

**UNIVERSIDAD RICARDO PALMA**

**FACULTAD DE INGENIERÍA  
PROGRAMA DE TITULACIÓN POR TESIS  
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**EVALUACION DEL DESEMPEÑO SISMICO BAJO EL METODO  
DE ANALISIS ESTATICO NO LINEAL PUSHOVER, CASO  
PUENTE RIECITO UBICADO EN EL DISTRITO DE  
BELLAVISTA – PIURA**

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

**PRESENTADA POR  
Bach. BLAS FRANCIA, JUAN MARCELO  
Bach. SOSA ALTAMIZA, ERICK PAUL**

**ASESOR: Ing. MAMANI LEON, MARIO**

**LIMA – PERÚ**

**2019**

## **DEDICATORIA**

Esta investigación se la dedico a mi familia, quienes han sido un pilar fundamental en mi formación, por brindarme su confianza, sus consejos, amor, comprensión, a las personas que estuvieron y que aún están conmigo en esta parte de mi vida. Gracias de verdad.

Juan Marcelo Blas Francia

Esta investigación se la dedico a Dios, a mi familia y a todas las personas que siempre me apoyaron y confiaron en mí, gracias a ellos estoy logrando mis metas personales y profesionales, gracias por su apoyo, cariño y comprensión.

Erick Paul Sosa Altamiza

## **AGRADECIMIENTO**

Agradecemos en primer lugar a Dios, a nuestras familias por todo el apoyo y confianza que nos brindaron a lo largo de nuestras vidas. A nuestros asesores, Ing. Wilder Rodríguez e Ing. Mario Mamani, por su ayuda y dedicación de su tiempo en la elaboración de esta investigación.

A la Universidad Ricardo Palma por ser la casa de estudio donde hemos obtenido nuestros conocimientos técnicos y teóricos en el marco de la Ingeniería Civil.

Juan Marcelo Blas Francia

Erick Paul Sosa Altamiza

# ÍNDICE GENERAL

<b>RESUMEN</b> .....	XI
<b>ABSTRACT</b> .....	XII
<b>INTRODUCCIÓN</b> .....	1
<b>CAPITULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA</b> .....	3
1.1 Descripción y formulación del problema general y específicos.....	3
1.1.1 Problema General.....	3
1.1.2 Problemas Específicos .....	4
1.2 Objetivo general y específico.....	4
1.2.1 Objetivo General .....	4
1.2.2 Objetivos Específicos.....	4
1.3. Delimitación de la investigación: temporal, espacial y temática .....	4
1.3.1 Delimitación temporal del problema.....	4
1.3.2 Delimitación espacial del problema .....	5
1.3.3 Delimitación de la temática del problema.....	5
1.4. Justificación e importancia.....	5
1.4.1 Justificación del estudio .....	5
1.4.2 Importancia .....	5
1.5. Aporte.....	6
1.6. Limitaciones.....	6
<b>CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO</b> .....	7
2.1. Antecedentes del estudio de investigación.....	7
2.1.1 Ámbito internacional.....	9
2.1.2 En el ámbito Nacional .....	10
2.1.3 Estructura teórica y científica que sustenta el estudio.....	11
2.2. Definición de términos básico.....	18
2.3. Hipótesis.....	20
2.3.1. Hipótesis general.....	20
2.3.2. Hipótesis específicas .....	20
2.4. Variables .....	20
2.4.1. Definición conceptual de las variables.....	20
<b>CAPÍTULO III: METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN</b> .....	22
3.1. Tipo y nivel de la investigación .....	22
3.1.1. Tipo .....	22
3.1.2. Nivel.....	22
3.2. Método y diseño de la investigación.....	22
3.2.1. Método .....	22

3.2.2. Diseño de la investigación .....	22
3.3 Población y muestra .....	23
3.3.1. Población.....	23
3.3.2. Muestra.....	23
3.4 Técnicas e instrumentos de recolección de datos.....	23
3.4.1. Tipos de técnicas e instrumentos.....	23
3.4.2. Criterios de validez y confiabilidad de los instrumentos .....	24
3.5 Técnicas para los procesamientos y análisis de la información .....	24
<b>CAPÍTULO IV: SELECCIÓN DE LA CATEGORÍA DE DISEÑO SISMICO.....</b>	<b>25</b>
4.1. Descripción del puente Riecito .....	25
4.2. Características geométricas y estructurales del puente Riecito.....	26
4.3. Concepción estructural y Proceso Constructivo del puente .....	26
4.4. Requisitos de sistemas resistentes al terremoto (SRT) para CDSs C y D.....	27
4.5. Coeficientes de sitio .....	28
4.5.1 Coeficiente de sitio para un $T_r=1000$ años.....	30
4.6. Peligro sísmico .....	33
4.7. Selección de la categoría de diseño sísmico.....	35
4.8. Selección de categoría de diseño sísmico .....	38
4.9. Criterio por desempeño .....	41
<b>CAPÍTULO V: ANÁLISIS DE LOS DESPLAZAMIENTOS DE LA SUBESTRUCTURA .....</b>	<b>42</b>
5.1. Selección del procedimiento de análisis para determinar la demanda sísmica y desplazamientos .....	42
5.2. Capacidad de desplazamiento .....	43
5.3. Capacidad de desplazamiento local CDS D.....	44
5.4. Metrado de cargas previo al modelamiento .....	45
5.4.1. Carga Muerta.....	45
5.5. Modelamiento del Puente.....	53
5.5.1. Geometría del Puente. ....	53
5.5.2. Materiales.....	54
5.5.3. Secciones del Puente .....	54
5.5.4. Variación del peralte de la viga cajón: .....	56
5.5.5. Asignación de cargas.....	57
5.5.6. Asignación de espectro de respuesta.....	57
5.6. Capacidad/ Demanda .....	57
5.7. Desplazamientos .....	58
5.7.1. Curva de Capacidad .....	59
<b>CAPÍTULO VI: COMPORTAMIENTO DE LA ROTULA PLASTICA .....</b>	<b>61</b>
6.1. Capacidad de diseño.....	61
6.2. Longitud analítica de la rótula plástica .....	61

6.2.1. Modelado del acero de refuerzo.....	63
6.3. Rodamientos con elastoméricos reforzados con acero.....	65
6.3.1. Factor de Forma .....	65
6.3.2. Propiedades de los materiales .....	67
6.3.3. Esfuerzo Compresivo .....	68
6.3.4. Deflexión compresiva .....	69
6.4. Ductilidad de los miembros para CDS D.....	70
6.5. Fuerzas de rotula plástica .....	72
6.6. Estados límites de desempeño.....	75
<b>CONTRASTACIÓN DE HIPÓTESIS .....</b>	<b>78</b>
<b>DISCUSIONES.....</b>	<b>80</b>
<b>CONCLUSIONES.....</b>	<b>81</b>
<b>RECOMENDACIONES.....</b>	<b>82</b>
<b>REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>83</b>
<b>ANEXOS.....</b>	<b>85</b>
Anexo 1: Matriz de Consistencia .....	86
Anexo 2: Matriz de Operacionalización .....	87
Anexo 3: Modelamiento del puente Riecito en CSIBRIDGE V.20.2.....	88
Anexo 4: Planos .....	106

# INDICE DE TABLAS

Tabla 1: Criterios de Diseño Sísmico basado en el Desempeño para instalaciones de transporte. .....	12
Tabla 2: Criterios recomendados para el modelado Lineal Elástico y No Lineal .....	14
Tabla 3: Sismos y periodos de retorno .....	17
Tabla 4: Valores de $F_{pga}$ en función de la clase de sitio y la aceleración máxima del terreno asignado. ....	29
Tabla 5: Valores de $F_a$ para un periodo corto de espectro de aceleración. ....	29
Tabla 6: Valores de $F_v$ para un periodo corto de espectro de aceleración. ....	29
Tabla 7: Valores de máximas aceleraciones esperadas (PGA) para las capitales de departamento de Perú .....	36
Tabla 8: Valores para un $T_r=475$ años. ....	36
Tabla 9: Para un $T_r=1000$ años .....	37
Tabla 10: Particiones para las categorías de diseño sísmico A, B, C y D. ....	39
Tabla 11: Procedimiento de análisis .....	42
Tabla 12: Descripción de los procedimientos de análisis .....	42
Tabla 13: Requisitos de puentes regulares .....	43
Tabla 14: D/C $T_r= 1000$ años, Pilar en eje longitudinal y transversal .....	58
Tabla 15: D/C $T_r= 475$ años, Pilar en eje longitudinal y transversal .....	58
Tabla 16: Propiedades de tensión de las barras de acero de refuerzo .....	64
Tabla 17: Propiedad correlativa de los materiales .....	68

# INDICE DE FIGURAS

Figura 1: Subducción de la placa de Nazca bajo la Sudamericana .....	15
Figura 2: Esquema de los cuatro tipos de fuentes sismogénicas .....	15
Figura 3: Fuerza-deformación (P-d) o relación momento-rotación (M-) para la bisagra pushover). .....	18
Figura 4: Ubicación Geográfica de Puente Riecito .....	25
Figura 5: Sección del Puente Riecito en el Csi Bridge .....	27
Figura 6: Mapa de isoaceleraciones espectrales suelo tipo B, AASHTO 2014 (2014).....	30
Figura 7: Mapa de isoaceleraciones espectrales suelo tipo B, AASHTO 2014 (2014).....	31
Figura 8: Mapa de isoaceleraciones espectrales suelo tipo B, AASHTO 2014 (2014).....	32
Figura 9: Espectro de respuesta de diseño, construcción mediante el método de tres puntos ....	33
Figura 10: Espectro de Respuesta $T_r= 475$ años .....	37
Figura 11: Espectro de Respuesta $T_r= 1000$ años .....	37
Figura 12: Diagrama de flujo del núcleo de la Categoría de Diseño Sísmico (SDC) .....	40
Figura 13: Efectos de las flexibilidades de Foundation y Bent Cap en la relación de fuerza- desviación para un marco doblado (Caltrans, 2006) .....	44
Figura 14: Isometría de la Sub estructura .....	46
Figura 15: Isometría muñones sobre cabezal .....	46
Figura 16: Isometría cabezal .....	47
Figura 17: Isometría parte inferior de cabezal .....	47
Figura 18: Isometría pantalla (sin considerar extremos semicirculares) .....	48
Figura 19: Isometría extremos redondeados .....	48
Figura 20: isometría viga cajón (grande) .....	49
Figura 21: Isometría viga cajón (pequeño) .....	49
Figura 22: Isometría barandas .....	50
Figura 23: Perfil de tendones .....	51
Figura 24: Carpeta Asfáltica .....	52
Figura 25: Sección del Puente Riecito en el Csi Bridge .....	53
Figura 26: Material $f'_c=280\text{kg/cm}^2$ y $350 \text{ kg/cm}^2$ .....	54
Figura 27: Sección de la viga cajón sobre estribo .....	54
Figura 28: Tablero del puente .....	55
Figura 29: Pilar Central 1 y 2.....	55
Figura 30: Sección mayor de Pilar N° 1 y N° 2 .....	56
Figura 31: Sección menor de Pilar N° 1 y N° 2 .....	56
Figura 32. Sección de pilar y acero de refuerzo .....	56
Figura 33: Asignación de sección viga cajón variable .....	57
Figura 34: Cargas asignadas al puente .....	57
Figura 35: Fuerza cortante (ton) vs Desplazamiento (cm) Eje Long. Pilar 1er Tramo .....	59
Figura 36: Fuerza cortante (ton) vs Desplazamiento (cm) Eje Trans. Pilar 1er Tramo .....	59
Figura 37: Fuerza cortante (ton) vs Desplazamiento (cm) Eje Long. Pilar 2do Tramo .....	60
Figura 38: Fuerza cortante (ton) vs Desplazamiento (cm) Eje Trans. Pilar 2do Tramo .....	60
Figura 39: Zona de rótula plástica.....	62
Figura 40: Rótulas plásticas en lugares inspeccionables.....	62
Figura 41: Rótulas plásticas en lugares inspeccionables.....	63
Figura 42: Modelo de refuerzo de tensión y tensión de acero.....	63
Figura 43: Asignación de rótulas .....	65
Figura 44: Neopreno .....	67
Figura 45: Deformación en función del esfuerzo compresivo y el factor de forma.....	69
Figura 46: Ingreso de valores en el Csi Brigde .....	70
Figura 47: Diagrama de Curvatura Momento .....	72
Figura 48: Diagrama de Curvatura y forma desviada por el muelle .....	72
Figura 49: Momento (ton-m) vs rotación plástica (rad) eje X .....	73
Figura 50: Momento (ton-m) vs rotación plástica (rad) eje Y .....	74



Figura 51: Momento (ton-m) vs rotación plástica (rad) eje X .....	74
Figura 52: Momento (ton-m) vs rotación plástica (rad) eje Y .....	75
Figura 53: Fuerza Vs. Desplazamiento $t_r=1000$ años en el eje longitudinal.....	75
Figura 54: Fuerza Vs. Desplazamiento $t_r=1000$ años en el eje transversal.....	76
Figura 55: Fuerza Vs. Desplazamiento $t_r=475$ años en el eje longitudinal.....	76
Figura 56: Fuerza Vs. Desplazamiento $t_r=475$ años en el eje transversal.....	77

## INDICE DE ECUACIONES

Ecuación 1: Aceleración espectral .....	33
Ecuación 2: Aceleración de periodo corto .....	33
Ecuación 3: Aceleración del periodo de 1 segundo .....	34
Ecuación 4: Coeficiente de aceleración espectral de respuesta de diseño .....	34
Ecuación 5: Periodo de vibración menor a 0.2 segundos.....	34
Ecuación 6: Periodo de vibración menor a 1 segundo .....	34
Ecuación 7: coeficiente de aceleración espectral de respuesta de diseño .....	35
Ecuación 8: Coeficiente de aceleración espectral de respuesta de diseño .....	35
Ecuación 9: Longitud de rotula plástica.....	61
Ecuación 10: Factor de Forma .....	66
Ecuación 11: Esfuerzo de compresión en servicio 1.....	68
Ecuación 12: Esfuerzo de compresión en servicio 2.....	68
Ecuación 13: Demanda de ductilidad.....	70
Ecuación 14: Rotación plástica .....	71
Ecuación 15: Demanda de curvatura de plástico de la columna .....	71
Ecuación 16: Desplazamiento de rendimiento idealizado correspondiente a la curvatura de rendimiento idealizada .....	71
Ecuación 17: Capacidad de momento .....	72

## RESUMEN

La presente investigación se realizó para evaluar el comportamiento sísmico del puente Riecito según su nivel de desempeño, previamente determinando su elemento de resistencia a terremotos (ERT), el análisis de demanda y la capacidad de desplazamiento requerida mediante el análisis estático no lineal pushover.

El análisis no lineal permite una determinación más precisa de la curva de capacidad, que viene a ser la relación de la cortante de diseño con el desplazamiento, también nos ayuda a evaluar el comportamiento de la rótula plástica y las rotaciones que se generan ante determinados momentos.

La metodología propuesta se ha aplicado al puente Riecito, teniendo como objetivo general analizar el comportamiento sísmico del puente Riecito según su nivel de desempeño evaluado bajo el Análisis Estático No Lineal Pushover.

Para realizar el procedimiento del análisis no lineal, se modeló el puente Riecito con la ayuda del software para puentes CSIBRIDGE V.20.2. y las especificaciones del AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design.

Al realizar el análisis se obtuvo como resultado que ante un sismo con tiempo de retorno de 1000 años eran mayores respecto al sismo con tiempo de retorno de 475 años. Teniendo como resultado final el estado límite de desempeño, el cual nos muestra que la estructura ante un sismo con tiempo de retorno de 1000 años se encuentra en estado límite de ocupación inmediata y ante un sismo con tiempo de retorno de 475 años se encuentra en un estado límite de punto de fluencia sin deformación en la rótula.

Palabras claves: Análisis no lineal estático pushover, demanda capacidad, Categoría de diseño sísmico (CDS), sistema resistente al terremoto (SRT) y elemento de resistencia a terremotos (ERT)

## ABSTRACT

The present investigation was carried out to evaluate the seismic behavior of the Riecito Bridge according to its level of performance, previously determining its earthquake resistance element (ERT), the demand analysis and the displacement capacity required by the non-linear static pushover analysis.

The non-linear analysis allows a more precise determination of the capacity curve, which is the relationship of the design shear with the displacement, also helps us to evaluate the behavior of the plastic patella and the rotations that are generated at certain times.

The proposed methodology has been applied to the Riecito Bridge, with the general objective of analyzing the seismic behavior of the Riecito Bridge according to its level of performance evaluated under the Pushover Nonlinear Static Analysis.

To perform the nonlinear analysis procedure, the Riecito Bridge was modeled with the help of the CSIBRIDGE V.20.2 bridge software and the specifications of the AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design.

When performing the analysis, it was obtained as a result that before an earthquake with a return time of 1000 years they were older than the earthquake with a return time of 475 years. Having as a final result the performance limit state, which shows us that the structure before an earthquake with a return time of 1000 years is in an immediate state of occupancy and before an earthquake with a return time of 475 years is in a boiling point limit state without deformation in the patella?

**Keywords:** Pushover static nonlinear analysis, demand capacity, seismic design category (SDC), earthquake resistant system (ERS) and earthquake resistance element (ERE)

## INTRODUCCIÓN

Antiguamente para las filosofías de diseños de los puentes no se tomaban en cuenta la gran cantidad de sismos y terremotos el cual causaban severos daños a las diferentes estructuras, por lo tanto se tomó medidas urgentes para poder contrarrestar el riesgo sísmico que fue aumentando con el pasar de los años. A partir de ahí surgió la investigación de filosofías de diseño sísmico y dentro de estos métodos de diseño sismo resistentes basados en desplazamientos y no solo en fuerzas como los tradicionales.

Los movimientos sísmicos inducen desplazamientos y fuerzas a las estructuras. En sistemas elásticos, las fuerzas y los desplazamientos están directamente relacionados con la rigidez del sistema; sin embargo, para estructuras en el intervalo de comportamiento inelástico, esta relación es compleja, ya que las fuerzas en estas estructuras dependerán de los desplazamientos instantáneos y de la historia de desplazamientos.

Las demandas sísmicas sobre una estructura de puente sometida a un movimiento del terreno particular se pueden estimar a través de un análisis equivalente de un modelo matemático que incorpora el comportamiento de la superestructura, pilares, bases y sistema de suelo. Para obtener resultados confiables para una variedad de escenarios de terremotos, el modelo idealizado debería representar adecuadamente la geometría real, las condiciones de los límites, la carga por gravedad, la distribución de masas, la disipación de energía y las propiedades no lineales de todos los componentes principales del puente.

En el modelo de puente se incorporan dos categorías de comportamiento no lineal para representar adecuadamente la respuesta esperada en los niveles moderados a intensos de demanda sísmica. La primera categoría consiste en el comportamiento inelástico de los elementos y secciones debido a las relaciones no lineales del estrés de la materia, así como la presencia de aberturas, amortiguadores no lineales en componentes especiales del puente.

Durante un análisis Pushover, se observa la degradación de la resistencia con el aumento de desplazamientos laterales de la parte superior de la columna, proporcionando así una estimación precisa de la capacidad real y de la cortante de base del puente. En la curva fuerza-desplazamiento se observa un comportamiento de ablandamiento con una pendiente constante.

El análisis estático no lineal permite una determinación de la interacción de los componentes críticos y la evaluación de la resistencia del puente y la capacidad de deformación.

Representa la redistribución de las acciones internas, ya que los componentes responden inelásticamente, y por lo tanto proporciona una mejor medida de comportamiento que los procedimientos de análisis elástico. Es un procedimiento recomendado para establecer las capacidades reales de fuerza y desplazamiento para todos los tipos de puentes.

La presente investigación se realiza para el puente Riecito ubicado en el río chipillico, distrito de Bellavista, Provincia de Sullana – Piura. El cual se divide en los siguientes capítulos; en el capítulo I se presenta el planteamiento del problema, objetivos, delimitación de la investigación y justificación e importancia; en el capítulo II se encuentra el Marco Teórico en el cual se sustenta las Especificaciones de diseño de puentes AASHTO LRFD y se ha obtenido datos importantes para la realización de la siguiente investigación a la vez se encuentra el Sistema de Hipótesis, en el capítulo III se describe la metodología de la investigación, en el capítulo IV se desarrolla la selección de la categoría de Desempeño Sísmico, en el capítulo V se presenta el análisis de los Desplazamientos de la Subestructura y para culminar en el capítulo VI se desarrolla el comportamiento de la rótula plástica.

## **CAPITULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA**

### 1.1 Descripción y formulación del problema general y específicos

Desde años pasados los puentes alrededor del mundo han sufrido daños y muchas veces el colapso de los mismos debido a la acción de los sismos terremotos que han azotado a diversas ciudades y países en todo el planeta. El problema de su comportamiento según estudios realizados se debe a las filosofías de diseño adoptadas en conjunto con la falta de importancia a los detalles de diseño, lo cual incrementa la discusión acerca de la filosofía de diseño sísmico.

Por estos diferentes problemas algunos países han tomado medidas correctivas y principalmente de prevención, mediante conservación y políticas claras de mantenimiento.

Los puentes cuentan con dos partes, de un lado, tenemos la superestructura que consta de las vigas y el tablero donde circulan los autos. De otro lado, tenemos la subestructura, que lleva el peso al terreno de cimentación. Estos tienen normas de diseño y cargas establecidas.

En la ejecución de la Obra: “Mejoramiento de la carretera vecinal Boquerón de Núñez Bellavista – Chilaco Lancones Provincia de Sullana - Piura” debido a las fuertes lluvias el río Chipillico se desbordo arrasando con los pilares del antiguo puente Riecito, dejando aislado a pobladores a más de 20 caseríos del alto chira. Este puente fue diseñado con el Manual de Puentes del MTC – 2003 siguiendo las especificaciones de AASHTO LRFD, la caída de este puente pudo ser ocasionado por un mal diseño aprobado antes de la ejecución de Obra.

Otro de los principales problemas es el análisis de demanda y capacidad, ya que la mayoría de los puentes en el Perú son diseñados para que tengan una respuesta elástica pero estos con frecuencia se comportan de manera inelástica durante sismos moderados y grandes sismos debiéndole dar mayor énfasis en el desplazamiento y capacidad de ductilidad adecuada.

#### 1.1.1 Problema General

¿Cuál es el comportamiento sísmico del puente Riecito según su nivel de desempeño evaluado bajo el Análisis Estático No Lineal Pushover?

### 1.1.2 Problemas Específicos

- a) ¿Cuál es el método de análisis a realizar según la categoría de diseño sísmico para un sismo moderado y un sismo severo?
- b) ¿Cuál es el desplazamiento que se produce en la sub estructura del puente Riecito evaluado bajo el Análisis Estático No Lineal?
- c) ¿Cuál es la deformación en qué la subestructura del puente Riecito alcanza su capacidad inelástica evaluado bajo el Análisis Estático No Lineal Pushover ante un sismo moderado y un gran sismo?

## 1.2 Objetivo general y específico

### 1.2.1 Objetivo General

Analizar el comportamiento sísmico del puente Riecito según su nivel de desempeño evaluado bajo el Análisis Estático No Lineal Pushover.

### 1.2.2 Objetivos Específicos

- a) Determinar el método de análisis a realizar según la categoría de diseño sísmico obtenida para un sismo moderado y severo
- b) Determinar el desplazamiento que se produce en la sub estructura del Puente Riecito evaluado bajo el Análisis Estático No Lineal Pushover
- c) Determinar la deformación de la subestructura del puente Riecito en la que alcanza su capacidad inelástica evaluado bajo el Análisis Estático No Lineal Pushover ante un sismo moderado y un gran sismo

## 1.3. Delimitación de la investigación: temporal, espacial y temática

### 1.3.1 Delimitación temporal del problema

El periodo que comprenderá la investigación, será en el periodo comprendido entre los meses de abril del 2019 hasta octubre del 2019.



### 1.3.2 Delimitación espacial del problema

La investigación realizada es para el puente Riecito, ubicado sobre el río Chipillico en la Localidad de Riecito, Distrito de Bellavista, Provincia de Sullana, Departamento de Piura, Perú.

### 1.3.3 Delimitación de la temática del problema

La investigación precisa para los pilares del puente Riecito con una luz de 150 metros, de 03 tramos (02 tramos laterales de 40.00 m de longitud y 01 tramo central de 70.00 m de longitud) y una calzada de ancho 6.60 metros dividido en 2 carriles.

## 1.4. Justificación e importancia

### 1.4.1 Justificación del estudio

Esta investigación tiene como tema de interés el planteamiento de una alternativa de evaluación del comportamiento sísmico por desempeño mediante el análisis estático no lineal ya que el puente Riecito se diseñó bajo el manual de puentes del MTC 2003 y este no contempla este tipo de diseño.

Con esta propuesta se busca evaluar el estado límite del desempeño del puente Riecito ante un sismo moderado y severo, el cual a la vez beneficiara a las personas de los caseríos aledaños los cuales podrán transportar a través del puente Riecito los recursos que producen a través de su trabajo diario.

### 1.4.2 Importancia

El presente trabajo de investigación se realizó con el fin de evaluar los estados límites del desempeño de la subestructura del puente Riecito ante un escenario de un sismo moderado y severo.

### 1.5. Aporte

La presente tesis tiene como aporte contribuir con la evaluación de los puentes en el Perú ya que evalúa la estructura mediante el análisis estático no lineal Pushover cuando esta se encuentra en el límite inelástico. En la actualidad muchos de los puentes existentes en el Perú no contemplan la evaluación por desempeño sísmico ya que es una normativa que se ha venido dando desde el 2009 por el AASTHO.

### 1.6. Limitaciones

Las limitaciones encontradas respecto a la obtención de material bibliográfico y teórico fue que la mayoría de fuentes al ser una norma extranjera se encontraba en inglés y se debía traducir con cuidado ya que algunos términos son usados para la ingeniería civil.

Respecto a la obtención de información del proyecto en sí se nos dificultó un poco al inicio ya que lo solicitamos a la misma entidad del municipio que nos facilitará el expediente no teniendo respuesta. Con la ayuda del asesor se pudo obtener la información requerida para iniciar nuestro proyecto.

## CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

### 2.1. Antecedentes del estudio de investigación

AASTHO (2009) Nos indica lo siguiente con respecto a cómo ha ido variando el concepto del diseño por desempeño y los enfoques se le fueron dando a lo largo de los años:

Luego del terremoto de San Fernando en 1971, se realizó un esfuerzo significativo para desarrollar guías de diseño integrales para el diseño sísmico de puentes. Ese esfuerzo llevó a la actualización de las disposiciones de diseño, en última instancia, dio como resultado el desarrollo de ATC-6, Pautas de diseño sísmico para puentes de carreteras, que se publicaron en 1981. Posteriormente, este documento se aprobó como Especificación de la guía en 1983; Las pautas se adoptaron formalmente en las Especificaciones estándar para puentes de carreteras en 1991, luego se revisaron y se reformatearon como División I-A. Más tarde, la División I-A se convirtió en la base de las disposiciones sísmicas incluidas en las Especificaciones de diseño de puentes.

Después de dañar los terremotos en los años 80 y 90, y cuando se completaron los esfuerzos de investigación más recientes, quedó claro que se deberían realizar mejoras en la práctica de diseño sísmico para puentes. Varios esfuerzos culminaron con la publicación de ATC-32, Criterios de diseño sísmico mejorados para puentes de California: recomendaciones provisionales en 1996; el desarrollo de los criterios de diseño sísmico de Caltrans; publicación de MCEER / ATC-49 (NCHRP 12-49), Pautas LRFD recomendadas para el diseño sísmico de puentes de carreteras en 2003; y el desarrollo de las Especificaciones de diseño sísmico de Carolina del Sur en 2001. Así, en 2005, con el apoyo del Comité Técnico de Diseño Sísmico T-3, se comenzó a identificar y consolidar las mejores prácticas de estos cuatro documentos en una nueva especificación de diseño sísmico. El documento resultante se basó en principios de diseño basados en el desplazamiento, recomendó un movimiento de tierra en un terremoto con un período de retorno de 1000 años y comprendió un nuevo conjunto de directrices para el diseño sísmico de puentes. Durante el 2007, un equipo de revisión técnica refinó el documento en las Especificaciones de la Guía

que se adoptaron en la reunión anual del Subcomité de Puentes y Estructuras del 2007. Al año siguiente, se completó un nuevo refinamiento por el Equipo y fue adoptado. El documento de 2007, combinado con las modificaciones aprobadas en 2008, forma la base de estas Especificaciones de la Guía.

El alcance de estas Especificaciones de la guía cubre el diseño sísmico para los tipos de puentes típicos y se aplica a puentes no críticos y no esenciales. El título del documento refleja el hecho de que las Especificaciones de la guía están aprobadas como una alternativa a las disposiciones sísmicas en las Especificaciones de diseño de puentes. Estas Especificaciones de la guía difieren de los procedimientos actuales en las Especificaciones de LRFD en el uso de procedimientos de diseño basados en el desplazamiento, en lugar del método tradicional de “Factor R” basado en la fuerza. Este nuevo enfoque se divide en un procedimiento simplificado de verificación de desplazamiento implícito y una evaluación más rigurosa de la capacidad de desplazamiento. La selección de qué procedimiento utilizar se basa en las categorías de diseño sísmico, similares al enfoque de zona sísmica utilizado en las Especificaciones de diseño de puentes. También se incluye una guía detallada y comentarios sobre elementos y sistemas resistentes a terremotos, estrategias de diseño global, modelos de demanda, cálculo de capacidad y efectos de licuefacción. Al igual que el método basado en la fuerza de LRFD, los procedimientos de diseño de capacidad respaldan la metodología de las Especificaciones de la Guía, y estos procedimientos incluyen detalles preceptivos para regiones de rótulas plásticas y requisitos de diseño para la protección de la capacidad de aquellos elementos que no deben sufrir daños.

Estas Especificaciones de la guía incorporan la experiencia reciente, las mejores prácticas y los resultados de la investigación y representan una mejora significativa con respecto al enfoque tradicional basado en la fuerza. Se espera que estas Especificaciones de la Guía se revisen a medida que estén disponibles mejoras o mejoras. (pág. 3)

Antiguamente no se tenía un manual o una guía de puentes pero con el pasar de los años se obtuvo datos de terremotos y sismos los cuales se podían observar en donde afectaban con más daños a los puentes (estribo, pilar, etc.), según avanzó el tiempo las Pautas de Diseño Sísmico Para Puentes de Carreteras fueron aprobadas por el AASHTO en 1983 y habiendo más terremotos en los años 80 y 90 se fueron actualizando y mejorando las guías y manuales de puentes en carreteras y estas actualmente nos ayudan para tener en cuenta donde afecta principalmente un sismo y mejorar los diseños de los puentes y saber principalmente en que categoría se encuentra para poder iniciar un buen diseño.

### 2.1.1 Ámbito internacional

Qi, Z. & Alam, S. (2019) El siguiente artículo revisa los fundamentos y las prácticas actuales del diseño basado en el desempeño para Puentes como se detalla:

El concepto de diseño basado en el desempeño (PBD) se originó hace varias décadas y ha ido evolucionando desde entonces. PBD en su forma actual apunta a lograr uno o más niveles de desempeño predichos después de los riesgos predefinidos. Este artículo revisa los fundamentos, las evoluciones y las prácticas actuales de PBD para puentes. La revisión comienza con los estados de daño propuestos por los investigadores, los criterios de diseño utilizados en diferentes jurisdicciones, junto con las metodologías de estimación de pérdidas. La revisión del código cubre los Estados Unidos, Canadá, Nueva Zelanda, China, Japón y Europa. Se realiza un estudio de caso para comparar los distintos códigos de diseño. Entre los códigos revisados, el Código canadiense (CSA S6-14) tiene los criterios más estrictos. Además de revisar las prácticas actuales, también se discuten los desafíos. La mayoría de los códigos de diseño cuantifican el daño de las columnas, pero no son claros sobre los estados de daño de otros componentes (por ejemplo, cimientos, juntas). Los estados de daño del puente no están directamente relacionados con la capacidad de carga vertical residual después de los terremotos, lo que plantea dificultades para predecir las interrupciones del tráfico. Para abordar este

problema, este estudio sugiere un factor de capacidad de carga vertical, que debe investigarse en futuras investigaciones. Al final de la revisión, se discuten brevemente los diseños para evitar daños, que se espera que mejoren aún más la resistencia sísmica de los puentes. (pág. 2)

#### 2.1.2 En el ámbito Nacional

Chancha, J.C. (2018) En su tesis detalla la metodología que propone para su evaluación del puente de concreto reforzado bajo el análisis no lineal detallado a continuación:

En el presente proyecto de investigación propone una metodología para la evaluación a través de un análisis no lineal con procedimientos pretendidos primordialmente para estimar la demanda sísmica en componentes críticos del puente y los sistemas.

El análisis no lineal permite una determinación más precisa de tensiones, esfuerzos, deformaciones, fuerzas y desplazamientos de componentes críticos, resultados que luego se pueden utilizar para la evaluación de la capacidad global y ductilidad del puente.

El procedimiento propuesto se basa en el análisis Pushover que es un procedimiento no lineal estático en el que la magnitud de la carga estructural se incrementa de acuerdo con un patrón de carga de referencia predefinido, y el análisis de la historia del tiempo no lineal que explica las no linealidades o la degradación de la resistencia de diferentes elementos del puente, así como el patrón de carga o la intensidad del movimiento en el suelo y las características utilizadas durante un análisis dinámico no lineal. (pág. 5)

## 2.1.3 Estructura teórica y científica que sustenta el estudio

### 2.1.3.1 Niveles de Peligro y Periodo de Retorno

Marsh, M.L. & Buckle, I.G. (2014) En este manual se define El nivel de Desempeño y el periodo de retorno de la siguiente manera:

La elección del nivel de movimiento del terreno de diseño, ya sea basado en el análisis probabilístico o determinista, no puede considerarse por separado del nivel de desempeño especificado para el evento de diseño. Niveles de desempeño comunes que se utilizan en el diseño de instalaciones de transporte incluyen la protección de la seguridad de la vida y el mantenimiento de la función después del evento. Mantener un puente funcional después de un terremoto de gran magnitud es un requisito más riguroso que el simple mantenimiento de la seguridad de la vida y por lo general sólo se requiere para instalaciones esenciales o críticos, por ejemplo puentes de línea de vida ". A veces, las instalaciones pueden ser diseñadas para más de un nivel de desempeño, con un nivel de movimiento del terreno distinto asignado a cada nivel de desempeño, una práctica conocida como diseño basado en el desempeño.

La Tabla 1 presenta una de dos niveles, basado en el desempeño, conjunto de criterios de diseño de las instalaciones de transporte que se desarrollaron para una propuesta de revisión de las especificaciones de diseño sísmico AASHTO LRFD bajo el patrocinio del Programa Nacional Cooperativo de Investigación de Carreteras (NCHRP, 2001) En este enfoque, dos niveles de diseño de movimiento de tierra (un sismo 'poco común' y un terremoto 'esperado'), se especifican para dos niveles de potencia diferentes ('seguridad de la vida' para las instalaciones ordinarias y 'operativo' para instalaciones críticas). (pág. 20)

Tabla 1: Criterios de Diseño Sísmico basado en el Desempeño para instalaciones de transporte.

Probabilidad de excedencia		Nivel de desempeño(1)	
Para Diseño de movimientos sísmicos del Suelo (4)			
		Seguridad vital	Operación
Terremoto poco común(MCE)	Servicio(2)	La alteración significativa	Inmediato
3% de PE en 75 años / 1,5 media determinista	Daño(3)	Significativo	Mínimo
Terremoto esperado del 50% de PE en 75 años	Servicio	Inmediato	Inmediato
	Daño	Mínimo	Mínimo a ninguno

Fuente: LRFD Seismic Analysis and Design of Bridges Reference Manual.

Notas:

(1) Los niveles de desempeño

Estos se definen en términos de sus objetivos de desempeño esperados en el terremoto de nivel superior. Seguridad de la vida en caso del máximo terremoto considera (MCE) significa que el puente no debe colapsar, pero la sustitución parcial o completa puede ser requerida. Dado que se requiere un diseño de doble nivel, el nivel de desempeño de seguridad salvavidas tendrá un servicio inmediato y un daño mínimo para el sismo de diseño esperado. Para el nivel de desempeño operativo que la intención es que habrá un servicio inmediato y daños mínimos tanto para los terremotos raras y esperados.

(2) Niveles de Servicio

- Inmediato - El pleno acceso al tráfico normal estará disponible después de una inspección del puente.
- La alteración significativa - El acceso limitado (carriles reducidos, el tráfico de emergencia de luz) puede ser posible después de apuntalamiento, sin embargo, puede necesitar ser reemplazado el puente.

(3) los niveles de daño

- Ninguna - Prueba de movimiento puede estar presente, pero sin daño notable.
- Mínimo - Algunos de los signos visibles de daños. Respuesta inelástica Menor puede ocurrir, pero el daño post-terremoto se limita a estrecho agrietamiento en el hormigón a la flexión y la aparición de desempeño en el acero. Deformaciones permanentes no son evidentes,



y cualquier reparación podrían hacerse bajo condiciones no sean de emergencia, con la excepción de las articulaciones de la superestructura.

- Significativo - Aunque no hay colapso, las compensaciones permanentes pueden ocurrir y el daño que consiste en grietas, desempeño refuerzo y mayor desconchado del hormigón, y una amplia pandeo desempeño y local de las columnas de acero, de pandeo global y local de los tirantes de acero, y las grietas en la cubierta del puente losa en los travesaños de corte en la ruta de carga sísmica es posible. Estas condiciones pueden requerir el cierre de reparar el daño. El reemplazo parcial o total de las columnas puede ser necesario en algunos casos. Para los sitios con flujo lateral debido a la licuefacción, se permite significativa deformación inelástica en las pilas, mientras que para todos los otros sitios las bases son la capacidad protegido y no se prevé ningún daño. El reemplazo parcial o total de las columnas y las pilas puede ser necesario si se produce flujo lateral significativo. Si la sustitución de columnas u otros componentes debe ser evitada.

#### 2.1.3.2 Comportamiento No Lineal

El comportamiento del pilar influye significativamente en la respuesta sísmica de ciertas estructuras de puentes. Específicamente en el caso de los puentes cortos con superestructuras relativamente rígidas típicas.

Stojadinovic, B. & Adiram, A. (2008) Con respecto al comportamiento No lineal indica lo siguiente:

Se incorporan dos categorías de comportamiento no lineal en el modelo de puente para representar adecuadamente la respuesta esperada en niveles moderados a intensos de demanda sísmica. La primera categoría consiste en el comportamiento inelástico de los elementos y las secciones transversales debido a las relaciones de tensión del material no lineal, así como la presencia de huecos, amortiguadores o resortes no lineales en componentes especiales de puentes. La segunda categoría consiste en no linealidades geométricas que representan efectos de segunda orden o P-en una estructura, así

como peligro de estabilidad en grandes deformaciones, donde la condición de equilibrio se determina bajo la forma deformada de la estructura. La segunda categoría de no linealidad se incorpora directamente en el algoritmo de análisis.

La Tabla 2 resume los criterios recomendados para el modelado inelástico de los elementos primarios que comprenden una estructura de puente estándar ordinario. (pág. 4)

Tabla 2: Criterios recomendados para el modelado Lineal Elástico y No Lineal

<b>Component</b>	<b>Linear-Elastic</b>	<b>Nonlinear</b>
Superstructure	X	
Column-plastic hinge zone		X
Column-outside plastic hinge zone	X	
Cap beam	X	
Abutment- transverse		X
Abutment-longitudinal		X
Abutment-overturning		X
Abutment- gap		X
Expansion joints		X
Foundation springs	X	
Soil-structure interaction	X	

Fuente: Guidelines for Nonlinear Analysis of Bridge Structures

### 2.1.3.3. Peligro Sísmico

Vargas, C.I. (2017) Nos indica lo siguiente:

La teoría de tectónica de placas establece que existen cuatro tipos de bordes: subducción, convergentes (colisión), divergentes y transformantes. Además, las fallas pueden ser normal, inversa y de desgarre. En el Perú convergen dos placas la placa de Nazca y la placa Sudamericana (Figura 1), formando un borde de subducción.

La mayor parte de sismicidad en el mundo se concentra a lo largo de los bordes de estas placas. La subducción ha dado origen a las cadenas montañosas de los Andes y la fosa Perú-Chile. (pág. 33)

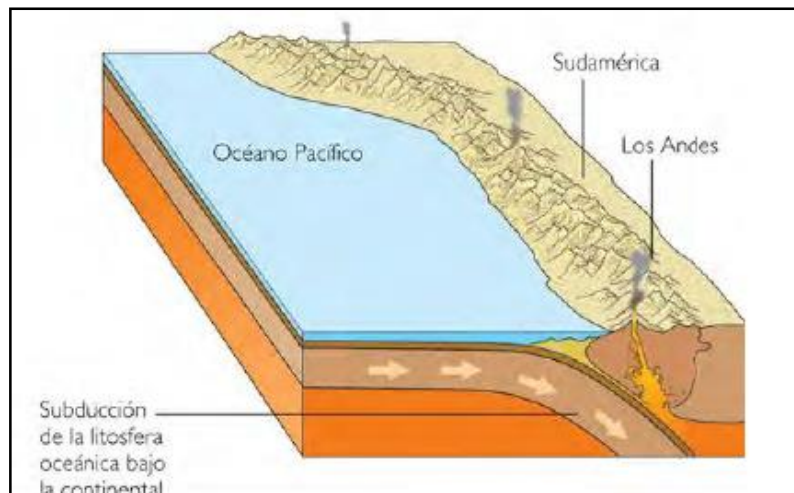


Figura 1: Subducción de la placa de Nazca bajo la Sudamericana

Fuente: <http://www.sgp.org.pe/alerta-peru-un-pais-altamente-sismico>

Las fuentes sismogénicas tienen características sísmicas similares y pueden ser modeladas como puntos, líneas o volúmenes. En el Perú se tienen cuatro tipos de fuentes sismogénicas (Figura 2) y estas son:

- Fuente intraplaca oceánica.
- Fuente interplaca
- Fuente intraplaca de profundidad media y profunda
- Fuentes de sismos corticales

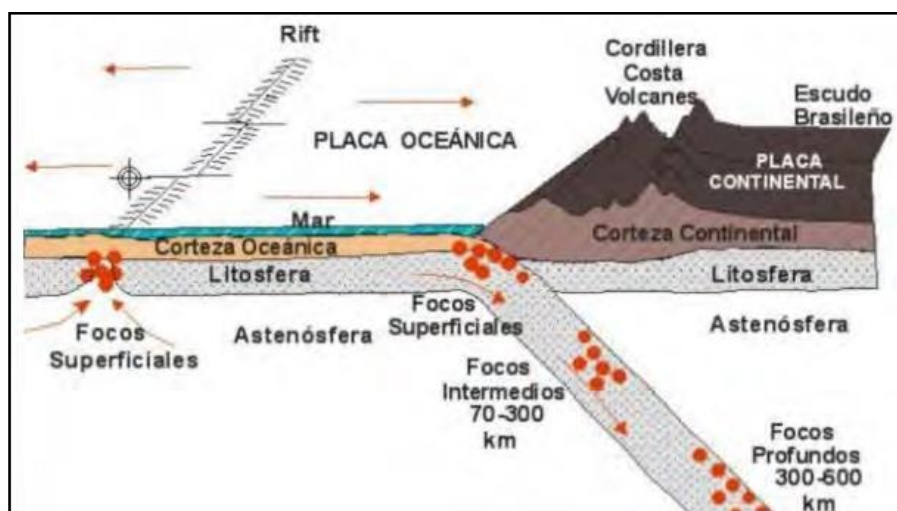


Figura 2: Esquema de los cuatro tipos de fuentes sismogénicas

Fuente: CISMID

#### 2.1.3.4. Estudio Determinístico

Bolaños, A.M. & Monroy, A.M. (2004) nos indica lo siguiente respecto al estudio determinístico:

El peligro se evalúa en función del evento más grande que se pueda presentar en el área de estudio, luego de identificar el sismo más grande, el peligro del sitio queda definido en términos del movimiento del suelo o de la respuesta estructural que este sismo pueda generar, un análisis determinístico, sin embargo, no considera las incertidumbres en las magnitudes y la ubicación de los sismos, así como el nivel de movimiento de suelo que pueda ocurrir durante el tiempo de vida útil de una estructura, no resultando apropiado en muchos casos para tomar decisiones. (pág. 24)

#### 2.1.3.5. Estudio Probabilístico:

Vargas, C.I. (2017) nos indica lo siguiente:

El estudio más idóneo y toma en cuenta la distribución de probabilidad de las distintas variables. Se define como la probabilidad que un movimiento tenga una intensidad mayor o igual a cierto valor fijado; ese valor puede ser magnitud, aceleración máxima, valores espectrales etc.

Se identifican todas las fuentes sismogénicas, estableciendo las relaciones de recurrencia y leyes de atenuación para luego hacer una combinación probabilista. Luego los efectos de todas las fuentes se suman y para tomar en cuenta la distribución temporal se usa la distribución de Poisson. (pág. 38)

#### 2.1.3.6. Selección de los Acelerograma:

Acero, J.A. (2004) el coeficiente de aceleración se determina de la siguiente manera:

Realizando un análisis de peligro sísmico, aplicando la metodología desarrollada por Cornell en términos probabilísticos. Esta metodología integra información sismo tectónico, parámetros sismológicos y leyes

de atenuación regionales para los diferentes mecanismos de ruptura. El resultado es una curva de peligro sísmico, donde se relaciona la aceleración y su probabilidad anual de excedencia.

Según el ministerio de transportes y comunicaciones se tomará como sismos muy raros un periodo de retorno de 1000 años según la Tabla 3 (pág. 16)

Tabla 3: Sismos y periodos de retorno

Sismo	Tr (años)
frecuentes	43
ocasionales	72
raros	475
muy raros	1000
extraordinar	2500

Fuente: A Framework for performance based structural Engineering

#### 2.1.3.7. Análisis Estático No Lineal

Análisis estático No lineal más conocido como Pushover, por su nombre en inglés. Cuya principal característica es la de usar sistemas equivalentes de un grado de libertad y que únicamente nos permiten apreciar respuestas globales de la estructura. (Quispe, N.L. 2012). (pág. 75)

Aviram, A. & Mackie, K.R. (2008) En el siguiente informe técnico dice lo siguiente:

El análisis pushover es un procedimiento estático, no lineal, en el que la magnitud de la carga estructural se incrementa incrementalmente de acuerdo con un patrón de carga de referencia predefinido. Con el aumento en la magnitud de la carga, se determinan los enlaces débiles y los modos de falla de la estructura del puente. El objetivo del análisis de empuje estático es evaluar la resistencia general, medida típicamente a través del corte de base  $V_b$ , el desempeño y el desplazamiento máximo  $\delta Y$  y  $\delta u$ , así como la capacidad de ductilidad  $\mu_c$  de la estructura del puente. Dado que el objetivo es capturar el comportamiento real de la estructura, el análisis pushover se realiza

utilizando las propiedades de material esperadas de los miembros modelados. El análisis pushover puede examinar la secuencia de estados límite, la formación de bisagras plásticas y la redistribución de fuerzas en toda la estructura, con el incremento de las cargas laterales o la demanda de desplazamiento. La curva de empuje (fuerza frente a deformación) del puente también permite identificar cualquier comportamiento de reblandecimiento de toda la estructura debido a la degradación de la resistencia del material. (pág. 65)

El procedimiento de análisis pushover aplicado a la estructura del puente sigue las recomendaciones de la Sección 3 de ATC-32 lo podemos observar en la Figura 3 y la presente sección que define el comportamiento de la fuerza de deformación como se muestra en la siguiente figura:

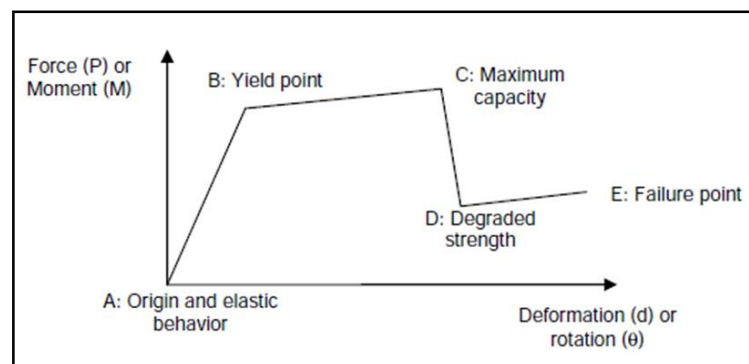


Figura 3: Fuerza-deformación (P-d) o relación momento-rotación (M-) para la bisagra pushover).

Fuente: Guidelines for Nonlinear Analysis of Bridge Structures

## 2.2. Definición de términos básico

- a) Sismo: El sismo es una serie de vibraciones de la corteza terrestre generadas por un movimiento brusco y repentino de las capas internas (corteza y manto).
- b) Fuerzas sísmicas: son fuerzas causadas por movimientos terrestres y sismos, expresados como fuerzas para ser utilizadas en el diseño y análisis de la estructura.
- c) Desempeño sísmico: El desempeño sísmico consiste en la selección de esquemas de evaluación apropiado que permiten el dimensionamiento y detalle de los componentes estructurales, no estructurales y contenidos, de manera que, para unos niveles de movimiento de tierra determinados y con ciertos niveles de

fiabilidad, los daños en la estructura no deberán superar ciertos estados de límite.

- d) Pilar: Derivado del Latín pila, es un elemento estructural resistente alargado y en su mayoría vertical, el cual se caracteriza por su forma poligonal o circular con su función de apoyo o soporte, destinado a recibir cargas, principalmente de compresión, para que puedan transmitirlas al terreno mediante la cimentación.
- e) Vida Útil o vida de diseño: Es el periodo estimado de duración del puente.
- f) Colapso: Disminución de la resistencia por cualquier condición externa o interna que incapacita a una estructura o elemento estructural a cumplir la función para la que ha sido diseñada, prácticamente es una destrucción o pérdida de estabilidad de la estructura.
- g) Ductilidad: Es la propiedad que define la posibilidad de la estructura o algunos de sus componentes estructurales de experimentar deformaciones más allá del límite elástico sin reducir de manera significativa su resistencia o rigidez.
- h) Análisis no lineal: El análisis no lineal permite a diseñadores e ingenieros analizar de forma rápida y eficaz las tensiones y deformaciones en condiciones generales mientras crean el diseño con el fin de garantizar unos niveles altos de calidad, desempeño y seguridad.
- i) Peligro sísmico: El peligro sísmico se cuantifica en términos de los periodos de retorno (o sus inversos, las tasas de excedencia) de intensidades sísmicas relevantes en el comportamiento de las estructuras. La tasa de excedencia de una intensidad sísmica se define como el número medio de veces, por unidad de tiempo, en que el valor de esa intensidad sísmica es excedido.
- j) Demanda sísmica: Es la intensidad efectiva que entra a la estructura teniendo en cuenta los diversos conceptos de comportamiento estructural.
- k) Desplazamiento: Es cuando las posiciones de los puntos respecto a un punto externo al cuerpo han cambiado, pero permanecen estables entre sí.
- l) Rotula plástica: Estado plástico que alcanzan todas las fibras de un elemento estructural al producirse una articulación en la sección transversal del mismo. También llamada articulación plástica; la rótula plástica también es considerada un dispositivo de amortiguación de energía, que permite la rotación de la deformación plástica. Se usa para describir la deformación de una sección en una viga donde se produce la flexión.
- m) Cortante basal: Es la fuerza total sísmica en la base de la estructura.

## 2.3. Hipótesis

### 2.3.1. Hipótesis general

El comportamiento sísmico de los pilares del puente Riecito evaluado bajo el Análisis No Lineal Pushover será favorable en un 20% si se evalúa ante un sismo moderado que ante un sismo severo.

### 2.3.2. Hipótesis específicas

- a) Determinando la categoría de Diseño Sísmico se requiere aplicar el método de análisis estático no lineal pushover para el sismo moderado y severo.
- b) Evaluando el puente Riecito bajo el Análisis No Lineal Pushover los desplazamientos de la subestructura se reducen en un 10% de la subestructura actual.
- c) La Deformación máxima de la subestructura del puente Riecito es menor si se realiza ante un sismo moderado y no ante un gran sismo.

## 2.4. Variables

- Variables Independientes:
  - Comportamiento sísmico del puente Riecito
- Variables dependientes:
  - Nivel de desempeño
  - Desplazamientos
  - Deformación

### 2.4.1. Definición conceptual de las variables

- Comportamiento sísmico del puente Riecito:

El comportamiento sísmico se divide mediante el análisis no lineal pushover empleando el programa CS BRIDGE V.20.2
- Nivel de desempeño:

El nivel de desempeño se mide según el requerimiento del cliente y según el periodo de retorno del sismo.
- Desplazamientos:

Los desplazamientos de la subestructura se miden a través de la posición inicial y la posición final luego del análisis.



- Deformación:

La deformación de la subestructura tiene que ver con el tipo de sismo que sucede, ya sea un sismo moderado o un gran sismo.

## CAPÍTULO III: METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

### 3.1. Tipo y nivel de la investigación

#### 3.1.1. Tipo

- Investigación aplicada, el comportamiento sísmico de los pilares del puente Riecito evaluado bajo el Guide Specifications for Load and Resistance Factor Design (LRFD) Seismic Bridge Design 2014 serán favorables en un 80% ya que dentro del diseño realizado se contempla los sismos moderados y grandes sismos.

#### 3.1.2. Nivel

- Investigación descriptiva, se investigó alternativas para el diseño óptimo del Diseño por Desempeño del puente Riecito evaluado bajo el Guide Specifications for Load and Resistance Factor Design (LRFD) Seismic Bridge Design 2014.
- Explicativo, cuasi experimental se determinó la alternativa óptima para el Diseño por Desempeño del puente Riecito evaluado bajo el Guide Specifications for Load and Resistance Factor Design (LRFD) Seismic Bridge Design 2014.

### 3.2. Método y diseño de la investigación

#### 3.2.1. Método

- Cualitativa, se analizó el método para el Diseño por desempeño del Puente Riecito.
- Cuantitativa, nuestras variables fueron procesadas de manera que se convirtieron en datos que se lograron medir.

#### 3.2.2. Diseño de la investigación

- Diseño experimental, se manipularon las variables independientes de forma que se logró comprobar la hipótesis planteada, y se estudió los efectos de estas sobre la variable dependiente.

### 3.3 Población y muestra

#### 3.3.1. Población

La población está referida a los puentes de concreto reforzado diseñado bajo normas: CALSTRANS, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 6th Ed., 2011 Interim, AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design, 2nd Ed. y el Manual para Puentes del MTC 2003.

#### 3.3.2. Muestra

La muestra de la presente Tesis es el Puente Riecito, el cual se encuentra ubicado en el Departamento de Piura, Provincia de Sullana - Distrito de Sullana, por el cual cruza el río Chipillico; la estructura consiste en un puente continuo de concreto armado de tres tramos de peralte variable, con una sección de viga cajón postensada y con una Luz de 150.00 metros en el que se evaluará la subestructura mediante el análisis estático no lineal Pushover.

### 3.4 Técnicas e instrumentos de recolección de datos

#### 3.4.1. Tipos de técnicas e instrumentos

##### - Técnicas

Documental: Se obtuvo la información de fuentes bibliográficas (sobre la investigación a realizar): éstas fueron libros, manuales, artículos especializados y páginas web de internet.

- a) Se recopiló el estudio de pre inversión del “Mejoramiento de la carretera vecinal Boqueron de Nuñez Bellavista – Chilaco Lancones Provincia de Sullana – Piura”, en donde se encuentra algunos datos importantes relacionados al Puente Riecito.
- b) Se recopilaron las memorias de cálculo con el cual fue diseñado y construido el Puente Riecito.
- c) Se recopilaron los planos con el cual fue diseñado y construido el Puente Riecito.

##### - Instrumentos

Para la obtención de datos y desarrollo de la investigación se utilizó el programa CSI BRIDGE V.20.2 y hojas de cálculo.

#### 3.4.2. Criterios de validez y confiabilidad de los instrumentos

El modelamiento del puente Riecito fueron realizados por los tesisistas. Se fue realizando capturas de pantalla donde se puede observar cada paso que se siguió para llegar a los resultados obtenidos (Ver Anexo N° 3).

#### 3.5 Técnicas para los procesamientos y análisis de la información

Luego que se haya aplicado las técnicas mencionadas anteriormente con el análisis estático no lineal pushover y la discusión de los resultados obtenidos, con el fin de determinar el nivel de desempeño del puente. Los mismos que serán contrastados con los antecedentes de la investigación y marco teórico respectivo, así mismo nos apoyaremos con la herramienta del programa CSI Bridge el cual nos ayudara a obtener los resultados requeridos.

## CAPÍTULO IV: SELECCIÓN DE LA CATEGORÍA DE DISEÑO SISMICO

### 4.1. Descripción del puente Riecito

El puente Riecito está ubicado en el departamento de Piura, Provincia de Sullana - Distrito de Sullana por el cual cruza el río Chipillico (Figura 4), la estructura consiste en un puente continuo de tres tramos de peralte variable, con una sección de viga cajón postensada, la cual tiene las siguientes características:

Longitud Total: 150m (entre ejes extremos)

Longitud Total: 151m (entre juntas extremas)

Número de tramos: 3

Longitud de Tramos: 40m (tramos exteriores) y 70m (tramo central)

Número de vías: 2

Ancho de Calzada: 8.40 m.

Veredas: 2 de 1.05m a cada lado = 2.10m

Ancho Total de tablero: 10.50m.

Tipo de Estructura: Puente Continuo de peralte variable.

Estribos: Concreto armado.

Viga: Tipo cajón postensado con 3 nervios (2 celdas)

Pilares: Concreto armado.

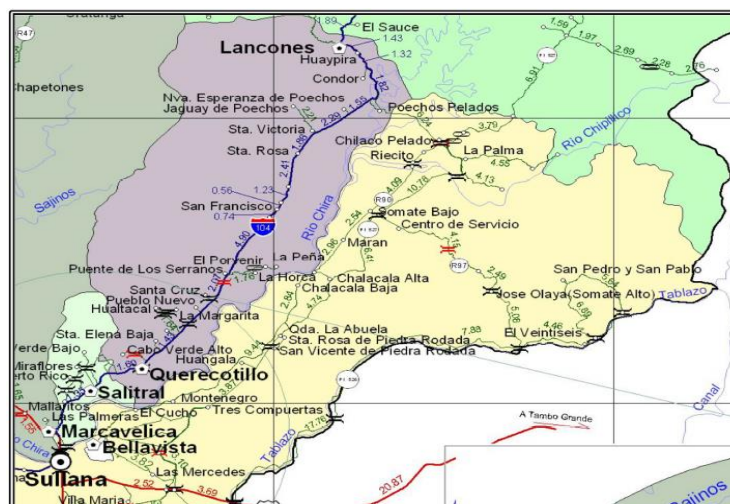


Figura 4: Ubicación Geográfica de Puente Riecito

Fuente: Expediente “Mejoramiento de la carretera vecinal desde el Boquerón de Núñez en Bellavista hasta Chilaco en Lancones, Distrito de Sullana, Provincia de Sullana – Piura”

#### 4.2. Características geométricas y estructurales del puente Riecito

El Puente Riecito es un puente vehicular del tipo continuo de doble vía de 150.00 m de longitud total ejes extremos. El puente tiene 3 tramos de los cuales los dos exteriores son de 40m cada uno y el tramo central es de 70m. La calzada del puente es de 8.40 m con veredas de 1.05m cada una dando un total de 10.50m de ancho total de tablero (Figura 5).

Los pilares están compuestos cada uno por una columna de concreto armado tipo tarjeta, y la cimentación de los pilares y estribo derecho es del tipo profunda en base a caissons de concreto armado. El estribo derecho tendrá cimentación directa.

Teniendo en cuenta todas estas características el puente que se diseñara será de dos vías ya que su IMD pertenece a una Carretera de Segunda Clase.

#### 4.3. Concepción estructural y Proceso Constructivo del puente

El puente está conceptualizado para trabajar en condiciones de servicio como una estructura continua de tres tramos, Sin embargo, para efectos del proceso constructivo se ha proyectado inicialmente dividir el puente en tres estructuras que serán construidas independientemente, y que luego serán unidas con tendones de postensado para darle la continuidad requerida. Para la cual se ha realizado el modelamiento estructural por etapas constructivas siguiendo la siguiente secuencia:

- a) Se deberán construir cualquiera de los tramos exteriores más un tramo de volado de 17.50 m correspondiente a una parte del tramo central, tal como se indican en los planos. Dicho tramo será postensado y a partir de ahí se auto soportará así mismo, sin necesidad de encofrado.
- b) Se construirá el tramo extremo en forma simétrica y con el mismo procedimiento indicado en los planos.
- c) Luego de que las dos primeras estructuras sean auto soportantes se encofrará el tramo central apoyado sobre el cauce, con un relleno o estructura tipo alzaprimado con la geometría del plano y en el nivel en que se hayan quedado las primeras estructuras. Luego de ello se tensarán los tendones de continuidad que unirá todos los tramos.

- d) Se tensarán los tendones adicionales y se desencofrará completamente el puente.
- e) Posteriormente se colocarán las cargas muertas como veredas, barandas y asfalto.

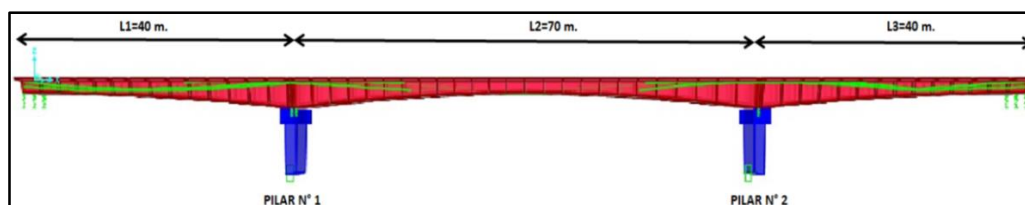


Figura 5: Sección del Puente Riecito en el Csi Bridge

Fuente: Elaboración Propia

#### 4.4. Requisitos de sistemas resistentes al terremoto (SRT) para CDSs C y D

Cada puente se asignará a una de las cuatro Categorías de Diseño Sísmico (CDS), de la A a la D, según el período de 1 segundo de aceleración espectral de diseño para el terremoto de diseño.

Para CDS C o D todos los puentes y sus cimientos deben tener un Sistema de Resistencia a Terremotos (SRT) claramente identificable seleccionado para cumplir con los criterios de seguridad de vida definidos en los criterios por desempeño para CDS B, se debe considerar la identificación de un SRT.

El SRT debe proporcionar un camino de carga confiable e ininterrumpido para transmitir fuerzas inducidas sísmicamente al suelo circundante y medios suficientes de disipación de energía y / o restricción para controlar de manera confiable los desplazamientos inducidos sísmicamente. Todos los elementos estructurales y de cimentación del puente deben ser capaces de lograr desplazamientos anticipados compatibles con los requisitos de la estrategia de diseño elegida de resistencia sísmica y otros requisitos estructurales.

El diseño debe basarse en las siguientes tres estrategias de diseño sísmico global que se utilizan en estas Especificaciones de la guía basadas en las características de comportamiento esperadas del sistema de puentes:

- Tipo 1: subestructura dúctil con superestructura esencialmente elástica: esta categoría incluye bisagras de plástico convencionales en columnas y paredes y pilares que limitan las fuerzas de inercia mediante la movilización total de la resistencia pasiva del suelo. También se incluyen los cimientos

que pueden limitar las fuerzas de inercia mediante la articulación en el suelo, como los pliegues de pilotes y los pilares integrales sobre pilotes.

- Tipo 2: subestructura esencialmente elástica con una superestructura dúctil: esta categoría se aplica solo a las superestructuras de acero, y la ductilidad se logra mediante elementos dúctiles en los marcos transversales del muelle.
- Tipo 3: superestructura elástica y subestructura con un mecanismo de fusión entre los dos: esta categoría incluye estructuras sísmicamente aisladas y estructuras en las que se utilizan dispositivos de disipación de energía suplementarios, como amortiguadores, para controlar las fuerzas de inercia transferidas entre la superestructura y la subestructura.

Se determina que el comportamiento estructural será de tipo 1 ya que se tomara la subestructura dúctil con superestructura esencialmente elástica.

A los efectos de fomentar el uso de sistemas apropiados y de garantizar la debida consideración del desempeño para el Propietario, el SRT y los elementos resistentes a terremotos (ERT) se categorizarán de la siguiente manera:

- Periodo Permisible.
- Permitido con la aprobación del propietario.
- No recomendado para nuevos puentes.

Estos términos se aplicarán tanto a los sistemas como a los elementos. Para que un sistema se encuentre en la categoría permisible, su ERT principal debe estar en la categoría permisible. Si algún ERT no está permitido, entonces todo el sistema se considerará no permitido.

#### 4.5. Coeficientes de sitio

Los coeficientes de sitio para las aceleraciones máximas en el suelo  $F_{pga}$ , el rango del periodo corto  $F_a$  y para el rango del periodo largo  $F_v$  se tomarán se especifica en las Tablas 4, 5 y 6. Estos factores de sitio generalmente disminuyen a medida que el nivel del movimiento del suelo aumenta, debido al comportamiento fuertemente no lineal del suelo.



Tabla 4: Valores de  $F_{pga}$  en función de la clase de sitio y la aceleración máxima del terreno asignado.

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

Fuente: AASTHO LRFD Design Specifications 7th ed 2014

Tabla 5: Valores de  $F_a$  para un periodo corto de espectro de aceleración.

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

Fuente: AASTHO LRFD Design Specifications 7th ed 2014

Tabla 6: Valores de  $F_v$  para un periodo corto de espectro de aceleración.

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

Fuente: AASTHO LRFD Design Specifications 7<sup>th</sup> ed 2014

#### 4.5.1 Coeficiente de sitio para un $T_r=1000$ años

- Según el mapa de isoaceleraciones espectrales suelo tipo B, AASHTO 2014 del Manual de Puentes 2018 (Figura 6) se determina el PGA:

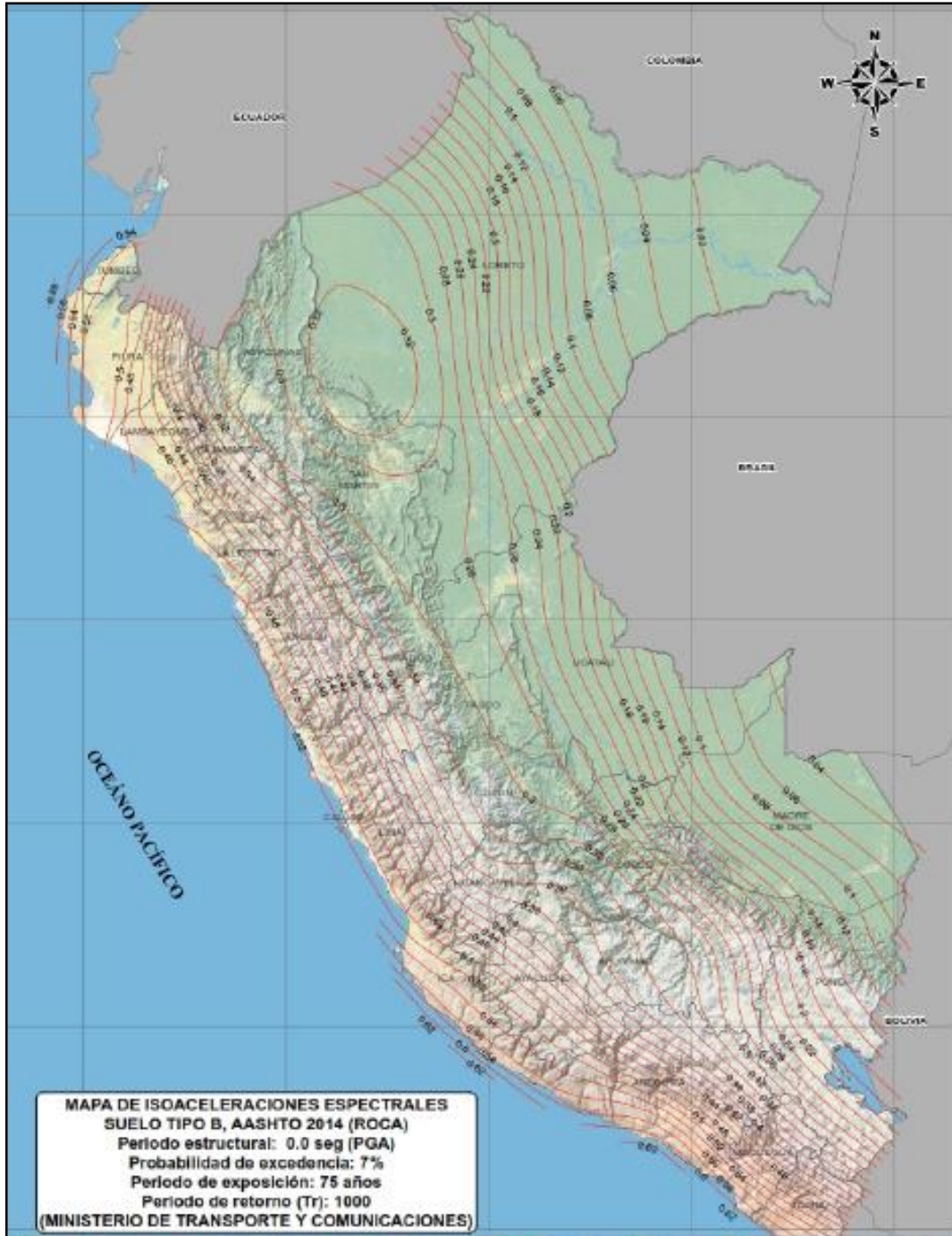


Figura 6: Mapa de isoaceleraciones espectrales suelo tipo B, AASHTO 2014 (2014)

Fuente: Manual de Puentes 2018

Se determina que el PGA para un  $T_r=1000$  años es 0.56

- Según la tabla 4 se determina que el valor  $F_{pga}$  es 1

- Según el mapa de isoaceleraciones espectrales suelo tipo B, AASHTO 2014 del Manual de Puentes 2018 (Figura 7) se determina el  $S_s$ :

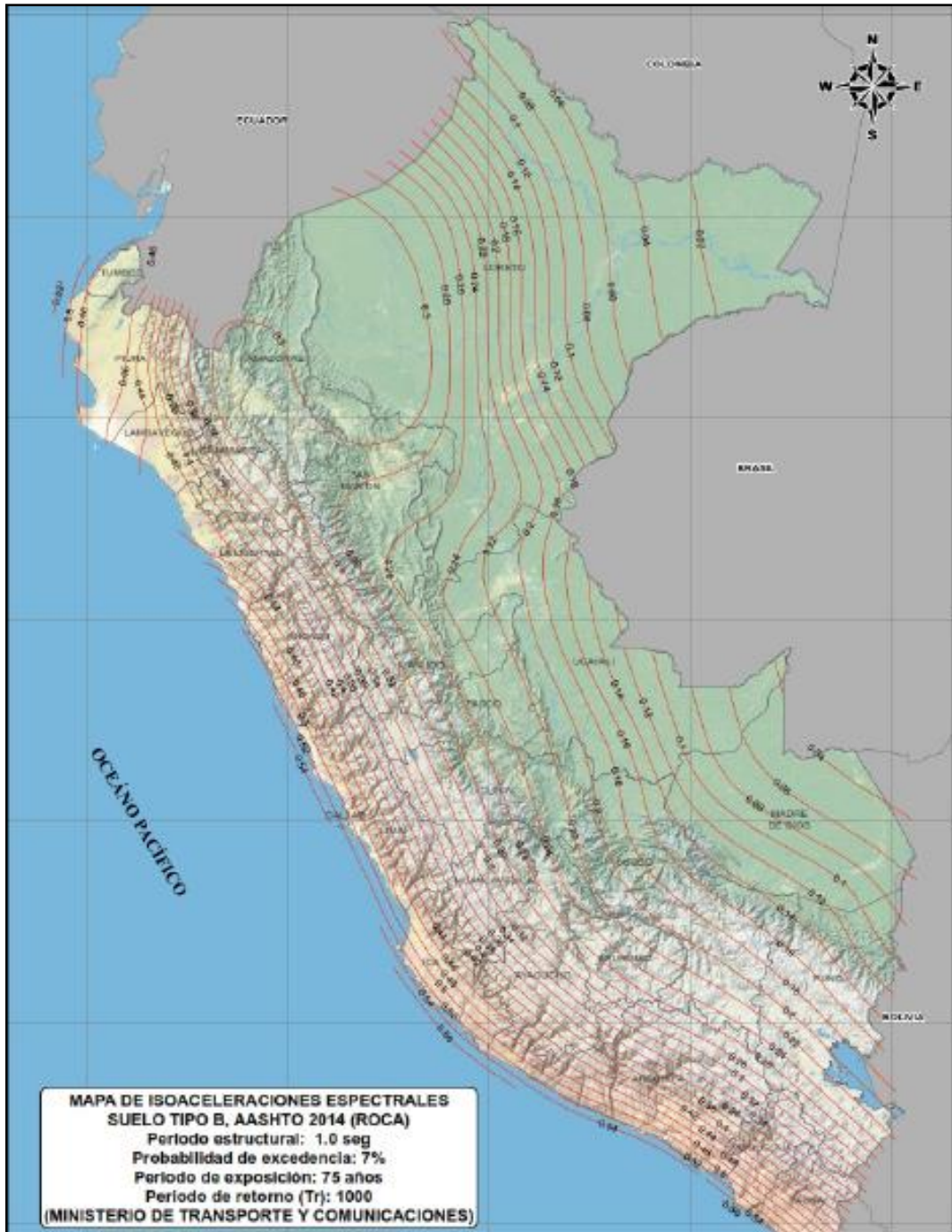


Figura 7: Mapa de isoaceleraciones espectrales suelo tipo B, AASHTO 2014 (2014)

Fuente: Manual de Puentes 2018

Se determina que el  $S_s$  para un  $T_r=1000$  años es 1.448

- Según la tabla 5 se determina el que el valor de  $F_a$  es 1



- Según el mapa de isoaceleraciones espectrales suelo tipo B, AASHTO 2014 del Manual de Puentes 2018 (Figura 8) se determina el S1:

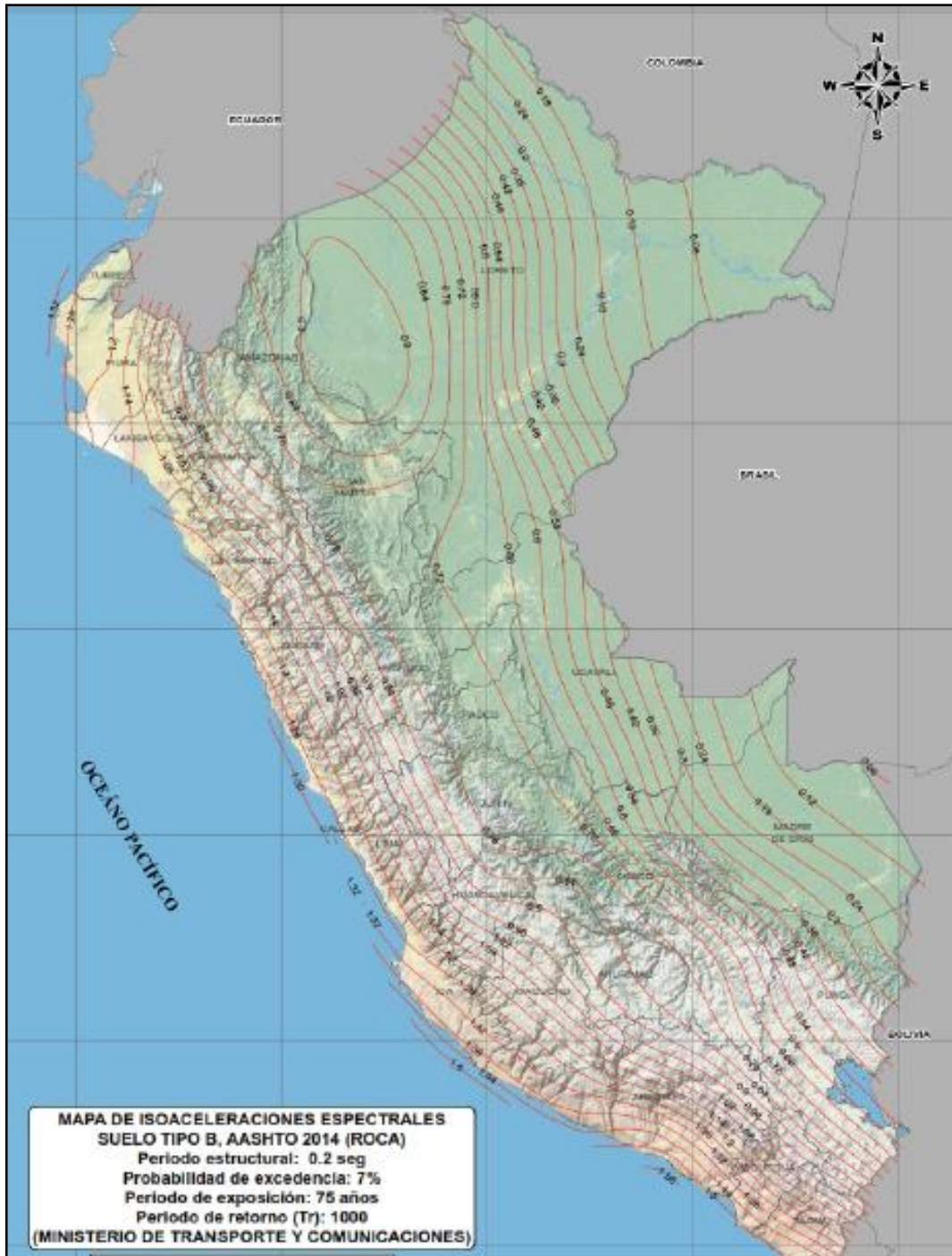


Figura 8: Mapa de isoaceleraciones espectrales suelo tipo B, AASHTO 2014 (2014)

Fuente: Manual de Puentes 2018

Se determina que el S1 para un  $Tr=1000$  años es 0.57

- Según la tabla 6 se determina el que el valor de Fv es 1

#### 4.6. Peligro sísmico

El peligro sísmico del movimiento del suelo será caracterizado utilizando un espectro de respuesta de aceleración.

Si no se realiza un análisis de peligros específicos del sitio, los espectros de respuesta de diseño se construirán utilizando aceleraciones espectrales de respuesta tomados de los mapas de movimiento terrestres nacionales. La construcción de los espectros de respuesta deberá seguir los procedimientos descritos en la Figura 9:

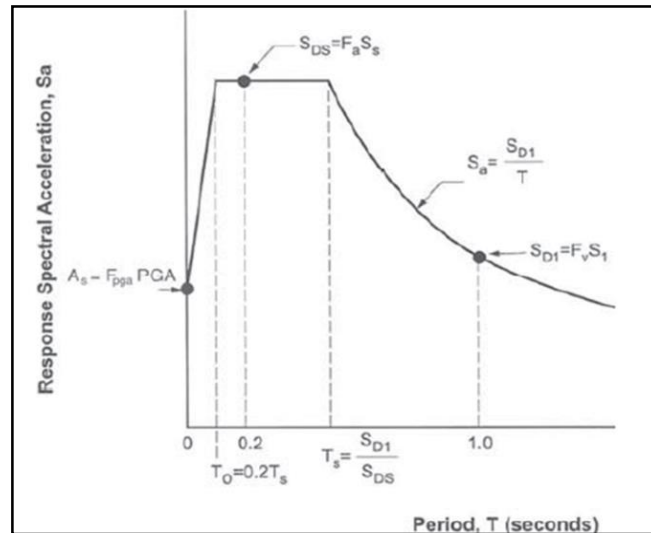


Figura 9: Espectro de respuesta de diseño, construcción mediante el método de tres puntos

Fuente: AASTHO LRFD Design Specifications 7th ed 2014

El diseño de los coeficientes de aceleración espectral de respuesta sísmica para el coeficiente de aceleración,  $A_s$ , el coeficiente de aceleración de periodo corto,  $SDS$ , y en el coeficiente de aceleración del periodo de 1 segundo,  $SD1$ , se determinará a partir de las siguientes fórmulas:

$$A_s = F_{pga}PGA$$

Ecuación 1: Aceleración espectral

$$SDS = F_a S_s$$

Ecuación 2: Aceleración de periodo corto

$$S_{D1} = F_v S_1$$

Ecuación 3: Aceleración del periodo de 1 segundo

Fpga: Coeficiente de sitio para la aceleración máxima del terreno definidos en la tabla 4.

PGA: coeficiente de aceleración horizontal máxima del terreno.

Fa: Coeficiente de sitio para la aceleración espectral del periodo de 0.2 segundos especificados en la tabla 5.

Ss: Coeficiente de aceleración espectral del periodo de 0.2 segundos.

Fv: Coeficiente de sitio para la aceleración espectral del periodo de 1.0 segundos.

S1: Coeficiente de aceleración espectral del periodo de 1.0 segundos.

La curva de espectros de respuesta de diseño se desarrollará de la siguiente manera:

- Para periodos menores o iguales de  $T_o$ , el coeficiente de aceleración espectral de respuesta de diseño,  $S_a$ , se definirá de la siguiente manera:

$$S_a = (S_{DS} - A_s) \frac{T}{T_o} + A_s$$

Ecuación 4: Coeficiente de aceleración espectral de respuesta de diseño

En el cual:

$$T_o = 0.2 T_s$$

Ecuación 5: Periodo de vibración menor a 0.2 segundos

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

Ecuación 6: Periodo de vibración menor a 1 segundo

Dónde:

As: coeficiente de aceleración.

SD1: Diseño del coeficiente de aceleración espectral en el periodo de 1.0 segundos.

SDS: Coeficiente de aceleración espectral de diseño a un periodo de 0.2 segundos.

T: Periodo de vibración (seg)

- Para periodos mayores que  $T_o$  y menores o iguales a  $T_s$ , el coeficiente de

aceleración espectral de respuesta de diseño,  $S_a$ , se definirá de la siguiente manera:

$$S_a = S_{DS}$$

Ecuación 7: coeficiente de aceleración espectral de respuesta de diseño

- Para periodos mayores a  $T_s$ , el coeficiente de aceleración espectral de respuesta de diseño,  $S_a$ , se definirá de la siguiente manera:

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T}$$

Ecuación 8: Coeficiente de aceleración espectral de respuesta de diseño

Calculando los valores para un  $T_r = 1000$  años

- De la ecuación 1 se determina el  $A_S$ :

$$A_S = 1 * 0.56$$

$$A_S = 0.56$$

- De la ecuación 2 se determina el  $S_{DS}$ :

$$S_{D1} = 1 * 1.448$$

$$S_{D1} = 1.448$$

- De la ecuación 3 se determina el  $S_{D1}$ :

$$S_{D1} = 1 * 0.57$$

$$S_{D1} = 0.57$$

- De la ecuación 6 se determina el  $T_S$ :

$$T_S = 0.57 / 1.448$$

$$T_S = 0.39364641$$

- De la ecuación 5 se determina el  $T_0$ :

$$T_0 = 0.2 * 0.39364641$$

$$T_0 = 0.07872928$$

#### 4.7. Selección de la categoría de diseño sísmico

En el Perú, el programa CRISIS-2007 ha permitido obtener mapas de peligro sísmico que muestran las aceleraciones esperadas para diferentes periodos de retorno y periodos estructurales (Tabla 7), así como distintos espectros de peligro uniforme.

Para este caso, se usarán las isoaceleraciones correspondientes al periodo  $T_r = 475$  años y  $T_r = 1000$  años

Tabla 7: Valores de máximas aceleraciones esperadas (PGA) para las capitales de departamento de Perú

Ciudad	Coordenadas Geograficas		Aceleraciones Maximas PGA (gals) por periodo de retorno en años $T_r$			
	Latitud	Longitud	$T_r = 50$	$T_r = 100$	$T_r = 475$	$T_r = 975$
Tumbes	-3.56	-80.45	181.72	228.43	409.05	494.84
Piura	-5.2	-80.63	181.32	228.89	412.19	499.87
Chiclayo	-6.77	-79.84	166.02	201.69	366.46	437.97
Trujillo	-8.11	-79.03	181.79	230.20	413.56	498.62
Huaraz	-9.53	-77.53	102.48	158.22	253.80	312.68
Lima	-12.05	-77.05	188.66	246.28	444.23	541.15
Ica	-14.07	-75.73	206.92	279.28	473.32	569.62
Arequipa	-16.4	-71.54	175.97	218.77	382.99	452.52
Moquegua	-16.93	-70.98	188.69	238.96	426.17	499.97
Tacna	-17.99	-70.24	198.93	260.60	445.10	543.08
Cajamarca	-7.17	-78.52	88.29	120.23	214.97	265.05
Chachapoyas	-6.21	-77.85	101.34	155.27	249.55	314.96
Moyobamba	-6.05	-76.97	160.98	192.42	321.88	399.27
Huanuco	-9.93	-76.24	94.63	135.73	228.31	283.42
C. Pasco	-10.43	-75.15	97.65	145.38	242.28	305.37
Huancayo	-12.07	-75.23	100.84	153.50	244.94	306.88
Huancavelica	-12.76	-74.98	108.30	164.01	255.14	318.98
Ayacucho	-13.16	-74.22	99.17	149.89	235.34	292.69
Abancay	-13.63	-72.88	92.59	129.96	222.82	271.12
Puno	-15.83	-70.03	109.45	164.54	250.60	309.96
Cusco	-13.52	-71.98	84.89	111.43	196.00	238.01
P. Maldonado	-12.61	-69.18	33.11	41.72	75.39	91.40
Pucallpa	-8.38	-74.54	136.61	180.17	285.73	360.72
Iquitos	-3.75	-73.25	25.37	34.18	57.95	74.68

Fuente: Evaluación del peligro sísmico en Perú – Instituto Geofísico del Perú

Según la tabla 7 de Valores de máximas aceleraciones esperadas (PGA) para las capitales de departamento de Perú se puede determinar todos los valores obtenidos para un  $T_r = 475$  años el cual se describe en la tabla 8.

Tabla 8: Valores para un  $T_r=475$  años.

PGA=	0.42
S1=	0.42
Ss=	1.02
Fpga=	1.00
Fa=	1.00
SDS=	1.02
Fv=	1.00
SD1=	0.42
As=	0.42
Ts=	0.41176471
To=	0.08235294

Fuente: Elaboración Propia



De la tabla 8 se obtiene el siguiente espectro de respuesta para un  $Tr = 475$  años (Figura 10):

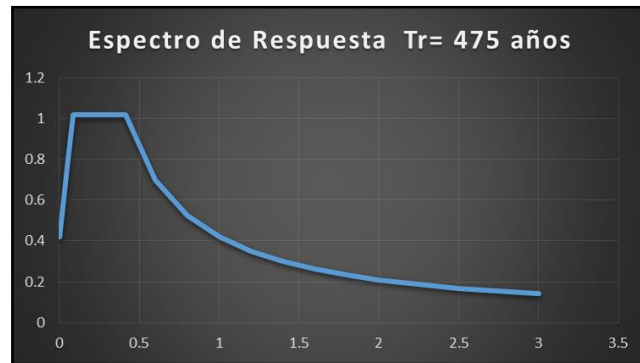


Figura 10: Espectro de Respuesta  $Tr= 475$  años

Fuente: Elaboración Propia

Al realizar todos los cálculos se finaliza con la tabla 9 en donde se da a conocer todos los resultados para un  $Tr = 1000$  años.

Tabla 9: Para un  $Tr=1000$  años

PGA=	0.56
S1=	0.57
Ss=	1.448
Fpga=	1.00
Fa=	1.00
SDS=	1.448
Fv=	1.00
SD1=	0.57
As=	0.56
Ts=	0.39364641
To=	0.07872928

Fuente: Elaboración Propia

De la tabla 9 se obtiene el siguiente espectro de respuesta para un  $Tr = 1000$  años (Figura 11):

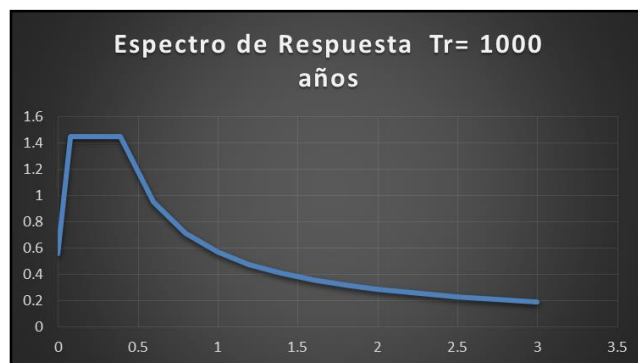


Figura 11: Espectro de Respuesta  $Tr= 1000$  años

Fuente: Elaboración Propia

#### 4.8. Selección de categoría de diseño sísmico

A cada puente que se realice se asignará una de las cuatro categorías de diseño sísmico (CDS), las categorías de diseño sísmicos están basados desde la A a la D, según el período de 1 segundo de aceleración espectral de diseño para el terremoto de diseño, como se muestra en la Tabla 10. Si se pudiera producir una dispersión lateral inducida por licuefacción o una falla en la pendiente que pudiera impactar en la estabilidad del puente, el puente debe diseñarse de acuerdo con CDS D, independientemente de la magnitud de:

- Usar un factor de escala más alto para cumplir con el requisito mínimo de coincidencia agregada para un componente mientras se excede para los otros dos,
- Usar un factor de escala para cumplir con la coincidencia agregada para el componente más crítico con la coincidencia algo deficiente para otros componentes, y
- Comprometer con la escala mediante el uso de diferentes factores según se requiera para los diferentes componentes de un conjunto de historial de tiempo. Aunque el segundo enfoque es aceptable, requiere un examen e interpretación cuidadosos de los resultados y, posiblemente, análisis duales para la aplicación del componente horizontal superior en cada dirección horizontal principal.

El nivel de peligro sísmico se define como una función de la magnitud de la sacudida de la superficie del suelo, como lo expresa  $FvS1$ . Sin embargo, otros factores pueden afectar al CDS seleccionado. Por ejemplo, si el suelo es licuable y puede ocurrir una dispersión lateral o falla de la pendiente, se debe seleccionar CDS D. Para la evaluación de estructuras existentes, el Diseñador también debe considerar el uso de CDS D independientemente de la magnitud de  $A_s$ , incluso cuando no se espera un movimiento lateral significativo del suelo, si la estructura es particularmente débil con respecto a su capacidad para resistir las fuerzas y desplazamientos que podrían ser causados por la licuefacción

El CDS refleja la variación en el riesgo sísmico en todo el país y se usa para permitir diferentes requisitos de métodos de análisis, longitudes de soporte mínimas, detalles de diseño de columnas y procedimientos de diseño de pilares y pilares.

Tabla 10: Particiones para las categorías de diseño sísmico A, B, C y D.

Value of $S_{D1} = F_v S_1$	CDS
$S_{D1} < 0.15$	A
$0.15 \leq S_{D1} < 0.30$	B
$0.30 \leq S_{D1} < 0.50$	C
$0.50 \leq S_{D1}$	D

Fuente: AASTHO LRFD Design Specifications 7th ed 2014

Los requisitos para cada uno de los CDS propuestos se deben tomar como se muestra en la Figura 12 y se describen a continuación. Tanto para puentes de un solo tramo como para puentes clasificados como CDS A, las conexiones se diseñarán para fuerzas específicas en requisitos de diseño para puentes de espacio único y en los requisitos de diseño para la categoría de diseño sísmico, respectivamente, y también cumplirán los requisitos de longitud de soporte mínima de los requisitos mínimos de longitud de soporte.

• CDS A

- a) No hay identificación de ERT según los requisitos de sistemas resistentes al terremoto (SRT) para CDSs C y D
- b) No hay análisis de demanda.
- c) No se requiere verificación de capacidad implícita.
- d) No se requiere diseño de capacidad.
- e) Requisitos mínimos de detalle para la longitud del soporte, la fuerza de diseño de la conexión de la superestructura / subestructura y la columna de acero transversal.
- f) No se requiere evaluación de licuefacción.

• CDS B

- g) Se debe considerar la identificación de ERT de acuerdo con los requisitos de sistemas resistentes al terremoto (SRT) para CDSs C y D
- h) Análisis de demanda.
- i) Se requiere verificación de capacidad implícita (desplazamiento, P- $\Delta$ , longitud de soporte).
- j) El diseño de la capacidad debe ser considerado para el corte de la columna; Deben considerarse controles de capacidad para evitar enlaces débiles en el ERT.
- k) CDS B nivel de detalle.

l) El control de licuefacción debe ser considerado para ciertas condiciones.

• CDS C

m) Identificación de ERT.

n) Análisis de demanda.

o) Se requiere verificación de capacidad implícita (desplazamiento, P-Δ, longitud de soporte)

p) Se requiere diseño de capacidad, incluido el requisito de corte de columna.

q) CDS C nivel de detalle.

r) Se requiere evaluación de licuefacción.

• CDS D

s) Identificación de ERT.

t) Análisis de demanda.

u) Capacidad de desplazamiento requerida mediante el análisis pushover (verifique P-Δ y la longitud del soporte).

v) Se requiere diseño de capacidad, incluido el requisito de corte de columna.

w) CDS D nivel de detalle.

x) Evaluación de licuefacción requerida.

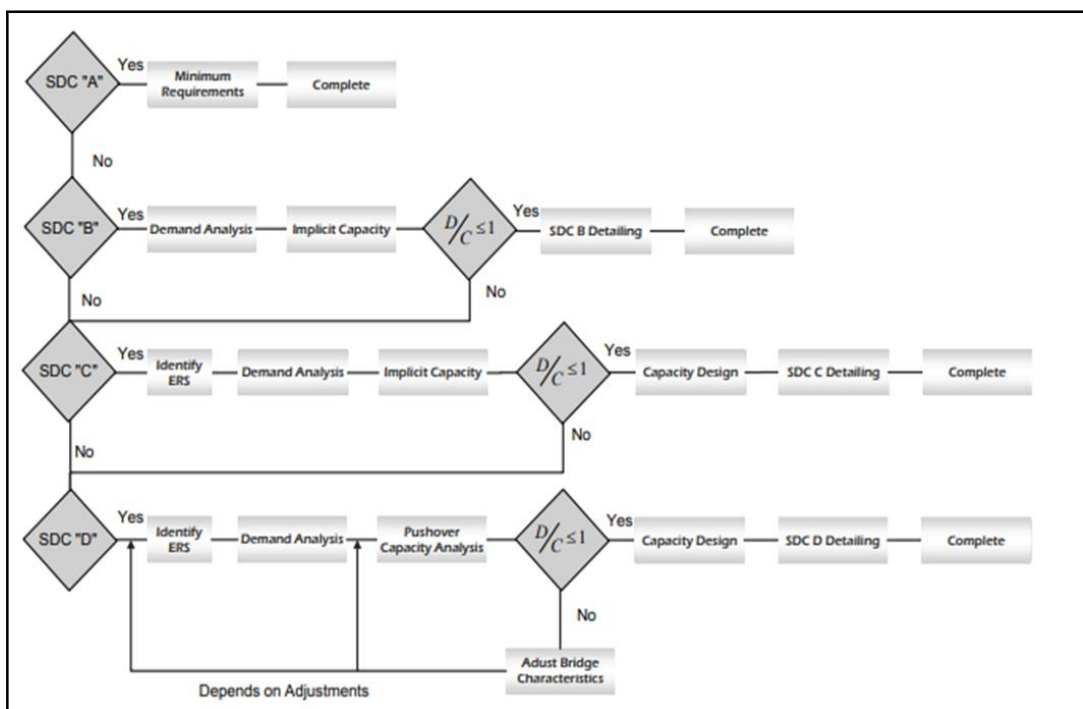


Figura 12: Diagrama de flujo del núcleo de la Categoría de Diseño Sísmico (SDC)

Fuente: AASTHO LRFD Design Specifications 7th ed 2014

#### 4.9. Criterio por desempeño

Los puentes deben diseñarse con el objetivo de la seguridad de la vida, el cual se debe tener en cuenta los riesgos sísmicos que corresponden a la probabilidad del 7% de excedencia en 75 años.

Se debe considerar que el puente después de un gran sismo puede sufrir importantes daños, pero este debe seguir en funcionamiento total y teniendo una probabilidad baja de colapso ya que no se puede interrumpir el servicio necesario de traslado.

Si el puente ha sufrido daños en la estructura se puede requerir un reemplazo parcial o completo del puente para que vuelva al funcionamiento normal.

Para los puentes se considerará los siguientes daños que consisten en:

- Agrietamiento,
- Refuerzo de los rendimientos,
- Gran desprendimiento de hormigón,
- Rendimiento extenso y pandeo local de columnas de acero,
- Pandeo global y local de tirantes de acero, y
- Grietas en la losa de la cubierta del puente en los postes de corte.

Estos daños pueden requerir el reemplazo parcial o completo de la estructura según sea requerido, en algunos casos pueden requerir el cierre parcial o total (carriles reducidos, tráfico de emergencia ligero) para reparar los daños de la estructura; el apuntalamiento puede ser requerido.

Se debe evitar el reemplazo de columnas y otros componentes de la estructura, ya que se debe evaluar los daños mínimos o moderados, en algunos casos se debe considerar la mejora del terreno ya que se debe limitar la cantidad de movimiento lateral del suelo.

## CAPÍTULO V: ANÁLISIS DE LOS DESPLAZAMIENTOS DE LA SUBESTRUCTURA

### 5.1. Selección del procedimiento de análisis para determinar la demanda sísmica y desplazamientos

Los requisitos mínimos para la selección de un método de análisis para determinar la demandas sísmicas y desplazamientos para un tipo de puente en particular se deben tomar como se especifica que es una función del número de vanos y distribuciones del peso y rigidez.

La aplicación se determinará por la “regularidad” de un puente (Tabla 11), que es una función del número de vanos, peso y rigidez.

Tabla 11: Procedimiento de análisis

Categoría de diseño sísmico	Puentes regulares con 2 a 6 tramos	Puentes no regulares con 2 o más tramos
A	No requerido	No requerido
B,C, o D	Procedimiento de uso 1 o 2	Procedimiento de uso 2

Fuente: AASTHO LRFD Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design

Luego de eso, se utilizarán los procedimientos de análisis especificados en la siguiente Tabla 12:

Tabla 12: Descripción de los procedimientos de análisis

Número de procedimiento	Descripción
1	Estático equivalente
2	Análisis dinámico elástico.
3	Tiempo de historia

Fuente: AASTHO LRFD Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design

De igual manera cualquier puente que no cumpla con los requerimientos mencionados en la siguiente tabla se considerará no regular (Tabla 13)

Tabla 13: Requisitos de puentes regulares

Parámetro	Valor				
	2	3	4	5	6
Numero de tramos	2	3	4	5	6
Ángulo máximo pretendido (puente curvo)	30°	30°	30°	30°	30°
Relación de longitud de tramo máximo de tramo a tramo	3	2	2	1.5	1.5
Relación máxima de rigidez de flexión / perforación de tramo a tramo, excluyendo pilares	-	4	4	3	2

Fuente: AASTHO LRFD Guide Specifications for LRFD  
Seismic Bridge Design

## 5.2. Capacidad de desplazamiento

La demanda de desplazamiento puede tomarse de forma conservadora como el desplazamiento doblado, incluido el aporte de flexibilidad de los cimientos, la superestructura o ambos.

El objetivo del análisis de verificación de la capacidad de desplazamiento es determinar el desplazamiento en el que los elementos resistentes al terremoto logran su capacidad de deformación inelástica. Los estados de daño se definen por los límites de deformación locales, como la rotación de la bisagra de plástico, el asentamiento de la zapata o el levantamiento, o el desplazamiento del pilar. El desplazamiento puede estar limitado por la pérdida de capacidad, ya sea por la degradación de la resistencia en grandes deformaciones inelásticas o por los efectos de P.

Para pilares o curvas simples, la capacidad de desplazamiento máxima puede evaluarse mediante cálculos manuales utilizando el mecanismo definido y las deformaciones máximas permitidas de las bisagras de plástico. Si la interacción entre la fuerza axial y el momento es significativa, es necesaria la iteración para determinar el mecanismo.

Para muelles o cimientos más complicados, la capacidad de desplazamiento puede evaluarse utilizando un procedimiento de análisis estático no lineal (análisis pushover).

Se requiere la verificación de la capacidad de desplazamiento para muelles o dobleces individuales. Aunque se reconoce que la redistribución de la fuerza puede ocurrir a medida que aumenta el desplazamiento, en particular para los marcos con pilares de diferente rigidez y resistencia, el objetivo de la verificación de capacidad

es determinar la capacidad de desplazamiento máxima de cada muelle.

La capacidad de desplazamiento debe compararse con un análisis de demanda elástico, que considera los efectos de la rigidez diferente. Las propiedades del material esperadas se utilizan para la verificación de la capacidad de desplazamiento.

La definición de demanda de desplazamiento permite la inclusión de flexibilidades de cimentación y superestructura para CDS B y C como una cuestión de conveniencia analítica para que los resultados del análisis global puedan usarse directamente después de la resolución a los ejes de la subestructura local. Esto es conservador (Figura 13).

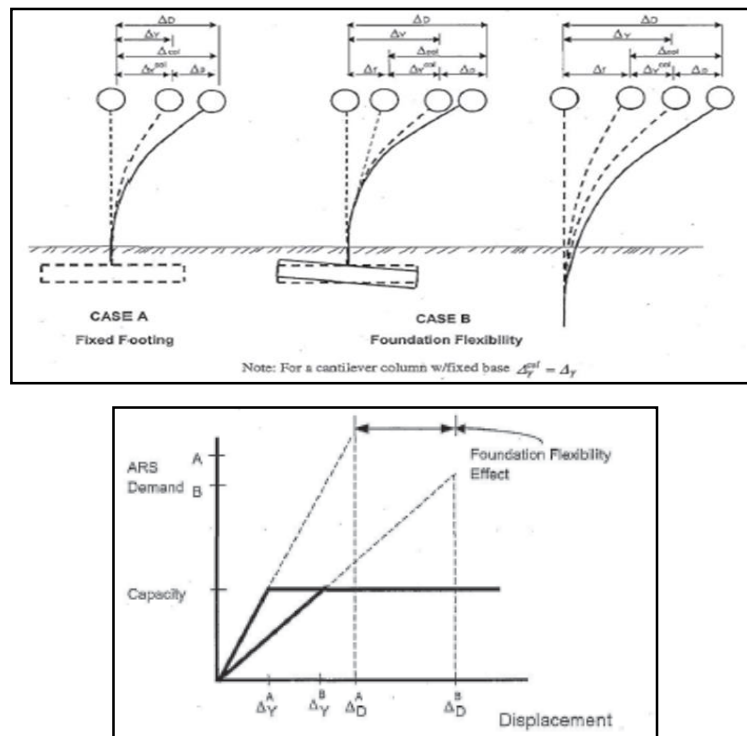


Figura 13: Efectos de las flexibilidades de Foundation y Bent Cap en la relación de fuerza-desviación para un marco doblado (Caltrans, 2006)

Fuente: AASTHO LRFD Design Specifications 7th ed 2014

### 5.3. Capacidad de desplazamiento local CDS D

El Procedimiento Estático No Lineal (NSP, por sus siglas en inglés), comúnmente denominado análisis de "pushover", se utilizará para determinar las capacidades confiables de desplazamiento de una estructura o marco cuando alcanza su límite de estabilidad estructural. La capacidad de desplazamiento determinada para CDS C se puede usar en lugar del análisis pushover. NSP es un análisis lineal incremental que captura el comportamiento no lineal general de los elementos, incluidos los efectos



del suelo, empujándolos lateralmente para iniciar una acción plástica. Cada incremento de carga empuja el marco lateralmente, a través de todas las etapas posibles, hasta que se logra el mecanismo de colapso potencial.

Debido a que el modelo analítico utilizado en el análisis pushover explica la redistribución de las acciones internas ya que los componentes responden de manera inelástica, se espera que NSP proporcione una medida de comportamiento más realista que la que se puede obtener de los procedimientos de análisis elástico.

Este procedimiento de diseño es un elemento clave en el desarrollo filosófico de estas Directrices. El método de análisis pushover se ha visto cada vez más utilizado a lo largo de la década de 1990, especialmente en el programa de adaptación sísmica de Caltrans. Este método de análisis proporciona información adicional sobre las demandas de deformación esperadas de las columnas y los cimientos y, como tal, le brinda al Diseñador una mayor comprensión del desempeño esperado del puente.

El método de análisis pushover se utiliza de dos maneras.

#### 5.4. Medrado de cargas previo al modelamiento

##### 5.4.1. Carga Muerta

Se considera el peso de todos los elementos de la sub estructura como pilares, viga cabezal, muñones de cabezal, etc. y no estructurales como barandas, carpeta asfáltica, tendones, etc. Se observa la isometría de la subestructura (Figura 14)

##### **Pesos específicos**

Concreto Armado	=	2.32	tn/m <sup>3</sup>
Concreto Simple	=	2.30	tn/m <sup>3</sup>
Asfalto	=	2.25	tn/m <sup>3</sup>
Tendón	=	7.749	tn/m <sup>3</sup>

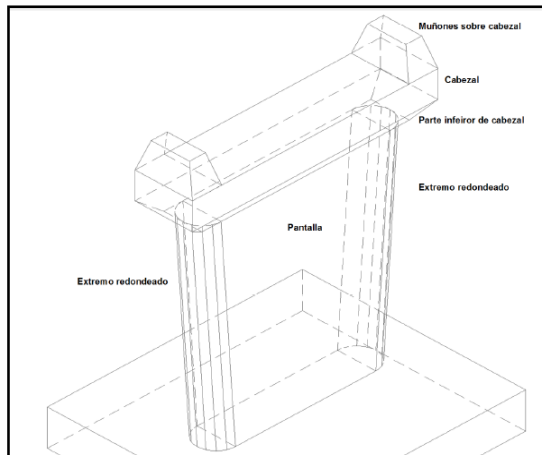


Figura 14: Isometría de la Sub estructura

Fuente: Elaboración Propia

Carga muerta sub estructura:

1) Muñones sobre cabezal (Figura 15)

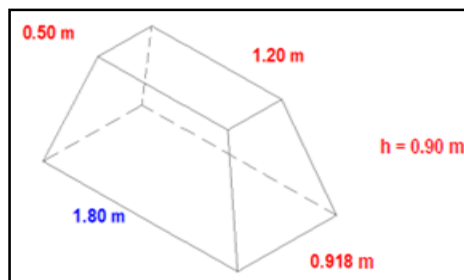


Figura 15: Isometría muñones sobre cabezal

Fuente: Elaboración Propia

h (m)	=	0.9
B (m <sup>2</sup> )	=	1.65
b (m <sup>2</sup> )	=	0.6
Volumen (m <sup>3</sup> )	=	0.97

Cantidad. de muñones = 4

**Peso total de muñones = 9.05 Tn.**

2) Cabezal (Figura 16)

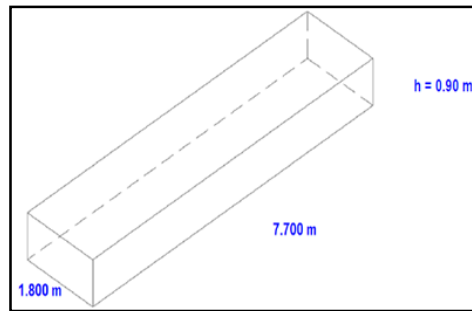


Figura 16: Isometría cabezal

Fuente: Elaboración Propia

$$\begin{aligned} h \text{ (m)} &= 0.9 \\ L \text{ (m)} &= 7.7 \\ a \text{ (m)} &= 1.8 \\ \text{Volumen (m}^3\text{)} &= 12.47 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cantidad de cabezales} &= 2 \\ \text{Peso total de cabezales} &= \mathbf{57.95 \text{ Tn.}} \end{aligned}$$

3) Parte inferior de cabezal (Figura 17)

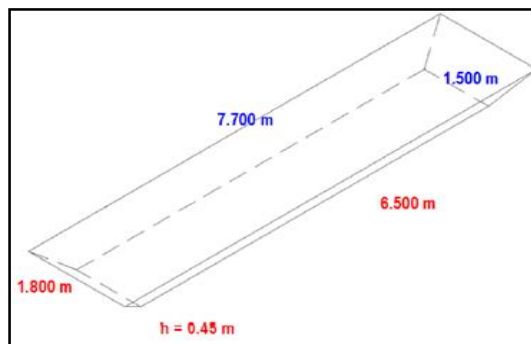


Figura 17: Isometría parte inferior de cabezal

Fuente: Elaboración Propia

$$\begin{aligned} h \text{ (m)} &= 0.45 \\ B \text{ (m}^2\text{)} &= 13.86 \\ b \text{ (m}^2\text{)} &= 9.75 \\ \text{Volumen (m}^3\text{)} &= 5.29 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cantidad parte inferior de cabezal} &= 2 \\ \text{Peso total de parte inferior de cabezal} &= \mathbf{24.55 \text{ Tn.}} \end{aligned}$$

4) Pantalla, sin considerar extremos semicirculares (Figura 18)

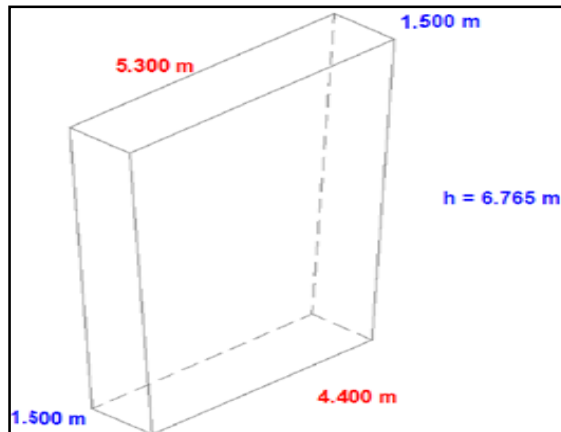


Figura 18: Isometría pantalla (sin considerar extremos semicirculares)

Fuente: Elaboración Propia

h (m)	=	6.765
B (m <sup>2</sup> )	=	7.95
b (m <sup>2</sup> )	=	6.6
Volumen (m <sup>3</sup> )	=	49.22
Cantidad de pantallas	=	2
<b>Peso total de pantallas</b>	=	<b>228.63 Tn.</b>

5) Extremos redondeados (Figura 19)

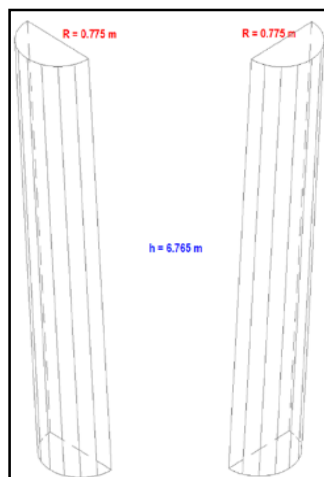


Figura 19: Isometría extremos redondeados

Fuente: Elaboración Propia

$h$  (m) = 6.765  
 $R$  (m) = 0.775  
 $A$  (m<sup>2</sup>) = 0.94  
 Volumen (m<sup>3</sup>) = 6.38

Cantidad de extremos redondos = 4  
**Peso total de extremos redondos = 59.30 Tn.**

6) Viga cajón, sección grande (Figura 20)

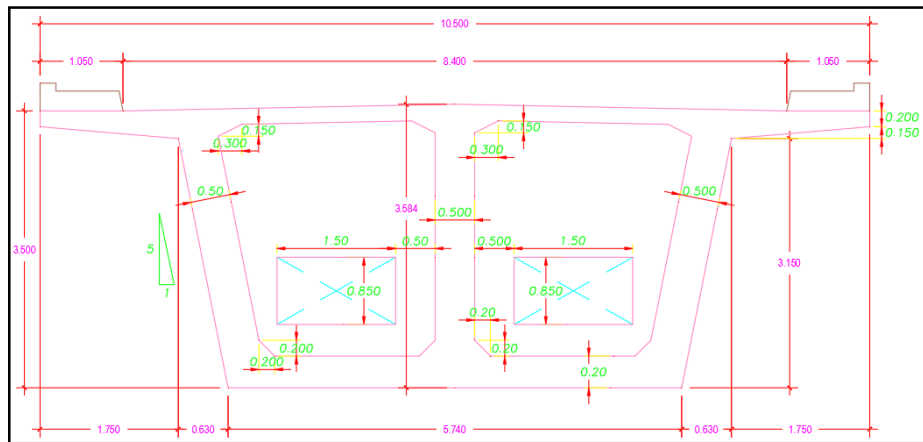


Figura 20: isometría viga cajón (grande)

Fuente: Elaboración Propia

Área total (m<sup>2</sup>) = 13.173  
 Áreas vacías (m<sup>2</sup>) = 5.538  
 Total área (m<sup>2</sup>) = 7.635

7) Viga cajón (Figura 21)

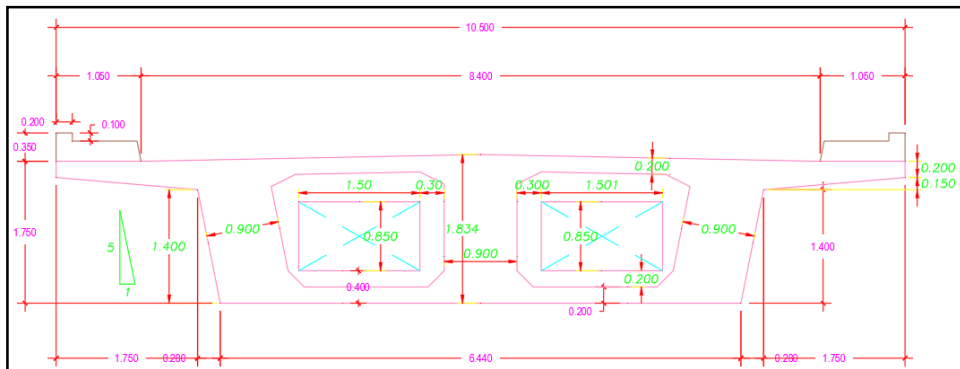


Figura 21: Isometría viga cajón (pequeño)

Fuente: Elaboración Propia

Área total promedio de las dos vigas (m <sup>2</sup> )	=	8.048	
Volumen total (m <sup>3</sup> )	=	1207.95	
Variación de ancho (m)	=	0.4	
Variación de peralte (m)	=	1.75	
Largo (m)	=	149	
Total de anchos	=	3	
Volumen (m <sup>3</sup> )	=	312.9	
Total peso de variación	=	726.773	Tn.
<b>Peso total de vigas cajón</b>	=	<b>3532.48</b>	<b>Tn.</b>

Carga muerta no estructural:

8) Barandas (Figura 22)

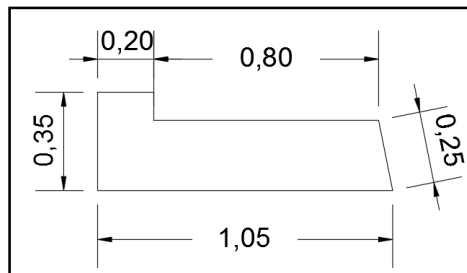


Figura 22: Isometría barandas

Fuente: Elaboración Propia

Largo (m)	=	150
Área total (m <sup>2</sup> )	=	23.83
Áreas vacías (m <sup>2</sup> )	=	15.37
Total área (m <sup>2</sup> )	=	8.46

Área (m <sup>2</sup> )	=	0.276
Volumen (m <sup>3</sup> )	=	41.40

Cantidad de barandas	=	2
<b>Peso total de barandas</b>	=	<b>192.32 Tn.</b>



	Longitud	Cantidad	Longitud total
Tendón N° 1	57.456 (m)	4	229.824 (m)
Tendón N° 2	58.43 (m)	4	233.72 (m)
Tendón N° 3	150.926 (m)	1	150.926 (m)
Tendón N° 4	42.102 (m)	1	42.102 (m)
Tendón N° 5	42.011 (m)	1	42.011 (m)
Tendón N° 6	33.025 (m)	4	132.1 (m)
<b>Total</b>	<b>383.95 (m)</b>	<b>15</b>	<b>830.683 (m)</b>

Diámetro (m) = 0.0287  
 Área (m<sup>2</sup>) = 0.00065  
 Longitud total (m) = 830.68  
 Volumen (m<sup>3</sup>) = 0.54

**Peso total de tendones = 4.16 Tn.**

#### 10) Carpeta asfáltica (Figura 24)

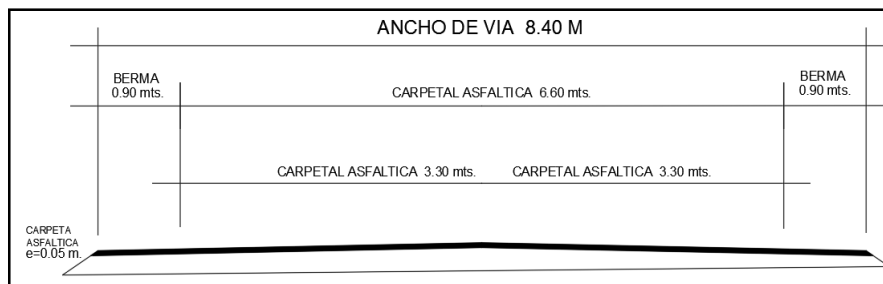


Figura 24: Carpeta Asfáltica

Fuente: Elaboración Propia

Ancho (m) = 8.4  
 Largo (m) = 150  
 Espesor (m) = 0.05  
 Volumen (m<sup>3</sup>) = 63.00

**Peso total de carpeta asfáltica = 141.75 Tn.**



### Resumen de cargas (masa)

Peso total de viga cabezal	=	91.55 Tn.
Peso total de pilar	=	287.92 Tn.
Peso total de viga cajón	=	3532.48 Tn.
Peso total de tendón	=	4.16 Tn.

<b>Masa total de puente riecito</b>	<b>=</b>	<b>3916.12 Tn.</b>
-------------------------------------	----------	--------------------

### Resumen de cargas (peso)

Peso total de viga cabezal	=	91.55 Tn.
Peso total de pilar	=	287.92 Tn.
Peso total de viga cajón	=	3532.48 Tn.
Peso total de baranda	=	192.32 Tn.
Peso total de tendón	=	4.16 Tn.
Peso total de carpeta asfáltica	=	141.75 Tn.
Peso de la carga viva	=	154.567 Tn.

<b>Peso de carga muerta del puente riecito</b>	<b>=</b>	<b>4250.19 Tn.</b>
<b>Peso de carga viva del puente</b>	<b>=</b>	<b>154.57 Tn.</b>
<b>Peso total del puente riecito</b>	<b>=</b>	<b>4404.75 Tn.</b>

## 5.5. Modelamiento del Puente

### 5.5.1. Geometría del Puente (Figura 25)

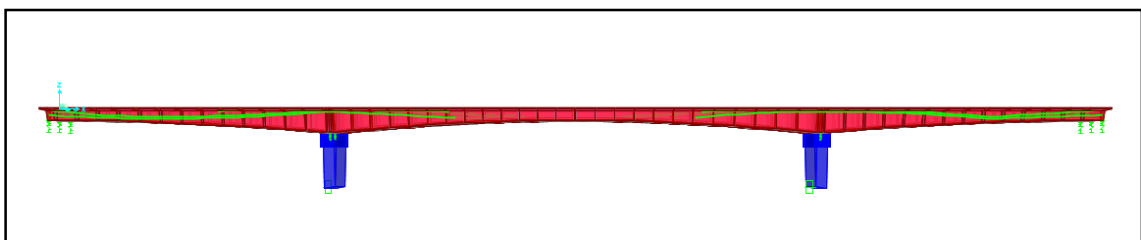


Figura 25: Sección del Puente Riecito en el Csi Bridge

Fuente: Elaboración Propia

### 5.5.2. Materiales

Se asignaron los siguientes tipos de concreto para el modelamiento del puente Riecito (Figura 26).

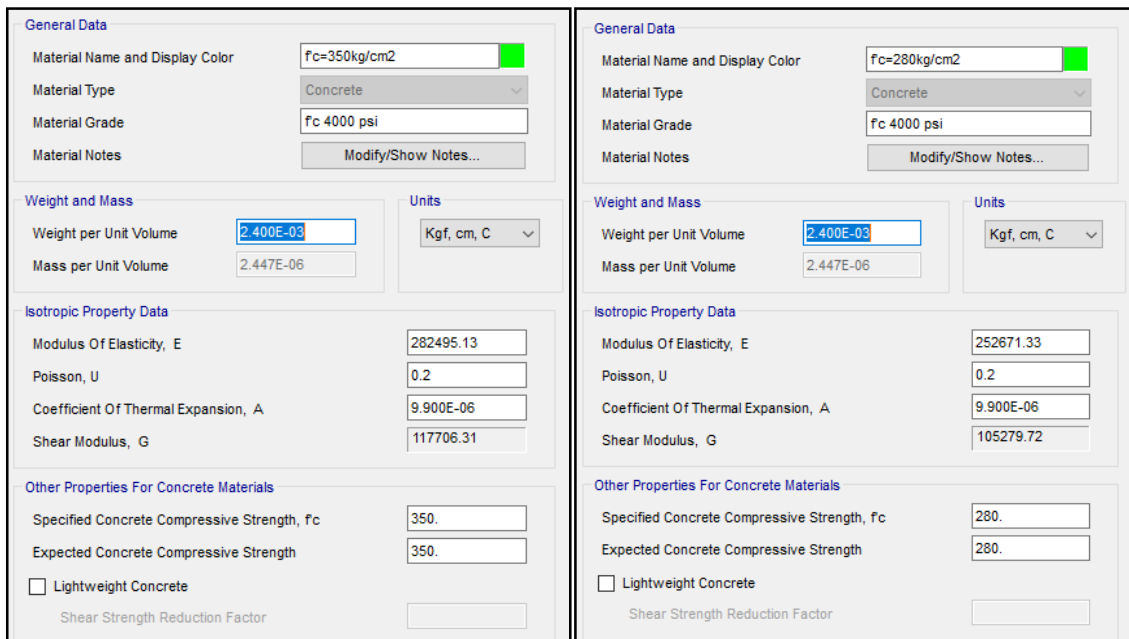


Figura 26: Material  $f'c=280\text{kg/cm}^2$  y  $350\text{ kg/cm}^2$

Fuente: Elaboración Propia

### 5.5.3. Secciones del Puente

Se definió la sección variable de la viga cajón, siendo de menor peralte en los estribos y en los centros de luz de cada tramo, el de mayor peralte se encuentra en los pilares (Figura 27 y 28)

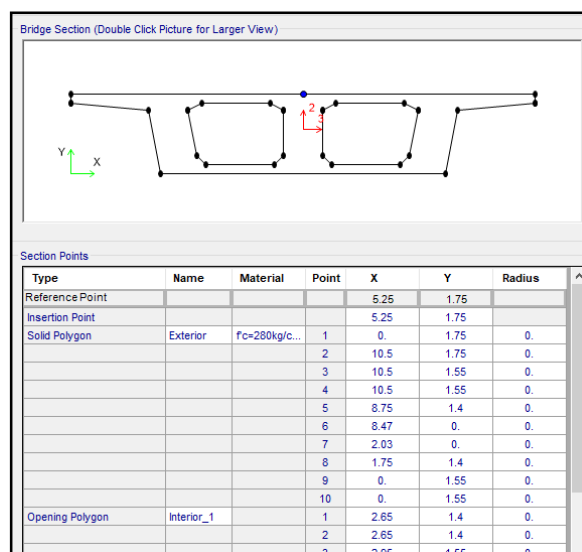


Figura 27: Sección de la viga cajón sobre estribo

Fuente: Elaboración Propia

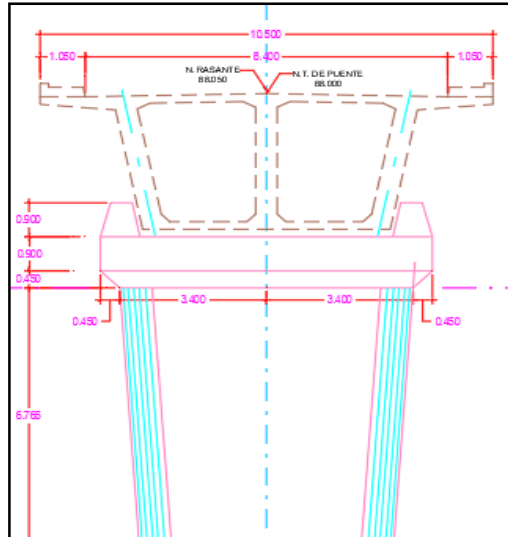


Figura 28: Tablero del puente

Fuente: Elaboración Propia

Se definió la sección variable de los pilares del puente Riecito según el plano E-03 del anexo 04 de la presente tesis (Figura 29, 30, 31 y 32)

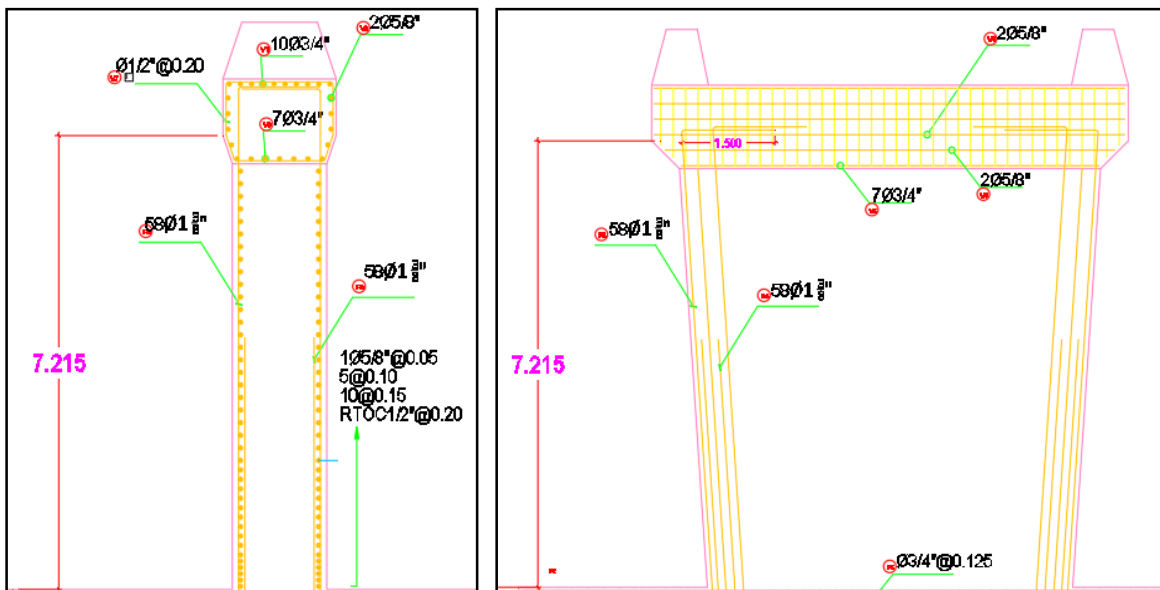


Figura 29: Pilar Central 1 y 2

Fuente: Elaboración Propia

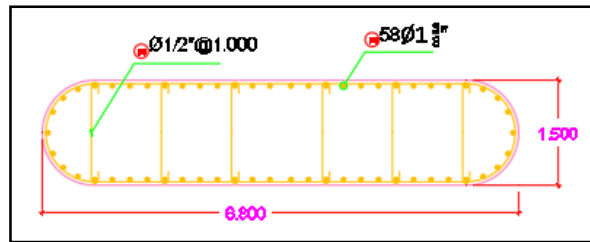


Figura 30: Sección mayor de Pilar N° 1 y N° 2

Fuente: Elaboración Propia

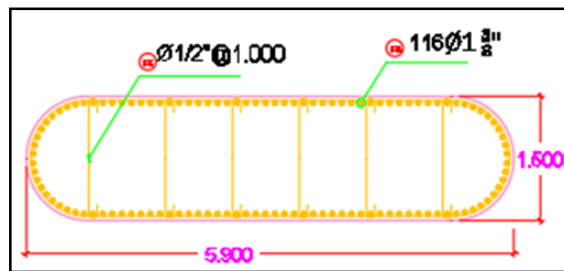


Figura 31: Sección menor de Pilar N° 1 y N° 2

Fuente: Elaboración Propia

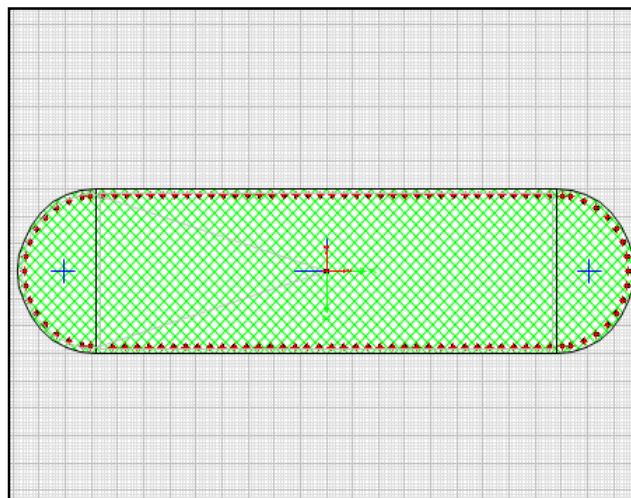


Figura 32. Sección de pilar y acero de refuerzo

Fuente: Elaboración Propia

#### 5.5.4. Variación del peralte de la viga cajón:

Se asignaron las variaciones de los peraltes de la viga cajón, 1.75m si se encuentra sobre estribo y 3.5m si se encuentra sobre pilar (Figura 33).

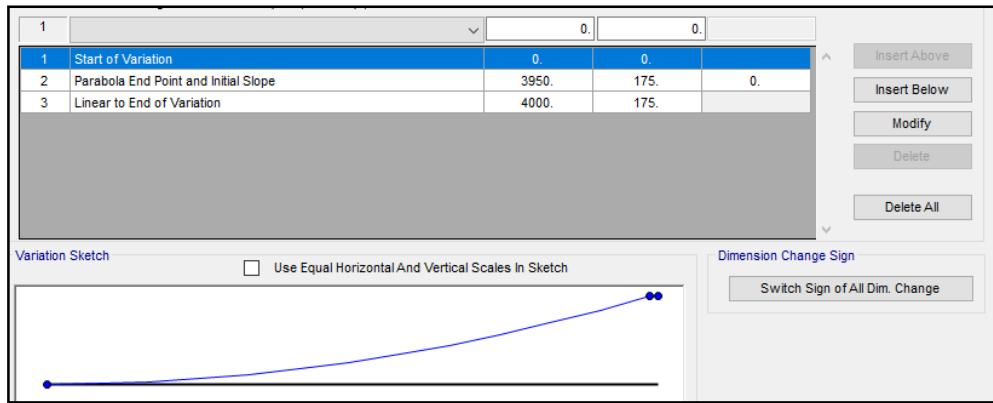


Figura 33: Asignación de sección viga cajón variable

Fuente: Elaboración Propia

### 5.5.5. Asignación de cargas

Se asignaron las siguientes cargas al puente Riecito (Figura 34).

PESO PROPIO	Dead	1
BARRERA	Dead Manufacture	0
CARPETA ASFÁLTICA	Wearing Surface	0
PRETENSADO	Prestress	0
FUERZA LATERAL	Other	0

Figura 34: Cargas asignadas al puente

Fuente: Elaboración Propia

### 5.5.6. Asignación de espectro de respuesta

Según lo calculado en el capítulo VI se ingresaron los valores al modelamiento según la categoría de diseño sísmico para el análisis estático lineal y estático no lineal pushover.

## 5.6. Capacidad/ Demanda

Según lo mencionado en el ítem 4.3.1, para el cálculo de la demanda (espectro de respuesta) y la capacidad (análisis no lineal estático pushover) se obtuvieron los siguientes resultados.

Para un  $T_r = 1000$  años

Al realizar el análisis pushover podemos darnos cuenta que la demanda es menor a la capacidad teniendo un ratio de 0.25 (Tabla 14)

Tabla 14: D/C Tr= 1000 años, Pilar en eje longitudinal y transversal

<b>PUENTE VIGA LOSA</b>	<b>CDS</b>	<b>Tramo</b>	<b>Estación</b>	<b>Dirección</b>	<b>Demanda</b>	<b>Capacidad</b>	<b>D/C</b>	<b>Estado</b>
PUENTE VIGA LOSA	D	tramo 1	40	TRANS	0.015369	0.061478	0.3	Finalizado
PUENTE VIGA LOSA	D	tramo 1	40	LONG	0.097131	0.388519	0.3	Finalizado
PUENTE VIGA LOSA	D	tramo 2	110	TRANS	0.015368	0.061474	0.3	Finalizado
PUENTE VIGA LOSA	D	tramo 2	110	LONG	0.097129	0.388512	0.3	Finalizado

Fuente: Elaboración Propia

Para un Tr= 475 años

Al realizar el análisis pushover se obtiene que la demanda es menor a la capacidad teniendo una ratio de 0.18 (Tabla 15)

Tabla 15: D/C Tr= 475 años, Pilar en eje longitudinal y transversal

<b>PUENTE VIGA LOSA</b>	<b>CDS</b>	<b>Tramo</b>	<b>Estación</b>	<b>Dirección</b>	<b>Demanda</b>	<b>Capacidad</b>	<b>D/C</b>	<b>Estado</b>
PUENTE VIGA LOSA	C	tramo 1	40	TRANS	0.010839	0.061478	0.2	Finalizado
PUENTE VIGA LOSA	C	tramo 1	40	LONG	0.071569	0.388519	0.2	Finalizado
PUENTE VIGA LOSA	C	tramo 2	110	TRANS	0.010839	0.061474	0.2	Finalizado
PUENTE VIGA LOSA	C	tramo 2	110	LONG	0.071567	0.388512	0.2	Finalizado

Fuente: Elaboración Propia

### 5.7. Desplazamientos

Para poder determinar la capacidad de desplazamiento, debemos obtener la curva de capacidad del puente en cada pilar, donde se verá la fuerza cortante de diseño en función del desplazamiento.

### 5.7.1. Curva de Capacidad

Para un  $T_r = 1000$  años

Eje longitudinal: La figura 35 nos muestra en la dirección X del puente en estudio, que en el pilar del primer tramo tenemos una capacidad máxima de 1420 toneladas y un desplazamiento de 9.00 cm.

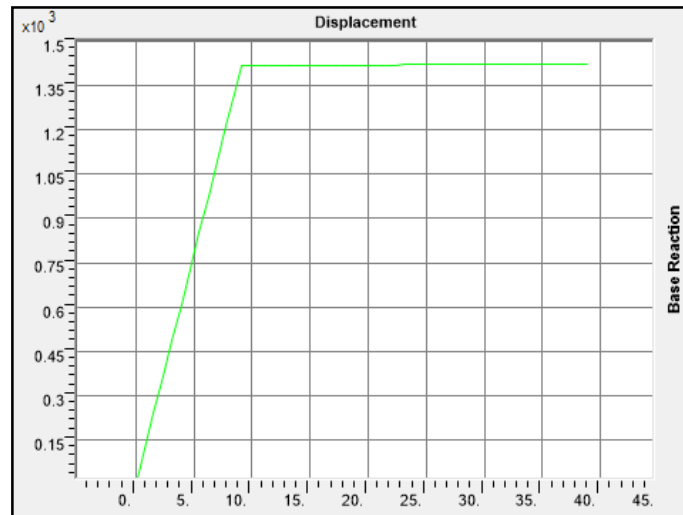


Figura 35: Fuerza cortante (ton) vs Desplazamiento (cm) Eje Long. Pilar 1er Tramo

Fuente: Elaboración Propia

Eje Transversal: La figura 36 nos muestra en la dirección Y del puente en estudio, que en el pilar del primer tramo tenemos una capacidad máxima de 3048 toneladas y un desplazamiento de 6.08 cm.

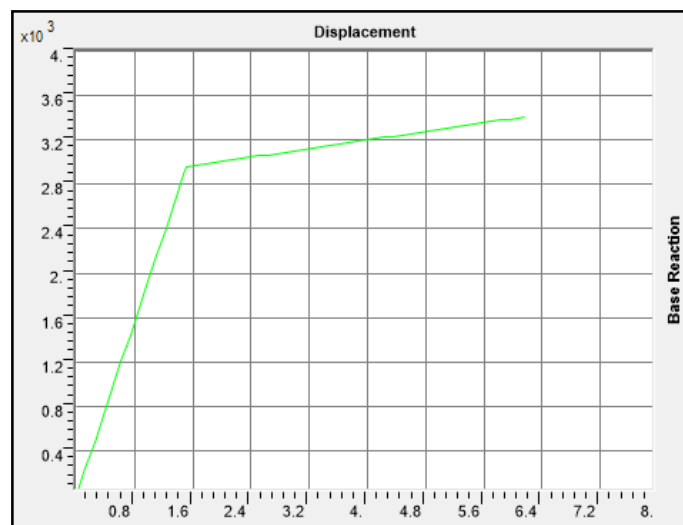


Figura 36: Fuerza cortante (ton) vs Desplazamiento (cm) Eje Trans. Pilar 1er Tramo

Fuente: Elaboración Propia

Eje longitudinal: La figura 37 nos muestra en la dirección X del puente en estudio, que en el pilar del segundo tramo tenemos una capacidad máxima de 1420 toneladas y un desplazamiento de 9.00 cm.



Figura 37: Fuerza cortante (ton) vs Desplazamiento (cm) Eje Long. Pilar 2do Tramo

Fuente: Elaboración Propia

Eje Transversal: La figura 38 nos muestra en la dirección Y del puente en estudio, que en el pilar del segundo tramo tenemos una capacidad máxima de 3048 toneladas y un desplazamiento de 6.17 cm.

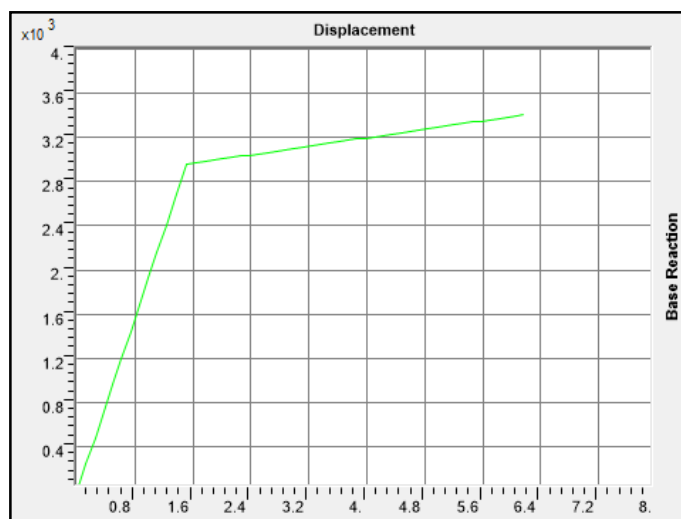


Figura 38: Fuerza cortante (ton) vs Desplazamiento (cm) Eje Trans. Pilar 2do Tramo

Fuente: Elaboración Propia



## CAPÍTULO VI: COMPORTAMIENTO DE LA ROTULA PLASTICA

### 6.1. Capacidad de diseño

Los principios de diseño de capacidad requieren que aquellos componentes que no participan como parte del sistema primario de disipación de energía, típicamente rótulas en flexión en columnas sobre el suelo o, en algunos casos, rótulas en flexión de ejes perforados, curvas de pilotes empotrados en paredes sólidas, etc.. Los componentes incluyen la superestructura, las juntas y las vigas de la tapa, las zapatas extendidas, las tapas de los pilotes y los cimientos. Esto se logra asegurando el momento máximo y el corte de las bisagras de plástico en la columna, teniendo en cuenta que la resistencia excesiva puede resistirse elásticamente mediante elementos adyacentes

El principal objetivo es que las deformaciones inelásticas (rótulas plásticas) se produzcan en la ubicación de las columnas (parte superior, inferior o ambas) donde se puede inspeccionar y reparar fácilmente.

### 6.2. Longitud analítica de la rótula plástica

La longitud analítica de la rótula plástica en columnas,  $L_p$ , se tomará como la longitud equivalente de la columna sobre la cual se supone que la curvatura plástica es constante para estimar la rotación plástica. El desplazamiento plástico de un miembro equivalente desde el punto de momento máximo hasta el punto de contra flexión se determinará sobre la base de la rotación plástica. En la Figura 39 se observa las zonas de rótula plástica.

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

Ecuación 9: Longitud de rotula plástica

Dónde:

$L_p$  = Longitud de la rótula plástica

$L$  = Longitud de la columna desde el punto de momento máximo hasta el punto de momento contraflexión (in.)

$f_{ye}$  = Resistencia elástica esperada de las barras de acero de refuerzo de la columna longitudinal (ksi)

$d_b$  = diámetro nominal de la columna longitudinal de acero de refuerzo (in.)

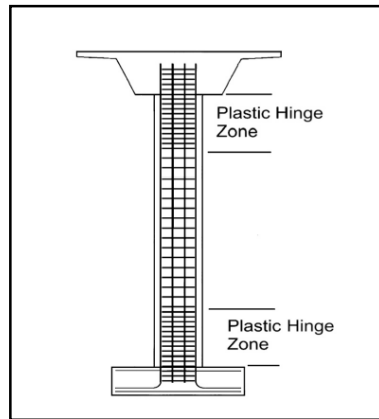


Figura 39: Zona de rótula plástica

Fuente: FHWA -NHI15-004

El objetivo del diseño convencional es que la deformación inelástica (rótula plástica) se produce en la ubicación de las columnas (parte superior o inferior o ambas) donde se pueden inspeccionar y reparar fácilmente (Figura 40 y 41). Para lograr este objetivo, todos los miembros conectados a las columnas, la capacidad de corte de la columna y todos los miembros en la ruta de carga desde la superestructura hasta la base, deben ser capaz de transmitir la fuerza máxima (sobre fuerza).

Efectos desarrollados por las rótulas plásticas en las columnas. Las excepciones a la necesidad de diseño de capacidad de elementos de conexión son:

- Donde se utiliza el diseño de aislamiento sísmico.
- En la dirección transversal de las columnas cuando se utiliza un diafragma dúctil.

- Respuesta transversal

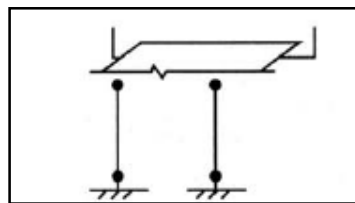


Figura 40: Rótulas plásticas en lugares inspeccionables.

Fuente: AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design, 2011

- Respuesta transversal o longitudinal

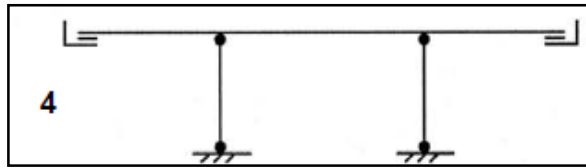


Figura 41: Rótulas plásticas en lugares inspeccionables.

Fuente: AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design, 2011

Para poder determinar la longitud de la rótula plástica se debe determinar la capacidad del esfuerzo esperado del acero longitudinal.

#### 6.2.1. Modelado del acero de refuerzo.

Según el manual de las especificaciones de diseños sísmico del AASTHO, el acero de refuerzo debe modelarse con una relación tensión-deformación (Figura 42) que exhibe una porción elástica inicial, una meseta de fluencia y un rango de endurecimiento por deformación en el que la tensión aumenta con la deformación (Tabla 16), dentro de la región elástica, el módulo de elasticidad,  $E_s$ , se tomará como 29 000 ksi.

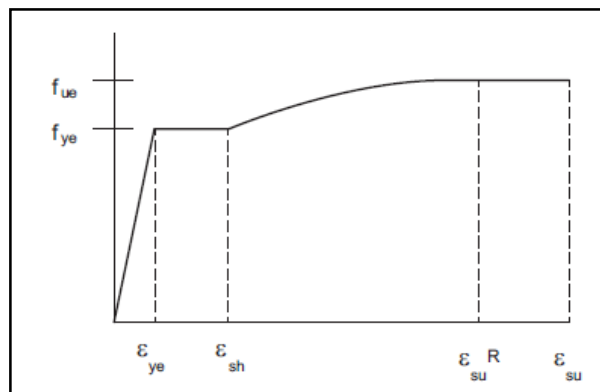


Figura 42: Modelo de refuerzo de tensión y tensión de acero

Fuente: AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design, 2011

Tabla 16: Propiedades de tensión de las barras de acero de refuerzo

Property	Notation	Bar Size	ASTM A 706	ASTM A 615 Grade 60
Specified minimum yield stress (ksi)	$f_y$	#3–#18	60	60
Expected yield stress (ksi)	$f_{ye}$	#3–#18	68	68
Expected tensile strength (ksi)	$f_{ue}$	#3–#18	95	95
Expected yield strain	$\epsilon_{ye}$	#3–#18	0.0023	0.0023
Onset of strain hardening	$\epsilon_{sh}$	#3–#8	0.0150	0.0150
		#9	0.0125	0.0125
		#10 & #11	0.0115	0.0115
		#14	0.0075	0.0075
		#18	0.0050	0.0050
Reduced ultimate tensile strain	$\epsilon_{su}^R$	#4–#10	0.090	0.060
		#11–#18	0.060	0.040
Ultimate tensile strain	$\epsilon_{su}$	#4–#10	0.120	0.090
		#11–#18	0.090	0.060

Fuente: AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design, 2011

Según lo obtenido el esfuerzo esperado del acero ( $f_{ye}$ ) es de 68 ksi. Las rótulas se calcularon de acuerdo a la metodología Caltrans, que es la longitud equivalente de la columna sobre la cual se supone que la curvatura plástica es constante para estimar la rotación plástica y está dada por:

	Datos		Conversión			Unidades
L =	746.10	cm	7.461	3.28	24.478	ft
$f_{ye}$ =	4,700.00	kg/cm <sup>2</sup>	460.603685	0.15	66.851	Ksi
$d_{bl}$ =	1.38	in		0.083333	0.11458	ft

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

$$L_p = 0.08 * 24.478 + 0.15 * 66.85 * 0.11458$$

$$L_p = 3.107 \text{ ft}$$

$$L_p = 0.3 f_{ye} d_{bl}$$

$$L_p = 0.3 * 66.85 * 0.1146$$

$$L_p = 2.298 \text{ ft}$$

Escogemos la menor distancia y vemos que porcentaje es del total.  $L_p = 9.39\% L$  (Figura 43)

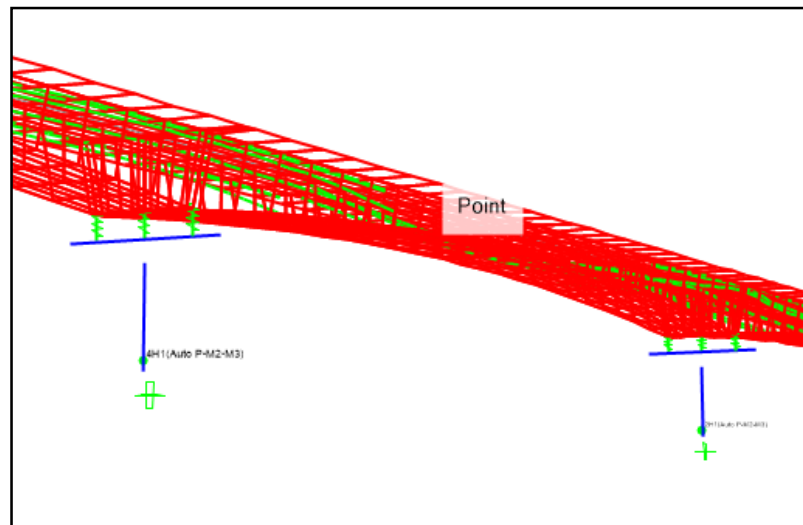


Figura 43: Asignación de rótulas

Fuente: Elaboración Propia

### 6.3. Rodamientos con elastoméricos reforzados con acero.

Los apoyos elastoméricos deben ser diseñados y fabricados para acomodar los movimientos de traslación en cualquier dirección y los movimientos de rotación sobre cualquier eje por deformación elástica, con la finalidad de transmitir de forma correcta de un componente estructural a otro, las fuerzas de diseño sobre cualquier eje por deformación elástica, con la finalidad de transmitir de forma correcta, de un componente estructural a otro. Los cojinetes elastoméricos reforzados con acero se tratan por separado de otros cojinetes elastoméricos debido a su mayor resistencia y rendimiento superior en la práctica (Roeder et al., 1987; Roeder y Stanton, 1991).

#### 6.3.1. Factor de Forma

Según el factor de forma de una capa de un rodamiento elastomérico, Si, se tomará como el área del plano de la capa dividida por el área del perímetro libre de abultamiento. A menos que se indique lo contrario, los valores de Si y hri que se utilizarán para el diseño de rodamientos elastoméricos reforzados con acero serán los de una capa interna. Para rodamientos rectangulares sin agujeros, el factor de forma de una capa se puede tomar como:

$$S_i = \frac{LW}{2h_{ri}(L+W)}$$

Ecuación 10: Factor de Forma

Dónde:

Si= Factor de forma (pulg)

L= Dimensión en planta del rodamiento perpendicular al eje de rotación considerado (generalmente paralelo al longitudinal global eje del puente) (pulg.)

W= Dimensión del plano del rodamiento paralelo al eje de rotación considerado (generalmente paralelo al eje del puente transversal global) (pulg.)

hri= Espesor de la i-ésima capa elastomérica (pulg.)

El cálculo del neopreno se determina según las cargas muertas y vivas según el esfuerzo que generan sobre una determinada área.

Carga muerta: 1780 ton

Carga viva: 309.14 ton

Debido a la carga muerta alta se realizará en 6 secciones de neopreno (Figura 44).

Pdc= 296.67 ton

Pl= 51.52 ton

Longitud perpendicular al eje del puente	L= 400 mm
Longitud paralela al eje del puente.	w= 1000 m
Espesor total del dispositivo de apoyo	ht= 140.5 mm
Espesor de plancha de refuerzo	hri= 13 mm
Espesor de plancha de refuerzo extremo <0.7hri	hre= 7 mm
Espesor de placa metálica	hs= 2.5 mm
Número de capas interiores de Neopreno	Para n= 8
Altura total (considerando las planchas metálicas)	ht= 140.5 mm
Altura total (sin considerar las planchas metálicas)	hrt= 118 mm
Área del neopreno	A= 0.4 m <sup>2</sup>
Esfuerzo de compresión en servicio	σS= 870.48 ton/m <sup>2</sup>

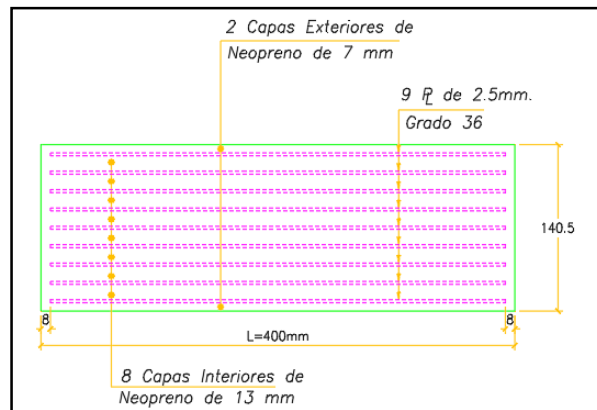


Figura 44: Neopreno

Fuente: Elaboración Propia

Neopreno	Grado: A	Dureza: 70	
Factor de forma lámina interior	$S_i =$	10.99	
Factor de forma lámina exterior	$S_e =$	20.41	
Requisito de forma método A	$S_i^2/n =$	15.09	< 22.00      cumple

### 6.3.2. Propiedades de los materiales

Los materiales de tipo elastomérico para PEP, FGP y rodamientos elastoméricos reforzados con acero deberán cumplir los siguientes requisitos:

- El elastómero debe tener un módulo de corte especificado entre 0.080 y 0.175 ksi. Debe cumplir con los requisitos de la Sección 18.2 de las Especificaciones de construcción de puentes AASHTO LRFD y AASHTO M 251.

Se seguirán los criterios de aceptación en AASHTO M 251 que:

- Permite una variación de  $\pm 15$  por ciento del valor especificado para el módulo de corte de acuerdo con los párrafos primero y segundo de este Artículo, y
- No permite un módulo de corte por debajo de 0.080 ksi. Para fines de diseño, el módulo de corte se tomará como el menos favorable de los valores en los rangos descritos anteriormente.

Excepto lo que se indica a continuación:

- La dureza en la escala Shore A se puede utilizar como base para la especificación del material del rodamiento.
- El módulo de corte especificado para PEP, FGP y rodamientos elastoméricos reforzados con acero con un PTFE o un deslizador equivalente en la parte superior del rodamiento debe estar entre 0.080 ksi y 0.250 ksi o el valor nominal la dureza deberá estar entre 50 y 70 en la escala Shore A.
- El módulo de corte especificado para rodamientos elastoméricos reforzados con acero sin PTFE o deslizador equivalente en la parte superior del rodamiento deberá estar entre 0.080 y 0.175 ksi o la dureza nominal deberá estar entre 50 y 60 en la escala de la orilla A (Tabla 17).

Tabla 17: Propiedad correlativa de los materiales

	Hardness (Shore A)		
	50	60	70 <sup>1</sup>
Shear Modulus @ 73°F (ksi)	0.095–0.130	0.130–0.200	0.200–0.300
Creep deflection @ 25 yr divided by initial deflection	0.25	0.35	0.45

Fuente: AASHTO Guide LRFD Bridge Design Specifications, 2014

Módulo de Corte  $G_{min} = 140.6 \text{ ton/m}^2$

### 6.3.3. Esfuerzo Compresivo

El estado límite de servicio, la compresión promedio tensiones,  $\sigma_s$  y  $\sigma_l$ , rodamientos elastoméricos reforzados con acero diseñados de acuerdo con las siguientes disposiciones:

$$\sigma_s \leq 1.25 G S_i$$

Ecuación 11: Esfuerzo de compresión en servicio 1

Dónde:  $S_i$  = Factor de forma (pulg.)

Se obtuvo el siguiente valor de límite de esfuerzo de la ecuación 11:  
 $\sigma_s = 1931.32 \text{ ton/m}^2$

$$\sigma_s \leq 1.25 \text{ ksi}$$

Ecuación 12: Esfuerzo de compresión en servicio 2



Se obtuvo el siguiente valor de límite de esfuerzo de la ecuación 12:

$$\sigma_S = 878.75 \text{ ton/m}^2$$

Estos valores son mayores al esfuerzo de servicio que se determinó

Esfuerzo a compresión permanente  $\sigma_d = 741.67 \text{ ton/m}^2$

Esfuerzo a compresión transitorio  $\sigma_l = 128.81 \text{ ton/m}^2$

#### 6.3.4. Deflexión compresiva

Según el AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2014 nos proporciona ayudas de diseño para determinar la tensión en una capa de elastómero para rodamientos reforzados con acero en función de la dureza del durómetro y el factor de forma. También debe tenerse en cuenta que

La deflexión de compresión de carga muerta inicial no incluye las deflexiones asociadas con la fluencia a largo plazo (Figura 45).

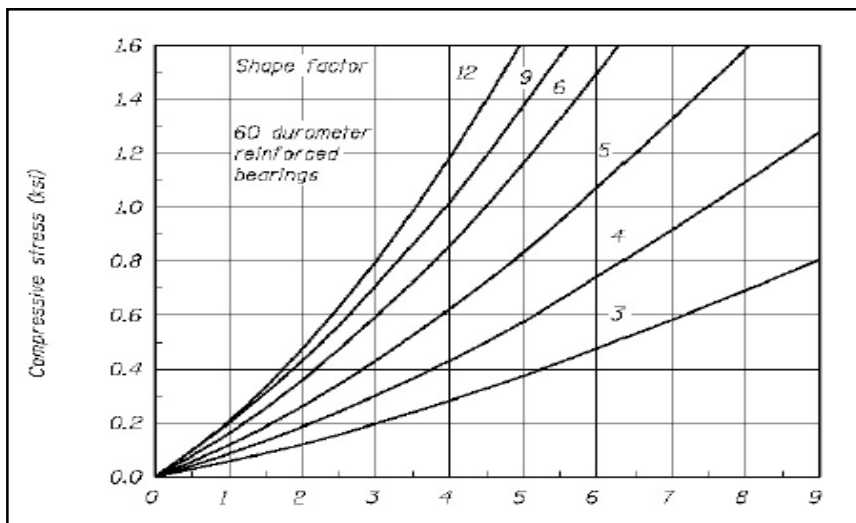


Figura 45: Deformación en función del esfuerzo compresivo y el factor de forma.

Fuente: AASHTO Guide LRFD Bridge Design Specifications, 2014

Luego de evaluar en la figura 45 de relación esfuerzos y factor de forma obtenemos las siguientes deformaciones:

Deformación unitaria cargas permanentes  $\epsilon_d = 4.6 \%$

Deformación unitarias cargas transitorias  $\epsilon_l = 0.9 \%$

Con ello determinamos el módulo de elasticidad, luego la rigidez vertical y horizontal del neopreno.

E d= 16123.18841 ton/m<sup>2</sup>  
 E l= 14312.03704 ton/m<sup>2</sup>

K<sub>v</sub>= 103170.26 ton/m                      K<sub>v</sub> total 619021.53 ton/m  
 K<sub>h</sub>= 476.61 ton/m                              K<sub>h</sub> total 2859.66 ton/m

Por ultimo son ingresados estos valores al Csi Bridge (Figura 46)

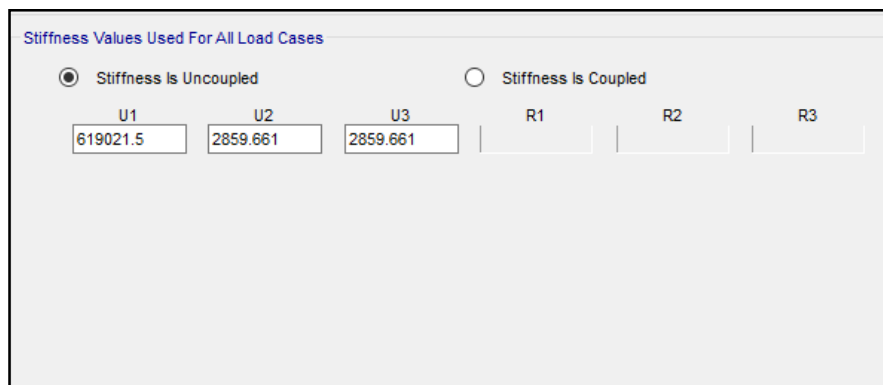


Figura 46: Ingreso de valores en el Csi Brigde

Fuente: Elaboración Propia

#### 6.4. Ductilidad de los miembros para CDS D

Los desplazamientos de miembros independientes, por ejemplo los desplazamientos de la columna,  $\Delta_{col}$ , son definidos como la porción de desplazamiento atribuida al desplazamiento idealizado de columna elástica  $\Delta_{yi}$  y la demanda de un desplazamiento plástico  $\Delta_{pc}$ .

$$\mu_D = 1 + \frac{\Delta_{pd}}{\Delta_{yi}}$$

Ecuación 13: Demanda de ductilidad

Dónde:

$\Delta_{pd}$  = Demanda de desplazamiento de plástico (in.)

$\Delta_{yi}$  = Desplazamiento de rendimiento idealizado correspondiente a la curvatura de rendimiento idealizada,  $\phi_{yi}$ , que se muestra en la Figura 47 (in.)

Los ejes de pilotes deben tratarse de manera similar a las columnas.

La demanda de ductilidad de los miembros se puede determinar utilizando el análisis M de acuerdo con las ecuaciones 14 a 16 y la Figura 47 y se basa en los

siguientes supuestos:

- La rotación plástica,  $\Theta_p$ , se concentra en el centro de la rótula plástica,
- La distribución de la curvatura elástica es lineal a lo largo de la columna
- La curvatura plástica es constante sobre la longitud de la rótula plástica analítica equivalente,  $L_p$ .

$$\Theta_{pd} = (\phi_{pd})L_p$$

Ecuación 14: Rotación plástica

$$\phi_{pd} = (\phi_{col} - \phi_{yi})$$

Ecuación 15: Demanda de curvatura de plástico de la columna

$$\Delta_{yi} = \frac{\phi_{yi}L^2}{3}$$

Ecuación 16: Desplazamiento de rendimiento idealizado correspondiente a la curvatura de rendimiento idealizada

Dónde:

$\phi_{col}$  = curvatura de la columna a la máxima demanda de desplazamiento (calculada a partir del análisis de empuje sobre) (1 / in.)

$\phi_{yi}$  = curvatura de rendimiento idealizada determinada de acuerdo con la Figura 48 (1 / in.)

$\phi_{pd}$  = demanda de curvatura de plástico de la columna (1 / in.)

$L_p$  = longitud analítica de la rótula plástica determinada de acuerdo con la Ecuación 14 (in.)

$L$  = longitud de la columna desde el punto de momento máximo hasta el punto de momento contraflexión (in.)

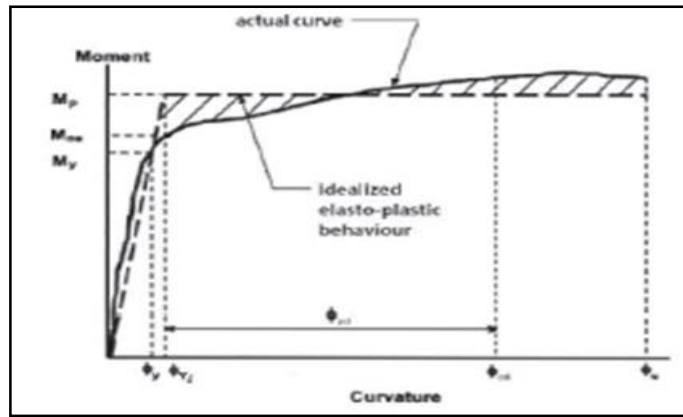


Figura 47: Diagrama de Curvatura Momento

Fuente: AASTHO LRFD Design Specifications 7th ed 2014

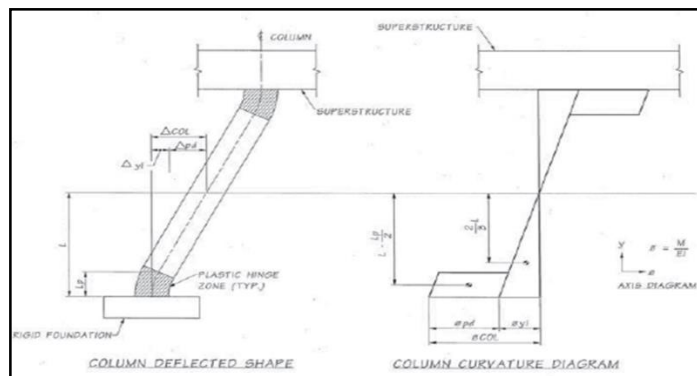


Figura 48: Diagrama de Curvatura y forma desviada por el muelle

Fuente: AASTHO LRFD Design Specifications 7th ed 2014

### 6.5. Fuerzas de rotula plástica

Las rótulas plásticas se formarán antes de cualquier otra falla debido a un esfuerzo excesivo o inestabilidad en la estructura general o en la base. Las rótulas plásticas se permitirán solo en los lugares de las columnas donde se puedan inspeccionar o reparar fácilmente.

Los componentes de la superestructura y la subestructura y sus conexiones a las columnas que están diseñadas para no ceder se diseñarán para resistir los momentos de resistencia excesiva y las cizallas de las columnas dúctiles.

- Para miembros de hormigón armado:

$$M_{po} = \lambda_{mo} * M_p$$

Ecuación 17: Capacidad de momento

Dónde:

$M_p$  = capacidad de momento plástico de la columna (kip-in.)

$\lambda_{mo}$  = factor de exceso de longitud tomado como 1.2 o 1.4

La capacidad de momento de plástico,  $M_p$ , para columnas de hormigón armado se determinará mediante un análisis de la sección de curvatura de momento, teniendo en cuenta la resistencia a la fluencia esperada de los materiales, las propiedades del hormigón confinado y los efectos de endurecimiento por deformación del material.

Para un  $T_r = 1000$  años

Eje longitudinal: La Figura 49 nos muestra en la dirección X del puente en estudio, que en los pilares, la rotación plástica máxima de 0.0452 rad para un momento de 9059.78 ton-m

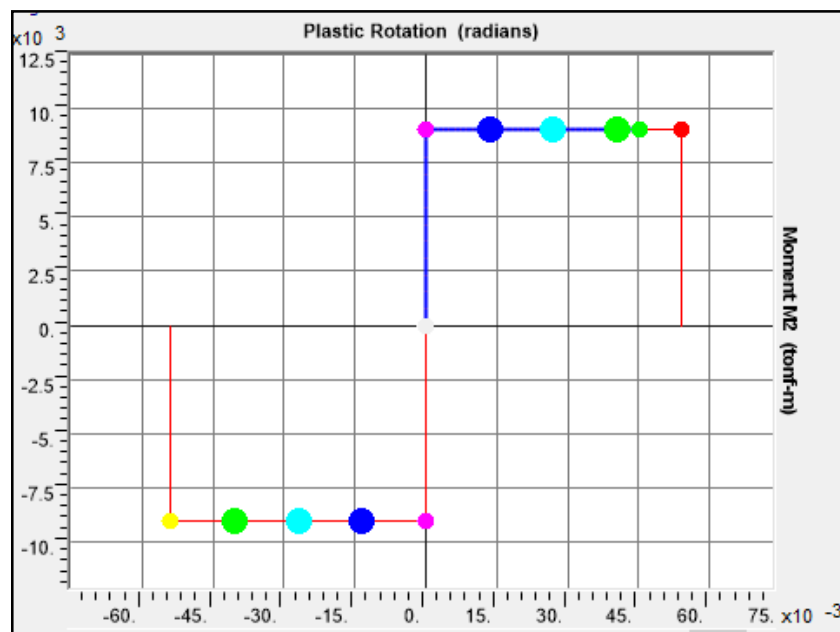


Figura 49: Momento (ton-m) vs rotación plástica (rad) eje X

Fuente: Elaboración Propia

Eje transversal: La Figura 50 nos muestra en la dirección Y del puente en estudio, que en los pilares, la rotación plástica máxima de 0.0074 rad para un momento de 17764.42 ton-m

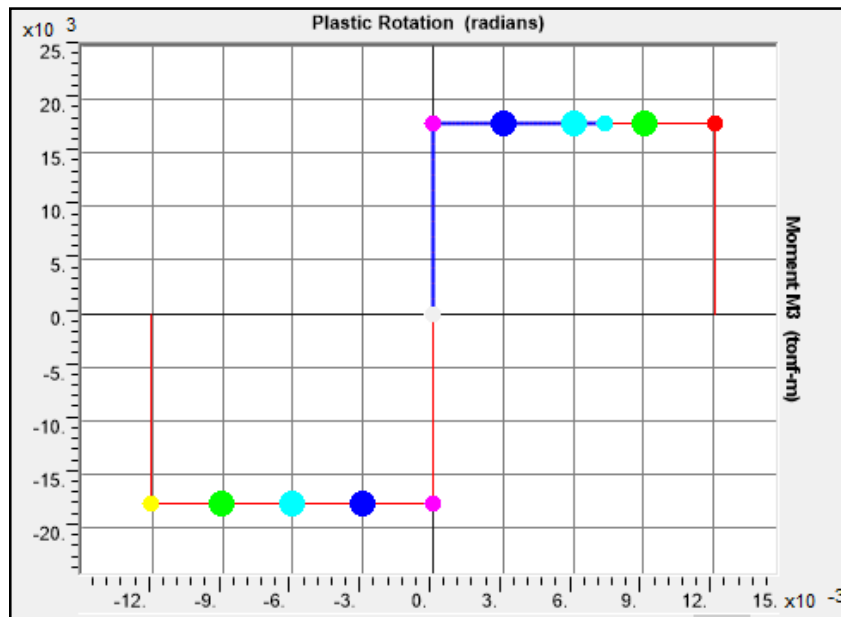


Figura 50: Momento (ton-m) vs rotación plástica (rad) eje Y

Fuente: Elaboración Propia

Para un  $T_r = 475$  años

Eje longitudinal: La Figura 51 nos muestra en la dirección X del puente en estudio, que en los pilares, la rotación plástica máxima de 0.0307 rad para un momento de 9050.12 ton.

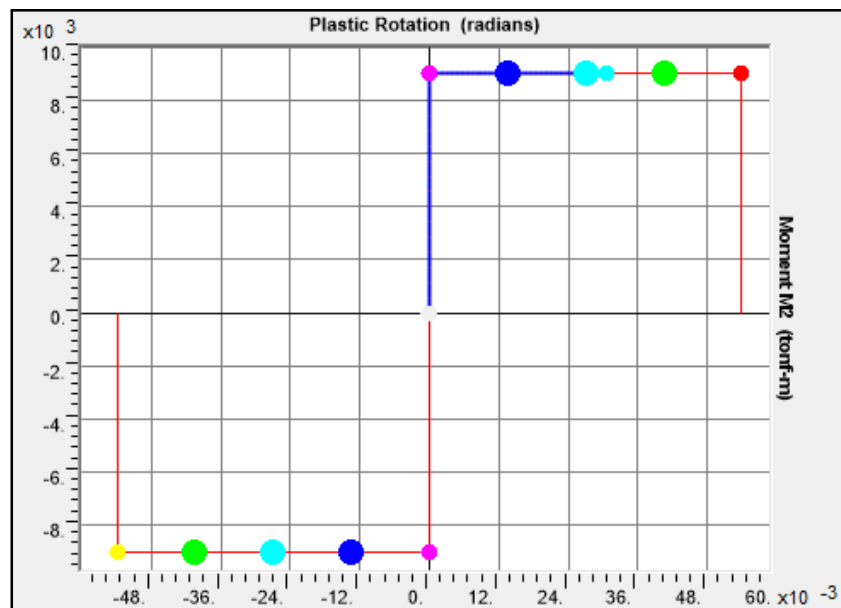


Figura 51: Momento (ton-m) vs rotación plástica (rad) eje X

Fuente: Elaboración Propia

Eje transversal: La figura 52 nos muestra en la dirección Y del puente en estudio, que en los pilares, la rotación plástica máxima de 0.0045 rad para un momento de 17754.24.78 ton.

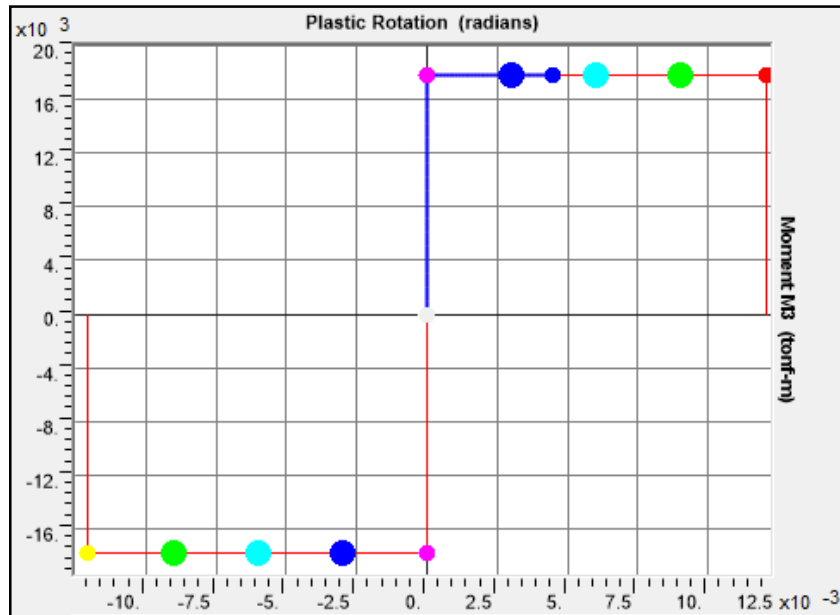


Figura 52: Momento (ton-m) vs rotación plástica (rad) eje Y

Fuente: Elaboración Propia

### 6.6. Estados límites de desempeño

Del análisis del diseño del puente Riecito para un  $tr= 1000$  años, según la Figura 53 se obtiene que para el diseño basado en el desempeño, la estructura en el eje longitudinal se encuentra en el estado de ocupación inmediata.

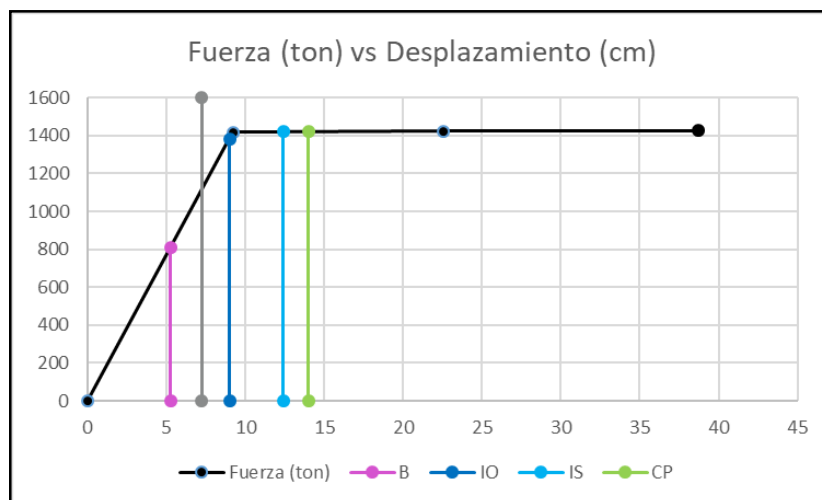


Figura 53: Fuerza Vs. Desplazamiento  $tr=1000$  años en el eje longitudinal

Fuente: Elaboración Propia

Del análisis del diseño del puentee para un  $tr= 1000$  años, según la Figura 54 se obtiene que, para el diseño basado en el desempeño, la estructura en el eje transversal se encuentra en el estado de ocupación inmediata.

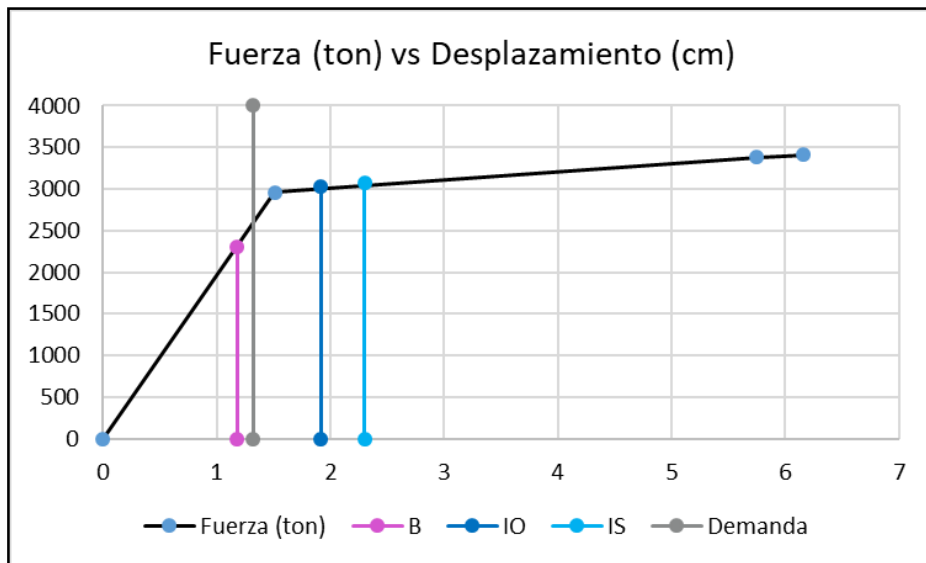


Figura 54: Fuerza Vs. Desplazamiento  $tr=1000$  años en el eje transversal

Fuente: Elaboración Propia

Del análisis del diseño del puente Riecito para un  $tr= 475$  años, según la Figura 55 se obtiene para el diseño basado en el desempeño, la estructura en el eje longitudinal se encuentra en el estado de punto de fluencia sin deformación en la rótula.

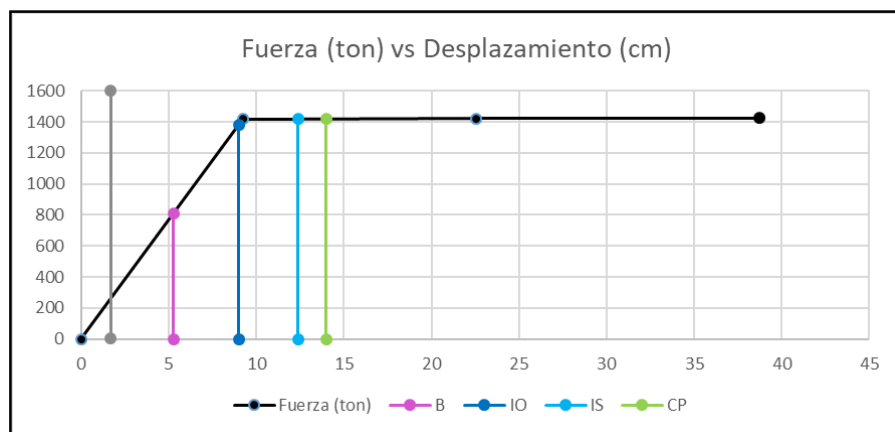


Figura 55: Fuerza Vs. Desplazamiento  $tr=475$  años en el eje longitudinal

Fuente: Elaboración Propia



Del análisis del diseño del puente para un  $tr= 475$  años, según la Figura 56 se obtiene para el diseño basado en el desempeño, la estructura en el eje transversal se encuentra en el estado de punto de fluencia sin deformación en la rótula.

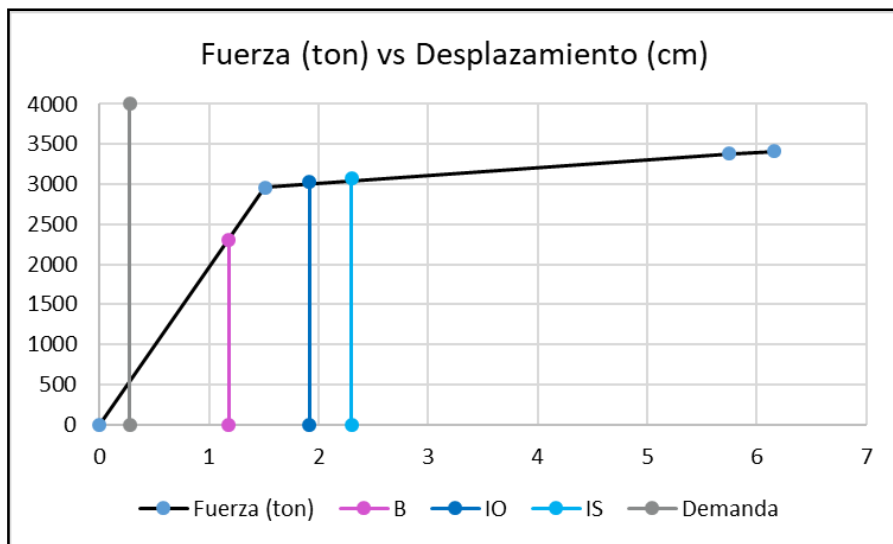


Figura 56: Fuerza Vs. Desplazamiento  $tr=475$  años en el eje transversal

Fuente: Elaboración Propia

## CONTRASTACIÓN DE HIPÓTESIS

### 1) Contrastación de hipótesis general:

1.1. El comportamiento sísmico de los pilares del puente Riecito evaluado bajo el Análisis No Lineal Pushover será favorable en un 20% si se evalúa ante un sismo moderado que ante un sismo severo.

El comportamiento sísmico de los pilares del puente Riecito, evaluado bajo el análisis No Lineal Pushover depende de muchos factores ya sea desplazamientos, rotaciones, límites de desempeño y fuerzas de diseño para considerar un porcentaje determinado. Si consideramos los estados límites de desempeño del Puente bajo un sismo moderado si consideramos los desplazamientos tendremos una variación favorable del 80% pero si se considera las rotaciones habrá una variación favorable del 30%. Siendo esta hipótesis nula.

### 2) Contrastación de Hipótesis Específica:

2.1. Determinando la categoría de Diseño Sísmico se requiere aplicar el método de análisis estático no lineal pushover para el sismo moderado y severo.

Al determinar la categoría de diseño sísmico obtuvimos que el método de análisis para un sismo moderado y un sismo severo es el Análisis Estático No Lineal Pushover.

2.2. Evaluando el puente Riecito bajo el Análisis No Lineal Pushover los desplazamientos de la subestructura se reducen en un 10% de la subestructura actual.

Al evaluar el Puente Riecito bajo el Análisis No Lineal Pushover. Los desplazamientos de la subestructura se reducen en un 80% un sismo moderado de un severo.

2.3. La Deformación máxima de la subestructura del puente Riecito es menor si se realiza ante un sismo moderado y no ante un gran sismo.

La deformación máxima de la subestructura del Puente Riecito evaluado bajo el método estático no Lineal Pushover ante un sismo moderado es menor comparado con un sismo severo.

## DISCUSIONES

- 1) El AASTHO en su guía de especificaciones hace unos 10 años consideraba para sus diseños un sismo con  $Tr= 475$  años, con la que se diseñó este puente. Con las actualizaciones de las especificaciones del AASTHO para los diseños ahora son para un  $Tr= 1000$  años. Como se evaluó con las actualizaciones se consideró que la estructura no tendría un comportamiento sísmico óptimo pero al realizar el análisis obtuvimos que sí tendría el comportamiento sísmico esperado.
- 2) Para la aplicación de este método de análisis y obtención de resultados más confiables se requiere el uso de software que puedan realizar el análisis de la demanda y capacidad bajo una curva de empuje lateral progresivo (pushover) obtenida de los estados límites de la subestructura.
- 3) Los desplazamientos obtenidos reflejan claramente como varían si se diseña un puente para un sismo moderado con  $Tr= 475$  años y un sismo severo con  $Tr= 1000$  años.
- 4) Las deformaciones o rotaciones de las rótulas plásticas nos muestran que a pesar de que se evalúe ante un sismo moderado y severo la estructura mantienen un comportamiento esperado, ya que ninguna evaluación llega al límite del colapso.
- 5) Como nuevos temas de investigación a tratar sería Puentes irregulares complejos o cuando se utilizan registros sísmico específicos de sitio, estos requerirán métodos más rigurosos que sean realizados por profesional con experiencia ya que se debe aplicar el método inelástico Tiempo Historia.

## CONCLUSIONES

- 1) Al evaluar el puente Riecito bajo el análisis estático no lineal pushover, nuestros resultados ante un sismo con  $T_r= 1000$  años eran mayores respecto al sismo con  $T_r= 475$  años (categorías de diseño, demandas, desplazamientos, rotaciones, fuerzas de diseño, etc). Teniendo como resultado final el estado límite de desempeño, que nos muestra que la estructura ante un sismo con  $T_r= 1000$  años se encuentra en el estado límite de ocupación inmediata, y que ante un sismo con  $T_r= 475$  años se encuentra en un estado límite de punto de fluencia sin deformación en la rótula.
- 2) Al evaluar las alternativas de categoría de diseño para el puente Riecito, para un sismo  $T_r= 1000$  años se determinó que era tipo D debido a la SD1 que era mayor a 0.5. En cambio, para un sismo  $T_r= 475$  años nos salió que era de tipo C ya que el SD1 se encuentra entre 0.4 y 0.5. Para una categoría D se requiere realizar el análisis estático no lineal pushover, de igual manera se aplicó para la categoría C.
- 3) Al realizar el análisis estático no lineal del puente Riecito se obtiene que para un sismo severo ( $T_r=1000$  años) se tiene desplazamientos de 7.23cm en el eje X y 1.32 cm en el eje Y en comparación con un sismo moderado ( $T_r=475$  años) que tiene desplazamientos de 1.7 cm en el eje X y 0.28 cm en el eje Y reduciéndose aproximadamente en un 80% comparando el sismo moderado con el severo.
- 4) Las deformaciones o rotaciones plásticas que se han generado en el Puente Riecito bajo el análisis no lineal estático pushover nos muestra que para un sismo severo se tiene como rotación máxima de 0.0452 rad en el eje X y 0.0074 rad en el eje Y para un sismo moderado se tiene como rotación máxima 0.0307 rad en el eje X y 0.0045 rad en el eje Y.

## RECOMENDACIONES

- 1) Se recomienda que este tipo de evaluación no lineal se debe realizar en conjunto al diseño del puente, ya que el principal material del puente, el concreto, no tiene un comportamiento lineal cuando realiza un esfuerzo. El método empleado, análisis estático no lineal pushover al igual que el método de análisis tiempo historia son las 2 metodologías más realistas para calcular las respuestas sísmicas (estados límites de desempeño, desplazamientos y fuerzas)
- 2) Es importante determinar los parámetros sísmicos ya que con estos podemos obtener nuestra categoría de diseño sísmico, con ello saber el método adecuado de análisis sísmico a utilizar, siendo nuestro caso el estático No Lineal Pushover.
- 3) Se recomienda el uso de programas de diseño de puentes con análisis lineal y no lineal como el Csi Bridge, Midas Civil, etc, que contemplen la influencia de los apoyos elastoméricos, aisladores o disipadores para poder obtener valores reales según lo que se requiere
- 4) Se recomienda que las rótulas plásticas se produzcan en lugares donde se puedan inspeccionar y reparar, ya sea en la parte superior o inferior de los pilares, aproximadamente 10% de la longitud total del pilar.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASTHO. (2009). *Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design*.
- Acero Martinez, J. (2004). *Comparacion de las Normas Sismicas mas Utilizadas Para Puentes Continuos en el Perú y sus Metodos De Analisis* (Tesis de pregrado). Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima - Perú.
- Aviram, A., & Mackie, K. R. (2008). *Guidelines for Nonlinear Analysis of Bridge Structures*. Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- Bolaños Luna, A. M., & Monroy Concha , O. M. (2004). *Espetros de Peligro Sismico Uniforme*. Lima - Perú (Tesis de pregrado). Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima - Perú.
- California, S. E. (s.f.). *A framework for performace based structural engineering*. Estados Unidos: Vision 2000.
- Caltrans. (2019). *Seismic design criteria version 2*. California.
- Chancha Calderon, J. C. (2018). *Evaluación del desempeño estructural mediante procedimiento no lineales en puentes de concreto reformzado* (Tesis de pregrado). Universidad Nacional de Huancavelica. Huancavelica - Perú.
- Ministerio de Transporte y Comunicaciones. (2018). *Manual de Puentes*. Lima.
- Marsh, M. L., & Buckle, I. G. (2014) *LRFD Seismic Analysis and Design of Bridges Reference Manual*. Washington: U.S. Departament of Transportation Federal Highway Administration.
- Nigel Priestley, M. J. (1996). *Diseño sísmico basado en el desempeño*. University of California, San Diego.
- Qi, Z., & Alam, S. (2019). *Diseño Sismico de Puentes Basado en el Desempeño: Una Perspectiva Global y Una Revision Critica de las Direcciones Pasadas, Presentes y Futuras*.

Quispe Auccapucclla, N. L. (2012). *Diseño por desempeño del puente Aranhuyay de L=80 mts en la zona de Ayacucho - Huancavelica* (Tesis de Pregrado). Universidad Nacional de San Cristobal de Huamanga. Ayacucho

Solida, I. G.-S. (2014). *Evaluación del peligro sísmico en Perú*. Lima

Stojadinovic, B., & Adiram, A. (2008). *Effect of Abutment Modeling on the Seismic Response of Bridge Structures,*” *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*.

Vargas, C. I. (2017). *Evaluación del Desempeño Sísmico de Puentes Continuos* (Tesis de pregrado). Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima - Perú.



# **ANEXOS**

## Anexo 1: Matriz de Consistencia



PROGRAMA DE TITULACIÓN POR TESIS ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

NOMBRE DE TESIS: "EVALUACION DEL DESEMPEÑO SISMICO BAJO EL METODO DE ANALISIS ESTATICO NO LINEAL PUSHOVER, CASO PUENTE RIECITO UBICADO EN EL DISTRITO DE BELLAVISTA – PIURA"

Integrantes: - Blas Francia, Juan Marcelo  
- Sosa Altamiza, Erick Paul

Matriz de Consistencia

FORMULACION DEL PROBLEMA	PROBLEMAS	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLES		INDICADORES	METODOLOGIA
				DEPENDIENTE	INDEPENDIENTE		
<b>GENERAL</b>	¿Cuál es el comportamiento sísmico del puente Riecito según su nivel de desempeño evaluado bajo el Análisis Estático No Lineal Pushover?	Analizar el comportamiento sísmico del puente Riecito según su nivel de desempeño evaluado bajo el Análisis Estático No Lineal Pushover	El comportamiento sísmico de los pilares del puente Riecito evaluado bajo el Análisis Estático No Lineal Pushover serán favorables en un 20% del comportamiento sísmico de los pilares existentes del puente Riecito.		COMPORTAMIENTO SISMICO DEL PUENTE RIECITO	ANALISIS ESTÁTICO NO LINEAL PUSHOVER	- Guide Specifications for Load and Resistance Factor Design(LRFD) Seismic Bridge Design 2014 - AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 6th Ed., 2013 Interim
<b>ESPECÍFICO</b>	a) ¿Cuál es el método de análisis a realizar según la categoría de diseño sísmico para un sismo moderado y un sismo severo?	Determinar el método de análisis a realizar según la categoría de diseño sísmico obtenida para un sismo moderado y severo	a) Determinando la categoría de Diseño Sísmico se requiere aplicar el método de análisis estático no lineal pushover para el sismo moderado y severo.	CATEGORIA DE DISEÑO SISMICO		- PELIGRO SISMICO - FACTORES DE SITIO	- Guide Specifications for Load and Resistance Factor Design(LRFD) Seismic Bridge Design 2014 - AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 6th Ed., 2013 Interim
	b) ¿Cuál es el desplazamiento que se produce en la sub estructura del puente Riecito evaluado bajo el Análisis Estático No Lineal Pushover?	Determinar el desplazamiento que se produce en la sub estructura del Puente Riecito evaluado bajo el Análisis Estático No Lineal Pushover	Evaluando el puente riecito bajo el Análisis Estático No Lineal Pushover los desplazamientos de la sub estructura se reducen en un 10% de la sub estructura actual.	DESPLAZAMIENTOS		POSICION ORIGINAL - POSICION FINAL	- Guide Specifications for Load and Resistance Factor Design(LRFD) Seismic Bridge Design 2014 - AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 6th Ed., 2013 Interim
	c) ¿Cuál es la deformación en qué la subestructura del puente Riecito alcanza su capacidad inelástica evaluado bajo el Análisis Estático No Lineal Pushover ante un sismo moderado y un gran sismo?	Determinar la deformación de la subestructura del puente Riecito en la que alcanza su capacidad inelástica evaluado bajo el Análisis Estático No Lineal Pushover ante un sismo moderado y un gran sismo	La Deformación máxima de la subestructura del puente Riecito es menor si se realiza ante un sismo moderado y no ante un gran sismo.	DEFORMACION		ROTULA PLASTICA	- Guide Specifications for Load and Resistance Factor Design(LRFD) Seismic Bridge Design 2014 - AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 6th Ed., 2013 Interim

Anexo 2: Matriz de Operacionalización

VARIABLES		INDICADORES	METODOLOGIA
DEPENDIENTE	INDEPENDIENTE		
	COMPORTAMIENTO SISMICO DEL PUENTE RIECITO	ANALISIS ESTÁTICO NO LINEAL PUSHOVER	- Guide Specifications for Load and Resistance Factor Design(LRFD) Seismic Bridge Design 2014 - AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 6th Ed., 2013 Interim
CATEGORIA DE DISEÑO SISMICO		- PELIGRO SISMICO - FACTORES DE SITIO	- Guide Specifications for Load and Resistance Factor Design(LRFD) Seismic Bridge Design 2014 - AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 6th Ed., 2013 Interim
DESPLAZAMIENTOS		POSICION ORIGINAL - POSICION FINAL	- Guide Specifications for Load and Resistance Factor Design(LRFD) Seismic Bridge Design 2014 - AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 6th Ed., 2013 Interim
DEFORMACION		ROTULA PLASTICA	- Guide Specifications for Load and Resistance Factor Design(LRFD) Seismic Bridge Design 2014 - AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 6th Ed., 2013 Interim

### Anexo 3: Modelamiento del puente Riecito en CSIBRIDGE V.20.2

Se define la distancia total del puente Riecito  $L=150$  m.

Fuente: Elaboración Propia

Se define los materiales a emplearse:

Fuente: Elaboración Propia

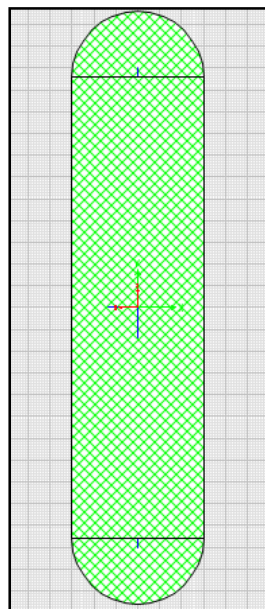
Se define las secciones de los pilares:

The image shows a software interface for defining column sections. It includes the following fields and options:

- Section Name:** COLUMNA SECCION GRANDE
- Section Notes:** Modify/Show Notes...
- Base Material:** + f'c=280kg/cm2
- Design Type:**
  - No Check/Design
  - General Steel Section
  - Concrete Column
- Concrete Column Check/Design:**
  - Reinforcement to be Checked
  - Reinforcement to be Designed
- Define/Edit/Show Section:** Section Designer...

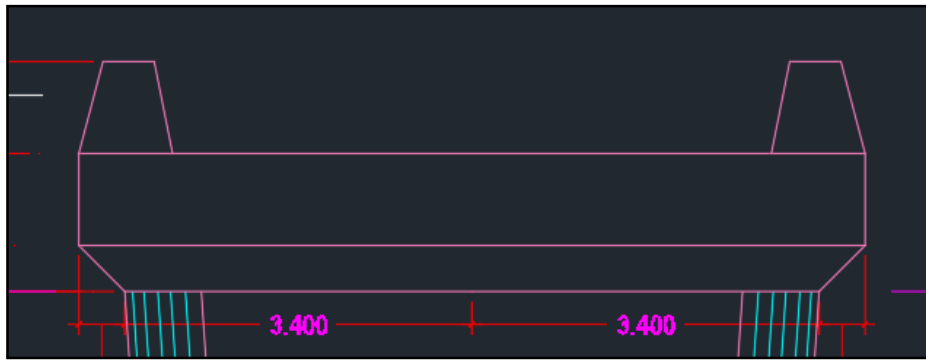
Fuente: Elaboración Propia

La sección rectangular de la columna es de 1.5x5.3 m, la sección circular tiene un radio de 0.75m a los extremos.



Fuente: Elaboración Propia

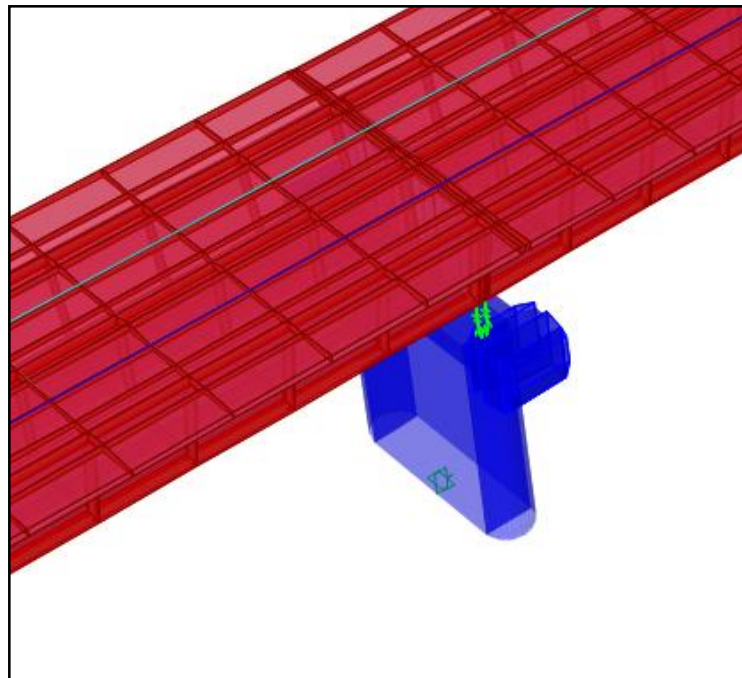
De igual manera se define la sección no prismática de la viga cabezal



Nonprismatic Section Name:  Display Color:

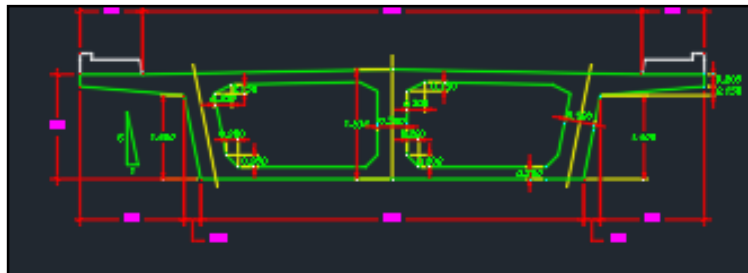
Section Notes:

Start Section	End Section	Length	Length Type	EI33 Variation	EI22 Variation
VC1	VC2	0.237	Absolute	Parabolic	Linear
VC2	VC3	0.45	Absolute	Parabolic	Linear
VC3	VC3	0.288	Absolute	Parabolic	Linear
VC3	VC4	0.18	Absolute	Parabolic	Linear
VC4	VC4	3.85	Absolute	Parabolic	Linear
VC4	VC3	0.18	Absolute	Parabolic	Linear
VC3	VC3	0.288	Absolute	Parabolic	Linear
VC3	VC2	0.45	Absolute	Parabolic	Linear
VC2	VC1	0.237	Absolute	Parabolic	Linear



Fuente: Elaboración Propia

Definimos las secciones viga cajón extremo y centro de luz



Bridge Section Name

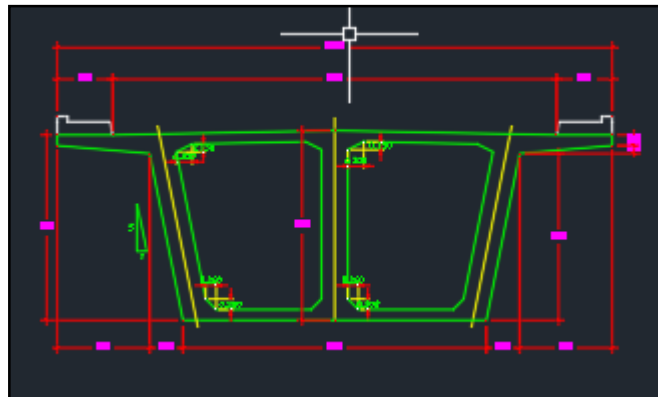
Bridge Section (Double Click Picture for Larger View)

Section Points

Type	Name	Material	Point	X	Y	Radius
Reference Point				5.25	1.75	
Insertion Point				5.25	1.75	
Solid Polygon	Exterior	fc=280kg/c...	1	0.	1.75	0.
			2	10.5	1.75	0.
			3	10.5	1.55	0.
			4	10.5	1.55	0.
			5	8.75	1.4	0.
			6	8.47	0.	0.
			7	2.03	0.	0.
			8	1.75	1.4	0.
			9	0.	1.55	0.
			10	0.	1.55	0.
Opening Polygon	Interior_1		1	2.65	1.4	0.
			2	2.65	1.4	0.
			3	2.95	1.55	0.

Fuente: Elaboración Propia

También definimos la viga cajón sobre el pilar:



Bridge Section Name

Bridge Section (Double Click Picture for Larger View)

1 Lines Selected

Section Points

Type	Name	Material	Point	X	Y	Radius
Reference Point				5.25	3.5	
Insertion Point				5.25	3.5	
Solid Polygon	Exterior	fc=280kg/c...	1	0.	3.5	0.
			2	10.5	3.5	0.
			3	10.5	3.3	0.
			4	8.75	3.15	0.
			5	8.12	0.	0.
			6	2.38	0.	0.
			7	1.75	3.15	0.
			8	0.	3.3	0.
Opening Polygon	Interior_1		1	2.25	3.15	0.
			2	2.55	3.3	0.
			3	4.7	3.3	0.
			4	5.	3.15	0.
			5	5.	0.6	0.
			6	4.8	0.4	0.

Fuente: Elaboración Propia



Definimos el diafragma de la estructura.

Diaphragm Name  Kg, m, C

Select Diaphragm Type

Solid (Applies to Concrete Bridges and User Bridge Section)

Chord and Brace (Applies to Steel Bridges Only)

Single Beam (Applies to Steel Bridges Only)

Steel Plate (Applies to Steel U Girder Internal Only)

Solid Diaphragm Parameters

Diaphragm Thickness

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

Use Girder Depth Instead (except Solid Girder Bridge Sections)

Diaphragm Material

Use Slab Material Instead (except User Bridge Sections)

Fuente: Elaboración Propia

Se define los apoyos fijos y móviles de la estructura.

Bridge Bearing Name  Units  
Kg, m, C

Bridge Bearing Is Defined By:

Link/Support Property

User Definition

User Bearing Properties

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

Bridge Bearing Name  Units  
Kg, m, C

Bridge Bearing Is Defined By:

Link/Support Property

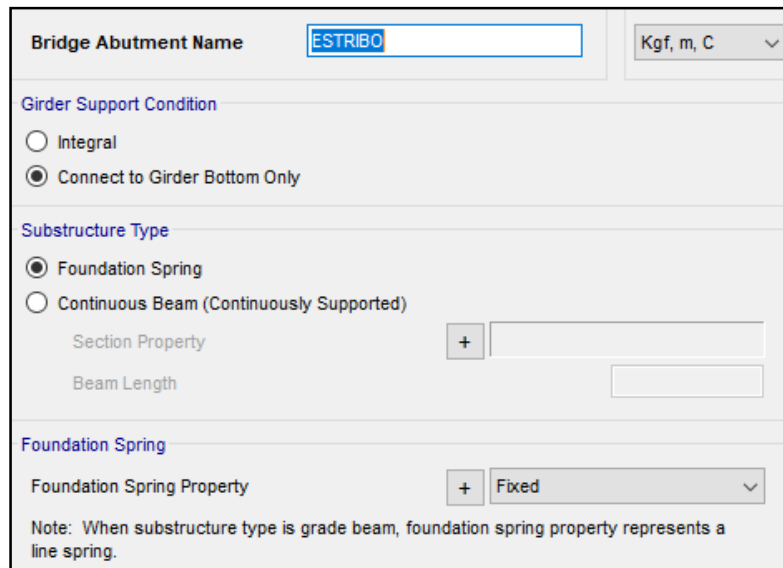
User Definition

User Bearing Properties

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

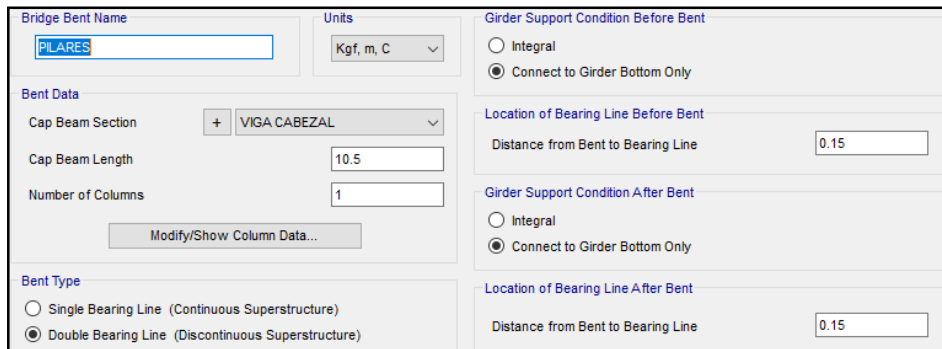
Fuente: Elaboración Propia

Se define las características de los estribos del puente Riecito.



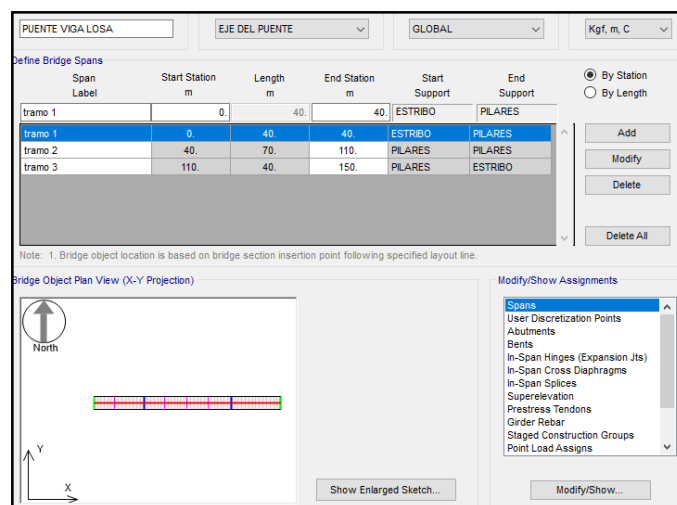
Fuente: Elaboración Propia

De igual manera se define las características de los pilares del Puente Riecito.



Fuente: Elaboración Propia

Definición de los objetos de la viga losa del puente Riecito.



Span Label	Start Station (m)	Length (m)	End Station (m)	Start Support	End Support
tramo 1	0	40	40	ESTRIBO	PILARES
tramo 2	40	70	110	PILARES	PILARES
tramo 3	110	40	150	PILARES	ESTRIBO

Fuente: Elaboración Propia

Asignamos el estribo inicial del puente Riecito.

<p><b>Superstructure Assignment</b></p> <p>Support Name: ESTRIBO INICIAL</p> <p>Abutment Direction (Bearing Angle): Default</p> <p>Diaphragm Property: DIAFRAGMA 1</p> <p><b>Substructure Assignment</b></p> <p><input type="radio"/> None</p> <p><input checked="" type="radio"/> Abutment Property: ESTRIBO</p> <p><input type="radio"/> Bent Property</p> <p><b>Substructure Location</b></p> <p>Elevation (Global Z): -2.034</p> <p>Horizontal Offset: 0</p> <p>Note: Horizontal offset is from layout line to midlength of abutment.</p>	<p><b>Bearing Assignment</b></p> <p><input checked="" type="radio"/> Girder-by-Girder <input type="radio"/> General</p> <p>Bearing Property: APOYO FIJO</p> <p>Restrainer Property at Bearing: None</p> <p>Elevation at Layout Line (Global Z): -1.894</p> <p>Rotation Angle from Bridge Default: 0</p> <p><b>Girder-by-Girder Overwrites</b></p> <p>Modify/Show Overwrites... No Overwrites Exist</p>
---	--

<p><b>Superstructure Assignment</b></p> <p>Support Name: ESTRIBO FINAL</p> <p>Abutment Direction (Bearing Angle): Default</p> <p>Diaphragm Property: DIAFRAGMA 1</p> <p><b>Substructure Assignment</b></p> <p><input type="radio"/> None</p> <p><input checked="" type="radio"/> Abutment Property: ESTRIBO</p> <p><input type="radio"/> Bent Property</p> <p><b>Substructure Location</b></p> <p>Elevation (Global Z): -2.034</p> <p>Horizontal Offset: 0</p> <p>Note: Horizontal offset is from layout line to midlength of abutment.</p>	<p><b>Bearing Assignment</b></p> <p><input checked="" type="radio"/> Girder-by-Girder <input type="radio"/> General</p> <p>Bearing Property: APOYO FIJO</p> <p>Restrainer Property at Bearing: None</p> <p>Elevation at Layout Line (Global Z): -1.894</p> <p>Rotation Angle from Bridge Default: 0</p> <p><b>Girder-by-Girder Overwrites for End Abutment</b></p> <p>Modify/Show Overwrites... No Overwrites Exist</p>
---	---

Fuente: Elaboración Propia

Asignamos los pilares y sus características al puente Riecito.

### Tramo 1

<p>Bridge Object Name: PUENTE VIGA LOSA</p> <p>Units: Kgf, m, C</p> <p><b>Specify Bent Considered</b></p> <p>Bent is At the End of This Span: tramo 1</p> <p>Bent is At This Station: 40</p> <p>Support Name: Span 1</p> <p><b>Superstructure Assignment</b></p> <p>Superstructure Continuity Condition: Discontinuous</p> <p>Mesh Superstructure to Match Bent Bearing: Yes</p> <p>Diaphragm Property Before: DIAFRAGMA 1</p> <p>Steel U-Girder Diaphragm Before: None</p> <p>Diaphragm Property After: DIAFRAGMA 1</p> <p>Steel U-Girder Diaphragm After: None</p> <p>Restrainer Property: None</p> <p>Restrainer Elevation (At Layout Line, Global Z): -3.5</p> <p><b>Girder-by-Girder Overwrites Superstructure Restrainer Overwrites</b></p> <p>Modify/Show Overwrites... No Overwrites Exist</p> <p><b>Bent Assignment</b></p> <p>Bent Property: PILARES</p> <p>Bent Direction (Bearing Angle): Default</p> <p><b>Bent Location</b></p> <p>Elevation (Global Z): -3.7</p> <p>Horizontal Offset: 0</p>	<p><b>Bearing Assignment Before Bent</b></p> <p><input checked="" type="radio"/> Girder-by-Girder <input type="radio"/> General</p> <p>Bearing Property: APOYO MÓVIL</p> <p>Restrainer Property at Bearing: None</p> <p>Elevation (At Layout Line, Global Z): -3.5</p> <p>Rotation Angle from Bridge Default: 0</p> <p><b>Girder-by-Girder Bearing Overwrites Before Bent</b></p> <p>Modify/Show Overwrites... No Overwrites Exist</p> <p><b>Bearing Assignment After Bent</b></p> <p><input checked="" type="radio"/> Girder-by-Girder <input type="radio"/> General</p> <p>Bearing Property: APOYO MÓVIL</p> <p>Restrainer Property at Bearing: None</p> <p>Elevation (At Layout Line, Global Z): -3.5</p> <p>Rotation Angle from Bridge Default: 0</p> <p><b>Girder-by-Girder Bearing Overwrites After Bent</b></p> <p>Modify/Show Overwrites... No Overwrites Exist</p>
---	---

## Tramo 2

Bridge Object Name: PUENTE VIGA LOSA Units: Kgf, m, C

**Specify Bent Considered**  
 Bent Is At the End of This Span: tramo 2  
 Bent Is At This Station: 110.  
 Support Name: Span 2

**Superstructure Assignment**  
 Superstructure Continuity Condition: Discontinuous  
 Mesh Superstructure to Match Bent Bearing: Yes  
 Diaphragm Property Before: + DIAFRAGMA 1  
 Steel U-Girder Diaphragm Before: + None  
 Diaphragm Property After: + DIAFRAGMA 1  
 Steel U-Girder Diaphragm After: + None  
 Restrainer Property: + None  
 Restrainer Elevation (At Layout Line, Global Z): -3.5

**Girder-by-Girder Overwrites Superstructure Restrainer Overwrites**  
 Modify/Show Overwrites... No Overwrites Exist

**Bent Assignment**  
 Bent Property: + PILARES  
 Bent Direction (Bearing Angle): Default

**Bent Location**  
 Elevation (Global Z): -3.7  
 Horizontal Offset: 0.

**Bearing Assignment Before Bent**  
 Girder-by-Girder  General  
 Bearing Property: + APOYO MÓVIL  
 Restrainer Property at Bearing: + None  
 Elevation (At Layout Line, Global Z): -3.5  
 Rotation Angle from Bridge Default: 0.

**Girder-by-Girder Bearing Overwrites Before Bent**  
 Modify/Show Overwrites... No Overwrites Exist

**Bearing Assignment After Bent**  
 Girder-by-Girder  General  
 Bearing Property: + APOYO MÓVIL  
 Restrainer Property at Bearing: + None  
 Elevation (At Layout Line, Global Z): -3.5  
 Rotation Angle from Bridge Default: 0.

**Girder-by-Girder Bearing Overwrites After Bent**  
 Modify/Show Overwrites... No Overwrites Exist

Fuente: Elaboración Propia

Definimos los carriles del puente Riecito:

Ancho de carril: 3.3m

Lane Name: CARRIL DERECHO Units: GLOBAL Tonf, m, C

**Maximum Lane Load Discretization Lengths**  
 Along Lane: 3.  
 Across Lane: 3.

**Additional Lane Load Discretization Parameters Along Lane**  
 Discretization Length Not Greater Than 1/ 4. of Span Length  
 Discretization Length Not Greater Than 1/ 10. of Lane Length

**Lane Data**

Bridge Layout Line	Station m	Centerline Offset m	Lane Width m	Radius m
EJE DEL PUENTE	0.	1.65	3.3	0.
EJE DEL PUENTE	0.	1.65	3.3	0.
EJE DEL PUENTE	150.	1.65	3.3	0.

Buttons: Move Lane..., Add, Insert, Modify, Delete

Lane Name: CARRIL IZQUIERDO [Notes...] GLOBAL [Tonf, m, C]

Maximum Lane Load Discretization Lengths  
 Along Lane: 3.  
 Across Lane: 3.

Additional Lane Load Discretization Parameters Along Lane  
 Discretization Length Not Greater Than 1/ 4. of Span Length  
 Discretization Length Not Greater Than 1/ 10. of Lane Length

Lane Data

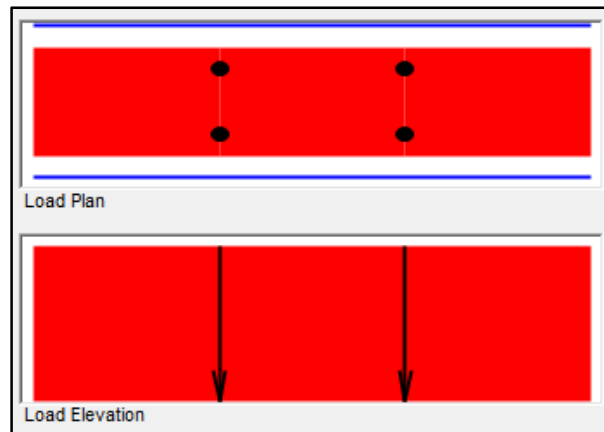
Bridge Layout Line	Station m	Centerline Offset m	Lane Width m	Radius m
EJE DEL PUENTE	0.	-1.65	3.3	0.
EJE DEL PUENTE	0.	-1.65	3.3	0.
EJE DEL PUENTE	150.	-1.65	3.3	0.

Buttons: Move Lane..., Add, Insert, Modify, Delete

Fuente: Elaboración Propia

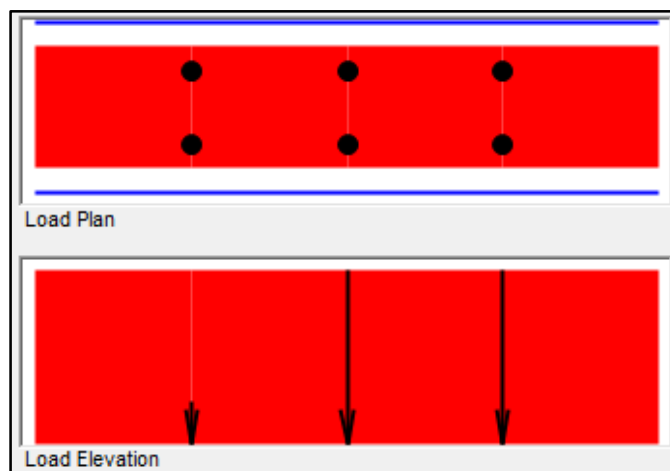
Definimos las características de los vehículos:

### HL-93 M



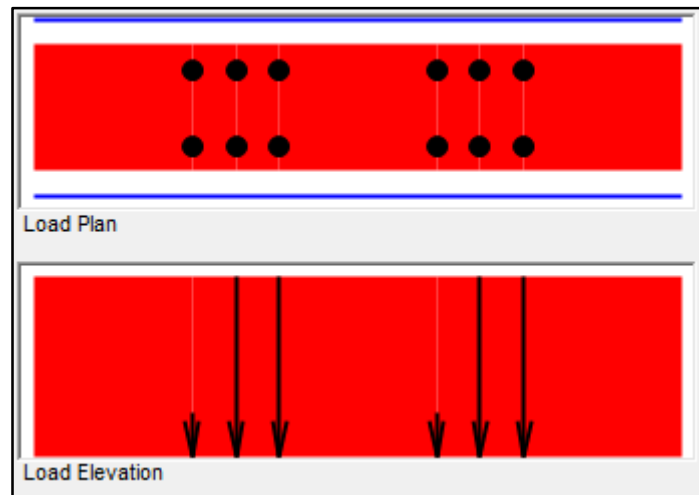
Fuente: Elaboración Propia

### HL-93 K



Fuente: Elaboración Propia

## HL-93 S



Fuente: Elaboración Propia

Asignamos la carga de barrera vehicular, tanto derecha como izquierda

Load Pattern	Load Distribution	Start Station	End Station	Transverse Variation
		m	m	
BARRERA	BARRERA VEHICULAR DERECH...	0.	150.	None
BARRERA	BARRERA VEHICULAR IZQUIE...	0.	150.	None

Asignamos la carga de área correspondiente a la carpeta asfáltica.

Load Pattern	Load Distribution	Start Station	End Station	Left Edge Variation	Right Edge Variation
		m	m		
CARPETA ASFÁLTICA	CAPA DE RODADURA	0.	150.	None	None

Fuente: Elaboración Propia

Se crean los tendones de pretensado a lo largo de toda la superestructura.

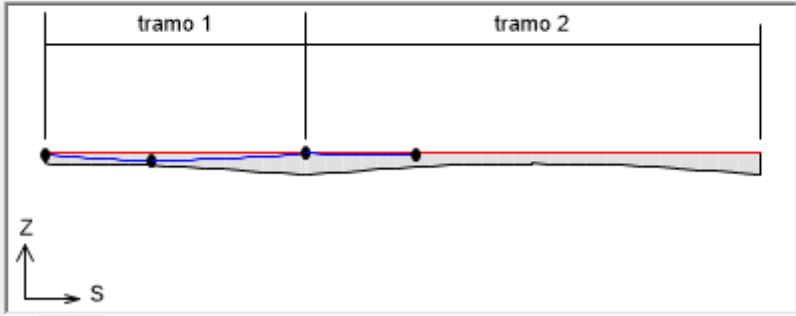
**Tendon Name**  **Tendon Load Pattern** + PRETENSADO

**Tendon Start Location**  
Span: tramo 1  
Start Location: Start of Span  
Span Length: 40.  
Distance Along Span: 0.

**Tendon End Location**  
Span: tramo 2  
End Location: User Definition  
Span Length: 70.  
Distance Along Span: 17.

**Vertical Layout** Edit Vertical Layout... Quick Start...  
**Horizontal Layout** Edit Horizontal Layout... Quick Start...

**Tendon Layout Display**



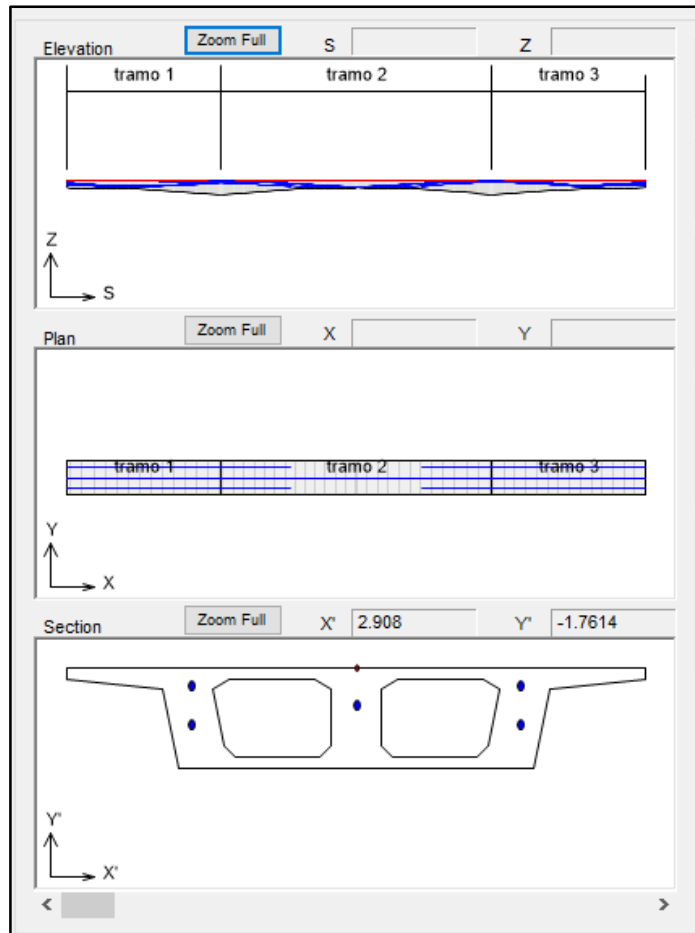
**Tendon Layout Display**  
 Show Elevation  
 Show Plan  
 Show Section

**Snap To This Item**  
 None  
 Reference Line  
 Tendon

**Snap To This Span Location**  
 Anywhere Along  
 Every 1/

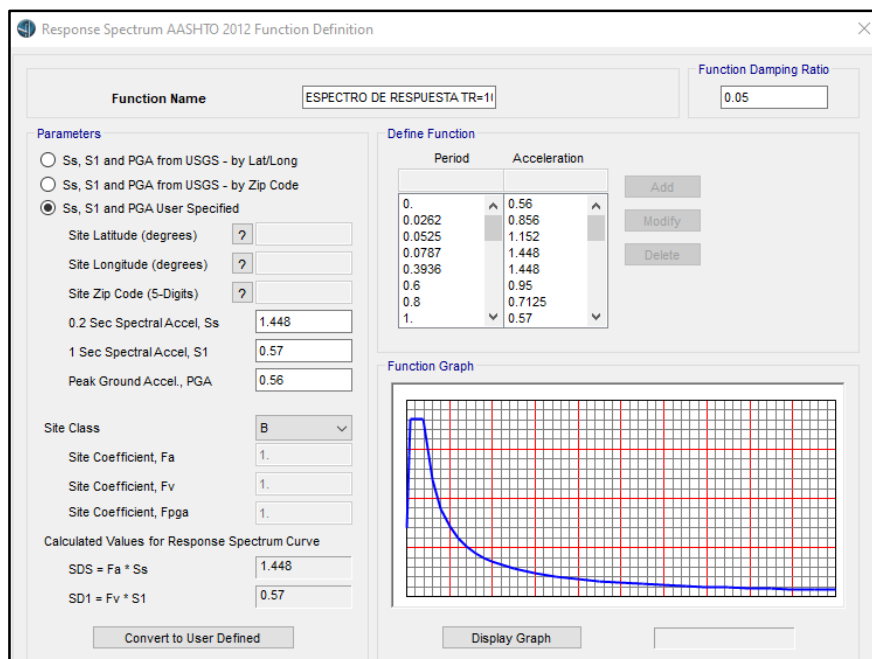
Double Click Picture For Expanded Display Refresh Plot

Mouse Pointer Location



Fuente: Elaboración Propia

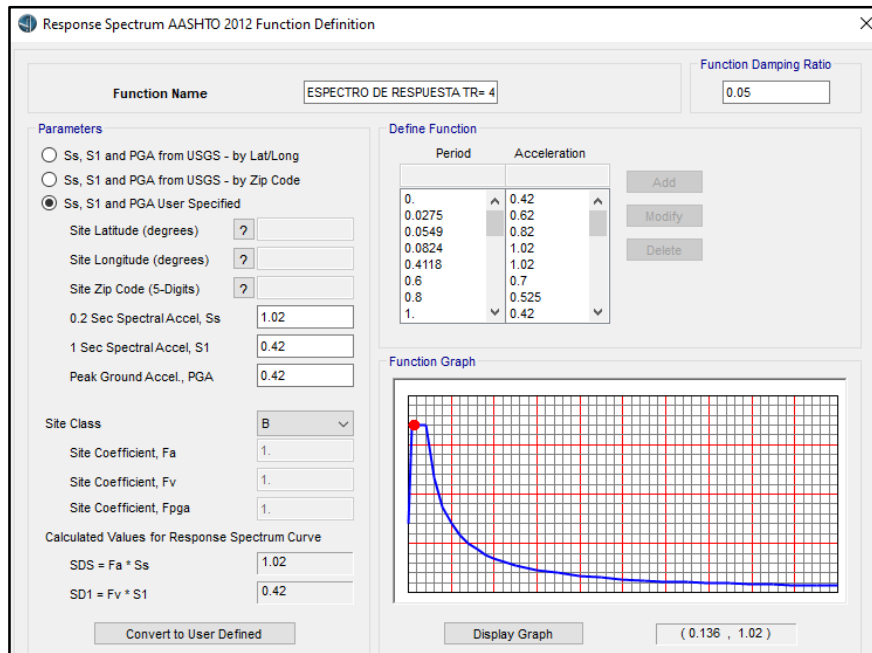
Creamos el espectro de respuesta para un  $T_r = 1000$  años.



Fuente: Elaboración Propia



Creamos el espectro de respuesta para un  $T_r = 475$  años.



Fuente: Elaboración Propia

Determinamos los parámetros de diseño sísmico de puentes

	Item	Value
1	Design Code	AASHTO Seismic 2011
2	Seismic Interims	2014 Interims
3	Concrete Hinge Type	Auto: AASHTO/Caltrans Hinge
4	Total Number of PM Curves	16
5	Max Number Points on Each PM Curve	21
6	Steel Hinge Type	Auto: FEMA 356 Hinge
7	Hinge Length Option	Use Shorter Hinge Length

Fuente: Elaboración Propia

Asignamos el espectro de respuesta a considerar por cada diseño sísmico del puente para un  $tr= 100$  años.

Direction	R.S. Function
Horizontal	ESPECTRO DE RESPUESTA TR=1000 AÑOS
Vertical	None

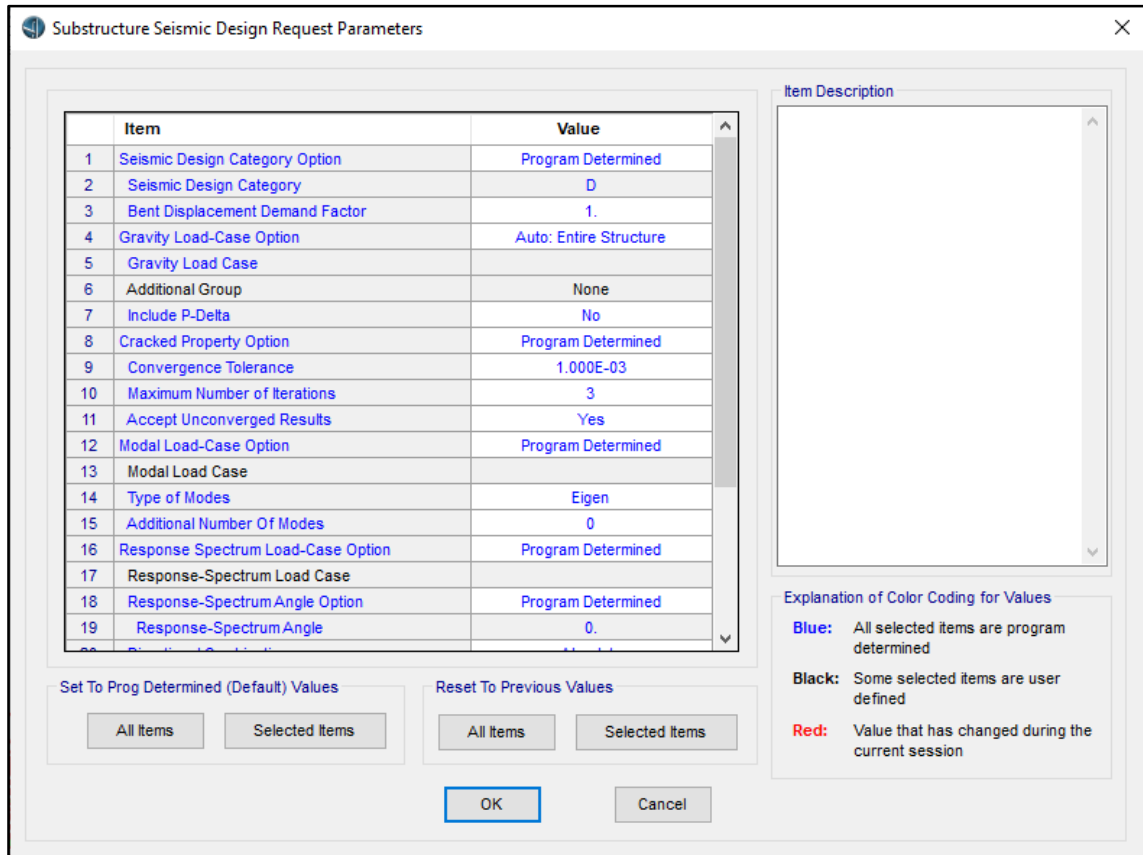
Fuente: Elaboración Propia

Asignamos el espectro de respuesta a considerar por cada diseño sísmico del puente para un  $Tr= 475$  años.

Direction	R.S. Function
Horizontal	ESPECTRO DE RESPUESTA TR= 475 AÑOS
Vertical	None

Fuente: Elaboración Propia

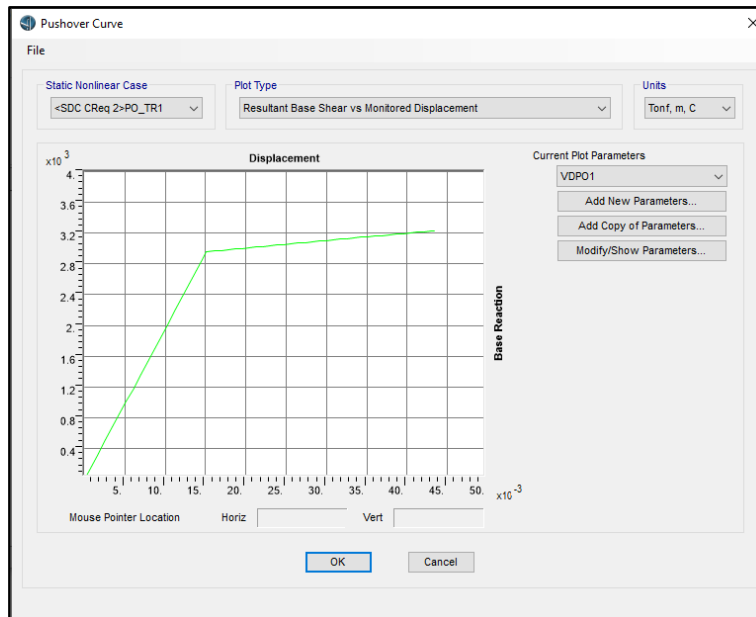
De la misma manera se asignan los parámetros a considerar por cada evaluación sísmica.



Fuente: Elaboración Propia

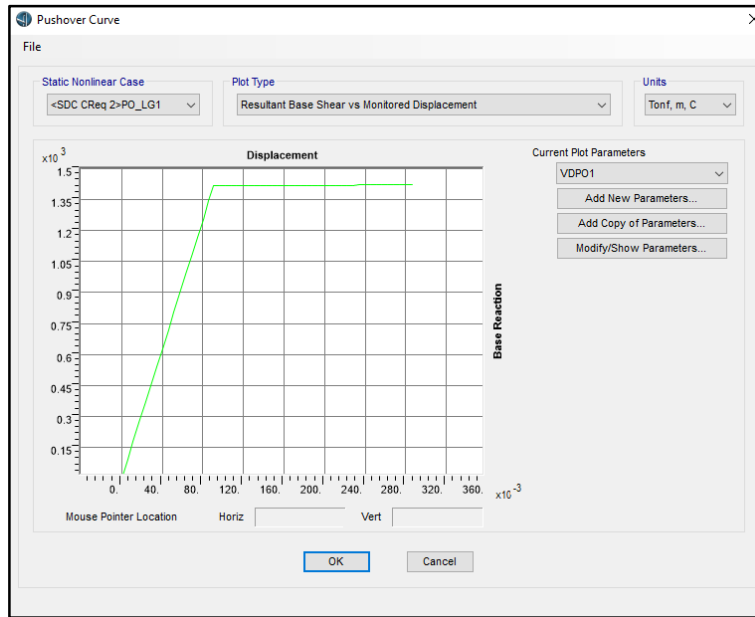
Con ello podemos obtener los resultados requeridos.

Fuerza vs Desplazamiento eje transversal



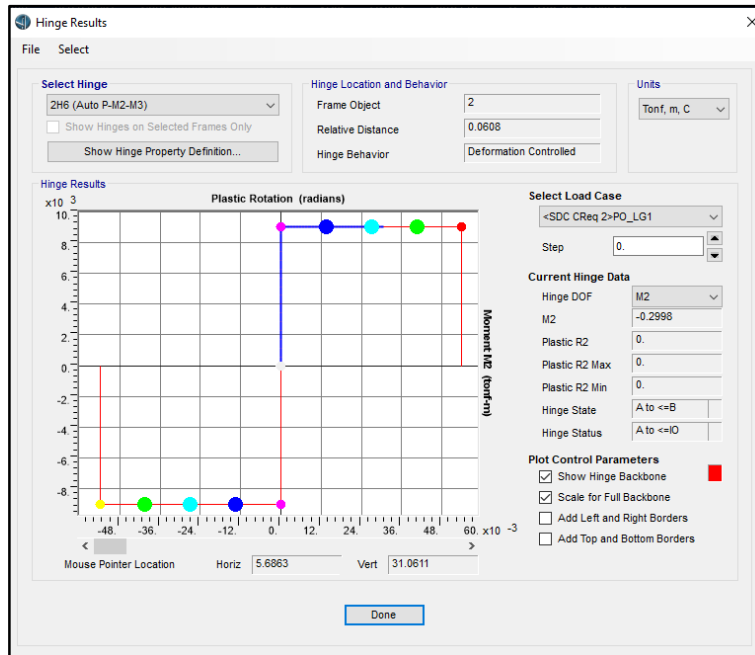
Fuente: Elaboración Propia

## Fuerza vs Desplazamiento eje longitudinal



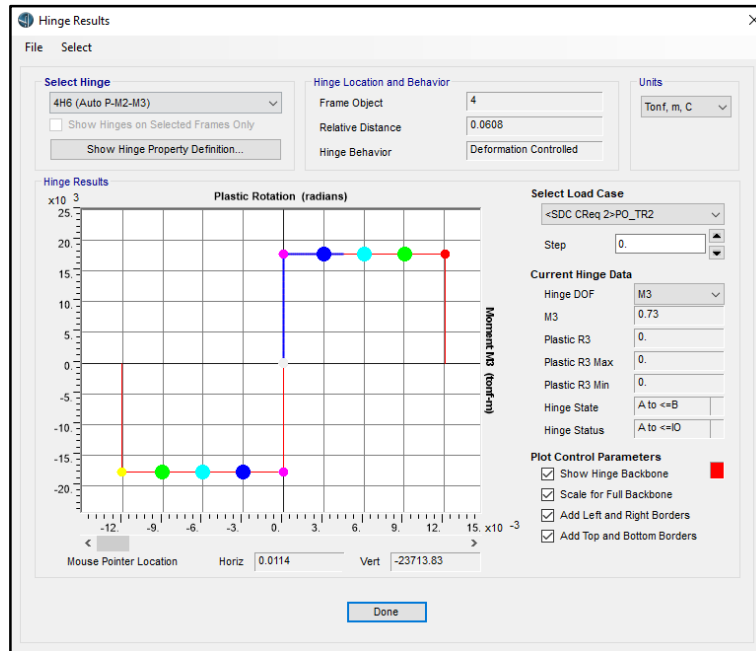
Fuente: Elaboración Propia

## Resultados de la rótula plástica eje Longitudinal



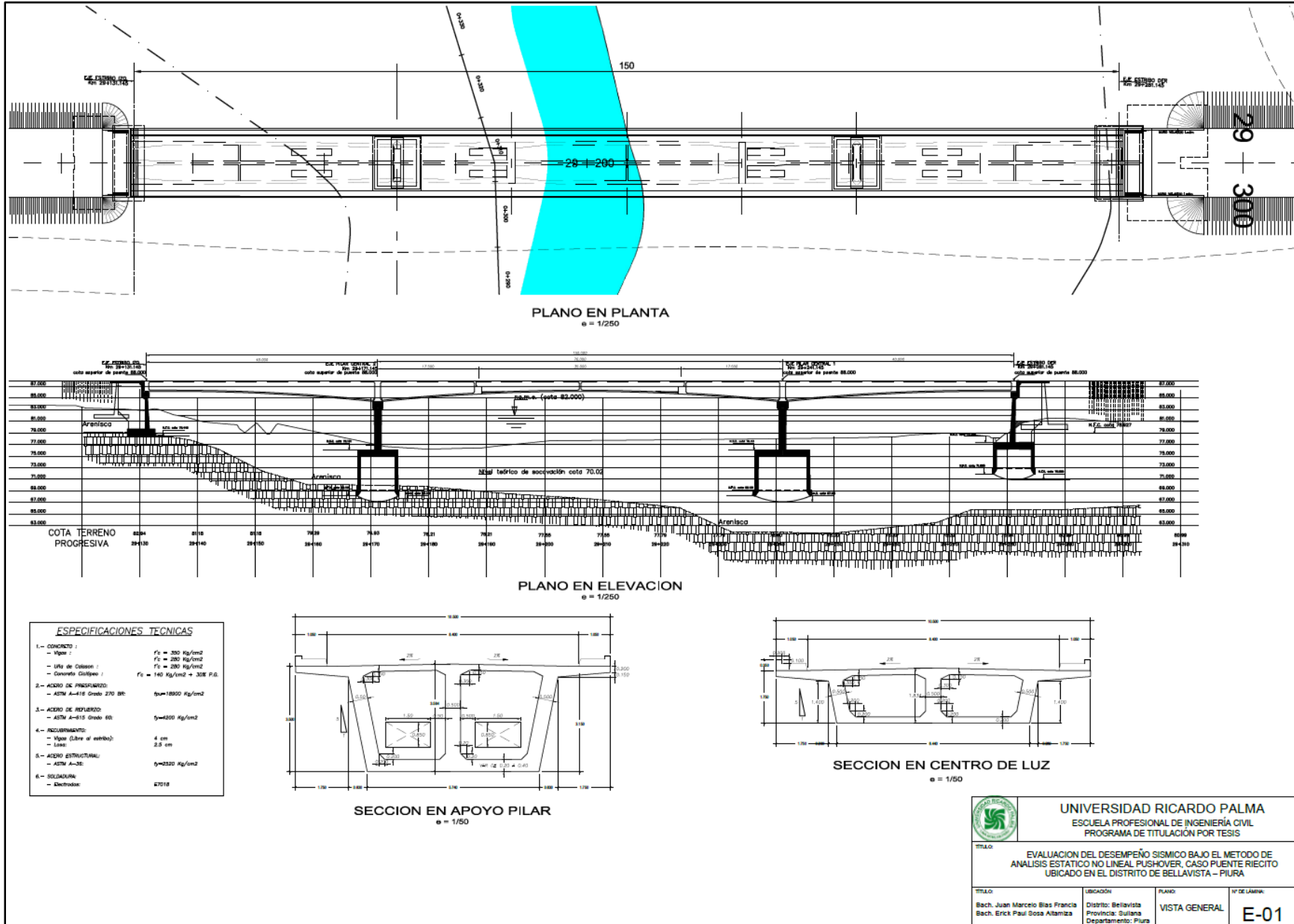
Fuente: Elaboración Propia

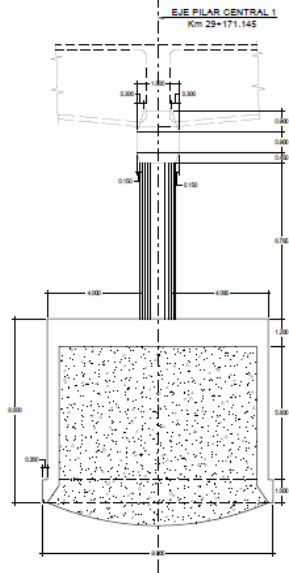
## Resultados de la rótula plástica eje transversal



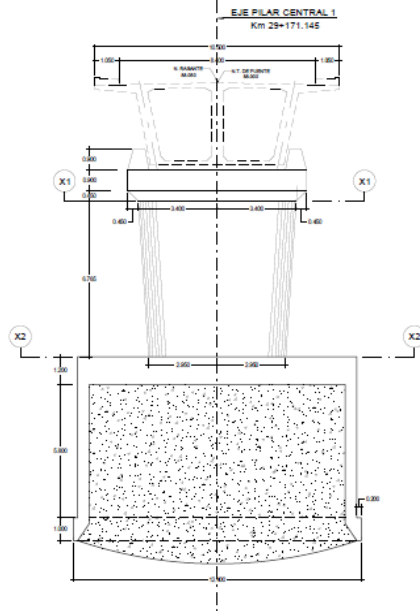
Fuente: Elaboración Propia

Anexo 4: Planos

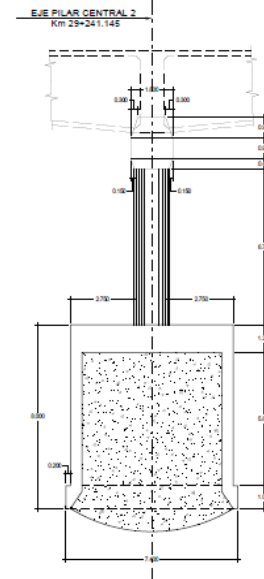




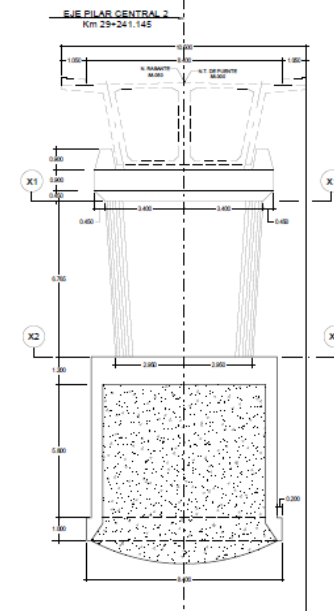
PLANO DE ELEVACION LATERAL  
PILAR CENTRAL 1



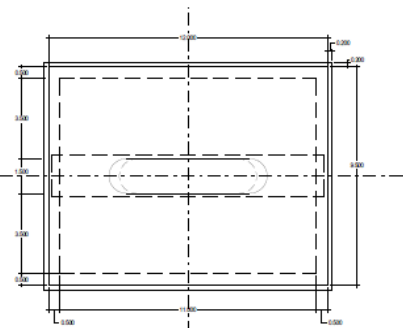
PLANO DE ELEVACION FRONTAL  
PILAR CENTRAL 1



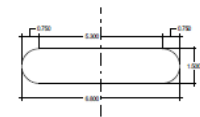
PLANO DE ELEVACION LATERAL  
PILAR CENTRAL 2



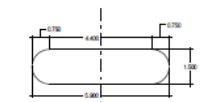
PLANO DE ELEVACION FRONTAL  
PILAR CENTRAL 2



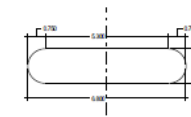
PLANO DE PLANTA DE CIMENTACION  
TIPO CAISSON



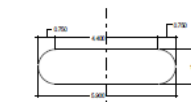
SECCION X1-X1 PILAR 1



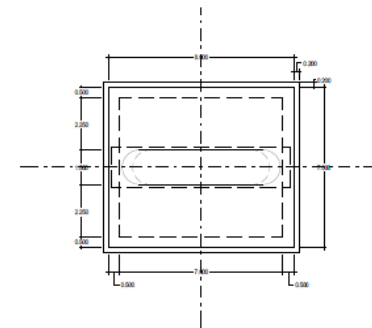
SECCION X2-X2 PILAR 1



SECCION X1-X1 PILAR 2



SECCION X2-X2 PILAR 2



PLANO DE PLANTA DE CIMENTACION  
TIPO CAISSON

**ESPECIFICACIONES TECNICAS**

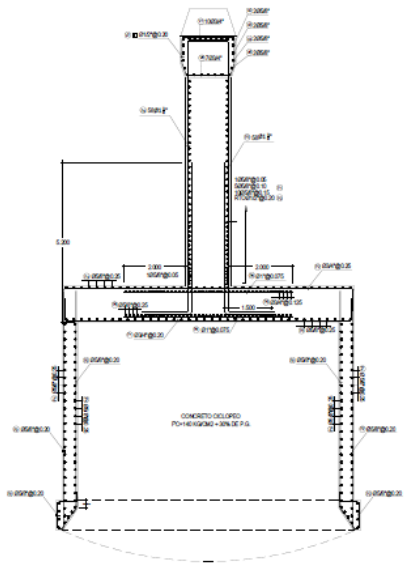
1 - CONCRETO	• 350 kg/m <sup>3</sup>
- Vigas	• 380 kg/m <sup>3</sup>
- Ufo de Caisson	• 280 kg/m <sup>3</sup>
- Cercos (Cotopaxi)	• 140 kg/m <sup>3</sup> - 300 P.C.
2 - ACERO REFORZADOR	• 8850 kg/m <sup>2</sup>
- ASTM A615 Grado 60	• 600 kg/m <sup>2</sup>
3 - REFORZAMIENTO	• 600 kg/m <sup>2</sup>
- Espal (3mm al exterior)	4 cm
- Lana	2.5 cm
4 - MORTAR	• 1000 kg/m <sup>2</sup>
- ASTM A615	• 300 kg/m <sup>2</sup>
5 - MORTAR	• 200 kg/m <sup>2</sup>
- ASTM A615	• 300 kg/m <sup>2</sup>
6 - MORTAR	• 200 kg/m <sup>2</sup>
- ASTM A615	• 300 kg/m <sup>2</sup>



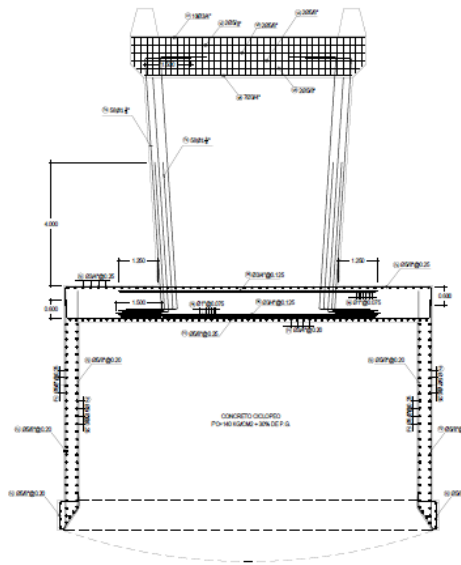
UNIVERSIDAD RICARDO PALMA  
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL  
PROGRAMA DE TITULACIÓN POR TESIS

EVALUACION DEL DESEMPEÑO SISMICO BAJO EL METODO DE  
ANALISIS ESTATICO NO LINEAL PUSHOVER, CASO PUENTE RIECITO  
UBICADO EN EL DISTRITO DE BELLAVISTA - PIURA

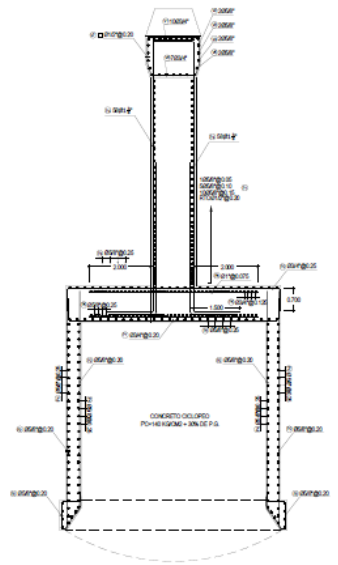
UBICACION: Bach. Juan Marcelo Blas Francia Bach. Erick Paul Sosa Alzamora	DISTRITO: Bellavista PROVINCIA: Sullana DEPARTAMENTO: Piura	PLANO: ENCOFRADO DE PILARES	Nº DE LÁMINA: E-02
---	---	-----------------------------------	-----------------------



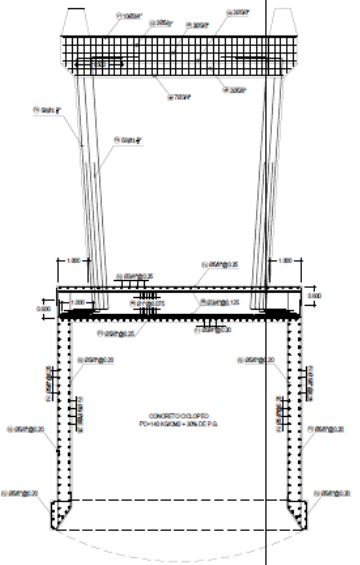
PLANO DE REFUERZO  
ELEV. LATERAL PILAR CENTRAL 1  
e=1/75



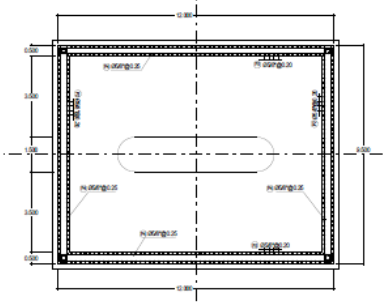
PLANO DE REFUERZO  
ELEV. FRONTAL PILAR CENTRAL 1  
e=1/75



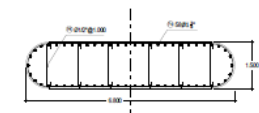
PLANO DE REFUERZO  
ELEV. LATERAL PILAR CENTRAL 2  
e=1/75



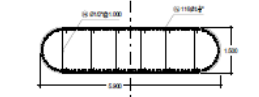
PLANO DE REFUERZO  
ELEV. FRONTAL PILAR CENTRAL 2  
e=1/75



PLANO DE REFUERZO  
PLANTA DE CIMENTACION P.C. 1  
e=1/100

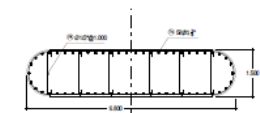


SECCION X1-X1 PILAR 1  
e=1/75

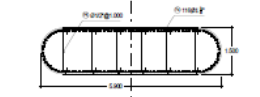


SECCION X2-X2 PILAR 1  
e=1/75

LONGITUD DE ESPALME (cm)			
Diámetro	Longitud	Superficie	Superficie
Ø 10	100	314	314
Ø 12	100	377	377
Ø 16	100	502	502
Ø 20	100	628	628
Ø 25	100	785	785
Ø 32	100	1005	1005

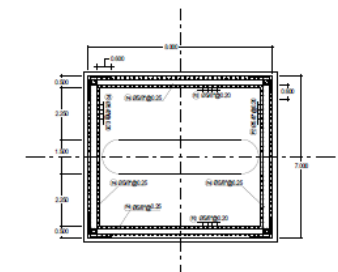


SECCION X1-X1 PILAR 2  
e=1/75



SECCION X2-X2 PILAR 2  
e=1/75

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS			
1.- CONCRETO :	• f'c = 300 kg/cm <sup>2</sup>		
• f'ck = 350 kg/cm <sup>2</sup>			
• f'cd = 200 kg/cm <sup>2</sup>			
• f'ctd = 140 kg/cm <sup>2</sup>			
• f'ctd = 308 kg/cm <sup>2</sup>			
2.- ACERO (E-60):	• f'yd = 1800 kg/cm <sup>2</sup>		
• f'yd = 115 Grados 90			
• f'yd = 1800 kg/cm <sup>2</sup>			
3.- ACERO (E-60):	• f'yd = 200 kg/cm <sup>2</sup>		
• f'yd = 115 Grados 60			
4.- REBARRO (E-60):	• f'yd = 4 cm		
• f'yd = (Libre al albañil)			
• f'yd = 2.5 cm			
5.- ACERO (E-60):	• f'yd = 1500 kg/cm <sup>2</sup>		
• f'yd = 115			
6.- SOLUCIONES:	• f'yd = 2000		



PLANO DE REFUERZO  
PLANTA DE CIMENTACION P.C. 2  
e=1/100

	<b>UNIVERSIDAD RICARDO PALMA</b> ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL PROGRAMA DE TITULACIÓN POR TESIS		
	EVALUACION DEL DESEMPEÑO SISMICO BAJO EL METODO DE ANALISIS ESTATICO NO LINEAL PUSHOVER, CASO PUENTE RIECITO UBICADO EN EL DISTRITO DE BELLAVISTA - PIURA		
Bach. Juan Marcelo Blas Francia Bach. Erick Paul Gosa Altamira	UBICACION: Distrito: Bellavista Provincia: Tulumayo Departamento: Piura	PLANO: ARMADURA DE PILARES	N° DE LAMINA: <b>E-03</b>



