

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL
DE HUAMANGA**

**FACULTAD DE INGENIERÍA DE MINAS, GEOLOGÍA Y
CIVIL**

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS:

**Evaluación del desempeño sísmico del puente Allccomachay
mediante el análisis estático no lineal pushover**

Para optar el título profesional de:

INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR:

Bach. Jerry MARTINEZ TECCSI

ASESOR:

Msc. Ing. Rolando CISNEROS AYALA

AYACUCHO - PERÚ

2025

*A mis padres Neófito y Lidicia,
por el apoyo constante durante
mi formación profesional.*

AGRADECIMIENTOS

- ☞ A mi alma máter, la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga, y de manera especial a la Escuela Profesional de Ingeniería Civil, por haberme brindado la oportunidad de formarme en sus aulas y aportar de esta manera a mi desarrollo académico.
- ☞ A los profesores de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil, por transmitirme sus valiosos conocimientos durante todo mi proceso de formación profesional.
- ☞ Al Ing. Rolando Cisneros Ayala, en reconocimiento a su colaboración y aporte en la ejecución de esta investigación.
- ☞ A mis progenitores, por su amor, esfuerzo y apoyo permanente durante mi proceso de formación profesional.
- ☞ A mis colegas y amigos de estudios en Ingeniería Civil, por su valiosa compañía, respaldo y los momentos vividos a lo largo de mi desarrollo académico y profesional.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA
Ayacucho, agosto de 2025

Jerry Martínez Teccsi
Digitado en L^AT_EX .

RESUMEN

En esta investigación se evaluó el desempeño sísmico del Puente Allcomachay ubicado en la Red Nacional PE-3S (Tramo Carretero Mayocc - Huanta). Se llevó a cabo el análisis estático no lineal (pushover) como metodología de estudio para estudiar su respuesta ante cargas sísmicas. Este método proporciona una representación precisa del comportamiento estructural bajo diferentes niveles de carga, brindando la posibilidad de pronosticar las fallas que podría registrar el puente frente a un evento sísmico.

El análisis estático no lineal se desarrolla aplicando de manera progresiva las cargas en una dirección concreta sobre la estructura hasta que este alcance el colapso. Para este estudio, se empleó el software CSI Bridge v25 y se consideraron los parámetros recomendados en manuales como los Manual de Puentes MTC (2018), ATC-40, FEMA-440, y el AASSTHO LRFD (2020). Se evaluaron las aceleraciones sísmicas locales para determinar el espectro de diseño y calcular los desplazamientos demandados por sismos muy raros, teniendo T_r de 1000 años, respectivamente. Además, se determinaron los desplazamientos de capacidad del puente, considerando las propiedades del material (concreto, acero de refuerzo) y la geometría de los pilares. Los resultados indicaron que los desplazamientos demandados por sismos muy raros en el punto de desempeño fueron de 3.109 cm para el eje transversal y 19.17 cm para el eje longitudinal, respectivamente. Por otro lado, los desplazamientos de capacidad fueron de 3.116 cm para el eje transversal y 14.478 cm para el eje longitudinal. Finalmente, se concluye que el Puente Allcomachay, ante sismos muy raros con un período de retorno de 1000 años, presenta un estado límite de desempeño sísmico de tipo Operacional en el eje transversal y de Ocupación Inmediata en el eje longitudinal, evidenciando así un comportamiento estructural óptimo.

Palabras clave: Sismo muy raro, análisis estático no lineal, capacidad, pushover, desempeño, demanda.

ABSTRACT

In this research, the seismic performance of the Allcomachay Bridge located in The PE-3S National Network (Mayoc-Huanta Road Section). The analysis was carried out. Nonlinear static (pushover) analysis was carried out as a study methodology to examine its response to Seismic loads. This method provides an accurate representation of the behavior structural behavior under different load levels, providing the ability to predict the failures that the bridge could experience during a seismic event.

Nonlinear static analysis is performed by progressively applying loads in a Specific direction of loading on the structure until it reaches collapse. For this study, The CSI Bridge v25 software was used, and the recommended parameters in Manuals such as the MTC Bridge Manual (2018), ATC-40, FEMA-440, and AASHTO. LRFD (2020). Local seismic accelerations were evaluated to determine the spectrum. design and calculate the displacements demanded by very rare earthquakes, with return periods (T_r) of 1000 years, respectively. Additionally, the capacity displacements were determined. of the bridge, considering the material properties (concrete, reinforcing steel) and the Geometry of the piers. The results indicated that the displacements demanded by Very rare earthquakes at the performance point resulted in displacements of 3.109 cm along the transverse axis and 19.17 cm for the longitudinal axis, respectively. On the other hand, the displacements of The capacity displacements were 3.116 cm for the transverse axis and 14.478 cm for the longitudinal axis.

Finally, it is concluded that the Allcomachay Bridge, under very rare earthquakes with a period For a 1,000-year return period, it exhibits an Operational seismic performance limit state. on the transverse axis and Immediate Occupancy on the longitudinal axis, thus demonstrating a Optimal structural behavior.

Keywords: Very rare earthquake, nonlinear static analysis, capacity, pushover, performance, Demand.

ÍNDICE GENERAL

	<i>Página</i>
Portada	I
Dedicatoria	I
Agradecimientos	II
Resumen	III
Abstract	IV
Índice General	V
Índice de figuras	IX
Índice de cuadros	XI
GLOSARIO	XII
ACRÓNIMOS	XVI
Símbolos	XVII
INTRODUCCIÓN	XVIII
1 Planteamiento del Problema	1
1.1 Descripción del Problema	1
1.2 Delimitación del Problema	3
1.2.1 <i>Espacial</i>	3
1.2.2 <i>Temporal</i>	3
1.2.3 <i>Temática y Unidad de Análisis</i>	3
1.3 Formulación del Problema	3
1.3.1 <i>Problema General</i>	3
1.3.2 <i>Problemas Específicos</i>	4
1.4 Justificación e Importancia	4
1.4.1 <i>Justificación:</i>	4
1.4.2 <i>Importancia:</i>	5

1.5	Limitaciones de la Investigación	5
1.5.1	<i>Objetivo General</i>	6
1.5.2	<i>Objetivos Específicos</i>	6
2	Marco teórico	7
2.1	Antecedentes	7
2.1.1	<i>Investigaciones Internacionales</i>	8
2.1.2	<i>Investigaciones Nacionales</i>	11
2.2	Bases Teóricas	16
2.2.1	<i>Peligro Sísmico</i>	16
2.2.1.1	<i>Peligro sísmico en el Perú</i>	16
2.2.1.2	<i>Efecto de suelo</i>	17
2.2.1.3	<i>Coefficientes de sitio</i>	17
2.2.1.4	<i>Espectro de respuesta</i>	22
2.2.2	<i>Categoría de Diseño Sísmico (SDC)</i>	23
2.2.3	<i>Requisitos de Sistemas resistentes al terremoto (SRT) para CDSs C y D</i>	25
2.2.4	<i>Idealizaciones Estructurales Para el Concreto Armado</i>	26
2.2.4.1	Idealizaciones Estructurales Para el Concreto Armado . . .	26
2.2.4.2	Idealización de la Curva Esfuerzo-Deformación para el Con- creto	27
2.2.5	<i>Modelamiento de Rótulas Plásticas</i>	28
2.2.5.1	Relación Momento - Curvatura	28
2.2.5.2	Procedimiento para Modelos no Lineales en Rótulas, según FEMA356	29
2.2.6	<i>Niveles de Desempeño Estructural</i>	30
2.2.7	<i>Niveles de movimientos sísmicos</i>	31
2.2.7.1	Propuesta del ATC-40:	32
2.2.7.2	Propuesta del FEMA 356	32
2.2.8	<i>Métodos de evaluación de capacidad estructural</i>	33
2.2.8.1	Procedimientos no lineales	33
2.2.9	<i>Capacidad estructural</i>	34
2.2.10	<i>Demanda Sísmica</i>	35
2.2.11	<i>Métodos de Evaluación de la Capacidad Estructural</i>	36
2.2.11.1	Método del Espectro de Capacidad	36
2.2.11.2	Método del Coeficiente de Desplazamiento	37
2.2.11.3	Método Mejorado Para la Linealización Equivalente	39

2.3	Marco Conceptual	43
2.3.1	<i>Análisis Pushover:</i>	43
2.3.2	<i>Basado en Desempeño:</i>	43
2.3.3	<i>Curva de Capacidad:</i>	43
2.3.4	<i>Espectro de Capacidad:</i>	43
2.3.5	<i>Inelástico:</i>	43
2.3.6	<i>Nivel de Desempeño:</i>	44
2.3.7	<i>Peligro Sísmico:</i>	44
2.3.8	<i>Punto de Desempeño:</i>	44
2.3.9	<i>Desempeño Sísmico:</i>	44
2.3.10	<i>Ductilidad:</i>	44
2.3.11	<i>Región de Rótula Plástica:</i>	45
3	Método de la Investigación	46
3.1	Enfoque	46
3.2	Alcance	46
3.3	Diseño de investigación	46
3.4	Población y muestra	47
3.4.1	<i>Población</i>	47
3.4.2	<i>Muestra</i>	47
3.5	Hipótesis	47
3.5.1	<i>Hipótesis General</i>	47
3.5.2	<i>Hipótesis Específicas</i>	47
3.6	Operacionalización de variables, definición conceptual y operacional	48
3.7	Técnicas e instrumentos	49
3.7.1	<i>Técnicas</i>	49
3.7.2	<i>Instrumentos</i>	49
3.8	Téc. Estadísticas Para Procesamiento de Información	49
3.9	Desarrollo del Trabajo de Tesis	49
3.9.1	<i>Descripción del Puente Allcomachay</i>	49
3.9.2	<i>Posición Geográfica del Puente</i>	50
3.9.3	<i>Características del Puente</i>	50
3.9.4	<i>Peligro Sísmico</i>	53
3.9.4.1	<i>Efecto de suelo</i>	53
3.9.4.2	<i>Coeficientes de sitio</i>	54
3.9.4.3	<i>Diseño de espectro de respuesta</i>	57
3.9.5	<i>Elección de la Categoría de Diseño Sísmico (SDC)</i>	58

3.9.6	<i>Asignación del sistema resistente al terremoto (SRT) para CDSs D</i>	58
3.9.7	<i>Evaluación Sísmica del Puente Allcomachay</i>	58
3.9.7.1	Metrado de cargas	60
3.9.7.2	Modelo del puente	61
3.9.7.3	<i>Análisis no lineal Pushover de la estructura</i>	61
3.9.7.4	<i>Evaluación con Análisis Pushover</i>	64
4	Resultados	68
4.1	Contrastación de Hipótesis	68
4.1.1	<i>Contrastación de Hipótesis General</i>	68
4.1.2	<i>Contrastación de Hipótesis Específicas</i>	70
4.2	Análisis e Interpretación	74
4.2.1	<i>De Objetivos Específicos</i>	74
5	Conclusiones	77
5.1	Conclusiones	77
5.2	Recomendaciones	78
A	Planos del puente	83

ÍNDICE DE FIGURAS

2.1	Mapa de isoaceleraciones espectrales suelo tipo B, PGA (0.0 seg)	19
2.2	Mapa de isoaceleraciones espectrales suelo tipo B, Ss (0.2 seg)	20
2.3	Mapa de isoaceleraciones espectrales suelo tipo B, S1 (1.0 seg)	21
2.4	Espectro de respuesta de diseño	22
2.5	Idealización de aproximación elástica perfectamente plástica.	26
2.6	Idealización de aproximación trilineal.	26
2.7	Idealización de curva completa	27
2.8	Idealización de la relación esfuerzo deformación	27
2.9	Modelo esfuerzo-deformación para concreto confinado y sin confinar.	28
2.10	Relación momento-curvatura	29
2.11	Curva tipo I para modelos no lineales en rótulas	30
2.12	Sectorización del Espectro de Capacidad	31
2.13	Diagrama espectro de respuesta	35
2.14	Representación del método espectro-capacidad de la linealización equivalente	37
2.15	Esquema que ilustra el proceso del método de coeficiente de desplazamiento para estimar el desplazamiento objetivo	39
2.16	Espectro de respuesta de desplazamiento de aceleración (ADRS) que muestra los parámetros de periodo y amortiguación efectiva junto con el espectro de capacidad.	40
2.17	Demanda ADRS inicial y el espectro de capacidad	41
2.18	Representación bilineal del espectro de capacidad	41
2.19	Registro de posibles puntos de desempeño	42
3.1	Ubicación del Puente Allcomachay	50
3.2	Vista en planta del Puente Allcomachay	52
3.3	Vista en elevación del Puente Allcomachay	52
3.4	Elevación frontal y elevación lateral de los pilares del Puente Allcomachay	53
3.5	Mapa de isoaceleraciones espectrales suelo tipo B, 0.0 seg (PGA)	55
3.6	Mapa de isoaceleraciones espectrales suelo tipo B, 0.2 seg (Ss)	56

3.7	Mapa de isoaceleraciones espectrales suelo tipo B, 1.0 seg (S1)	56
3.8	Espectro de respuesta de diseño – Puente Allcomachay	57
3.9	Planta de la distribución de acero en los pilares del Puente Allcomachay .	59
3.10	Elevación de la distribución de acero en los pilares del Puente Allcomachay	60
3.11	Modelo del puente Allcomachay	61
3.12	Concreto sin confinamiento con un $f'c=280\text{kg/cm}^2$	62
3.13	Concreto con confinamiento con un $f'c=280\text{kg/cm}^2$	62
3.14	Asignación de las rótulas plásticas sobre el pilar.	63
3.15	Momento curvatura real e idealización bilineal	64
3.16	Curva de capacidad transversal en la dirección Y	64
3.17	Curva de capacidad Longitudinal en la dirección X	65
3.18	Punto de desempeño en la dirección Y, para un $Tr=1000$ años según el ATC 40.	65
3.19	Punto de desempeño en la dirección X, para un $Tr=1000$ años según el ATC 40	66
3.20	Estado límite en la dirección Y (transversal) para un $Tr=1000$ años	66
3.21	Estado límite en la dirección X (longitudinal) para un $Tr=1000$ años	67
4.1	Estado límite en la dirección Y (transversal) para un $Tr=1000$ años	69
4.2	Estado límite en la dirección X (longitudinal) para un $Tr=1000$ años	69
4.3	Espectro de respuesta de diseño – Puente Allcomachay	71
4.4	Curva de capacidad transversal en la dirección Y	72
4.5	Curva de capacidad Longitudinal en la dirección X	72
4.6	Punto de desempeño en la dirección Y, para un $Tr=1000$ años según el ATC 40.	73
4.7	Punto de desempeño en la dirección X, para un $Tr=1000$ años según el ATC 40	73

ÍNDICE DE CUADROS

2.1	<i>Estimación del tipo de suelo.</i>	17
2.2	<i>Estimación de F_{pga}.</i>	17
2.3	<i>Estimación de F_a.</i>	18
2.4	<i>Estimación de F_v.</i>	18
2.5	<i>Asignación de las categorías de diseño sísmico.</i>	25
2.6	<i>Sectorización del nivel de daño</i>	31
3.1	<i>Operacionalización de variables</i>	48
3.2	<i>Resumen de evaluación</i>	49
3.3	<i>Estimación del tipo de suelo</i>	54
3.4	<i>Estimación de F_{pga}</i>	54
3.5	<i>Estimación de F_a</i>	55
3.6	<i>Estimación de F_v</i>	55
3.7	<i>Parámetros utilizados para la elaboración del espectro sísmico de diseño</i>	57
3.8	<i>Asignación de las categorías de diseño sísmico</i>	58
3.9	<i>Desplazamientos de desempeño para sismos muy raros según el ATC 40.</i>	67
4.1	<i>Parámetros utilizados para la elaboración del espectro sísmico de diseño</i>	70

GLOSARIO

Acción sísmica: Efecto no intencional causado por sismos, que incluye tanto desplazamientos horizontales como rotaciones en relación con el eje vertical.

Aceleración de diseño: Es el valor de la aceleración del suelo utilizado para el diseño de estructuras resistentes a sismos.

Amenaza sísmica: La probabilidad de que ocurra un sismo con ciertas características durante un período de tiempo específico.

Análisis estático no lineal Pushover: Modelo estático que aplica cargas de forma incremental a una estructura para evaluar su comportamiento tenso-deformacional y su no linealidad geométrica.

Cedencia: Describe una condición del comportamiento estructural ante sismos, en la que pequeñas variaciones en el cortante basal producen aumentos considerables en los desplazamientos.

Centro de cortante: Hace referencia al punto en el cual se ejerce la fuerza cortante sobre un nivel, considerando la aplicación de las fuerzas horizontales en los centros de masa respectivos.

Coefficiente sísmico: Se determina como la proporción entre la fuerza cortante sísmica diseñada en la base de la estructura y su peso total. Este coeficiente es fundamental en el diseño de edificaciones y otras estructuras para garantizar su capacidad de resistir las fuerzas producidas por un Sismo.

Componentes estructurales: Se refiere a los elementos que son parte esencial del sistema estructural o resistente de la edificación.

Conexión: Uniones empleadas para transmitir fuerzas entre dos o más componentes de una estructura.

Demanda sísmica: La demanda sísmica se define como las fuerzas o acciones dinámicas que una estructura experimenta debido a un sismo. Esta demanda puede ser descrita en

términos de aceleraciones, velocidades, desplazamientos u otras respuestas estructurales que los componentes de la estructura deben soportar durante un terremoto.

Desempeño sísmico: Describe la aptitud de una estructura para mantener su estabilidad y seguridad ante la acción de un terremoto y mantener funciones esenciales sin sufrir daños significativos que pongan en peligro a las personas o la integridad del edificio. Este concepto abarca la resistencia estructural, la capacidad de disipación de energía sísmica, la capacidad para resistir deformaciones y la habilidad de continuar operando tras el sismo. Se evalúa mediante análisis técnicos y cumplimiento de normativas específicas, con el fin de diseñar estructuras capaces de enfrentar eventos sísmicos con la menor afectación posible.

Desplazamiento de fluencia: Es el punto en el que se registran, como máximo, el 50 % de las incursiones inelásticas que determinan el mecanismo de falla.

Ductilidad: Se entiende como la facultad de los elementos de un sistema estructural para enfrentar incursiones repetidas en el campo inelástico sin deteriorar de manera notable su resistencia.

Efecto P- Δ : Fenómeno que se presenta en estructuras debido a la combinación de cargas axiales y desplazamientos laterales. Este efecto provoca una redistribución de los momentos flectores en los miembros estructurales, ya que los desplazamientos laterales inducen fuerzas adicionales que generan momentos adicionales en los elementos.

Espectro de diseño: Es una representación gráfica que muestra la máxima aceleración que puede experimentar una estructura según la frecuencia del sismo. Se elabora utilizando datos geológicos y sismológicos específicos del lugar donde se construirá la estructura, además de información precisa sobre las características dinámicas de la estructura.

Factor de reducción de respuesta: Factor utilizado para modificar las amplitudes del espectro de respuesta elástica con el fin de obtener el espectro de diseño.

Fuerzas de diseño: Fuerzas asociadas a la acción sísmica sobre una estructura o sus partes, consideradas en el estado de cedencia.

Fuerzas sísmicas: Se definen como las acciones externas que generan los mayores desplazamientos y las correspondientes fuerzas internas inducidas por el movimiento sísmico en la base de la estructura.

Movimientos de diseño: Movimientos seleccionados del suelo de manera que la probabilidad de excedencia durante la vida útil de la estructura sea muy baja; se caracterizan por sus espectros de respuesta.

Nivel de desempeño esperado: Se refiere a un grado adecuado de comportamiento sísmico el cual se considera adecuado para una estructura expuesta a movimientos sísmicos. Este nivel se determina al seleccionar el desempeño esperado de la edificación frente a un determinado grado de actividad sísmica.

Nivel de diseño: Hace referencia al conjunto de criterios normativos que regulan la aplicación de un factor de reducción de respuesta en el diseño de los elementos estructurales para la resistencia sísmica, según lo establecido en las regulaciones de construcción vigentes.

Parámetros de validación Son los registros límites admitidos de las propiedades que son distorsión, deformación inelástica y demanda de resistencia, esto para determinar según su nivel de rendimiento específico la aceptabilidad de un componente.

Peligro sísmico: Probabilidad de que un área experimente un sismo y la intensidad del sismo, se mide considerando factores como la historia sísmica de la región, la geología, la tectónica de placas y las características de los suelos.

Período fundamental: Se define como el período natural predominante de la estructura en una dirección específica, identificado después del análisis.

Probabilidad de excedencia: La probabilidad de excedencia se utiliza para estimar la probabilidad de que un cierto nivel de aceleración sísmica sea superado en un período de retorno dado.

Rigidez efectiva: Corresponde a la resistencia lateral de la estructura o de uno de sus elementos, calculada como la fuerza lateral aplicada sobre el desplazamiento lateral asociado.

Sistema estructural: Se refiere a un conjunto organizado y coordinado de elementos dentro de una estructura que trabajan juntos para resistir cargas y proporcionar estabilidad.

Sobre resistencia: Capacidad adicional que tienen los elementos estructurales para resistir cargas o fuerzas mayores a las que fueron diseñados inicialmente.

GLOSARIO

Vida útil: El período durante el cual se espera que una estructura sea utilizada para el fin específico para el cual fue diseñada.

Zona sísmica: Es un área geográfica específica donde la actividad sísmica ocurre con cierta regularidad o intensidad predecible, las cuales están definidas por la probabilidad y la magnitud de los sismos que pueden ocurrir en un período de tiempo dado.

ACRÓNIMOS

AASHTO	:	American Association of State Highway and Transportation Officials
ACI	:	American Concrete Institute
ASCE	:	American Society of Civil Engineers
ATC	:	Applied Technology Council
BSE	:	Basic Safety Earthquake
CDS	:	Categoría de Diseño Sísmico
FEMA	:	Agencia Federal para el Manejo de Emergencias
LRFD	:	Load and Resistance Factor Design
MTC	:	Ministerio de Transportes y Comunicaciones
SDC	:	Diseño Sísmico de Caltrans
SRT	:	Porcentaje de amortiguamiento crítico de la superestructura

SÍMBOLOS

β	:	Amortiguamiento
Δ	:	Desplazamiento
μ	:	Ductilidad
Kg	:	Kilogramo
g	:	Gravedad
L	:	Longitud
m	:	Metro
m^2	:	Metros cuadrados
T	:	Periodo
T_{eff}	:	Periodo efectivo
%	:	Porcentaje
in	:	Pulgada
α	:	Rigidez post - elástica
v	:	Velocidad

INTRODUCCIÓN

A lo largo de la historia, los terremotos han causado desastres que no solo han afectado a los edificios, sino también a los puentes, generando un impacto negativo en el desarrollo socioeconómico de los países afectados. Por este motivo, gradualmente se han ido implementando diversas metodologías que deben ser consideradas dentro del diseño sísmico de estas estructuras.

La investigación se lleva a cabo en el Puente Allcomachay, localizado en la Red Nacional PE-3S (carretera Mayocc – Huanta), y se encuentra dividida en los capítulos que se detallan a continuación:

Capítulo I: Presenta el planteamiento del problema, los objetivos de la investigación, su delimitación, además de la justificación y relevancia del estudio.

Capítulo II: Expone el marco teórico que sustenta las especificaciones de diseño de puentes según la normativa AASHTO LRFD, recopilando la información necesaria para el desarrollo de la investigación.

Capítulo III: Describe la metodología empleada, incluyendo el enfoque, los alcances, el diseño de la investigación, la población, la muestra, las hipótesis y la operacionalización de variables. Asimismo, se desarrolla el procedimiento de la investigación.

Capítulo IV: Presenta los resultados obtenidos, contrastando las hipótesis y efectuando el análisis e interpretación de los hallazgos.

Capítulo V: Contiene las conclusiones, donde se establece el nivel de desempeño sísmico alcanzado por el Puente Allcomachay.

1

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1 Descripción del Problema

A lo largo de los años, los puentes en todo el mundo han sufrido daños e incluso colapsos a causa de sismos que han impactado diversas ciudades y países. Según estudios, las deficiencias en su comportamiento se originan en las filosofías de diseño empleadas y en la escasa atención prestada a los detalles constructivos. Esta circunstancia ha reavivado la discusión en torno a las filosofías de diseño sísmico.

A raíz de estos imprevistos, diversos países han adoptado medidas preventivas y correctivas mediante políticas claras de conservación y mantenimiento, lo que ha permitido desarrollar sistemas de gestión y administración de puentes.

El puente Allcomachay a la fecha no tiene un estudio de desempeño sísmico posterior a su construcción.

Los estudios de análisis sísmico suelen apoyarse en métodos simplificados establecidos en las normativas de diseño. Sin embargo, estos enfoques, al aplicarse en el análisis y diseño de elementos, resultan altamente conservadores y limitan la representación del comportamiento estructural verdadero.

Durante gran parte del último siglo, los términos resistencia y desempeño se han utilizado de manera equivalente. No obstante, las lecciones derivadas de los sismos registrados en las últimas décadas han evidenciado que aumentar la resistencia estructural no siempre implica una mayor seguridad ni una reducción del daño. En consecuencia, varios códigos de diseño sísmico han sido revisados, priorizando un enfoque basado en el desempeño más que en la sola resistencia (Priestley, 2000).

Además, la larga interrupción de los caminos afectó negativamente. Esto sucedió incluso en puentes construidos conforme a las normativas vigentes en ese momento, las cuales mostraban deficiencias hasta entonces desconocidas. Dado que los terremotos siguen siendo eventos impredecibles, resulta relevante evaluar cómo han resistido los puentes existentes frente a estos eventos sísmicos. Esto permitirá hacer recomendaciones específicas para mejorarlos según su importancia.

En el Perú, la normativa actual que regula el diseño sismorresistente de puentes, MTC-2018, carece de detalles y explicaciones sobre los requisitos para aplicar el diseño por capacidad y para verificar los mecanismos de falla que están siendo objeto de investigación. Esto genera dudas sobre la seguridad de estas estructuras para cumplir eficazmente su función después de un sismo, especialmente considerando la necesidad de que los puentes continúen operativos tras un evento sísmico. Este estudio surge para apoyar las políticas y planes de prevención sísmica en puentes y contribuir al desarrollo de la normativa sísmica en Perú, incluyendo propuestas de directrices para evaluar puentes mediante el Método de Espectro-Capacidad, temas abordados en esta investigación.

De este modo, el diseño de puentes se entiende hoy como un proceso clave, enfocado en la respuesta por desplazamientos y en la ductilidad estructural, por encima de la resistencia como único parámetro de seguridad.

Por lo tanto, el análisis del comportamiento sísmico de puentes de concreto armado con pilares se desarrolla en este trabajo tomando como referencia el Puente Allcomachay el cual fue construido el año 2018 y diseñado con la normativa AASHTO Guide specifications for LRFD Seismic Bridge Design, ubicado sobre el río Huarpa e integra los distritos de Marcas y Luricocha, Provincia de Huanta y Acobamba, Departamento Ayacucho y Huancavelica. Siendo un Puente existente determinaremos el nivel de desempeño sísmico con el Manual de ATC-40, FEMA-440, y el AASSTHO LRFD (2020). Se evaluarán las aceleraciones sísmicas

locales para determinar el espectro de diseño y calcular los desplazamientos demandados por sismos muy raros, con Tr de 1000 años, respectivamente. Además, se determinarán los desplazamientos de capacidad del puente, considerando las propiedades del material (concreto, acero de refuerzo) y la geometría de los pilares y finalmente tendremos el nivel de desempeño.

1.2 Delimitación del Problema

1.2.1 Espacial

El proyecto de tesis se realiza para el Puente Allccomachay, ubicado sobre el río Huarpa e integra los distritos de Marcas y Luricocha, Provincia de Huanta y Acobamba, Departamento Ayacucho y Huancavelica, Perú.

1.2.2 Temporal

El proyecto de tesis se realizó entre los meses de julio a diciembre del 2024 (6 meses) periodo requerido para la recopilación de datos y el procesamiento de la información.

1.2.3 Temática y Unidad de Análisis

El proyecto de tesis se centra en los pilares del Puente Allccomachay, cuya longitud total es de 190 metros, estructurada en tres vanos: dos extremos de 55.00 m y un vano central de 80.00 m. La superestructura cuenta con una calzada de 6.60 metros de ancho, dividida en dos carriles.

1.3 Formulación del Problema

1.3.1 Problema General

- ☛ ¿Cuál es el nivel de desempeño sísmico del puente Allccomachay aplicando el análisis estático no lineal pushover?

1.3.2 Problemas Específicos

- ☞ ¿Cuál es la demanda sísmica para la zona de ubicación del puente Allccomachay?
- ☞ ¿Cuál es la curva de capacidad de los pilares del puente Allccomachay?
- ☞ ¿Cuál es la ubicación del punto de desempeño de los pilares del puente Allccomachay?

1.4 Justificación e Importancia

1.4.1 Justificación:

En los últimos años, la necesidad de reducir las pérdidas humanas y económicas asociadas a los eventos sísmicos ha impulsado una revisión integral de las metodologías de evaluación y diseño de puentes. Este cambio de enfoque se fundamenta en la experiencia adquirida tras terremotos significativos ocurridos a nivel mundial, los cuales evidenciaron las limitaciones de los enfoques tradicionales basados únicamente en la resistencia estructural. En consecuencia, la ingeniería sísmica moderna ha evolucionado hacia un enfoque de diseño basado en el desempeño (Performance-Based Seismic Design, PBSD), que busca garantizar niveles de funcionalidad, seguridad y reparabilidad predefinidos para distintas intensidades sísmicas.

El análisis no lineal tiene como objetivo principal la protección de vidas, por lo que es crucial garantizar que la estructura no colapse durante los sismos para los cuales ha sido diseñada. Además, las estructuras no deben presentar daños según los niveles de desempeño establecidos para el puente.

Chancha (2018) en su tesis de pregrado titulada: “Evaluación del desempeño estructural mediante procedimientos no lineales en puentes de concreto reforzado” dice:

El análisis no lineal permite aplicar procedimientos prácticos para el modelado y la evaluación de puentes y pasos elevados expuestos a movimientos sísmicos. Estas directrices se orientan principalmente a los Puentes Estándar Ordinarios en California según se define los Criterios de Diseño Sísmico de Caltrans (SDC) 2004 (p. 3).

Gutiérrez (2021), su tesis titulada: “Evaluación del desempeño sísmico por el método espectro-capacidad de un puente en tramo IV-IIRSA” nos dice:

Dado que los métodos tradicionales de diseño estructural, basados en análisis lineales elásticos, han evidenciado limitaciones para garantizar un nivel adecuado de seguridad, el presente trabajo de tesis tiene como propósito principal aportar al conocimiento sobre la capacidad sísmica de los puentes. En particular, se desarrolla una evaluación del punto y nivel de desempeño sísmico mediante la aplicación práctica de esta metodología al caso del Puente Asillo. Con ello, se busca generar un aporte significativo al proceso de diseño, construcción y mantenimiento de puentes en el contexto peruano.

El estudio se ejecutó con un enfoque riguroso y fundamentado en principios científicos de la ingeniería estructural, alineado con los criterios de desempeño sísmico adoptados en los países con mayor desarrollo tecnológico. Asimismo, se pretende establecer un referente técnico en una problemática que requiere mayor atención dentro del ámbito de la infraestructura vial nacional (p. 14).

1.4.2 *Importancia:*

Evaluar el desempeño sísmico del puente Allcomachay es crucial, ya que nos proporcionará una comprensión del posible comportamiento del puente frente a un evento sísmico. Desconocer este comportamiento implica un riesgo tanto para la población como para el estado, ya que no se puede determinar el nivel de seguridad de esta estructura, que es esencial para la comunicación. Si el puente llegara a fallar, podría causar múltiples daños colaterales, como problemas de tráfico, inaccesibilidad y aislamiento de áreas, pérdidas económicas significativas e incluso la pérdida de vidas humanas.

1.5 **Limitaciones de la Investigación**

Es fundamental recopilar y traducir cuidadosamente el material bibliográfico, ya que la normativa es extranjera y requiere precisión en los términos de ingeniería civil.

Los resultados y conclusiones del diagnóstico de este estudio se aplican específicamente al puente Allcomachay, por lo que no se pueden extender para hacer inferencias

sobre otros puentes en la misma zona.

La presente investigación tendrá una limitación temporal, ya que los resultados pueden variar con el paso de los años y en función de los posibles fenómenos naturales que puedan afectar la capacidad sísmica del puente.

1.5.1 *Objetivo General*

Evaluar el nivel de desempeño sísmico del puente Allcomachay mediante el análisis estático no lineal pushover.

1.5.2 *Objetivos Específicos*

- ☞ Evaluar la demanda sísmica del puente Allcomachay en su zona de ubicación.
- ☞ Evaluar la curva de capacidad de los pilares del puente Allcomachay.
- ☞ Estimar la ubicación del punto de desempeño de los pilares del puente Allcomachay.

2

MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes

El diseño de puentes que se utiliza actualmente, orientado a cumplir con las normas sísmicas nacionales e interes, se basa en aproximaciones y no contempla cómo varía la resistencia estructural a lo largo del tiempo, especialmente cuando se excede el límite elástico.

El diseño de estructuras frente a terremotos tiene como objetivo principal que las construcciones resistan sismos leves sin sufrir deterioros significativos. En situaciones de sismos moderados o fuertes, se busca que los daños sean limitados y reparables, evitando el riesgo de colapso total.

En el país, no existe una normativa específica que guíe en cuanto al potencial de daño de estas estructuras, ya que generalmente se asume teóricamente que la estructura nunca colapsará frente a un cierto nivel de movimiento del terreno. No obstante, este método de diseño no tiene en cuenta cómo cada componente reacciona ante ciclos repetidos de carga y descarga, como ocurre durante un sismo, y por ello, no permite evaluar el desempeño sísmico ni el comportamiento de la estructura cuando entra en la zona no lineal.

Chavesta (2019) en su tesis: “Análisis estático no lineal para estimar el desempeño sísmico de una estructura aporricado de 5 pisos en la ciudad de Lima” dice:

Hace aproximadamente cuatro décadas se inició el estudio del comportamiento no lineal de las estructuras. Las investigaciones evidenciaron que los análisis dinámicos no lineales eran viables, pero demasiado complejos para aplicarse con facilidad. Surgieron métodos de análisis estático no lineal que consideran directamente el comportamiento inelástico de los materiales. El método “Pushover” es un análisis estático no lineal que evalúa de forma simple y eficaz la capacidad estructural. Este procedimiento evalúa la relación entre la fuerza sísmica basal y la deformación en el nivel superior de la edificación, considerando una distribución representativa de fuerzas inerciales (p. 4).

2.1.1 *Investigaciones Internacionales*

La IJSETR (Revista Internacional de Investigación en Ciencia, Ingeniería y Tecnología) publicó un artículo desarrollado por Kumar and Shivanand (2016), donde nos dice:

El objetivo principal de este trabajo fue realizar un estudio de caso para la evaluación sísmica de un puente de concreto armado existente, empleando un análisis pushover como herramienta de estudio. Para ello, se seleccionó un puente de concreto armado compuesto por 11 tramos, el cual fue cuidadosamente modelado y analizado en el software CSiBridge, considerando las propiedades mecánicas del material, las condiciones de apoyo y las cargas permanentes y variables que actúan sobre la estructura. Los resultados obtenidos mostraron que la demanda sísmica de la estructura es inferior a su capacidad, lo que indica que, en las condiciones actuales, no es necesaria una rehabilitación estructural. Asimismo, se evaluó la implementación de aisladores sísmicos, demostrando que su utilización es una estrategia eficaz y eficiente para disminuir la acción de las fuerzas sísmicas, mejorando el desempeño global del puente frente a eventos sísmicos futuros. Adicionalmente, el estudio permitió identificar los tramos con mayor vulnerabilidad relativa, así como proponer recomendaciones de mantenimiento y monitoreo periódico que contribuyan a prolongar la vida útil de la infraestructura y garantizar la seguridad de los usuarios.

Al-Jassim (2017) publicó un artículo titulado “Evaluación sísmica del puente Al-najibiya utilizando análisis Pushover” donde:

En este estudio se presentó el puente Al-Najibiya, diseñado para conectar el sub-districho de Garmat Ali con la ciudad de Basrah en el norte de la provincia de Basrah. El puente consta de 7 tramos, incluyendo una sección móvil para permitir la navegación, con una longitud total de 250 m y un ancho de 16 m. El diseño del puente se realizó utilizando el método basado en la fuerza (FBA), siguiendo las Especificaciones AASHTO 2011. Durante la construcción de las pilas del puente, el contratista enfrentó dificultades técnicas debido a la alta cantidad de refuerzo de acero requerido. Como resultado, el propietario decidió revisar el diseño y reducir la cantidad de barras de refuerzo longitudinales en las pilas en un 35 %, manteniendo la sección transversal sin cambios. El autor evaluó este ajuste mediante un análisis pushover. Los resultados mostraron que el puente estaba inicialmente diseñado para comportarse de manera elástica bajo un terremoto severo, lo cual no era económicamente eficiente. Sin embargo, la reducción del 35 % en el refuerzo longitudinal de las pilas demostró ser viable desde el punto de vista de la construcción, manteniendo un nivel de desempeño seguro en términos de vida útil durante eventos sísmicos.

Alvarez et al. (2010) en su artículo científico: “Capacidad sísmica de puentes con subestructura de concreto reforzado” donde:

Se determinó a través del análisis estático no lineal la capacidad del puente típico de concreto, el puente de 77.56 m de longitud, repartida ésta en 3 claros simplemente apoyados de 22.56, 26.10 y 25.90 m localizado en la autopista México-Guadalajara. Resultando una fuerza cortante máxima de 2 070 Tnf para un desplazamiento de 3.9 cm en la dirección longitudinal y 8 una fuerza cortante de 1469 Tnf para un desplazamiento máximo de 8cm en la dirección transversal; evidenciando así que la dirección transversal es la más débil del puente y que los desplazamientos también son mayores en dicha dirección. Además, concluyó que el puente cuenta con la capacidad suficiente para soportar las demandas elásticas impuestas por los espectros de diseño ya que el punto de desempeño según la metodología del ATC-40 se encontró en la etapa lineal de la curva de capacidad tanto en la dirección longitudinal como transversal.

Morocho and Suárez (2007) realizaron la siguiente investigación: “Estudio del desempeño sísmico de puentes mediante el procedimiento no lineal estático” donde menciona:

Los métodos existentes para la verificación del desempeño sísmico en puentes, con base en el análisis no lineal estático, con los siguientes métodos de estudio como: el método del espectro de capacidad de ATC 40 y el método de coeficientes de desplazamientos FEMA 440. Los métodos implementados resultan ser de fácil aplicación y de uso general puesto que trabaja directamente con la curva Pushover y que el proceso iterativo es rápido y sencillo, además tiene la ventaja de utilizar los modelos de amortiguamiento de análisis por desplazamientos que actualmente ha sido desarrollados para varias topologías estructurales. El análisis de historia de tiempo se muestra más eficaz que el método del espectro de capacidad para evaluar el comportamiento sísmico.

Cabrera (2018) en su tesis titulada “Desempeño sísmico en puentes de hormigón armado en Chile” de la Universidad Técnica Federico Santa María, dice:

Dado el contexto de actividad sísmica en el país, evaluar el desempeño sísmico de los puentes debiese ser parte del proceso de diseño. Sin embargo, hasta la fecha eso no es efectivo. Para lograr implementar esta metodología es necesario considerar que los puentes de hormigón armado incursionan en el rango no lineal ante cargas sísmicas, en consecuencia, los métodos no lineales de análisis entregan una herramienta que permite una adecuada caracterización del fenómeno. El estudio tuvo como objetivo evaluar el desempeño sísmico de puentes de hormigón armado mediante análisis pushover, considerando tres casos de puentes chilenos: uno diseñado después del sismo del Maule, otro previo a 2009 y un tercero que presentó fallas durante dicho evento.

La metodología implementada se basó en un análisis no lineal estático mediante un modelo computacional de elementos finitos desarrollado en el programa SAP2000 v19; este tipo de análisis capturó la capacidad de la estructura mediante leyes constitutivas de materiales, compatibilidad de deformaciones y equilibrio de fuerzas. Se caracterizó el desempeño sísmico considerando estados límites en el estado del arte.

2.1.2 *Investigaciones Nacionales*

En el contexto nacional, las siguientes investigaciones se consideran de mayor relevancia:

La investigación de Mera (2023) titulada: “Desempeño sísmico con métodos analíticos no lineales, puente Santa María de Nieva” dice:

Los puentes constituyen elementos fundamentales dentro de las redes viales y, por lo tanto, deben minimizar cualquier daño estructural durante eventos sísmicos. En este contexto, la presente investigación evaluó el desempeño sísmico y el daño global del Puente Santa María de Nieva, ubicado en la carretera Wawico – Sarameriza, en la región Amazonas, Perú, cuya sección suspendida alcanza los 150 m. Para el análisis, se aplicaron dos métodos no lineales complementarios: el análisis estático no lineal (pushover multimodal) y el análisis dinámico no lineal en el dominio del tiempo (historia). Para estimar el nivel de desempeño sísmico se empleó la norma VISION2000 y el manual HAZUS mediante curvas de fragilidad para estimar la probabilidad de daño en la estructura. Se definieron los espectros de demanda sísmica, se incorporó un patrón de carga lateral para obtener la curva de capacidad bilineal, y mediante el método del espectro de capacidad y la norma ATC-40 se obtuvo el punto de desempeño sísmico. Además, fueron seleccionados, escalados y procesados 6 registros sísmicos mediante el software Seismosignal 2023, obteniéndose desplazamientos no lineales y espectrales.

Los resultados mostraron que, aunque el puente mantiene un nivel de desempeño operacional y funcional frente a sismos, la probabilidad de daño global es significativa, especialmente en los tramos suspendidos y en los apoyos. Además, la investigación permitió identificar los elementos más vulnerables, como los sistemas de apoyo y las juntas estructurales, proponiendo medidas de refuerzo, mantenimiento preventivo y monitoreo sísmico continuo para garantizar la seguridad y prolongar la vida útil de la infraestructura. La combinación de análisis estático y dinámico no lineal proporcionó una evaluación integral del comportamiento sísmico del puente, evidenciando la eficacia de los métodos empleados y la necesidad de incorporar estrategias de mitigación para eventos sísmicos extremos.

De acuerdo a la tesis de Barroso (2020) titulada: “Análisis del desempeño sísmico mediante procedimientos no lineales del puente Chamán km. 701, en el distrito de Chepén – provincia de Chepén – La Libertad” donde:

En la presente investigación se analizó el nivel de desempeño sísmico del Puente Chamán km. 701, en el distrito de Chepén – provincia de Chepén – La Libertad, mediante el análisis estático no lineal (pushover), frente a sollicitaciones sísmicas; tomando en cuenta que, con este análisis se obtiene el comportamiento real de la estructura, por lo tanto, se pueden predecir los daños que sufrirá el puente después de ocurrido un sismo. El análisis estático no lineal (pushover) consiste en aplicar un patrón de cargas a la estructura en una dirección en específico, que se incrementará hasta lograr el colapso de la estructura. Para la aplicación de este análisis en el Puente Chamán se utilizó el software CSI Bridge v21; y, además, se tomó principalmente como referencia los parámetros descritos en el Manual de Puentes MTC (2018), Manual de CALTRANS (2019), LRFD Seismic Analysis and Design of Bridges Reference Manual (2014). Para el desarrollo de esta investigación se tuvo en cuenta las aceleraciones de la zona de estudio, que sirvió para graficar el espectro de diseño y determinar el desplazamiento de demanda para sismos raros y muy raros, con periodo de retorno de 475 y 1000 años, respectivamente. De otro lado, para determinar el desplazamiento de capacidad del puente, se tuvo en cuenta las propiedades del material (concreto, acero de refuerzo) y geometría del pilar. Se pudo determinar que el desplazamiento de demanda para sismos raros ($T_r= 475$ años) es 0.36 cm en el eje transversal y 6.75 cm en el eje longitudinal, mientras que, para sismos muy raros ($T_r= 1000$ años) es 0.43 cm en el eje transversal y 7.76 cm en el eje longitudinal. El desplazamiento de capacidad resultó 0.91 cm en el eje transversal y 6.68 cm en el eje longitudinal. En conclusión, el análisis del Puente Chamán determinó que, frente a un sismo con un periodo de retorno de 475 años, la estructura alcanza el estado límite de prevención de colapso, presentando daños severos e irreparables, especialmente en los apoyos y zonas de conexión. En cambio, ante un evento sísmico con un periodo de retorno de 1000 años, el puente sobrepasa dicho límite y entra en un estado de colapso total, perdiendo completamente su funcionalidad. Los resultados muestran la vulnerabilidad sísmica de la estructura y la necesidad de aplicar refuerzos que mejoren su resistencia y durabilidad.

De acuerdo a la tesis de Blas and Sosa (2019) titulada: “Evaluación del desempeño sísmico bajo el método de análisis estático no lineal pushover, caso puente Riecito ubicado en el distrito de Bellavista – Piura” donde:

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. El análisis mostró que las demandas sísmicas para un periodo de retorno de 1000 años son mayores que para 475 años. En consecuencia, la estructura alcanza el estado límite de ocupación inmediata ante sismos de 1000 años y el estado límite de punto de fluencia sin deformación plástica para sismos de 475 años.

Acero (2004) en su investigación: “Comparación de las Normas Sísmicas más utilizadas para Puentes Continuos en el Perú y sus Métodos de Análisis” menciona:

Se requieren realizar estudios de amenaza sísmica regional que determinen las aceleraciones probables y los periodos de retorno correspondientes a diferentes condiciones límites, a fin de fortalecer los métodos basados en el desempeño estructural. La regularidad de un puente es un parámetro importante, pero también es importante que sea simple, simétrico e íntegro. Simple, porque las fuerzas se transfieren al suelo en forma directa; simétrica, para no generar rotaciones torsionales; y finalmente íntegro, para que todas las componentes del puente permanezcan conectadas después del evento sísmico.

De acuerdo a la tesis de Chancha (2018) titulada: “Evaluación del desempeño estructural mediante procedimiento no lineales en puentes de concreto reforzado” donde:

En su tesis detalla la metodología que 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. Finalmente, las conclusiones fueron:

a. Mediante el análisis estático no lineal (Pushover), se obtuvo una fuerza cortante máxima en el eje X de 63.25 toneladas con un desplazamiento último de 11.73 cm, mientras que en el eje Y se registró una fuerza cortante de 152.33 toneladas y un desplazamiento de 5.53 cm. Estos resultados evidencian una respuesta estructural más rígida en la dirección transversal (eje Y), lo cual indica una menor capacidad de desplazamiento lateral en esa dirección, pero una mayor resistencia a las cargas sísmicas aplicadas.

b. El análisis de vulnerabilidad del puente evaluado indica que, para un periodo de retorno de 1000 años, la estructura presenta un nivel de ocupación inmediata en la dirección del eje Y y un nivel de seguridad de vida en el eje X. Esto significa que el puente no alcanza el colapso estructural, aunque experimenta daños moderados que son reparables, manteniendo su funcionalidad parcial y garantizando la seguridad de los usuarios ante un evento sísmico severo.

Para el método tiempo historia se requieren al menos 3 historiales del tiempo de aceleración que hayan ocurrido en el lugar de estudio, si no se cuenta con historiales de tiempo en el lugar se crearán 5 acelerogramas sintéticos que se ajusten al espectro de respuesta elástica.

Córdova (2018) en su tesis titulada “Evaluación de la vulnerabilidad del puente Nochoz ante solicitaciones sísmicas en el distrito de Puerto Bermúdez, de la provincia de Oxapampa – región Pasco - 2018” de la Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, mencionó lo siguiente:

El Perú se ubica en una zona de alta actividad sísmica dentro del Cinturón de Fuego del Pacífico, lo que lo hace altamente vulnerable a movimientos telúricos. El puente Nochoz, construido hace más de 30 años por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones, constituye el único medio de conexión entre los distritos de Villa Rica, Puerto Bermúdez y Ciudad Constitución. Su diseño se elaboró bajo normas antiguas que contemplaban cargas de diseño menores a las actualmente exigidas, lo que incrementa su vulnerabilidad estructural ante sismos.

El objetivo principal de la investigación fue evaluar la vulnerabilidad sísmica del puente Nochoz, una estructura de concreto armado de 50 metros de luz y más de 30 años de antigüedad. Para ello, se aplicaron métodos cualitativos y cuasi experimentales en dos etapas: primero, se determinó el índice de vulnerabilidad a partir de nueve parámetros estructurales; y segundo, se utilizó el método del espectro de capacidad mediante un análisis estático no lineal (pushover), con el cual se obtuvieron las curvas de capacidad y los desplazamientos máximos correspondientes a cada estado límite. Finalmente, las conclusiones fueron:

- a.** Se determinó que el puente Nochoz es vulnerable ante las solicitaciones que genera unos sismos raros con un periodo de retorno de 474 años, que corresponde a un estado límite de seguridad y por consiguiente es vulnerable a sismos superiores.
- b.** El puente Nochoz es capaz de soportar sismos frecuentes y ocasionales con periodos de retorno de 72 y 225 años respectivamente, siendo este último el que corresponde a un estado límite de control de daño, que ocasiona que el comportamiento del puente se encuentre casi al límite del rango elástico.
- c.** Los desplazamientos del puente para sismos frecuentes y ocasionales son aceptables, y se prevé, que tendrán un efecto mínimo mientras que para sismos raros, muy raros e inclusive para el sismo de diseño, los desplazamientos superarán a los permisibles ocasionando la falla del puente y su colapso.

2.2 Bases Teóricas

2.2.1 *Peligro Sísmico*

El peligro sísmico se entiende como la probabilidad de que, en un punto específico, ocurra un movimiento telúrico con una intensidad igual o superior a un valor determinado. Dado que los sismos son fenómenos de naturaleza aleatoria, su estudio se aborda mediante la teoría de probabilidades para estimar el nivel de riesgo asociado a su ocurrencia. Este fenómeno está directamente relacionado con la actividad sísmica, siendo analizado por sismólogos, mientras que la vulnerabilidad estructural corresponde a la evaluación realizada por ingenieros, quienes se enfocan en comprender los efectos que producen los movimientos sísmicos sobre las edificaciones e infraestructuras. El análisis del peligro sísmico busca definir los espectros de diseño según la zona sísmica, las condiciones del suelo y las características estructurales del puente.

2.2.1.1 *Peligro sísmico en el Perú*

El Perú se encuentra altamente expuesto a la ocurrencia de eventos sísmicos debido a su ubicación geográfica dentro de una zona de subducción, que constituye la principal fuente sismogénica. Adicionalmente, existe una segunda fuente de origen continental asociada a la presencia de fallas geológicas activas, las cuales pueden generar movimientos sísmicos de menor o mayor intensidad, dependiendo de sus características estructurales y dinámicas. El Perú es altamente sísmico debido a la interacción de placas tectónicas y fallas geológicas que originan frecuentes terremotos y desastres. La interacción constante entre las placas tectónicas ha generado numerosas fallas geológicas, responsables de los principales terremotos y desastres registrados en el país. Asimismo, la continua interacción y colisión entre las placas tectónicas en el territorio nacional ha originado diversas fallas geológicas. Entre las más representativas se encuentran las fallas de la Cordillera Blanca, Huaytapallana, Tambomachay y Moyobamba, que ocasionaron eventos sísmicos significativos en distintas regiones del país, como Ancash (1947), Huancayo (1969), Cusco (1986), San Martín (1990 y 1991) y Ayacucho (1981 y 1999), evidenciando la elevada actividad sísmica del territorio peruano.

2.2.1.2 Efecto de suelo

Corresponde a la alteración del movimiento sísmico provocada por las condiciones geológicas y geotécnicas propias del sitio donde se transmiten las ondas sísmicas. Este efecto es clave en la ingeniería sísmica, ya que puede incrementar o disminuir la intensidad del movimiento del terreno en comparación con lo observado en formaciones de roca firme.

Cuadro 2.1: Estimación del tipo de suelo.

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

Nota. Adaptado de AASHTO (2020) (p. 3-102)

2.2.1.3 Coeficientes de sitio

Los coeficientes de sitio para las máximas aceleraciones del suelo F_{pga} , F_a y F_v se tomarán como especifica en la Tabla 2.2, 2.3 y 2.4.

Cuadro 2.2: Estimación de F_{pga} .

Clase de sitio	Coeficiente máximo de aceleración del suelo (PGA)				
	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	*	*	*	*	*

Nota. Adaptado de AASHTO (2020) (p. 3-105)

Cuadro 2.3: Estimación de F_a .

Clase de sitio	Coeficiente de aceleración espectral para periodo 0.2 sec (S_s)				
	$S_s < 0.25$	$S_s = 0.50$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.00$	$S_s > 1.25$
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	*	*	*	*	*

Nota. Adaptado de AASHTO (2020) (p. 3-105)

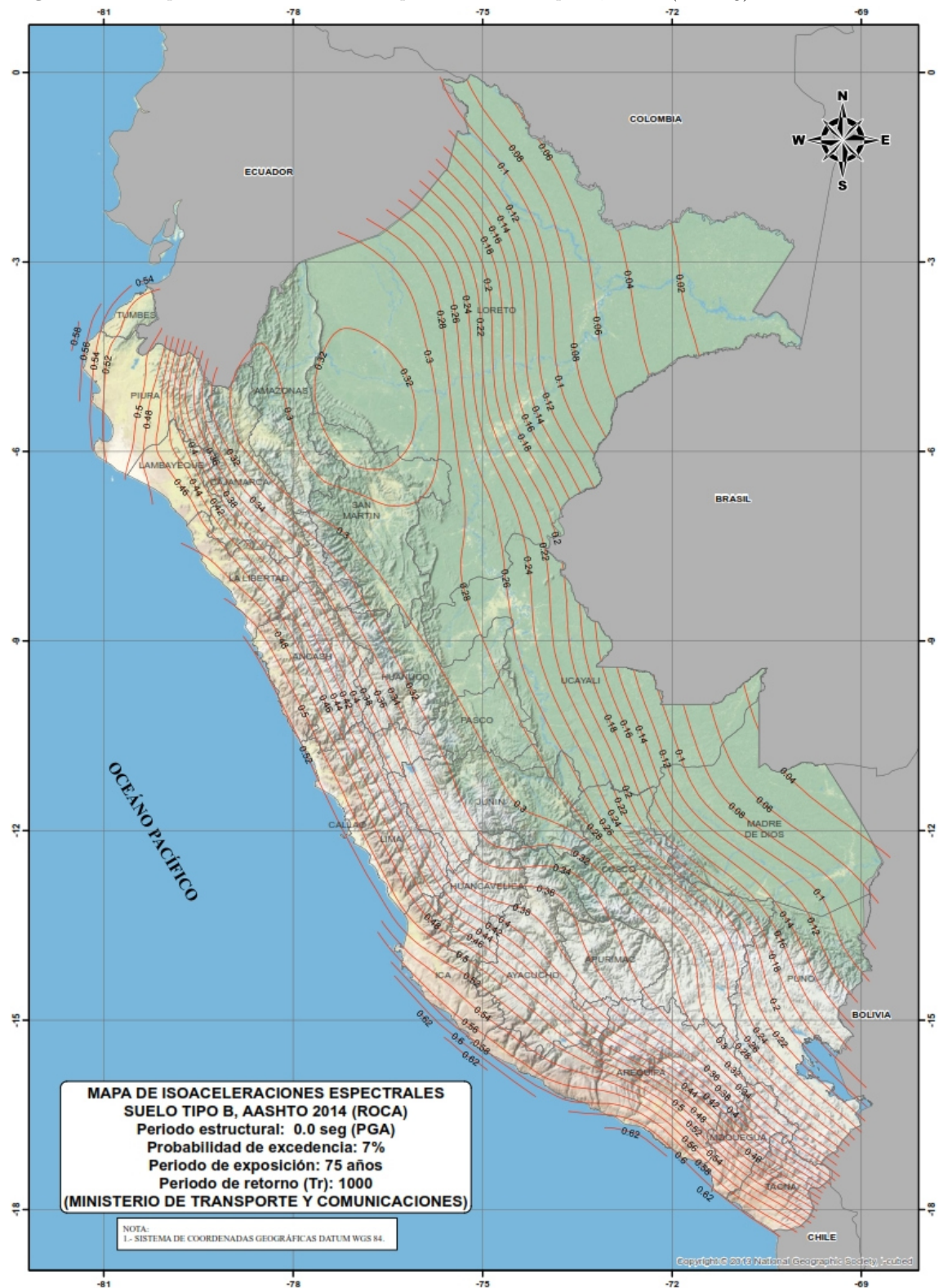
Cuadro 2.4: Estimación de F_v .

Clase de sitio	Coeficiente de aceleración espectral para periodo 1.0 sec (S_1)				
	$S_1 < 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 > 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	*	*	*	*	*

Nota. Adaptado de AASHTO (2020) (p. 3-106)

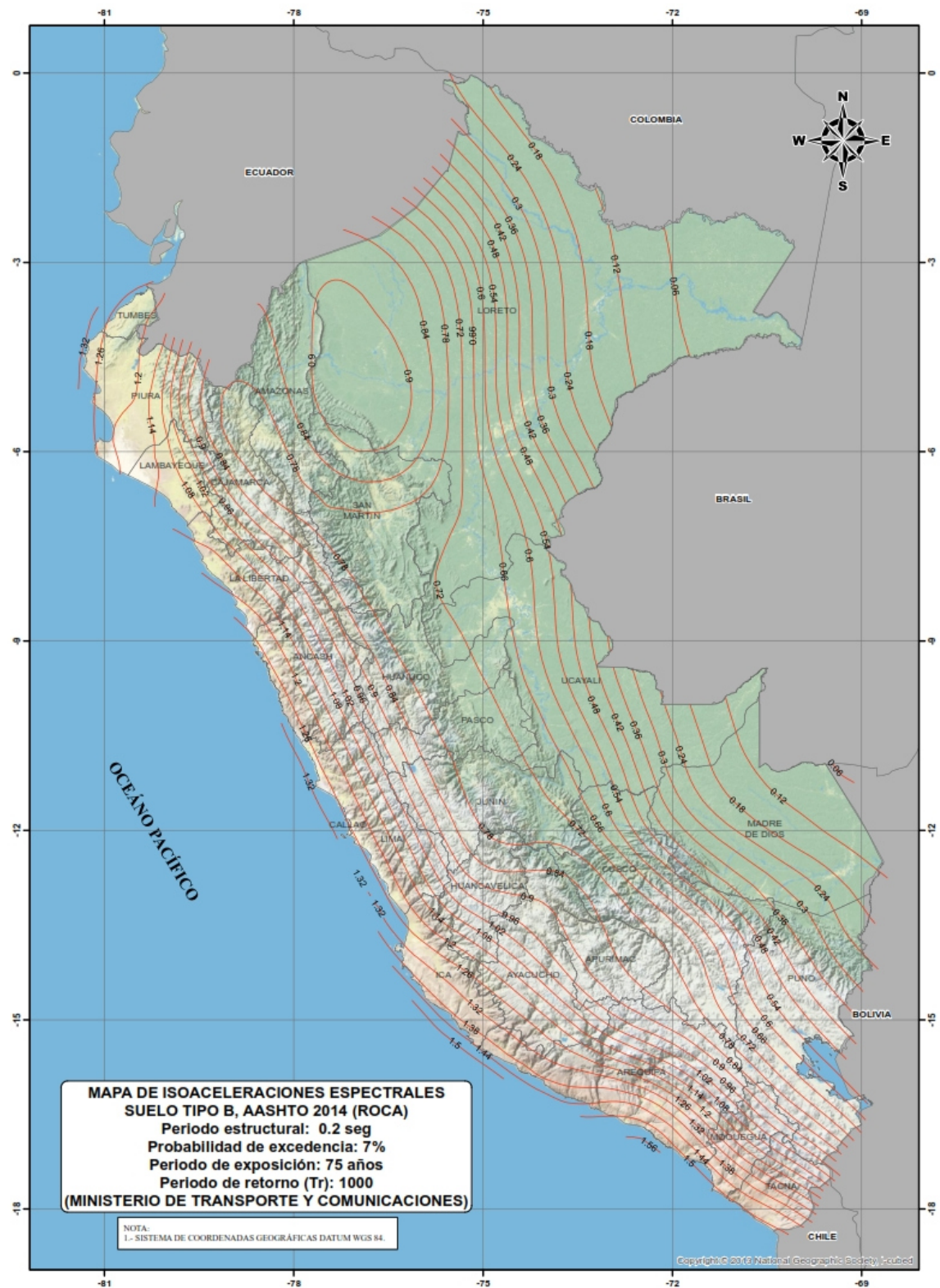
Los valores de aceleración espectral correspondientes a PGA (0.0 s), S_s (0.2 s) y S_1 (1.0 s) se obtienen del mapa de isoaceleraciones espectrales para suelo tipo B, conforme a lo establecido en las figuras 2.1, 2.2, 2.3.

Figura 2.1: Mapa de isoaceleraciones espectrales suelo tipo B, PGA (0.0 seg)



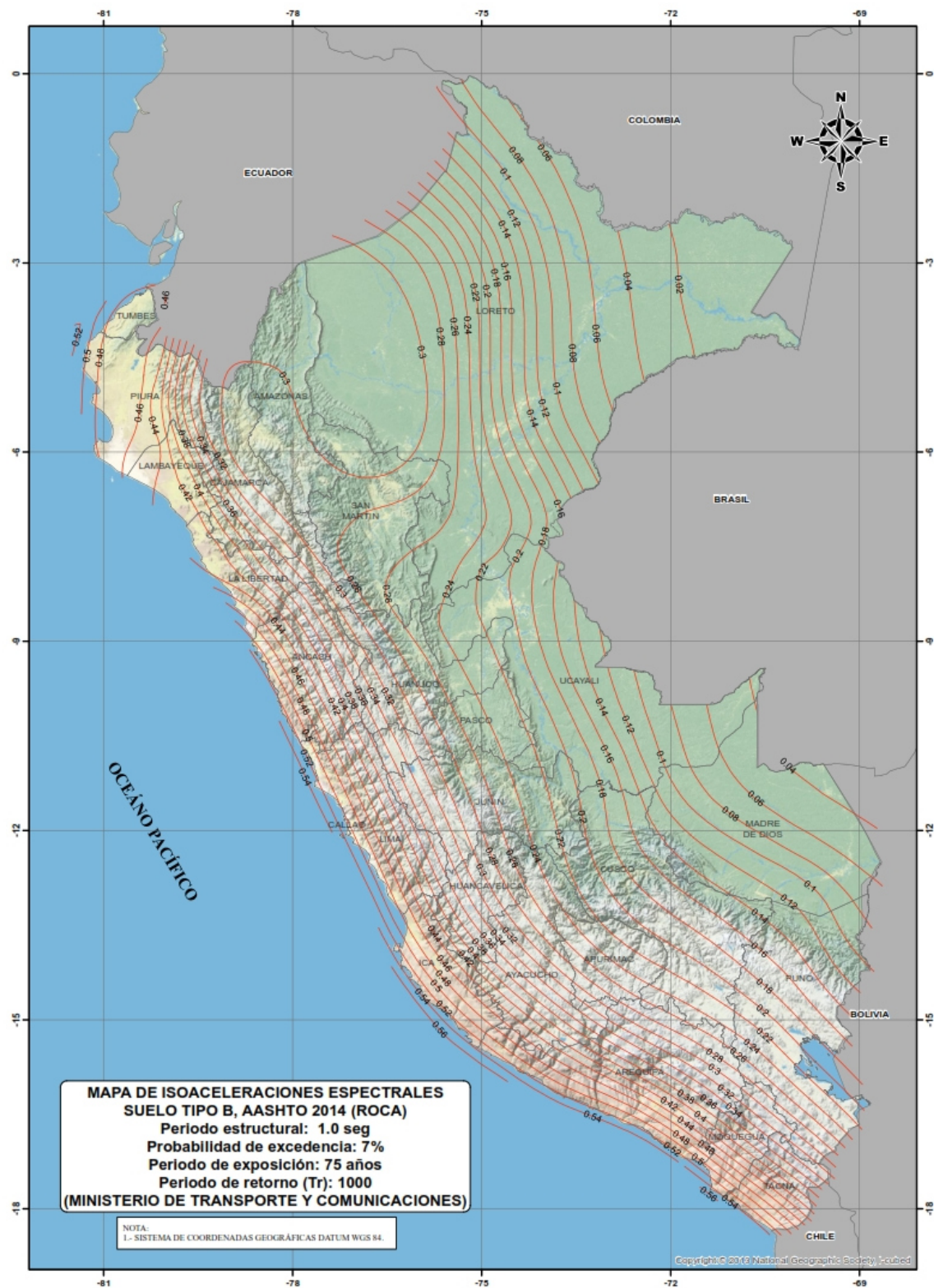
Nota. Adaptado de MTC (2018) (p. 564)

Figura 2.2: Mapa de isoaceleraciones espectrales suelo tipo B, S_s (0.2 seg)



Nota. Adaptado de MTC (2018) (p. 565)

Figura 2.3: Mapa de isoaceleraciones espectrales suelo tipo B, S1 (1.0 seg)

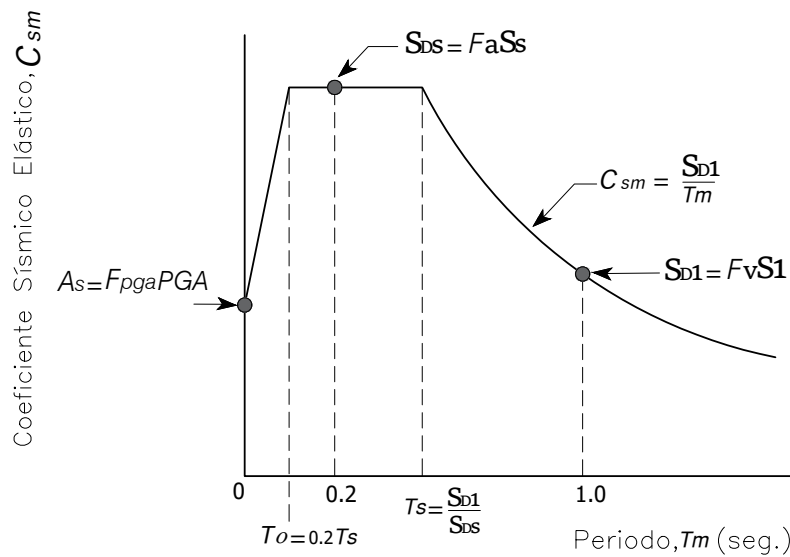


Nota. Adaptado de MTC (2018) (p. 566)

2.2.1.4 Espectro de respuesta

El espectro de respuesta con un amortiguamiento del 5 % se elaborará según lo indicado en la figura 2.4. Dicho espectro se determina a partir de los valores máximos mapeados de los coeficientes de aceleración del terreno y de aceleración espectral, los cuales se escalan de acuerdo con los factores del sitio F_{pga} , F_a , y F_v correspondientes a los periodos corto, intermedio y largo, respectivamente.

Figura 2.4: Espectro de respuesta de diseño



Nota. Adaptado de AASHTO (2020).

De la Figura 2.4 se aprecia 3 tramos, del código AASHTO se tiene:

- ☞ Para periodos inferiores o iguales que T_0 , el coeficiente de aceleración de respuesta espectral, S_a , se define de la siguiente manera:

$$S_a = (S_{DS} - A_s) \frac{T}{T_0} + A_s \quad (2.1)$$

En el cual:

$$A_s = F_{pga} \cdot PGA$$

$$S_{DS} = F_a S_s$$

$$T_0 = 0,2T_S$$

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

- ☞ Para periodos mayores o iguales que T_0 y menores o iguales que T_S , el coeficiente de aceleración de respuesta espectral, S_a , será definido como sigue:

$$S_a = S_{DS} \quad (2.2)$$

☞ Para periodos mayores a T_S , el coeficiente de aceleración de respuesta espectral, S_a , será definido como sigue:

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

En el cual: $S_{D1} = F_v S_1$

PGA: Aceleración pico a nivel de basamento rocoso (Tipo de suelo Clase B).

Ss: Aceleración espectral a nivel de basamento rocoso para un T_r de 0.20 seg.

S1: Aceleración espectral a nivel de basamento rocoso para un T_r de 1.00 seg.

Fpga: Coeficiente de sitio para aceleración pico PGA.

Fa: Coeficiente de sitio para aceleración espectral de 0.20 seg.

Fv: Coeficiente de sitio para aceleración espectral de 1.00 seg.

As: coeficiente de aceleración.

SD1: Coeficiente de aceleración espectral de Diseño 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).

2.2.2 *Categoría de Diseño Sísmico (SDC)*

Según el valor de la aceleración espectral amplificada 1, las estructuras se clasifican en cuatro categorías sísmicas (A–D), cada una con requisitos específicos de análisis, diseño y detallado estructural.

Categoría A:

1. No se especifica un sistema resistente a sismo en particular.
2. No requiere análisis de demanda.
3. No se requiere verificación de capacidad implícita.
4. No se requiere diseño por capacidad.
5. Se deben cumplir los requisitos mínimos de detalle respecto a longitudes de apoyo, fuerzas de diseño y refuerzo transversal en columnas.

Categoría B:

1. Se debe considerar el uso de un sistema resistente a sismo en particular.
2. Requiere análisis de demanda.
3. Requiere verificación de capacidad implícita (desplazamiento $P - \Delta$, longitud de soporte).
4. Se debe considerar el diseño por capacidad para cortante en la columna, se deben considerar las verificaciones por capacidad para evitar vínculos débiles en el sistema resistente a sismo.
5. Nivel de detalle acorde a B.
6. Se debe considerar la evaluación de potencial licuación para ciertas condiciones.

Categoría C:

1. Se especifica un sistema resistente a sismo en particular.
2. Requieren análisis de demanda.
3. Requieren verificación de capacidad implícita (desplazamiento $P - \Delta$, longitud de soporte)
4. Se debe considerar el diseño por capacidad y requerimientos por cortante en la columna.
5. Nivel de detalle acorde a C.
6. Se requiere la evaluación de potencial de licuación.

Categoría D:

1. Se especifica en un sistema resistente a sismo en particular.
2. Requieren análisis de demanda.
3. Requieren verificación de capacidad basada en el desplazamiento mediante análisis pushover (desplazamiento $P - \Delta$, longitud de soporte).
4. Se debe considerar el diseño por capacidad y requerimientos por cortante en la columna.
5. Nivel de detalle acorde a D.
6. Se requiere la evaluación de potencial de licuación.

La tabla 2.5 correspondiente a las categorías de diseño sísmico:

Cuadro 2.5: Asignación de las categorías de diseño sísmico.

SD1 = Fv * S1	Categoría de Diseño Sísmico (SDC)
SD1 < 0.15	A
0.15 < SD1 < 0.30	B
0.30 < SD1 < 0.50	C
0.50 < SD1	D

Nota. Adaptado de AASHTO (2020) (p. 3-108)

2.2.3 Requisitos de Sistemas resistentes al terremoto (SRT) para CDSs C y D

Según Imbsen (2007) quien realiza un análisis del manual del AASHTO nos menciona lo siguiente:

Cada puente se clasifica en una de las cuatro Categorías de Diseño Sísmico (A–D) según la aceleración espectral de diseño a 1 s. Los puentes en las categorías C o D deben contar con un Sistema de Resistencia a Terremotos (SRT) claramente definido, capaz de transmitir las fuerzas sísmicas al suelo, disipar energía y controlar desplazamientos. Todos los elementos estructurales y de cimentación deben ser compatibles con la estrategia de diseño sísmico adoptada, la cual se basa en tres enfoques globales de comportamiento estructural establecidos en la normativa.

Tipo 1: Subestructura dúctil con superestructura esencialmente elástica: esta categoría comprende columnas, muros y pilares con bisagras plásticas convencionales, así como cimentaciones que reducen las fuerzas de inercia mediante la resistencia pasiva o articulación con el suelo.

Tipo 2: Subestructura esencialmente elástica con una superestructura dúctil: esta categoría aplica únicamente a superestructuras de acero, donde la ductilidad se obtiene 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 con aislamiento sísmico o disipadores de energía, cuyo comportamiento corresponde a la categoría 1 al combinar una subestructura dúctil con una superestructura predominantemente elástica (p. 3-2).

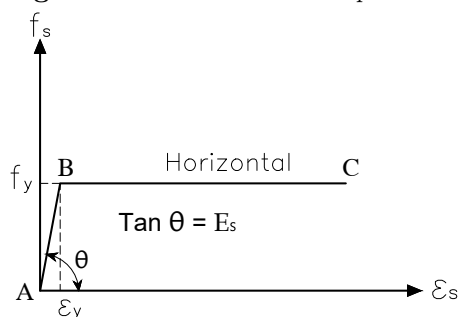
2.2.4 Idealizaciones Estructurales Para el Concreto Armado

2.2.4.1 Idealizaciones Estructurales Para el Concreto Armado

Existen diversos modelos para caracterizar el comportamiento del acero:

Idealización de aproximación elástica perfectamente plástica, se trata de una curva simplificada compuesta por dos tramos lineales, en la que no se considera la sobrerresistencia del acero en su punto de fluencia. Esta representación, utilizada por las normas ACI, presenta limitaciones al evaluar grandes deformaciones, ya que no permite estimar con precisión los esfuerzos que superan el límite de fluencia en análisis no lineales (Park and Paulay, 1998).

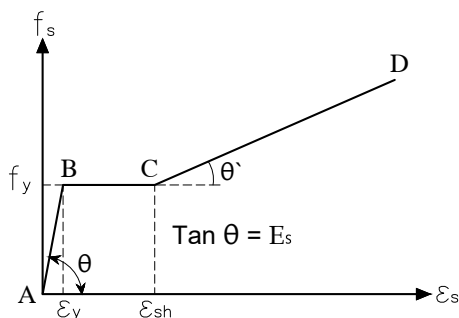
Figura 2.5: Idealización de aproximación elástica perfectamente plástica.



Nota. Adaptado de Park and Paulay (1998) “Estructuras de concreto reforzado” (p. 44).

Idealización de aproximación trilineal, es una idealización más precisa de la curva esfuerzo–deformación, que requiere conocer los valores de esfuerzo y deformación tanto en el punto de inicio de la fluencia como en el comienzo del endurecimiento por deformación. A diferencia del modelo elástico perfectamente plástico, esta representación permite que el material soporte esfuerzos superiores al límite de fluencia (Park and Paulay, 1998).

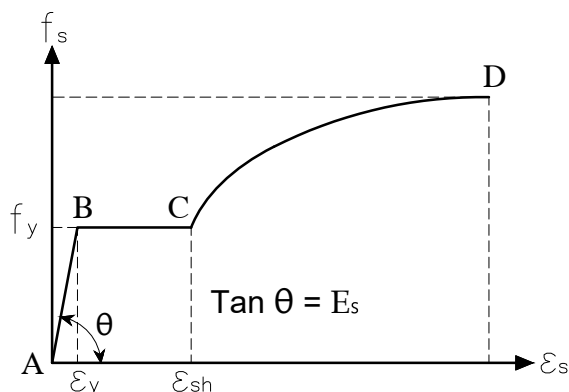
Figura 2.6: Idealización de aproximación trilineal.



Nota. Adaptado de Park and Paulay (1998) “Estructuras de concreto reforzado” (p. 44).

Idealización de curva completa, se trata de una idealización más precisa de la curva esfuerzo–deformación, que requiere los valores de esfuerzo y deformación correspondientes no solo al inicio de la fluencia y al endurecimiento por deformación (como en el modelo trilineal), sino también al punto de tracción última o de falla. Esta etapa final suele representarse mediante una parábola de segundo o tercer grado, lo que permite que el material resista esfuerzos superiores al límite de fluencia (Park and Paulay, 1998).

Figura 2.7: *Idealización de curva completa*



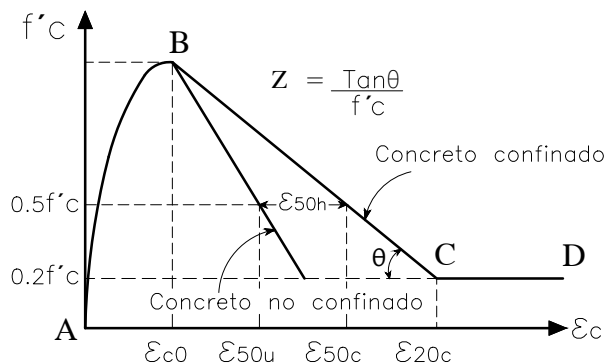
Nota. Adaptado de Park and Paulay (1998) “Estructuras de concreto reforzado” (p. 44)

2.2.4.2 Idealización de la Curva Esfuerzo-Deformación para el Concreto

Existen varios tipos de modelos para el concreto, que incluyen:

Modelo de Kent y Park, a partir de la evidencia experimental disponible, se propuso una curva esfuerzo–deformación que incorpora el efecto del acero de confinamiento (refuerzo transversal), logrando una adecuada representación del comportamiento esfuerzo–deformación del concreto confinado (Kent and Park, 1971).

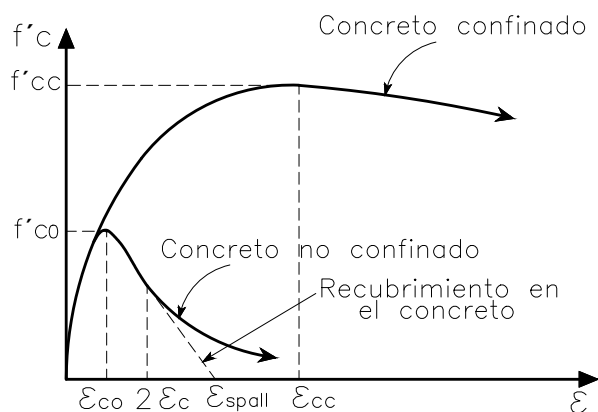
Figura 2.8: *Idealización de la relación esfuerzo deformación*



Nota. Adaptado de Kent and Park (1971) “Flexural Members with Confined Concrete” (p. 1970)

Modelo de Mander, este modelo resulta apropiado para elementos con características particulares, como la geometría de la sección transversal, la separación del refuerzo transversal y el nivel de confinamiento. La idealización de la relación esfuerzo–deformación propuesta por John Barrie Mander presenta una alta concordancia con los resultados experimentales, razón por la cual es ampliamente utilizada en los análisis sísmicos (Mander, 1983).

Figura 2.9: Modelo esfuerzo-deformación para concreto confinado y sin confinar.



Nota. Adaptado de Mander (1983) “Seismic Design of Bridge Piers” (p. 70)

2.2.5 Modelamiento de Rótulas Plásticas

2.2.5.1 Relación Momento - Curvatura

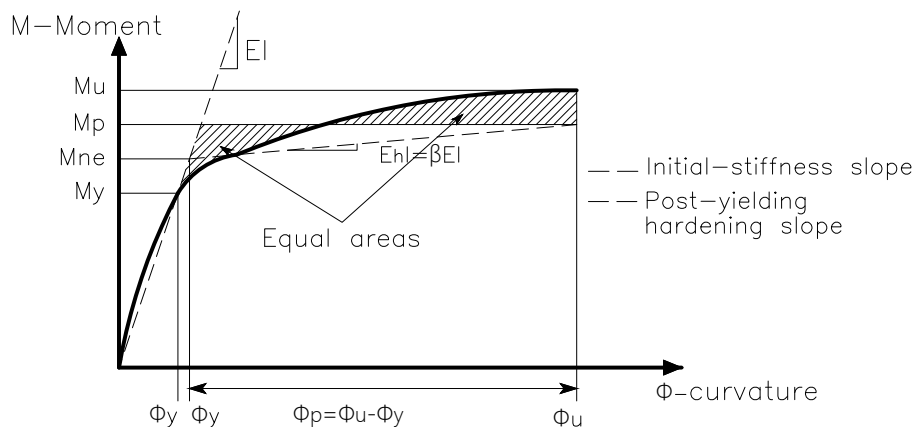
Morán and Lindao (2009) en su investigación titulada: “Análisis del comportamiento de columnas de puentes de concreto reforzado a través de diagramas de interacción y relaciones momento-curvatura” dice:

El comportamiento de los elementos de concreto reforzado sometidos a flexión puede interpretarse con mayor claridad mediante las gráficas que relacionan el momento resistente de una sección con su curvatura correspondiente. Esta relación momento–curvatura está determinada principalmente por el momento último, en el cual, además del punto de fluencia, se consideran las características de carga y deformación de los miembros flectados. La curva momento–curvatura de una sección de concreto armado se obtiene a partir de los modelos constitutivos del acero y del concreto, y depende de factores como la geometría de la sección y el tipo de refuerzo longitudinal y transversal.

Análisis de Momento-Curvatura de la Columna

El análisis de las columnas se efectuará mediante la relación momento-curvatura ($M-\phi$), tomando en cuenta las propiedades reales o esperadas de los materiales. Para determinar la *capacidad plástica de momento* en la sección transversal, se sugiere emplear un *modelo bilineal* que considere el efecto del *endurecimiento por deformación* del acero (véase la figura 2.10) (Aviram et al., 2008).

Figura 2.10: Relación momento-curvatura



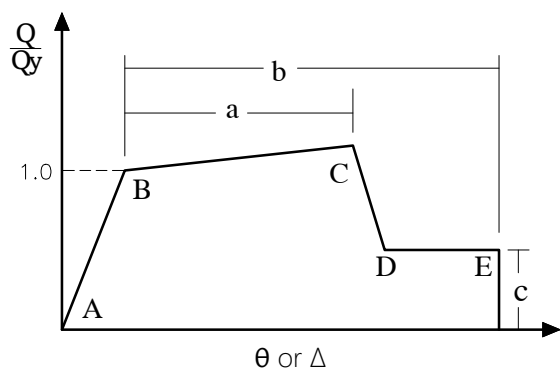
Nota. Adaptado de Aviram et al. (2008) “Guidelines for Nonlinear Analysis of Bridge Structures in California” (p. 22)

2.2.5.2 Procedimiento para Modelos no Lineales en Rótulas, según FEMA356

Según Chavesta (2019) tenemos el siguiente modelo no Lineal en Rótulas

Tipo I: En esta curva, las deformaciones se expresan directamente en función de la curvatura o la rotación. La parte lineal de la respuesta se encuentra entre los puntos “A” y “B”, mientras que el tramo comprendido entre “B” y “C” presenta una pendiente reducida, equivalente aproximadamente al 0–10 % de la rigidez elástica inicial, lo que refleja el endurecimiento por deformación. El punto “C” marca el inicio del proceso de degradación del elemento; una vez superado el punto “D”, la respuesta estructural continúa, aunque con una disminución considerable de la resistencia hasta alcanzar el punto “E”. Los parámetros “a” y “b” representan fracciones de deformación asociadas al comportamiento plástico posterior a la fluencia, mientras que el parámetro “c” define la resistencia residual obtenida en el descenso entre los puntos “C” y “D” (p. 11).

Figura 2.11: Curva tipo I para modelos no lineales en rótulas



Nota. Adaptado de FEMA356 (2000) “Federal Emergency Management Agency” (p. 2-17)

2.2.6 Niveles de Desempeño Estructural

Se definen diferentes estados límite de daño clasificados como: despreciable, leve, moderado, severo y máximo. Estos niveles representan condiciones límite asociadas al grado de afectación física que puede experimentar la estructura. De acuerdo con el documento Vision 2000 (SEAOC), los niveles de desempeño se describen de la siguiente manera:

Completamente Operacional (O): En este nivel de desempeño no se producen daños significativos. Las afectaciones a los usuarios son mínimas o inexistentes, y la estructura permanece completamente funcional tras el evento sísmico. Los daños estructurales pueden considerarse despreciables.

Ocupación Inmediata (OI): En este nivel de desempeño se presentan daños leves o moderados en algunos elementos estructurales. Dichos daños son limitados, por lo que la estructura debe conservar su operatividad y continuar cumpliendo sus funciones tras el sismo, requiriendo únicamente reparaciones menores.

Seguridad de Vida (LS): En este nivel se produce una reducción tanto de la rigidez como de la capacidad resistente del sistema estructural. Se prevé la aparición de daños considerables; sin embargo, la estructura debe mantener su estabilidad global. Asimismo, será necesario ejecutar reparaciones de magnitud significativa.

Prevención al Colapso (CP): En este nivel, la estructura pierde rigidez y resistencia, comprometiendo su estabilidad y acercándola al colapso; las reparaciones pueden ser inviables técnica o económicamente.

Colapso (C): La estructura colapsa completamente.

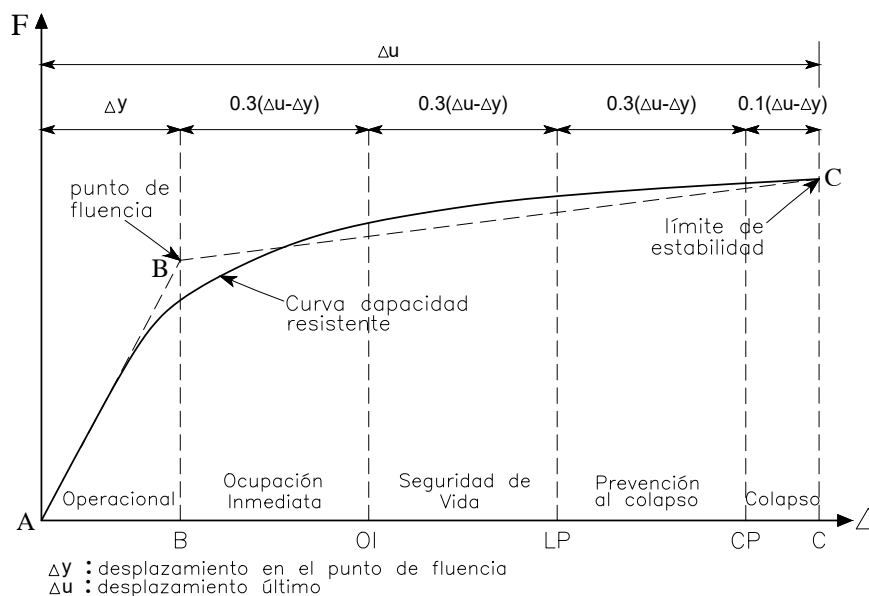
Cuadro 2.6: Sectorización del nivel de daño

Nivel de Desempeño Estructural	Desplazamiento Límite	Nivel de Daño
	Expresión	
Operacional	Δy	Despreciable
Ocupación Inmediata	$\Delta y + 0.3(\Delta u - \Delta y)$	suave
Seguridad de Vida	$\Delta y + 0.6(\Delta u - \Delta y)$	Moderado
Prevención al Colapso	$\Delta y + 0.9(\Delta u - \Delta y)$	Severo
Colapso	Δu	Máximo

Nota. Adaptado de SEAOC, 1999.

SECTORIZACIÓN DE LA CURVA DE CAPACIDAD: La sectorización de la curva de capacidad se determinó con base en los niveles sísmicos establecidos por el ATC-40 y los niveles de desempeño definidos en el Vision 2000 (SEAOC).

Figura 2.12: Sectorización del Espectro de Capacidad



Nota. Adaptado de SEAOC, 1999.

2.2.7 Niveles de movimientos sísmicos

Para analizar el comportamiento sismorresistente de una estructura, es fundamental considerar un conjunto de escenarios sísmicos que reflejen distintos grados de intensidad, con el fin de determinar su capacidad de resistencia. Estos escenarios, denominados movimientos sísmicos de diseño, varían en función de la actividad sísmica de la zona donde se ubica la edificación y de los niveles de daño que se consideran aceptables para sus ocupantes o usuarios (Bonett, 2003). Se proponen los movimientos sísmicos de diseño que deben considerarse según el ATC (1996) y FEMA356 (2000).

2.2.7.1 Propuesta del ATC-40:

De acuerdo con el informe ATC (1996), los movimientos sísmicos pueden caracterizarse por distintos niveles de sacudida, los cuales se asocian a su probabilidad de ocurrencia. Con este fin, se emplean espectros de respuesta o conjuntos de registros simulados de movimientos sísmicos. En el ámbito del diseño estructural, se consideran tres niveles de sismos: el de servicio, el de diseño y el máximo.

Sismo de servicio (SE): Este nivel de movimiento sísmico se asocia a un evento con una probabilidad del 50 % de ser superado en un periodo de 50 años, lo que equivale a un período de retorno aproximado de 75 años. Generalmente, su intensidad representa alrededor de la mitad del movimiento sísmico correspondiente al sismo de diseño (ATC, 1996).

Sismo de diseño (DE): Corresponde a un movimiento sísmico de ocurrencia poco frecuente pero de alta intensidad, que puede presentarse durante la vida útil de la estructura. Se define como aquel que posee una probabilidad del 10 % de ser superado en un periodo de 50 años, lo que equivale a un período de retorno cercano a los 500 años. Este nivel de diseño es el que normalmente establecen las normas para las estructuras convencionales (ATC, 1996).

Sismo máximo (ME): Corresponde al movimiento sísmico máximo esperado en la ubicación de la estructura. En un periodo de 50 años, presenta una probabilidad del 5 % de ser superado y un período de retorno aproximado de 1000 años. Se estima que la intensidad de este nivel sísmico oscila entre 1.25 y 1.50 veces el valor correspondiente al sismo de diseño (ATC, 1996).

2.2.7.2 Propuesta del FEMA 356

El informe de FEMA 356 indica que la determinación del movimiento sísmico depende de la ubicación de la estructura respecto a fallas activas, las condiciones geológicas del sitio y otros factores relevantes. Asimismo, define el término BSE_n (“Basic Safety Earthquake”), donde “n” puede ser 1 o 2, según el nivel de seguridad considerado. Los cuales son:

BSE-1: Corresponde a un sismo con una probabilidad del 10 % de ser excedido en un periodo de 50 años. Esta probabilidad varía según la ubicación geográfica y el nivel de sismicidad propio de cada región, aunque no debe superar los valores considerados para edificaciones nuevas, establecidos como dos tercios del movimiento BSE-2 (FEMA356, 2000).

BSE-2: Se trata de un movimiento sísmico con una probabilidad del 2 % de ser superado en un periodo de 50 años. Dicha probabilidad varía en función de la ubicación geográfica y del nivel de actividad sísmica característico de cada región (FEMA356, 2000).

2.2.8 *Métodos de evaluación de capacidad estructural*

Según FEMA356 (2000), es necesario realizar un análisis estructural que considere posibles medidas de rehabilitación, con el fin de estimar las fuerzas y deformaciones que experimentan los elementos de una edificación ante diferentes niveles de movimiento sísmico. Para ello, se contemplan cuatro tipos de procedimientos de análisis sísmico: dos de carácter lineal y dos no lineales.

2.2.8.1 **Procedimientos no lineales**

hace referencia tanto al comportamiento no lineal de los materiales como a las posibles respuestas no lineales de la estructura, incluyendo la no linealidad geométrica. El uso de estos métodos permite obtener una representación más realista del desempeño estructural de los edificios, favoreciendo la identificación de los mecanismos de falla y la estimación del riesgo de un colapso progresivo (FEMA356, 2000).

Análisis estático no lineal: Para llevar a cabo este procedimiento, se emplea un modelo matemático que toma en cuenta el comportamiento no lineal de carga versus deformación propio de la estructura. A este modelo se le aplican cargas laterales de manera incremental y monotónica, simulando las fuerzas de inercia generadas por la masa estructural ante un posible evento sísmico, hasta alcanzar un desplazamiento final previamente establecido. Este desplazamiento final tiene como propósito representar el máximo movimiento que podría experimentar la estructura durante un sismo. Dado que el modelo refleja directamente la respuesta inelástica del material, las fuerzas internas

obtenidas a partir del análisis pueden considerarse estimaciones razonables de las que se generarían durante un sismo de diseño (FEMA356, 2000).

Análisis dinámico no lineal: En este procedimiento se emplea un modelo matemático que representa directamente el comportamiento no lineal carga-deformación de la estructura. Esta será sometida a movimientos sísmicos simulados mediante registros tiempo-historia, con el fin de obtener tanto fuerzas como desplazamientos. Los fundamentos, metodologías de modelado y criterios de aceptación en el análisis dinámico no lineal son comparables a los utilizados en el análisis estático no lineal. Sin embargo, su principal diferencia radica en que las respuestas estructurales se calculan mediante análisis dinámico en el dominio del tiempo, en lugar de establecer un desplazamiento objetivo. En este caso, los desplazamientos de diseño se derivan directamente de los resultados obtenidos al aplicar los registros sísmicos seleccionados.

Cabe señalar que la respuesta estructural puede variar significativamente dependiendo de las características específicas de cada registro sísmico, por lo que es necesario realizar el análisis con múltiples registros. Al representar directamente el comportamiento inelástico del material, el modelo permite estimar de forma razonable las fuerzas internas que se esperarían ante un sismo de diseño (FEMA356, 2000).

2.2.9 *Capacidad estructural*

El desempeño estructural de una edificación depende críticamente de la resistencia y ductilidad de sus componentes individuales. Para evaluar el comportamiento posterior al límite elástico, se hace indispensable emplear metodologías de análisis no lineal, como el análisis estático no lineal (conocido como método *pushover*). Esta técnica se basa en realizar múltiples análisis elásticos secuenciales que se integran para construir progresivamente una curva de capacidad. Dicha curva representa la relación entre el cortante basal (V) y el desplazamiento en la cubierta (Δ), modelando así la respuesta estructural más allá del régimen elástico.

El procedimiento implica actualizar iterativamente el modelo matemático para incorporar la degradación de rigidez de los elementos que alcanzan su estado de fluencia.

Simultáneamente, se aplican fuerzas laterales que se incrementan progresivamente hasta que la estructura alcanza su máxima resistencia o pierde su estabilidad (ATC, 1996).

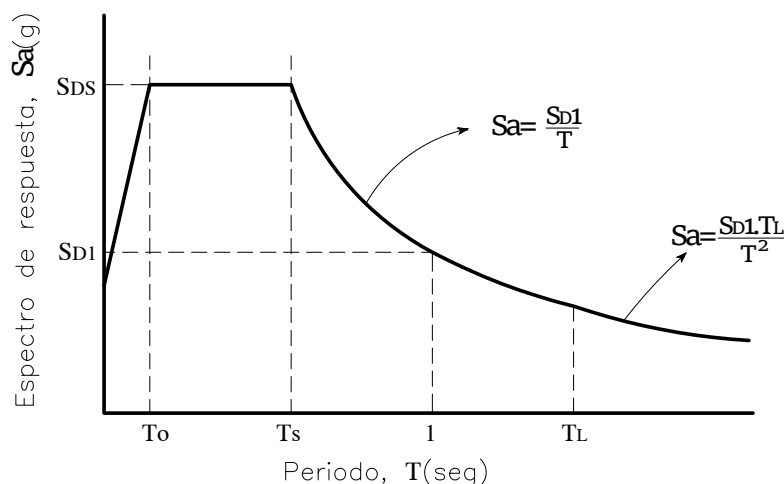
2.2.10 Demanda Sísmica

La aplicación metódica del análisis de los movimientos horizontales complejos de origen sísmico para definir los parámetros de diseño estructural es considerada una estrategia de escasa practicidad.

Los métodos convencionales de análisis lineal emplean fuerzas laterales para definir las condiciones de diseño, mientras que los métodos no lineales permiten de manera más sencilla y directa utilizar desplazamientos laterales como criterio de diseño. Para una estructura específica sometida a un sismo, los desplazamientos de demanda representan la respuesta más adecuada que se espera durante el evento sísmico (ATC, 1996).

La curva del espectro de respuesta, que relaciona el periodo (T) con las pseudo-aceleraciones (ver Figura 2.13) utilizada en el diseño estructural, se compone de distintos tramos. El primer tramo, de aceleración constante, se extiende hasta T_s ; el siguiente, de velocidad constante, llega hasta T_L , y en este intervalo las pseudo-aceleraciones varían inversamente con T . Por otro lado, el tramo correspondiente a periodos largos se sitúa más allá de T_L , el cual representa el periodo de transición entre el segmento de velocidad constante y el de desplazamiento constante. En el tramo de desplazamiento constante, las pseudo-aceleraciones para periodos mayores a T disminuyen siguiendo una relación inversa al cuadrado del periodo (FEMA356, 2000).

Figura 2.13: Diagrama espectro de respuesta



Nota. Adaptado de ASCE/SEI-7 (2010) "American Society of Civil Engineers" (p. 66).

2.2.11 *Métodos de Evaluación de la Capacidad Estructural*

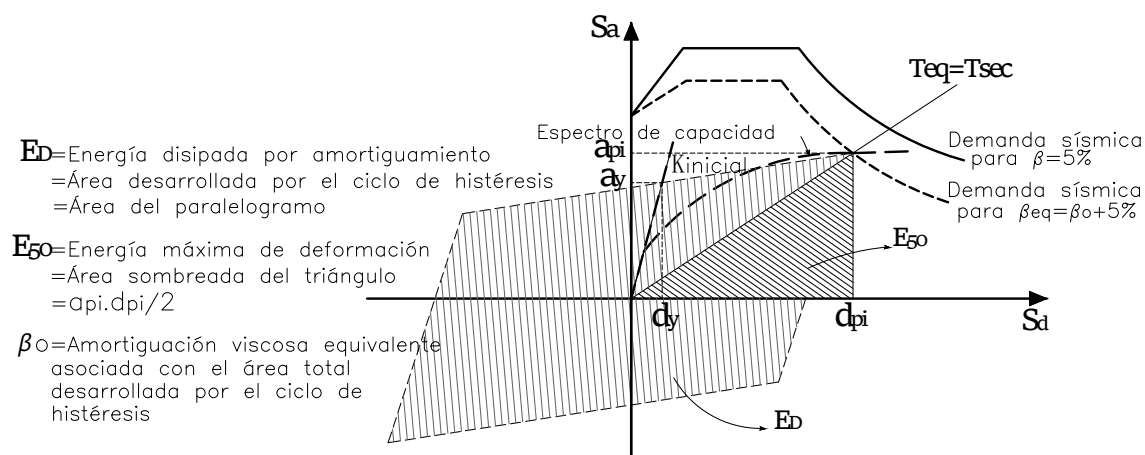
La correcta comprensión del punto de desempeño de una edificación resulta clave para múltiples fines, como la rehabilitación de estructuras existentes, la evaluación de su vulnerabilidad, el diseño de nuevos edificios y la estimación del daño que podría generar un sismo. Conocer este punto permite anticipar de forma más precisa la respuesta de la estructura ante distintos movimientos sísmicos, lo que facilita aumentar la seguridad de manera eficiente y con un costo reducido. En este sentido, el análisis estático no lineal se ha consolidado como una herramienta frecuente en los últimos años para evaluar el comportamiento sísmico real de las edificaciones. Este enfoque ofrece una aproximación más realista que los métodos lineales empleados en los códigos de diseño, y sus procedimientos se encuentran ampliamente descritos en documentos como ATC-40 y FEMA 356 (Bonett, 2003).

2.2.11.1 *Método del Espectro de Capacidad*

El análisis no lineal simplificado, basado en el método de espectro de capacidad descrito en ATC (1996), utiliza el principio de linealización equivalente para estimar el comportamiento de las estructuras. Este enfoque parte de la idea de que el desplazamiento máximo de un sistema no lineal de un solo grado de libertad puede aproximarse mediante un sistema elástico lineal equivalente, que posee un periodo y un nivel de amortiguamiento mayores que los del sistema no lineal original. Este modelo lineal se conoce como sistema equivalente o sustitutivo, y sus propiedades de vibración y amortiguamiento se denominan periodo equivalente y amortiguación equivalente. El concepto de amortiguación viscosa equivalente fue introducido por L. Jacobsen, quien desarrolló soluciones aproximadas para sistemas amortiguados de un grado de libertad. En los años 60, Jacobsen amplió este concepto para aplicarlo a distintos sistemas simples, y desde entonces se han desarrollado numerosos métodos basados en esta idea.

En particular, el método del espectro de capacidad de ATC-40 se fundamenta en las investigaciones de Freeman, Nicoletti y Tirell (1975), estableciendo un procedimiento para determinar el punto de desempeño de estructuras nuevas y evaluar las existentes (FEMA356, 2000).

Figura 2.14: Representación del método espectro-capacidad de la linealización equivalente



Nota. Adaptado de FEMA356 (2000) "Federal Emergency Management Agency"

El proceso comienza construyendo una curva que relaciona la fuerza con la deformación, siguiendo un enfoque muy parecido al método de coeficientes de FEMA356 (2000). La diferencia principal es que los resultados se presentan como un espectro de respuesta aceleración-deformación (ADSR), el cual se obtiene convirtiendo la relación entre la fuerza cortante en la base y el desplazamiento del último nivel de la estructura, tomando en cuenta las propiedades dinámicas de sus elementos. Este resultado se conoce como espectro de capacidad de la estructura. De manera similar, el registro del sismo se transforma al mismo formato ADSR. Se asume que el periodo equivalente, T_{eq} , intercepta la curva de capacidad, y mediante un procedimiento iterativo se calcula el desplazamiento inelástico máximo, que corresponde al punto de desempeño. Gracias a este enfoque gráfico, la capacidad estructural y la demanda sísmica se representan en un mismo diagrama, lo que permite comparar visualmente la resistencia de la estructura frente a la acción sísmica y anticipar cómo podría comportarse ante un sismo. Este método está ampliamente descrito en ATC (1996) y ha sido referenciado en estudios como FEMA 440 (2005).

2.2.11.2 Método del Coeficiente de Desplazamiento

El método del coeficiente de desplazamiento, utilizado en procedimientos estáticos no lineales, ajusta la respuesta elástica del sistema equivalente mediante coeficientes (C0 a C3) para estimar el desplazamiento máximo global y determinar el punto de desempeño sobre la curva pushover bilineal, usando una versión modificada de la aproximación de desplazamientos iguales propuesta por ATC (1996).

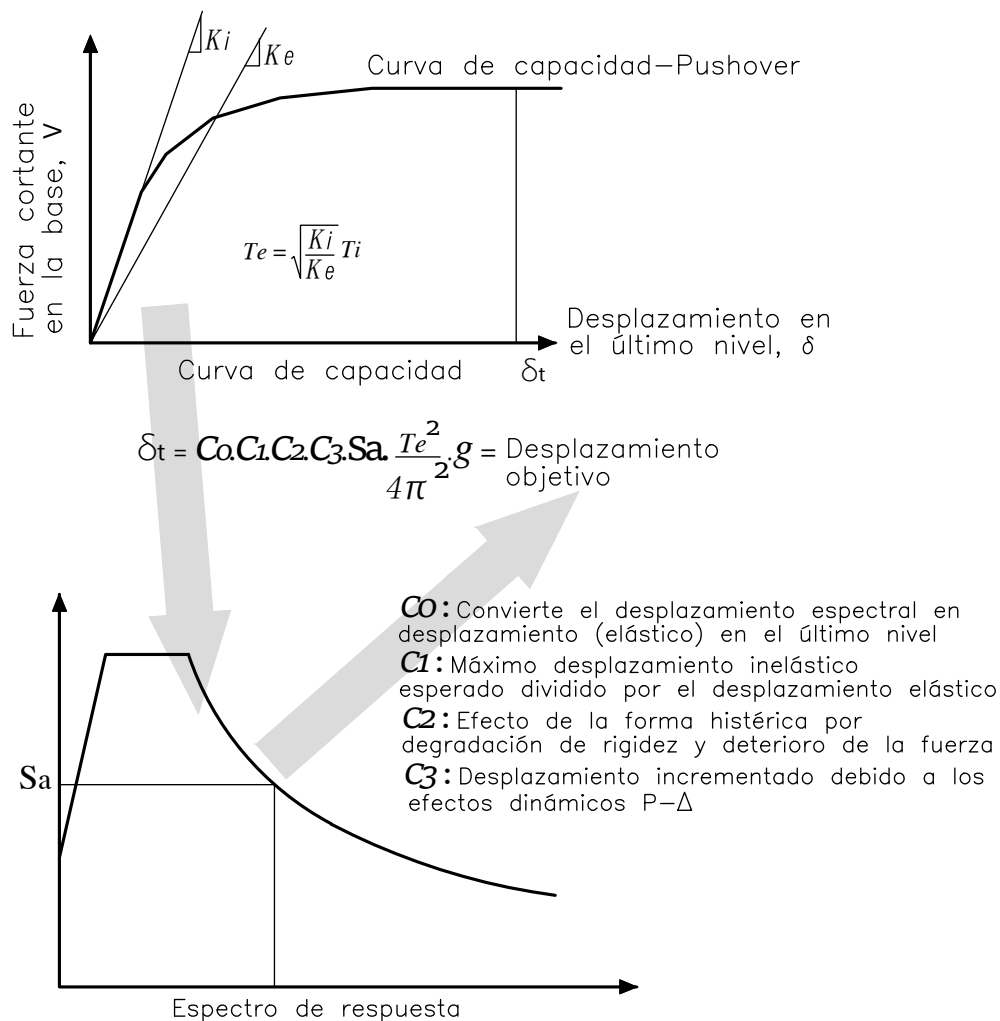
El coeficiente C_0 funciona como un parámetro de configuración análogo al factor de participación del primer modo de vibración, ya que vincula el desplazamiento espectral de un sistema de un solo grado de libertad con el desplazamiento observado en el nivel superior de una estructura con múltiples grados de libertad.

Por su parte, el coeficiente C_1 expresa la razón entre el desplazamiento máximo alcanzado por un oscilador inelástico con comportamiento histerético estable y el desplazamiento máximo correspondiente si dicho oscilador permaneciera en régimen elástico. El coeficiente C_2 introduce la influencia del estrangulamiento en la curva carga-deformación, producto de la pérdida de rigidez y de la reducción de la resistencia última, dependiendo tanto del tipo estructural como del nivel de desempeño considerado.

A su vez, el coeficiente C_3 incorpora los efectos de no linealidad geométrica de segundo orden, conocidos como efectos $P-\Delta$, los cuales representan una reducción aparente de la fuerza durante un ciclo simple de vibración. Este fenómeno difiere de la degradación cíclica que ocurre en osciladores con comportamiento histerético repetitivo (SSD), aunque ambos afectan el desempeño dinámico de manera significativa. Estos coeficientes son de naturaleza empírica y se derivan de análisis estadísticos de respuestas no lineales históricas de osciladores simples, complementados con criterios de ingeniería. A diferencia del método del espectro de capacidad, este procedimiento no requiere convertir la curva de capacidad a coordenadas espectrales (S_a-S_d).

El período efectivo se obtiene a partir de un período inicial T_i , utilizando un método gráfico que considera la pérdida de rigidez durante la transición del comportamiento elástico al inelástico. Dicho período representa la rigidez lineal equivalente de un sistema de un grado de libertad y, al compararse con el espectro de respuesta dependiente del período, permite determinar la aceleración máxima esperada. La amortiguación adoptada, usualmente del 5 % del valor crítico, refleja el nivel de disipación correspondiente al rango elástico (FEMA356, 2000).

Figura 2.15: Esquema que ilustra el proceso del método de coeficiente de desplazamiento para estimar el desplazamiento objetivo



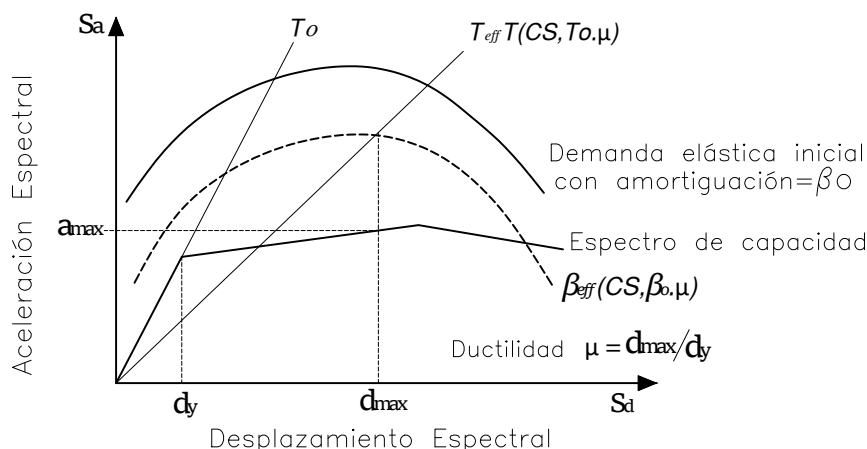
Nota. Adaptado de ATC (1996) "Applied Technology Council"

2.2.11.3 Método Mejorado Para la Linealización Equivalente

Este método refinado de linealización equivalente representa una modificación del enfoque del espectro de capacidad descrito por ATC (1996). Al aplicar dicha linealización dentro de un análisis estático no lineal, se busca simular el comportamiento estructural mediante un sistema equivalente de un solo grado de libertad. El propósito principal es determinar el desplazamiento máximo de una estructura con respuesta no lineal a partir de un modelo lineal equivalente, definido por un período efectivo T_{eff} y una amortiguación efectiva β_{eff} (véase Figura 2.16). La correspondencia entre la fuerza y la deformación, representada en la Figura 2.17 en coordenadas espectrales desplazamiento-aceleración, constituye la denominada curva de capacidad. Su construcción se realiza conforme a los

lineamientos metodológicos propuestos por FEMA356 (2000) y ATC (1996).

Figura 2.16: Espectro de respuesta de desplazamiento de aceleración (ADRS) que muestra los parámetros de periodo y amortiguación efectiva junto con el espectro de capacidad.

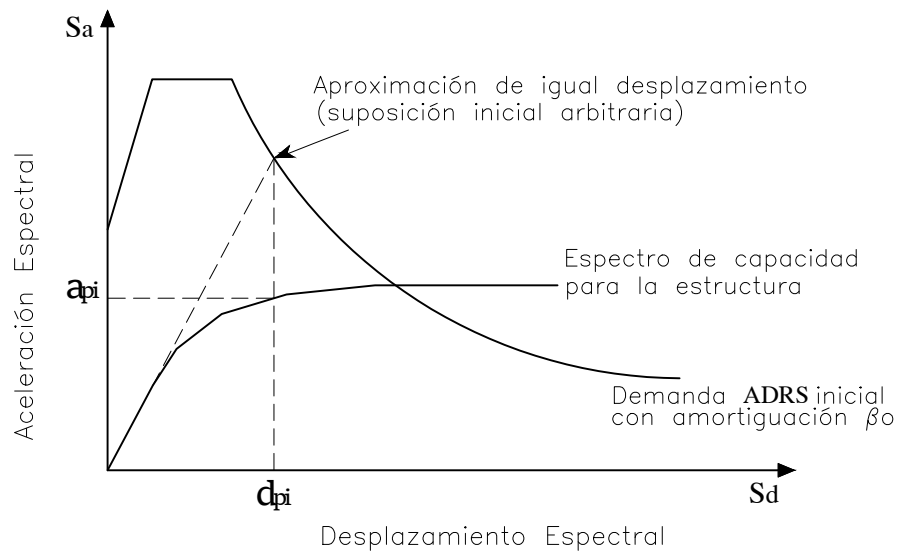


Nota. Adaptado de FEMA356 (2000) “Federal Emergency Management Agency”

Como el periodo efectivo T_{eff} y la amortiguación β_{eff} dependen de la demanda de ductilidad, el desplazamiento máximo mediante la linealización equivalente debe determinarse mediante un procedimiento iterativo o gráfico, siguiendo esencialmente los pasos del método propuesto en ATC (1996).

1. Se selecciona un espectro de respuesta del movimiento sísmico de interés con un amortiguamiento inicial β del 5 % aproximadamente, pudiendo ser de diseño (ATC (1996) o FEMA356 (2000)), determinístico específico del sitio o probabilístico con igual nivel de peligrosidad.
2. Se ajusta el espectro de respuesta seleccionado para considerar la interacción suelo-estructura, reduciendo las ordenadas espectrales por efectos cinemáticos y modificando el amortiguamiento del sistema de β_i a β_0 para incluir el efecto de la cimentación; si se ignora este efecto, $\beta_0 = \beta_i$.
3. Se convierte el espectro ajustado por la interacción suelo-estructura al formato aceleración-desplazamiento (ADRS), siguiendo ATC (1996), para obtener la demanda ADRS inicial (Figura 2.17) (ATC, 1996).
4. Se genera la curva de capacidad de la estructura, mostrando la relación entre aceleración y desplazamiento espectral en un sistema simple de grados de libertad, mediante la conversión al formato ADRS según ATC (1996) (Figura 2.17).

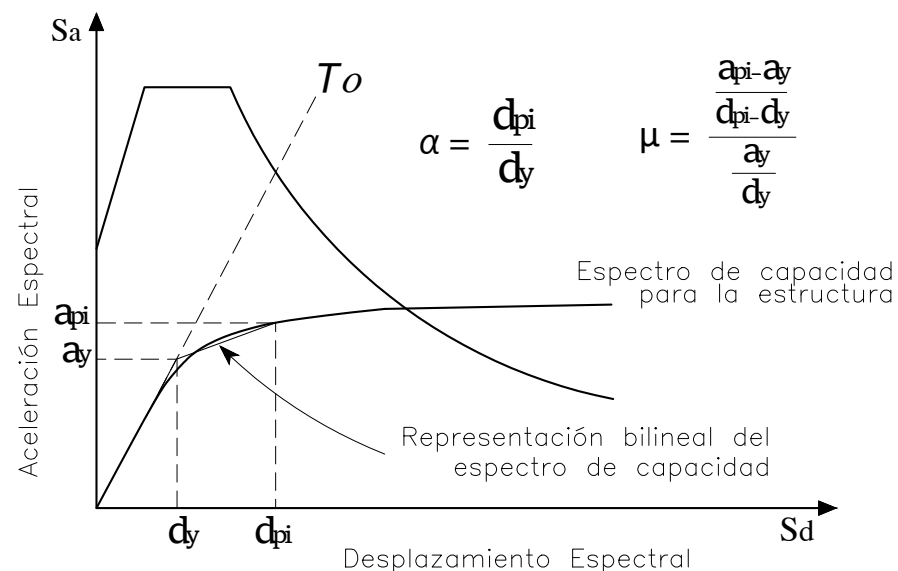
Figura 2.17: Demanda ADRS inicial y el espectro de capacidad



Nota. Adaptado de FEMA356 (2000) “Federal Emergency Management Agency”

5. Se debe elegir un punto inicial de desempeño, definido por la máxima aceleración a_{pi} y el desplazamiento d_{pi} . Esta selección puede basarse en una correlación aproximada de coincidencia, como se muestra en la Figura 2.17, o en cualquier otro punto determinado según criterios de ingeniería.
6. Se construye el espectro de capacidad mediante una representación bilineal según ATC (1996), definiendo T_0 , d_y y a_y , que pueden variar según las suposiciones de a_{pi} y d_{pi} (Figura 2.18) ATC (1996).
7. A partir de la representación bilineal del paso 6, se determinan la ductilidad μ y la rigidez post-elástica α (Figura 2.18).

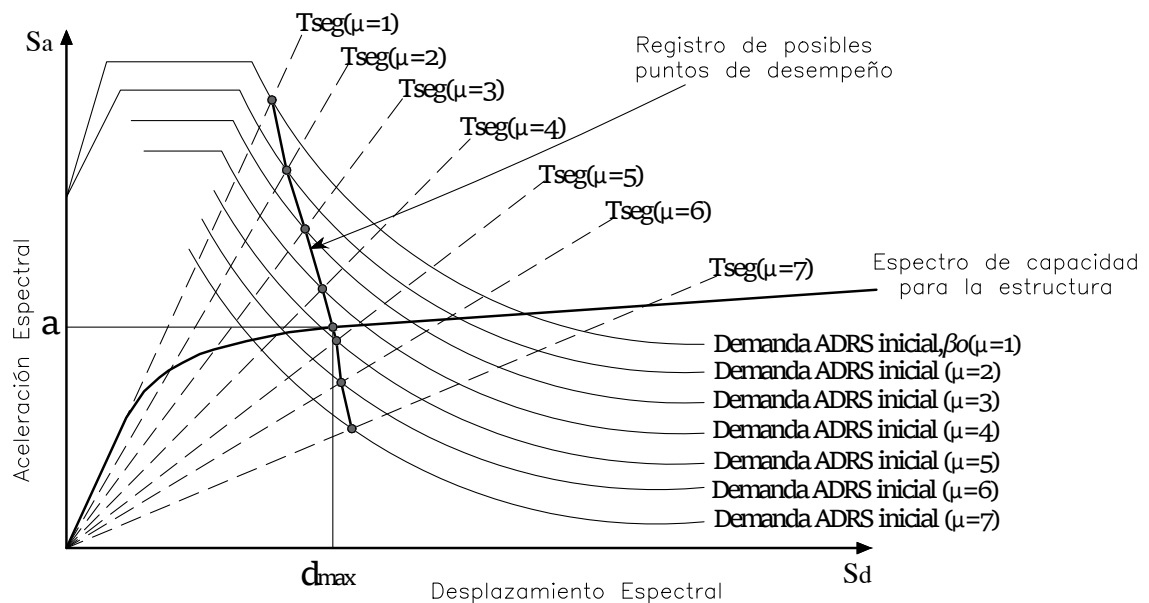
Figura 2.18: Representación bilineal del espectro de capacidad



Nota. Adaptado de FEMA356 (2000) “Federal Emergency Management Agency”

8. Los valores de rigidez post-elástica α y ductilidad μ del paso 7 permiten calcular β_{eff} y T_{eff} , y mediante el procedimiento C, que utiliza el espectro MADRS y las combinaciones de a_{pi} y d_{pi} , se identifica el punto de desempeño en la intersección con el espectro de capacidad.
9. El ADRS inicial se ajusta al valor de amortiguación efectiva β_{eff} calculado en el paso 8 mediante el factor de reducción correspondiente.
10. El espectro MADRS se obtiene multiplicando el factor de modificación M , calculado con T_{eff} , por las ordenadas de aceleración del ADRS ajustado a β_{eff} .
11. El punto de desempeño se localiza en la intersección del MADRS con el periodo secante radial T_{sec} (Figura 2.19).

Figura 2.19: Registro de posibles puntos de desempeño



Nota. Adaptado de FEMA356 (2000) "Federal Emergency Management Agency"

12. El punto de desempeño se ajusta y el proceso se repite para generar múltiples posibles puntos de desempeño.
13. El punto de desempeño real se obtiene en la intersección del registro de posibles puntos y el espectro de capacidad, iniciando con ductilidad 1 y aumentando en los ensayos sucesivos (FEMA356, 2000).

2.3 Marco Conceptual

2.3.1 *Análisis Pushover:*

Consiste en “un análisis estático incremental empleado para determinar la relación de desplazamiento forzado, o la curva de capacidad, para una estructura o elemento de estructura” (ATC, 1996).

2.3.2 *Basado en Desempeño:*

“Se refiere a una metodología en la que se expresan criterios estructurales en función de la consecución de un objetivo de desempeño” (ATC, 1996).

2.3.3 *Curva de Capacidad:*

“Se refiere a la gráfica de la fuerza lateral total “V”, contra la deflexión lateral “d” del techo de una estructura, conocido también como la curva Pushover” (ATC, 1996).

2.3.4 *Espectro de Capacidad:*

Corresponde a la representación gráfica de la fuerza lateral total V frente al desplazamiento lateral d en la parte superior de la estructura, comúnmente denominada curva Pushover (ATC, 1996).

2.3.5 *Inelástico:*

“Se refiere al comportamiento estructural en el cual la relación tensión - deformación no es constante, y parte de la deformación permanece luego de retirar las cargas” (AASHTO, 2020).

2.3.6 *Nivel de Desempeño:*

Hace referencia a la condición límite de daño, definida por el nivel de afectación física en la estructura, el riesgo para la seguridad de los ocupantes y la capacidad funcional del edificio tras un evento sísmico (ATC, 1996).

2.3.7 *Peligro Sísmico:*

Se entiende como la magnitud del movimiento del suelo en un lugar específico durante un sismo, determinada a través de tres niveles estándar de peligrosidad sísmica.

- ☞ **Sismo de Servicio (SE):** Hace referencia al sismo que presenta una probabilidad del 50 % de ser superado en un periodo de 50 años.
- ☞ **Sismo de diseño (DE):** Corresponde al sismo con una probabilidad del 10 % de ser superado en un periodo de 50 años, mientras que para puentes se considera una probabilidad del 7 % de ser excedido en 75 años.
- ☞ **Sismo máximo:** Hace referencia al sismo que presenta una probabilidad del 5 % de ser superado en un periodo de 50 años.

2.3.8 *Punto de Desempeño:*

Es el punto donde se intersectan el espectro de capacidad y el espectro de demanda correspondiente (ATC, 1996).

2.3.9 *Desempeño Sísmico:*

Es la evaluación del daño a edificios, infraestructura y elementos no estructurales durante un sismo, así como su impacto en las actividades posteriores (Bonett, 2003).

2.3.10 *Ductilidad:*

Es la capacidad de una estructura o elemento para deformarse sin perder resistencia frente a los esfuerzos (Bonett, 2003).

2.3.11 *Región de Rótula Plástica:*

Se define como la zona de un elemento estructural donde se anticipa la formación de una rótula plástica, la cual requiere detalles específicos de refuerzo o confinamiento mejorado (Bonett, 2003).

MÉTODO DE LA INVESTIGACIÓN

3.1 Enfoque

Para el estudio de la presente investigación nos apoyaremos en la **Investigación Cuantitativa**.

3.2 Alcance

El alcance de la investigación es **descriptivo**, pues tiene como objetivo central describir el comportamiento de una o más variables dependientes en la muestra de una población.

3.3 Diseño de investigación

El diseño de la investigación es **no experimental**, pues se realiza sin manipular deliberadamente las variables.

3.4 Población y muestra

3.4.1 *Población*

Puente Allcomachay.

3.4.2 *Muestra*

Pilares del puente Allcomachay.

3.5 Hipótesis

3.5.1 *Hipótesis General*

- ☞ El análisis estático no lineal pushover aplicado al puente Allcomachay permitirá conocer el nivel de desempeño sísmico en el que se encuentra la estructura.

3.5.2 *Hipótesis Específicas*

- ☞ Los actuales parámetros de diseño, establecidos en la norma AASTHO LRFD - 2020, permitirán evaluar la demanda sísmica para la zona de ubicación del puente Allcomachay.
- ☞ Los procedimientos establecidos en el ATC-40 permitirá evaluar la curva de capacidad de los pilares del puente Allcomachay.
- ☞ Los procedimientos establecidos en el FEMA-440 permitirá estimar el punto de desempeño de los pilares del puente Allcomachay.

3.6 Operacionalización de variables, definición conceptual y operacional

Cuadro 3.1: Operacionalización de variables

Tipo	Variable	Definición conceptual	Dimensiones	Indicadores	Instrumentos
Variable Independiente	Peligro sísmico	Se refiere a la probabilidad de que un área experimente un sismo y su intensidad se mide considerando factores como la historia sísmica de la región, la geología y las características del suelo.	Demanda sísmica, Aceleración Espectral Amplificada SD1	Zonificación sísmica, Tipo de sismo	Expediente técnico, Manual de puentes 2018, AASHTO LRFD 2020
Variable Dependiente	Nivel de desempeño sísmico	Refiere al grado de respuesta esperado de una estructura ante la acción de un sismo para un determinado periodo de retorno.	Punto de desempeño	Cortante basal, Desplazamientos, Curva de capacidad, Deformación	Plantillas en excel, Software CSiBridge v25, ATC 40, FEMA 440

Nota. Elaboración propia.

3.7 Técnicas e instrumentos

3.7.1 Técnicas

La investigación se basó en fuentes bibliográficas y en el Expediente Técnico del proyecto “CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE ALLCCOMACHAY Y ACCESOS”, que contiene información relevante sobre el puente.

3.7.2 Instrumentos

Se emplearon CSI BRIDGE V.20 y hojas de cálculo para modelar las estructuras y evaluar el desempeño de los pilares del puente.

3.8 Téc. Estadísticas Para Procesamiento de Información

Tras aplicar el Análisis Estático No Lineal Pushover, se determinará el nivel de desempeño del puente comparando los resultados con antecedentes y el marco teórico, utilizando CSI BRIDGE V.20 para obtener los datos necesarios.

3.9 Desarrollo del Trabajo de Tesis

3.9.1 Descripción del Puente Allccomachay

Para utilizar los procedimientos descritos en la tesis se va evaluar 01 puente continuo de 3 tramos de viga cajón de concreto postensado apoyado sobre dos pilares intermedios de concreto armado, según la Tabla 3.2.

Cuadro 3.2: *Resumen de evaluación*

Descripción	Evaluación Sísmica
RED NACIONAL PE-3S (Tramo Puente Allccomachay Mayocc - Huanta).	Análisis Pushover

Nota. Elaboración propia.

3.9.2 Posición Geográfica del Puente

El puente en mención une los Distritos de Marcas en la Provincia de Acobamba, Departamento de Huancavelica con el Distrito de Luricocha en la Provincia de Huanta Departamento de Ayacucho, como indica en la Figura 3.1, correspondiente a la Red Nacional PE-3S (Tramo Carretero Mayocc - Huanta).

Figura 3.1: Ubicación del Puente Allcomachay



Nota. Adaptado de Google Earth.

3.9.3 Características del Puente

1. **Tipo de Estructura:** Estructura con pórticos, de tramos segmentados, construida en concreto postensado.
2. **Sistema constructivo:** Voladizos construidos de manera consecutiva y colados in situ.
3. **Carga viva de diseño:** HL-93.
4. **Longitud:** 190 m (55m + 80m + 55m)
5. **Número de vías:** 2
6. **Ancho de tablero:** 12.60m
Ancho de calzada = 6.60 m
2 carriles vehiculares de 3.30m cada uno
2 bermas de 1.20 m

2 barreras de protección tipo New Jersey de 0.40 m de ancho
2 veredas de 1.20 m y barandas de 0.20 m de ancho

7. **Superficie de desgaste de concreto:** 4.0 cm de espesor

8. **Sub – Estructura:**

☛ **Estribo Derecho - Izquierdo**

Altura Total: $H=18.30$ m

Pilotes Excavados: 12 pilotes $D=1.50$ m / $L=40$ m

Cabezal de Pilotes: $H_z= 1.90$ m

Pantalla Frontal: espesor: $t=1.0$ m / Altura: $H=13.80$ m

Parapeto: espesor: $t=0.50$ m / Altura: $H=2.60$ m

Alas: espesor: $t=0.60$ m / Altura: $H=16.24$ m

Pantalla Posterior: espesor: $t=0.60$ m / Altura: $H=12.60$ m

Pantalla Central: espesor: $t=0.60$ m / Altura: $H=12.60$ m

☛ **Pilares Centrales**

Altura total: $H=21.30$ m (incluye altura viga cajón)

☛ **Cimentación Profunda:**

Cabezal de pilotes

$B=12.00$ m, $L=16.50$ m, H cabezal = 2.40 m

Pilotes (12 pilotes 3×4 @ 4.50 m entre ejes)

$D=1.50$ m, $L=40.00$ m

☛ **Columnas:**

2 columnas paralelas de 6.80 m \times 1.00 m, con bordes achaflanados de radio $R = 0.50$ m, y separación entre ejes de columnas de 2.20 m y Altura libre de 14.30 m

9. **Super – Estructura:**

☛ Altura Viga: variable de 4.60 m a 2.30 m

☛ Ancho Losa: 12.60 m

☛ Espesor Losa Superior: 0.25 m a 0.6 m

☛ Espesor de Almas: 0.40 m

- ☞ Espesor losa inferior: Variable 0.25 m a 0.60 m
- ☞ Distribución de Luces: 55 m + 80 m + 55 m

10. Materiales:

☞ **Concreto:**

Viga postensada: $f'c=500 \text{ kg/cm}^2$

Pilares, Estribos, Barreras N.J: $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$

Losa de Aproximación: $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$

☞ **Acero de refuerzo:**

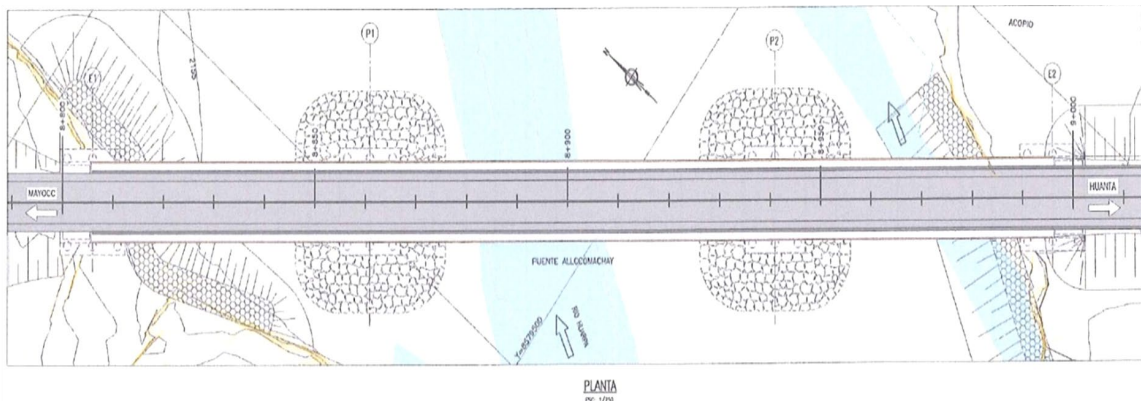
ASTM A615 Grado 60, $f_y= 4200 \text{ kg/cm}^2$

ASTM A706 (columnas) Grado 60, $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$

☞ **Acero postensado**

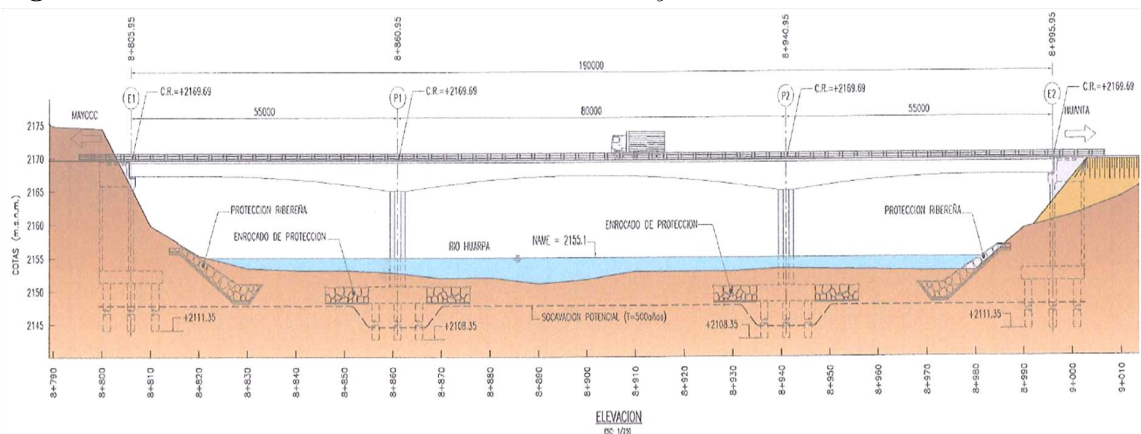
ASTM A416 Grado 270, $f_{pu} = 1860 \text{ MPa}$

Figura 3.2: Vista en planta del Puente Allccomachay



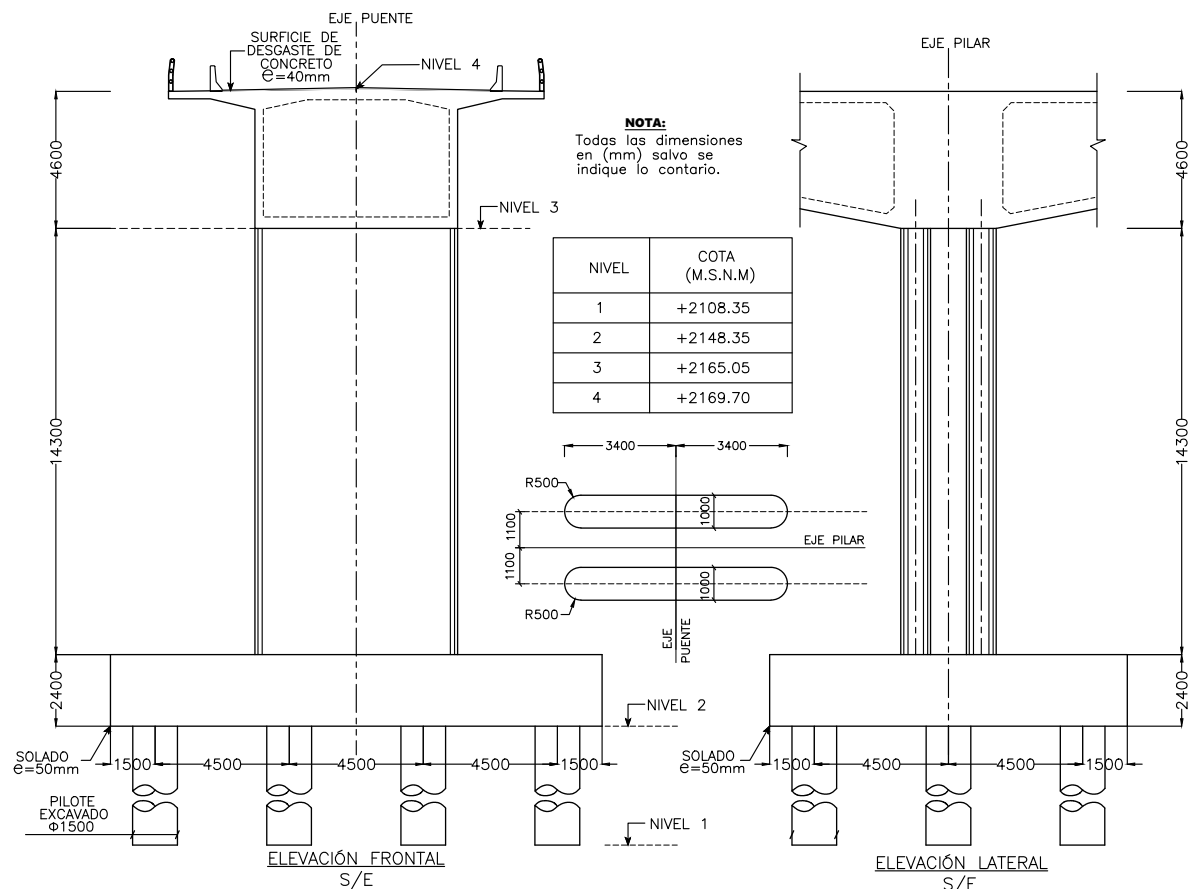
Nota. Adaptado de planos del proyecto (ver Anexo)

Figura 3.3: Vista en elevación del Puente Allccomachay



Nota. Adaptado de planos del proyecto (ver Anexo)

Figura 3.4: Elevación frontal y elevación lateral de los pilares del Puente Allccomachay



Nota. Adaptado de planos del proyecto (ver Anexo)

3.9.4 Peligro Sísmico

El peligro sísmico del movimiento del suelo se evaluará mediante un espectro de respuesta de aceleración, siguiendo la metodología AASHTO (2020) LRFD Bridge Design Specifications y el Manual de Puentes 2018 del MTC, a partir de la aceleración pico a nivel de basamento rocoso (PGA) para un sismo extremo, definido como aquel con una probabilidad de excedencia del 7% en 75 años, equivalente a un periodo de retorno de 1000 años.

3.9.4.1 Efecto de suelo

De acuerdo con los estudios geotécnicos, el perfil del suelo en los primeros 30 metros de profundidad presenta una velocidad de onda cortante superior a 600 ft/s. Por lo tanto, para efectos de amplificación dinámica, el suelo puede clasificarse de manera conservadora como

TIPO D, correspondiente a la zona de construcción del puente Allcomachay, considerando las aceleraciones pico:

Cuadro 3.3: Estimación del tipo de suelo

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

Nota. Adaptado de AASHTO (2020) (p. 3-102)

3.9.4.2 Coeficientes de sitio

Los coeficientes de sitio para las máximas aceleraciones del suelo F_{pga} , F_a y F_v se tomarán como especifica en la Tabla 3.4, 3.5 y 3.6.

Cuadro 3.4: Estimación de F_{pga}

Clase de sitio	Coefficiente máximo de aceleración del suelo (PGA)				
	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	*	*	*	*	*

Nota. Adaptado de AASHTO (2020) (p. 3-105)

Cuadro 3.5: Estimación de F_a

Clase de sitio	Coeficiente de aceleración espectral para periodo 0.2 sec (S_s)				
	$S_s < 0.25$	$S_s = 0.50$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.00$	$S_s > 1.25$
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	*	*	*	*	*

Nota. Adaptado de AASHTO (2020) (p. 3-105)

Cuadro 3.6: Estimación de F_v

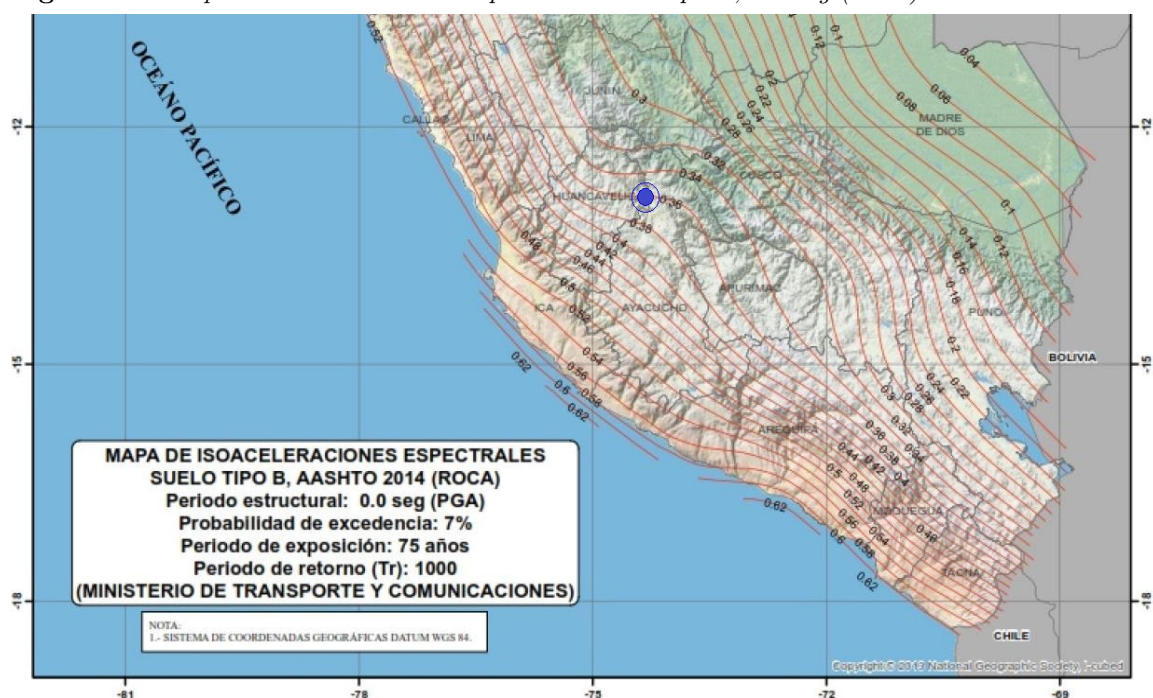
Clase de sitio	Coeficiente de aceleración espectral para periodo 1.0 sec (S_1)				
	$S_1 < 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 > 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	*	*	*	*	*

Nota. Adaptado de AASHTO (2020) (p. 3-106)

Coeficientes de Sitio para un $T_r=1000$ años

En la Figura 3.5 se observa que el periodo estructural de 0.0 s corresponde a una PGA de 0.36 g para un T_r de 1000 años.

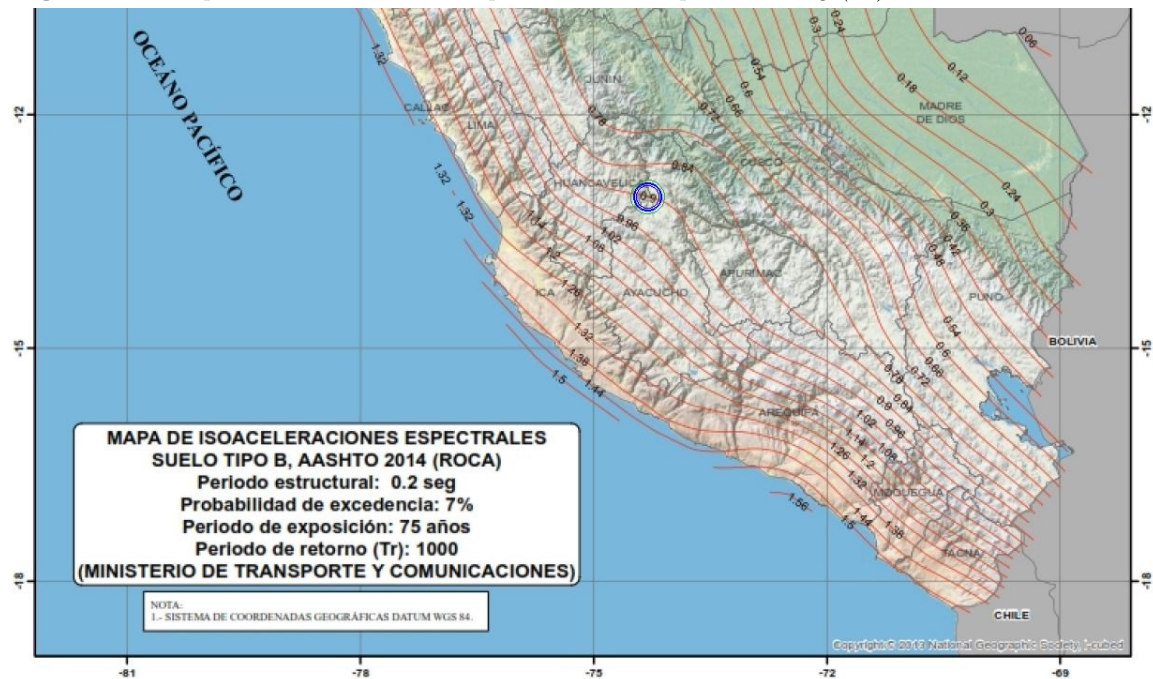
Figura 3.5: Mapa de isoaceleraciones espectrales suelo tipo B, 0.0 seg (PGA)



Nota: Adaptado de MTC (2018) (p. 564)

En la Figura 3.6, determinamos que el periodo estructural de 0.2 seg, S_s para un $T_r=1000$ años es 0.90g

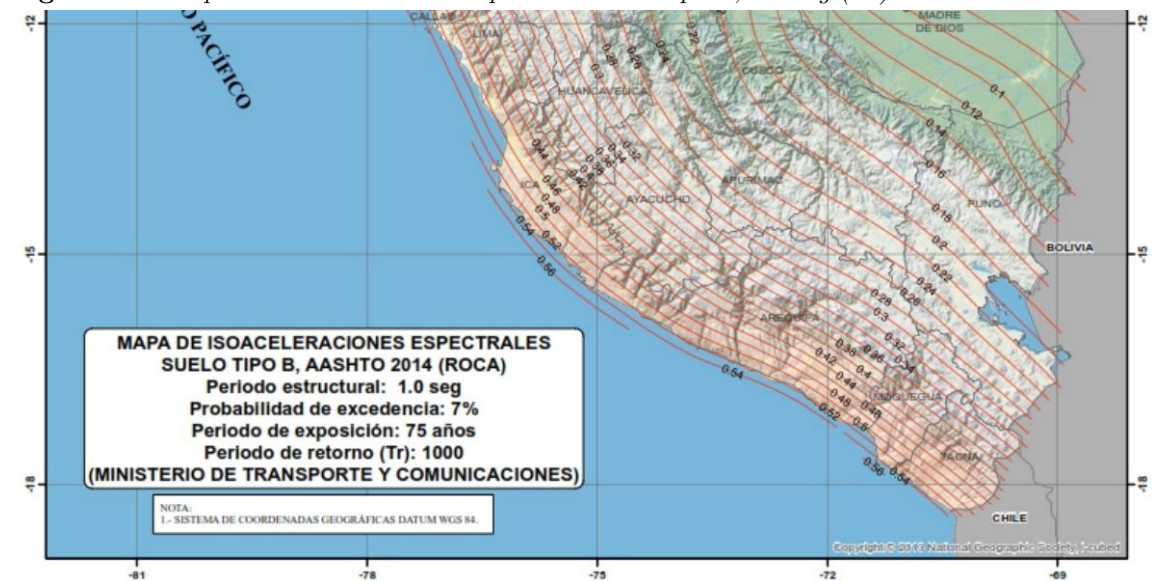
Figura 3.6: Mapa de isoaceleraciones espectrales suelo tipo B, 0.2 seg (S_s)



Nota: Adaptado de MTC (2018) (p. 566)

En la Figura 3.7, determinamos que el periodo estructural de 1.0 seg, S_1 para un $T_r=1000$ años es 0.432g

Figura 3.7: Mapa de isoaceleraciones espectrales suelo tipo B, 1.0 seg (S_1)



Nota: Adaptado de MTC (2018) (p. 565)

3.9.4.3 *Diseño de espectro de respuesta*

Siguiendo la metodología AASHTO (2020) y el Manual de Puentes (2018), y considerando una amplificación de suelo tipo D según los estudios geotécnicos del sitio, se procede a elaborar el espectro de respuesta de diseño, como se muestra en la Figura 3.8.

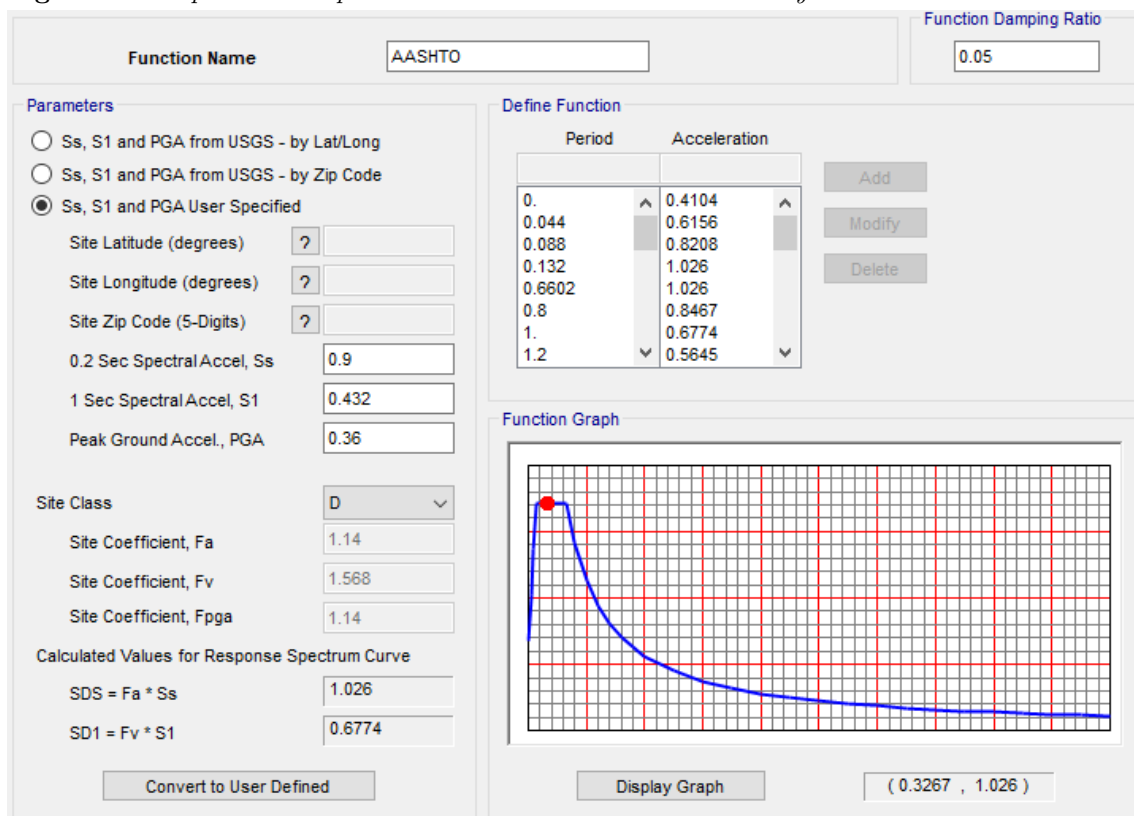
Cuadro 3.7: *Parámetros utilizados para la elaboración del espectro sísmico de diseño*

Parámetros de diseño del espectro de respuesta - TR DE 1000 Años

Puente Allcomachay	AASHTO LRFD
Tipo Suelo	Tipo D
Clasificación del puente	Esencial
PGA	0.36g
Ss	0.90g
S1	0.432g
Fpga	1.14
Fa	1.14
Fv	1.568
As	0.41 g
SDS	1.026 g
SD1	0.677 g
To	0.132 seg
Ts	0.660 seg

Nota. Elaboración propia.

Figura 3.8: *Espectro de respuesta de diseño – Puente Allcomachay*



Nota. Elaboración propia. Software CSiBridge.

3.9.5 Elección de la Categoría de Diseño Sísmico (SDC)

Para el caso del puente Allcomachay, $SD1=0.677$, por tanto corresponde la categoría de diseño sísmico D.

Cuadro 3.8: Asignación de las categorías de diseño sísmico

SD1 = Fv * S1	Categoría de Diseño Sísmico (SDC)
SD1 < 0.15	A
0.15 < SD1 < 0.30	B
0.30 < SD1 < 0.50	C
0.50 < SD1	D

Nota. Adaptado de AASHTO (2020) (p. 3-108)

3.9.6 Asignación del sistema resistente al terremoto (SRT) para CDSs D

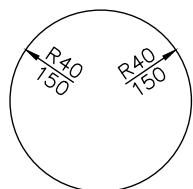
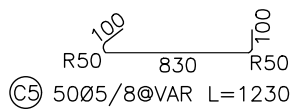
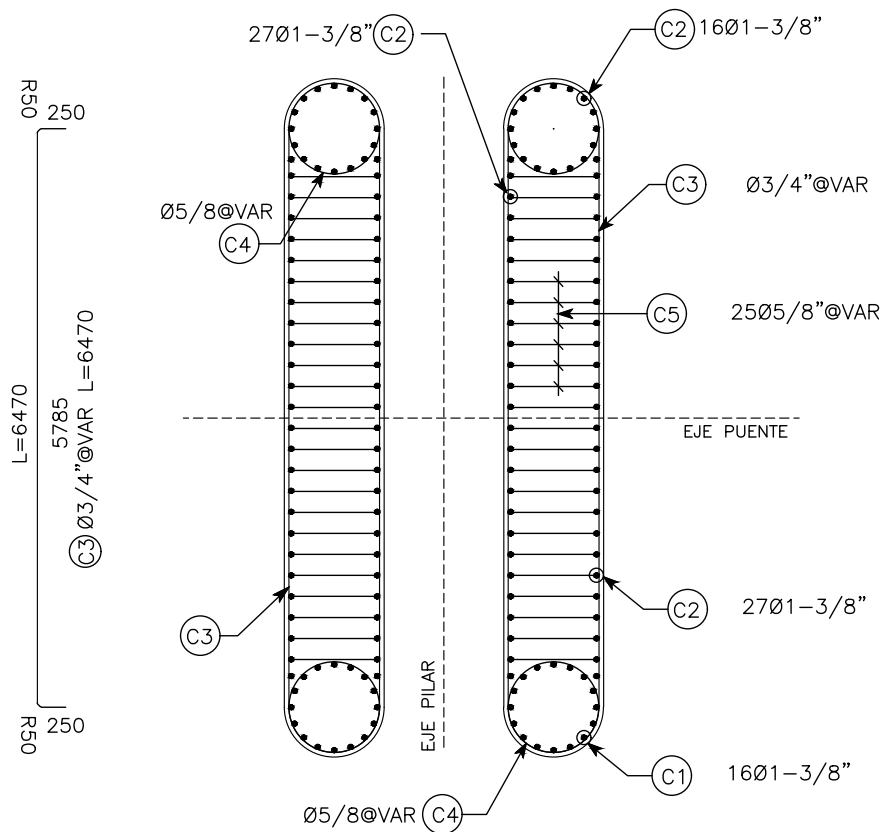
Para una Categoría de Diseño Sísmico (CDS), se espera el siguiente comportamiento:

Tipo 1: subestructura dúctil con superestructura predominantemente elástica.

3.9.7 Evaluación Sísmica del Puente Allcomachay

La evaluación se realiza mediante un modelado tridimensional que considera el cálculo detallado de las cargas aplicadas al puente, conforme a lo establecido en la normativa AASHTO (2020) y el Manual de Puentes (2018). Las Figuras 3.10 y 3.9 presentan fotografías, elevaciones y secciones del puente Allcomachay.

Figura 3.9: Planta de la distribución de acero en los pilares del Puente Allcomachay



GIRAR ESTRIBOS CIRCULARES DE MODO QUE SE ALTEREN LA UBICACIÓN DE LOS TRASLAPES

Ⓒ4 Ø5/8@VAR L=3870

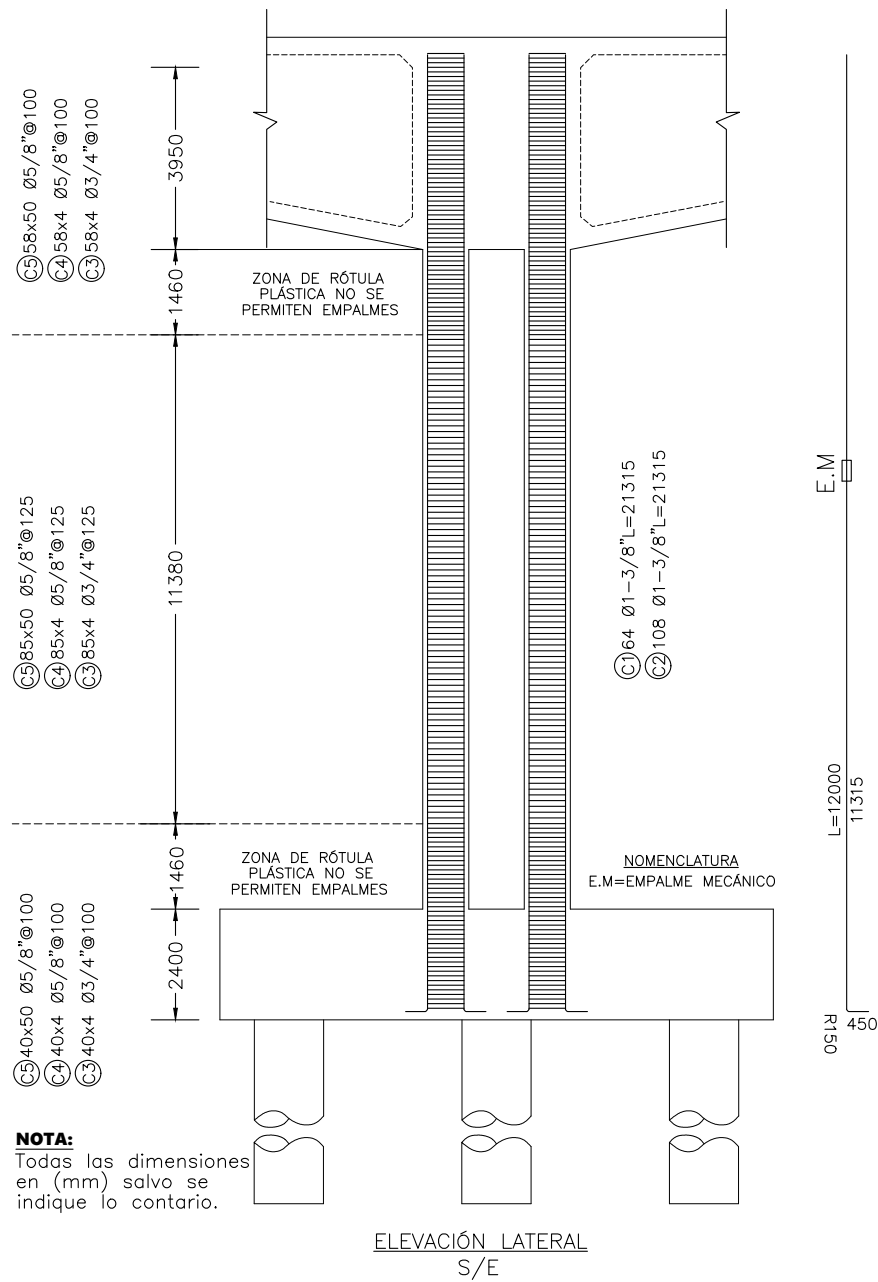
NOTA:

Todas las dimensiones en (mm) salvo se indique lo contrario.

DISTRIBUCIÓN DE ARMADURA EN SECCIÓN TRANSVERSAL DE COLUMNA S/E

Nota. Elaboración propia.

Figura 3.10: Elevación de la distribución de acero en los pilares del Puente Allcomachay



Nota. Elaboración propia.

3.9.7.1 Metrado de cargas

Cargas por peso propio (DC) Para los elementos de concreto armado y postensado se utilizó un peso unitario de 2.5 t/m^3 , aplicado en el modelo de análisis como un factor multiplicador del área de la sección transversal efectiva de cada elemento.

Carga Muerta (DW) Incluye el peso de los componentes no estructurales, tales como la carpeta asfáltica, barreras tipo New Jersey, barandas, entre otros.

- ☞ **Carpeta asfáltica:** Se utilizó una carpeta asfáltica de 50 mm de espesor y 9.00 m de ancho (ancho total de la calzada), considerando un peso unitario de 2.25 t/m^3 .
- ☞ **Barreras de contención tipo New Jersey:** La sección transversal del puente incluye dos barreras de contención estándar tipo New Jersey, cada una con un peso de 500 kg/m.
- ☞ **Barandas metálicas:** Están instaladas a cada lado del tablero del puente. Se asignó un peso propio de 100 kg/m para cada baranda metálica.

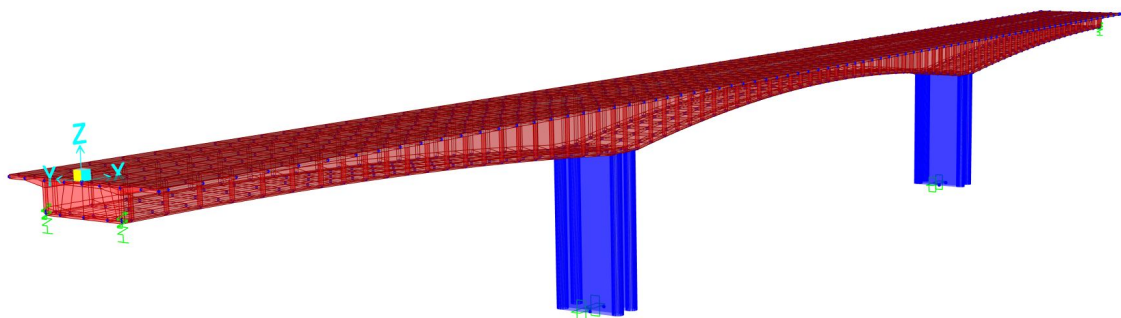
Carga viva vehicular La carga viva vehicular se define de acuerdo con la carga de diseño HL-93, según las especificaciones del AASHTO LRFD.

Carga viva peatonal La carga viva peatonal se asignó en 366 kg/m^2 , conforme a lo indicado en las especificaciones del AASHTO LRFD.

3.9.7.2 Modelo del puente

La Figura 3.11, nos muestra el modelamiento del puente en sus tres dimensiones, cuyo eje X es la parte longitudinal, eje Y la parte transversal y eje Z la elevación del puente.

Figura 3.11: Modelo del puente Allccomachay



Nota. Elaboración propia. Software CSiBridge.

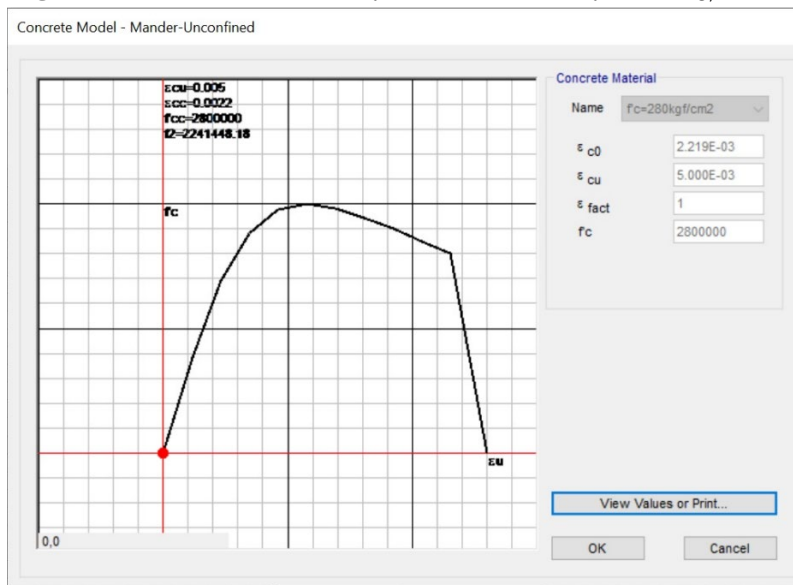
3.9.7.3 Análisis no lineal Pushover de la estructura

No linealidad del material

La no linealidad de los materiales se modela mediante la curva de Mander con histéresis según el modelo Takeda, considerando el concreto sin confinamiento y con

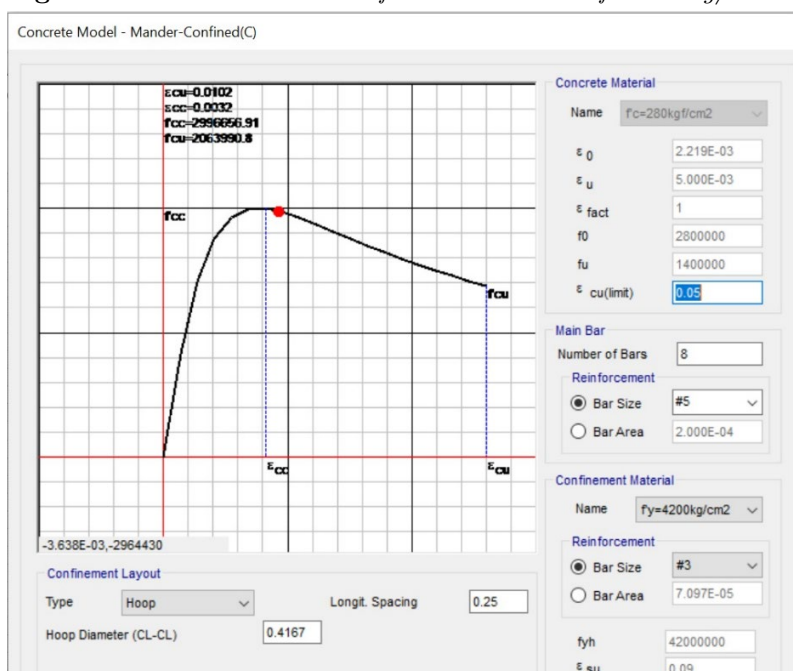
confinamiento, así como el acero de refuerzo. El concreto sin confinamiento, mostrado en la Figura 3.10, tiene una resistencia a la compresión de 280 kg/cm^2 y una deformación última de $\epsilon_{cu} = 0,005$. En el caso del concreto confinado (Figura 3.9), se presentan una deformación máxima de 0.0102, una deformación axial máxima de $\epsilon_{cc} = 0,0032$ y un esfuerzo de confinamiento de $f_{cc} = 299,67 \text{ kg/cm}^2$. El acero de grado 60, representado en la Figura 3.11, posee una resistencia a la fluencia de 4200 kg/cm^2 , deformación de fluencia de 0.002 cm/cm , esfuerzo último de 6327 kg/cm^2 y deformación máxima de 0.09 cm/cm .

Figura 3.12: Concreto sin confinamiento con un $f'c=280\text{kg/cm}^2$



Nota. Elaboración propia. Software CSiBridge.

Figura 3.13: Concreto con confinamiento con un $f'c=280\text{kg/cm}^2$



Nota. Elaboración propia. Software CSiBridge.

Longitud de plastificación

☞ **Rótulas plásticas:** Las rótulas plásticas se calcularon aplicando la metodología Caltrans. Para los pilares, la longitud de plastificación se determina mediante la siguiente expresión:

$$L_p = \begin{cases} 0,08L + 0,15f_{y_e}d_{bt} \geq 0,3f_{y_e}d_{bt} & (\text{in, ksi}) \\ 0,08L + 0,022f_{y_e}d_{bt} \geq 0,044f_{y_e}d_{bt} & (\text{mm, MPa}) \end{cases}$$

Donde:

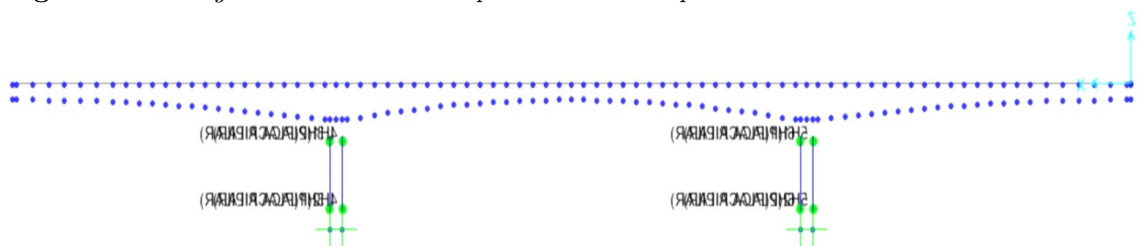
- L_p : Longitud de desarrollo de plastificación en mm.
- L : Longitud total del elemento estructural en mm.
- f_{y_e} : Fluencia efectiva del refuerzo longitudinal en (MPa)
- d_{bt} : Diámetro del refuerzo longitudinal (mm)

$$L_{p1} = 0,08L + 0,022f_{y_e}d_{bt} = 1460,47 \text{ mm}$$

$$L_{p2} = 0,044f_{y_e}d_{bt} = 632,93 \text{ mm}$$

Se elige el valor mayor de ambos (L_{p1}, L_{p2}) siendo $L_{p1} = 1460,47$ mm equivalente a $L_{p1} = 1,46$ m, los cuales se colocarán L sup y L inf a partir de la base del pilar y parte superior del pilar, según se muestra en la 3.14.

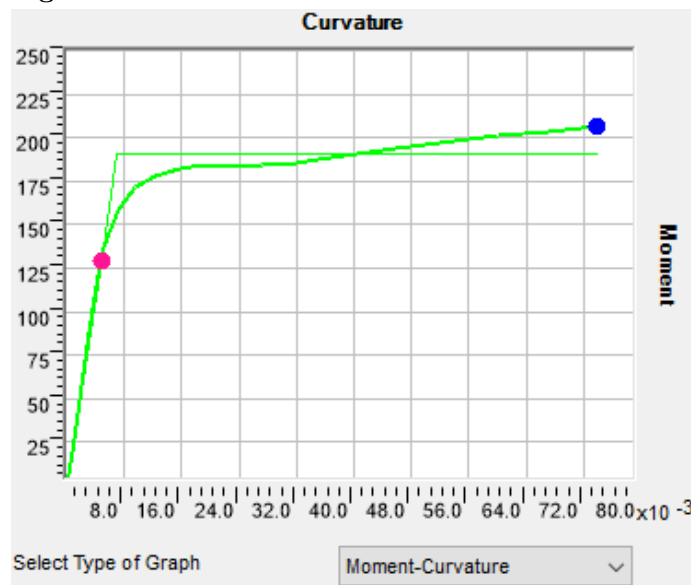
Figura 3.14: Asignación de las rótulas plásticas sobre el pilar.



Nota. Elaboración propia. Software CSiBridge.

☞ **Diagrama Momento curvatura:** La Figura 3.15 muestra el diagrama momento-curvatura (M-), tanto en su forma real como idealizada. Este diagrama constituye la base para definir el modelo histerético en el análisis no lineal, representando una curva bilineal que indica una curvatura de $\phi_u = 0,00061197$ rad y un momento plástico de $M_p = 10643$ ton-m.

Figura 3.15: Momento curvatura real e idealización bilineal



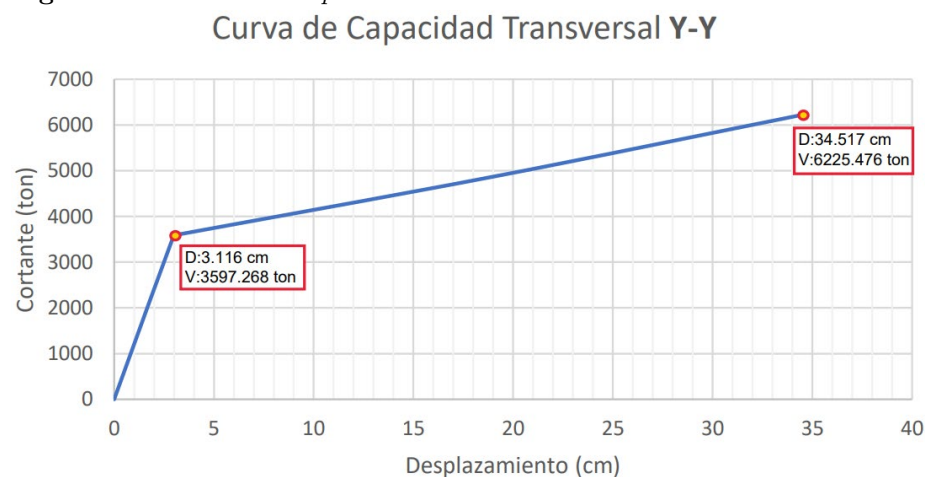
Nota. Elaboración propia. Software CSiBridge.

3.9.7.4 Evaluación con Análisis Pushover

La evaluación se llevó a cabo mediante un análisis Pushover, aplicando cargas hasta que los pilares alcanzaron su punto de cedencia, considerando la categoría de diseño sísmico D y la demanda sísmica definida.

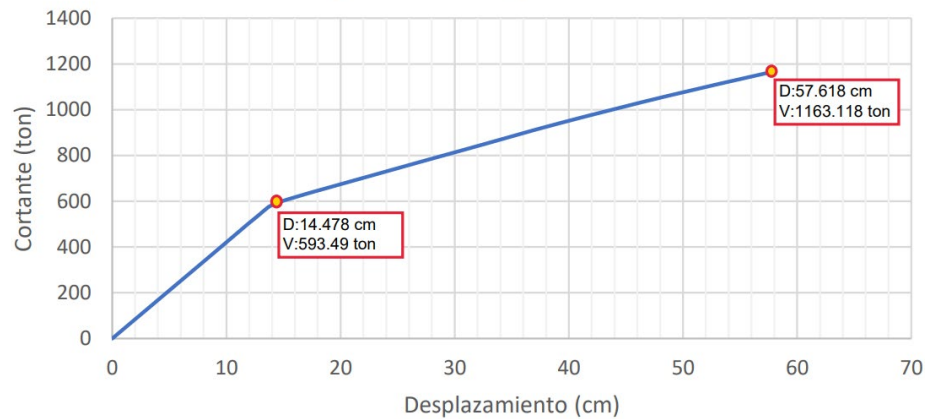
Curvas de capacidad: Las Figuras 3.16 y 3.17 muestran las curvas de capacidad para un período de retorno de 1000 años en las direcciones X e Y del puente Allcomachay bajo estudio. En la dirección Y, el puente tiene una capacidad máxima de 3597.268 toneladas con un desplazamiento de 3.116 centímetros. En la dirección X, la capacidad máxima es de 593.49 toneladas con un desplazamiento de 14.478 centímetros.

Figura 3.16: Curva de capacidad transversal en la dirección Y



Nota. Elaboración propia. Software CSiBridge.

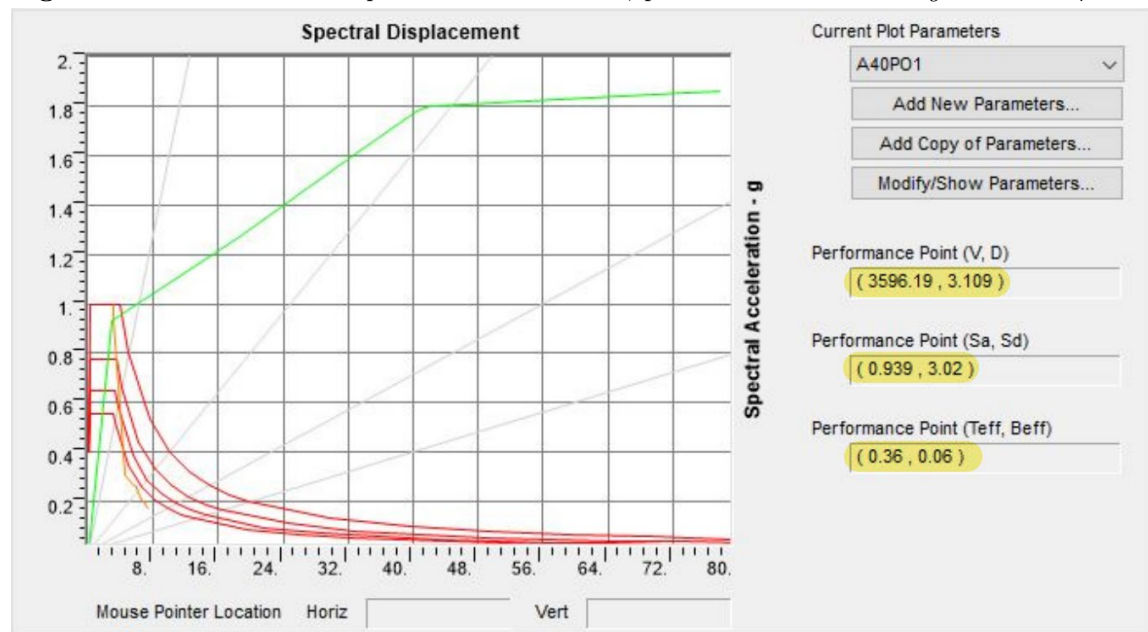
Figura 3.17: Curva de capacidad Longitudinal en la dirección X
Curva de Capacidad Longitudinal X-X



Nota. Elaboración propia. Software CSiBridge.

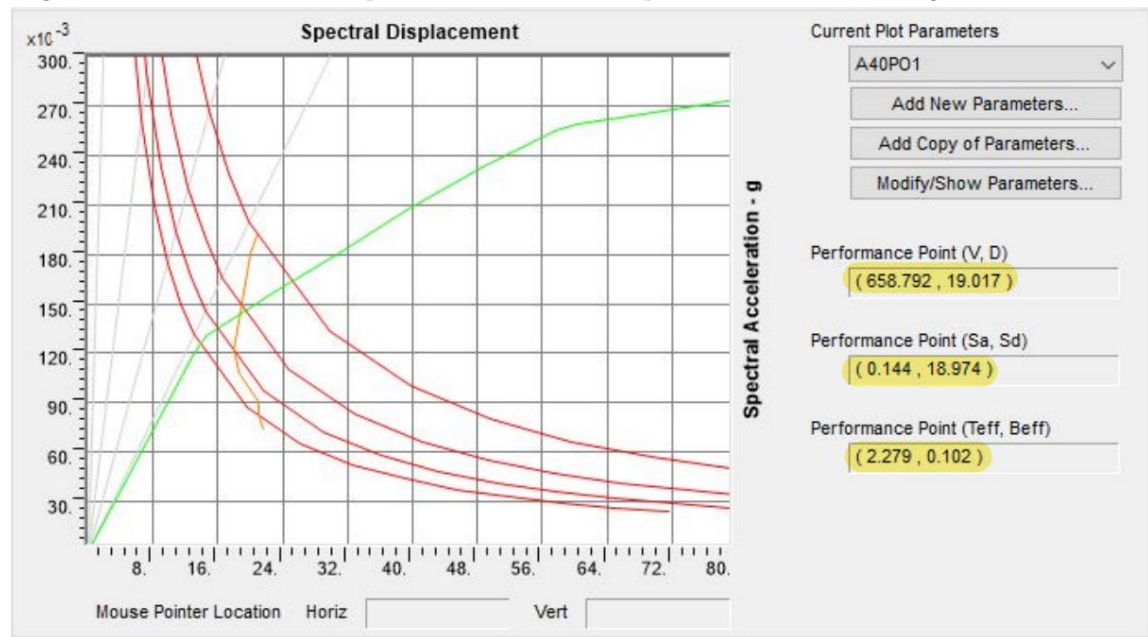
De acuerdo con la metodología del ATC 40, las Figuras 3.18 y 3.19 presentan los puntos de desempeño en las direcciones X e Y, mostrando la relación entre la capacidad estructural y la demanda sísmica aplicada.

Figura 3.18: Punto de desempeño en la dirección Y, para un $Tr=1000$ años según el ATC 40.



Nota. Elaboración propia. Software CSiBridge.

Figura 3.19: Punto de desempeño en la dirección X, para un $Tr=1000$ años según el ATC 40

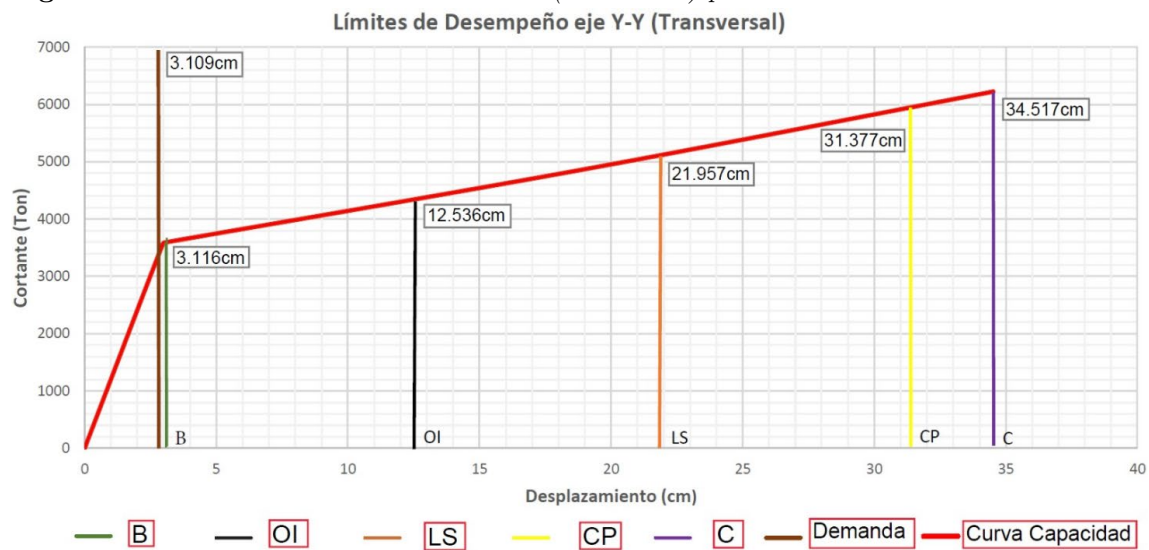


Nota. Elaboración propia. Software CSiBridge.

Sectorización del espectro de capacidad: La sectorización de la curva de capacidad se determinó con base en los niveles sísmicos establecidos por la metodología del ATC-40.

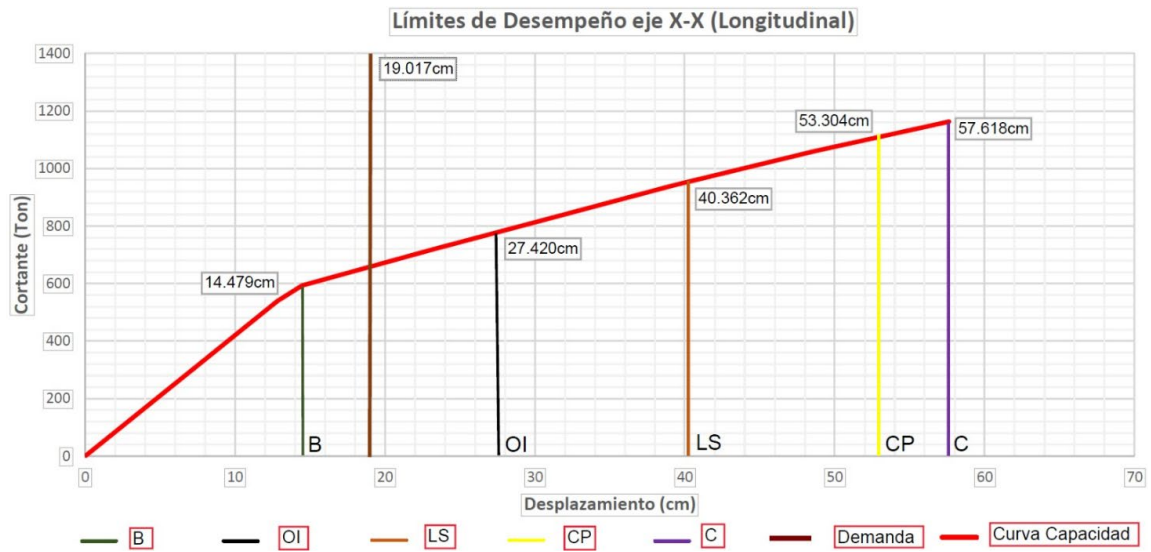
Las Figuras 3.20 y 3.21 muestran los estados límite de la curva de capacidad, los cuales reflejan condiciones críticas del análisis y son claves en el diseño por desempeño. Los puntos “B”, “OI”, “LS”, “CP” y “C” representan, respectivamente, la fluencia inicial, ocupación inmediata, seguridad de vida, prevención de colapso y colapso total.

Figura 3.20: Estado límite en la dirección Y (transversal) para un $Tr=1000$ años



Nota. Elaboración propia. Software CSiBridge.

Figura 3.21: Estado límite en la dirección X (longitudinal) para un $Tr=1000$ años



Nota. Elaboración propia. Software CSiBridge.

En la tabla 3.9 se detalla los puntos de desempeño de la estructura, donde se contrasta la capacidad frente a la demanda bajo un amortiguamiento del 5% en ambas direcciones, utilizando el método del ATC 40 para un período de retorno de 1000 años.

Cuadro 3.9: Desplazamientos de desempeño para sismos muy raros según el ATC 40.

SISMO	TR (años)	Aceleración pico del suelo - PGA (g)	Longitudinal		Transversal	
			X (cm)	Cortante basal (tn)	Y (cm)	Cortante basal (tn)
Muy raro	1000	0.36	19.017	658.792	3.109	3596.19

Nota. Elaboración propia.

4

RESULTADOS

4.1 Contrastación de Hipótesis

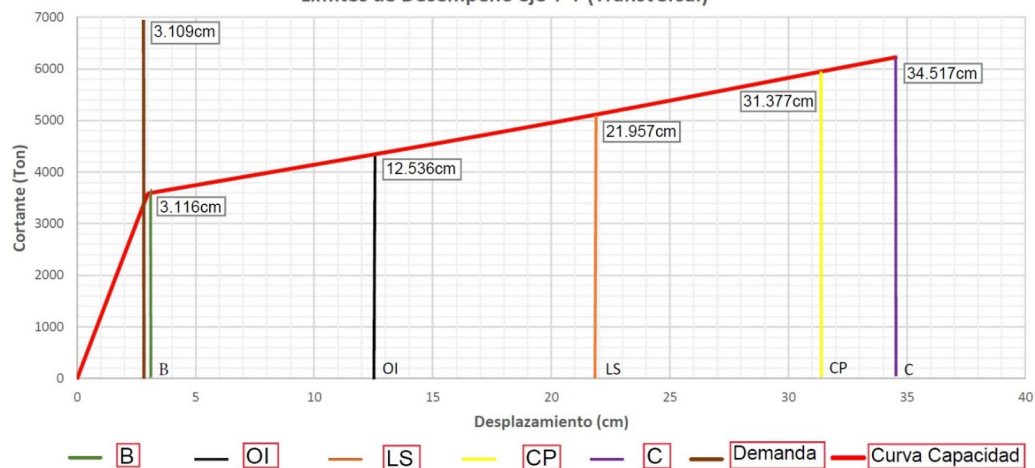
4.1.1 *Contrastación de Hipótesis General*

- ☞ **El análisis estático no lineal pushover aplicado al puente Allcomachay permitirá conocer el nivel de desempeño sísmico en el que se encuentra la estructura.**

Al efectuar el análisis estático no lineal tipo pushover correspondiente a un periodo de retorno de 1000 años (sismo poco frecuente), se obtuvo el siguiente nivel de desempeño sísmico:

Para la dirección Y (transversal), el estado límite correspondiente al nivel de desempeño se clasifica como operacional, ubicándose en el punto de fluencia sin deformación de la rótula, tal como se observa en la Figura 4.1.

Figura 4.1: Estado límite en la dirección Y (transversal) para un $Tr=1000$ años
Límites de Desempeño eje Y-Y (Transversal)



Nota. Elaboración propia. Software CSiBridge.

Para la dirección X (longitudinal), el estado límite de nivel de desempeño es OCUPACIÓN INMEDIATA lo cual presentará daños mínimos que pueden ser reparados como se aprecia en la Figura 4.2.

Figura 4.2: Estado límite en la dirección X (longitudinal) para un $Tr=1000$ años
Límites de Desempeño eje X-X (Longitudinal)



Nota. Elaboración propia. Software CSiBridge.

Se considera que el puente presentará daños leves y reparables ante la acción de sismos con un período de retorno de 1000 años, lo que evidencia un comportamiento estructural favorable y eficiente.

4.1.2 *Contrastación de Hipótesis Específicas*

☞ **Los actuales parámetros de diseño, establecidos en la norma AASTHO LRFD - 2020, permitirán evaluar la demanda sísmica para la zona de ubicación del puente Allccomachay.**

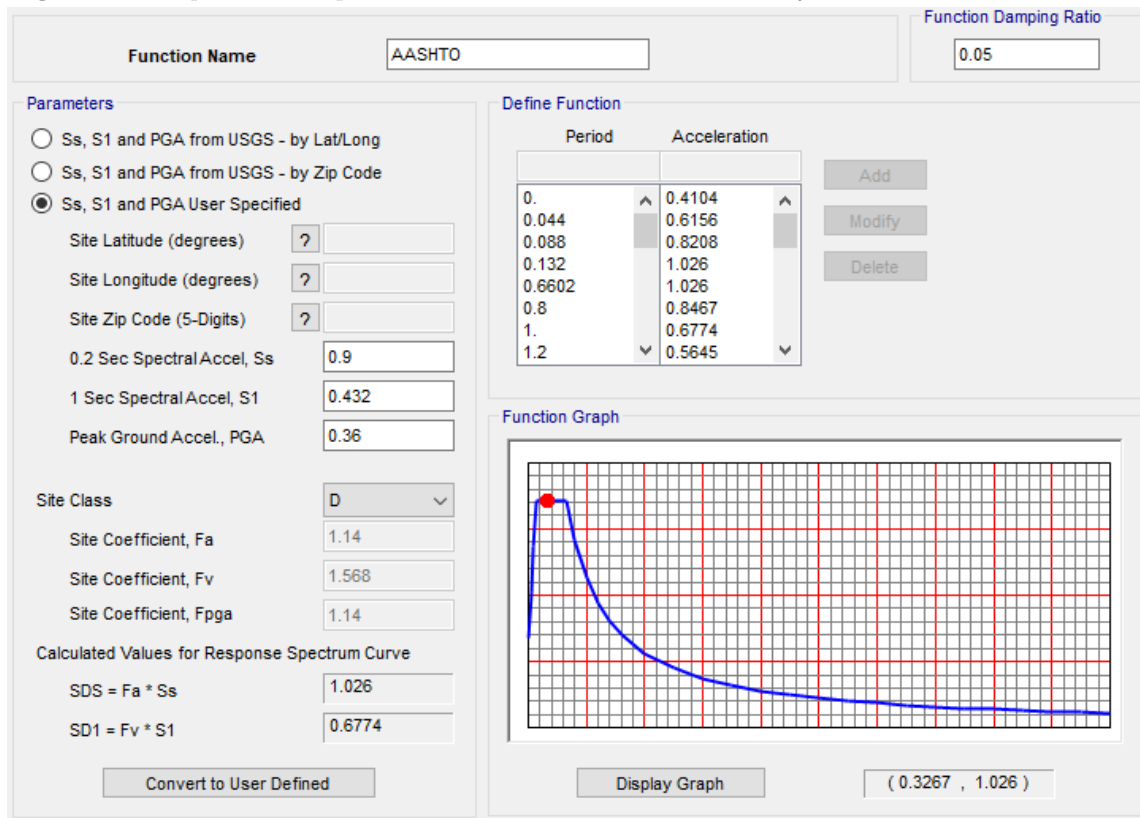
La normativa AASHTO LRFD (2020) proporciona la metodología de análisis, mientras que el Manual de Puentes (2018) ofrece los coeficientes sísmicos obtenidos del mapa de isoaceleraciones espectrales correspondiente a un suelo tipo B con un periodo de retorno de 1000 años ($T_r=1000$). A partir de estos datos, se determinan los parámetros de diseño presentados en la Tabla 4.1, los cuales permiten construir la demanda sísmica representada mediante el espectro de respuesta de diseño mostrado en la Figura 4.3. El análisis arroja una aceleración espectral amplificada de $SD1 = 0.677$, lo que clasifica la estructura dentro de la categoría de diseño sísmico D.

Cuadro 4.1: *Parámetros utilizados para la elaboración del espectro sísmico de diseño*

Parámetros de diseño del espectro de respuesta - TR DE 1000 Años	
Puente Allccomachay	AASTHO LRFD
Tipo Suelo	Tipo D
Clasificación del puente	Esencial
PGA	0.36g
Ss	0.90g
S1	0.432g
Fpga	1.14
Fa	1.14
Fv	1.568
As	0.41 g
SDS	1.026 g
SD1	0.677 g
To	0.132 seg
Ts	0.660 seg

Nota. Elaboración propia.

Figura 4.3: Espectro de respuesta de diseño – Puente Allcomachay



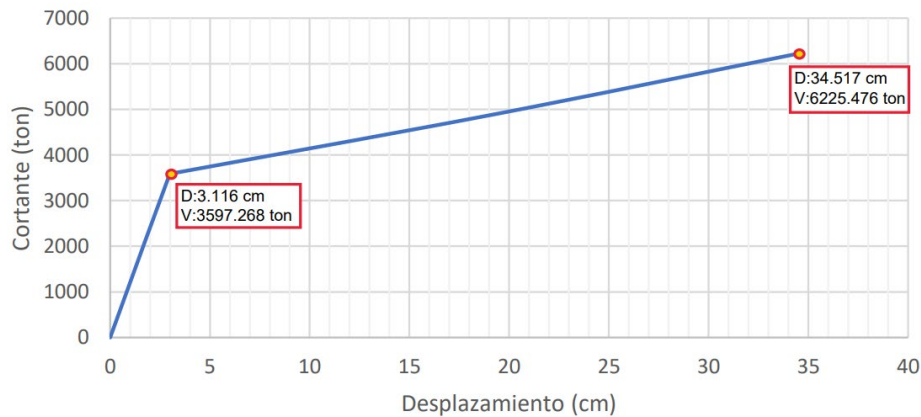
Nota. Elaboración propia. Software CSiBridge.

- Los procedimientos establecidos en el ATC-40 permitirá evaluar la curva de capacidad de los pilares del puente Allcomachay.

De acuerdo a los procedimientos de ATC 40 se determina las curvas de capacidad para un periodo de retorno de 1000 años en las direcciones X e Y del puente Allcomachay bajo estudio.

Eje transversal “Y”: capacidad máxima de 3597.268 toneladas con un desplazamiento de 3.116 centímetros como se aprecia en la Figura 4.4.

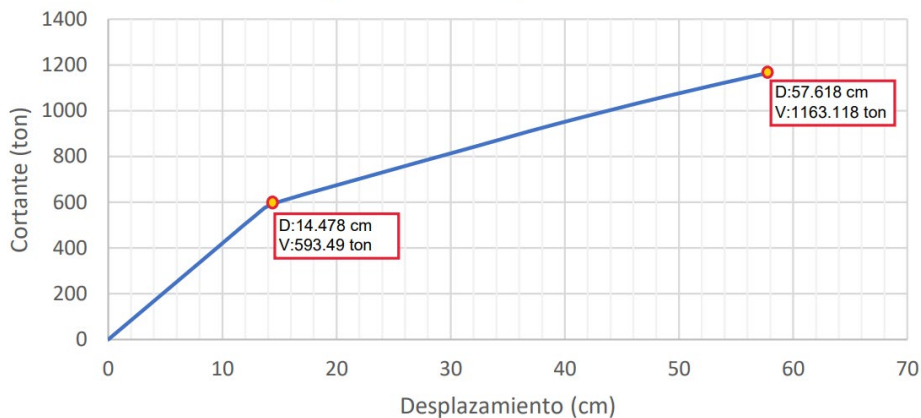
Figura 4.4: Curva de capacidad transversal en la dirección Y
Curva de Capacidad Transversal Y-Y



Nota. Elaboración propia. Software CSiBridge.

Eje longitudinal “X”: Capacidad máxima es de 593.49 toneladas con un desplazamiento de 14.478 centímetros como se aprecia en la Figura 4.5.

Figura 4.5: Curva de capacidad Longitudinal en la dirección X
Curva de Capacidad Longitudinal X-X



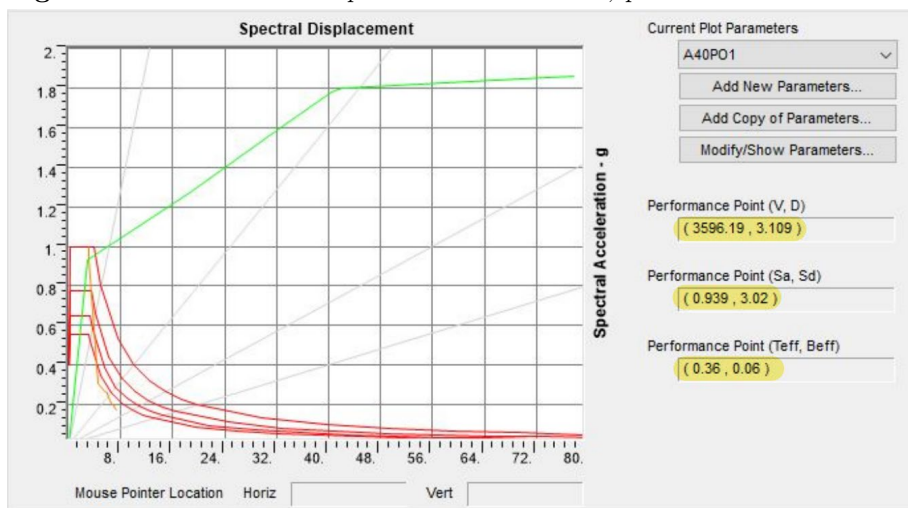
Nota. Elaboración propia. Software CSiBridge.

☞ Los procedimientos establecidos en el FEMA-440 permitirá estimar el punto de desempeño de los pilares del puente Allcomachay.

De acuerdo a los procedimientos de FEMA 440 se estima el punto de desempeño mediante la intersección del espectro de demanda y espectro de capacidad para un período de retorno de 1000 años en las direcciones X e Y.

Eje transversal “Y”: Punto de desempeño ubicado en una aceleración espectral S_a 0.939 y desplazamiento espectral S_d 0.03 como se aprecia en la Figura 4.6.

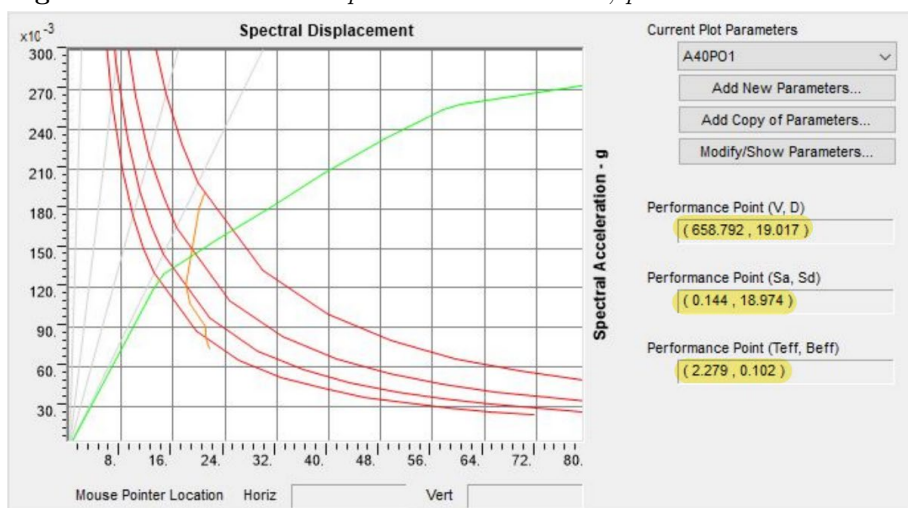
Figura 4.6: Punto de desempeño en la dirección Y, para un $Tr=1000$ años según el ATC 40.



Nota. Elaboración propia. Software CSiBridge.

Eje longitudinal “X”: Punto de desempeño ubicado en una aceleración espectral Sa 0.144 y desplazamiento espectral Sd 0.19 como se aprecia en la Figura 4.7.

Figura 4.7: Punto de desempeño en la dirección X, para un $Tr=1000$ años según el ATC 40



Nota. Elaboración propia. Software CSiBridge.

4.2 Análisis e Interpretación

4.2.1 De Objetivos Específicos

- ☞ **Para el objetivo específico 01: Los actuales parámetros de diseño, establecidos en la norma AASTHO LRFD - 2020, permitirán evaluar la demanda sísmica para la zona de ubicación del puente Allcomachay.**

Para la construcción del espectro de respuesta de diseño, se empleó el mapa de isoaceleraciones del Manual de Puentes (2018). En el caso de sismos muy raros con un periodo de retorno de 1000 años, se consideraron las aceleraciones correspondientes a los periodos de 0.0, 0.2 y 1.0 segundos, según la normativa AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (9ª edición, 2020). De esta fuente se obtuvieron los factores de amplificación: $PGA = 0.36g$, $S_s = 0.9g$ y $S_1 = 0.432g$. Tomando en cuenta la amplificación del suelo tipo D, determinada a partir de los estudios geotécnicos del sitio, se procedió a elaborar el espectro de diseño, obteniéndose una aceleración espectral amplificada $SD_1 = 0.677$, lo que ubica la estructura en la Categoría de Diseño Sísmico D. Los resultados obtenidos coinciden con los presentados en el Expediente Técnico del Proyecto “Construcción del Puente Allcomachay y Accesos”, dentro del informe final de la especialidad de estructuras.

- ☞ **Para el objetivo específico 02: Los procedimientos establecidos en el ATC-40 permitirá evaluar la curva de capacidad de los pilares del puente Allcomachay.**

Los resultados obtenidos de la curva de capacidad para un periodo de retorno de 1000 años muestran que, en ambos ejes —transversal y longitudinal—, el inicio de la fluencia se ubica dentro del rango no lineal. En la dirección transversal (Y), se registró una fuerza cortante de 6225.470 toneladas y un desplazamiento de 3.116 cm, mientras que en la dirección longitudinal (X) se obtuvo una fuerza cortante de 593.490 toneladas y un desplazamiento de 14.478 cm. Al comparar ambos resultados, se evidencia que la dirección longitudinal presenta una menor rigidez estructural, manifestándose como la más vulnerable y aquella donde se generan los mayores desplazamientos. Este

comportamiento concuerda con los hallazgos reportados en investigaciones previas realizadas por otros autores.

De la tesis de Blas and Sosa (2019) titulada: “Evaluación del desempeño sísmico bajo el método de análisis estático no lineal pushover, caso puente Riecito ubicado en el distrito de Bellavista – Piura” se tiene:

Para un periodo de retorno de 1000 años, se apreció el punto de inicio de fluencia en el rango no lineal para el eje transversal “Y” con una fuerza cortante de 2980.00 ton y un desplazamiento de 1.45 cm y para el eje longitudinal “X” con una fuerza cortante de 1420.00 ton y un desplazamiento de 9.00 cm.

A partir de la tesis de Chancha (2018) titulada: “Evaluación del desempeño estructural mediante procedimiento no lineales en puentes de concreto reforzado” tenemos:

Para un periodo de retorno de 1000 años, se apreció el punto de inicio de fluencia en el rango no lineal para el eje transversal “Y” con una fuerza cortante de 152.33 ton y un desplazamiento de 5.53 cm y para el eje longitudinal “X” con una fuerza cortante de 63.25 ton y un desplazamiento de 11.73 cm.

☞ **Para el objetivo específico 03: Los procedimientos establecidos en el FEMA-440 permitirá estimar el punto de desempeño de los pilares del puente Allcomachay.**

Para un sismo con un período de retorno de 1000 años, en el eje transversal (Y) el punto de desempeño se localiza en una aceleración espectral $S_a = 0,939 g$ y un desplazamiento espectral $S_d = 0,03 m$, clasificándose dentro del nivel de desempeño **operacional**. En el eje longitudinal (X), el punto de desempeño se presenta con una aceleración espectral $S_a = 0,144 g$ y un desplazamiento espectral $S_d = 0,19 m$, correspondiente al nivel de desempeño **de ocupación inmediata**, lo que evidencia un comportamiento estructural óptimo ante este nivel de demanda sísmica. Este resultado guarda coherencia con las conclusiones obtenidas en estudios previos desarrollados por Priestley (2000), FEMA356 (2000) y ATC (1996).

De acuerdo a la tesis de Mera (2023) titulada: “Desempeño sísmico con métodos analíticos no lineales, puente Santa María de Nieva” donde:

Para un sismo máximo con un período de retorno de 1000 años, en el eje transversal (Y) el punto de desempeño se ubica en un desplazamiento de 0,134 m, con una cortante basal de $V = 1154,27$ t, una aceleración espectral $S_a = 0,77$ g y un desplazamiento espectral $S_d = 0,12$ m, clasificándose en el nivel de desempeño **operacional**. De forma análoga, en el eje longitudinal (X) el punto de desempeño alcanza un desplazamiento de 0,16 m, con una cortante en la base de $V = 753,35$ t, $S_a = 0,77$ g y $S_d = 0,145$ m, correspondiente también al nivel de desempeño **operacional**. Estos resultados evidencian un comportamiento e

De acuerdo a la tesis de Barroso (2020) titulada: “Análisis del desempeño sísmico mediante procedimientos no lineales del puente Chamán km. 701, en el distrito de Chepén – provincia de Chepén – La Libertad” donde:

De acuerdo con el Ministerio de Transportes y Comunicaciones, solo el 15 % de los puentes ubicados en carreteras no concesionadas a nivel nacional presentan un estado estructural óptimo. Sin embargo, una proporción considerable de estas infraestructuras se encuentra en condiciones que varían de regulares a deficientes. Entre ellas, el puente Chamán, con más de 40 años de antigüedad, ha sido identificado como uno de los cinco puentes con mayor vulnerabilidad al colapso en la región de La Libertad.

El análisis del desempeño sísmico realizado mediante procedimientos no lineales permite concluir que, ante sismos muy raros con un período de retorno de 1000 años, el nivel de desempeño del puente corresponde al estado de **seguridad de vida** en el eje transversal y al estado de **colapso** en el eje longitudinal. Esto implica la pérdida total de funcionalidad de la estructura. Los resultados obtenidos confirman la fiabilidad de los métodos de análisis no lineal para evaluar el desempeño sísmico de puentes existentes.

CONCLUSIONES

5.1 Conclusiones

- ☞ Para el objetivo general, considerando un sismo muy raro con un periodo de retorno de 1000 años y aplicando el análisis estático no lineal tipo Pushover, se determinó que en la dirección transversal (Y) el nivel de desempeño corresponde al estado operacional, presentando un daño mínimo o despreciable. En cambio, en la dirección longitudinal (X), el nivel de desempeño alcanzado es de ocupación inmediata, asociado a un daño leve en la estructura.
- ☞ Para el Objetivo Especifico 01, al evaluar la demanda sísmica representada por el Espectro de Respuesta para un Sismo Muy Raro $TR=1000$ años, se tiene una aceleración espectral amplificada $SD1=0.677$ la cual ubica en una Categoría de Diseño Sísmico D, para Sistemas Resistentes a Terremotos tendrá un comportamiento global TIPO 1: Superestructura elástica con una Subestructura dúctil.
- ☞ Para el **Objetivo Específico 02**, considerando un *Sismo Muy Raro* con un tiempo de retorno de 1000 años y aplicando el análisis estático no lineal *pushover*, se observa que la curva de capacidad alcanza su punto de fluencia en el eje transversal **Y**, con una

fuerza cortante de $V_y = 3597,268$ ton y un desplazamiento de $\Delta_y = 3,116$ cm; mientras que en el eje longitudinal **X** se obtiene una fuerza cortante de $V_x = 593,490$ ton y un desplazamiento de $\Delta_x = 14,478$ cm.

- ☞ Para el **Objetivo Específico 03**, considerando un Sismo Muy Raro con un tiempo de retorno de 1000 años y aplicando el análisis estático no lineal *pushover*, se observa que la ubicación del punto de desempeño, en el eje transversal **Y**, presenta una fuerza cortante de $V_y = 3596,19$ ton, un desplazamiento de $\Delta_y = 3,109$ cm, una aceleración espectral de $S_a = 0,939$ g y un desplazamiento espectral de $S_d = 3,02$ cm. Para el eje longitudinal **X**, se obtiene una fuerza cortante de $V_x = 658,792$ ton, un desplazamiento de $\Delta_x = 19,017$ cm, una aceleración espectral de $S_a = 0,144$ g y un desplazamiento espectral de $S_d = 18,974$ cm.
- ☞ En el análisis estático no lineal Pushover, al no incluir la no linealidad geométrica, la curva de capacidad obtenida resulta más rígida y elevada, debido a que no se considera la pérdida progresiva de rigidez y resistencia que ocurre cuando la estructura experimenta desplazamientos significativos.

5.2 Recomendaciones

- ☞ La demanda sísmica es un aspecto crítico en el diseño y evaluación del desempeño estructural, especialmente en zonas propensas a terremotos, es por ello para mejorar la precisión de la demanda sísmica, la microzonificación sísmica se presenta como un enfoque valioso. La microzonificación implica el análisis detallado de las características geológicas y geotécnicas de una zona específica, permitiendo identificar variaciones en el comportamiento del suelo y sus efectos sobre las estructuras durante un evento sísmico. Al incorporar estos datos en el análisis, se pueden determinar de manera más precisa los parámetros que influirán en la respuesta sísmica de las estructuras.
- ☞ Es indispensable realizar estudios de amenaza sísmica o de caracterización del sitio que permitan estimar las aceleraciones probables para distintos periodos de retorno y condiciones límite. Estos análisis resultan esenciales para optimizar los métodos de evaluación y diseño basados en el desempeño estructural.

- ☞ Seguir aplicando metodologías de diseño sísmico basadas en el desempeño constituye una alternativa altamente adecuada para el análisis de puentes regulares. Sin embargo, cuando se trata de puentes con irregularidades estructurales, especialmente aquellos con alineamientos curvos o superestructuras de alta rigidez, es necesario revisar y ampliar algunas de las suposiciones existentes. Por ello, se recomienda profundizar en investigaciones adicionales que permitan definir con mayor precisión su aplicación en este tipo de configuraciones estructurales.
- ☞ El desarrollo constante de guías de aprendizaje orientadas al uso de software actualizado en la carrera de Ingeniería Civil resulta esencial, ya que fortalece la capacitación técnica de los estudiantes y promueve la formación de profesionales más competentes y actualizados en su área de especialización.
- ☞ La determinación de los parámetros sísmicos resulta fundamental, pues de ellos depende la definición de la categoría de diseño sísmico y la selección del método de análisis más adecuado. En este estudio, se optó por emplear el método estático no lineal tipo pushover.
- ☞ Se recomienda efectuar este tipo de evaluación no lineal de manera paralela al proceso de diseño del puente, ya que el concreto, principal material estructural, presenta un comportamiento no lineal ante la aplicación de cargas. Los métodos más precisos para estimar las respuestas sísmicas, como los estados límite de desempeño, desplazamientos y fuerzas, son el análisis estático no lineal (pushover) y el análisis dinámico en el dominio del tiempo (historia de tiempo).

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHTO (2020). *LRFD bridge design specifications*. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC, 9th edition.
- Acero, J. A. (2004). *Comparación de las Normas Sísmicas más utilizadas para Puentes Continuos en el Perú y sus Métodos de Análisis*. Tesis de maestría, Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú. <http://hdl.handle.net/20.500.12404/136>.
- Al-Jassim, S. A. (2017). Seismic evaluation of al-najibiya bridge using pushover analysis. *International Journal of Civil Engineering and Technology (IJCIET)*, 8(4), 550-558.
- Alvarez, J., Jara, M., Hernández, H., Sánchez, A., y Alonso Gómez, C. G., and Roeder, G. (2010). Capacidad sísmica de puentes con subestructura de concreto reforzado. *SMIE (Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural)*, XVI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, León, Guanajuato.
- ASCE/SEI-7 (2010). Minimum design loads associated criteria for buildings and other structures. *American Society of Civil Engineers*.
- ATC (1996). Applied technology council. *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings. California. Estados Unidos*, Report N° 40.
- Aviram, A., Mackie, K. R., and Stojadinović, B. (2008). Guidelines for nonlinear analysis of bridge structures in california. *Pacific Earthquake Engineering Research Center*, 03.
- Barroso, Jeick y Carrillo, J. (2020). *Análisis del desempeño sísmico mediante procedimientos no lineales del puente Chamán km. 701, en el distrito de Chepén – provincia de Chepén – La Libertad*. Tesis para optar el título profesional de ingeniero civil, Universidad Privada Antenor Orrego, Trujillo - Perú.
- Blas, J. and Sosa, E. (2019). *Evaluación del desempeño sísmico bajo el método de análisis estático no lineal pushover, caso puente Riecito ubicado en el distrito de Bellavista – Piura*. Tesis para optar el título profesional de ingeniero civil, Universidad Ricardo Palma, Lima - Perú.

Referencias Bibliográficas

- Bonett, R. L. (2003). *Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada*. Tesis doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona.
- Cabrera, R. A. (2018). *Desempeño Sísmico en Puentes de Hormigón Armado en Chile*. Tesis para optar el título profesional de ingeniero civil, Universidad Técnica Federico Santa María, Valparaíso, Chile.
- Chancha, J. C. (2018). “*Evaluación del desempeño estructural mediante procedimiento no lineales en puentes de concreto reforzado*”. Tesis de pregrado, Universidad Nacional de Huancavelica, Perú.
- Chavesta, E. P. (2019). *Análisis estático no lineal para estimar el desempeño sísmico de una estructura aporticada de 5 pisos en la ciudad de Lima*. Tesis de pregrado, Universidad Nacional Federico Villarreal, Lima, Perú. <https://repositorio.unfv.edu.pe/handle/20.500.13084/2810>.
- Córdova, J. R. (2018). *Evaluación de la Vulnerabilidad del Puente Nochoz ante solicitaciones sísmicas en el distrito de Puerto Bermúdez, de la provincia de Oxapampa – región Pasco – 2018*. Tesis para optar el título profesional de ingeniero civil, Universidad Nacional Daniel Alcides Carrión, Cerro de Pasco - Perú.
- Einstein, A. (1905). On the electrodynamics of moving bodies. *Annalen der Physik*, 17:891–921.
- FEMA356 (2000). Federal emergency management agency. *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington D.C., Estados Unidos, Report N° 356.
- Gutiérrez, P. (2021). *Evaluación del desempeño sísmico por el método espectro-capacidad de un puente en tramo IV-IIRSA*. Tesis de pregrado, Universidad Nacional del Altiplano, Puno, Perú.
- Imbsen, R. A. (2007). Aashto guide specifications for lrfd seismic bridge design. *Subcommittee for Seismic Effects on Bridges T-3*.
- Kent, D. C. and Park, R. (1971). Flexural members with confined concrete. *Journal of the Structural Division*, 97:1969–1990.

- Kumar, V. and Shivanand, C. (2016). Seismic performance evaluation of existing bridge. *IJSETR (International Journal of Science, Engineering and Technology Research)*, 5:1596–1602.
- Mander, J. B. (1983). *Seismic design of bridge piers*. Tesis doctoral, University of Canterbury, New Zealand.
- Mera, A. (2023). *Desempeño sísmico con métodos analíticos no lineales, puente Santa María de Nieva*. Tesis de maestría, Universidad Nacional Toribio Rodríguez de Mendoza de Amazonas, Chachapoyas - Perú.
- Morocho, J. L. and Suárez, V. (2007). *Estudio del desempeño sísmico de puentes mediante el análisis no lineal estático*. Tesis de pregrado, Universidad Técnica Particular de Loja, Ecuador. <http://dspace.utpl.edu.ec/handle/123456789/16850>.
- Morán, K. and Lindao, P. (2009). *Análisis del comportamiento de columnas de puentes de concreto reforzado a través de diagramas de interacción y relaciones momento-curvatura*. Tesis de pregrado, Escuela Superior Politécnica del Litoral, Guayaquil, Ecuador. <http://www.dspace.espol.edu.ec/handle/123456789/6027>.
- MTC (2018). *Manual de puentes*. Ministerio de Transportes y Comunicaciones.
- Park, R. and Paulay, T. (1998). *Estructuras de concreto reforzado*. Editorial Limusa, Universidad de Canterbury, Christchurch, Nueva Zelandia, 4 edition.
- Priestley, M. (2000). Performance based seismic design. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 33.

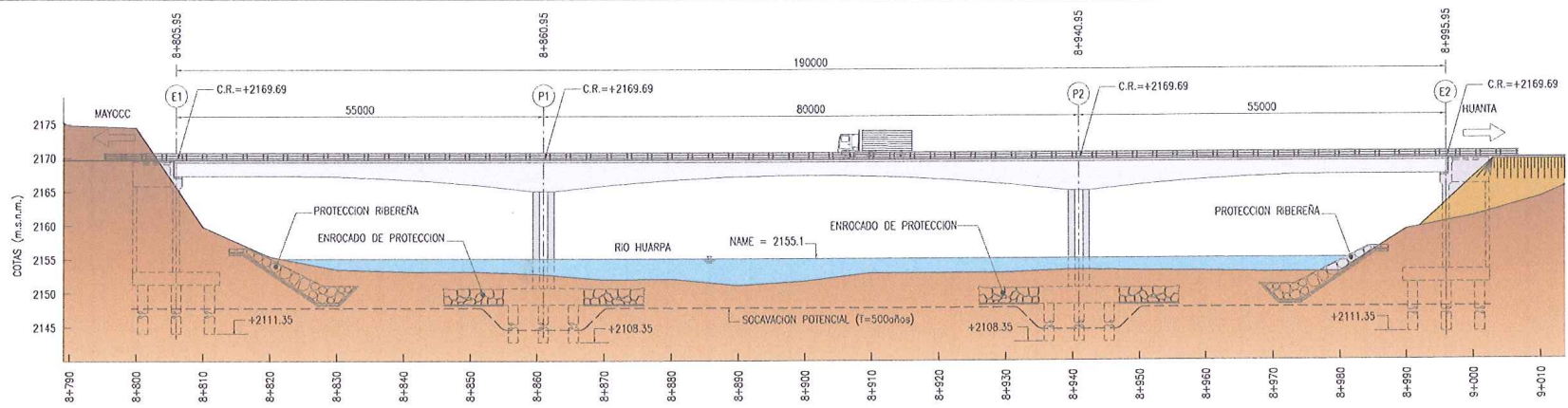
“Ser Culto es el único modo de triunfar en la vida.”
— José Martí

Anexo

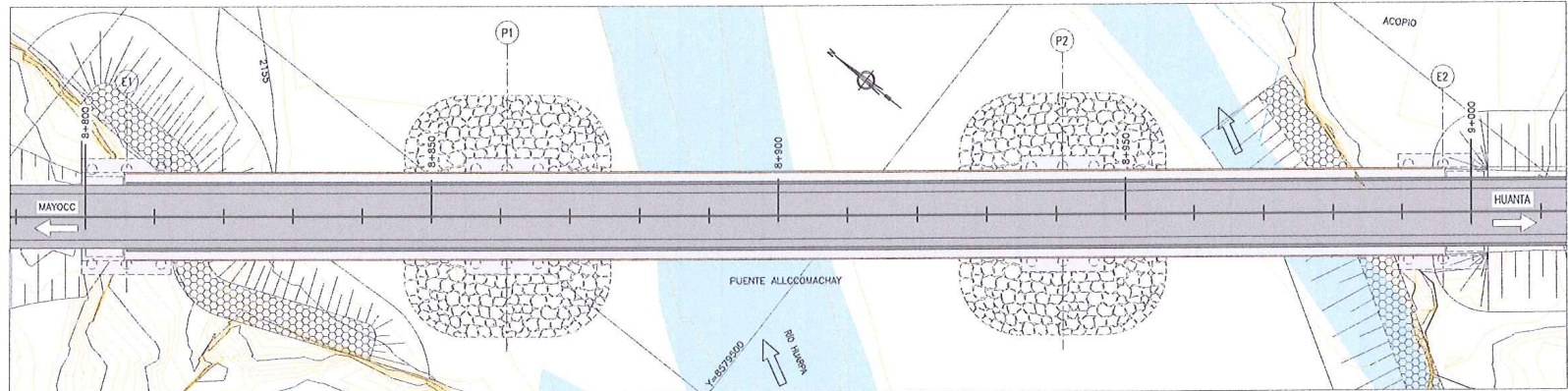
A

PLANOS DEL PUENTE

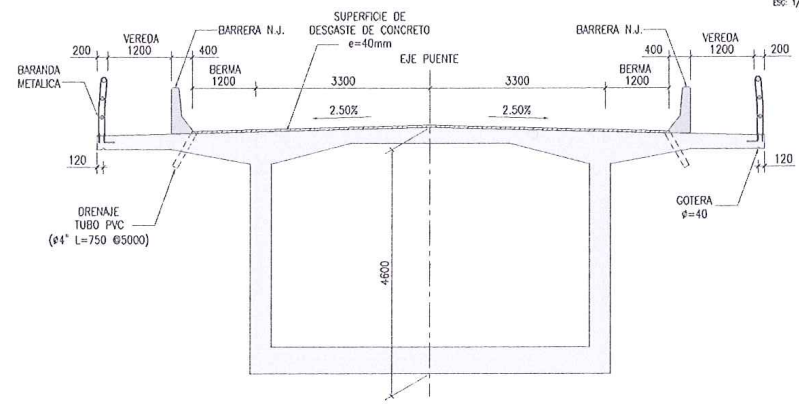
004



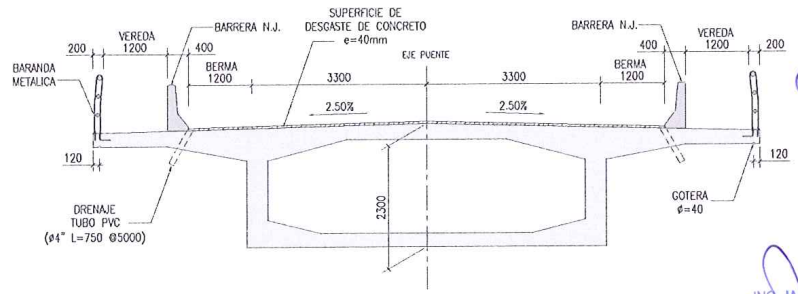
ELEVACION
ESC: 1/750



PLANTA
ESC: 1/750



SECCION TRANSVERSAL ADYACENTE A PILARES
ESC: 1/100



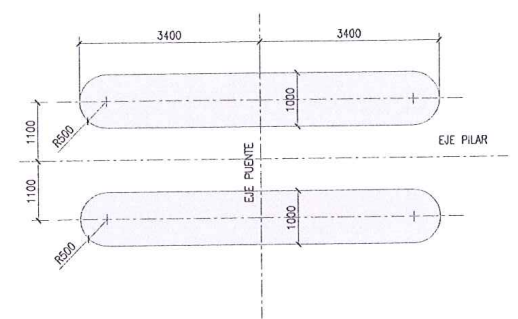
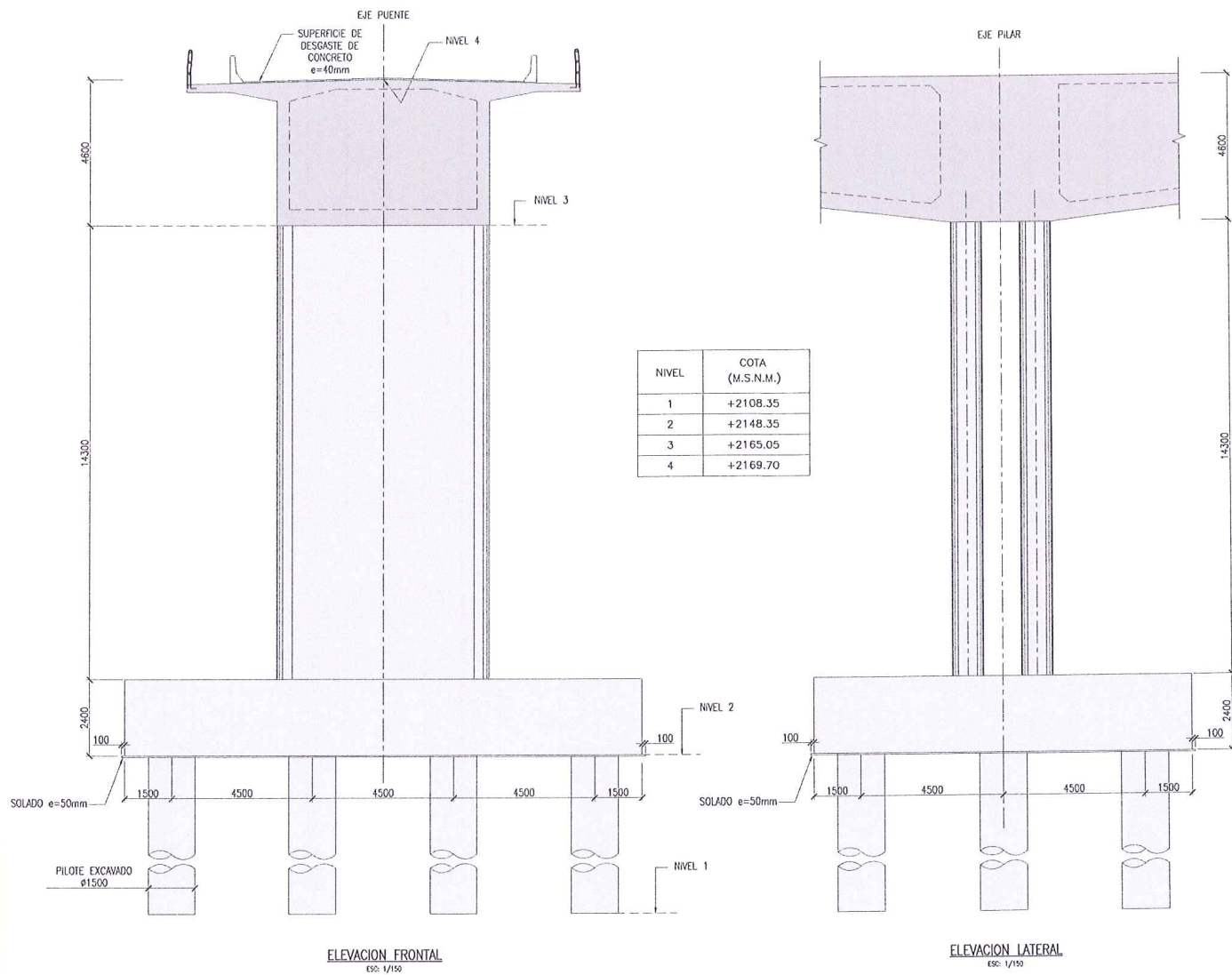
SECCION TRANSVERSAL EN EL CENTRO DE LUZ
ESC: 1/100

JACK LOPEZ JARA
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 52773

ING. JACK JORGE LOPEZ ACUÑA
Reg. CIP N° 6528
JEFE DE PROYECTO

- NOTAS:
1. Todos las dimensiones en milímetros (mm) salvo se indique lo contrario.
 2. Niveles en metros sobre el nivel del mar (m.s.n.m)
 3. Escalas indicadas son para planos en formato A3.
- Para planos en formato A1 las escalas son el 50% de los valores indicados.

REVISIONES	
N°	FECHA

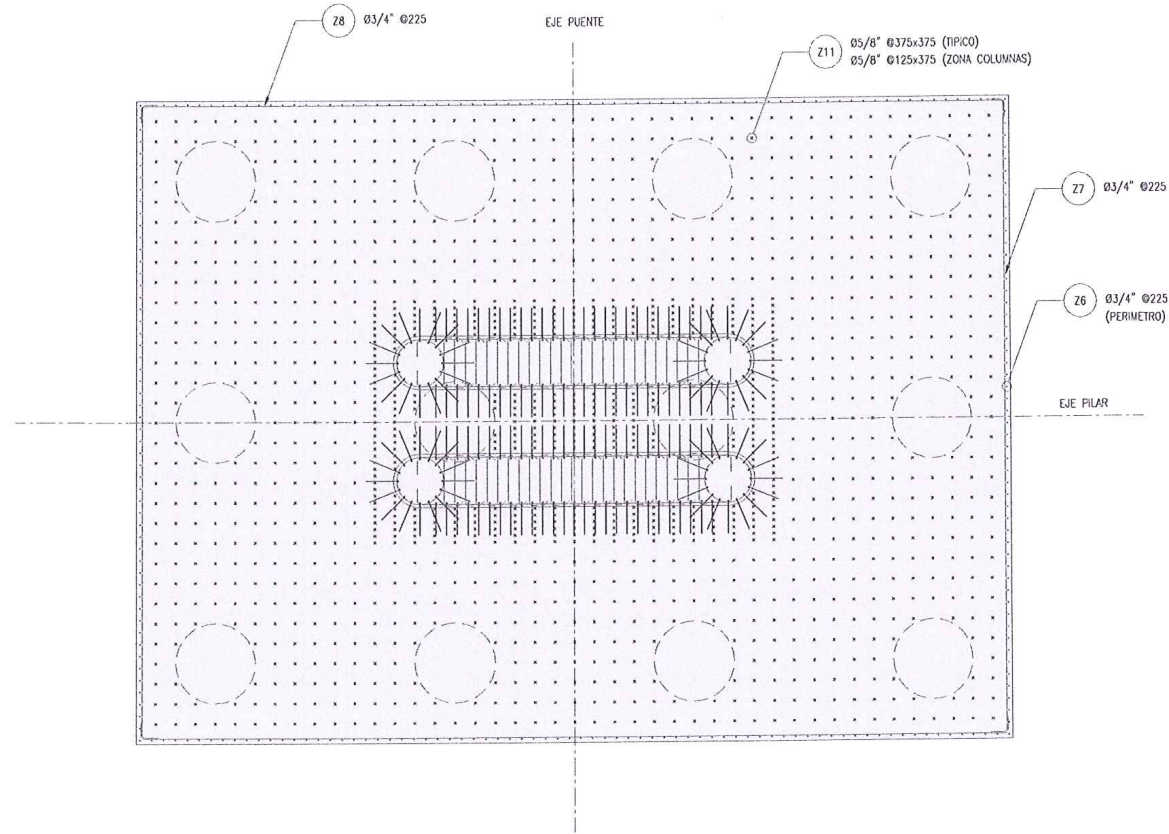


SECCION TRANSVERSAL DE COLUMNA
ESC: 1/100

ING. JACK JORGE LOPEZ ACUÑA
Reg. CIP N° 6528
JEFE DE PROYECTO

JACK LOPEZ JARA
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 52773

NOTAS:
1. Todos las dimensiones en milímetros (mm) salvo se indique lo contrario.
2. Niveles en metros sobre el nivel del mar (m.s.n.m)
3. Escalas indicadas son para planos en formato A3.
Para planos en formato A1 los escalos son el 50% de los valores indicados.



DISTRIBUCION DE ARMADURA DE BORDE (Z6, Z7 y Z8)
Y TRANSVERSAL (Z11)

ESC: 1/100

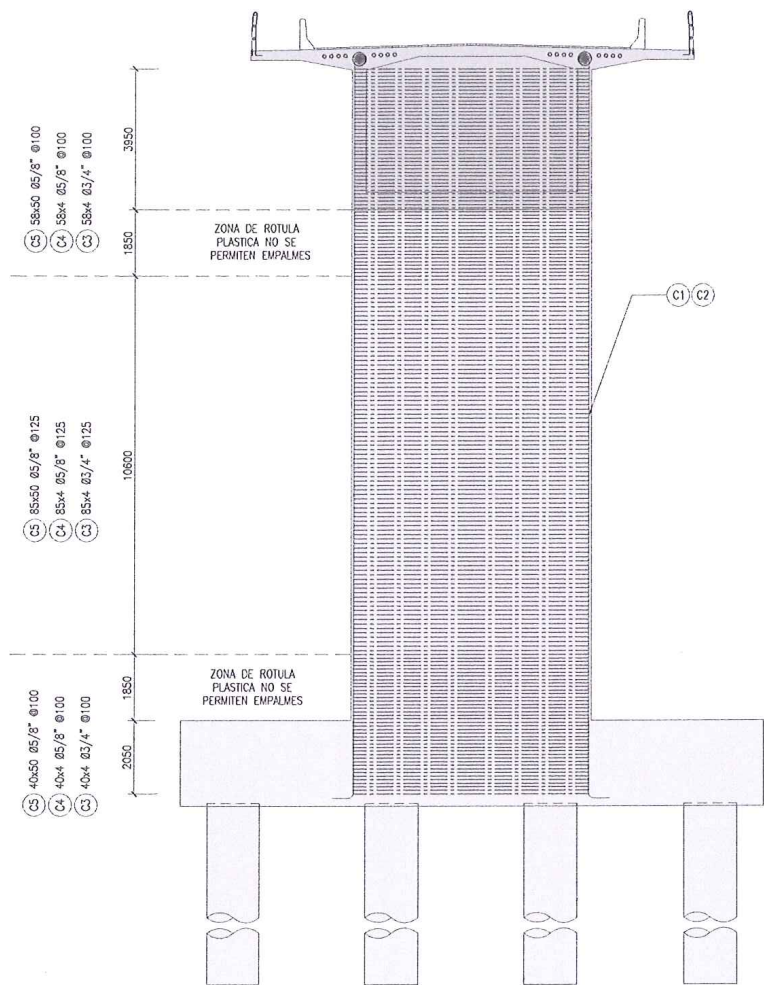
ING. JACK JORGE LOPEZ ACUÑA
Reg. CIP N° 6528
JEFE DE PROYECTO

JACK LOPEZ JARA
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 52773

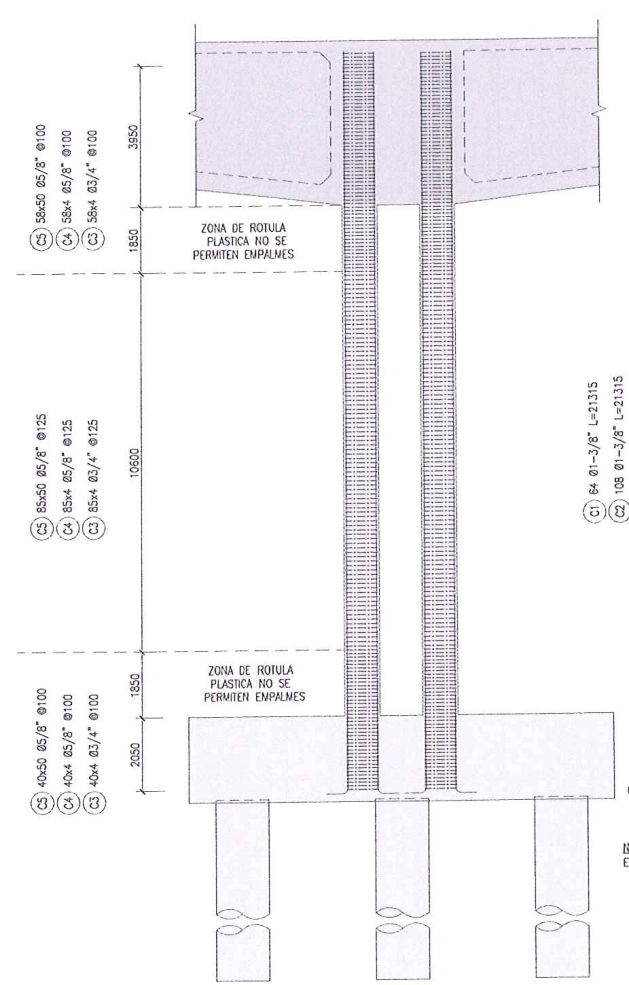
- NOTAS:
1. Todas las dimensiones en milímetros (mm) salvo se indique lo contrario.
 2. Escalas indicados son para planos en formato A3.
Para planos en formato A1 los escalas son el 50% de los valores indicados.



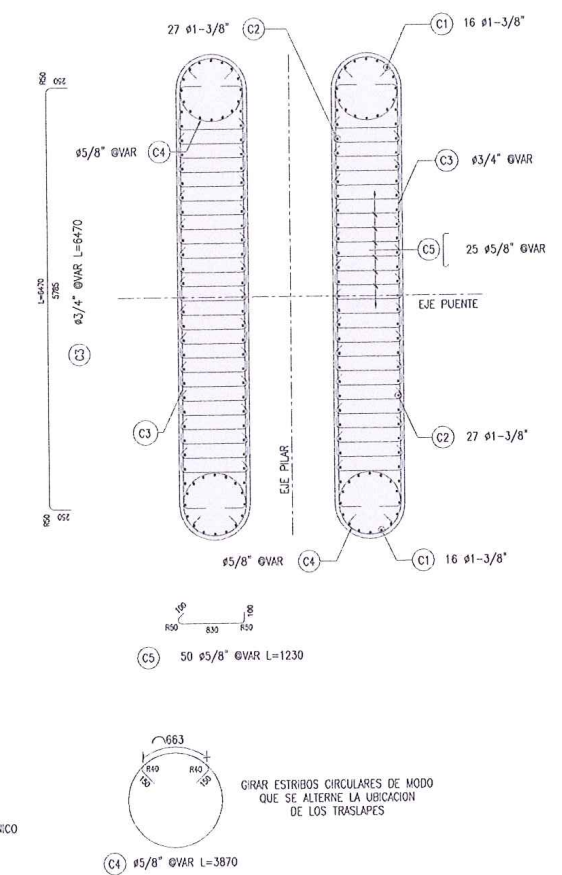
REVISIONES	
N°	FECHA DESCRIPCIÓN



ELEVACION FRONTAL
Esc: 1/150



ELEVACION LATERAL
Esc: 1/150



DISTRIBUCION DE ARMADURA EN SECCION TRANSVERSAL DE COLUMNA
Esc: 1/75

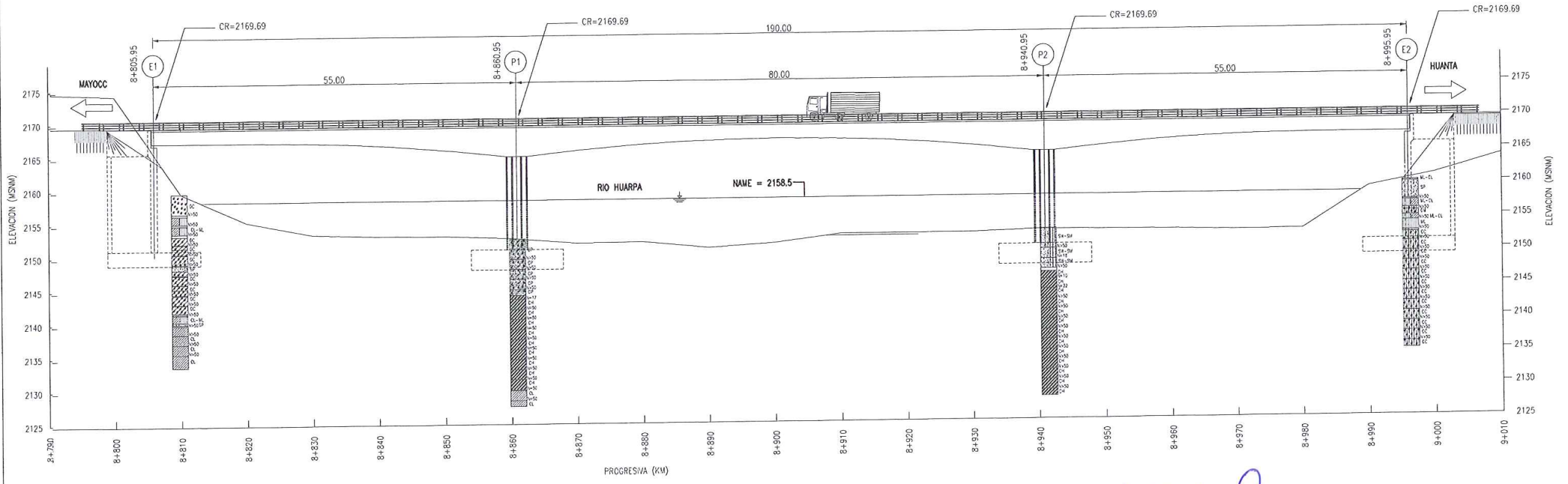
NOTA:
LAS CANTIDADES DE ARMADURAS LISTADAS SON
PARA LAS DOS (02) COLUMNAS QUE CONFORMAN
UN PILAR

ROMNENCLATURA:
E.M. = EMPALME MECANICO

ING. JACK JORGE LOPEZ ACUNA
Reg. CIP N° 6528
JEFE DE PROYECTO

JACK LOPEZ JARA
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 52773

NOTAS:
1. Todos las dimensiones en milímetros (mm) salvo se indique lo contrario.
2. Niveles en metros sobre el nivel del mar (m.s.n.m)
3. Escalas indicados son para planos en formato A3.
Para planos en formato A1 los escalas son el 50% de los valores indicados.



ELEVACION
ESC: 1/300

Ricardo Rios Bernales
ING. RICARDO RIOS BERNALES
 Especialista en Estudios y Diseños
 CIP. 26252

Jack López Acuña
JACK LOPEZ ACUÑA
 JEFE DE ESTUDIO
 Reg. N° 6528

LUIS OSCATEGUI SALAZAR
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP. N° 54204

LEYENDA

TIPO	ABR	DESCRIPCION	ABR
sueros de granos gruesos	GW	Grava bien graduada o mezcla de arena y grava, poca o nada de finos	
	GM	Grava con finos, mal graduada muy gruesa. Mucha arena, arena fina	
	GP	Grava mal graduada o mezcla de grava, arena poco o nada de finos	
	GC	Mezcla bien graduada de grava, arena y arena	
sueros de granos finos	SW	Arena bien graduada o mezcla de arena y grava, poca o nada de finos	
	SM	Arena con finos, mal graduada muy fina	
	SP	Arena mal graduada o mezcla de arena, arena poco o nada de finos	
	SC	Mezcla bien graduada de arena y arena	
Sueros orgánicos	ML	Limas homogéneas, limo-arcilla homogénea de baja plasticidad	
	CL	Arcilla homogénea de baja a media plasticidad. Arcilla-Arcilla, arcilla - granules, arcilla fina	
	CL	Limas orgánicas, limo-arcilla orgánica de baja plasticidad	
	MH	Limas homogéneas, arena fina mixta o suelo limoso, limosa arcilla	
Sueros orgánicos fibrosos de compresión muy alta	CH	Arcilla homogénea de alta plasticidad, arcilla gruesa	
	CH	Arcilla orgánica de media a alta plasticidad	
	PI	Tubo y otros materiales altamente orgánicos	

NOTA:
 Datum: WGS 84
 Proyección: UTM
 Sistema Cuadrícula: Zona 18S

UBICACIÓN
 Dist: Maras Dist: Luricocha
 Prov: Acobamba Prov: Huanta
 Dpto: Huancavelica Dpto: Ayacucho

REV. N°	FECHA	DESCRIPCION	REVISO	APROBO
ESTUDIO DEFINITIVO PARA LA CONSTRUCCION DEL PUNTE ALLCCOMCHAY Y ACCESOS				
PERFIL ESTRATEGICO				PLANO N°: PE - 01 2 DE 4
CONSULTOR: CONSORCIO JCG	J. ESTUDIO: JACK LOPEZ	REVISO: A. CEBALLOS	ESCALA: 1:1000	REV.: -
	DISEÑO: -	APROBADO: -	FECHA: AGOSTO 2018	TRABAJO: -



UNSCH

FACULTAD DE
INGENIERÍA
DE MINAS, GEOLOGÍA Y CIVIL

ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS N° 027-2025-FIMGC

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

En la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga de la ciudad de Ayacucho, en cumplimiento a la **RESOLUCIÓN DECANAL No 225-2025-FIMGC-D**, a los trece días del mes de agosto de 2025, siendo las 4:00 p.m., reunidos en el Auditorio de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil, bajo la presidencia del MSc. Ing. José Ernesto Estrada Cárdenas, y los miembros: Ing. Jaime Leonardo BENDEZÚ PRADO y Ing. Rolando CISNEROS AYALA, actuando como secretario docente el MSc. Ing. Saul Walter RETAMOZO FERNÁNDEZ, para proceder a la sustentación de tesis para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil, del bachiller:

JERRY MARTINEZ TECCSI

Quien presentó la tesis denominada:

Evaluación del desempeño sísmico del puente Allcomachay mediante el análisis estático no lineal pushover

Los señores miembros del jurado, luego de expuesta la tesis y absueltas las preguntas, deliberaron y declararon:

Aprobado con dieciséis (16)

Siendo las 5:40 p.m. del día 13 de agosto de 2025, culmina el acto de sustentación de tesis, y en conformidad con lo actuado, los miembros del jurado firman al pie del presente.

MSc. Ing. José Ernesto Estrada Cárdenas
Presidente

Ing. Jaime Leonardo BENDEZÚ PRADO
Miembro

Ing. Rolando CISNEROS AYALA
Miembro - Asesor

MSc. Ing. Saul Walter RETAMOZO FERNANDEZ
Secretario docente de la FIMGC

FACULTAD DE INGENIERÍA
DE MINAS Y CIVIL
Av. Independencia S/N
Ciudad Universitaria
Central Tel. 066 312510
Anexo 151



CONSTANCIA DE ORIGINALIDAD DE TRABAJO DE INVESTIGACIÓN

CONSTANCIA N° 020-2025-FIMGC/ASIH

El que suscribe; responsable verificador de originalidad de trabajos de tesis de pregrado con el software Turnitin, de la Escuelas Profesional de **Ingeniería Civil** de la **Facultad de Ingeniería de Minas, Geología y Civil**; en cumplimiento a la **Resolución de Consejo Universitario N° 039-2021-UNSCH-CU**, Reglamento de Originalidad de Trabajos de Investigación de la Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga y **Resolución Decanal N° 697-2024-FIMGC-UNSCH-D**, dejo constancia de originalidad de trabajo de investigación, que el/la Sr./Srta.

Apellidos y Nombres : JERRY MARTINEZ TECCSI
Escuela Profesional : INGENIERÍA CIVIL
Título de la Tesis : Evaluación del desempeño sísmico del puente Allccomachay mediante el análisis estático no lineal pushover
Evaluación de la Originalidad : 26 % Índice de Similitud
Identificador de la entrega : 2786476522

Por tanto, según los Artículos 12, 13 y 17 del Reglamento de Originalidad de Trabajos de Investigación, es **PROCEDENTE** otorgar la **Constancia de Originalidad** para los fines que crea conveniente.

En señal de conformidad y verificación se firma la presente constancia

Ayacucho, 19 de octubre del 2025



UNIVERSIDAD NACIONAL DE
SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA
Facultad de Ingeniería de Minas, Geología y Civil

Mg. Ing. Alex Sander IRCAÑAUPA HUAMANI
Verificador de Originalidad de Trabajos de Tesis de Pregrado
Escuela de Formación Profesional de Ingeniería Civil

Evaluación del desempeño sísmico del puente Allccomachay mediante el análisis estático no lineal pushover

por Jerry MARTINEZ TECCSI

Fecha de entrega: 19-oct-2025 10:38p. m. (UTC-0500)

Identificador de la entrega: 2786476522

Nombre del archivo: Te_Jerry_Martinez_Teccsi.pdf (23.82M)

Total de palabras: 25850

Total de caracteres: 135150

Evaluación del desempeño sísmico del puente Allccomachay mediante el análisis estático no lineal pushover

INFORME DE ORIGINALIDAD

26%

INDICE DE SIMILITUD

26%

FUENTES DE INTERNET

8%

PUBLICACIONES

12%

TRABAJOS DEL ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS

1	repositorio.unfv.edu.pe Fuente de Internet	6%
2	Submitted to Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga Trabajo del estudiante	5%
3	hdl.handle.net Fuente de Internet	4%
4	repositorio.unh.edu.pe Fuente de Internet	3%
5	repositorio.urp.edu.pe Fuente de Internet	2%
6	repositorio.upao.edu.pe Fuente de Internet	1%
7	repositorio.unc.edu.pe Fuente de Internet	1%
8	repositorio.uncp.edu.pe Fuente de Internet	1%

9	repositorio.ucv.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
10	gis.proviasnac.gob.pe Fuente de Internet	<1 %
11	repositorio.unap.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
12	repositorio.unsch.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
13	repositorio.undac.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
14	tesis.ucsm.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
15	pt.scribd.com Fuente de Internet	<1 %
16	repositorio.unjfsc.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
17	Submitted to uncedu Trabajo del estudiante	<1 %
18	Submitted to Universidad Nacional del Centro del Peru Trabajo del estudiante	<1 %
19	Submitted to Escuela Politecnica Nacional Trabajo del estudiante	<1 %

Submitted to Universidad Católica San Pablo

20

Trabajo del estudiante

<1 %

21

repositorio.unsa.edu.pe

Fuente de Internet

<1 %

22

idoc.pub

Fuente de Internet

<1 %

Excluir citas

Activo

Excluir coincidencias < 30 words

Excluir bibliografía

Activo