## UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCAVELICA

(Creada por Ley N° 25265)



# FACULTAD DE CIENCIAS DE INGENIERÍA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL HUANCAVELICA ESPECIALIDAD DE INGENIERÍA CIVIL HUANCAVELICA

#### TESIS:

"EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL MEDIANTE
PROCEDIMIENTO NO LINEALES EN PUENTES DE CONCRETO REFORZADO"

## LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

**ESTRUCTURAS** 

#### DISCIPLINA:

INGENIERÍA Y TECNOLOGÍA

### PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL

#### PRESENTADO POR:

Bach. CHANCHA CALDERÓN, Julio César.

**HUANCAVELICA**, 2018



## UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCAVELICA



## FACULTAD DE CIENCIAS DE INGENIERÍA

## **ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS**

En el Auditórium de la Facultad de Ciencias de Ingeniería, a los 07 días del mes de noviembre del año 2018, a horas 12:00 m, se reunieron los miembros del Jurado Calificador conformado por los siguientes: Ing. Hugo Rubén LUJAN JERI (PRESIDENTE), Arq. Abdón Dante OLIVERA QUINTANILLA (SECRETARIO), Ing. Carlos GASPAR PACO (VOCAL), designados con Resolución de Consejo de Facultad N° 577-2017-FCI-UNH, de fecha 20 de diciembre del 2017, y ratificados con Resolución de Decano N° 149-2018-FCI-UNH de fecha 31 de octubre del 2018, a fin de proceder con la calificación de la sustentación del informe final de tesis titulado: "EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL MEDIANTE PROCEDIMIENTO NO LINEALES EN PUENTES DE CONCRETO REFORZADO", presentado por el Bachiller Julio Cesar CHANCHA CALDERÓN, para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil; en presencia del Ing. Omar CABALLERO SÁNCHEZ, Asesor del presente trabajo de tesis. Finalizado la evaluación a horas. Alo pem; se invitó al público presente y al sustentante abandonar el recinto. Luego de una amplia deliberación por parte de los Jurados, se llegó al siguiente resultado:

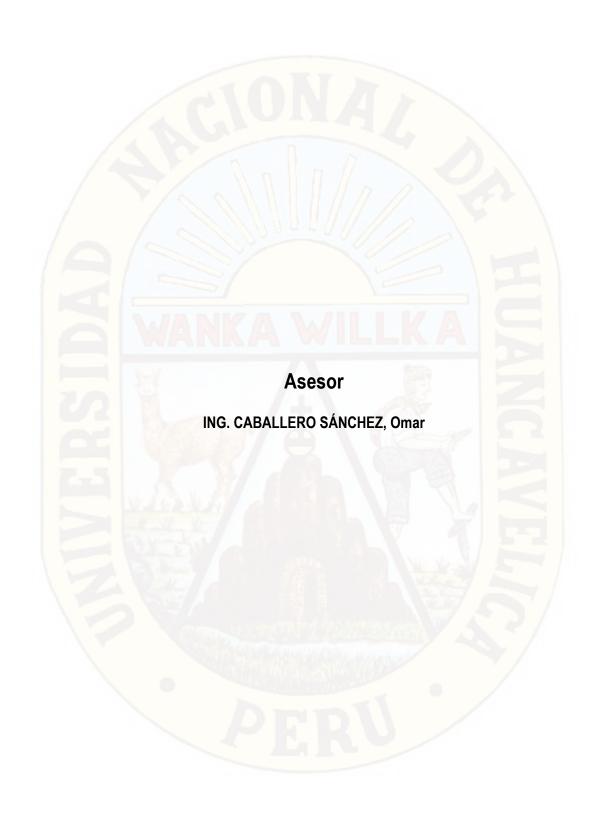
APROBADO	$\nearrow$	POR UNANIMIDAD
DESAPROBADO		
En señal de conformi	dad, firmam	os a continuación:
Presidente	ude	Secretario Vocal
		V° B° Decano

GADIMINAGO

## Dedicatoria

A mis padres, Bernardina Calderón Gonzales y Santiago Chancha Soto, por brindarme su apoyo incondicional en mi formación académica a pesar de las dificultades, a mis hermanos por el amor fraterno que nos une en las buenas y en las malas.

Julio César Chancha Calderón



Resumen

En el presente proyecto de investigación propone una metodología para la evaluación a

través de un análisis no lineal con procedimientos pretendidos primordialmente para estimar

la demanda sísmica en componentes críticos del puente y los sistemas.

El análisis no lineal permite una determinación más precisa de tensiones, esfuerzos,

deformaciones, fuerzas y desplazamientos de componentes críticos, resultados que luego

se pueden utilizar para la evaluación de la capacidad global y ductilidad del puente.

El procedimiento propuesto se basa en el análisis Pushover que es un procedimiento no

lineal estático en el que la magnitud de la carga estructural se incrementa de acuerdo con

un patrón de carga de referencia predefinido, y el análisis de la historia del tiempo no lineal

que explica las no linealidades o la degradación de la resistencia de diferentes elementos

del puente, así como el patrón de carga o la intensidad del movimiento en el suelo y las

características utilizadas durante un análisis dinámico no lineal.

La metodología propuesta se ha aplicado al puente Asillo de una luz de 60m. con dos pilares

intermedios de 5.40m de altura.

Para realizar el procedimiento del análisis no lineal, se modelo el puente Asillo con la ayuda

del software para puentes CsiBridge v20.1.

Palabra claves: no linealidad, demanda y capacidad

٧

Abstract

In the present research project, it proposes a methodology for the evaluation through a non-

linear analysis with procedures intended primarily to estimate the seismic demand in critical

components of the bridge and the systems.

The non-linear analysis allows a more precise determination of stresses, stresses,

deformations, forces and displacements of critical components, results that can then be used

for the evaluation of the overall capacity and ductility of the bridge.

The proposed procedure is based on the Pushover analysis which is a static non-linear

procedure in which the magnitude of the structural load is increased according to a

predefined reference load pattern, and the analysis of the non-linear time history that

explains the non-linearities or the degradation of the resistance of different elements of the

bridge, as well as the load pattern or the intensity of the movement in the ground and the

characteristics used during a nonlinear dynamic analysis.

The proposed methodology has been applied to the Asillo bridge of a one light of 60m. with

two intermediate pillars of 5.40m height.

To perform the non-linear analysis procedure, the Asillo bridge was modeled with the help

of the CsiBridge v20.1 bridge software.

**Keyword:** non-linearity, demand and capacity

VI

# Índice

Dedicatoria	
Asesor	IV
Resumen	V
Abstract	VI
Índice	VII
Índice de Tablas	X
Índice de Figuras	
Introducción	
Capítulo I	
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	
1.1. Descripción del Problema	
1.2. Formulación del Problema	
1.3. Objetivos	
Capítulo II	
MARCO TEÓRICO	
2.1. Antecedentes	4
2.2. Bases Teóricas	9
2.2.1. Aplicabilidad del análisis no lineal	
2.2.2. Dimensión del modelo	10
2.2.3. Comportamiento no lineal	
2.2.4. Estados de daños	
2.2.5. Peligro sísmico.	15
2.2.6. Estado límite del sistema	26
2.2.7. Demanda por desplazamiento	29
2.2.8. Demanda de la fuerza	33
2.2.9. No linealidad del material	34
2.2.10. No linealidad Geométrica	38

2.2.1	Análisis estático no lineal Pushover	46
2.2.1	2. Análisis dinámico-análisis histórico del tiempo (THA)	55
2.3.	Hipótesis	61
2.3.1	. Hipótesis General	61
2.3.2	Hipótesis Especifica	61
2.4.	Definición de términos.	62
2.5.	Definición Operativa de Variables e Indicadores	64
Capítulo II		65
METODO	LOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN	65
3.1	Tipo y nivel de investigación	
3.1.1	Tipo de Investigación	65
3.1.2	Nivel de Investigación	65
3.2	Método de Investigación	65
3.3	Diseño de Investigación	66
3.4	Población y muestra	66
3.5	Técnicas e instrumentos de recolección de datos	67
3.6	Técnicas de Procesamiento y Análisis de Datos	67
Capítulo I	V:	68
RESULTA	NDOS	68
4.1	Presentación de datos	68
4.1.1	Presentación del puente de referencia.	68
4.1.2	STITE OF THE STATE	
4.1.3		
4.1.4	. 9 . y	
4.1.5	Evaluación sísmica del puente Asillo L=60m	78
4.1.5	.1 Metrado de cargas	79
4.1.5	.1.2 Carga Muerta	79
4.1.5	.1.3 Carga Viva	
4.1.5	<b>'</b>	
415	3 Análisis no lineal de la estructura	83

4.1.5.3	.1 No linealidad del material	83
4.1.5.3	.2 No linealidad de geométrica	85
4.1.5.4	Análisis modal	88
4.1.5.4	Evaluación con Análisis Pushover	90
4.1.5.5	Evaluación con Análisis Tiempo Historia	95
4.2 A	nálisis de datos	103
4.2.1	Análisis y discusión de la no linealidad de los materiales	103
4.2.2	Análisis y discusión del método Pushover	104
4.2.3	Análisis y discusión del método Tiempo Historia	105
CONCLUSI	ONES	107
RECOMEN	DACIONES	110
REFERENC	CIA BIBLIOGRÁFICA	111
Anexos		113

## Índice de Tablas

Tabla N°2.2.3.1 Modelado de componentes "Guidelines for Nonlinear Analysis of Bridge	9
Structures in California".	. 11
Tabla N°2.2.5.2.1 Sismos recomendados según visión 2000	
Tabla N°2.2.5.2.2 sismos recomendados para Vargas	. 18
Tabla N°2.2.5.3.1 Definición Clase de Sitio	. 20
Tabla N°2.2.5.3.1.1 Valores de Factor de Sitio, F <sub>pga</sub> En Periodo-Cero en el Espectro de	
Aceleración	. 20
Tabla N°2.2.5.3.1.2 Valores de Factor de Sitio, Fa, Para rango de Periodo Corto en el	
Espectro de Aceleración	. 21
Tabla N°2.2.5.3.1.3 Valores de Factor de Sitio, Fv, Para rango de Periodo Largo en el	
Espectro de Aceleración	. 21
Tabla N°2.2.5.4.3.1 Requerimientos mínimos análisis para efectos sísmicos	. 25
Tabla N°2.2.5.4.3.2 Análisis Mínimo Requerido – Caltrans	. 25
Tabla N°2.2.12.2.1.1 métodos de integración	. 58
Tabla N°2.6.1 tabla de definición operativa de variables e indicadores	. 64
Tabla N°3.7.1 técnicas e instrumentos	. 67
Tabla N°4.1.1.1 Resumen de evaluación	. 68
Tabla N°4.1.3.1 Vigas AASHTO	. 70
Tabla N°4.1.4.1.1 Sismos recomendados.	. 72
Tabla N°4.1.4.1.2 Aceleraciones para Espectros de Peligro Uniforme	. 73
Tabla N°4.1.4.1.3 Aceleraciones pico en suelo PGA para un periodo de 0.0s	. 74
Tabla N°4.1.4.2.1 Sismos reales seleccionados	. 75
Tabla N°4.1.4.2.2 Parámetros para el diseño de espectro de respuesta para un periodo	de
retorno de 475 años	. 76
Tabla N°4.1.4.2.3 Parámetros para el diseño de espectro de respuesta para un periodo	de
retorno de 1000 años	. 76
Tabla N°4.1.5.1.3.1 Factores por el número de vías	. 81
Tabla N°4.1.5.1.3.2 Incremento de carga por efectos dinámicos	. 82
Tabla N°4.1.5.2.1 dimensiones y propiedades de los elementos estructurales	. 83

Tabla N°4.1.5.4.1 Modal Participación de masas	88
Tabla N°4.1.5.4.1 Desplazamientos de desempeño para sismos muy raros en base al AT	ГС
40	93
Tabla N°4.1.5.4.2 Resumen de los puntos de desempeño sísmico para distintos niveles o	de
tiempo de retorno a través del ATC 40	95
Tabla N°4.1.5.4.3 Resumen de la capacidad para distintos niveles de sismos del análisis	
No lineal Pushover con el ATC 40.	95
Tabla N°4.1.5.4.4 Resumen de desplazamiento máximos para distintos niveles de sismo	s
del análisis No lineal Pushover con el ATC 40.	95
Tabla N°4.1.5.5.1 Resumen de desplazamiento máximos para cada dirección obtenidos	
del análisis tiempo historia en base al método de integración de Newmart1	00
Tabla N°4.1.5.5.2 Resumen de desplazamiento máximos para cada dirección obtenidos	
del análisis tiempo historia con un Tr=1000años1	01
Tabla N°4.1.5.5.3 Resumen de desplazamiento máximos para cada dirección obtenidos	
del análisis tiempo historia con un Tr=475años1	01

# Índice de Figuras

Figura N°2.1.1 Colapso de puente. Terremoto de Kobe (17/01/1995)	7
Figura N°2.1.2 Colapso de puente. Terremoto de Chile (27/02/2010)	7
Figura N°2.1.3 Colapso de puente. Terremoto de Ecuador (16/04/2016)	8
Figura N°2.1.4 Daño en apoyo de puente. Puente Casma. Terremoto de Huaraz	
(31/05/1970)	8
Figura N°2.1.5 Daño en apoyo de puente. Terremoto de Arequipa (16/02/1979)	9
Figura N°2.1.6 Daño en subestructura. Sismo de Nazca (16/11/1996)	9
Figura N°2.2.4.1 Falla de pilares en volado	.12
Figura N°2.2.4.2 Falla de pilares doblemente empotrado	.13
Figura N°2.2.5.1 Subducción de la placa de Nazca bajo la Sudamericana	.15
Figura N°2.2.5.2 Esquema de los cuatro tipos de fuentes sismogénicas	16
Figura N°2.2.5.2.1 aplicativo web "CPSC", creada por Sencico	. 19
Figura N°2.2.5.4.1 Diseño de Espectro de Respuesta	22
Figura N°2.2.6.4.1(a) Estados límites de los componentes y (b) Estados límites del	
sistema	28
Figura N°2.2.6.4.2 Curva fuerza-desplazamiento de una rótula plástica	28
Figura N°2.2.7.2.1 Efectos de la Flexibilidad de la Fundación sobre la Curva de Deflexió	n
de la Fuerza de una Columna pilar	31
Figura N°2.2.7.2.2 Efectos de la flexibilidad del pilar y de la base en la curva de flexión-	
deformación de una estructura de la sección de la columna	32
Figura N°2.2.9.1.1 Curva completa esfuerzo-deformación del acero sometido a tensión.	34
Figura N°2.2.9.2.1.1 Idealizaciones de la curva esfuerzo deformación para el acero en	
tensión o compresión. (a) Aproximación elástica perfectamente plástica (b) aproximación	n
trilineal (c) curva completa. (Tomada de Park y Paulay, 1997)	35
Figura N°2.2.9.2.1.2 Modelo de Park del acero	36
Figura N°2.2.9.2.1.1 Modelo de Mander para el concreto en compresión	38
Figura N°2.2.10.2.1 efectos P-delta	40
Figura N°2.2.10.3.1 Comportamiento Histérico.	41
Figura N°2.2.10.3.2 Respuesta cíclica del concreto reforzado	42

Figura N°2.2.10.4.1 Diagrama de interacción para la resistencia nominal de una colum	na
sometida a flexión y carga axial combinadas. (Tomado de Nilson, 1999)	44
Figura N°2.2.10.5.1.1 Deformación de un miembro a flexión. (Tomada de Park y Paula	y
1997)	45
Figura N°2.2.10.5.2.1 Relación momento-curvatura	46
Figura N°2.2.11.1 Relación de la deformación de la fuerza (P- d) o momento-rotación (	M-
θ) rótula Pushover.	47
Figura N°2.2.11.1.1.1 El desplazamiento objetivo se halla con un T efectivo y B efectivo	o 48
Figura N°2.2.11.1.1.2 (a) Curva de capacidad (curva pushover) y (b) Espectro de	
capacidad	49
Figura N°2.2.11.1.1.3 Aproximación de iguales desplazamientos	50
Figura N°2.2.11.1.1.4 Espectro de demanda, espectro de capacidad y punto de	
desempeño	51
Figura N°2.2.11.2.1 Masa tributaria	52
Figura N°2.2.11.2.2 Patrón de fuerza para el análisis de Pushover	53
Figura N°2.2.11.3.1 Curva típica de Pushover.	54
Figura N°2.2.12.3.1.1 Procedimiento de escalamiento real para registros del movimiento	to
del suelo	61
Figura N°4.1.2.1 Ubicación del Puente Asillo.	69
Figura N°4.1.3.1 Vigas AASHTO tipo III en milímetros.	70
Figura N°4.1.3.2 Vista general del Puente Asillo.	70
Figura N°4.1.3.3 Elevación del pilar del Puente Asillo	71
Figura N°4.1.3.4 Puente Asillo – Azángaro – Puno.	71
Figura N°4.1.3.5 Vista superior del puente Asillo	72
Figura N°4.1.4.1.1 Curva de peligro sísmico para un periodo estructural para una longi	tud
-70.014° y latitud – 15.495°	73
Figura N°4.1.4.1.2 Espectros de peligro uniforme obtenidos con el aplicativo SENCICO	).74
Figura N°4.1.4.2.1 Espectro de demanda elástico según la norma AASTHO 2014 para	un
periodo de retorno de 475 años	77
Figura N°4.1.4.2.2 Espectro de demanda elástico según la norma AASTHO 2012 para	un
periodo de retorno de 1000años	77

Figura N°4.1.5.1 Puente Asillo tramo 4 de la interoceánica	78
Figura N°4.1.5.2 Elevación de pilar	78
Figura N°4.1.5.3 Pilares centrales con 32φ1" y estribos ½"	79
Figura N°4.1.5.4 Viga prefabricada y tablero del puente.	79
Figura N°4.1.5.1.3.1 Camión de diseño HL-93	81
Figura N°4.1.5.1.3.2 Tándem de diseño HL-93	81
Figura N°4.1.5.2.1 Modelo de puente L=60m	82
Figura N°4.1.5.3.1.1 concreto no confinado según Mander con un f′c=210kg/cm2	84
Figura N°4.1.5.3.1.2 concreto confinado f'c=210kg/cm2 según Mander	84
Figura N°4.1.5.3.1.3 diagrama esfuerzo vs deformación del acero Gr60	85
Figura N°4.1.5.3.2.1 diagrama de interacción de la comuna circular de un diámetro de	
0.80m	86
Figura N°4.1.5.3.2.2 asignación rotulas plástica en un elemento tipo frame (columna p	ilar)
	87
Figura N°4.1.5.3.2.3 Momento curvatura con una idealización bilineal	88
Figura N°4.1.5.4.1 modo 1 con un t=0.241s	89
Figura N°4.1.5.4.2 modo 2 del modelo con un t=0.177	89
Figura N°4.1.5.4.1 Curva de capacidad transversal para el puente en la dirección Y	90
Figura N°4.1.5.4.2 Curva de capacidad Longitudinal para el puente en la dirección X	91
Figura N°4.1.5.4.3 Curvas de posibles puntos de desempeño	91
Figura N°4.1.5.4.4 Punto de desempeño para el puente dirección Y, según el ATC 40	para
un Tr=1000años.	92
Figura N°4.1.5.4.5 Punto de desempeño para el puente dirección X según el ATC 40 p	oara
un Tr=1000años.	92
Figura N°4.1.5.4.6 estado de límites en la dirección transversal del puente para un	
Tr=1000años.	93
Figura N°4.1.5.4.7 estado de limite en la dirección X para un Tr=1000años	94
Figura N°4.1.5.4.8 estado de limite en la dirección Y para un Tr=1000años	94
Figura N°4.1.5.5.1 Acelerograma del sismo de 1966 en Lima, componente EW con	
aceleración pico 180.56 cm/seg2, con un periodo de 0.02s	96

Figura N°4.1.5.5.2 Acelerograma del sismo de 1966 en Lima, componente NS con	
aceleración pico 268.24 cm/seg2, con un periodo de 0.02s	96
Figura N°4.1.5.5.3 Acelerograma del sismo de 2007 en Ica, componente EW con	
aceleración pico -272.82 cm/seg2, con un periodo de 0.01s	96
Figura N°4.1.5.5.4 Acelerograma del sismo de 2007 en Ica, componente NS con	
aceleración pico 333.66 cm/seg2, con un periodo de 0.01s	97
Figura N°4.1.5.5.5 Acelerograma del sismo de 2001 en Moquegua, componente EW con	i
aceleración pico -295.15 cm/seg2, con un periodo de 0.01s	97
Figura N°4.1.5.5.6 Acelerograma del sismo de 2001 en Moquegua, componente NS con	
aceleración pico 219.99 cm/seg2, con un periodo de 0.01s	97
Figura N°4.1.5.5.7 Acelerograma del sismo de 1974 en Lima - Callao, componente EW	
con aceleración pico -194.21 cm/seg2, con un periodo de 0.02s.	98
Figura N°4.1.5.5.8 Acelerograma del sismo de 1974 en Lima - Callao, componente NS c	on
aceleración pico 180.09 cm/seg2, con un periodo de 0.02s	98
Figura N°4.1.5.5.9 Acelerograma del sismo de 2016 en Chile, componente EN con	
aceleración pico 508.889 m/seg2, con un periodo de 0.02s	98
Figura N°4.1.5.5.10 Acelerograma del sismo de 2016 en Chile, componente NN con	
aceleración pico 601.443 m/seg2, con un periodo de 0.02s	99
Figura N°4.1.5.5.11 Acelerograma del sismo de 2014 en Chile, componente EN con	
aceleración pico 265.443 m/seg2, con un periodo de 0.005s	99
Figura N°4.1.5.5.12 Acelerograma del sismo de 2014 en Chile, componente NN con	
aceleración pico 344.909 m/seg2, con un periodo de 0.005s	99
Figura N°4.1.5.5.13 Escalamiento del sismo de 1966 de componente EO para un periodo	0
de retorno de 1000 años1	00
Figura N°4.1.5.5.14 estado de limite en la dirección Y para un Tr=1000años1	02
Figura N°4.1.5.5.15 estado de limite en la dirección X para un Tr=1000años1	02
Figura N°17 estado de limite en la dirección X para un Tr=475años	03

#### Introducción

Las filosofías de diseño en años anteriores no tomaban en cuenta la gran cantidad de sismos y los severos daños que éstos ocasionaban a diferentes tipos de estructuras por lo tanto se vio la necesidad de tomar medidas urgentes para contrarrestar el riesgo sísmico que estaba aumentando. De ahí que surgió la investigación de filosofías de diseño sísmico y dentro de éstas, métodos de diseño sismorresistente basados en desplazamientos y no solo en fuerzas como aquellos tradicionales.

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

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

En el modelo de puente se incorporan dos categorías de comportamiento no lineal para representar adecuadamente la respuesta esperada en los niveles moderados a intensos de demanda sísmica. La primera categoría consiste en el comportamiento inelástico de los elementos y secciones debido a las relaciones no lineales del estrés de la materia, así como la presencia de aberturas, amortiguadores no lineales en componentes especiales del puente. La segunda categoría consiste en no linealidades geométricas que representan efectos de segundo orden o P-Δ sobre una estructura, así como riesgo de estabilidad bajo grandes deformaciones, donde la condición de equilibrio se determina bajo la forma deformada de la estructura.

Los efectos dinámicos de las cargas axiales de las columnas que actúan a través de grandes desplazamientos laterales, también conocidos como P-Δ o efectos de segundo orden, se incluyen en varios casos de análisis del puente. La consideración de los efectos P-Δ ayuda a identificar el peligro de inestabilidad estructural del puente capturando la degradación de la fuerza y la amplificación de la demanda sísmica en las curvaturas de la columna, causada por el desplazamiento relativo entre la parte superior e inferior de la columna.

Durante un análisis Pushover, se observa la degradación de la resistencia con el aumento de desplazamientos laterales de la parte superior de la columna, proporcionando así una estimación precisa de la capacidad real y de la cortante de base del puente. En la curva fuerza-desplazamiento se observa un comportamiento de ablandamiento con una pendiente constante. Durante el análisis de la historia de tiempo, los efectos P-Δ desempeñan un papel importante en la captura de los desplazamientos de pico de un sistema de rendimiento, donde se espera generalmente una amplificación significativa de la respuesta para un conjunto adecuado de movimientos de tierra.

El análisis estático no lineal permite una determinación de la interacción de los componentes críticos y la evaluación de la resistencia del puente y la capacidad de deformación. Representa la redistribución de las acciones internas, ya que los componentes responden inelásticamente, y por lo tanto proporciona una mejor medida de comportamiento que los procedimientos de análisis elástico. Es un procedimiento recomendado para establecer las capacidades reales de fuerza y desplazamiento para todos los tipos de puentes.

La carga en un análisis de la historia del tiempo permite una determinación del desplazamiento de la fundación o el movimiento del suelo Aceleración, no cargas aplicadas externamente en las juntas o miembros de la estructura. Los desplazamientos de diseño no se establecen usando un desplazamiento objetivo, sino que se determinan directamente a través del análisis dinámico utilizando conjuntos de registros de movimientos en el suelo.

## Capítulo I

### PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

#### 1.1. Descripción del Problema

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

Por estos imprevistos, algunos países han tomado las correspondientes medidas correctivas y de prevención, mediante políticas claras de mantenimiento y conservación, que se han traducido en sistemas de administración y gestión de puentes.

En la actualidad es relevante e importante de los procedimientos de análisis no lineales en estructuras de puentes, incluyendo las ventajas y desventajas sobre un análisis lineal más simple. Describiéndose así diferentes tipos de no linealidades a incorporar en el modelo de puente analítico, con una lista de los componentes críticos de la estructura que requieren un modelado inelástico detallado para garantizar un nivel de precisión deseado. La dimensión apropiada del modelo (2D o 3D) recomendada para la aplicación de procedimientos de análisis no lineales también se justifica en detalle.

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

diseño y cargas establecidas y aunque hay carros que cambian sus chasis para soportar mayor carga de lo que está permitido.

Es por esto que el diseño de puentes ha ocupado un lugar muy importante en el trabajo de los ingenieros estructuristas, quienes cada día se esfuerzan por lograr estructuras donde el diseño haga mayor énfasis en el desplazamiento y capacidad de ductilidad adecuada y no en la resistencia.

#### 1.2. Formulación del Problema

#### Problema General:

¿Cómo se desempeña la estructura en puentes de concreto reforzados al considerar procedimientos no lineales?

#### **Problemas Específicos:**

¿Cómo se desempeña la estructura en puentes de concreto reforzados al aplicar un patrón de carga incremental?

¿Cuál es el estado de la estructura en puentes de concreto reforzados después de un evento sísmico?

#### 1.3. Objetivos

#### **Objetivo General**

Evaluar el desempeño de la estructura en puentes de concreto reforzados al considerar procedimientos no lineales.

#### **Objetivos Específicos**

- Evaluar el desempeño estructural en puentes de concreto reforzados al aplicar un patrón de carga incremental.
- Determinar el estado de la estructura en puentes de concreto reforzados después de un evento sísmico.

#### 1.4. Justificación

Durante las últimas décadas se ha incrementado la presión por parte de propietarios, compañías de seguros, políticos e ingenieros para revaluar y mejorar el estado de la

práctica de la evaluación y diseño sísmico de estructuras, con la finalidad de lograr una reducción en la pérdida de vidas y el gran impacto económico que la falla de estas puede causar. Como resultado de esta presión, diferentes grupos de investigación han reiniciado sus trabajos sobre los conceptos y procedimientos de evaluación y diseño sísmico de estructuras poniendo un mayor énfasis a su desempeño sísmico.

El análisis no lineal cuyo objetivo principal es de salvaguardar vidas por ello se debe de tener confianza de que la estructura no colapse ante sismos para el cual ha sido diseñada, además estas no deben de presentar daños de acuerdo a los niveles de desempeño del puente.

En este análisis no lineal se realiza prácticas implementables para el modelado y análisis de puentes y pasos elevados de carreteras sometidos a movimientos de tierra por terremotos. Las especificaciones son aplicables a los Puentes Estándar Ordinarios en California según se define según los Criterios de Diseño Sísmico de Caltrans (SDC) 2004.

# Capítulo II MARCO TEÓRICO

#### 2.1. Antecedentes

Los antecedentes de la presente investigación fueron las siguientes:

- 1. Caltrans SDC (2013) realizaron la siguiente investigación: seismic design criteria (criterios de diseño sísmico), que especifican los requisitos mínimos de diseño sísmico que son necesarios para cumplir con los objetivos de rendimiento para puentes ordinarios. Cuando se producen los riesgos sísmicos de diseño, se espera que los puentes ordinarios diseñados según estas especificaciones permanezcan en pie, pero pueden sufrir daños significativos que requieren cierre.
- 2. MOROCHO (2007) realizó la siguiente investigación: Estudio del desempeño sísmico de puentes mediante el procedimiento no lineal estático, investigación de pregrado en ingeniería de la Universidad Nacional de Loja – Ecuador que llega a las siguientes conclusiones:
  - Los métodos existentes para la verificación del desempeño sísmico en puentes, con base en el análisis no lineal estático, con los siguientes métodos de estudio como: el método del espectro de capacidad de ATC 40 y el método de coeficientes de desplazamientos FEMA 440.
  - Los métodos implementados resultan ser de fácil aplicación y de uso general puesto que trabaja directamente con la curva Pushover y que el proceso iterativo es rápido y sencillo, además tiene la ventaja de utilizar los modelos de amortiguamiento de análisis por desplazamientos que actualmente ha sido desarrollados para varias topologías estructurales.

- El análisis tiempo historia en comparación al método de espectro de capacidad resulta ser más efectivo para determinar el desempeño sísmico.
- 3. SENCICO (2016) realizo la siguiente investigación: Actualización del programa de cómputo orientado a la determinación del peligro sísmico en el país. Lima – Perú, que llega a las siguientes conclusiones:
  - En el análisis probabilístico de peligro sísmico se ha considerado a las fuentes sismogénicas como volúmenes, habiéndose definido éstas en función a su mecanismo focal como fuentes de interfase, fuentes de intraplaca superficial e intraplaca intermedia y fuentes continentales o de corteza. Los parámetros de sismicidad de cada una de estas fuentes han sido evaluados utilizando la máxima verosimilitud y el patrón de atenuación de las ondas sísmicas ha sido modelado utilizando las leyes de atenuación de Youngs et al. (1997), Zhao et al. (2006), McVerry et al. (2006), Atkinson y Boore (2003), BC HYDRO (Abrahamson 2015), y Sadigh et al. (1997).
  - Los modelos de atenuación empleados para el cálculo del peligro sísmico sobre el territorio nacional son adecuados para el análisis de la sismicidad peruana. Estos modelos de atenuación consideran valores de aceleración horizontal de respuesta horizontal con un amortiguamiento crítico (ξ) de 5% y un suelo tipo B (roca).
- 4. OSPINA (2012) realizo la siguiente investigación: Método basado en desplazamientos para el diseño y evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes de concreto reforzado, en el Programa de Maestría en Ingeniería en la Universidad EAFIT de Colombia, que llega a las siguientes conclusiones:
  - El uso del diagrama momento curvatura (M-φ) facilita la asimilación de la degradación de la rigidez pues se prescinde de los conceptos de módulo de elasticidad y de inercia, bruta o fisurada, de un elemento estructural y con unos objetivos de desempeño estructural claramente definidos se establece un comportamiento sismo resistente de una manera didáctica.

- El objetivo de realizar un análisis no lineal, como el propuesto en esta investigación, es tener un conocimiento más infalible de la estructura ante cargas inciertas en un buen grado, como es el caso de las cargas sísmicas. Al realizarse un análisis estructural que contemple la parte no lineal de la estructura, se tiene un dominio sobre los conceptos de ductilidad aplicables, garantizando un adecuado y ante todo óptimo desempeño estructural resistente a sismos. En este nivel de conocimiento, parámetros como el coeficiente R se vuelven inútiles debido a que se tiene juicio de lo que ocurrirá en la estructura ante cargas sísmicas de baja y rara ocurrencia, es decir sismos altos periodos de retorno.
- 5. Acero Martínez (2004) realizo la siguiente investigación: Comparación de las Normas Sísmicas más utilizadas para Puentes Continuos en el Perú y sus Métodos de Análisis, en el Programa de Maestría en Ingeniería en la Universidad Pontificia Católica del Perú, que llega a las siguientes conclusiones:
  - Se requieren realizar estudios de amenaza sísmica regional que determinen las aceleraciones probables y los periodos de retorno correspondientes a diferentes condiciones límites, a fin de fortalecer los métodos basados en el desempeño estructural.
  - La regularidad de un puente es un parámetro importante, pero también es importante que sea simple, simétrico e íntegro. Simple, porque las fuerzas se transfieren al suelo en forma directa; simétrico, para no generar rotaciones torsionales; y finalmente íntegro, para que todas las componentes del puente permanezcan conectadas después del evento sísmico.

Para ilustrar los efectos sísmicos sobre este tipo de estructuras, Pueden mencionarse las fallas de puentes durante sismos pasados:



Figura N°2.1.1 Colapso de puente. Terremoto de Kobe (17/01/1995).



Figura N°2.1.2 Colapso de puente. Terremoto de Chile (27/02/2010).



Figura N°2.1.3 Colapso de puente. Terremoto de Ecuador (16/04/2016).

El Perú también tuvo daños significativos de puentes durante los sismos acontecidos, como es el sismo de Huaraz del 30 de mayo de 1970 como se muestra en la Figura Nº 2.1.4, el sismo de Arequipa del 16 de febrero de 1979 que se muestra en la Figura Nº 2.1.5, el sismo de Nazca del 12 de noviembre de 1996 ver Figura Nº 2.1.6.



Figura N°2.1.4 Daño en apoyo de puente. Puente Casma. Terremoto de Huaraz (31/05/1970).

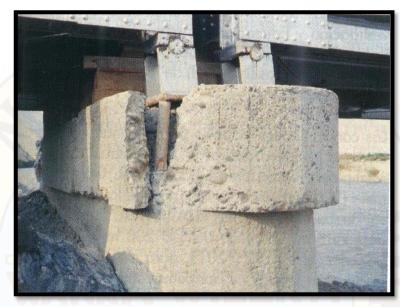


Figura N°2.1.5 Daño en apoyo de puente. Terremoto de Arequipa (16/02/1979).

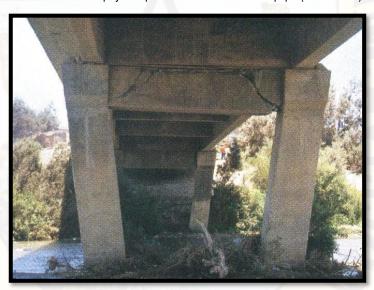


Figura N°2.1.6 Daño en subestructura. Sismo de Nazca (16/11/1996).

#### 2.2. Bases Teóricas

#### 2.2.1. Aplicabilidad del análisis no lineal

Para Ady Aviram, Kevin R. Mackie, Božidar Stojadinović, (2008, p2-3), las demandas sísmicas sobre una estructura de puente sometida a un movimiento del terreno particular se pueden estimar a través de un análisis equivalente de un modelo matemático que incorpora el comportamiento de la superestructura, pilares, bases y sistema de suelo. Para obtener resultados confiables para una variedad de

escenarios de terremotos, el modelo idealizado debería representar adecuadamente la geometría real, las condiciones de los límites, la carga por gravedad, la distribución de masas, la disipación de energía y las propiedades no lineales de todos los componentes principales del puente.

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

#### 2.2.2. Dimensión del modelo

Para Ady Aviram, Kevin R. Mackie, Božidar Stojadinović, (2008, p4), se requiere un modelo tridimensional (3D) del sistema estructural para capturar la respuesta de todo el sistema de puentes y componentes individuales bajo características de demanda sísmica específicas. La interacción entre la respuesta en las direcciones de los puentes ortogonales y la variación de las cargas axiales en las columnas pilar a lo largo del análisis se capturan con mayor precisión en un modelo 3D. Esto permite una evaluación correcta de la capacidad y ductilidad del sistema bajo cargas sísmicas o desplazamientos aplicados a lo largo de cualquier dirección dada, no necesariamente alineados con el eje principal del puente.

Si los modos primarios de la estructura están altamente correlacionados debido a características especiales de distribución de masas o geometría, afectarán significativamente la respuesta dinámica del puente, que deberá ser representada adecuadamente a través de un modelo tridimensional. Puesto que la contribución modal es un aspecto clave en el análisis de puentes y dado que los movimientos de tierra aplicados en un análisis de la historia del tiempo se descomponen en tres direcciones ortogonales y se aplican en un ángulo con respecto a los ejes principales del puente, es requerido.

Según el Diseño Sísmico de Caltrans SDC (2004 secciones 5.3-5.5), el análisis local de un componente o subsistema individual puede utilizarse para evaluar los valores críticos de su capacidad de resistencia y ductilidad y proporcionar una aproximación general del rango esperado de respuesta de todo el sistema de puentes. Si se

desea, el análisis local se realiza en las direcciones transversal y longitudinal para las secciones transversales de la columna del puente con simetría biaxial.

#### 2.2.3. Comportamiento no lineal

Para Ady Aviram, Kevin R. Mackie, Božidar Stojadinović, (2008, p4). en el modelo de puente se incorporan dos categorías de comportamiento no lineal para representar adecuadamente la respuesta esperada en los niveles moderados a intensos de demanda sísmica. La primera categoría consiste en el comportamiento inelástico de los elementos y secciones debido a las relaciones no lineales del estrés de la materia, así como la presencia de aberturas, amortiguadores o muelles no lineales en componentes especiales del puente. La segunda categoría consiste en no linealidades geométricas que representan efectos de segundo orden o P-Δ sobre una estructura, así como riesgo de estabilidad bajo grandes deformaciones, donde la condición de equilibrio se determina bajo la forma deformada de la estructura. La segunda categoría de no linealidad se incorpora directamente en el algoritmo de análisis.

Compomente del puente	Lineal – elástico	No lineal
La superestructura	X	P. S.
La columna – la zona de la rótula plástica	No would	X
La columna – fuera de zona de la rótula plástica	X	
La viga	X	1
Apoyos – transversal		X
Apoyos – longitudinal	-	X
Apoyos – rotacional		X
Apoyos – separación		X
Las juntas de expansión		Х
Elasticidad de la fundación	X	
La interacción de estructura de terreno	X	

Tabla N°2.2.3.1 Modelado de componentes "Guidelines for Nonlinear Analysis of Bridge Structures in California".

#### 2.2.4. Estados de daños.

Se asocia a una descripción cualitativa de los efectos producidos por terremotos sobre los elementos, ocupantes y funcionamiento de la estructura. Según visión

2000 tiene que ver con tres aspectos. Daños a elementos estructurales y no estructurales, riesgos de las personas y funcionabilidad post sismo.

Según Caltrans 2013 (sección 3.1.3), la capacidad de desplazamiento local de un miembro se basa en su capacidad de rotación, que a su vez se basa en su capacidad de curvatura. La capacidad de desplazamiento local,  $\Delta c$  de cualquier columna se puede idealizar como uno o dos segmentos. Vea las Figuras 2.2.4.1 y 2.2.4.2 para más detalles.

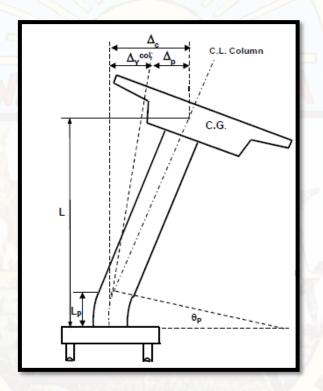


Figura N°2.2.4.1 Falla de pilares en volado

A continuación, se reproducen las expresiones de Caltrans que relacionan las rotaciones con los desplazamientos laterales, tanto para un elemento en voladizo como doblemente empotrado.

$$\Delta c = \Delta y + \Delta p$$
 .....(2.2.4.1)

$$\Delta y = \frac{L^2}{3} * \varphi y$$
....(2.2.4.2)

$$\Delta p = \theta p * (L - Lp2)$$
 .....(2.2.4.3)

$$\theta p = Lp * \varphi p$$
....(2.2.4.4)

$$\varphi u = \varphi y + \varphi p$$
....(2.2.4.5)

Donde:

 $\Delta c:$  desplazamiento total de la columna.

Δy: desplazamiento hasta la fluencia.

Δp: desplazamiento plástico

L : altura de la columna

Lp: longitud plástica

Θp: ángulo plástico

Φp: curvatura plástica

Фи: curvatura última

Фу: curvatura de fluencia

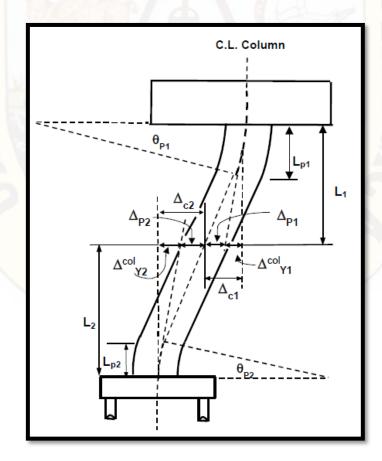


Figura N°2.2.4.2 Falla de pilares doblemente empotrado

$$\Delta c = \Delta c 1 + \Delta c 2 \dots (2.2.4.6)$$

$$\Delta c1 = \Delta 1 + \Delta p1$$
....(2.2.4.7)

$$\Delta c2 = \Delta y2 + \Delta p2$$
....(2.2.4.8)

$$\Delta y1 = \frac{L1^2}{3} * \varphi y1...$$
 (2.2.4.9)

$$\Delta y2 = \frac{L2^2}{3} * \varphi y2...$$
 (2.2.4.10)

$$\Delta p1 = \theta p1 * (L1 - \frac{Lp1}{2})$$
 .....(2.2.4.11)

$$\Delta p2 = \theta p2 * (L2 - \frac{Lp2}{2})$$
 .....(2.2.4.12)

$$\theta p1 = Lp1 * \varphi p1$$
....(2.2.4.13)

$$\theta p2 = Lp2 * \varphi p2$$
....(2.2.4.14)

Donde:

Δc :desplazamiento total de la columna.

Δc1 :desplazamiento desde el empotramiento superior al punto de inflexión

Δc2 :desplazamiento desde el empotramiento inferior al punto de inflexión

Δy1 :desplazamiento hasta la fluencia desde el empotramiento superior al punto de inflexión.

Δy2 :desplazamiento hasta la fluencia desde el empotramiento inferior al punto de inflexión.

Δp1 :desplazamiento plástica desde el empotramiento superior al punto de inflexión.

Δp2 :desplazamiento plástica desde el empotramiento inferior al punto de inflexión.

L1: altura de la columna desde el empotramiento superior al punto de inflexión.

L2: altura de la columna desde el empotramiento inferior al punto de inflexión.

Lp1: longitud plástica desde el empotramiento superior al punto de inflexión.

Lp2: longitud plástica desde el empotramiento inferior al punto de inflexión.

Op1: ángulo plástico desde el empotramiento superior al punto de inflexión.

Op1: ángulo plástico desde el empotramiento inferior al punto de inflexión.

Φp1: curvatura plástica desde el empotramiento superior al punto de inflexión.

Φp1: curvatura plástica desde el empotramiento inferior al punto de inflexión.

#### 2.2.5. Peligro sísmico.

#### 2.2.5.1. Determinación del peligro sísmico

Para Vargas Bejarano (2017, p37), la teoría de tectónica de placas establece que existen cuatro tipos de bordes: subducción, convergentes (colisión), divergentes y transformantes. Además, las fallas pueden ser normal, inversa y de desgarre. En el Perú convergen dos placas: la placa de Nazca y la placa Sudamericana, formando un borde de subducción ver Figura. 2.2.5.1.

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

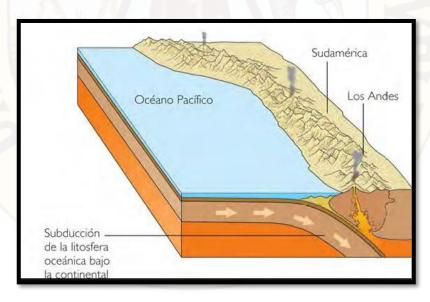


Figura N°2.2.5.1 Subducción de la placa de Nazca bajo la Sudamericana

Fuente: ( www.marymaruxy.blogspot.pe).

Para Tavera Huarache (2007, p15), las fuentes sismogénicas tienen características sísmicas similares y pueden ser modeladas como puntos, líneas o volúmenes. En el Perú se tienen cuatro tipos de fuentes sismogénicas y están son:

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

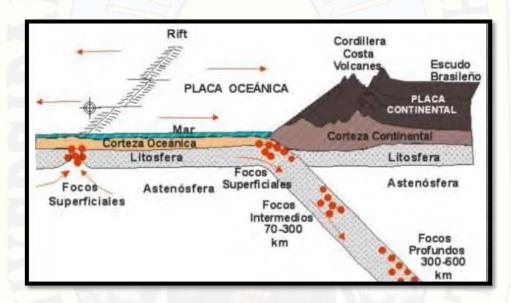


Figura N°2.2.5.2 Esquema de los cuatro tipos de fuentes sismogénicas

Fuente: (www.cismid.com.pe)

#### 2.2.5.1.1. Estudio Determinístico

Para Bolaños Luna y Monroy Concha (2004 p.24), el enfoque determinístico es el más antiguo. El peligro se evalúa en función del evento más grande que se pueda presentar en el área de estudio, luego de identificar el sismo más grande, el peligro del sitio queda definido en términos del movimiento del suelo o de la respuesta estructural que este sismo pueda generar, un análisis determinístico, sin embargo, no considera las incertidumbres en las magnitudes y la ubicación de los sismos, así como el nivel de movimiento de suelo que pueda ocurrir durante el tiempo de vida útil de una estructura, no resultando apropiado en muchos casos para tomar decisiones.

#### 2.2.5.1.2. Estudio Probabilístico

Para Vargas Bejarano (2017, p.38), es el estudio más idóneo y toma en cuenta la distribución de probabilidad de las distintas variables. Se define como la probabilidad que un movimiento tenga una intensidad mayor o igual a cierto valor fijado; ese valor puede ser magnitud, aceleración máxima, valores espectrales etc.

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

#### 2.2.5.2. Selección de los Acelerograma

Para Acero Martínez (2004, p16), el coeficiente de aceleración se determina realizando un análisis de peligro sísmico, aplicando la metodología desarrollada por Cornell en términos probabilísticos. Esta metodología integra información sismo tectónica, parámetros sismológicos y leyes de atenuación regionales para los diferentes mecanismos de ruptura. El resultado es una curva de peligro sísmico, donde se relaciona la aceleración y su probabilidad anual de excedencia.

Según Visión 2000 (2003), recomienda evaluar las estructuras para cuatro periodos de retorno según la tabla 2.2.5.2.1.

Sismo	periodo de reterno en años
frecuentes	43
ocasionales	72
raros	475
muy raros	1000

Tabla N°2.2.5.2.1 Sismos recomendados según visión 2000

Según Vargas (2016, p.72), la tabla 2.2.5.2.2 muestra las aceleraciones pico obtenidas para esta investigación con las denominaciones de sismos frecuentes, ocasionales, raros, muy raros, y extraordinarios, según el reglamento del Ministerio

de Transportes y comunicaciones se tomará como sismos muy raros un periodo de retorno de 1000años.

Sismo	Periodo de retorno en años
frecuentes	43
ocasionales	72
raros	475
muy raros	1000
extraordinarios	2500

Tabla N°2.2.5.2.2 sismos recomendados para Vargas.

Según SENCICO (2016, p.7), el peligro sísmico es una medida de probabilidad que el sismo más fuerte que puede ocurrir en la zona, en un cierto número de años, exceda (o no exceda) un determinado nivel de intensidad sísmica (intensidad, aceleración, velocidad, etc.), como se ha dicho el análisis de peligro sísmico probabilístico consiste en la evaluación de la probabilidad que en un lugar determinado ocurra un movimiento sísmico de una intensidad igual o mayor que un cierto valor fijado. SENCICO crea un aplicativo de web "CPSC" desarrollado en base al programa ZM\_PPSH desarrollado por la misma institución donde se incorpora las curvas de probabilidad anual de excedencia a lo largo del territorio peruano.

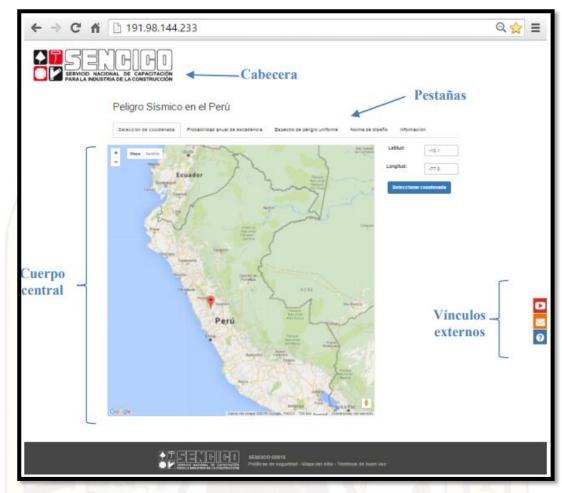


Figura N°2.2.5.2.1 aplicativo web "CPSC", creada por Sencico

fuente: http://cpsp.sencico.gob.pe/

#### 2.2.5.3. Efectos de Sitio

Según el MTC (2016, p.136), en el Procedimiento General se usará los periodos espectrales de PGA (0.0s), SS (0.2s) y S1 (1.0s) para 5% de amortiguamiento crítico, con los cuales se puede elaborar espectros de diseño como se especifica en el ítem 2.2.5.4 de la sección 3.10.4 del AASHTO LRFD. Dichos periodos se determinarán con los mapas de iso aceleración obtenidos para un suelo tipo roca B según la Tabla 2.2.5.3.1, que consideran 7% de probabilidad de excedencia en 75 años de exposición sísmica (equivalente a un periodo de retorno de 1000 años).

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

Tabla N°2.2.5.3.1 Definición Clase de Sitio

## 2.2.5.3.1. Factores de Sitio

Según el MTC (2016, p.137,138) Los factores de Sitio Fpga, Fa, y Fv especificados en las tablas 2.2.5.3.1.1, 2.2.5.3.1.2 y 2.2.5.3.1.3 serán usados en el periodo-cero, en el rango de periodo corto y en el rango de periodo largo, respectivamente. Esos factores serán determinados usando las clases de sitio dadas en la tabla 2.2.5.3.1 (3.10.3.1-1 AASHTO) y los valores de los coeficientes PGA, Ss y S1 que se encuentren en los planos, cuando sean elaborados mediante estudios, de las distintas zonas del Perú. Se presenta los siguientes cuadros para los valores de factor de sitio:

Clase de	Coeficiente aceleración pico del terren (PGA) <sup>1</sup>				
sitio	PGA < 0.10	PGA = 0.20	PGA = 0.30	PGA = 0.40	PGA > 0.50
Α	8.0	0.8	8.0	0.8	0.8
В	1	1	1	1	1
С	1.2	1.2	1.1	1	1
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F <sup>2</sup>	*	*	*	*	*

Tabla N°2.2.5.3.1.1 Valores de Factor de Sitio, F<sub>pga</sub> En Periodo-Cero en el Espectro de Aceleración

Clase de	Coeficiente aceleración espectral en Periodo 0.2 sec (Ss)1						
sitio	SS < 0.25	SS = 0.50	SS = 0.75	SS = 1.00	SS > 1.25		
Α	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8		
В	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0		
С	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0		
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0		
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9		
F <sup>2</sup>	*	*	*	*	*		

Tabla N°2.2.5.3.1.2 Valores de Factor de Sitio, Fa, Para rango de Periodo Corto en el Espectro de Aceleración

Clase de	Coeficie	nte aceleració	n espectral el	n Periodo 1.0 s	sec (S1) <sup>1</sup>
sitio	S1 < 0.1	S1 = 0.2	S1 = 0.3	S1 = 0.4	S1 > 0.5
Α	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
В	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
С	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F <sup>2</sup>	*	*	*	*	*

Tabla N°2.2.5.3.1.3 Valores de Factor de Sitio, Fv, Para rango de Periodo Largo en el Espectro de Aceleración

## 2.2.5.4. Diseño del Espectro de Respuesta

Según AASTHO 2014 (sección 3.10.4.1-1), el espectro de respuesta del 5% de diseño amortiguado será efectuado como se especifica en la figura 2.2.5.4.1, este espectro será calculado usando los picos mapeados de los coeficientes de la aceleración del terreno y los coeficientes de aceleración espectral, escalados en el cero, corto, y largo periodo de los factores del sitio Fpga, Fa, y Fv, respectivamente.

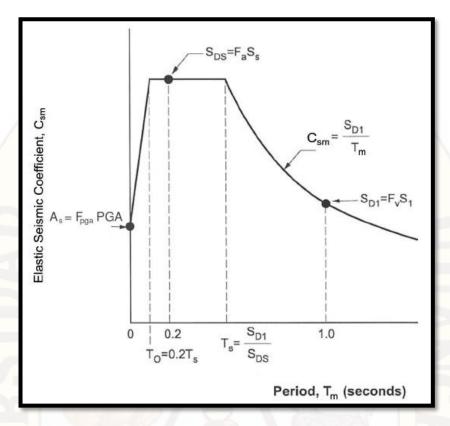


Figura N°2.2.5.4.1 Diseño de Espectro de Respuesta

# 2.2.5.4.1. Coeficiente de Respuesta Sísmico Elástico

Según AASHTO LRFD (2014, sección 3.10.4.2) para periodos menores o iguales a  $T_0$ , el coeficiente sísmico elástico para el movimiento de vibración, Csm, será tomado como:

$$C_{sm} = A_s + (S_{DS} - A_s) \left( \frac{T_m}{T_0} \right)$$

En la cual:

$$A_s = F_{pga}PGA$$

$$S_{DS} = F_a S_s$$

Donde:

PGA = coeficientes de la aceleración pico del terreno sobre roca (Sitio Clase B)

 $S_s$  = coeficiente de aceleración de respuesta espectral horizontal en 0.2 segundos de periodo sobre roca (Sitio clase B)

 $T_m$  = periodo de vibración de modo (s)

 $T_0$ = periodo de referencia usado para definir la figura espectral = 0.2 Ts (s)

 $T_s$ = esquina del periodo en el cual los cambios de espectro de ser independiente del periodo pasan a ser inversamente proporcional al periodo=  $S_{D1}/S_{DS}$  (s)

Para periodos mayores o iguales a T<sub>0</sub> y menores o iguales a T<sub>s</sub>, el coeficiente de respuesta sísmico elástico será tomado como:

$$C_{sm} = \frac{S_{D1}}{T_m}$$

En el cual:

$$S_{D1} = F_v S_1$$

Donde:

 $S_1$ = coeficiente de aceleración de respuesta espectral horizontal en 0.1 segundo de periodo sobre roca (Sitio clase B)

## 2.2.5.4.2. Categoría de diseño Sísmico según AASHTO LRFD

## Categoría A

- 1. No se especifica un sistema resistente a sismo en particular.
- 2. No requiere análisis de demanda.
- 3. No se requiere verificación de capacidad implícita.
- 4. No se requiere diseño por capacidad.
- Se debe cumplir con los requerimientos mínimos de detalle, referidos a longitud de soportes, fuerza de diseño en las condiciones de superestructura/infraestructura y acero transversal en columnas.
- 6. No se requiere evaluación de potencia de licuación.

## Categoría B

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

# Categoría C

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

## Categoría D

- 1. Se especifica en un sistema resistente a sismo en particular
- 2. Requieren análisis de demanda
- 3. Requieren verificación de capacidad basada en el desplazamiento mediante análisis Pushover (desplazamiento P-Δ, longitud de soporte)

- 4. Se debe considerar el diseño por capacidad y requerimientos por cortante en la columna.
- 5. Nivel de detalle acorde a D
- 6. Se requiere la evaluación de potencial de licuación.

# 2.2.5.4.3. Requerimientos mínimos de análisis para Efectos Sísmicos

Según la Aastho LRFD (2014, sec. 4.7.4.3) La selección del método de análisis depende de zona sísmica, regularidad y clasificación operacional del puente.

Γ	Zona	Puentes	Puentes de múltiples tramos					
ı	Sísmica	de un	Otros puentes		Puentes		Puentes críticos	
	A=Z	solo			esenciales		es	
		tramo	Regular	Irregular	Regular	Irregular	Regular	Irregular
Γ	1		NA	NA	NA	NA	NA	NA
T	2	No requiere	SM/UL	SM	SM	MM	MM	MM
Γ	3	análisis	SM/UL	MM	MM	MM	MM	TH
ſ	4	sísmico	SM/UL	MM	MM	MM	Ξ	TH

Tabla N°2.2.5.4.3.1 Requerimientos mínimos análisis para efectos sísmicos

Donde:

NA= No se requiere análisis sísmico

UL= Método Elástico de Carga Uniforme

SM= Método Elástico de un modo de vibración

MM= Método Elástico Multi-Modal

TH= Método de análisis con tiempo-historia.

Según Caltrans nos brinda los requerimientos mínimos de análisis, en función de la importancia del puente, el tipo de configuración y el nivel de evaluación

Importancia	Configuración	Evaluación	Evaluación de
		Funcional	seguridad
Puente Ordinario	Tipo I	No requerido	ESA o EDA
	Tipo II	No requerido	EDA
Puente importante	Tipo I	ESA o EDA	ESA o EDA
	Tipo II	EDA	EDA, ISA y IDA

Tabla N°2.2.5.4.3.2 Análisis Mínimo Requerido – Caltrans.

Donde:

ESA = Análisis Elástico Estático (UL y SM)

EDA = Análisis Elástico Dinámico (MM y TH)

ISA = Análisis Inelástico Estático (Pushover)

IDA = Análisis Inelástico Dinámico

#### 2.2.6. Estado límite del sistema

Según Calvi et al., 2010. que describen cuatro estados importantes de desempeño típicamente considerados para el diseño sísmico basado en desempeño de puentes. Algunos autores consideran en sus investigaciones tres niveles de desempeño. En el presente trabajo también se incluye un cuarto nivel considerado importante para ser compatible con los estados límites del documento "Visión 2000"

## 2.2.6.1. Estado límite de servicio (Nivel 1 de desempeño)

En este estado límite, los elementos no sufren daño notable y el puente continúa desempeñando normalmente su función después de ocurrido el sismo, sin la necesidad de ser reparado.

# 2.2.6.2. Estado límite de daño reparable (Nivel 2 de desempeño)

En este estado límite, quizás se presente la respuesta inelástica en algunas zonas predefinidas y adecuadamente detalladas como son las zonas de rótulas plásticas. El mecanismo plástico debe ser seleccionado cuidadosamente, de tal forma que las posibles reparaciones eventuales no requieran el cierre del puente. Puede existir desprendimiento del concreto en las zonas de rótula plástica y quizás fluya el acero de refuerzo longitudinal; sin embargo, estos esfuerzos deben ser limitados a valores moderados. Las uniones en la losa (junta) quizás sean dañadas, pero estas deben seguir siendo transitables para servicios de emergencia y los daños deberán ser fácilmente reparados.

#### 2.2.6.3. Estado límite de prevención ante el colapso (Nivel 3 de desempeño)

En este estado límite, los elementos sufren daño importante, el cual quizás se presente en algunas zonas predefinidas y adecuadamente detalladas como zonas

de rótulas plásticas. Un menor daño localizado quizás ocurra en otras partes del puente. El daño quizás requiera el cierre del puente para repararlo, pero se debe evitar el colapso del puente. Las magnitudes de las deformaciones en regiones de rótulas plásticas, y que ocasionan un desprendimiento considerable del concreto y esfuerzos en las barras de acero longitudinal, quizás estén cercanos a los valores críticos para el inicio del pandeo de las barras.

Las uniones en las losas (juntas), cuando se trata de puentes que tienen la superestructura simplemente apoyada, quizás sean dañadas, pero éstas deberían seguir siendo transitables para servicios de emergencia.

# 2.2.6.4. Estado límite de supervivencia (Nivel 4 de desempeño)

Según el documento de Visión 2000 (2003), se requiere mencionar un cuarto nivel de desempeño, el cual es denominado en este documento como nivel de desempeño cercano al colapso.

En este estado límite se puede presentar el pandeo del refuerzo longitudinal y la fractura del refuerzo de confinamiento en zonas de rótula plástica, o puede ocurrir que el concreto llegue a su deformación última. El daño en el puente es severo, sin embargo, el colapso no debe ocurrir, por lo que será importante que exista una reserva de capacidad de resistencia. Los daños excesivos pueden ser aceptados, por lo que quizás no sea económicamente o técnicamente factible reparar la estructura después del sismo. Las uniones o juntas en las losas, cuando se trata de puentes que tienen la superestructura simplemente apoyada, pueden quedar dañadas, pero por ningún motivo debe interrumpirse el tránsito para servicios de emergencia, es decir el puente debe tener reserva de capacidad para poder cumplir esta función. Este estado límite está representado por el desplazamiento último Δu.

A continuación, se muestra en la Figura 2.2.6.4.1., los estados límites de los componentes y los estados límites del sistema:

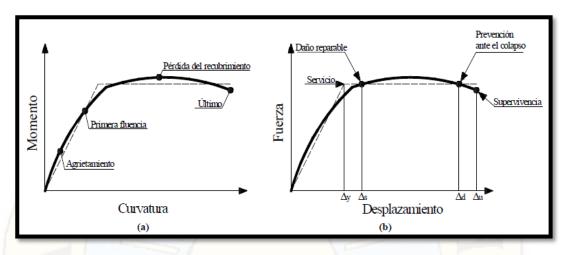


Figura N°2.2.6.4.1 (a) Estados límites de los componentes y (b) Estados límites del sistema

Según Herrera (2008. P,41), Para cada grado de libertad, se define una curva de fuerza-desplazamiento (momento rotación) que de el valor de la fluencia y la deformación plástica siguiente a la fluencia. Esto se hace en términos de una curva con valores en cinco puntos, A-B-C-D-E. Figura 2.2.6.4.2.

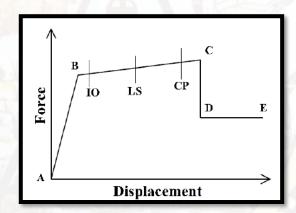


Figura N°2.2.6.4.2 Curva fuerza-desplazamiento de una rótula plástica.

- Punto A es siempre el origen
- El punto B representa la fluencia. Ninguna deformación ocurre en la rótula hasta el punto B, sin importar el valor de la deformación especificada para el punto B.
   El desplazamiento (rotación) en el punto B será restado de las deformaciones en los puntos C, D, y E. Solamente la deformación plástica más allá del punto B será exhibida por la rótula.

- El punto C representa la capacidad última para el análisis Pushover. Se puede especificar una pendiente positiva de C a D para otros propósitos.
- El punto D representa una fuerza residual para el análisis Pushover. Se puede especificar una pendiente positiva de C a D o D a E para otros propósitos.
- El punto E representa falla total. Más allá del punto E en la rótula caerá la carga hasta el punto F (no mostrado) directamente debajo del punto E en el eje horizontal. Si no se quiere que la rótula falle de esta manera, se debe especificar un valor grande para la deformación en el punto E.

Se puede especificar medidas adicionales de la deformación en los puntos IO (ocupación inmediata), LS (seguridad de la vida), y CP (prevención del colapso). Éstas son las medidas informativas que se reportan en los resultados del análisis y se utilizan para el diseño basado en el funcionamiento. No tienen ningún efecto en el comportamiento de la estructura.

Antes de alcanzar el punto B, toda la deformación es lineal y ocurre en el mismo elemento frame, no en la rótula. La deformación plástica más allá del punto B ocurre en la rótula además de cualquier deformación elástica que pueda ocurrir en el elemento. Cuando la rótula descarga elásticamente, lo hace sin ninguna deformación plástica, es decir, en paralelo a la pendiente A-B.

## 2.2.7. Demanda por desplazamiento.

## 2.2.7.1. Desplazamiento Estimado

Para CALTRANS (2013. p.29), la estimación de la demanda de desplazamiento global,  $\Delta_D$  para Puentes Normales Ordinarios puede determinarse mediante análisis elástico lineal utilizando propiedades de sección efectivas.

El Análisis Estático Equivalente, se puede usar para determinar  $\Delta_D$  si un análisis dinámico no agrega significativamente más percepción del comportamiento. El Análisis Estático Equivalente es el más adecuado para puentes o marcos individuales con las siguientes características:

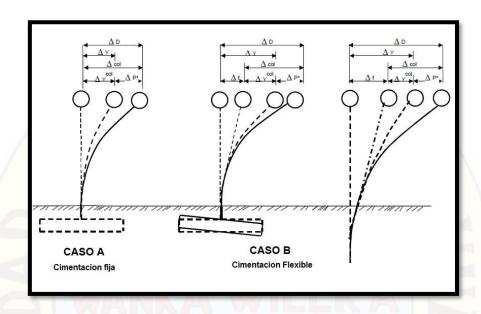
- Respuesta capturada principalmente por el modo fundamental de vibración con traducción uniforme.
- Distribución de fuerza lateral simplemente definida (por ejemplo, espesores equilibrados, rigidez inclinada aproximadamente igual).
- Inclinación baja.

El Análisis Dinámico Elástico, se utilizará para determinar  $\Delta_D$  para todos los otros Puentes Estándar Ordinarios.

La estimación de la demanda de desplazamiento global incluirá los efectos de la flexibilidad suelo / cimiento si son significativos.

# 2.2.7.2. Desplazamiento de Estructura Global y de Miembros Locales.

Para CALTRANS (2013. p.29-30), el desplazamiento global de la estructura,  $\Delta_D$  es el desplazamiento total en un lugar particular dentro de la estructura o subsistema. El desplazamiento global incluirá componentes atribuidos a la flexibilidad de la cimentación,  $\Delta_f$  (es decir, rotación o traslación de la cimentación), flexibilidad de componentes protegidos de la capacidad, tales como pilares  $\Delta_b$ , y la flexibilidad atribuida a la respuesta elástica e inelástica de los miembros dúctiles  $\Delta_y$  y  $\Delta_p$  respectivamente. El modelo analítico para determinar las demandas de desplazamiento deberá incluir tantas de las características estructurales y condiciones de frontera que afecten a los desplazamientos globales de la estructura como sea posible. Los efectos de estas características en el desplazamiento global del sistema estructural se ilustran en las Figuras 2.2.7.2.1 y 2.2.7.2.2.



Nota: Para una columna en voladizo con base fija,  $\Delta_Y^{col}$  =  $\Delta_Y$ 

ΔP \* = Porción de la capacidad de desplazamiento plástico Δp

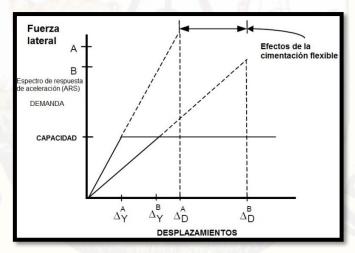
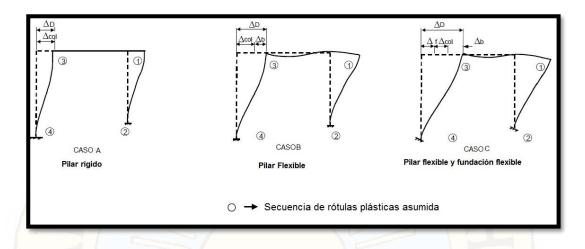


Figura N°2.2.7.2.1 Efectos de la Flexibilidad de la Fundación sobre la Curva de Deflexión de la Fuerza de una Columna pilar.



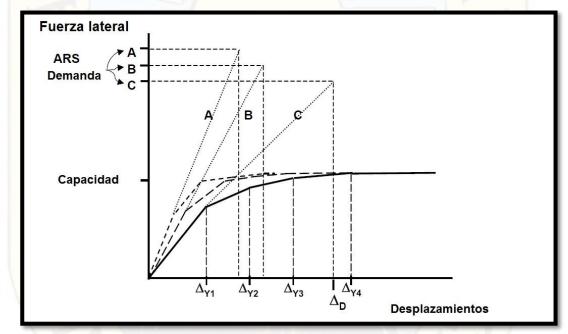


Figura N°2.2.7.2.2 Efectos de la flexibilidad del pilar y de la base en la curva de flexión-deformación de una estructura de la sección de la columna.

Los desplazamientos de miembros locales, tales como los desplazamientos de columnas,  $\Delta_{\text{col}}$ , se definen como la porción de desplazamiento global atribuida al desplazamiento elástico  $\Delta_y$  y al desplazamiento plástico  $\Delta_p$  de un miembro individual desde el punto de momento máximo hasta el punto de contra - flexión como se muestra en la Figura 2.2.7.2.1.

## 2.2.7.3. Demanda de Ductilidad de Desplazamiento.

Para CALTRANS (2013. p.32), la demanda de ductilidad de desplazamiento es una medida de la deformación post-elástica impuesta sobre un miembro. La ductilidad de desplazamiento se define matemáticamente mediante la Ecuación.

$$u_D = \frac{\Delta_D}{\Delta_{Y(i)}}$$

Donde:  $\Delta_D$  = La demanda estimada de desplazamiento de cuadro global definida en la Sección 2.2.7.1.

 $\Delta_{Y(i)}$  = El desplazamiento del rendimiento del subsistema desde su posición inicial hasta la formación de la rótula plástica (i) Véase la figura 2.2.7.2.1.

#### 2.2.8. Demanda de la fuerza

Para CALTRANS (2013. p.35), la estructura debe estar diseñada para resistir las fuerzas internas generadas cuando la estructura alcanza su estado límite de colapso. El estado de límite de colapso se define como la condición en la que se ha formado un número suficiente de rótulas plásticas dentro de la estructura para crear un mecanismo de colapso local o global.

#### 2.2.8.1. Demanda de corte

#### 2.2.7.1.1 Demanda de corte de columna

Para CALTRANS (2013. p.35), la demanda de cizalladura de la columna y la demanda de corte transferida a los componentes adyacentes será la fuerza de corte asociada con el momento de la columna de sobre resistencia  $M_o^{col}$ . El diseñador deberá considerar todas las posibles ubicaciones de las rotulas plásticas para asegurar que se haya determinado la máxima demanda de corte posible.

## 2.2.7.1.2 Demanda de corte para miembros con capacidad protegida

Para CALTRANS (2013. p.35), la demanda de corte para miembros protegidos de capacidad esencialmente elástica se determinará por la distribución de los momentos de sobre refuerzo y el corte asociado cuando el marco o la estructura alcanza su estado límite de contracción.

#### 2.2.9. No linealidad del material.

## 2.2.9.1. Acero de refuerzo en estructuras de concreto

Según estudios de la Universidad Nacional Autónoma de México. (p.16), el acero de refuerzo es un material que posee una gran resistencia a la tensión, cualidad por la cual se usa para resistir principalmente los esfuerzos de tensión que se inducen en los elementos estructurales de concreto reforzado por las acciones de diseño. Además, cuando los esfuerzos de compresión actuantes son grandes, comúnmente se usa refuerzo longitudinal a compresión que trabaja en conjunto con el concreto para resistirlas, aunque para tal finalidad el refuerzo debe estar debidamente restringido contra pandeo.

En general la curva esfuerzo-deformación a tensión está formada por tres ramas: rama elástica lineal, rama o planicie de posfluencia y la rama de endurecimiento por deformación, tal como se muestra en la fig.2.10.

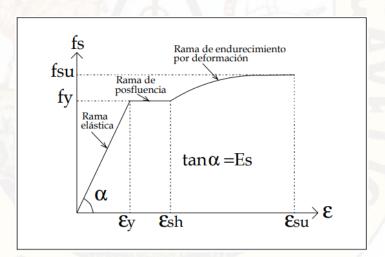


Figura N°2.2.9.1.1 Curva completa esfuerzo-deformación del acero sometido a tensión.

#### 2.2.9.2.1 Modelo de Park

Para Moran (2009, p.134), el modelo de Park, ilustrado en la figura 2.2.9.2.1.1, define los valores más importantes de la curva esfuerzo-deformación del acero a través de ecuaciones sencillas que se describen a continuación.

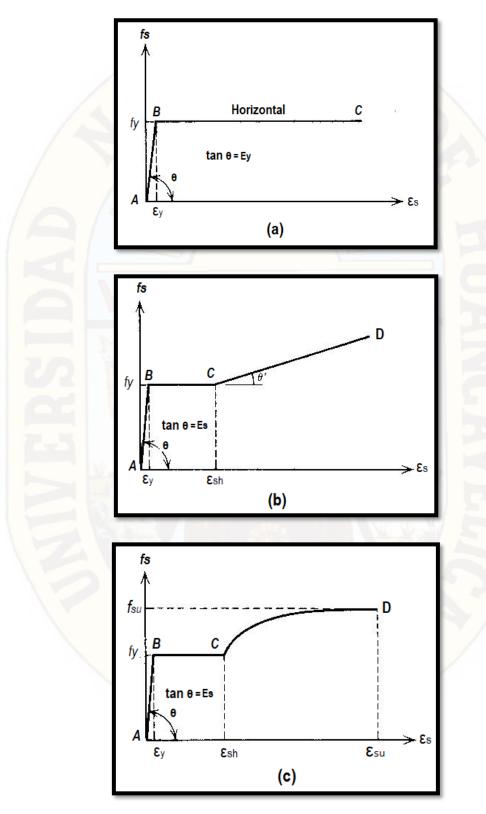


Figura N°2.2.9.2.1.1 Idealizaciones de la curva esfuerzo deformación para el acero en tensión o compresión. (a) Aproximación elástica perfectamente plástica (b) aproximación trilineal (c) curva completa. (Tomada de Park y Paulay, 1997).

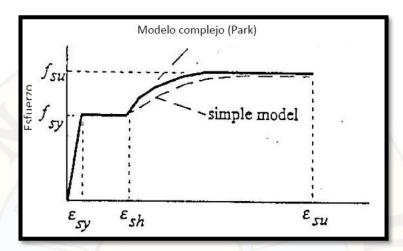


Figura N°2.2.9.2.1.2 Modelo de Park del acero.

Donde:

ε<sub>s</sub> = Deformación del acero

f<sub>s</sub> = esfuerzo en el acero (ksi).

ε<sub>sy</sub> = deformación de fluencia del acero.

f<sub>sy</sub> = esfuerzo de fluencia del acero (ksi).

ES = Módulo de elasticidad del acero (ksi).

 $\varepsilon_{sh}$  = deformación del acero en el inicio del endurecimiento por deformación.

 $\varepsilon_{su}$  = deformación última del acero.

f<sub>su</sub> = esfuerzo último del acero (ksi).

#### 2.2.9.2. Modelos de esfuerzo-deformación del concreto

Para CHANG TOKUSHIMAEI (2015, p14), el comportamiento del concreto toma principal importancia bajo esfuerzos de compresión, ya que bajo solicitaciones de tracción su capacidad es considerablemente menor, dentro del orden de 10% de su capacidad en compresión.

#### Concreto no confinado

Para la UNAM (p.2), el concreto no confinado, es un material que se comporta de forma adecuada a la compresión, pero débil en tensión, para el concreto simple o

no confinado, es importante conocer su curva esfuerzo-deformación, esta curva esfuerzo-deformación tiene como características generales que en su rama inicial es relativamente lineal aproximadamente hasta la mitad de la resistencia máxima a compresión, después de que se supera esta primera rama, la curva tiende a hacerse horizontal hasta alcanzar su resistencia máxima

#### Concreto confinado

Para la UNAM (p.6), la combinación de concreto simple con acero de refuerzo constituye lo que se llama concreto reforzado o armado. El confinamiento del concreto lo proporciona el refuerzo transversal que rodea al núcleo de una sección, aunque en la práctica es difícil encontrar concreto no confinado se considera así si no se cumple con las separaciones máximas estipuladas para los estribos de acero.

El grado de confinamiento es función de la cantidad acero transversal, puesto que incrementa sustancialmente la resistencia a la compresión y la capacidad de deformación del concreto.

## 2.2.9.2.1. Modelo de Mander

Para CHANG TOKUSHIMAEI (2015, p17), el modelo de esfuerzo-deformación de Mander, propuesto en 1988, representa el comportamiento del concreto ante cargas axiales de compresión, y considera el efecto de la cuantía y disposición del refuerzo de confinamiento. La ley constitutiva propuesta por Mander expresa el comportamiento del concreto mediante una única expresión continua, que puede considerar el efecto de historia de cargas tanto cíclicas como monotónicas.

Para Morán Castillo (2009. p,112), inicialmente, el Modelo de Mander fue desarrollado para estudiar miembros de hormigón con refuerzo transversal en espiral. Este modelo se basa en el desarrollo de un nivel de confinamiento constante debido a la fluencia en el acero de refuerzo.

El modelo de Mander está definido por la curva de la figura 2.2.9.2.1.1 y las siguientes ecuaciones:

$$f_c = \frac{f'_{cc}xr}{r-1+x^r}$$

Donde:

$$f'_{cc} = f'_{c} \left( 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94f'_{l}}{f'_{c}}} - \frac{2f'_{l}}{f'_{c}} - 1.254 \right)$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}}$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.002 \left[ 1 + 5 \left( \frac{f'cc}{f'c} - 1 \right) \right]$$

$$r = \frac{E_C}{E_C - E_{sec}}$$

$$E_c = 5000 \sqrt{f'_c} \qquad (MPa)$$

$$E_c = 60000 \sqrt{f'_c} \qquad (psi)$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}}$$

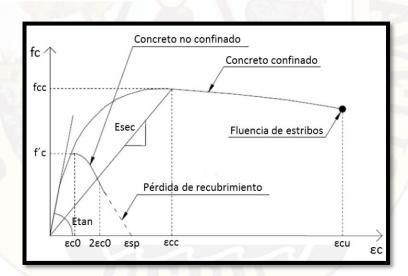


Figura N°2.2.9.2.1.1 Modelo de Mander para el concreto en compresión.

## 2.2.10. No linealidad Geométrica

La no linealidad geométrica se debe a los grandes desplazamientos que pueden tener las estructuras.

# 2.2.10.1. Longitud de Plastificación

Para Trujillo Ospina (2012, p.51), el tramo de elemento estructural sometido a flexión equivalente de la articulación plástica, generándose una rotación que es independiente a la flexión pura del elemento, se llama longitud de plastificación. Las variables que influyen en la determinación de la longitud de plastificación son el tipo de acero empleado como refuerzo longitudinal, la longitud crítica al punto de inflexión, el efecto del esfuerzo cortante, el deslizamiento por adherencia y la carga axial en los elementos sometidos a esfuerzos de flexo compresión.

Algunos autores (Priestley et al, 2007) han propuesto una ecuación que depende directamente de la relación entre la resistencia última  $f_u$  y la resistencia de fluencia  $f_y$  del acero como tal y de las características mecánicas del acero que se adhiere a la cimentación desde el elemento estructural, definiendo la longitud  $L_{sp}$ .

$$L_p = 0.2 \left(\frac{f_u}{f_y} - 1\right) H + L_{sp}$$

$$L_{sp}=0.022f_{ye}d_{bl}$$
 para  $f_{ye}$  en MPa;  $L_p=0.15f_{ye}d_{bl}$  para  $f_{ye}$  en ksi

Donde  $f_{ye}$  es la resistencia a la fluencia del acero a tracción en la cimentación y  $d_{bl}$  es el diámetro de la barra que está a tracción.

No obstante, lo anterior, existe una simplificación a esta ecuación para definir la longitud de plastificación. La primera parte de esta ecuación simplificada es la relación geométrica lineal tomada como el 8% de la altura de la columna en términos de la relación de resistencias de los materiales y la segunda corresponde a la longitud de fluencia del acero dentro de la cimentación y el deslizamiento por adherencia de la barra:

$$L_p = 0.08 H + 0.022 f_{ye} d_{bl} \geq 0.044 \, f_{ye} d_{bl}$$
 en MPa

$$L_p = 0.08H + 0.15 f_{ye} d_{bl} \geq 0.3 f_{ye} d_{bl}$$
 en ksi

## 2.2.10.2. Efectos P-delta

Según SkyCiv Ingeniería de Software Online, el análisis P-Delta es un tipo de análisis que es particularmente importante para el desplazamiento lateralmente las estructuras que experimentan una carga de gravedad. Una estructura deformada puede encontrar momentos secundarios significativos porque los extremos de los miembros han cambiado de posición. Para ilustrar este, considere el ejemplo de columna en voladizo simple que se muestra a continuación:

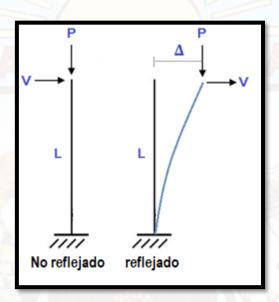


Figura N°2.2.10.2.1 efectos P-delta

En este ejemplo, una columna de longitud L está encontrando una carga axial (PAG) y una carga lateral (V). En un análisis estático lineal estándar queremos calcular la desviación lateral ( $\Delta$ ) como:

$$\Delta = \frac{ML^2}{3EI} = \frac{V\,L^3}{3EI} \text{ since M=VL}$$

Nótese que, en el caso de un análisis estático lineal de la desviación lateral,  $\Delta$ , depende de la carga lateral (V). sin embargo, si la columna está encontrando una carga axial (PAG), entonces no desviaría la columna aún más? Esto es evidente porque la carga axial induciría un momento secundario con un valor de  $P \times \Delta$ . Para ilustrar este, vamos a resumir los momentos sobre la base de la columna:

$$\sum M = (V \times L) + (P \times \Delta) = VL + P\Delta$$

Realmente, la desviación estaría más cerca de:

$$\Delta_{new} = \frac{ML^2}{3EI} = \frac{(VL + P\Delta)L^2}{3EI} = \frac{VL^3}{3EI} + \frac{P\Delta L^2}{3EI}$$

Podemos ver que, en comparación con el valor de deflexión originales, existe un término adicional a la derecha en términos de P y  $\Delta$ . Si P o  $\Delta$  son valores significantes, el análisis estático lineal estándar se subestima la desviación de la columna. Debería ser obvio ahora que un análisis P-Delta se nombra por el momento secundaria PAG $\Delta$ . Por lo tanto, efectos P-Delta son causados por no linealidad geométrica. Por esta razón, un Análisis de P-Delta a menudo se llama una Análisis no lineal.

# 2.2.10.3. Efectos que toma en cuenta un análisis no lineal

Para Fema 440 (2005, p.35) los análisis no lineales toman en cuenta la degradación de la resistencia y rigidez, disipación de energía y efectos P-delta.

## a) Deterioro

El deterioro es la degradación de resistencia y rigidez en las características de respuesta de un componente y son las causantes del daño. Ocurre bajo cargas monotónicas y se acelera bajo cargas cíclicas. Los resultados experimentales muestran una clara dependencia sobre los parámetros de deterioro. El deterioro se observa a través de modelos histéricos.

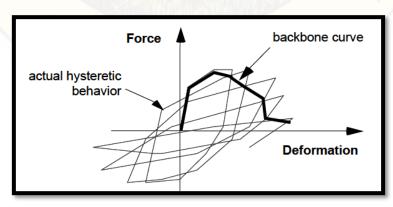


Figura N°2.2.10.3.1 Comportamiento Histérico.

Para Ramírez, Martínez (2002, p.648,649) la propuesta que se hace tiene su base en el comportamiento histérico del concreto confinado, para ello es útil recordar su comportamiento. La relación típica carga - desplazamiento de un elemento de concreto reforzado, cargado cíclicamente se muestra en la figura 2.2.10.3.2, al respecto se puede observar el siguiente: en el primer ciclo de carga muestra los cambios apreciables de rigidez en el punto de agrietamiento y de fluencia; cuando un ciclo de carga se repite al mismo nivel de desplazamiento máximo, previamente alcanzado, la rigidez de carga en el segundo ciclo resulta significativamente menor que en el primer ciclo, aun cuando las resistencias pico son casi idénticas, la rigidez promedio de pico a pico en un ciclo completo disminuye. El concreto reforzado pierde rigidez a un ritmo muy acelerado debido a las propiedades frágiles del concreto. En la figura 2.2.10.3.3, se muestra una relación típica carga- deformación de los elementos de concreto confinado, en ésta se observa que la perdida de rigidez no es tan acelerada, se mantiene a un nivel casi constante la resistencia pico, la disipación de energía es mayor a la del concreto sin confinamiento, esto es debido a que la resistencia y la capacidad de deformación es mayor en el concreto confinado.

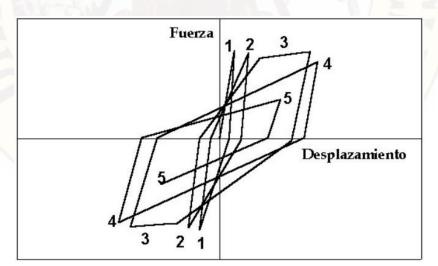


Figura N°2.2.10.3.2 Respuesta cíclica del concreto reforzado

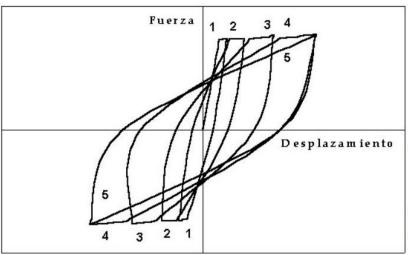


Figura N° 2.2.10.3.3 Respuesta cíclica del concreto reforzado

# 2.2.10.4. Diagramas de Interacción

Para Morán Castillo (2009, p.155), los diagramas de interacción son la mejor forma de ilustrar el comportamiento de las columnas de acuerdo a las combinaciones de Pn y Mn en el intervalo completo de excentricidades desde cero hasta el infinito, definiendo de esta manera la carga y el momento de falla para determinada columna. Para cualquier excentricidad existe un solo par de Pn y Mn que producirán un estado inminente de falla y este par de valores puede dibujarse como un punto del diagrama, los demás puntos de la curva pueden ser calculados como el anterior partiendo de una serie de fórmulas que siguen un proceso y que se encuentran el cualquier texto de diseño de estructuras de hormigón.

En este diagrama, cualquier línea radial representa una excentricidad particular e=M/P, como se muestra en la figura 2.2.10.4.1 el eje vertical corresponde a e = 0 y P0 es la capacidad de la columna para carga concéntrica. El eje horizontal corresponde a un valor infinito de "e", es decir, flexión pura con una capacidad a momento de M0. Las excentricidades pequeñas producirán falla regida por compresión de concreto, mientras que las grandes llevarán a una falla iniciada por la fluencia del acero a tensión.

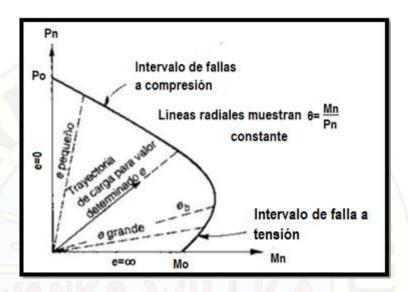


Figura N°2.2.10.4.1 Diagrama de interacción para la resistencia nominal de una columna sometida a flexión y carga axial combinadas. (Tomado de Nilson, 1999).

## 2.2.10.5. Relaciones Momento-Curvatura

Para Morán Castillo (2009, p.157), el comportamiento de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión puede comprenderse de manera más clara mediante el uso de las gráficas que relacionan el momento flexionante resistente en una sección con la curvatura correspondiente. La relación momento-curvatura depende principalmente del momento último, en el cual aparte de en la fluencia, se analizan las características de carga y deformación de los miembros a flexión.

La relación momento-curvatura de una sección de hormigón armado se obtiene a partir de los modelos del hormigón y del acero, además depende de la geometría y refuerzo longitudinal y transversal. Este diagrama es la base para definir un modelo histerético para el análisis no lineal.

## 2.2.10.5.1. Curvatura de un miembro

Para Morán Castillo (2009, p.158,159), la curvatura de un elemento se define como la rotación por longitud unitaria del miembro y está dada por el símbolo  $\varphi$ . La figura 2.2.10.5.1.1. muestra un pequeño fragmento de un elemento con momentos de extremos y fuerzas axiales iguales. Su radio de curvatura R se mide hasta el eje neutro y junto a la profundidad del eje neutro kd, la

deformación del concreto en la fibra extrema a compresión £c y la deformación del acero a tensión £s, varían a lo largo del miembro debido a que entre las grietas el concreto toma cierta tensión. Considerando la longitud del miembro dx, las siguientes relaciones proporcionan la rotación entre los extremos del elemento.

$$\frac{dx}{R} = \frac{\varepsilon_c dx}{kd} = \frac{\varepsilon_s dx}{d(1-k)}$$
$$\therefore \frac{1}{R} = \frac{\varepsilon_c}{kd} = \frac{\varepsilon_s}{d(1-k)}$$

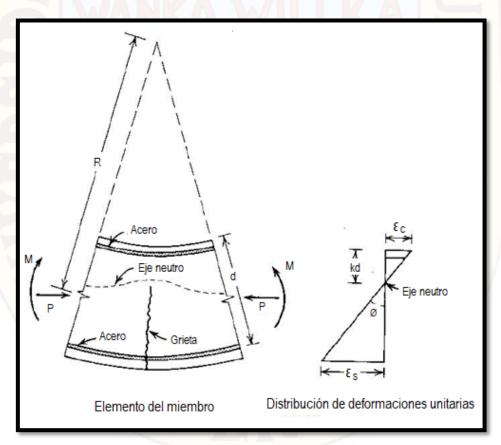


Figura N°2.2.10.5.1.1 Deformación de un miembro a flexión. (Tomada de Park y Paulay 1997)

#### 2.2.10.5.2. Análisis de Momento-Curvatura de la Columna

Para Aviram, Mackie, Stojadinović (2008, sección 2.5.3) el análisis de una columna se calculará mediante el análisis de momento curvatura (M-φ) basado en las propiedades esperadas del material, para estimar la capacidad de momento plástico

de la sección transversal de un miembro, se prefiere un modelo bilineal que comprenda el endurecimiento por deformación de acero (véase la figura 2.2.10.5.2.1)

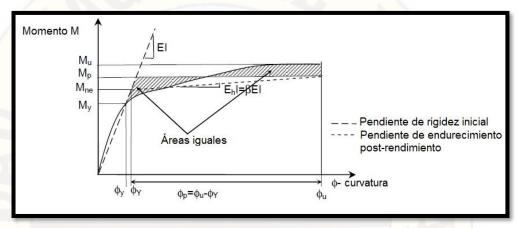


Figura N°2.2.10.5.2.1 Relación momento-curvatura

## 2.2.11. Análisis estático no lineal Pushover.

Para Aviram, Mackie, Stojadinović (2008, p.65), el análisis Pushover es un procedimiento no lineal estático en el que la magnitud de la carga estructural se incrementa de acuerdo con un patrón de carga de referencia predefinido. Con el aumento de la magnitud de la carga, se determinan los eslabones débiles y los modos de fallo de la estructura de puente.

Para R. Ugel, R. Herrera (p.2), es una herramienta frecuentemente usada para evaluar el comportamiento de las estructuras frente a cargas horizontales, esta herramienta numérica consiste en aplicar una carga horizontal a la estructura, de acuerdo a un patrón de fuerzas determinado e ir incrementando su valor hasta que se considere que la estructura ha colapsado, la relación entre el cortante en la base y el desplazamiento en el techo es la curva de capacidad.

Para Aviram, Mackie, Stojadinović (2008, p.66), el objetivo del análisis Pushover estático es evaluar la fuerza total, Típicamente medido a través de la cortante de la base Vb, rendimiento y desplazamiento máximo δY y δu, así como la capacidad de ductilidad μc de la estructura del puente. Dado que el objetivo es capturar el comportamiento real de la estructura, el análisis Pushover se realiza utilizando las propiedades de material esperadas de los miembros modelados. El análisis

Pushover puede examinar la secuencia de estados límite, la formación de rótulas plásticas, y la redistribución de fuerzas a lo largo de la estructura, con el incremento de las cargas laterales o la de los desplazamientos de demanda. La curva Pushover (fuerza vs. deformación) del puente también permite identificar cualquier comportamiento de ablandamiento de toda la estructura debido a la degradación de la resistencia del material o efectos  $P-\Delta$ .

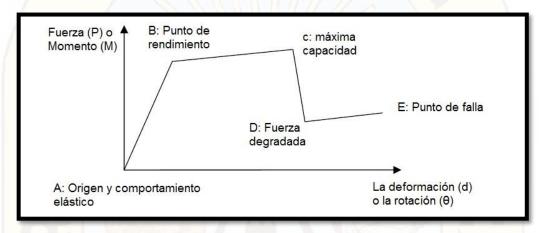


Figura N°2.2.11.1 Relación de la deformación de la fuerza (P- d) o momento-rotación (M-θ) rótula Pushover.

I. Dzolev, D. Ladjinovic, A. Raseta y A. Radujkovic, (2014, p.117), los modelos utilizados para el análisis de puentes dúctiles deben incluir la resistencia a la fluencia de los miembros dúctiles y la rama monotónica posterior al rendimiento a partir de entonces. Un mecanismo dúctil muestra una importante degradación de la resistencia al aproximarse a la deformación final de la carga cíclica. Sin embargo, las demandas de deformación de los miembros dúctiles, debido a las acciones sísmicas, deberían ser mucho menores que la deformación final. El desplazamiento del objetivo se define como la demanda sísmica determinada a partir del espectro de respuesta elástico, mediante el desplazamiento del sistema equivalente con un solo grado de libertad.

#### 2.2.11.1. MÉTODOS PARA EL ANÁLISIS PUSHOVER.

## 2.2.11.1.1. Método del Espectro de Capacidad.

Para Vargas Bejarano (2017, p.28), es un método descrito en el ATC-40 y el FEMA 358 en el cual el desplazamiento inelástico se halla con parámetros de ductilidad. Es un procedimiento de linealización equivalente en cual se debe

determinar la respuesta no lineal a través de un "sistema lineal equivalente" con un periodo efectivo (T efectivo) y un amortiguamiento efectivo (B efectivo).

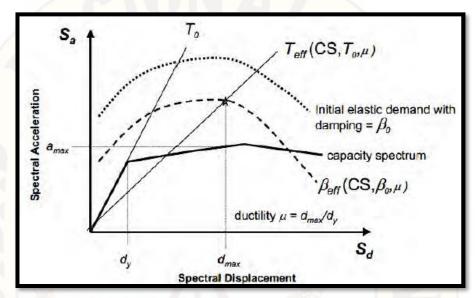


Figura N°2.2.11.1.1.1 El desplazamiento objetivo se halla con un T efectivo y B efectivo

Para Pinto Rodríguez (2012, p.49-51), para poder usar el MEC, es necesario convertir la curva de capacidad en la parte superior de la columna (para el caso de puentes), la misma que se encuentra en términos de cortante basal y desplazamiento, al que es llamado espectro de capacidad (ver figura 2.2.11.1.1.2), el cual es una representación de la curva de capacidad en el formato de Espectro de Respuesta Aceleración – Desplazamiento (ERAD) (Sa vs. Sd), según ATC-40. Las ecuaciones que se requieren para hacer las transformaciones son:

$$FP_1 = \left[ \frac{\sum_{i=1}^{N} (m_i \phi_{i1})}{\sum_{i=1}^{N} (m_i \phi_{i1}^2)} \right]$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^{N} (m_i \phi_{i1})\right]^2}{\left[\sum_{i=1}^{N} m_i\right] \left[\sum_{i=1}^{N} (m_i \phi_{i1})^2\right]}$$

donde:

FP1 = Factor de participación modal de masas para el primer modo.

mi = Masa asignada al nivel i.

 $\alpha$ 1 = Coeficiente modal de masa para el primer modo.

Øi1 = Amplitud del primer modo en el nivel i.

N = Nivel más alto en la estructura.

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1}$$

$$S_d = \frac{\Delta_{sup}}{PF_1 \phi_{sup,1}}$$

donde:

V = Cortante basal

W = Peso de la estructura

Δsup = Desplazamiento en la parte superior de la columna (en puentes)

Sa = Aceleración espectral

Sd = Desplazamiento espectral

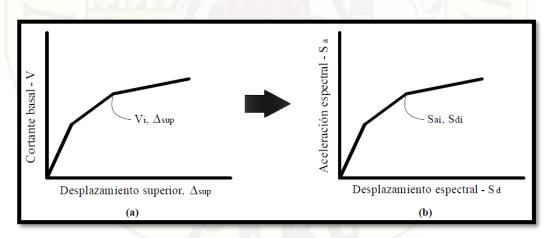


Figura N°2.2.11.1.1.2 (a) Curva de capacidad (curva pushover) y (b) Espectro de capacidad

Después de la conversión, es necesario comparar la demanda sísmica con la capacidad que tiene el puente, es decir se tiene que comparar el espectro de respuesta con el espectro de capacidad obtenido del análisis estático no lineal, en el formato Sa vs Sd (ver figura 2.2.11.1.1.3.).

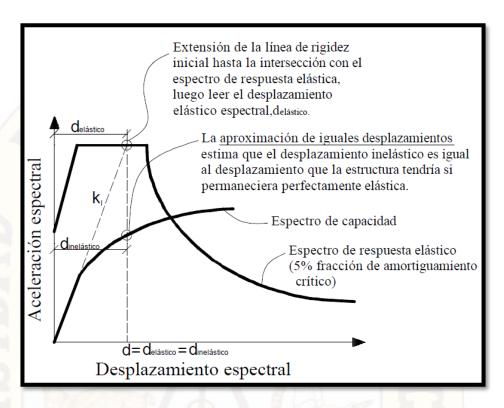


Figura N°2.2.11.1.1.3 Aproximación de iguales desplazamientos

Es necesario que la curva de capacidad tenga una forma bilineal, para poder compararla con la curva de demanda, e identificar fácilmente el punto de fluencia y poder encontrar la ductilidad del sistema. Luego, a través de factores de reducción (por ejemplo: u, R\*), se reduce la demanda elástica para considerar la demanda inelástica. Además, se necesita ubicar el punto de desempeño (ver figura 2.2.11.1.1.4.), el cual indica la capacidad que tiene la estructura para soportar cierto sismo (demanda).

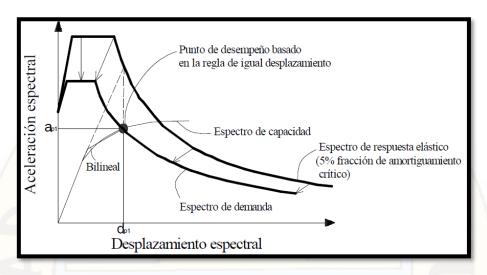


Figura N°2.2.11.1.1.4 Espectro de demanda, espectro de capacidad y punto de desempeño.

#### 2.2.11.2. Patrón de fuerzas.

En CSIBRIDGE se puede ejecutar más de un caso de carga Pushover en el mismo análisis o un caso de carga Pushover puede comenzar desde las condiciones finales de otro caso de carga Pushover, previamente ejecutado en la misma sesión. Se especifican los casos de carga laterales Pushover realizados sobre la estructura del puente para comenzar desde las condiciones finales de la gravedad Pushover, donde la carga muerta de la superestructura del puente se aplica completamente.

Ady Aviram, Kevin R. Mackie, Božidar Stojadinović (2008, p.67), si se utiliza un patrón de fuerza definido por el usuario para la estructura del puente, se definirá un caso de carga estática separado en cada dirección de análisis, donde la fuerza total del Pushover o el cortante de la base se distribuirá entre los nodos superiores de la columna y los extremos de la superestructura en el extremo de la conexión con los apoyos, de acuerdo con la masa de traslación tributaria asignada a cada nodo, mientras que la masa tributaria de cada parte superior de la columna se determinará sobre la base de la longitud tributaria de la superestructura y la mitad de la altura de la columna.

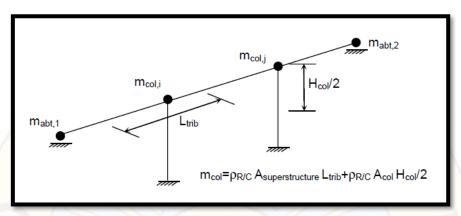


Figura N°2.2.11.2.1 Masa tributaria.

## Donde:

Masa del concreto armado por área de la superestructura (ρR / C Asuperstructure).

Longitud tributaria (Ltrib).

Área de columna (Acol).

Altura libre de columna pilar (Hcol).

Ady Aviram, Kevin R. Mackie, Božidar Stojadinović (2008, p.69), el patrón de fuerza definido por el usuario para el análisis Pushover se basará en la relación de la masa tributaria en cada punto a la masa total del puente de la siguiente manera: Fi = mi /  $\Sigma$ mi, donde  $m_i$  es la masa tributaria en el pilar o el nodo superior de la columna.

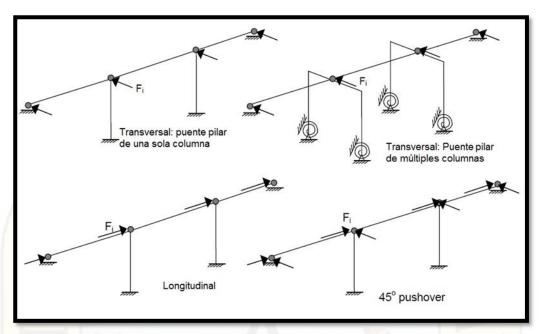


Figura N°2.2.11.2.2 Patrón de fuerza para el análisis de Pushover.

El análisis Pushover simula fuerzas de inercia a través de la aplicación de fuerzas nodales estáticas en la parte superior de la columna o en los extremos de la superestructura. El patrón de carga presentado anteriormente para la dirección transversal toma en consideración la distribución de la masa de traslación a lo largo del puente. Sin embargo, la masa rotacional de la superestructura no se considera en el análisis.

En el caso de puentes curvados de una sola columna o de puentes no estándar con inclinación significativa, la masa de rotación podría desempeñar un papel importante en las condiciones de demanda. La masa rotacional podría ser modelada para aquellos puentes especiales con un par distribuido aplicado a los elementos de la superestructura.

#### 2.2.11.3. Verificación de la Curva Pushover

Al final de la fase de análisis, se obtiene la curva de Pushover (véase la figura 2.2.11.3.1), donde se determina la capacidad total de cortante y desplazamiento de la base del puente. Debe realizarse una rápida comprobación de los valores del cortante de la base para verificar los resultados del análisis de Pushover de acuerdo con el número y la capacidad

de las rótulas plásticas que se espera formen en cada dirección de carga, la altura libre de las curvaturas de las columnas, y las curvas de la columna del pilar estimadas. Además de la curva Pushover, la secuencia de formación de rotulas también se puede obtener en CSIBRIDGE mostrando la deformación paso a paso, donde las rótulas aparecerán cuando se producen la demanda de rotación.

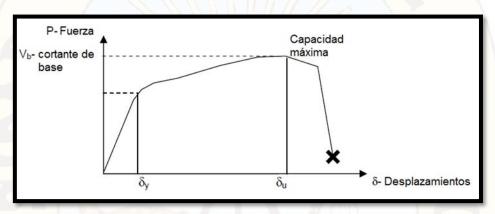


Figura N°2.2.11.3.1 Curva típica de Pushover.

La curva del espectro de capacidad también se puede obtener en CSIBRIDGE. La magnitud del Terremoto y la información de amortiguación pueden modificarse de forma interactiva. El punto de rendimiento para un conjunto dado de valores se define por la intersección de la curva de capacidad y la curva de espectro de demanda única. También es posible registrar las curvas de capacidad y demanda y convertir la curva Pushover en formato de espectro de respuesta aceleración-desplazamiento (conocido como formato ADRS, ver páginas 8-12 en ATC-40).

Pinto Rodríguez (2012, p.49), los procedimientos simplificados de análisis usando métodos Pushover, tal como el MEC (método del espectro de capacidad), requieren la determinación de tres elementos primarios: capacidad, demanda (desplazamiento) y desempeño. A continuación, se describe de forma breve cada uno de estos elementos:

**Capacidad:** La capacidad global de una estructura depende de la fuerza y la capacidad de deformación de los componentes individuales de la estructura. Para determinar la capacidad después del límite elástico, se requieren algunas

formas de análisis no lineal, tal como el procedimiento Pushover. Este procedimiento usa una serie secuencial de análisis elásticos superpuestos, para aproximar un diagrama de capacidad (fuerza - desplazamiento) de toda la estructura. El modelo matemático de la estructura se modifica para tomar en cuenta la resistencia reducida de los componentes que se encuentran fluyendo.

Una distribución de fuerza lateral es nuevamente aplicada hasta adicionar componentes al intervalo inelástico (después de la fluencia). Este procedimiento es repetido hasta que la estructura empieza a ser inestable o hasta que un límite predeterminado sea alcanzado. Algunos programas como el SAP2000, permiten realizar modelos en 3D y pueden crear directamente la curva Pushover. La cual aproxima el comportamiento de la estructura después de que ésta ha excedido el límite elástico.

Demanda (desplazamiento): Los movimientos del terreno durante un sismo producen complejos modelos de desplazamientos horizontales en estructuras, que quizás varíen con el tiempo. Rastrear este movimiento en cada paso de tiempo para determinar los requerimientos de diseño estructural es poco práctico. Para los métodos estáticos no lineales es más directo el uso de un conjunto de desplazamientos laterales como una condición de diseño para una estructura y movimiento de terreno dados. La demanda de desplazamiento es una estimación de la respuesta máxima esperada del puente durante el movimiento del terreno.

**Desempeño:** Una vez definidas las curvas de capacidad y demanda, puede revisarse el desempeño del puente. Una revisión del desempeño verifica que los componentes estructurales y no estructurales no hayan sido dañados más allá de los límites aceptables del objetivo de desempeño, para las fuerzas y desplazamientos implicados por la demanda de desplazamiento.

## 2.2.12. Análisis dinámico-análisis histórico del tiempo (THA).

El análisis de historia en el tiempo toma en cuenta las no linealidades o degradación de resistencia de los diferentes elementos del puente (pilares, estribos, etc.). La

carga en un análisis de historia en el tiempo es el desplazamiento de la cimentación o la aceleración del suelo; los desplazamientos de diseño no son establecidos usando un desplazamiento objetivo, pero en su lugar son determinados directamente a través del análisis dinámico usando archivos de Acelerograma. Las fuerzas inerciales son producidas en la estructura cuando ésta se deforma debido al movimiento del terreno.

$$[M]{\ddot{u}} + [C]{\dot{u}} + [K]{u} = -[M][r]{u_g}.....2.2.12.1$$

Donde:

[M] = matriz de masas

[C] = matriz de amortiguamiento

[K] = matriz de rigidez

[r] = matriz de cargas aplicadas

 $\{\ddot{x}\}$  = matriz de la aceleracion

 $\{\dot{x}\} = matriz de la velocidad$ 

 ${x} = matriz del desplazamiento$ 

De acuerdo con lo recomendado por muchos autores (Aviram et al., 2008; Priestley et al., 2007, Eurocode 8), el análisis de historia en el tiempo se debe realizar usando diferentes Acelerograma, aplicados en diferentes direcciones para asegurar que todos los modos significativos sean excitados y la dirección del sismo crítico sea capturada, produciendo la respuesta máxima y una buena estimación de la demanda sísmica en la estructura. Durante el análisis, la capacidad de la componente principal del puente se evalúa como una función del tiempo, basada en el comportamiento no lineal, determinado para los elementos y materiales (Aviram et al., 2008).

#### 2.2.12.1. Finalidad del procedimiento THA.

Según Ady Aviram, Kevin R. Mackie, Božidar Stojadinović (2008, p.78), debido a las limitaciones del procedimiento de análisis del espectro de respuesta para

aproximar la respuesta dinámica no lineal de un sistema tridimensional complejo de puentes estructurales, se recomienda en primer lugar el análisis no lineal de la historia del tiempo.

El análisis de la historia del tiempo no lineal también permite determinar el efecto de los dispositivos de disipación de energía añadidos en los sistemas estructurales.

La carga en un análisis de la historia del tiempo es el desplazamiento de la fundación o el movimiento del suelo aceleración, no cargas aplicadas externamente en las juntas o miembros de la estructura. Los desplazamientos de diseño no se establecen usando un desplazamiento objetivo, sino que se determinan directamente a través del análisis dinámico utilizando conjuntos de registros de movimientos en el suelo.

Por lo tanto, para todos los tipos de puentes, el análisis del historial de tiempo debe realizarse usando varios movimientos de terremotos diferentes en varios ángulos de entrada para asegurar que todos los modos significativos son excitados y la dirección crítica del terremoto es capturada produciendo la respuesta de pico y estimando con precisión la demanda sísmica sobre la estructura.

Durante el análisis, se evalúa la capacidad de los componentes del puente principal en función del tiempo, en función del comportamiento no lineal determinado para los elementos y materiales. Esta evaluación se lleva a cabo para varios movimientos de tierra de entrada aplicados a diferentes ángulos, y la respuesta de la estructura se registra en cada paso de tiempo.

#### 2.2.12.2. Métodos de Solución.

#### 2.2.12.2.1 Familia de métodos de Newmark

La familia de métodos de integración en un solo paso de Newmark (Newmark 1959) se ha aplicado comúnmente al análisis dinámico de muchas estructuras de ingeniería prácticas bajo carga explosiva y sísmica. Además, ha sido modificado y mejorado por muchos otros investigadores. Un gran número de

diferentes métodos de integración numérica son posibles simplemente especificando diferentes parámetros de integración para el método de Newmark. Algunos de los métodos de integración más comúnmente utilizados se resumen en la siguiente tabla (Wilson 1998).

método	γ	β	δ	Estabilidad	Exactitud
Diferencia Central	0.5	0	JE //	Condicional (Δt/Tmin<0.3183)	Excelente (Δt pequeño)
Aceleración lineal	0.5	0.167	-	Condicional (Δt/Tmin<0.5513)	Muy bueno (Δt pequeño)
Promedio Aceleración	0.5	0.25	WI	Incondicional (Δt/Tmin=∞)	Buena (Δt pequeño), sin disipación numérica de energía
Promedio modificado Aceleración	0.5	0.25	ΔΤ/π	Incondi <mark>cional</mark> (Δt/Tmin=∞)	Buena (Δt pequeño), disipación numérica de energía (Δt grande)

Tabla N°2.2.12.2.1.1 métodos de integración

El método de aceleración constante (constante) es el método más robusto para el análisis dinámico paso a paso de grandes sistemas estructurales complejos en los que existe un gran número de períodos cortos, debido a la estabilidad incondicional del algoritmo. Se introdujo el método de aceleración media modificada para reducir los errores numéricos y amortiguar la oscilación indefinida de las formas de modo de período corto producidas en el método de aceleración media durante el procedimiento de solución. El método modificado introduce un factor  $\delta$  (deflexión) para aumentar la amortiguación proporcional de rigidez de corto plazo y disipar numéricamente la energía de la oscilación de estructura; Sin embargo, también genera un error mínimo en la respuesta de largo plazo.

El uso directo de las series de Taylor provee un riguroso enfoque para obtener las siguientes dos ecuaciones adicionales:

$$u_t = u_{t-\Delta t} + \Delta t \dot{u}_{t-\Delta t} + \frac{\Delta t^2}{2} \ddot{u}_{t-\Delta t} + \frac{\Delta t^3}{6} \ddot{u}_{t-\Delta t} + \dots$$
$$\dot{u}_t = \dot{u}_{t-\Delta t} + \Delta t \ddot{u}_{t-\Delta t} + \frac{\Delta t^2}{2} \ddot{u}_{t-\Delta t} + \dots$$

Newmark truncó estas ecuaciones y las expresó de la siguiente forma:

$$u_t = u_{t-\Delta t} + \Delta t \dot{u}_{t-\Delta t} + \frac{\Delta t^2}{2} \, \ddot{u}_{t-\Delta t} + \beta \Delta t^3 \ddot{u}$$

$$\dot{u}_t = \dot{u}_{t-\Lambda t} + \Delta t \ddot{u}_{t-\Lambda t} + \gamma \Delta t^2 \ddot{u}$$

donde β y γ, son parámetros de integración, los cuales dependerán del método elegido (ver tabla 2.2.12.2.1.1).

Si suponemos que la aceleración es lineal con el paso del tiempo. Se puede escribir la siguiente ecuación:

$$\ddot{u} = \frac{(\ddot{u}_t - \ddot{u}_{t-\Delta t})}{\Delta t}$$

Sustituyendo las ecuaciones, se muestran a continuación las fórmulas de Newmark en su forma convencional:

$$\begin{split} u_t &= u_{t-\Delta t} + \Delta t \dot{u}_{t-\Delta t} + (\frac{1}{2} - \beta) \Delta t^2 \ddot{u}_{t-\Delta t} + \beta \Delta t^2 \ddot{u}_t \\ \\ \dot{u}_t &= \dot{u}_{t-\Delta t} + (1 - \gamma) \Delta t \ddot{u}_{t-\Delta t} + \gamma \Delta t \ddot{u}_t \end{split}$$

Newmark resolvió las ecuaciones por iteración para cada paso de tiempo, en cada grado de libertad de desplazamiento del sistema estructural.

#### 2.2.12.3. Caracterización del movimiento en tierra

Para el análisis de estructuras, la selección de conjuntos de historias de aceleración, actualmente realizado de acuerdo con las recomendaciones de la Sección 2.6.2 de FEMA-273 y la Sección 4.4.6 FEMA-350 y la E.030. En el análisis se utilizan un mínimo de tres pares de registros de movimiento en tierra, donde cada movimiento del suelo corresponde al nivel de peligro

apropiado para el objetivo de rendimiento deseado y consta de dos componentes ortogonales del registro. La envolvente de los tres registros se utiliza para calcular la respuesta máxima del puente.

### 2.2.12.3.1. Escalamiento de registros sísmicos

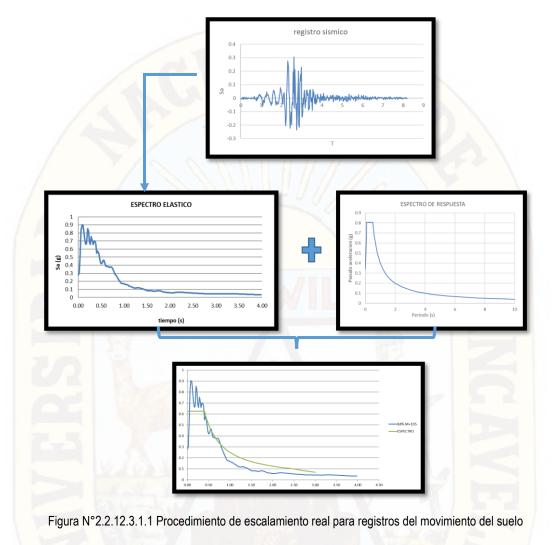
Según Casimiro (2012, p.58) el escalamiento se refiere a la multiplicación de un registro inicial por un factor constante tal que el espectro de respuesta del registro escalado coincida con el espectro de diseño sobre un rango de periodos de interés.

Según el MTC (2016, p.164) a menos que se especifique lo contrario, si no es posible contar con historias de tiempo específicas del sitio de emplazamiento, se deberán utilizar cinco historias de tiempo de espectro compatible. El espectro utilizado para generar estas cinco historias de tiempo deberá ser el mismo utilizado para los métodos modales, tal como se especifica en el Artículo 2.4.3.11.3 (3.10.4 AASHTO) modificado para el perfil de suelo que corresponda.

Según CISMID (2013, p.10), el propósito de esta investigación es la generación de Acelerograma sintéticos que sean compatibles con los espectros de la Norma de Diseño Sismorresistente del MTC 2016 con referencia al Aastho LRFD 2014 vigente en el Perú, para los tipos de suelo establecidos en dicha norma. Adicionalmente, a manera de comparación, se generarán Acelerograma sintéticos compatibles con otros espectros especificados por el International Building Code (IBC - 2009) y con espectros de peligro uniforme obtenidos para el Perú.

En tal sentido, para la generación de Acelerograma sintéticos se utilizarán dos metodologías aceptadas por la práctica de la ingeniería, la primera que consiste en el ajuste espectral al espectro de Fourier y la segunda que consiste en el ajuste espectral al espectro de respuestas.

El procedimiento real para el escalamiento de los registros del movimiento del suelo se resume en la siguiente figura:



### 2.3. Hipótesis

### 2.3.1. Hipótesis General

Los procedimientos no lineales aplicados a los componentes estructurales, en puentes de concreto reforzados, permite conocer el nivel de desempeño en el que se encuentra la estructura.

### 2.3.2. Hipótesis Especifica

- El patrón de carga incremental aplicado a la estructura de puentes de concreto reforzados, permite conocer la capacidad estructural del puente.
- Con el uso de registros sísmicos de aceleraciones es posible conocer el grado de vulnerabilidad en puentes de concreto reforzado.

#### 2.4. Definición de términos.

- a. Colapso: Disminución de la resistencia de una estructura o elemento estructural, por condiciones externas o internas, provocando las incapacidad de su función, pérdida de estabilidad y destrucción.
- b. Análisis no lineal: El análisis no lineal permite a diseñadores e ingenieros analizar de forma rápida y eficaz las tensiones y deformaciones en condiciones generales mientras crean el diseño con el fin de garantizar unos niveles altos de calidad, rendimiento y seguridad.
- c. Ductilidad: La ductilidad es la capacidad que tienen algunos materiales de admitir grandes deformaciones sin perder su resistencia. Todo elemento de hormigón armado, por ejemplo, una está formado por dos materiales: hormigón y armaduras de acero.
- d. Peligro sísmico: El peligro sísmico se cuantifica en términos de los periodos de retorno (o sus inversos, las tasas de excedencia) de intensidades sísmicas relevantes en el comportamiento de las estructuras. La tasa de excedencia de una intensidad sísmica se define como el número medio de veces, por unidad de tiempo, en que el valor de esa intensidad sísmica es excedido.
- e. Demanda sísmica: Es la intensidad efectiva que entra a la estructura teniendo en cuenta los diversos conceptos de comportamiento estructural
- f. Desempeño sísmico: el diseño basado en desempeño sísmico consiste en la selección de esquemas de evaluación apropiado que permiten el dimensionamiento y detalle de los componentes estructurales, no estructurales y contenidos, de manera que, para unos niveles de movimiento de tierra determinados y con ciertos niveles de fiabilidad, los daños en la estructura no deberán superar ciertos estados de limite.
- g. Desplazamiento: Es cuando las posiciones de los puntos respecto a un punto externo al cuerpo han cambiado, pero permanecen estables entre sí.
- h. Rótula plástica: Estado plástico que alcanzan todas las fibras de un elemento estructural al producirse una articulación en la sección transversal del mismo.

- i. Modo de vibración: Un modo de vibración es un patrón o forma característica en el que vibrará un sistema mecánico, la mayoría de los sistemas tienen muchos modos de vibración y es la tarea del análisis modal determinar la forma de esos modos.
- j. Carga Pushover: Definición de patrones de carga lateral incremental, es una carga controlada por las Deformaciones.
- **k. Pilar:** palabra proveniente del Latín pila, es un elemento alargado, normalmente vertical, destinado a recibir cargas (de compresión principalmente) para transmitirlas al terreno mediante la cimentación.
- I. Espectro de respuesta: Un espectro de respuesta es un valor utilizado en los cálculos de ingeniería sísmica, que mide la reacción de una estructura ante la vibración del suelo que la soporta.
- m. Fluencia del concreto: Se trata de deformaciones no instantáneas, es decir que dependen del tiempo. La primera se debe a un gradiente de humedades entre el material y el medio en el que está inmerso, y la segunda es debida a la aplicación de una tensión (o deformación) constante en el tiempo.
- n. Cortante basal: Es la fuerza total sísmica en la base de la estructura.
- o. Desplazamiento espectral: los espectros de respuesta en desplazamiento representan las respuestas máximas de una familia de osciladores cuando son sometidos a una misma excitación o sacudida sísmica, que comúnmente corresponde a un Acelerograma registrado.
- p. Bilineal: Que es lineal y homogéneo a la vez, en relación con dos grupos de variables.
- q. Acelerograma: Un Acelerograma es una representación temporal de la aceleración que experimenta el suelo en un determinado punto durante un terremoto.

# 2.5. Definición Operativa de Variables e Indicadores

OBJETIVO	VARIABLES	INDICADORES
Determinar el estado de la estructura del puente Asillo al considerar procedimientos no	<ul><li>V. INDEPENDIENTE</li><li>Procedimientos no lineales.</li></ul>	<ul> <li>Análisis estático Pushover</li> <li>Análisis dinámico tiempo historia.</li> </ul>
lineales.	<ul><li>V. DEPENDIENTE</li><li>Puentes de concreto reforzados.</li></ul>	<ul> <li>Componentes estructurales (tablero, vigas, pilares).</li> </ul>

Tabla N°2.5.1 tabla de definición operativa de variables e indicadores

Fuente: Elaboración propia

# Capítulo III

# METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

# 3.1 Tipo y nivel de investigación

### 3.1.1 Tipo de Investigación

La investigación es del **TIPO APLICADA** de aplicación inmediata a un proceso que permite comprender el estado de la estructura, análisis e interpretación de los datos obtenidos, y su relación con los objetivos de la investigación.

### 3.1.2 Nivel de Investigación

El nivel de investigación de la presente tesis es de **NIVEL EXPLICATIVO** que busca las causas que originan ciertos fenómenos físicos.

### 3.2 Método de Investigación

### MÉTODOS TEÓRICOS

Permiten la construcción y desarrollo de la teoría científica, y en el enfoque general para abordar los problemas de la ciencia. Por ello los métodos teóricos permiten profundizar en el conocimiento de las regularidades y cualidades esenciales de los fenómenos. Existen diferentes métodos teóricos; en el presente estudio se usará el inductivo deductivo.

### MÉTODO INDUCTIVO

Porque se estudiará cada una de las variables y los resultados obtenidos será generalizados.

### MÉTODO DEDUCTIVO

Este método nos permite llegar a las aplicaciones, comprobaciones o consecuencias particulares de un principio, por ello se pretende llevar a la

aplicación de un caso específico, de estudios previamente establecidos, cuentan con teorías existentes con las cuales podemos aplicar a cosas individuales y comprobar así su validez, porque también permite explicar las variables.

### 3.3 Diseño de Investigación

El presente trabajo de investigación se utilizó el diseño de investigación Pre Experimental en donde la hipótesis se verifica mediante la manipulación "deliberada" por parte del investigador de las variables, esta investigación determinará la relación causa - efecto de un fenómeno físico o social.

GE: 0<sub>1</sub> X 0<sub>2</sub>

Dónde:

G.E. Grupo Experimental.

0<sub>1</sub> Pre Test

0<sub>2</sub> Post Test

X: Manipulación de la Variable Independiente.

## 3.4 Población y muestra

#### **POBLACIÓN**

La población está referida a los puentes de concreto reforzado diseñados bajo normas: MTC 2016, AASTHO LRFD 2014, CALTRANS.

#### **MUESTRA**

La muestra del presente estudio es el puente Asillo de estructura de concreto armado, tipo viga losa con pilares en el centro de 5.40m de altura, con una luz de 60m, en donde se procederá a evaluar los elementos estructurales para luego analizarlas mediante la los modelos estructurales desarrollados anteriormente.

### 3.5 Técnicas e instrumentos de recolección de datos

TECNICAS	INSTRUMENTOS		
Recopilación de datos	Planos a escala, modelamiento de la estructura.		
Análisis y recopilación documental	<ul> <li>Guías, normas, libros, fichas, revistas y artículos científicos.</li> </ul>		
Observación	<ul><li>Guía de Observación</li><li>Juicio de expertos</li></ul>		

Tabla N°3.5.1 técnicas e instrumentos

# 3.6 Técnicas de Procesamiento y Análisis de Datos

Las técnicas para el procesamiento y análisis de los datos serán:

• Cuantitativas: Con los datos obtenidos, se ha llegado a generar los valores para evaluar la estructura de un puente con el uso de método no lineales, realizándose un análisis exhaustivo de la estructura del puente.

Para ello se utilizó software tales como: Csibridge v.20.1, SeismoMatch

# Capítulo IV:

# **RESULTADOS**

### 4.1 Presentación de datos

# 4.1.1 Presentación del puente de referencia.

Para aplicar las metodologías propuestas en esta tesis se van a analizar 01 puente viga losa de concreto reforzado, según la tabla 4.1.1.1

Nombre		Evaluación Sísmica		
IIRSA Sur: Tramo 4: Inambari - Azángaro	puente Asillo	Análisis pushover	Análisis tiempo historia	

Tabla N°4.1.1.1 Resumen de evaluación

# 4.1.2 Ubicación del puente.

El puente en evaluación se encuentra en el distrito de Asillo, provincia de Azángaro en el departamento de Puno, como indica la Figura. 4.1.2.1, correspondiente al tramo 4 Inambari – Azángaro de la Interoceánica.



Figura N°4.1.2.1 Ubicación del Puente Asillo.

Fuente: Google Maps

# 4.1.3 Características del puente.

Este puente de concreto reforzado diseñado bajo las normas MTC del 2016 y 2003, AASTHO LRFD 2014 y norma Caltrans con una longitud de 60 metros, consta de con dos pilares intermedio. Ubicado en el distrito de Asillo perteneciente al tramo 4 de la interoceánica, como se observa en la Figura. 4.1.3.1.

El puente de estudio es un puente continuo tipo viga losa. Las columnas son pilares circulares de un diámetro de 0.8 metros de f'c=210kg/cm2, con estribos circulares, con una altura de los pilares de 5.40 metros.

La viga cabezal de concreto armado con un f'c=210kg/cm2, es de sección rectangular de 1.5 x 1.4 metros, consta de 5 vigas pre fabricadas tipo III con una f'c=350kg/cm2, los diafragmas son de 0.2, 0.3 y 0.8 metros de concreto armado un f'c=280kg/cm2, el tablero es de concreto armado con un f'c=280kg/cm2 de 0.18 de altura.

Viga Tipo	Ac	Ic	C <sub>b</sub>	Vano recomendado máximo
	x 10 <sup>3</sup> mm <sup>2</sup>	x 10 <sup>9</sup> mm <sup>4</sup>	mm	m
1	178.1	9.5	320	91 - 13.7
II	238.1	21.2	402	12.2 - 18.3
Ш	361.3	52.2	515	16.8 - 24.4
IV	509.0	108.5	628	21.3 - 30.5
V	653.5	216.9	812	27.4 - 36.6
VI	700.0	305.2	924	33.5 - 42.7

Tabla N°4.1.3.1 Vigas AASHTO

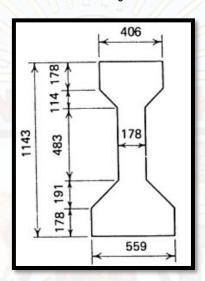


Figura N°4.1.3.1 Vigas AASHTO tipo III en milímetros.



Figura N°4.1.3.2 Vista general del Puente Asillo.

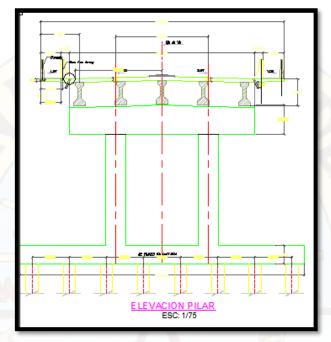


Figura N°4.1.3.3 Elevación del pilar del Puente Asillo.



Figura N°4.1.3.4 Puente Asillo – Azángaro – Puno.



Figura N°4.1.3.5 Vista superior del puente Asillo

# 4.1.4 Peligro y desempeño sísmico

# 4.1.4.1 Peligro sísmico.

Para la determinación de peligro sísmico se realiza a través del aplicativo de SENCICO según el numeral 2.2.5.2 de esta investigación, se evalúa la estructura en función al espectro de diseño mediante la norma del Ministerio de Transportes y comunicación MTC del 2016, con referencia al AASTHO LRFD 2014. Para diferentes periodos de retorno según la tabla 4.1.4.1.1, del numeral 2.2.5.2.

Sismo	Periodo de retorno en años
frecuentes	43
ocasionales	72
raros	475
muy raros	1000
extraordinarios	2500

Tabla N°4.1.4.1.1 Sismos recomendados.

Tomando como referencia los valores obtenidos del aplicativo web "CPSC" desarrollado por SENCISO se obtiene los espectros de peligro uniforme para

diferentes periodos de retorno desde un tiempo de cero segundos hasta tres segundos.

Int.	T=0.00s	T=0.05s	T=0.10s	T=0.20s	T=0.30s	T=0.40s	T=0.50s
Tr=2500	0.358	0.520	0.746	0.818	0.743	0.630	0.550
Tr=1000	0.270	0.403	0.590	0.619	0.537	0.454	0.401
Tr=475	0.213	0.294	0.439	0.489	0.445	0.382	0.328
Tr=225	0.156	0.244	0.343	0.376	0.338	0.287	0.251
Tr=72	0.109	0.160	0.220	0.243	0.218	0.186	0.160
Tr=43	0.088	0.120	0.167	0.196	0.165	0.141	0.120

Int.	T=0.65s	T=0.85s	T=1.00s	T=1.30s	T=1.50s	T=2.00s	T=2.50s	T=3.00s
Tr=2500	0.445	0.330	0.261	0.219	0.181	0.126	0.102	0.073
Tr=1000	0.335	0.248	0.199	0.171	0.132	0.096	0.076	0.057
Tr=475	0.253	0.202	0.157	0.130	0.109	0.074	0.058	0.043
Tr=225	0.203	0.151	0.119	0.096	0.082	0.058	0.044	0.032
Tr=72	0.126	0.096	0.078	0.061	0.050	0.035	0.027	0.019
Tr=43	0.096	0.072	0.059	0.048	0.039	0.027	0.025	0.015

Tabla N°4.1.4.1.2 Aceleraciones para Espectros de Peligro Uniforme.

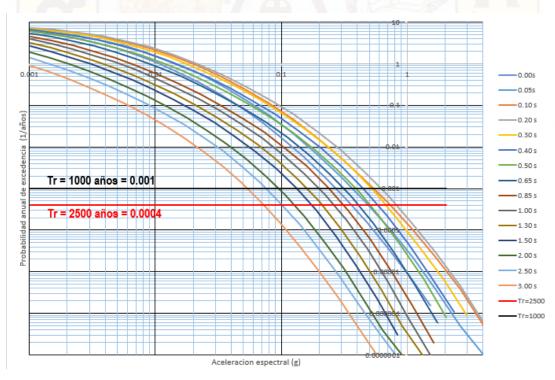


Figura N°4.1.4.1.1 Curva de peligro sísmico para un periodo estructural para una longitud -70.014° y latitud - 15.495°

La tabla 4.1.4.1.3. nos muestra el PGA para distintos periodos de retorno usados en esta investigación, para un tiempo de cero segundos.

Sismo	Periodo de retorno en años	Aceleración pico del suelo- PGA(g)
frecuentes	43	0.10
ocasionales	72	0.11
raros	475	0.21
muy raros	1000	0.27
extraordinarios	2500	0.36

Tabla N°4.1.4.1.3 Aceleraciones pico en suelo PGA para un periodo de 0.0s

La figura 4.1.4.1.2. nos muestra los espectros de peligro uniforme para los periodos de retorno según la tabla 4.1.4.1.3, obtenidos del aplicativo SENCICO.

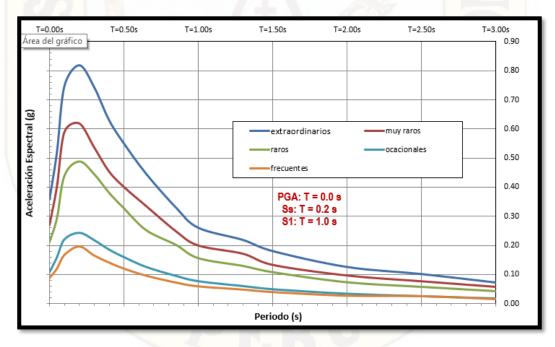


Figura N°4.1.4.1.2 Espectros de peligro uniforme obtenidos con el aplicativo SENCICO

# 4.1.4.2 Elección de Acelerograma

Para la elección de los Acelerograma y aplicarlos a esta investigación, se elige tomando el siguiente criterio: sismo del 07 de octubre 1966 y sismo del 03 de octubre de 1974 sismos utilizados para la realización de la norma peruana E.030 del 2014,

mientras que los sismos de 2001 del sismo de Moquegua, 2007 del Pisco ,2014 y 2016 de chile los cuales se detallan en la tabla 4.1.4.2.1 son tipos de sismos para la evaluación del modelo de acuerdo a las condiciones del tipo de suelo según el Anexo 04, del lugar donde está ubicado en el puente en estudio.

Sismo	Fecha	Estación	Magnitud	Fuente Sismogénica	Fuente
Lima y Callao	07/10/1966	Parque de la Reserva	8.1 Mw	Subducción	IGP
Chincha y Pisco	15/08/2007	CISMID - FIC - UNI	7.0MI	Subducción	IGP
Moquegua, Mariscal Nieto	23/06/2001	César Vizcarra Vargas	6.9Mb	Subducción	IGP
Lima y Callao	03/10/1974	Parque de la Reserva	6.6MI	Subducción	IGP
Chile	25/12/2016	T09A	7.6 Ms	Subducción	CSN
Chile	01/04/2014	GO07	8.2 Ms	Subducción	CSN

Tabla N°4.1.4.2.1 Sismos reales seleccionados

La tabla N°4.1.4.2.2. y 4.1.2.2.3, nos muestra el espectro de referencia en base a la norma del Ministerio de Transportes y Comunicaciones del 2016 con referencia del AASTHO LRFD 2014, que incluyendo los parámetros de peligro sísmico de SENSICO para un Tr=1000años y Tr=475 años y según los parámetros del numeral 2.2.5.4 de esta investigación para la elaboración del espectro de respuesta de diseño.

PUENTE L=60m	AASTHO LRFD
TIPO DE SUELO	TIPO D
CLASIFICACION DE PUENTE	ESCENCIAL
PGA	0.213
F pga	1.374
Ss	0.489
<b>S1</b>	0.157
Fa	1.409
Fv	2.172
SDS	0.689
SD1	0.341

Tabla N°4.1.4.2.2 Parámetros para el diseño de espectro de respuesta para un periodo de retorno de 475 años.

PUENTE L=60m	AASTHO LRFD
TIPO DE SUELO	TIPO D
CLASIFICACION DE PUENTE	ESCENCIAL
PGA	0.27
F pga	1.26
Ss	0.619
<b>S</b> 1	0.199
Fa	1.3048
Fv	2.004
SDS	0.8077
SD1	0.3988

Tabla N°4.1.4.2.3 Parámetros para el diseño de espectro de respuesta para un periodo de retorno de 1000 años.

La figura N°4.1.4.1. y 4.1.4.2. nos muestra el espectro de respuesta elástica ante una demanda sísmica elaborada en función de la norma del Ministerio de Transportes y Comunicaciones del 2016 con referencia a la norma del AASTHO LRFD 2014, con una amplificación de suelo de tipo D de acuerdo al numeral N°2.2.5.3 de esta investigación y los parámetros establecidos en el numeral N°2.2.5.3.1 de esta investigación.

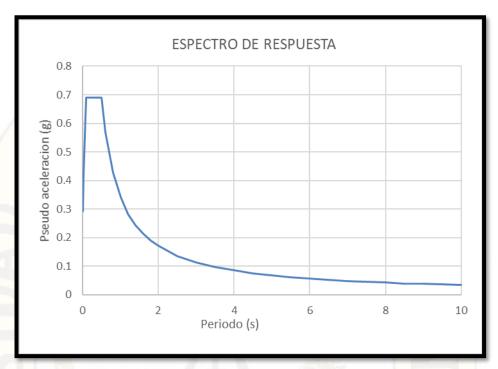


Figura N°4.1.4.2.1 Espectro de demanda elástico según la norma AASTHO 2014 para un periodo de retorno de 475 años.

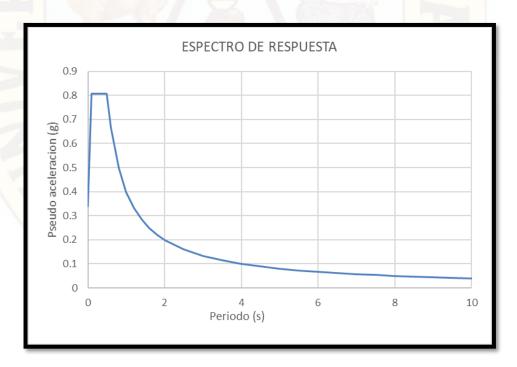


Figura N°4.1.4.2.2 Espectro de demanda elástico según la norma AASTHO 2012 para un periodo de retorno de 1000años.

### 4.1.5 Evaluación sísmica del puente Asillo L=60m

El análisis se realiza a través de un modelamiento tridimensional con sus respectivos metrados de cargas que participan en el puente de acuerdo a la norma del MTC 2016 con referencia a la Norma AASTHO LRFD 2014, en síntesis, el puente consta de 3 tramos, con vigas prefabricadas de f'c=380kg/cm2, con pilares de 5.40 m de altura y un tablero de 11.80m de ancho. Las figuras 4.1.5.1 a 4.1.5.4 muestran fotos, elevaciones, y secciones del puente para más detalle ver el Anexo 01.

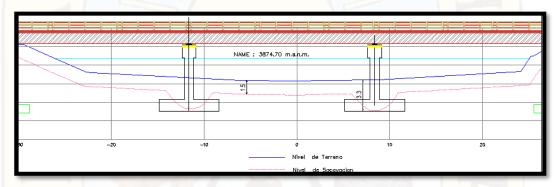


Figura N°4.1.5.1 Puente Asillo tramo 4 de la interoceánica

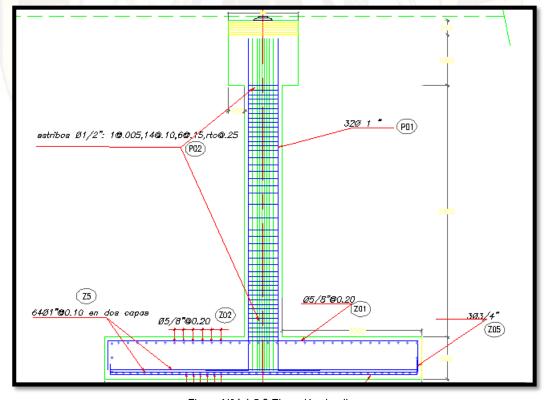


Figura N°4.1.5.2 Elevación de pilar

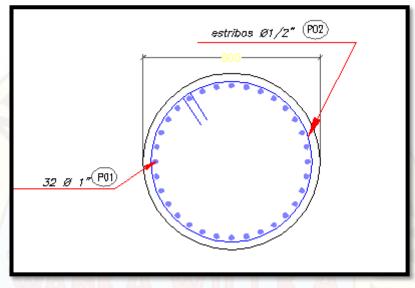


Figura N°4.1.5.3 Pilares centrales con 32φ1" y estribos ½"

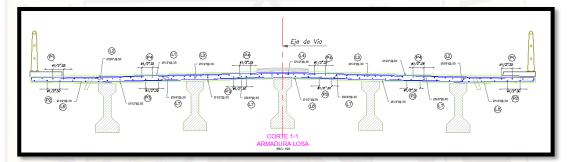


Figura N°4.1.5.4 Viga prefabricada y tablero del puente.

### 4.1.5.1 Metrado de cargas

### 4.1.5.1.2 Carga Muerta

Se considera el peso de todos los elementos estructurales como pilares, vigas, tablero etc. y no estructurales como barandas, carpeta asfáltica etc.

### Carga Pasamanos Metálica

La carga de diseño para los cercos eslabonados o de malla metálica deberá ser igual a 7,2 × 10<sup>-4</sup> MPa o 0.073 ton/m actuando de forma normal a la totalidad de la superficie.

Las cargas se deberán aplicar como se ilustra en la Figura 4.1.5.1.2.1, en la cual las geometrías de los elementos de las barandas sirven apenas a título

ilustrativo. Se pueden utilizar cualesquiera de los materiales o combinaciones de materiales especificados en el Artículo 13.5 de la Aastho LRFD.

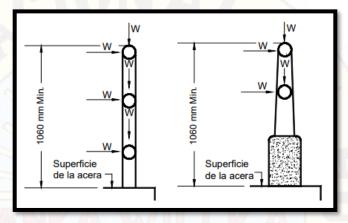


Figura N°4.1.5.1.2.1 Cargas que actúan sobre las barandas para peatones

### Carga de asfalto

Con espesor de 7.5cm y peso específico de 2,250 kg/m3

$$q_{asfalto} = 0.075x2250 = 168.75 \frac{kg}{m^2}$$

# Carga de vereda

Con un espesor de 20cm:

$$q_{vereda} = 0.20x2400 = 480.00 \frac{kg}{m^2}$$

## 4.1.5.1.3 Carga Viva

### Carga peatonal

Según la Aastho LRFD (2014, sección 3.6.1.6), la carga peatonal es de 367 kg/m2 en las aceras con un ancho mayor a 0.60m, la cual será aplicada simultáneamente con la sobrecarga vehicular.

### Carga vehicular HL-93

La figura 4.1.5.1.3.1 muestra el camión de diseño tal y como recomienda la norma AASHTO.

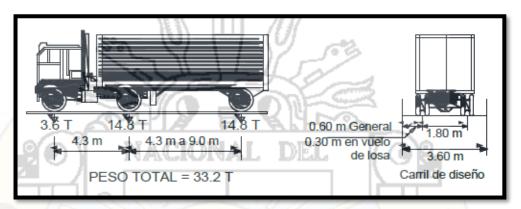


Figura N°4.1.5.1.3.1 Camión de diseño HL-93

Fuente: AASTHO LRFD 2014 sección 3.6.1.2.2



Figura N°4.1.5.1.3.2 Tándem de diseño HL-93

Fuente: AASTHO LRFD 2014 sección 3.6.1.2.2

La solicitación extrema correspondiente a sobrecargas se determina considerando las posibles combinaciones de carriles cargados, multiplicando por un factor de presencia múltiple de 1.20 para el modelado del puente.

NUMERO DE	FACTOR DE		
CARRILES	PRESENCIA MULTIPLE		
CARGADOS	"m"		
1	1.20		
2	1.00		
3	0.85		
>3	0.65		

Tabla N°4.1.5.1.3.1 Factores por el número de vías

Fuente: AASTHO LRFD 2014 sección 3.6.1.1.2

Además, para considerar la amplificación dinámica e impacto, AASHTO LRFD sección 3.6.2 recomienda la tabla 4.1.5.1.3.2 Con lo cual se recomienda un incremento de 33% para el camión de diseño por efectos dinámicos e impacto.

Componente	Porcentaje (IM)	
Elementos de unión en el tablero (para todos los estados límite)	75%	
Para otros elementos		
Estados límite de fatiga y fractura	15%	
Otros estados límite	33%	

Tabla N°4.1.5.1.3.2 Incremento de carga por efectos dinámicos

## 4.1.5.2 Modelo del puente

La figura N°4.1.5.2.1 nos muestra un modelamiento de la estructura en tres dimensiones, cuyos ejes están representados de la siguiente manera: eje longitudinal como el eje X, y la transversal como el eje Y y el eje Z es la elevación de la estructura.

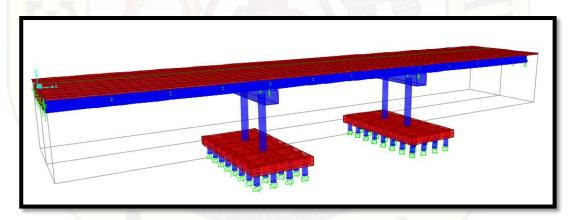


Figura N°4.1.5.2.1 Modelo de puente L=60m

Fuente: software CSIbridge

La tabla N°4.1.5.2.1 nos muestra los elementos estructurales del puente en estudio, su dimensión, su resistencia a la compresión, el módulo elástico con un coeficiente de poisson de 0.20, para efectos de fisuración.

Elemento estructural	Dimension			f'c (kg/cm2)	E (kg/cm2)	
Elemento estructural	Largo (m)	Ancho (m)	Altura (m)	i c (kg/ciliz)	E (Kg/CIIIZ)	u
Viga cabezal	9.00	1.40	1.50	210	218819.79	0.2
Viga prefabricada	60.00		0	350	282495.13	0.2
Viga diagramas	8.00	-	1.13	210	218819.79	0.2
Tablero	60.00	11.80	0.18	280	252671.33	0.2
Columna pilar	1/-17	0.80	5.40	210	218819.79	0.2
Zapatas	13.80	6.80	0.90	210	218819.79	0.2
Pilotes	11:11	0.50	1.55	210	218819.79	0.2

Tabla N°4.1.5.2.1 dimensiones y propiedades de los elementos estructurales

#### 4.1.5.3 Análisis no lineal de la estructura.

### 4.1.5.3.1 No linealidad del material

La no linealidad del material está representado por la curvatura de Mander en función de la histéresis de Takeda del concreto, en sus dos estados no confinado y confinado, la figura N° 4.1.5.3.1.1 nos muestra el concreto no confinado con una resistencia a la compresión del hormigón no confinado de 210kg/cm2 y una deformación ultima de  $\varepsilon_{cu}$  = 0.005, la figura N°4.1.5.3.1.2 nos muestra el concreto confinado con un límite máximo de deformación del concreto de 0.0158, una deformación axial máxima  $\varepsilon_{cc}$ =0.0022, y con un esfuerzo de confinamiento fcc=297.93kg/cm2, la figura N°4.1.5.3.1.3 nos muestra el diagrama de esfuerzo vs deformación del acero de grado 60, con una fluencia de 4200 kg/cm2 y una deformación de 0.0156 cm/cm, un esfuerzo ultimo de deformación de 5600 kg/cm2 y una deformación ultima de 0.09 cm/cm.

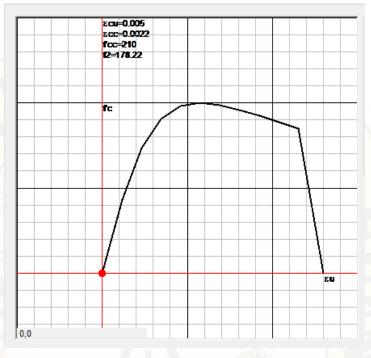


Figura N°4.1.5.3.1.1 concreto no confinado según Mander con un f'c=210kg/cm2.

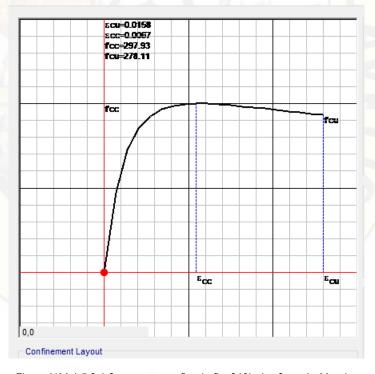


Figura N°4.1.5.3.1.2 concreto confinado f'c=210kg/cm2 según Mander

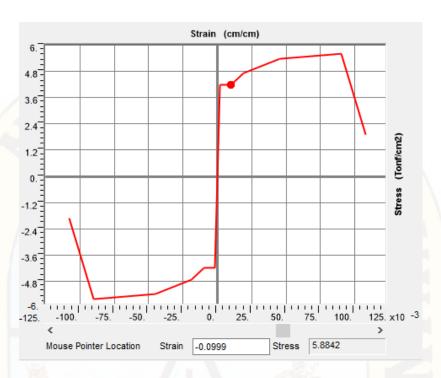


Figura N°4.1.5.3.1.3 diagrama esfuerzo vs deformación del acero Gr60

### 4.1.5.3.2 No linealidad de geométrica

### Diagrama de interacción

La figura 4.1.5.3.2.1 nos muestra el diagrama de interacción de la columna de un diámetro de 0.80m, con una condición balanceada de momento nominal Mn=154.87tn y una carga axial Pn=-11.91, que describe el comportamiento de las columnas de acuerdo a las combinaciones de carga axial y momento en el intervalo completo de excentricidades mediante las condiciones de falla dúctil y falla frágil.

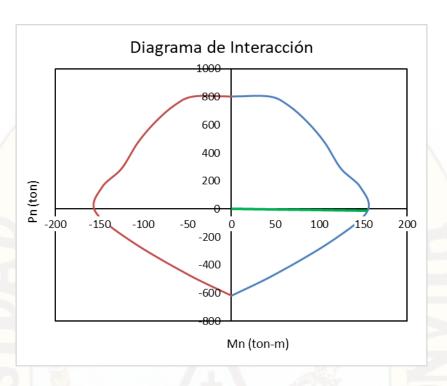


Figura N°4.1.5.3.2.1 diagrama de interacción de la comuna circular de un diámetro de 0.80m

## Rótulas plásticas

Las rótulas se calcularon de acuerdo a la metodología Caltrans, que es la longitud equivalente de la columna sobre la cual se supone que la curvatura plástica es constante para estimar la rotación plástica y está dada por:

$$L_p = 0.08L - 0.15 f_{ye} d_{bl}$$
  
 $L_p = 2.16376451 ft$   
 $L_p = 0.3 f_{ye} d_{bl}$   
 $L_p = 1.492883351 ft$ 

Se selecciona el menor de los dos, L<sub>p</sub>=1.493ft que equivale a L<sub>p</sub>=0.455m, que serán colocados a un porcentaje en la base de 11.18% y en la parte superior de la columna de 54.38% como indica la figura N°4.1.5.3.2.2

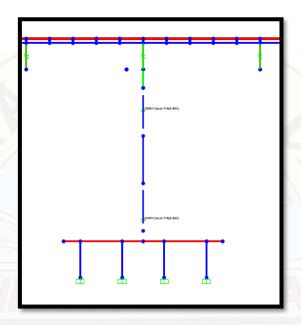


Figura N°4.1.5.3.2.2 asignación rotulas plástica en un elemento tipo frame (columna pilar)

### Diagrama Momento curvatura

La figura N°4.1.5.3.2.2 nos muestra la relación momento-curvatura que depende principalmente del momento último, el cual aparte de la fluencia, y que se analizan las características de carga y deformación de los miembros a flexión del concreto y del acero. Este diagrama es la base para definir un modelo histerético para el análisis no lineal, y nos muestra una curva bilineal con una capacidad plástica (φu=0.0070rad, Mp=190.80ton-m), de acuerdo a la sección 2.2.10.5.2 de esta investigación.

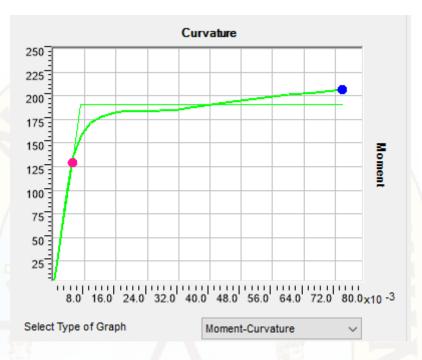


Figura N°4.1.5.3.2.3 Momento curvatura con una idealización bilineal

### 4.1.5.4 Análisis modal

La tabla N° 4.1.5.4.1 nos muestra la participación de masas de la estructura, en los modos de análisis, siendo el de mayor masa participante el modo 01, con un periodo fundamental de 0.241 segundos, figuras N°4.1.5.4.1 y 4.1.5.4.2 nos muestra los modos participantes.

TABLA: Parti	BLA: Participación Modal de Masas							
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY			
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless			
MODAL	Mode	1	0.241	0.000	0.483			
MODAL	Mode	2	0.177	0.051	0.000			

Tabla N°4.1.5.4.1 Modal Participación de masas

Fuente: software CSIbridge

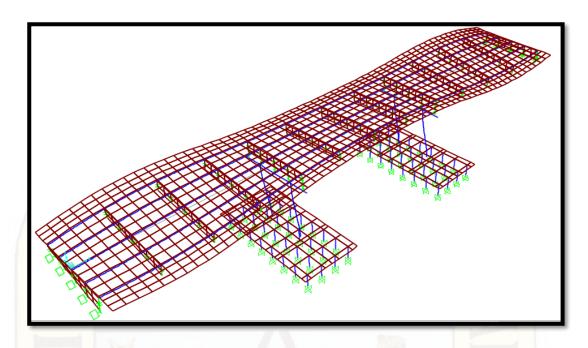


Figura N°4.1.5.4.1 modo 1 con un t=0.241s

Fuente: software CSIbridge

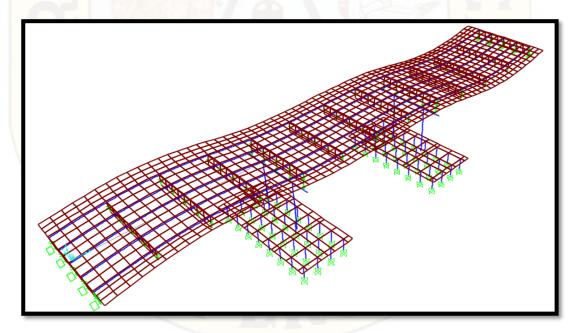


Figura N°4.1.5.4.2 modo 2 del modelo con un t=0.177

Fuente: software CSIbridge

#### 4.1.5.4 Evaluación con Análisis Pushover

Se realiza la evaluación con el método estático Pushover, el cual consiste en aplicar una carga triangular que irá incrementando hasta la cedencia de la estructura, la evaluación se realizó en la categoría de diseño sísmico D como lo señala en el numeral 2.2.5.4.2 de esta investigación y en función a la demanda de los sismos recomendados en el numeral 4.1.4.1 de esta investigación.

### Curvas de capacidad

Las figuras 4.1.5.3.1 y 4.1.5.3.2 nos muestran las curvas de capacidad para un Tr=1000años en la dirección X e Y del puente en estudio, con una capacidad máxima de 152.33 toneladas y un desplazamiento de 0.053m en el eje Y, y de 63.25 toneladas con un desplazamiento de 0.117m en el eje X.

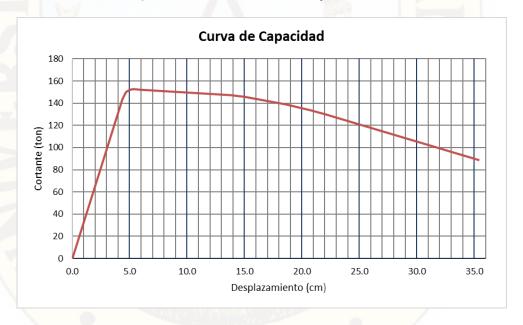


Figura N°4.1.5.4.1 Curva de capacidad transversal para el puente en la dirección Y.

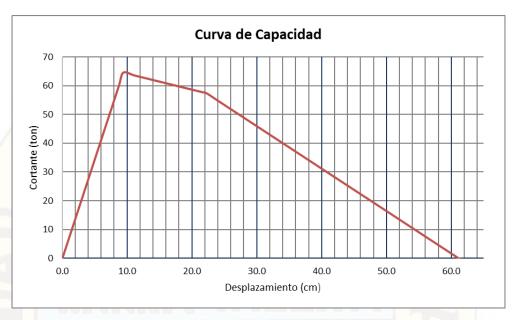


Figura N°4.1.5.4.2 Curva de capacidad Longitudinal para el puente en la dirección X.

### Determinación de los puntos de desempeño

Los documentos ATC-40 y FEMA 440 son métodos recomendados para la evaluación del desempeño. El procedimiento que se va usar, será en dibujar los espectros reducidos para distintas ductilidades y bosquejas mediante una curva con posibles puntos de desempeño, como se puede apreciar en la siguiente figura 4.1.5.4.3.

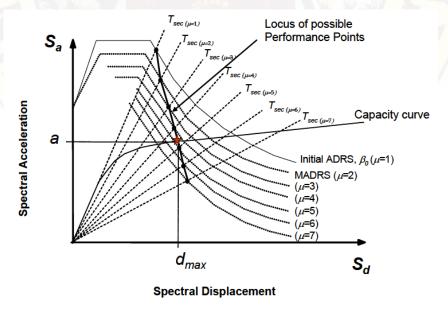


Figura N°4.1.5.4.3 Curvas de posibles puntos de desempeño

En función al método del ATC 40, las figuras 4.1.5.4.4 y 4.1.5.4.5 nos muestran los puntos de desempeño para la dirección X e Y, de la capacidad Vs la demanda de la estructura.

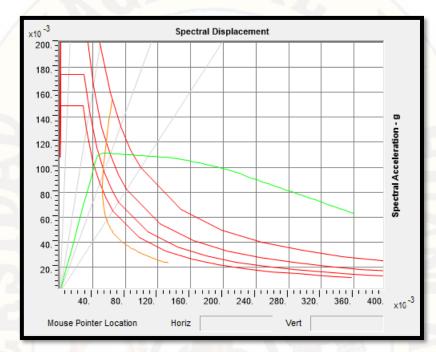


Figura N°4.1.5.4.4 Punto de desempeño para el puente dirección Y, según el ATC 40 para un Tr=1000años.

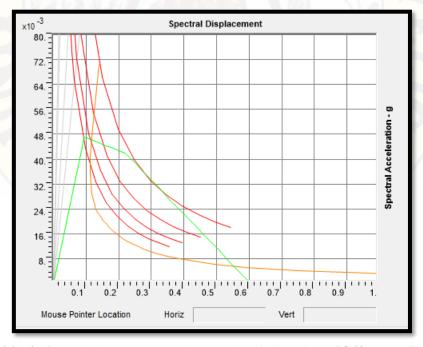


Figura N°4.1.5.4.5 Punto de desempeño para el puente dirección X según el ATC 40 para un Tr=1000años.

La tabla N° 4.1.5.4.1 nos muestra los puntos de desempeño de la estructura de la capacidad vs la demanda de la estructura con un amortiguamiento del 5% para ambas direcciones, en función del método del ATC 40 para un periodo de retorno de 1000años.

	Nom	bre	Dirección X	Dirección Y
	IIRSA Sur:	// // //	11/1/2	
	Tramo 4:	puente	11.73 cm	5.53 cm
4	Inambari -	Asillo	11.73 CIII	J.JJ 6111
	Azángaro			

Tabla N°4.1.5.4.1 Desplazamientos de desempeño para sismos muy raros en base al ATC 40.

La figura N° 4.1.5.4.6. nos muestra los estados de límites de la estructura en el estado agrietado en ocupación inmediata, calculada en base a desplazamientos en ambas direcciones, como se indica en el numeral 2.2.6 de esta investigación.

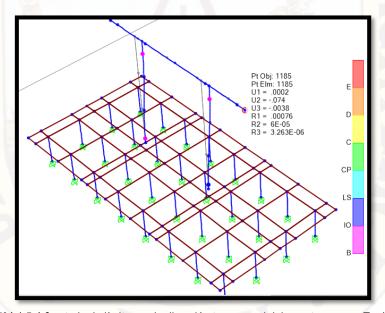


Figura N°4.1.5.4.6 estado de límites en la dirección transversal del puente para un Tr=1000años.

La figura N°4.1.5.4.7 y 4.1.5.4.8, nos muestra los estados de limites asociados a un sector definido de la curva de capacidad de la estructura, estos estados límites son las medidas informativas que se reportan en los resultados del análisis y se utilizan para el diseño basado en el funcionamiento, donde la B significa el punto de fluencia sin deformación en la rótula, OI representa la ocupación inmediata de la estructura, LS representa seguridad de vida, CP representa la prevención al colapso.

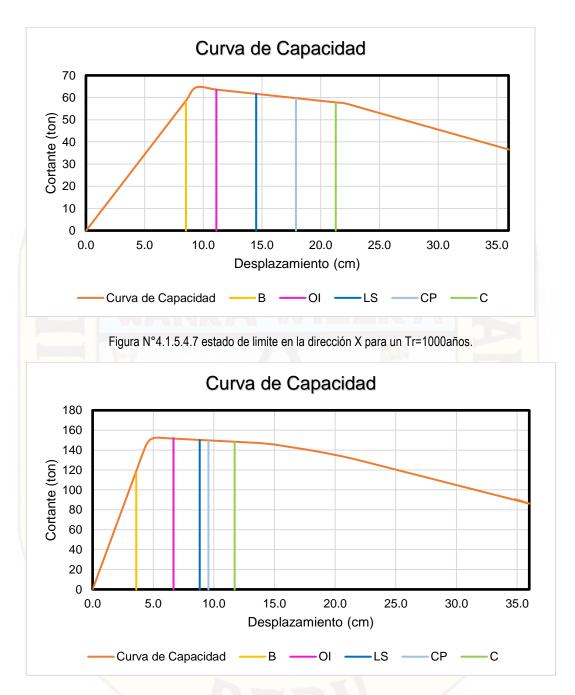


Figura N°4.1.5.4.8 estado de limite en la dirección Y para un Tr=1000años.

La tabla N°4.1.5.4.2 nos muestra el resumen del punto de desempeño de la estructura, a través de la intersección de la curva de capacidad y demanda, con un amortiguamiento del 5%, idealizada con la norma ATC 40.

	Periodo de	Aceleración	LONGITUDINAL 1		TRANS	RANSVERSAL	
Sismo	retorno en pi años suel		∆ X (cm) Cortante en la base (tn)		∆ Y (cm)	Cortante en la base (tn)	
muy raros	1000	0.27	11.73	63.25	5.53	152.33	

Tabla N°4.1.5.4.2 Resumen de los puntos de desempeño sísmico para distintos niveles de tiempo de retorno a través del ATC 40.

La tabla N°4.1.5.4.3 nos muestra el resumen para distintos niveles de sismos la capacidad de la estructura, mediante el procedimiento no lineal con un desplazamiento de 11.73 cm en el eje X, y 5.53 cm en el Y.

	Periodo de	Aceleración	LONG	LONGITUDINAL		TRANSVERSAL	
Sismo	retorno en años	pico del suelo-PGA(g)	∆ X (cm)	Cortante en la base (tn)	∆ Y (cm)	Cortante en la base (tn)	
frecuentes	43	0.10	11.73	63.25	5.53	152.33	
ocasionales	72	0.11					
raros	475	0.21					
muy raros	1000	0.27		3			
extraordinarios	2450	0.36					

Tabla N°4.1.5.4.3 Resumen de la capacidad para distintos niveles de sismos del análisis No lineal Pushover con el ATC 40.

La tabla N°4.1.5.4.4 nos muestra el resumen para distintos niveles de sismos, mediante el desplazamiento máximo de la estructura en las direcciones de X e Y, y los ratios de la demanda en relación a la capacidad de la estructura.

Sismo	Periodo de retorno en	Aceleración pico del		amiento de nanda	Ratio D/C X	Ratio D/C Y
	años	suelo-PGA(g)	X (cm)	Y (cm)	≤1.00	≤1.00
frecuentes	43	0.10	8.77	3.20	0.75	0.58
ocasionales	72	0.11	10.74	4.22	0.92	0.76
raros	475	0.21	18.23	7.70	1.55	1.39
muy raros	1000	0.27	21.24	9.05	1.81	1.64
extraordinarios	2450	0.36	25.47	11.06	2.17	2.00

Tabla N°4.1.5.4.4 Resumen de desplazamiento máximos para distintos niveles de sismos del análisis No lineal Pushover con el ATC 40.

#### 4.1.5.5 Evaluación con Análisis Tiempo Historia

Para la evaluación al puente de referencia, con el método no lineal tiempo historia se va usar los 06 Acelerograma, 04 Acelerograma del CISMID "Centro Peruano

Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres", y 02 Acelerograma del centro sismológico de Nacional de chile "CSN" con las dos componentes perpendiculares. Los Acelerograma del sismo de 1966 y de 1974 son sismo con el cual se realizó la norma E.030 del reglamento de edificaciones del 2014, como se indica en las siguientes figuras.

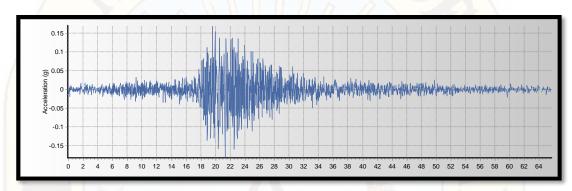


Figura N°4.1.5.5.1 Acelerograma del sismo de 1966 en Lima, componente EW con aceleración pico 180.56 cm/seg2, con un periodo de 0.02s

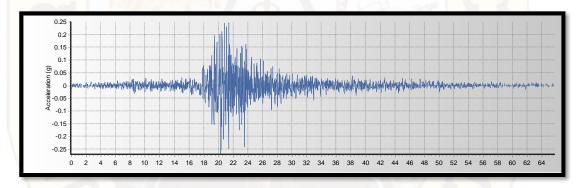


Figura N°4.1.5.5.2 Acelerograma del sismo de 1966 en Lima, componente NS con aceleración pico 268.24 cm/seg2, con un periodo de 0.02s

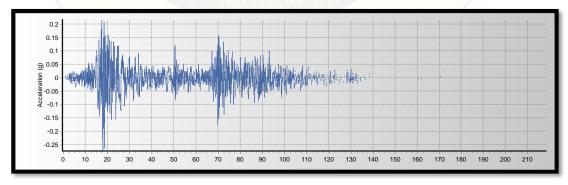


Figura N°4.1.5.5.3 Acelerograma del sismo de 2007 en Ica, componente EW con aceleración pico -272.82 cm/seg2, con un periodo de 0.01s

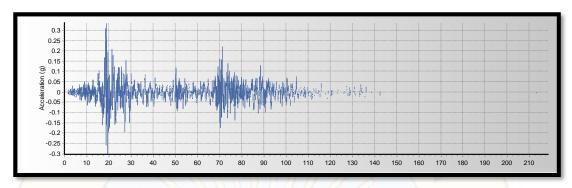


Figura N°4.1.5.5.4 Acelerograma del sismo de 2007 en Ica, componente NS con aceleración pico 333.66 cm/seg2, con un periodo de 0.01s

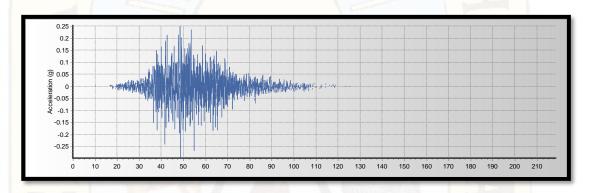


Figura N°4.1.5.5.5 Acelerograma del sismo de 2001 en Moquegua, componente EW con aceleración pico - 295.15 cm/seg2, con un periodo de 0.01s

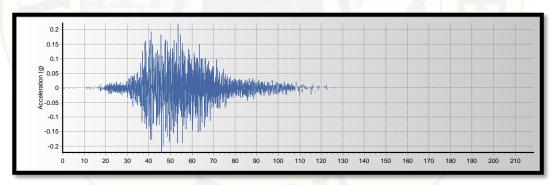


Figura N°4.1.5.5.6 Acelerograma del sismo de 2001 en Moquegua, componente NS con aceleración pico 219.99 cm/seg2, con un periodo de 0.01s.

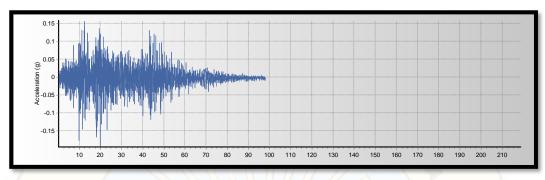


Figura N°4.1.5.5.7 Acelerograma del sismo de 1974 en Lima - Callao, componente EW con aceleración pico -194.21 cm/seg2, con un periodo de 0.02s.

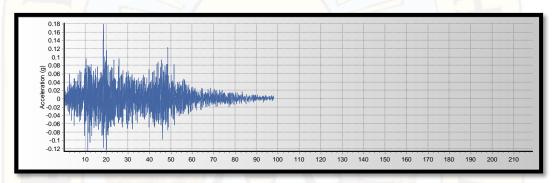


Figura N°4.1.5.5.8 Acelerograma del sismo de 1974 en Lima - Callao, componente NS con aceleración pico 180.09 cm/seg2, con un periodo de 0.02s.

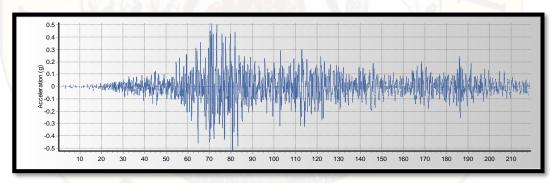


Figura N°4.1.5.5.9 Acelerograma del sismo de 2016 en Chile, componente EN con aceleración pico 508.889 m/seg2, con un periodo de 0.02s.

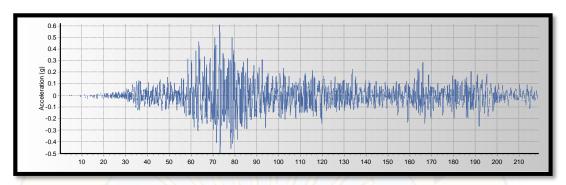


Figura N°4.1.5.5.10 Acelerograma del sismo de 2016 en Chile, componente NN con aceleración pico 601.443 m/seg2, con un periodo de 0.02s.

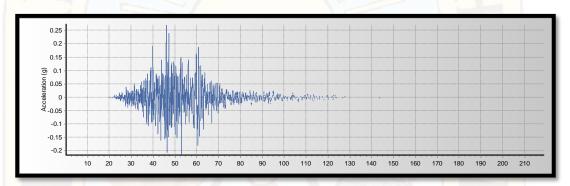


Figura N°4.1.5.5.11 Acelerograma del sismo de 2014 en Chile, componente EN con aceleración pico 265.443 m/seg2, con un periodo de 0.005s.

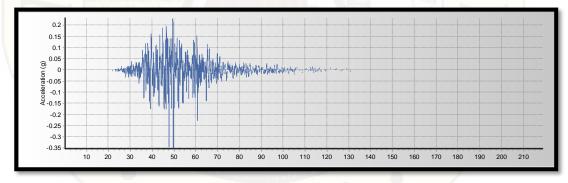


Figura N°4.1.5.5.12 Acelerograma del sismo de 2014 en Chile, componente NN con aceleración pico 344.909 m/seg2, con un periodo de 0.005s.

La tabla N°4.1.5.5.1 nos muestra el resumen de los sismos aplicados a la estructura en función de los desplazamientos, mediante el método no lineal de análisis tiempo historia para las direcciones de X e Y, realizados con el método de integración de Newmart con un  $\gamma$ =0.25 y  $\beta$ =0.50.

SISMO	PGA EW cm/s2	PGA NS cm/s2	X (cm)	Y (cm)
7 MI	-272.82	333.66	18.750	6.630
6.9 Mb	-295.15	219.99	5.990	3.910
8.1 Mw	-180.56	-268.24	2.796	1.371
6.6 Mb	-194.21	180.09	3.075	5.044
8.2 Ms	508.889	601.443	39.840	10.110
7.2 Ms	265.443	344.909	6.990	1.702

Tabla N°4.1.5.5.1 Resumen de desplazamiento máximos para cada dirección obtenidos del análisis tiempo historia en base al método de integración de Newmart.

#### Proceso de escalamiento

El escalamiento se realiza en base a la norma peruana E030 mediante le numeral 4.7.1 de esta norma, el cual especifica requisitos mínimos para el promedio de espectros y para un rango de periodos de 0.2Tf a 1.5Tf, donde Tf es el periodo fundamental. Para escalar se usó el programa SEISMOMATCH para los niveles de sismos de tr=475años y tr=1000años.

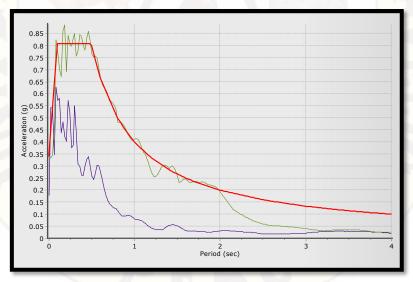


Figura N°4.1.5.5.13 Escalamiento del sismo de 1966 de componente EO para un periodo de retorno de 1000 años.

La tabla N°4.1.5.4.2 nos muestra el resumen de los sismos ocurridos entre los años de 1966 a 2016 para las direcciones X e Y, con sus respectivas aceleraciones máximas en centímetros por segundo, y escalados para un periodo de retorno de

1000 años, estos sismos fueron asemejados a las características del espectro de respuesta elástica para representar al lugar del estudio.

SISMO	PGA EW	PGA NS	Tr=1	000años
SISIVIO	cm/s2	cm/s2	X (cm)	Y (cm)
7 MI	-272.82	333.66	20.254	9.110
6.9 Mb	-295.15	219.99	8.503	5.900
8.1 Mw	-180.56	-268.24	13.011	5.900
6.6 Mb	-194.21	180.09	16.245	9.210
8.2 Ms	508.889	601.443	19.236	8.536
7.2 Ms	265.443	344.909	21.236	9.056
	/	Promedio	16.414	7.952

Tabla N°4.1.5.5.2 Resumen de desplazamiento máximos para cada dirección obtenidos del análisis tiempo historia con un Tr=1000años

La tabla N°4.1.5.4.3 nos muestra el resumen de los sismos ocurridos entre los años de 1966 y 2016 para las direcciones X e Y, con sus respectivas aceleraciones máximas en centímetros por segundo, y escalados para un periodo de retorno de 475 años, estos sismos fueron asemejados a las características del espectro de respuesta elástica para representar y representar al lugar del estudio.

SISMO	PGA EW	PGA EW PGA NS		Tr=475años		
SISIVIO	cm/s2	cm/s2	X (cm)	Y (cm)		
7 MI	-272.82	333.66	12.300	8.102		
6.9 Mb	-295.15	219.99	7.025	4.250		
8.1 Mw	-180.56	-268.24	9.780	5.030		
6.6 Mb	-194.21	180.09	10.250	7.503		
8.2 Ms	508.889	601.443	15.236	7.236		
7.2 Ms	265.443	344.909	19.236	9.236		
		Promedio	12.305	6.893		

Tabla N°4.1.5.5.3 Resumen de desplazamiento máximos para cada dirección obtenidos del análisis tiempo historia con un Tr=475años.

La figura N°4.1.5.5.14 y 4.1.5.5.15, nos muestra la vulnerabilidad en los estados de límites asociados a un sector definido de la curva de capacidad de la estructura para un periodo de retorno de 1000años, estos estados de límites son las medidas informativas que se reportan en los resultados del análisis y se utilizan para el diseño basado en el funcionamiento, en donde en el eje Y las estructura se

encuentra en el estado de ocupación inmediata, y en el eje X la estructura se encuentra en los límites de seguridad de vida.

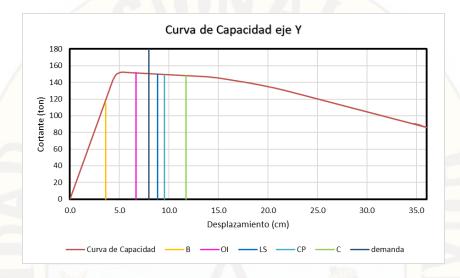


Figura N°4.1.5.5.14 estado de limite en la dirección Y para un Tr=1000años

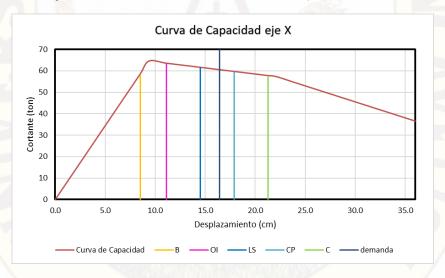


Figura N°4.1.5.5.15 estado de limite en la dirección X para un Tr=1000años

La figura N°4.1.5.5.16 y 4.1.5.5.17, nos muestra la vulnerabilidad en los estados de límites asociados a un sector definido de la curva de capacidad de la estructura para un periodo de retorno de 475años, estos estados de límites son las medidas informativas que se reportan en los resultados del análisis y se utilizan para el diseño basado en el funcionamiento, en donde en el eje Y las estructura se encuentra en el estado de ocupación inmediata, y en el eje X la estructura se encuentra en los límites de ocupación inmediata.

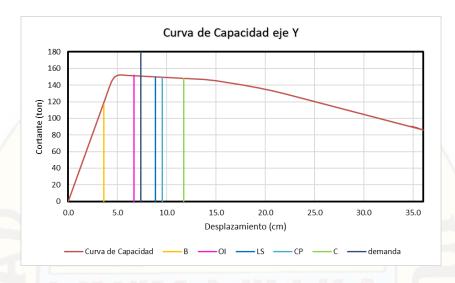


Figura N°4.1.5.5.16 estado de limite en la dirección Y para un Tr=475años

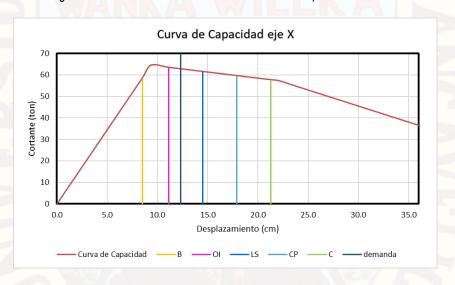


Figura N°4.1.5.5.17 estado de limite en la dirección X para un Tr=475años

#### 4.2 Análisis de datos

### 4.2.1 Análisis y discusión de la no linealidad de los materiales

El análisis no lineal es un método para dimensionar el comportamiento de la estructura en función a una demanda, si el diseño cumple con las exigencias de diseño de los estados de límites de servicio (deflexión), cumple así también los estados de limite últimos, o también el análisis a través la evaluación no lineal nos permitirá realizar el diseño a nivel de un estado de limite, como es de ocupación inmediata ante una demanda sísmica o alcanzar la seguridad de vida.

El diagrama de interacción de la columna nos permite conocer cómo se desenvuelve la columna en los límites de compresión y tensión.

#### 4.2.2 Análisis y discusión del método Pushover

Para el análisis Pushover se realiza un incremento de acuerdo con un patrón de carga triangular. Con el aumento de la magnitud de la carga, se determinan los eslabones débiles y los modos de fallo de la estructura de puente que se muestra a través de rotulas plásticas definidas en el pilar a la distancia especifica como lo indica el numeral 4.1.5.1.2 de esta investigación, al definirse las rotulas plásticas el estudio deja de ser lineal, y pasa a un estado no lineal, con un estudio en el nivel agrietado de la estructura.

La determinación de peligro sísmico del país, se realiza a través del aplicativo web "CPSP", desarrollado por SENCICO, donde se incorporan a las curvas de probabilidad anual de excedencia otros aspectos importantes como la obtención de espectros de peligro uniforme a lo largo del territorio peruano considerando distintos periodos de retorno, tiempos de exposición de las estructuras y amortiguamientos, donde se tomó los siguientes periodos de diseño para el análisis de la estructura de 43, 75. 475, 1000 y 2500 años, sin embargo para la evaluación de la estructura se realiza para un periodo de diseño de 1000 años con 7% de excedencia en una exposición de la estructura de 75 años, con un amortiguamiento del 5% de acuerdo a la norma del manual de puentes del Ministerio de Transportes y comunicaciones del 2016.

El modelamiento de la estructura se realiza en cumplimiento de la norma Aastho LRFD 2014 de los patrones de carga de acuerdo al numeral 4.1.5.1, para que el software use la carga muerta y la aplique a los elementos estructurales consideradas criticas como son el caso de los pilares, y calculando el agrietamiento a través de las rotulas plásticas insertadas en la estructura como indica la norma Caltrans en el numeral 2.2.10.1, y de esa forma la estructura trabaje en el estado plástico.

Se toma en consideración los modos de vibración de la estructura, de los cuales el primer y segundo modo de vibración tienen mayor participación de masa y rigidez,

el conocimiento de este valor es necesario para determinar cuál será su respuesta ante los movimientos sísmicos que puedan presentarse en la localidad (cortante basal).

Se realiza la evaluación para una categoría de sismo D, que es un análisis por capacidad incluyendo en el análisis basado en desplazamiento, modal, y dinámico.

El espectro de diseño se realiza en base a la determinación de peligro sísmico extraído de SENCICO, para los valores Periodo de 0s, 0.2s y 1s, estos valores nos permiten realizar el espectro de respuesta elástica para estimar la demanda del puente, la evaluación se realiza de acuerdo a la norma de manual de puentes del MTC 2016, con un Tr=1000años siendo t=0.0s, PGA=0.27g, t=0.2s, Ss=0.62g. t=1.0s S1=0.199g, cuyos valores nos permitirán dibujar la curva de espectro de respuesta.

Las rotulas plásticas ubicadas en los extremos de las columnas a una distancia de 0.455m con un porcentaje de la parte inferior de 11.2% y 54.4% de la parte superior, esta rotula plástica es un dispositivo de amortiguación de energía, que permite la rotación de la deformación plástica de la conexión de la columna, para establecer la deformación de la sección.

El análisis por respuesta sísmica en el Csibridge nos muestra valores en el estado agrietado de la estructura con una deformación de la demanda para un sismo muy raro de un Tr=1000años de 0.18m en el eje X y de 0.077m en el eje Y, por otro lado el punto de desempeño de la estructura según el Fema 440 el desplazamiento en el eje X es de 0.12m y en el eje Y de 0.053m, teniendo un ratio de 1.81 en el eje X y 1.64 en el Y.

#### 4.2.3 Análisis y discusión del método Tiempo Historia

El análisis de la historia del tiempo no lineal explica las no linealidades o la degradación de la resistencia de diferentes elementos del puente, así como el patrón de carga o la intensidad del movimiento en el suelo, la carga en un análisis de la historia del tiempo es el desplazamiento de la fundación o el movimiento del suelo con la aceleración.

Para la solución a la ecuación 2.2.13.1 de se utiliza el método NEWMARK, con los coeficientes de  $\beta$ =0.5 y  $\gamma$ =0.25.

El proceso de escalamiento se realizó en base a los espectros de respuesta elástica de los periodos de 43, 72, 475, 1000 y 2500 años, y que consiste en el ajuste espectral al espectro de respuestas, estos registros generalmente deberán ser compatibles con el espectro de respuesta elástico que representa las acciones sísmicas de diseño en el lugar de estudio, para dicho proceso se utilizó el software SEISMOMATCH 2016.

Los registros de Acelerograma se extrajeron de la página del CENTRO PERUANO-JAPONÉS DE INVESTIGACIONES SÍSMICAS Y MITIGACIÓN DE DESASTRES (CISMID) y del centro sismológico nacional de Chile, cuyos registros sísmicos fueron escalados para crear registros sintéticos en las direcciones de Norte a sur y de Este a Oeste.

El análisis tiempo historia evalúa la capacidad de los componentes del puente principal en función del tiempo, en función del comportamiento no lineal determinado para los elementos y materiales, esta evaluación se lleva a cabo para varios movimientos de tierra de entrada aplicados a diferentes ángulos y la respuesta de la estructura se registra en cada paso de tiempo.

# **CONCLUSIONES**

- 1. Mediante el análisis Pushover a través de los incrementos de carga sucesivos, se pudo conocer la capacidad que tiene el puente a través del método de espectro de capacidad del ATC-40 en función de la cortante y el desplazamiento, con una fuerza cortante eje X de 63.25tn y un desplazamiento de 11.73cm y en el eje Y con una cortante de 152.33tn y un desplazamiento de 5.53cm.
- 2. Los 06 registros sísmicos que se usaron en esta investigación son registros obtenidos de acuerdo a la gran intensidad y de acuerdo a las características del lugar en estudio en cuanto a geología conforme al anexo 04 de esta investigación, por lo tanto, el grado de vulnerabilidad del puente en estudio, dentro del sitio donde está ubicado la estructura para un tr=1000años es de ocupación inmediata en el eje Y, y seguridad de vida en el eje X, por lo tanto el puente no colapsa, pero tiene daños reparables.
- 3. Para el método tiempo historia se requieren al menos 03 historiales del tiempo de aceleración que hayan ocurrido en el lugar de estudio, sino se cuenta con historiales de tiempo en el lugar se creara 05 Acelerograma sintéticos que se ajusten al espectro de respuesta elástica.
- 4. Para el diseño de puentes, el software CSIBRIDGE V20.1 y la norma del MTC 2016 emplean los parámetros establecidos en las normas internacionales, AASHTO LRFD 2014, ATC 40, fema 440, Caltrans quienes se encuentran acorde al lugar de origen, ocasionando que las consideraciones de diseño sean diferentes a la situación que se vive en el país.
- 5. Los puentes son estructuras de un comportamiento especial particularmente vulnerables, que requieren ser diseñados como elementos de falla crítica y evaluados bajo normativas sismorresistentes actualizadas, para cumplir una función social y brindar un servicio continuo.
- La normativa para los análisis basados en desempeño sísmico se usó la norma Evaluación del Método de Capacidad-Espectro del ATC-40 considerando un amortiguamiento inicial del 5%.

- Para el coeficiente de aceleración se realiza en base la determinación de peligro sísmico de Perú, mediante el aplicativo web "CPSC", creada por Sencico. Para los siguientes periodos de retorno de 43, 72, 475, 1000, 2500.
- 8. El Tramo 4: Inambari Azñangaro Ositran se firmó la concesión en el año 2005, para esos años el análisis y diseño sísmico para puentes se realizaba con la norma manual de diseño de puentes del Ministerio de Transportes y Comunicaciones del 2003 vigente para ese año, y la aceleración se calculó con un 10% de excedencia para una exposición de la estructura de 50 años que equivale a un periodo de retorno de 475 años.
- 9. Se realiza la evaluación del puente para distintos periodos de diseño, tanto para el análisis Pushover y el análisis tiempo historia, resultando para tr=475años con la norma del MTC del 2003 en el eje X de 18.23cm y en Y=7.70cm y para un tr=1000años como lo indica la actual norma en el eje X=21.24cm y en Y=9.05cm, dando como resultados de la evaluación del puente tr=1000años la estructura está dentro de los límites de prevención del colapso, y con tr=475años la estructura está en los límites de seguridad de vida.
- 10. El análisis tiempo historia es un tipo de análisis más real, debido a que realiza el análisis sísmico a través de Acelerograma reales y que estos actúan en toda dirección con respecto al tiempo.
- 11. Tomando como espectro objetivo al espectro de diseño de la norma de puentes del MTC 2016 y en base a al aplicativo CISMID y el software SEISMOMATCH 2016, se obtuvieron un total de 6 Acelerograma sintéticos en sus componentes Este–Oeste, Norte–Sur. Las dos componentes horizontales fueron escaladas de tal forma que sus espectros sean compatibles con este espectro objetivo.
- 12. El análisis estático no lineal incremental (Pushover) y el análisis dinámico no lineal (historia en el tiempo), son las mejores metodologías disponibles de análisis sísmico para calcular las respuestas (desplazamientos y fuerzas) de manera más realista en puentes.

- 13. La clasificación por importancia de un puente es un parámetro importante ya que determina qué método de análisis sísmico se debe utilizar.
- 14. La ductilidad en el proceso de análisis y diseño que garantiza el adecuado comportamiento sismo resistente a la vez que se controla la geometría y la disposición del refuerzo en la sección de concreto reforzado y, por lo tanto, el costo de construcción óptimo.
- 15. Los efectos P-Delta serán significativos según el tamaño de la subestructura estos causan movimientos producto de las aceleraciones del suelo y los desplazamientos laterales inducidos, a su vez, hacen que el centro de gravedad de la estructura cambie de sitio, produciéndose una excentricidad.

# RECOMENDACIONES

- 1. Es necesario que los proyectistas de puentes, conozcan y utilicen programas de análisis lineal y no lineal, que incorporen la respuesta tridimensional, la influencia de apoyos, juntas, aisladores y disipadores de energía.
- Se requieren realizar estudios de amenaza sísmica o amenaza de sitio que determinen las aceleraciones de probables de ocurrencia a través de los periodos de retorno correspondientes a diferentes condiciones límites, a fin de fortalecer los métodos basados en el desempeño estructural.
- Es necesario conocer el análisis probabilístico a través de curvas de fragilidad para determinar la probabilidad de ocurrencia del sismo.
- 4. Seguir con las metodologías de diseño sísmico basadas en el desempeño que constituyen una buena opción de análisis cuando se trata de puentes regulares; sin embargo, se requiere ampliar algunas hipótesis, cuando se tiene el caso de puentes irregulares con alineamiento horizontal en curva y superestructura rígida. Para esto es necesaria una mayor investigación en el tema, con el objeto de poder limitar su correcto uso para cierto tipo de puentes.
- 5. Una adecuada relación, separación entre el diámetro de varilla (s/dbl) del refuerzo transversal, además de actuar como refuerzo ante fuerzas cortantes, permite desarrollar altos niveles de deformación evitando el pandeo del refuerzo longitudinal en columnas de concreto armado para puentes.
- Se sigan creando guías de aprendizaje que sirvan en el manejo de los programas actualizados de la carrera de Ingeniería Civil, lo cual permitirá formar profesionales competitivos.

# REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA

- [1]. Caltrans (1989). Bridge Design Aids 14-1. California Department of Transportation, Sacramento, California, Sacramento, California.
- [2]. ATC/MCEER. (2001). Recommended LRFD guidelines for the seismic design of highway bridges. ATC Report No. ATC-49a. Applied Technology Council and Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering joint venture.
- [3]. American Association of State Highway and Transportation Officials (2002). AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges. 17 edition. AASHTO, Washington, D.C.
- [4]. DECANATO DE INGENIERIA CIVIL. Vulnerabilidad y Proyecto Sismo-Resistente. Análisis no lineal. Empuje incremental; 2002.
- [5]. Berry, M., and Eberhard, M. (2003). Performance Models for Flexural Damage in Reinforced Concrete Columns. Report No. 2003/18. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- [6]. Borzognia, Y., and Bertero, V.V., editors (2004). Earthquake Engineering: From Engineering Seismology to Performance-Based Engineering. CRC Press.
- [7]. ACI 318 (2005). Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. ACI Committee 318. American Concrete Institute, Michigan.
- [8]. Ady Aviram, Kevin R. Mackie, Božidar Stojadinović, Guidelines for Nonlinear Analysis of Bridge Structures in California; 2008.
- [9]. VARGAS BEJARANO, (2017). EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE PUENTES CONTINUOS, tesis de maestria publicada. PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ. Lima-Perú
- [10]. SERVICIO NACIONAL DE CAPACITACIÓN PARA LA INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCIÓN "SENCICO" (2016) Servicio Web de Consultas para la Determinación del Peligro Sísmico en el Territorio Nacional. Recuperado de https://www.sencico.gob.pe/publicaciones.php?id=331
- [11]. Tavera et al. (2007) El sismo de Pisco del 15 de agosto, 2007 (7.9Mw) departamento de Ica. Dirección de Sismología, IGP.
- [12]. Bolaños y Monroy (2004). Espectro de Peligroso Sismo Uniforme, tesis de maestria publicada. PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ. Lima-Perú
- [13]. PINTO RODRÍGUEZ (2012). EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEPUENTES BASADO EN DESPLAZAMIENTOS. tesis de maestria publicada. UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO. México D.F.

- [14]. CALTRANS (2013). SEISMIC DESIGN CRITERIA. VERSION 1.7. CALIFORNIA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION.
- [15]. CHANG TOKUSHIMA (2014). ESTUDIO DE RELACIONES MOMENTO-CURVATURA EN SECCIONES DE CONCRETO ARMADO Y CONCRETO PREESFORZADO SOMETIDAS A FLEXIÓN. tesis de maestria publicada. PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ. Lima-Perú.
- [16]. Morán Castillo (2009). Análisis del Comportamiento de Columnas de Puentes de Concreto Reforzado a través de Diagramas de Interacción y Relaciones Momento-Curvatura. tesis de pre grado publicada. ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL. Guayaquil – Ecuador
- [17]. Ronald Ugel, Reyes Herrera. Vulnerabilidad y Proyecto Sismo-Resistente, Análisis no lineal. Empuje incremental. DECANATO DE INGENIERIA CIVIL.
- [18] I. Dzolev, D. Ladjinovic, A. Raseta, A. Radujkovic. Pushover analysis of RC bridge designed according to EN 1998-2. 2014. p. 116-125
- [19]. Ospina Trujillo (2012). MÉTODO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS PARA EL DISEÑO Y EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE PUENTES DE CONCRETO REFORZADO. tesis de maestria publicada. UNIVERSIDAD EAFIT. Medellín - Colombia.
- [20]. Herrera M. (2008). ESTUDIO SÍSMICO DEL VIADUCTO QUEBRADA EL SALTO. tesis publicada. UNIVERSIDAD DE CHILE. Santiago Chile.
- [21]. FEMA 440. (2005). Improvement of Nonlinear Static Sismic Analysis Procedures, Federal Emergency Management Agency. Washington, D.C- EEUU
- [22]. Ramírez, Martínez (2002). ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO NO LINEAL DE COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO COMO DISPOSITIVO DE AISLAMIENTO SÍSMICO. Ciudad Universitaria, Toluca-México
- [23]. Computers & Structures CSI BRIGDE (2015), Bridge Superstructure Design AASHTO. Computers & Structures CSI BRIGDE. United States of America
- [24]. Ministerio de Transporte y Comunicaciones (2016), Manual de Puentes. Direccion Gneral de Caminos y Ferrocarriles. Lima - Perú
- [25]. Casimiro (2012). DESEMPEÑO SISMICO DE EDIFICACIONES BAJO EL SISMO DE NIVEL OCASIONAL. UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA. Lima - Perú
- [26]. Universidad Nacional Autónoma de México. Propiedades de los materiales en secciones de concreto reforzado [Pdf en Internet]. [accesado 10 de julio 2018]. Disponible en: https://es.slideshare.net/juanjosepaganmartinez/modelo-de-mander

# **Anexos**

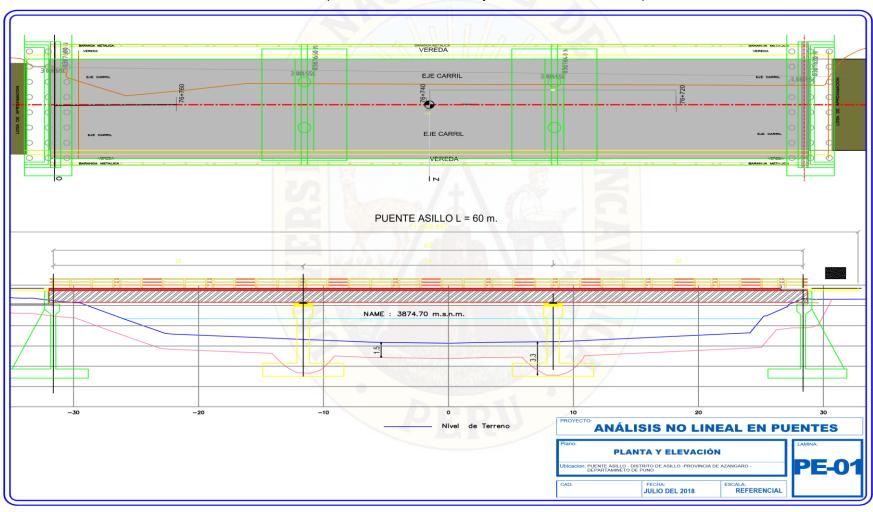
ANEXO 01: Planos en planta, cortes elevaciones y detalles estructurales del puente Asillo.

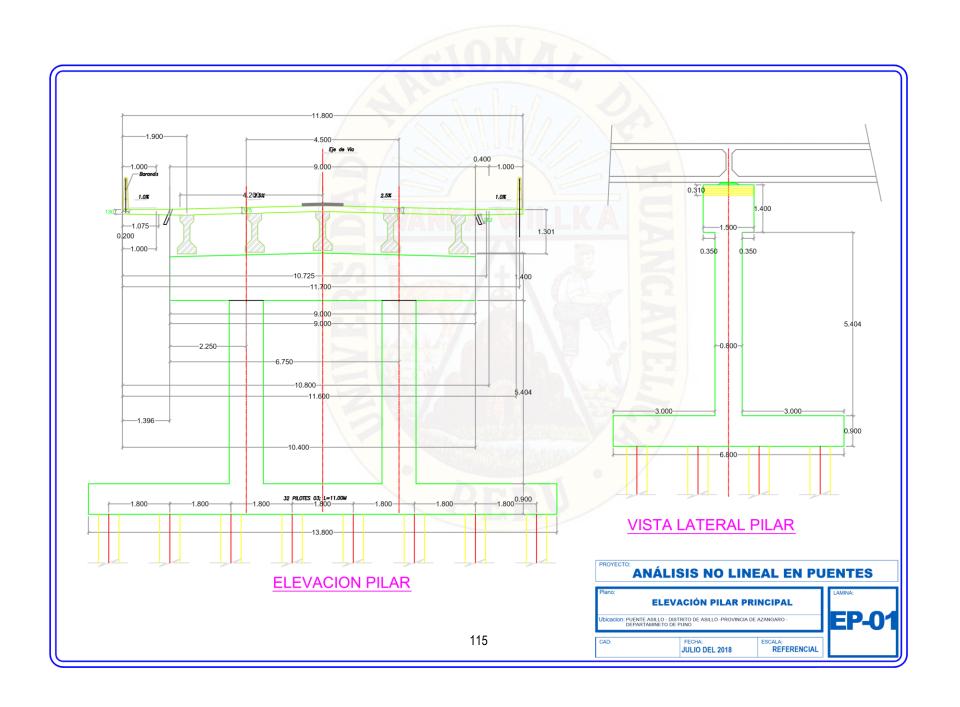
ANEXO 02: Matriz de consistencia del proyecto de investigación.

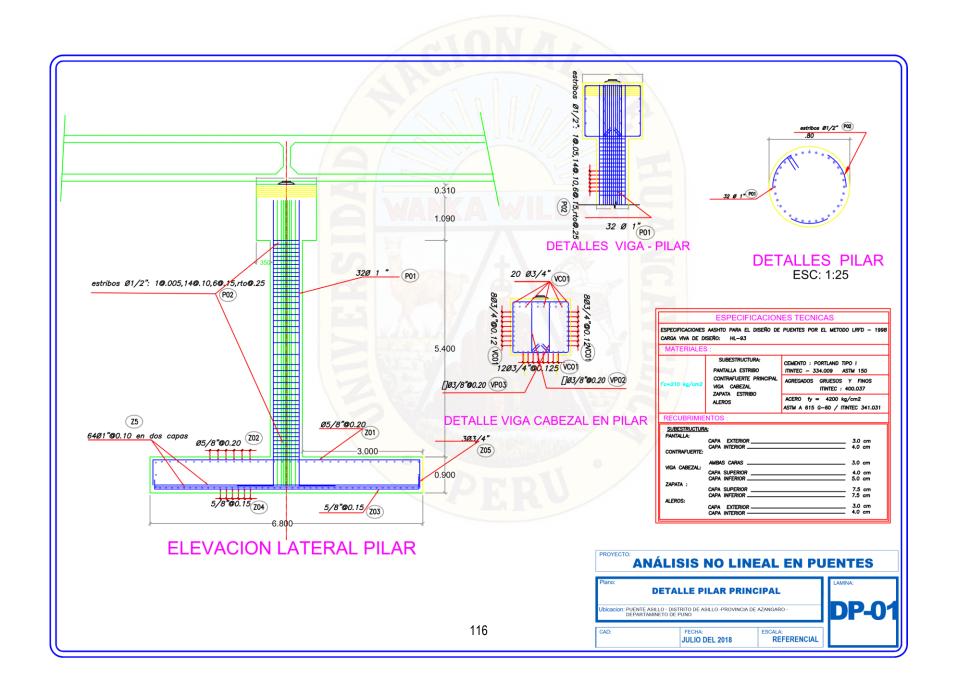
ANEXO 03: Registros sísmicos

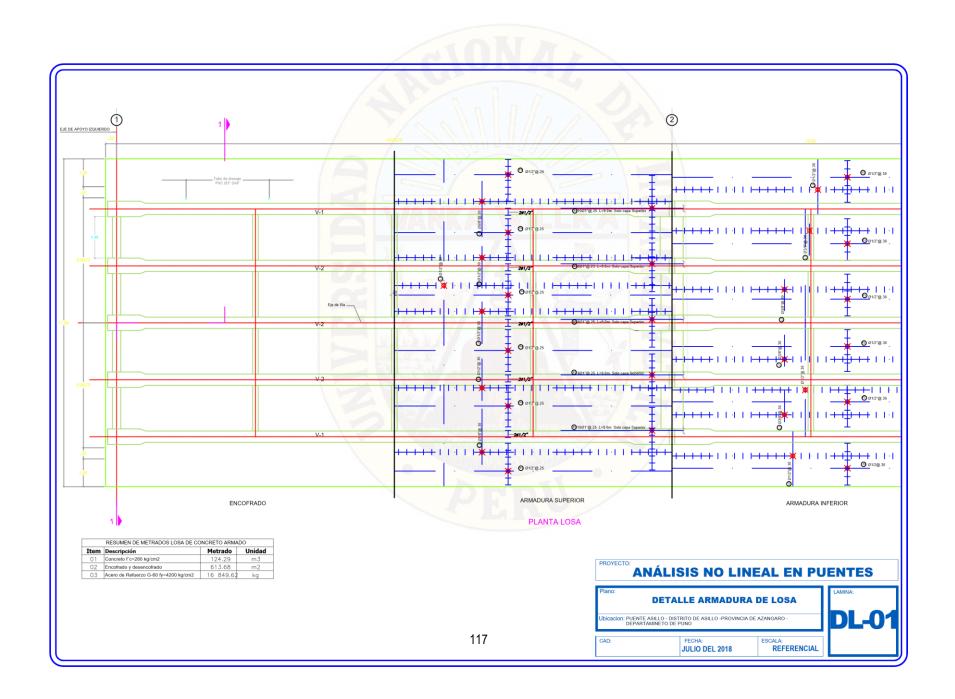
ANEXO 04: Mapas geológicos.

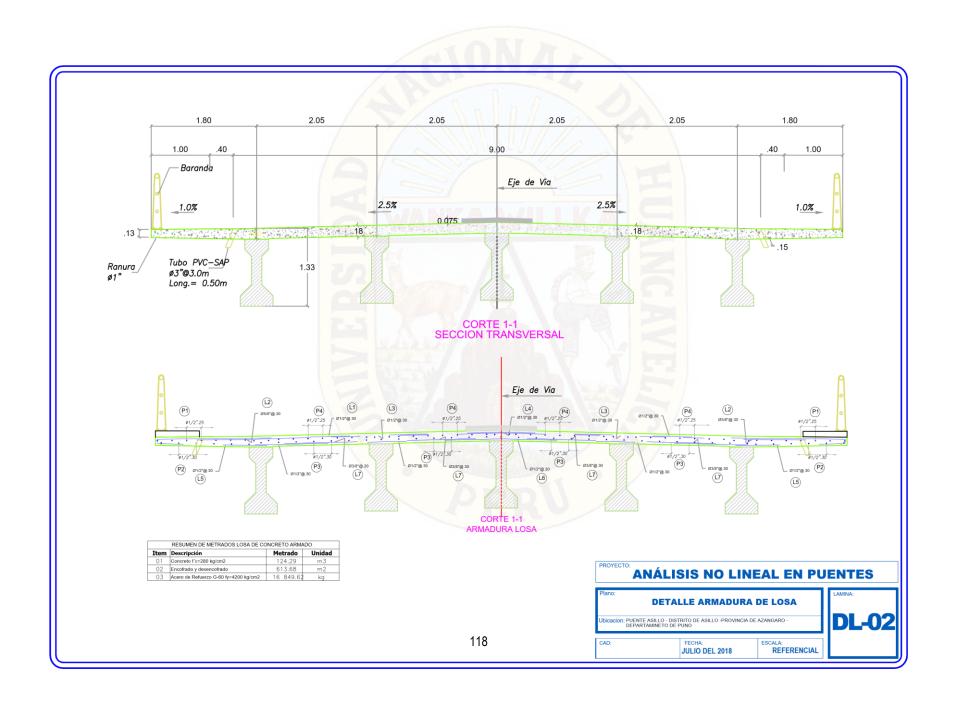
ANEXO 01: Planos en planta, cortes elevaciones y detalles estructurales del puente Asillo.

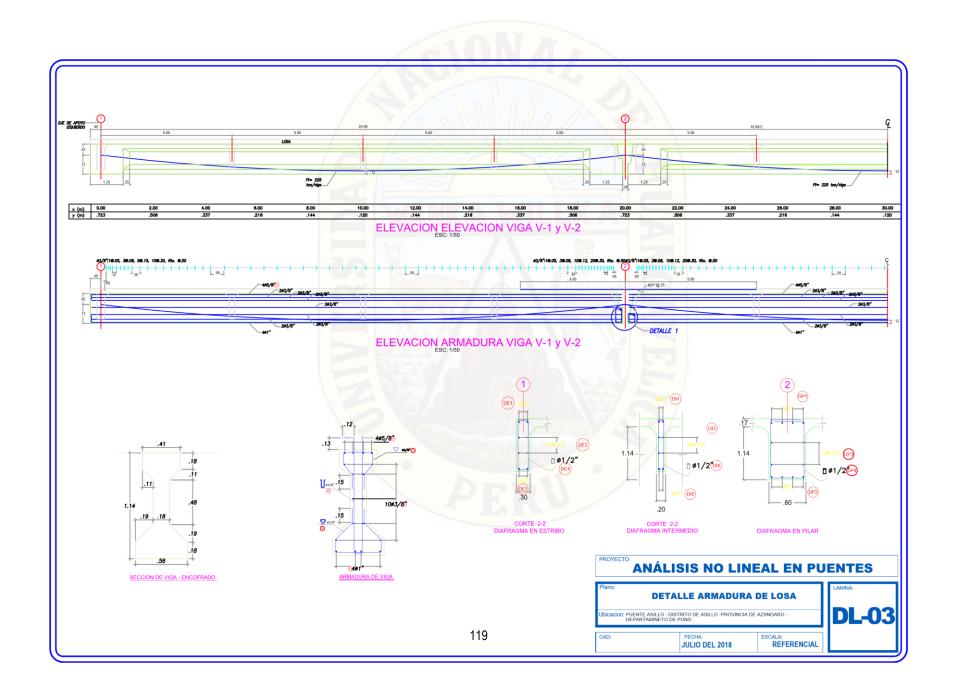












# ANEXO N.º 02 MATRÍZ DE CONSISTENCIA

# TÍTULO TENTATIVO: "EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL MEDIANTE PROCEDIMIENTO NO LINEALES EN PUENTES DE CONCRETO REFORZADO"

DEFINICIÓN DEL PROBLEMA	OBJETIVOS	MARCO TEÓRICO	HIPÓTESIS	VARIABLES	METODOLOGÍA
Problema general	Objetivo general	Antecedentes	Hipótesis general	Identificación de Variables:	Tipo : Aplicada
¿Cómo se desempeña la estructura en puentes de concreto reforzados al considerar procedimientos no lineales?	Evaluar el desempeño de la estructura de puentes de concreto reforzados al considerar procedimientos no lineales.	<ul> <li>Universidad         Técnica Particular         de Loja (2007):         Morocho, "estudio         de desempeño         sísmico de puentes         modianto</li></ul>	The second secon	- Componentes estructurales (tablero,	Nivel: explicativo  Diseño: pre experimental  GE: 0 <sub>1</sub> X 0 <sub>2</sub> Dónde:  G.E. Grupo Experimental.
Problemas específicos:  a. ¿Cómo se desempeña la estructura en puentes de concreto reforzados al aplicar un patrón de carga incremental?  b. ¿Cuál será el estado final de la estructura	a. Evaluar el desempeño estructural en puentes de concreto reforzados al aplicar un patrón de carga incremental.  b. Evaluar el estado final de la estructura en puentes de concreto reforzados	mediante el análisis no lineal estático".  • Universidad Eafit (2012): Ospina, "aplicación de un método basado en desempeño para el análisis y diseño sismo resistente de puentes de concreto reforzado".	desempeño en el que se encentra la estructura.  Hipótesis específicas:  a. El patrón de carga incremental aplicado a la estructura en puentes de concreto reforzados, permite conocer la capacidad estructural del puente Asillo.	vigas, pilares, base).  b. Variable Independiente:  Procedimientos no lineales.  INDICADORES:  - Análisis estático Pushover.  - Análisis dinámico tiempo historia.	0 <sub>1</sub> Pre Test 0 <sub>2</sub> Post Test X: Manipulación de la Variable Independiente.  Población: Puentes de concreto reforzados Muestra: Puente Asillo – Azángaro - Puno

en puentes de concreto reforzados después de un evento sísmico?	después de un evento sísmico.	<ul> <li>Universidad Nacional de Chimborazo (2016): Parra, "manual para modelar puentes de hormigon armado y mixtos (tablero de hormigon con vigas metalicas), empleando el software sap2000 bridge".</li> <li>Marco Teórico Referencial         <ul> <li>Diseño Sísmico de Caltrans (SDC) 2004</li> <li>AASHTO LRFD</li> <li>FEMA 440</li> <li>ATC-32 (1996),</li> <li>MANUAL DE PUENTES DEL MTC 2016.</li> </ul> </li> </ul>	b. Con el uso de registros sísmicos de aceleraciones es posible conocer el grado de vulnerabilidad en puentes de concreto reforzados.	HIMANCAVELLA	Técnicas e Instrumentos:  - Lectura de planos.  - Recopilación de datos.  - Análisis y recopilación documental.  - Observación.  Técnicas de Procesamiento de datos  - Csibrigde v.17.2  - XTRACT v.3.0.8.
---	-------------------------------	--	---	--------------	--

Elaborado por: CHANCHA CALDERÓN, Julio César.

#### ANEXO 03: Registros sísmicos

#### 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.pehttp://www.cismid-uni.org

#### 1. INFORMATION ABOUT THE SEISMIC STATION

STATION NAME : UNICA STATION CODE : ICA002

STATION LOCATION : San Luis Gonzaga National

University, Ica, Ica

LATITUDE : -14.088
LONGITUDE : -75.732
ALTITUDE (m) : 409

ACCELEROMETER MODEL : RION SM-10B

SAMPLING FREQUENCY (Hz) : 100

#### 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 : 21807

MAXIMUM ACCELERATION : -272.82 333.66 192.04

DATA UNITS : cm/s2

#### 4. COMMENTS

BASELINE CORRECTED. BANDPASS (0.01-25) FILTERED. PROCESSED THANKS TO DR. AKIO ABE

AND TOKYO SOIL RESEARCH CO., LTD.

#### 5. ACCELERATION DATA

#### 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.pehttp://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 : Aceler $\acute{a}$ grafo Anal $\acute{a}$ gico

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/s2

#### 4. COMMENTS

BASELINE CORRECTED

#### 5. ACCELERATION DATA

#### 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.pehttp://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 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

#### 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 : César Vizcarra Vargas

STATION CODE : MOQ001

STATION LOCATION : Rolando Catacora Sports Complex -

Regional Government of Moquegua, Moquegua, Mariscal Nieto

LATITUDE : -17.186 LONGITUDE : -70.928 ALTITUDE (m) : 1461

ACCELEROMETER MODEL : RION SM-10B

SAMPLING FREQUENCY (Hz) : 100

2. INFORMATION ABOUT THE EARTHQUAKE

DATE : June 23, 2001
ORIGIN TIME (Local) : 15:33:00

LATITUDE : -16.08

LONGITUDE : -73.77
DEPTH (km) : 33.00

MAGNITUDE : 6.9 mb

INFORMATION SOURCE : IGP

3. INFORMATION ABOUT THE RECORD

RECORD TIME (Local) : 15:33:00 NUMBER OF SAMPLES : 19892

MAXIMUM ACCELERATION : -295.15 219.99 160.74

DATA UNITS : cm/s2

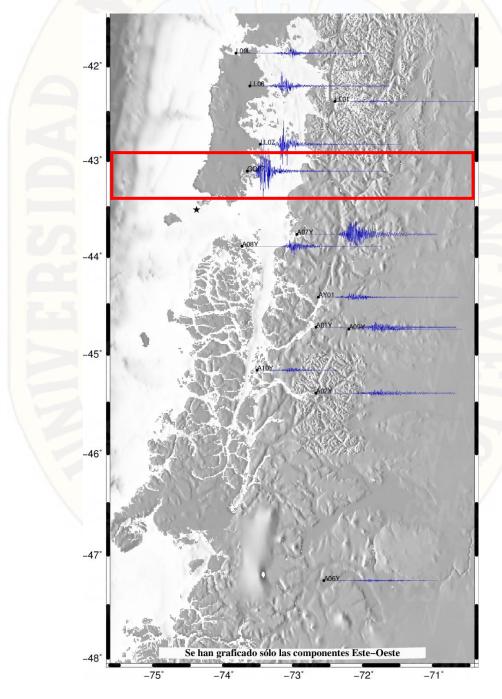
#### CENTRO SISMOLÓGICO NACIONAL DE CHILE SISMO DE 7.6 MS

# Tiempo de Origen: 2016-12-25T14:22:27.358393Z

# Tasa de muestreo: 100.0 muestras/seg

# Numero total de muestras: 27615
# Estacion: GO07 Componente: HNE, HNN
# Latitud: -43.114 Longitud: -73.664

# Unidades: m/seg/seg



 $\frac{\text{http://evtdb.csn.uchile.cl/draw/0565d07cfe33abb0c9dff7bf02b31e51/G}}{007}$ 

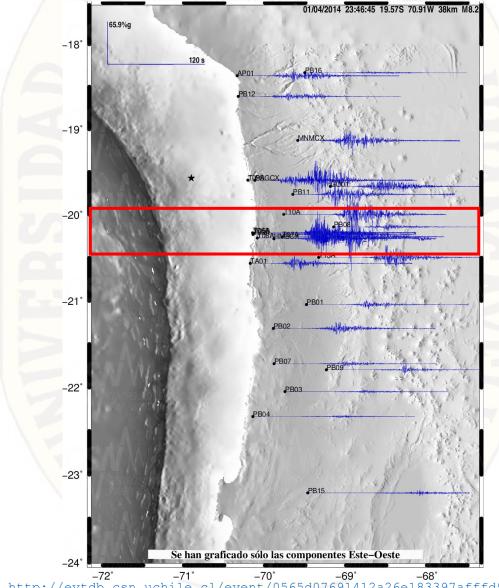
#### CENTRO SISMOLOGICO NACIONAL DE CHILE DE 8.2 Ms

# Tiempo de Origen: 2014-04-01T23:46:14.000000Z

# Tasa de muestreo: 200.0 muestras/seg

# Numero total de muestras: 66800 # Estacion: T07A Componente: HNE, HNN # Latitud: -20.256 Longitud: -69.786

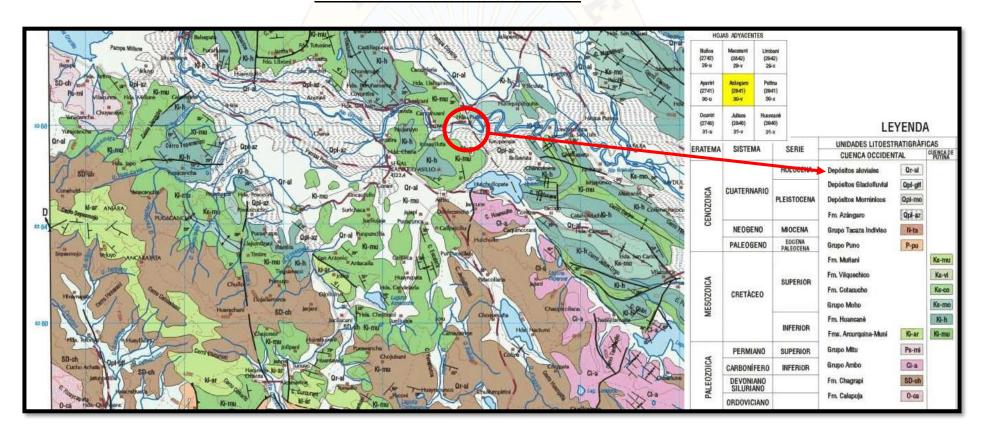
# Unidades: m/seg/seg



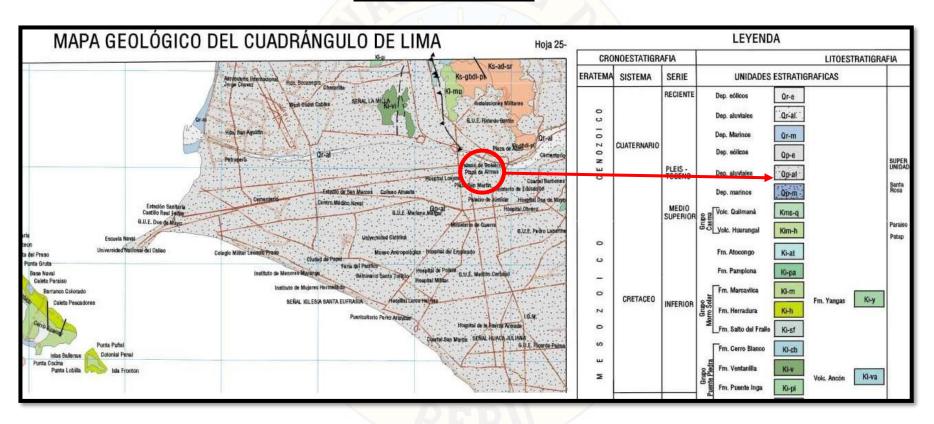
http://evtdb.csn.uchile.cl/event/0565d07691412a26e183397afffd92b6

ANEXO 04: Mapas geológicos.

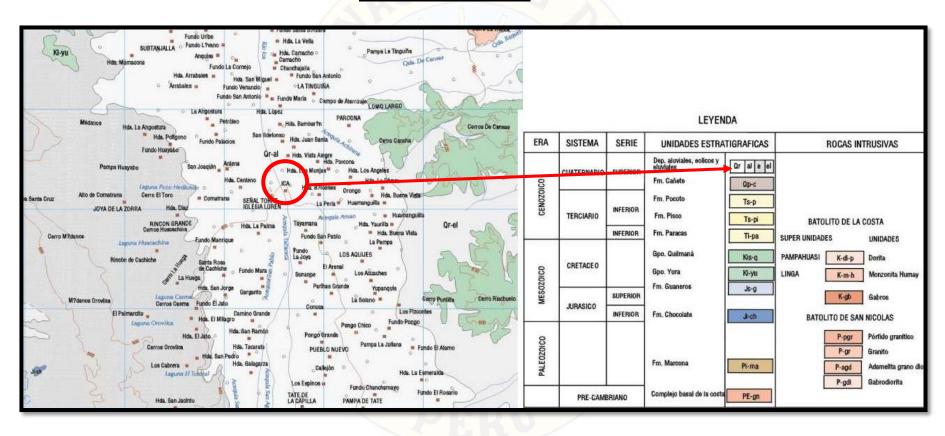
# MAPA GEOLÓGICO DE AZÁNGARO PUNO



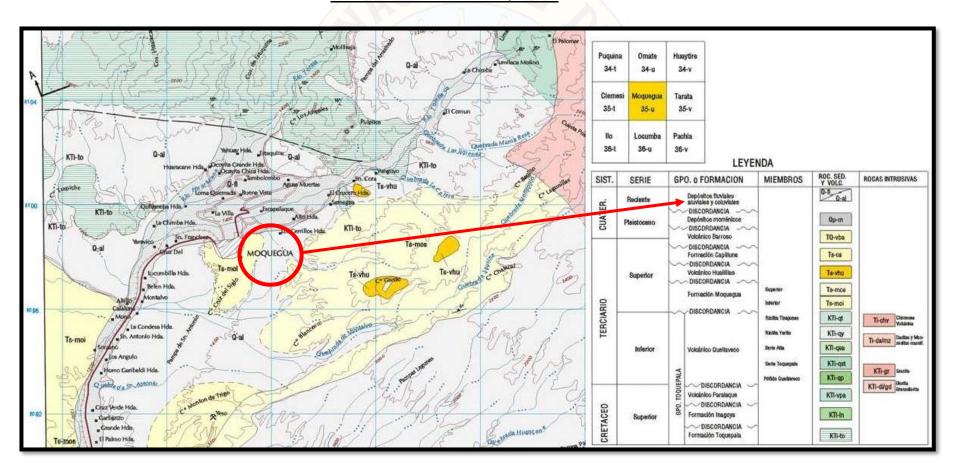
# MAPA GEOLÓGICO DE LIMA



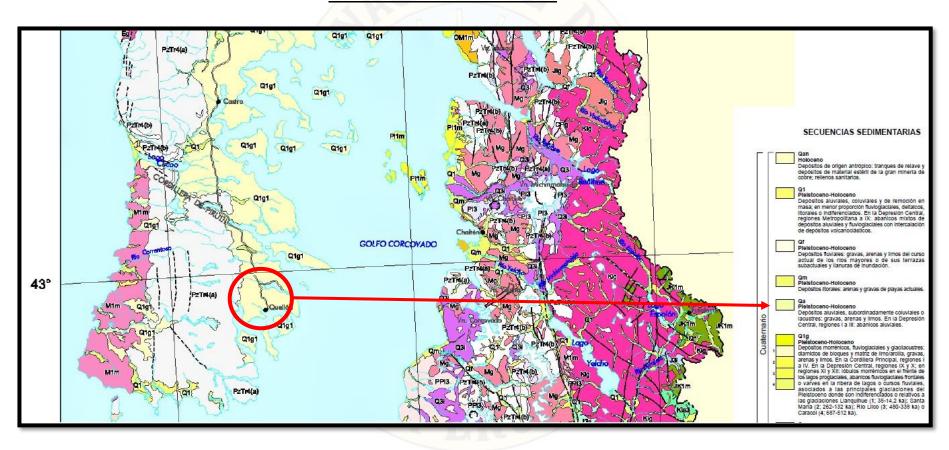
# MAPA GEOLÓGICO DE ICA



# MAPA GEOLÓGICO DE MOQUEGUA



# MAPA GEOLÓGICO DE CHILE 7.6Ms



# MAPA GEOLÓGICO DE CHILE 8.2Ms

