

**UNIVERSIDAD RICARDO PALMA**

**ESCUELA DE POSGRADO**

**MAESTRÍA EN INGENIERÍA VIAL CON  
MENCIÓN EN CARRETERAS, PUENTES Y TÚNELES**



**TESIS**

**Para obtener el Grado Académico de Maestro en Ingeniería Vial con  
mención en Carreteras, Puentes, Túneles:**

**“Respuesta sísmica no lineal de puentes de concreto armado para la  
obtención y control de desplazamientos”**

**Autor: Bach. Céspedes Reynaga, Hirbin Félix**

**Asesor: Dr. Chavarry Vallejos, Carlos**

**LIMA - PERÚ**

**2019**

## **Página del jurado**

Presidente:	Mg. Carlos Agustín Saito Silva
Miembro 01:	Dr. Andrés Avelino Valencia Gutierrez
Miembro 02:	Mg. Francisco Aramayo Pinazo
Asesor:	Dr. Carlos Chavarry Vallejo
Representante del EPG:	Olga Suarez Avelino

## **Dedicatoria**

A mi padre Félix Céspedes Ccance por la confianza y las palabras de aliento en los momentos más complicados, a mi madre Aida Reynaga Moscoso que desde el cielo día a día guía mis pasos. A mis hermanos Uriel Céspedes Reynaga, Jackeline Céspedes Reynaga, Cathy Céspedes Reynaga, quienes tuvieron la personalidad y temple para corregir y guiar mis pasos.

## **Agradecimiento**

Primero, agradecer a Dios todo poderoso por darme salud, paz, tranquilidad, inteligencia y sabiduría en estos años de preparación que culminan con este trabajo de investigación.

Segundo, agradecer el apoyo incondicional de mi señor padre Félix Céspedes Ccance, de mis hermanos Marina Céspedes Reynaga, Nickita Céspedes Reynaga, Uriel Céspedes Reynaga, Jackeline Céspedes Reynaga, Cathy Céspedes Reynaga, quienes contribuyeron de forma directa en mi formación profesional.

Tercero, a mi asesor el Dr. Carlos Chavarry Vallejos quien, a pesar de sus ocupaciones como catedrático y consultor, me brindo parte de su tiempo para poder realizar este trabajo de investigación. Del mismo modo agradecer al Ing. Edwin De la Cruz Alanya, al Dr. Andrés Valencia Gutiérrez y al Dr. Francisco Aramayo quienes me brindaron su amplia experiencia para la adecuada elaboración de esta tesis magistral.

Finalmente agradecer a los docentes de la maestría en Ing. vial con mención carreteras, puentes y túneles de la Universidad Ricardo Palma quienes nos brindaron sus amplios conocimientos para poder obtener el grado de maestro.

# Índice general

<b>Página del jurado</b>	<b>ii</b>
<b>Dedicatoria</b>	<b>iii</b>
<b>Agradecimiento</b>	<b>iv</b>
<b>Índice general</b>	<b>v</b>
<b>Índice de figuras</b>	<b>ix</b>
<b>Índice de tablas</b>	<b>xii</b>
<b>Índice de ecuaciones</b>	<b>xiv</b>
<b>Resumen</b>	<b>xv</b>
<b>Abstract</b>	<b>xvi</b>
<b>Introducción</b>	<b>1</b>
<b>Capítulo I: Planteamiento del problema</b>	<b>3</b>
1.1 Descripción del problema	3
1.2 Formulación del problema	6
1.2.1 Problema general	6
1.2.2 Problemas específicos	6
1.2 Importancia y justificación del estudio	6
2.2.1 Importancia	6
2.2.2 Justificación	8
2.2.2.1 Justificación metodológica	8
2.2.2.2 Justificación Practica	8
2.2.2.3 Justificación teórica	9
2.2.2.4 Justificación social	10
2.2.2.5 Justificación económica	10
2.2.2.1 Justificación legal	10
1.4 Delimitación del estudio	11
1.5 Objetivos	12
1.5.1 Objetivo general	12
1.5.2 Objetivos específicos	12
	v

<b>Capítulo II: Marco teórico</b>	<b>13</b>
2.1 Marco histórico	13
2.2 Antecedentes de la investigación	15
2.3 Bases teóricas	20
2.3.1 Consideraciones generales	20
2.3.1.1 Puente	20
2.3.1.2 Puente tipo Viga-Losa	20
2.3.1.3 Puente tipo Viga – Cajón	21
2.3.1.4 Componentes estructurales de puentes	22
2.3.2 Cargas, factores y combinaciones de cargas	22
2.3.2.1 Cargas	22
2.3.2.2 Factores y combinación de cargas	23
2.3.3 Sobrecargas vehiculares (LL) y peatonales (PL)	27
2.3.3.1 Sobre carga vehicular (LL)	27
2.3.3.2 Sobre carga peatonal (PL)	28
2.3.3.3 Incremento por carga dinámica (IM)	28
2.3.4 Demanda sísmica (QE)	29
2.3.4.1 Coeficiente de aceleración PGA, $S_s$ , $S_1$	29
2.3.4.2 Factores de sitio	29
2.3.4.3 Coeficiente elástico de respuesta sísmica ( $C_{sm}$ )	31
2.3.4.4 Espectro de respuesta	32
2.3.5 Filosofía de análisis sísmico	33
2.3.6 Requerimientos para el análisis sísmico de puentes	33
2.3.7 Métodos de análisis sísmico	35
2.3.7.1 Desarrollo histórico del análisis modal	35
2.3.7.2 Análisis modal	36
2.3.7.3 Aplicaciones del análisis modal	38
2.3.7.4 Análisis sísmico modal espectral	38
2.3.7.5 Análisis sísmico Tiempo-Historia	39
2.3.7.6 Solución de ecuación dinámica por Newmark	42
2.3.8 Análisis no lineal	43
2.3.8.1 Comportamiento no lineal	44

2.3.8.2	No linealidad de materiales	44
2.3.8.3	No linealidad geométrica(secciones)	47
2.3.8.4	Diagrama de momento- curvatura(M- $\phi$ )	48
2.3.8.5	Rotulas plásticas	49
2.3.8.6	Respuesta histórica	51
2.4	Definición de términos básicos	53
2.5	Fundamento teórico	54
2.6	Hipótesis	55
2.6.1	Hipótesis general	55
2.6.2	Hipótesis específicas	55
2.7	Variables	56
2.7.1	Definición conceptual de las variables	56
2.7.2	Definición operacional de las variables	56
2.7.3	Operacionalización de las variables	56
<b>Capítulo III: Marco metodológico</b>		<b>58</b>
3.1	Método de investigación	58
3.2	Tipo de investigación	58
3.2	Nivel de la investigación	59
3.4	Diseño de la investigación	59
3.4.1	Estudio Del Diseño	59
3.5	Población y muestra	59
3.5.1	Población	59
3.4.2	Muestra	60
3.5	Técnicas e instrumentos de recolección de datos	60
3.5.1	Recolección de datos	60
3.5.2	Instrumentos	61
3.5.2	Valides de instrumentos	61
3.6	Descripción y procesamiento de análisis	61
3.6.1	Consideraciones generales	61
3.6.2	Descripción geométrica de los puentes	62
3.6.1.1	Puente viga – losa (puente 1)	62
3.6.1.2	Puente viga cajón (puente 2)	64
3.6.3	Registros sísmicos	66

3.6.3.1	Corrección de registros	66
3.6.3.2	Graficas de registros sísmicos	67
3.6.3.3	Escalamiento de registros sísmicos	72
3.6.4	Modelos matemáticos y modelamiento	73
<b>Capítulo IV: Resultados y análisis de resultados</b>		<b>75</b>
4.1	Resultados	75
4.1.1	Resultados de la demanda sísmica	75
4.1.1.1	Demanda lineal	75
4.1.1.2	Demanda no lineal	79
4.1.2	Resultados obtenidos de la condición de no linealidad geométrica	82
4.1.2.1	Curvas de capacidad de los pilares	82
4.1.2.3	Análisis de rotulas plásticas	84
4.1.2.4	Diagramas Momento Rotación	86
4.1.2.5	Diagramas de histéresis	90
4.1.3	Resultados obtenidos de la condición de no linealidad del material	93
4.1.3.1	Condición del concreto	93
4.1.3.2	Momento Curvatura	95
4.1.3.3	Ratios de desplazamiento	96
4.2	Análisis o discusión de resultados	98
4.2.1	Análisis o discusión resultados de la demanda sísmica	98
4.2.2	Análisis o discusión resultados de la no linealidad geométrica	99
4.2.2	Análisis o discusión resultados de la no linealidad del material	99
<b>Conclusiones y recomendaciones</b>		<b>101</b>
	Conclusiones	101
	Recomendaciones	103
<b>Referencias bibliográficas</b>		<b>104</b>
<b>Anexos</b>		<b>109</b>

## Índice de figuras

	Pág.
<b>Figura 01:</b> Ubicación de estaciones acelerograficas del CIP-Posgrado FIC-UNI	11
<b>Figura 02:</b> Sección típica de un puente Viga-Losa	20
<b>Figura 03:</b> Sección transversal típica de un puente Viga-Losa	21
<b>Figura 04:</b> Sección transversal de un puente Viga Cajón	22
<b>Figura 05:</b> Espectro de respuesta elástico	32
<b>Figura 06:</b> Diagrama de flujo, ruta de análisis sísmico	35
<b>Figura 07:</b> Variación de la aceleración respecto al tiempo	41
<b>Figura 08:</b> Curva de tensión – deformación idealizadas en compresión uniaxial	44
<b>Figura 09:</b> Curva de tensión y deformación idealizada para el acero	45
<b>Figura 10:</b> Condiciones geométricas para el análisis no lineal	47
<b>Figura 11:</b> Sección transversal con refuerzo	48
<b>Figura 12:</b> Diagrama Momento-Curvatura	48
<b>Figura 13:</b> Mecanismo de rotula plástica para pilar de puente	49
<b>Figura 14:</b> Fuerza vs desplazamiento- rotula plástica	50
<b>Figura 15:</b> Respuesta histérica con degradación de rigidez (SD)	52
<b>Figura 16:</b> Respuesta histérica degradación de fuerza y rigidez (SSD)	52
<b>Figura 17:</b> Diagrama teórico y aporte de la investigación.	54
<b>Figura 18:</b> Diagrama de flujo del análisis no lineal	55
<b>Figura 19:</b> Esquema de la planta del puente 1	62
<b>Figura 20:</b> Geometría y características de tablero P1	63
<b>Figura 21:</b> Configuración geométrica de los pilares	63
<b>Figura 22:</b> Esquema de planta puente 2	64
<b>Figura 23:</b> Geometría y características de tablero P2	64
<b>Figura 24:</b> Configuración geométrica de los pilares P2	65
<b>Figura 25:</b> Acelerograma Lima 1966 componente EW	67
<b>Figura 26:</b> Acelerograma Lima 1966 componente NS	67
<b>Figura 27:</b> Acelerograma Lima 1970, componente EW	68
<b>Figura 28:</b> Acelerograma Lima 1970, componente NS	68
<b>Figura 29:</b> Acelerograma Lima 05/01/1974, componente EW	69
<b>Figura 30:</b> Acelerograma Lima 05/01/1974, componente NS	69
<b>Figura 31:</b> Acelerograma Lima 03/10/1974, componente EW	70

<b>Figura 32:</b> Acelerograma Lima 03/10/1974, componente NS	70
<b>Figura 33:</b> Acelerograma Pisco 15/08/2007, componente EW	71
<b>Figura 34:</b> Acelerograma Pisco 15/08/2007, componente NS	71
<b>Figura 35:</b> Espectro de aceleraciones EW, sin escalas	72
<b>Figura 36 :</b> Espectro de aceleraciones EW, escalado	73
<b>Figura 37:</b> Modelo 3d del puente 1, realizado en CSI.Bridge	73
<b>Figura 38:</b> Modelo 3d del puente 1, realizado en CSI.Bridge	74
<b>Figura 39:</b> Modelo 3d sub estructura puente 1, CSI.Bridge	74
<b>Figura 40:</b> Modelo 3d sub estructura puente 2, CSI.Bridge	74
<b>Figura 41:</b> Desplazamientos longitudinales Tiempo Historia, P1 Lima (1966)	77
<b>Figura 42 :</b> Desplazamientos transversales Tiempo Historia, P1 Lima (1966)	78
<b>Figura 43:</b> Desplazamientos longitudinales Tiempo Historia, P2, Pisco (2007)	78
<b>Figura 44:</b> Desplazamientos transversales Tiempo Historia, P2, Pisco (2007).	79
<b>Figura 45:</b> Desplazamientos (X-X) T.H, no lineal P2, Lima (05/01/1974)	80
<b>Figura 46:</b> Desplazamientos (Y-Y) T.H, no lineal P2, Lima (05/01/1974)	81
<b>Figura 47:</b> Curva de capacidad de desplazamiento longitudinal P1	82
<b>Figura 48:</b> Curva de capacidad de desplazamiento longitudinal P2	83
<b>Figura 49:</b> Curva de capacidad de desplazamiento transversal P1	83
<b>Figura 50:</b> Curva de capacidad de desplazamiento transversal P2	84
<b>Figura 51:</b> Rotulas plásticas, U1-P1	85
<b>Figura 52:</b> Rotulas plásticas, U2-P1	85
<b>Figura 53:</b> Diagrama Momento Rotación, U1- P1	86
<b>Figura 54:</b> Diagrama Momento Rotación, U2- P1	86
<b>Figura 55:</b> Diagrama Momento Rotación, U1- P2	88
<b>Figura 56:</b> Diagrama Momento Rotación, U2- P2	89
<b>Figura 57:</b> Diagrama de histéresis longitudinal P1	91
<b>Figura 58:</b> Diagrama de histéresis transversal P1	91
<b>Figura 59:</b> Diagrama de histéresis longitudinal P2	92
<b>Figura 60:</b> Diagrama de histéresis transversal P2	92
<b>Figura 61:</b> Concreto confinado P1	93
<b>Figura 62:</b> Concreto confinado P2	94
<b>Figura 63:</b> Concreto no confinado P1	94
<b>Figura 64:</b> Concreto no confinado P2	95
<b>Figura 65:</b> Diagrama momento curvatura P1 ( <i>CALTRANS</i> )	95



## Índice de tablas

	Pág.
<b>Tabla 01:</b> Delimitación espacial y temporal de la investigación	12
<b>Tabla 02:</b> Cargas permanentes	23
<b>Tabla 03:</b> Cargas transitorias	24
<b>Tabla 04:</b> Combinaciones y factores de carga	26
<b>Tabla 05:</b> Factores de carga permanente	27
<b>Tabla 06:</b> Características de la carga de diseño	28
<b>Tabla 07:</b> Incremento por carga dinámica	29
<b>Tabla 08:</b> clasificación del tipo de sitio	30
<b>Tabla 09:</b> Valores de $F_{PGA}$ como función de clase de sitio	30
<b>Tabla 10:</b> Valores de $F_a$ como función de clase de sitio para periodos cortos	30
<b>Tabla 11:</b> Valores de $F_v$ como función de clase de sitio para periodos largos	31
<b>Tabla 12:</b> Requerimientos de análisis sísmico	34
<b>Tabla 13:</b> Valores nominales tensión-deformación para el acero	46
<b>Tabla14:</b> Operacionalización de variable: Respuesta sísmica	57
<b>Tabla15:</b> Operacionalización de variable: desplazamiento.	57
<b>Tabla 16:</b> Registros sísmicos sin corregir	66
<b>Tabla 17:</b> Registros sísmicos corregidos	66
<b>Tabla 18:</b> Desplazamientos longitudinales y transversales	76
<b>Tabla 19:</b> Pesos involucrados en el análisis sísmico	76
<b>Tabla 20:</b> Masa, modo y periodo de vibración	77
<b>Tabla 21:</b> Desplazamientos longitudinales Tiempo Historia - lineal	80
<b>Tabla 22:</b> Desplazamientos transversales Tiempo Historia - lineal	80
<b>Tabla 23:</b> Desplazamientos longitudinales Tiempo Historia – no lineal	81
<b>Tabla 24:</b> Desplazamientos transversales Tiempo Historia - no lineal	82
<b>Tabla 25:</b> Rotula plástica, análisis no lineal en dirección longitudinal, P1	87
<b>Tabla 26:</b> Rotula plástica, análisis no lineal en dirección transversal, P1	88
<b>Tabla 27:</b> Rotula plástica, análisis no lineal en dirección longitudinal, P2	89
<b>Tabla 28:</b> Rotula plástica, análisis no lineal en dirección transversal, P2	90
<b>Tabla 29:</b> Ratios de desplazamiento U1-P1	96
<b>Tabla 30:</b> Ratios de desplazamiento U2-P1	97
<b>Tabla 31:</b> Ratios de desplazamiento U1-P2	97



## Índice de ecuaciones

	Pág.
<b>Ecuación 1:</b> Factores y combinación de cargas	23
<b>Ecuación 2:</b> Factor de amplificación dinámica	28
<b>Ecuación 3:</b> Coeficiente sísmico $C_{sm}$	31
<b>Ecuación 4:</b> Coeficiente de aceleración en el periodo cero	31
<b>Ecuación 5:</b> Coeficiente de aceleración espectral para 0.2 segundos	31
<b>Ecuación 6:</b> Coeficiente de aceleración espectral para 1 segundo	31
<b>Ecuación 7:</b> Combinación cuadrática completa (CQC)	39
<b>Ecuación 8:</b> coeficiente de correlación $\rho_{ij}$	39
<b>Ecuación 9:</b> Respuesta de vibración libre para un sistema dinámico MDOF	41
<b>Ecuación 10:</b> Ecuación dinámica de las estructuras	42
<b>Ecuación 11:</b> Ecuación dinámica modificada con Taylor	42
<b>Ecuación 12:</b> Variación lineal de aceleración	43
<b>Ecuación 13:</b> Familia de ecuaciones de Newmark	43
<b>Ecuación 14:</b> Tensión de concreto controlado por deformaciones	45
<b>Ecuación 15:</b> Tensión máxima para concreto no confinado	45
<b>Ecuación 16:</b> Esfuerzo de tracción del acero	46
<b>Ecuación 17:</b> Longitud de la rótula plástica caso 1	50
<b>Ecuación 18:</b> Longitud de la rótula plástica caso 2	51
<b>Ecuación 19:</b> Longitud de la rótula plástica caso 3	51

## Resumen

La investigación compara la respuesta sísmica lineal y la respuesta sísmica no lineal de puentes de concreto armado usando el método Modal Espectral y el Tiempo Historia, bajo condiciones de no linealidad geométrica y no linealidad del material, estos análisis se realizan a 2 puentes de concreto armado para la obtención de las demandas sísmicas y las capacidades de desplazamiento de los pilares. La investigación tiene el sustento y validación teórica de los métodos usados por las especificaciones *AASHTO LRFD (2017)* y *CALTRANS (2013)* donde se describen los procedimientos para aplicar el método Modal Espectral como el Tiempo Historia, además dan los lineamientos para calcular las demandas sísmicas, así como la capacidad de desplazamiento de los pilares. La presente investigación es de método deductivo con orientación aplicada con un enfoque cuantitativo y utiliza el método de recolección de datos del tipo retrolectiva, la investigación es del tipo descriptivo correlacional y explicativo, con un estudio del diseño denominado diseño de cohortes, y nace de la necesidad de conocer el comportamiento no lineal de pilares de puentes sujetos a eventos sísmicos.

Se realizó el análisis lineal y no lineal en los dos puentes, uno con un sistema estructural viga cajón y otro con un sistema estructural viga-losa, se aplicó el método Modal Espectral y el Tiempo historia con una base de 5 registros de movimiento de suelo registrados en estaciones ubicadas en la ciudad de Lima, obteniendo capacidades de 17,18,18,15 cm, así como demandas de 6 a 30.8 cm en sentido longitudinal y transversal. La investigación concluye que, en la condición de linealidad, la demanda obtenida mediante el método modal espectral es prácticamente igual al obtenido con el método Tiempo Historia, en la condición de no lineal es donde se aprecia una gran diferencia, siendo el método Tiempo Historia el que da valores más altos. la capacidad de desplazamiento de los pilares varía de acuerdo a la condición de no linealidad con la cual es obtenida, dando resultados más altos los analizados bajo la no linealidad del material (fisuración del concreto), así como ratios de desplazamiento menores a 1.

**Palabras claves:** Demanda sísmica, Capacidad, análisis lineal, análisis no lineal, Ratios de desplazamiento.

## Abstract

The research compares both the linear and non-linear seismic response of reinforced concrete bridges by using the Spectral Modal method and Time History method, under conditions of non-linearity geometry and non-linearity of the material. The analyzes is performed on 2 concrete reinforced bridges and we obtain the synthetic demands and the displacement capacities of the pillars. The approach has the theoretical support of the methods used by the specifications of AASTHO LRFD (2017) and CALTRANS (2013) where the Spectral Modal and the method such as Time History are described. Additionally, they give the guidelines to calculate the seismic demands as well as the pillar's displacement capacity. The document follows the deductive method with a quantitative approach. It also uses the retrospective type method of data collection. Also, the research is descriptive correlational and explanatory, with a study of the design named cohort design.

The Linear and the non-linear analysis was performed on the two bridges, one with a structural beam system and another with a beam-slab system. The Spectral Modal method and the Time history method were applied with a base of 5 recorded soil movement records in stations located in the city of Lima, obtaining capacities of 17, 18, 18, 15 cm, and demands of 6 to 30.8 cm in longitudinal and transverse directions. The research concludes that, under the linearity condition, the demand obtained by means of the Spectral Modal method is very close to the one obtained with the Time History method. However, we find a remarkable difference under the non-linear conditions, being the demand delivered by the Time History method higher than the one delivered by the Spectral Modal method. Moreover, the displacement capacity of the pillars varies according to the condition of non-linearity with which it is obtained, hence under the non-linearity of the material (cracking of the concrete) we find higher results as well as displacement ratios less than 1.

**Keywords:** Seismic demand, Capacity, linear analysis, nonlinear analysis, displacement ratios.

## Introducción

El análisis sísmico de puentes de concreto armado cobra gran relevancia en el Perú por ser un país sujeto a eventos sísmicos de gran magnitud con relativa frecuencia, es por esta razón que los pilares de los puentes se tienen que diseñar con metodologías que garanticen un adecuado comportamiento ante estos eventos sísmicos, en esta investigación se aplica el método Modal Espectral y el Tiempo Historia bajo condiciones de no linealidad geométrica y no linealidad del material para la obtención y control de desplazamientos, que a su vez implica la obtención de demandas y curvas de capacidad de los pilares. La investigación obedece a la creciente demanda de carreteras con sistemas de articulación adecuados que garanticen la transpirabilidad de los vehículos teniendo siempre presente la seguridad de vida de las personas, es por esta razón que los puentes se vuelven estructuras sumamente importantes y su proyección, cálculo, diseño demandan nuevos métodos de análisis cada vez más refinados.

En la actualidad las técnicas y métodos de análisis no lineal son bastante conocidos por los ingenieros estructurales, este análisis arroja resultados muy reales que son útiles para estudiar el desempeño de las estructuras, estimando así un adecuado comportamiento frente a acciones sísmicas durante su vida de servicio. Pero a pesar de esto, este tipo de análisis es poco difundida en la práctica profesional, ya que su aplicación implica mucho esfuerzo mental y demanda computacional.

El objetivo principal de la investigación es determinar las respuestas sísmicas no lineales para obtener desplazamientos en puentes viales de concreto armado, usando la no linealidad geométrica y la no linealidad material, aplicando metodologías de análisis modal espectral y el tiempo-historia, su realización depende a su vez de la realización de los objetivos específicos como:

- a. Realizar el análisis modal espectral y el Tiempo-Historia para la determinación de las demandas sísmicas en puentes viales de concreto armado.
- b. Realizar el análisis sísmico no lineal considerando la no linealidad geométrica para la determinación de la capacidad de desplazamiento de los pilares y aumentar la ductilidad formado adecuados mecanismos de colapso.

- c. Realizar el análisis sísmico no lineal considerando la no linealidad de los materiales para la determinación de capacidad de los pilares en puentes viales de concreto armado

El capítulo 1 se realiza el planteamiento del problema, donde damos evidencia de la necesidad de realizar análisis no lineales de pilares de puentes de concreto armado, en el capítulo 2, se desarrolla el marco teórico, se plantea de manera estructurada todos los conceptos, metodologías y recomendaciones recopiladas de diversos autores que dan validez a la investigación, el capítulo 3, marco metodológico, en este capítulo describimos el marco metodológico del estudio, donde se enfoca el método, tipo, nivel, diseño e instrumentos que necesitamos para la realización de la investigación. En el capítulo 4, se describen los resultados y se analizan las variables de estudio referido a los parámetros recomendados en el marco teórico.

# **Capítulo I**

## **Planteamiento del problema**

### **1.1 Descripción del problema**

A nivel mundial, regional y local el análisis, diseño, construcción y mantenimiento de puentes toma gran relevancia en las obras viales ya que estas estructuras permiten salvar obstáculos ya sean naturales o artificiales, mejorando las comunicaciones y elevando los niveles de vida de las poblaciones directamente involucradas. Los puentes son estructuras sumamente importantes puesto que su proyección y construcción involucran tener cierto nivel de conocimientos y contar con recursos presupuestales muchas veces inexistentes para destinarlos a tal propósito, el territorio peruano se ubica dentro de lo que vendría a ser en el cinturón de fuego del pacífico, esta peculiaridad hace que el Perú sea un país altamente sísmico, teniendo que convivir con movimientos sísmos leves, moderados y fuertes de acuerdo al nivel con el que se van presentando, las estructuras (edificaciones, puentes, túneles, presas, etc.) son las que han sufrido más modificaciones a lo largo de los años en su afán de atender cada vez mejor estas crecientes demandas sísmicas.

Los desastres y pérdidas humanas ocurridas después de cada evento sísmico han creado conciencia sobre los peligros que existen cuando las estructura no tienen la

capacidad de soportar los eventos sísmicos, esta es la razón por la cual se desarrollan métodos y técnicas de análisis sísmicos cada vez más rigurosos que garanticen un adecuado comportamiento sismorresistente de estas estructuras. Entre estos destacan el método basado en fuerzas (FBM) que realiza un análisis dinámico y el método basado en desplazamientos (DBM) realiza un análisis estático, estos métodos se realizan para calcular las capacidades y las demandas sísmicas. El FBM a su vez se compone de 2 sub métodos, el primero es el método dinámico modal espectral implica el uso de espectros de respuesta formulados por parámetros descritos en normas, códigos y manuales (*AASTHO LRFD 2017, Caltrans, etc.*), de donde se obtiene un sismo de diseño el cual se analiza en cada dirección establecida( longitudinal y transversal), el segundo método es el “Tiempo-Historia” que realiza el análisis sísmico con registros de aceleraciones directas registradas en la zona de proyección de la estructura a lo largo de la historia.

El método más popularizado es el Modal Espectral cuyo uso nos da resultados no tan reales producto de los errores sistemáticos que el método presenta, pero a la vez aceptados por los códigos y normativas vigentes, por otro lado, el método Tiempo Historia es el que realiza los análisis con registros de aceleraciones que fueron medidos en tiempo real; esta peculiaridad hace que el método arroje resultados mucho más cercanos a la realidad y estime mejor las demandas sísmicas, este método es muy complejo de entender y demanda el uso de equipo computacional, razón por la cual su uso no es muy popularizado y muchas veces subestimado.

El concepto de linealidad implica que las deformaciones y rotaciones son tan pequeñas que se puede despreciar sus efectos a fin de que las condiciones iniciales de análisis sean las mismas que las finales, pero para el caso de pilares de puentes las fuerzas sísmicas son tan grandes que usar los conceptos de linealidad para describir estos efectos no serían correctos, puesto que con un análisis lineal estático nunca se podría calcular la resistencia última( capacidad) de los pilares, es entonces cuando se necesita la intervención de distintas teorías y métodos que garanticen el adecuado comportamiento de las estructuras cuando están sometidas a fuerzas de gran magnitud y grandes desplazamientos. Para el caso de edificaciones se tienen parámetros de control de desplazamientos(derivadas), pero en puentes no se tiene este parámetro de control, siendo necesario evaluar los pilares de tal manera de llegar a conocer la demanda sísmica y la capacidad de la estructura, para tal caso los códigos de diseño incorporan los conceptos de no linealidad geometría y no

linealidad del material aplicado a casos de análisis de no linealidad concentrada y de no linealidad distribuida.

El enfoque de la no linealidad de material y la no linealidad geométrica son dos formas de no linealidad que dependen una de la otra, pero en ocasiones hay análisis donde una es más importante que la otra, pudiendo realizar estos análisis de forma independiente. En la no linealidad del material la principal característica es que la relación esfuerzo vs deformación para deformaciones grandes no es lineal, esto es lo que sucede en los pilares de los puentes donde las grandes fuerzas sísmicas demandan grandes desplazamientos que generan el agrietamiento de los pilares. La no linealidad geométrica por otro lado plantea el hecho de que la configuración geométrica va cambiando de acuerdo a la carga que se valla aplicando, esta peculiaridad de que la geometría no sea constante tiene una alta incidencia en la relación carga desplazamiento.

Los pilares de los puentes se analizan para un sismo de diseño y se diseñan con un sismo reducido que garantice cierto nivel de ductilidad, pero cuando el evento sísmico supera al que se utilizó para el análisis, la estructura debe ser capaz de garantizar un adecuado mecanismo de colapso (rotulas plásticas); este enfoque se denomina no linealidad concentrada, donde se asume que la no linealidad de la estructura se encuentra en estas zonas de plastificación. Es importante que se establezcan bien estas zonas ya que de esto depende si el puente seguir dando las condiciones idóneas para la seguridad de vida, o si por el contrario el colapso del puente es inminente. Entonces la investigación se enfoca en estudiar la capacidad de los pilares y la demanda de los eventos sísmicos afín de poder atenderlos.

Por otro lado, si se realizara el análisis sísmico bajo las condiciones del análisis lineal, se tendría que diseñar los elementos estructurales que componen el puente con una gran rigidez, de tal manera que sean capaces de comportarse de forma lineal durante un evento sísmico de gran magnitud, esta premisa es del punto de vista económico inviable porque esto demandaría la concepción de estructuras muy robustas y extremadamente caras, este problema es el principal motivo por lo que se debe realizar un análisis sísmico no lineal donde se estudia los casos más altos de resistencia a fin de optimizar en secciones y materiales que implican un ahorro sustancial de recursos presupuestales que no son del todo abundantes.

## **1.2 Formulación del problema**

### **1.2.1 Problema general**

¿En qué medida el análisis no lineal es más eficiente que un análisis lineal para la obtención de respuestas sísmicas basadas en desplazamientos en puentes viales de concreto armado?

### **1.2.2 Problemas específicos**

- a) ¿En qué medida mejora la obtención de la demanda sísmica el uso del análisis dinámico Tiempo-Historia en relación al análisis Modal Espectral en puentes viales de concreto armado?
- b) ¿En qué medida afecta la condición de no linealidad geometría a la obtención de la capacidad de desplazamiento de los pilares en puentes viales de concreto armado?
- c) ¿En qué medida afecta la condición de no linealidad de los materiales a la capacidad de desplazamiento de los pilares en puentes viales de concreto armado?

## **1.2 Importancia y justificación del estudio**

### **2.2.1 Importancia**

Los puentes de concreto armado son estructuras sumamente importantes que se analizan, diseñan y construyen para elevar los niveles de vida de las personas desarrollando comunicación entre dos puntos superando obstáculos naturales (ríos, quebradas, etc.) y artificiales (carreteras, canales, etc.), aumentando el desarrollo económico de las comunidades, localidades y ciudades directamente involucradas. La materialización de este tipo de obras demanda mucho recurso intelectual a la hora de su proyección, así como para su construcción y mantenimiento demanda recursos presupuestales que son escasos en el país. El Perú al ser un país con alta actividad sísmica requiere que las estructuras tengan la capacidad de atender estos constantes movimientos del suelo evitando lo más que se pueda la pérdida de vidas humanas, así como las pérdidas materiales que involucran el colapso de estas estructuras(puentes).

Es de vital importancia saber las sollicitaciones a nivel de fuerzas que demanda cada evento sísmico, para tener la certeza de que la estructura que se propone es capaz de soportar estas sollicitaciones a lo largo de su vida de servicio, es importante saber calcular estas demandas con la mayor precisión posible, es por esta razón que es importante realizar la evaluación con el método de análisis dinámico denominado Tiempo Historia, puesto que con este método se tiene la seguridad de poder conocer cuál es la verdadera demanda sísmica y proponer así una adecuada configuración geometría con un acero de refuerzo optimizado capaz de atender satisfactoriamente a la demanda antes mencionada.

Es importante realizar un análisis no lineal de los pilares de los puentes, puesto que con este tipo de análisis se puede conocer la máxima capacidad de desplazamiento de los pilares, es importante también porque este tipo de análisis demanda un adecuado modelamiento de la estructura, un estudio específico de las secciones geométricas, así como una estudio muy específico de los materiales involucrados como son el concreto y el acero de refuerzo, a fin de garantizar que la estructura desarrolle toda su capacidad inelástica hasta que llegar a su punto de rotura.

La realización de un análisis sísmico no lineal implica el adecuado modelamiento y estudio de las secciones como de los aceros de refuerzo, se obtiene la capacidad a desplazamiento que tienen la estructura. Una vez conocida la capacidad y la demanda sísmica se tiene la seguridad que la geometría de los pilares es la adecuada, también se logra tener un mecanismo de colapso adecuado cuando la demanda supera a la prevista, en este caso se forman rotulas de tal manera que la estructura desarrolle toda su capacidad inelástica hasta su punto de rotura.

Es importante el hecho de poder garantizar mecanismos de colapso adecuados que den un determinado nivel de seguridad a las personas que son los usuarios finales de los puentes, para tal caso se define zonas de no linealidad concentrada denominadas rotulas plásticas, para tal caso el análisis se realiza con las condiciones más desfavorables en lo que se refiere a cargas actuantes, esto para poder describir el efecto de las cargas sísmicas cuando los pilares se encuentren comprimidos y tengan una menor capacidad de desplazamiento, así como cuando los pilares se encuentren poco comprimidos y tengan una mayor capacidad de desplazamiento, analizando para la condición de no linealidad geométrica como para la no linealidad del material.

Los profesionales involucrados a la ingeniería de puentes en su afán de constante mejora y desarrollo de esta especialidad, contarán con un gran aporte a la hora de escoger el tipo de análisis y los métodos sísmicos respectivos a usar en nuevos proyectos de puentes, así como cuando se requiera hacer evaluaciones para medir el desempeño de estas estructuras ante eventos sísmicos iguales o superiores a los considerados en su análisis inicial.

## **2.2.2 Justificación**

### **2.2.2.1 Justificación metodológica**

En la investigación las variables dependientes definida como “respuesta sísmica no lineal” tiene una relación directa con la variable dependiente “desplazamientos” dando resultados numéricos que ayudan a definir el concepto de diseño sísmico por desempeño, la investigación también sugiere la posibilidad de estudiar más variables de tal manera que la población definida en esta investigación sea estudiada de mejor manera.

### **2.2.2.2 Justificación Práctica**

En el Perú los puentes están expuestos a constantes movimientos laterales producidos por sismos de diferentes intensidades, la historia reciente ha demostrado que los pilares de puentes son los elementos que más daño sufren quedando en muchos inoperativos, a esto se le suma el hecho de que en el Perú existen muchos puentes con más de 30 años de vida en servicio, aumentando el riesgo de colapso comprometiendo la seguridad de vida de las personas. Con lo antes mencionado, esta investigación busca afianzar los conceptos de análisis sísmico no lineal en puentes dando soluciones prácticas de adecuados mecanismos de colapso aumentando así la seguridad de vida de las personas que son los usuarios finales.

Este trabajo de investigación pretende afianzar los conceptos de no linealidad con un aplicaciones prácticas enfocadas desde el punto de vista sísmico, los puentes que se analizan en esta investigación son los más comunes que se pueden encontrar en las carreteras, entonces la aplicación de los análisis que se plantean dan soluciónes practicas a destinos problemas como: la inadecuado detalle de refuerzo que haga que la estructura no desarrolle la suficiente ductilidad, la inadecuada ruta de caga

que hace colapsar la estructura, la falla por longitud de apoyo insuficiente, inadecuados o inexistentes topes sísmicos, etc.

### **2.2.2.3 Justificación teórica**

En esta investigación los resultados fueron obtenidos con ciertas condiciones predispuestas como son: el sistema estructural, el material del cual se componen los elementos estructurales, la geometría de los puentes y las condiciones de carga para la cual se analizan las rotulas plásticas. Pero estos resultados no se pueden generalizar para todos los puentes existentes en el Perú y el mundo, es por esto que los resultados obtenidos sirven para revisar y apoyar la teoría de análisis sísmico inelástico, creando un antecedente de futuras investigaciones contribuyendo con futuras hipótesis, aportando ideas y recomendaciones de donde se espera que se utilicen teorías más afinadas que den resultados más precisos, logrando la constante mejora de los métodos que se están estudiando.

Esta investigación pretende la aplicación de los análisis y métodos que se estudian para la adecuada implantación en la etapa de construcción y al adecuado monitoreo cuando el puente tenga que atender a sollicitaciones sísmicas De niveles altos, siendo capaz de absorber y disipar energía de forma eficiente. La investigación establece la relación directa del comportamiento de las variables de acuerdo al nivel de análisis que se escoja, en la investigación por ejemplo las demandas obtenidas con procedimientos lineales difieren significativamente de las obtenidas con procedimientos no lineales, siendo la capacidad de los pilares directamente proporcional a la cantidad de refuerzo longitudinal que coloca , entonces el desempeño final se ve drásticamente afectado por el hecho de que el pilar tendría que atender demandas más grandes con la misma capacidad, siendo el estudio de esta característica el principal aporte teórico que la investigación pretende dar.

La realización de esta investigación permitirá a los ingenieros proyectistas y diseñadores afines a la ingeniería de puentes contar con un antecedente a la hora de realizar un análisis sísmico no lineal de puentes de concreto armado, también dará aportes de cómo realizar la corrección y el escalamiento de los registros de acelerogramas directos ocurridos para obtener valores óptimos para la realización de dicho análisis.

#### **2.2.2.4 Justificación social**

Con lo relacionado a la justificación social, la investigación busca que los ingenieros relacionados a la especialidad de puentes, realicen análisis no lineales usando el método sísmico Tiempo-Historia contemplando la no linealidad geométrica y la no linealidad de los materiales para garantizar que los puentes de concreto armado sean capaces de soportar el sismo de diseño o uno superior a este, formando adecuados mecanismos de colapso que bajen significativamente la probabilidad de tener pérdidas de vidas humanas. El análisis planteado en la investigación busca la operatividad de los puentes después de un evento sísmico de tal manera que la sociedad no se vea perjudicada en ninguna actividad económica.

#### **2.2.2.5 Justificación económica**

Con lo relacionado a la justificación económica, la investigación propone la realización de un análisis no lineal en comparación con uno lineal, si se asume que la estructura se comporta de forma lineal durante un evento sísmico se tiene que garantizar que los elementos estructurales que componen el puente tengan la suficiente rigidez con mucho acero de refuerzo, además deben ser simétricos respecto de cada eje, pero el hecho de que ser lo suficientemente rígido implica que las secciones transversales y longitudinales de cada elemento que constituye el puente sean muy grandes. Esto hace que la estructura sea muy cara, puesto que demandaría muchos materiales (concreto, acero, encofrados, etc.) y recursos presupuestales para su construcción, haciendo que esta tipa de obras sean extremadamente caras.

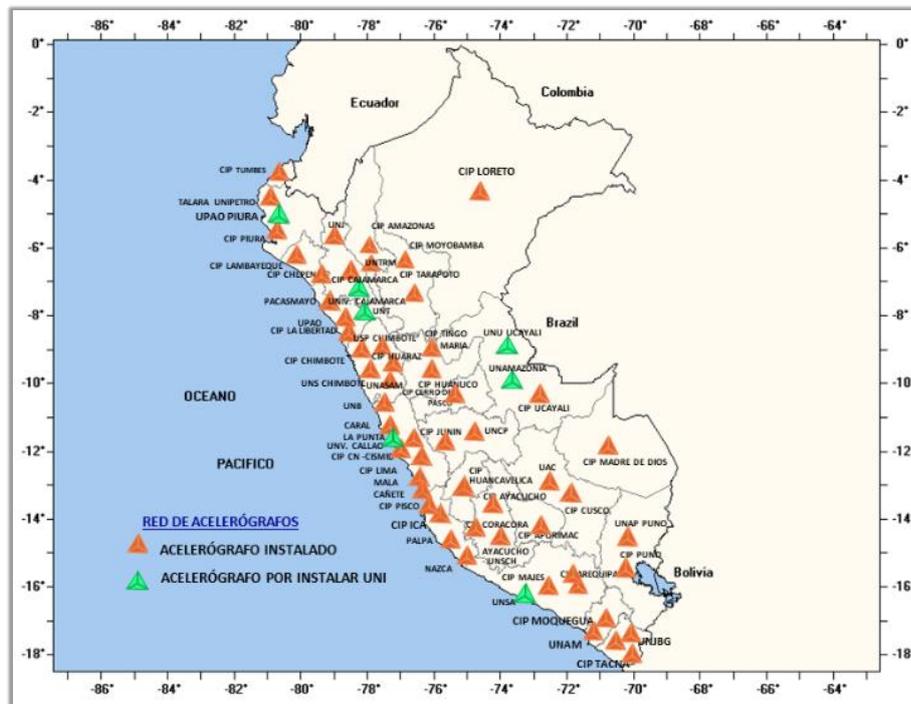
Por otro lado, la investigación plantea la realización de un análisis no lineal donde se analiza la capacidad final de los pilares, para esto se plantea una sección que tenga una rigidez apropiada con un adecuado acero de refuerzo de tal manera que se pueda garantizar la ductilidad de estos elementos (pilares), entonces el análisis sísmico es de lejos más óptimo y demanda menos recursos presupuestales siempre escasos en nuestro país

#### **2.2.2.1 Justificación legal**

El manual de puentes del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC) publicado el 2018 en el capítulo referente al análisis sísmico, cita al manual AASTHO LRF (2017)

donde se recomienda el uso de este método en puentes que cumplan con determinada categoría. Esta investigación plantea la realización de estos métodos de análisis a puentes que cumplan con las categorías de análisis requeridos, dando la posibilidad de esta investigación aporte a futuros manuales o normas en lo que se refiere a diseño sísmico.

El método Tiempo-Historia realiza el análisis en base a registros sísmicos ocurrido en la zona de estudio, entonces es importante contar con una base de datos confiables, para tal propósito en el Perú la Universidad Nacional de Ingeniería (UNI) en alianza con otras universidades en todo el Perú ha venido instalando en los últimos años una red de aerógrafos de monitoreo permanente, la figura 01, muestra la distribución de la red de acelerógrafos en todo el territorio peruano.



**Figura 01:** Ubicación de estaciones acelerograficas del CIP-Posgrado FIC-UNI

**Fuente:** Página web de la red aerográfica del Perú-2019

## 1.4 Delimitación del estudio

Para que la investigación quede delimitada adecuadamente, se tiene que tener bien claro en ámbito espacial y temporal en el cual se van a desarrollar todos los procesos y trabajos de la investigación; en la tabla 01, se muestra estas delimitaciones.

**Tabla 01:**

Delimitación espacial y temporal de la investigación

<b>Delimitación</b>	<b>Descripción</b>
Espacial	La investigación se centra en la obtención de los desplazamientos producidos por movimientos sísmicos, esta investigación se ubicará en la costa peruana (Z <sub>4</sub> ), puesto que esta zona es la de mayor demanda sísmica.
Temporal	Uno de los métodos implicados en esta investigación, es el uso de registros sísmicos ocurridos desde 1966 hasta 2019. mismos que servirán para medir el desempeño de los puentes en futuros eventos sísmicos.

**Fuente:** Elaboración propia.

## **1.5 Objetivos**

### **1.5.1 Objetivo general**

Determinar las respuestas sísmicas lineales y no lineales para obtener desplazamientos en puentes viales de concreto armado, usando la no linealidad geométrica y la no linealidad material y aplicando metodologías de análisis Modal Espectral y el Tiempo-Historia.

### **1.5.2 Objetivos específicos**

- a) Realizar el análisis modal espectral y el Tiempo-Historia para la determinación de las demandas sísmicas en puentes viales de concreto armado.
- b) Realizar el análisis sísmico no lineal considerando la no linealidad geométrica para la determinación de la capacidad de desplazamiento de los pilares y aumentar la ductilidad formado adecuados mecanismos de colapso.
- c) Realizar el análisis sísmico no lineal considerando la no linealidad de los materiales para la determinación de capacidad de los pilares en puentes viales de concreto armado

## **Capítulo II**

### **Marco teórico**

#### **2.1 Marco histórico**

A lo largo de la historia los enfoques del diseño sísmico han ido cambiando de acuerdo a cada investigación echa sobre el tema después de las lecciones aprendidas que cada terremoto ha dejado, se han tomado pruebas de laboratorio y se han hecho estudios analísticos que garantizan el comportamiento de los puentes ante eventos sísmicos de gran magnitud, teniendo siempre presente la seguridad de vida y evitando el colapso.

En Estados Unidos se empezó a diseñar los puentes para una fuerza lateral basada en registros sísmicos ocurridos en 1940. sin embargo, esta base de datos no se actualizo hasta después del terremoto de 1964 que producto daño en muchos puentes. No fue sino hasta el terremoto de San Fernando en 197, donde los daños a los puentes fueron devastadores creándose así el primer programa de adaptación que daban algunas pistas del comportamiento sísmico de los puentes (Chen y Duan, 2014, pág.54).

El Departamento de Transportes de California (Caltrans) en los Estados Unidos después del terremoto de San Fernando 1971 da los primeros criterios para el diseño

símico (SDC) que se implementaron como Caltrans (1973); este criterio prescriptivo se basó en gran parte en un diseño dúctil con factores de seguridad prescritos en donde se permitía daños evitando el colapso. Se adoptó la idea de permitir daños a partir de la formación de rotulas plásticas en las columnas y así implantar el criterio de “seguridad de vida” (Chen y Duan, 2014, pág.237).

Entonces el manual Caltrans (1973), da un enfoque de diseño dúctil en vez de un diseño completamente elástico; mucho más caro y difícil de lograr. Este criterio con algunas modificaciones menores es tomado manera formal por AASTHO en 1975 y es implantada en la práctica en los Estados Unidos. con el paso de los años AASTHO conserva estos criterios hasta 1981 que fueron remplazados por las directivas de diseño sísmico ATC-6 para puentes de carreteras, para luego convertirse en la División 1-A-AASTHO (1992). En las décadas de los 80 y 90s, se produjeron sismos que dañaron mucho los puentes, entonces quedo claro que tenía que mejorar el enfoque del diseño sísmico, los cuatro documentos publicados hasta entonces ATC-32 SDC Mejorado para puentes (ATC1996), Caltrans (1999), Desarrollo e implementación de las especificaciones de diseño sísmico Carolina del Sur (SCDOT2001), publicación MCEER(MCEER2004). Es así que en el 2005 se empezó a identificar las mejores prácticas de estos 4 documentos para consolidarlos en único documento que contenga todas las recomendaciones y especificaciones relacionado a puentes, es así que en el 2009 AASTHO publica la primera edición de su documento titulado “Especificaciones de la guía AASTHO para el diseño de puentes sísmicos LRFD”, publicando el 2011 su segunda edición (Chen y Duan, 2014, pág.237).

El 2014 AASTHO publica la tercera edición de la guía sísmica, este documento se enfoca en el método tradicional basado en fuerzas y el método basado en desplazamientos. Ambos métodos se basan en un diseño dúctil teniendo presente la seguridad de vida y le prevención del colapso para una vida útil de 75 años y periodo de retorno de 1000 años con una probabilidad de excedencia del 7%. Esta guía acepta la idea de que los puentes sufran daños después de eventos sísmicos, pero no todo el daño es aceptado, solo en elementos diseñados para tal propósito; por esta razón esta guía tiene detalles para las zonas donde se producirán las rotulas plásticas y para la protección de capacidad de aquellos elementos que no deben sufrir daños (Chen y Duan, 2014, pág.237).

## 2.2 Antecedentes de la investigación

Para la elaboración del marco teórico, se hizo la búsqueda de información científica en tesis doctorales, tesis magistrales, revistas especializadas y publicaciones a nivel mundial, regional y nacional, que dan validez y justificación al proyecto de investigación.

A continuación, se da un resumen de cada investigación, citando a los autores y el año en que fueron publicadas:

Abdel-Mohti, A, y Pekcan, G. (2008), el artículo citado, estudia la influencia del sesgo de los pilares respecto al eje del puente, cuando es sometido a cargas sísmicas. La estructura estudiada es un puente continuo de 3 tramos con sección cajón. el análisis sísmico no lineal del puente se realizó bajo los conceptos de método de las fuerzas (Tiempo-Historia) y el método de desplazamientos (Pushover). Estos métodos fueron comparados para evaluar el sesgo entre ambos, los investigadores concluyen que los dos métodos dan una predicción similar del comportamiento del puente.

Abdel-Mohti, A, y Pekcan, G. (2013), los investigadores evalúan el comportamiento sísmico de puentes sesgados de sección cajón, teniendo como objetivo estudiar el adecuado modelado de las columnas sesgadas para obtener una adecuada respuesta sísmica no lineal, se realizó un análisis Tiempo-Historia con la ayuda de programas como SAP2000 y DRAIN3DX. Una de las conclusiones de la investigación fue los elementos como estructurales componentes de los puentes (pilares, secciones) deben ser capaces de soportar las fuerzas sísmicas, por más que los topes sísmicos fracasen

Altunisik, Ahmet Can; Bayraktar, Alemdar; Sevim, Baris; Birinci, Fatma(2011), la presente investigación está basada en un diseño metodológico de perspectiva histórica, esta investigación presenta el análisis modal operativo basado en vibraciones y la actualización de un modelo de elementos finitos de un puente histórico restaurado, La descomposición del dominio de la frecuencia mejorada en el dominio de la frecuencia y la identificación estocástica del subespacio en las metodologías del dominio del tiempo extrajeron características dinámicas experimentales. Una comparación de los resultados analíticos y experimentales mostraron un acuerdo significativo entre formas de modo, pero algunas diferencias en las frecuencias naturales. Por consiguiente, la actualización

del modelo de elementos finitos del puente mediante el cambio de las condiciones de contorno minimizó las diferencias entre las frecuencias naturales analíticas y experimentales.

Ai, R. L., y Yong, L. P. (2018). el artículo estudia la respuesta sísmica de un puente continuo de 3 tramos, para mejorar la precisión en los cálculos este documento hace uso del método de elementos finitos y evalúa la respuesta sísmica con el método Tiempo-Historia, en este estudio se adoptó un periodo de diseño menor de 100 años con una probabilidad de excedencia del 10% y un periodo de diseño superior a los 100 años con una probabilidad de excedencia del 2%, se estudiaron las primeras 6 frecuencias naturales, dando una interpretación diferente para cada forma modal. La investigación concluye que es necesario tomar en cuenta el efecto del movimiento del suelo para calcular los desplazamientos.

Borekci, Murat S. Kirçil, Ibrahim Ekiz (2018), realizan un análisis de desempeño basado en los desplazamientos, evalúan un comportamiento no lineal bajo el efecto de grandes sismos que demandan grandes desplazamientos, para esto se hizo un análisis sísmico no lineal tiempo-historia la cual da una mejor estimación de estos desplazamientos, se evaluó sistemas SDOF con un periodo de 0.1 - 3s usando 160 registros de movimiento en el suelo usando el modelo histórico de Clough-Clough degradante con colapso, esta investigación concluye entre otras cosas que el desplazamiento se ve afectada por las condiciones locales de sitio, también concluye que el modelo histórico bilineal no degradante proporciona una menor CR( ratio de desplazamiento) que la de degradar el modelo histórico orientado al pico.

Fang, L. B., y Zhang, H. Y. (2013), investigación realizada en la ciudad de Zúrich-Holanda, se evalúa la respuesta sísmica de un puente, usando el método Modal Espectral para realizar el análisis estático, y el método Tiempo-Historia para realizar el análisis dinámico. Esta investigación enfatiza el uso de un análisis tiempo historia en el rango Elasto-Plástico, la investigación usa los diferentes métodos de análisis sísmico para aumentar la flexibilidad, aumentar el periodo de la estructura y disminuir las cargas sísmicas causadas por los sismos.

Hao Lei Wang; Jie, Feng, Ma; Zhu, Chao (2016), la investigación analizan el cable de un puente colgante de gran luz, para la respuesta sísmica usaron los métodos de espectro de respuesta y el tiempo-historia, se modeló con una malla de elementos finitos

obteniendo la mayor presión posible, estos investigadores concluyen entre otras cosas que bajo el efecto de la excitación sísmica con una probabilidad de excedencia del 10%, el valor máximo del diseño, el espectro de respuesta de aceleración horizontal ( $S_{max}$ ) es 0.34 g, el período característico ( $T_g$ ) es 0.57 segundos, para sismos en dirección longitudinal y transversal. Un de las conclusiones de la investigación fue que los elementos soportan cargas transversales cuando están expuestos a eventos sísmicos.

Mehr, M., y Zaghi, A. E. (2016), la investigación tiene la intención de mejorar la comprensión de la respuesta sísmica y evaluar la aplicabilidad de las suposiciones de diseño actuales, se desarrolló un análisis por de Espectro de Respuesta y un análisis sísmico no lineal Tiempo-Historia para medir su desempeño frente a acciones sísmicas de gran intensidad, cada análisis se realizó a 52 prototipos de puentes diseñados de acuerdo a los criterios de “Caltrans (2013)”, para el análisis Tiempo-Historia se tomaron 33 registros sísmicos diferentes, con los cuales se realizaron más de 3400 análisis. Los investigadores concluyen entre otras cosas que el análisis sísmico tiempo – historia es el más adecuado y el que mejor describió el comportamiento en cada prototipo de puente.

Minchan, P, M, A. (2016), tesis que evalúa la respuesta sísmica de un puente segmental de vigas simplemente apoyadas, para calcular dichas respuestas se relacionó los desplazamientos obtenidos con un análisis dinámico espectral y un análisis dinámico no lineal Tiempo-Historia: con registros sísmicos escaldos ocurridos en la ciudad de Cajamarca, dichos resultados los comparo con una variable común que vendría a ser los desplazamientos. La investigación se centra en la respuesta sísmica del puente con y sin aisladores.

Riahi, H Tajmir; Amouzegar, H; Fosoul, S Ale Saheb(2015), investigación donde los autores realizan análisis sísmico no lineal, para lo cual usan un espectro de respuesta y acelerogramas de movimientos sísmicos para compatibilizarlos al espectro objetivo. La investigación hace una comparación cuantitativa entre ambos métodos, dando como recomendación el uso de método de análisis sísmico denominado tiempo-historia, concluye también que el uso de este método reduce de forma significativa los cálculos y los valores de la curva de fragilidad de la estructura, también concluye que el sesgo que existe entre los métodos de análisis sísmico está relacionado directamente con el tipo de estructura en particular.

Riahi, H. T., Amouzegar, H., y Fosoul, S. A. (2015). Esta investigación se centra en la evaluación de la respuesta sísmica estructural de un conjunto completo marcos de concreto armado bajo excitación de acelerogramas reales y movimientos de tierra que están emparejados espectralmente a un espectro objetivo. El proceso de coincidencia se lleva a cabo en el dominio del tiempo y el espectro ASCE 7-05 se usa como el espectro objetivo. Esta investigación usa la perspectiva histórica como diseño metodológico, para el análisis tiempo historia usan 20 registros sísmicos ocurrido desde el año 1979 al 1999, esta investigación concluye en que hay un sesgo no conservador en el rango no lineal debido al uso del análisis sísmico en el dominio del tiempo.

Xie, Jian Bin; Hu, Deng Feng; Fu, Miao; Wu, Chang Chang (2013) investigación realizada con un diseño de perspectiva histórica, con variable independiente X1(análisis sísmico de espectro de respuesta) y variable independiente X2(análisis sísmico tiempo-historia), para el análisis sísmico se usó el método Modal Espectral y el método Tiempo-Historia, para el modelamiento se usó el método de elementos finitos. Concluyen que la respuesta sísmica se reduce considerablemente usando el método de análisis sísmico tiempo-historia, también concluyen los resultados de los dos análisis no son menos del 80% en su mayoría. Para asegurar el diseño sísmico del puente, los resultados del análisis del espectro de respuesta y el análisis del Tiempo-Historia deben compararse entre sí y el más grande de los dos debe tomarse como la base del diseño.

Joghataie, A., y Yali, A. P. (2015). Artículo donde los investigadores tienen el objetivo de evaluar el desempeño de puentes con limitadores (elementos que se colocan para restringir desplazamientos), para tal caso se realizó un análisis no lineal Tiempo-Historia con 7 registros sísmicos deferentes, usa modelos tridimensionales que describen el comportamiento de los puentes con gran precisión. La investigación concluye en que el limitador disminuye notablemente los desplazamientos de los pilares.

Zhang, Jia Wen; Guo, Wen Hua; Xiang, Chao Qun (2012). Investigación publicada en Zúrich (Suiza) donde se analizaron las características estructurales del Puente Taizhou del Río Yangtze (China), Desarrollándose este con una malla de elementos finitos (MEF) tridimensionales (3D), desarrollando así su configuración de equilibrio, se realiza un análisis modal para proporcionar las frecuencias y formas de modo. El estudio se centra en los efectos de la rigidez vertical, lateral y torsional. Los resultados muestran que la variación de la rigidez vertical, lateral y de torsión de las vigas

de refuerzo tiene efectos en la frecuencia de vibración sólo en las direcciones. Los resultados obtenidos podrían servir como una valiosa referencia numérica para el análisis y diseño de puentes.

Li, X. L., Dou, H. J., y Shen, D. (2013), investigación donde se evalúa la respuesta sísmica y el desempeño de un puente continuo de 3 vanos, bajo la acción de un sismo severo cerca de la zona de falla. La respuesta sísmica fue calculada mediante el método Tiempo-Historia usando 9 registros sísmicos, para el cálculo de los desplazamientos la investigación toma en cuenta la interacción suelo estructura. Los autores concluyen que los resultados del método Tiempo-Historia muestran valores de desplazamientos son más grandes que los permitidos, produciendo el colapso de la estructura(puente).

Wang, T., Li, Y., y Ning, J. (2014), los autores evalúan la respuesta sísmica no lineal de un puente continuo usando aisladores sísmicos, el análisis no lineal se realizó mediante el método Tiempo-Historia, con 3 registros sísmicos diferentes ocurrido en la zona de estudio. Los investigadores concluyen en que el aislador sísmico alarga el periodo natural de vibración de la estructura, garantizando que la estructura no supere el rango elástico; esto implica que la estructura no tendrá desplazamientos, garantizando así su desempeño bajo acciones sísmicas en su vida de servicio.

Zhao, Fan, Wang, Li, Wang, y Yang. (2013), los investigadores realizan el análisis de un puente continuo de gran luz, la subestructura se compone de un pilares, zapatas y pilotes. En este artículo compara la respuesta sísmica obtenida con un análisis Modal Espectral con la obtenida mediante el análisis Tiempo-Historia, para la evaluación de momentos, desplazamientos y fuerzas internas. Los autores concluyen que el análisis dinámico no lineal Tiempo-Historia representa mejor el comportamiento del puente y que la resistencia obtenida es mayor que la demanda sísmica.

Chancha. J. (2018), en esta investigación el autor realiza la evaluación sísmica no lineal de un puente de 60 m de luz con 2 pilares intermedios, tal análisis se realizó con la metodología de análisis Modal Espectral y el Tiempo Historia. La investigación da como conclusión un valor de capacidad asociado a un análisis Pushover.

## 2.3 Bases teóricas

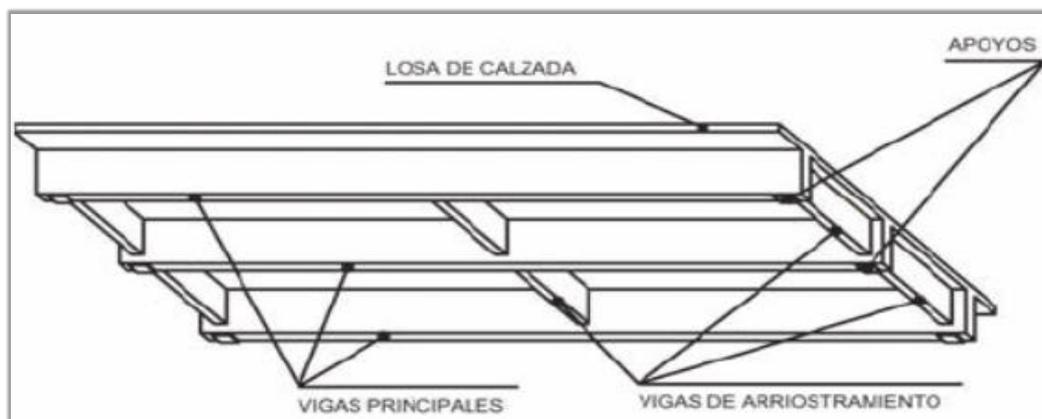
### 2.3.1 Consideraciones generales

#### 2.3.1.1 Puente

“Se puede definir un puente como una estructura construida que permite generar una plataforma de apoyo elevada con respecto al suelo, por donde puede circular uno o más tipos de flujo” (Somenson H,2015, pág.11). Esta plataforma se eleva para poder pasar cursos de agua, cruzar carreteras, salvar laderas con fuertes pendientes, etc. Esta estructura debe ser estable y duradera frente a acciones Naturales a las cuales será sometida a lo largo de su vida de servicio, debe tener cierto grado de deformabilidad para soportar la carga vehicular a la que será expuesta.

#### 2.3.1.2 Puente tipo Viga-Losa

“Este tipo estructural se caracteriza por poseer un elemento resistente que, orientado según el eje longitudinal del puente, desvía las cargas hacia los apoyos, mediante un trabajo de flexión y corte” (Somenson H,2015, pág.91). La figura 2 muestra una sección típica de este tipo de puente, en donde “el elemento resistente o estructura de sostén está constituido por la viga principal, que utiliza a la losa de calzada como cabeza de compresión” (Somenson H,2015, pág.91).

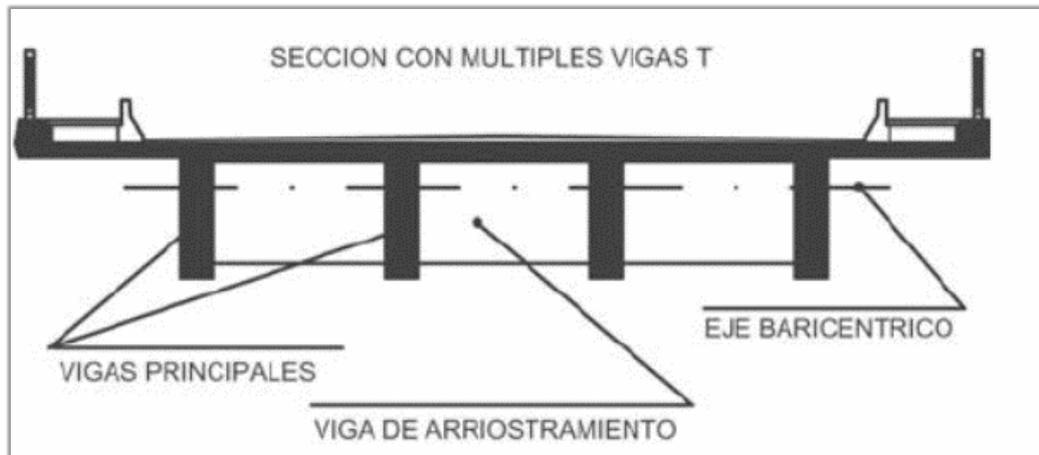


**Figura 02:** Sección típica de un puente Viga-Losa

**Fuente:** Somenson, H. M. (2015)

“Este tipo de puente tiende a ser continuo, puesto que “el monolitismo en las estructuras de hormigón es una condición que no solamente mejora sus características funcionales, sino que también contribuye a su mayor durabilidad”

(Somenson H,2015, pág.97). La figura 03 muestra la sección transversal de un puente tipo vigas T, el cual está constituido de una losa, de un numero finito de vigas principales en forma de T, elementos de protección lateral (barreras y barandas), y vigas diafragma en sentido transversal.

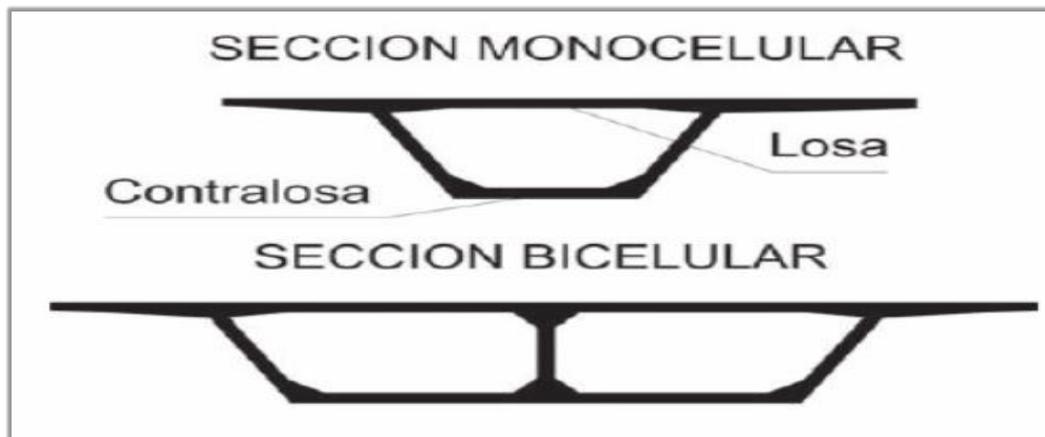


**Figura 03:** Sección transversal típica de un puente Viga-Losa  
**Fuente:** Obtenido de Somenson, H. M. (2015).

### 2.3.1.3 Puente tipo Viga – Cajón

Los puentes construidos con esta sección transversal tienen condiciones eficientes en su resistencia inercial y tensional, que las hacen especialmente indicadas para la construcción de puentes continuos expuestos a grandes momentos positivos y negativos, en comparación a las vigas T, la sección cajón tiene una distribución homogénea de tensiones (superior e inferior), razón por la cual presentan deformaciones elásticas menores (Somenson H, 2015).

La sección cajón al tener una estructura cerrada presenta una excelente rigidez torsional que ayuda a tener una mejor distribución de cargas transversales, esto quiere decir que ante alguna carga excéntrica aplicada el puente, este no rotaría respecto a su eje longitudinal (Somenson H, 2015). Existen variantes de acuerdo al número de células dentro de los tableros (mono celular, multicelular), la figura 04 muestra estas variantes.



**Figura 04:** Sección transversal de un puente Viga Cajón  
**Fuente:** Obtenido de Somenson, H. M. (2015).

#### 2.3.1.4 Componentes estructurales de puentes

a) **Super estructura,** La super estructura son todos elementos que se integran y definen al puente, puesto que este conjunto de elementos tiene características específicas y esenciales que son necesarias para lograr cubrir la luz total de los puentes, se componen de vigas, tableros, diafragmas, superficie de rodadura, juntas de dilatación, barreras laterales y drenaje, todos estos elementos se combinan para atender los esfuerzos producidos por el tráfico para el cual son diseñados (Torres C, 2013).

b) **Subestructura,** “La subestructura está compuesta por todos los elementos calculados y diseñados para transmitir las cargas exteriores (ajenas a la subestructura) al suelo de cimentación” (Torres C,2013, pág.25). La sub estructura está compuesta por elementos como son los estribos, muros de ala, pilas, zapatas, pilotes, sistemas de contención.

### 2.3.2 Cargas, factores y combinaciones de cargas

#### 2.3.2.1 Cargas

**Cargas permanentes:** son las que actúan directamente sobre la estructura, estas cargas son de gravedad y conviven con el puente durante todo su tiempo de vida útil, están orientadas en un solo sentido hasta obtener su valor máximo, este tipo de cargas no tienen un cambio significativo en el tiempo. La tabla 02 muestra estas cargas con su respectiva simbología.

**Tabla 02:**

Cargas permanentes

<b>Símbolo</b>	<b>Descripción</b>
CR	Carga debido al efecto del <i>creep</i>
DD	Fricción negativa
DC	Carga muerta de los componentes estructurales y no estructurales
DW	Carga muerta de la su superficie de rodadura y dispositivos auxiliares
EH	Presión horizontal de tierra
EL	Tensiones residuales acumulados durante el proceso constructivo
ES	Carga superficial del terreno
EV	Presión lateral del peso propio del terreno

Fuente: Adaptación en base al AASTHO LRFD 2017

**Cargas transitorias:** son las que presentan un cambio significativo respecto a su valor medio, estas cambian de acuerdo a factores externos como el sismo, explosión vehicular, por colisión de embarcaciones al puente, debido a la fricción entre los neumáticos y el tablero, incremento vehicular, cargas de hielo, por la variación de temperatura, por efecto de asentamientos en la sub estructura, el efecto del viento en el puente y sobre la carga viva vehicular, etc. La tabla 03 muestra estas cargas con su respectiva simbología para cada caso de aplicación.

### 2.3.2.2 Factores y combinación de cargas

Para el caso de los factores de carga, la AASTHO LRF 2017 recomienda el uso de la ecuación 1.

$$Q = \sum n_i y_i Q_i \quad (1)$$

Donde:

$n_i$  = modificador de carga

$y_i$  = factores de carga obtenidos de la figura 5 y 6

$Q_i$  = carga especificada

**Tabla 03:**

Cargas transitorias

<b>Símbolo</b>	<b>Descripción</b>
BL	Fuerza de explosión
BR	Fuerza de frenado
CE	Fuerza centrífuga vehicular
CT	Fluencia de colisión vehicular
CV	Fuerza de colisión de embarcación
QE	Fuerza de sismo
FR	Fuerza de fricción
IC	Carga de hielo
IM	Fuerza por incremento dinámico de carga vehicular
LL	Incremento de carga vehicular
LS	Fuerza debido a la carga viva superficial
PL	Carga viva peatonal
SE	Asentamiento
SH	Contracción
TG	Fuerza por gradiente de temperatura
TU	Fuerza por temperatura uniforme
WA	Carga hidráulica y presión de agua
WL	Efecto del viento sobre la carga viva
WS	Efecto del viento en la estructura

Fuente: Adaptación en base al AASTHO LRFD 2017

Todos los componentes estructurales del puente tienen que cumplir con la ecuación 1, las fuerzas factoradas deben satisfacer las siguientes combinaciones establecidas por la AASTHO LRFD:

**a) Resistencia I (*Strength I*)**

Esta combinación se usa en condiciones normales para tránsito de vehículos sin tomar en cuenta las fuerzas producidas por la acción viento sobre la estructura (AASTHO LRFD, 2017, pág. 3-9).

**b) Resistencia II (*Strength II*)**

Esta combinación es utilizada cuando el vehículo de diseño es especificado por la persona o entidad que hace el requerimiento(propietario), también se usa con algún tipo de vehículo que permitan hacer evaluaciones sin considerar las fuerzas producidas por el viento (AASTHO LRFD, 2017, pág. 3-9).

**c) Resistencia II (*Strength II*)**

Esta combinación es utilizada cuando el análisis toma en cuenta los efectos del viento, a grandes velocidades de viento, lo vehículos se vuelven inestables, teniendo una gran incidencia en la carga viva (AASTHO LRFD, 2017, pág. 3-9).

**d) Resistencia IV (*Strength IV*)**

Esta combinación se usa cuando existe unas relaciones altas de carga viva y carga muerta (AASTHO LRFD, 2017, pág. 3-9).

**e) Resistencia V (*Strength V*)**

Esta combinación es utilizada cuando se en condiciones normales, tomando un viento de 128 km/h (AASTHO LRFD, 2017, pág. 3-10).

**f) Evento extremo I (*Extreme event I*)**

El evento extremo I se usa cuando se toma en cuenta los efectos producido por eventos sísmicos, tomando para el análisis un porcentaje de la carga viva (AASTHO LRFD, 2017, pág. 3-10).

**g) Evento extremo II (*Extreme event II*)**

Esta combinación involucra los efectos del viento, la colisión de barcos y algunos efectos hidráulicos, considerando un porcentaje de la carga viva vehicular, sin considerar las cargas de frenado de los vehículos (AASTHO LRFD, 2017, pág. 3-10).

**h) Servicio I (*Service I*)**

Combinación usada en condiciones normales de huso, con todas las cargas nominales sin factorar y un viento de 90 km/h, involucra estructuras metálicas(deflexión)

y control de agrietamiento de estructuras de concreto armado (AASTHO LRFD, 2017, pág. 3-11).

**i) Servicio II (*Service II*)**

Esta combinación se usa en estructuras de acero, para controlar la fluencia y el desplazamiento de componentes críticos de la estructura producidos por la carga viva vehicular (AASTHO LRFD, 2017, pág. 3-11).

**j) Servicio III (*Service III*)**

Esta combinación es utilizada en puentes de vigas prees forzadas, se evalúa la tensión en los torones para las cargas muertas nominales sin factorar con un porcentaje de la carga viva (AASTHO LRFD, 2017, pág. 3-11).

Los coeficientes para cada combinación se toman de la tabla 04 y la tabla 05 muestra los valores máximos y mínimos de  $\gamma_i$  para las cagas permanentes, en cada caso los coeficientes serán escogidos para producir el mayor efecto posible.

**Tabla 04:**

Combinaciones y factores de carga

Load Combination Limit State	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	Use One of These at a Time				
										EQ	BL	IC	CT	CV
Strength I (unless noted)	$\gamma_p$	1.75	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	—	—	—	—	—
Strength II	$\gamma_p$	1.35	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	—	—	—	—	—
Strength III	$\gamma_p$	—	1.00	1.00	—	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	—	—	—	—	—
Strength IV	$\gamma_p$	—	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	—	—	—	—	—	—	—
Strength V	$\gamma_p$	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	—	—	—	—	—
Extreme Event I	1.00	$\gamma_{EQ}$	1.00	—	—	1.00	—	—	—	1.00	—	—	—	—
Extreme Event II	1.00	0.50	1.00	—	—	1.00	—	—	—	—	1.00	1.00	1.00	1.00
Service I	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	—	—	—	—	—
Service II	1.00	1.30	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	—	—	—	—	—	—	—
Service III	1.00	$\gamma_{LL}$	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	—	—	—	—	—
Service IV	1.00	—	1.00	1.00	—	1.00	1.00/1.20	—	1.00	—	—	—	—	—
Fatigue I— LL, IM & CE only	—	1.75	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Fatigue II— LL, IM & CE only	—	0.80	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

**Fuente:** Adaptado de AASTHO LRFD (2017)

**Tabla 05:****Factores de carga permanente**

Type of Load, Foundation Type, and Method Used to Calculate Downdrag		Load Factor	
		Maximum	Minimum
<i>DC</i> : Component and Attachments		1.25	0.90
<i>DC</i> : Strength IV only		1.50	0.90
<i>DD</i> : Downdrag	Piles, $\alpha$ Tomlinson Method	1.40	0.25
	Piles, $\lambda$ Method	1.05	0.30
	Drilled shafts, O'Neill and Reese (2010) Method	1.25	0.35
<i>DW</i> : Wearing Surfaces and Utilities		1.50	0.65
<i>EH</i> : Horizontal Earth Pressure			
• Active		1.50	0.90
• At-Rest		1.35	0.90
• <i>AEP</i> for anchored walls		1.35	N/A
<i>EL</i> : Locked-in Construction Stresses		1.00	1.00
<i>EV</i> : Vertical Earth Pressure			
• Overall Stability		1.00	N/A
• Retaining Walls and Abutments		1.35	1.00
• Rigid Buried Structure		1.30	0.90
• Rigid Frames		1.35	0.90
• Flexible Buried Structures			
○ Metal Box Culverts, Structural Plate Culverts with Deep Corrugations, and		1.50	0.90
Fiberglass Culverts		1.30	0.90
○ Thermoplastic Culverts		1.95	0.90
○ All others			
<i>ES</i> : Earth Surcharge		1.50	0.75

**Fuente:** AASTHO LRFD (2017)**2.3.3 Sobrecargas vehiculares (LL) y peatonales (PL)****2.3.3.1 Sobre carga vehicular (LL)**

La carga viva vehicular más conocida como HL-93 es la combinación de efectos de los camiones de diseño HL-93K, el tándem HL-93M, el primero es un camión con 2 ejes posteriores separados 4.3 m - 9 m con 145 KN de fuerza aplicadas a cada llanta, y un eje delantero con una separación de 4.3 m con 35 KN de fuerza aplicada en cada llanta, el tándem por otro lado es un camión de 2 ejes posteriores separados 1.8m entre sí, con 110 KN de fuerza en cada llanta (Manuel de puentes, 2018). Las especificaciones en los códigos de diseños especifican que se toma el mayor efecto de ambos camiones de diseño, más no la suma de ellos.

La carga de carril es una carga uniformemente distribuida de 9.3 KN, aplicadas a cada carril con un ancho igual al ancho del carril que se pretende proyectar (Manuel de puentes, 2018), la tabla 06 describe las características geométricas de cada camión de diseño, así como las características de la carga de carril.

**Tabla 06:**  
Características de la carga de diseño

	Longitudinal	Transversal
Camión HL-93K		
Tandem HL-93M		
Carga de carril		

Fuente: Adaptado en base al Manual de Puentes MTC- 2018

### 2.3.3.2 Sobre carga peatonal (PL)

La sobre carga peatonal es una carga transitoria que se aplica a las veredas a ambos extremos de la sección transversal de los puentes, es una carga gravitacional aproximada de 36 kg/cm<sup>2</sup> que es aplicada en conjunto con todas las cargas actuantes en el puente.

### 2.3.3.3 Incremento por carga dinámica (IM)

Los efectos de cargas estáticas como el camión de diseño (HL-93K) o el Tandem (HL-93M) son afectados por el factor “IM”, valores que se calculan mediante la ecuación 2

$$U_{LL+IM} = \left( 1 + \frac{IM}{100} \right) \quad (2)$$

El incremento es aplicable exclusivamente a las cargas móviles vehiculares, excluyendo las fuerzas centrífugas y las fuerzas que producen frenado, la tabla 07 muestra los valores de “IM” para cada tipo de combinación.

**Tabla 07:**

Incremento por carga dinámica

<b>Componente</b>	<b>IM</b>
Para juntas de tablero en todos los estados límite.	75%
Todos los demás componentes	
• Fatiga y estado límite de fractura.	15%
• Todos los demás estados límite.	33%

Fuente: Adaptado de AASTHO LRFD (2017)

### **2.3.4 Demanda sísmica (QE)**

Existen muchas formas para calcular la demanda sísmica, esto depende de la el nivel de importancia del puente, del estudio del riesgo sísmico del lugar, de las condiciones del tipo de suelo que existe en el sitio, y de los, métodos de cálculo empleados para calcular las fuerzas y los desplazamientos.

#### **2.3.4.1 Coeficiente de aceleración PGA, $S_s$ , $S_1$**

El coeficiente de aceleración máxima del terreno (PGA), el coeficiente para aceleraciones cortas menores a 0.2 segundos ( $S_s$ ) y el coeficiente de aceleración larga mayores a 1segundo ( $S_1$ ), cabe recordar que estos valores se basan en un estudio de riesgo sísmico con 75 años con un periodo de retorno de 1000 años con una probabilidad de excedencia de 7% (Chen y Duan, 2014).

#### **2.3.4.2 Factores de sitio**

Es bien sabido que las condiciones de sitio juegan un rol importante a la hora de calcular el espectro de respuesta, en el diseño LRFD existen 6 clases A, B, C, D, E, F (Chen y Duan, 2014, pág. 284), la tabla 8 muestra este listado

“Las diferentes clases de sitio tienen diferentes efectos de sitio. Estos efectos de sitio están representados por tres coeficientes de sitio:  $F_{pga}$ ,  $F_a$  y  $F_v$ ” (Chen y Duan, 2014, pág. 284). La tabla 09,10,11 muestran estos valores

**Tabla 08:**

clasificación del tipo de sitio

Tipo de sitio	Tipo de suelo	Definición de tipo de suelo		
		V(ft/s)	N(golpes/ft)	Su (psf)
A	Roca dura	$V_s > 5000$	N/A	N/A
B	Roca suave	$2500 < V_s \leq 5000$	N/A	N/A
C	Suelo muy denso y roca blanda	$1200 < V_s \leq 2500$	$N > 50$	$S_u \geq 2000$
D	Perfil de suelo rígido	$600 < V_s \leq 1200$	$15 \leq N \leq 50$	$1000 \leq V_s \leq 2000$
E	Perfil de suelo blando	$V_s < 600$	$N < 15$	$V_s < 1000$
F	Requiere evaluación de la respuesta sísmica del terreno en sitios específicos			

**Fuente:** Adaptado de AASTHO LRFD (2017)

N = Resistencia penetración estándar

Su = Resistencia al corte de suelo no drenado

V = velocidad de honda de corte

**Tabla 09:**Valores de  $F_{PGA}$  como función de clase de sitio

Clase de sitio	PGA < 0.1	PGA = 0.2	PGA = 0.3	PGA = 0.4	PGA ≥ 0.5
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.0	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	Investigación específica de la respuesta de sitio				

**Fuente:** Adaptado de AASTHO LRFD (2017)**Tabla 10:**Valores de  $F_a$  como función de clase de sitio para periodos cortos

Clase de sitio	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.50$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.0$	$S_s \geq 1.25$
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	1.0	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	Investigación específica de la respuesta de sitio				

**Fuente:** Adaptado de AASTHO LRFD (2017)

**Tabla 11:**Valores de  $F_v$  como función de clase de sitio para periodos largos

Clase de sitio	$S_1 \leq 0.10$	$S_1 = 0.20$	$S_1 = 0.30$	$S_1 = 0.40$	$S_1 \geq 0.50$
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	Investigación específica de la respuesta de sitio				

**Fuente:** Adaptado de AASTHO LRFD (2017)**2.3.4.3 Coeficiente elástico de respuesta sísmica ( $C_{sm}$ )**

Según la guía AASTHO LRFD (2017), el coeficiente sísmico  $C_{sm}$  se calcula usando la fórmula 3, para cualquier modo de vibración  $m$ .

$$C_{sm} = \begin{cases} A_s + (S_{SD} - A_s) \frac{T}{T_0} & T \leq T_0 \\ S_{DS} & T_0 \leq T \leq T_S \\ \frac{S_{D1}}{T} & T_S \leq T \end{cases} \quad (3)$$

Para  $T_0 = 0.2T_S$ ,  $T_S = \frac{S_{D1}}{S_{SD}}$ ,  $A_s$  es el coeficiente de aceleración en el periodo cero, que es determinado por la ecuación 4

$$A_s = F_{pga} * PGA \quad (4)$$

$S_{DS}$  Es el coeficiente de aceleración espectral para 0.2 segundos de periodo, se calcula mediante la ecuación 5

$$S_{DS} = F_a * S_s \quad (5)$$

$S_{D1}$ , es coeficiente de aceleración espectral para 1 segundo de periodo, se calcula mediante la ecuación 6

$$S_{D1} = F_v * S_1 \quad (6)$$

Donde:

PGA = coeficiente de aceleración pico en el sitio

$S_s$  = Coeficiente de aceleración horizontal para 0.2 s

$S_{DS}$  = Es el coeficiente de aceleración espectral para 0.2 s

$S_{D1}$  = coeficiente de aceleración espectral para 1 s

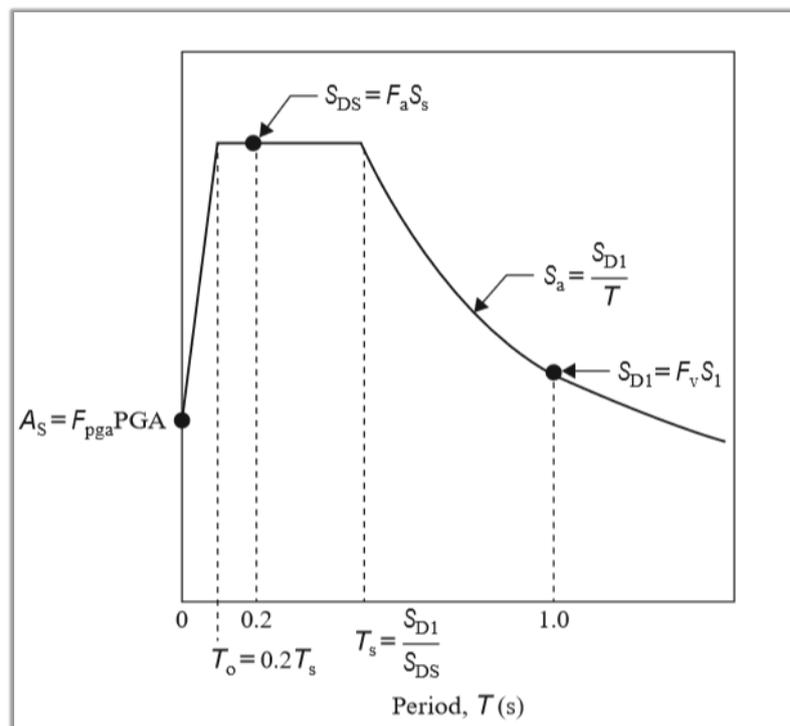
$T_m$  = periodo de vibración en el modo m

$T_0$  = periodo de referencia usado con  $0.2T_s$

$T_s$  = periodo donde la curva del espectro cambia

#### 2.3.4.4 Espectro de respuesta

El espectro de respuesta, debe ser calculado usando el mapa de aceleración pico del suelo y los coeficientes indicados en la tabla 09, 10 y 11. El espectro se centra en la zona de periodo corto: puesto que la zona de periodos largos la curva es inversamente proporcional al periodo  $T$ , y no representa mucha variación, la figura 05 muestra el espectro de respuesta recomendado por AASTHO LRFD.



**Figura 05:** Espectro de respuesta elástico

**Fuente:** Chen y Duan (2014)

### **2.3.5 Filosofía de análisis sísmico**

A lo largo de los años se ha planteado metodologías de análisis para la evaluación del desempeño de las estructuras sometidas a sismos, para el caso de puentes AASHTO LRFD recomienda que se trabaje con un periodo de retorno de 1000 años y un a probabilidad de excedencia del 7%, las metodologías aceptan cierto daño y plantean que el puente se comporte de manera elástica ante el sismo de diseño. Esta premisa de diseñar para que el puente no salga del rango elástico durante el sismo de diseño es inviable, puesto que la demanda sísmica es muy grande, y para cumplir con esta condición se necesitaría que los elementos sean muy rígidos, muy robustos y por ende demasiado caros (Paulay y Priestley, 1992).

Entonces es aceptable cierto tipo de daño, uno que produzca cedencia dúctil y solo en algunos elementos diseñados para tal fin. Por otro lado, no se permite por ningún motivo que el puente experimente una falla frágil (Paulay y Priestley, 1992).

En tal caso el diseñar un puente que sea capaz de resistir y revertir las fuerzas sísmicas evitando siempre el colapso, requiere de métodos y detalles tanto de análisis y diseño que se diferencian de otro tipo de estructuras sometidas a otros tipos de carga. El diseño es para un sismo esperado, en puentes con categoría no esenciales y no críticos, se permite que la estructura conviva con solicitaciones más pequeñas y frecuentes (sismos de servicio), soportando daños no significativos y pudiendo soportar sismos más fuertes sin comprometer la seguridad de vida y evitando el colapso.

### **2.3.6 Requerimientos para el análisis sísmico de puentes**

El requerimiento de análisis y diseño sísmico está asociado a la importancia que tiene el puente que se va proyectar, la importancia se mide de acuerdo a la regularidad que tiene la estructura, los 4 tipos de análisis que satisfacen estos requerimientos son: método elástico de carga uniforme, método elástico unimodal, método elástico multimodal, método Tiempo-Historia (AASHTO LRFD, 2017). La tabla 12 muestra el análisis para cada una de estas condiciones.

Donde:

UL = Método elástico de carga uniforme

SM = Método elástico unimodal

MM = Método elástico multimodal

TH = Método tiempo-historia

**Tabla 12:**

Requerimientos de análisis sísmico

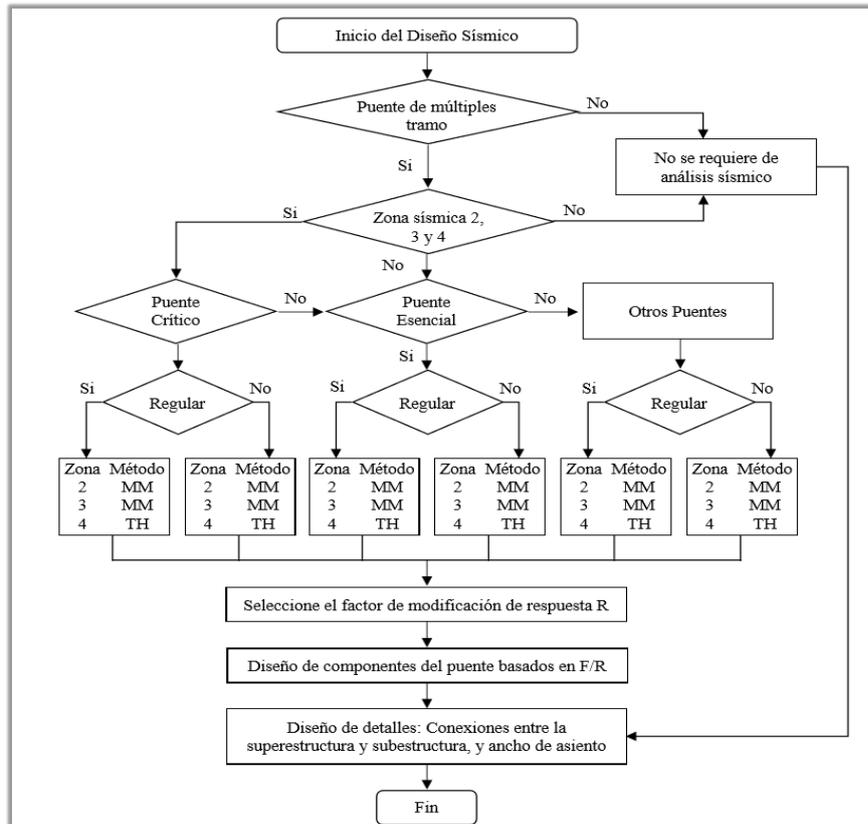
Zona sísmica	Puentes de un tramo	Puentes de varios tramos					
		Otros		Esenciales		Críticos	
		Regular	Irregular	Regular	Irregular	Regular	Irregular
1		-	-	-	-	-	-
2	No	SM/UL	SM	SM	MM	MM	MM
3	requiere	SM/UL	MM	MM	MM	MM	TH
4		SM/UL	MM	MM	MM	TH	TH

Fuente: AASTHO LRFD (2017)

El diseño sísmico de puentes es un proceso necesario y obligatorio, y se realiza para diversos estados límite, siendo para el caso de puentes de concreto armado los estados límite de servicio, estado límite de resistencia y el estado límite extremo (Chen y Duan, 2014).

Las condiciones de sitio, la importancia del puente, así como la regularidad de la estructura, son los que intervienen de forma directa a la hora de realizar el análisis sísmico. El inicio de este análisis se da observando la configuración geométrica longitudinal del puente (un tramo o varios tramos), luego se evalúa la condición de sitio (zona 1, zona2, zona3, zona4), finalmente se evalúa si el puente tiene la condición de regularidad, para así escoger uno de los 4 tipos de análisis descritos anteriormente.

Una vez realizado el análisis sísmico que se eligió, se procede a calcular el factor de modificación de respuesta(R), luego se procede a diseñar los componentes del puente basados en la fuerza obtenida modificada por el factor R (F/R), luego se procede a diseñar los detalles (elementos de conexión) de la super estructura, así como de la sub estructura, incluyendo el diseño de los topes sísmicos. La figura 06 muestra en detalle la secuencia para realizar un adecuado análisis sísmico.



**Figura 06:** Diagrama de flujo, ruta de análisis sísmico

**Fuente:** Chen y Duan (2014)

## 2.3.7 Métodos de análisis sísmico

### 2.3.7.1 Desarrollo histórico del análisis modal

Fu, Z., y He, J. (2001) plantea que “La base del análisis modal experimental es un nombre ideado mucho después de la práctica de ingeniería que encarna” (p.11). Se estableció a principios del siglo pasado usándose en circuitos eléctricos y en sistemas mecánicos, es esta última nos dio la clara independencia mecánica en el análisis de subsistemas en la dinámica de estructuras. Siendo capaces de evaluar su respuesta global evaluando las individuales. Fu, Z., y He, J. (2001) nos dice que” se han propuesto numerosos métodos y muchos han sido informatizados, incluidos los métodos de dominio del tiempo que se basan en la vibración libre de una estructura en lugar de sus respuestas de frecuencia” (p.11). Estos métodos de análisis en el dominio de frecuencias y el dominio del tiempo han sido desarrollados conjuntos a la parte experimental que ayudo a avanzar las teorías de análisis mencionadas.

En los modelos se incluyó el amortiguamiento proporcional y se amplió el análisis al caso en el cual el amortiguamiento no proporcional, desarrollando

así la teoría de los modos de vibración complejos (Fu, Z., y He, J; 2001). Este análisis busca solucionar problemas dinámicos estructurales de forma inversa, como es la obtención de fuerzas a partir de respuestas medidas. Fu, Z., Y He, J. (2001) no da a conocer que” Las características dinámicas no lineales se estudiaron experimentalmente” (p.11).

Actualmente este análisis se encuentra en muchos campos de la ingeniería y la ciencia y sus aplicaciones van desde ingeniería automotriz, ingeniería aeronáutica y astronáutica hasta bioingeniería, medicina y ciencia. El análisis modal numérico (elemento finito) y el modal experimental se han convertido en dos pilares de la dinámica estructural.

### **2.3.7.2 Análisis modal**

Fu, Z., y He, J. (2001) en su libro nos dice “El análisis modal es el proceso de determinar las características dinámicas inherentes de un sistema en formas de frecuencias naturales, factores de amortiguación y formas de modo” (p.02). y usarlas para realizar el modelo matemático donde se evalúa el comportamiento dinámico. Este modelo matemático formulado viene a ser el modelo modal del sistema y sus características son los datos modales.

Fu, Z., y He, J. (2001) en su libro nos dice: La dinámica de una estructura se descompone físicamente por frecuencia y posición. Esto se evidencia claramente por la solución analítica de ecuaciones en derivadas parciales de sistemas continuos como haces y cuerdas. El análisis modal se basa en el hecho de que la respuesta de vibración de un sistema dinámico lineal e invariante en el tiempo puede expresarse como la combinación lineal de un conjunto de movimientos armónicos simples llamados modos naturales de vibración. Este concepto es similar al uso de una combinación de Fourier de ondas sinusoidales y coseno para representar una forma de onda complicada. Los modos naturales de vibración son inherentes a un sistema dinámico y están completamente determinados por sus propiedades físicas (masa, rigidez, amortiguación) y sus distribuciones espaciales. Cada modo se describe en términos de sus parámetros modales: la frecuencia natural, el factor de amortiguación modal y el patrón de desplazamiento característico, es decir, la forma del modo. La forma del modo puede ser real o compleja. Cada uno corresponde a una frecuencia natural. El grado de participación

de cada modo natural en la vibración global está determinado tanto por las propiedades de la (s) fuente (s) de excitación como por las formas de modo del sistema (p.02).

Fu, Z., y He, J. (2001) plantea: El análisis modal abarca tanto las técnicas teóricas como las experimentales. El análisis modal teórico se basa en un modelo físico de un sistema dinámico que comprende sus propiedades de masa, rigidez y amortiguación. Estas propiedades pueden darse en forma de ecuaciones diferenciales parciales. Un ejemplo es la ecuación de onda de una cuerda vibratoria uniforme establecida a partir de su distribución de masa y propiedades de elasticidad. La solución de la ecuación proporciona las frecuencias naturales y las formas de modo de la cuerda y sus respuestas de vibración forzada. Sin embargo, un modelo físico más realista generalmente comprenderá las propiedades de masa, rigidez y amortiguación en términos de sus distribuciones espaciales, a saber, las matrices de masa, rigidez y amortiguación. Estas matrices se incorporan a un conjunto de ecuaciones diferenciales de movimiento normales. El principio de superposición de un sistema dinámico lineal nos permite transformar estas ecuaciones en un problema típico de valores propios. Su solución proporciona los datos modales del sistema. El análisis moderno de elementos finitos faculta la discretización de casi cualquier estructura dinámica lineal y, por lo tanto, ha mejorado enormemente la capacidad y el alcance del análisis modal teórico. Por otro lado, el rápido desarrollo en las últimas dos décadas de adquisición de datos y capacidades de procesamiento ha dado lugar a importantes avances en el ámbito experimental del análisis, que se ha conocido como pruebas modales (p.02).

Datta, T. K. (2010), menciona que, en el contexto del análisis sísmico y el diseño de estructuras, pueden requerirse varios datos de terremotos dependiendo de la naturaleza del análisis que se lleve a cabo. Estos datos se presentan de dos maneras diferentes, a saber, en formas determinísticas y probabilísticas. Las entradas sísmicas en forma determinística se utilizan para el análisis determinístico y el diseño de estructuras, mientras que aquellas en forma probabilística se usan para el análisis aleatorio de vibraciones de estructuras para fuerzas sísmicas, análisis de riesgo sísmico de estructuras y estimación de daños de estructuras para futuros terremotos. Las entradas sísmicas para el análisis estructural se proporcionan en el dominio del tiempo o en el dominio de la frecuencia, o en los dominios de tiempo y frecuencia. Además, una serie de parámetros de terremotos también se utilizan como entradas sísmicas para la integridad de la información que se requiere para realizar diferentes tipos de análisis. Incluyen

magnitud, intensidad, aceleración / velocidad / desplazamientos máximos del suelo, duración, frecuencia de tierra predominante, etc. Además, ciertos tipos de análisis, como el análisis de riesgo sísmico, la estimación del daño de las estructuras y el análisis sísmico probabilístico, la predicción de los parámetros de entrada sísmica para futuros terremotos es esenciales. Tales predicciones se proporcionan en forma de ecuaciones empíricas (p.41).

### **2.3.7.3 Aplicaciones del análisis modal**

Fu, Z., y He, J. (2001), Las aplicaciones del análisis modal están estrechamente relacionadas con la utilización del modelo modal derivado en el diseño, resolución de problemas y análisis. El análisis modal teórico se basa en la descripción de las propiedades físicas de un sistema para derivar el modelo modal. Tal descripción generalmente contiene las matrices de masa, rigidez y amortiguación del sistema (p.04).

Por lo tanto, es un camino desde los datos espaciales al modelo modal. El análisis modal experimental obtiene el modelo modal a partir de datos de FRF medidos o datos medidos de respuesta de vibración libre. Por lo tanto, es una ruta de datos de respuesta a un modelo modal, una vez que se deriva el modelo modal, se pueden instigar varias aplicaciones (Fu, y He,2001, pág.04).

Algunas aplicaciones del análisis modal implican el uso directo de datos modales de la medición, mientras que otros utilizan estos datos para un análisis posterior (Fu, y He,2001, pág.04).

### **2.3.7.4 Análisis sísmico modal espectral**

Varios autores coinciden que este método “combinan valores máximos mediante un promedio ponderado entre la media y la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de tales valores máximos; otro método es el de la combinación cuadrática completa (CQC), que considera una correlación entre los valores modales máximos” (Salinas;2014, pág.12). De este modo, se obtienen los valores más probables de desplazamientos y fuerzas

“El CQC (combinación cuadrática completa), es una generalización de la regla SRSS y es aplicable a una clase más amplia de estructuras. Se

usa específicamente para estructuras que tienen frecuencias muy próximas” (Datta T, 2010, pág.5-14). La respuesta  $x$  viene dada por la ecuación 2 (p.5-14)

$$x = \sqrt{\sum_{i=1}^m x_i^2 + \sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^m \rho_{ij} x_i x_j} \quad (7)$$

Datta, T. K. (2010), dice: El segundo término de la ecuación 7 es válido para  $i \neq j$  por lo tanto, el segundo término incluye el efecto de la correlación entre las respuestas pico modales a través de los términos del coeficiente de correlación  $\rho_{ij}$  eso es obvio  $0 \leq \rho_{ij} \leq 1$  Si  $x_i$  y  $x_j$  son de signo opuesto, entonces  $\rho_{ij} x_i x_j$  se vuelve negativo. Por lo tanto, CQC puede proporcionar menos respuesta que la proporcionada por SRSS. Diferentes expresiones para el coeficiente de correlación  $\rho_{ij}$  han sido propuestas en la literatura. Aquí, se dan dos expresiones ampliamente utilizadas para el caso cuando se supone que todas las amortiguaciones modales son las mismas (p.5-14)

$$\rho_{ij} = \frac{\xi^2 (1 + \beta_{ij})^2}{(1 - \beta_{ij})^2 + 4\xi^2 \beta_{ij}} \quad (8)$$

Salinas Basualdo (2014) plantea que “Para la aplicación de este método se requiere conocer de partida los modos y frecuencias naturales del sistema de múltiples grados de libertad” (p.12). Es decir que se conocen los valores de las frecuencias  $\omega_i$  y de los modos  $\Phi_i$  que caracterizan al sistema global.

### 2.3.7.5 Análisis sísmico Tiempo-Historia

El análisis modal en el dominio de tiempo usa datos de respuesta de tiempo. Los métodos se desarrollaron sobre los avances de la teoría de control moderna y la tecnología informática. Los datos que miden los instrumentos de medición de respuesta son las señales de aceleración y fuerza en tiempo real. Sabemos por la teoría del análisis espectral que el FRF y la función de respuesta al

impulso (IRF) de una estructura son un par de transformadas de Fourier. Por lo tanto, si podemos deducir la información de respuesta de impulso a partir de las respuestas de tiempo medidas o los datos FRF, entonces es posible extraer los parámetros modales desde allí (Fu y He, 2001, pág. 180).

El análisis modal de dominio de tiempo tiene varias ventajas sobre su homólogo de dominio de frecuencia. Se ha mencionado que no depende de la excitación y el equipo necesario para obtener las fuerzas de excitación diseñadas. En general, necesita menos datos de respuesta. Es posible utilizar esta técnica para el análisis modal basado en la detección de daño de línea y el diagnóstico de salud de la máquina. Debido a que el análisis no se basa en los datos FRF (aunque algunos métodos pueden utilizar los datos IRF de la transformada de Fourier inversa de los datos FRF), puede ser una alternativa para analizar modos de vibración cercanos (Fu y He, 2001, pág. 180).

Ollaza (2012) en su tesis nos dice: “Análisis por Superposición Modal en el dominio del Tiempo, este método de solución se realiza a través de la evaluación numérica para el sistema de 1GDL desacoplado” (p.16). Clough, Penzien (1975), “la respuesta se obtiene utilizando la Información modal y el registro sísmico del terreno o movimiento del suelo” (p.175).

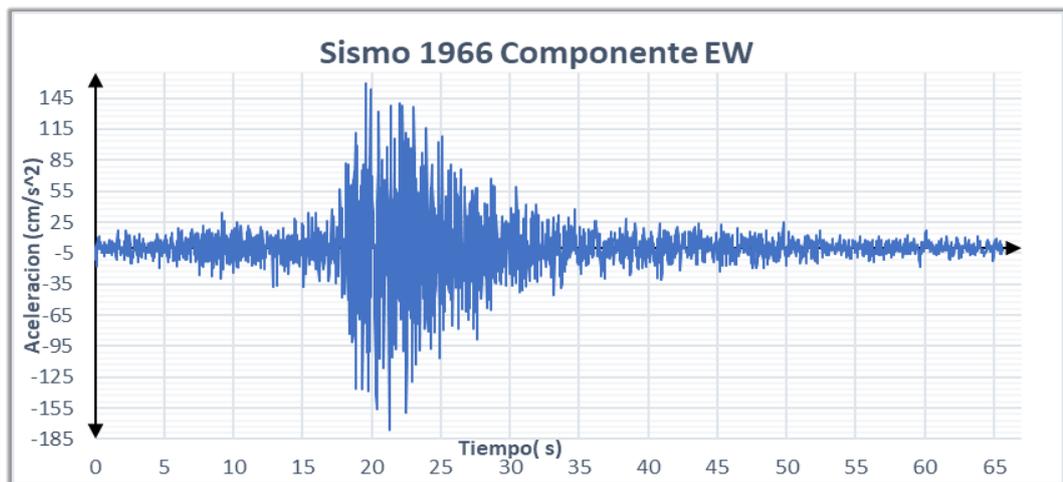
El análisis modal de dominio en el tiempo(tiempo-historia) es un método donde los modos se resuelven de forma independiente con la ecuación desacoplada obteniéndose respuestas de los desplazamientos en el tiempo (Olaza, 2012). Para la realización de este método se necesita mínimo 5 registros de sismos ocurridos a lo largo de la historia.

Este método está basado en el modelo de respuesta de vibración libre para un sistema MDOF. Los datos de respuesta de vibración medidos se utilizan para un esfuerzo de ajuste de curva contra un modelo matemático definido con el fin de derivar los parámetros modales. Para un sistema dinámico MDOF, se sabe que su respuesta de vibración libre se describe en la ecuación 3 (Fu y He, 2001, pág. 180).

$$x(t) = \sum_{i=1}^N e^{-n_i t} (a_i \sin w_{di} t + b_i \cos w_{di} t) \quad (9)$$

Aquí,  $a_i$  y  $b_i$  son los componentes de la amplitud de vibración.  $\omega_{di}$  es la frecuencia natural amortiguada y  $n_i$  está relacionada con la relación de amortiguamiento. Todos son los parámetros a identificar. Si tomamos muestras de la respuesta con una serie temporal  $t_j$  ( $j = 1, 2, \dots, P$ ) y la resolución temporal  $\Delta t$ , entonces los puntos de datos medidos se pueden denotar como  $X(t \sim j)$  o  $X_j$  para corto. Los datos correspondientes del modelo matemático dado en la ecuación se pueden denotar como  $X(t_j)$  o  $X_j$  (Fu y He, 2001, pág. 180).

Fu, Z., Y He, J. (2001) plantea “El modelo de respuesta en la ecuación es una función no lineal y trascendental para los parámetros que necesitamos identificar” (p.181). Entonces esta ecuación sería la forma más sencilla de aplicar el método del tiempo- historia (análisis de dominio en el tiempo). Esto se reduce a un registro de aceleraciones respecto del tiempo tal como muestra la figura 07.



**Figura 07:** Variación de la aceleración respecto al tiempo

**Fuente:** Elaboración propia

El método de dominio de tiempo Ibrahim, conocido como el método ITD, utiliza datos IRF para identificar parámetros modales. Construye un problema de auto valores a partir de los datos de IRF y resuelve el problema para derivar las frecuencias naturales, los factores de pérdida de amortiguamiento y las constantes modales. El método, cuando se propuso originalmente, construye el problema del valor propio usando

datos IRF de desplazamiento, velocidad y aceleración. Como resultado, se necesita una integración numérica para obtener el desplazamiento y el historial de tiempos de velocidad a partir de la medición de la aceleración en cada punto de respuesta. Este enfoque se mejoró más tarde utilizando únicamente datos de respuesta libre de desplazamiento, velocidad o aceleración. La deficiencia de la cantidad de datos necesarios se remedia al muestrear los datos de desplazamiento con un retraso de tiempo seleccionado. La respuesta libre de una estructura significa las desintegraciones libres medidas a partir de la ejecución aleatoria de la estructura o la respuesta al impulso obtenida del inverso de una FRF (Fu y He, 2001, pág. 180).

### 2.3.7.6 Solución de ecuación dinámica por Newmark

“Newmark en 1959 presento una familia de métodos de integración para la solución de problemas estructurales dinámicos” (Chávez E, 2010, pág. 363).

Estas ecuaciones resuelven la dinámica de las estructuras, siendo sujetas a leves modificaciones para cada solución particular. La ecuación 10 muestra el inicio para estas soluciones.

$$M\ddot{U}_{t+\Delta t} + C\dot{U}_{t+\Delta t} + KU_{t+\Delta t} = F_{t+\Delta t} \quad (10)$$

Aplicando la serie de Taylor a la ecuación 10 para aproximar  $\dot{U}_{t+\Delta t} = U_{t+\Delta t}$  y truncando las expresiones tal como se aprecia en la ecuación 11

$$\begin{aligned} U_{t+\Delta t} &\approx U_t + \Delta t\dot{U}_t + \frac{\Delta t^2}{2}\ddot{U}_t + \beta\Delta t^3\ddot{U}_t \\ \dot{U}_{t+\Delta t} &\approx \dot{U}_t + \Delta t\ddot{U}_t + \gamma\Delta t^2\ddot{U}_t \end{aligned} \quad (11)$$

y asumiendo que la aceleración varia linealmente dentro de ese intervalo de tiempo(  $t + \Delta t$ ), entonces la expresión para la aceleración evaluada en un intervalo de tiempo dado está dada por la ecuación 12

$$\ddot{U}_t = \frac{\dot{U}_{t+\Delta t} - \dot{U}_t}{\Delta t} \quad (12)$$

De la ecuación 11 en 10, la solución que presenta Newmark es siguiente:

$$\begin{aligned} U_{t+\Delta t} &= \dot{U}_t + \Delta t \ddot{U}_t + \left(\frac{1}{2} - \beta\right) \Delta t^2 \ddot{U}_t + \beta \Delta t^2 \ddot{U}_{t+\Delta t} \\ U_{t+\Delta t} &= \dot{U}_t + (1 - \gamma) \Delta t \ddot{U}_t + \gamma \Delta t \ddot{U}_{t+\Delta t} \\ M \ddot{U}_{t+\Delta t} + C \dot{U}_{t+\Delta t} + K U_{t+\Delta t} &= F_{t+\Delta t} \end{aligned} \quad (13)$$

Newmark resolvió la ecuación por integración directa para cada lapso de tiempo, cabe resaltar que esta ecuación resuelve sistemas estructurales de un grado de libertad. (Chávez E, 2010, pág. 363).

### 2.3.8 Análisis no lineal

La demanda sísmica de un puente sujeto a movimientos particulares del suelo puede calcularse mediante el análisis de un modelo matemático que, de una adecuada representación de las condiciones geométricas de la estructura, así como el movimiento del suelo y las propiedades de los materiales. si el modelo matemático adoptado es el lineal, se obtendrá con gran precisión el comportamiento estático y dinámico de los componentes del puente, hasta que estos no superen su mite plástico (Aviram, Mackie y Stojadinović, 2008)

“Más allá de ese nivel de demanda, las fuerzas y los desplazamientos generados por un análisis elástico lineal diferirán considerablemente de las demandas de fuerza reales en la estructura” (Aviram, Mackie y Stojadinović, 2008, pág. 03). El análisis lineal no garantiza que los elementos componentes del puente tengan una respuesta inelástica incluyendo las deformaciones del suelo circundante.

“El análisis no lineal permite una determinación más precisa de los esfuerzos, deformaciones, fuerzas y desplazamientos, resultados que luego se utilizan para el diseño final de los subsistemas del puente o la evaluación de la capacidad y ductilidad global” (Aviram, Mackie y Stojadinović, 2008, pág. 03). Este éxito de este

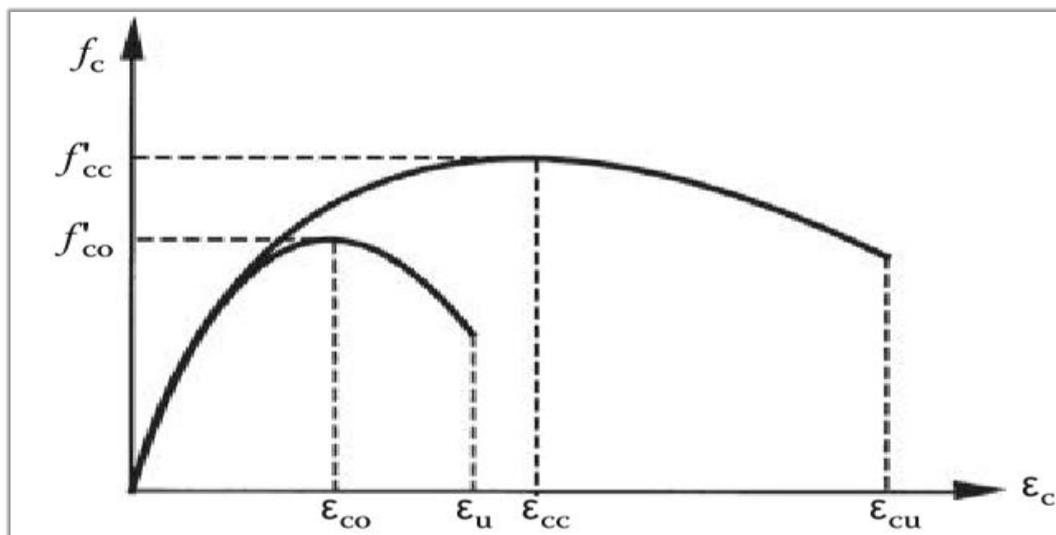
método está en la definición de la no linealidad de los materiales y el adecuado modelamiento computacional requerido para tal caso.

### 2.3.8.1 Comportamiento no lineal

Para el caso de puentes existen dos categorías para el análisis sísmico no lineal que los manuales y normas recomiendan usar, el primero es el moderado y consiste en el comportamiento inelástico de los elementos y las secciones transversales; debido a su relación de tensiones de los materiales, así como la presencia de huecos y elementos amortiguadores o resortes en elementos específicos de los puentes. La segunda categoría representa la no linealidad geométrica que involucran efectos P- $\Delta$  y peligros de inestabilidad debido a los grandes desplazamientos (Aviram, Mackie y Stojadinović, 2008).

### 2.3.8.2 No linealidad de materiales

**Concreto:** Para el análisis de segundo orden, la no linealidad de los materiales es incorporado mediante curvas generadas producto de la relación de tensión y deformación, estas curvas miden la relación para concreto confinado y no confinado, la figura 8 muestra estas curvas idealizadas para estas condiciones. Los estudios realizados concluyen que un confinamiento con un adecuado espaciamiento aumenta los esfuerzos y la tensión de compresión del concreto.



**Figura 08:** Curva de tensión – deformación idealizadas en compresión uniaxial

**Fuente:** Chen y Duan (2014)

Las curvas mostradas en la figura 08, son generadas por las ecuaciones 10, 11 como se muestra a continuación.

$f_c = \begin{cases} f'_{co} \left( \frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} - \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} \right)^2 \right) & \varepsilon_c \leq \varepsilon_{co} \\ f'_{co} \left( 1 - \beta \left( \frac{\varepsilon_c - \varepsilon_o}{\varepsilon_u - \varepsilon_{co}} \right) \right) & \varepsilon_{co} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_u \end{cases}$	( 14 )
$f_c = \frac{2f'_{co}}{E_c}$	( 15 )

Donde:

$f_c$  = Tensión del concreto.

$\varepsilon_c$  = Deformación del concreto.

$f'_{co}$  = Tensión máxima para concreto no confinado.

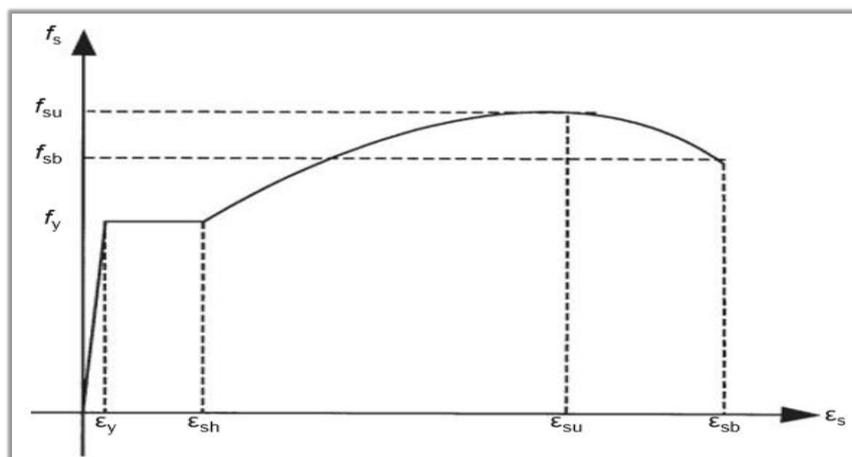
$\varepsilon_{co}$  = Deformación máxima del concreto no confinado por lo general es 0.002.

$\varepsilon_u$  = Esfuerzo de deformación máximo para concreto confinado e igual a 0.003.

$E_c$  = Modulo de elasticidad del concreto.

$\beta$  = Factor de reducción, por lo general es 0.15.

**Acero:** Para el acero estructural de refuerzo, se presenta 4 estados, los cuales pueden ser idealizados primero por un comportamiento completamente elástico, seguido por una zona de comportamiento plástico, una zona endurecida por la deformación y otra zona de suavizado por deformación, la figura muestra estas 4 zonas.



**Figura 09:** Curva de tensión y deformación idealizada para el acero

**Fuente:** Chen y Duan (2014)

La ecuación 16 muestra la forma no lineal más simple.

$$f_s = \begin{cases} E_s \varepsilon_c & 0 \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_y \\ f_y & \varepsilon_{sy} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh} \\ f_y + \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} (f_u - f_y) & \varepsilon_{sh} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_s \\ f_u + \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{su}}{\varepsilon_{sb} - \varepsilon_{su}} (f_{su} - f_{sb}) & \varepsilon_{su} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sb} \end{cases} \quad (16)$$

Donde:

$f_s$ = Esfuerzo de tracción del acero.

$\varepsilon_c$ = Deformación del acero.

$E_s$  = Modulo de elasticidad del acero.

$f_y$  = Esfuerzo de tracción variable.

$\varepsilon_y$ = Deformación variable del acero.

$\varepsilon_{sh}$ = Tensión de endurecimiento.

$f_{su}$ = Tensión máxima.

$\varepsilon_{su}$ = Deformación máxima.

$f_{sb}$ = Tensión de ruptura.

$\varepsilon_{sb}$ = Deformación de ruptura.

Existen estudios donde se recomiendan valores máximos y mínimos para ca uno de los 4 estados descritos, la tabla 13 muestra estos valores

**Tabla 13:**

Valores nominales tensión-deformación para el acero

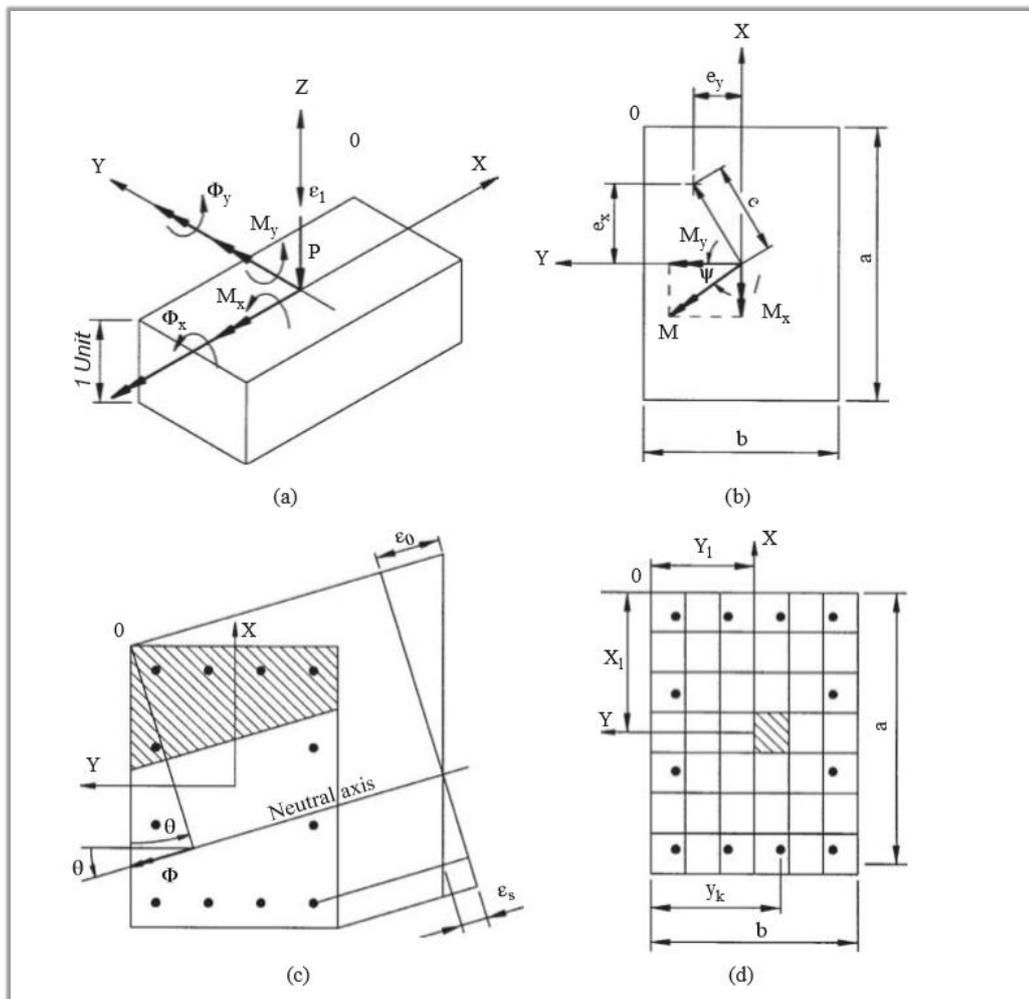
$f_y$ ksi (MPA)	$f_u$ ksi (MPA)	$\varepsilon_y$	$\varepsilon_{sh}$	$\varepsilon_{su}$	$\varepsilon_{sb}$
40(280)	80(550)	0.00138	0.0230	0.140	0.200
60(420)	106(730)	0.00207	0.0060	0.087	0.136
75(520)	130(900)	0.00259	0.0027	0.073	0.115

Fuente: Chen y Duan (2014)

### 2.3.8.3 No linealidad geométrica(secciones)

La no linealidad de las secciones se basa principalmente en estudiar los efectos del momento producido por una carga vertical sobre las pilas (columnas de los puentes), se debe tener en cuenta que para realizar un análisis no lineal se debe cumplir los siguientes postulados: primero que la sección no presenta deformaciones transversales ni longitudinales( permanece plana) antes y después de doblarse, también se tiene que despreciar por completo las deformaciones por cizallamiento y torción, en la sección debe existir una relación de tensión-tensión entre el acero y concreto, y por ultimo debe suponer que existe una unión perfecta entre el refuerzo y el concreto (Chen y Duan, 2014).

La interpretación grafica para cada uno de estos postulados se muestra en la figura 10.



**Figura 10:** Condiciones geométricas para el análisis no lineal

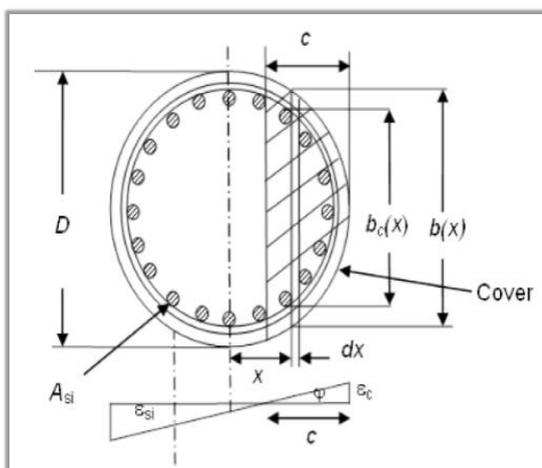
**Fuente:** Chen y Duan (2014)

#### 2.3.8.4 Diagrama de momento- curvatura(M-φ)

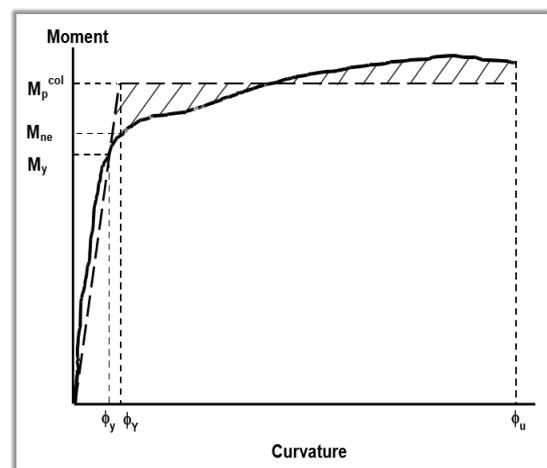
La capacidad de momento plástico para todas las secciones de concreto armado se calculan mediante el diagrama momento curvatura(M-φ) basadas en las propiedades conocidas de los materiales, este análisis deriva las curvas de momento asociándolas a valores de curvatura para una sección transversal basada en los principios de compatibilidad de deformación y equilibrio de fuerzas (CALTRANS, 2013, pág.3-11).

La curva se puede idealizar con una respuesta elástica perfectamente plástica para estimar la capacidad plástica del momento de la sección transversal de un miembro. La parte elástica de la curva idealizada debe pasar por el punto que marca el primer rendimiento de la barra de refuerzo. La capacidad de momento plástico se obtiene al igualar las áreas entre las curvas reales y las idealizadas (CALTRANS, 2013, pág.3-11).

La figura 11 y 12 muestran el diagrama momento curvatura para una sección de concreto armado, las áreas entre la curva ideal y la curva real tienen que ser iguales.



**Figura 11:** Sección transversal con refuerzo  
**Fuente:** CALTRANS (2013)



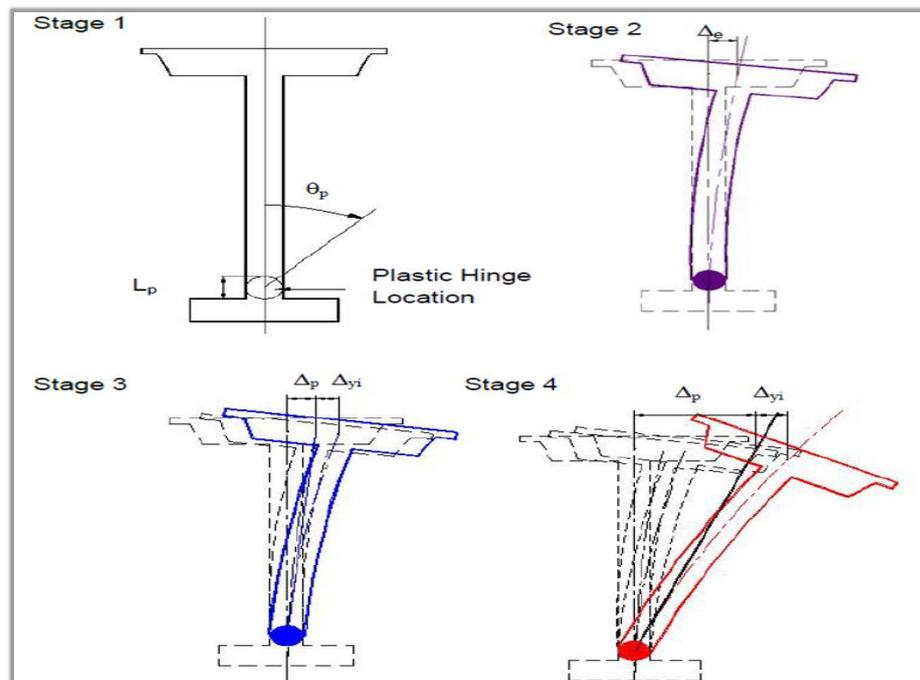
**Figura 12:** Diagrama Momento-Curvatura  
**Fuente:** CALTRANS (2013)

### 2.3.8.5 Rotulas plásticas

“La rotula plástica es un concepto teórico que idealiza el comportamiento de una sección de concreto armado, en donde el refuerzo por tracción alcanza la plastificación y puede girar bajo incrementos de carga sin apenas aumentar su momento” (Velásquez. C, 2017, pág. 21).

El incremento de cargas hace que el comportamiento de la sección vaya del rango elástico hasta el plástico. La figura ilustra estas 4 etapas, la primera corresponde a la estructura no deformada. La segunda corresponde a la etapa elástica antes de que la sección idealizada falle. La tercera corresponde a la deformación plástica antes de alcanzar su máximo valor de rotación que corresponde al primer estado límite de desplazamiento. La cuarta y última etapa corresponde al inicio de la pérdida de fuerza lateral de la columna (Chen y Duan, 2017, pág. 253).

La etapa de pérdida de fuerza lateral se refiere a la obtención de un estado límite de capacidad, que se da cuando el refuerzo por tracción (acero) se rompe y el concreto entra en un estado de aplastamiento. La figura 13 y 14 describen gráficamente estos cuatro estados.

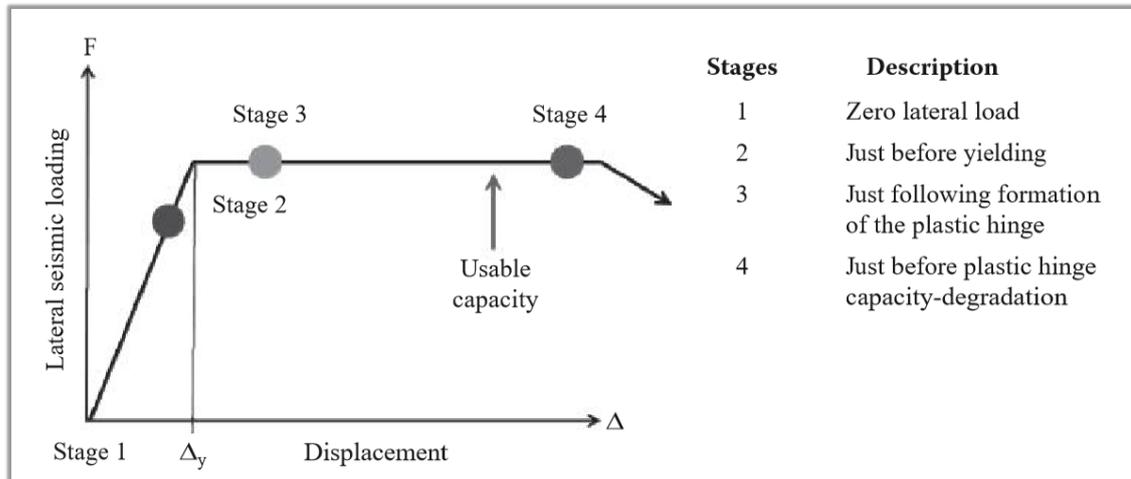


**Figura 13:** Mecanismo de rotula plástica para pilar de puente

**Fuente:** CALTRANS (2013)

Donde:

“L” es la longitud total de la columna, “L<sub>p</sub>” es la longitud a la que se ubica la rótula plástica, Δ es el desplazamiento horizontal de la columna, θ es el giro respecto a la vertical.



**Figura 14:** Fuerza vs desplazamiento- rotula plástica

**Fuente:** Chen y Duan (2014)

Para el cálculo de la longitud de las rotulas plásticas, se tiene que tener en cuenta las condiciones particulares de cada columna, a continuación, se describe la ecuación que satisface cada una de estas condiciones.

Para columnas de concreto armado que se enmarcan en la cimentación y el tablero de forma integral, para un eje sobre reforzado, un eje revestido o la parte superior de la columna doblada, la longitud de la rótula plástica L<sub>p</sub> en pulgadas se determina mediante la aplicación de la ecuación 13 (Chen y Duan, 2017, pág. 255).

$$L_p = 0.08L + 0.15f_{ye} d_{bl} \geq 0.3f_{ye} d_{bl} \quad (17)$$

Donde:

L= Longitud de la columna (desde el momento máximo hasta el momento de contra flexión).

f<sub>ye</sub> = fuerza elástica esperada del refuerzo

d<sub>bl</sub>= diámetro nominal de la columna con las barras de acero

Para ejes perforados prismáticos sin revestimiento, pilotes de concreto reforzado y concreto pretensado en contacto con el suelo, la longitud de la rótula plástica se determina mediante la aplicación de la ecuación 14 (Chen y Duan, 2017, pág. 255).

$$L_p = 0.1H' + D' \leq 0.15D' \quad (18)$$

Donde:

$H'$  = Longitud del eje desde el piso hasta el punto de contra flexión encima del suelo

$D'$  = Diámetro de la sección transversal

Para elementos en donde existe un confinamiento significativo en la región de la rótula plástica, la longitud de la rótula plástica se calcula con la ecuación 15 (Chen y Duan, 2017, pág. 255).

$$L_p = G_f + 0.3f_{ye} d_{bl} \quad (19)$$

Donde:

$G_f$  = Espacio entre la luz aislada y la cara superior de tapa doblada.

$f_{ye}$  = fuerza elástica esperada del refuerzo

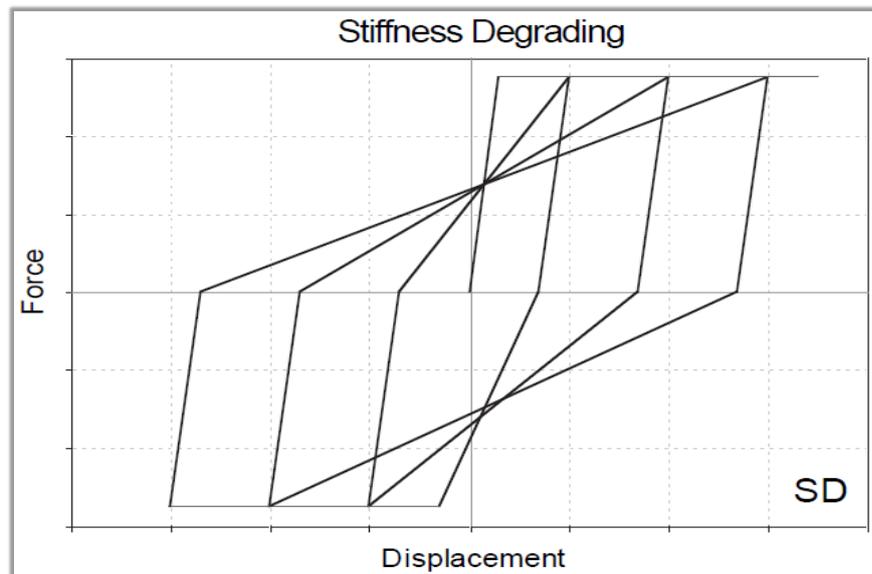
$d_{bl}$  = diámetro nominal de la columna con las barras de acero

### 2.3.8.6 Respuesta histórica

Para sistemas SDOF con periodos naturales de vibración que van desde 0.05 segundos hasta los 3 segundos y un amortiguamiento  $\beta = 5\%$ , se presentan algunos casos aplicables a pilares de puentes.

a) **Degradación de la rigidez (SD)**, estema donde la rigidez va disminuyendo a medida que aumenta el desplazamiento va aumentando, aplica para estructuras donde los periodos naturales mayores que 1seg en donde se presentan desplazamientos pico inelásticos, también aplica a estructuras con periodos naturales de vibración menores a 1 segundo en donde los estudios realizados muestran desplazamientos mayores (FEMA 440, 2005). Es importante resaltar que en suelos blandos esta respuesta histórica da desplazamientos mayores que un sistema de respuesta

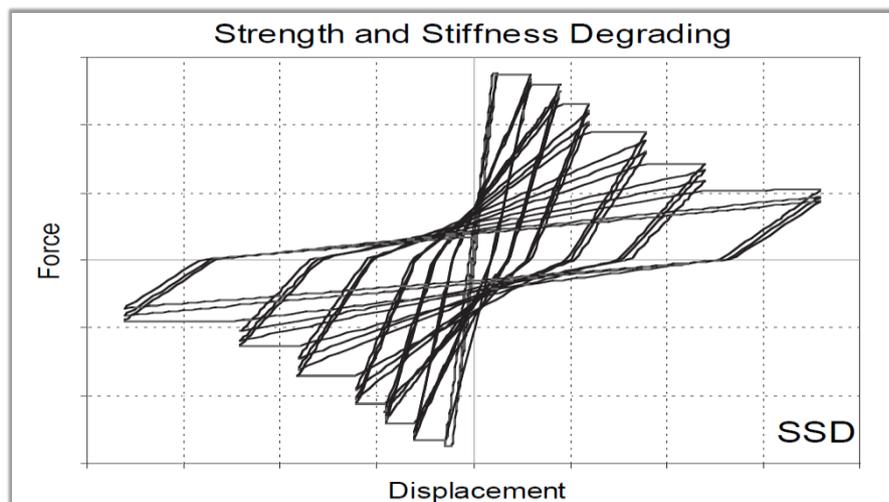
elasto-plástico con un endurecimiento por deformación, la figura 15 muestra esta respuesta histórica.



**Figura 15:** Respuesta histórica con degradación de rigidez (SD)

**Fuente:** FEMA 440 (2005)

b) **Degradación de la fuerza y la rigidez (SSD)**, reproduce la respuesta histórica de estructuras donde se representa la disminución de la rigidez lateral como la disminución de la fuerza lateral cuando la estructura es sometida al ciclo, en este modelo la intensidad de la fuerza y la degradación de la rigidez es función del máximo desplazamiento en ciclos anteriores, así como en función de la energía histórica disipada (FEMA 440, 2005). La figura 16 esquematiza este modelo de respuesta.



**Figura 16:** Respuesta histórica degradación de fuerza y rigidez (SSD)

**Fuente:** FEMA 440 (2005)

## 2.4 Definición de términos básicos

**Respuesta sísmica:** Se define como el comportamiento que tiene una estructura(puente) durante un evento sísmico, depende de parámetros como: tipo de análisis, tipo de suelo, parámetros geométricos de la estructura, etc.

**Ratio de desplazamiento:** Se define como ratio de desplazamiento a la relación que existe entre la capacidad sísmica de la estructura respecto a la demanda sísmica.

**Amortiguamiento:** Es la capacidad que tiene una estructura de disipar la energía proveniente de sistemas deformados producto de acciones oscilatorias (Domínguez, A. I. M, 2010).

**CQC (Combinación Cuadrática Completa):** El método C.Q.C. por sus siglas en inglés *Complete Quadratic Combination* fue desarrollado por Wilson, Der Kioreghian y Bayo (1981), Este método toma en cuenta el acoplamiento estadístico entre los modos espaciados más cercanos causados por amortiguación modal. Incrementando la amortiguación modal se incrementa el acoplamiento entre los modos espaciados-próximos.

**Frecuencia Natural:** modo de vibración característica de cada estructura, es la respuesta a las oscilaciones originadas por los movimientos sísmicos.

**Función de Respuesta al Impulso (IRF):** los autores Fu, Zhi-Fang, y Jimin He (2001) afirman que “es una función de transformada de Fourier, mide respuestas de impulsos a través de respuestas de tiempo (FRF) para a partir de ello extraer parámetros modales” (p.180).

**Función de Respuesta en Frecuencias (FRF):** Los autores Fu, Zhi-Fang, y Jimin He. (2001), afirman que es una “técnica experimental utilizada para medir el modelo vibratorio en tiempo real, es una relación entre la respuesta de vibración en un lugar y la excitación en el mismo lugar” (p.3). dicho en otras palabras, describe la fuerza aplicada y la respuesta obtenida a través de un acelerógrafo.

**GLD (Grados de Libertad):** son las restricciones de movimiento y rotación a la cual está sujeta una estructura, estas pueden desplazarse y rotar de acuerdo a la cantidad de grados de libertad que se tenga.

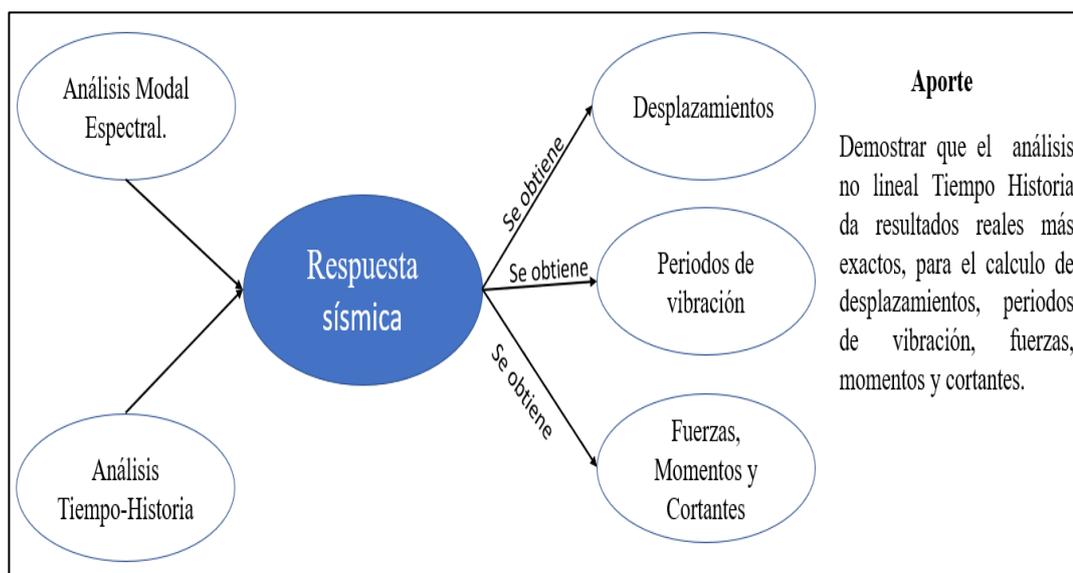
**Método de Dominio de Tiempo Ibrahim (ITD):** Es un método en donde utiliza datos IRF para identificar parámetros modales, derivando las frecuencias naturales (Fu, Zhi-Fang, y Jimin He. 2001).

**Rigidez:** relación entre el desplazamiento y la fuerza aplicada a un mismo sistema, en el rango elástico es conocida como energía de deformación (Domínguez, A. I. M, 2010).

**Sistema Dinámico de Varios Grados de Libertad (MDOF):** Es un sistema donde toma en cuenta la partición de varios modos, este modelo caracteriza a un sistema en términos de matrices de masa y rigidez, toma la teoría matricial y la hace parte esencial del análisis.

## 2.5 Fundamento teórico

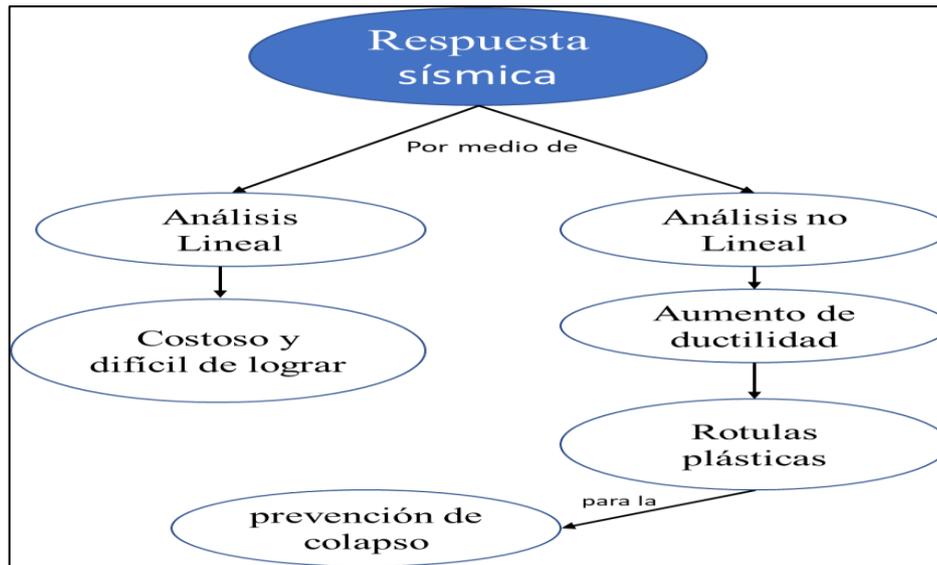
La investigación se centra en determinar la respuesta sísmica con cada tipo de análisis, para obtener valores de desplazamientos, periodos de vibración, fuerzas, momento y cortantes; siendo el aporte la exactitud en los resultados que el análisis Tiempo-Historia en comparación con el análisis Modal Espectral que arrojarían valores sesgados de los reales pero aceptados por las normativas vigentes, la figura 17 muestra el diagrama de flujo de la investigación.



**Figura 17:** Diagrama teórico y aporte de la investigación.

**Fuente:** Elaboración propia.

Se hace un análisis no lineal para aumentar la ductilidad de la estructura, haciendo uso de rotulas plásticas, en la figura 18 muestra el diagrama de flujo del análisis



**Figura 18:** Diagrama de flujo del análisis no lineal

**Fuente:** Elaboración propia.

## 2.6 Hipótesis

### 2.6.1 Hipótesis general

El uso del análisis no lineal aplicando metodologías de análisis modal espectral y el tiempo historia, da una respuesta sísmica basada en desplazamientos más real que la que se obtendría con el uso del análisis lineal.

### 2.6.2 Hipótesis específicas

- El uso del análisis sísmico no lineal Tiempo Historia aumenta la precisión del cálculo de la demanda sísmica que el uso del análisis sísmico Modal Espectral.
- El uso de un análisis no lineal considerando la no linealidad geométrica mejora la obtención de la capacidad de desplazamiento de los pilares aumentando la ductilidad y formando adecuados mecanismos de colapso.
- El uso del análisis no lineal considerando la no linealidad de los materiales, aumenta la precisión del cálculo de la capacidad de desplazamiento de los pilares en puentes viales de concreto armado.

## 2.7 Variables

Las variables establecidas en esta investigación son 2, la primera es la denominada Respuesta sísmica y la segunda variable es la de desplazamientos.

La variable, Respuesta sísmica por su naturaleza es una variable cuantitativa continua, y por su disposición vendría a ser la variable independiente de la investigación.

La variable, Desplazamientos por su naturaleza es un variable cuantitativa de escala nominal, y de acuerdo a su ubicación es la variable dependiente de la investigación.

### 2.7.1 Definición conceptual de las variables

#### a) Variable dependiente: Desplazamiento

Cambio de posición respecto de la vertical de los elementos componentes de la sub estructura del puente (pilares, viga cabezal, viga de apoyo), tanto en el sentido longitudinal como en el sentido transversal.

#### b) Variable independiente: Respuesta sísmica

Se define como el comportamiento que tiene una estructura (puente) durante un evento sísmico, esta variable la definimos de acuerdo al tipo de análisis usado.

### 2.7.2 Definición operacional de las variables

#### a) Variable dependiente: Desplazamiento

Por su naturaleza es una variable cualitativa ordinal, por su posición es la variable dependiente, de escala ordinal y considera como indicadores los señalados en la tabla 15.

#### b) Variable independiente: Respuesta sísmica

La variable independiente respuesta sísmica, es un variable cuantitativa continua, de escala de razón y considera como dimensiones e indicadores los parámetros descritos en la tabla 14

### 2.7.3 Operacionalización de las variables

La variable de estudio ‘Respuesta sísmica’ es operacionalizada de acuerdo a sus indicadores, índices e instrumentos tal como muestra la tabla 14. La tabla 15 muestra la operacionalización de la variable ‘Desplazamientos’

**Tabla14:**

Operacionalización de variable: Respuesta sísmica

<b>Variable independiente</b>	<b>Definición conceptual</b>	<b>Indicadores</b>	<b>Índices</b>
Respuesta sísmica	Se define como el comportamiento que tiene una estructura (puente) durante un evento sísmico.	Análisis sísmico Modal Espectral.	Aceleración de la gravedad. Amortiguamiento. Coeficiente de uso. Combinación cuadrática completa (CQC). Espectro de aceleración. Espectro de velocidades. Factor de amplificación sísmica. Factor de zona.
		Análisis sísmico Tiempo-Historia	Aceleración de la gravedad. Amortiguamiento. Casos de carga. Registros sísmicos

**Fuente:** Elaboración propia**Tabla15:**

Operacionalización de variable: desplazamiento.

<b>Variable dependiente</b>	<b>Definición conceptual</b>	<b>Indicadores</b>	<b>Índices</b>
Desplazamiento.	Relación entre la capacidad sísmica de la estructura respecto a la demanda sísmica.	Capacidad	Cuantía de acero Masa Periodo Rigidez
		Demanda	Aceleración de la Gravedad. Coeficiente de uso. Espectro de respuesta. Factor de zona. Registros sísmicos Registros sísmicos Tipo de suelo.

**Fuente:** Elaboración propia

## **Capítulo III**

### **Marco metodológico**

#### **3.1 Método de investigación**

El método adoptado es el **deductivo**; porque se aplica metodologías y teorías ya establecidas para plantear hipótesis que luego serán contrastadas de acuerdo a los resultados obtenidos, aceptando o rechazando la hipótesis de acuerdo al paradigma positivista. La investigación es de orientación **aplicada**; porque resolveremos el problema de qué tipo de análisis usar para obtener los desplazamientos, usando el marco teórico establecido para aumentar el conocimiento existente del mismo. Es de enfoque **cuantitativo**; porque los resultados obtenidos de la investigación (demandas, capacidad, ratios de desplazamiento) son parámetros que se miden a través de un número. En lo referente a la recolección de datos es de carácter **retrolectiva**; porque para este caso en particular del análisis Tiempo-Historia se hace uso de registros sísmicos que ya han sido obtenidos y medidos por otras fuentes ajenas a la investigación (Sampieri. R, Fernández. C, Baptista. M.D.P, 2014).

#### **3.2 Tipo de investigación**

La investigación es de carácter **Descriptivo**; porque los resultados describen que tipo de análisis da una mejor respuesta sísmica basada en desplazamientos. La investigación es **Correlacional**; porque la variable respuesta sísmica tiene dependencia directa con el tipo de análisis que se use para obtenerla, también se busca relacionar la respuesta sísmica (variable independiente) con los desplazamientos (variable

dependiente), es **Explicativo** porque la investigación se centra en medir las demandas sísmicas, la capacidad de desplazamiento de los pilares y los ratios de desplazamiento de acuerdo a la respuesta sísmica obtenida (Sampieri. R, Fernández. C, Baptista. M.D.P, 2014).

### 3.2 Nivel de la investigación

La investigación es de nivel **Descriptivo**, puesto que describe y estima desplazamientos, resultado de correr modelos con características específicas en programas especializados.

### 3.4 Diseño de la investigación

De acuerdo al propósito es **No Experimental** u **Observacional**; esta investigación no se realizará experimento alguno, tampoco se hará la manipulación deliberada de las variables, los registros sísmicos serán procesados tal cual fueron obtenidos y medidos. De acuerdo al número de mediciones es **Longitudinal**, porque la investigación va a hacer una comparación entre las variables de estudio y tomará los datos más de una vez (registros sísmicos), y esta comparación se hará en la misma línea de tiempo. La investigación de acuerdo a la cronología es **Retrospectivo**; porque se tomarán datos de fuentes alteras como son los registros sísmicos que se obtendrán de la base de datos del Centro Peruano Japonés de Investigación Sísmica y Mitigación de Desastres (CISMID) (Sampieri. R, Fernández. C, Baptista. M.D.P, 2014).

#### 3.4.1 Estudio Del Diseño

Esta investigación presenta el **Diseño de Cohortes**, puesto que estudia las causas en el pasado y evalúa los resultados a futuro, el estudio se realiza a un grupo particular de puentes(muestra) con ciertas características comunes (material, geometría, etc.) para observar los resultados obtenidos a lo largo del tiempo.

### 3.5 Población y muestra

#### 3.5.1 Población

En el Perú y el mundo existe una gran cantidad de puentes viales con diferente geometría y diferente sistema estructural, los cuales son construidos con

diferentes materiales, entonces se define la población no por la cantidad de puentes, sino por el sistema estructural con el cual han sido concebidos. Entonces para definir la población tomaremos en cuenta los criterios de exclusión e inclusión tal y como se define a continuación:

1) **Criterio de exclusión:** la investigación excluirá los puentes que tengan diferente eje longitudinal, se excluyen también a los puentes curvos, puentes atirantados, puentes colgantes, puentes de sección compuesta, puentes con diferente luz entre apoyos intermedios, así como los puentes simplemente apoyados y los puentes segmentales.

2) **Criterio de inclusión:** Se tomará puentes continuos que mantengan la misma luz en los vanos exteriores, variando el sistema estructural, así la investigación se centrará en el análisis de los siguientes puentes

- Puente con un sistema estructural de losa y viga T de concreto armado
- Puente con un sistema estructural de viga cajón de concreto armado

### **3.4.2 Muestra**

De los criterios de exclusión e inclusión se toma como muestra a 2 puentes con diferente tablero, es importante resaltar que los puentes contemplan la misma sección geométrica para iniciar el análisis, pudiendo cambiar de acuerdo a las exigencias que demanden los análisis sísmicos que se pretende realizar, la planta y secciones geométricas se describirán en los siguientes capítulos.

## **3.5 Técnicas e instrumentos de recolección de datos**

### **3.5.1 Recolección de datos**

En lo referente a técnicas de recolección de datos, para el caso del análisis sísmico Tiempo-Historia se procede a la recolección de información a partir de una base de datos ya existente; esta información es referente a los registros sísmicos ocurridos en el Perú desde los años 1960 al 2019, esta información la obtendremos del Centro Peruano Japonés de Investigación Sísmica y Mitigación de Desastres (CISMID).

Para el caso del análisis sísmico Modal Espectral, esta información se obtendrá mediante la técnica de recolección de datos llamada análisis documental, puesto que se revisará las directivas y recomendaciones del manual de puentes del MTC (2018)

y la guía AASHTO LRFD (2017), en donde se describe los parámetros y procesos para la elaboración de los espectros de respuesta para obtener la demanda sísmica, así como los requerimientos para obtener la capacidad de la estructura.

Para el caso de la geometría y las condiciones de sitio de los puentes a estudiar se procederá a realizar un análisis documental; donde se revisará el contenido de expedientes técnicos de puentes de concreto armado, de donde se seleccionará la muestra y los parámetros a estudiar.

### **3.5.2 Instrumentos**

La investigación contempla el análisis de modelos realizados con la ayuda de computadoras, esto implica el uso de programas especializados que garantizan el éxito de la investigación. Entonces definimos como instrumentos a los siguientes programas:

- a. C.S.I. Bridge v.20.02
- b. Seismo Signal v. 4.3.0
- c. Microsoft excel 2016

### **3.5.2 Valides de instrumentos**

CSI.Bridge es un programa desarrollado por la empresa norteamericana *Computers and Structures Ing*, esta empresa es líder en la elaboración de programas referentes al análisis estructural y sísmico, es el programa más usado en más de 160 países para el análisis y diseño de obras importantes como el puente atirantado sobre el canal de Panamá. El programa es respaldado por más de 30 años de investigación y desarrollo, por lo que es la elección de confianza de los ingenieros estructurales (CSI CARIBE,2019)

## **3.6 Descripción y procesamiento de análisis**

### **3.6.1 Consideraciones generales**

Para el procesamiento y análisis de los datos, se procederá a modelar los puentes con la ayuda del programa *Csi.bidge.v.20.02*, para la aplicación del método tiempo historia se procederá a corregir y escalar los registros sísmicos mediante el uso

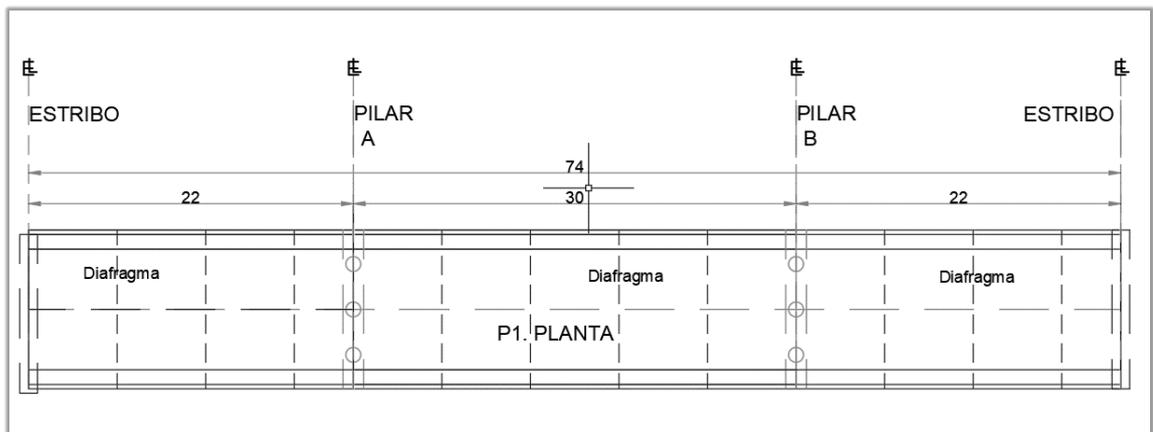
del programa *Seismosignal.v.2016.1.1*, todas las metodologías se describirán a continuación.

### 3.6.2 Descripción geométrica de los puentes

Para la elaboración de esta investigación se consideró los puentes de concreto armado más convenciones que se pueden encontrar en casi todas las carreteras del Perú, en esta sección se muestran las características geométricas de los elementos constituyentes de la super estructura y la sub estructura de cada puente, así como la configuración geométrica en planta y elevación.

#### 3.6.1.1 Puente viga – losa (puente 1)

La investigación se realiza con un puente viga- losa de  $L = 74$  m de longitud de estribo a estribo, el puente está conformado por 2 vanos extremos de  $L_1 = 22$  m de longitud y un vano central de  $L_2 = 30$  m de longitud, el puente consta de vigas cabezales y vigas de apoyo, así como vigas diafragma a lo largo de toda su luz, la figura 19 se muestra el esquema de la planta del puente 1.



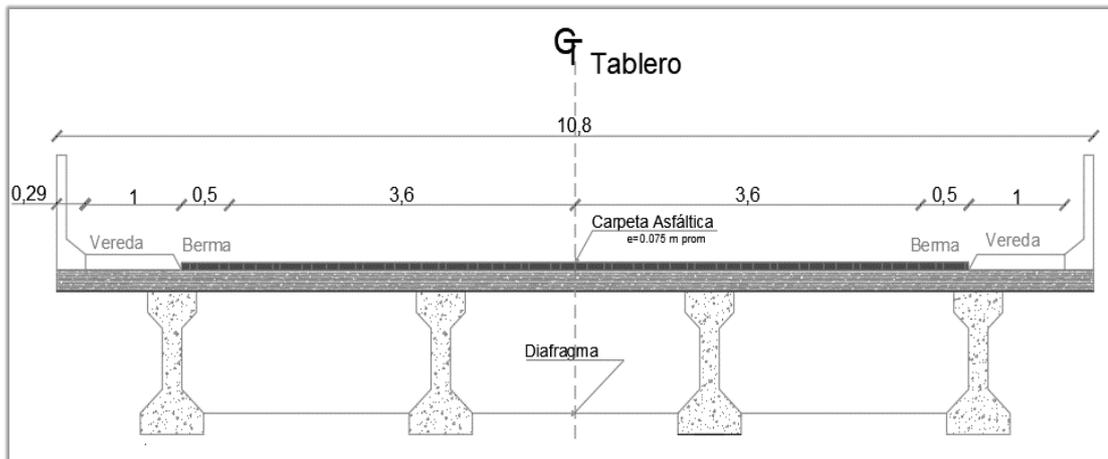
**Figura 19:** Esquema de la planta del puente 1

**Fuente:** Elaboración propia

La sección transversal del puente está conformada por un tablero compuesto con 4 vigas prefabricadas AASTHO tipo IV, una losa de concreto armado de 0.2 m de espesor. El tablero soporta dos carriles de 3.6m, veredas y barandas como se muestra en la figura 20.

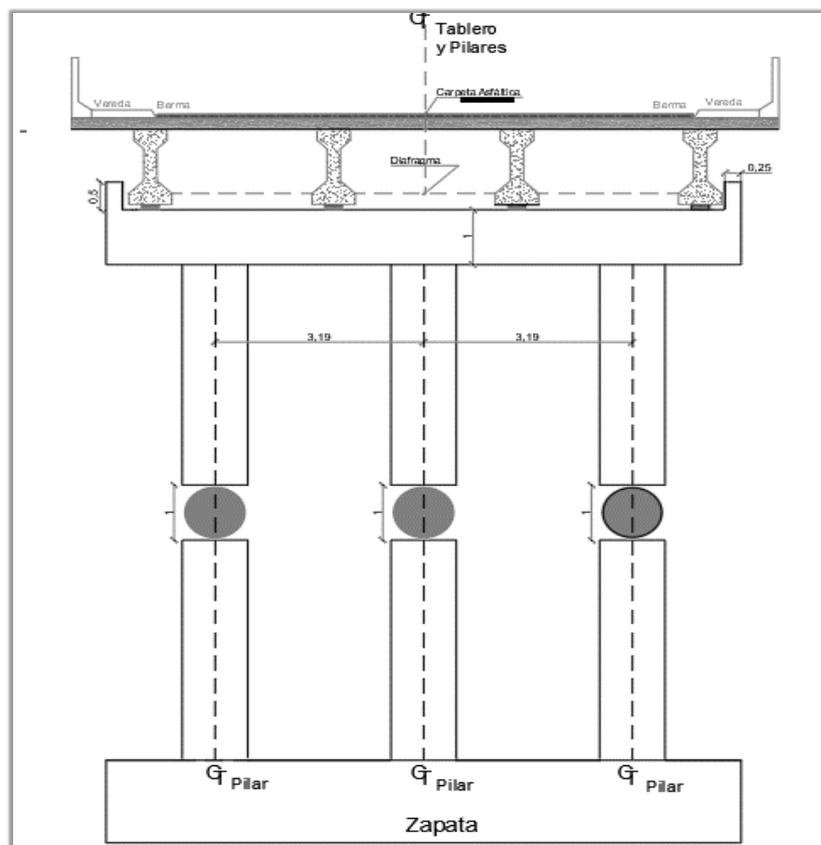
En lo referente a la geometría del bents (sub estructura) se optó por una viga cabezal de  $1 \text{ m}^2$  de área transversal, misma que transmite las cargas provenientes de la super

estructura a la cimentación por medio de 3 pilares circulares de 1m de diámetro cada uno, la figura 21 muestra la configuración geométrica del bents para cada tramo del puente 1



**Figura 20:** Geometría y características de tablero P1

**Fuente:** Elaboración propia

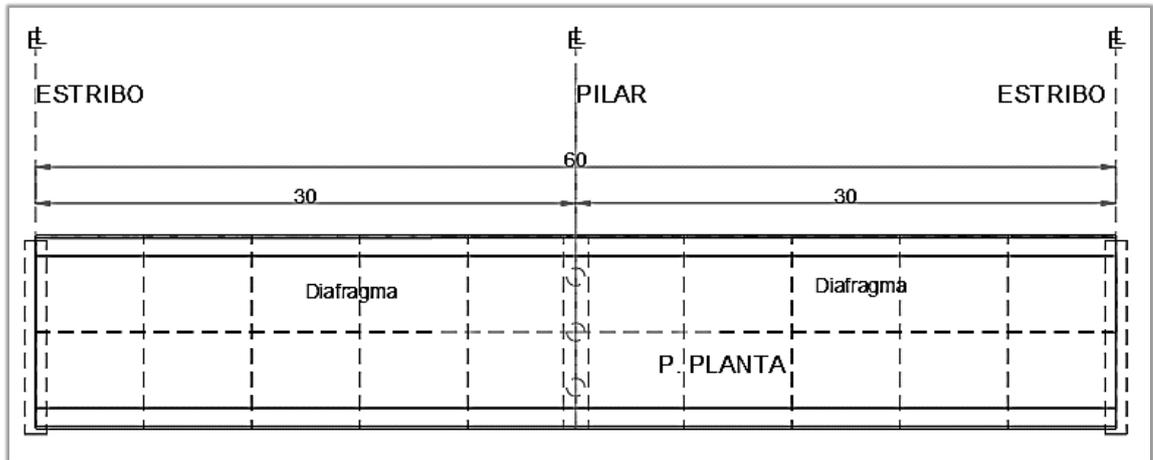


**Figura 21:** Configuración geométrica de los pilares

**Fuente:** Elaboración propia

### 3.6.1.2 Puente viga cajón (puente 2)

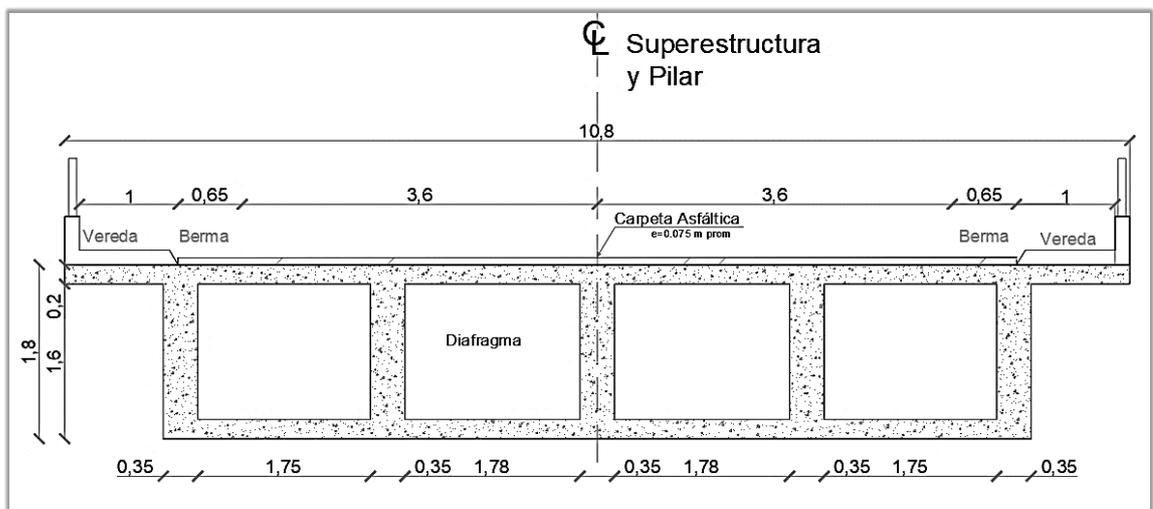
La segunda etapa de la investigación, se realiza en un puente de concreto armado continuo de 60 m de luz, con dos vanos de 30 m cada uno. En la figura 21 se muestra el esquema de la planta del puente, donde se puede identificar la configuración de los elementos como son los estribos, el pilar intermedio, las vigas diafragma, la viga cabezal y las vigas de apoyo.



**Figura 22:** Esquema de planta puente 2

**Fuente:** Elaboración propia

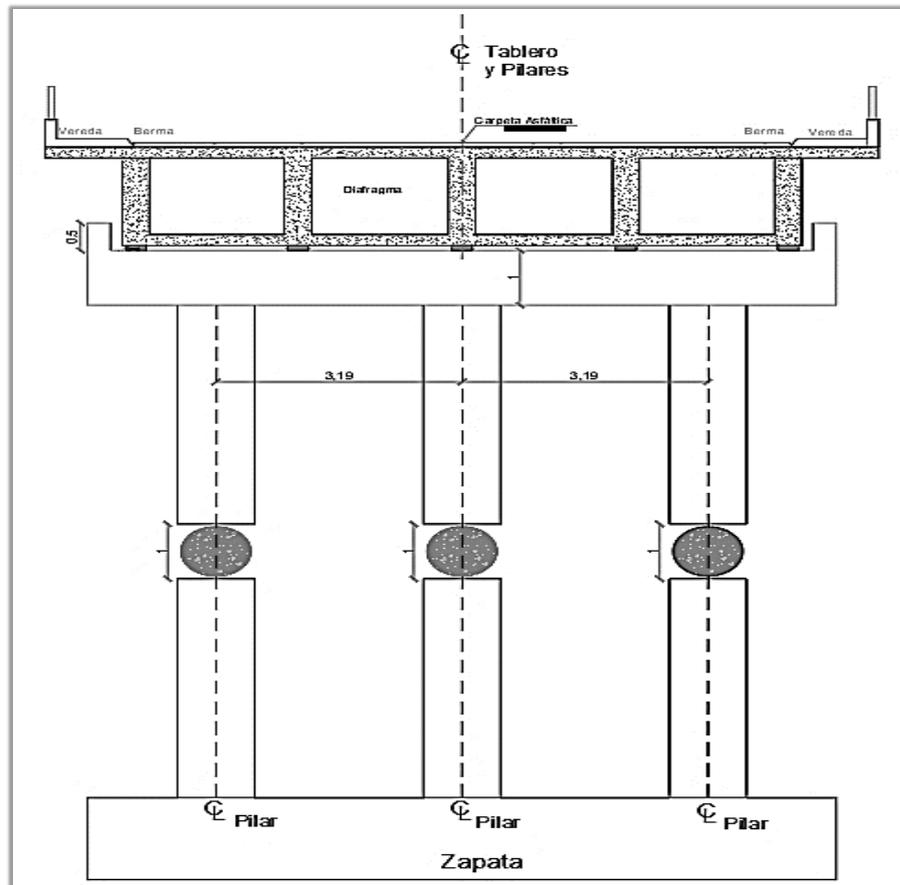
La sección transversal del puente 2 es un sistema conocido como viga cajón, la figura 23 muestra esta sección y sus parámetros geométricos.



**Figura 23:** Geometría y características de tablero P2

**Fuente:** Elaboración propia

En los pilares, se optó por tener un sistema de zapata, tres pilares circulares de 1 m de diámetro separados a 3.19 m de eje a eje, también consta de una viga cabezal que empotra a los pilares y recibe la carga de la super estructura tal como se muestra en la figura 24.



**Figura 24:** Configuración geométrica de los pilares P2  
**Fuente:** Elaboración propia

Es necesario precisar que tanto el tablero del puente 1 como el tablero del puente 2 tienen una gran rigidez, por lo consiguiente los dos tableros nunca salen del rango de análisis lineal, entonces el análisis no lineal se realizara específicamente a los pilares que componen los bents (sub estructura) de cada puente.

### 3.6.3 Registros sísmicos

#### 3.6.3.1 Corrección de registros

Para la evaluación Tiempo-Historia, se tomaron como referencia 5 registros sísmicos medidos en distintas estaciones en la ciudad de Lima entre los años 1960 y 2019, estos registros fueron seleccionados de acuerdo al orden de magnitud en la escala de Richter con las que fueron registradas en cada una de las estaciones, la tabla 16 muestra el lugar donde ocurrió el evento sísmico, la magnitud con la que se registró, la estación donde se registró el evento y las aceleraciones pico.

**Tabla 16:**  
Registros sísmicos sin corregir

Evento sísmico	Magnitud	Estación de registro	PGA-EW cm/s <sup>2</sup>	PGA-NS cm/s <sup>2</sup>
Lima 1966	8.1	Parque de la reserva	-180.56	-268.24
Lima 1970	6.6	Parque de la reserva	-105.05	-97.81
Lima 1974	6.1	Zarate	-138.94	-156.30
Lima 1974	6.6	Parque de la reserva	-194.21	180.09
Pisco 2007	7.0	CISMID-FIC-UNI	-73.89	46.89

**Fuente:** Elaboración propia

Los registros sísmicos fueron corregidos utilizando el programa *Seismo Signal v.4.3*, se realizó la corrección por línea base tipo constante, aplicando filtros de tipo pasa banda, los resultados de las aceleraciones pico en la base (PGA) para las componentes EW y NS corregidas se muestran en la tabla 17.

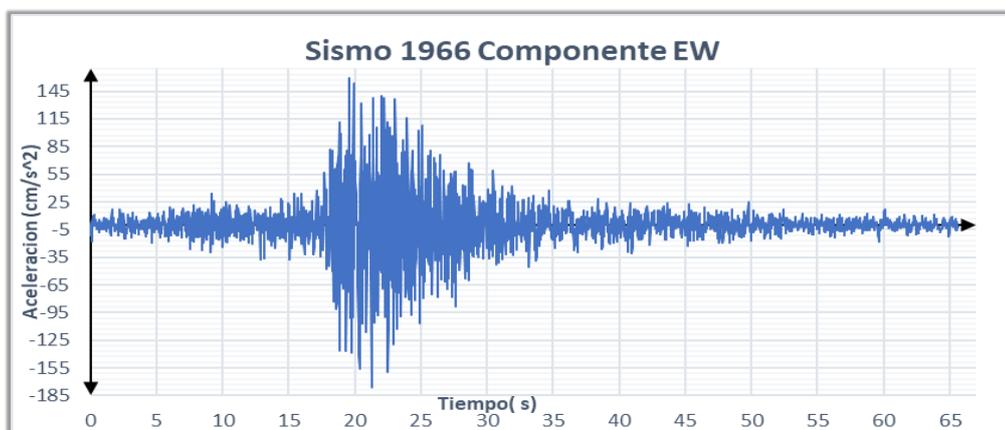
**Tabla 17:**  
Registros sísmicos corregidos

Evento sísmico	Magnitud	Estación de registro	PGA-EW cm/s <sup>2</sup>	PGA-NS cm/s <sup>2</sup>
Lima 1966	8.1	Parque de la reserva	-175.42	-267.84
Lima 1970	6.6	Parque de la reserva	-104.27	-99.50
Lima 1974	6.1	Zarate	-142.07	-155.26
Lima 1974	6.6	Parque de la reserva	-190.36	169.36
Pisco 2007	7.0	CISMID-FIC-UNI	-74.43	45.09

**Fuente:** Elaboración propia

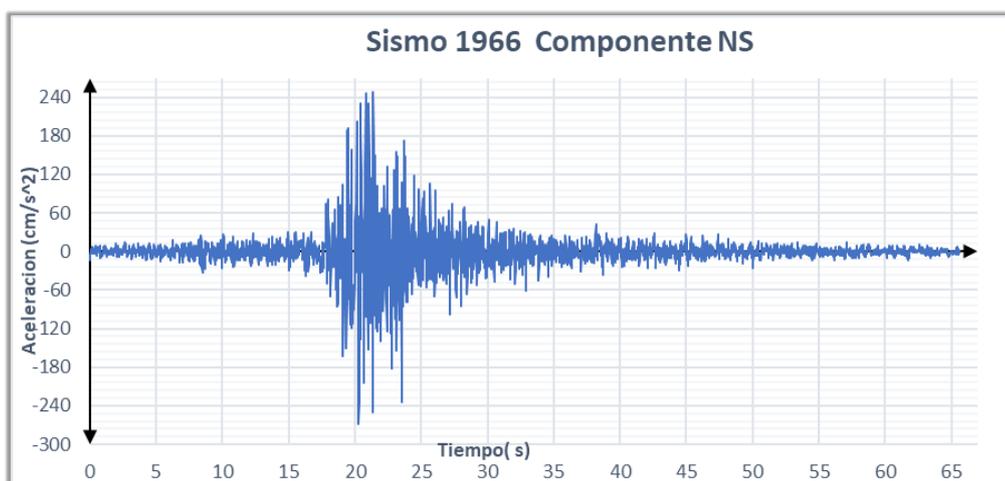
### 3.6.3.2 Graficas de registros sísmicos

La figura 25 muestra el registro de aceleraciones respecto del tiempo para la componente EW, con un registro máximo de  $-175.42 \text{ cm/s}^2$  a los 21.28 segundos con un periodo promedio de  $T = 0.224$  segundos.



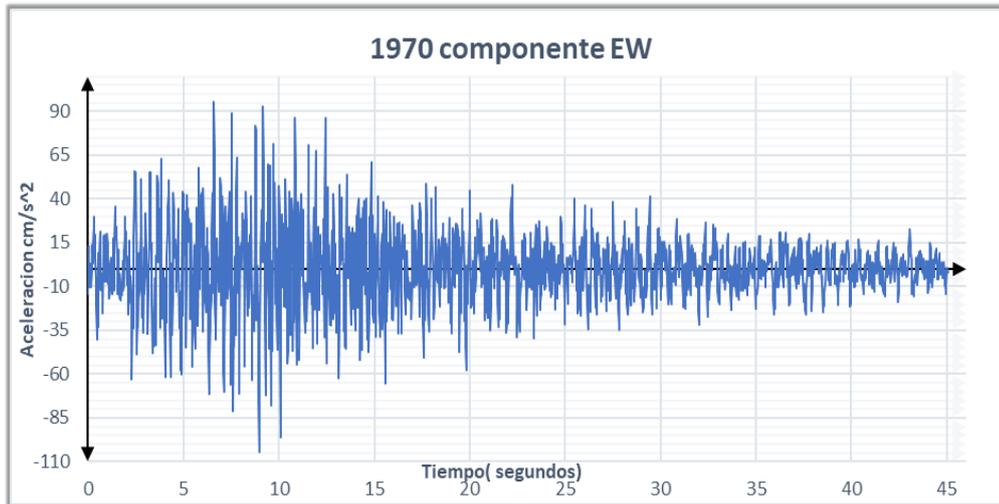
**Figura 25:** Acelerograma Lima 1966 componente EW  
**Fuente:** Elaboración propia

La figura 26 muestra el registro de aceleraciones respecto del tiempo para la componente NS, con un registro máximo de  $-267.84 \text{ cm/s}^2$  a los 20.28 segundos con un periodo promedio de  $T = 0.234$  segundos.



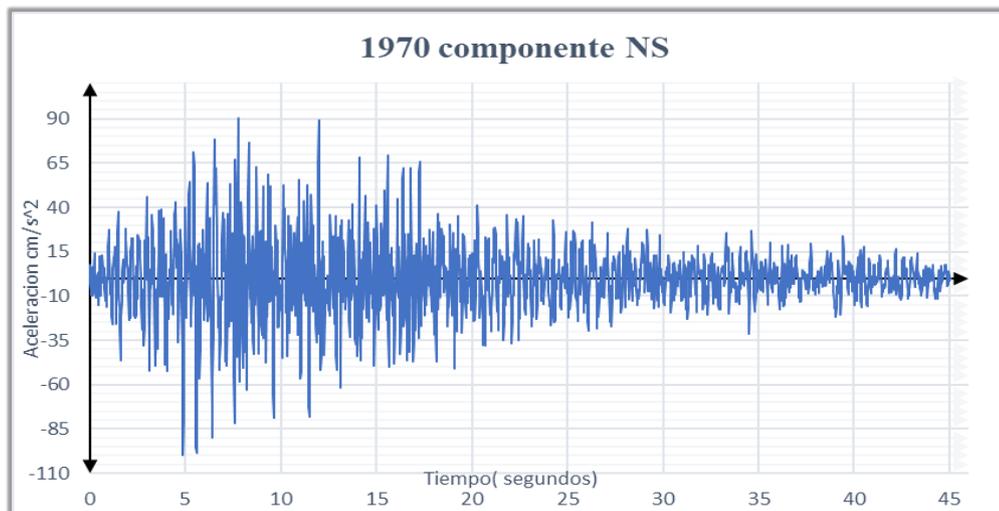
**Figura 26:** Acelerograma Lima 1966 componente NS  
**Fuente:** Elaboración propia

La figura 26 muestra el registro de aceleraciones respecto del tiempo para la componente EW, con un registro máximo de  $-104.27 \text{ cm/s}^2$  a los 8.96 segundos con un periodo promedio de  $T = 0.259$  segundos.



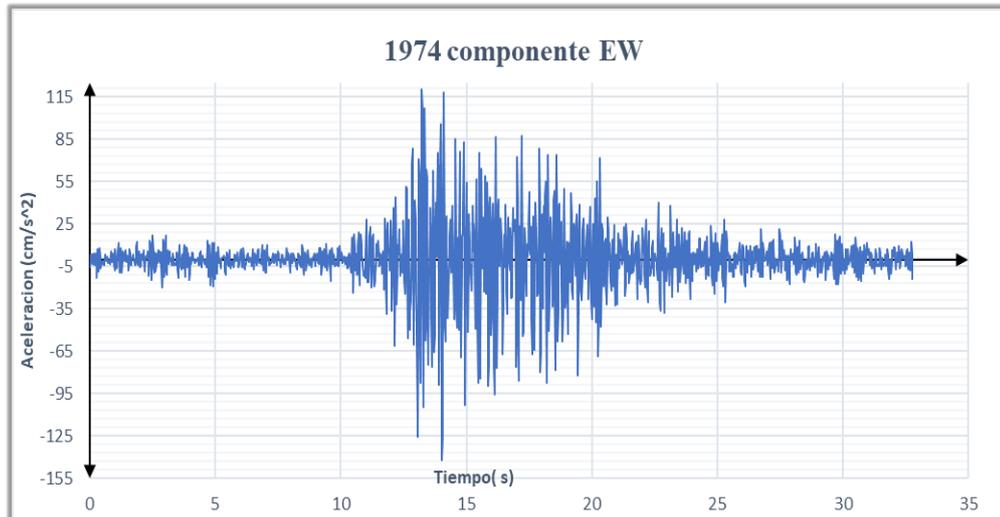
**Figura 27:** Acelerograma Lima 1970, componente EW  
**Fuente:** Elaboración propia

La máxima aceleración registrada para la componente NS fue de  $-99.50 \text{ cm/s}^2$  a los 4.88 segundos con un periodo promedio de movimiento del suelo de 0.274 segundos, la figura 28 muestra esta respuesta.



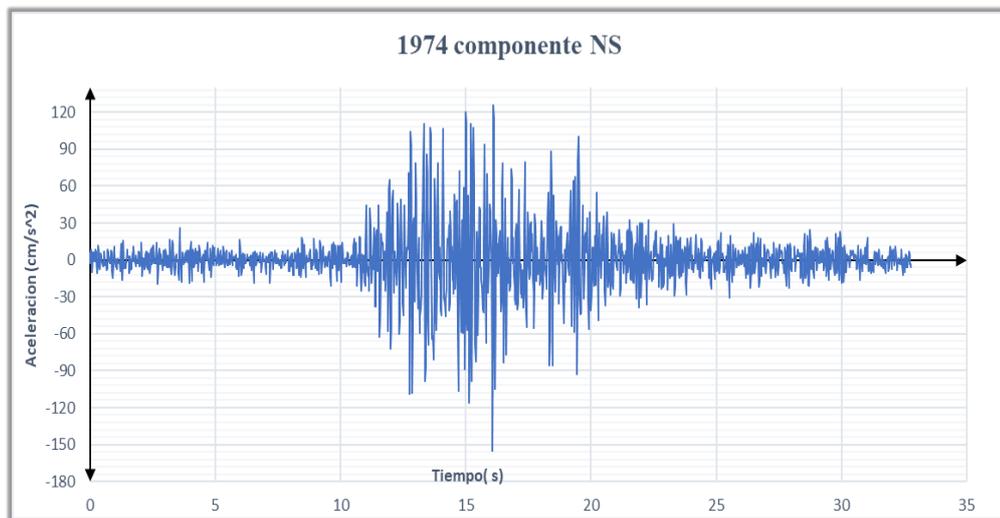
**Figura 28:** Acelerograma Lima 1970, componente NS  
**Fuente:** Elaboración propia

El sismo ocurrido el 5 de enero de 1970 registro una aceleración pico de  $-142.07 \text{ cm/s}^2$  a los 14.02 segundos, con un periodo promedio de 0.136 segundos de movimiento del suelo, la figura 29 muestra este registro.



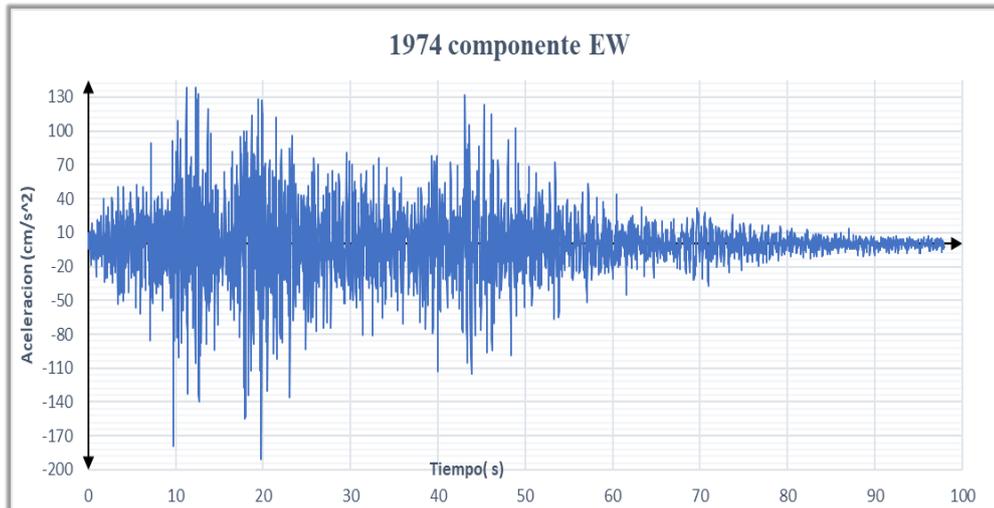
**Figura 29:** Acelerograma Lima 05/01/1974, componente EW  
**Fuente:** Elaboración propia

El sismo ocurrido el 5 de enero de 1970 registro una aceleración pico de  $-155.26 \text{ cm/s}^2$  a los 16.06 segundos, con un periodo promedio de 0.144 segundos de movimiento del suelo, la figura 30 muestra este registro.



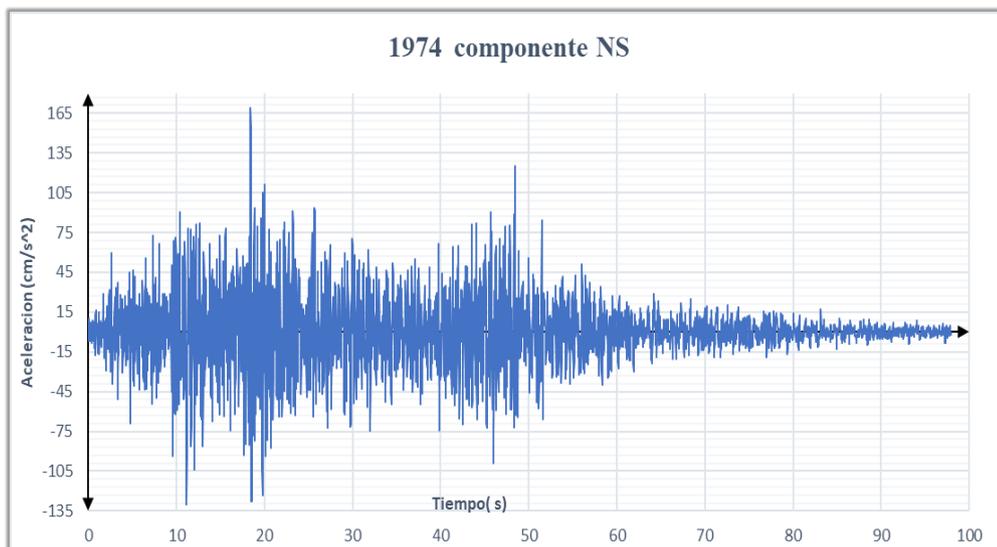
**Figura 30:** Acelerograma Lima 05/01/1974, componente NS  
**Fuente:** Elaboración propia

La figura 31 muestra el registro de aceleraciones respecto del tiempo para la componente EW del sismo ocurrido en la ciudad de Lima en el año 1974, con un registro máximo de  $-190.36 \text{ cm/s}^2$  a los 19.78 segundos con un periodo promedio de  $T = 0.322$  segundos



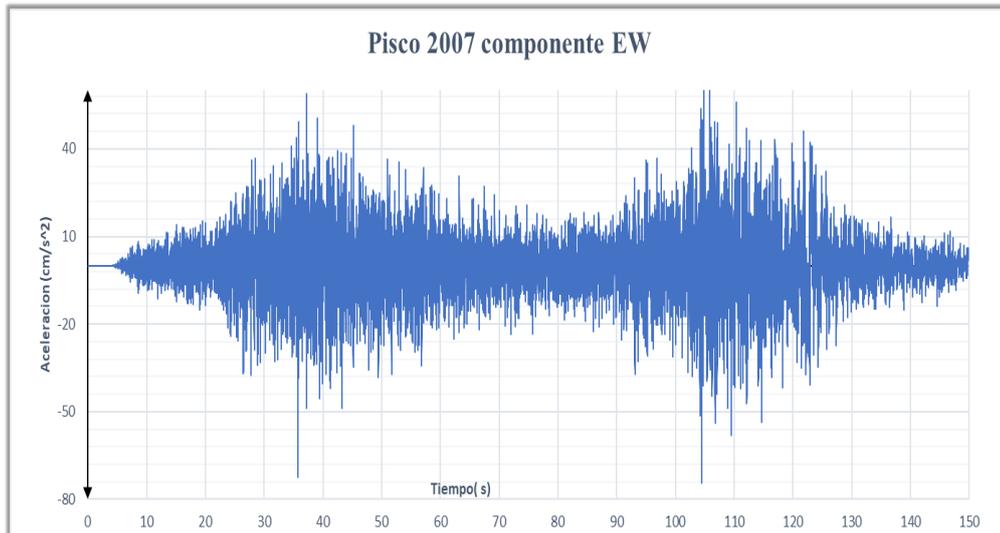
**Figura 31:** Acelerograma Lima 03/10/1974, componente EW  
**Fuente:** Elaboración propia

El sismo ocurrido el 3 de octubre de 1970 registro una aceleración pico de  $169.36 \text{ cm/s}^2$  a los 18.42 segundos, con un periodo promedio de 0.28 segundos de movimiento del suelo, la figura 32 muestra este registro.



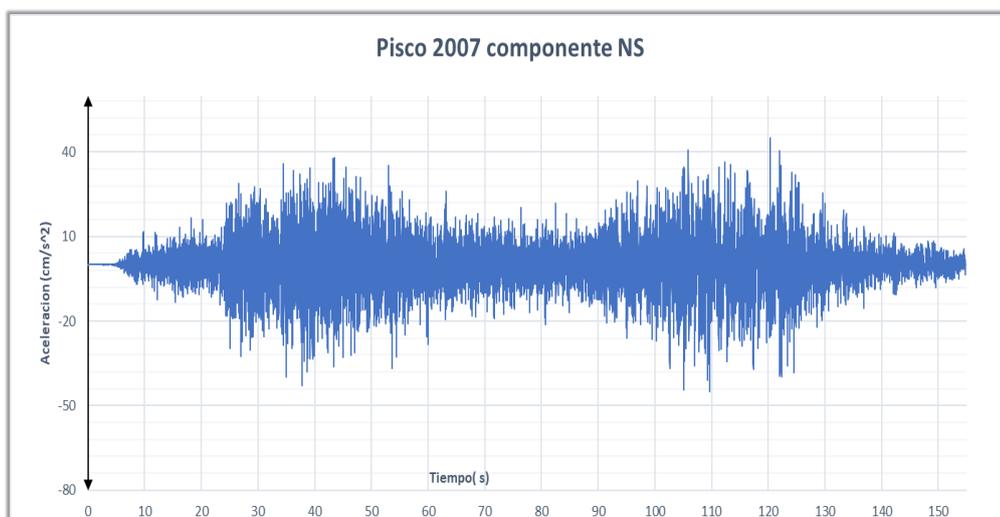
**Figura 32:** Acelerograma Lima 03/10/1974, componente NS  
**Fuente:** Elaboración propia

La figura 33 muestra el registro de aceleraciones respecto del tiempo para la componente EW, con un registro máximo de  $-74.43 \text{ cm/s}^2$  a los 104.4 segundos con un periodo promedio de  $T = 0.231$  segundos



**Figura 33:** Acelerograma Pisco 15/08/2007, componente EW  
**Fuente:** Elaboración propia

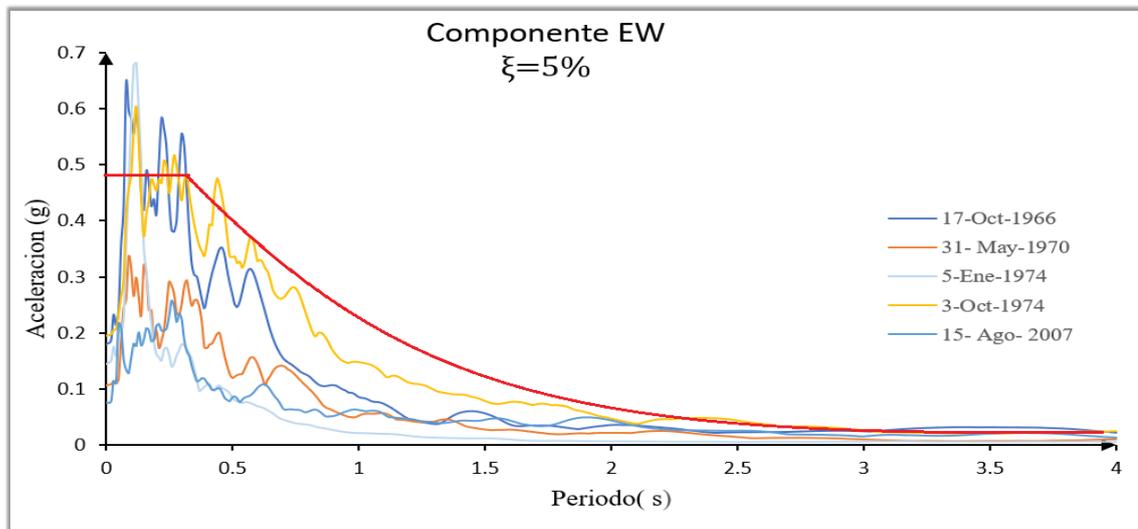
El sismo ocurrido el 15 de agosto de 2007 registro una aceleración pico de  $45.009 \text{ cm/s}^2$  a los 109.62 segundos, con un periodo promedio de 0.215 segundos de movimiento del suelo para la componente NS, la figura 34 muestra el registro procesado de 30000 puntos tomados en lecturas de 0.005 segundos hasta el segundo 150 de los 300 segundos de duración total que tuvo este evento. Las máximas aceleraciones fueron registradas precisamente en los primeros 150 segundos, dando la seguridad que al hacer la evaluación sísmica se pueda obtener la máxima respuesta.



**Figura 34:** Acelerograma Pisco 15/08/2007, componente NS  
**Fuente:** Elaboración propia

### 3.6.3.3 Escalamiento de registros sísmicos

En la figura 35, Se muestran las ordenadas espectrales de los 5 registros sísmicos seleccionados para la investigación, se muestra la variación de la aceleración respecto del periodo, la línea roja representa la envolvente de los todos estos efectos, estos resultados se obtuvieron considerando un amortiguamiento del 5%.

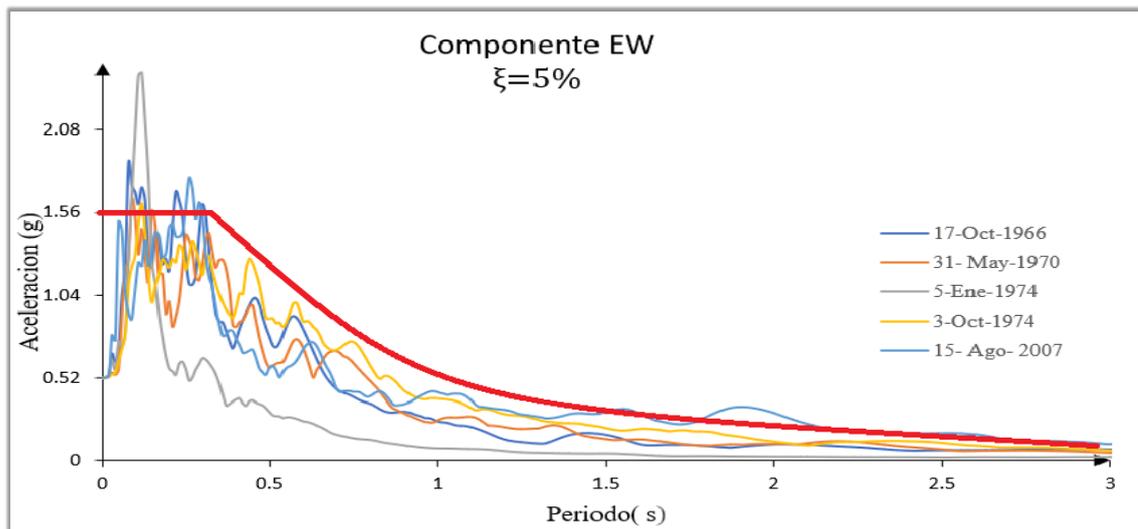


**Figura 35:** Espectro de aceleraciones EW, sin escalar

**Fuente:** Elaboración propia

El criterio del diseño sísmico para puentes establece que el análisis se debe realizar para 75 años de vida útil con un periodo de retorno de 1000 años con una probabilidad de excedencia del 7%. Esta condición prevalece para cada zona sísmica, esta investigación se realiza en la zona 4 donde la curva que describe los efectos combinados de probabilidad acumulativa y PGA dan un coeficiente de zona de 0.52g, entonces los valores de aceleración obtenidos de los registros directos corregidos se escalan (multiplica) por el coeficiente de zona mencionado ( $Z=0.52$ ).

Para determinar la zona de periodos cortos (la meseta de la curva espectral), tomamos la media geométrica entre los valores máximos y mínimos de los 5 registros de aceleraciones, se observa en la figura 36 que para todos los registros empiezan en 0.52 como PGA. Los resultados mostrados en las figuras 35 y 36 son los obtenidos en un suelo categorizado como rígido, la figura 36 muestra los 5 registros corregidos y escalados a nivel de diseño.

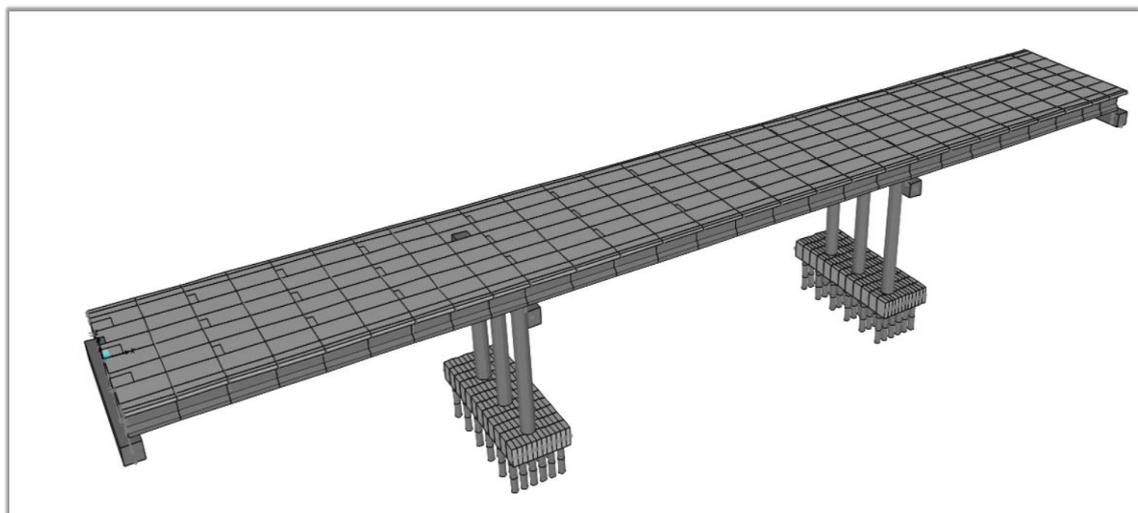


**Figura 36 :**Espectro de aceleraciones EW, escalado

**Fuente:** Elaboración propia

### 3.6.4 Modelos matemáticos y modelamiento

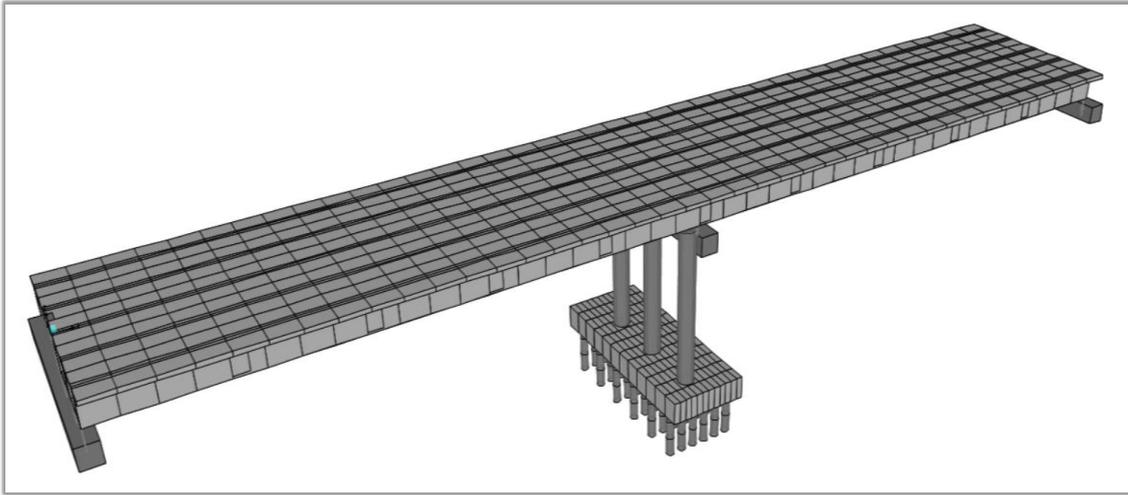
La figura 37 muestra el modelo 3d del puente 1 realizado en el programa *CSI.Bridge*, en este modelo se toma las direcciones U3, U2, U1 como eje longitudinal, transversal y de elevación respectivamente (eje x, y, z).



**Figura 37:** Modelo 3d del puente 1, realizado en *CSI.Bridge*

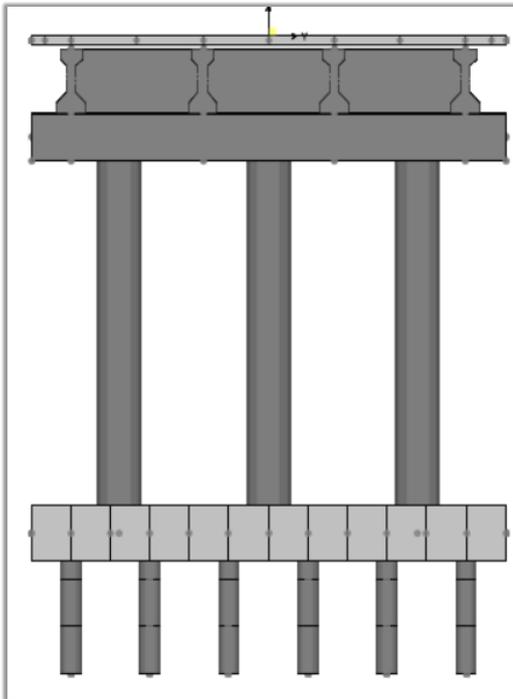
**Fuente:** Elaboración propia

La figura 38 muestra el modelo 3D del puente 2 realizado en el programa *CSI.Bridge*, en este modelo se toma las direcciones U3, U2, U1 como eje longitudinal, transversal y de elevación respectivamente (eje x, y, z).

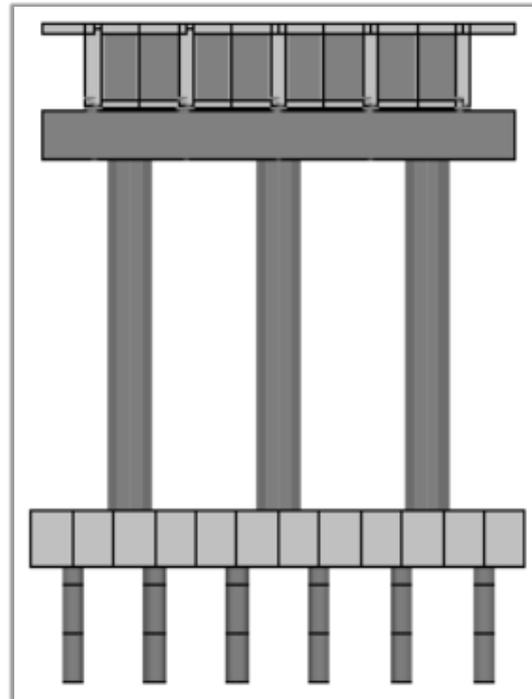


**Figura 38:** Modelo 3d del puente 1, realizado en *CSI.Bridge*  
**Fuente:** Elaboración propia

La figura 38 muestra al modelo 3d de la sub estructura conformada por una viga cabezal, 3 pilares, una zapata corrida, y una configuración matricial de pilotes tal como se muestra a continuación.



**Figura 39:** Modelo 3d sub estructura puente 1, *CSI.Bridge*  
**Fuente:** Elaboración propia



**Figura 40:** Modelo 3d sub estructura puente 2, *CSI.Bridge*  
**Fuente:** Elaboración propia

## **Capítulo IV**

### **Resultados y análisis de resultados**

#### **4.1 Resultados**

##### **4.1.1 Resultados de la demanda sísmica**

En esta sección se dan a conocer los resultados de la demanda sísmica obtenidos con el método Modal Espectral y el método Tiempo Historia, tanto para el caso lineal como para el caso no lineal.

##### **4.1.1.1 Demanda lineal**

###### **a) Desplazamientos con el método Modal Espectral**

La evaluación sísmica lineal usando el método Modal Espectral dio como resultados desplazamientos longitudinales y transversales mostrados en la tabla 18, de los resultados obtenidos del análisis realizado al puente 1 podemos resaltar que los desplazamientos longitudinales son de 18.4 cm en cada pilar, así mismo los desplazamientos transversales son de 9.1 cm también iguales en cada pilar. En el puente 2 los desplazamientos longitudinales en cada pilar fueron de 13.76 cm, mientras que en el sentido transversal fueron de 7.35 cm

**Tabla 18:**

Desplazamientos longitudinales y transversales

Estructura	Desplazamientos en X (cm)		Desplazamientos en Y (cm)	
	pilar 1	pilar 2	pilar 1	pilar 2
Puente 1	20.45	10.21	20.45	10.21
Puente 2	pilar 1		Pilar 1	
	13.76		7.35	

**Fuente:** Elaboración propia**b) Participación de masas, periodos y modos de vibración**

La tabla 19 muestra el peso total que interviene de forma directa en el análisis sísmico, en donde se aprecia que a pesar que los puentes tienen diferente configuración estructural y geométrica, los resultados finales no tienen una variación considerable.

**Tabla 19:**

Pesos involucrados en el análisis sísmico

Estructura	Peso propio (Tonf)	Asfalto (Tonf)	Vereda (Tonf)	Barandas (Tonf)	Peso total (Tonf)
Puente 1	1633.90	139.86	82.40	38.03	1894.20
Puente 2	1680.40	113.46	66.81	30.84	1891.46

**Fuente:** Elaboración propia

Los resultados muestran que el sentido longitudinal en el tercer modo de vibración se acumula un 78.5% de toda la masa del puente obteniendo en este modo un periodo de vibración de 0.92 segundos, y en el sentido transversal el modo 5 acumula un 76.1% de toda la masa del puente obteniendo un periodo de 0.58 segundos.

Para el puente 2 en sentido longitudinal en el modo 2 se acumula un 86.4% de toda la masa del puente con un periodo de 0.88 segundos, mientras que en el sentido transversal el modo 3 es el que acumula el 85.9% de la masa del puente con un periodo de vibración de 0.51 segundos, la tabla 20 muestra estos resultados.

**Tabla 20:**

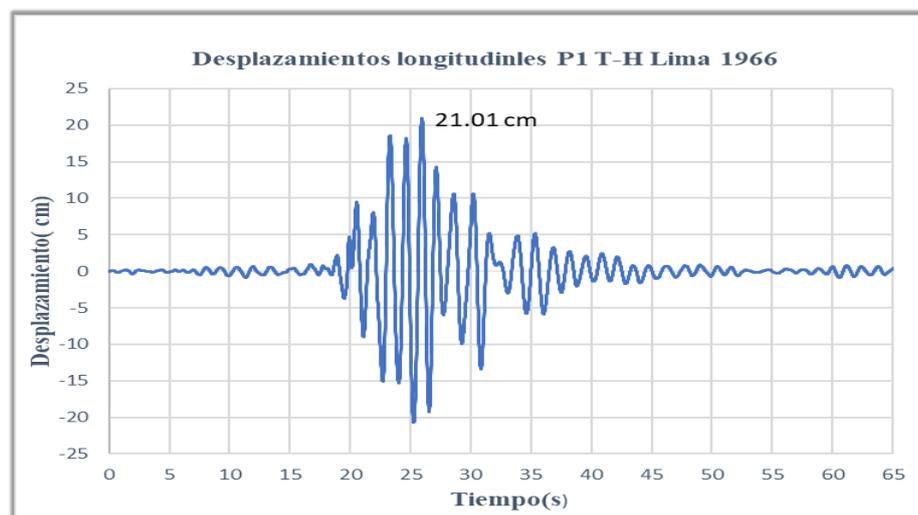
Masa, modo y periodo de vibración

Estructura	Modo de vibración	%Masa en el modo	Periodo
Puente 1	Modo 1	78.5 %	0.92 s
	Modo 5	76.1 %	0.64 s
Puente 2	Modo 2	86.4 %	0.88 s
	Modo 4	85.9 %	0.51s

**Fuente:** Elaboración propia

### c) Desplazamientos con el método Tiempo Historia

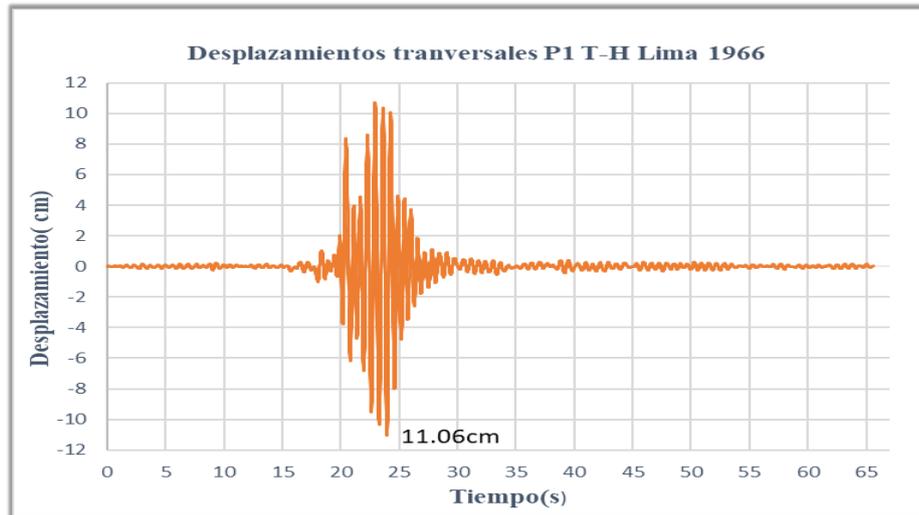
Al realizar el análisis Tiempo Historia lineal se obtuvieron desplazamientos para cada intervalo de tiempo, los resultados obtenidos para el puente 1 usando de referencia el sismo de Lima (1966) se muestran en las figuras 41, se observa que el máximo desplazamiento en el sentido longitudinal (x-x) del puente es de 21.01 cm en los 65 segundos que duración que tienen el sismo.



**Figura 41:** Desplazamientos longitudinales Tiempo Historia, P1 Lima (1966)

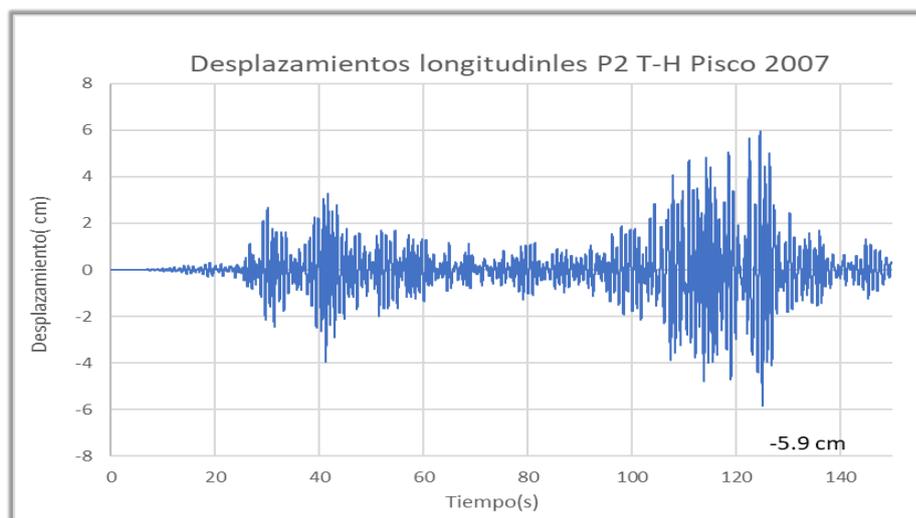
**Fuente:** Elaboración propia.

El la figura 42 se muestra los resultados del análisis Tiempo Historia para el caso lineal con el sismo de 1966, en la dirección transversal(y-y) se observa que el máximo desplazamiento transversal fue de 11.06 cm en el segundo 24.5, tanto en la dirección transversal como en la longitudinal la máxima sollicitación se da entre los segundos 20 y 25.



**Figura 42 :** Desplazamientos transversales Tiempo Historia, P1 Lima (1966)  
**Fuente:** Elaboración propia.

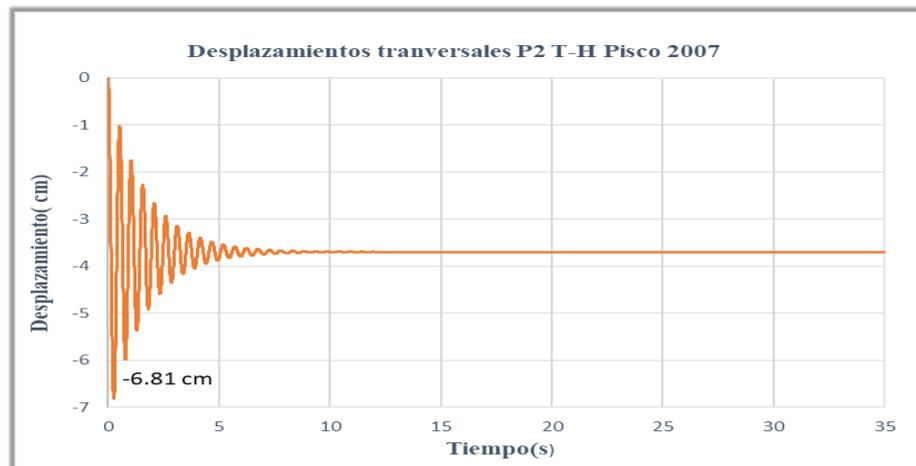
Los desplazamientos obtenidos del análisis Tiempo Historia realizado en el puente 2 usando el registro de sismo de Pisco (2007) en la dirección longitudinal(x-x) se muestran en la figura 43, el máximo desplazamiento obtenido es de 5.9 cm en el segundo 140, la duración total del sismo fue de 300 segundos, pero por hacer practico el análisis se evaluaron los 150 primeros segundos.



**Figura 43:** Desplazamientos longitudinales Tiempo Historia, P2, Pisco (2007)  
**Fuente:** Elaboración propia.

En la dirección transversal(y-y) el análisis TH para el puente 2 teniendo como referencia el registro sísmico de Pisco (2007), el máximo desplazamiento que se obtuvo fue de 6.81 cm a los 0.005 segundos.

De la figura 44 podemos deducir que la en los primeros 5 segundos ocurren las máximas sollicitaciones de desplazamientos, dado que el sismo tiene una duración de 300 segundos



**Figura 44:** Desplazamientos transversales Tiempo Historia, P2, Pisco (2007).

**Fuente:** Elaboración propia.

Las gráficas de los desplazamientos resultantes de los otros análisis Tiempo Historia usando los 5 registros sísmicos antes mencionados se muestran en los anexos de la investigación.

La tabla 21 muestra los desplazamientos longitudinales obtenidos del análisis Tiempo Historia del puente 1 y el puente 2 con da uno de los sismos mencionados anteriormente, así mismo la tabla 22 muestra los desplazamientos obtenidos de análisis del puente 1 y puente 2 en el sentido transversal. También se muestran los nombres de los eventos sísmicos y la magnitud con la que fueron registrados.

#### 4.1.1.2 Demanda no lineal

En esta sección se muestran los resultados de los análisis obtenidos con la condición de no linealidad, para el método Modal Espectral se obtuvieron resultados semejantes a los que se obtuvieron en el análisis lineal, el pilar 1 y 2 del puente 1 se desplazan 20.45 cm en la longitudinal y 10.21 cm en sentido transversal, el pilar de puente 2 tiene un desplazamiento de 13.76 cm en sentido longitudinal y 7.35 cm en la transversal, estos resultados se muestran en la tabla 18.

**Tabla 21:**

Desplazamientos longitudinales Tiempo Historia - lineal

Evento sísmico	Magnitud	Desplazamiento Puesto 1	Desplazamiento Puesto 2
Lima 1966	8.1	21.02 cm	14.61 cm
Lima 1970	6.6	21.27 cm	13.7 cm
Lima 1974	6.1	24.09 cm	17.03 cm
Lima 1974	6.6	25.00 cm	14.09 cm
Pisco 2007	7.0	10.99 cm	6 cm

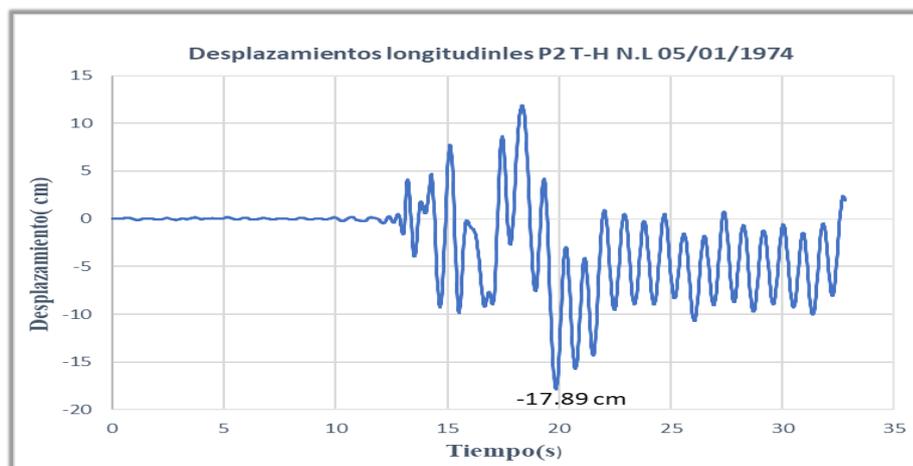
**Fuente:** Elaboración propia**Tabla 22:**

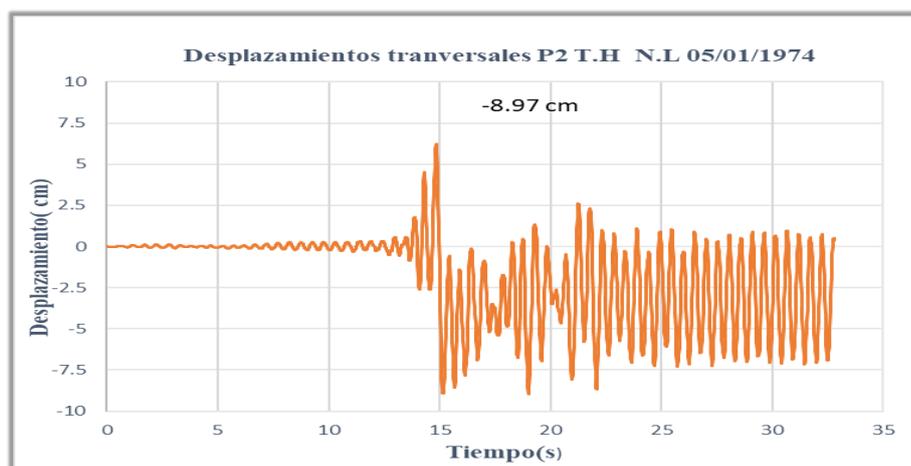
Desplazamientos transversales Tiempo Historia - lineal

Evento sísmico	Magnitud	Desplazamiento Puesto 1	Desplazamiento Puesto 2
Lima 1966	8.1	11.06 cm	7.6 cm
Lima 1970	6.6	8.99 cm	7.25 cm
Lima 1974	6.1	10.46 cm	7.55 cm
Lima 1974	6.6	8.42 cm	6.81 cm
Pisco 2007	7.0	11.07 cm	6.8 cm

**Fuente:** Elaboración propia

La figura 45 y 46 muestran los resultados de los desplazamientos Tiempo Historia no lineales, en ambas direcciones.

**Figura 45:** Desplazamientos (X-X) T.H, no lineal P2, Lima (05/01/1974)**Fuente:** Elaboración propia.



**Figura 46:** Desplazamientos (Y-Y) T.H, no lineal P2, Lima (05/01/1974)  
**Fuente:** Elaboración propia.

Por una cuestión práctica no se puede mostrar gráficamente todos los desplazamientos obtenidos con el análisis Tiempo Historia para la condición de no linealidad, en la tabla 23 y 24 se muestran dichos resultados para el puente 1 y puente 2, en la dirección longitudinal(X-X) y transversal(Y-Y) respectivamente.

**Tabla 23:**

Desplazamientos longitudinales Tiempo Historia – no lineal

Evento sísmico	Magnitud	Desplazamiento Puente 1	Desplazamiento Puente 2
Lima 1966	8.1	24.56 cm	19.23 cm
Lima 1970	6.6	25.03 cm	17.23 cm
Lima 1974	6.1	28.03 cm	17.89 cm
Lima 1974	6.6	30.83 cm	20 cm
Pisco 2007	7.0	13.32 cm	18.52 cm

**Fuente:** Elaboración propia

Los resultados obtenidos van desde los 13.32 cm hasta los 30.82 cm y de 18.52 cm hasta los 20 cm en el sentido longitudinal tanto para el puente 1 como para el puente 2 respectivamente, mientras en el sentido transversal va de 11.07 cm a 14.06 cm y de 11.21 cm hasta los 14.22 cm respectivamente.

**Tabla 24:**

Desplazamientos transversales Tiempo Historia - no lineal

Evento sísmico	Magnitud	Desplazamiento Punto 1	Desplazamiento Punto 2
Lima 1966	8.1	13.2 cm	14.18 cm
Lima 1970	6.6	12.2 cm	13.00 cm
Lima 1974	6.1	14.06 cm	14.22 cm
Lima 1974	6.6	12.03 cm	11.21 cm
Pisco 2007	7.0	11.07 cm	22.02 cm

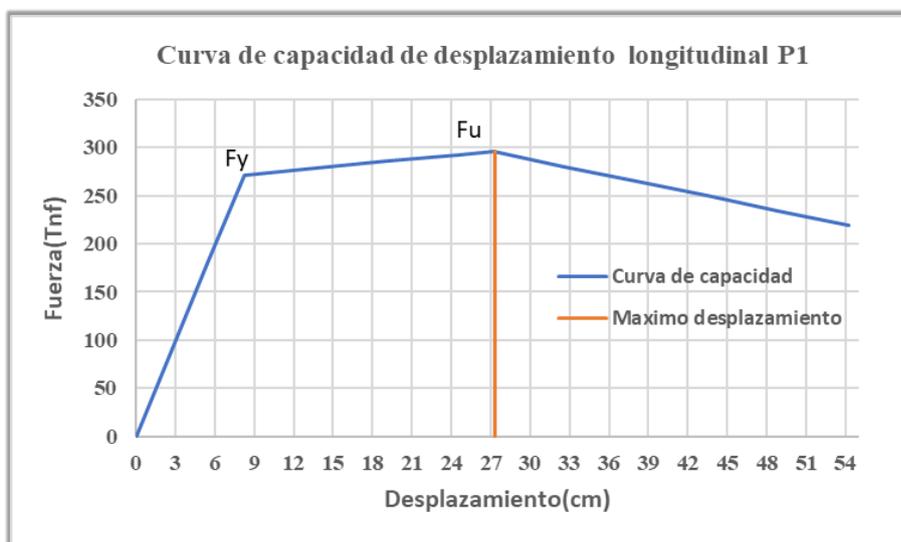
Fuente: Elaboración propia

#### 4.1.2 Resultados obtenidos de la condición de no linealidad geométrica

##### 4.1.2.1 Curvas de capacidad de los pilares

###### A. Sentido longitudinal (x-x)

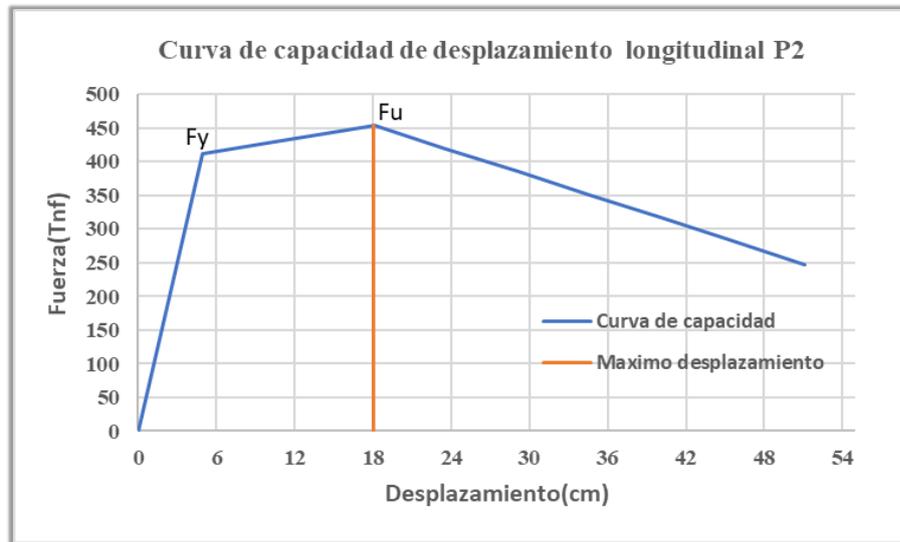
Los 3 pilares circulares de 1m de diámetro que componen el bents tienen una capacidad máxima de desplazamiento que depende directamente de las condiciones de ductilidad impuestos en los códigos de diseño de puentes, para este caso en particular el factor de reducción fue de  $R= 3.5$ , la figura 47 muestra la curva de capacidad de desplazamiento en el sentido longitudinal para el puente 1, muestra también el valor de cedencia  $F_y = 270$  Tonf y el valor ultimo de ruptura  $F_u = 286$  Tonf/cm<sup>2</sup>



**Figura 47:** Curva de capacidad de desplazamiento longitudinal P1

Fuente: Elaboración propia

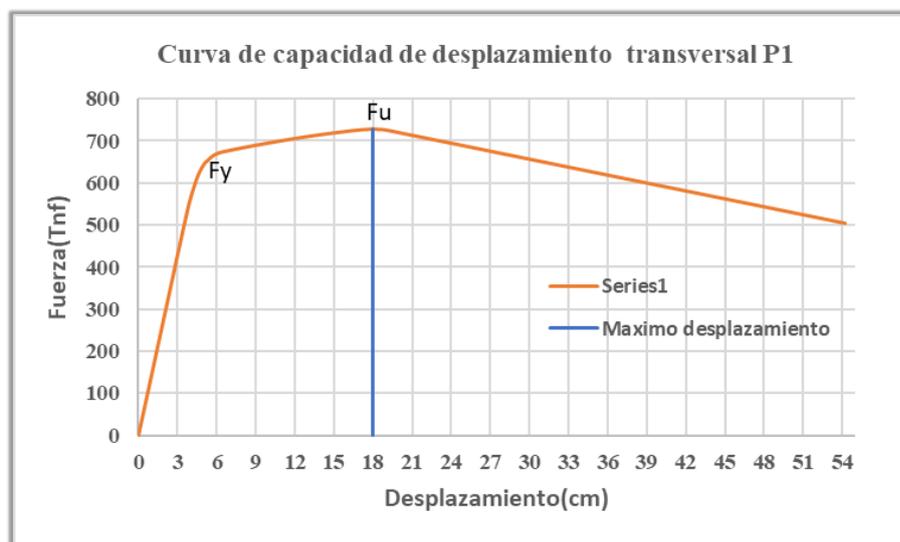
Para el caso del puente 2 el bents esta conformado por 3 pilares circulares con 1.5 m de diámetro cada uno, la capacidad a desplazamiento que tiene el puente en el sentido longitudinal es de 18 cm, la figura 48 muestra los resultados obtenidos del analisis estatico no lineal realizado.



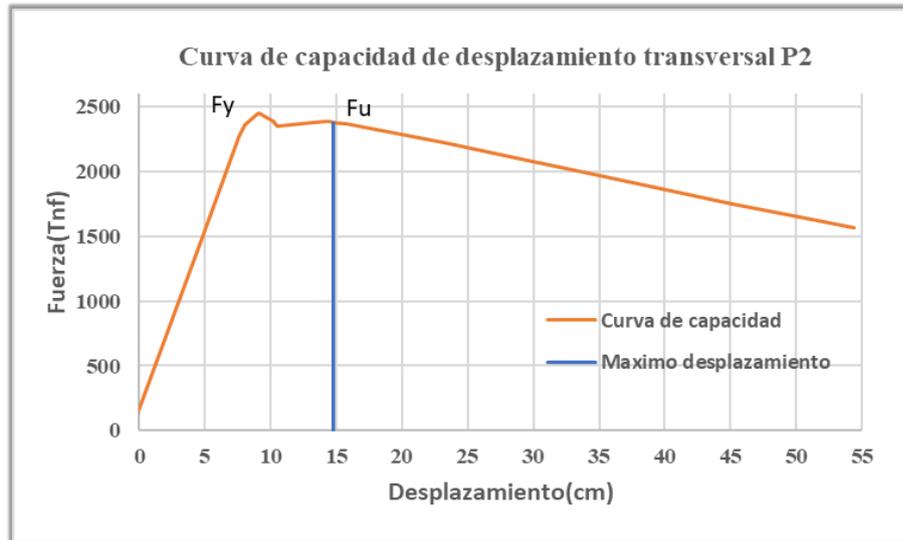
**Figura 48:** Curva de capacidad de desplazamiento longitudinal P2  
**Fuente:** Elaboración propia

### B. Sentido transversal (Y-Y)

La maxima capacidad de desplazamiento del puente 1 en el sentido transversal es de 18 cm, mientras que para el puente 2 es de 15cm, resultados obtenidos del analisis estatico no lineal, la figura 49 y 50 muestran estos resultados.



**Figura 49:** Curva de capacidad de desplazamiento transversal P1  
**Fuente:** Elaboración propia



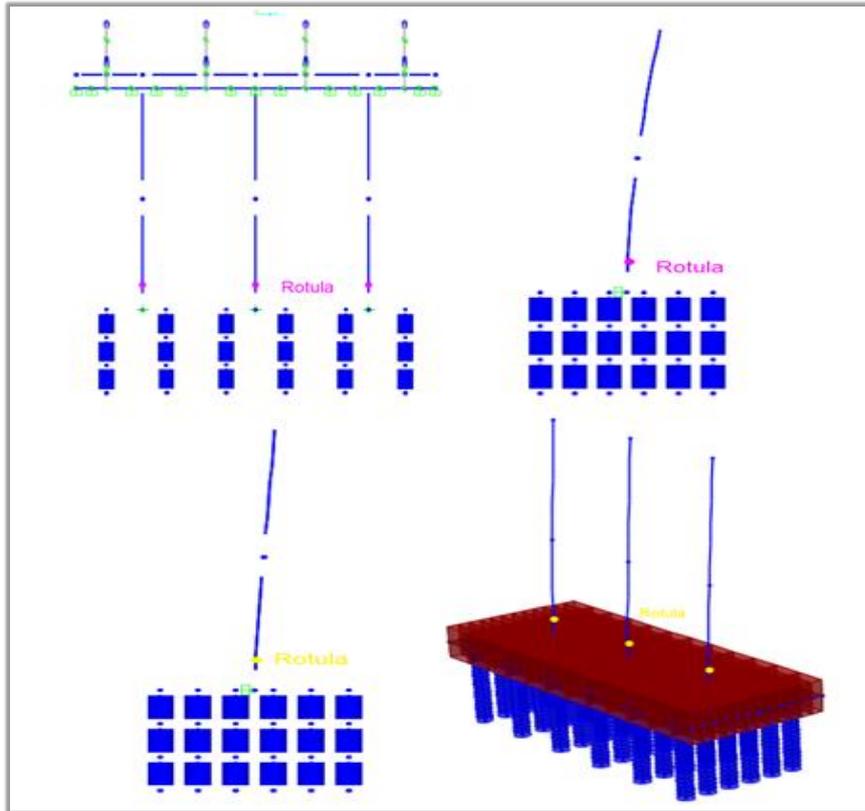
**Figura 50:** Curva de capacidad de desplazamiento transversal P2

**Fuente:** Elaboración propia

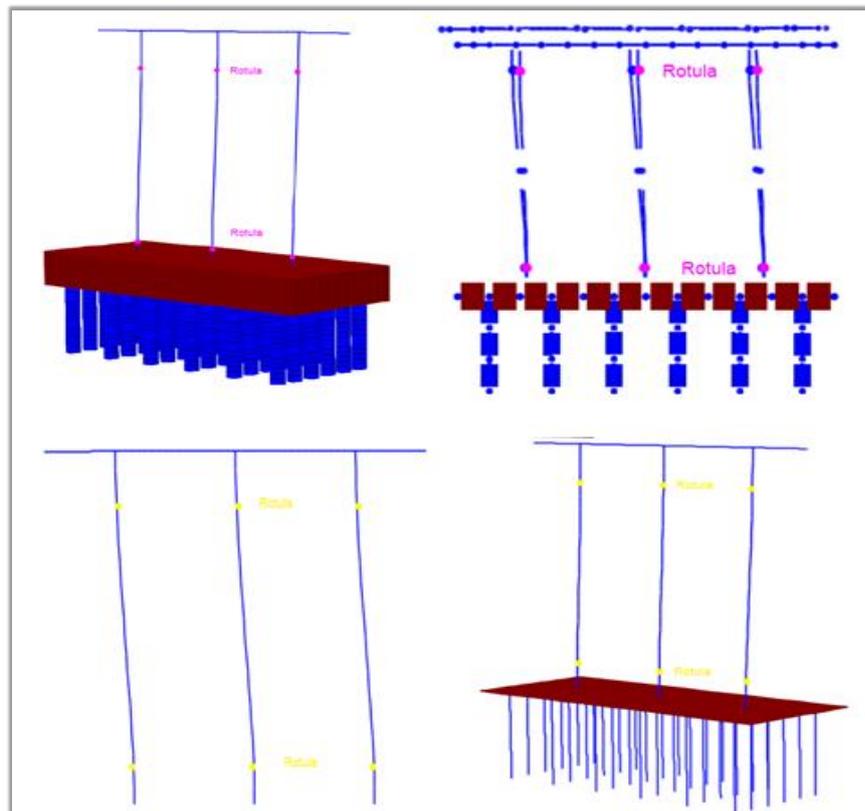
#### 4.1.2.3 Análisis de rotulas plásticas

En el caso del puente 1 se asignaron las rotulas a los 6 pilares que conforman los 2 bents, en caso del puente 2 se asignaron a los 3 pilares que conforman el bents. De la ecuación 17 se obtuvieron las longitudes de plastificación de los pilares, ubicando las rotulas a 1% y un 85% de la altura del pilar, las rotulas son evaluadas bajo la combinación  $1.25(DD+B+V) + 1.5DW + Sx$  y  $0.9(DD+B+V) + 0.65DW + Sx$ , donde DD es la carga por peso propio, B es la carga de la baranda, V es la carga de la vereda y Sx es el sismo reducido ( $R=3.5$ ) en la dirección x. la figura 47 muestra los resultados de esta combinación en los pilares del puente 1 en dirección longitudinal, mientras que la figura 48 muestra la ubicación de las rotulas en el sentido transversal.

La primera combinación es la que comprime más el pilar, esta condición hace que los pilares reduzcan su capacidad de desplazamiento de los pilares, mientras que la segunda combinación es la menos exigida; esta condición hace que el pilar tenga que tener la capacidad de soportar grandes desplazamientos. La asignación de las rotulas en el puente 2 serán del mismo modo que muestran las figuras 51 y 52 para cada dirección respectivamente.



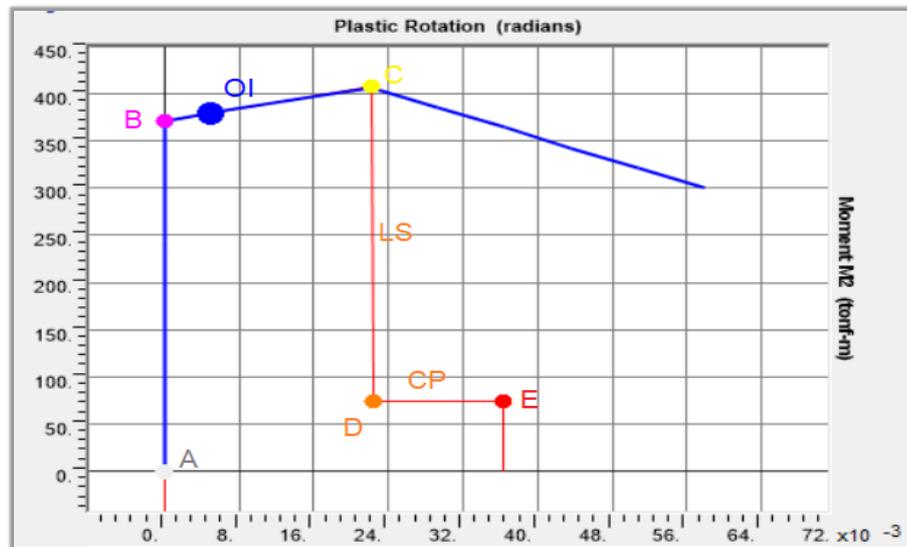
**Figura 51:** Rotulas plásticas, U1-P1  
Fuente: Elaboración propia



**Figura 52:** Rotulas plásticas, U2-P1  
Fuente: Elaboración propia.

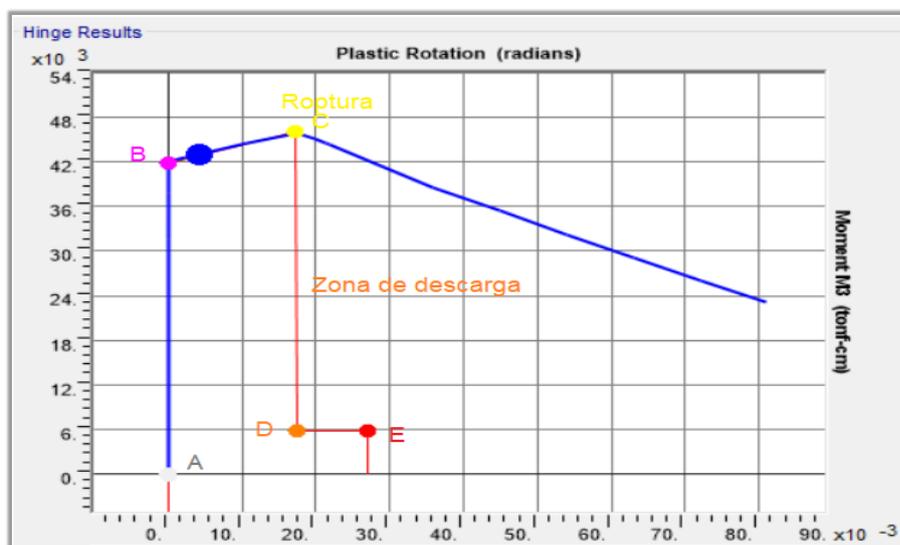
#### 4.1.2.4 Diagramas Momento Rotación

a) **Rotulas- puente 1**, el diagrama momento rotación mostrado en la figura 53, se establece que del punto A hacia el punto B es la zona elástica, de B hacia C es la zona plástica, en el punto C es donde se produce la rotura y la de carga de la rótula y del punto D hacia E se tiene la zona de sobre resistencia.



**Figura 53:** Diagrama Momento Rotación, U1- P1  
**Fuente:** Elaboración propia

En la figura 54 el punto B representa la cedencia de la estructura, entre B y C se sitúa la zona de ocupación inmediata (OI), entre C y D zona de seguridad de vida (LS), entre D y E se prevé el colapso (CP) y el punto E es el colapso del puente.



**Figura 54:** Diagrama Momento Rotación, U2- P1  
**Fuente:** Elaboración propia

La interpretación de la figura 53 y 54 se muestran en las tablas 25 y 26 respectivamente, en estas tablas se muestran el nombre de la rótula, el caso de carga analizado, los pasos en los que se realizó el análisis inelástico, la fuerza vertical P, los momentos en la dirección 2 y 3, la rotación que se obtuvo en cada paso de análisis inelástico, la dirección en la que se hizo el análisis, así como el estado del puente en cada paso del Análís.

**Tabla 25:**

Rotula plástica, análisis no lineal en dirección longitudinal, P1

Rotula	Caso de análisis	Paso	P(Tonf)	M2 Tonf-m	R2PI radianes	Estado en U1	Estado en U1
113H1	ANL X-X	0	-253.82	-2.32	0	A a <=B	A a <=IO
113H1	ANL X-X	1	-252.08	244.70	0	A a <=B	A a <=IO
113H1	ANL X-X	2	-251.19	371.35	0	B a <=C	A a <=IO
113H1	ANL X-X	3	-251.12	381.93	0.0063	B a <=C	IO a <=LS
113H1	ANL X-X	4	-250.90	392.29	0.0126	B a <=C	IO a <=LS
113H1	ANL X-X	5	-250.12	401.50	0.018	B a <=C	IO a <=LS
113H1	ANL X-X	6	-250.16	406.23	0.022	C a <=D	>CP
113H1	ANL X-X	7	-251.01	385.11	0.0292	C a <=D	>CP
113H1	ANL X-X	8	-251.15	364.06	0.0364	C a <=D	>CP
113H1	ANL X-X	9	-251.29	343.00	0.0435	C a <=D	>CP
113H1	ANL X-X	10	-251.44	321.94	0.0507	C a <=D	>CP
113H1	ANL X-X	11	-251.59	301.188	0.0577	C a <=D	>CP

**Fuente:** Elaboración propia

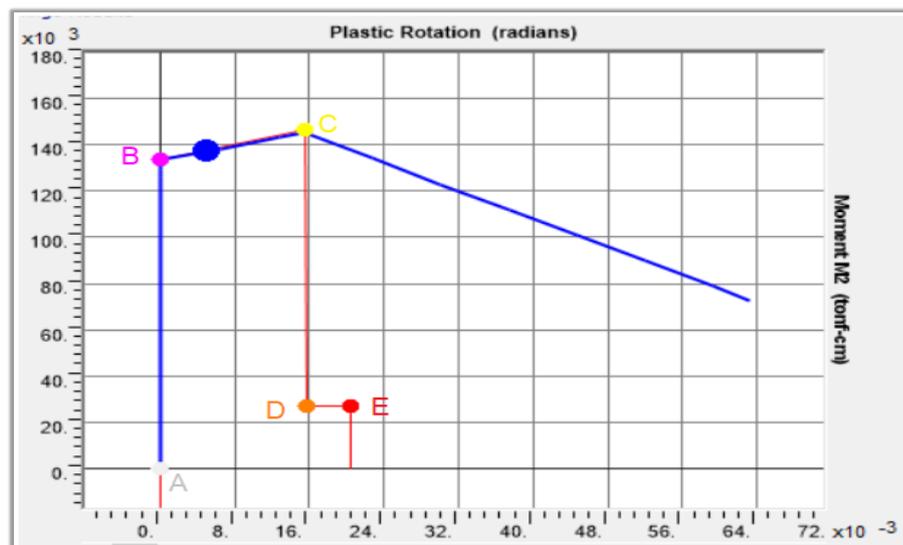
a) **Rotulas- puente 2**, para la dirección longitudinal se muestra un diagrama momento rotación en donde se observan los tramos lineales (A a B) y no lineales (B a C), así como la zona donde de descarga de la rótula (C a D), la figura 55 muestra los resultados de la rótula 5H2 en sentido longitudinal, así mismo la figura 56 muestra los resultados de la rótula 5H2 en el sentido transversal

**Tabla 26:**

Rotula plástica, análisis no lineal en dirección transversal, P1

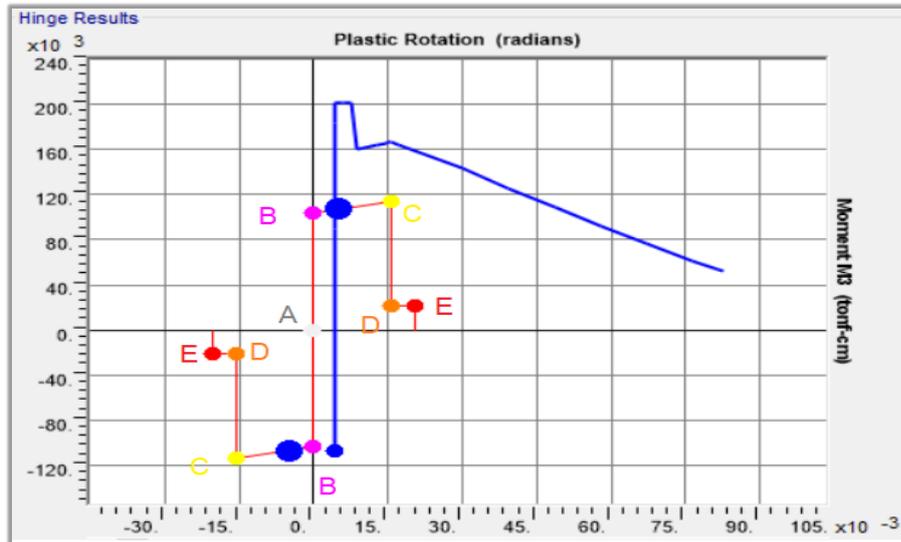
Rotula	Caso de análisis	Paso	P(Tonf)	M3 Tonf-m	R3PI radianes	Estado en U2	Estado en U2
114H1	ANL Y-Y	0	-251.03	-2.58	0	A a <=B	A a <=IO
114H1	ANL Y-Y	1	485.63	316.25	0	A a <=B	A a <=IO
114H1	ANL Y-Y	2	-523.21	377.96	0	A a <=B	A a <=IO
114H1	ANL Y-Y	3	-539.68	419.47	0.000013	B a <=C	A a <=IO
114H1	ANL Y-Y	4	-547.49	421.35	0.000574	B a <=C	A a <=IO
114H1	ANL Y-Y	5	560.11	425.41	0.002244	B a <=C	A a <=IO
114H1	ANL Y-Y	6	565.69	444.58	0.010694	B a <=C	IO a <=LS
114H1	ANL Y-Y	7	571.62	458.51	0.017446	C a <=D	>CP
114H1	ANL Y-Y	8	576.01	450.30	0.019914	C a <=D	>CP
114H1	ANL Y-Y	9	576.01	445.05	0.021387	C a <=D	>CP
114H1	ANL Y-Y	10	575.27	443.01	0.021871	C a <=D	>CP
114H1	ANL Y-Y	11	540.65	385.86	0.03577	C a <=D	>CP

Fuente: Elaboración propia



**Figura 55:** Diagrama Momento Rotación, U1- P2

Fuente: Elaboración propia



**Figura 56:** Diagrama Momento Rotación, U2- P2

**Fuente:** Elaboración propia

**Tabla 27:**

Rotula plástica, análisis no lineal en dirección longitudinal, P2

Rotula	Caso de análisis	Paso	P(Tonf)	M2 Tonf-m	R2PI radianes	Estado en U1	Estado en U1
5H2	ANL X-X	0	-589.2852	125947.202	0	A a <=B	A a <=IO
5H2	ANL X-X	1	-589.2816	129074.174	0	A a <=B	A a <=IO
5H2	ANL X-X	2	-589.2798	133394.763	0	B a <=C	A a <=IO
5H2	ANL X-X	3	-586.1911	138202.542	0.006428	B a <=C	IO a <=LS
5H2	ANL X-X	4	-586.7985	143124.387	0.012877	B a <=C	IO a <=LS
5H2	ANL X-X	5	-586.8211	144958.976	0.015288	B a <=C	IO a <=LS
5H2	ANL X-X	6	-586.8155	145112.428	0.015493	C a <=D	>CP
5H2	ANL X-X	7	-589.0546	134022.148	0.022808	C a <=D	>CP
5H2	ANL X-X	8	-589.1011	122962.317	0.030104	C a <=D	>CP
5H2	ANL X-X	9	-589.1052	111902.484	0.037399	C a <=D	>CP
5H2	ANL X-X	10	-589.1213	100842.651	0.044694	C a <=D	>CP
5H2	ANL X-X	11	-589.1323	89782.818	0.05199	C a <=D	>CP
5H2	ANL X-X	12	-589.1464	78722.985	0.059285	C a <=D	>CP
5H2	ANL X-X	13	-589.1526	72782.78	0.063203	C a <=D	>CP
5H2	ANL X-X	14	-589.2852	125947.202	0	A a <=B	A a <=IO

**Fuente:** Elaboración propia

**Tabla 28:**

Rotula plástica, análisis no lineal en dirección transversal, P2

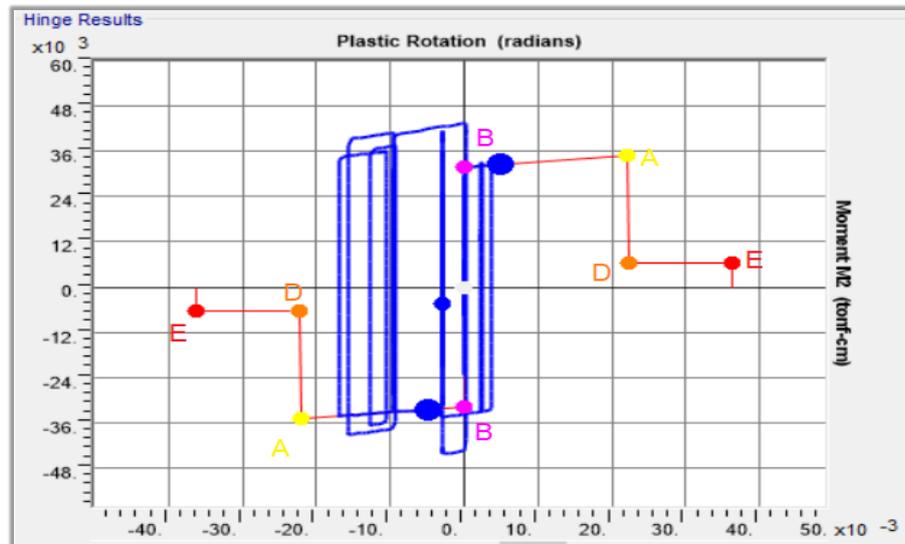
Rotula	Caso de análisis	Paso	P(Tonf)	M3 Tonf-m	R3PI radianes	Estado en U2	Estado en U2
6H2	ANL Y-Y	0	674.31	-107444.0	0.008192	B a <=C	>CP
6H2	ANL Y-Y	1	-407.12	89065.36	0.008192	B a <=C	>CP
6H2	ANL Y-Y	2	-928.18	183747.04	0.008192	B a <=C	>CP
6H2	ANL Y-Y	3	-1007.4	201960.1	0.008192	B a <=C	>CP
6H2	ANL Y-Y	4	-1110.3	201960.18	0.008192	B a <=C	>CP
6H2	ANL Y-Y	5	-1117.4	201960.1	0.008192	B a <=C	>CP
6H2	ANL Y-Y	6	-1101.4	201960.2	0.008192	B a <=C	>CP
6H2	ANL Y-Y	7	-857.09	159711.7	0.008539	B a <=C	>CP
6H2	ANL Y-Y	8	-941.58	163963.2	0.012891	B a <=C	>CP
6H2	ANL Y-Y	9	-960.50	165433.9	0.014396	B a <=C	>CP
6H2	ANL Y-Y	10	-966.07	166172.5	0.014937	B a <=C	>CP
6H2	ANL Y-Y	11	-969.71	167143.1	0.015494	C a <=D	>CP
6H2	ANL Y-Y	12	-977.12	164464.3	0.017125	C a <=D	>CP
6H2	ANL Y-Y	13	-898.88	142901.8	0.029989	C a <=D	>CP
6H2	ANL Y-Y	14	-787.83	125478.2	0.039285	C a <=D	>CP
6H2	ANL Y-Y	15	-693.26	108803.3	0.04862	C a <=D	>CP
6H2	ANL Y-Y	16	-598.16	92616.7	0.057926	C a <=D	>CP
6H2	ANL Y-Y	17	-504.86	76932.9	0.067211	C a <=D	>CP
6H2	ANL Y-Y	18	-412.99	61735.1	0.076477	C a <=D	>CP
6H2	ANL Y-Y	19	-353.67	51730.3	0.082707	C a <=D	>CP

**Fuente:** Elaboración propia

#### 4.1.2.5 Diagramas de histéresis

Los diagramas momento rotación mostrados en a las figuras anteriores son obtenidos del análisis sísmico no lineal por el método Modal Espectral, ahora se mostrarán los resultados del análisis sísmico no lineal Tiempo Historia que resultan ser curvas de histéresis para el puente 1 y puente 2 en cada dirección de análisis.

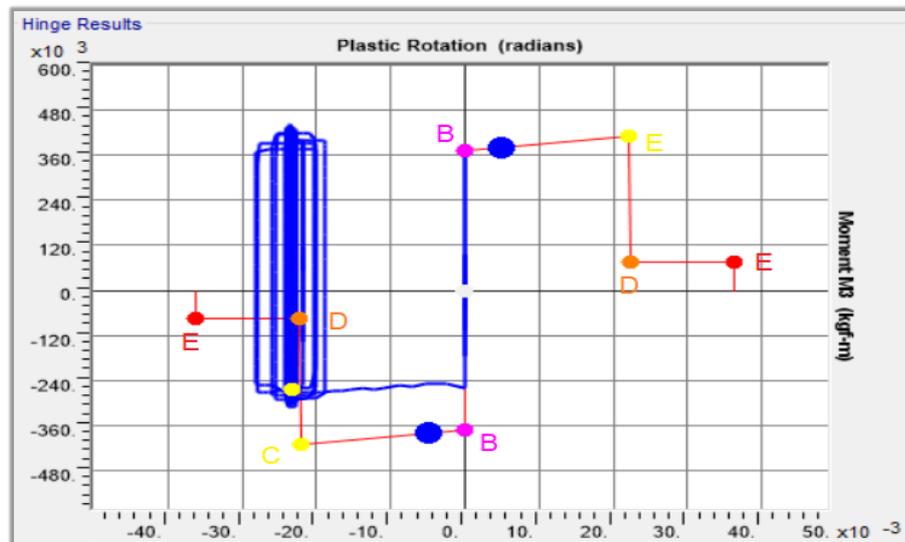
La figura 57 muestra el resultado del análisis TH realizado con el sismo del 17/10/1966, la grafica muestra la carga y descarga de la rotula 112H1 desde el punto “A” hasta el punto “C”.



**Figura 57:** Diagrama de histéresis longitudinal P1

**Fuente:** Elaboración propia

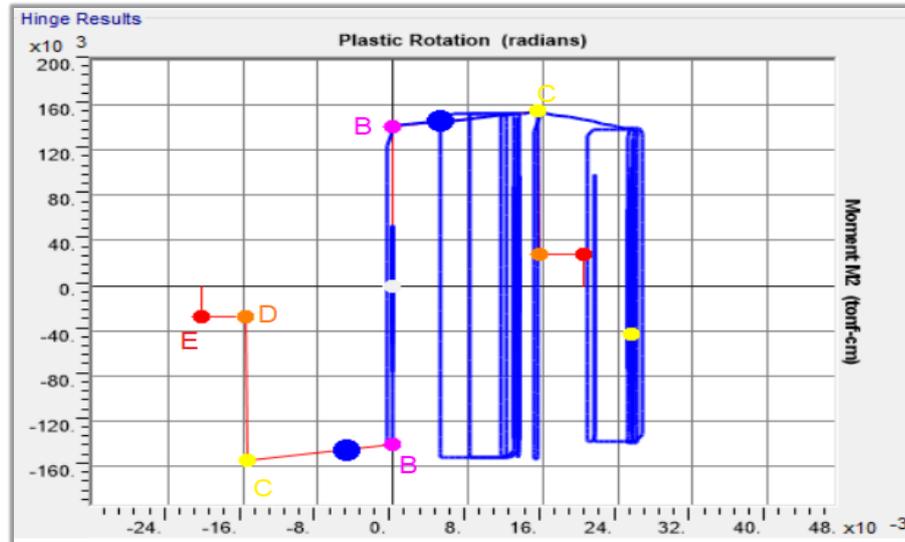
La figura 58 muestra los resultados del analisis no lineal TH en la dirección transversal de puente 1, estos datos se obtubieron en base al sismo del 1966 que tubo una magnitud de 8.1 y una duracion de 42.9 segundos



**Figura 58:** Diagrama de histéresis transversal P1

**Fuente:** Elaboración propia

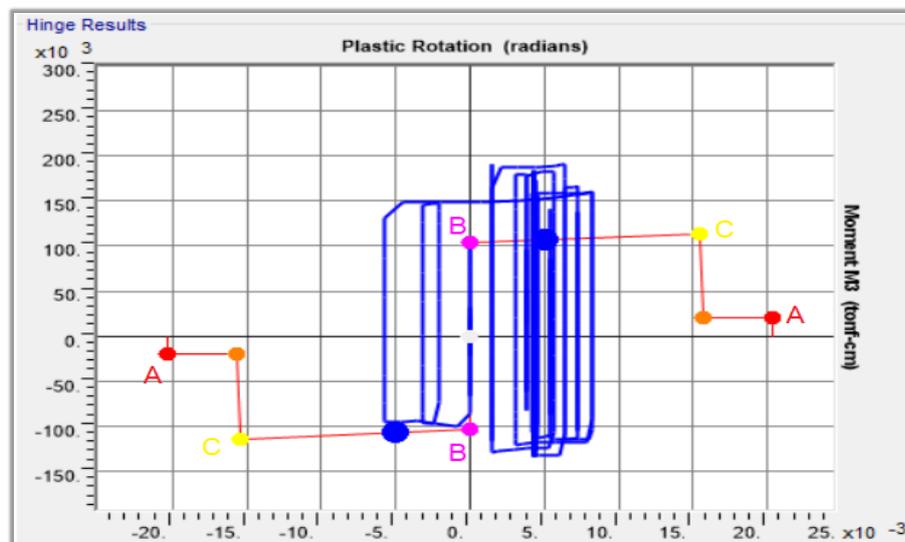
La figura 59 muestra los resultados de la rotula 4H1 analizada con el sismo del 17/10/1966 en la dirección longitudinal, en 20.1 segundos y 20.36 segundos se alcanza el punto de cedencia "B", mientras en el 27.78 se llega al punto "C"



**Figura 59:** Diagrama de histéresis longitudinal P2

**Fuente:** Elaboración propia

La figura 60 muestra los resultados del análisis Tiempo Historia realizados con el sismo del 05/01/1974 para la dirección transversal del puente 2, el registro con 1640 puntos con una duración de 32.8 segundos, en el segundo 14.26 los pilares llegan al punto de cedencia "B".



**Figura 60:** Diagrama de histéresis transversal P2

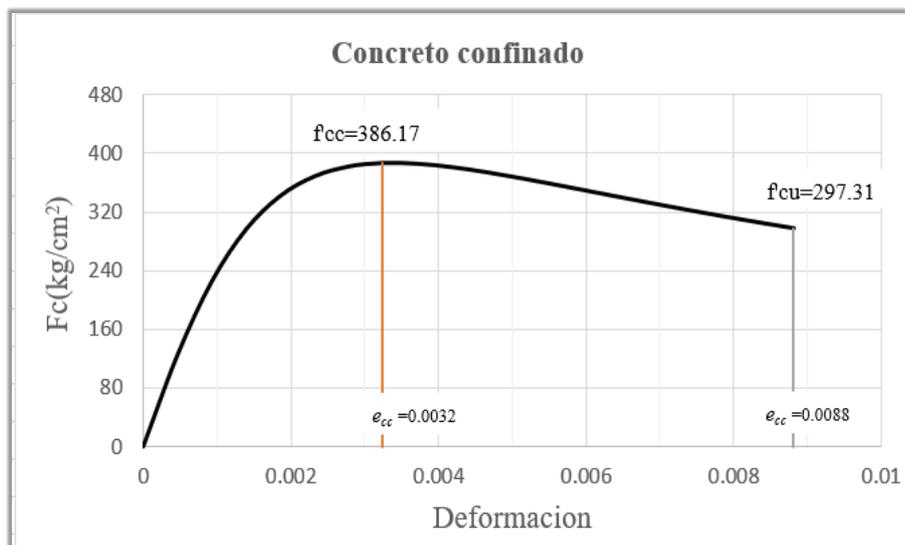
**Fuente:** Elaboración propia

### 4.1.3 Resultados obtenidos de la condición de no linealidad del material

Existen varias formas de no linealidad del material, para esta investigación tomaremos el caso de sección fisurada, este análisis se realiza con el con la sección de concreto confinado y no confinado

#### 4.1.3.1 Condición del concreto

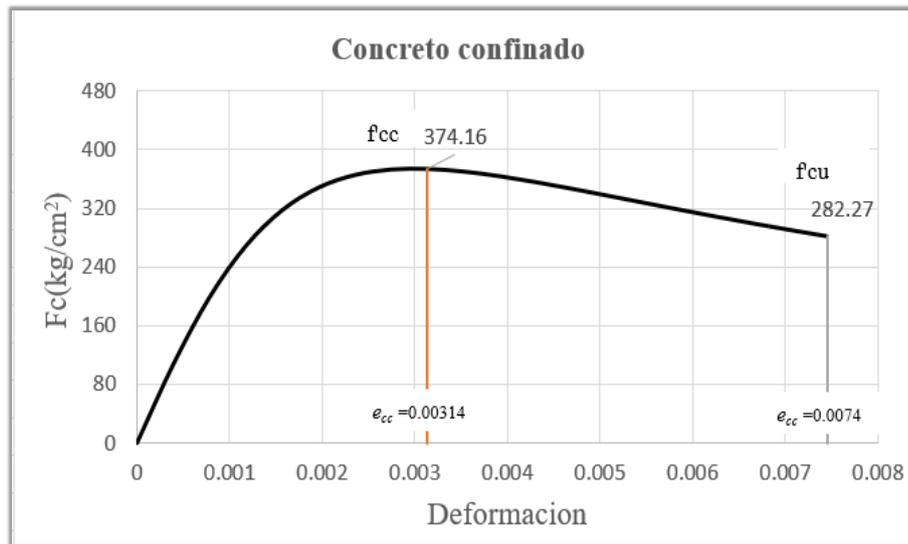
La sección transversal de los pilares es de 1 m de diámetro con un recubrimiento de 6 cm, la sección esta confinada con un anillo que garantiza que no se presente falla por corte, dentro del confinamiento el concreto que inicialmente de definió con un  $f_c = 350 \text{ kg/cm}^2$  en si llega a un valor de  $f_{cc} = 386.17 \text{ kg/cm}^2$  con un  $f_{cu} = 297.31 \text{ kg/cm}^2$  con deformación de 0.0032 y 0.0088 respectivamente, la figura 61 muestra las características del concreto confinado.



**Figura 61:** Concreto confinado P1

**Fuente:** Elaboración propia

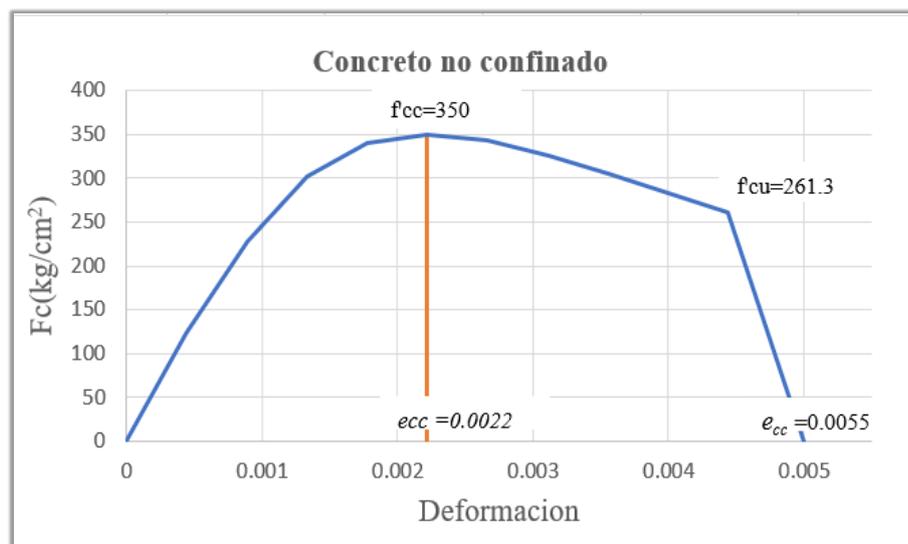
La figura 62 muestra la condición de confinamiento para los 3 pilares de 1.5 m de diámetro que componen el *bents* del puente 2, las condiciones iniciales del concreto fueron de  $f_c = 350 \text{ kg/cm}^2$ , pero debido al confinamiento el valor máximo del concreto es de  $f_{cc} = 374.16 \text{ kg/cm}^2$ , con un a perdida de resistencia hasta aun valor de  $f_{cu} = 282.27 \text{ kg/cm}^2$ , con deformación es de 0.00314 y 0.0074 respectivamente.



**Figura 62:** Concreto confinado P2

**Fuente:** Elaboración propia

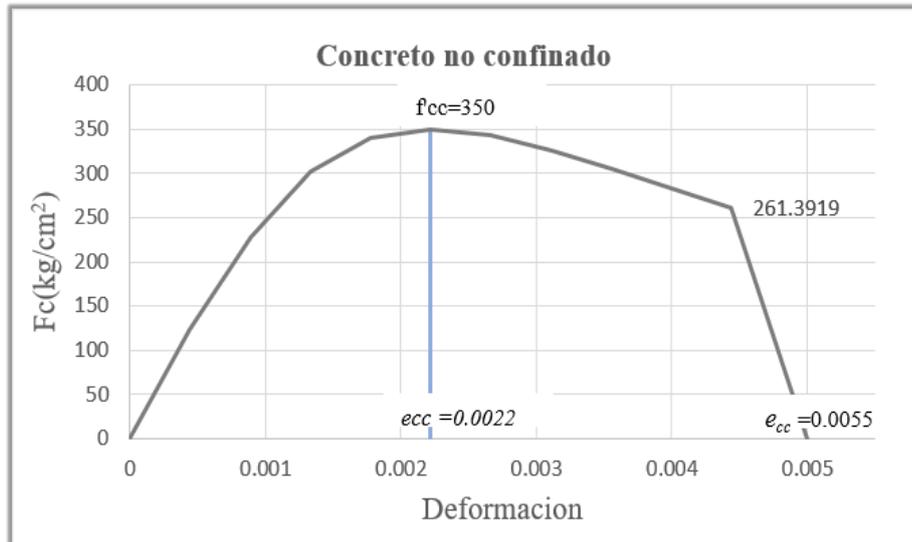
En cambio en la condición de no confinamiento el concreto que inicialmente se definió con un  $f_c = 350 \text{ kg/cm}^2$  no cambia sus características, teniendo que  $f_{cc} = f_c = 350 \text{ kg/cm}^2$ , mientras que el valor de  $f_{cu} = 261.3 \text{ kg/cm}^2$  con deformaciones de 0.0022 y 0.0055 respectivamente, en la figura 63 se muestran gráficamente estos valores.



**Figura 63:** Concreto no confinado P1

**Fuente:** Elaboración propia

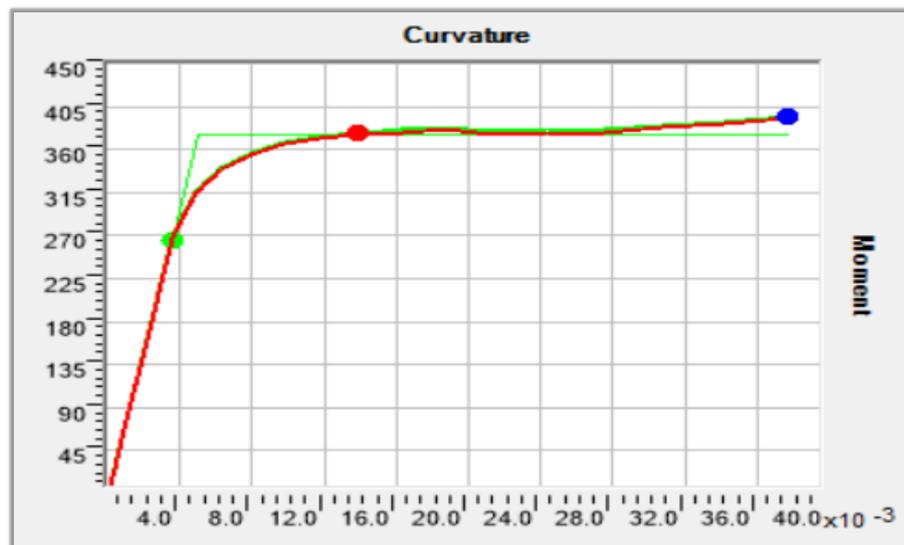
El concreto no confinado es el mismo tanto para el puente 1 como para el puente 2, la gráfica 64 muestra el concreto las características del concreto no confinado en los pilares del puente 2.



**Figura 64:** Concreto no confinado P2  
**Fuente:** Elaboración propia

#### 4.1.3.2 Momento Curvatura

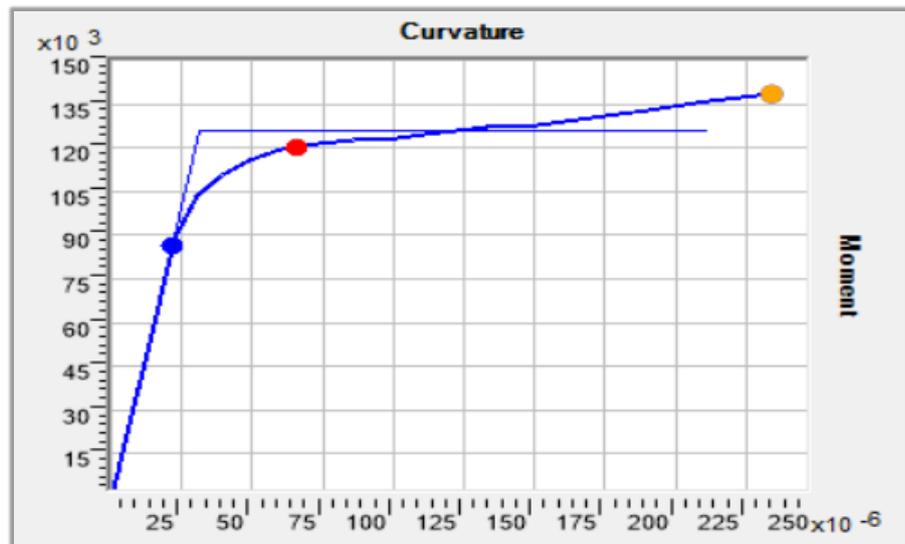
En la figura 63 se muestra el diagrama momento curvatura del pilar de 1 m de diámetro que componen los bents del puente 1, en la gráfica se observa la curva real (rojo) y la curva idealizada (verde) por *CALTRANS*.



**Figura 65:** Diagrama momento curvatura P1 (*CALTRANS*)  
**Fuente:** Elaboración propia

Del análisis de las inercia fisurada e inercia sin fisuras se obtuvo un índice de fisuramiento (*I<sub>crack</sub>*) de 0.22, valor con el cual se realiza en análisis en ambas direcciones para obtener las respuestas no lineales.

El *bents* del puente 2 están conformados por 3 pilares de 1.5 m de diámetro, la figura 66 muestra los valores reales y los idealizados por *CALTRANS*.



**Figura 66:** Diagrama momento curvatura P2 (*CALTRANS*)

**Fuente:** Elaboración propia

#### 4.1.3.3 Ratios de desplazamiento

Del análisis sísmico considerando la no linealidad del material en la dirección longitudinal (U1) se obtuvieron demandas de 25.97 cm en el pilar 1 y 25.98 cm en el pilar 2 con capacidades de 36.01 cm y 35.67 cm para cada pilar respectivamente, los ratios de desplazamiento son de 0.721 y 0.725 siendo menor que 1, la tabla 29 muestra estos resultados.

**Tabla 29:**

Ratios de desplazamiento U1-P1

Categoría	Dirección	Demanda (cm)	Capacidad (cm)	Ratio de desplazamiento	Tolerancia
P1	longitudinal	(cm)	(cm)		
D	Pilar 1	25.97	36.01	0.721	< 1
D	Pilar 2	25.98	35.67	0.725	< 1

**Fuente:** Elaboración propia

En la dirección transversal (U2) se obtuvieron demandas de 12.67 cm y 12.90 cm con capacidades de 23.36 cm y 23.13 cm y ratios de desplazamiento de 0.542 y 0.558 para cada pilar respectivamente, en la figura 30 se muestran estos resultados

**Tabla 30:**

Ratios de desplazamiento U2-P1

<b>Categoría</b> <b>P1</b>	<b>Dirección</b> <b>transversal</b>	<b>Demanda</b> <b>(cm)</b>	<b>Capacidad</b> <b>(cm)</b>	<b>Ratio de</b> <b>desplazamiento</b>	<b>Tolerancia</b>
D	Pilar 1	12.67	23.36	0.542	< 1
D	Pilar 2	12.90	23.13	0.558	< 1

**Fuente:** Elaboración propia

El análisis para el puente 2 en la dirección longitudinal da como resultado una demanda de 17.19 cm, mientras que la capacidad obtenida es de 19.9 cm, dando 0.86 como ratio de desplazamiento siendo este valor inferior al de 1 que es la tolerancia para este tipo de análisis. La tabla 31 muestra la categoría de análisis del puente así como los resultados mencionados.

**Tabla 31:**

Ratios de desplazamiento U1-P2

<b>Categoría</b> <b>P2</b>	<b>Dirección</b> <b>longitudinal</b>	<b>Demanda</b> <b>(cm)</b>	<b>Capacidad</b> <b>(cm)</b>	<b>Ratio de</b> <b>desplazamiento</b>	<b>Tolerancia</b>
D	Pilar	17.19	19.9	0.86	< 1

**Fuente:** Elaboración propia

La figura 32 muestra los resultados obtenidos en la dirección transversal del puente 2, la demanda sísmica es de 8 cm, mientras que la capacidad de desplazamiento de los pilares es de 14.90 cm, de estos dos resultados se obtuvo 0.558 como ratio de desplazamiento

**Tabla 32:**

Ratios de desplazamiento U2-P1

<b>Categoría</b> <b>P1</b>	<b>Dirección</b> <b>transversal</b>	<b>Demanda</b> <b>(cm)</b>	<b>Capacidad</b> <b>(cm)</b>	<b>Ratio de</b> <b>desplazamiento</b>	<b>Tolerancia</b>
D	Pilar	8.00	14.90	0.558	< 1

**Fuente:** Elaboración propia

## **4.2 Análisis o discusión de resultados**

### **4.2.1 Análisis o discusión resultados de la demanda sísmica**

La demanda sísmica se obtiene del análisis tomando en cuenta la condición de linealidad y no linealidad de la estructura, en el primer caso usando el método Modal Espectral se obtienen demandas de 20.45 cm y 13.76cm en sentido longitudinal para el puente 1 y puente 2 respectivamente, mientras que en la transversal se obtuvieron 10.21 cm y 7.35 cm respectivamente tal como se muestra en la tabla 18. La aplicación del método Tiempo Historia arroja resultados diferentes para cada registro sísmico, teniendo un desplazamiento longitudinal promedio de 20.47 cm y 13.08 cm, mientras que en la transversal se tiene 10 cm y 7.20 cm para el puente 1 y puente 2 respectivamente. La demanda obtenida bajo un análisis lineal es prácticamente la misma, puesto que los resultados del método Modal Espectral y los resultados del método Tiempo Historia no difieren de forma significativa.

Para la condición de no linealidad el análisis realizado con el método TH se obtienen demandas mucho más grandes, siendo para el puente 1 de 24.35 cm y 12.51 cm y para el puente 2 de 18 cm y 14.92 cm tanto para la longitudinal con la transversal respectivamente.

El autor Michan Pajares, Miguel, en su investigación realizada el año 2016 obtuvo resultados de desplazamientos con el método modal espectral del orden de 10 cm para la longitudinal y 8 cm para la transversal, también realizó un análisis Tiempo Historia donde obtuvo resultados que van de 3 cm en la longitudinal y 4 cm para la transversal. Otra investigación es la del autor Chancha. J. (2018), donde obtiene resultados para el primer método de 11.73 cm y 5.53 cm para la longitudinal como para la transversal, y con el método Tiempo Historia obtuvo resultados promedios de 12.90 cm en la longitudinal y 4.79 cm en la transversal. La razón por la cual los resultados obtenidos en esta investigación difieren tanto de las otras investigaciones es porque cada investigación fue realizada con otra categoría de diseño sísmico, diferente configuración geométrica, así como diferentes condiciones de sitio que hacen que cada puente tenga un análisis muy particular.

#### **4.2.2 Análisis o discusión resultados de la no linealidad geométrica**

En el caso de análisis no lineal se obtuvieron curvas de capacidad que son los máximo desplazamientos que los pilares pueden tener antes de colapsar, para el caso del puente 1, la capacidad en la dirección longitudinal es de 27 cm con una demanda de 24.35 cm y de 18 cm en el sentido transversal con una demanda de 12.51 cm, mientras que para el puente 2 en la longitudinal se obtuvo una capacidad de 19 cm con una demanda de 18.57 cm y 15 cm en el sentido transversal con una demanda de 14.92 cm, estos resultados dan a conocer que los pilares del puente son capaces de soportar las máximas demandas sísmicas.

La no linealidad geométrica implica la formación de zonas de plastificación, las cuales son representadas por el diagrama momento rotación o momento curvatura, en la figura 53, 54, 55 y 55 se muestran los resultados de las rotulas plásticas, representadas por un diagrama momento curvatura, se establece que del punto A hacia el punto B representa el punto donde la estructura empieza la cedencia, entre B y C se sitúa la zona de ocupación inmediata (OI), entre C y D zona de seguridad de vida (LS), entre D y E es la zona de sobre resistencia y se prevé el colapso (CP) y el punto E se da el colapso del puente.

La evaluación de la no linealidad geométrica mediante el método Tiempo Historia produce una respuesta histórica, la figura 57,58,59 y 60 muestran la carga y descarga de las rotulas analizadas para cada registro de aceleraciones, con este análisis se logra conocer el tiempo (en segundos) en que la estructura empieza la cedencia y llega al colapso

#### **4.2.2 Análisis o discusión resultados de la no linealidad del material**

La no linealidad del material es en base a la fisuración de la sección, esto se logra confinando y no confinando el concreto, el concreto es de  $f_c = 350 \text{ kg/cm}^2$ , pero cuando se confina la resistencia sube hasta  $f_{cc} = 386.17 \text{ kg/cm}^2$  y para el puente 2 este sube hasta  $f_{cc} = 374.16 \text{ kg/cm}^2$  con deformaciones de 0.0032 y 0.00314 respectivamente.

Se realizó el diagrama y se idealizó la curva momento curvatura de acuerdo a las especificaciones de *CALTRANS*, las gráficas 65 y 66 muestran esta idealización, de estas curvas se obtienen los momentos últimos, así como las curvaturas

máximas de la sección conforme esta se va plastificando hasta llegar al colapso, este diagrama se obtiene el coeficiente de agrietamiento (*Icrack*) de 0.22 para el puente 1 y de 0.36 para el puente 2, este coeficiente tiene incidencia directa en el cálculo de la capacidad de los pilares.

El análisis no lineal con la condición de no linealidad del material da como resultado la obtención de demandas y capacidades en las dos direcciones de análisis, para el puente 1 se obtuvo una demanda de 25.97 cm y capacidad de 25.98 cm con un ratio de 0.721 siendo la tolerancia máxima de 1, entonces el pilar agrietado es capaz de atender las demandas sísmicas, se cumple la condición en los dos puentes y en las dos direcciones de análisis. La demanda en este análisis cambia con respecto a la obtenida de los dos casos anteriores, esto se debe a que al momento de fisurar la sección la inercia bruta se reduce, haciendo que la sección tenga la capacidad de desplazarse aún más.

Chancha. J. (2018), en su investigación obtiene ratios de desplazamiento de 1.64 para un periodo de retorno de 1000 años con una probabilidad de excedencia del 7%, siendo el máximo el valor de 1, Michan Pajares, Miguel, (2016), en su investigación obtienen ratios de desplazamiento que van desde 0.40 hasta el valor de 0.95 siendo estos resultados menores a 1 que es la máxima tolerancia que este tipo de análisis permite obtener. Las capacidades y demandas varían de acuerdo a los parámetros de sitio y de diseño que cada puente requiere para su proyección, sin embargo, se deben cumplir con los parámetros de control establecidos en los códigos y normas a los que nos ceñimos.

## **Conclusiones y recomendaciones**

### **Conclusiones**

1. En la condición de linealidad, la demanda obtenida mediante el método modal espectral es prácticamente igual al obtenido con el método Tiempo Historia (promedio), en la condición de no lineal es donde se aprecia una gran diferencia para sismo de análisis, siendo el método Tiempo Historia el que da valores más altos, estos resultados se muestran en las figuras 45, 46 y en las tablas 23,24 para los dos puentes en las dos direcciones de análisis. La capacidad de desplazamiento de los pilares obtenidos del análisis no lineal con condición de no linealidad geométrica es de 17,18,18,15 cm, estos resultados se muestran en las figuras 47,48,49,50. Así como el análisis no lineal con la condición de no linealidad del material arroja ratios de desplazamientos menores a 1 para todos los casos de análisis.
2. En el caso del método tiempo historia se obtuvo resultados diferentes bajo cada enfoque de análisis utilizado, la demanda sísmica TH obtenida con la condición de linealidad nos da resultados que van de 10.99 cm a los 21.02 cm en la

longitudinal mientras que en la trasversal van de 8.42 cm a 11.07 cm para el puente 1, y para el puente 2 los desplazamientos van de 6 cm a 17.03 cm en la longitudinal y de 6.8 cm a 7.6 cm en la transversal, mientras que el TH analizado bajo condiciones de no linealidad dio resultados en la longitudinal del P1 de 13.32 cm a 30.83 cm y en la transversal 11.07 cm a 14.06 cm y para el P2 en la longitudinal de 17.23 cm a 20.0 cm y en la transversal de 11.21 cm a 22.02 cm. El análisis no lineal TH dio resultados de demanda superiores para todos los registros de aceleraciones con que fue evaluado.

3. En lo referente al análisis no lineal considerando la no linealidad geométrica, se obtuvieron curvas de capacidad de donde se obtuvieron 27 cm y 18 cm como valores máximos para el puente 1 y de 18 cm, 15 cm para el puente 2 en dirección longitudinal y transversal respectivamente, de las demandas obtenidas mediante el método Tiempo Historia solo el analizado con el sismo de Lima 1974 supera estas capacidades obtenidas, es para esta condición que se analiza la formación de rotulas plásticas, mostradas en los diagramas de momento rotación en las figuras 53, 54, 55, 56 y las curvas de histéresis mostradas en las figuras 57, 58, 59 y 60 aumentando la ductilidad de los pilares hasta llegar al colapso.
4. Para la condición de no linealidad del material se analizó la sección fisurada y sin fisurar dando como resultado desplazamientos y capacidades diferentes que los obtenidos de la condición de no linealidad geométrica, en el puente 1 la capacidad en el sentido longitudinal aumento de 27 cm a 36.01 cm y en la transversal de 18 cm a 23.36 cm, para el puente 2 de 18 cm a 19.9 cm en la longitudinal y 15 cm a 14.90 cm en la transversal. Los ratios de desplazamiento obtenidos fueron de 0.72, 0.725 y 0.542, 0.558 para el pilar 1 y pilar 2 del puente 1 en sentido longitudinal y transversal, mientras para el puente 2 fueron de 0.86 en la longitudinal y 0.558 en la transversal. Los ratios obtenidos en todos los casos de análisis son menores a 1 que es el máximo valor recomendado por los códigos de diseño, concluyendo que al fisurar la sección la capacidad aumenta; atendiendo de manera satisfactoria a las demandas sísmicas

## Recomendaciones

1. En lo referente a las demandas sísmicas, se recomienda que el cálculo se realice con el método Tiempo Historia bajo condiciones no lineales, ya que la investigación realizada demuestra que los resultados obtenidos con este método son más precisos y reales que los obtenidos con el método Modal Espectral, en la actualidad existe en el país una red de acelerogramas de monitoreo permanente de sismos, creando así una base de datos con registros sismos adecuados para cada lugar donde se requiera hacer el estudio, garantizando así la elaboración y aplicación correcta del método.
2. Los ingenieros proyectistas afines al análisis, cálculo y diseño de puentes de concreto armado tienen la gran responsabilidad de hacer que estas estructuras sean cada vez más seguras, bajo esta premisa se recomienda que se realice el análisis no lineal bajo la condición de no linealidad geométrica a fin de conocer la máxima capacidad de los pilares y así evaluar su desempeño frente a eventos sísmicos de gran magnitud, garantizando la formación de rotulas plásticas para un adecuado mecanismo de colapso en caso de que la demanda sísmica supere la capacidad de los pilares.
3. En el Perú existen muchos puentes de concreto armado que tienen más de 30 años de tiempo de servicio, estas estructuras están expuestas constantemente a distintas sollicitaciones sísmicas que podrían dañarlas de forma permanente, se recomienda realizar evaluaciones post sismo haciendo el uso del análisis no lineal bajo la condición de no linealidad del material afín de fisurar la sección de los pilares para así aumentar su capacidad de desplazamiento y poder atender de forma satisfactoria las demandas sísmicas que se lleguen a producir.
4. La investigación se realizó para un caso particular de suelo con sus respectivos parámetros ya establecidos, se sugiere entonces que se realicen futuras investigaciones de análisis no lineal tomando en cuenta la interacción suelo estructura que contemple estratos de suelo que presenten alto potencial licuable, a fin de evaluar la formación de las rotulas plásticas en cada cambio de estrato para así poder evaluar el desempeño total de la estructura frente a eventos sísmicos de gran magnitud.

## Referencias bibliográficas

- AASHTO LRFD. (2017). American Association of State Highway and Transportation Officials. Bridge design specifications 8<sup>th</sup> edition. Washington, DC 20001. ISBN: 978-1-56051-654-5
- Abdel-mohti, A., y Pekcan, G. (2008). Seismic response of skewed RC box-girder bridges. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 7(4), 415-426. doi: <http://dx.doi.org/10.1007/s11803-008-1007-4>
- Abdel-mohti, A., y Pekcan, G. (2013). Assessment of seismic performance of skew reinforced concrete box girder bridges. *International Journal of Advanced Structural Engineering*, 5(1), 1-18. doi: <http://dx.doi.org/10.1186/2008-6695-5-1>
- Acero Martínez (2004). Comparación de las Normas Sísmicas más Utilizadas para Puentes Continuos en el Perú y sus Métodos de Análisis. Obtenido de <http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/123456789/136>
- Ai, R. L., y Yong, L. P. (2018). Seismic response of long span continuous rigid-framed steel arch bridge. *Key Engineering Materials*, 763, 1087-1094. doi: <http://dx.doi.org/10.4028/www.scientific.net/KEM.763.1087>
- Altunisik, A. C., Bayraktar, A., Sevim, B., y Birinci, F. (2011). Vibration-Mased Operational Modal Analysis of the Mikron Historic arch Bridge After Estoration. *Civil Engineering and Environmental Systems*, 28(3), 247. Obtenido de <https://search.proquest.com/docview/886690519?accountid=45097>
- Aviram, A., Mackie, K, R. y Stojadinović, B. (2008). Guidelines for Nonlinear Analysis of Bridge Structures in California. Pacific Earthquake Engineering Research Center. Recuperado de [https://peer.berkeley.edu/sites/default/files/web\\_peer803\\_ady\\_aviram\\_kevin\\_r.\\_mackie\\_bozidar\\_stojadinovic.pdf](https://peer.berkeley.edu/sites/default/files/web_peer803_ady_aviram_kevin_r._mackie_bozidar_stojadinovic.pdf)
- Borekci, M., Kirçil, M. S., y Ekiz, I. (2018). Inelastic displacement ratios for evaluation of degrading peak - oriented SDOF systems. *Periodica Polytechnica.Civil Engineering*, 62(1), 33-47. obtenido de doi: <http://dx.doi.org/10.3311/PPci.10635>

- CALTRANS. (2013). Seismic desing criterio. Version 1.6. Recuperado de [http://www.dot.ca.gov/hq/esc/earthquake\\_engineering/sdc/documents/Seismic-Design-Criteria-\(SDC-1.7-Full-Version,-OEE-Release\).pdf](http://www.dot.ca.gov/hq/esc/earthquake_engineering/sdc/documents/Seismic-Design-Criteria-(SDC-1.7-Full-Version,-OEE-Release).pdf)
- Chancha. J. (2018). evaluación del desempeño estructural mediante procedimientos no lineales en puentes de concreto reforzado. Tesis para optar el título de ingiero civil. Universidad nacional de Huancavelica. Recuperado de: <http://repositorio.unh.edu.pe/handle/UNH/2107>
- Chavez, E.W.V. (2010). Mecánica del medio continuo: Tratamiento numérico. Universidad de Castilla- La Mancha. Recuperado de <https://previa.uclm.es/profesorado/evieira/asignatura/meccomp/book/sistemas/integracion/integracion.pdf>
- Chen, W.F., y Duan, L. (2014). Bridge Engineering Handbook: Seismic Desing. 2<sup>nd</sup> ed. Boca Raton, Florida: USA. ISBN: 13:978-14398-5232-3 Recuperado de: [http://civilcafe.weebly.com/uploads/2/8/9/8/28985467/bridge\\_engineering\\_handbook-\\_seismic\\_design\\_second\\_edition.pdf](http://civilcafe.weebly.com/uploads/2/8/9/8/28985467/bridge_engineering_handbook-_seismic_design_second_edition.pdf)
- Clough, y Penzien (1975). Dinámica de estructuras
- CSI CARIBE. (2019). Ingeniería civil, Estructuras, Software. Recuperado de: <https://dcoloski.com/software-csi-2/>
- Datta, T. K. (2010). Seismic analysis of structures. obtenido de <https://ebookcentral.proquest.com>
- Domínguez, A. I. M. (2010). Análisis estructural i. Obtenido de <https://ebookcentral.proquest.com>
- Fang, L. B., y Zhang, H. Y. (2013). Research review on the anti-seismic characteristics of truss bridge structure. Applied Mechanics and Materials, 368-370, 1400. Recuperado de doi: <http://dx.doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMM.368-370.1400>
- FEMA 440. (2005). Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures. Department of Homeland Security Federal Emergency Management Agency.

Washington, D, C. Recuperado de <https://www.fema.gov/media-library-data/20130726-1445-20490-9603/fema-440.pdf>

Fu, Z., y He, J. (2001). Modal Analysis. obtenido de <https://ebookcentral.proquest.com>

Hao, L. W., Jie, F., Ma, y Zhu, C. (2016). Study on dynamic characteristic and seismic response of long-span suspension bridge with 1960 MPa cable wire. *Applied Mechanics and Materials*, 858, 157-162. doi: <http://dx.doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMM.858.157>

Joghataie, A., y Yali, A. P. (2015). Improved seismic response of multi-span bridges retrofitted with compound restrainers. *Scientia Iranica.Transaction A, Civil Engineering*, 22(4),1422-1434. Recuperado de <https://search.proquest.com/docview/1721369100?accountid=45097>

Li, X. L., Dou, H. J., y Shen, D. (2013). Analysis for seismic responses of continuous girder bridge under strong near-fault earthquake level. *Applied Mechanics and Materials*, 353-356, 1901. doi: <http://dx.doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMM.353-356.1901>

Manual de Puentes. (2018). Ministerio de Transportes y Comunicaciones. Recuperado de [http://portal.mtc.gob.pe/transportes/caminos/normas\\_carreteras/documentos/manuales/MANUALES%20DE%20CARRETERAS%202019/MC-04-16%20Manual%20de%20Puentes%202018.pdf](http://portal.mtc.gob.pe/transportes/caminos/normas_carreteras/documentos/manuales/MANUALES%20DE%20CARRETERAS%202019/MC-04-16%20Manual%20de%20Puentes%202018.pdf)

Mehr, M., y Zaghi, A. E. (2016). Seismic response of multi-frame bridges. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 14(4), 1219-1243. doi: <http://dx.doi.org/10.1007/s10518-016-9882-y>

Michan Pajares, Miguel A (2016). Comparación de la respuesta sísmica de puente vigalosa, con y sin aisladores sísmicos, en Cajamarca. Tesis para obtener el grado de maestro con mención en estructuras. Obtenido de <http://repositorio.unc.edu.pe/handle/UNC/1297>

Ollaza (2012). Análisis Comparativo Entre El Método Espectral Y El Método De Tiempo Historia, Para La Obtención De Ratios De Desplazamientos Laterales En Edificaciones, Perú.

- Paulay.T y Priestley.M.N.J.(1992). *Seismic desing of reinforced concrete and masonry buildings*. Recuperado de
- Prado, Cevallos, Pinto (2010). Método Modal Espectral. obtenido de [http://www.efn.uncor.edu/departamentos/estruct/ae/apuntes/Viejos/MME\\_rev3.pdf](http://www.efn.uncor.edu/departamentos/estruct/ae/apuntes/Viejos/MME_rev3.pdf)
- Riahi, H. T., Amouzegar, H., y Fosoul, S. A. (2015). Comparative study of seismic structural response to real and spectrum matched ground motions. *Scientia Iranica.Transaction A, Civil Engineering*, 22(1), 92-106. Obtenido de <https://search.proquest.com/docview/1672260743?accountid=45097>
- Salinas Basualdo (2014). Fundamentos del análisis dinámico de estructuras. <http://bvpad.indeci.gob.pe/doc/pdf/esp/doc2177/doc2177-contenido.pdf>
- Sampieri. R, Fernández. C, Baptista. M.D.P. (2014). Metodología de la investigación, Sexta edición. McGraw-HILL/ Interamericana Editores, S.A DE CV, México, ISBN: 978-607-15-0191-19.
- Somenson, H. M. (2015). Estudio y proyecto de puentes de hormigón armado. Retrieved from <https://ebookcentral.proquest.com>
- Torres, C. E. (2013). Diseño de puentes: Interpretación del código AASHTO. Retrieved from <https://ebookcentral.proquest.com>
- Velásquez. C. (2017). Evaluación experimental de la longitud de rotación plástica en vigas de hormigón parcialmente pretensadas. Tesis para obtener el grado de maestro en ingeniería estructural y de la construcción. Universidad Politécnica de Catalunya- Barcelona- España. Recuperado de: <https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2117/117001/Memoria-Cristian%20Velasquez.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
- Wang, T., Li, Y., y Ning, J. (2014). Nonlinear seismic response analysis for hong kong-zhuhai-macau bridge. *Sensors y Transducers*, 175(7), 102-110. Retrieved from <https://search.proquest.com/docview/1553184032?accountid=45097>
- Wang, Y. Q., Fan, B. B., y Li, L. (2014). Analysis on seismic performance of corrugated steel web continuous rigid frame bridge. *Applied Mechanics and Materials*, 501-

504, 1471-1476. Obtenido de doi:  
<http://dx.doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMM.501-504.1471>

Xie, J. B., Hu, D. F., Fu, M., y Wu, C. C. (2013). Seismic response on the mangjiedu long-span PC continuous rigid frame bridge with high piers. *Applied Mechanics and Materials*, 444-445, 1265. doi:  
<http://dx.doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMM.444-445.1265>

Zhang, J. W., Guo, W. H., y Xiang, C. Q. (2012). Dynamic characteristics analysis and parametric study of a super-long-span triple-tower suspension bridge. *Applied Mechanics and Materials*, 256-259, 1627. doi:  
<http://dx.doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMM.256-259.1627>

Zhao, Z. M., Fan, C. X., Wang, Z. J., Li, Z., Wang, J. X., y Yang, Y. J. (2013). Research on seismic resistance performance of continuous prestressed concrete girder bridge at strong earthquake zone. *Applied Mechanics and Materials*, 353-356, 2233. doi: <http://dx.doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMM.353-356.2233>

## **Anexos**

### **Índice de anexos:**

	Pág.
<b>ANEXO 1:</b> Matriz de consistencia	1
<b>ANEXO 2:</b> Declaración de autenticidad	2
<b>ANEXO 3:</b> Registros sísmicos	3

## ANEXO 1: Matriz de consistencia

Titulo	Problema	Objetivos	Hipótesis	Variables	Metodología
<b>Respuesta sísmica no lineal de puentes de concreto armado para la obtención y control de desplazamientos</b>	<b>Problema general</b>	<b>Objetivo general</b>	<b>Hipótesis general</b>	<b>Variable 1</b>  Variable Dependiente: Desplazamiento.	<b>Método de la investigación</b> ➤ <i>Método</i> ▪ Deductivo ➤ <i>Orientación</i> ▪ Aplicada ➤ <i>Enfoque</i> ▪ Cualitativo ➤ <i>Recolección de datos</i> ▪ Retrolectiva <b>Tipo de Investigación</b> ▪ Descriptivo ▪ Correlacional ▪ Explicativo <b>Nivel de Investigación</b> ▪ Descriptivo <b>Diseño de Investigación</b> ▪ No Experimental ▪ Longitudinal ▪ Prospectivo ➤ <i>Estudio del diseño</i> ▪ Diseño de Cohortes
	¿En qué medida el análisis no lineal es más eficiente que un análisis lineal para la obtención de respuestas sísmicas basadas en desplazamientos en puentes viales de concreto armado?	Determinar las respuestas sísmicas lineales y no lineales para obtener desplazamientos en puentes viales de concreto armado, usando la no linealidad geométrica y la no linealidad material y aplicando metodologías de análisis Modal Espectral y el Tiempo-Historia.	El uso del análisis no lineal aplicando metodologías de análisis modal espectral y el tiempo historia, da una respuesta sísmica basada en desplazamientos más real que la que se obtendría con el uso del análisis lineal.		
	<b>Problemas específicos</b>	<b>Objetivos específicos</b>	<b>Hipótesis específicas</b>	<b>Variable 2</b>  Variable Independiente: Respuesta sísmica.	
	¿En qué medida mejora la obtención de la demanda sísmica el uso de un análisis dinámico Tiempo-Historia en relación al análisis Modal Espectral en puentes viales de concreto armado?	Realizar el análisis modal espectral y el Tiempo-Historia para la determinación de las demandas sísmicas en puentes viales de concreto armado.	El uso del análisis sísmico no lineal Tiempo Historia aumenta la precisión del cálculo de la demanda sísmica que el uso del análisis sísmico Modal Espectral.		
¿En qué medida afecta la condición de no linealidad geometría a la obtención de la capacidad de desplazamiento de los pilares en puentes viales de concreto armado?	Realizar el análisis sísmico no lineal considerando la no linealidad geométrica para la determinación de la capacidad de desplazamiento de los pilares y aumentar la ductilidad formando adecuados mecanismos de colapso.	El uso de un análisis no lineal considerando la no linealidad geométrica mejora la obtención de la capacidad de desplazamiento de los pilares aumentando la ductilidad y formando adecuados mecanismos de colapso.			
¿En qué medida afecta la condición de no linealidad de los materiales a la capacidad de desplazamiento de los pilares en puentes viales de concreto armado?	Realizar el análisis sísmico no lineal considerando la no linealidad de los materiales para la determinación de capacidad de los pilares en puentes viales de concreto armado.	El uso del análisis no lineal considerando la no linealidad de los materiales, aumenta la precisión del cálculo de la capacidad de desplazamiento de los pilares en puentes viales de concreto armado			



## DECLARACIÓN DE AUTENTICIDAD Y NO PLAGIO

### DECLARACIÓN DEL GRADUANDO

Por el presente, el graduando: *(Apellidos y nombres)*

CÉSPEDES REYNAGA HIRBIN FÉLIX

en condición de egresado del Programa de Posgrado:

MAESTRÍA EN INGENIERÍA VIAL CON MENCIÓN EN  
CARRETERAS, PUENTES Y TÚNELES.

deja constancia que ha elaborado la tesis intitulada:

"RESPUESTA SÍSMICA NO LINEAL DE PUENTES DE CONCRETO  
ARMADO PARA LA OBTENCIÓN Y CONTROL DE DESPLAZAMIENTOS"

Declara que el presente trabajo de tesis ha sido elaborado por el mismo y no existe plagio/copia de ninguna naturaleza, en especial de otro documento de investigación (tesis, revista, texto, congreso, o similar) presentado por cualquier persona natural o jurídica ante cualquier institución académica, de investigación, profesional o similar.

Deja constancia que las citas de otros autores han sido debidamente identificadas en el trabajo de investigación, por lo que no ha asumido como suyas las opiniones vertidas por terceros, ya sea de fuentes encontradas en medios escritos, digitales o de la Internet.

Asimismo, ratifica que es plenamente consciente de todo el contenido de la tesis y asume la responsabilidad de cualquier error u omisión en el documento y es consciente de las connotaciones éticas y legales involucradas.

En caso de incumplimiento de esta declaración, el graduando se somete a lo dispuesto en las normas de la Universidad Ricardo Palma y los dispositivos legales vigentes.

Firma del graduando

19/07/2019

Fecha

### ANEXO 3: Registros sísmicos

TUPAC AMARU AVENUE 1150 - LIMA 25 - PERU Postal Code 31-250 Lima 31  
Telephone Numbers (51-1) 482-0777, 482-0790 FAX 481-0170  
e-mail: f\_lazares@uni.edu.pe <http://www.cismid-uni.org>

#### 1. INFORMATION ABOUT THE SEISMIC STATION

STATION NAME : Parque de la Reserva  
STATION CODE : PRQ  
STATION LOCATION : Parque de la Reserva, Cercado de Lima, Lima  
LATITUDE : -12.07  
LONGITUDE : -77.04  
ALTITUDE (m) : 130  
ACCELEROMETER MODEL : Acelerógrafo Analógico  
SAMPLING FREQUENCY (Hz) : 50

#### 2. INFORMATION ABOUT THE EARTHQUAKE

DATE : May 31, 1970  
ORIGIN TIME (Local) : 15:23:00  
LATITUDE : -9.36  
LONGITUDE : -78.87  
DEPTH (km) : 64.00  
MAGNITUDE : 6.6 Mb  
INFORMATION SOURCE : IGP

#### 3. INFORMATION ABOUT THE RECORD

RECORD TIME (Local) : 15:23:00  
NUMBER OF SAMPLES : 2255  
MAXIMUM ACCELERATION : -105.05 -97.81 74.03  
DATA UNITS : cm/s<sup>2</sup>

Obtenidos de la pagina web:

<https://www.cismid-uni.org/contacte-con-cismid>

NATIONAL UNIVERSITY OF ENGINEERING  
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING  
JAPAN-PERU CENTER FOR EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH AND DISASTER MITIGATION (CISMID)  
TUPAC AMARU AVENUE 1150 - LIMA 25 - PERU Postal Code 31-250 Lima 31  
Telephone Numbers (51-1) 482-0777, 482-0790 FAX 481-0170  
e-mail: f\_lazares@uni.edu.pe <http://www.cismid-uni.org>

1. INFORMATION ABOUT THE SEISMIC STATION

STATION NAME : Parque de la Reserva  
STATION CODE : PRQ  
STATION LOCATION : Parque de la Reserva, Cercado de Lima, Lima  
LATITUDE : -12.07  
LONGITUDE : -77.04  
ALTITUDE (m) : 130  
ACCELEROMETER MODEL : Acelerógrafo Analógico  
SAMPLING FREQUENCY (Hz) : 50

2. INFORMATION ABOUT THE EARTHQUAKE

DATE : October 17, 1966  
ORIGIN TIME (Local) : 16:41:00  
LATITUDE : -10.70  
LONGITUDE : -78.70  
DEPTH (km) : 24.00  
MAGNITUDE : 8.1 Mw  
INFORMATION SOURCE : IGP

3. INFORMATION ABOUT THE RECORD

RECORD TIME (Local) : 16:41:00  
NUMBER OF SAMPLES : 3283  
MAXIMUM ACCELERATION : -180.56 -268.24 94.29  
DATA UNITS : cm/s<sup>2</sup>

Obtenido de la pagina web:  
<https://www.cismid-uni.org/contacte-con-cismid>

NATIONAL UNIVERSITY OF ENGINEERING  
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING  
JAPAN-PERU CENTER FOR EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH AND DISASTER MITIGATION (CISMID)  
TUPAC AMARU AVENUE 1150 - LIMA 25 - PERU Postal Code 31-250 Lima 31  
Telephone Numbers (51-1) 482-0777, 482-0790 FAX 481-0170  
e-mail: f\_lazares@uni.edu.pe http://www.cismid-uni.org

1. INFORMATION ABOUT THE SEISMIC STATION

STATION NAME : Jorge Alva Hurtado  
STATION CODE : LIM001  
STATION LOCATION : CISMID-FIC-UNI, Rimac, Lima City  
LATITUDE : -12.013  
LONGITUDE : -77.050  
ALTITUDE (m) : 115  
ACCELEROMETER MODEL : Etna Kinematics  
SAMPLING FREQUENCY (Hz) : 200

2. INFORMATION ABOUT THE EARTHQUAKE

DATE : September 25, 2005  
ORIGIN TIME (Local) : 20:55:41  
LATITUDE : -5.80  
LONGITUDE : -76.20  
DEPTH (km) : 115.00  
MAGNITUDE : 7.0 ML  
INFORMATION SOURCE : IGP

3. INFORMATION ABOUT THE RECORD

RECORD TIME (Local) : 20:58:00  
NUMBER OF SAMPLES : 13600  
MAXIMUM ACCELERATION : 13.95 14.66 -5.08  
DATA UNITS : cm/s<sup>2</sup>

4. COMMENTS

BASELINE CORRECTED. TRAPEZOIDAL BANDPASS (0.05/0.10-20/50) FILTERED.

Obtenido de la pagina web:  
<https://www.cismid-uni.org/contacte-con-cismid>

NATIONAL UNIVERSITY OF ENGINEERING  
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING  
JAPAN-PERU CENTER FOR EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH AND DISASTER MITIGATION (CISMID)  
TUPAC AMARU AVENUE 1150 - LIMA 25 - PERU Postal Code 31-250 Lima 31  
Telephone Numbers (51-1) 482-0777, 482-0790 FAX 481-0170  
e-mail: f\_lazares@uni.edu.pe <http://www.cismid-uni.org>

1. INFORMATION ABOUT THE SEISMIC STATION

STATION NAME : Casa Dr. Piqué  
STATION CODE : LIM004  
STATION LOCATION : House of Dr. Javier Piqué, La Molina, Lima  
LATITUDE : -12.089  
LONGITUDE : -76.896  
ALTITUDE (m) : 145  
ACCELEROMETER MODEL : Etna Kinematics  
SAMPLING FREQUENCY (Hz) : 200

2. INFORMATION ABOUT THE EARTHQUAKE

DATE : August 15, 2007  
ORIGIN TIME (Local) : 18:40:58  
LATITUDE : -13.67  
LONGITUDE : -76.76  
DEPTH (km) : 40.00  
MAGNITUDE : 7.0 ML  
INFORMATION SOURCE : IGP

3. INFORMATION ABOUT THE RECORD

RECORD TIME (Local) : 18:40:58  
NUMBER OF SAMPLES : 64400  
MAXIMUM ACCELERATION : 78.73 -69.05 -57.09  
DATA UNITS : cm/s2

4. COMMENTS

BASELINE CORRECTED  
Obtenido de la pagina web:  
<https://www.cismid-uni.org/contacte-con-cismid>

1. INFORMATION ABOUT THE SEISMIC STATION

STATION NAME : Parque de la Reserva  
STATION CODE : PRQ  
STATION LOCATION : Parque de la Reserva, Cercado de Lima, Lima  
LATITUDE : -12.07  
LONGITUDE : -77.04  
ALTITUDE (m) : 130  
ACCELEROMETER MODEL : Acelerógrafo Analógico  
SAMPLING FREQUENCY (Hz) : 50

2. INFORMATION ABOUT THE EARTHQUAKE

DATE : October 03, 1974  
ORIGIN TIME (Local) : 09:21:00  
LATITUDE : -12.50  
LONGITUDE : -77.98  
DEPTH (km) : 13.00  
MAGNITUDE : 6.6 mb  
INFORMATION SOURCE : IGP

3. INFORMATION ABOUT THE RECORD

RECORD TIME (Local) : 09:21:00  
NUMBER OF SAMPLES : 4899  
MAXIMUM ACCELERATION : -194.21 180.09 100.30  
DATA UNITS : cm/s2 |

4. COMMENTS

BASELINE CORRECTED

5. ACCELERATION DATA