



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO POR EL MÉTODO
ESPECTRO-CAPACIDAD DE UN PUENTE EN TRAMO IV-IIRSA
SUR**

TESIS

PRESENTADA POR:

PABLO GUTIERREZ RAMOS

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL

PUNO – PERÚ

2021



DEDICATORIA

A Dios

A mis tías María y Dionisia

- - -



AGRADECIMIENTOS

A los docentes y amigos de la EPIC UNAP

INCOT, OSITRAN y CASA

OMAR L.L.



ÍNDICE GENERAL

DEDICATORIA

AGRADECIMIENTOS

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE FIGURAS

ÍNDICE DE TABLAS

ÍNDICE DE ACRÓNIMOS

RESUMEN 10

ABSTRACT..... 11

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1. INTRODUCCIÓN..... 12

1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA..... 13

1.3. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN. 14

1.4. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA. 14

1.4.1. Pregunta general..... 14

1.4.2. Preguntas específicos 14

1.5. HIPÓTESIS DE LA INVESTIGACIÓN 15

1.5.1. Hipótesis general 15

1.5.2. Hipótesis específicos 15

1.6. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN. 15

1.6.1. Objetivo general. 15

1.6.2. Objetivos específicos. 15

1.7. ALCANCE. 15

CAPÍTULO II

REVISIÓN DE LITERATURA

2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN 17

2.2. FILOSOFÍA DE DISEÑO..... 20

2.2.1. Modificador de carga (η_i)..... 21

2.2.2. Estados límites 22

2.2.3. Factores de Cargas (γ_i)..... 23

2.2.4. Cargas..... 26



2.2.5.	Espectro de respuesta	31
2.2.6.	Selección de métodos de análisis para puentes	36
2.3.	DESEMPEÑO SÍSMICO	37
2.3.1.	Capacidad	37
2.3.2.	Demanda	37
2.3.3.	Desempeño	38
2.3.4.	Diseño sísmico basado en el desempeño	38
2.3.5.	Categoría de diseño sísmico según AASHTO LRFD SDCs.....	38
2.4.	COMPORTAMIENTO DEL MATERIAL	39
2.4.1.	Concreto	39
2.4.2.	Acero	41
2.5.	COMPORTAMIENTO DE LA SECCIÓN.....	42
2.6.	COMPORTAMIENTO DEL ELEMENTO	44
2.7.	CAPACIDAD DE LA ESTRUCTURA	46
2.7.1.	Momento curvatura	46
2.7.2.	Nivel de desempeño en los elementos	47
2.7.3.	Máximo carga axial en miembros dúctiles en SDCs C y D	47
2.7.4.	Efectos $P-\Delta$	48
2.7.5.	Deformación local y requisitos de ductilidad.....	49
2.7.6.	Capacidad de desplazamiento	51
2.8.	PROCEDIMIENTO DEL MÉTODO ESPECTRO-CAPACIDAD	52
2.8.1.	Curva de demanda.....	52
2.8.2.	Curva de capacidad	53
2.9.	DETERMINACIÓN DEL NIVEL DE DESEMPEÑO.....	55
2.10.	DETERMINACIÓN DEL PUNTO DEL DESEMPEÑO	56
2.10.1.	Diagrama bilineal	57
2.10.2.	Amortiguamiento viscoso equivalente.....	58
CAPÍTULO III		
MATERIALES Y MÉTODOS		
3.1.	ÁMBITO DE ESTUDIO	60
3.1.1.	Localización	60
3.1.2.	Descripción del puente a ser evaluado	60
3.2.	POBLACIÓN Y MUESTRA	65
3.2.1.	Población.....	65



3.2.2.	Muestra.....	65
3.3.	MATERIALES.....	65
3.3.1.	Propiedades y especificaciones técnicas del concreto	65
3.3.2.	Propiedades y especificaciones técnicas del acero.....	67
3.3.3.	Condiciones de borde	68
3.3.4.	Acciones consideradas	71
3.3.5.	Normas empleadas	71
3.4.	METODOLOGÍA.....	72
3.4.1.	Descripción de métodos por objetivos	72
3.4.2.	Descripción de métodos por objetivos específicos	85
CAPÍTULO IV		
RESULTADOS Y DISCUSIÓN		
4.1.	RESULTADOS	87
4.1.1.	Análisis modal.....	87
4.1.2.	Revisión de la capacidad de la estructura	90
4.1.3.	Análisis estático no lineal.....	98
4.2.	DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	100
4.2.1.	Curva de capacidad	100
4.2.2.	Nivel de desempeño	100
4.2.3.	Punto de desempeño.....	100
V.	CONCLUSIONES.....	102
VI.	RECOMENDACIONES.....	103
VII.	REFERENCIAS	104
ANEXOS	106

TEMA : Desempeño sísmico de puentes

ÁREA : Estructuras

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN : Análisis y diseño estructural

FECHA DE SUSTENTACIÓN: 16 de julio de 2021.



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Carga de los ejes del camión de diseño	26
Figura 2: Carga de los ejes del tándem de diseño	27
Figura 3: Carril de carga de diseño	27
Figura 4: 1ra condición de carga viva vehicular (LL).....	28
Figura 5: 2da condición de carga viva vehicular (LL).....	28
Figura 6: 3ra condición de carga viva vehicular (LL), para M (-)	29
Figura 7: Espectro de respuesta	32
Figura 8: Diagrama de flujo de categoría de diseño sísmico (SDCs)	39
Figura 9: Curva esfuerzo-deformación del concreto en compresión	40
Figura 10: Curva esfuerzo-deformación del acero de refuerzo a tracción	41
Figura 11: Variables en secciones circulares para análisis momento-curvatura.....	43
Figura 12: Momento curvatura de una sección.....	44
Figura 13: Deformación y rotación inelástica de pilas de puentes.....	45
Figura 14: Definición de niveles de desempeño en los elementos.....	47
Figura 15: Efectos P- Δ en la respuesta lateral de pilas de puentes	48
Figura 16: Definición de la rotación de las pilas.....	50
Figura 17: Procedimiento del Método Espectro-Capacidad	54
Figura 18: Sectorización por niveles de desempeño de la curva de capacidad.....	56
Figura 19: Método Espectro- Capacidad	57
Figura 20: Diagrama bilineal de la curva de capacidad	58
Figura 21: Amortiguamiento viscoso equivalente	58
Figura 22: Vista en planta del Puente Asillo.....	61
Figura 23: Vista transversal del Puente Asillo.....	62
Figura 24: Componentes de la superestructura del Puente Asillo.....	62
Figura 25: Sección transversal típica de las vigas I longitudinales.....	63
Figura 26: Perfil de los tendones postensado de las vigas longitudinales.....	63
Figura 27: Encepado del Puente.....	64
Figura 28: Vista transversal y lateral de la subestructura del puente	64
Figura 29: Detalle de conexión superestructura y subestructura	68
Figura 30: Geometría de los bearing.....	69
Figura 31: Rigidez asociados a los ejes locales X, Y y Z	70
Figura 32: Apoyos equivalentes del suelo de fundación y aplicación en el modelo analítico...	71
Figura 33: Obtención de parámetros sísmicos-aplicativo SENCICO	73
Figura 34: Espectro de coeficiente sísmico.....	74
Figura 35: Combinación de carga para el estado límite de eventos extremos	75
Figura 36: M-C, asociadas a una carga axial de 142.40 y 142.41 tonf	78
Figura 37: Rótulas plásticas de las pilas	84
Figura 38: Vista 3D del modelo final del Puente Asillo	86
Figura 39: Modo de vibración fundamental en sentido longitudinal, 0.76s.....	89
Figura 40: Modo de vibración fundamental en sentido transversal, 0.74s.....	89
Figura 41: Carga axial para 99.78tonf y 199.57tonf	91
Figura 42: Carga axial para 299.35tonf y 399.14tonf	92
Figura 43: Momento curvatura para diferentes cargas axiales.....	92
Figura 44: Diagrama de interacción P-M envolvente para evento extremo I	95
Figura 45: Curva de capacidad.....	98
Figura 46: Punto de desempeño	99



ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Combinación de carga según el estado límite a aplicar	23
Tabla 2: Tabla factores de carga para cargas permanentes	25
Tabla 3: Factor de presencia múltiple	30
Tabla 4: Incremento por carga dinámica (IM)	31
Tabla 5: Clase de sitio según el tipo de suelo y perfil.....	34
Tabla 6: Valores del sitio (F_a) en función de la aceleración (S_s).....	34
Tabla 7: Valores del sitio (F_v) en función de la aceleración (S_1)	35
Tabla 8: Factores de modificación de respuesta-Subestructuras.....	36
Tabla 9: Factores de modificación de respuesta- Uniones.....	36
Tabla 10: Requisitos de análisis mínimos para efectos sísmicos	36
Tabla 11: Requisitos para que un puente sea considerado regular.....	37
Tabla 12: Zonas sísmicas	38
Tabla 13: Niveles de desempeño y descripción de los estados de daño	55
Tabla 14: Especificaciones del concreto en viga longitudinal y diafragma	66
Tabla 15: Especificaciones del concreto en viga cabezal y pilas	67
Tabla 16: Especificaciones del concreto en losa, pilotes y encepado	67
Tabla 17: Especificaciones del acero de refuerzo ASTM A615 Grado 60	67
Tabla 18: Especificaciones del acero de preesfuerzo ASTM A416 G-270ksi	68
Tabla 19: Metrado de cargas actuantes	76
Tabla 20: Fuerzas axiales por carga muerta.....	76
Tabla 21: Fuerzas del análisis pushover (Push Y)	80
Tabla 22: Fuerzas del análisis pushover (Push X)	80
Tabla 23: Rigideces efectivas P44	81
Tabla 24: Rigideces efectivas P44	81
Tabla 25: Rigideces efectivas P45	81
Tabla 26: Rigideces efectivas P53	82
Tabla 27: Rigideces efectivas P54	82
Tabla 28: Rigideces efectivas P45	82
Tabla 29: Rigideces efectivas Pj-Y y Pj-X	83
Tabla 30: Fuerzas del análisis pushover (Push Y)	83
Tabla 31: Fuerzas del análisis pushover (Push X)	83
Tabla 32: Periodo de vibración natural	87
Tabla 33: Participación Modal.....	88
Tabla 34: Cedencia de rótulas en las pilas	90
Tabla 35: Comprobación de rotación de las pilas, Push X (tonf, m)	96
Tabla 36: Comprobación de rotación de las pilas, Push Y (tonf, m)	96
Tabla 37: Capacidad de desplazamiento en la dirección longitudinal	97
Tabla 38: Capacidad de desplazamiento en la dirección transversal	98



ÍNDICE DE ACRÓNIMOS

AASHTO	: American Association of State Highway and Transportation officials
AENL	: Análisis Estático No Lineal
ATC	: Applied Technology Council
ADRS	: Acceleration Displacement Response Spectrum
CQC	: Combinación Cuadrática Completa
CALTRANS	: California Department of Transportation
FEMA	: Federal Emergency Management Agency
LRFD	: Load Resistance Factors Design
IIRSA	: Infraestructura de Integración de la Región Sudamericana
MP MTC	: Manual de Puentes del Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú
PGA	: Aceleración Pico del Terreno
PGD	: Desplazamiento Pico del Terreno
PGV	: Velocidad Pico del Terreno
SENCICO	: Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción.
SEAOC	: Asociación de Ingenieros Estructurales de California



RESUMEN

Entre todos los fenómenos que nos aquejan, los sismos son los que mayor cantidad de víctimas ha cobrado en el mundo, tales como en: Loma Prieta (1989), Northridge (1994), Kobe (1995) y Chile (2010) y dado el contexto de actividad sísmica en el Perú, evaluar el desempeño sísmico de los puentes debe ser parte del proceso de diseño, ya que los métodos de análisis y diseños tradicionales basadas en análisis lineales elásticos han demostrado que no garantizan la seguridad de las estructuras. Esta investigación tiene por objetivo evaluar el nivel y el punto el desempeño sísmico, por el Método Espectro-Capacidad del Puente Asillo; ubicado en el tramo IV-IIRSA SUR. En concordancia con las exigencias de los códigos AASHTO LRFD Seismic Bridge Design, CALTRANS, ATC-40, FEMA-273 y SEAOC. Como resultado se obtuvo que el puente tiene un nivel de desempeño sísmico de seguridad de vida en la dirección longitudinal es decir sufre daños, pero permanece estable. Y totalmente operacional en la dirección transversal; daño estructural y no estructural es despreciable. Se obtuvo también que, en la dirección longitudinal el punto de desempeño se encuentra en un tramo inelástico de la curva de capacidad cuyas propiedades asociadas al comportamiento a nivel de periodos y amortiguamientos son 1.065 s, 9.50% respectivamente, entonces se da un fuerte incremento de demanda sobre la estructura. Y en la dirección transversal el punto de desempeño se encuentra en un tramo elástico de la curva de capacidad. Por consiguiente, se concluye que la demanda de desplazamiento es menor que la de capacidad; por lo tanto, el puente cumple cabalmente con los requisitos que establecen los códigos.

Palabras Clave: Evaluación, espectro-capacidad, punto desempeño, nivel de desempeño, demanda-capacidad.



ABSTRACT

Among all the phenomena that afflict us, earthquakes are the ones that have claimed the highest number of victims in the world, such as in: Loma Prieta (1989), Northridge (1994), Kobe (1995) and Chile (2010) and given the In the context of seismic activity in Peru, evaluating the seismic performance of bridges should be part of the design process, since traditional analysis methods and designs based on linear elastic analysis have shown that they do not guarantee the safety of structures. The objective of this research is to evaluate the level and point of the seismic performance, by the Spectrum-Capacity Method of the Asillo Bridge; located in section IV-IIRSA SUR. In accordance with the requirements of the AASHTO LRFD Seismic Bridge Design, CALTRANS, ATC-40 and FEMA-273 codes. As a result, it was obtained that the bridge has a life safety seismic performance level in the longitudinal direction, that is, it suffers damage, but remains stable. And fully operational in the transverse direction; structural and non-structural damage is negligible. It was also obtained that, in the longitudinal direction, the performance point is in an inelastic section of the capacity curve whose properties associated with the behavior at the level of periods and damping are 1,065 s, 9.50% respectively, then there is a strong increase in demand. about the structure. And in the transverse direction the performance point is on an elastic stretch of the capacity curve. Consequently, it is concluded that the demand for displacement is less than the demand for capacity; therefore, the bridge fully complies with the requirements established by the codes.

Key Words: Evaluation, spectrum-capacity, performance point, level of performance, demand-capacity.



CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1. INTRODUCCIÓN.

¿Qué pasaría si en un evento sísmico de gran intensidad los puentes colapsan en tu región?, la respuesta es evidente; las ciudades quedarían aisladas después de un evento sísmico y esto no debe ocurrir ya que los puentes son estructuras esenciales y es necesario que permanezcan operativos durante los sismos, para permitir el rápido acceso a los servicios de emergencia, ayuda y provisión de alimentos. *¿Cómo garantizamos que estos puentes no colapsen durante el evento sísmico?*, el objetivo principal en el diseño de puentes sismo-resistentes es el de seguridad de vida, para ello se debe tener la certeza de que los puentes no colapsarán ante sismos de gran intensidad que se puedan presentar durante su vida útil; además estas no deben presentar daños que necesiten reparación ante sismos de mediana intensidad, menores al sismo de diseño. *¿Existe algún método de evaluación que nos dé una idea del comportamiento que tendrá el puente?*, si existen dos métodos, el primero es Método de Espectro-Capacidad que sirve para determinar el nivel y punto de desempeño; que nos da una idea del comportamiento que tendrá la estructura bajo una determinada acción sísmica y permitirá la toma de decisiones para mejorar su capacidad si fuese necesario y el segundo es el Método Dinámico de Tiempo Historia. En esta investigación se realiza la aplicación del primer método mencionado para la evaluación del desempeño sísmico del Puente Asillo.

El presente trabajo de investigación comprende lo siguiente:

- Capítulo I : Contiene la introducción, el planteamiento del problema, la justificación de la investigación, formulación del problema, objetivos e hipótesis.
- Capítulo II : Contiene la revisión literaria, antecedentes bibliográficos y el marco teórico.
- Capítulo III : Contiene los materiales y métodos de esta investigación.
- Capítulo IV : Contiene los resultados obtenidos de la evaluación; con la discusión de estos, realizándose finalmente la validación.



- Conclusiones : Contiene las conclusiones finales de esta investigación.
Recomendaciones : Contiene las recomendaciones para mejorar la investigación.
Referencias : Finalmente se presenta la bibliografía empleada.
Anexos

1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.

El problema en el contexto internacional, debido a las escasas o nulas previsiones sísmicas en las construcciones, ocurrieron catástrofes sin precedentes. En el terremoto de Haití, uno de los países más pobres del planeta, en el año 2010 murieron 316.000 personas. También en los países con más alto nivel de desarrollo en materia de ingeniería sísmica, como Estados Unidos y Japón ocurrieron sismos devastadores. En reiteradas ocasiones acontecieron eventos cuya magnitud no podría haber sido prevista. Cabe mencionar que el nivel de destrucción de un terremoto, puede ser minimizado, pero no evitarse.

La pérdida de vidas humanas no es el único problema grave inducido por los terremotos. Los movimientos sísmicos como los de Northridge (1994), Kobe (1995), Kocaeli (1999), que produjeron daños significativos en importantes puentes y la economía de las naciones (Priestley, et al., 1996). Además, la interrupción prolongada de las rutas que prestan servicio incidió de manera negativa. Esto ocurrió incluso en puentes diseñados bajo las previsiones de la normativa entonces vigente, que presentaba algunas falencias hasta ese momento no detectadas. Siendo los terremotos fenómenos aún impredecibles, resulta de interés evaluar el desempeño sísmico de los puentes existentes, con el objeto de hacer propuestas específicas para adecuarlos según su nivel de importancia (Varga y Arias 2017). En términos generales, la vulnerabilidad puede entenderse como la predisposición intrínseca de una edificación a sufrir daños debido a posibles acciones, por lo tanto, su evaluación contribuye en forma fundamental al conocimiento del riesgo. El riesgo depende a su vez de dos factores: la peligrosidad sísmica como factor de la naturaleza y la vulnerabilidad que refleja las características de la intervención humana.

En Perú la norma vigente para el diseño sismorresistente de puentes; MP MTC-2017, no detalla ni explica los requerimientos para la aplicación del diseño por capacidad y para la verificación de la ocurrencia de los mecanismos de falla



que son materia de investigación en consecuencia, existen interrogantes con respecto a la seguridad de estas estructuras para cumplir adecuadamente su función en caso de un sismo. Especialmente si se considera que los puentes deben seguir prestando servicio después de producido el evento sísmico. Esta investigación surge de la necesidad de apoyar las políticas y planes de prevención sísmica en puentes y contribuir con el desarrollo de la normativa sísmica en el Perú, en particular con la propuesta de lineamientos para la evaluación por el Método de Espectro-Capacidad de puentes que son temas que abarca esta tesis.

1.3. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN.

En vista que los procedimientos de diseño tradicionales basados en análisis lineales elásticos han demostrado que no garantizan la seguridad de las estructuras se presenta el siguiente trabajo de tesis cuyo objetivo central es contribuir con el conocimiento de la capacidad sísmica del puente. En la evaluación del punto y nivel de desempeño sísmico; se presenta un ejemplo de aplicación de esta metodología en la evaluación estructural del Puente Asillo, con esto se pretende tener un alto impacto dentro del diseño, construcción y el mantenimiento de puentes en Perú. El estudio fue realizado con rigor ingenieril y está basado en conocimientos científicos, consecuentes con los requisitos de desempeño sísmicos actualmente usados en los países más desarrollados. Además, sentar un punto de referencia dentro de una problemática que no debiera seguir siendo ignorada.

1.4. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.

1.4.1. Pregunta general

¿Cuál es el desempeño sísmico considerando el Método de Espectro-Capacidad del Puente Asillo ubicado en el tramo IV-IIRSA SUR?

1.4.2. Preguntas específicos

- ¿Cuál es el nivel de desempeño sísmico del Puente Asillo ubicado en el tramo IV-IIRSA SUR después de un evento sísmico a través del Método Espectro- Capacidad?
- ¿Cuál es el punto de desempeño sísmico del Puente Asillo ubicado en el tramo IV-IIRSA SUR a través del Método Espectro-Capacidad?



1.5. HIPÓTESIS DE LA INVESTIGACIÓN

1.5.1. Hipótesis general

El desempeño sísmico considerando el Método Espectro-Capacidad del Puente Asillo ubicado en el tramo IV-IIRSA SUR, estará entre los rangos permisibles por los códigos AASHTO LRFD Seismic Bridge Design, CALTRANS, ATC-40, FEMA-273 y SEAOC.

1.5.2. Hipótesis específicos

- El nivel de desempeño sísmico del Puente Asillo ubicado en el tramo IV-IIRSA SUR después de un evento sísmico a través del Método Espectro-Capacidad, será de seguridad de vida en dirección longitudinal y transversal.
- El punto de desempeño del Puente Asillo ubicado en tramo IV-IIRSA SUR a través del Método Espectro-Capacidad, estará en un tramo inelástico y elástico en dirección longitudinal y transversal respectivamente.

1.6. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN.

1.6.1. Objetivo general.

Evaluar el desempeño sísmico considerando el Método Espectro-Capacidad del Puente Asillo ubicado en el tramo IV-IIRSA SUR.

1.6.2. Objetivos específicos.

- Evaluar el nivel de desempeño sísmico del Puente Asillo, ubicado en el tramo IV-IIRSA SUR a través del Método Espectro-Capacidad.
- Determinar el punto de desempeño del Puente Asillo ubicado en el tramo IV-IIRSA SUR a través del Método Espectro-Capacidad.

1.7. ALCANCE.

El presente trabajo se limita a las variables y lineamientos fijados a continuación:



- En el presente trabajo no se realiza un estudio de la influencia del suelo y su flexibilidad, pues queda fuera del alcance, y por lo tanto será un parámetro fijo.
- No se considera el efecto de socavación en ninguno de los apoyos.
- No se considera la presencia de estribos ni del terraplén, pues su influencia queda fuera del alcance del presente trabajo. Se justifica que estos estribos tipo muro, son diseñados con un valor de $R=1$ y adicional a la gran rigidez que imponen al puente y por lo tanto no es una estructura crítica.
- El peligro sísmico se estima de acuerdo al aplicativo web desarrollado por SENCICO (Determinación del peligro sísmico en el Perú), con espectro sísmico y datos geotécnicos reales y determinados en el Puente Asillo, provincia de Azángaro, departamento de Puno.
- El punto de desempeño se determina según ATC-40, FEMA 273 y el nivel de desempeño según SEAOC.
- El alcance del presente proyecto de investigación solo es la evaluación del desempeño sísmico mediante análisis estático no lineal.



CAPÍTULO II

REVISIÓN DE LITERATURA

2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

Morocho (2007) Realiza un estudio de los métodos existentes para la verificación del desempeño sísmico de puentes, con base en el análisis no lineal estático. Los métodos estudiados son el método del espectro de capacidad de ATC-40 y las últimas versiones propuestas en FEMA-440, adicionalmente se presenta un método para la determinación del punto de desempeño basado en los principios del diseño basado en desplazamientos. En este trabajo los métodos de evaluación estructural se aplican a varios puentes con subestructuras de hormigón armado, incluyendo dos puentes recientemente construidos en la ciudad de Quito. Los resultados de la evaluación con los métodos no lineales estáticos son corroborados mediante la ejecución de los análisis no lineales de historia en el tiempo. De los resultados del análisis no lineal estáticos son corroborados mediante el análisis no lineal de historia en el tiempo (NTHA) y resultados obtenidos del NTHA, se observa que el método del espectro de capacidad resulta ser el método más efectivo para determinar el desempeño sísmico. ATC predice con mayor exactitud el desempeño de las pilas para base rígida y base flexible con una variación del 5% y 9% respectivamente.

Álvarez, et al. (2010) Realizó una investigación para determinar la capacidad y demanda de puentes típicos construidos en México, de longitud intermedia, para evaluar su comportamiento esperado ante diversos escenarios sísmicos y que sirva de base para realizar estudios de vulnerabilidad de puentes construidos en la costa del pacífico mexicano. En este trabajo se presentan la geometría y las propiedades dinámicas de tres puentes de concreto localizados en la autopista México-Guadalajara, así como las curvas de capacidad de uno de ellos. Las propiedades dinámicas de estas estructuras se calibraron con mediciones de vibración ambiental realizadas previamente por dos equipos de trabajo diferentes. A partir del análisis de los puentes se concluye lo siguiente: El desplazamiento crítico se presentó para un desplazamiento relativo de las pilas de 0.007 y la ductilidad de desplazamiento de 4.6. El desplazamiento del punto de



desempeño se presenta para 0.015 m y una aceleración de 0.5 g en ambas direcciones. Sin embargo, el cortante total en la base del puente es de 903.4 y 739.1 ton en la dirección longitudinal y transversal respectivamente. El punto de desempeño se encuentra en la etapa lineal de la curva de capacidad longitudinal a diferencia de lo que ocurre en dirección transversal en la que el punto de desempeño se presenta cuando la curva ha sufrido una pérdida de rigidez significativa.

Arroyare (2013) Realizó una evaluación del coeficiente de capacidad de disipación de energía, que desarrollan las pilas y pórticos de puentes que son elementos más vulnerables, diseñados de acuerdo a los criterios y requisitos establecidos por el código colombiano de diseño sísmico de puentes (1995). Donde determina el comportamiento inelástico de los elementos estructurales pertenecientes al sistema de resistencia sísmica (pilas), y la curva de capacidad de los puentes diseñados, mediante un procedimiento de análisis no lineal estático para ello, se estudian puentes de configuración típica de dos y tres luces y superestructura tipo placa y vigas I de concreto postensado simplemente apoyadas. La principal variable en el presente trabajo es el apoyo central, para lo cual se analizan alturas de pilas de 5.0m, 10.0m y 20.0m con secciones circulares y rectangulares en las mismas. Para cada uno de los puentes definidos se realiza el diseño estructural de acuerdo a como se lleva a cabo en la práctica estándar del diseño estructural. A partir del análisis inelástico de los puentes se concluye lo siguiente: Durante un sismo longitudinal las articulaciones plásticas se presentan únicamente en la base de las pilas, en consecuencia, las solicitaciones en los pilotes se encuentran limitadas a las fuerzas desarrolladas en las mismas. Debido a lo anterior los pilotes no alcanzan el comportamiento plástico y por lo tanto permanecen elásticos, es decir que el daño producido por el sismo longitudinal se localiza en las pilas y éstas a su vez protegen la cimentación. El comportamiento de los puentes en el rango inelástico indica la capacidad de soportar desplazamientos sin perder rigidez, lo cual se puede medir mediante la capacidad de ductilidad. para los pórticos y pilas; dicha capacidad es igual a 4.0 en sentido longitudinal y entre 3.0 y 6.5 en sentido transversal. Estos resultados son función del periodo fundamental y del tipo de sección transversal de las pilas. En puentes con pilas de menos de 10.0m de longitud, no se presentaron articulaciones



plásticas durante el sismo transversal de diseño. Esto se debe a que los puentes presentan un comportamiento redundante en dicho sentido y a que el diseño estructural de los estribos se realizó con $R = 1.0$, es decir con fuerzas elásticas. En aquellos puentes cuyas pilas tienen más de 10.0m se presentaron pocas articulaciones plásticas y con curvaturas bajas, las cuales se concentraron en su orden en la viga cabezal de los estribos y en los extremos inferior y superior de las pilas. En la medida que se incrementa la carga axial en la sección transversal de una pila, se presenta mayor resistencia, pero menor ductilidad. Esto implica una reducción de la capacidad de disipación de energía de la sección y por ende un menor valor del R . Sin embargo, los códigos de diseño han introducido este hecho disminuyendo los factores de reducción de resistencia ϕ , en lugar de reducir el valor del R , con el fin de aumentar la cantidad de refuerzo longitudinal o de inducir al aumento de las dimensiones de la sección transversal. Para cargas mayores a 0.2 veces la resistencia de la compresión del concreto, el código especifica un valor de $\phi=0.50$.

Hernández (2016) Realizó un estudio sísmico de un viaducto de ferrocarril de alta velocidad con pilas esbeltas en una zona de actividad sísmica considerable. El objeto del estudio es mostrar los resultados de la comparación entre distintos métodos de análisis estructural que recoge la normativa sísmica española (NCSP-07) que se pueden emplear para evaluar el efecto de la acción sísmica sobre la subestructura de un puente. Asimismo, realiza el análisis del comportamiento estructural del viaducto bajo la acción del sismo para distintas configuraciones de la conexión entre el tablero y las pilas, efectuado por medio de un estudio de alternativas. Se trata de un viaducto de 620 m de longitud, de planta recta, y una distribución de vanos y pilas regular. Tiene un total de 10 vanos, de longitudes $50+8 \times 65+50$ m, y 9 pilas, de 35 m de altura las dos pilas extremas y 50 m de altura las pilas intermedias. Los resultados obtenidos se han contrastado con los propios de otros dos métodos: el método espectro-capacidad, y el análisis dinámico en el tiempo. Comparando el análisis modal espectral con el método espectro-capacidad se ve que el comportamiento real de la estructura es más flexible que el estimado con el análisis modal espectral (mayores periodos de oscilación). Además, los esfuerzos obtenidos son muy distintos, siendo muy superiores en el análisis modal espectral (en torno al triple en dirección longitudinal y el doble en



transversal). Esto indica que con el análisis modal espectral se han sobrestimado los esfuerzos, y el dimensionamiento de los elementos para dichos esfuerzos hubiera sido excesivo. El empleo del método espectro-capacidad puede ser muy útil de cara al correcto ajuste del factor de comportamiento empleado en el análisis modal espectral, así como para determinar con una mayor precisión los desplazamientos y la flexibilidad que sufrirá la estructura.

Alcántara (2019) Realizo una investigación que tiene como objetivo principal determinar el nivel de desempeño sísmico en puentes preesforzados con y sin aislamiento sísmico en la ciudad de Lima, para lo cual se empleó el método basado en el desplazamiento. Se analizaron 2 puentes preesforzados de 80m y 120m de longitud con tableros de concreto armado, cuya estructura principal son vigas preesforzadas, soportadas por pilares multicolumna. Se manejaron 2 estrategias: Tipo 1 (puentes convencionales) y Tipo 3 (puentes con mecanismo de conexión); en ambos casos se consideró un peligro sísmico de 7% de probabilidad de excedencia en 75 años. El mecanismo de conexión para la estrategia tipo 3 fueron aisladores sísmicos LRB. El modelado y análisis se ejecutó en el software CSiBridge, la demanda se determinó a través del análisis dinámico elástico y la capacidad mediante un análisis pushover en concordancia con las exigencias de la Guía de Especificaciones AASHTO (2011) y Guía de Aislamiento Sísmico (2010). También se empleó el análisis tiempo historia con el fin de analizar si la capacidad de los aisladores sísmicos logra satisfacer la demanda de desplazamiento generado por los registros sísmicos de Lima 1966, Ancash 1970 y Lima 1974. Como resultado, se obtuvo que los puentes preesforzados con aislamiento sísmico tienen un nivel de desempeño sísmico de ocupación inmediata en ambas direcciones, en cambio los puentes preesforzados sin aislamiento sísmico tienen un nivel de desempeño de seguridad de vida en la dirección longitudinal y ocupación inmediata en la dirección transversal.

2.2. FILOSOFÍA DE DISEÑO.

El código establece que las disposiciones están desarrolladas para el diseño, evaluación y rehabilitación de puentes, las disposiciones de esta normativa están fundamentadas en la metodología del diseño por factores de carga y resistencia (LRFD), la cual consiste principalmente en utilizar en los análisis, combinación de acciones factoradas y se aplican factores de reducción sobre los valores de

resistencia teórica para ser transformados a valores de resistencia nominal, con la finalidad de garantizar la siguiente relación según el numeral 2.3.2.2.1 (MP MTC, 2018).

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n \quad (1)$$

Donde:

η_i : Modificador de las carga. ϕ : Factor de resistencia.
 γ_i : Factor de carga. R_n : Resistencia nominal.
 Q_i : Solicitación.

2.2.1. Modificador de carga (η_i).

En función del tipo de estabilidad estructural que estemos analizando, pudiese ser conveniente mayorar o minorar las cargas actuantes.

Por lo tanto:

Para las cargas para las cuales un valor máximo de es apropiado:

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0.95 \quad (2)$$

Para las cargas para las cuales un valor mínimo de γ_i es apropiado:

$$\eta_i = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} \leq 1.0 \quad (3)$$

η_D : Factor relacionado con la ductilidad.

η_R : Factor relacionado con redundancia.

η_I : Factor relacionado con la importancia operativa.

Aunque el código AASHTO LRFD Bridge Design, establece lineamientos complementarios para efectuar el diseño sísmico de puentes, de igual forma específica que se deben desarrollar los procedimientos de diseño sismorresistente mediante aplicación conjunta de la AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design 2011.



Se describe los estados límites que deben ser considerados para lograr los objetivos de constructibilidad, seguridad y serviciabilidad, teniendo en cuenta lo referente a inspección, economía y estética. De esta sección se derivan los principales aspectos relacionados con los estados límites en diseño de Puentes (AASHTO LRFD Bridge Design, 2017).

2.2.2. Estados límites

A. Estado límite de servicio

Implican establecer restricciones a las tensiones, deformaciones y anchos de fisura bajo condiciones de servicio regular en base a la experiencia. Esto último implica que no siempre se pueden derivar exclusivamente a partir de condiciones estadísticas o de resistencia, según el numeral 2.3.2.2.2 (MP MTC, 2018)

B. Estado límite de fatiga y fractura

Limita el crecimiento de fisuras bajo cargas repetitivas, a fin de impedir la fractura durante el periodo de diseño del puente, según el numeral 2.3.2.2.3 (MP MTC, 2018).

C. Estado límite de resistencia

Se debe considerar el estado límite de resistencia para garantizar que se provee resistencia y estabilidad, tanto local como global, para resistir las combinaciones de cargas estadísticamente significativas que el puente experimentara durante su periodo de diseño. Pueden ocurrir daños estructurales, pero se debe garantizar la integridad estructural del puente, según el numeral 2.3.2.2.4 (MP MTC, 2018).

D. Estado límite a eventos extremos

Permiten garantizar la supervivencia estructural del puente durante una inundación o sismo significativo, o cuando es embestido por una embarcación, un vehículo o un flujo de hielo. Estas disposiciones se refieren a las circunstancias que se consideran ocurrencias únicas cuyo

periodo de retorno es significativamente mayor a la vida útil del puente, según el numeral 2.3.2.2.5 (MP MTC, 2018).

2.2.3. Factores de Cargas (γ_i)

Según lo establecido en el numeral 2.4.5.3, se deben aplicar factores a las diferentes cargas que forman parte de una combinación de diseño, estos factores se deben seleccionar de forma tal de producir la sollicitación total mayorada más favorable en el proceso de diseño del miembro (MP MTC, 2018).

Tabla 1: Combinación de carga según el estado límite a aplicar

COMBINACIÓN DE CARGAS ESTADO LÍMITE		DC	DD	DW	EH	EV	LL	ES	IM	EL	CE	PS	BR	CR	PL	SH	LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	EQ	BL	IC	CT	CV	
		<i>RESISTENCIA I</i>	γ_p	1.75	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{GT}	γ_{SE}	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{GT}	γ_{SE}	-	-	-	-
<i>RESISTENCIA II</i>	γ_p	1.35	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{GT}	γ_{SE}	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{GT}	γ_{SE}	-	-	-	-	-	-
<i>RESISTENCIA III</i>	γ_p	-	1.00	1.40	-	1.00	0.50/1.20	γ_{GT}	γ_{SE}	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{GT}	γ_{SE}	-	-	-	-	-	-
<i>RESISTENCIA IV</i>	γ_p	-	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{GT}	γ_{SE}	-	-	-	-	-	-
<i>RESISTENCIA V</i>	γ_p	1.35	1.00	0.40	1.00	1.00	0.50/1.20	γ_{GT}	γ_{SE}	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{GT}	γ_{SE}	-	-	-	-	-	-
<i>EVENTO EXTREMO I</i>	γ_p	γ_{EQ}	1.00	-	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-
<i>EVENTO EXTREMO II</i>	γ_p	0.50	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00	-	-
<i>SERVICIO I</i>	1.00	1.00	1.00	0.30	1.00	1.00	1.00/1.20	γ_{GT}	γ_{SE}	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	1.00/1.20	γ_{GT}	γ_{SE}	-	-	-	-	-	-
<i>SERVICIO II</i>	1.00	1.30	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	1.00/1.20	-	-	-	-	-	-	-	-
<i>SERVICIO III</i>	1.00	0.80	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	γ_{GT}	γ_{SE}	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	1.00/1.20	γ_{GT}	γ_{SE}	-	-	-	-	-	-
<i>SERVICIO IV</i>	1.00	-	1.00	0.70	-	1.00	1.00/1.20	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	1.00/1.20	-	1.00	-	-	-	-	-	-
<i>FATIGA I (LL,IM y CE)</i>	-	1.50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
<i>FATIGA II (LL,IM y CE)</i>	-	0.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

FUENTE: Tabla 2.4.5.3.1-1 MP MTC 2018

Las acciones se dividen en dos grandes grupos:

A.- Cargas permanentes

CR: Efectos de fuerza debido a la fluencia

DD: Fricción negativa

DC: Carga muerta de los componentes estructurales y no estructurales

DW: Carga muerta de la superficie de rodadura y dispositivos auxiliares.



EH: Presión horizontal de tierra.

EL: Tensiones residuales acumuladas resultantes del proceso constructivo.

ES: Sobrecarga del suelo.

EV: Presión vertical de peso propio del suelo de relleno.

PS: Fuerzas secundarias de postensado para el estado límite de resistencia, fuerzas de pretensado total para el estado límite de servicio.

SH: Efectos de fuerza debido a la contracción.

B.- Cargas Transitorias

BL: Carga explosiva

BR: Fuerza de frenado vehicular

CE: Fuerza centrífuga vehicular

CT: Fuerza de colisión de un vehículo

CV: Fuerza de colisión de un vehículo

EQ: Sismo

FR: Carga de fricción

IC: Carga de hielo

IM: Incremento por carga vehicular dinámica

LL: Carga viva vehicular

LS: Carga viva superficial

PL: Carga viva peatonal

SE: Efectos de fuerza debido al asentamiento

TG: Efectos de fuerza debido al gradiente de temperatura

TU: Efectos de fuerza debido a la temperatura uniforme

WA: Carga hidráulica y presión del flujo de agua

WL: Efecto del viento sobre la carga viva

WS: Efecto del viento sobre la estructura

La tabla 1 especifica adicionalmente los siguientes factores de carga.

γ_p : Factor de carga permanente máximo o mínimo

γ_{TG} : Factor de carga por gradiente de temperatura

γ_{SE} : Factor de carga por asentamiento.

γ_{EQ} : Factor de carga viva, aplicando simultáneamente con la carga sísmica, este factor debe ser determinado según especificaciones del proyecto.

Los factores de carga para cargas permanentes según la tabla 2.4.5.3.1-2 (MP MTC,2018).

Tabla 2: Tabla factores de carga para cargas permanentes

Tipo de carga, tipo de fundación y método utilizado para calcular la fricción negativa	Factor de carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Componentes y accesorios	1.25	0.90
DC: Solamente resistencia IV	1.50	0.90
DD: Fricción Pilotes, α Método Tomlinson	1.40	0.25
Pilotes, λ Método	1.05	0.30
Pilotes perforados, Método O'Neill y Reese (1999)	1.25	0.35
DW: Superficies de rodadura y accesorios	1.50	0.65
EH: Empuje horizontal de tierra		
• Activo	1.50	0.90
• En reposo	1.35	0.90
• AEP para muros anclados	1.35	N/A
EL: Tensiones residuales de montaje	1.00	1.00
EV: Empuje vertical de tierra		
• Estabilidad global	1.00	N/A
• Muros de contención y estribos	1.35	1.00
• Estructura rígida enterrada	1.30	0.90
• Pórticos rígidos	1.35	0.90
Estructuras flexibles enterradas		
• Alcantarillas de cajón metálicas, planchas estructurales con corrugaciones y alcantarillas de fibra de vidrio	1.50	0.90
	1.30	0.90
• Alcantarillas termoplásticas	1.95	0.90
• Entre otros		
ES: Carga superficial en el terreno	1.50	0.75

FUENTE: Tabla 2.4.5.3.1-2 MP MTC 2018

2.2.4. Cargas

A.- Cargas Muertas (DC, DW).

El peso propio (DC) se determinará considerando todos los elementos que sean indispensables para que la estructura funciones como tal. Las cargas muertas (DW) incluirán el peso de todos los elementos no estructurales, tales como veredas, superficies de rodadura (MP MTC, 2018).

B.- Cargas Vivas (LL, IM, PL, BR, CT)

B.1.- Carga viva vehicular (LL)

Los efectos de las cargas vehiculares poseen una importancia evidente en el diseño de estructuras de puentes, este modelo de carga viva, denominado HL-93, fue desarrollado como una representación “nocional” de cortante y momento producido por un conjunto de vehículos permitidos de circular de forma rutinaria. De esta forma se generan las definiciones: “Camión de diseño”, “tándem de diseño” y “carril de diseño”, las cuales simulan el modelo de carga viva y por lo tanto el efecto de los vehículos sobre el puente (MP MTC, 2018).

B.1.1.- Camión de diseño

Se indica el peso asignado a los ejes del camión y el espaciamiento entre ejes, los cuales varían entre 4.3 m hasta 9.0 m con la finalidad de obtener la envolvente de las máximas solicitaciones sobre el puente, según el numeral 2.4.3.2.2.2 (MP MTC,2018).

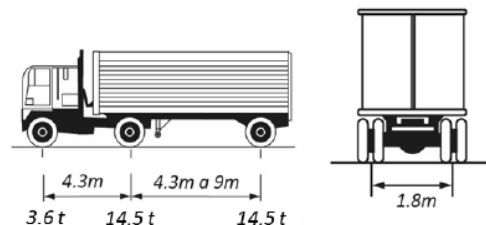


Figura 1: Carga de los ejes del camión de diseño

Fuente: Adaptado de MP MTC (2018, p.91).

B.1.2.- Tándem de Diseño

Tándem de diseño consiste en dos ejes de carga de 11.3 ton, espaciadas longitudinalmente 1.2 m y transversalmente 1.8 m, según el numeral 2.4.3.2.2.3 (MP MTC,2018).

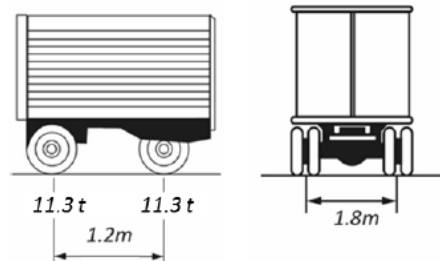


Figura 2: Carga de los ejes del tándem de diseño

Fuente: Adaptado de MP MTC (p.92), por MTC, 2018, Portal institucional de MTC

C.- Carril de diseño

Carril de diseño posee una carga uniforme distribuida de 0.96 ton/m en la dirección longitudinal del puente, se asume que dicha carga se distribuye uniformemente en un ancho de 3 m. Observe que la carga del carril de diseño no necesariamente ocupa la totalidad del ancho del carril del puente, el cual según recomendaciones dadas es de 3.6 m según el numeral 2.4.3.2.2.3 (MP MTC,2018).

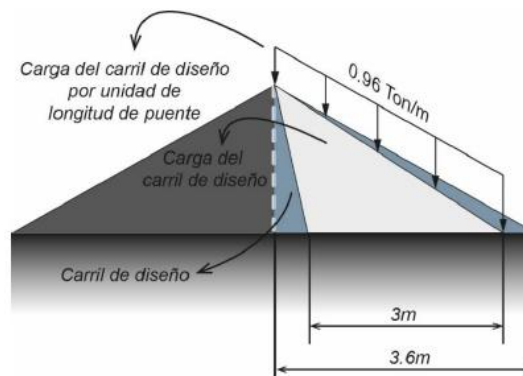


Figura 3: Carril de carga de diseño

Fuente: Adaptado de MP MTC (2018, p.92)

D.- Carga vehicular de diseño

Al conocer los componentes de la carga viva vehicular (camión, tándem y carril de diseño), se puede determinar la acción de dicha carga. La acción (LL) será la que resulte mayor de las siguientes combinaciones, según el numeral 2.4.3.2.3 (MP MTC, 2018).

1. Debidas al tándem de diseño más la carga del carril de diseño.

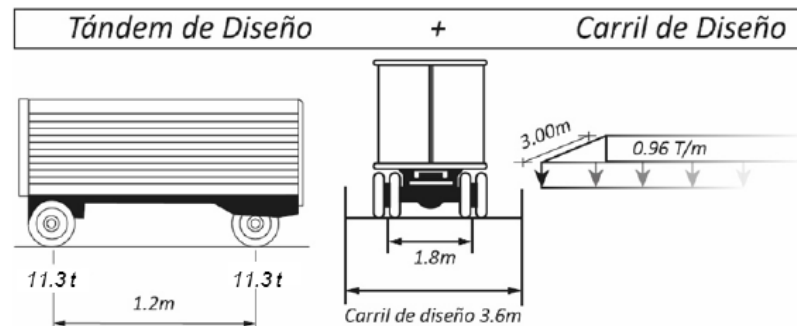


Figura 4: 1ra condición de carga viva vehicular (LL)

Fuente: Adaptado de MP MTC (2018, p.93)

El tándem de diseño será ubicado transversalmente tal que el eje de la carga de la rueda no esté más cerca que:

Para el diseño del volado del tablero, 0.30 m de la cara del brocal o defensa, y para el diseño del resto de los componentes, 0.60 m del borde del carril de diseño.

2. Debida al camión de diseño más la carga del carril de diseño.

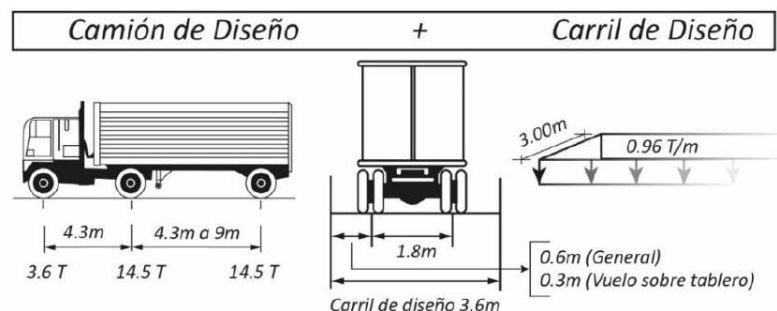


Figura 5: 2da condición de carga viva vehicular (LL)

Fuente: Adaptado de MP MTC (2018, p.94)

El camión de diseño estará ubicado transversalmente tal que el eje de la carga de la rueda no esté más cerca que:

Para el diseño del volado del tablero, 0.30 m de la cara del brocal o defensa, y para el diseño del resto de los componentes, 0.60 m del borde del carril de diseño.

- Esta condición aplica solo para momentos negativos entre puntos de contraflexión bajo carga uniforme en todos los tramos y para la reacción en pilas interiores. Se corresponde con el 90% de la carga de dos camiones de diseño espaciados un mínimo de 15.24 m entre eje delantero de uno de los camiones y el eje trasero del otro camión, más el 90% de la carga del carril de diseño. La distancia entre ejes de 14.5ton de cada camión será fijada en 4.30m. Los dos camiones de diseño deben ser colocados en vanos adyacentes con la finalidad de obtener los máximos efectos en el diseño (MP MTC, 2018).

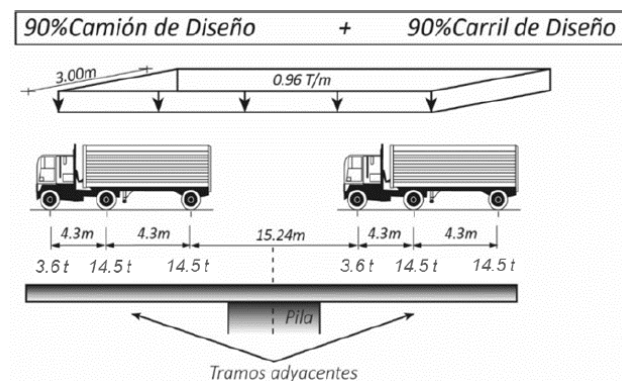


Figura 6: 3ra condición de carga viva vehicular (LL), para M (-)

Fuente: Adaptado de MP MTC (2018, p.)

E.- Factor de presencia múltiple.

El efecto de la carga viva se determinará tras considerar cada posible combinación de número de carriles cargados multiplicando por el correspondiente factor de presencia múltiple (m), esto con la finalidad de tener en cuenta la probabilidad de ocupación de carriles de forma simultánea por la carga viva de diseño HL-93 en su totalidad según el numeral 2.4.3.2.2.6 (MP MTC, 2018).

Para ello MP MTC, especifica que al no existir otra información local; pueda utilizarse un factor de presencia múltiple (m) según la siguiente tabla:

Tabla 3: Factor de presencia múltiple

Número de carriles cargados	Factor de presencia múltiple (m)
1	1.20
2	1.00
3	0.85
>3	0.65

FUENTE: Tabla 2.4.3.2.2.6-1 MP MTC 2018

F.- Incremento por carga dinámica (IM)

Las cargas de los ejes del camión y tándem de diseño son de naturaleza gravitacional. Sin embargo, en vista de que son cargas de un cuerpo en movimiento, se deben considerar adicionalmente los efectos de la carga de impacto que se transmite a través de la rueda de los vehículos, según el numeral 2.4.3.3.1 (MP MTC,2018)

En función de los indicado anteriormente, se establece que sobre las cargas del camión o del tándem de diseño, se aplique el siguiente factor de incremento por carga dinámica.

$$f = \left(1 + \frac{IM}{100}\right) \quad (4)$$

Dónde: IM se encuentra en función de los componentes a evaluarse, según la siguiente tabla.

Tabla 4: Incremento por carga dinámica (IM)

Componente	IM
Juntas del tablero: Todos los estados límite	75%
Todos los demás componentes:	
• Estado límite de fatiga y fractura	15%
• Todos los demás estados límite	33%
Muros de sostenimiento que no estén sometidos a reacciones verticales de la superestructura. Componentes de fundación que estén completamente por debajo del nivel del terreno	No aplica
Componentes de la madera.	
Componentes enterrados, por ejemplo: alcantarillas	$33(1-0.125D_E) \geq 0\%$ D_E : Profundidad mínima de la cubierta de tierra(pie)

FUENTE: Tabla 2.4.3.3-1 MP MTC 2018

Es conveniente aclarar que este incremento por carga viva dinámica está asociado solo a la carga viva vehicular (LL) sin la acción del carril de diseño, y tampoco aplica a la fuerza centrífuga (CE), de frenado (BR), ni a la carga peatonal (PL).

G.- Carga peatonal (PL)

Se debe aplicar una carga de 367 kgf/m² en las aceras con más de 60cm de ancho y considerarla simultáneamente con la carga viva vehicular de diseño en el carril del vehículo, según el numeral 2.4.3.6.1(MP MTC,2018).

2.2.5. Espectro de respuesta

El procedimiento general de cálculo de la acción sísmica consiste en construir el espectro de diseño con un porcentaje de amortiguamiento del 5%, el cual se construye en función de la aceleración pico del terreno (PGA) y los coeficientes de aceleración espectral obtenidas en los cuadros posteriores (S_s y S_I), o según la regulación sísmica local, que son escalados mediante factores de sitio. Para ello se debe definir previamente las condiciones locales según los numerales 2.4.3.11.3.1 y 2.4.3.11.3.2 (MP MTC, 2018).

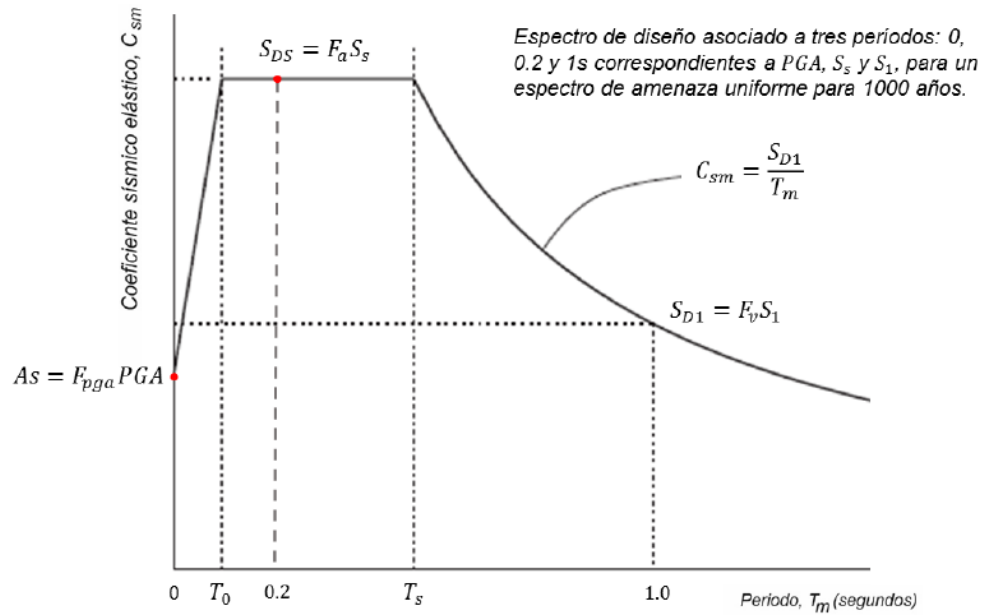


Figura 7: Espectro de respuesta

Fuente: MP MTC (2018, p.114)

Los valores del espectro se definen de la siguiente manera:

Coeficiente de aceleración

PGA : Coeficiente de aceleración pico en el terreno tipo B (roca)

S_s : Coeficiente de aceleración espectral para un periodo de 0.20s

S_1 : Coeficiente de aceleración espectral para un periodo de 1.00s

Factor de sitio

F_{pga} : Factor de sitio para la aceleración pico

F_a : Factor de sitio para la aceleración pico de periodo 0.20s

F_v : Factor de sitio para la aceleración pico de periodo 1.00s

Definición de los puntos principales del espectro

$$A_s = F_{pga} PGA \quad (5)$$

$$S_{DS} = F_a S_s \quad (6)$$

$$S_{D1} = F_v S_1 \quad (7)$$

Periodos que definen la meseta del espectro

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (8)$$

$$T_0 = 0.2T_s \quad (9)$$

Para valores intermedios de periodos las aceleraciones se definen de acuerdo a las siguientes ecuaciones.

$$C_m(T_m) = \begin{bmatrix} A_s + (S_{DS} - A_s) & \text{si } T_m \leq T_0 \\ S_{DS} & \text{si } T_0 < T_m \leq T_s \\ \frac{S_{D1}}{T_m} & \text{si } T_m > T_0 \end{bmatrix} \quad (10)$$

A.- Definición de clase de sitio

Los sitios serán clasificados por su rigidez determinada por la velocidad de la onda de corte superior a los 100 ft. La prueba de penetración estándar (SPT), el número de golpes y la resistencia al corte de las muestras de suelo de perforaciones, no drenadas, también puede usarse para la clasificación (MP MTC, 2018).

Tabla 5: Clase de sitio según el tipo de suelo y perfil

Clase de sitio	Tipo de suelo y perfil
A	Roca dura con velocidad de onda de corte: $v_s > 5000\text{ft/s}$
B	Roca con: $2500\text{ ft/s} < v_s < 5000\text{ft/s}$
C	Suelo muy denso y suelo rocoso con: $1200\text{ft/s} < v_s < 2500\text{ft/s}$, o con cualquiera $N_{spt} > 50\text{ golpes/ft}$, o $S_u > 2.0\text{ ksf}$ (resistencia al corte no drenado)
D	Suelo rígido con: $600\text{ ft/s} < v_s < 1200\text{ ft/s}$, o con cualesquiera 15 golpes/ft $< N_{spt} < 50\text{ golpes/ft}$, o $1.0\text{ ksf} < s_u < 2.0\text{ ksf}$
E	Suelos con: $V_s < 600\text{ ft/s}$, o cualquiera $N_{spt} < 15\text{ golpes/ft}$, o $S_u < 1.0\text{ ksf}$ o cualquier suelo con más de 10 ft de arcilla suave con $IP > 20$ $W > 40\%$ y $S_u < 0.5\text{ ksf}$
F	Suelos que requieren evaluación específica del sitio, tal como: Arcilla ligeramente orgánica o turba (espesor del estrato $> 10\text{ft}$) Arcilla muy plástica $IP > 75$ y espesor del estrato $> 25\text{ft}$ Estrato grueso de arcillas de rigidez media o blandas (espesores de estratos $> 120\text{ft}$)

FUENTE: Tabla 2.4.3.11.2.1.1-1 MP MTC 2018

Tabla 6: Valores del sitio (F_a) en función de la aceleración (S_s)

Clase de sitio	Coeficiente de aceleración espectral en 0.2 s de periodo (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	*	*	*	*	*

FUENTE: Tabla 2.4.3.11.2.1.2-2 MP MTC 2018

Tabla 7: Valores del sitio (F_v) en función de la aceleración (S_1)

Clase de sitio	Coeficiente de aceleración espectral en 1.0 s de periodo (S_1)				
	$S_1 < 0.1$	$S_1 = 0.20$	$S_1 = 0.30$	$S_1 = 0.40$	$S_1 > 0.50$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	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	*	*	*	*	*

FUENTE: Tabla 2.4.3.11.2.1 2-3 MP MTC 2018

B.- Categorías según la importancia operativa del puente

Para evaluar el efecto sísmico sobre el puente, el propietario o aquellas personas que tengan jurisdicción sobre el mismo, deben clasificar el puente según la importancia operativa. MP MTC en el numeral 2.4.3.11.4, presenta las siguientes categorías de importancia operativa.

B.1.- Puentes críticos

Son aquellos que deberán mantenerse operativas, para todo el tráfico incluyendo cualquier vehículo de emergencia y para fines de seguridad y defensa, inmediatamente después de un evento sísmico importante con un periodo de retorno de 2500 años.

B.2.- Puentes esenciales

Son aquellas que deberán mantenerse operativos, para el paso de cualquier vehículo de emergencia y para fines de seguridad y defensa, inmediatamente después de un evento sísmico con un periodo de retorno de 1000 años.

B.3.- Otros puentes

Son todos aquellos puentes que no clasifiquen en las categorías antes descritas.

Tabla 8: Factores de modificación de respuesta-Subestructuras

Infraestructura	Categoría del puente		
	Crítica	Esencial	Otros
Pilar tipo muro (dimensión más larga)	1.5	1.5	1.5
Columna pilote de concreto armado			
Sólo pilotes verticales	1.5	2.0	3.0
Con pilotes inclinados	1.5	1.5	2.0
Pila única individual	1.5	2.0	3.0
Columna pilote de acero o acero-concreto			
Sólo pilotes verticales	1.5	3.5	5.0
Con pilotes inclinados	1.5	2.0	3.0
Pórtico de columnas múltiples	1.5	3.5	5.0

FUENTE: Tabla 2.4.3.11.6.1-1 MP MTC 2018

Tabla 9: Factores de modificación de respuesta- Uniones

Conexiones	Para todas las categorías de puentes
Superestructura al estribo	0.8
Juntas de expansión dentro de un vano de la superestructura	0.8
columnas, pilares o pilotes a las vigas cabezal o la superestructura	1
Columnas o pilares a la cimentación	1

FUENTE: Tabla 2.4.3.11.6.1-2 MP MTC 2018

2.2.6. Selección de métodos de análisis para puentes

Para las estructuras de múltiples tramos los requisitos de análisis mínimos serán como se especifica en el numeral 2.6.5.4.3.1 (MP MTC, 2018).

Tabla 10: Requisitos de análisis mínimos para efectos sísmicos

Zona Sísmica	Puentes de un solo tramo	Puentes de múltiples tramos					
		Otros puentes		Puentes Esenciales		Puentes Críticos	
		Regular	Irregular	Regular	Irregular	Regular	Irregular
1	No se requiere análisis sísmico	*	*	*	*	*	*
2	requiere análisis sísmico	SM/UL	SM	SM/UL	MM	MM	MM
3	requiere análisis sísmico	SM/UL	MM	MM	MM	MM	TH
4	requiere análisis sísmico	SM/UL	MM	MM	MM	TH	TH

FUENTE: Tabla 2.6.5.4.3.1-1 MP MTC 2018

Donde:

* : No se requiere análisis sísmico

MM: Método elástico multimodal

UL: Método elástico de carga uniforme TH : Método de tiempo-historia

SM: Método elástico de un unimodal

Tabla 11: Requisitos para que un puente sea considerado regular

Parámetro	Valor				
Número de tramos	2	3	4	5	6
Máximo Angulo subtendido para un puente curvo	90°	90°	90°	90°	90°
Máxima relación de longitudes entre tramo y tramo	3	2	2	1.5	1.5
Máxima relación de rigidez pilar/pila entre el tramo y tramo, excluyendo los estribos	-	4	4	3	2

FUENTE: Tabla 2.6.5.4.3.1-2 MP MTC 2018

2.3. DESEMPEÑO SÍSMICO

En los últimos años, la tendencia de la ingeniería estructural ha sido promover el desarrollo y la aplicación de los conceptos básicos del diseño sísmico basado en el desempeño.

Los objetivos de diseño de las normas actuales, apuntan a la seguridad de vida y control de daños para sismos frecuentes y moderados, y a la prevención del colapso en sismos severos. Sin embargo, la seguridad real de alcanzar estos objetivos es incierta debido a que los procedimientos de análisis estructural para el diseño exigido por las normas generalmente son elásticos, lo que no permite evaluar el daño producido por un comportamiento inelástico en las estructuras para diferentes niveles de sismo (Choque y Luque, 2019).

El desempeño sísmico de una estructura se basa principalmente en tres conceptos:

2.3.1. Capacidad

Es la resistencia final esperada (en flexión, corte o carga axial) de un elemento estructural. La capacidad de una estructura depende de la capacidad de resistencia y deformación de sus componentes individuales.

2.3.2. Demanda

Es la representación del movimiento del suelo durante el sismo al que está sujeto una estructura, en términos de desplazamiento. Para una estructura y un

sismo específico, la demanda de desplazamiento es una estimación de la respuesta máxima esperada.

2.3.3. Desempeño

Es el comportamiento que tendrá una estructura en función de su capacidad estructural y una demanda sísmica específica. Para evaluar el desempeño sísmico se debe tener en cuenta el estado límite de daño, la seguridad de sus ocupantes debido a ese daño y la funcionalidad de la estructura luego del sismo.

2.3.4. Diseño sísmico basado en el desempeño

El PBSD (Performance Based Seismic Design) es una metodología que proporciona la posibilidad de diseñar estructuras con un comportamiento predecible y confiable bajo la acción de un sismo. Permite hacer un uso más eficiente del presupuesto para el diseño y la construcción y considerar el gasto adicional para lograr un desempeño mayor que el proporcionado por las normas de diseño, con el objetivo de mantener un nivel básico de seguridad, con lo que se reduciría el riesgo de pérdidas potenciales.

Para determinar cómo se comportará un edificio para un sismo determinado se debe estimar el daño que experimentará y sus consecuencias. Las normas actuales de diseño no evalúan el desempeño de una estructura luego del daño (Choque y Luque, 2019).

2.3.5. Categoría de diseño sísmico según AASHTO LRFD SDCs

Los puentes serán clasificados según su categoría de diseño sísmico, desde la “A” hasta “D”, para la clasificación se toma en cuenta la aceleración espectral de diseño para un periodo de 1.0 s (S_{DI}).

Tabla 12: Zonas sísmicas

Coefficiente de aceleración	Zona Sísmica
$S_{DI} \leq 0.15$	A
$0.15 \leq S_{DI} \leq 0.30$	B
$0.30 \leq S_{DI} \leq 0.50$	C
$0.50 \leq S_{DI}$	D

FUENTE: Tabla 2.4.3.11.5-1 MP MTC 2018

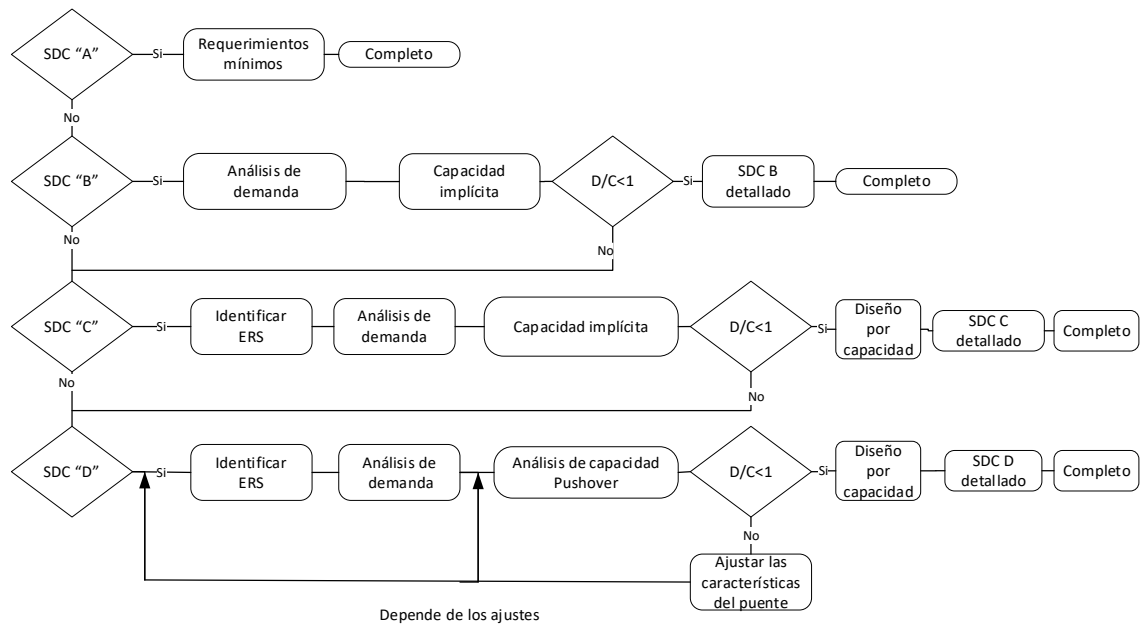


Figura 8: Diagrama de flujo de categoría de diseño sísmico (SDCs)

Fuente: AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design (2011, p.3-56)

2.4. COMPORTAMIENTO DEL MATERIAL

2.4.1. Concreto

Modelo de Mander para concreto confinado

Está definido por una curva continua y considera que el efecto del confinamiento no solo incrementa la capacidad de deformación del concreto ϵ_c , sino también la resistencia a compresión del concreto. En este modelo la deformación unitaria última ϵ_{cu} del concreto se presenta cuando se fractura el refuerzo transversal y por lo tanto ya no es capaz de confinar al núcleo de concreto, por lo que las deformaciones transversales del núcleo de concreto tenderán a ser muy grandes (Mander, 1988).

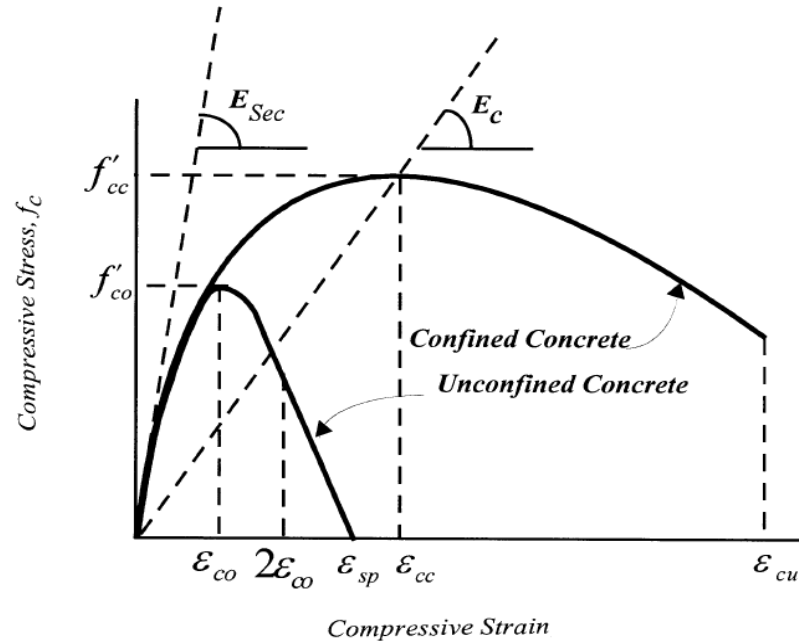


Figura 9: Curva esfuerzo-deformación del concreto en compresión
Fuente: Akkari, M., Duan L. (1988, p._)

$$\varepsilon_{co} = \frac{50}{3} f'_c + \frac{5000}{3} \quad (11)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (15)$$

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

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (16)$$

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c} \quad (13)$$

$$f_c = \frac{f'_{cc} \cdot x \cdot r}{r - 1 + x^r} \quad (17)$$

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

Donde:

ε_{co} : Deformación del concreto asociado al f'_c en MPa.

ε_{cc} : Deformación del concreto asociado al f'_{cc} .

E_{co} , E_{sec} : Módulo de elasticidad y secante del concreto.

r : Relación de módulos.

ε_c : Deformación del concreto.

x : Relación de deformaciones.

f_c : Esfuerzo del concreto a compresión.

2.4.2. Acero

Modelo de Mander para acero de refuerzo

En general la curva esfuerzo – deformación a tensión está formada por tres ramas: rama elástica lineal, rama o planicie de postfluencia y la rama de endurecimiento por deformación.

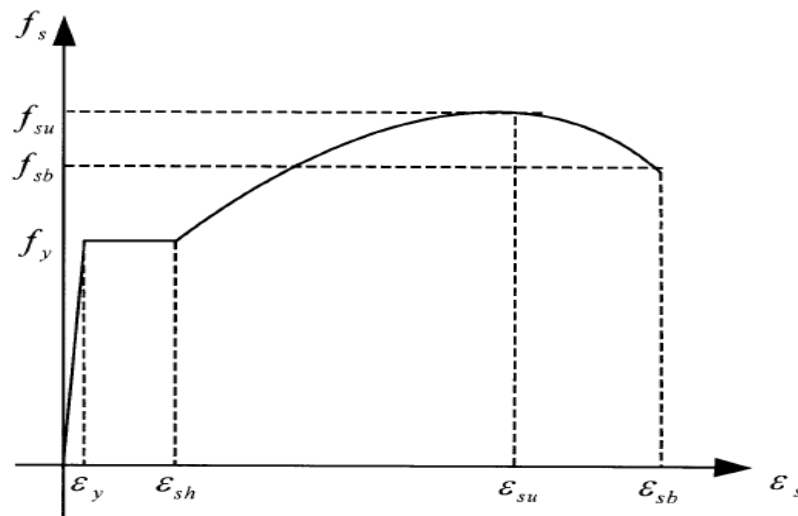


Figura 10: Curva esfuerzo-deformación del acero de refuerzo a tracción

Fuente: Akkari, M., Duan L., 1988 (1988, p._)

Para la zona de tracción los esfuerzos en el acero dentro de la zona de endurecimiento por deformación se utilizará el modelo propuesto por Mander (1988). Para la zona de compresión se utilizará las expresiones propuestas por Dodd y Restrepo (1995).

$$p = \ln\left(\frac{f_{su} - f_{sl}}{f_{su} - f_y}\right) / \ln\left(\frac{\epsilon_{su} - \epsilon_{sl}}{\epsilon_{su} - \epsilon_{sh}}\right) \dots (p = 4) \quad (18)$$

$$f_{st} = \begin{cases} E_s \epsilon_s & ; 0 \leq \epsilon_{st} \leq \epsilon_y \\ f_y & ; \epsilon_y \leq \epsilon_{st} \leq \epsilon_{sh} \\ f_{su} + (f_y - f_{su}) \left(\frac{\epsilon_{su} - \epsilon_s}{\epsilon_{su} - \epsilon_{sh}} \right)^p & ; \epsilon_{sh} \leq \epsilon_{st} \leq \epsilon_{su} \end{cases} \quad (19)$$



$$\varepsilon_{sc} = \frac{\varepsilon_{st}}{(1 + \varepsilon_{st})} \quad (20)$$

$$f_{sc} = f_s(1 + \varepsilon_{st})^2 \quad (21)$$

Donde:

f_y : Esfuerzo de fluencia del acero.

ε_{sh} : Deformación de endurecimiento del acero.

ε_{s1}, f_{s1} : Deformación y esfuerzo obtenido en un ensayo experimental.

ε_{su}, f_{su} : Deformación y esfuerzo últimos del acero.

ε_{st}, f_{st} : Deformación y esfuerzo del acero en la zona de tracción.

ε_{sc}, f_{sc} : Deformación y esfuerzo del acero en la zona de compresión.

2.5. COMPORTAMIENTO DE LA SECCIÓN

El diagrama de momento curvatura representa la capacidad a flexión y su deformación por curvatura (rotación por unidad de longitud) en el rango lineal y no lineal de una sección de concreto armado.

Representa la máxima capacidad de deformación inelástica, las características de disipación de energía, el comportamiento no lineal de la sección. Cuanta más ductilidad tenga una sección mayor será la capacidad de disipación energía del elemento y de la estructura (Park y Paulay, 1983).

La curvatura puede obtenerse de forma matemática variando el valor de la deformación de la fibra extrema a compresión, ε_c , considerando el equilibrio axial y de momento. Del equilibrio axial se tiene (Priestley, 1996).

$$P = \int_{x=D/2-c}^{D/2} \left[b_{c(x)} \cdot f_{c(\varepsilon_x)} + (b_{(x)} - b_{c(x)}) f_{cu(\varepsilon_x)} \right] dx + \sum_{i=1}^n A_{si} \cdot f_{s(\varepsilon_{xi})} \quad (22)$$

Para secciones circulares

$$\varepsilon_x = \frac{\varepsilon_c}{c} (x - 0.5D + c) \quad (23)$$

Y del equilibrio de momento se tiene.

$$M = \int_{x=D/2-c}^{D/2} [b_{c(x)} \cdot f_{c(\varepsilon_x)} + (b_{(x)} - b_{c(x)}) f_{cu(\varepsilon_x)}] x dx + \sum_{i=1}^n A_{si} \cdot f_{s(\varepsilon_{si})} x_i \quad (24)$$

Y la curvatura se define de acuerdo a la figura 11.

$$\phi = \frac{\varepsilon}{c} \quad (25)$$

$f_{c(\varepsilon)}$, $f_{cu(\varepsilon)}$ y $f_{s(\varepsilon)}$ son los esfuerzos del concreto confinado, concreto no confinado y el acero de refuerzo respectivamente, A_{si} es el área de la barra de refuerzo a una distancia x_i del centroide. La figura 11 definen las variables empleadas en las expresiones de equilibrio.

La ecuación 22 para la carga axial, se resuelve para “ c ” mediante un proceso de prueba y error utilizando el nivel de carga axial conocida, P , y la deformación a compresión especificada en la fibra extrema. Esto permite calcular el momento, M y la curvatura ϕ , de las ecuaciones (24) y (25).

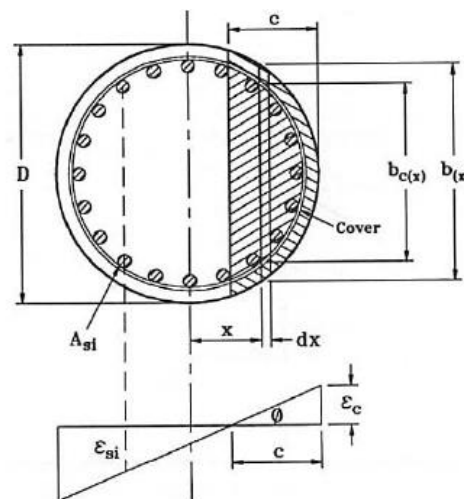


Figura 11: Variables en secciones circulares para análisis momento-curvatura

Fuente: Priestley, M., Seible, F. y Calvi, G. M. (1996, p.300)

El diagrama Momento-Curvatura ($M-\phi$), se construye a partir de los modelos constitutivos del concreto y acero; y estudiando la sección en 3 estados:

- Estado de agrietamiento (ϕ_A, M_A)
- Estado de fluencia (ϕ_y, M_y)
- Estado de agotamiento o ultimo (ϕ_u, M_u)

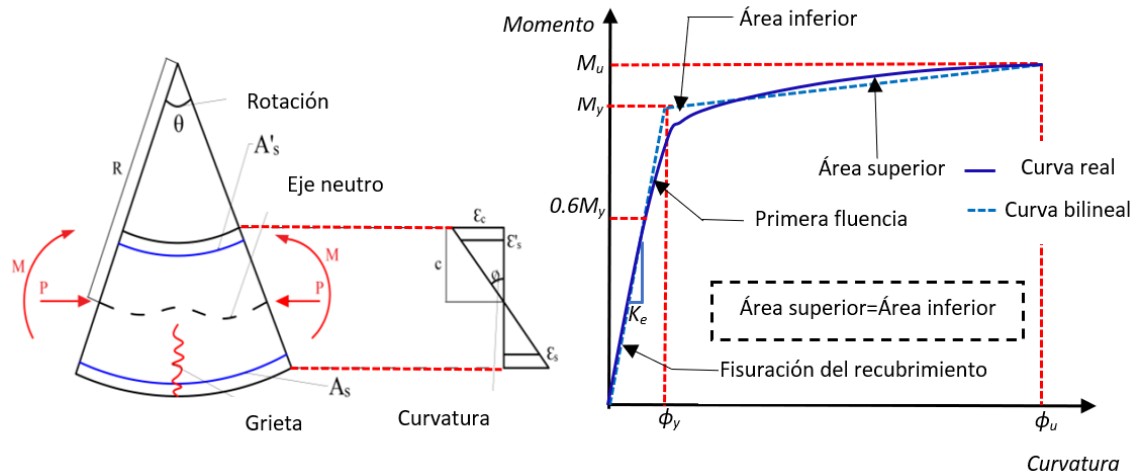


Figura 12: Momento curvatura de una sección

Fuente: R. Park y T. Paulay (1983, p.203)

El momento y la curvatura en una sección de concreto armado tienen una relación lineal siempre y cuando los momentos sean menores al momento de agrietamiento (M_A). Luego del agrietamiento la relación continua casi lineal, pero con pendiente diferente hasta que la fluencia del acero (M_y) o el agotamiento del concreto (M_u) se alcance. Si primero se produce la fluencia del acero, la sección puede seguir deformándose hasta que el concreto alcanza su máximo esfuerzo M_u (Park y Paulay, 1983).

2.6. COMPORTAMIENTO DEL ELEMENTO

El diagrama momento-rotación es una porción del elemento (generalmente la zona de rótula plástica).

A partir del diagrama momento-rotación es posible calcular la rotación inelástica entre dos puntos a lo largo del elemento en la zona de rótula plástica que tiene una longitud L_p (longitud de plastificación equivalente). Esta longitud incluye grietas diagonales por corte que no son incluidas en la construcción del diagrama momento-rotación, tampoco se tiene en cuenta el deslizamiento del acero en el entorno a las grietas ni la reducción de la deformación unitaria del acero por el concreto no agrietado; así la rotación inelástica es menor que la calculada (Priestley et al., 1996).

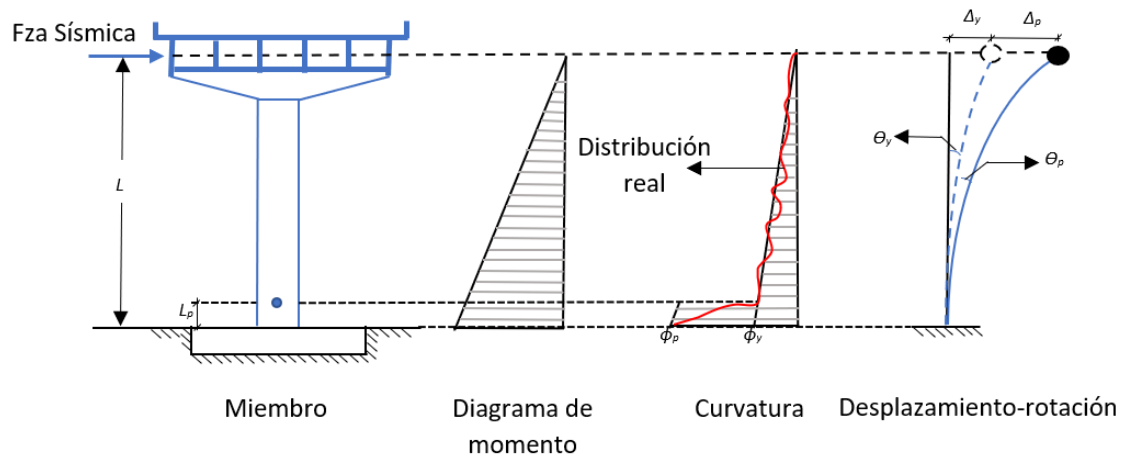


Figura 13: Deformación y rotación inelástica de pilas de puentes

Fuente: Priestley, M., Seible, F. y Calvi, G. M. (1996, p.309)

La longitud de la rótula plástica, se puede determinar como indica en el numeral 5.3.4 de CALTRANS y 4.11.6 de AASHTO LRFD Seismic Bridge Design:

$$L_p = 0.08(L) + 0.15(f_{ye}) \cdot (d_{bl}) \geq 0.3(f_{ye}) \cdot (d_{bl}) \quad (\text{pulg,klb/pulg}^2) \quad (26)$$

Donde:

L : Distancia desde el punto de momento máximo hasta el punto de contra flexión.

F_{ye} : Resistencia cedente esperada de las barras de acero de refuerzo longitudinal de las pilas.

D_{bl} : Diámetro nominal de las barras de acero de refuerzo longitudinal de las pilas.

El primer término en la ecuación anterior cuantifica la tracción de la longitud del elemento. El segundo término cuantifica la longitud empotramiento o desarrollo.

Teóricamente la distribución de curvatura termina abruptamente en el apoyo, mientras que la deformación del acero a tensión continúa hasta cierta profundidad dentro del mismo. La elongación del refuerzo más allá de lo teóricamente planteado conduce a rotaciones y deflexiones adicionales. Es evidente que la penetración de la deformación dentro del apoyo dependerá del

diámetro de la barra, dado que barras de mayor tamaño requerirá mayor longitud de desarrollo. Adicionalmente hay cierta influencia por la fisuración debido a flexión y cortante.

Rotación en pilas en voladizo:

$$\theta_{Total} = \theta_{elástica} + \theta_{inelástica} \quad (27)$$

Desplazamiento lateral en pilas en voladizo:

$$\Delta_{Total} = \Delta_{elástica} + \Delta_{inelástica} \quad (28)$$

Donde:

Δ_f : Desplazamiento lateral por flexión.

Δ_d : Desplazamiento lateral por deslizamiento.

Δ_v : Desplazamiento lateral por corte.

2.7. CAPACIDAD DE LA ESTRUCTURA

2.7.1. Momento curvatura

Se debe utilizar el momento de inercia efectivo (I_{eff}) según AASHTO LRFD Seismic Bridge Design, al modelar elementos dúctiles. I_{eff} puede ser estimado por la pendiente de la curva $M-\phi$ entre el origen y el punto que designa a la primera cedencia de la barra, se tomará como:

$$E_c I_{eff} = \frac{M_y}{\phi_y} \quad (29)$$

Donde:

M_y : Momento de la capacidad de la sección en la primera cedencia del acero de refuerzo.

ϕ_y : Curvatura de la sección en la primera cedencia del acero de refuerzo, incluidos los efectos de la carga muerta axial no factorizada,

E_c : Módulo de elasticidad del concreto.

I_{eff} : Momento de inercia efectivo de la sección sobre hormigón fisurado y primer cedencia del acero de refuerzo.

2.7.2. Nivel de desempeño en los elementos

Para la determinación de los valores que definen el comportamiento estructural en cada uno de los elementos se utilizó la recomendación dada por el ATC-40:

- IO : Ocupación inmediata, en general para elementos tipo viga y pila se puede establecer como un valor de 2 veces la deformación o rotación de fluencia.
- LS : Seguridad de las vidas, se establece como el 75% del valor asignado al nivel de prevención de colapso.
- CP : Prevención de Colapso, dado que en el presente estudio se realiza un análisis inelástico de cada sección de concreto se establece ese valor como el punto en el cual hay una pérdida importante de resistencia, punto C.

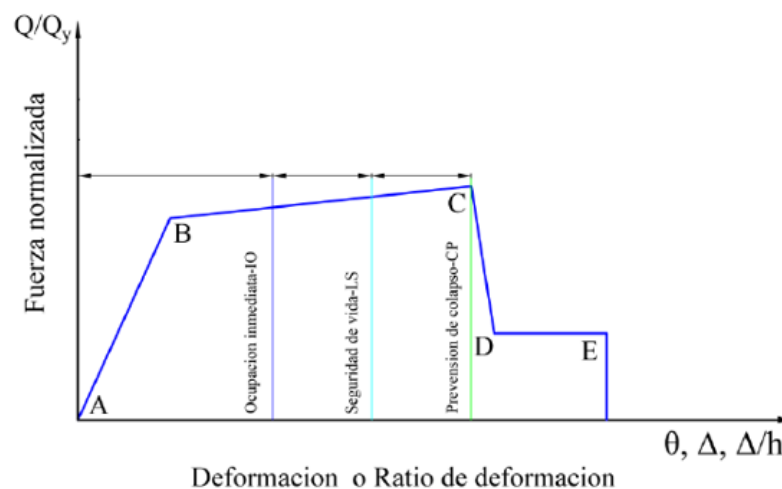


Figura 14: Definición de niveles de desempeño en los elementos

Fuente: Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings ATC-40 (1996, p.9-20)

2.7.3. Máximo carga axial en miembros dúctiles en SDCs C y D

La máxima carga axial actuante en una pila donde la demanda de ductilidad sea mayores o iguales a dos y no se realice un análisis de momento-curvatura será.

$$P_u \leq 0.2 f'_c \cdot A_g \quad (30)$$

Donde:

P_u : Fuerza de compresión última en la sección, incluido las demandas sísmicas inducidas verticales (kgf)

f'_c : Resistencia a la compresión del concreto (kgf/cm^2)

A_g : Área gruesa de la sección transversal del miembro (cm^2)

Se puede usar un valor mayor de fuerza axial, P_u , si se realiza un análisis pushover de momento- curvatura para calcular la máxima capacidad de ductilidad del miembro.

2.7.4. Efectos P- Δ

Los puentes sometidos a movimientos sísmicos del terreno pueden ser susceptibles a inestabilidad debido a los efectos P- Δ . Una resistencia inadecuada puede resultar en la acumulación de desplazamientos estructurales en una dirección, lo que provoca una demanda excesiva de ductilidad en las rotulas plásticas de las pilas, grandes deformaciones laterales residuales y posible colapso (CALTRANS, 2019).

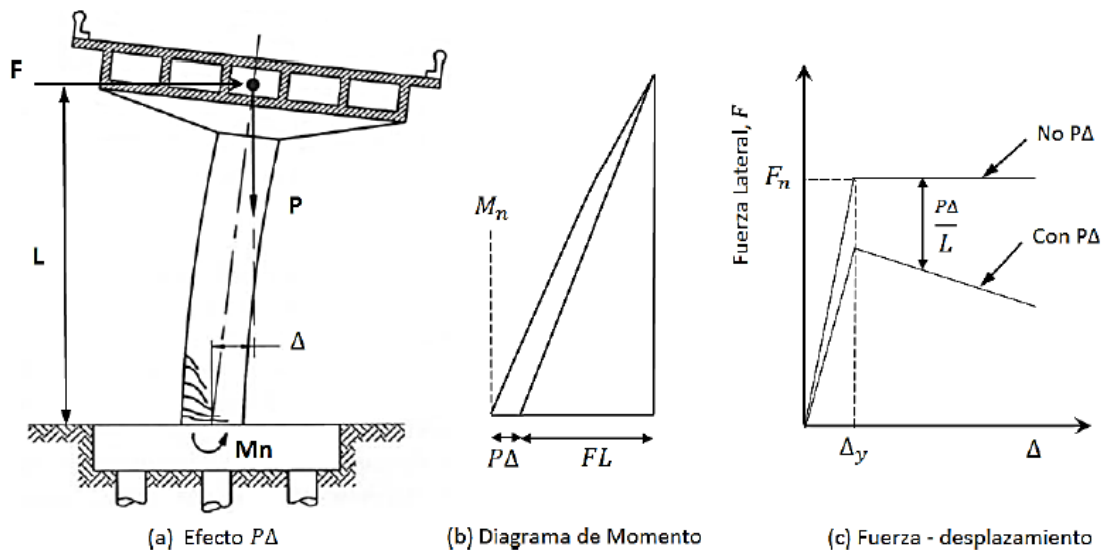


Figura 15: Efectos P- Δ en la respuesta lateral de pilas de puentes

Fuente. Priestley, M., Seible, F. y Calvi, G. M. (1996, p.427)

La resistencia lateral de una pila debe controlar los desplazamientos adicionales de los efectos P- Δ durante el sismo según los numerales 4.4.4 de CALTRANS y 4.11.5 de AASHTO LRFD Seismic Bridge Design.



$$\Delta P_u < 0.25\varphi M_n \quad (31)$$

Siendo:

$$\Delta = R_d \Delta_e \quad (32)$$

Si $T < 1.25T_s$, entonces:

$$R_d = \left(1 - \frac{1}{R}\right) \frac{1.25T_s}{T} + \frac{1}{R} \quad (33)$$

Si $T \geq 1.25T_s$, entonces

$$R_d = 1 \quad (34)$$

Donde:

Δ : Desplazamiento del punto de contraflexión en la pila con respecto al punto de empotramiento para la cimentación.

Δ_e : Desplazamiento calculado a partir del análisis sísmico elástico.

T : Periodo del modo fundamental de vibración.

T_s : Periodo en el cual el espectro pasa a ser independiente del periodo a ser inversamente proporcional al periodo ($\frac{S_{D1}}{S_{DS}}$).

R : Factor R especificado en tabla 8.

P_u : Carga axial sobre la pila.

φ : Factor de resistencia a la flexión para la pila.

M_n : Resistencia nominal a flexión de la pila calculada con la carga axial sobre la pila.

R_d : Factor que corresponde a convertir el desplazamiento elástico a un desplazamiento inelástico.

2.7.5. Deformación local y requisitos de ductilidad

Se verifica la rotación del cordón según el numeral 5.4.2 de FEMA-273 (línea que une el inicio y final de la pila deformada), para cada uno de los pasos del análisis pushover y los requisitos de ductilidad se verifican según el numeral 4.9 de AASHTO LRFD Seismic Bridge Design.

Habiendo analizado la condición demanda capacidad; a partir de las rotaciones que se manifiestan en las rotulas plásticas.

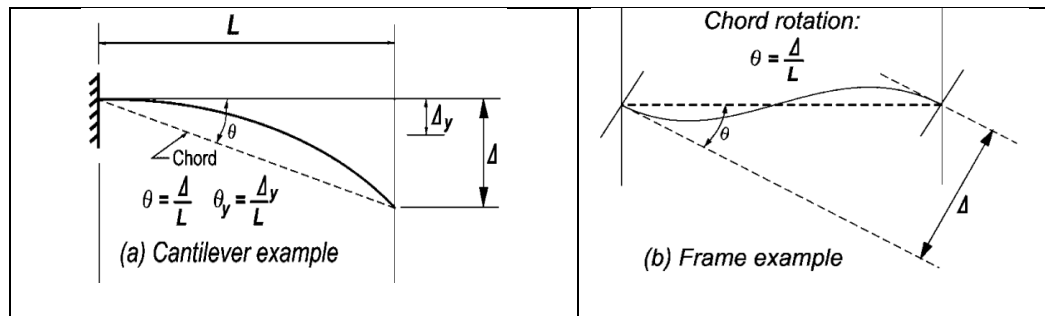


Figura 16: Definición de la rotación de las pilas

Fuente: Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings FEMA (1997, p.5-11)

Donde:

θ_{pd} : Demanda de rotación plástica (deformación plástica $\times L_p$).

L : Longitud desde la ubicación de la rótula plástica al punto de contra flexión.

- Cuando el punto de integración es “End” se toma como: M/V

- Cuando el punto de integración es “Center” se toma como: $M/V-L_p/2$

L_p : Longitud de la rótula plástica.

θ_y : Rotación de cedencia (Curvatura de cedencia $\times L/3$)

φ_y : Curvatura de cedencia.

φ_u : Curvatura ultima (Curvatura de cedencia. D/D_y del punto C). El punto de “C” para el modelo de rótula.

θ_{pu} : Capacidad de rotación plástica:

$$\theta_{pu} = \frac{\Delta_p}{L} = (\varphi_u - \varphi_y)L_p \left(1 - \frac{L_p}{2L}\right) \quad (35)$$

Demanda de ductilidad (μ_D):

$$\mu_D = 1 + 3\left(\frac{\varphi_{pd}}{\varphi_y}\right) \frac{L_p}{L} \left(1 - 0.5 \frac{L_p}{L}\right) \quad (36)$$

Se debe verificar la siguiente condición:

$$\theta_{p,d} \leq \frac{\theta_{pu}}{\gamma_{Rp}} \quad (37)$$

γ_{Rp} : Factor que refleja los efectos locales de la estructura por la incertidumbre en el modelo, y la dispersión de los resultados relevantes del ensayo (valor recomendado=1.40).

La demanda de desplazamiento de estructura, para SDCs C y D según el numeral 4.8 de AASHTO LRFD Seismic Bridge Design.

$$\Delta_D^L \leq \Delta_C^L \quad (38)$$

Donde:

Δ_D^L : Demanda de desplazamiento tomada a lo largo del eje principal local del miembro dúctil.

Δ_C^L : Capacidad de desplazamiento tomada a lo largo del eje principal local correspondiente al miembro dúctil.

2.7.6. Capacidad de desplazamiento

En el numeral 4.8.2. de AASHTO LRFD Seismic Bridge Design, establece ecuaciones empíricas mediante el cual podemos determinar la capacidad por desplazamiento del puente para categorías de diseño sísmico SDCs C.

A.-Para la dirección longitudinal

$H_{o2} = L_2$: Altura libre de la pila

$B_{o2} = D_c$: Diámetro de la pila medido paralelo a la dirección del desplazamiento en consideración

$A = 1$: Factor de empotramiento para la pila, para condición empotrada-articulada.

$$x = \frac{A \cdot B_{o2}}{H_{o2}} \quad (39)$$

Ecuaciones implícitas para SDCs “C”

$$\Delta_{c2_C} : 0.12H_{o2}(-2.32\ln(x)-1.22)\left(\frac{in}{ft}\right) \quad (40)$$

$$\Delta_{c2_C} : \max\left(0.12H_{o2}(-2.32\ln(x)-1.22)\left(\frac{in}{ft}\right), 0.12H_{o2}\left(\frac{in}{ft}\right)\right) \quad (41)$$

B.-Para la dirección transversal

$H_{o2} = L_2$: Altura libre de la pila

$B_{o2} = D_c$: Diámetro de la pila medido paralelo a la dirección del desplazamiento en consideración

$A = 2$: Factor de empotramiento para la pila, para condición empotrada-empotrada.

$$x = \frac{A \cdot B_{o2}}{H_{o2}} \quad (42)$$

Ecuaciones implícitas para SDCs “C”

$$\Delta_{c2_C} = 0.12H_{o2}(-2.32\ln(x)-1.22)\left(\frac{in}{ft}\right) \quad (43)$$

$$\Delta_{c2_C} = \max\left(0.12H_{o2}(-2.32\ln(x)-1.22)\left(\frac{in}{ft}\right), 0.12H_{o2}\left(\frac{in}{ft}\right)\right) \quad (44)$$

Estos métodos se consideran métodos más conservadores si los comparamos con los análisis más refinados como como el que efectuaremos la evaluación.

Nota: La capacidad de desplazamiento se determinada usando la ecuación implícita para SDCs “C” sin embargo, puede usarse también para SDCs “D” en la estimación de la capacidad de desplazamiento, en lugar de utilizar un análisis pushover, para ciertas condiciones de regularidad.

2.8. PROCEDIMIENTO DEL MÉTODO ESPECTRO-CAPACIDAD

2.8.1. Curva de demanda

El espectro de demanda, tal y como se define en el código, representa la pseudoaceleración con que se excita una estructura para cada periodo de oscilación,



para una región geográfica determinada y unas características del terreno. Es importante tener en cuenta que esta curva de demanda considera un comportamiento elástico de la estructura, por lo que para obtener resultados correspondientes a un análisis no lineal se hace una reducción de la curva. (Hernández, 2007).

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (45)$$

Donde:

S_d : Seudodesplazamiento

S_a : Pseudoaceleración

T : Periodo

2.8.2. Curva de capacidad

La curva de capacidad, corresponde al análisis pushover, o de empuje incremental del puente. Partiendo de la posición de reposo, se va empujando la estructura en la dirección de la acción sísmica, hasta que se considere suficiente para el análisis en cuestión. No es necesario llegar hasta la rotura, sino que basta con alcanzar el punto de desempeño, el proceso de empuje tiene tantos pasos como se desee (por tema de precisión), pero el procedimiento en cada paso es siempre el mismo (Hernández, 2007).

En muchas ocasiones, por comodidad de cálculo, el procedimiento es el inverso. En vez de aplicar un incremento de carga y ver los desplazamientos que se producen, a la estructura se le da un incremento de desplazamiento impuesto en la dirección considerada y se obtiene la fuerza en dicha dirección considerada.

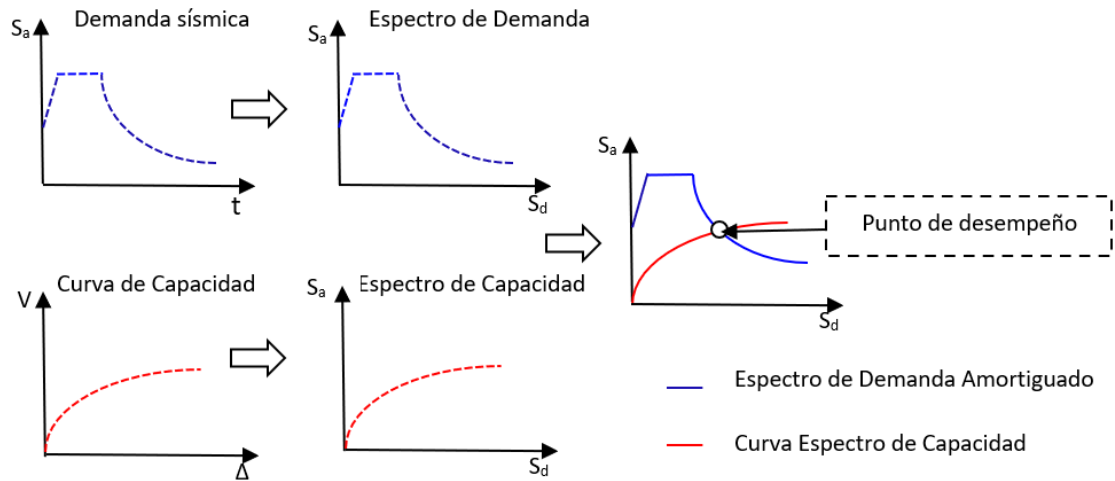


Figura 17: Procedimiento del Método Espectro-Capacidad

Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo

Una vez que se ha calculado la curva de capacidad por empuje incremental, se hace una transformación para pasar de los ejes fuerza-desplazamiento a los ejes de la curva de demanda, pseudo-aceleración, pseudo-desplazamiento.

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_i} \quad (46)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{losa}}{PF_1 \cdot \phi_{losa.1}} \quad (48)$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N (w_i \cdot \phi_{i1}) / g \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N w_i / g \right] \cdot \left[\sum_{i=1}^N (w_i \cdot \phi_{i1}^2) / g \right]} \quad (46)$$

$$PF_1 = \left[\frac{\sum_{i=1}^N (w_i \cdot \phi_{i1}) / g}{\sum_{i=1}^N (w_i \cdot \phi_{i1}^2) / g} \right] \quad (49)$$

Donde:

α_i : Coeficiente de masa modal para el primer modo.

PF_1 : Factor de participación modal para el primer modo.

w_i / g : Masa asignada al nivel i.

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

N : Cantidad de niveles para este caso es 1.

V : Cortante en la base.

W : Peso muerto de la estructura.

Δ_{losa} : Desplazamiento a nivel de la losa del puente.

Generalmente, el análisis según el método espectro-capacidad se hace para el primer modo de vibración. No obstante, en esta investigación se considera para los primeros dos modos (longitudinal y transversal).

2.9. DETERMINACIÓN DEL NIVEL DE DESEMPEÑO

La Tabla 13 resume las principales características asociadas a estos niveles de desempeño y su relación con los estados de daño estructural y no estructural.

El Comité Visión 2000 define cuatro niveles de desempeño:

Tabla 13: Niveles de desempeño y descripción de los estados de daño

Nivel de Desempeño	Estado de daño	Descripción
Totalmente Operacional	Despreciable	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones funcionan normalmente.
Operacional	Leve	Agrietamientos en elementos estructurales. Daño entre leve y moderado en contenidos y elementos arquitectónicos. El edificio puede ser utilizado normalmente luego de pequeños arreglos.
Seguridad de vida	Moderado	Daños moderados en algunos elementos. Pérdida de resistencia y rigidez del sistema resistente de cargas laterales. El sistema permanece funcional. Algunos elementos no estructurales y contenidos pueden dañarse. Puede ser necesario cerrar el edificio temporalmente para realizar reparaciones y reforzamiento.
Prevención de colapso	Severo	Daños severos en elementos estructurales. Falla de elementos secundarios, no estructurales y contenidos. Puede llegar a ser necesario demoler el edificio.
Colapso	Completo	Pérdida parcial o total de soporte. Colapso parcial o total. No es posible la reparación.

FUENTE: Comité Visión 2000

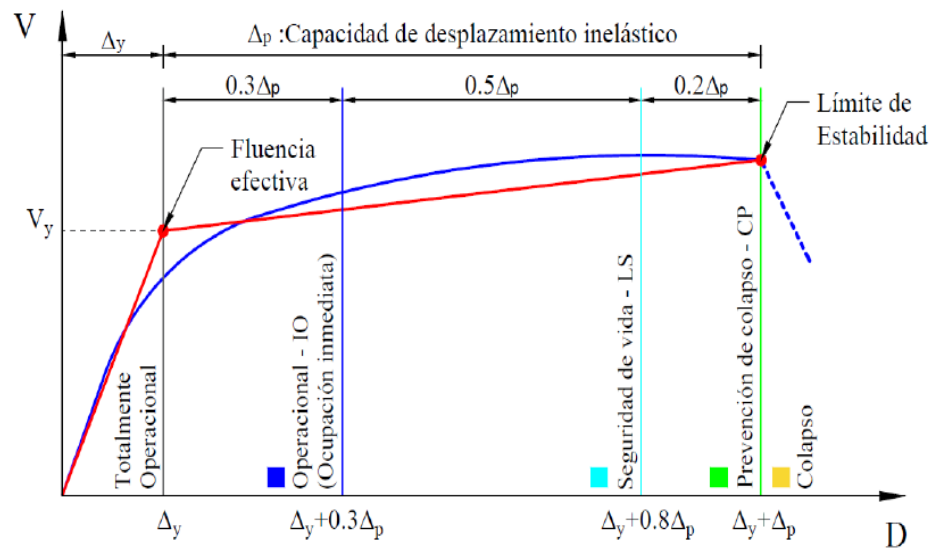


Figura 18: Sectorización por niveles de desempeño de la curva de capacidad

Fuente: SEAOC (2009, p_)

Nota : a.)-(Δy) : Desplazamiento de fluencia efectiva.

b.)-(Δp) :La capacidad de desplazamiento inelástico.

2.10. DETERMINACIÓN DEL PUNTO DEL DESEMPEÑO

La reducción de la demanda por efectos no lineales según ATC-40 y FEMA 273 una vez que se tienen ambas curvas, si se hallase la intersección entre ambas curvas, se estaría cometiendo un error de concepto, ya que se estaría interceptando una curva correspondiente a un comportamiento inelástico (la curva de demanda) con otra correspondiente a un comportamiento inelástico (la curva de capacidad). Por tanto, hay que reducir la curva de demanda para poder hallar correctamente el punto de desempeño.

La reducción de la curva de demanda depende del amortiguamiento de la estructura, que a su vez depende del punto de la curva de capacidad en que se encuentra. Esto obliga a que el cálculo del punto de desempeño sea simultaneo a la reducción de la curva de demanda y hay que introducir un proceso iterativo en el cálculo (Hernández, 2007).

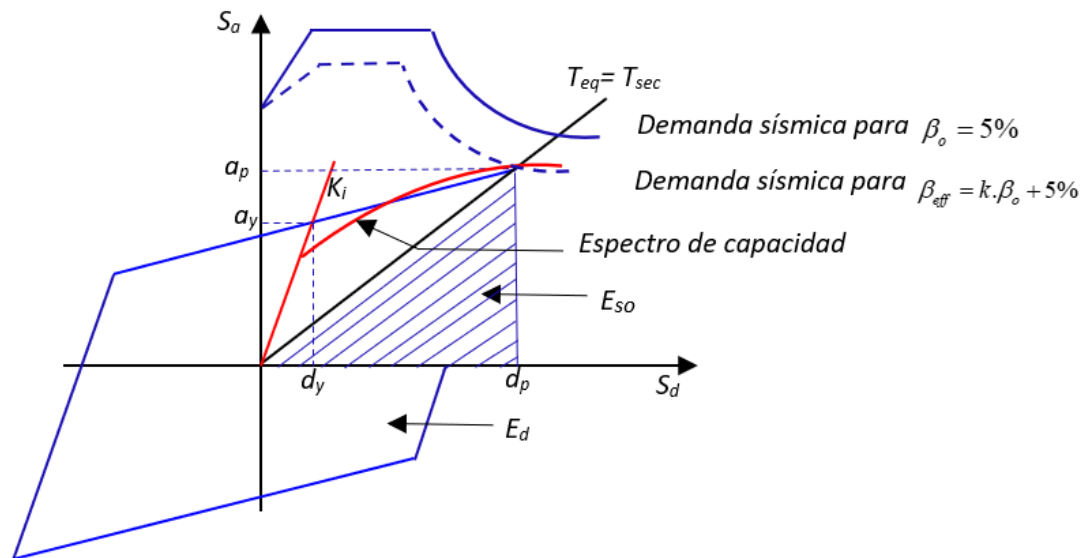


Figura 19: Método Espectro- Capacidad

Fuente: Adaptado de Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings ATC-40 (1996, p.8-14)

E_d : Energía disipada por amortiguamiento.

E_{so} : Energía de deformación máxima, $a_{pi} \cdot d_{pi} / 2$

B_o : Amortiguamiento viscoso equivalente asociada $\frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{so}}$

2.10.1. Diagrama bilineal

Este diagrama está compuesto por dos tramos rectos, el primero con la rigidez elástica inicial de la estructura y el segundo que termina en el punto de desempeño. La elección del punto de intersección de ambos tramos se hace compensando la diferencia de áreas entre ambas curvas, dado que es importante que la energía disipada por histéresis no varíe, por ser el factor determinante en la reducción de la curva de demanda (Hernández, 2007).

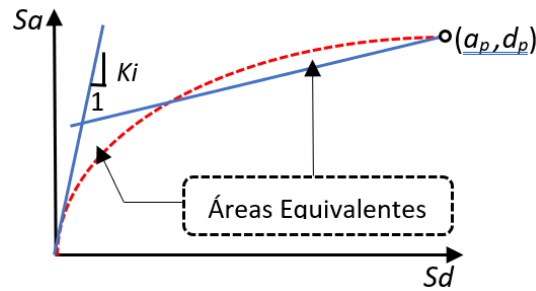


Figura 20: Diagrama bilineal de la curva de capacidad

Fuente: Adaptado de Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings ATC-40 (1996, p.8-21)

K_i : Rigidez inicial de la estructura (rango elástico)

2.10.2. Amortiguamiento viscoso equivalente

Existen dos comportamientos del amortiguamiento estructural. Por una parte, está el amortiguamiento viscoso, inherente a la estructura a través del material que la conforma. En concreto, el valor de este amortiguamiento inherente es del 5%. Por otra parte, se tiene el amortiguamiento propio de la histéresis de la estructura, la fricción entre elementos, la fisuración del concreto y la plastificación de los materiales son mecanismos que disipan energía produciendo un amortiguamiento que se añade al ya descrito (Hernández, 2007).

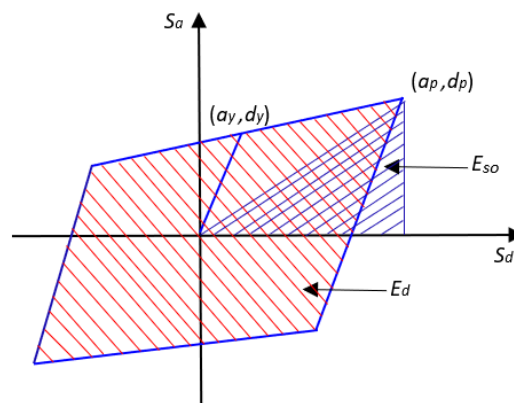


Figura 21: Amortiguamiento viscoso equivalente

Fuente: Adaptado de Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings ATC-40 (1996, p.8-15)



Expresiones que permiten obtener el amortiguamiento viscoso equivalente.

$$\beta_{eff} = k \cdot \beta_0 + 0.05 \quad (50) \quad \beta_0 = 63.7(a_y \cdot d_p - d_y \cdot a_p) / (a_p \cdot d_p) \quad (51)$$

Factor de reducción de aceleración

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \ln(\beta_{eff})}{2.12} \quad (52)$$

Factor de reducción de velocidad

$$SR_B = \frac{3.21 - 0.41 \ln(\beta_{eff})}{1.61} \quad (53)$$



CAPÍTULO III

MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. ÁMBITO DE ESTUDIO

3.1.1. Localización

La ubicación geográfica cuyas coordenadas UTM en el centro de luz del puente, son:

ESTE : 355175.201 m
NORTE : 8367656.16 m
COTA : 3878.90 m (cota rasante)

Las condiciones ambientales- climáticas, clase de sitio según el tipo de suelo-perfil y zona sísmica del lugar son:

Altitud sobre el nivel del mar : 3878.90 m.s.n.m.
Temperatura ambiente : 20 °C (aproximado)
Condiciones atmosféricas : Lluvioso/seco/soleado
Clase de sitio (MP MTC Tabla .4.3.11.2.1.1-1) :E
Zona sísmica (MP MTC Tabla 2.4.3.11.5-1) :4

3.1.2. Descripción del puente a ser evaluado

El puente Asillo es una estructura de concreto armado de 60.00 m de longitud, de 03 tramos de 20.00 m cada uno, con dos apoyos intermedios. El sistema estructural del puente es a base de estructuras isostáticas(vigas). Ver anexo A.

La superestructura es de tipo sección compuesta de vigas postensados tipo I y losa de concreto armado vaciado en sitio. El ancho total de la estructura es de 9.90 m, suficiente para acomodar 02 carriles de 4.20 m, bermas exteriores de 0.75 m, y las barandas metálicas de 1.10 de altura. Ver anexo A.

El tablero se resuelve con 04 vigas prefabricadas de concreto postensado de sección I de 1.14 m de altura y 04 vigas diafragmas por tramo: 02 en intermedios

de $1.10 \times 0.20 \text{ m}^2$ y 02 en los extremos de $1.10 \times 0.80 \text{ m}^2$, unidas a una losa de concreto armado de 0.20 m de espesor y una carpeta asfáltica de 0.05 m de espesor que constituyen la superficie de apoyo de la calzada. Ver anexo A.

Los 04 pilares son de tipo circular de 1.10 m de diámetro y una altura libre de 5.68 m, con viga cabezal de sección rectangular $1.40 \times 1.20 \text{ m}^2$ y 8.70 m de longitud, que permiten el apoyo de vigas mediante empleo de neoprenos. Ver anexo A.

Los estribos son tipo voladizo, con muro frontal para la contención de rellenos y soporte para la carga de la superestructura con muros laterales rectos de altura constante. Se disponen neoprenos como aparatos de apoyo en estribos. Ver anexo A.

El postensado se resuelve con 02 familias de $9\text{Ø } 0.6''$ tendones por viga, de acero estándar ASTM (S) A416-270 de baja relajación cuya resistencia última es de $19\,000 \text{ kgf/cm}^2$, adicionalmente, se establece que el esfuerzo de postensado de los tendones fue de $14\,250 \text{ kgf/cm}^2$. Ver anexo A.

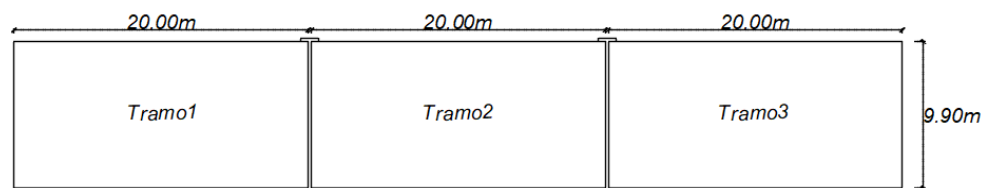


Figura 22: Vista en planta del Puente Asillo

Fuente: Planos post-construcción

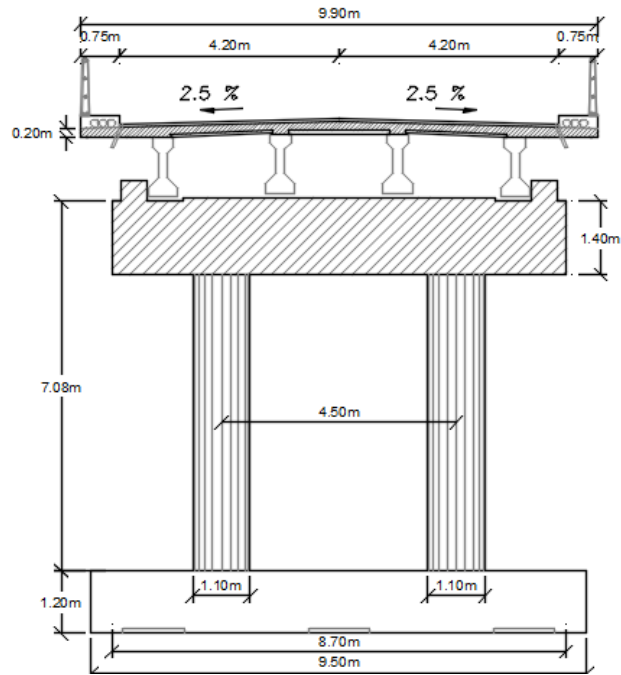


Figura 23: Vista transversal del Puente Asillo

Fuente: Planos post-construcción

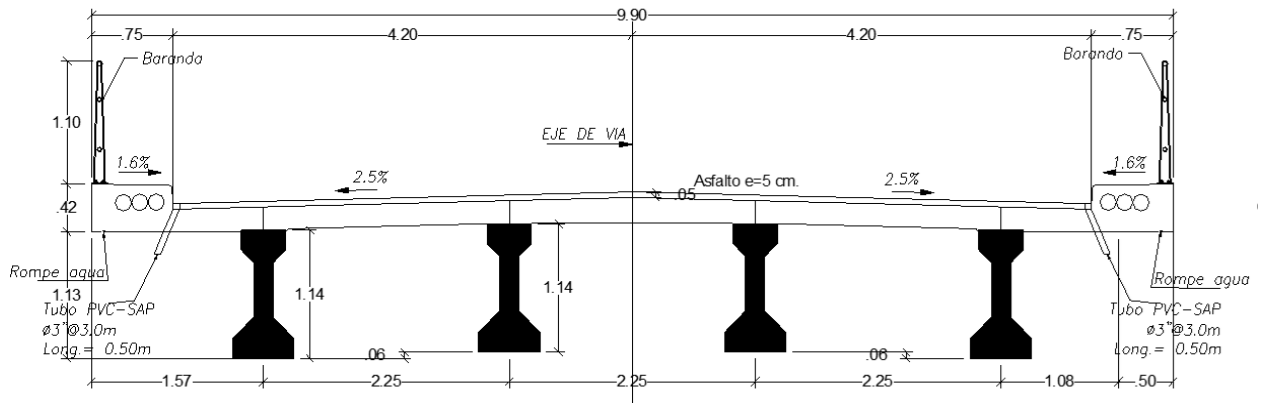


Figura 24: Componentes de la superestructura del Puente Asillo

Fuente: Planos post-construcción

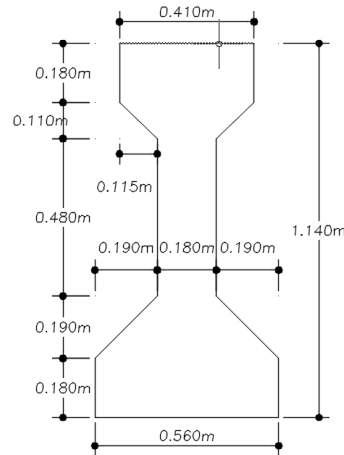


Figura 25: Sección transversal típica de las vigas I longitudinales

Fuente: Planos post-construcción

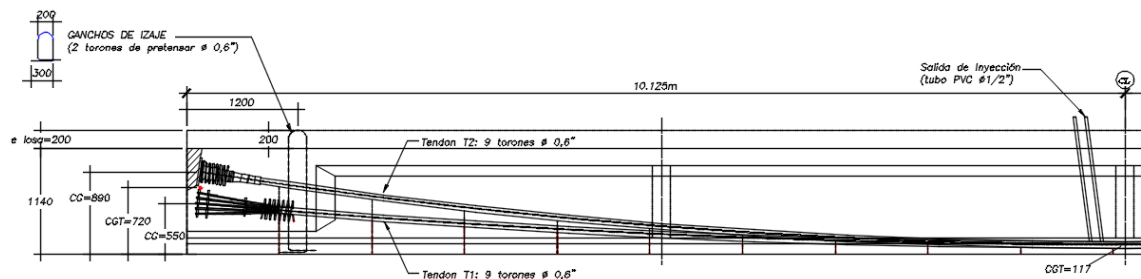


Figura 26: Perfil de los tendones postensado de las vigas longitudinales

Fuente: Planos post-construcción

Las pilas se encuentran conformadas sobre un encepado de $5.95 \times 9.50 \text{ m}^2$ de área y 1.20 m de peralte, apoyados en 06 pilotes de 1.18 m de diámetro. Cada pilote tiene una profundidad de 10.00 m en el PD y 12.00m en el PI.

De los datos del estudio geotécnico (memoria de cálculo del expediente técnico del Puente Asillo), se sabe que el suelo de fundación es una arcilla limosa con un peso específico (γ) de 0.0018 kgf/cm^3 y un coeficiente de fricción interna (ϕ) de 30° . También se conoce que el coeficiente de presión en reposo (k_o) es de 0.50.

Coficiente de reacción lateral del suelo (k_h) de 2 kgf/cm^3 .

Coficiente de reacción vertical del suelo (k_v) de 3 kgf/cm^3 .

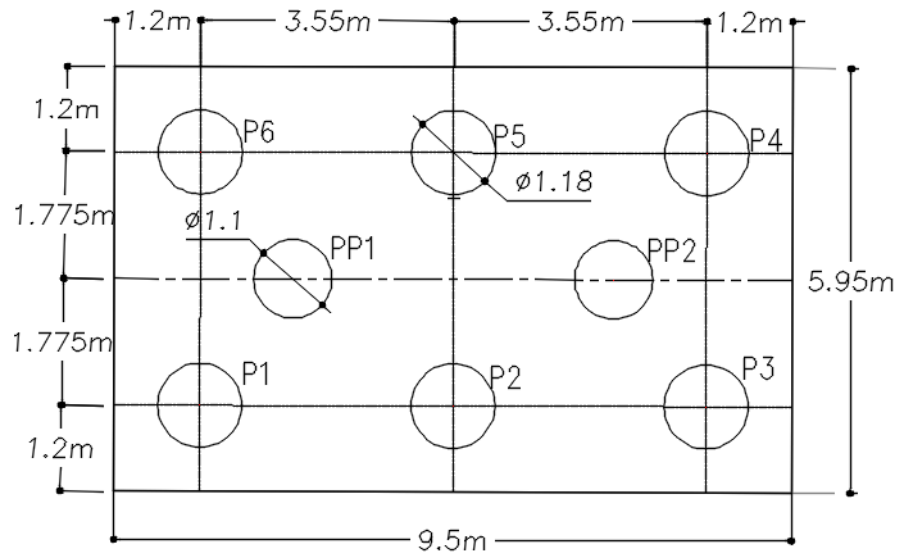


Figura 27: Encepado del Puente
Fuente: Planos post-construcción

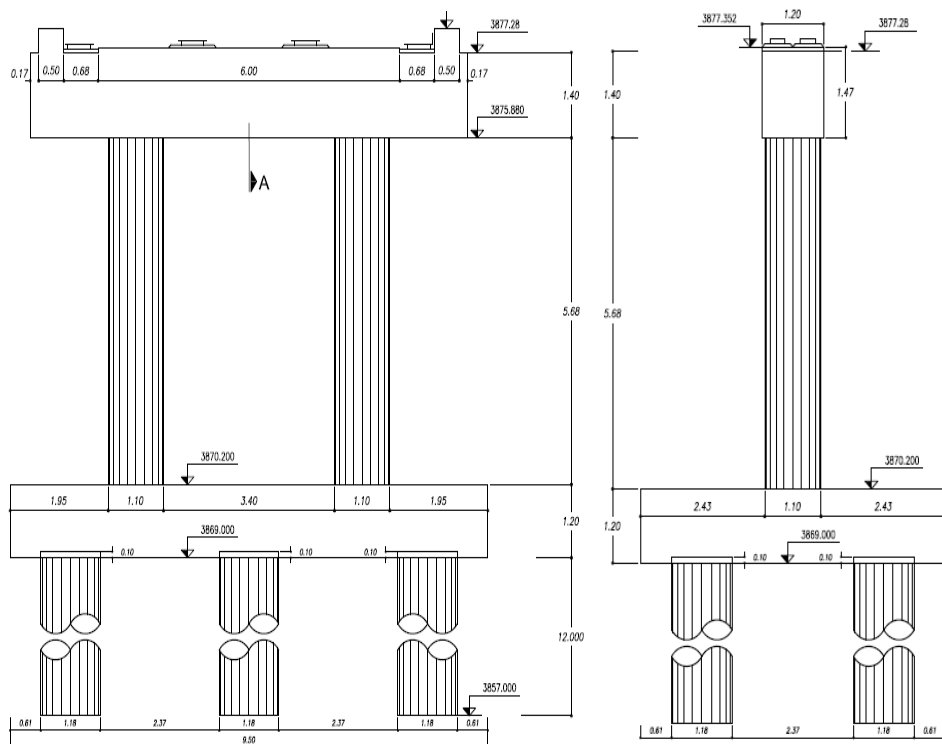


Figura 28: Vista transversal y lateral de la subestructura del puente
Fuente: Planos post-construcción



3.2. POBLACIÓN Y MUESTRA

3.2.1. Población

La población está conformada por 62 puentes ver anexo D, según tipología estructural: Postensados, concreto armado, losa de concreto armado /vigas metálicas de alma llena y arco reticulado; en el tramo IV-IIRSA SUR (60 puentes de solo un tramo y 2 de tramos múltiples). Los Puentes Asillo y Macusani son de 3 y 2 tramos respectivamente.

3.2.2. Muestra

Según el numeral 2.6.5.4.2 de MP MTC , para los puentes de un solo tramo no se requiere análisis sísmico, independientemente de la zona sísmica en la cual estén ubicados, por lo tanto solo existen dos Puentes Asillo y Macusani de varios tramos ver anexo D, se evalúa el Puente Asillo de todo el tramo IV; ya que las mapas de isoaceleraciones espectrales de MP de la MTC, los valores de aceleración del suelo en tipo B (roca) son mayores en el Puente Asillo que en el Puente Macusani por lo tanto las demandas sísmicas son mayores y críticas en el mencionado puente.

La muestra es no probabilística, se toma como caso de estudio al puente por accesibilidad, proximidad, disponibilidad de datos y por las consideraciones de la normativa AASHTO LRFD Bridge Design y MP MTC al Puente Asillo del tramo IV.

3.3. MATERIALES

3.3.1. Propiedades y especificaciones técnicas del concreto

Las propiedades de los materiales para la evaluación de los miembros estructurales pertenecientes a los puentes de concreto armado se basan en las normativas AASHTO LRFD Bridge Design y según el numeral 2.5.4.1 de MP MTC 2018.

A.- Concreto

A.1.- El coeficiente de expansión térmica

Para concretos de peso normal: $10.8 \times 10^{-6} / ^\circ C$, según el numeral 2.5.4.2 (MP MTC,2018).

A.2.- Módulo de elasticidad

La siguiente ecuación, se puede utilizar para calcular el módulo de elasticidad para concretos con densidades de 1440-2500 kgf/m^3 , según el numeral 2.5.4.4 (MP MTC,2018).

$$E_c = 120000 (k_1) \cdot (w_c)^2 \cdot \sqrt[3]{f'_c} \quad (54)$$

Donde:

E_c : Módulo de elasticidad. (*ksi*)

K_1 : Factor de corrección para agregados. Este factor permite ajustar el módulo de elasticidad para diferentes tipos de agregados. Se deberá tomar igual a 1.00

w_c : Densidad del concreto (*kcf*)

f'_c : Resistencia cilíndrica a la compresión del concreto. (*ksi*)

A.3.- Módulo o coeficiente de Poisson

El módulo de Poisson puede asumirse igual a 0.2 para concretos de peso normal con resistencia a la compresión hasta 15.0 *ksi*, según el numeral 2.5.4.5 (MP MTC,2018).

Tabla 14: Especificaciones del concreto en viga longitudinal y diafragma

Descripción	Valor	Unidad
Módulo de elasticidad (E_c)	343645.499	kgf/cm^2
Módulo de Poisson (μ)	0.20	
Coefficiente térmico (λ)	10.8×10^{-6}	($1/^\circ C$)
Peso específico (γ_c)	2400.00	kgf/m^3
Resistencia cilíndrica a la compresión (f'_c)	420.00	kgf/cm^2

FUENTE: Especificaciones técnicas post-construcción

Tabla 15: Especificaciones del concreto en viga cabezal y pilas

Descripción	Valor	Unidad
Módulo de elasticidad (E_c)	272751.613	kgf/cm^2
Módulo de Poisson (μ)	0.20	
Coefficiente térmico (λ)	10.8×10^{-6}	($1/^\circ C$)
Peso específico (γ_c)	2400.00	kgf/m^3
Resistencia cilíndrica a la compresión (f'_c)	210.00	kgf/cm^2

FUENTE: Especificaciones técnicas post-construcción

Tabla 16: Especificaciones del concreto en losa, pilotes y encepado

Descripción	Valor	Unidad
Módulo de elasticidad (E_c)	300201.994	kgf/cm^2
Módulo de Poisson (μ)	0.20	
Coefficiente térmico (λ)	10.8×10^{-6}	($1/^\circ C$)
Peso específico (γ_c)	2400.00	kgf/m^3
Resistencia cilíndrica a la compresión (f'_c)	280.00	kgf/cm^2

FUENTE: Especificaciones técnicas post-construcción

3.3.2. Propiedades y especificaciones técnicas del acero

Tabla 17: Especificaciones del acero de refuerzo ASTM A615 Grado 60

Descripción	Valor	Unidad
Esfuerzo de fluencia (f_y)	4200	kgf/cm^2
Módulo de elasticidad: (E_s)	2,040000	kgf/cm^2

FUENTE: Especificaciones técnicas post-construcción

Tabla 18: Especificaciones del acero de preesfuerzo ASTM A416 G-270ksi

Descripción	Valor	Unidad
Tipo	Adherido	-
Diámetro	0.60	pulg
Esfuerzo de tracción (f_{pu})	19 000	kgf/cm ²
Esfuerzo de fluencia (f_{py})	17 100	kgf/cm ²
Módulo de elasticidad (E_p)	2,003748.30	kgf/cm ²

FUENTE: Especificaciones técnicas post-construcción

3.3.3. Condiciones de borde

A.-Estribos y Apoyos Intermedios

Los elementos tipo “general link”, generan una unión entre dos nudos con una rigidez específica para cada uno de los grados de libertad (3 desplazamientos y 3 giros), la cual puede ser diferente entre ellos; en los estribos y apoyos intermedios fueron definidos en el software con las rigideces dadas, como se muestra en la figura 30.

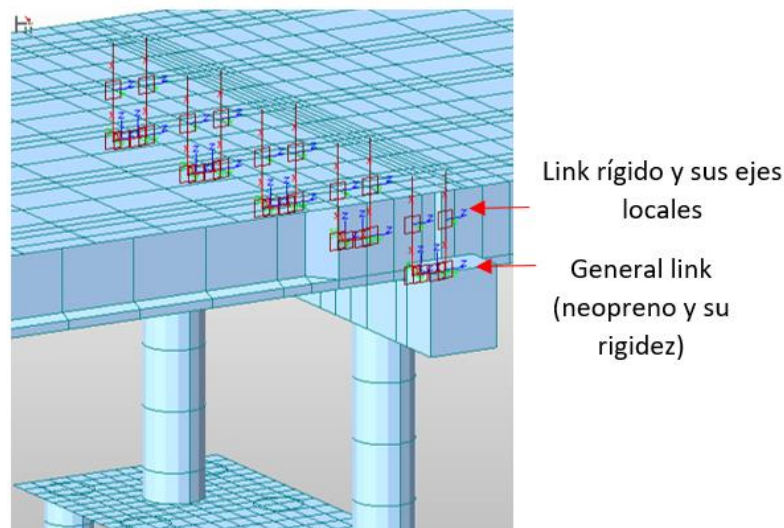


Figura 29: Detalle de conexión superestructura y subestructura

Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo

En la figura 30 se muestra las características geométricas del dispositivo de apoyo que será empleado en la evaluación.

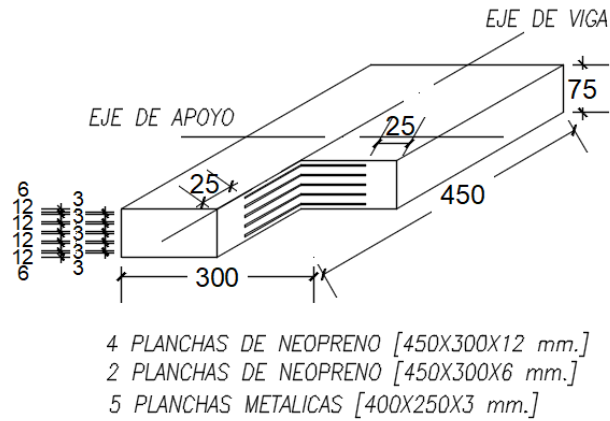


Figura 30: Geometría de los bearing

Fuente: Planos post-construcción”

-Área en planta del dispositivo de apoyo.

$$A = (45\text{cm})(30\text{cm}) = 1350\text{cm}^2$$

-Altura total del material elastómero.

$$H_r = 4(1.2\text{cm}) + 2(0.6\text{cm}) = 6\text{cm}$$

H_r: Es la altura total que posee el bearing sin considerar las placas de refuerzo metálico.

-Altura total del dispositivo de apoyo

$$H = 4(1.2\text{cm}) + 2(0.6\text{cm}) + 5(0.3\text{cm}) = 7.5\text{cm}$$

-Propiedades del dispositivo de apoyo.

El material del bearing posee un módulo de corte $G = 12.00 \text{ kgf} / \text{cm}^2$ y un módulo de elasticidad de $E_c = 6294.33 \text{ kgf} / \text{cm}^2$.

- Rigidez Horizontal

$$K_H = \frac{(G)(A)}{H_r} = \frac{(12.00 \text{ kgf} / \text{cm}^2)(1350 \text{ cm}^2)}{6 \text{ cm}} = 2700 \text{ kgf} / \text{cm} \quad (56)$$

- Rigidez Vertical.

$$K_V = \frac{(E_c)(A)}{H} = \frac{(6294.33 \text{ kgf} / \text{cm}^2)(1350 \text{ cm}^2)}{7.5 \text{ cm}} = 1132979.4 \text{ kgf} / \text{cm} \quad (57)$$

En el programa Midas Civil, la rigidez horizontal está asociada a los ejes locales Y y Z del link elástico; mientras que la rigidez vertical se encuentra asociada su eje local X (axial).

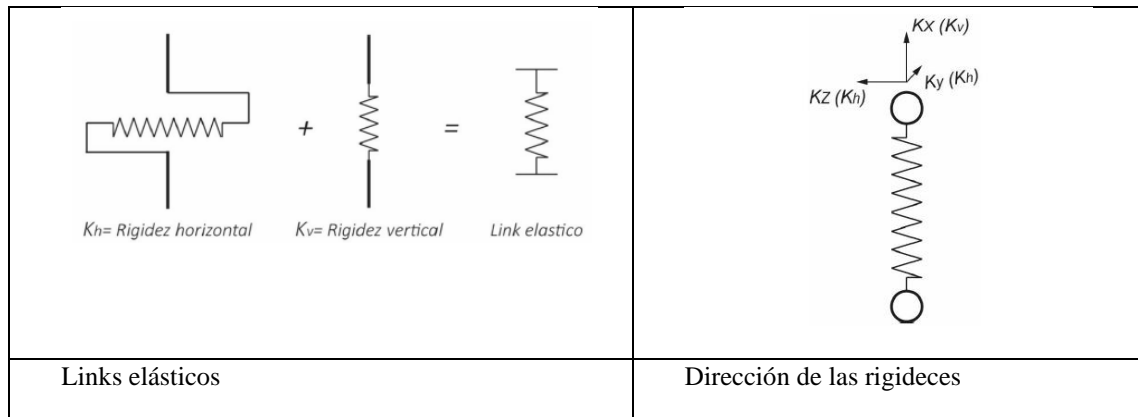


Figura 31: Rigidez asociados a los ejes locales X , Y y Z

Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo

B.-Suelo de fundación

El suelo de fundación se modela mediante apoyos de rigidez elástica (resortes) determinada a partir de los módulos de reacción del suelo, los cuales son suministrados por el estudio de suelos del sitio. Estos apoyos están colocados a lo largo de los pilotes (cada metro lineal) y son llamados en el software como apoyos tipo “point spring supports”, los cuales matemáticamente cumplen la ley de Hooke. A continuación, se muestra la forma en que son representados en el software:

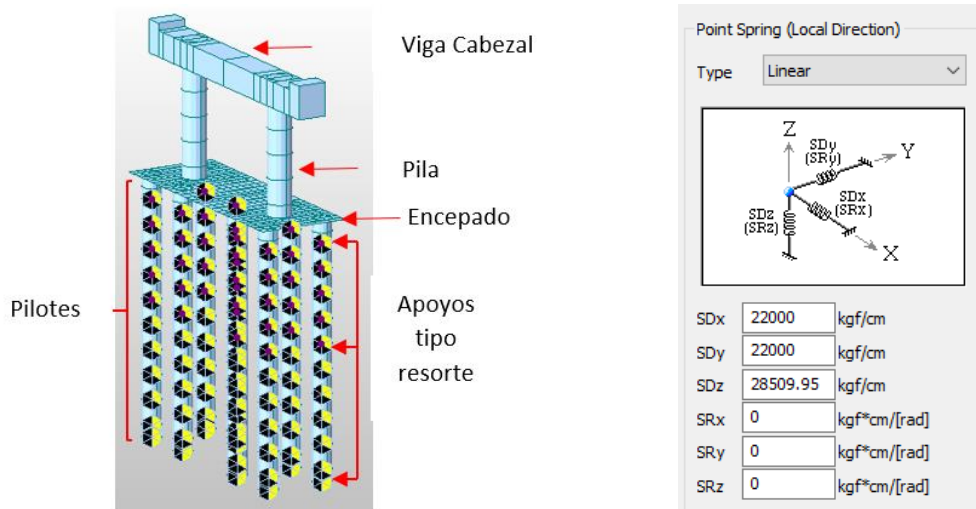


Figura 32: Apoyos equivalentes del suelo de fundación y aplicación en el modelo analítico

Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo

3.3.4. Acciones consideradas

A.- Acciones permanentes

Se considera para el peso propio de la estructura de densidad: 2400.00 kgf/m^3 para el concreto armado y 7850 kgf/m^3 para el acero estructural.

B.- Cargas muertas.

Las cargas muertas incluyen la superficie asfáltica y las barandas, los valores considerados son:

- Barandas : 73.00 kgf/m
- Carpeta asfáltica: 112.5 kgf/m

3.3.5. Normas empleadas

Las normas y códigos que se emplearon en la evaluación y verificación de diseño son:

- AASHTO LRFD Seismic Bridge Design. (2011)
- CALTRANS Bridge Design Practice (2019)
- ATC-40
- FEMA-273



- SEAOC
- MP MTC, 2018

3.4. METODOLOGÍA

3.4.1. Descripción de métodos por objetivos

A.- Proceso de evaluación sísmico del Puente Asillo

- Visitas al sitio, con la finalidad de observar y poder caracterizar el estado actual del puente, ver anexo E.
- Revisión de la información estructural existente (Planos de detalle, memorias descriptivas y de cálculo), ver anexo A.
- Realización de estudios especiales orientados a caracterizar estructuralmente el puente (esclerómetro y escáner de acero, solo para verificación de los diseños del proyecto), ver anexo B.
- Elaboración de modelo con elementos finitos (MEF) mediante el uso de software Midas Civil 2021 (v1.1). Protección Key ID: MGRXCYALZK0R6QP4 e ID de verificación de la licencia: MSENCIV0001014.

B.- Identificar la amenaza sísmica.

B.1.- Localización geográfica del puente.

- Revisión de información geotécnica existente como estudios geotécnicos, registro de perforaciones efectuados y el expediente técnico.
- Clase de sitio según el tipo de suelo y perfil: E, ver tabla 5.

B.2.- Construcción de espectro de demanda

De acuerdo al numeral 2.4.3.11.3 del MP MTC 2018, para la evaluación del puente se le asigna un análisis sísmico del suelo para una probabilidad de excedencia de 7% y un periodo de vida útil de la estructura de 75 años es decir para un periodo de retorno de 1000 años,

Según el Manual, el espectro de diseño sísmico se obtiene mediante la estimación de la máxima aceleración horizontal del suelo P.G.A., coeficiente de aceleración SDCs para periodos cortos 0.2s y coeficiente de

aceleración S_{D1} para un periodo de 1.0s. Estos coeficientes son obtenidos del aplicativo web desarrollado por SENCICO (Determinación del peligro sísmico en el Perú).

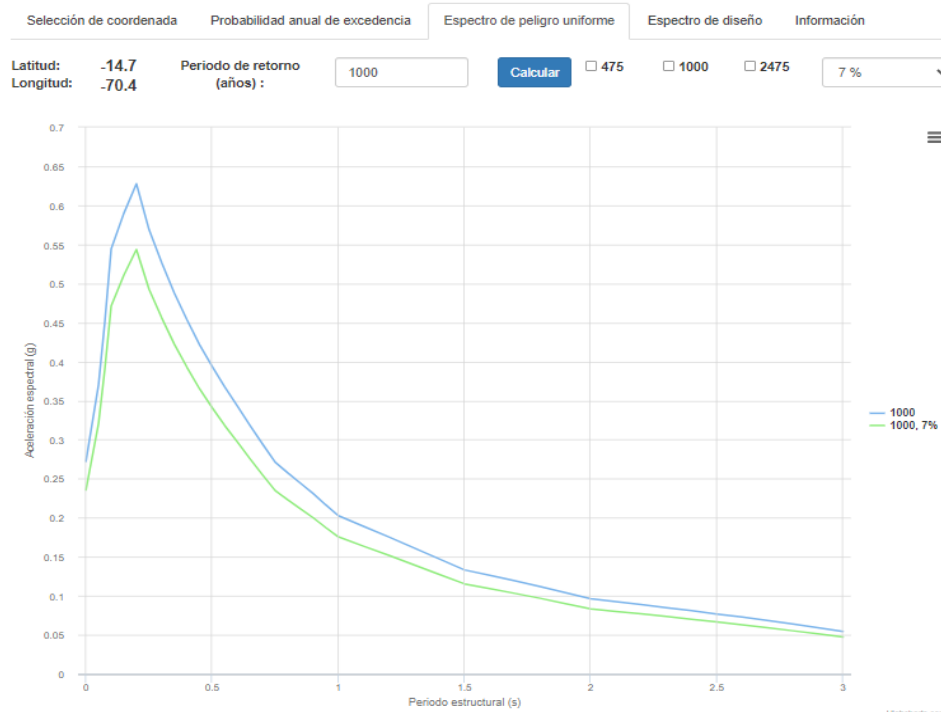


Figura 33: Obtención de parámetros sísmicos-aplicativo SENCICO

Fuente: Adaptado del aplicativo SENCICO

Para la construcción del espectro de diseño se empleó los siguientes parámetros según la numeral 2.2.3.

Datos del mapa de isoaceleración:

- Máxima aceleración horizontal del suelo P.G.A. : 0.24
- Aceleración espectral para periodo de 0.20 s. S_s : 0.54
- Aceleración espectral para periodo de 1 s S_1 : 0.17

Factores de sitio

- Factor de sitio modificador del PGA F_{pga} : 1.50
- Modificador para aceleraciones de periodos cortos F_d : 1.62
- Modificador para aceleraciones de periodos largos F_v : 3.29

Factor de modificación de respuesta

- Factor de modificación de respuesta para espectro elástico (R): 1.00
- Factor de modificación de respuesta para espectro reducido (R): 3.50

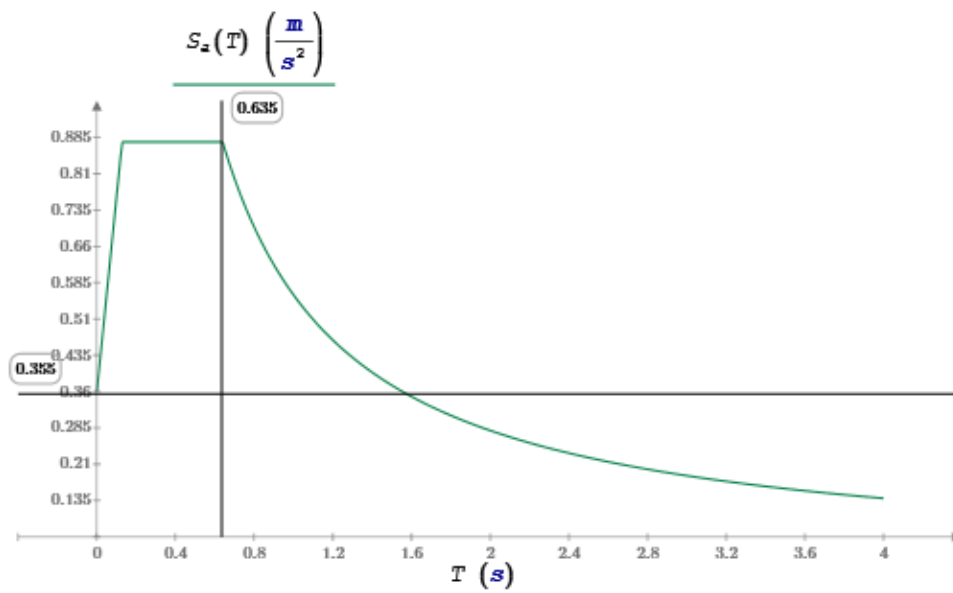


Figura 34: Espectro de coeficiente sísmico

Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo

De la figura 34, la línea verde corresponde a el espectro de diseño asociado a un coeficiente de respuesta igual a 1, es decir es un espectro elástico.

C.- Análisis sísmico.

C.1.- Control de análisis de autovalores (eigenvalue)

Sea a trabajando con vectores eigen y de manera que se utilizó en el análisis 20 modos de vibración, para lo cual se ha usado el método de combinación cuadrática completa (CQC) y este método hace una combinación de modos probables de manera de poder obtener la respuesta más representativa de la estructura del puente.

C.2.- Combinación de carga para el estado límite de eventos extremos

La acción sísmica se refleja en las combinaciones de carga para el estado límite de eventos extremos I, según la tabla 2 y en concordancia con AASHTO LRFD Bridge Design.

$$\begin{aligned} & \gamma_p \text{ Dead Load} + \gamma_p DC + \gamma_p DW + 0.5 \text{Carga movil} + EQ \\ & 1.25 \text{ Dead Load} + 1.25 DC + 1.50 DW + 0.5 \text{Carga movil} + EQ \\ & 0.90 \text{ Dead Load} + 0.90 DC + 0.65 DW + 0.5 \text{Carga movil} + EQ \end{aligned}$$

La carga sísmica (EQ) debe considerar la acción simultanea de los casos de cargas perfectamente ortogonales S_x y S_y además debe tomarse en cuenta el criterio del 100% y el 30 %, también se debe prever los posibles sentidos de aplicación del sismo.

Por lo tanto, se debe considerar los siguientes casos o combinaciones en las cargas sísmicas (EQ).

$$\begin{aligned}
 EQ_1 &= S_x + 0.30S_y & EQ_5 &= 0.30S_x + S_y \\
 EQ_2 &= S_x - 0.30S_y & EQ_6 &= 0.30S_x - S_y \\
 EQ_3 &= -S_x + 0.30S_y & EQ_7 &= -0.30S_x + S_y \\
 EQ_4 &= -S_x - 0.30S_y & EQ_8 &= -0.30S_x - S_y
 \end{aligned}
 \tag{58}$$

No	Name	Active	Type	Description	LoadCase	Factor
1	cLCB1	Strengt	Add	Strength-I: 1.75M[1]+1	Carga Movil(MV)	1.7500
2	cLCB2	Strengt	Add	Strength-II: 1.35M[1]+	Dead Load(CS)	1.2500
3	cLCB3	Strengt	Add	Strength-IV: 1.50(cD)+	DC(CS)	1.2500
4	cLCB4	Service	Add	Service-I: 1.00M[1]+1.(DW(CS)	1.5000
5	cLCB5	Service	Add	Service-II: 1.30M[1]+1.	Tendon Secondary(CS)	1.0000
6	cLCB6	Service	Add	Service-III: 0.80M[1]+1	Creep Secondary(CS)	0.5000
7	cLCB7	Service	Add	Service-IV: 1.00(cD)+1	Shrinkage Secondary(CS)	0.5000
8	cLCB8	Service	Add	Fatigue-I: 1.50M[1]	*	
9	cLCB9	Service	Add	Fatigue-II: 0.75M[1]		
10	LCB10	Strengt	Add			
11	LCB11	Strengt	Add			
12	LCB12	Strengt	Add			
13	LCB13	Strengt	Add			
14	LCB14	Strengt	Add			
15	LCB15	Strengt	Add			
16	LCB16	Strengt	Add			
17	LCB17	Strengt	Add			
18	LCB18	Strengt	Add			
19	LCB19	Strengt	Add			
20	LCB20	Strengt	Add			
21	LCB21	Strengt	Add			

Figura 35: Combinación de carga para el estado límite de eventos extremos

Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo

D.- Revisión de la capacidad de la estructura

D.1.-Momento curvatura

Para la construcción del diagrama del momento curvatura, las fuerzas axiales se derivan de las cargas permanentes que son las fases iniciales de análisis no lineal.

Metrado de cargas actuantes

Tabla 19: Metrado de cargas actuantes

Tipo	Elementos estructurales	Manual	Midas Civil	Unidad
Ppp	Pilas	16.148		
	Viga cabezal	17.539		
	Viga postensada	34.920	123.14	123.1
	Diafragma	7.128		
	Losa	47.401		
Pdc	Barandas	1.46	9.74	9.8
Pdc	Vereda (Adicional)	8.28		
Pdw	Asfalto		9.45	9.5
Total		142.33	142.40	Tonf

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

D.1.1.-Fuerzas axiales debido a la carga muerta

- **Cálculo de fuerzas axiales debido a la carga muerta**

Tabla 20: Fuerzas axiales por carga muerta

Apoyo 2	Apoyo 3
$P_{PP2}=123.10$ tonf	$P_{PP3}=123.10$ tonf
$P_{DC2}=9.80$ tonf	$P_{DC3}=9.80$ tonf
$P_{DW2}=9.50$ tonf	$P_{D32}=9.50$ tonf
$P_{CM2}= P_{PP2} + P_{DC2} + P_{DW2} = 142.40$ tonf	$P_{CM3}= P_{PP3} + P_{DC3} + P_{DW3} = 142.40$ tonf

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

- **Verificación de la relación de fuerzas axiales por carga muerta**

Resistencia a compresión del concreto: $f'c=210$ kgf/cm²

Módulo de elasticidad del acero : $E_s=2040000$ kgf/cm²

Refuerzo longitudinal : $d_{bl}=2.54$ cm

$$\frac{\max(P_{CM2}, P_{CM3})}{A_g \cdot f'c} = 7.1\% \quad (59)$$

$$\text{if}\left(\frac{\max(P_{CM2}, P_{CM3})}{A_g \cdot f'c} < 0.1, \text{"Ok"}, \text{"No cumple"}\right) = \text{"Ok"} \quad (60)$$



D.1.2.-Propiedades del material y de la sección para el análisis

Resistencia a la compresión esperada del concreto	$f'_{ce} = \max(1.3f'_c, 5000 \text{ psi})$ $= 351.535 \text{ kgf/cm}^2$
Esfuerzo último de tracción del acero de refuerzo longitudinal ASTM A706 grado 60.	$f_u := 5624.56 \text{ kgf/cm}^2$
Resistencia a la tracción esperada del acero ASTM A706 grado 60	$f_{ye} = 4780.87 \text{ kgf/cm}^2$
Resistencia cedente esperada del acero ASTM A706 grado 60	$f_{ue} = 6679.16 \text{ kgf/cm}^2$
Deformación cedente esperada	$\epsilon_{ye} = f_{ye}/E_s = 0.00234$
Deformación unitaria para la cual se asume que se produce el esfuerzo máximo en el concreto no confinado	$\epsilon_{co} = 0.002$
Deformación máxima alcanzada para la pérdida completa de la capacidad del concreto no confinado	$\epsilon_{sp} = 0.005$
Valor típico para la deformación por compresión del concreto confinado (ϵ_{cu}) varía desde 0.008 a 0.025	$\epsilon_{cu_lim} = 0.020$
Deformación unitaria para el inicio de endurecimiento por deformación para el acero ASTM A706 Grado 60	$\epsilon_{sh} := 0.015$
Deformación unitaria última reducida para el acero ASTM A706 Grado 60	$\epsilon_{suR} := 0.090$
Deformación unitaria última por tracción para el acero ASTM A706 Grado 60	$\epsilon_{su} := 0.120$

D.1.3.-Momento curvatura para carga permanente

- **Momento curvatura de pilas apoyo 2 y 3**

Fuerza axial en el Apoyo 2 $PCM_2=142.40$ tonf y Apoyo 3 $PCM_3=142.41$ tonf

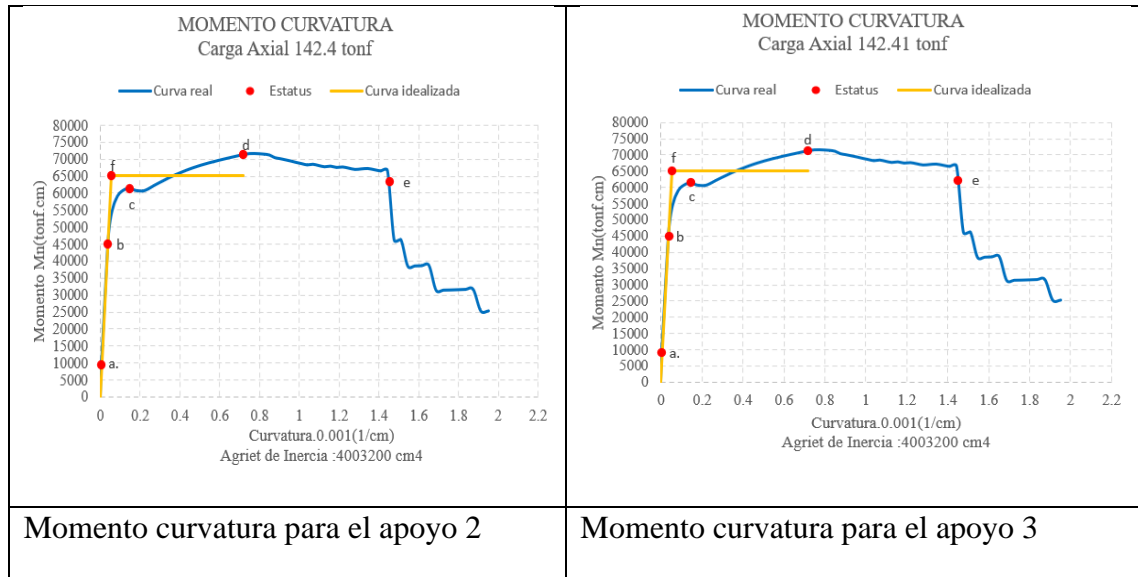


Figura 36: M-C, asociadas a una carga axial de 142.40 y 142.41 tonf

Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo

Donde:

a: Comienzo de agrietamiento.

b: Cedencia inicial.

c: Cedencia completa.

$$I_{e2} = 0.0400157 \text{ m}^4$$

$$\varphi_{y2} = 0.0037531 \text{ 1/m}$$

$$\varphi_{yi2} = 0.0054345 \text{ 1/m}$$

$$\varphi_{u2} = 0.0716528 \text{ 1/m}$$

$$M_{y2} = 449.58197 \text{ ton.m}$$

$$M_{p2} = 650.99889 \text{ ton.m}$$

d: Capacidad última de concreto.

e: Capacidad última de refuerzo.

f: Cedencia en el modelo idealizado.

$$I_{e3} = 0.040016 \text{ m}^4$$

$$\varphi_{y3} = 0.0037531 \text{ 1/m}$$

$$\varphi_{yi3} = 0.0054344 \text{ 1/m}$$

$$\varphi_{u3} = 0.0716521 \text{ 1/m}$$

$$M_{y3} = 449.58867 \text{ ton.m}$$

$$M_{p3} = 651.00259 \text{ ton.m}$$

Donde:

- I_e : Momento de agrietamiento para las pilas de apoyo 2 y 3
- φ_y : Curvatura de cedencia
- φ_{yi} : Curvatura de cedencia idealizada
- φ_u : Capacidad de curvatura en el estado de límite de falla
- M_y : Momento de la 1ra cedencia
- M_p : Momento plástico

- **Longitud de plastificación**

La longitud analítica equivalente de la rótula plástica, para pilas de concreto reforzado empotrado a un encepado; construido de forma integral a un pilote. Cálculo (L_{p2}).

La longitud analítica equivalente de la rótula plástica del apoyo 2

$$L_{p2} = \text{máx}(0.08L_2 + 0.15\left(\frac{f_{ye}}{ksi}\right) \cdot d_{bl}, 0.3\left(\frac{f_{ye}}{ksi}\right) \cdot d_{bl}) = 82.548\text{cm}$$

$$\frac{L_{p2}}{L_2} = 0.117, \text{ Donde: } L_2 = \text{Longitud del pilar 2.}$$

La longitud analítica equivalente de la rótula plástica del apoyo 3

$$L_{p3} = \text{máx}(0.08L_3 + 0.15\left(\frac{f_{ye}}{ksi}\right) \cdot d_{bl}, 0.3\left(\frac{f_{ye}}{ksi}\right) \cdot d_{bl}) = 82.548\text{cm}$$

$$\frac{L_{p3}}{L_3} = 0.117, \text{ Donde: } L_3 = \text{Longitud del pilar 3.}$$

- **Cálculo de la rigidez para el análisis**

Cálculo de la rigidez inicial para el análisis (1ra iteración)

Rigidez a flexión efectiva de una pila de concreto estructural severamente agrietada

$$: EI_{eff2} = \frac{M_{y2}}{\varphi_{y2}} = 119789.499 \text{ tonf.m}^2 \quad \dots(61)$$

$$: EI_{eff3} = \frac{M_{y3}}{\varphi_{y3}} = 119791.285 \text{ tonf.m}^2 \quad \dots(62)$$

También podemos calcular la rigidez efectiva como

Módulo de elasticidad del concreto a los 28 días (Mander)

$$E_c = 5000 \cdot \sqrt{f'_{ce} \text{ MPa}} = 2993600.36 \text{ tonf} / \text{m}^2 \quad (63)$$

Rigidez a flexión efectiva de una pila de concreto estructural severamente agrietada

$$: E_c \cdot I_{e2} = 119710139.238 \text{ tonf} / \text{cm}^2 \quad \dots(64)$$

$$E_c \cdot I_{e3} = 1197919120.039 \text{ tonf} / \text{cm}^2 \quad \dots(65)$$

Tabla 21: Fuerzas del análisis pushover (Push Y)

Elem	Rotula	Carga	Fza (tonf)	%	Cond de Iter	Efecto Frame
44	i-end	PushY	-330.843178	-	-	-
44	j-end	PushY	-346.991225	-144	Iterar	Compresión
45	i-end	PushY	-103.347754	-	-	-
45	j-end	PushY	-119.495789	16	Iterar	Tracción
53	i-end	PushY	-330.843178	-	-	-
53	j-end	PushY	-346.991225	-144	Iterar	Compresión
54	i-end	PushY	-103.347754	-	-	-
54	j-end	PushY	-119.495789	16	Iterar	Tracción

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

Transversal	P44j-Y(tonf)=	P53j-Y(tonf)=	347	Compresión
Transversal	P45j-Y(tonf)=	P54j-Y(tonf)=	120	Tracción

Tabla 22: Fuerzas del análisis pushover (Push X)

Elem	Rotula	Carga	Fza (tonf)	%	Cond de Iter	Efecto Frame
44	i-end	PushX	-132.233459	-	-	-
44	j-end	PushX	-148.381494	-4	OK	Compresión
45	i-end	PushX	-132.233459	-	-	-
45	j-end	PushX	-148.381494	-4	OK	Tracción
53	i-end	PushX	-126.443153	-	-	-
53	j-end	PushX	-142.591188	0	OK	Compresión
54	i-end	PushX	-126.443153	-	-	-
54	j-end	PushX	-142.591188	0	OK	Tracción

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

Longitudinal	P44j-X(tonf)=	P45j-X(tonf)=	P53j-X(tonf)=	P54j-X(tonf)=	148
--------------	---------------	---------------	---------------	---------------	-----

Validando que las cargas axiales en el extremo inferior (j), difieren en más del 5% respecto al valor asignado en la 1ra iteración en la dirección transversal entonces iteramos de nuevo.

Ajuste de la rigidez considerando la acción del pórtico en la dirección transversal (2da iteración)

Rigideces efectivas para el análisis transversal (Rz).

Tabla 23: Rigideces efectivas P44

P44(tonf)= 347		I(cm ⁴)= 3774760		
Condición	Curvatura *10 ⁻³ (1/cm)	Momento (tonf.cm)	Inercia, momentos y curvatura	Unid
a	0.003105	6536.072	0.0377476	m4
b	0.035801	40456.054	0.0035801	1/m
c	0.164366	57541.702	0.0055191	1/m
d	0.770035	68960.41	0.0770035	1/m
e	1.342612	56057.493	404.56054	tonf.m
f	0.055191	62366.211	623.66211	tonf.m

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

Tabla 24: Rigideces efectivas P44

P44(tonf)= 347		I(cm ⁴)= 3774760		
Condición	Curvatura *10 ⁻³ (1/cm)	Momento (tonf.cm)	Inercia, momentos y curvatura	Unid
a	0.003105	6536.072	0.0377476	m4
b	0.035801	40456.054	0.0035801	1/m
c	0.164366	57541.702	0.0055191	1/m
d	0.770035	68960.41	0.0770035	1/m
e	1.342612	56057.493	404.56054	tonf.m
f	0.055191	62366.211	623.66211	tonf.m

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

Tabla 25: Rigideces efectivas P45

P45(tonf)= 120		I(cm ⁴)= 3776660		
Condición	Curvatura *10 ⁻³ (1/cm)	Momento (tonf.cm)	Inercia, momentos y curvatura	Unid
a	0.003102	6536.668	0.0377666	m4
b	0.03581	40486.518	0.003581	1/m
c	0.163898	57537.043	0.0055146	1/m
d	0.76837	68936.095	0.076837	1/m
e	1.342565	55709.268	404.86518	tonf.m
f	0.055146	62346.918	623.46918	tonf.m

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

Tabla 26: Rigideces efectivas P53

P53(tonf)= 347				$I(\text{cm}^4)= 3774760$
Condición	Curvatura *10⁻³(1/cm)	Momento (tonf.cm)	Inercia, momentos y curvatura	Unid
a	0.003105	6536.072	0.0377476	m4
b	0.035801	40456.054	0.0035801	1/m
c	0.164366	57541.702	0.0055191	1/m
d	0.770035	68960.41	0.0770035	1/m
e	1.342612	56057.493	404.56054	tonf.m
f	0.055191	62366.211	623.66211	tonf.m

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

Tabla 27: Rigideces efectivas P54

P54(tonf)= 120				$I(\text{cm}^4)= 3776660$
Condición	Curvatura *10⁻³(1/cm)	Momento (tonf.cm)	Inercia, momentos y curvatura	Unid
a	0.003102	6536.668	0.0377666	m4
b	0.03581	40486.518	0.003581	1/m
c	0.163898	57537.043	0.0055146	1/m
d	0.76837	68936.095	0.076837	1/m
e	1.342565	55709.268	404.86518	tonf.m
f	0.055146	62346.918	623.46918	tonf.m

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

Tabla 28: Rigideces efectivas P45

P45(tonf)= 148				$I(\text{cm}^4)= 3771640$
Condición	Curvatura *10⁻³(1/cm)	Momento (tonf.cm)	Inercia, momentos y curvatura	Unid
a	0.003103	6536.333	0.0377164	m4
b	0.035856	40484.178	0.0035856	1/m
c	0.163903	57581.854	0.0055246	1/m
d	0.767009	69093.122	0.0767009	1/m
e	1.339073	60140.22	404.84178	tonf.m
f	0.055246	62376.739	623.76739	tonf.m

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

Tabla 29: Rigideces efectivas Pj-Y y Pj-X

Elemento	Pj-Y	Iej_y(m4)	EIeff	Ec.Ie
P44	347	0.0377476	113002.5809	113001.2289
P45	120	0.0377666	113059.2516	113058.1074
P53	347	0.0377476	113002.5809	113001.2289
P54	120	0.0377666	113059.2516	113058.1074
Elemento	Pj-X	Iej_X(m4)	EIeff	Ec.Ie
P44,45,53,54	148	0.0377164	112907.6807	112907.8286

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

Tenemos que validar que las cargas axiales en el extremo inferior (j), difieren en menos del 5% respecto al valor asignado en la 2da iteración en ambas direcciones.

Tabla 30: Fuerzas del análisis pushover (Push Y)

Elem	Rotula	Carga	Fza (tonf)	%	Cond. de Iter	Efecto Frame
44	i-end	PushY	-343.030953	-	-	-
44	j-end	PushY	-359.179001	-3.51	OK	Compresión
45	i-end	PushY	-103.141599	-	-	-
45	j-end	PushY	-119.28964	0.59	OK	Tracción
53	i-end	PushY	-343.030953	-	-	-
53	j-end	PushY	-359.179001	-3.51	OK	Compresión
54	i-end	PushY	-103.141599	-	-	-
54	j-end	PushY	-119.28964	0.59	OK	Tracción

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

Tabla 31: Fuerzas del análisis pushover (Push X)

Elem	Rotula	Carga	Fza (tonf)	%	Cond. de Iter	Efecto Frame
44	i-end	PushX	-126.093697	-	-	-
44	j-end	PushX	-142.241744	3.89	OK	Compresión
45	i-end	PushX	-125.873553	-	-	-
45	j-end	PushX	-142.021587	4.04	OK	Tracción
53	i-end	PushX	-127.108289	-	-	-
53	j-end	PushX	-143.256324	3.21	OK	Compresión
54	i-end	PushX	-126.888502	-	-	-
54	j-end	PushX	-143.036536	3.35	OK	Tracción

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

D.2.- Nivel de desempeño de los elementos-rótula plástica

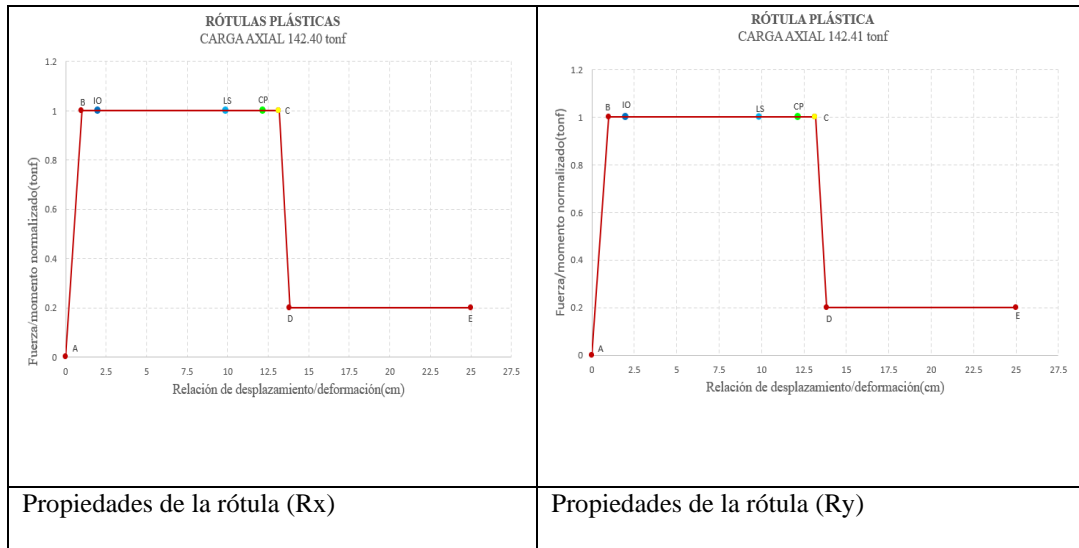


Figura 37: Rótulas plásticas de las pilas

Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo

Las rotulas que hemos asignado a los diferentes elementos son cónsonas con el nivel de carga axial que se produce en el análisis estático no lineal y por lo tanto ya podemos obtener resultados asociados a la capacidad y demanda.

D.3.- Máxima carga axial en miembros dúctiles en SDCs C y D

Según el numeral 8.7.2 de AASHTO LRFD Seismic Bridge Design.

D.4.- Efectos P- Δ y Requisitos de capacidad para SDCs C y D

Según el numeral 4.11.5 de AASHTO LRFD Seismic Bridge Design.

D.5.- Deformación local

Según el numeral 5.4.2.2 de FEMA 273.

D.6.- Capacidad de desplazamiento

Según el numeral 4.8.2. de AASHTO LRFD Seismic Bridge Design.



3.4.2. Descripción de métodos por objetivos específicos

A.- Para determinar nivel de desempeño sísmico del Puente Asillo.

Sectorización por niveles de desempeño de modelo bilineal de la curva capacidad según SEAOC.

B.- Para determinar punto de desempeño sísmico del Puente Asillo.

Según FEMA 273, linealización equivalente mejorada, modificación del Método del Espectro-Capacidad ATC-40.

CAPÍTULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Los resultados y la discusión se realizan en base a los siguientes parámetros: Periodos de vibración y aceleración, fuerzas internas, demanda de desplazamiento, capacidad de desplazamiento y el nivel de desempeño. Estos parámetros son producto de la evaluación del Método-Espectro Capacidad.

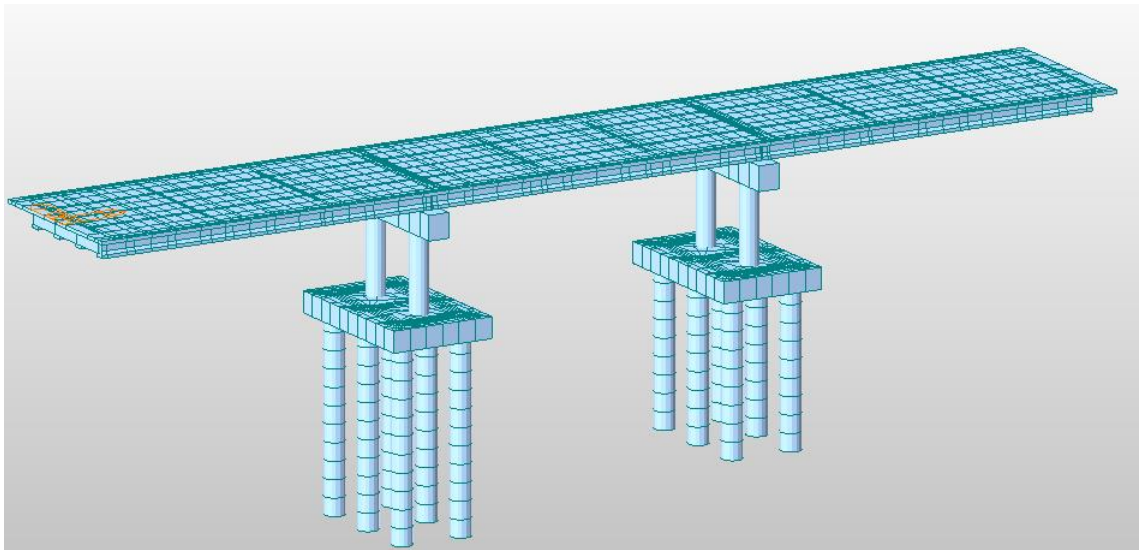


Figura 38: Vista 3D del modelo final del Puente Asillo

Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo

Para el modelo, los pilotes, las pilas, vigas cabezales y las vigas I, se modelan con elementos tipo pórtico, llamados en el software como elementos tipo “beam”. Estos elementos tienen seis grados de libertad por nudo, reflejando la rigidez axial, a cortante, a momento flector y a momento torsionante del elemento, por lo cual son típicamente utilizados para modelar miembros estructurales prismáticos.

Los encepados y losa del puente se modelan mediante elementos tipo placa, llamados en el software como elementos tipo “plate”. Esos elementos tienen forma rectangular o triangular y pueden o no considerar las deformaciones por cortante.

4.1. RESULTADOS

4.1.1. Análisis modal

A.- Periodo de vibración y participación modal

A continuación, se muestran los resultados de los periodos, modos de vibración y participación de masas, de acuerdo al mencionado en el numeral 3.4.1-C.1.

Tabla 32: Periodo de vibración natural

N° MODO	ANALISIS EIGENVALUE		
	FRECUENCIA		PERIODO
	(rad/s)	(cycle/s)	(s)
1	8.266302	1.315623	0.760096
2	8.517484	1.3556	0.737681
3	10.208845	1.624788	0.615465
4	30.627013	4.874441	0.205152
5	31.397797	4.997115	0.200115
6	39.580705	6.299465	0.158744
7	42.006468	6.685537	0.149577
8	43.488612	6.921428	0.144479
9	57.19475	9.102827	0.109856
10	57.195178	9.102895	0.109855
11	77.006635	12.255987	0.081593
12	77.091638	12.269515	0.081503
13	78.289511	12.460163	0.080256
14	116.54571	18.548826	0.053912
15	151.828269	24.164219	0.041384
16	162.925867	25.930457	0.038565
17	185.791729	29.569672	0.033818
18	219.042368	34.861676	0.028685
19	240.951804	38.348671	0.026077
20	248.260843	39.51194	0.025309

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

Tabla 33: Participación Modal

N° Modo	MASA DE PATRICIPACIÓN MODAL			
	TRAN-X		TRAN-Y	
	MASA(%)	ACUM(%)	MASA(%)	ACUM(%)
1	91.53	91.53	0	0
2	0	91.53	89.37	89.37
3	0	91.53	0	89.37
4	0	91.53	0	89.37
5	2.98	94.51	0	89.37
6	0	94.51	1.84	91.21
7	0	94.51	0	91.21
8	0	94.51	4.68	95.89
9	0	94.51	0	95.89
10	0	94.51	0	95.89
11	0	94.51	0	95.89
12	0	94.51	0	95.89
13	1.39	95.9	0	95.89
14	0	95.9	0	95.89
15	0	95.9	0	95.89
16	0	95.9	0	95.89
17	0	95.9	0	95.89
18	0	95.9	0	95.89
19	0	95.9	0	95.89
20	0	95.9	0	95.89

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

En las tablas 32 y 33 visualizamos 20 modos que fijamos previamente al modelo, uno de los criterios que se maneja en el análisis es considerar tres modos de vibración por vano, en este caso tendríamos 9 modos de vibración, sin embargo, dichos modos deben garantizar un 90% de la masa participativa, para lo cual se ha utilizado un total de 20 modos.

B.- Modos de vibración

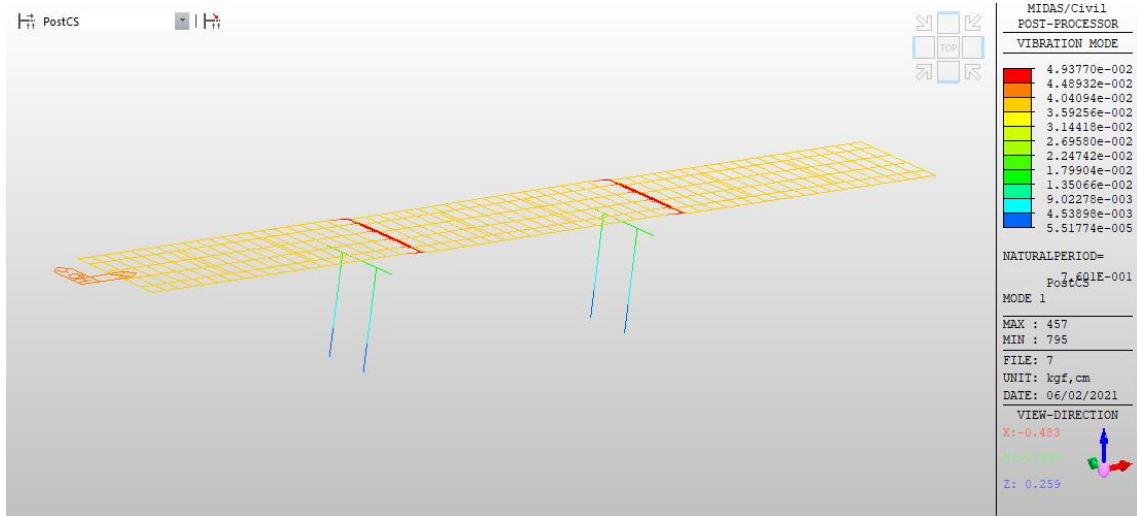


Figura 39: Modo de vibración fundamental en sentido longitudinal, 0.76s

Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo

Visualizamos el primer modo asociado al periodo de vibración fundamental del puente, con una deformación modal de tipo longitudinal, con un periodo de vibración natural de: 0.76 s

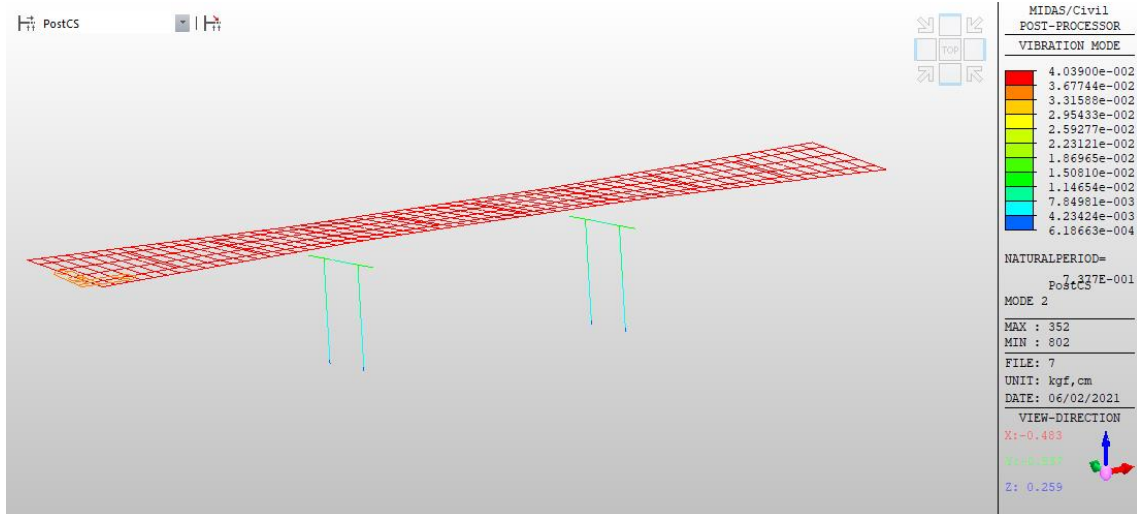


Figura 40: Modo de vibración fundamental en sentido transversal, 0.74s

Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo

Visualizamos el segundo modo de vibración con una deformación modal de tipo transversal del puente con un periodo natural de vibración de: 0.74 s

4.1.2. Revisión de la capacidad de la estructura

A.- Momento curvatura

De las propiedades reales de los materiales constitutivos se determinó la relación momento-curvatura de las pilas, de acuerdo al mencionado en el numeral D.1.3.

B.- Cedencia de rótulas en las pilas

En la tabla 34 se observa el paso (step) del análisis pushover en el cual se produce la cedencia de la rótula plástica, de acuerdo al mencionado en el numeral D.2.

Tabla 34: Cedencia de rótulas en las pilas

Elem	Hinge Location	Load	1st Yield			2st Yield		
			Dx	Ry	Rz	Dx	Ry	Rz
44	I-end	PushX	-	17	-	-	-	-
44	J-end	PushX	-	6	-	-	-	-
45	I-end	PushX	-	17	-	-	-	-
45	J-end	PushX	-	6	-	-	-	-
53	I-end	PushX	-	20	-	-	-	-
53	J-end	PushX	-	9	-	-	-	-
54	I-end	PushX	-	20	-	-	-	-
54	J-end	PushX	-	9	-	-	-	-
44	I-end	PushY	-	-	10	-	-	-
44	J-end	PushY	-	-	8	-	-	-
45	I-end	PushY	-	-	5	-	-	-
45	J-end	PushY	-	-	5	-	-	-
53	I-end	PushY	-	-	18	-	-	-
53	J-end	PushY	-	-	14	-	-	-
54	I-end	PushY	-	-	7	-	-	-
54	J-end	PushY	-	-	7	-	-	-

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

C.- Máxima carga axial en miembros dúctiles en SDCs C y D

El efecto de la carga axial en el comportamiento de las pilas es analizado según 8.7.2 de AASHTO LRFD Seismic Bridge Design y por lo tanto se realiza un análisis específico al respecto. Se toma la pila circular de diámetro 1.10 m y concreto de $f'c = 210\text{kgf/cm}^2$, sobre la cual se varía el nivel de carga axial, manteniendo constante la cuantía de refuerzo longitudinal y transversal.

A continuación, se muestran los resultados obtenidos de momento-curvatura para diferentes valores de carga axial:

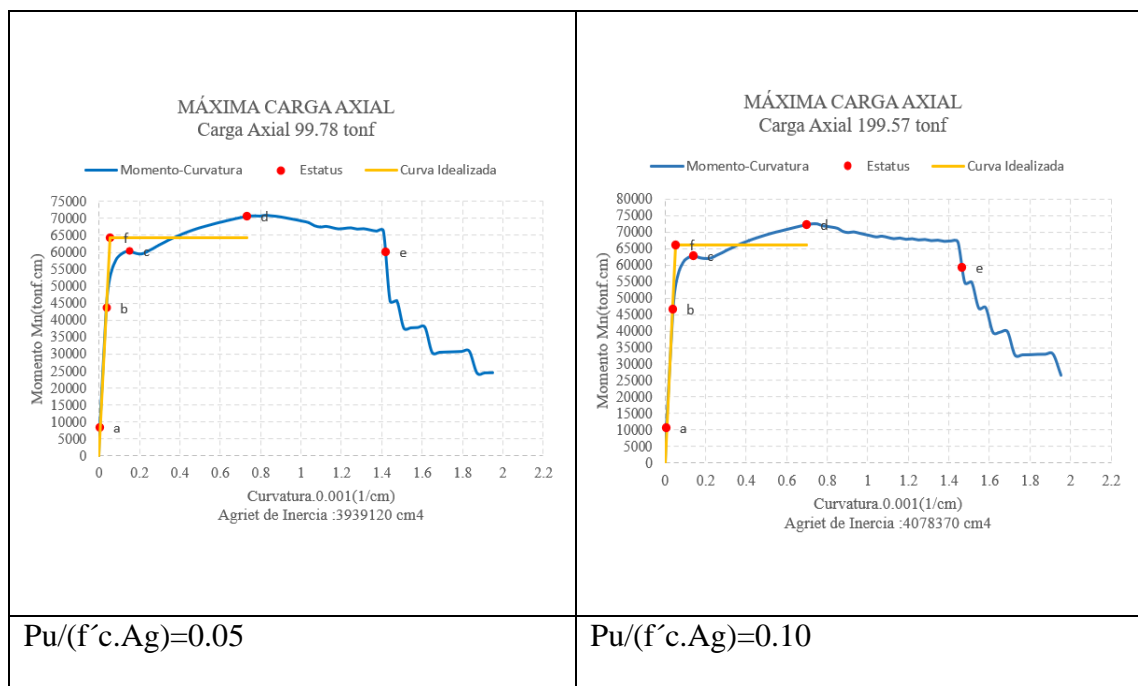


Figura 41: Carga axial para 99.78tonf y 199.57tonf

Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo

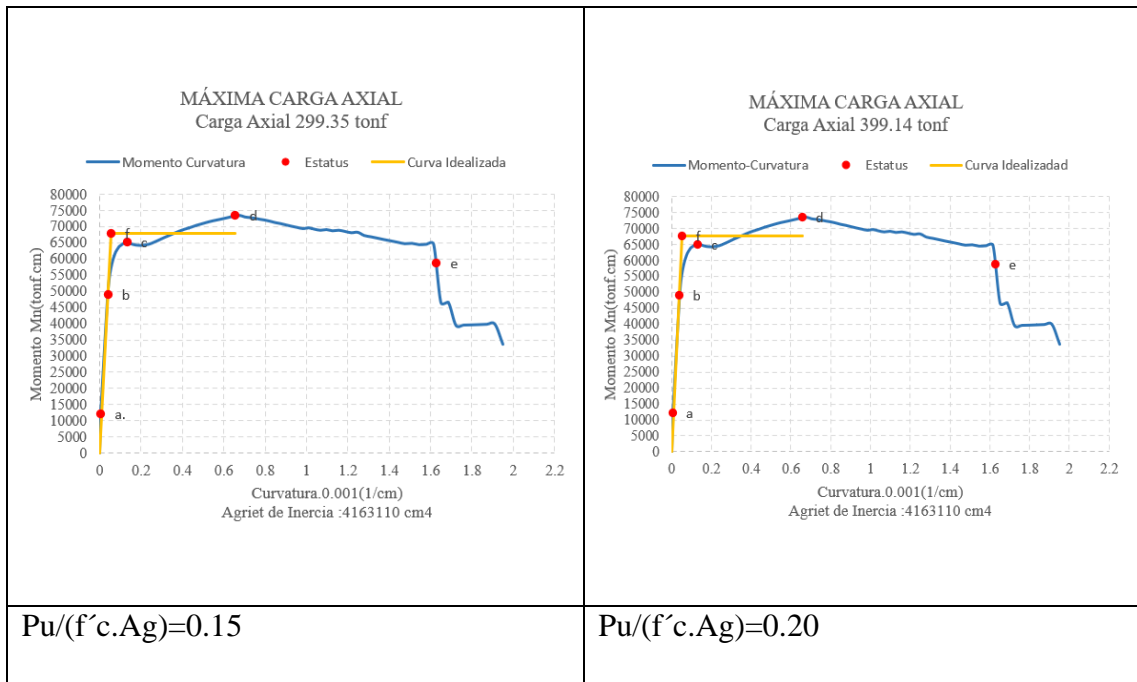


Figura 42: Carga axial para 299.35tonf y 399.14tonf

Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo

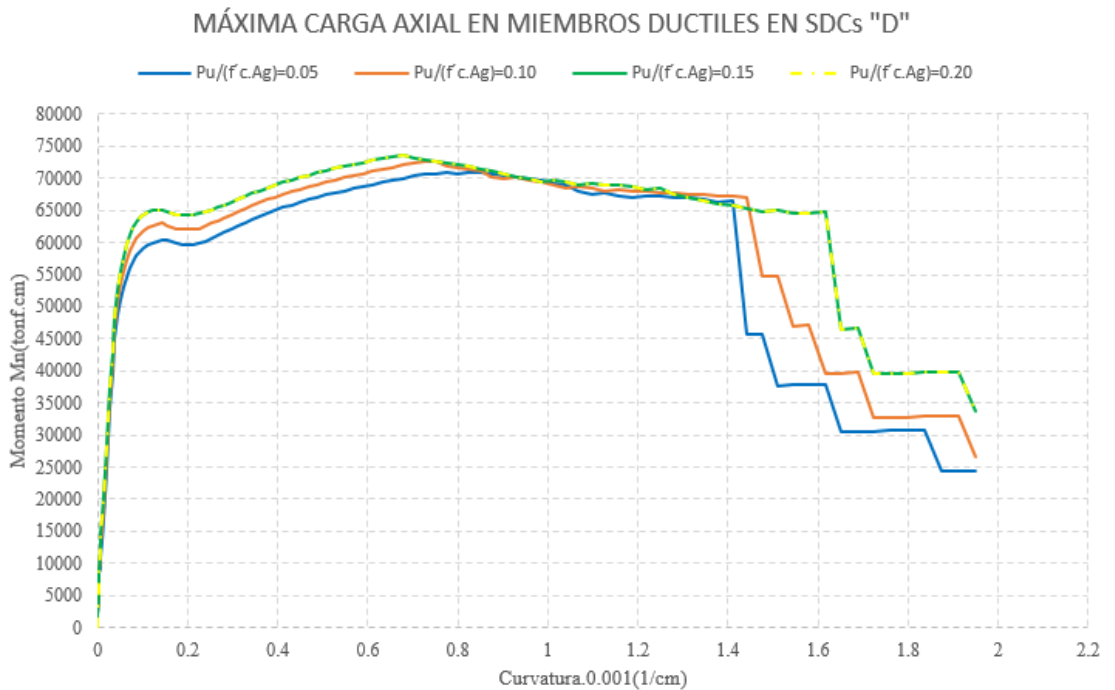


Figura 43: Momento curvatura para diferentes cargas axiales

Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo

De la figura 43 se aprecia la influencia del incremento de la carga axial en la relación momento-curvatura en las pilas. En la medida que se



incrementa la carga axial se aumenta la resistencia a flexión de la sección y la curvatura de fluencia tiene poca variación, sin embargo, la curvatura última se reduce. Lo anterior implica que la capacidad de deformación inelástica de la sección de la pila se reduce, es decir, la capacidad de ductilidad a la curvatura disminuye y también se reduce el área bajo la curva, lo que significa una reducción en la energía de deformación acumulada en la sección.

D.- Efectos P- Δ y requisitos de capacidad para SDCs C y D

En el numeral 4.4.4. de CALTRANS y 4.11.5. de AASHTO LRFD Seismic Bridge Design, establecen procedimientos para determinar los efectos P- Δ , se recomienda que tales efectos puedan ser ignorados si se cumple la siguiente ecuación:

$S_{DS} : 0.54$: Coeficiente de aceleración horizontal de respuesta del terreno ajustado a los efectos de sitio para un periodo igual a 0.20 s.

$S_{DI} : 0.17$: Coeficiente de aceleración horizontal de respuesta del terreno ajustado a los efectos de sitio para un periodo igual a 1.0 s.

$T_s = 0.933s$: Periodo en el cual el espectro pasa de ser independiente del periodo a ser inversamente proporcional al periodo.

$T = 0.76s$: Periodo del modo fundamental de vibración.

$R = 3.5$: Factor R especificado (AASHTO LRFD Seismic Bridge Design)

$\Delta_e = 0.640cm$: Desplazamiento calculado a partir del análisis sísmico elástico.

$P_u = 240 \text{ tonf}$: Carga axial sobre la pila



$\phi M_n = 405 \text{ tonf.m}$: Resistencia minorada a flexión, calculada con la carga axial sobre la pila.

Factor que convierte el desplazamiento elástico a un desplazamiento inelástico.

$$R_d = if(T < 1.25T_s, (1 - \frac{1}{R}) \frac{1.25T_s}{T} + \frac{1}{R}, 1) = 1.326$$

$\Delta = R_d \cdot \Delta_e$: Desplazamiento máximo en la pila.

$$f\left(\frac{\Delta \cdot P_u}{\phi M_u} < 0.25, "Ok" \right) = "Ok"$$

De la ecuación última, no es necesario considerar los momentos de segundo orden, que se derivan debido a los efectos $P-\Delta$, de esta forma podemos garantizar que las pilas cumplen con los requisitos de diseño sismorresistente establecidos por el código AASHTO LRFD Seismic Bridge Design y CALTRANS.

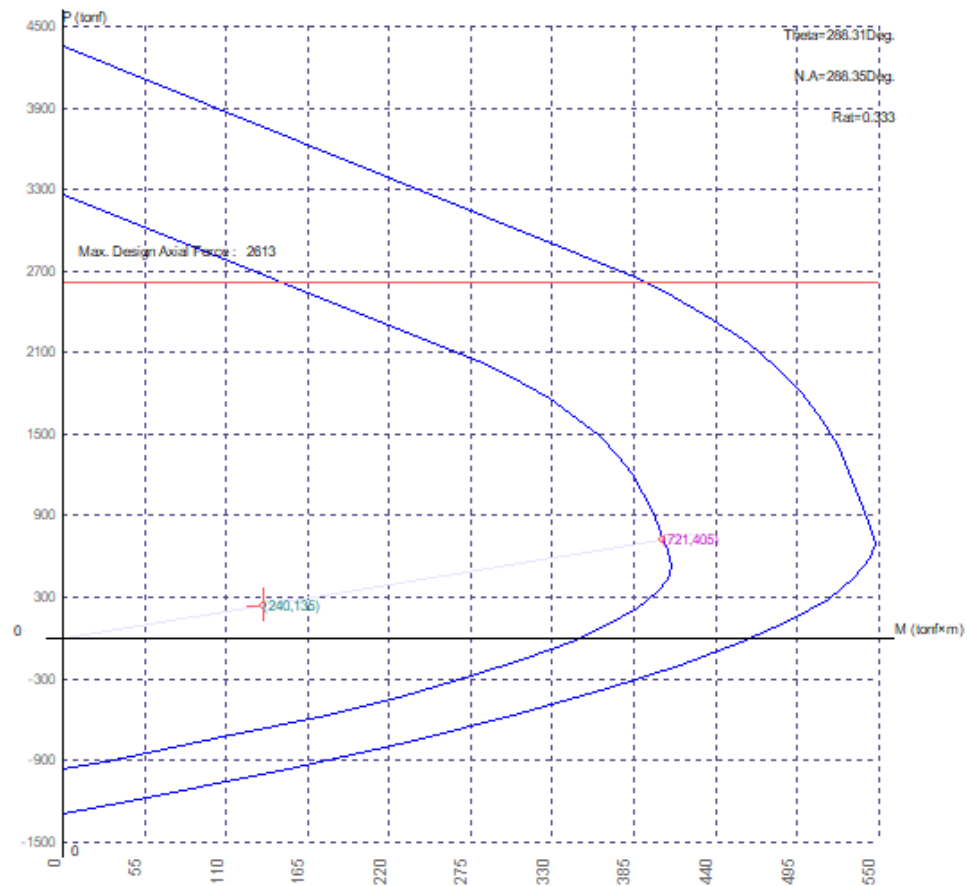


Figura 44: Diagrama de interacción P-M envolvente para evento extremo I

Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo

De la figura 44 la carga axial $P_u=240$ tonf tiene asociado el momento flector actuante de $M_u=135$ tonf-m, pero en realidad nosotros proyectamos conforme la teoría de diagrama de interacción y vamos a poder visualizar lo que es la capacidad por momento nominal o resistencia minorada a flexión de $\phi M_n=405$ tonf-m y estos valores se usan en líneas arriba.

De esta manera validamos el diseño estructural; la capacidad por corte que está en función de sobre resistencia con la finalidad de controlar mecanismos de falla frágil por corte sobre las pilas, control de $P-\Delta$, y las validaciones de las cuantías de acero en pilas tanto longitudinales como transversales todos estos son los requisitos que implica si la pila está diseñada de forma adecuada o no.

E.- Deformación local

En el numeral 5.4.2.2 de FEMA 273, establece la condición demanda capacidad; a partir de las rotaciones que se manifiestan en las rotulas plásticas.

Tabla 35: Comprobación de rotación de las pilas, Push X (tonf, m)

Elemet	Load	Step	Demanda			Capacidad				
			Plastic Rot	Length L	HingeLength Lp	Yield Curva phi_y	Ductility mu_D	Yield Rot. theta_y	Ultimate Curva phi_u	Plastic Rot. Cap. theta_pu
44	PushX	17	-2.633E-04	9.119E-01	8.290E-01	-2.262E-03	1.209E+00	-6.877E-04	-3.780E-02	-1.607E-02
44	PushX	6	1.285E-04	9.813E-01	8.290E-01	2.244E-03	1.101E+00	7.340E-04	3.749E-02	1.688E-02
45	PushX	17	-2.206E-04	1.640E+00	8.290E-01	-1.926E-03	1.157E+00	-1.053E-03	-3.615E-02	-2.120E-02
45	PushX	6	3.602E-04	1.640E+00	8.290E-01	1.926E-03	1.256E+00	1.053E-03	3.615E-02	2.120E-02
53	PushX	20	-4.410E-04	2.382E+01	8.290E-01	-2.268E-03	1.024E+00	-1.800E-02	-3.763E-02	-2.881E-02
53	PushX	9	5.117E-04	2.606E+01	8.290E-01	2.256E-03	1.026E+00	1.960E-02	3.744E-02	2.870E-02
54	PushX	20	-1.566E-04	3.162E+01	8.290E-01	-1.938E-03	1.008E+00	-2.042E-02	-3.617E-02	-2.801E-02
54	PushX	9	3.180E-04	3.162E+01	8.290E-01	1.938E-03	1.015E+00	2.042E-02	3.617E-02	2.801E-02

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

Tabla 36: Comprobación de rotación de las pilas, Push Y (tonf, m)

Elemet	Load	Step	Demanda			Capacidad				
			Plastic Rot	Length L	HingeLength Lp	Yield Curva phi_y	Ductility mu_D	Yield Rot. theta_y	Ultimate Curva phi_u	Plastic Rot. Cap. theta_pu
44	PushY	18	-5.998E-04	3.580E+00	8.290E-01	-2.115E-03	1.210E+00	-2.524E-03	-3.883E-02	-2.691E-02
44	PushY	14	9.423E-04	2.381E+00	8.290E-01	2.129E-03	1.460E+00	1.690E-03	3.909E-02	2.531E-02
45	PushY	7	-5.997E-04	3.580E+00	8.290E-01	-2.115E-03	1.210E+00	-2.524E-03	-3.883E-02	-2.691E-02
45	PushY	7	9.423E-04	2.381E+00	8.290E-01	2.129E-03	1.460E+00	1.690E-03	3.909E-02	2.531E-02
53	PushY	10	-3.491E-04	3.598E+00	8.290E-01	-2.167E-03	1.119E+00	-2.599E-03	-3.979E-02	-2.759E-02
53	PushY	8	4.213E-04	2.656E+00	8.290E-01	2.172E-03	1.185E+00	1.923E-03	3.987E-02	2.638E-02
54	PushY	5	-3.471E-04	3.598E+00	8.290E-01	-2.167E-03	1.118E+00	-2.599E-03	-3.979E-02	-2.759E-02
54	PushY	5	4.213E-04	2.656E+00	8.290E-01	2.172E-03	1.185E+00	1.923E-03	3.987E-02	2.638E-02

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

De las tablas 35 y 36 identificamos las pilas asociadas a la demanda y la capacidad de rotación, este valor se debe dividir entre 1.40 que es la capacidad que se compara con la demanda, resulta perfectamente que la demanda es inferior la capacidad.

En el numeral 4.9. de AASHTO LRFD Seismic Bridge Design, establece que los requisitos de ductilidad deben ser menores a 6 para puentes con múltiples pilares, las tablas mencionadas cumplen perfectamente; sin embargo, desde el punto de vista de diseño se pudo revisar a más detalle las cargas, la configuración geométrica y la dimensiones y probablemente se pudo hacer ajustes sabiendo que se tiene una reserva de capacidad y ductilidad importante.

F.- Capacidad de desplazamiento usando ecuaciones implícitas.

En el numeral 4.8.2 de AASHTO LRFD Seismic Bridge Design, para estructuras Tipo 1 (clasificación según la estrategia de diseño global), para las pilas de concreto reforzado pertenecientes a la categoría de diseño sísmico SDCs C, aproximar la capacidad de desplazamiento Δ_c para cada apoyo según el numeral 2.7.6.

F.1.- Dirección longitudinal

Tabla 37: Capacidad de desplazamiento en la dirección longitudinal

$H_{o2} = L_2$ (m)	$B_{o2} = D_c$ (m)	A (m)	x (m)	Δ_{c2_c} (m)
5.68	1.10	1	0.194	0.127

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

De la figura 46-a, cuando determinamos el punto de desempeño $S_d=0.142m$, este desplazamiento espectral que tiene que ver con altos niveles de amortiguamiento histerético es inferior a los valores de capacidad espectral que alcanza en la curva de capacidad y superior a la capacidad de desplazamiento $\Delta_{c2_c} = 0.127m$, usando las ecuaciones empíricas que establece el AASHTO LRFD Seismic Bridge Design, entonces, la diferencia de efectuar el análisis como esta, respecto a las ecuaciones es que son menos conservadores, sin embargo es una buena referencia para poder comparar el comportamiento por capacidad del puente y validar que en efecto podemos alcanzar valores de capacidad mucho mayores que los que establece estas expresiones.

F.2.- Dirección transversal

Tabla 38: Capacidad de desplazamiento en la dirección transversal

$H_{o2} = L_2$ (m)	$B_{o2} = D_c$ (m)	A (m)	x (m)	Δ_{c2_c} (m)
5.68	1.10	2	0.387	0.053

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

Si analizamos lo que ocurre en la dirección trasversal la capacidad está en el orden de $\Delta_{c2_c} = 0.053m$; de la figura 46-b, la curva de capacidad, vemos que el comportamiento es elástico y la capacidad esta reducida, de igual forma como se reduce en la ecuación empírica.

4.1.3. Análisis estático no lineal

A.- Nivel de desempeño

De la curva de capacidad podemos evidenciar en función del cortante basal existe un desplazamiento, en lo que sería el nodo maestro 870 (para el control de desplazamiento) que es un nodo central en la viga cabezal del puente.

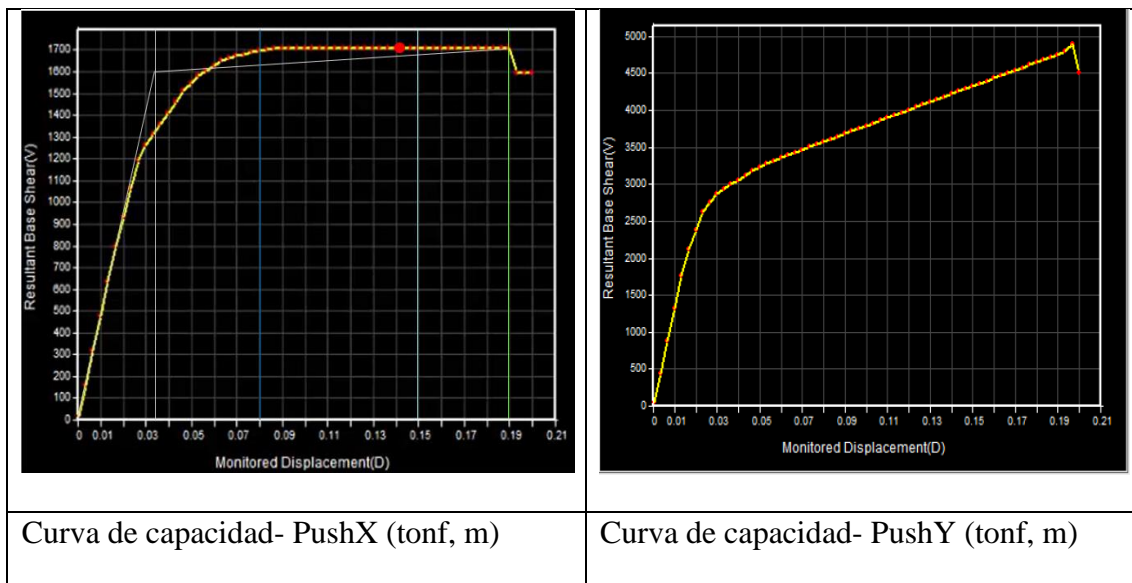


Figura 45: Curva de capacidad

Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo

Leyenda:

Totalmente operacional :	-----	Pre-colapso :	-----
Ocupación inmediata :	-----	Modelo bilineal :	-----
Seguridad de vida :	-----	Desplazamiento :	•

B.- Punto de desempeño

Se evalúa el espectro de demanda inelástica (utilizando los porcentajes de amortiguamiento efectivos sugeridos por ATC-40) y se compara con el espectro de capacidad para encontrar el punto de desempeño.

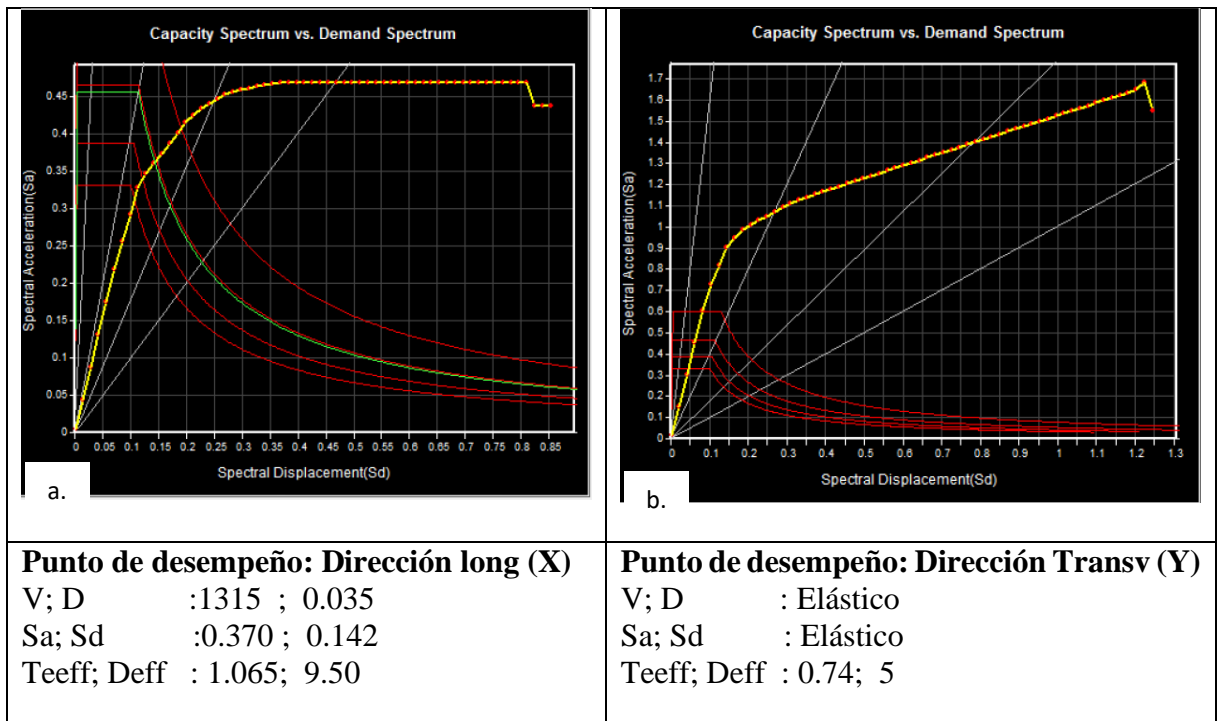


Figura 46: Punto de desempeño

Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo

Donde:

V: Cortante asociado al punto de desempeño	S _d : Desplazamiento espectral
D: Desplazamiento (de la curva de capacidad)	T _{eff} : Periodo de vibración efectiva
S _a : Aceleración espectral	D _{eff} : Amortiguamiento efectiva

4.2. DISCUSIÓN DE RESULTADOS.

4.2.1. Curva de capacidad

Comparando las fuerzas cortantes y desplazamientos, la dirección longitudinal es la más débil del puente y a la vez donde se producen los máximos desplazamientos, esto debido a la poca rigidez que se tiene en esa dirección. Este comportamiento coincide con la investigación de Álvarez et al. (2010).

El Procedimiento estático no lineal, muestra a través de la Tabla 34, la formación de rótulas plásticas en el punto de máxima capacidad, el cual es cónsono con la investigación de Arroyave (2013). En la dirección longitudinal, se aprecia que sólo la parte inferior de las pilas incursionan en el intervalo de comportamiento inelástico, es decir sólo en ellas se produce la disipación de energía, esto se atribuye a que la estructura es poco redundante en el sentido longitudinal. Por otro lado, en la dirección transversal, la disipación de energía es asumida en primer lugar en la base de las pilas y seguidamente en la parte superior de la misma.

4.2.2. Nivel de desempeño

A.- Dirección longitudinal, podemos visualizar que cuando se le aplica incremento de carga llega un momento en que a partir de un desplazamiento de aproximadamente 9.00 cm, alcanza la máxima capacidad, sin embargo, se ha fijado un desplazamiento target de 20.00 cm, la caída de capacidad según la curva se refleja a 19.00 cm y el nivel de desempeño es de SEGURIDAD DE VIDA el cual es congruente con la investigaciones de Alcántara (2019), es decir sufre daños, pero permanece estable; de acuerdo al mencionado en el numeral 2.9.

B.- Dirección transversal, en esta dirección el desplazamiento está en un rango lineal por lo tanto el nivel de desempeño es TOTALMENTE OPERACIONAL; es decir el daño estructural y no estructural es despreciable, el puente continúa prestando sus funciones después del sismo; de acuerdo al mencionado en el numeral 2.9.

4.2.3. Punto de desempeño

El punto de desempeño se encuentra en la etapa lineal de la curva de capacidad transversal a diferencia de lo que ocurre en dirección longitudinal en la

que el punto de desempeño se presenta cuando la curva ha sufrido una pérdida de rigidez significativa. Álvarez et al. (2010).

A.- Dirección Longitudinal, de la figura 46-a, los valores asociados al punto de desempeño son: el valor de cortante de 1315 tonf y su desplazamiento de 0.035 m, con una aceleración espectral de 0.370g asociado a un desplazamiento espectral de 0.142 m, vemos que el nivel de desplazamiento espectral es inferior a la capacidad del puente.

El periodo efectivo es de 1.065 s y es mucho mayor que el obtuvimos en el análisis modal, debido a que está en el rango no lineal lo que está manifestando es un incremento del periodo de vibración. Y tenemos un amortiguamiento de 9.50% (4.50% más, quiere decir que adicional al 5% con que hacemos el cálculo tradicional de la demanda elástica); al incurrir en el rango inelástico y evidenciar las propiedades no lineales existen un proceso de histéresis en el cual hay una degradación y una energía acumulada que se disipa en el proceso de acción sísmica y que tiene asociado a las propiedades de la rótula, que se genera al sumar toda la componente de amortiguamiento histórico al 5%, ocurre entonces que al evidenciar el cálculo del punto de desempeño se da un fuerte incremento del amortiguamiento asociado a la demanda sobre la estructura de ahí entonces que el punto es la intersección del espectro de demanda respecto al espectro de capacidad.

B.- Dirección transversal, de la figura 46-b, las propiedades asociadas al comportamiento al nivel de periodos y amortiguamientos son equivalentes a los de análisis modal y espectral, el periodo de vibración asociado al segundo modo transversal es de 0.74 s, el amortiguamiento efectivo es 5% es decir que el punto de desempeño se encuentra en el tramo elástico de la curva de capacidad.



V. CONCLUSIONES.

- El nivel de desempeño sísmico es de: **SEGURIDAD DE VIDA** en la dirección longitudinal, es decir sufre daños, pero permanece estable. Y **TOTALMENTE OPERACIONAL** en la dirección transversal; daño estructural y no estructural es despreciable, el puente continúa prestando sus funciones después del sismo.
- El Punto de desempeño sísmico: En dirección longitudinal, se encuentra en un tramo **INELÁSTICO** de la curva de capacidad cuyas propiedades asociadas al comportamiento a nivel de periodos y amortiguamientos son superiores al análisis modal espectral, entonces se da un fuerte incremento de demanda sobre la estructura. Y en la dirección transversal el punto de desempeño sísmico se encuentra en un tramo **ELÁSTICO** de la curva de capacidad. Sin embargo, lo más importante en efectuar un análisis es validar que la demanda de desplazamiento sea menor que la de capacidad; por lo tanto, de forma integrada hemos podido validar que el Puente Asillo **CUMPLE** cabalmente con los requisitos que establecen los códigos.



VI. RECOMENDACIONES.

- Se recomienda considerar esta investigación como referencia para evaluación del desempeño sísmico de puentes en el Perú y así generar una data del estado sismorresistente de los puentes en el Perú.
- Con el fin de complementar y ampliar la labor emprendida en esta investigación, se sugiere incluir el efecto de interacción suelo-estructura con el método tiempo historia no lineal ya que análisis en comparación al método de pushover resulta ser más efectivo.
- Se recomienda a los proyectistas estructurales en puentes, apliquen a sus diseños conceptos de análisis lineal y no lineal que incorporen la respuesta tridimensional, la influencia de apoyos, juntas y aisladores.



VII. REFERENCIAS

- AASHTO (2011). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* [Archivo PDF].
<https://www.transportation.org/>
- AASHTO (2011). *Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design* [Archivo PDF].
<https://www.transportation.org/>
- AASHTO (2017). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* [Archivo PDF].
<https://www.transportation.org/>
- ATC-40. (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concret Buildings*. Seismic Safety
Comission.
- Akkari, M., Duan L. (2000). *Nonlinear Analysis of Bridge Structures* [Archivo PDF].
https://www.researchgate.net/publication/287094256_Nonlinearity_in_bridge_structural_analysis
- Arroyare, F. (2013). *Evaluación del coeficiente de capacidad de disipación de energía dada por el código colombiano de diseño sísmico de puentes de 1995, para pilas y pórticos en puentes típicos* [Tesis de Pregrado, Universidad Nacional de Colombia].
<https://core.ac.uk/download/pdf/77273557.pdf>
- Álvarez, J.J., Jara Díaz, M., Hernández, H., Sánchez, A.R., Góme, C., Gómez, A. y Roeder, G. (12-15 de junio 2010). *Capacidad sísmica de puentes con subestructura de concreto reforzado*. *Sociedad mexicana de ingeniería estructural* [Discurso principal]. XVII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Leon, Guanajuato, México.
- Alcántara, J.M. (2019). *Nivel de desempeño sísmico en puentes preesforzados con y sin aislamiento sísmico en la ciudad de Lima* [Tesis de Pregrado, Universidad Nacional de Cajamarca]. <https://repositorio.unc.edu.pe/handle/UNC/3323>.
- CALTRANS. (2019). *Seismic Design Criteria* [Archivo PDF].
<https://dot.ca.gov/programs/engineering-services/manuals/seismic-design-criteria>
- Chen, W. y Duan, L. (2014). *Bridge Engineering Handbook*. Fundamentals.



- Choque, J. y Luque, E. (2019). *Análisis estático no lineal y evaluación del desempeño sísmico de un edificio de 8 niveles diseñado con la norma e.030* [Tesis de pregrado, UNSA]. <http://repositorio.unsa.edu.pe/handle/UNSA/8866>
- FEMA-273. (1997). *NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*. [Archivo PDF]. <https://www.conservationtech.com/FEMA-publications/FEMA273-1997.pdf>
- Hernández, D. (2016). *Dimensionamiento de pilas esbeltas en un viaducto de ferrocarril de alta velocidad en zona sísmica* [Tesis de Maestría, Universidad Politécnica de Madrid]. http://oa.upm.es/44447/1/Tesis_master_Diego_Hernandez_Fraile.pdf
- Park R., Paulay T. (1983). *Estructuras de Concreto Reforzado*. LIMUSA.
- Priestley, M., Seible, F. y Calvi, G. M. (1996). *Seismic Design and Retrofit of Bridges*. Wiley Interscience.
- SEAO (1995). *A Framework for performance based design*. [Archivo PDF]. https://www.researchgate.net/publication/315487018_Disenio_Basado_en_Desempeno_Performance_Based_Design
- SENER (2016). *Servicio web de consultas para la determinación del peligro sísmico en el territorio nacional*. <https://wsconsultasgin.sencico.gob.pe/wconsulta>
- MTC (2018). *Manual de Puentes* [Archivo PDF]. <https://ingegeek.com/2019/01/24/manual-de-puentes-actualizado-rd-19-2018-mtc-14/>
- Morocho, J.L. (2007). *Estudio de desempeño sísmico de puentes mediante el análisis no lineal estático* [Tesis de Pregrado, Universidad Técnica Particular de Loja]. <http://dspace.utpl.edu.ec/handle/123456789/16850>
- Varga, J.O., Arias J. C. (2017). *Evaluación y comparación del desempeño sísmico de cuatro tramos de estructura de la línea 1 del metro de Lima diseñados en épocas diferentes* [Tesis de Posgrado, PUCP]. <http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/20.500.12404/7748>



ANEXOS

- A. PLANOS.
- B. DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN.
- C. CERTIFICADOS DE CALIBRACIÓN.
- D. LISTADO DE PUENTES DEL TRAMO IV IIRSA SUR
- E. PANEL FOTOGRÁFICO.