberá seguir iterando hasta obtener un error menor al 5 %

Tercera iteración:

Se determina el amortiguamiento viscoso equivalente (\$\beta_{eq}\$) y los factores de reducción del espectro de demanda (SRA y SRV) como se muestra a continuación.

$$B_{eq}(\%) = 20.90$$

$$SRA = 0.53913912$$

$$SRV = 0.64466998$$

Con estos valores obtenidos se obtiene el espectro de demanda reducido de la segunda iteración (tabla N°19), también se determina el nuevo punto desempeño que resulta de la intersección del espectro capacidad y el espectro de demanda reducido (ver figura N°56).

Tabla N°19 Espectro de demanda reducido (2500 años)-Tercera iteración

Sd(m)	Sa(g)
0.00	0.427
0.00	0.563
0.00	0.700
0.00	0.836
0.06	0.836
0.10	0.528
0.13	0.423
0.15	0.352
0.18	0.302
0.20	0.264
0.23	0.235
0.25	0.211
0.31	0.169
0.38	0.141
0.44	0.121
0.50	0.106
0.57	0.094
0.63	0.085
0.69	0.077
0.75	0.070
0.82	0.065
0.88	0.060
0.94	0.056
1.00	0.053
1.07	0.050
1.13	0.047
1.19	0.044
1.26	0.042

Fuente: Elaboración Propia.

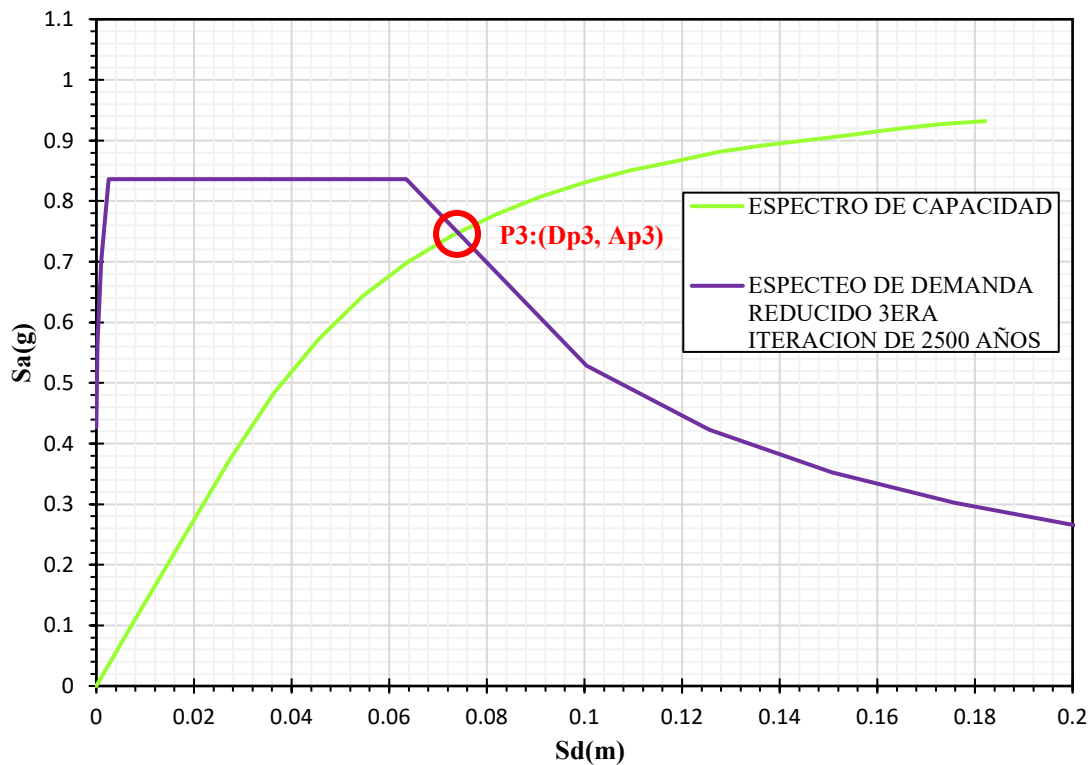


Figura N°56 Obtención del punto de desempeño luego de la tercera iteración con el espectro de demanda reducido 2500 años.

Fuente: Elaboración propia.

La intersección de estas rectas será el nuevo punto de desempeño de prueba, y su resultado es el siguiente:

$$\mathbf{Dp3(m)=0.0743}$$

$$\mathbf{Ap2(g)=0.746}$$

Luego verificamos el error entre \$Dp_1\$ y \$Dp_i\$, según lo especificado en la sección 2.2.8.3.

$$\%Error = \frac{0.0767 - 0.0743}{0.0743} * 100$$

$$\%Error = 3.23\%$$

El porcentaje de error es inferior al límite establecido del 5 %, por lo tanto, el punto de desempeño calculado es el punto de desempeño de la estructura frente a un escenario de sismo de 1000 años de periodo de retorno.

$$\mathbf{Dp(m)=0.0743}$$

$$\mathbf{Ap(g)=0.746}$$

3.3.5. NIVELES DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA

Con los puntos de desempeño obtenidos presentado en la sección 3.4.3 (ver tabla N°24) y siguiendo los parámetros descritos en la sección 2.2.9, se determinó el grado de daño que se espera en la estructura frente a los escenarios de sismo de 500, 1000 y 2500 años de periodo de retorno.

Primero se procedió a bilinealizar el espectro de capacidad, según lo descrito en la sección 2.2.8.3, obteniendo como resultado los siguientes:

Tabla N°20 Punto de cedencia y capacidad última.

Punto de cedencia		Punto de capacidad ultima	
Dy(m)	Ay(g)	Du(m)	Au(g)
0.0532	0.733	0.18213	0.93

Fuente: Elaboración propia.

Luego, a partir de los valores de cedencia y capacidad ultima obtendremos los límites de daño para el puente Malcas, Sd1, Sd2, Sd3 y Sd4 según la sección 2.2.9:

$$Sd1 = 0.7Dy = 0.7(0.0526) \Rightarrow Sd1 = 0.03682$$

$$Sd2 = Dy = 0.0526 \Rightarrow Sd2 = 0.0526$$

$$Sd3 = Dy + 0.25(Du - Dy) = 0.0526 + 0.25(0.18 - 0.0526) \Rightarrow Sd3 = 0.08445$$

$$Sd4 = Du \Rightarrow Sd4 = 0.93$$

En la figura N°57 se muestra el espectro de capacidad bilinealizado, el punto de fluencia y de colapso y los límites de desempeño para el puente Malcas.

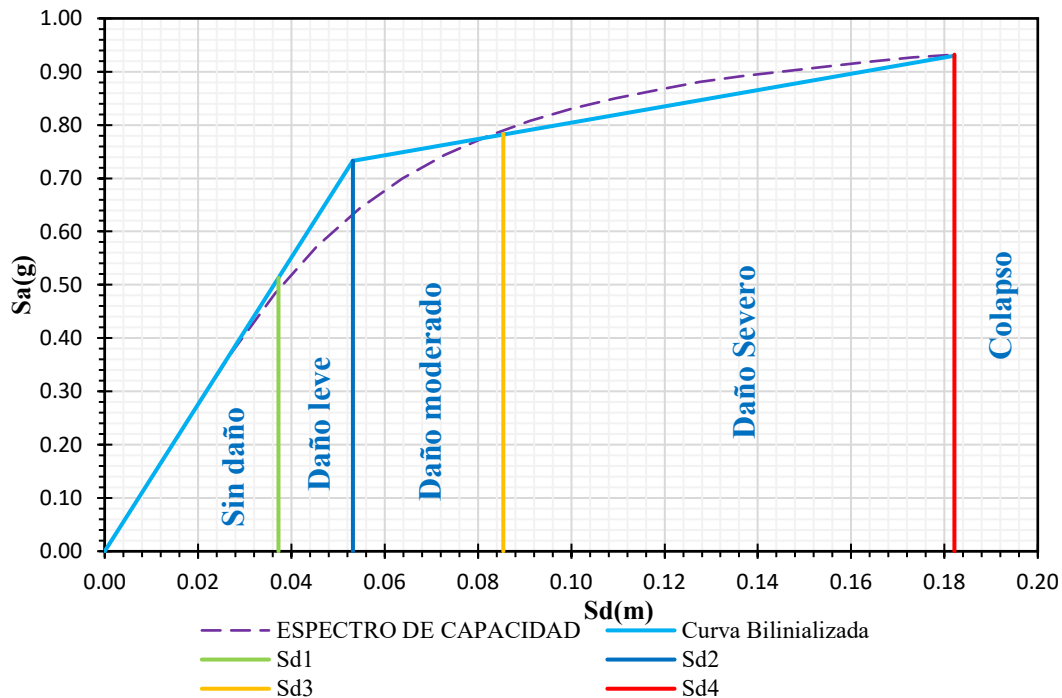


Figura N°57 Niveles de desempeño para el puente Malcas.

Fuente: Elaboración propia.

Finalmente se ubicaron los puntos desempeño calculados entre los límites de daño descritos anteriormente, estos resultados se muestran en la sección 3.4.3.

3.4. TRATAMIENTO, ANÁLISIS DE DATOS Y PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

3.4.1. TRATAMIENTO DE DATOS.

3.4.1.1. Población y muestra de estudio.

La población esta investigación está orientada a los puentes continuos de la región de Cajamarca.

La muestra en esta investigación es el Puente “Malcas”- Cajabamba.

3.4.2. ANÁLISIS DE DATOS.

3.4.2.1. Tipo de investigación

El tipo de investigación es de tipo transversal descriptivo.

3.4.2.2. Tipo de análisis.

El tipo de Análisis utilizado es **Cuantitativo - Descriptivo.**

3.4.2.3. Recolección de datos.

a) Observación directa: La investigación inicia con la recolección de datos, que se hará mediante una visita in situ al puente, donde se podrá apreciar el estado actual del puente Malcas.

b) Revisión documental: Tendrá lugar en la revisión y recopilación de información de planos del puente Malcas, obtenidos del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC), para la realización de la tesis.

3.4.2.4. Procesamiento de datos.

El procesamiento de datos se realizó en forma computarizada utilizando softwares como Csi Bridge en su versión 24.1.0 (Se realizó el modelado en este programa ya que define de manera fácil las geometrías complejas de puentes, condiciones de contorno y los distintos casos de carga. Además, por lo que facilita el diseño y la adaptación de los puentes de acero estructural y concreto armado), AutoCAD 2022 (Manejo de planos), R-CRISIS V20.3 (Curvas de peligro), Microsoft Word y Microsoft Excel (Operaciones matemáticas y Gráficos). También se realizó la toma de fotografías para determinar el estado actual del puente.

3.4.3. PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

3.4.3.1. Método del índice de vulnerabilidad.

A continuación, se presenta la tabla de resultados obtenidos por el método del índice de vulnerabilidad del puente Malcas.

Tabla N°21 Resultados del método de Índice de Vulnerabilidad

N°	Parámetro	Coficiente	Resultado
1	Irregularidad en la rigidez lateral del puente.	C1	1.10
2	Longitud de asiento.	C2	1.00
3	Año de proyecto	C3	1.00
4	Irregularidad en planta y esviamiento.	C4	1.00
5	Tipo de apoyos	C5	0.90
6	Estado de conservación y socavación.	C6	0.95
7	Potencial de licuación.	C7	1.00
8	Periodo de vibración	C8	1.00
9	Factor de corrección por importancia.	C9	0.71
10	Índice de Vulnerabilidad	Iv	0.70

Fuente: Elaboración propia

3.4.3.2. Método del espectro de capacidad.

a) Obtención de la curva de capacidad.

Tabla N°22 Valores de desplazamiento y cortante de la curva de capacidad en la dirección Y

Step	Desplazamiento (m)	Cortante (tn)	Step	Desplazamiento (m)	Cortante (tn)
0	0.00000	0.00	11	0.10002	535.40
1	0.00002	0.38	12	0.11002	551.06
2	0.01002	83.30	13	0.12002	563.68
3	0.02002	166.23	14	0.13002	573.99
4	0.03002	247.82	15	0.14002	584.23
5	0.04002	320.53	16	0.15002	591.14
6	0.05002	379.81	17	0.16002	597.20
7	0.06002	426.55	18	0.17002	603.26
8	0.07002	463.72	19	0.18002	609.32
9	0.08002	492.97	20	0.19002	614.72
10	0.09002	516.16	21	0.19998	617.92

Fuente: elaboración propia

La Figura N°58 muestra la curva de capacidad obtenida en la dirección transversal al eje del puente. Según el gráfico, el puente Malcas soporta una fuerza cortante en la base última de 617.92 ton, y un desplazamiento máximo del tablero del puente de 19.99 cm.

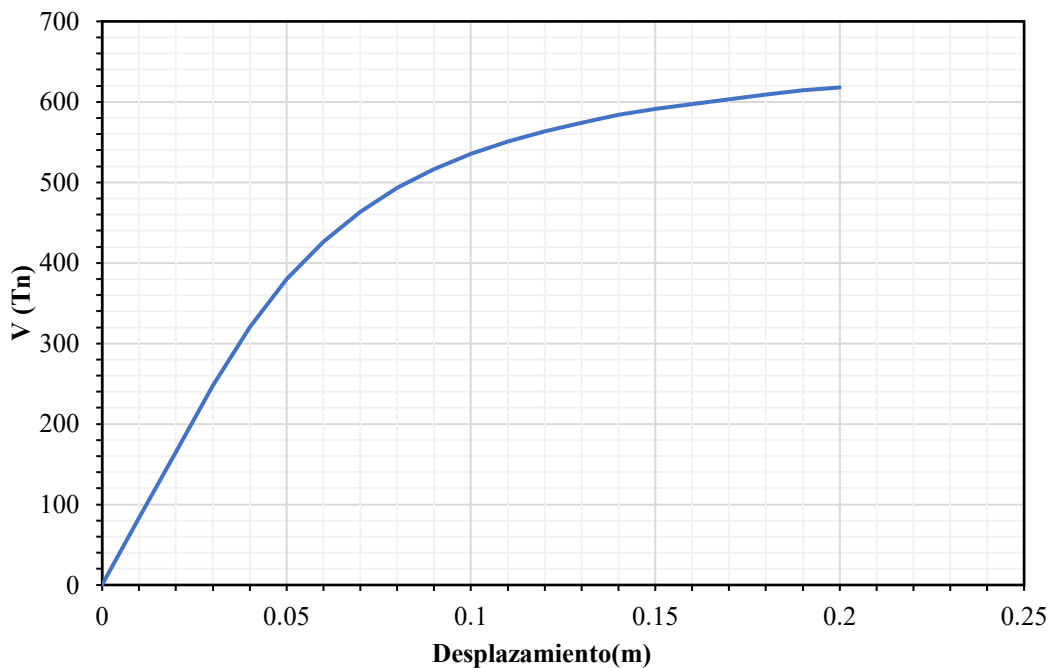


Figura N°58 Curva de capacidad del puente Malcas (Eje transversal)

Fuente: Elaboración Propia

b) Conversión de la curva capacidad al espectro de capacidad

Tabla N°23 Valores de desplazamientos y aceleraciones espectrales correspondientes al espectro de capacidad en la dirección Y

Step	Sd(m)	Sa(g)	Step	Sd(m)	Sa(g)
0	0.00	0.00	11	0.09	0.81
1	0.00	0.00	12	0.10	0.83
2	0.01	0.13	13	0.11	0.85
3	0.02	0.25	14	0.12	0.87
4	0.03	0.37	15	0.13	0.88
5	0.04	0.48	16	0.14	0.89
6	0.05	0.57	17	0.15	0.90
7	0.05	0.64	18	0.15	0.91
8	0.06	0.70	19	0.16	0.92
9	0.07	0.74	20	0.17	0.93
10	0.08	0.78	21	0.18	0.93

Fuente: Elaboración propia

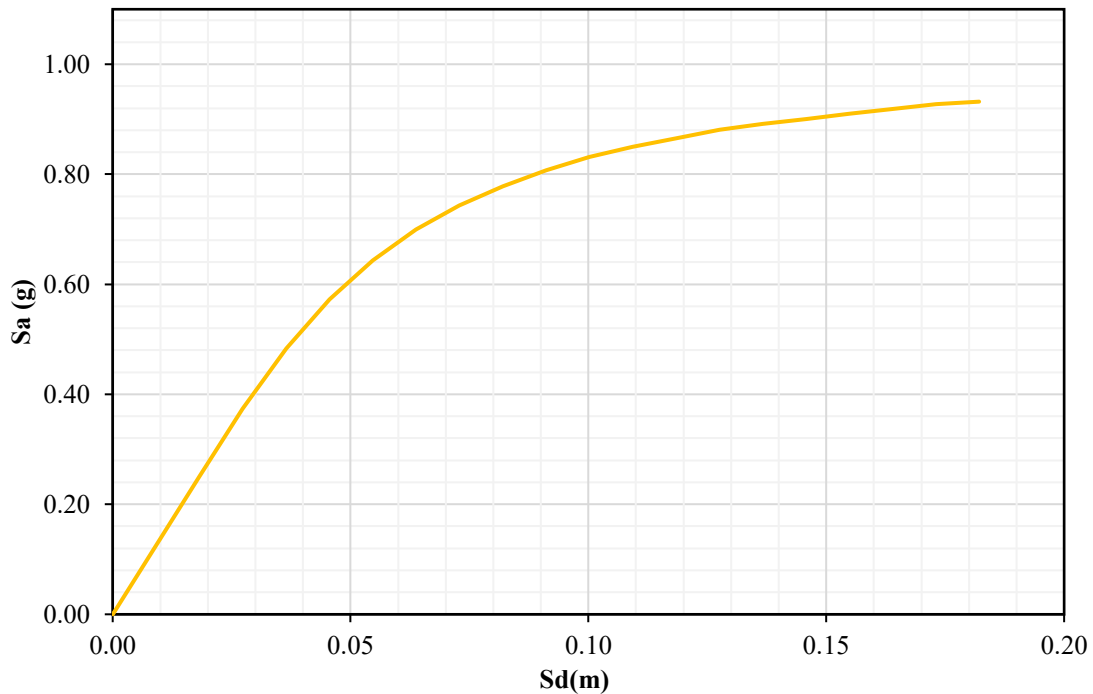


Figura N°59 Espectro de capacidad del puente Malcas en dirección Y

Fuente: Elaboración propia.

c) Espectro de demanda

- *Espectro de respuesta elástico.*

A continuación, se presentan las gráficas de los espectros de respuesta para periodos de retorno de 500, 1000 y 2500 años

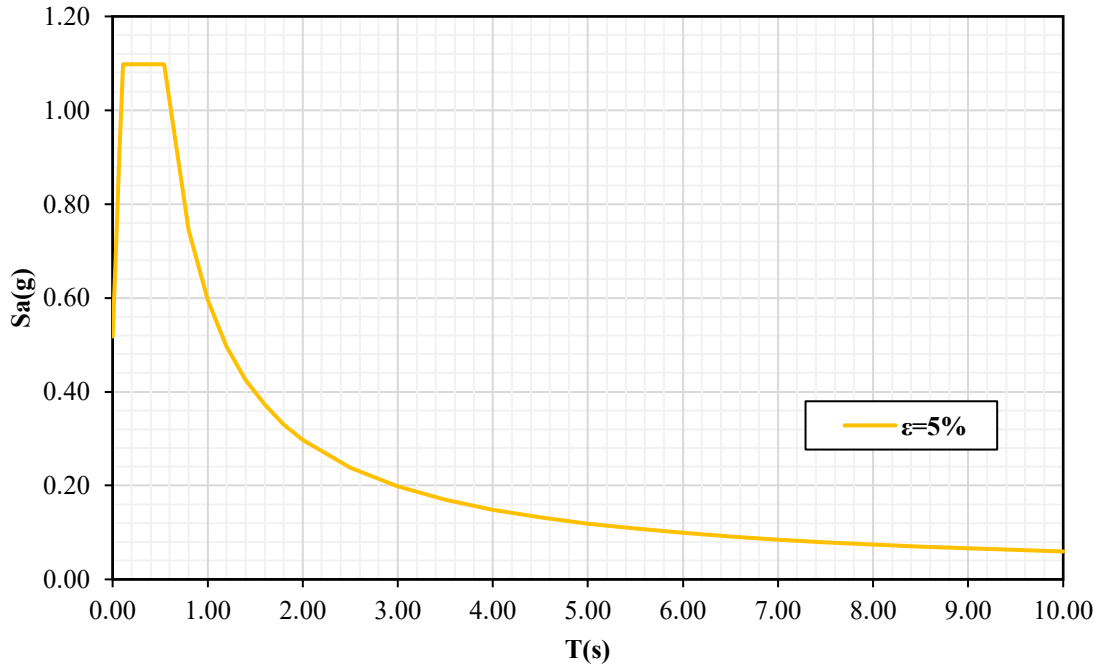


Figura N°60 Espectro de respuesta para un periodo de retorno de 500 años.
Fuente: Elaboración propia

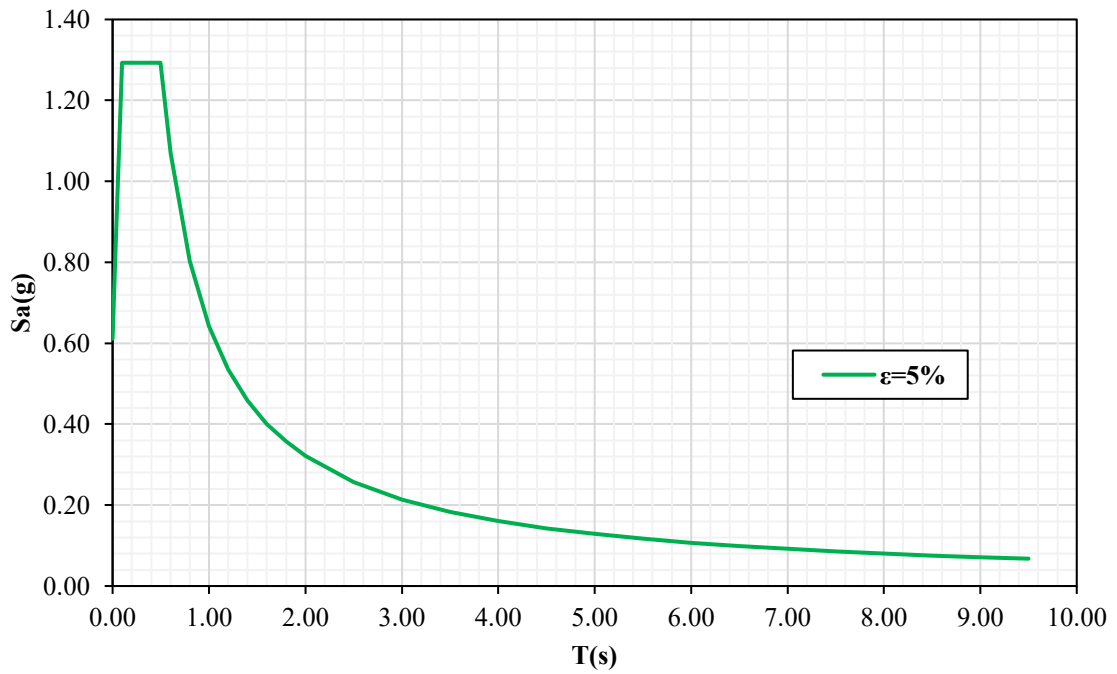


Figura N°61 Espectro de respuesta para un periodo de retorno de 1000 años.
Fuente: Elaboración propia.

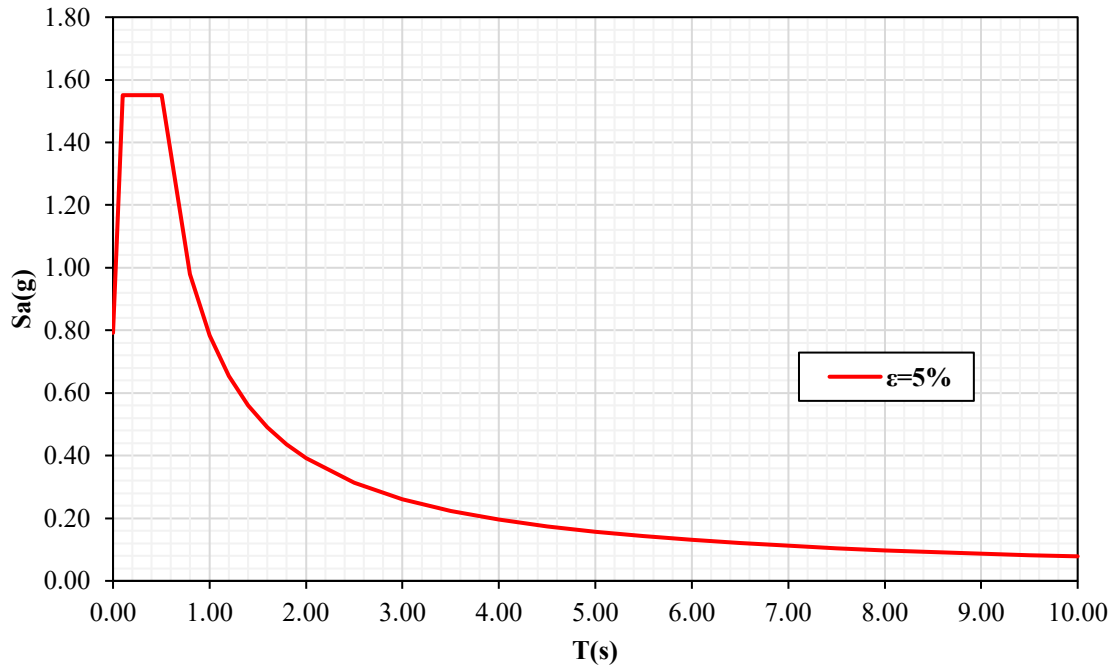


Figura N°62 Espectro de respuesta para un periodo de retorno de 2500 años.
Fuente: Elaboración propia.

- *Conversión de Espectro de respuesta elástico a espectro de demanda*

A continuación, se muestran los espectros de demanda obtenidos para cada periodo de retorno (500, 1000 y 2500 años).

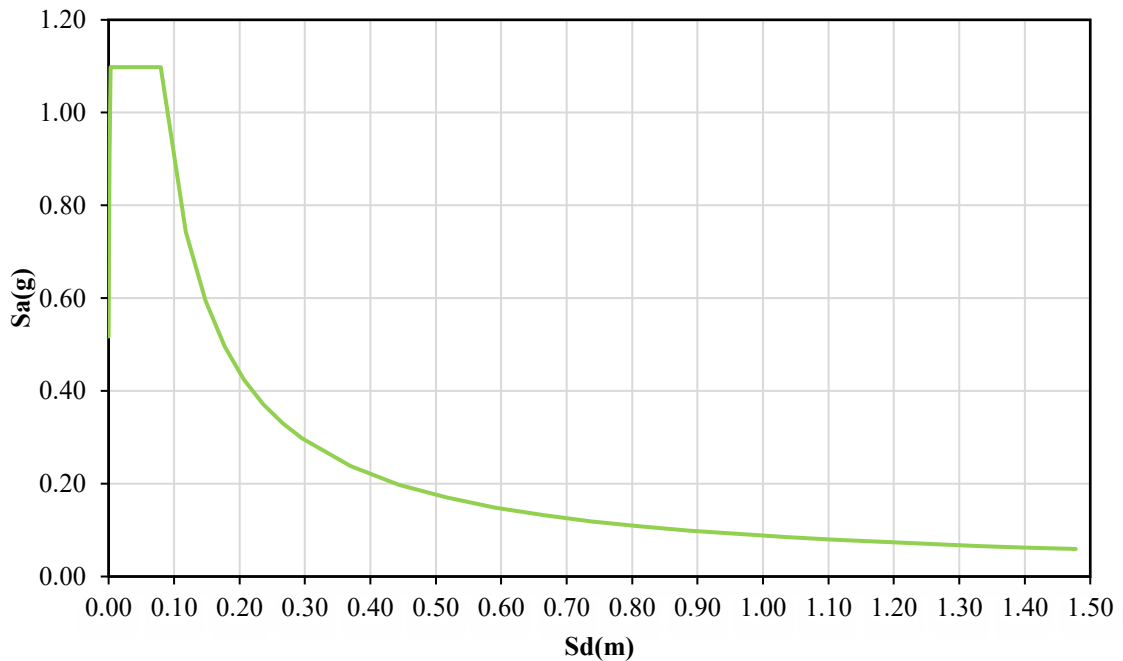


Figura N°63 Espectro de demanda para un periodo de retorno de 500 años
Fuente: Elaboración propia

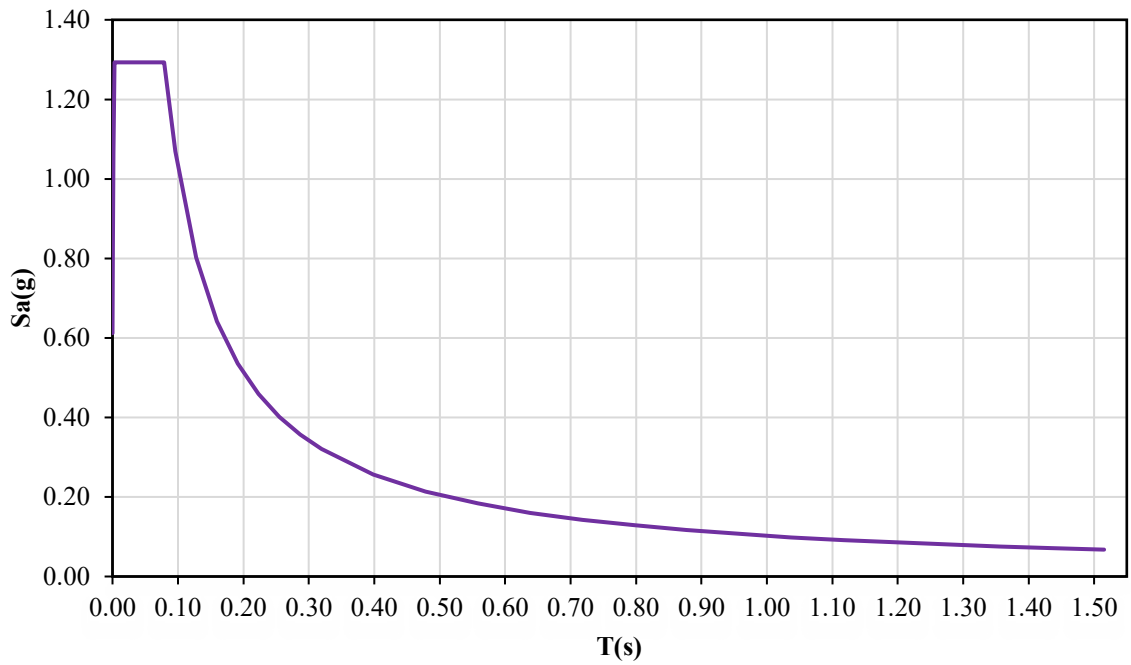


Figura N°64 Espectro de demanda para un periodo de retorno de 1000 años
Fuente: Elaboración propia.

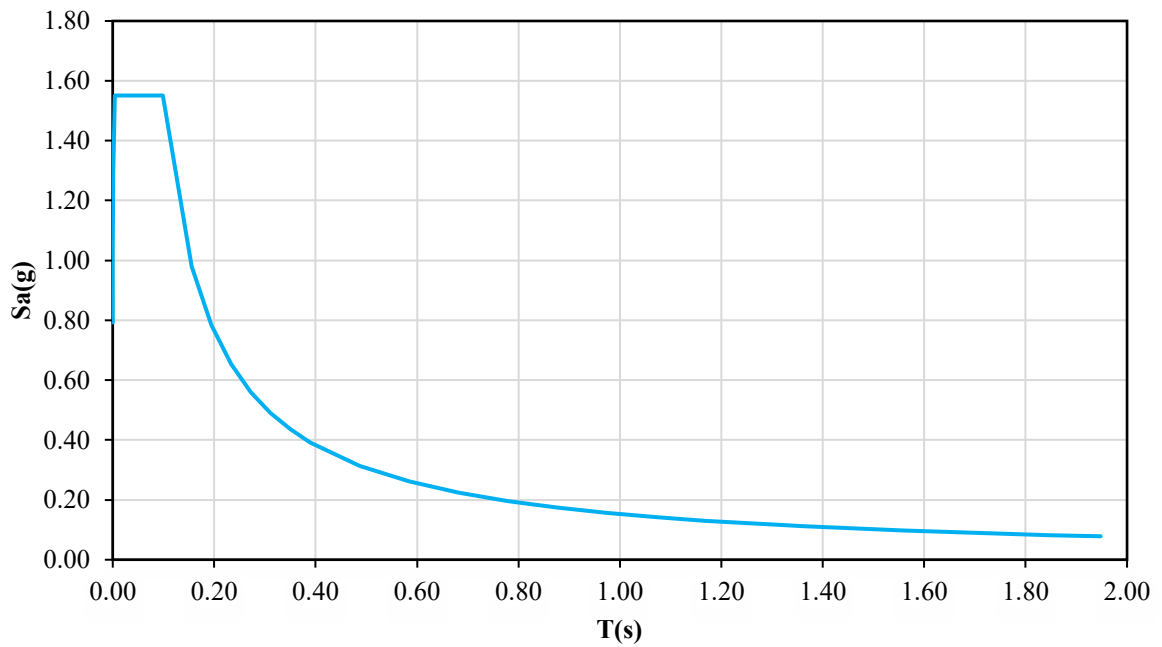


Figura N°65 Espectro de demanda para un periodo de retorno de 2500 años
Fuente: Elaboración propia.

d) Obtención del punto de desempeño para diferentes periodos de retorno.

A continuación, se presenta la tabla resumen de los puntos de desempeño obtenidos para cada periodo de retorno.

Tabla N°24 Puntos de desempeño para cada periodo de retorno

PUNTO DE DESEMPEÑO OBTENIDO		
Periodo de retorno (años)	Sd(m)	Sa(m)
500	0.055	0.642
1000	0.061	0.685
2500	0.0743	0.733

3.4.3.3. Nivel de desempeño de la estructura.

En esta sección se muestran los resultados de la ubicación de los puntos de desempeño entre los límites de daño descritos anteriormente en la sección 3.3.5 para los diferentes escenarios de sismo de 500, 1000 y 2500 años de periodo de retorno.

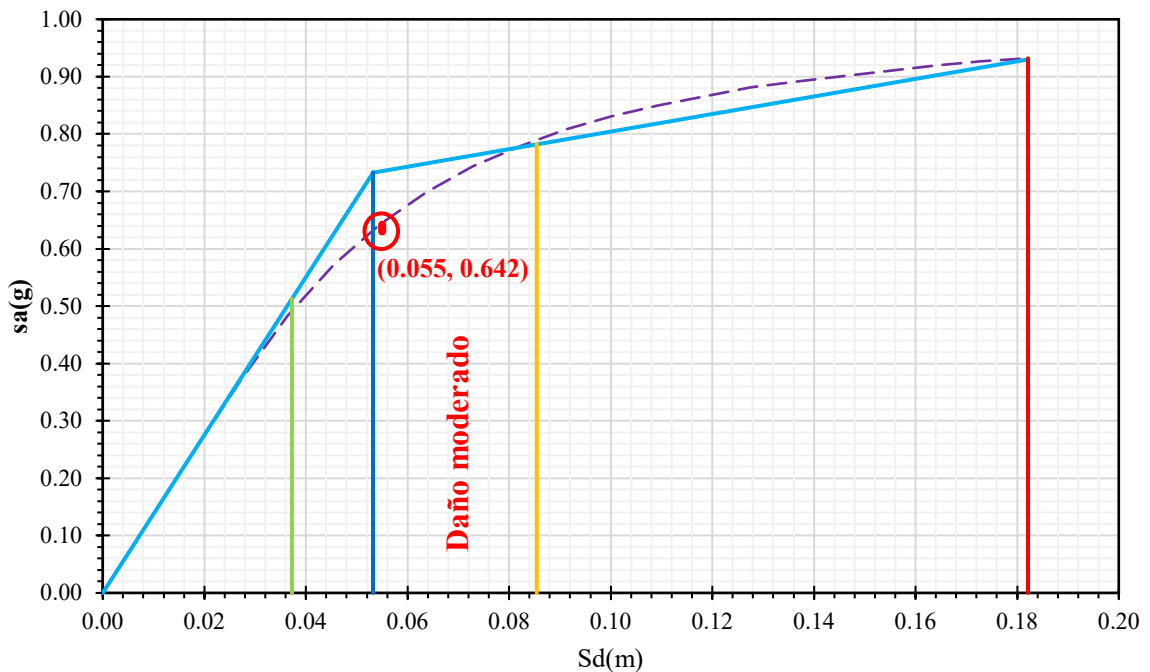


Figura N°66 Nivel de desempeño del puente Malcas para un escenario de sismo de 500 años de periodo de retorno.

Fuente: Elaboración propia.

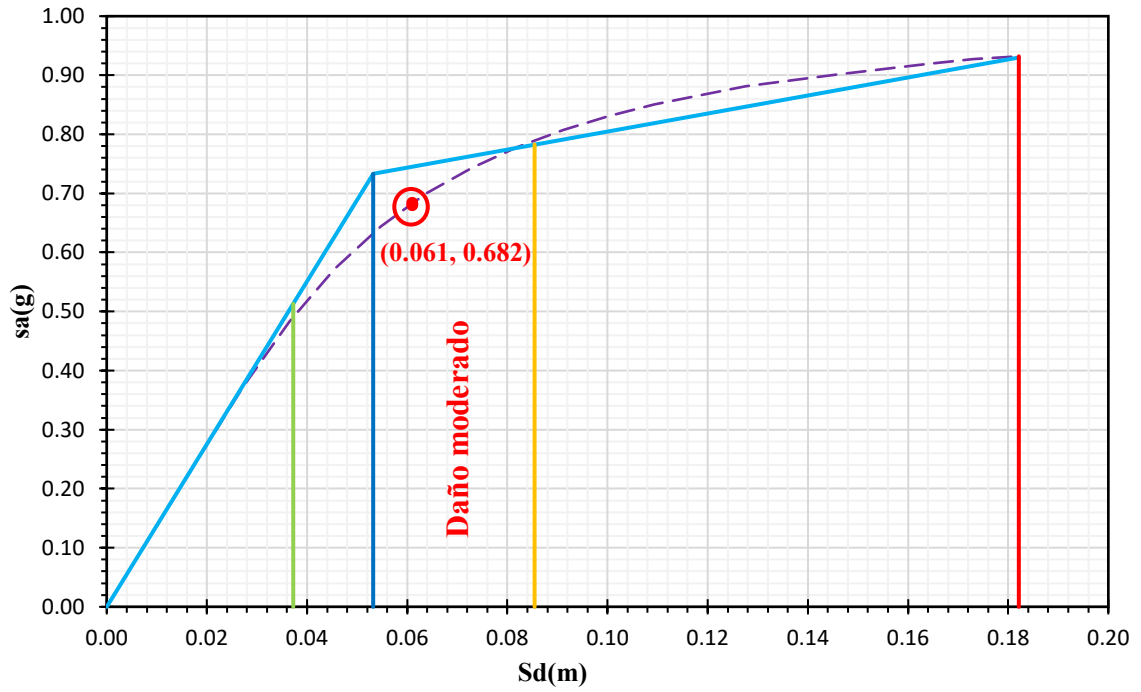


Figura N°67 Nivel de desempeño del puente Malcas para un escenario de sismo de 1000 años de periodo de retorno.
Fuente: Elaboración propia

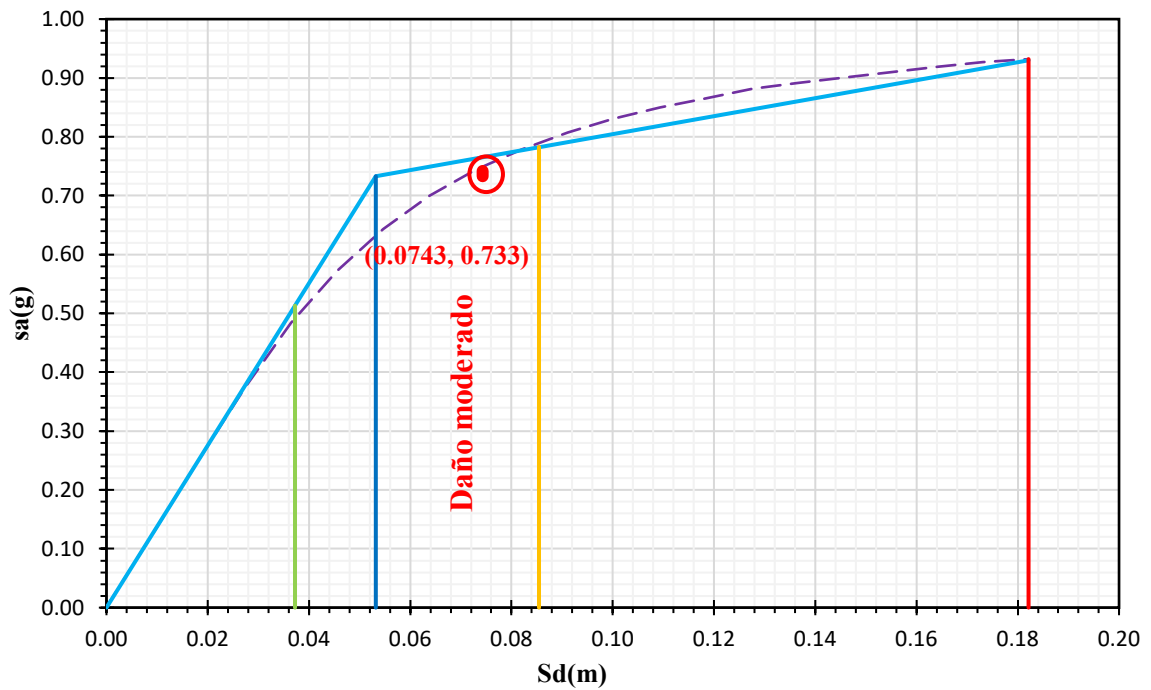


Figura N°68 Nivel de desempeño del puente Malcas para un escenario de sismo de 2500 años de periodo de retorno.
Fuente: Elaboración propia.

CAPÍTULO IV. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

a) Método del índice de vulnerabilidad.

- Según a la tabla N° 21 de la sección 3.4.3, el índice de vulnerabilidad (también llamado evaluación simplificada) es igual a 0.70; y de acuerdo a la sección 2.2.6 el puente Malcas a mediano plazo presenta deficiencias importantes en algunos aspectos durante un evento sísmico por lo que se recomienda efectuar estudios detallados. En consecuencia, se llevó una evaluación exhaustiva utilizando el método de espectro de capacidad para determinar el punto de desempeño de la estructura frente a distintos escenarios de sismo.

b) Método del espectro de Capacidad.

- **Análisis estático no lineal (Pushover)**

Del análisis estático no lineal se obtuvo la curva de capacidad en la dirección transversal del puente Malcas, de ello se obtiene que el puente soporta una cortante de 617.92 ton con un desplazamiento máximo de 0.199m(Ver figura N°69) y también se obtiene el punto de fluencia con una cortante de 485.2 ton y un desplazamiento de 0.058m.

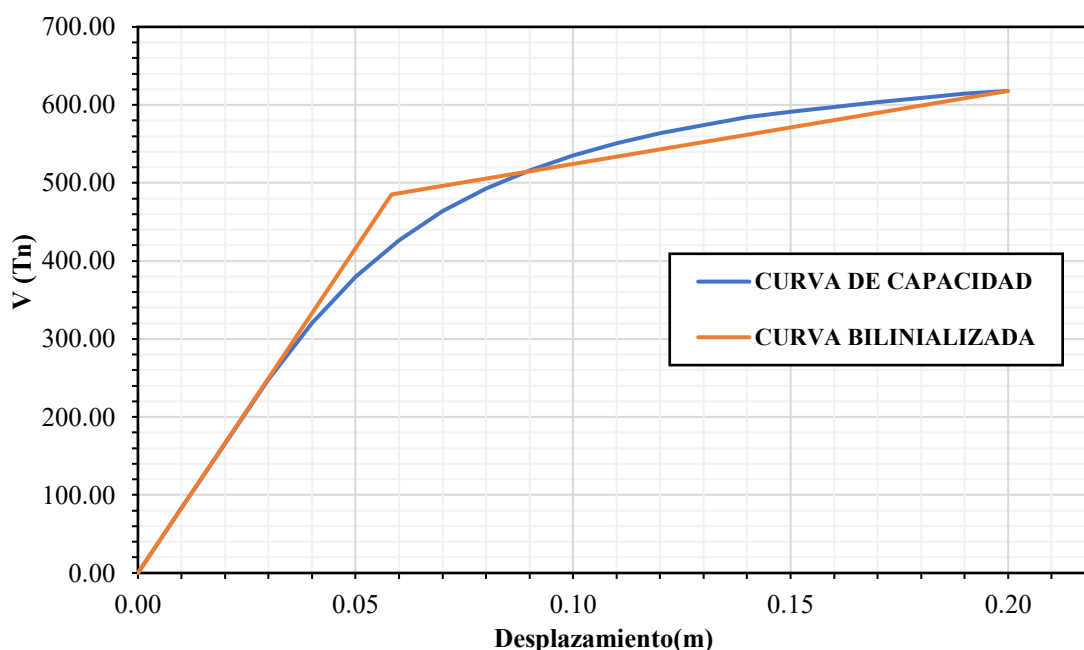


Figura N°69 Representación bilineal de la curva de capacidad del puente Malcas en la dirección transversal del puente Malcas (eje Y).

- **Espectro de demanda.**

Para la obtención de los espectros de demanda para los tres escenarios de sismo 500, 1000 y 2500 años de periodo de retorno, primero se tuvo que construir los espectros de respuesta, y para ello se utilizaron dos software, el software R-Crisis para obtener los valores de PGA(Coeficientes de aceleración pico del terreno), Ss (coeficiente de aceleración de respuesta espectral horizontal en 0.2 segundos de periodo), y S1(coeficiente de aceleración de respuesta espectral horizontal en 1.0 segundo de periodo) todo ello basado en suelo de clase de sitio “C”(obtenido del expediente técnico) y el software CSI Bridge para la elaboración y representación gráfica del espectro respuesta de acuerdo a la Manual de puentes del MTC 2018 (Sección 2.4.3.11.3.1). A continuación, se muestra la tabla N°25 de aceleraciones y coeficientes para cada uno de los escenarios de sismo propuesto.

Tabla N°25 Tabla de aceleraciones y coeficientes para cada escenario de sismo.

Tipo de puente	Tipo de sismo	Periodo de Retorno	Aceleración en Gal	Aceleración en g	Coef. de acel. Ss (g)	Coef. de acel. S1 (g)
Otros	Raro	500 años	508.000	0.518	1.098	0.436
Esencial	Muy Raro	1000 años	600.300	0.612	1.293	0.490
Crítico	Catastrófico	2500 años	777.12	0.792	1.551	0.603

Fuente: Elaboración Propia.

c) Nivel de desempeño del Puente Malcas.

- Para los límites de desempeño se utilizaron los recomendados por el proyecto europeo RISK-UE, ya que estos límites se pueden determinar en función del punto de fluencia y el colapso último del espectro de capacidad de la estructura. Es importante destacar que hay límites sugeridos por diversos estudios tales como HAZUS-99, el ATC-40, FEMA 273 Y VISION 2000, pero estos están en función a la deriva de entrepiso de la estructura, la cual para nuestra investigación (caso de puentes) no aplica. Así que, se emplearon los límites de daño en el espectro de capacidad de la estructura sugeridos por Milutinovic y Trendafiloski (2003) adaptados a las necesidades de nuestra investigación.
- Según la figura N°66 de la sección 3.4.3, el punto de desempeño obtenido para un sismo de periodo de retorno de 500 años se encuentra en el nivel de daño moderado, esto significa que la estructura muestra daño estructural leve y no estructural moderado

- Según la figura N°67 de la sección 3.4.3, el punto de desempeño obtenido para el caso de un escenario de sismo de periodo de retorno de 1000 años también se encuentra en el nivel de daño moderado, esto quiere decir que la estructura presenta daño estructural leve y no estructural moderado.
- Según la figura N°68 de la sección 3.4.3, el punto de desempeño obtenido para el caso de un escenario de sismo de periodo de retorno de 2500 años también se encuentra en el nivel de daño moderado, es decir que la estructura presenta daño estructural leve y no estructural moderado.

CAPÍTULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES

- ❖ Según el método del índice de vulnerabilidad determinó que el índice de vulnerabilidad sísmica del puentes es = 0.70, lo que indica que el puente Malcas a mediano plazo, puede presentar daños importantes durante un sismo por lo que se procedió a realizar una evaluación más detallada mediante el método de espectro de capacidad.
- ❖ Según el Método del espectro de capacidad se determinó que el puente Malcas tiene una vulnerabilidad Moderada ante eventos sísmicos (raro, muy raro y catastrófico) de periodo de retorno de 500, 1000 y 2500 años, es decir que el puente Malcas presenta fisuras o grietas moderadas en el tablero y estribos, así como desplazamiento menores a 5cm en los estribos, falla en los apoyos y/o asentamientos moderados en los accesos.
- ❖ Los resultados del método de índice de vulnerabilidad y el método de espectro de capacidad son muy parecidos, por lo que se puede concluir que el método del índice de vulnerabilidad (análisis simplificado) es el primer filtro para identificar cuan vulnerable puede ser un puente y a partir de ello se puede elaborar estudios más detallados como es el caso del método de espectro de capacidad.

5.2. RECOMENDACIONES.

- ❖ Realizar un diagnóstico de armaduras con pacómetro, auscultador o escáner, para verificar las condiciones en las que se encuentran el acero del tablero y de los estribos del puente.
- ❖ Llevar a cabo una evaluación periódica de vulnerabilidad en los puentes existentes, para identificar aquellos que puedan ser vulnerables a los sismos, y así poder tomar acciones inmediatas de rehabilitación o reconstrucción total del puente por parte de la entidad a cargo.
- ❖ Promover la educación y concientización sobre la importancia del estudio de la vulnerabilidad sísmica en puentes, para futuros proyectos de construcción, y de esta manera poder implementar tecnologías modernas y estándares de seguridad sísmica.
- ❖ El modelado del puente no debe limitarse exclusivamente al software usado en esta investigación. Por lo tanto, se recomienda utilizar cualquier software de

análisis estructural de puentes (Midas Civil, Autodesk Robot structural, SAP 2000) que permita generar las condiciones geométricas y estructurales del puente a analizar.

- ❖ Se recomienda continuar con el mantenimiento adecuado como son la limpieza de las juntas, tuberías de drenaje y la protección de los estribos mediante un enrocado, esto para prevenir la socavación que pueda comprometer la estabilidad del puente durante épocas de máximas avenidas.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Alejandro, J. (2017). Caracterización y evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes. Tesis de doctorado. San Miguel de Tucumán, Universidad Nacional de Tucumán.
2. Amaya, T. (2020). Vulnerabilidad sísmica de puentes esviados considerando efectos del ángulo de esviaje y la geometría del tablero. Tesis de maestría. Santiago de Chile, Pontificia Universidad Católica de Chile.
3. ATC. 1996. Evaluación sísmica y modernización de edificios de concreto. Informe técnico, ATC-40. Consejo de Tecnología Aplicada, Redwood City, California.
4. Bonett, R. (2003). Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada. Barcelona, Universidad Politécnica de Cataluña. 56-99 p.
5. Calvi G et al. (2006). Development of seismic vulnerability assessment methodologies over the past 30 years. Department of Structural Mechanics. Italia, Mechanics University of Pavia.
6. Carrillo, E. G., & Villabona, J. J. (2015). Evaluación sísmica para puentes continuos en Colombia aplicando el Método No-Lineal Estático 'PUSHOVER'. Caso de estudio "Puente Gómez Ortiz". ResearchGate. <https://doi.org/10.13140/RG.2.2.36542.20806>.
7. Chancha, J. (2018). Evaluación del desempeño estructural mediante procedimiento no lineales en puentes de concreto reforzado. Huancavelica, Universidad Nacional de Huancavelica.
8. Cutti, J. (2018). Determinación de la vulnerabilidad sísmica del puente Atocongo. Lima, Universidad Nacional de Ingeniería.
9. Crisafulli, F. (2015). Nonlinear dynamic analysis for seismic vulnerability assessment of bridges. *Journal of Earthquake Engineering*, 19(5), 833-857. doi: 10.1080/13632469.2015.1008749.
10. Danna, J. y Pérez, G. (2013). Caracterización y evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes. Congreso de Mecánica Computacional Vol. XXXII, Mendoza, Argentina. 3379-3401p.
11. Donobhan, G. (2007). Aplicación de los métodos estático y dinámico modal para el diseño sísmico de edificios con disipadores de energía. México, Universidad Nacional Autónoma de México.

12. Estela, J. (2018). Efecto del cálculo de curvas de fragilidad para la evaluación de vulnerabilidad sísmica del Puente Carretero Sánchez Cerro – Piura – 2018. Trujillo, Universidad Nacional de Trujillo.
13. FEMA 273. (1997). NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings. Federal Emergency Management Agency, Washington DC, USA.
14. FEMA 356. (2000). Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. Federal Emergency Management Agency, Washington DC, USA.
15. FEMA 440. Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedure. Department of Homeland Security Federal Emergency Management Agency. Washington, DC.
16. Flores A. (2015). Modelo de daño concentrado para estructuras aporricadas en hormigón armado ante cargas sísmicas utilizando el programa computacional SAP2000. Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE.
17. Jara, M. y González, A. (2000). Evaluación de la Capacidad Sísmica de Puentes. Proyecto de la Coordinación de Investigación Científica. Morelia, Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo.
18. Kappos, A., & Karavasilis, T. (2017). Seismic vulnerability of structures: a review. *Engineering Structures*, 137, 289-310.
19. Kuroiwa, J. (2002). Reducción de desastres, Viviendo con la naturaleza (Primera edición). Pnud.
20. Kuroiwa, H., Pacheco, J., & Pando, V. (2010). Evaluación del Peligro Sísmico en la Cuenca del Río Mapocho, Chile. [Evaluation of Seismic Hazard in the Mapocho River Basin, Chile]. *Journal of Seismic Engineering*, 2(3), 167-176.
21. Landa, L. (2006). Procedimiento para determinar la capacidad sísmica de puentes existentes. Tesis de maestría. Morelia-México, Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo. 4-40 p.
22. Llocle, A. (2021). Evaluación de desempeño estructural utilizando Análisis Estático no lineal (Pushover) del bloque del nivel secundario del colegio Emblemático Ladislao Espinar ubicado en la ciudad de Espinar – Cusco. Juliaca, Universidad Peruana Unión. 66 p.
23. Maldonado, E. (2000). Metodología para la Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica en Puentes. Barcelona, Universidad Politécnica de Cataluña.

24. Medina, R. & Music, J. (2018). Determinación del nivel de desempeño de un edificio habitacional estructurado en base a muros de hormigón armado y diseñado según normativa chilena. *Obras y proyectos*, (23), 63-77.
25. Milutinovic, Z. y Trendafiloski, G. (2003). WP4 Vulnerability of current buildings. RISK-UE: An advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different European towns. Contract No. EVK4-CT-2000-00014. 108.
26. MTC, (2018). Manual de Puentes. Ministerio de Transportes y Comunicaciones (Edición, diciembre 2018).
27. Moreno, R. (2006). Evaluación del riesgo sísmico en edificios mediante análisis estático no lineal. Aplicación a diversos escenarios sísmicos de Barcelona. Tesis doctoral. España, Universidad Politécnica de Cataluña. 92 p.
28. Moreno, R. et al (2007). Herramientas necesarias para la evaluación sísmica de edificios (A. H. Barbat, Ed.). Monografía de Ingeniería Sísmica. 77 p.
29. Nilson, H. (1999). Diseño de estructuras de concreto (E. Ariza, Ed.; L. Yamín, Trad.; Duodécima edición). McGraw-Hill.
30. Olarte, J et al. (2015). Sistema de gestión de infraestructura para la reducción del riesgo sísmico en puentes y viaductos elevados de la ciudad de lima. Proyecto de investigación. IIFIC-2014, Universidad Nacional de Ingeniería.
31. Park, R y Paulay, T. (1980). Estructuras de concreto reforzado. Editorial Limusa S.A., Primera edición. Nueva Zelandia, Universidad de Caterbury Christchurch.
32. Priestley, M. J. N., Seible, F. y Calvi, G. M. (1996). Diseño sísmico y renovación de puentes. Una publicación de Wiley-Interscience. Jonh Wiley & Sons, Inc.
33. Reiter, M. A., Ambraseys, N. N., Danciu, L., & Dimech, A. (2015). Seismic vulnerability of reinforced concrete buildings in the central Mediterranean region. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 44(7), 979-1000.
34. Rivera D. (2007). "Evaluación simplificada de la vulnerabilidad sísmica de puentes urbanos", Informe de investigación, número 51, Centro Nacional de Prevención de Desastres, CENAPRED, México
35. SEAOC. (1995). Vision 2000 Report on performance based seismic engineering of buildings. Structural Engineers Association of California, Volume I, Sacramento.

36. Suarez, D. (2019). Evaluación de la vulnerabilidad sísmica del Puente Moche mediante curvas de fragilidad, Trujillo 2019. Trujillo, Universidad Privada del Norte
37. Tacas, K. (2018). Vulnerabilidad sísmica del puente Primavera. Lima, Universidad Nacional de Ingeniería.
38. Wai-Fah Chen, Lian Duan, (2000). Bridge Engineering Seismic Design”, CCR Press LLC.
39. Zapata, G. (2019). Respuesta inelástica de las columnas de un puente segmental utilizando un análisis pushover adaptativo y un análisis dinámico no-lineal incremental (IDA). Medellín, Universidad de Antioquia.

ANEXOS

ANEXO N°01: FOTOGRAFIAS DE LA VISITA AL PUENTE MALCAS.



Fotografía N°01: Vista longitudinal del puente Malcas



Fotografía N°02. Vista Frontal del puente Malcas



Fotografía N°03: Inspección in situ del estado actual del puente Malcas (Estribos).



Fotografía N°04: Inspección in situ del estado actual del puente Malcas (Apoyos de Neopreno).



Fotografía N°05: Inspección in situ del estado actual del puente Malcas (Vigas Principales y transversales).



Fotografía N°06: Inspección in situ del estado actual del puente Malcas (Juntas, Asfalto, Veredas y barandas).

ANEXO N°02: MODELADO DEL PUENTE MALCAS EN CSI BRIDGE V.24.1.0

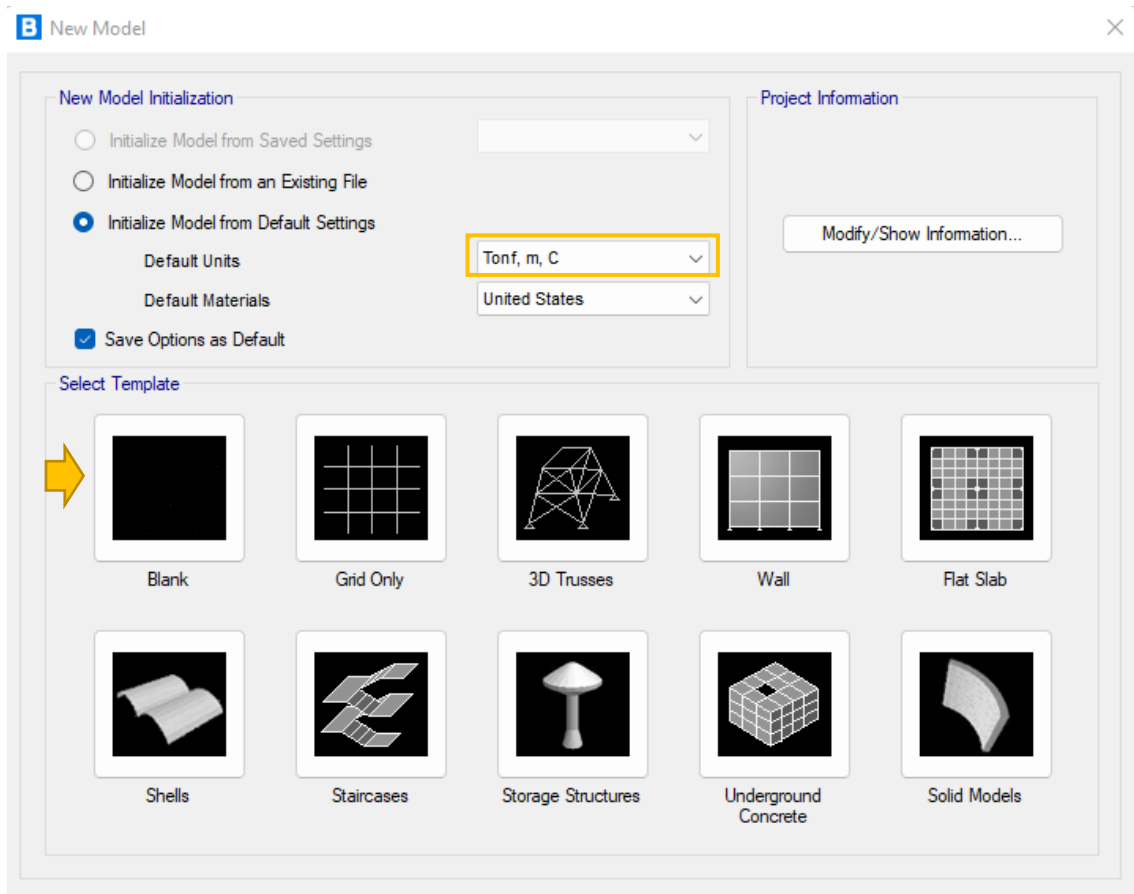


Figura N°01: Selección de un nuevo modelo para el puente Malcas

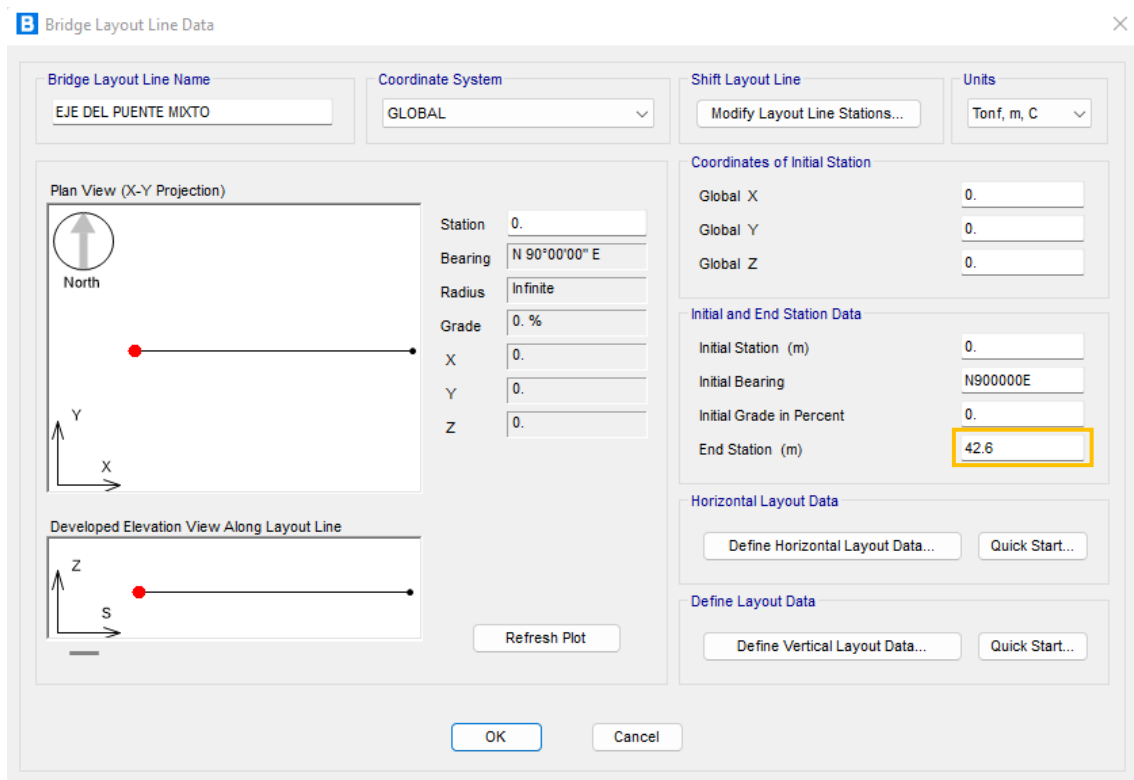


Figura N°02: Configuración de la grilla del puente

Material Property Data (Left):

- Material Name and Display Color: **f'c=210 kg/cm2**
- Material Type: Concrete
- Material Grade: f'c=210 kg/cm2
- Material Notes: Modify/Show Notes...
- Weight and Mass:
 - Weight per Unit Volume: 2.4
 - Mass per Unit Volume: 0.2447
 - Units: Tonf, m, C
- Isotropic Property Data:
 - Modulus Of Elasticity, E: 2173706.5
 - Poisson, U: 0.2
 - Coefficient Of Thermal Expansion, A: 9.900E-06
 - Shear Modulus, G: 905711.
- Other Properties For Concrete Materials:
 - Specified Concrete Compressive Strength, f'c: 2100.
 - Expected Concrete Compressive Strength: 2100.
 - Lightweight Concrete
 - Shear Strength Reduction Factor: []

Material Property Data (Right):

- Material Name and Display Color: **f'c=280 kg/cm2**
- Material Type: Concrete
- Material Grade: f'c=280 kg/cm2
- Material Notes: Modify/Show Notes...
- Weight and Mass:
 - Weight per Unit Volume: 2.4
 - Mass per Unit Volume: 0.2447
 - Units: Tonf, m, C
- Isotropic Property Data:
 - Modulus Of Elasticity, E: 2173706.5
 - Poisson, U: 0.2
 - Coefficient Of Thermal Expansion, A: 9.900E-06
 - Shear Modulus, G: 905711.
- Other Properties For Concrete Materials:
 - Specified Concrete Compressive Strength, f'c: 2800.
 - Expected Concrete Compressive Strength: 2800.
 - Lightweight Concrete
 - Shear Strength Reduction Factor: []

Figura N°03: Propiedades del concreto $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$ y $f'c= 280 \text{ kg/cm}^2$

Material Property Data (Left):

- Material Name and Display Color: **fy=3500 kg/cm2**
- Material Type: Steel
- Material Grade: Grade 50
- Material Notes: Modify/Show Notes...
- Weight and Mass:
 - Weight per Unit Volume: 7.849
 - Mass per Unit Volume: 0.8004
 - Units: Tonf, m, C
- Isotropic Property Data:
 - Modulus Of Elasticity, E: 20389019.
 - Poisson, U: 0.3
 - Coefficient Of Thermal Expansion, A: 1.170E-05
 - Shear Modulus, G: 7841930.
- Other Properties For Steel Materials:
 - Minimum Yield Stress, Fy: 35153.48
 - Minimum Tensile Stress, Fu: 45699.53
 - Expected Yield Stress, Fye: 38668.83
 - Expected Tensile Stress, Fue: 50269.48

Material Property Data (Right):

- Material Name and Display Color: **fy=4200 kg/cm2**
- Material Type: Steel
- Material Grade: Grade 60
- Material Notes: Modify/Show Notes...
- Weight and Mass:
 - Weight per Unit Volume: 7.85
 - Mass per Unit Volume: 0.8005
 - Units: Tonf, m, C
- Isotropic Property Data:
 - Modulus Of Elasticity, E: 20000000.
 - Poisson, U: 0.3
 - Coefficient Of Thermal Expansion, A: 1.170E-05
 - Shear Modulus, G: 7692308.
- Other Properties For Steel Materials:
 - Minimum Yield Stress, Fy: 42000.
 - Minimum Tensile Stress, Fu: 42000.
 - Expected Yield Stress, Fye: 63000.
 - Expected Tensile Stress, Fue: 63000.

Figura N°04: Propiedades del concreto $f_y=3500 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y= 4200 \text{ kg/cm}^2$

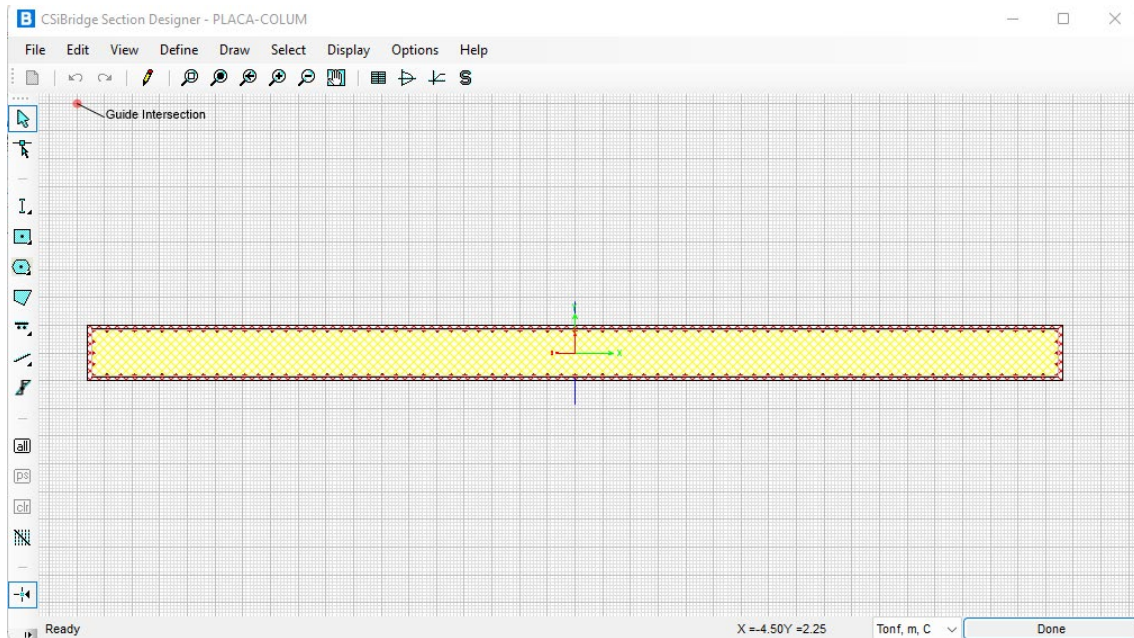


Figura N°05: Diseño del estribo (Se modeló como Placa)

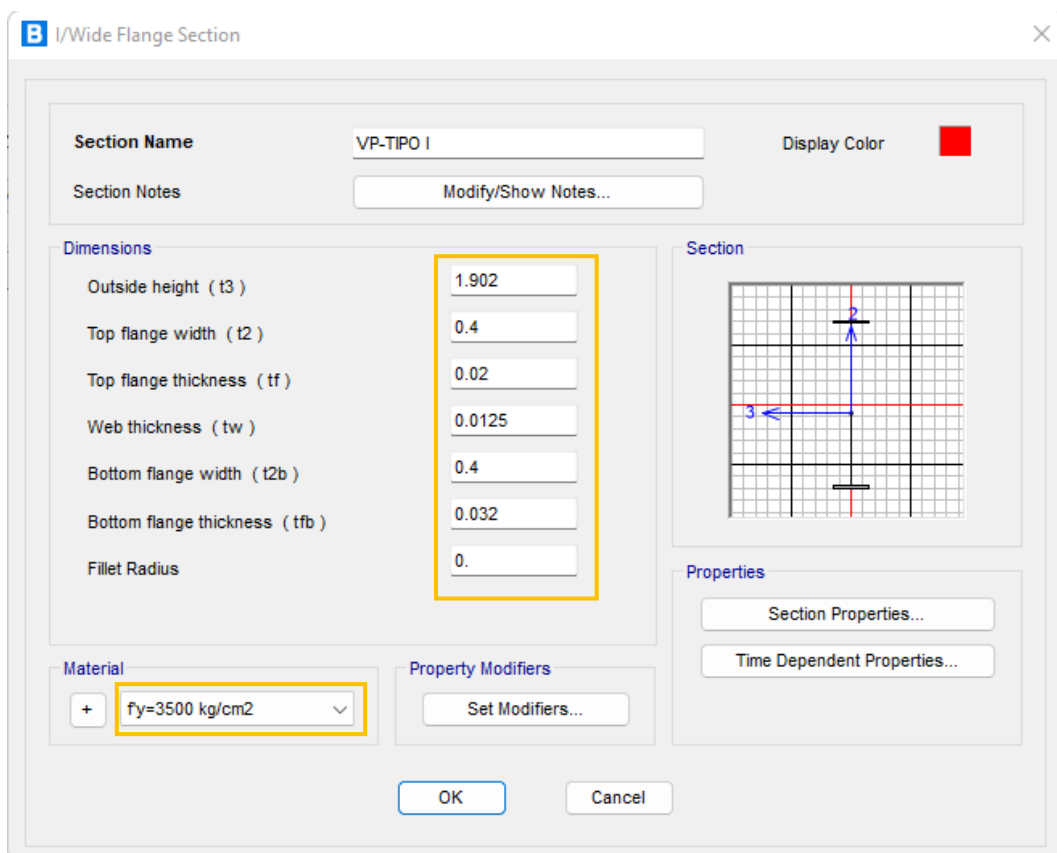


Figura N°06: Definición de las propiedades de la viga principal tipo I.

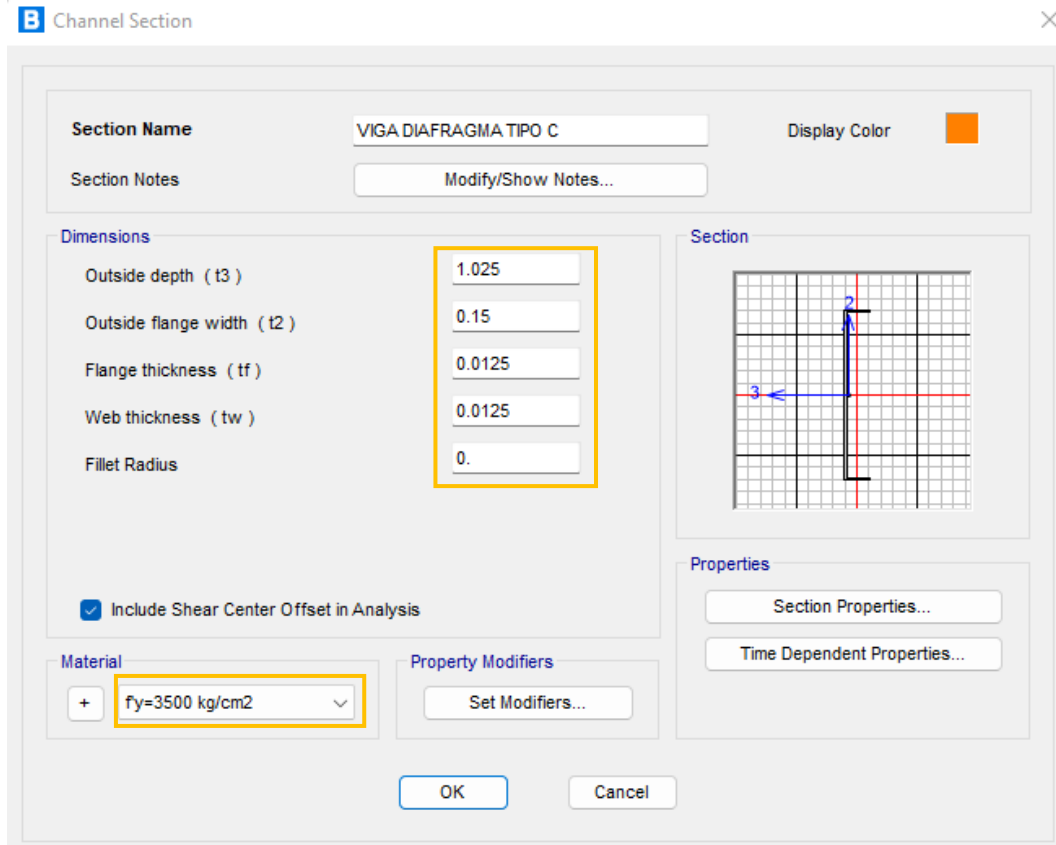


Figura N°07: Definición de las propiedades de la viga diafragma tipo C

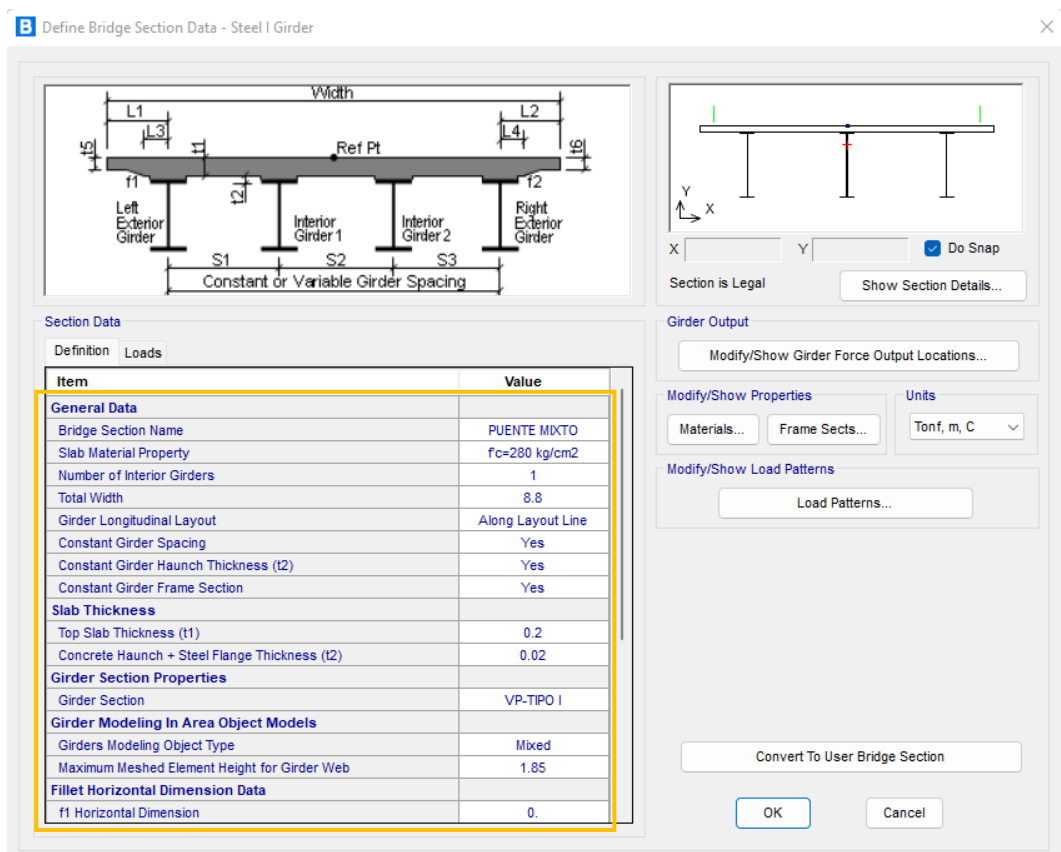


Figura N°08: Definición de los datos geométricos del puente Malcas (Parte 1)

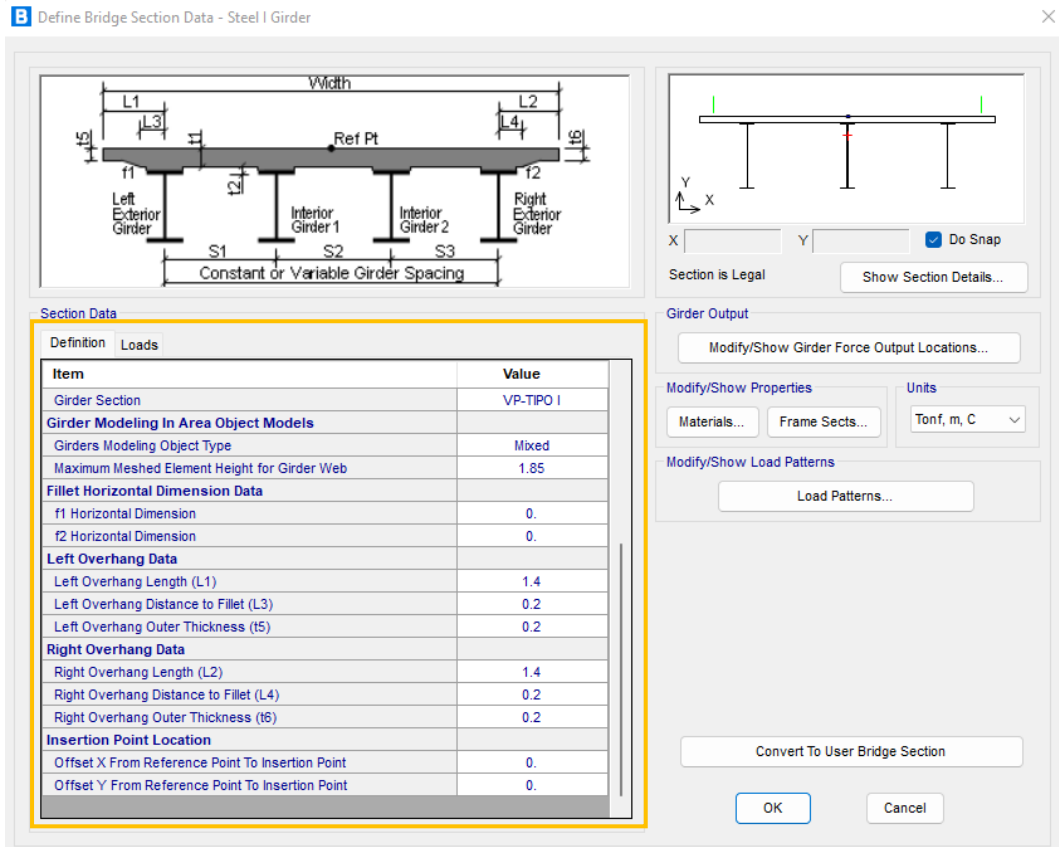


Figura N°09: Definición de los datos geométricos del puente Malcas (Parte 2)

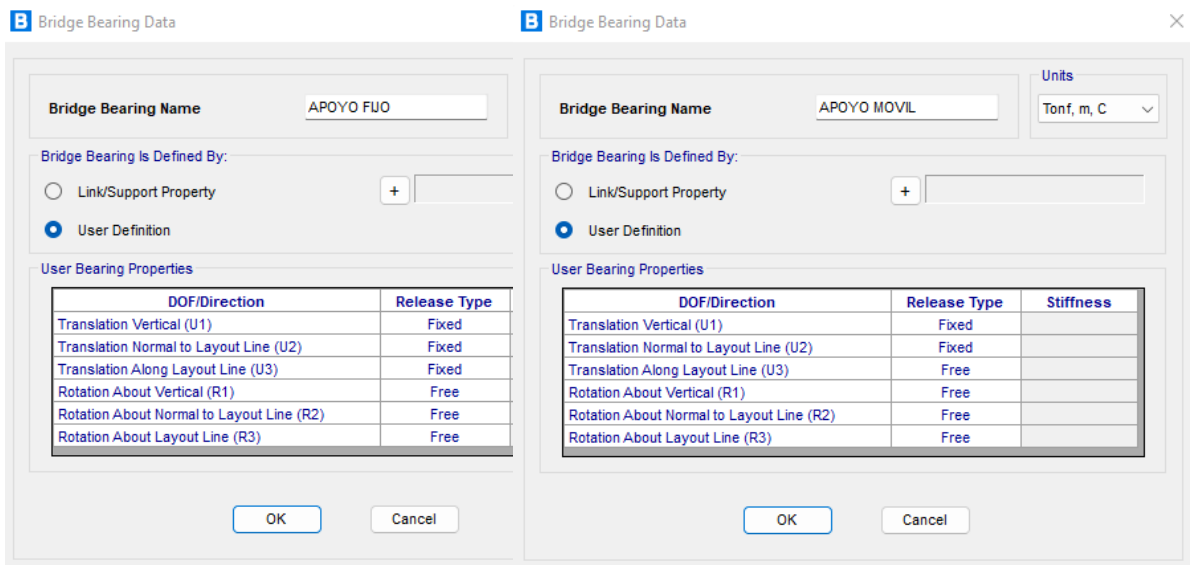


Figura N°10: Propiedades de los Apoyos Fijo y Móvil.

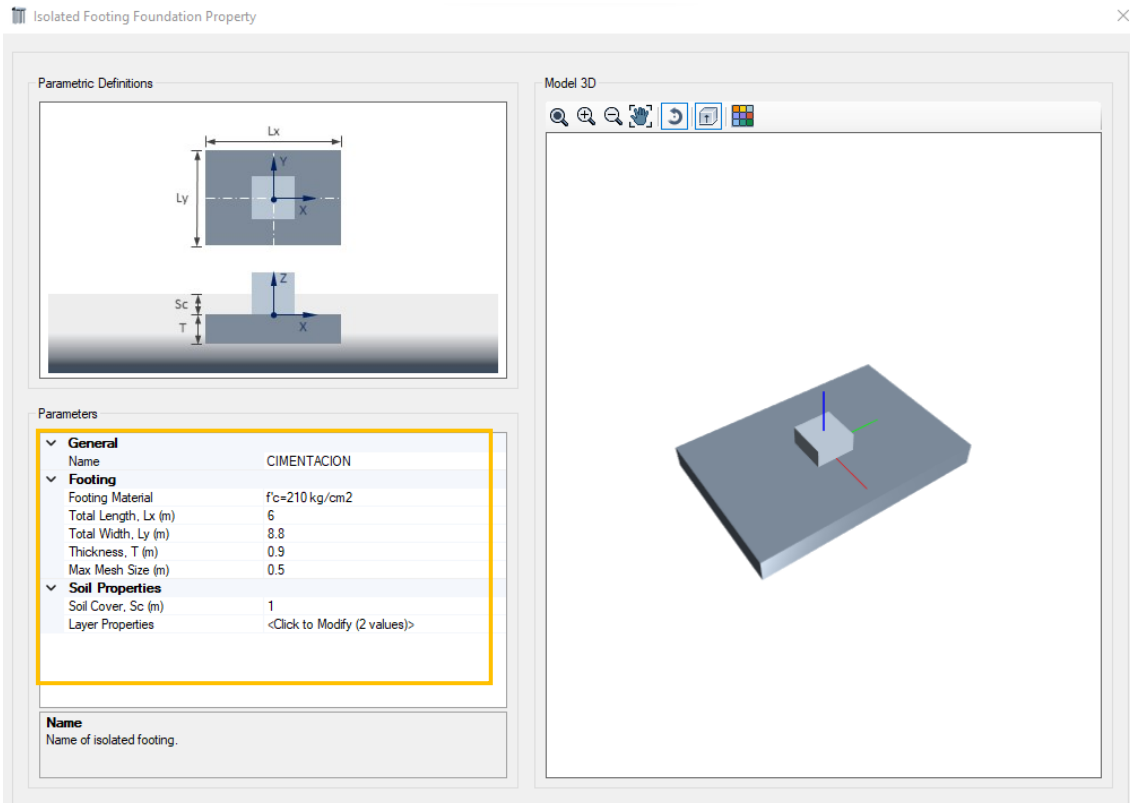


Figura N°11: Propiedades de la cimentación.

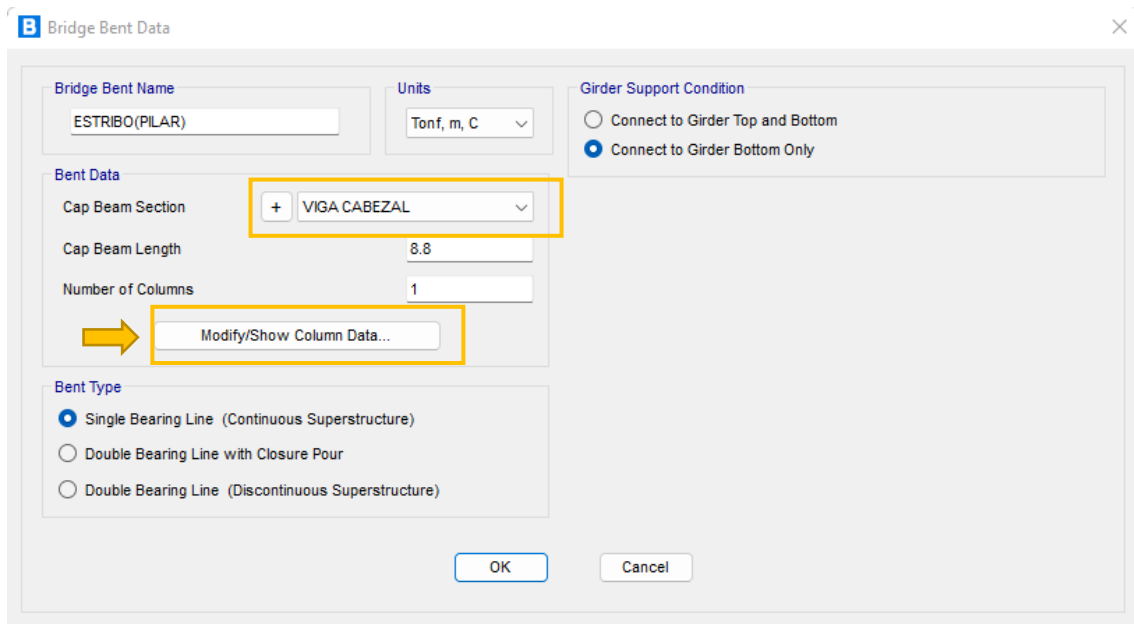


Figura N°12: Propiedades del Estribo en voladizo (Se diseño como Pilar + viga Cabezal -Parte 1)

B Bridge Bent Column Data

Bridge Bent Name:

Modify/Show Properties:

Units:

Column Data

Column	Section	Distance	Height	Angle	Foundation	Stiff Reduct Fact
1	PLACA-COLUM	4.4	4.32	90.	CIMENTACION	0.75

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	Eff Length Fa
1	Fixed	Fixed	Fixed				1.

Figura N°13: Propiedades del Estribo en voladizo (Se diseño como Pilar + viga Cabezal -Parte 2)

B Bridge Line Load Distribution Definition Data

Load Name: Units:

Load Direction: Load Type: Coordinate System: Direction:

Load Value: Value:

Load Transverse Location: Reference Location: Load Distance from Reference Location:

Load Vertical Location: Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

B Bridge Line Load Distribution Definition Data

Load Name: Units:

Load Direction: Load Type: Coordinate System: Direction:

Load Value: Value:

Load Transverse Location: Reference Location: Load Distance from Reference Location:

Load Vertical Location: Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

Figura N°14: Propiedades de la baranda derecha e izquierda (Definición de Carga lineal)

The image shows two identical dialog boxes for defining load distribution data for bridge areas. The left dialog is for 'VEREDA DERECHA(DW)' and the right is for 'VEREDA IZQUIERDA(DW)'. Both dialog boxes have the following settings:

- Load Name:** VEREDA DERECHA(DW) / VEREDA IZQUIERDA(DW)
- Units:** Tonf, m, C
- Load Direction:** Load Type: Force, Coordinate System: GLOBAL, Direction: Gravity
- Load Value:** Left Edge Value: 0.6, Right Edge Value: 0.6 (highlighted with yellow boxes)
- Load Transverse Location:** Left Reference Location: Left Edge of Deck, Left Load Distance from Left Ref. Location: 8, 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

Figura N°15: Propiedades de vereda derecha e izquierda (Definición de Carga por área)

The image shows a single dialog box for defining load distribution data for 'ASFALTO(DW)'. The dialog box has the following settings:

- Load Name:** ASFALTO(DW)
- Units:** Tonf, m, C
- Load Direction:** Load Type: Force, Coordinate System: GLOBAL, Direction: Gravity
- Load Value:** Left Edge Value: 0.11, Right Edge Value: 0.11 (highlighted with yellow boxes)
- Load Transverse Location:** Left Reference Location: Left Edge of Deck, Left Load Distance from Left Ref. Location: 0.8, Right Reference Location: Right Edge of Deck, Right Load Distance from Right Ref. Location: 0.8
- Load Vertical Location:** Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

Figura N°16: Propiedades del asfalto (Definición de Carga por área)

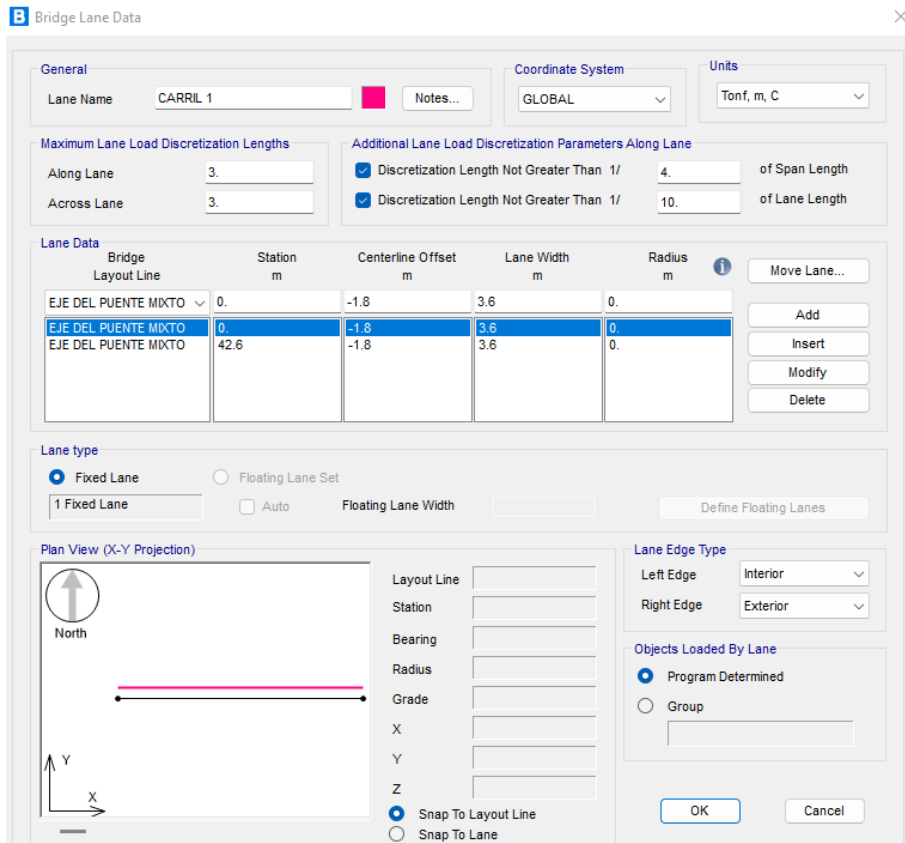


Figura N°17: Definición de carril izquierdo.

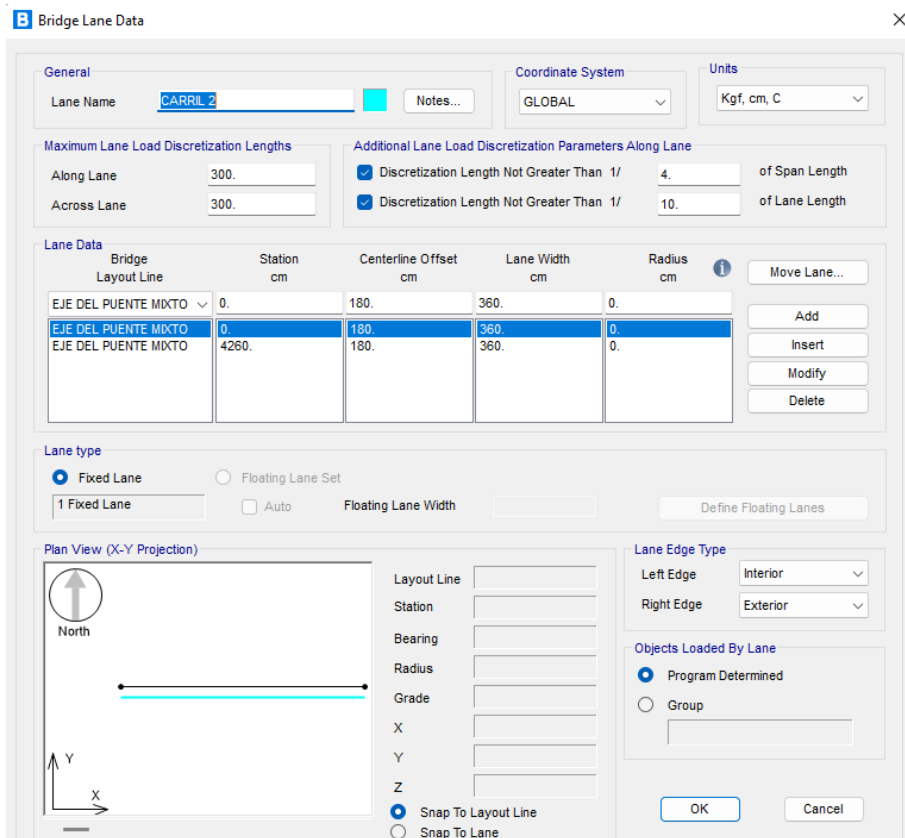


Figura N°18: Definición de carril derecho.

B Vehicle Data ✕

Vehicle Name: **HL-93M** Design Type: Vehicle Live Units: Kgf, cm, C

Source: AASHTO.xml Convert to User Defined 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: 30.48
 Lane Interior Edge: 60.96

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

Load Plan 

Load Elevation 

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

OK Cancel

Figura N°19: Definición de vehículo de diseño: Tándem + Carga de carril.

B Vehicle Data ✕

Vehicle Name: **HL-93K** Design Type: Vehicle Live Units: Kgf, cm, C

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

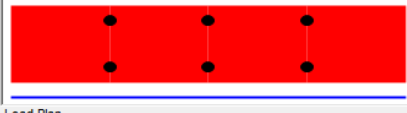
Length Effects
 Axle: None Modify/Show...
 Uniform: None Modify/Show...


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: 30.48
 Lane Interior Edge: 60.96

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

Load Plan 

Load Elevation 

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

OK Cancel

Figura N°20: Definición de vehículo de diseño: Camión + Carga de carril.

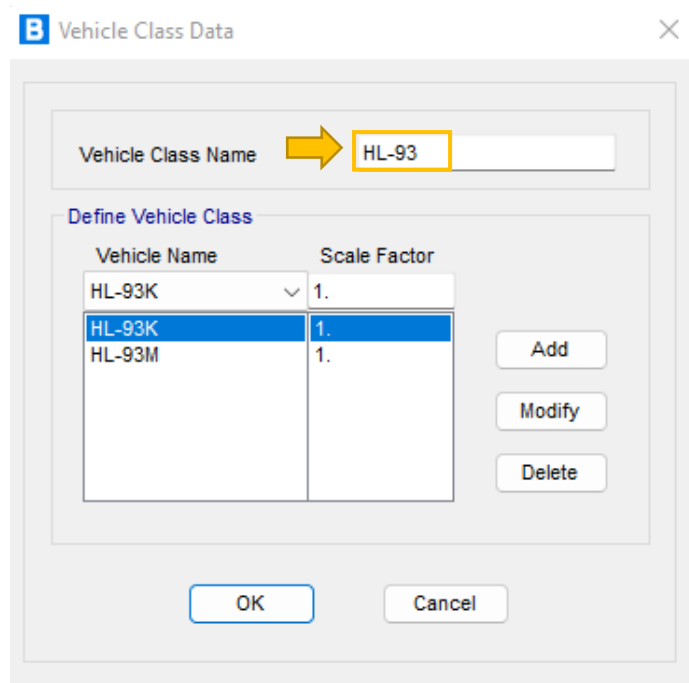


Figura N°21: Definición de clase de vehículo (HL-93).

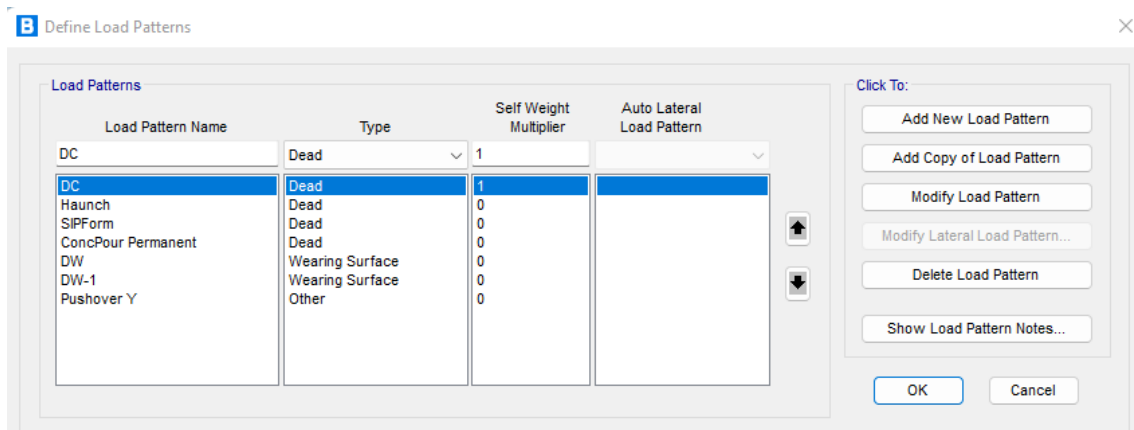


Figura N°22: Definición de patrones de carga empleados en el modelamiento.

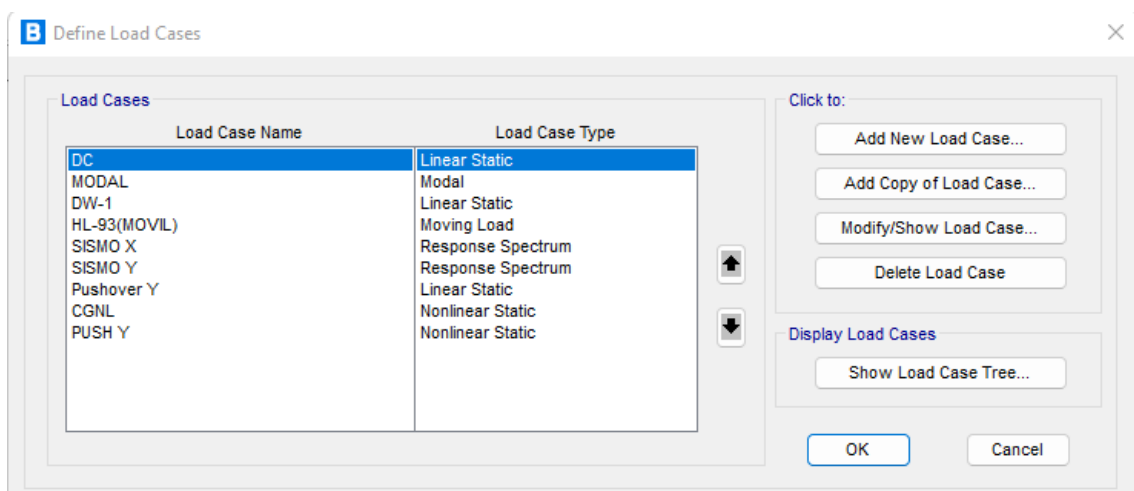


Figura N°23: Definición de casos de carga empleados en el modelamiento.

B Bridge Object Data

Bridge Object Name: DATA DE OBJETO DE PUENTE MIXTO
 Layout Line Name: EJE DEL PUENTE MIXTO
 Coordinate System: GLOBAL
 Units: Kgf, cm, C

Define Bridge Spans

Span Label	Start Station cm	Length cm	End Station cm	Start Support	End Support
TRAMO 1	0.	30.	30.	Free	ESTRIBO(PILAR)
TRAMO 2	30.	4200.	4230.	ESTRIBO(PILAR)	ESTRIBO(PILAR)
TRAMO 3	4230.	30.	4260.	ESTRIBO(PILAR)	Free

Note: 1. Bridge object location is based on bridge section insertion point following specified layout line.

Bridge Object Plan View (X-Y Projection)

Modify/Show Assignments

- Spans
- User Discretization Points
- Abutments
- Bents
- In-Span Hinges (Expansion Jts)
- In-Span Cross Diaphragms
- In-Span Splices
- Superelevation
- Prestress Tendons
- Girder Rebar
- Staged Construction Groups
- Point Load Assigns

Lock to Prevent Updating the Linked Model:

OK Cancel

Figura N°24: Datos del modelado del puente Malcas.

B Bridge Object Bent Assignments

Bridge Object Name: DATA DE OBJETO DE PUENTE MIXTO
 Units: Kgf, cm, C

Specify Bent Considered

Bent Is At the End of This Span: TRAMO 1
 Bent Is At This Station: 30.
 Support Name: APOYO FUO

Superstructure Assignment

Superstructure Continuity Condition: Continuous
 Mesh Superstructure to Match Bent Bearing: Yes
 Diaphragm Property at Bent: DIAFRAGMA TIPO C
 Steel U-Girder Diaphragm at Bent: None
 Mesh U-Girder to Match Bent Bearing: Yes

Bent Assignment

Bent Property: ESTRIBO(PILAR)
 Bent Direction (Bearing Angle): Default

Bent Location

Elevation (Global Z): -229.4
 Horizontal Offset: 0.
 Note: Horizontal offset is from bridge layout line to midlength of cap beam.

Bearing Assignment

Girder-by-Girder: General
 Bearing Property: APOYO FUO
 Restrainer Property at Bearing: None
 Elevation (At Layout Line, Global Z): -210.2
 Rotation Angle from Bridge Default: 0.

Girder-by-Girder Bearing Overwrites

Modify/Show Overwrites... No Overwrites Exist

OK Cancel

Figura N°25: Asignación de los estribos al inicio y al final (Modelado como pilar)

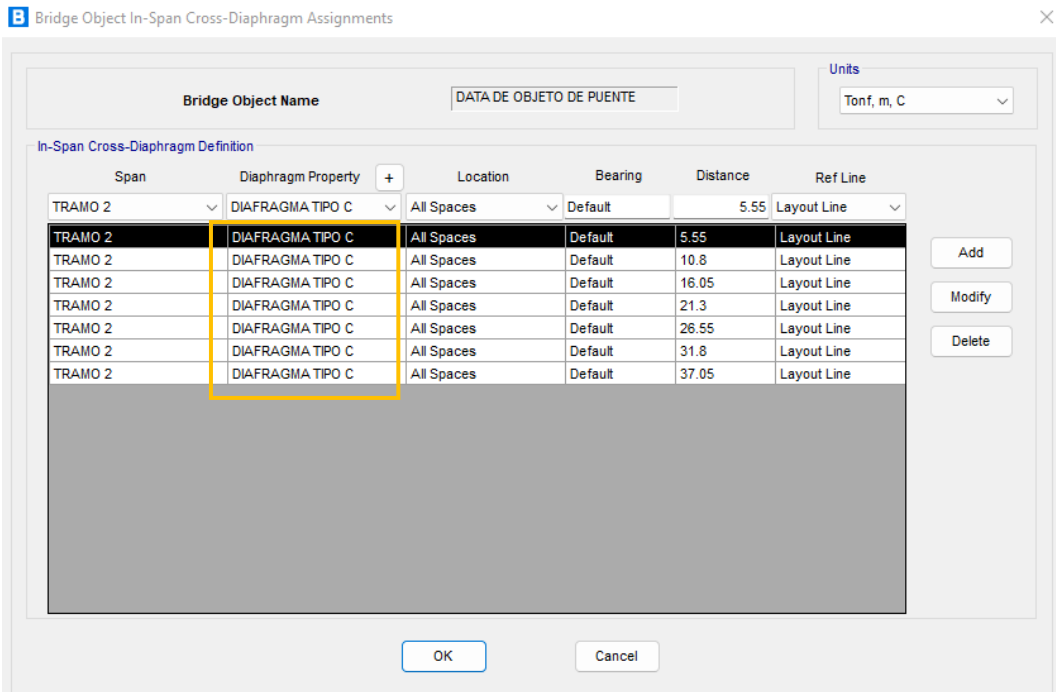


Figura N°26: Asignación de las vigas diafragma tipo C del puente.

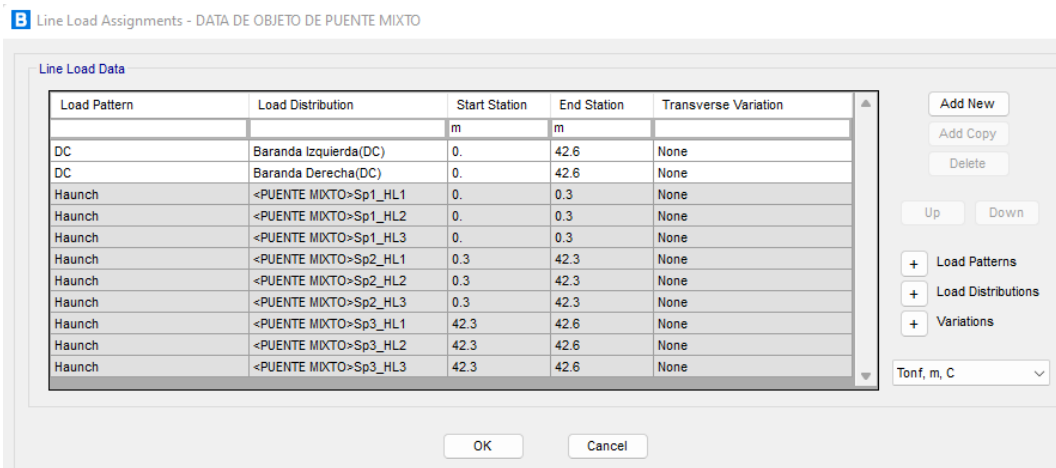


Figura N°27: Asignación de las cargas lineales del puente.

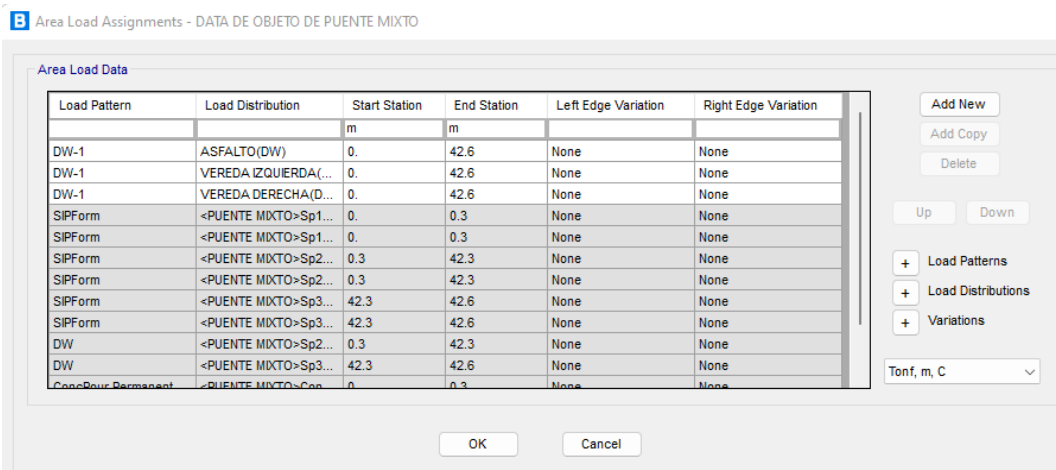


Figura N°28: Asignación de las cargas por área del puente.

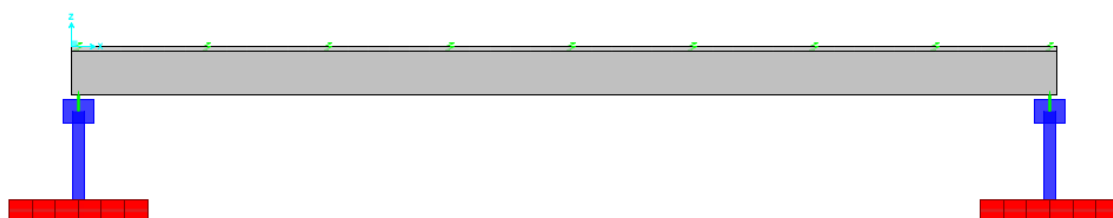
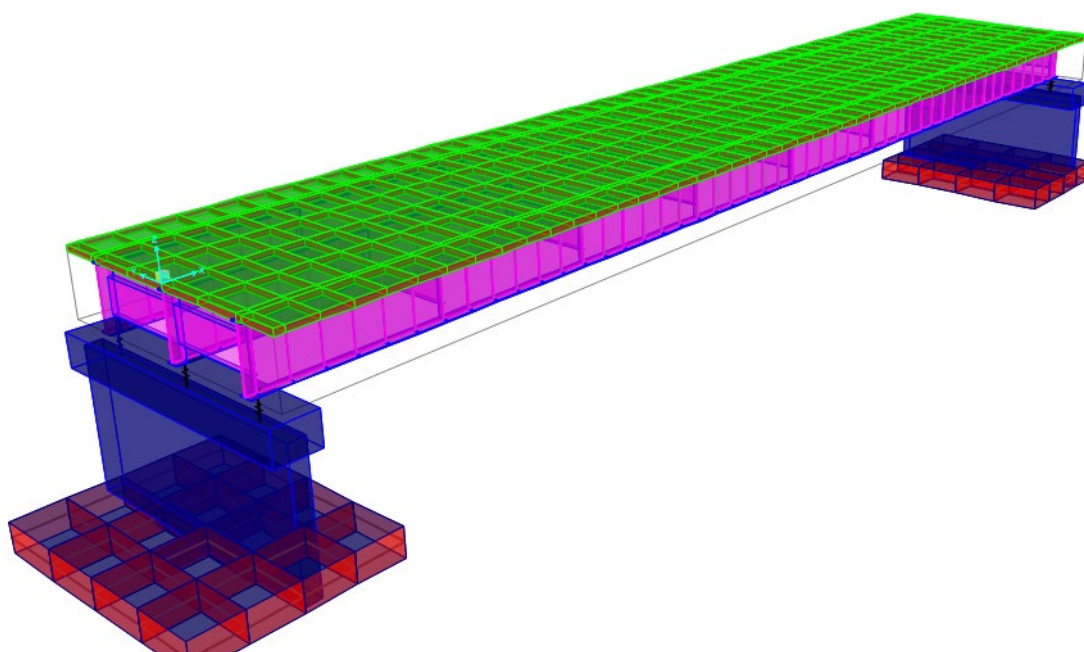


Figura N°28: Modelado en 3D Final del puente Malcas

ANEXO N°03: ANALISIS ESTATICO NO LINEAL(PUSHOVER) DEL PUENTE MALCAS.

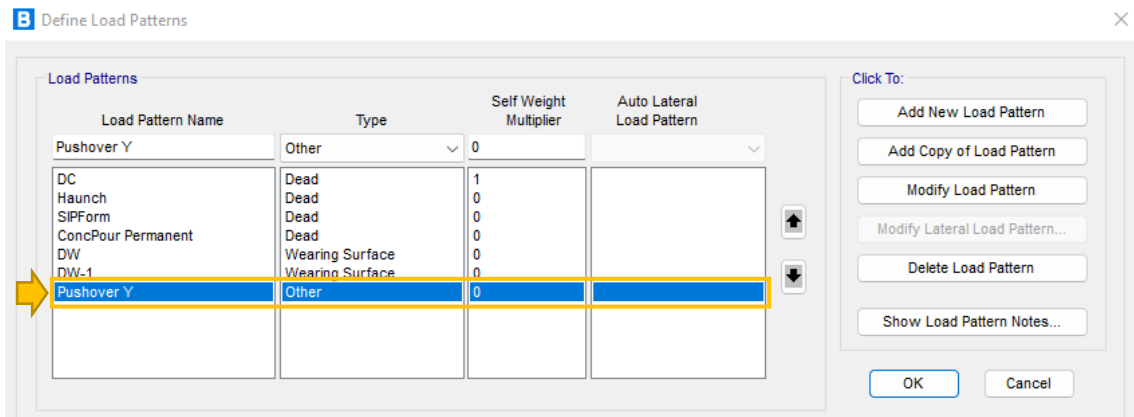


Figura N°01: Definición de un patrón de Carga para análisis pushover en dirección transversal del puente (Pushover Y).

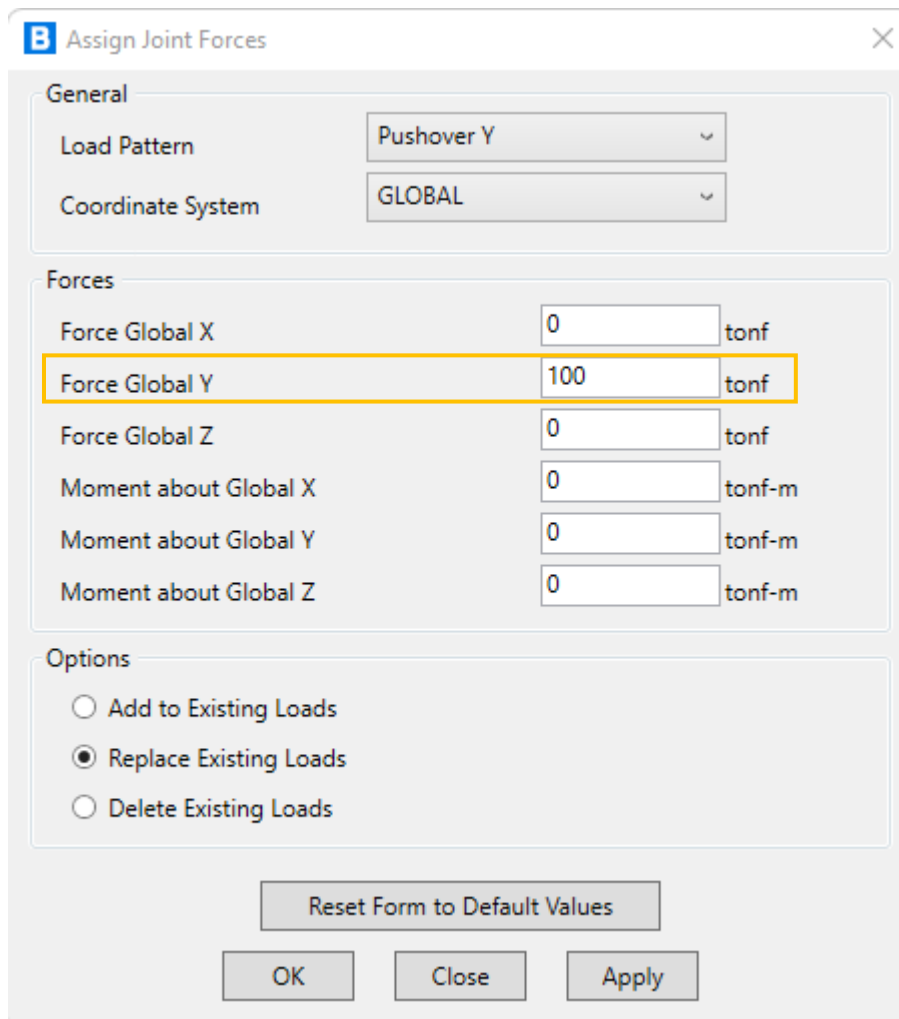


Figura N°02: Definición de la fuerza Pushover Y en dirección transversal del puente (en los estribos).

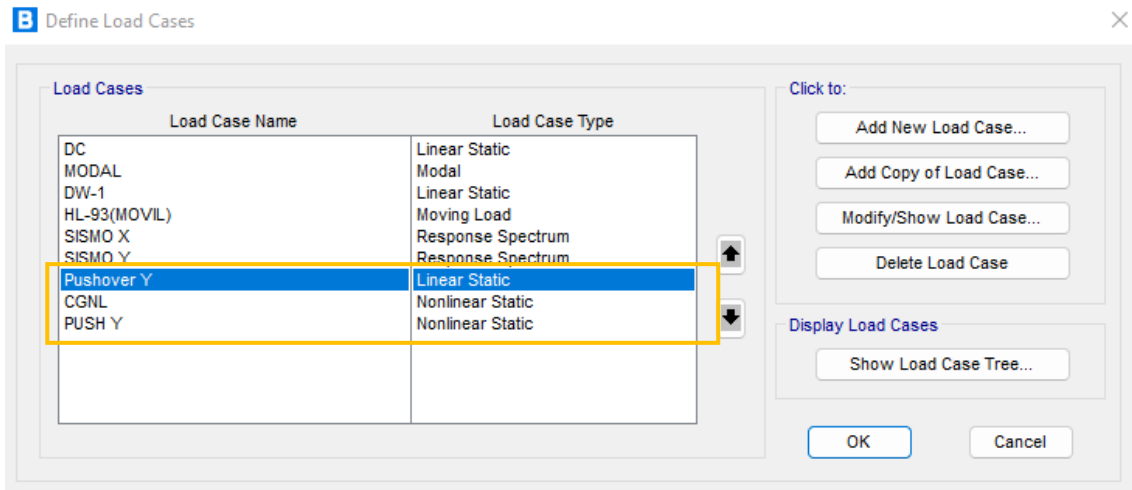


Figura N°03: Definición de los casos de carga para análisis pushover.

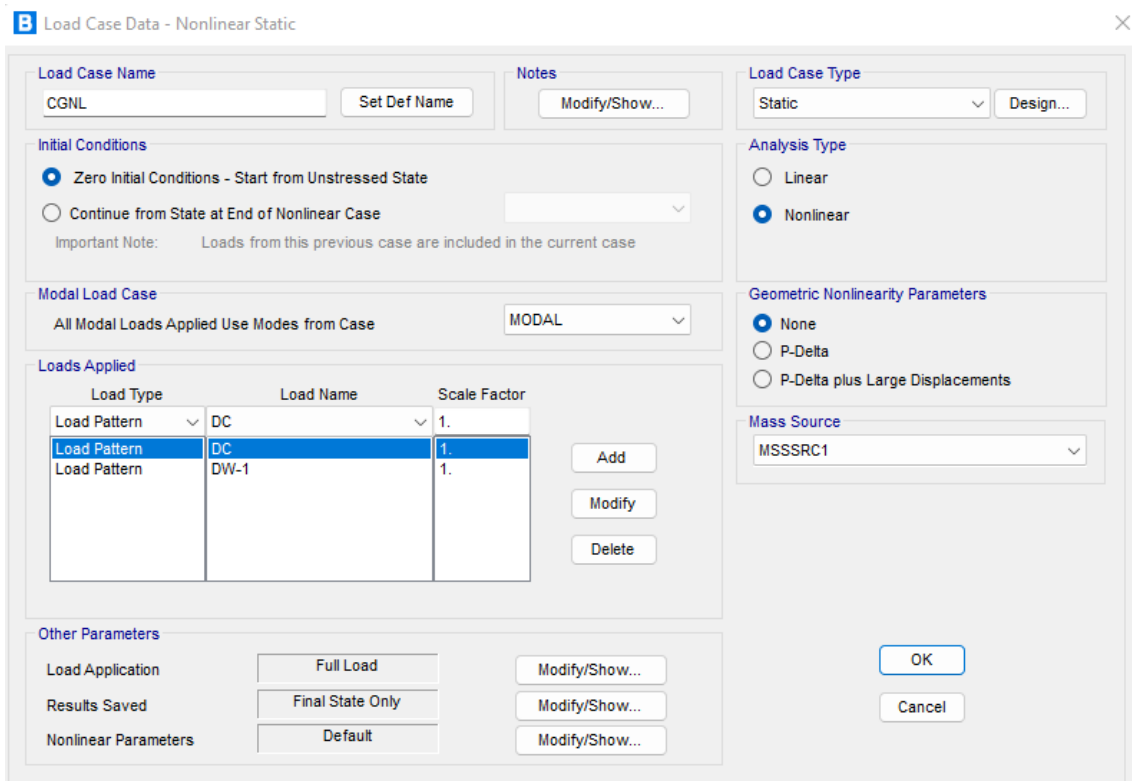


Figura N°04: Definición de Carga Gravitacional no lineal (CGNL).

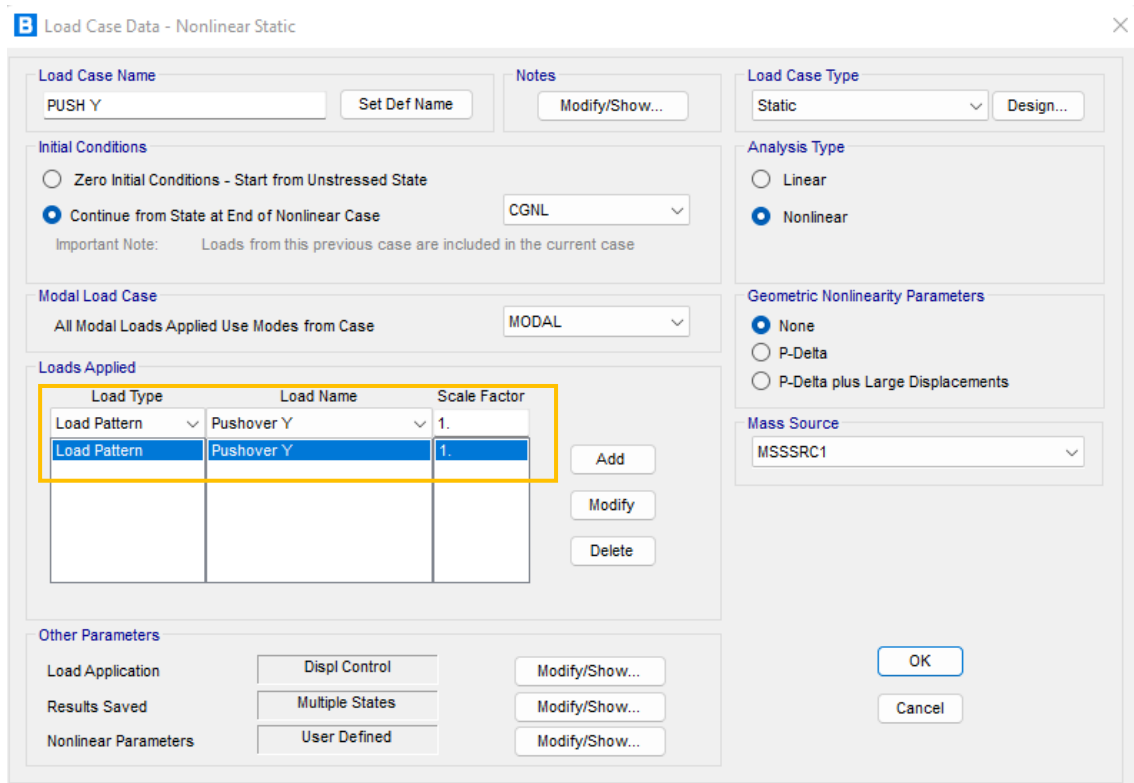


Figura N°05: Definición de Carga PUSH Y

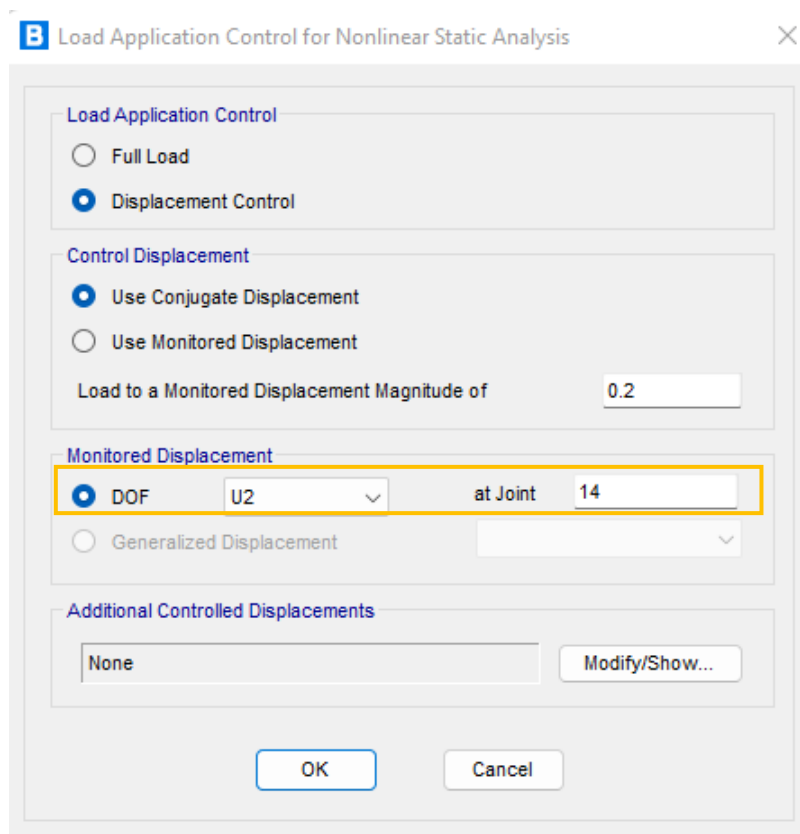


Figura N°06: Aplicación de control de carga para análisis pushover para PUSH Y.

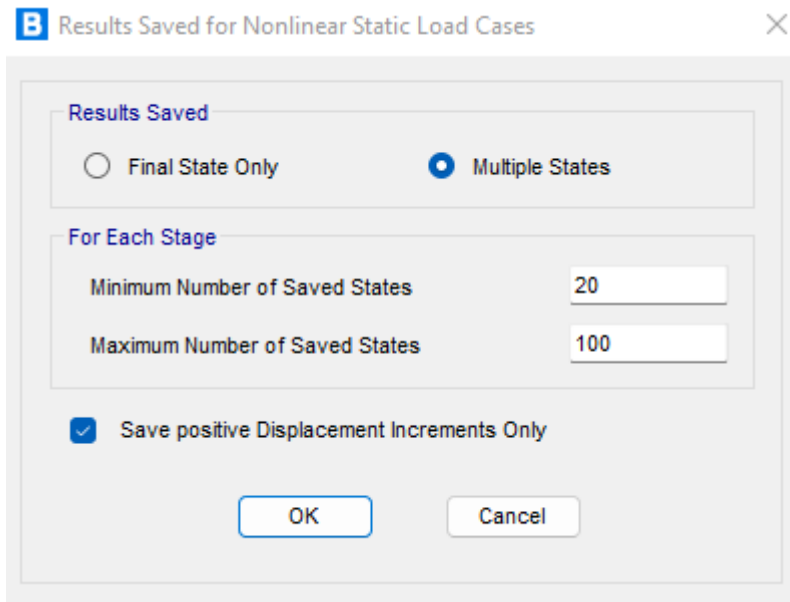


Figura N°07: Resultados guardados para casos de carga de estados no lineal para PUSH Y.

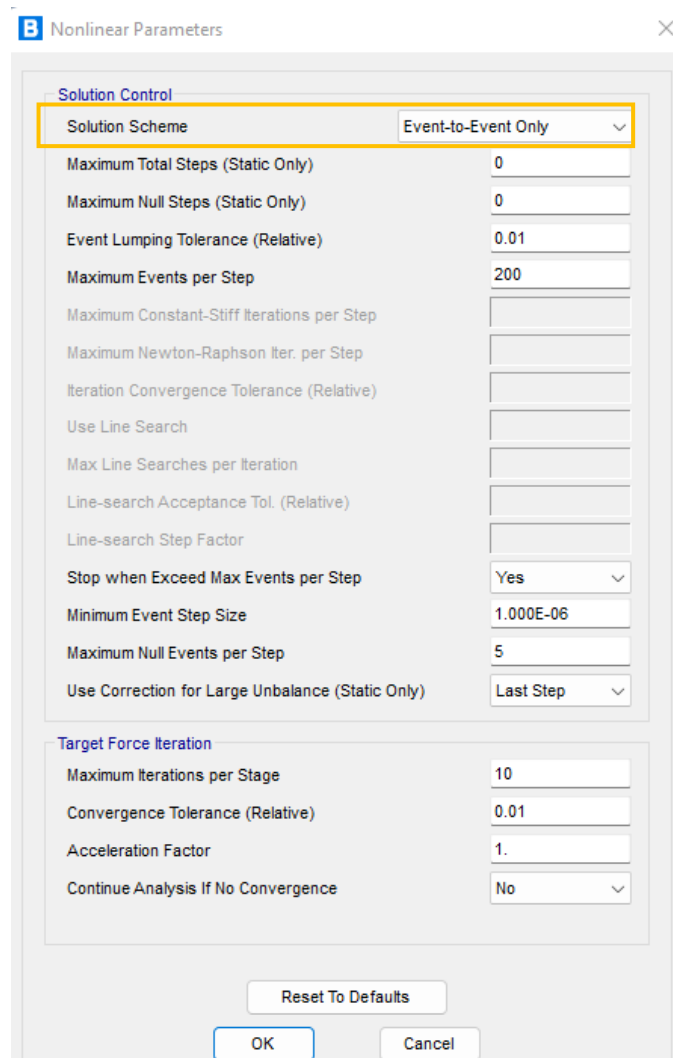


Figura N°08: Parámetros No lineales para PUSH Y

B Assign Frame Hinges

Frame Hinge Assignment Data

Hinge Property	Location Type	Relative Distance	Absolute Distance m
Auto	Relative To Clear Length	0.12	
Auto P-M2-M3	Relative To Clear Length	0.12	
Auto P-M2-M3	Relative To Clear Length	0.88	

Add Hinge...

Modify Hinge...

Note: Hold the Ctrl key down when clicking the Modify button to Modify or Show the Auto hinge properties of the selected hinge

Delete Hinge

Current Hinge Information
 Type: From Tables In ASCE 41-13
 Table: Table 10-8 (Concrete Columns)
 DOF: P-M2-M3

Options

Add Specified Hinge Assigns to Existing Hinge Assigns

Replace Existing Hinge Assigns with Specified Hinge Assigns

Existing Hinge Assignments on Currently Selected Frame Objects
 Number of Selected Frame Objects: 1
 Total Number of Hinges on All Selected Frame Objects: 2
 All 2 existing hinge assignments will be removed when the above hinge assignment is applied

Fill Form with Hinges on Selected Frame Object

OK Cancel

Figura N°09: Asignación de las distancias relativas de las rotulas plásticas en los estribos(placa).

B Assign Frame Hinges

Frame Hinge Assignment Data

Hinge Property	Location Type	Relative Distance	Absolute Distance m
Auto	Relative To Clear Length	0.39	
Auto M3	Relative To Clear Length	0.39	
Auto M3	Relative To Clear Length	0.61	

Add Hinge...

Modify Hinge...

Note: Hold the Ctrl key down when clicking the Modify button to Modify or Show the Auto hinge properties of the selected hinge

Delete Hinge

Current Hinge Information
 Type: From Tables In ASCE 41-13
 Table: Table 10-7 (Concrete Beams - Flexure) Item i
 DOF: M3

Options

Add Specified Hinge Assigns to Existing Hinge Assigns

Replace Existing Hinge Assigns with Specified Hinge Assigns

Existing Hinge Assignments on Currently Selected Frame Objects
 Number of Selected Frame Objects: 1
 Total Number of Hinges on All Selected Frame Objects: 2
 All 2 existing hinge assignments will be removed when the above hinge assignment is applied

Fill Form with Hinges on Selected Frame Object

OK Cancel

Figura N°10: Asignación de las distancias relativas de las rotulas plásticas en las vigas en voladizo.

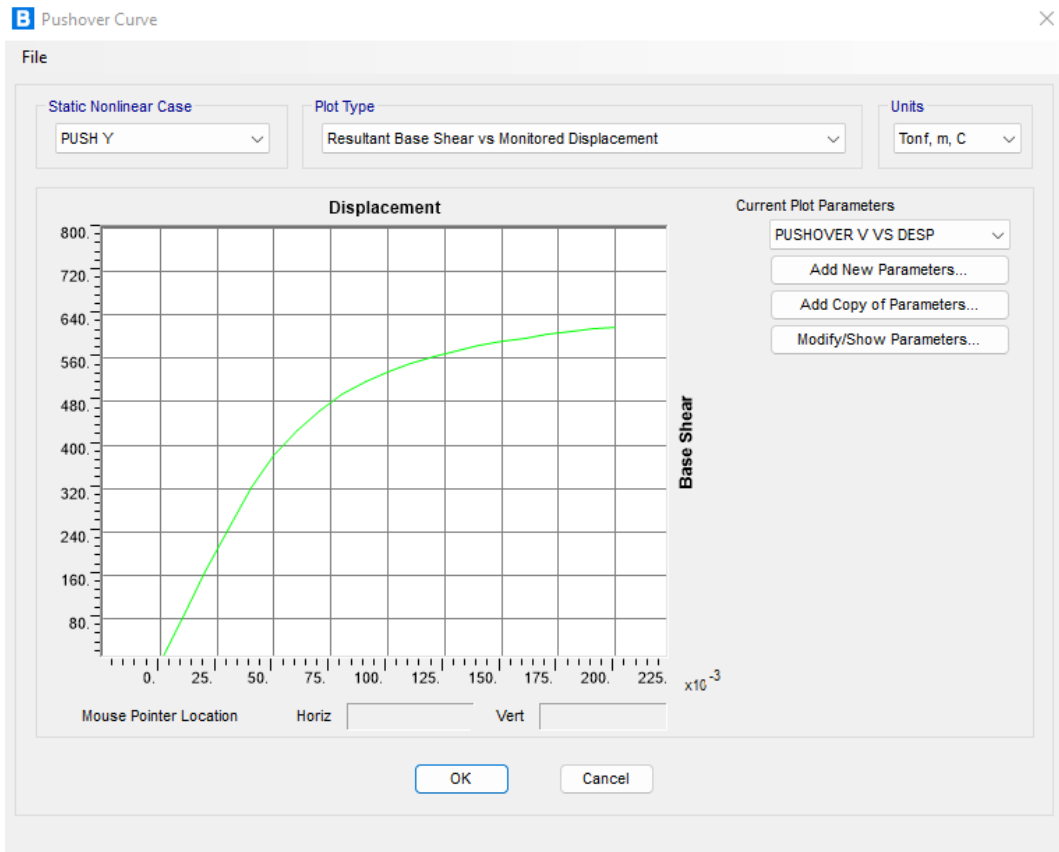


Figura N°11: Curva de capacidad del PUSH Y

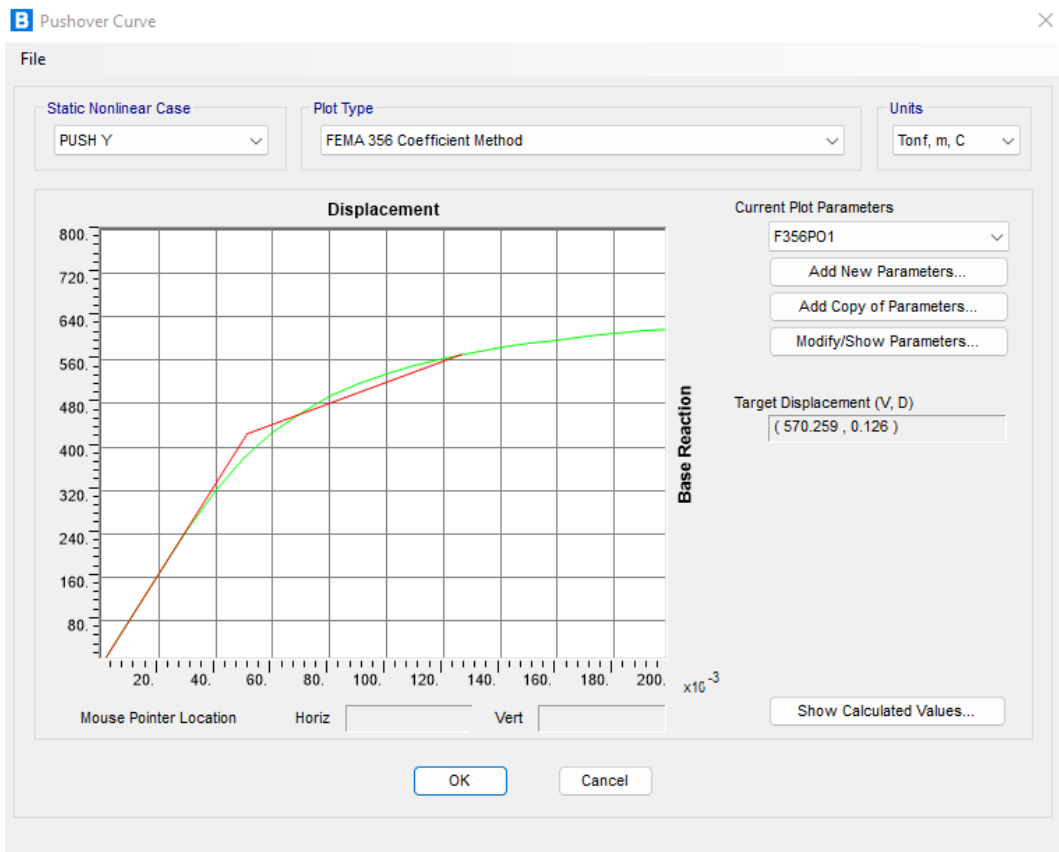


Figura N°12: Curva bilineal de la curva de capacidad.

ANEXO N°04: OBTENCION DEL ESPECTRO DE RESPUESTA.

Para obtener los espectros de respuesta para diferentes escenarios sísmicos, se realizó el estudio de peligro sísmico de una determinada área (CP. Malcas, distrito de Condebamba, provincia de Cajabamba). Para ello utilizó el software R-Crisis V.20.3. Ver las siguientes figuras.

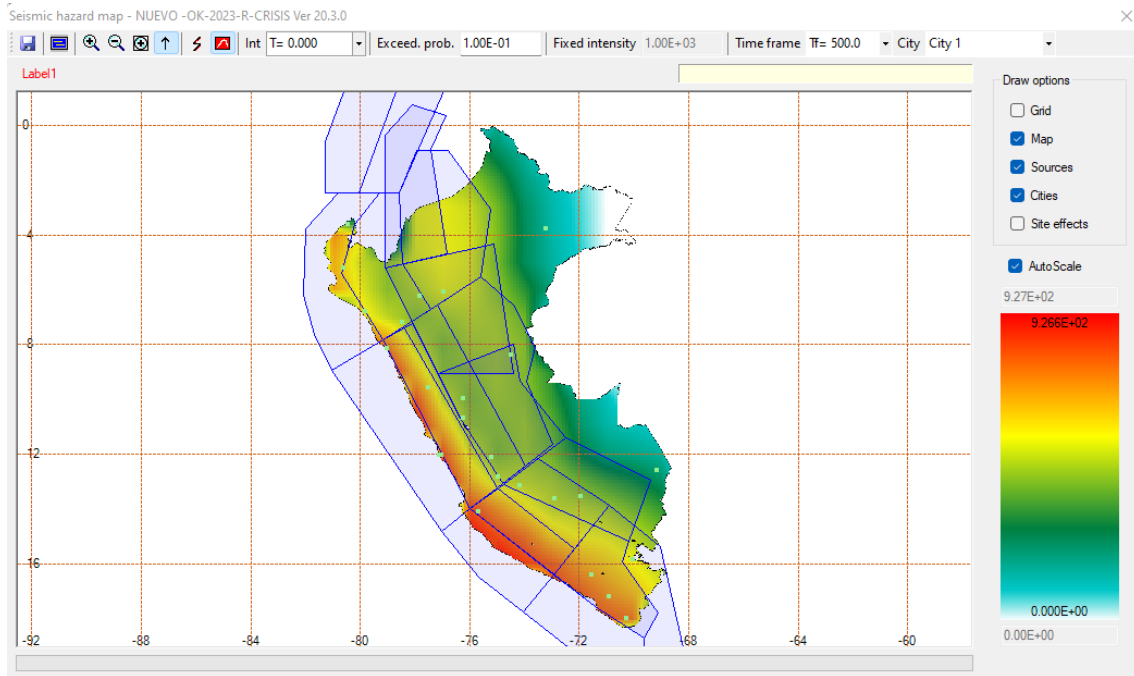


Figura N°01: Fuentes Sismogénicas del área de estudio

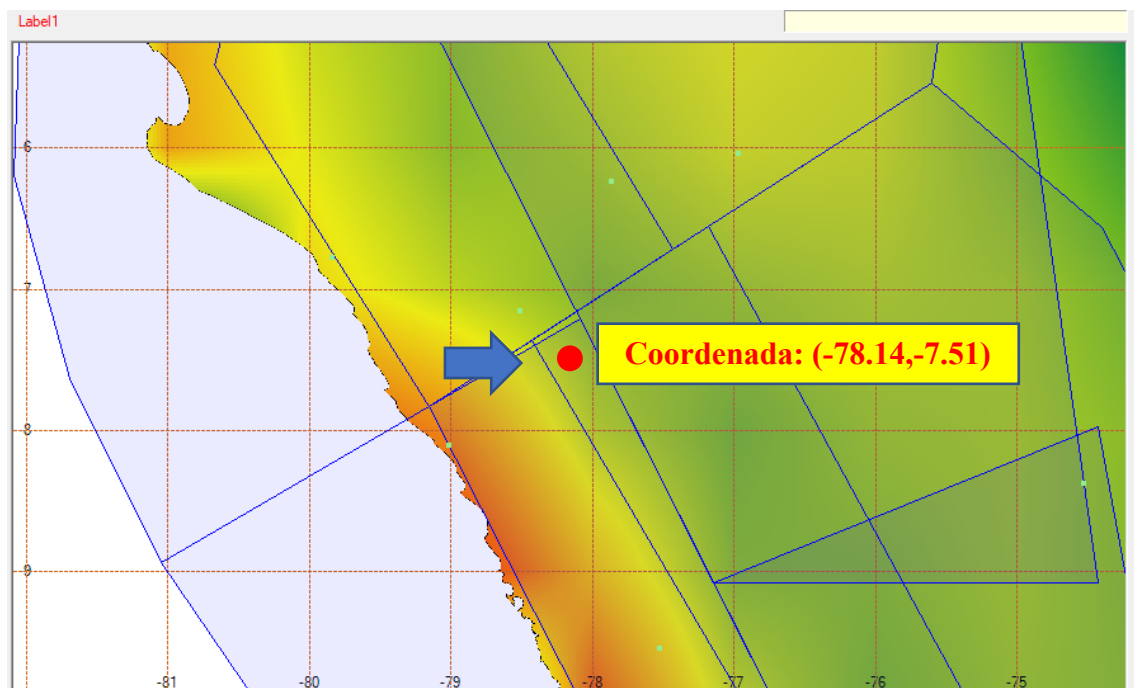


Figura N°02: Ubicación del puente Malcas

Periodo de retorno de 500 años

En la siguiente figura se presenta la curva de peligro sísmico del puente Malcas para un periodo de retorno de 500 años, donde se relaciona la aceleración (gal) y el periodo de vibración (s)



Figura N°03: Curva de peligro sísmico del puente Malcas-Tr=500 años

A partir de la curva de peligro del puente Malcas, se construye el espectro de respuesta para el periodo de retorno de 500 años, según el manual de diseño de puentes del MTC (2018). Ver la siguiente figura.

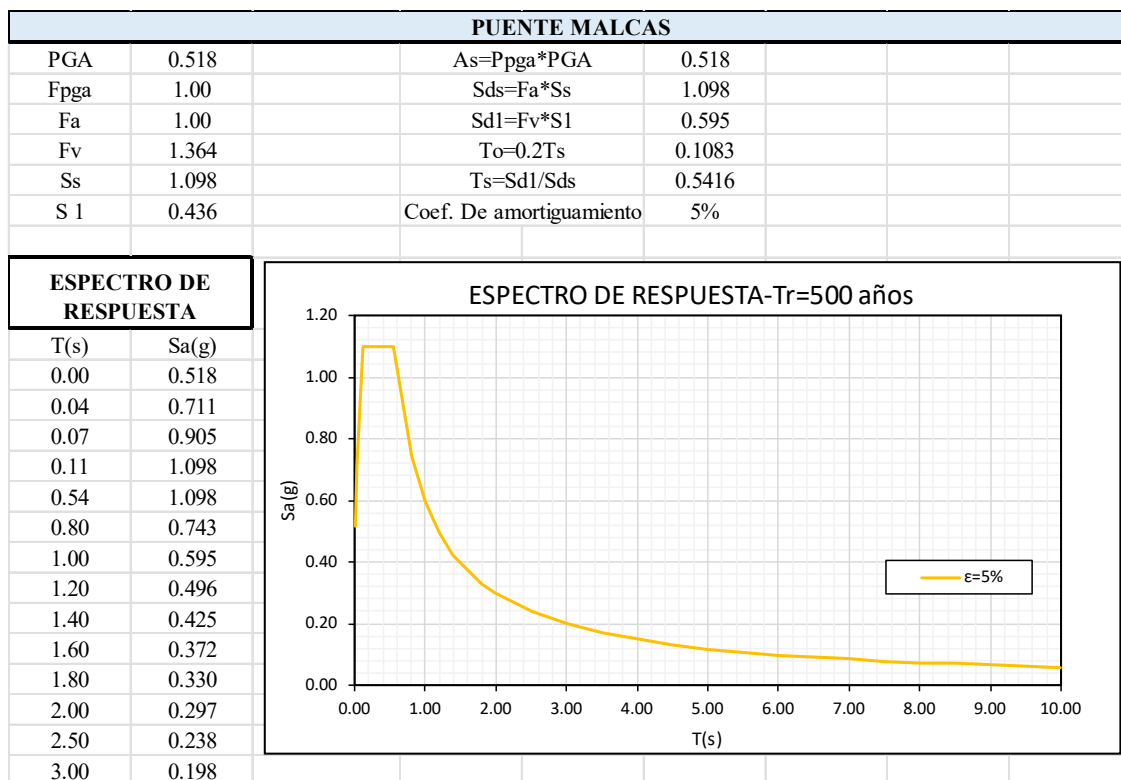


Figura N°04: Espectro de respuesta para un periodo de retorno de 500 años

Periodo de retorno de 1000 años

En la siguiente figura se presentan la curva de peligro sísmico del puente Malcas para un periodo de retorno de 1000 años.

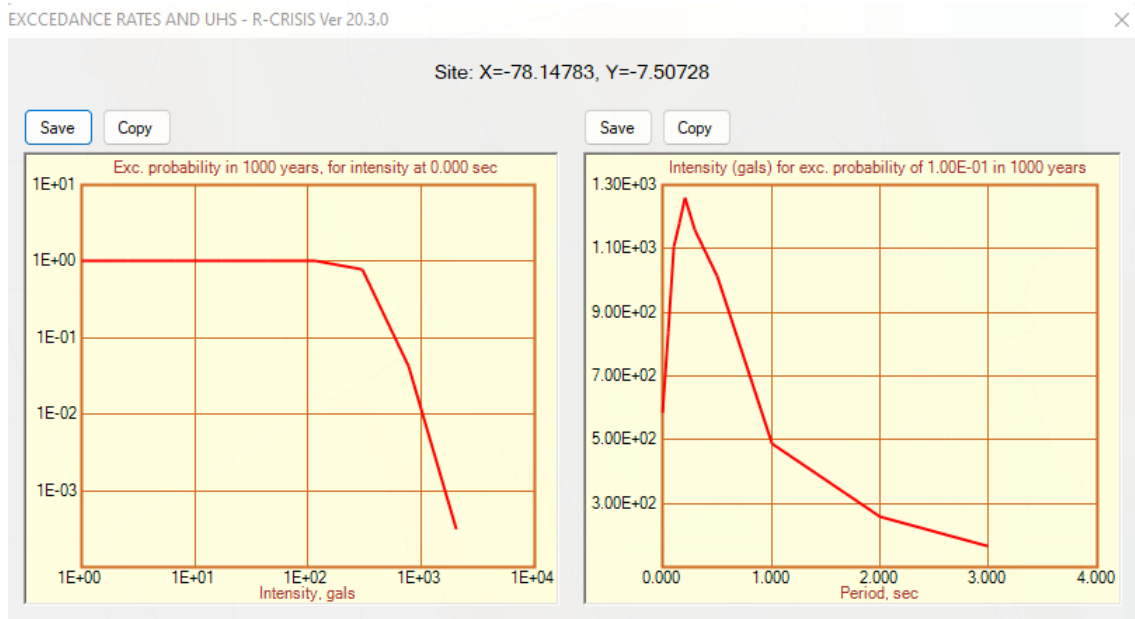


Figura N°05: Curva de peligro sísmico del puente Malcas-Tr=1000 años

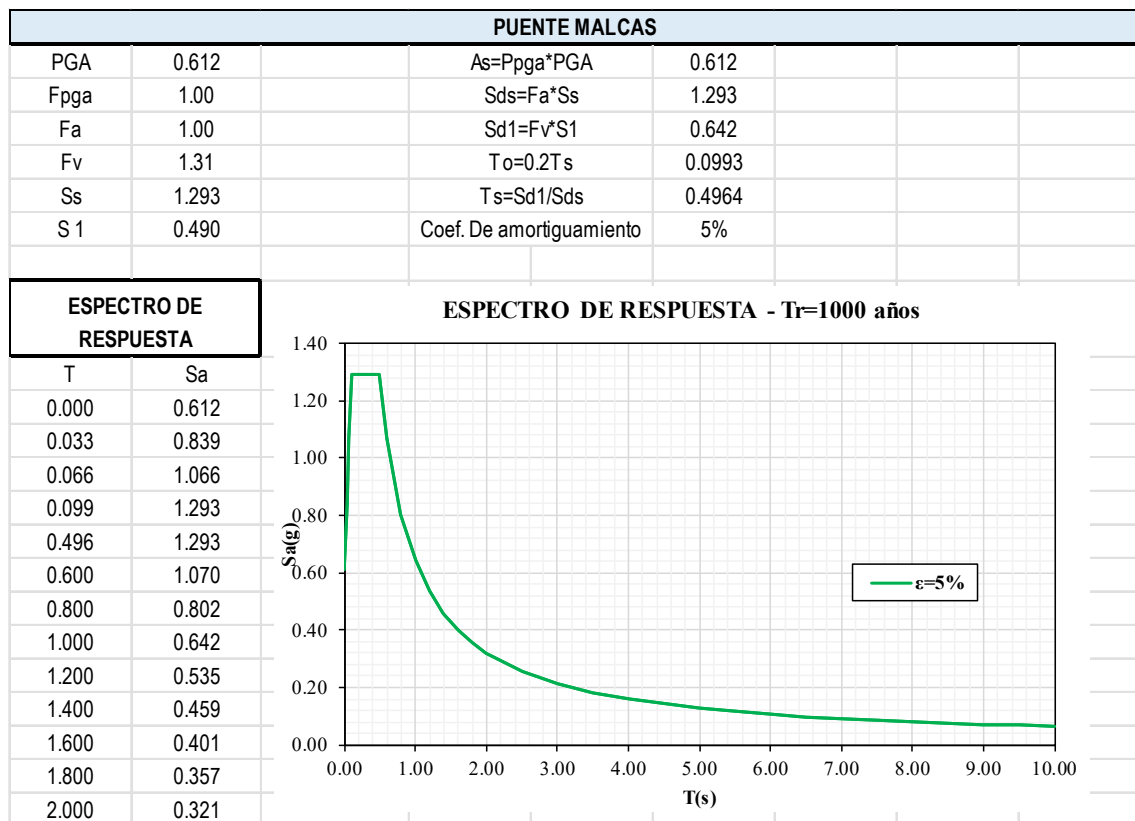


Figura N°06: Espectro de respuesta para un periodo de retorno de 1000 años

Periodo de retorno de 2500 años

En la siguiente figura se presentan la curva de peligro sísmico del puente Malcas para un periodo de retorno de 2500 años.

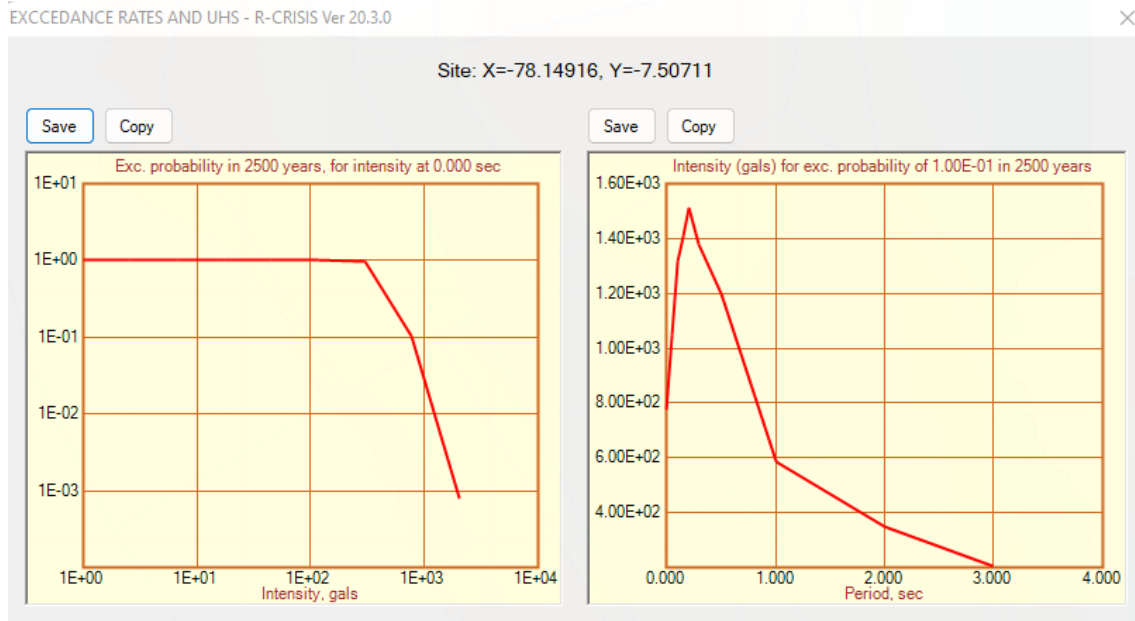


Figura N°07: Curva de peligro sísmico del puente Malcas-Tr=1000 años

PUENTE MALCAS			
PGA	0.792	$A_s = P_{pga} * PGA$	0.792
F _{pga}	1.00	$S_d s = F_a * S_s$	1.551
F _a	1.00	$S_d 1 = F_v * S_1$	0.784
F _v	1.3	$T_o = 0.2 T_s$	0.1011
S _s	1.551	$T_s = S_d 1 / S_d s$	0.5054
S ₁	0.603	Coef. De amortiguamiento	5%

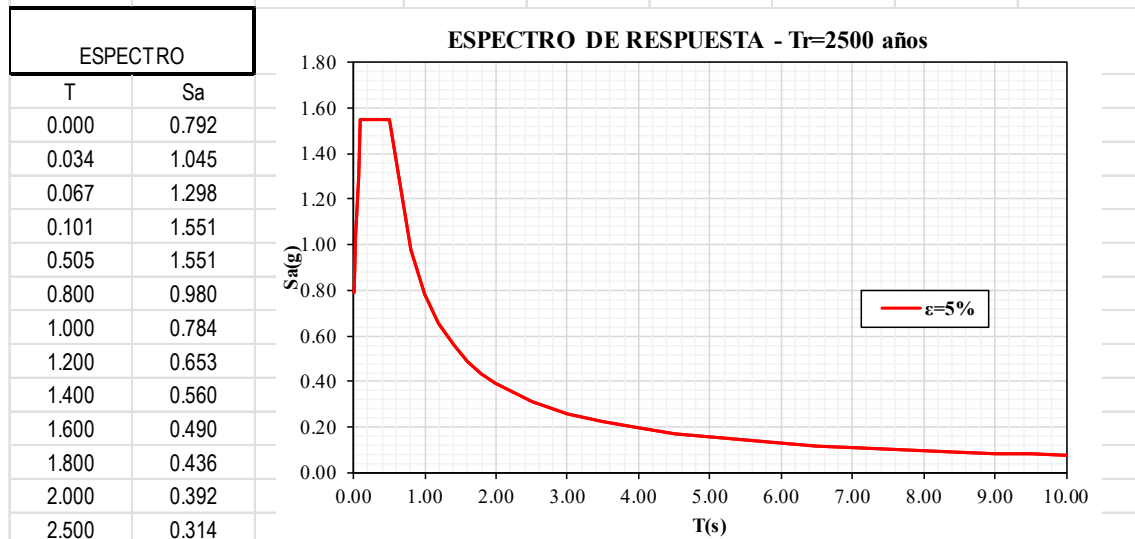


Figura N°08: Curva de peligro sísmico del puente Malcas-Tr=2500 años

ANEXO N°05: PLANOS ORIGINALES

Tomadas del Expediente técnico (Sin modificación)