

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ  
ESCUELA DE POSGRADO**



“Evaluación del comportamiento sísmico del  
Puente Villena construido en 1967 usando un método  
basado en el desempeño”

**TESIS PARA OPTAR POR EL GRADO ACADÉMICO DE  
MAGÍSTER EN INGENIERÍA CIVIL**

**Autor:**

**Carlos Augusto Salcedo Chahud**

**Asesor:**

**Antonio Zeballos Cabrera**

**Diciembre, 2021**

## **RESUMEN**

La tesis consiste en la evaluación del comportamiento sísmico del Puente Villena, construido hace más de 50 años, usando un método basado en el desempeño.

El nivel de amenaza se calculó utilizando el programa CRISIS 2007 para cinco periodos de retorno: 72, 224, 475, 975y 2475 años. El modelo de peligro sísmico utilizado es el desarrollado por el Instituto Geofísico del Perú. En dicho modelo se consideran 33 fuentes sismogénicas y leyes de atenuación espectrales que permiten estimar la respuesta sísmica para diferentes periodos estructurales.

El análisis del puente se hizo con el programa SAP 2000 V14. Se hizo un análisis lineal elástico para las cargas de gravedad y la sobrecarga vehicular HL-93 de la especificación AASHTO LRFD.

También se hizo un análisis lineal modal espectral para conocer los periodos y forma de vibrar del puente.

Para evaluar el desempeño, se hicieron dos tipos de análisis del comportamiento inelástico: un “pushover” y un análisis dinámico tiempo historia.

En el análisis dinámico tiempo historia se emplearon cinco acelerogramas que fueron escalados a los cinco niveles de amenaza calculados. El escalamiento se hizo utilizando el programa SEISMOMATCH.

Los resultados muestran que el puente tiene capacidad suficiente para resistir las cargas permanentes y la sobrecarga vehicular. Esto se correlaciona bien con lo observado en el campo ya que el puente se encuentra en buen estado y no hay registros que indiquen que ha sido reforzado o retro capacitado durante su vida útil.

También se comprueba que el puente tiene una reserva importante para resistir la demanda sísmica.

Esto no quiere decir que el puente no necesite ser retro capacitado, ya que en el estudio se determina que es probable que para periodos de retorno mayores a 975 años el puente puede tener una falla por corte en el apoyo de los arcos.

## CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN .....	11
1.1 Justificación .....	11
1.2 Objetivos .....	12
1.3 Organización de la tesis .....	13
2. MARCO TEÓRICO .....	14
2.1 Daños en puentes en sismos recientes .....	14
2.2 Evaluación del comportamiento sísmico basado en conceptos de desempeño .....	16
2.2.1 Nivel de desempeño .....	17
2.2.2 Nivel de amenaza .....	18
2.2.3 Determinación de los umbrales de daño .....	19
2.3 Procedimiento de análisis estático no lineal “Pushover” .....	21
2.4 Método del espectro de capacidad ATC 40 .....	22
2.5 Análisis dinámico no lineal tiempo historia .....	23
2.5.1 Análisis dinámico incremental .....	24
2.6 Modelos del comportamiento del concreto armado .....	24
2.6.1 Modelos constitutivos del concreto .....	25
2.6.2 Curva esfuerzo deformación para el acero .....	26
2.7 Diagrama momento curvatura .....	27
2.7.1 Observaciones generales sobre carga axial, momento y curvatura .....	28
2.8 Rótulas plásticas .....	29
2.9 Inercia efectiva .....	30

3.	PUENTE ARCO DE CONCRETO ARMADO CON TABLERO SUPERIOR.....	32
3.1	Introducción .....	32
3.2	Articulaciones en arcos de concreto .....	36
3.3	Diseño conceptual de puentes Arco.....	39
3.4	Comportamiento sísmico .....	41
4.	EL PUENTE VILLENA.....	44
4.1	Descripción .....	44
4.2	Clasificación del suelo.....	51
4.3	Cargas aplicadas .....	52
4.3.1	Peso propio .....	52
4.3.2	Cargas muertas.....	52
4.3.3	Sobrecarga vehicular.....	52
4.3.4	Demanda sísmica.....	53
4.3.5	Acelerogramas para el análisis dinámico inelástico .....	54
4.4	Modelo de la estructura.....	55
4.4.1	Propiedades de los materiales .....	57
4.4.2	Inercia efectiva .....	57
4.4.3	Rótulas plásticas .....	57
4.4.4	Ocurrencia de otros mecanismos de falla .....	58
5.	RESULTADOS DE LA EVALUACIÓN .....	59
5.1	Análisis lineal .....	59
5.1.1	Análisis modal .....	59
5.1.2	Desplazamiento obtenido en el análisis modal espectral lineal .....	61
5.1.3	Diagramas de momento y carga axial por cargas de gravedad y carga viva vehicular .....	61
5.1.4	Verificación de esfuerzos por cargas de gravedad más el 100% de la sobrecarga vehicular .....	63
5.1.5	Diagramas de momento y carga axial por cargas sísmicas .....	65
5.1.6	Análisis de la fuerza cortante en las patas del arco.....	67
5.1.7	Verificación de la cimentación .....	70

5.1.8	Deflexión por cargas de gravedad y sobrecarga vehicular.....	71
5.1.9	Resumen .....	72
5.2	Análisis no lineal .....	73
5.2.1	Análisis no lineal estático .....	73
5.2.2	Obtención de la curva de capacidad .....	74
5.2.3	Sectorización de la curva de capacidad .....	76
5.2.4	Punto de desempeño para los niveles de amenaza definidos.....	78
5.2.5	Análisis dinámico tiempo historia incremental .....	79
6.	CONCLUSIONES .....	83
7.	REFERENCIAS.....	85



## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Colapso de un tramo del puente Nishihomiya en Japón durante el terremoto de Kobe de 1995 [3].....	14
Figura 2.2: Falla por flexión y corte en la mitad de la altura del pilar, debido al corte prematuro del refuerzo longitudinal. Terremoto de Kobe [3]. .....	15
Figura 2.3: Falla por cortante dentro de la región de la articulación plástica en el terremoto de San Fernando [3].....	15
Figura 2.4 Falla de un tramo del puente Longchi durante el sismo de Wenchuan del 2008. (16). .....	16
Figura 2.5: Curva de capacidad sectorizada (SEAOC, 1995) .....	21
Figura 2.6: Bi linealización de la curva de capacidad.....	22
Figura 2.7: Representación esquemática del método del espectro de capacidad ATC.....	23
Figura 2.8: Curvas de modelos idealizados del comportamiento del concreto: Hognestad, Mander, Kent-Park.....	26
Figura 2.9: Modelo constitutivo para el acero de refuerzo (AASHTO 2009).....	27
Figura 2.10: Diagrama momento curvatura (moment-rotation) idealizado según el programa SAP 2000. ....	28
Figura 2.11: Efecto de la carga axial en una sección de concreto. Tomado de (10).....	29
Figura 2.12: Curvas para determinar la inercia efectiva (11).....	31
Figura 3.1: Puente de mampostería típico. ....	33
Figura 3.2: Puente Tavanasa construido el año 1905 .....	33
Figura 3.3: Tres tipos de arco con espesor variable.....	34
Figura 3.4: Puente Vessy. ....	35
Figura 3.5: Puente Salginatobel. ....	35
Figura 3.6: Articulación en Puente Arco de Acero.....	36
Figura 3.7: Articulación Freyssinet. ....	37
Figura 3.8: Puente Veurdre .....	38
Figura 3.9: Puente de Boutiron.....	38
Figura 3.10: Terminología para puentes en arco.....	39
Figura 3.11: Puente tipo pórtico. ....	40
Figura 3.12: Puente Xiayudong (16).....	42

Figura 3.13: Falla del puente Xiayudong (16).....	43
Figura 4.1: Ubicación del puente Villena ( <a href="http://desarrolloperuano.blogspot.com/2016/04/puente-villena-por-partida-doble.html">http://desarrolloperuano.blogspot.com/2016/04/puente-villena-por-partida-doble.html</a> ).....	44
Figura 4.2: Elevación y planta del puente Villena.....	45
Figura 4.3: Sección transversal de las patas del arco. ....	45
Figura 4.4: Sección transversal del tablero. ....	46
Figura 4.5: Semi elevación con armadura.....	47
Figura 4.6: Articulación tipo Freyssinet en la base del arco. ....	48
Figura 4.7: Detalle del tablero y su encuentro con el arco .....	49
Figura 4.8: Condición actual del puente. ....	50
Figura 4.9: Fotografía de la junta de los extremos del tablero.....	50
Figura 4.10: Fotografía del apoyo del tablero en extremos. ....	51
Figura 4.11: Sobrecarga vehicular AASHTO.....	53
Figura 4.12: Espectros de diseño elástico AASHTO. ....	54
Figura 4.13: Geometría del puente.....	56
Figura 4.14: Modelo con elementos tipo frame .....	57
Figura 4.15: Secciones para la ubicación de las rótulas plásticas.....	58
Figura 5.1: Formas de modo predominantes.....	60
Figura 5.2: Desplazamientos espectrales elásticos.....	61
Figura 5.3: Elevación del puente y nomenclatura en zonas más esforzadas ...	62
Figura 5.4: Diagrama de momento flector por cargas de gravedad .....	62
Figura 5.5: Diagrama de momento flector por carga viva vehicular .....	62
Figura 5.6: Fuerza axial por cargas de gravedad .....	62
Figura 5.7: Fuerza axial por carga viva vehicular .....	63
Figura 5.8 Diagrama de momento flector por sismo longitudinal.....	66
Figura 5.9: Diagrama de momento flector por sismo transversal. ....	66
Figura 5.10: Verificación de la cimentación para la combinación de cargas de gravedad mas el sismo en la dirección transversal para un periodo de retorno de 2,475 años.....	71
Figura 5.11: Rótulas plásticas en la dirección longitudinal .....	73
Figura 5.12: Rótulas plásticas en la dirección transversal.....	73
Figura 5.13: Curva de Capacidad en la dirección longitudinal.....	74
Figura 5.14: Curva de Capacidad en la dirección transversal. ....	75

Figura 5.15: Sectorización de la curva de capacidad en la dirección longitudinal.  
..... 76

Figura 5.16: Sectorización de la curva de capacidad en la dirección transversal.  
..... 77

Figura 5.17: Desplazamientos análisis dinámico en la dirección longitudinal. . 81

Figura 5.18: Desplazamientos análisis dinámico en la dirección transversal. .. 81



## LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1: Estados de daño y niveles de desempeño (SEAOC, 1995). .....	18
Tabla 2.2: Periodo de retorno, probabilidad de excedencia, periodo de exposición. ....	19
Tabla 2.3: Umbrales de daño. ....	20
Tabla 4.1: Valores de PGA para distintos periodos de retorno.....	53
Tabla 4.2: Registros sísmicos empleados.....	55
Tabla 5.1: N° de modos requeridos para alcanzar el 90% de masa efectiva. ..	59
Tabla 5.2: Primeros veinte modos de vibración.....	59
Tabla 5.3: Desplazamientos análisis modal espectral.....	61
Tabla 5.4: Verificación de esfuerzos actuantes para la combinación SERVICIO I (100% carga muerta más 100% carga viva) en el tablero (sección completa) .	64
Tabla 5.5: Verificación de esfuerzos actuantes para la combinación SERVICIO I (100% carga muerta más 100% carga viva) en las patas del arco (cajón individual) .....	65
Tabla 5.6: Carga axial y momentos por sismo .....	67
Tabla 5.7: Fuerza cortante actuante en las patas del arco (cajón individual) ...	69
Tabla 5.8: Cortante resistente en secciones críticas .....	69
Tabla 5.9: Deflexión por cargas de gravedad y sobrecarga vehicular en centímetros.....	71
Tabla 5.10: Valores de la curva de capacidad longitudinal. ....	74
Tabla 5.11: Valores de la curva de capacidad transversal. ....	75
Tabla 5.12: Desplazamientos correspondientes a umbrales de daño en la dirección longitudinal.....	76
Tabla 5.13: Desplazamientos correspondientes a umbrales de daño en la dirección transversal. ....	77
Tabla 5.14: Puntos de desempeño para cinco niveles de amenaza en la dirección longitudinal.....	78
Tabla 5.15: Puntos de desempeño para cinco niveles de amenaza en la dirección transversal. ....	78
Tabla 5.16: Desempeño sísmico del puente según el análisis estático no lineal. ....	79
Tabla 5.17: Desplazamientos en la dirección longitudinal (cm).....	79

Tabla 5.18: Desplazamientos en la dirección transversal (cm) .....	80
Tabla 5.19: Desplazamientos promedio dirección longitudinal.....	82
Tabla 5.20: Desplazamientos promedio dirección transversal .....	82
Tabla 5.21: Desempeño sísmico del puente según resultados del análisis dinámico no lineal.....	82



## 1. INTRODUCCIÓN

En la actualidad el diseño de puentes toma en cuenta el comportamiento que han tenido puentes existentes durante los terremotos ocurridos en los últimos años, en particular desde 1989, año en que ocurrió el sismo de Loma Prieta. Entender las causas de daño y colapso por sismo de puentes ha servido para mejorar los métodos de diseño y gracias a esto se espera reducir el daño y evitar el colapso.

También es posible evaluar analíticamente cual sería el comportamiento de puentes existentes sometiéndoles a sismos de diversas intensidades.

Hay poca evidencia de daños severos en puentes en arco pero esto no descarta que haya puentes que puedan fallar en algún futuro sismo de gran magnitud [1].

En países como Estados Unidos, instituciones como la California Department of Transportation (CALTRANS) realizan evaluaciones e investigan el comportamiento de puentes existentes durante sismos severos, con el fin de reforzar y prevenir fallas. Otras instituciones como la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), la Federal Emergency Management Agency (FEMA), y la Applied Technology Council (ATC), son pioneras en marcar los lineamientos para la realización del Análisis Sísmico basado en desempeño de puentes existentes.

### 1.1 Justificación

El puente Villena diseñado en 1966 y construido en 1967 conecta dos sectores de Lima que están separados por la quebrada conocida como la “Bajada Balta” en el distrito de Miraflores, es ahí donde radica su importancia como medio de comunicación. Además de su importancia como vía de comunicación, el puente con sus más de cincuenta años de vida útil, se ha convertido en una estructura icónica y es parte del Malecón de Miraflores, que

está considerado por el diario El País como uno de los cuatro mejores malecones de América Latina (<https://elviajero.elpais.com/elviajero/2015/12/10>).

Debido a la gran cantidad de autos que transitan por el puente se decidió construir un puente mellizo en el año 2014. Según los representantes de la Municipalidad de Miraflores, la construcción de dicho puente ha logrado reducir en un 40% el problema de la congestión de vehículos entre el Malecón Cisneros y el Malecón de la Reserva en horas punta. (<https://peru21.pe/lima/miraflores-80-reduce-transito-puente-mellizo-villena-rey-216577-noticia/>)

Siendo así es indispensable que el puente Villena mantenga su integridad ante un evento sísmico severo, ya que por su ubicación será fundamental para el manejo de la emergencia y el acceso a clínicas y hospitales.

Se da por descontado que el puente mellizo construido muy recientemente, tendrá un comportamiento adecuado frente a un sismo severo y en vista de que, de acuerdo al Instituto Geofísico del Perú, se ha confirmado la existencia de una brecha sísmica en la costa central del Perú [2], se justifica evaluar la capacidad sísmica del Puente Villena original a la luz del conocimiento actual.

## **1.2 Objetivos**

El objetivo general de la tesis es conocer cuál será el comportamiento sísmico del puente Villena original frente a la ocurrencia de sismos de diversas intensidades con énfasis en el comportamiento frente a un sismo severo.

Los objetivos específicos son revisar el estado del arte del diseño de puentes en arco, revisar las técnicas y metodologías de análisis de vulnerabilidad de puentes, estimar el daño en diversos escenarios sísmicos identificando los mecanismos de falla.

### **1.3 Organización de la tesis**

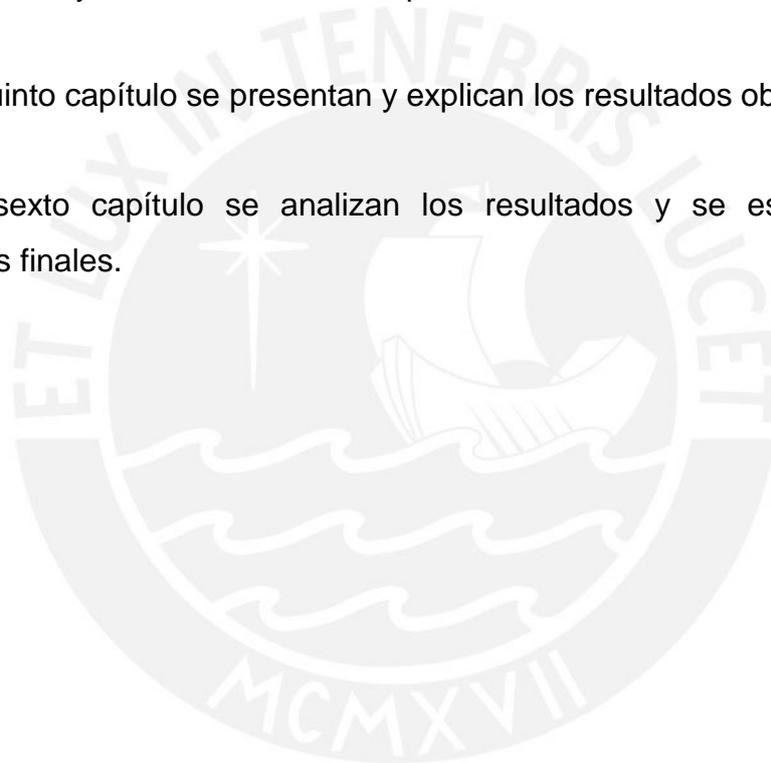
En el segundo capítulo se revisan los procedimientos para la evaluación del desempeño sísmicos de puentes existentes de concreto armado.

En el tercer capítulo se estudia el comportamiento sísmico de los puentes arco de concreto armado con tablero superior.

En el cuarto capítulo se describe el puente Villena construido en 1967, las cargas aplicadas y el modelo construido para hacer la verificación.

En el quinto capítulo se presentan y explican los resultados obtenidos.

En el sexto capítulo se analizan los resultados y se establecen las conclusiones finales.



## 2. MARCO TEÓRICO

### 2.1 Daños en puentes en sismos recientes

Hay mucha información sobre la falla de puentes durante sismos severos [3], estas fallas se pueden resumir en:

- Fallas por falta de apoyo debido al gran desplazamiento del tablero. Fallas por desplazamientos transversales y/o falta de alineamiento de los apoyos. Generalmente estas fallas ocurren por grandes desplazamientos en los apoyos y la falta de dispositivos llamados topes que impiden estos desplazamientos.



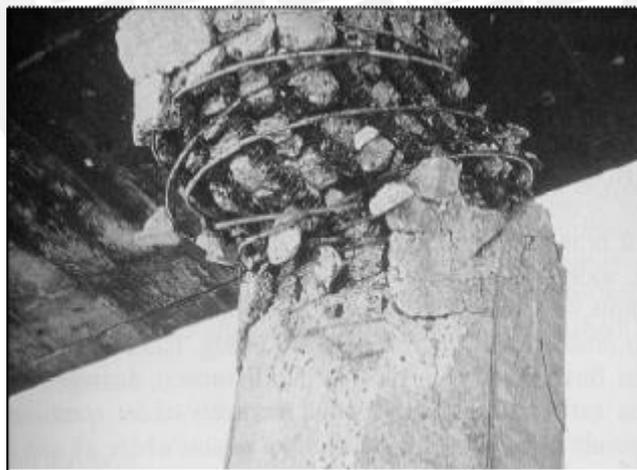
Figura 2.1: Colapso de un tramo del puente Nishihomiya en Japón durante el terremoto de Kobe de 1995 [3].

- Falla frágil en secciones de concreto armado con escaso confinamiento, mal detallado en zonas de formación de rótulas plásticas debido al desconocimiento del comportamiento inelástico.



**Figura 2.2: Falla por flexión y corte en la mitad de la altura del pilar, debido al corte prematuro del refuerzo longitudinal. Terremoto de Kobe [3].**

- Falla por corte, cuando el refuerzo proporcionado para tomar la fuerza cortante es menor que el que se requiere por la resistencia a flexión de las secciones más esforzadas.



**Figura 2.3: Falla por cortante dentro de la región de la articulación plástica en el terremoto de San Fernando [3].**

- Falla por desplazamiento de suelos que originan el desplazamiento de los apoyos.



**Figura 2.4 Falla de un tramo del puente Longchi durante el sismo de Wenchuan del 2008. [20].**

En la sección 3.4 describiremos los daños del puente Xiayudong, un puente con configuración tipo “Rigid Frame Arch” ocasionados por el terremoto de Wenchuan ocurrido en China el 12 de Mayo de 2008 que tuvo una magnitud de 7.9 según la USGS.

## **2.2 Evaluación del comportamiento sísmico basado en conceptos de desempeño**

En los últimos años ha aumentado el interés en definir objetivos de desempeño para el diseño de las estructuras. Lo que se acepta actualmente es definir múltiples niveles de desempeño para diversos niveles de demanda, como una alternativa más esclarecedora para evaluar el comportamiento de las estructuras frente a los sismos [3].

En la evaluación basada en el desempeño, la tolerancia de los niveles de daño se establece de acuerdo a la frecuencia con los cuales ocurren y en las consecuencias que tienen para el funcionamiento de la estructura que se está evaluando.

Entre las principales propuestas tenemos las recomendaciones del comité VISION 2000 [4], las propuestas del ATC-40 [5] y las del NCHRP [6].

El desempeño sísmico se determina, sobre la base de tres conceptos esenciales:

- El nivel de desempeño
- El nivel de amenaza
- El nivel de daño o deterioro físico de la estructura.

### **2.2.1 Nivel de desempeño**

La propuesta del comité Visión 2000 [4] define los niveles de desempeño identificados a través de los siguientes calificadores:

- A. Totalmente operacional
- B. Operacional
- C. Seguridad
- D. Pre-colapso

A continuación, en la tabla 2.1 se presentan algunas de las principales características vinculadas a estos niveles y su relación con los estados de daño.

Estado de daño	Nivel de desempeño	Características principales
Sin daño	Totalmente operacional	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Las instalaciones continúan prestando sus funciones y servicios después del sismo.
Leve	Operacional	No hay peligro de colapso estructural inminente o con daños fácilmente reparables.
Moderado	Seguridad	Desprendimiento en las columnas o grietas de corte, daños importantes en las juntas de los estribos/pilares
Severo	Pre-Colapso	Agrietamiento de las columnas e insuficiencia de barras de refuerzo en la base, para los casos donde el daño es grave y puede ocurrir fatiga cerca a la rótula
Colapso	Colapso	La superestructura se desplaza fuera de los soportes o los apoyos fallan

Tabla 2.1: Estados de daño y niveles de desempeño (SEAOC, 1995).

### 2.2.2 Nivel de amenaza

El desempeño que se espera, está ligado a varios niveles de amenaza sísmica. La amenaza sísmica puede ser expresada en forma determinística o probabilística. En los enfoques deterministas, se establece un escenario sísmico y la amenaza se expresa en términos de la intensidad máxima esperada para un evento. Los enfoques probabilistas, a diferencia de los deterministas, toman en cuenta la distribución de probabilidad, especificando un nivel de intensidad asociado con una probabilidad de ocurrencia.

El periodo de retorno, es la medida en años que transcurren entre movimientos sísmicos que producen efectos similares en las construcciones.

La probabilidad de excedencia, es la probabilidad de que una magnitud dada de un evento sísmico sea igual o excedida en un tiempo específico de exposición.

A mayor período de retorno menor probabilidad de excedencia.

El periodo de retorno se relaciona con el periodo de exposición  $t_e$  y la probabilidad de excedencia  $P$  por medio de la Ecuación.

$$Tr = -\frac{te}{\ln(1-P)}$$

En la tabla 2.2 se muestran valores de periodo de retorno, probabilidad de excedencia y periodos de exposición correspondientes a cinco niveles de amenaza sísmica.

Priestley, Seible y Calvi [3] proponen tres niveles de amenaza: 50% de probabilidad de excedencia en 50 años, 10% de probabilidad de excedencia en 50 años y 2% de probabilidad de excedencia en 50 años, que corresponden a 72,475 y 2475 años de periodo de retorno respectivamente. En esta tesis usaremos adicionalmente dos niveles más, uno con 20% de probabilidad de excedencia y 50 años de periodo de exposición al que le corresponden 224 años de periodo de retorno y 7% de probabilidad de excedencia y 75 años de periodo de exposición al que le corresponden 975 años de periodo de retorno.

<b>Nivel de movimiento sísmico</b>	<b>Periodo de retorno (años)</b>	<b>Probabilidad de excedencia (%)</b>	<b>Periodo de exposición (años)</b>
Frecuente	72	50%	50
Ocasional	224	20%	50
Raro	475	10%	50
Muy raro	975	7%	75
Excepcional	2475	2%	50

**Tabla 2.2: Periodo de retorno, probabilidad de excedencia, periodo de exposición.**

### **2.2.3 Determinación de los umbrales de daño**

En esta tesis usaremos la propuesta de la SEAOC (1995) que a través del comité VISION 2000 propone que a cada nivel de desempeño le corresponde “un rango de desplazamiento en el techo” [4] de la estructura como el que se muestra en la Tabla 2.3 donde  $d_y$  es el desplazamiento de fluencia y  $d_u$  es el máximo desplazamiento inelástico.

Nivel inmediata ocupación (IO)	$dy$
Nivel de daño controlado (DC)	$dy + 0.30 (du - dy)$
Nivel de seguridad de vida (SV)	$dy + 0.60 (du - dy)$
Nivel de estabilidad estructural (EE)	$dy + 0.80 (du - dy)$
Colapso (CO)	$du$

**Tabla 2.3: Umbrales de daño. (SEAOC, 1995).**

El parámetro que se usará para caracterizar la respuesta del puente es el desplazamiento del punto correspondiente al centro de masa del tablero donde ocurren los desplazamientos máximos [7].

Para el análisis en la dirección transversal se vuelve muy importante lo que ocurre en el suelo. Es por esta razón que para garantizar que ocurra el mecanismo de falla por fluencia en flexión se debe descartar que puedan ocurrir mecanismos de falla tales como: falla por cortante en las patas o inestabilidad de la cimentación. La comprobación se hará en los acápites 5.1.6 y 5.1.7.

Los niveles de daño de la tabla 2.3 se pueden plasmar en un gráfico como el que se muestra en la figura 2.5.

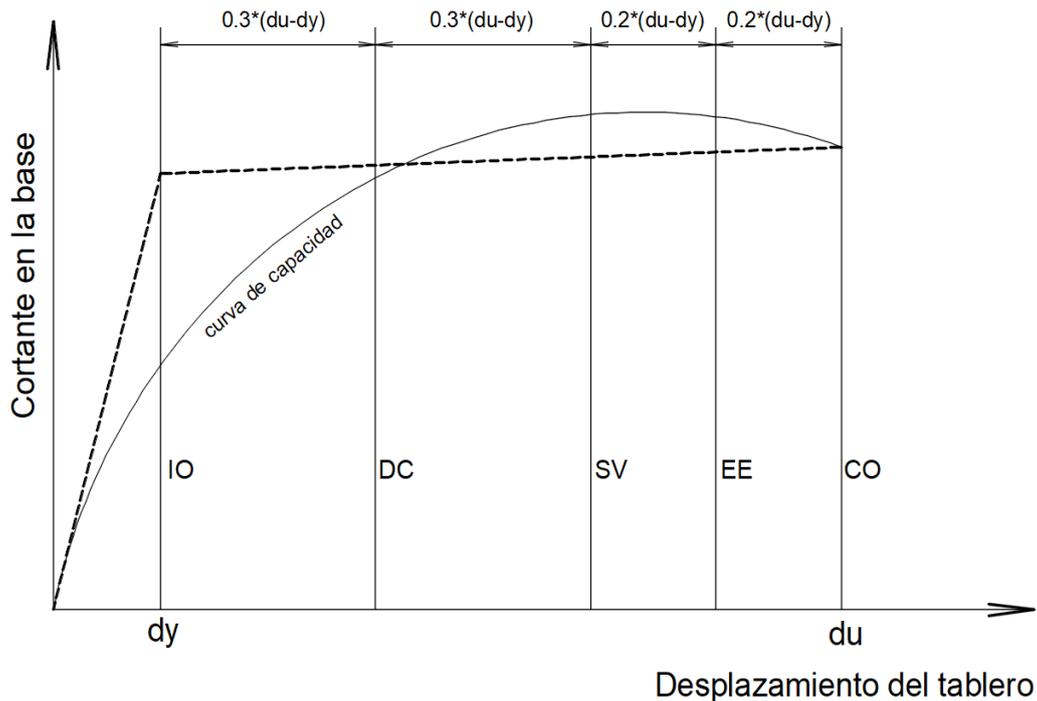


Figura 2.5: Curva de capacidad sectorizada (SEAOC, 1995)

### 2.3 Procedimiento de análisis estático no lineal “Pushover”

El “Pushover” es un análisis estático incremental, que implica que las secciones críticas de una estructura incurrieren en el rango inelástico hasta que se forma un mecanismo. Este análisis permite obtener un diagrama conocido como Curva de Capacidad que en el caso de un puente puede relacionar, la fuerza cortante en la base y el desplazamiento en el tablero [8].

El análisis se realiza aplicándole a la estructura un patrón de cargas laterales que se van incrementando hasta que la estructura alcanza su capacidad última. En este trabajo, las cargas se aplicaron a nivel del tablero en los puntos en que se conectan el tablero y el arco. Construyendo la Curva de Capacidad es posible determinar la secuencia del agrietamiento, el desplazamiento de fluencia ( $d_y$ ) y el máximo desplazamiento inelástico ( $d_u$ ).

Para determinar y ubicar los puntos de fluencia y capacidad última de la estructura, es necesario construir una representación bilineal de la Curva de Capacidad. La representación bilineal de la Curva de Capacidad propuesta en el procedimiento de la ATC 40 [5] se basa en un criterio de áreas iguales, ya que ambas curvas absorben igual cantidad de energía y presentan igual punto de falla; el área comprendida por las dos curvas tanto a la izquierda como a la derecha del punto de intersección es igual. Con este criterio y sabiendo que la pendiente del primer tramo de la curva bilineal coincide con la rigidez elástica de la estructura se puede calcular el punto de fluencia. Fig. 2.6.

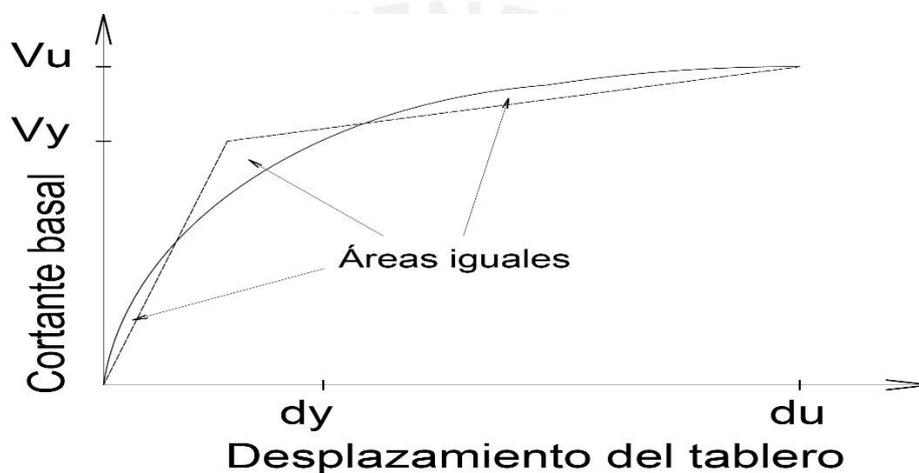


Figura 2.6: Bi linealización de la curva de capacidad

## 2.4 Método del espectro de capacidad ATC 40

En este método, la máxima deformación inelástica de un sistema no lineal de un grado de libertad se puede aproximar desde un sistema elástico de un grado de libertad con un periodo y amortiguamiento equivalentes. Este procedimiento usa la curva de capacidad obtenida en un análisis estático no lineal (pushover) en un formato aceleración-desplazamiento (SA-SD) [8].

Para transformar la Curva de Capacidad a un formato de respuesta aceleración – desplazamiento, se tienen que usar las propiedades modales asociadas al modo fundamental de vibración mediante la relación.

$$S_d = S_{ag} (T^2 / 4\pi^2)$$

Este espectro de respuesta elástico es ajustado a un espectro de respuesta inelástico para tomar en cuenta el comportamiento no lineal de la estructura.

El movimiento de suelo se representa por un espectro de respuesta en el mismo formato SA-SD y se denomina espectro de demanda.

Una vez calculados los espectros de demanda y capacidad, se procede a superponer ambos gráficos para obtener la respuesta máxima de la estructura para un sismo determinado. Esta respuesta se llama punto de desempeño y es la intersección de los dos espectros.

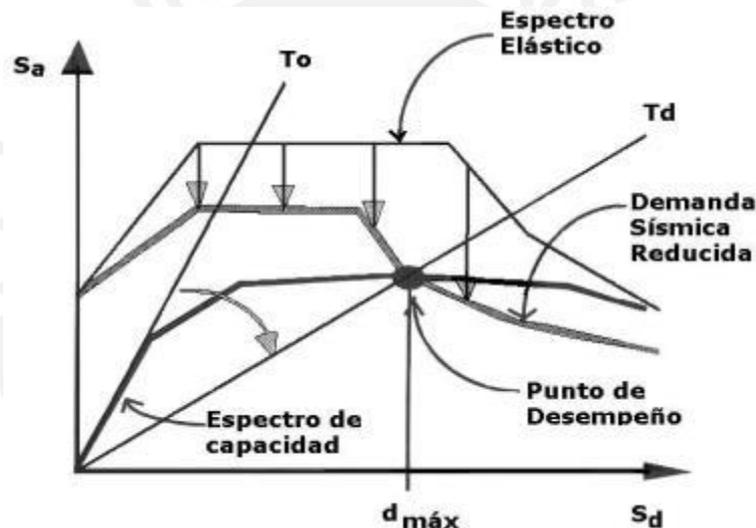


Figura 2.7: Representación esquemática del método del espectro de capacidad ATC.

## 2.5 Análisis dinámico no lineal tiempo historia.

En este tipo de análisis la respuesta que se obtiene está en función del tiempo. El modelo estructural puede ser el mismo que se usaría para hacer un análisis estático no lineal. La principal diferencia con un análisis estático no lineal es el uso de acelerogramas del movimiento del suelo para representar la acción sísmica. Los acelerogramas pueden ser reales o sintéticos [9].

Los registros sísmicos que se emplean deben tener características sismo tectónicas y geotectónicas similares al lugar donde está ubicada la estructura. Estas características son: magnitud, distancia a la falla, tipo de suelo, mecanismo de ruptura y tener formas espectrales similares [9].

### **2.5.1 Análisis dinámico incremental**

Es un tipo de análisis dinámico, que como su nombre lo dice, consiste en ir incrementando el nivel de peligro. El incremento se hace mediante un proceso de escalamiento de los acelerogramas [10].

El procedimiento permite construir la curva IDA para cada registro sísmico considerado. La curva representa la respuesta de la estructura ante diferentes niveles de demanda. La demanda se representa usualmente por la aceleración espectral en el periodo fundamental de la estructura.

## **2.6 Modelos del comportamiento del concreto armado**

El concreto armado es un material resultante de la mezcla de dos materiales: el concreto que aporta resistencia a la compresión y el acero de refuerzo que aporta resistencia a la tracción.

En el estudio y verificación de estructuras es necesario utilizar relaciones esfuerzo deformación de ambos materiales. Estas relaciones deben tomar en cuenta la no linealidad, la degradación de la resistencia y la ductilidad.

### **2.6.1 Modelos constitutivos del concreto [11], [12],[13]**

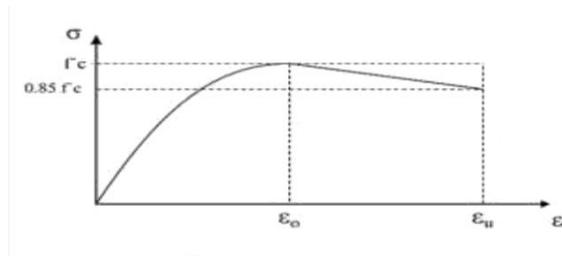
Existen varios modelos para idealizar la relación esfuerzo deformación del concreto, desde modelos bilineales hasta modelos complejos con funciones hiperbólicas.

Según Park [11], el modelo de Hognestad por su simpleza, es uno de los más usados. Este modelo no toma en cuenta el aporte de la armadura de confinamiento. El tramo inicial es parabólico, seguido de un tramo recto con pendiente negativa.

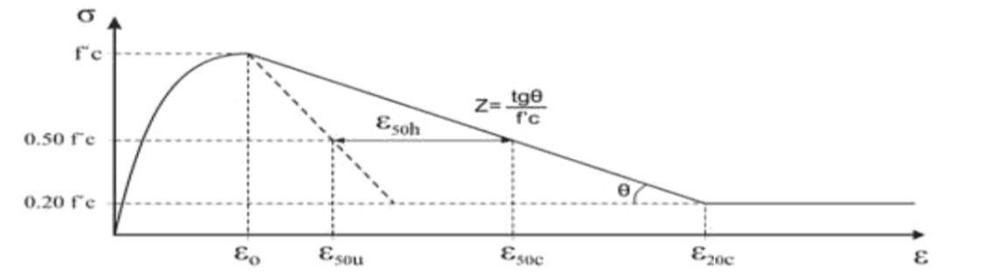
El modelo de Kent-Park emplea la curva esfuerzo deformación de la armadura transversal para tomar en cuenta su efecto en el confinamiento del concreto.

En el modelo de Mander para concreto no confinado el tramo inicial corresponde a una ecuación cuadrática cuyo máximo valor es la resistencia a la compresión y continua un tramo recto descendente.

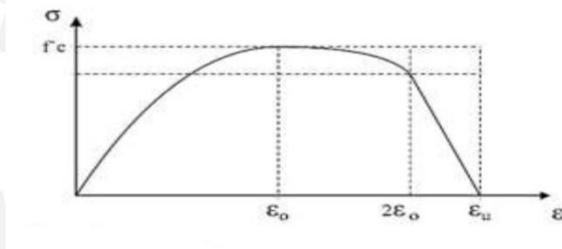
El modelo utilizado en esta tesis es el modelo de Mander para concreto no confinado



**Modelo de Hognestad.**



**Modelo de Kent y Park**



**Modelo de Mander**

**Figura 2.8: Curvas de modelos idealizados del comportamiento del concreto [11],[12],[13]**

### 2.6.2 Curva esfuerzo deformación para el acero.

Para evaluar el comportamiento no lineal del acero se utiliza una curva esfuerzo deformación que presenta cuatro zonas de interés [12], la primera es una relación lineal limitada por el estado de fluencia del acero, luego una zona de deformaciones plásticas seguido de una zona donde se incorpora el endurecimiento por deformación del acero mediante una relación no lineal, finalmente el estado último de la barra de acero lo determinará el punto donde se detiene el efecto de endurecimiento del acero

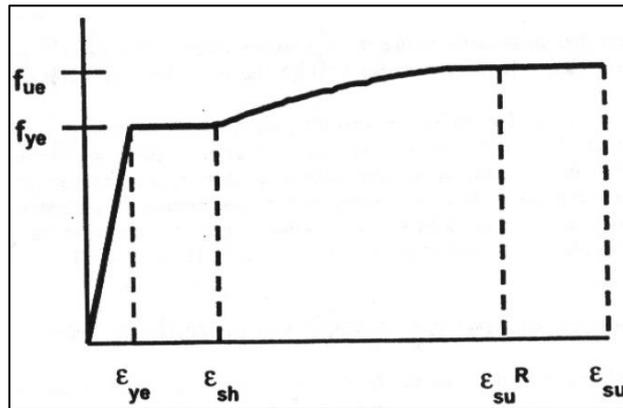


Figura 2.9: Modelo constitutivo para el acero de refuerzo (AASHTO 2009).

## 2.7 Diagrama momento curvatura

Los diagramas momento curvatura, son básicos para conocer el comportamiento a flexión y la ductilidad de los elementos estructurales. La relación momento curvatura se obtiene a partir de los modelos constitutivos del concreto y del acero. La geometría de la sección, la ubicación y cantidad de los refuerzos longitudinal y transversal son factores determinantes en dicha relación [13].

El programa SAP 2000 herramienta computacional utilizada en esta tesis, desarrolla el diagrama en termino con valores en cinco puntos que se describen a continuación:

- A. Corresponde a la condición sin carga.
- B. Corresponde a la fluencia.
- C. Corresponde a la resistencia última después de la cual ocurre la falla.
- D. Corresponde a la resistencia residual se limita usualmente al 20% de la resistencia de fluencia.
- E. Define la máxima capacidad de deformación y es el menor entre  $15\phi_y$  o  $\phi_u$ .

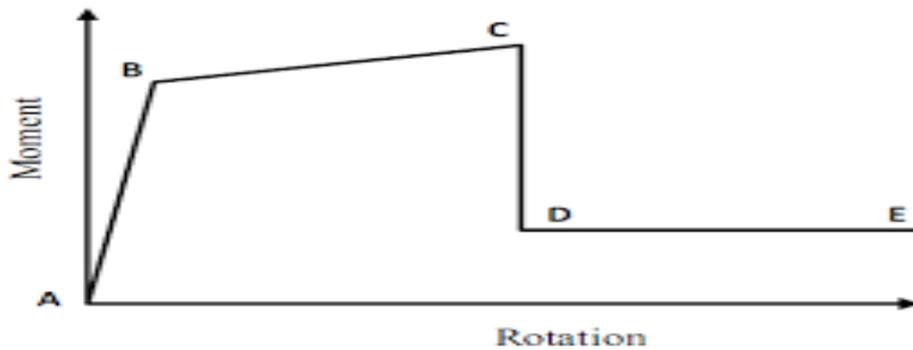


Figura 2.10: Diagrama momento curvatura (moment-rotation) idealizado según el programa SAP 2000.

### 2.7.1 Observaciones generales sobre carga axial, momento y curvatura

El diagrama momento curvatura es afectado por la carga axial como se describe a continuación:

Si la carga axial es cero la respuesta no lineal se inicia con la fluencia del acero longitudinal hasta que el concreto comprimido alcanza su capacidad de deformación.

A medida que la carga axial aumenta se necesita una zona en compresión mayor para mantener el equilibrio de fuerzas axiales, por consiguiente, la curvatura, que se define como la razón entre la deformación máxima y la profundidad del eje neutro disminuye.

La deformación del acero longitudinal disminuye a medida que la carga axial aumenta. Con la carga axial balanceada el acero fluye simultáneamente con la máxima deformación del concreto. Para cargas axiales menores que la balanceada (punto d en la fig. 2.11), la resistencia de la sección está limitada por la resistencia del acero longitudinal. Para cargas axiales mayores que la balanceada (puntos a y b en la fig. 2.11), la resistencia de la sección está limitada por la resistencia de la zona en compresión. El punto balanceado (punto c de la fig. 2.11) identifica la carga axial correspondiente al máximo momento resistente.

La capacidad de curvatura se reduce con el incremento de la carga axial llegando a ser cero para una carga axial máxima.

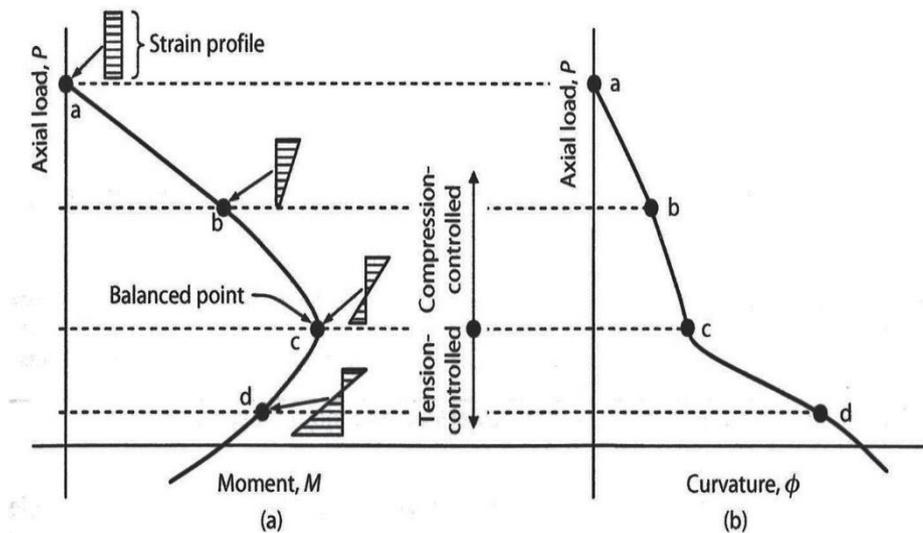


Figura 2.11: Efecto de la carga axial en una sección de concreto. Tomado de [12].

## 2.8 Rótulas plásticas

Para el estudio del comportamiento inelástico de una estructura, la no linealidad de los elementos estructurales se toma en cuenta gracias a los diagramas momento curvatura y la definición de rótulas plásticas en sus extremos [12].

Las recomendaciones incluidas en los documentos ATC-40 [5], FEMA-356 [16], CALTRANS [17] describen la capacidad de deformación de las rótulas plásticas sin considerar una posible falla local que se debe descartar antes de asignar las rótulas en los elementos.

Algunos programas de análisis estructural como el SAP 2000 tienen la capacidad de determinar los diagramas momento curvatura y las superficies de interacción carga axial momento en las potenciales rótulas plásticas.

Los parámetros requeridos para hacerlo son la sección transversal y el refuerzo longitudinal y transversal y los modelos constitutivos del concreto y el acero.

Las rótulas plásticas concentran toda la rotación inelástica en un punto del elemento que incurriera en el rango no lineal. Para determinar el largo de la rótula plástica se puede utilizar la ecuación propuesta por Paulay & Priestley [13]

$$L_p = .08Z + .022dbf_y$$

Dónde:

Z = distancia de la sección crítica al punto de contra flexión.

db = diámetro del refuerzo longitudinal.

y de manera conservadora  $L_p$  se puede considerar también como  $0.5H$ , donde H es el peralte del elemento.

El SAP 2000 permite colocar rótulas plásticas en cualquier lugar de un elemento tipo FRAME [14]. Las rótulas representan el comportamiento después de la fluencia en uno o más grados de libertad. Las rótulas solo se “activan” cuando se efectúan análisis no lineales.

Con el programa SAP 2000 es posible utilizar rótulas que definen el comportamiento de fuerza axial, corte, torsión y momento. Existe también la posibilidad de tener rótulas llamadas P-M2-M3 que entran en fluencia tomando en cuenta la interacción entre la carga axial y la flexión alrededor de los ejes principales del elemento [14].

## 2.9 Inercia efectiva

La ductilidad es función del desplazamiento último y el desplazamiento de fluencia. Así como se busca la estimación más precisa del desplazamiento último igual énfasis hay que hacer para estimar el desplazamiento de fluencia y esto se hace trabajando con las secciones agrietadas. Además, si la estructura se analiza con secciones no agrietadas tendría periodos más bajos y los desplazamientos laterales serán más bajos.

La inercia efectiva se puede obtener usando la expresión [3].

$$I_{\text{eff}} = \frac{M_{\text{cm}}}{\phi_{\text{cm}} E}$$

donde  $M_{\text{cm}}$  y  $\phi_{\text{cm}}$  son el momento y la curvatura de fluencia.

Los reglamentos AASHTO [15] y CALTRANS [17] recomiendan usar el gráfico de la Figura 2.12

La figura nos muestra que las secciones con gran carga axial y alta cuantía de refuerzo están menos fisurados que secciones con poca carga axial y poco refuerzo.

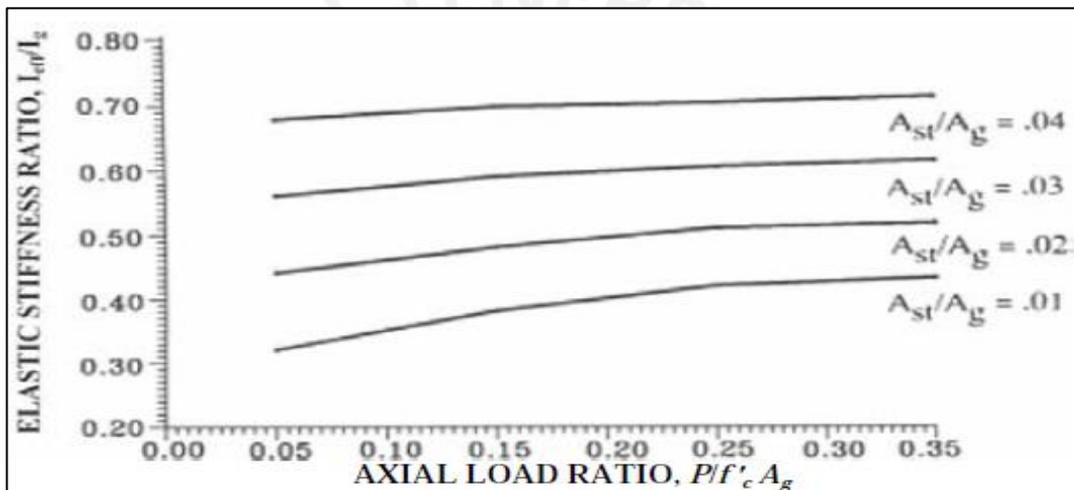


Figura 2.12: Curvas para determinar la inercia efectiva [11].

Finalmente, el modelo consiste en colocar las rótulas plásticas en los extremos de los elementos y la inercia efectiva en la parte restante del elemento.

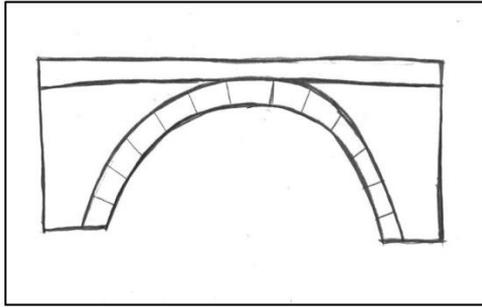
### **3. PUENTE ARCO DE CONCRETO ARMADO CON TABLERO SUPERIOR**

#### **3.1 Introducción**

El arco es esencialmente una estructura de compresión utilizado para cubrir grandes luces. Desarrollado por los romanos el arco llegó a ser la forma más común para la construcción de puentes.

Por lo general, la forma de un arco se elige de modo que corresponda al funicular de la carga debido al peso propio, de esta manera el arco trabaja en un estado de compresión simple. Cuando el arco se usa en un puente, las cargas móviles hacen que se desarrollen estados de esfuerzos distintos de la compresión simple. En todo arco existe siempre una combinación de compresión y flexión.

En la construcción tradicional de mampostería, el arco solo soporta todo el peso del puente, y todos los demás componentes del puente solo sirven como peso adicional para ser soportados por el arco. Como el arco de piedra es en sí mismo un componente pesado, se reduce el tramo del arco o se aumenta su grosor para que pueda soportar su propio peso, lo que a menudo conduce a puentes de aspecto masivo y pesado. El puente en arco tradicional consiste en una bóveda y tímpanos de mampostería con un relleno granular que cumple la función de repartir las cargas.



**Figura 3.1: Puente de mampostería típico.**

A inicios del siglo XX el notable ingeniero suizo Robert Maillart desarrolló el puente de concreto en el que el arco y el tablero están separados (Fig. 3.2) con el tablero apoyado sobre columnas o muros [18].

Esta forma de construir puentes redujo drásticamente su peso, ya que el arco no tiene que cargar el peso del relleno debajo del tablero. Ante la ausencia del efecto repartidor de cargas del relleno, Maillart desarrolló el arco con sección variable, haciendo el arco más peraltado en las zonas con mayor esfuerzo.

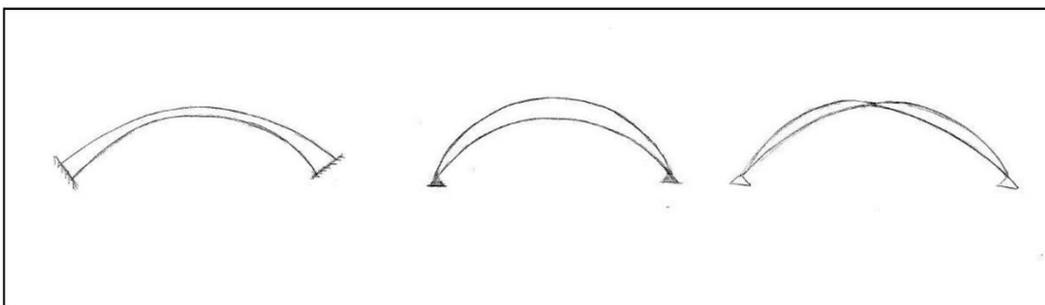


**Figura 3.2: Puente Tavanasa construido el año 1905**

El puente arco con tablero superior es una tipología que ha producido desde el punto de vista estético los resultados más admirados e impresionantes. Lamentablemente su construcción ha experimentado un estancamiento prolongado.

El encofrado constituye una de las principales dificultades y hace que se prefiera usar otras soluciones para cubrir grandes valles o depresiones importantes. Sin embargo, la utilización del método de construcción por “voladizos sucesivos” puede hacer que resurja su aplicación. En el caso del Perú y específicamente del puente Villena, el mellizo se construyó utilizando este sistema.

Como se puede ver en la Figura 3.3 hay tres configuraciones que se pueden emplear para diseñar puentes en arco. La forma “perfecta” de un arco depende en buena parte del empotramiento en sus extremos. En un apoyo articulado donde el momento es cero (el arco del centro y el de la derecha en la Fig. 3.3) el arco puede ser angosto en contraste con un apoyo empotrado.



**Figura 3.3: Tres tipos de arco con espesor variable [17]**

Maillart comprendió muy bien el comportamiento del arco, el tipo de apoyo y la facilidad que da el concreto para hacer formas variables creando estructuras económicas y elegantes [19].

En los puentes triarticulados diseñados por Maillart, los arcos tienen mayor espesor en los cuartos de la longitud donde los esfuerzos son grandes y son delgados en los apoyos y la corona donde los esfuerzos son pequeños (o nulos) (Figuras 3.4, 3.5).



**Figura 3.4: Puente Vessy.**



**Figura 3.5: Puente Salginatobel.**

### 3.2 Articulaciones en arcos de concreto

El uso de articulaciones hace que el arco sea una estructura isostática libre de problemas de esfuerzo secundarios y muy fácil de analizar y diseñar.

Por otro lado, no empotrar un arco reduce su redundancia, característica que es necesaria en estructuras que están sometidas a sismos.

Las rótulas permiten que un miembro pueda rotar libremente porque teóricamente, su resistencia a la flexión es cero, pero tienen que ser capaces de transmitir carga axial y corte.

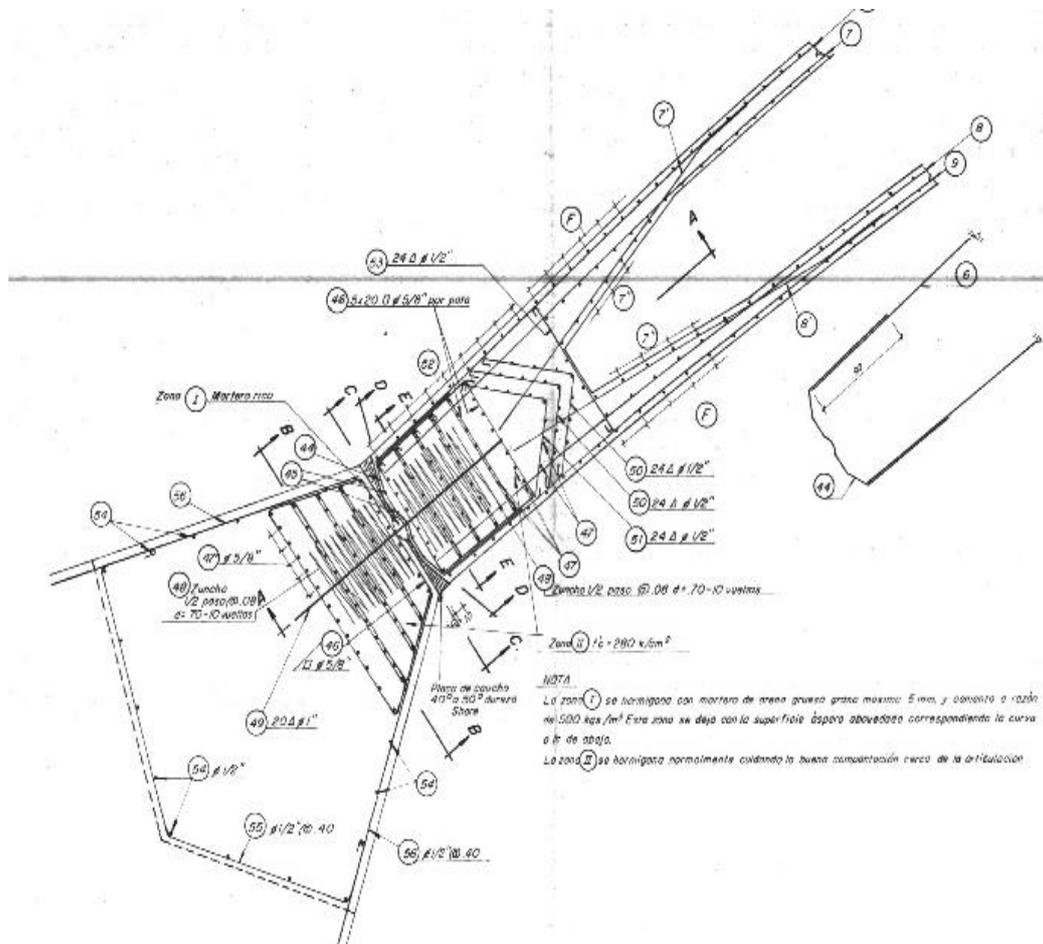
Es relativamente sencillo, crear una articulación en el interior de una barra de acero. Para permitir el giro en la unión si es emperrada, por ejemplo, pueden alienarse los pernos según el eje de giro.



Figura 3.6: Articulación en Puente Arco de Acero (<http://bridgehunter.com>)

En el caso de un elemento de concreto, para hacer una rótula hay que hacer entalladuras que reduzcan la sección.

Freyssinet [19] patentó un tipo de rótula (Fig. 3.7) en la que las presiones se transmiten en una zona reducida comprendida entre dos zonas ejecutadas con mortero de alta resistencia y nutrida armadura transversal.



**Figura 3.7: Articulación Freyssinet.**

Los experimentos realizados por Freyssinet y comprobados por el mismo en varios puentes [19] (Fig. 3.8; Fig. 3.9) demuestran que no se presentan grietas en ninguno de los ángulos de la sección reducida obteniendo con los morteros presiones de rotura cercanas a los 1000 kg/cm<sup>2</sup>.



**Figura 3.8: Puente Veurdre**



**Figura 3.9: Puente de Boutiron**

### 3.3 Diseño conceptual de puentes Arco

El costo del encofrado de puentes en arco es alto comparándolo con el de puentes rectos convencionales. Como resultado los puentes en arco son económicos solo para un rango limitado de condiciones topográficas y geotécnicas.

Los arcos son adecuados para cruzar ríos, cañones o valles profundos donde se requiere un solo tramo cuya longitud debe estar entre los 50 m. a 200 m.

El alto costo de un puente en arco puede justificarse a veces por sus superiores cualidades estéticas.

La relación entre la longitud y la flecha,  $L/f$ , puede estar entre 2 a 10. (ver Fig. 3.10)

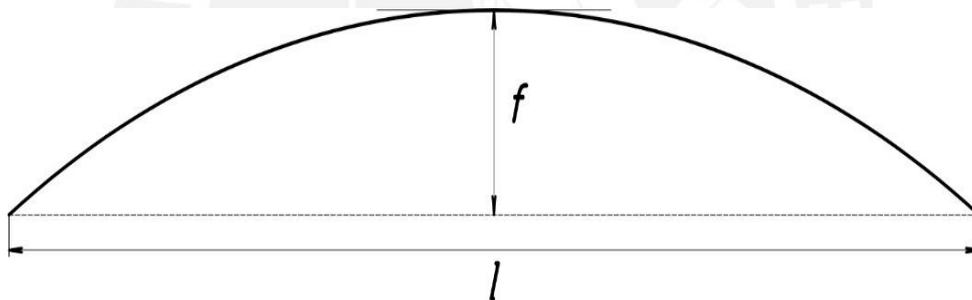


Figura 3.10: Terminología para puentes en arco.

La sensibilidad de los arcos al creep, agrietamiento, cambios de temperatura y movimiento de los apoyos aumenta cuando aumenta la relación  $\frac{l}{f}$ . Los esfuerzos y deformaciones por estas acciones son pequeñas cuando  $\frac{l}{f}$  es menor que 4 sin importar el grado de indeterminación del arco. Acercándose a una relación  $\frac{l}{f} = 10$  es necesario reducir o eliminar los momentos redundantes debido a deformaciones restringidas usando articulaciones en los apoyos y en la corona del puente.

El arco y las columnas (si las hubiera) y el tablero constituyen un sistema aporticado. En algunos casos para simplificar el análisis el arco se puede modelar como un pórtico con patas inclinadas (ver Fig. 3.11)



**Figura 3.11: Puente tipo pórtico.**

El arco es muy estable ante cargas ocasionadas por el peso muerto sobre todo si el eje del arco coincide con la línea de presiones. Es más difícil controlar los esfuerzos ocasionados por la carga viva. Si el arco es ligero es posible que los momentos originados por la sobrecarga generen esfuerzos importantes que deben ser tomados muy en cuenta.

Hay varios caminos para lidiar con la flexión causada por las sobrecargas, se puede usar un sistema con un arco flexible y un tablero rígido en el que el tablero toma el momento y el arco la carga axial. El otro camino es usar arcos rígidos que resistan la carga axial y los momentos se reparten entre el arco y el tablero de manera proporcional a sus respectivas rigideces a flexión. No es necesario eliminar por completo los momentos en el arco, dado que la capacidad en flexión aumenta inicialmente con la carga axial, los momentos pequeños se pueden resistir eficientemente por arcos que tengan el mismo peralte que las vigas del tablero.

Si la carga axial es pequeña es muy conveniente el uso de secciones huecas (tipo cajón) las que se les puede dar grandes momentos de inercia sin necesidad de aumentar el área transversal.

### **3.4 Comportamiento sísmico**

Hemos visto que para tener un comportamiento óptimo la forma del arco se diseña para que su eje coincida con el antifunicular de las cargas gravitatorias, con flexiones muy pequeñas o nulas. Los movimientos sísmicos generan condiciones que pueden modificar su respuesta estructural.

El arco al ser un elemento que trabaja básicamente a compresión axial no es capaz de desarrollar gran ductilidad por lo que su diseño es esencialmente no dúctil y las cargas sísmicas de diseño deben estar basadas en una respuesta elástica [3].

Priestley [3], recomienda tomar en cuenta el movimiento asincrónico del suelo al diseñar un puente en arco. Al respecto, Alvarez, Hernandez y Aparicio [20] evaluaron un puente en arco de 400 m. de luz y para estudiar la influencia de la variabilidad espacial en el puente, asignaron las historias de desplazamiento en un estribo con un retraso de un segundo respecto al otro y la compararon con la respuesta del mismo modelo sometido a movimiento uniforme. El resultado fue que los desplazamientos máximos tanto como en la dirección longitudinal y transversal se redujeron y en la dirección vertical aumentaron. En este caso los resultados coinciden con la propuesta del Eurocódigo de verificar el efecto de la variabilidad espacial en puentes con luces superiores a 600 m.

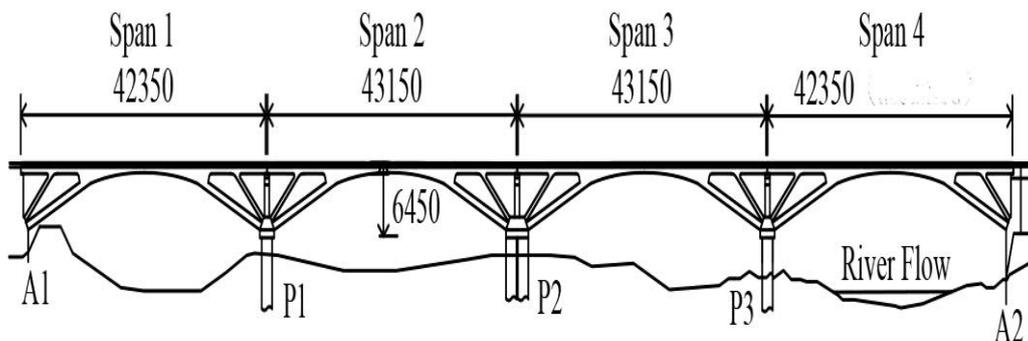
Kawashima y Mizoguti [21] analizaron un puente en arco de concreto de 150 m. de luz y compararon la respuesta frente a una excitación horizontal contra otra combinación de aceleración horizontal y vertical obteniendo que la fuerza axial en el arco es mayor en el caso de excitación múltiple.

Dangol y Suwal [22]) evaluaron un puente biarticulado de 38 m. de luz ubicado en Nepal. En la evaluación encontraron que incluir la componente

vertical de la aceleración no causa ningún incremento en el desplazamiento horizontal, pero si aumenta la fuerza axial en el arco y concluyen que un puente en arco sometido a fuerzas horizontales y verticales puede ser más vulnerable que cuando solo se somete a fuerzas horizontales, por lo que la aceleración vertical debe ser incorporada en el análisis de los puentes arco.

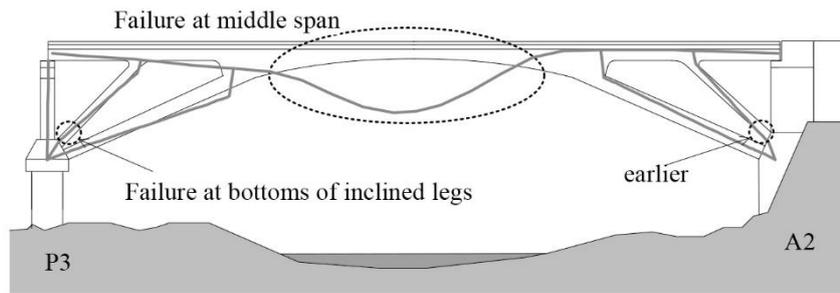
Franetovic [7] en su propuesta para la evaluación sísmica de puentes en Croacia, señala, luego de evaluar tres puentes arco con tablero superior y pilares que conectan el tablero con las columnas, que los arcos no son los elementos más críticos por la gran robustez sino los pilares. Es por esta razón que para el caso de los pilares proponer articular el encuentro de los pilares con el tablero para la dirección longitudinal o colocar aisladores entre los pilares y el tablero.

El terremoto de Wenchuan ocurrido en China el 12 de Mayo de 2008 tuvo una magnitud de 7.9 según la USGS y se reportó que 86 puentes sufrieron daño extensivo, entre ellos el puente Xiayudong. Este puente tipo pórtico de patas inclinadas, tenía cuatro tramos de 42.35 m. cada uno (ver Fig. 3.12).

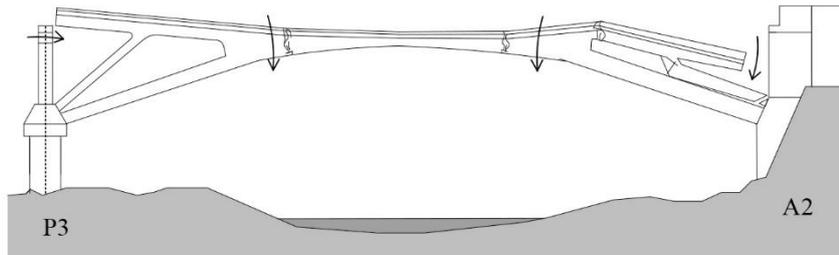


**Figura 3.12: Puente Xiayudong [20]**

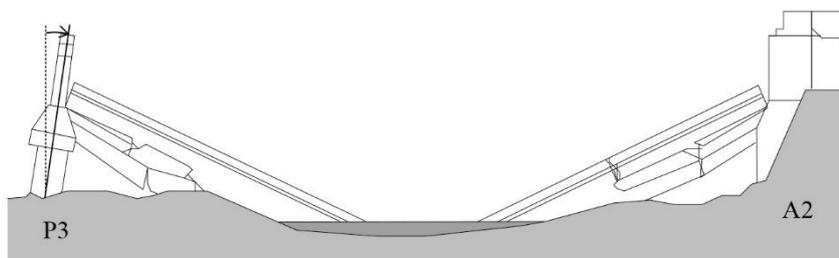
Los tramos 3 y 4 colapsaron y según el reporte de la referencia [23] el puente se rotuló en las zonas de máximo momento del tramo horizontal entre patas inclinadas (Fig. 3.13). Además, la parte inferior de la pata izquierda evidencia gran agrietamiento debido a la carga axial. También ocurrió el movimiento de los apoyos que sumado a todo lo demás ocasionaron el colapso.



(a) Failure Based on Analytical Result



(b) Further Failure Imaged from Analytical Result



(c) Actual Failure

**Figura 3.13: Falla del puente Xiayudong [20].**

En general todas las referencias consultadas coinciden en que para evaluar la respuesta de los puentes arco de manera precisa, deben usarse técnicas de análisis dinámico no lineal.

El análisis dinámico tiempo historia debe hacerse aplicando registros horizontales y verticales, ya que, si bien el efecto en la variación del desplazamiento horizontal puede ser despreciable, no ocurre lo mismo para la carga axial en el arco.

## 4. EL PUENTE VILLENA

### 4.1 Descripción

El puente se encuentra ubicado sobre la Bajada Balta, en el distrito de Miraflores, provincia de Lima, departamento de Lima.

El puente es la única conexión entre el Malecón Cisneros y el Malecón de la Reserva.



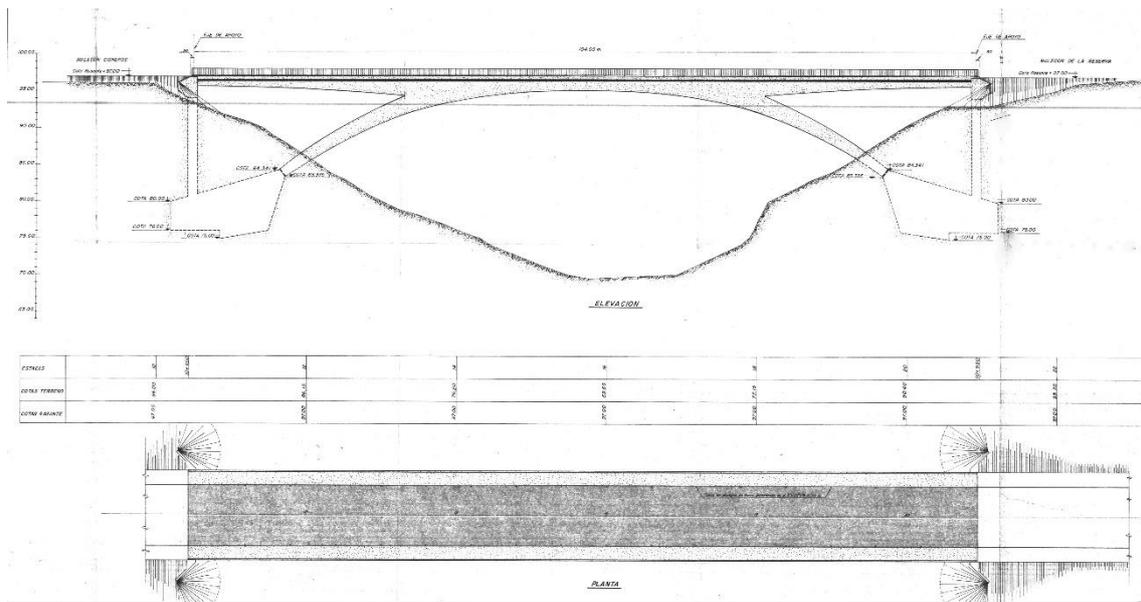
**Figura 4.1: Ubicación del puente Villena**

(<http://desarrolloperuano.blogspot.com/2016/04/puente-villena-por-partida-doble.html>)

Fue diseñado por el ingeniero Eduardo Gallo Deza y se terminó de construir el año 1967.

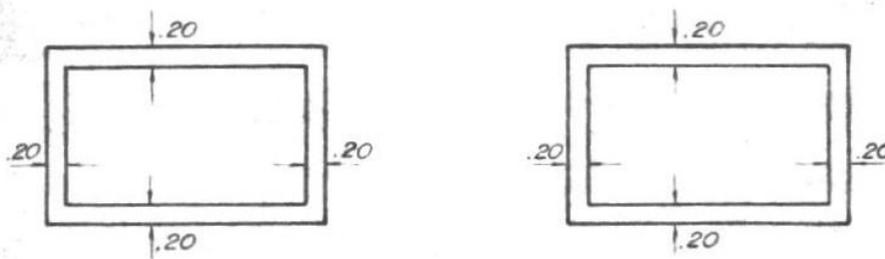
El puente es un arco de concreto armado con tablero superior. La luz del arco es 80 m. y tiene una flecha de 12.0 m.

La relación  $l/f$  es igual a 6.67. El tablero tiene 104 m. de longitud (Fig. 4.2)



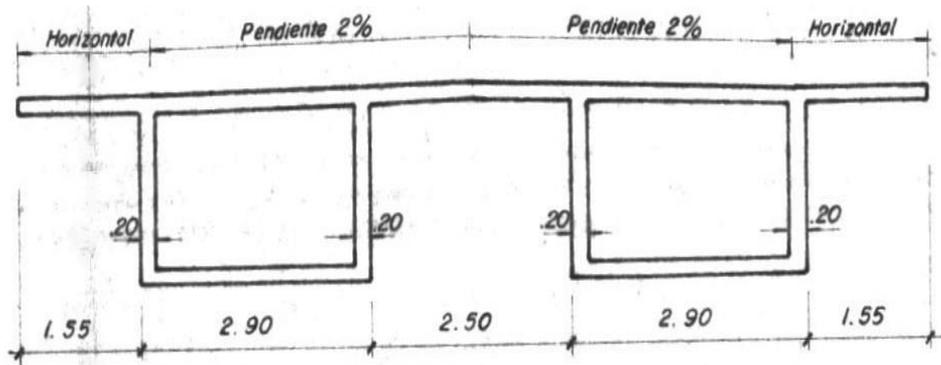
**Figura 4.2: Elevación y planta del puente Villena.**

Las patas del arco son sección cajón con peralte variable y ancho constante. El peralte varía entre 1.20m y 2.40m. El ancho de cada cajón es igual a 2.90 m. Las paredes de los cajones miden 0.20 m., la distancia entre ejes de los cajones es 5.40 m. (Fig. 4.3)



**Figura 4.3: Sección transversal de las patas del arco.**

El tablero está compuesto por dos cajones de peralte variable (entre 1.20m y 3.30m) y ancho igual a 2.90 m. Los cajones están conectados a través de una losa de 11.40 m. de ancho y 0.15 m. de peralte. Las almas de los cajones miden 0.20 m. y la losa inferior 0.15 m. (Fig. 4.4)



**Figura 4.4: Sección transversal del tablero.**

La resistencia nominal a compresión del concreto de las patas es  $f'c = 280$  kg/cm<sup>2</sup>.

La resistencia nominal a compresión del concreto del tablero es  $f'c = 210$  kg/cm<sup>2</sup>.

El esfuerzo de fluencia del acero es  $f_y = 4200$  kg/cm<sup>2</sup>.

Las patas están articuladas en la base (para la dirección longitudinal), para la dirección transversal están empotrados.

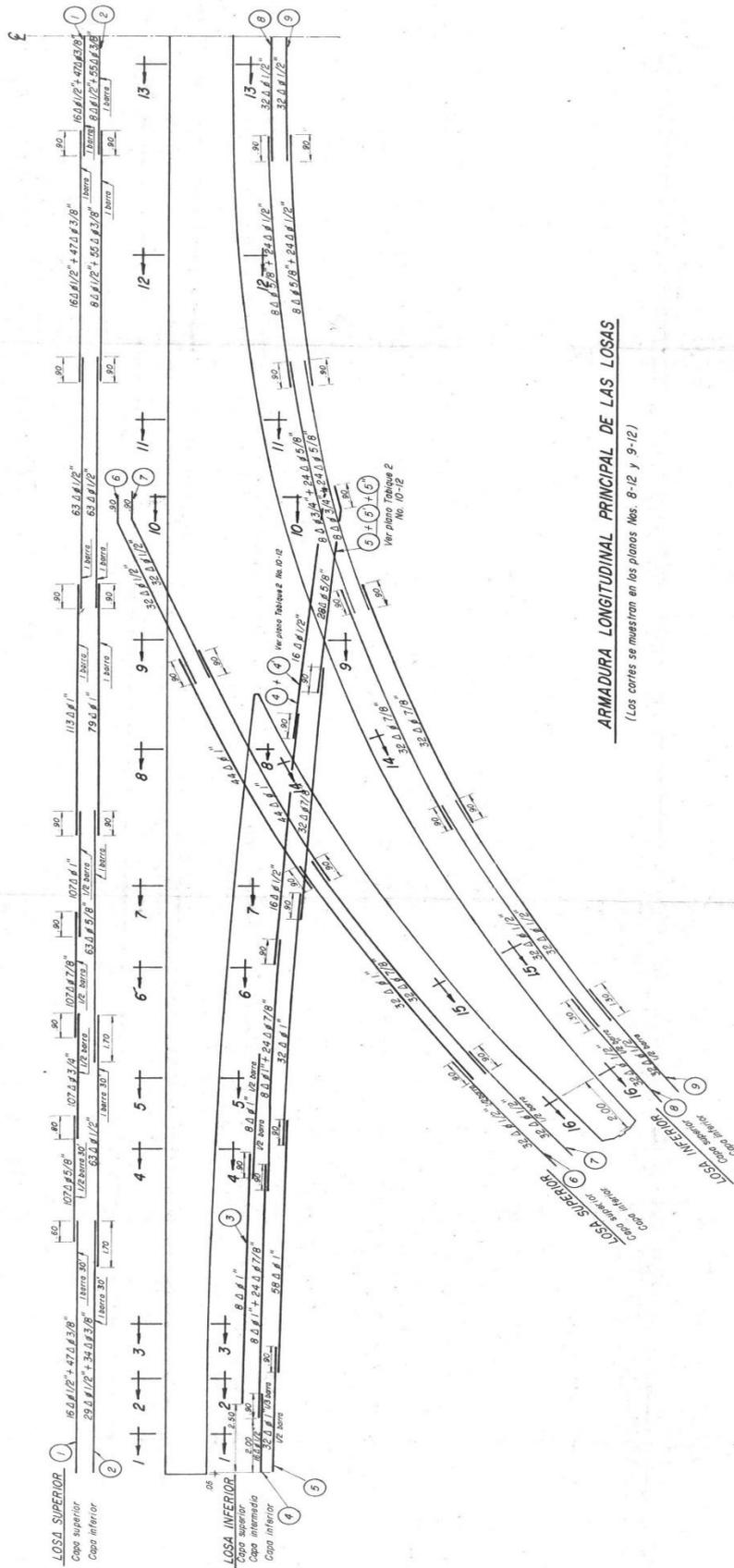


Figura 4.5: Semi elevación con armadura

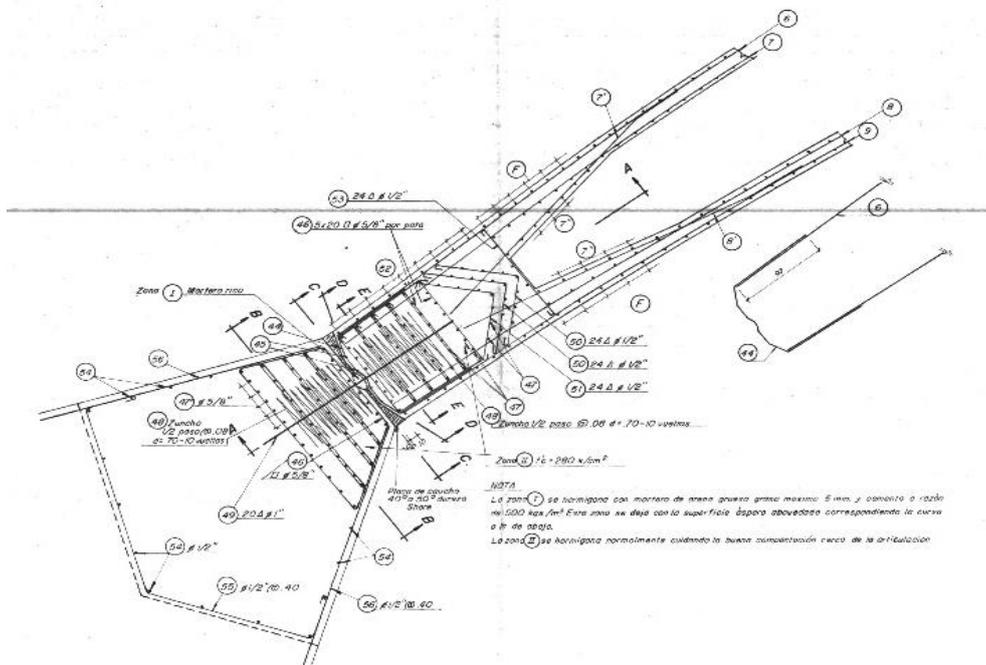
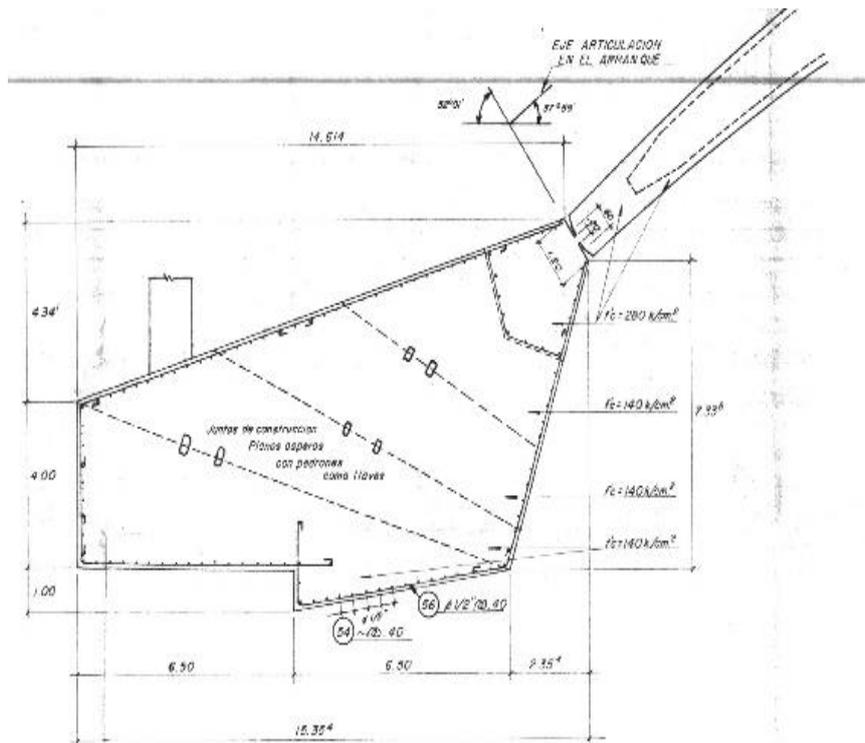


Figura 4.6: Articulación tipo Freyssinet en la base del arco.

El tablero está simplemente apoyado en sus extremos y conectado rígidamente en su encuentro con el arco.

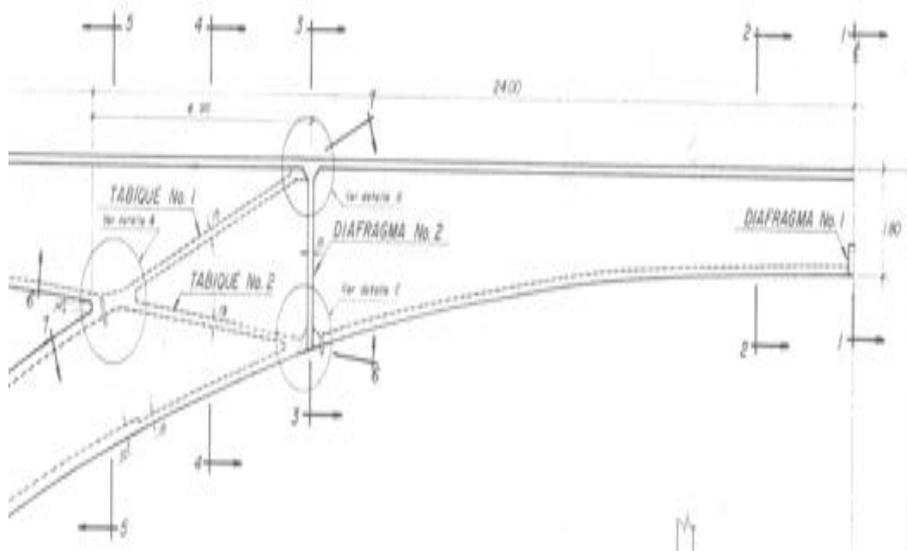
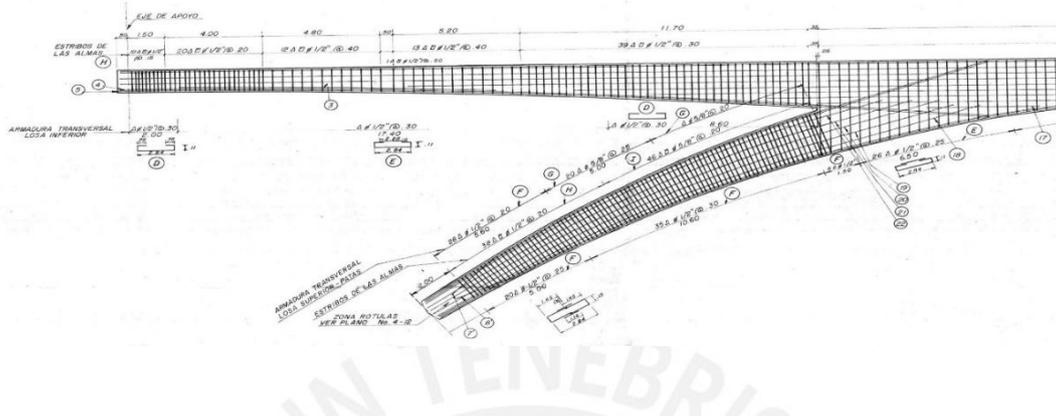


Figura 4.7: Detalle del tablero y su encuentro con el arco

El estado de conservación del puente es bueno y no se aprecia deterioro, descascaramiento, rajaduras y asentamientos.



**Figura 4.8: Condición actual del puente.**

En general el puente mantiene las características especificadas en los planos originales (Figuras 4.9 y 4.10)



**Figura 4.9: Fotografía de la junta de los extremos del tablero.**



**Figura 4.10: Fotografía del apoyo del tablero en extremos.**

El puente Villena tiene todas las características que se admiran en los puentes arcos de tablero superior. Algunos de estos puentes, como el Salginatobel diseñado por Maillart, son considerados “símbolos internacionales de ingeniería” (ASCE 1,991). Como se explicó al inicio de esta tesis su importancia no solo radica en su utilidad como medio de comunicación sino en que se trata de un monumento de gran valor estético. El puente Villena es una muestra del nivel alcanzado por la ingeniería peruana y junto a otras estructuras emblemáticas como el Centro Cívico, el Aeropuerto Jorge Chavez, diseñadas y construidas hace 50 años deben ser cuidados y mantenidos para que no pierdan su valor cultural.

## **4.2 Clasificación del suelo**

Según lo indicado en la referencia 17 el suelo donde se encuentra cimentado el puente tiene un perfil estratigráfico tipo C, de acuerdo a la clasificación AASHTO. El tipo C, es un suelo muy denso con velocidades de propagación de ondas de corte entre 360 y 760 m/seg, con valores de SPT  $N_{60}$  mayores que 50 y corresponde a un suelo tipo S1 según la norma peruana de diseño sismo resistente.

### **4.3 Cargas aplicadas**

#### **4.3.1 Peso propio**

Se utiliza un peso específico para el concreto armado de  $2.5 \text{ t/m}^3$ .

#### **4.3.2 Cargas muertas**

Incluye el peso de las veredas y barandas.

La carpeta asfáltica es de 5 m. de espesor y de peso específico  $2.25 \text{ t/m}^3$ .

#### **4.3.3 Sobrecarga vehicular**

La sobrecarga vehicular es la carga de diseño HL-93 del manual AASHTO LRFD. (ver Fig. 4.11).

Dicha norma establece un factor de amplificación que es función al número de vías cargables. El número de vías es 2 y le corresponde un factor de amplificación igual a 1.

Además, para tomar en cuenta el impacto, establece un aumento equivalente al 33% para el camión de diseño.

La norma ordena disponer una carga repartida de  $954 \text{ kg/m}$  por cada 3 m. de ancho, que es parte de la sobrecarga.

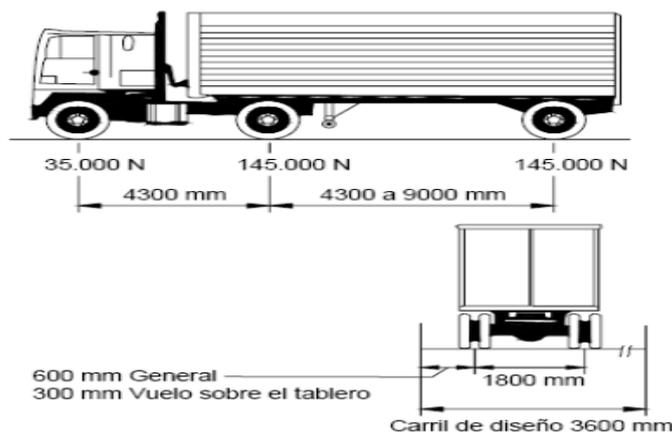


Figura 4.11: Sobrecarga vehicular AASHTO.

#### 4.3.4 Demanda sísmica

Para la evaluación del desempeño se consideraron cinco niveles de peligro sísmico.

PERIODO DE RETORNO (años)	Probabilidad de excedencia (%)	Periodo de exposición (años)	Tasa de excedencia (1/año)	PqA (Z) g
72	50%	50	1.4 E-2	.22
229	20%	50	4.5 E-3	.34
475	10%	50	2.1 E-3	.44
975	7%	75	1.0 E-3	.50
2475	2%	50	4.0 E-4	.66

Tabla 4.1: Valores de PGA para distintos periodos de retorno.

La tasa de excedencia de aceleraciones en un punto se calcula utilizando el terreno de la probabilidad total, como la sumatoria del producto de la tasa de excedencia de magnitudes y la probabilidad de que se excede una aceleración determinada dada una magnitud y una distancia. El cálculo fue realizado utilizando el software CRISIS 2007. El modelo de peligro sísmico utilizado es el desarrollado por el Instituto Geofísico del Perú. En dicho modelo se consideran 33 fuentes sismogénicas y leyes de atenuación espectrales que permiten estimar las aceleraciones esperadas para diferentes periodos de retorno. El resultado es similar al obtenido en la referencia [24].

Para cada nivel de peligro se construyeron los espectros elásticos de diseño basado en la forma espectral de la Norma AASHTO para un suelo tipo C

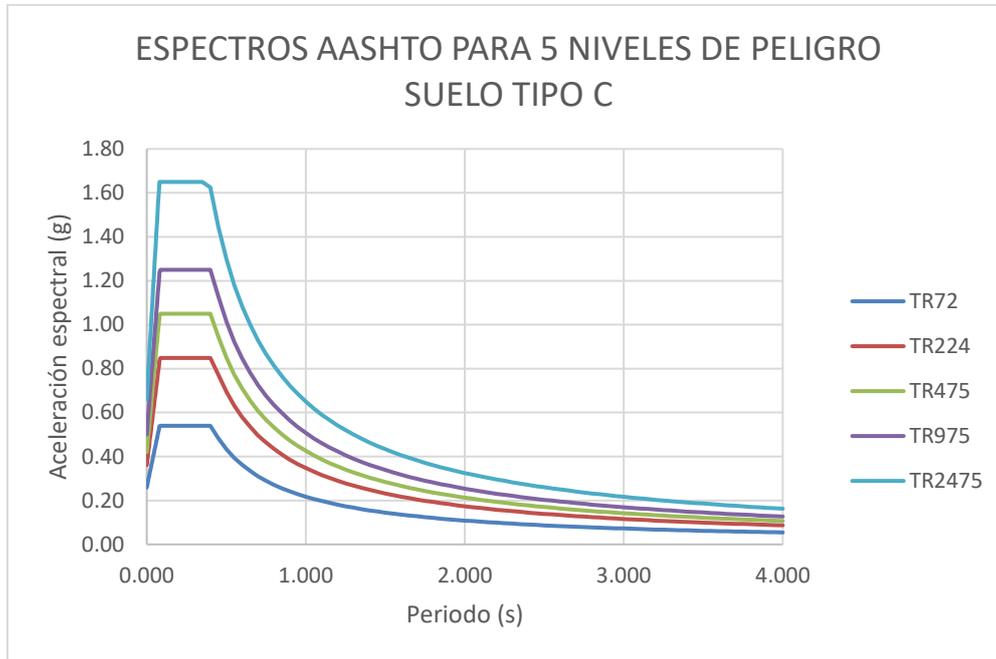


Figura 4.12: Espectros de diseño elástico AASHTO.

#### 4.3.5 Acelerogramas para el análisis dinámico inelástico

En la tabla 4.02 se pueden observar los registros de los movimientos sísmicos ocurridos en Lima entre 1951 y 1974 empleados en la tesis.

En todos los casos tenemos magnitudes mayores a 4 y tipo de suelo similar al de la ubicación del puente Villena.

Fecha del sismo	Estación	Componente	PGA (cm/s <sup>2</sup> )	Magnitud (Mw)
31/01/1951	Parque de la reserva	N82W N08E	-60.44 45.70	5.8
17/10/1966	Parque de la reserva	N82W N08E	-180.60 -269.3	8.1
31/05/1970	Parque de la reserva	N82W N08E	-104.8 -97.70	6.6
29/11/1971	Parque de la reserva	N82W N08E	53.55 86.54	5.6
03/10/1974	Parque de la reserva	N82W N08E	179.00 -192.50	6.8

**Tabla 4.2: Registros sísmicos empleados.**

Los registros se escalan para ajustarlos a los espectros de diseño para cada uno de los niveles de peligro seleccionados para evaluar el desempeño del puente.

El escalamiento de los espectros a los espectros objetivo se hizo con el programa SEISMOMATCH. Este programa hace el ajuste siguiendo el procedimiento desarrollado en la referencia [23].

Para tomar en cuenta la influencia de la aceleración vertical en la carga axial sobre el arco se emplearán registros verticales iguales a 2/3 del registro horizontal correspondiente.

#### **4.4 Modelo de la estructura**

El análisis del puente se hizo usando el programa SAP 2000 V14. Se hizo un análisis elástico para las cargas de gravedad y la sobrecarga vehicular, un análisis modal espectral para determinar los periodos y formas de vibración de la estructura, un análisis estático no lineal y para obtener resultados que tomen en cuenta el efecto de la aceleración vertical un análisis dinámico no lineal tiempo historia.

Para modelar el puente se usaron elementos tipo frame, se definieron nudos cada 4 metros en el tablero y las patas.

Se definieron dos ejes que corresponden al centro de gravedad de cada cajón. En la zona del tablero estos ejes se han conectados con elementos transversales (sin peso) con los que se ha conseguido emular el comportamiento del tablero en la dirección transversal. En el encuentro de las patas y el tablero se modelo la viga diafragma que conecta ambos arcos. La función de este diafragma es conectar las alas del arco con el tablero.

El tren de carga viva vehicular se aplicó en cada eje, pudiendo actuar simultáneamente en ambos o solo en uno de los ejes para encontrar los valores máximos.

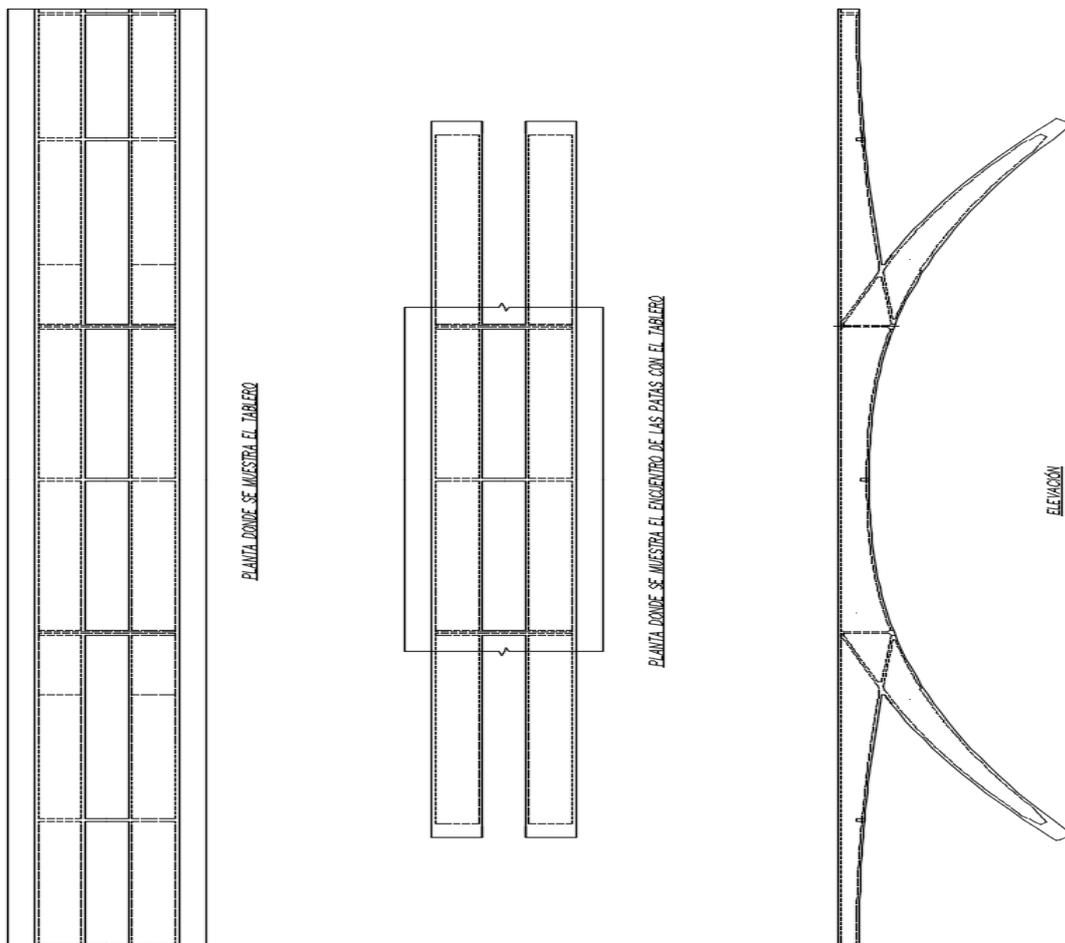
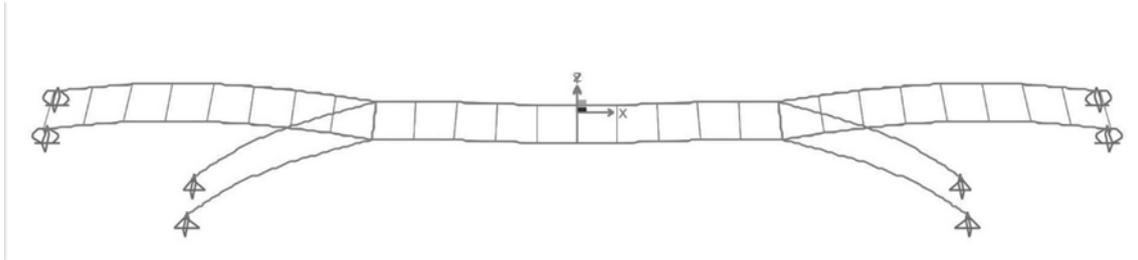


Figura 4.13: Geometría del puente



**Figura 4.14: Modelo con elementos tipo FRAME**

#### **4.4.1 Propiedades de los materiales**

Para el acero el SAP 2000 permite usar un modelo elastoplástico con endurecimiento curvo.

Para el concreto se usó el modelo de Mander para concreto no confinado.

Para el análisis no lineal, siguiendo las recomendaciones de Priestley (3) la resistencia a la compresión esperada del concreto se tomó como  $f'_{ce} = 1.3f'_c$  y para el acero se consideró un  $f_{ye} = 1.15f_y$ . Donde  $f'_c$  y  $f_y$  son las resistencias especificadas en los planos del proyecto.

#### **4.4.2 Inercia efectiva**

Se usó el valor equivalente a  $0.5 I_g$  siguiendo las recomendaciones del código FEMA 356 que especifica este valor para elementos con compresiones menores a  $0.3 f'_c$ .

#### **4.4.3 Rótulas plásticas**

El modelo usado permite asignar las rótulas en los lugares donde se espera que ocurra las solicitaciones máximas.

Para la dirección longitudinal, se asignaron rótulas plásticas en la parte superior de las patas a ambos lados de su encuentro con el tablero. Para la dirección transversal en la base de los arcos (Fig. 4.15).

Las rótulas asignadas son del tipo P-M2-M3 se generan de acuerdo a las especificaciones FEMA 356.

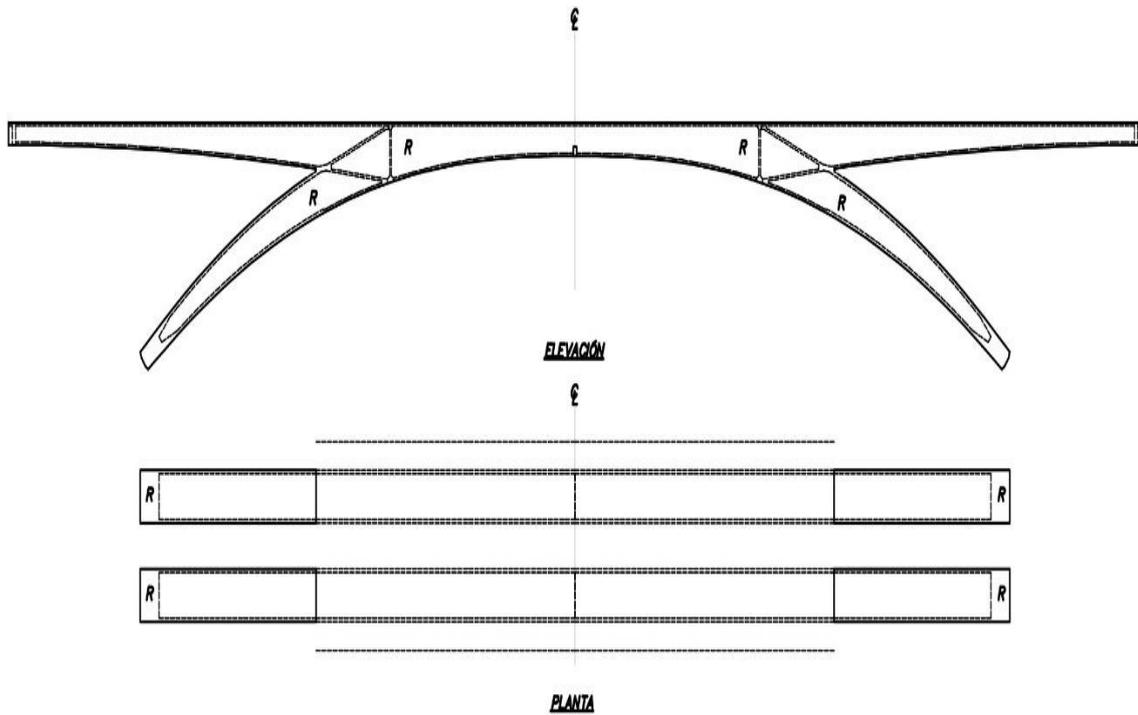


Figura 4.15: Secciones para la ubicación de las rótulas plásticas.

#### 4.4.4 Ocurrencia de otros mecanismos de falla

Para asegurar que ocurra el mecanismo de falla por fluencia en flexión se debe descartar que ocurran otros mecanismos de falla: falla en la cimentación y falla por corte en las patas.

## 5. RESULTADOS DE LA EVALUACIÓN

### 5.1 Análisis lineal

#### 5.1.1 Análisis modal

En la tabla 5.1 se muestra el número de modos usados para alcanzar una masa efectiva mayor a 90%.

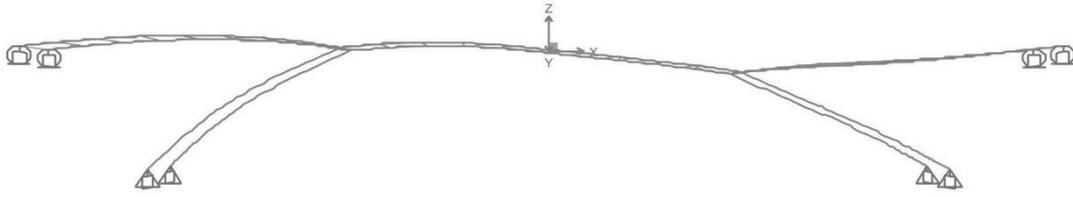
En la tabla 5.2 se muestran los primeros veinte modos y sus correspondientes porcentajes de masa efectiva.

	Nº de modos
Longitudinal	43
Transversal	47
Vertical	37

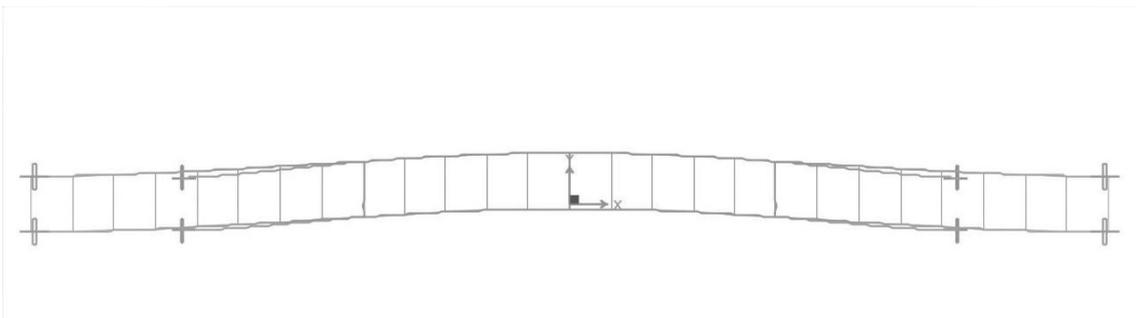
Tabla 5.1: Nº de modos requeridos para alcanzar el 90% de masa efectiva.

Modo	T(seg)	Factor de masa efectiva (%)		
		Longitudinal	Transversal	Vertical
1	.872	32	0	0
2	.800	0	67	0
3	.421	0	0	2
4	.341	0	0	0
5	.272	7	0	0
6	.250	0	0	57
7	.240	0	0	0
8	.178	0	13	0
9	.162	0	0	0
10	.157	11	0	0
11	.155	0	0	0
12	.141	0	0	0
13	.140	0	0	18
14	.120	0	0	0
15	.118	0	0	0
16	.117	0	0	7
17	.116	0	0	0
18	.115	0	0	0
19	.110	0	0	0
20	.106	0	0	0

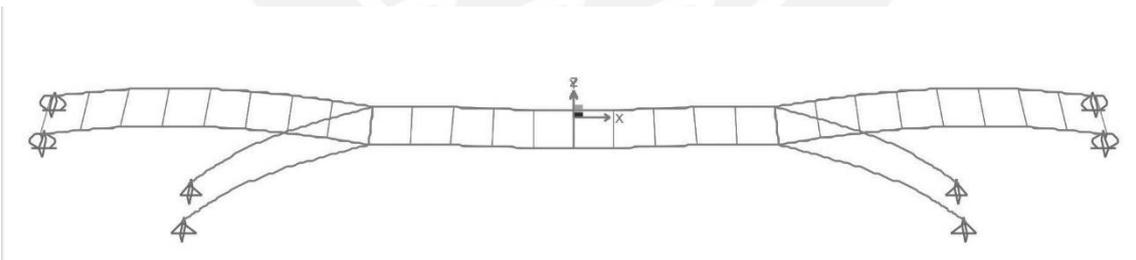
Tabla 5.2: Primeros veinte modos de vibración.



Modo 1 Longitudinal  $T=0.872$  seg



Modo 2 Transversal  $T=0.800$  seg



Modo 3 Vertical  $T=0.250$  seg

**Figura 5.1: Formas de modo predominantes.**

### 5.1.2 Desplazamiento obtenido en el análisis modal espectral lineal

TR (años)	Desp. Longitudinal (cm)	Desp. Transversal (cm)
72	1.61	6.32
229	2.58	10.11
475	3.16	12.38
975	3.77	14.77
2475	4.83	18.91

Tabla 5.3: Desplazamientos análisis modal espectral.

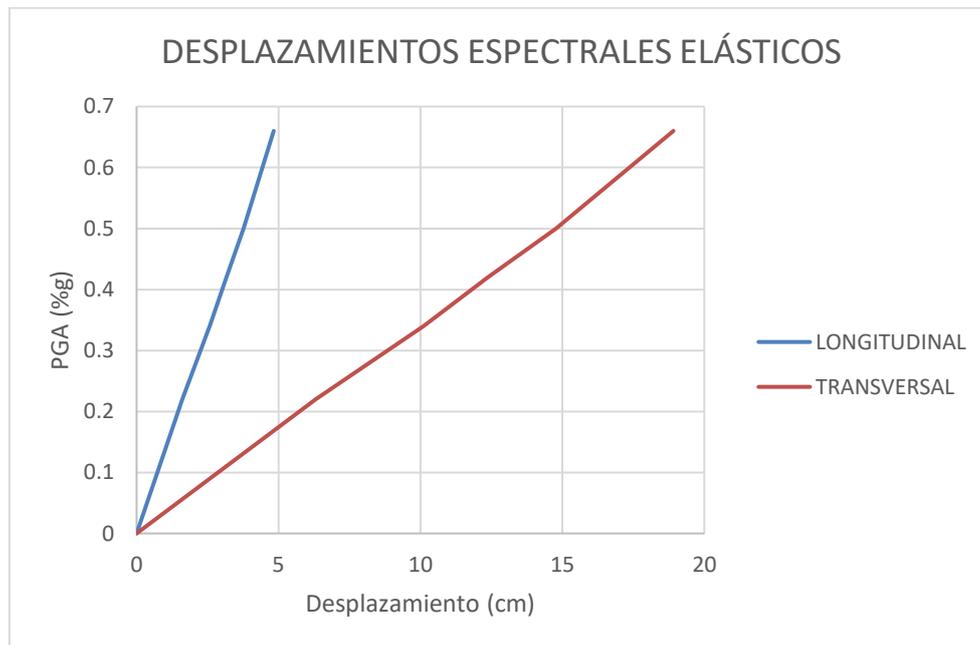


Figura 5.2: Desplazamientos espectrales elásticos.

### 5.1.3 Diagramas de momento y carga axial por cargas de gravedad y carga viva vehicular

En el análisis del puente el tablero está dividido en 14 secciones de las cuales 8 están en el tramo “exterior” del tablero y 5 en el tramo “central”.

Las patas están divididas en 6 secciones.

En las figuras se muestran los diagramas de momento flector y fuerza axial debido a las cargas de gravedad y carga viva vehicular.

En el caso de las patas los valores de carga axial y momentos graficados son los que ocurren en cada cajón individual, en el caso del tablero los valores que se grafican son los que ocurren en la sección completa.

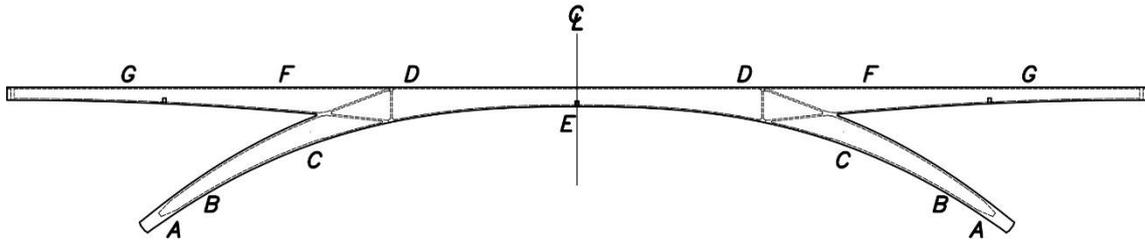


Figura 5.3: Elevación del puente y nomenclatura en zonas más esforzadas

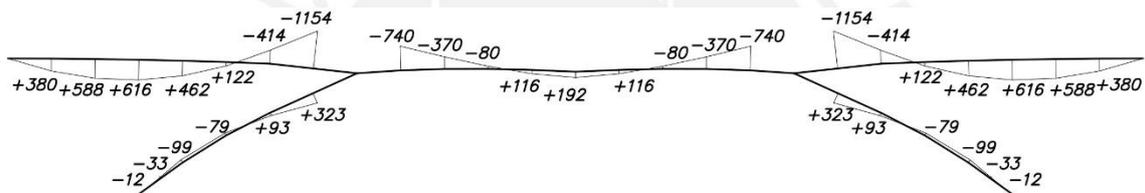


Figura 5.4: Diagrama de momento flector por cargas de gravedad

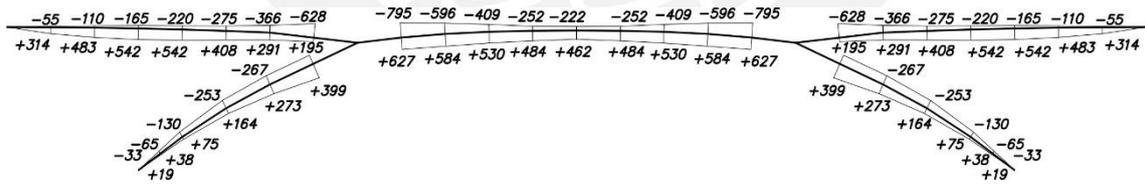


Figura 5.5: Diagrama de momento flector por carga viva vehicular

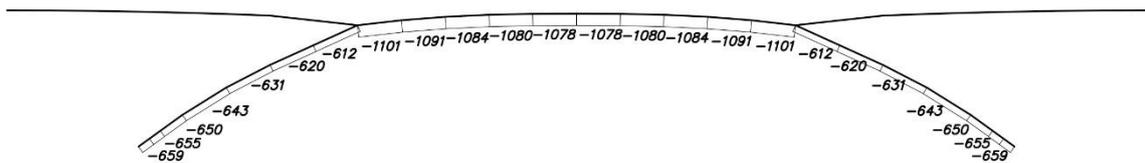
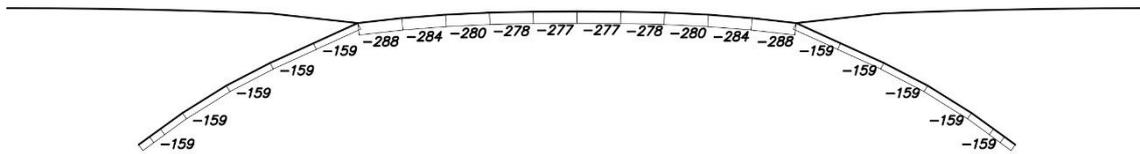


Figura 5.6: Fuerza axial por cargas de gravedad



**Figura 5.7: Fuerza axial por carga viva vehicular**

#### **5.1.4 Verificación de esfuerzos por cargas de gravedad más el 100% de la sobrecarga vehicular**

Esta verificación se hace para la combinación de carga SERVICIO I de la norma AASHTO.

El objetivo de esta verificación es comprobar que el puente es adecuado para tomar las cargas originadas por las cargas de gravedad (peso propio + cargas muertas) más el 100% de la carga viva y tener una idea de la “reserva” disponible para tomar cargas sísmicas.

Encontraremos los esfuerzos en la parte superior ( $\sigma_t$ ) e inferior ( $\sigma_b$ ) de las secciones usando la expresión  $P/A \pm M/S$  (Donde A es el área de la sección transversal y S es el módulo de la sección).

Se trata de una verificación en servicio, los valores de los esfuerzos no están amplificados.

En las tablas 5.4 y 5.5 se muestran los resultados para los puntos G,F,D,E del tablero y A,B,C del arco.

En el caso de las patas los esfuerzos obtenidos son para cada cajón individual en el caso del tablero los esfuerzos obtenidos son los que ocurren en la sección completa.

<b>PROPIEDADES DE LAS SECCIONES DEL TABLERO (Sección completa)</b>				
	<b>G</b>	<b>F</b>	<b>D</b>	<b>E</b>
<b>h (cm)</b>	145	250	300	180
<b>yt (cm)</b>	56.9	102.3	124.7	71.7
<b>yb(cm)</b>	88.1	147.7	175.3	108.3
<b>A (cm<sup>2</sup>)</b>	40322.6	50000.0	47400.0	37800.0
<b>I (cm<sup>4</sup>)</b>	1.28E+08	4.67E+08	6.25E+08	1.86E+08
<b>St (cm<sup>3</sup>)</b>	2.25E+06	4.56E+06	5.01E+06	2.59E+06
<b>Sb (cm<sup>3</sup>)</b>	1.45E+06	3.16E+06	3.57E+06	1.72E+06
<b>CARGAS ACTUANTES</b>				
<b>P gravedad(ton)</b>	0	0	-1101	-1078
<b>P s/c</b>	0	0	-288	-277
<b>M cm</b>	616	-1154	-740	192
<b>Ms/c (1)</b>	-165	-628	-795	-222
<b>Ms/c (2)</b>	542	195	627	462
<b>ESFUERZOS ACTUANTES EN EL TABLERO SOLO CARGA MUERTA (PESO PROPIO DE LA ESTRUCTURA + CARPETA ASFALTICA+VEREDAS+BARANDA)</b>				
	<b>G</b>	<b>F</b>	<b>D</b>	<b>E</b>
<b><math>\sigma_t</math>(kg/cm<sup>2</sup>)</b>	-27.38	25.28	-8.47	-35.92
<b><math>\sigma_b</math>(kg/cm<sup>2</sup>)</b>	42.40	-36.52	-43.97	-17.33
<b>CARGA MUERTA MAS SOBRECARGA VEHICULAR (1)</b>				
<b><math>\sigma_t</math>(kg/cm<sup>2</sup>)</b>	-20.05	39.04	1.31	-34.69
<b><math>\sigma_b</math>(kg/cm<sup>2</sup>)</b>	31.04	-56.39	-72.32	-37.60
<b>CARGA MUERTA MAS SOBRECARGA VEHICULAR (2)</b>				
<b><math>\sigma_t</math>(kg/cm<sup>2</sup>)</b>	-51.47	21.01	-27.05	-61.06
<b><math>\sigma_b</math>(kg/cm<sup>2</sup>)</b>	79.70	-30.35	-32.47	2.27

Tabla 5.4: Verificación de esfuerzos actuantes para la combinación SERVICIO I (100% carga muerta más 100% carga viva) en el tablero (sección completa)

<b>PROPIEDADES DE LAS SECCIONES DE LAS PATAS DEL ARCO</b>			
	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C</b>
<b>h (cm)</b>	120	150	240
<b>yt (cm)</b>	46.6	75.0	120.0
<b>yb(cm)</b>	73.4	75.0	120.0
<b>A (cm<sup>2</sup>)</b>	38018.4	16000.0	19600.0
<b>I (cm<sup>4</sup>)</b>	8.13E+07	5.38E+07	1.67E+08
<b>St (cm<sup>3</sup>)</b>	1.74E+06	7.18E+05	1.40E+06
<b>Sb (cm<sup>3</sup>)</b>	1.11E+06	7.18E+05	1.40E+06
<b>CARGAS ACTUANTES</b>			
<b>P gravedad(ton)</b>	-655	-643	-612
<b>P s/c</b>	-159	-159	-159
<b>M cm</b>	-12	-99	323
<b>Ms/c (1)</b>	-33	-130	-267
<b>Ms/c (2)</b>	19	75	399
<b>SOLO CARGA MUERTA (PESO PROPIO DE LA ESTRUCTURA + CARPETA ASFALTICA+VEREDAS+BARANDA)</b>			
<b><math>\sigma_t</math>(kg/cm<sup>2</sup>)</b>	-16.54	-26.39	-54.38
<b><math>\sigma_b</math>(kg/cm<sup>2</sup>)</b>	-18.31	-53.98	-8.07
<b>CARGA MUERTA MAS SOBRECARGA VEHICULAR</b>			
<b><math>\sigma_t</math>(kg/cm<sup>2</sup>)</b>	-18.83	-18.22	-43.35
<b><math>\sigma_b</math>(kg/cm<sup>2</sup>)</b>	-25.47	-82.03	-35.32
<b>CARGA MUERTA MAS SOBRECARGA VEHICULAR</b>			
<b><math>\sigma_t</math>(kg/cm<sup>2</sup>)</b>	-21.81	-46.78	-91.09
<b><math>\sigma_b</math>(kg/cm<sup>2</sup>)</b>	-20.78	-53.47	12.42

Tabla 5.5: Verificación de esfuerzos actuantes para la combinación SERVICIO I (100% carga muerta más 100% carga viva) en las patas del arco (cajón individual)

### 5.1.5 Diagramas de momento y carga axial por cargas sísmicas

Se muestra la forma y los valores máximos de momento flector debido al sismo en dirección longitudinal y dirección transversal para confirmar cuales son las partes del puente donde ocurren las demandas máximas y por consiguiente se confirma la selección de esos puntos para la asignación de las rótulas plásticas.

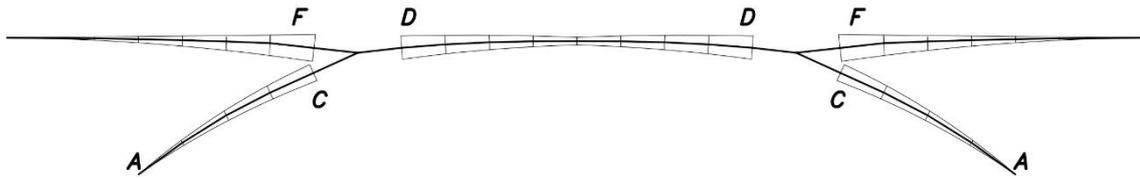


Figura 5.8 Diagrama de momento flector por sismo longitudinal.

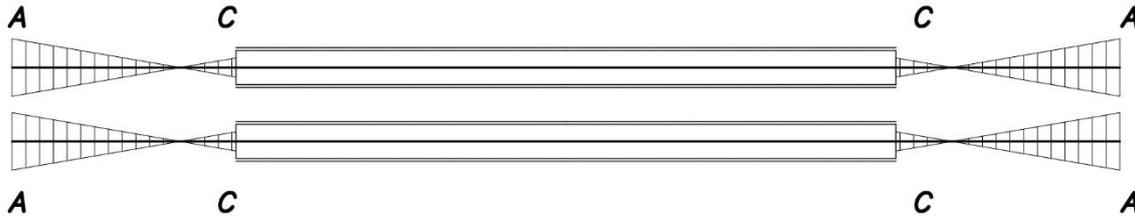


Figura 5.9: Diagrama de momento flector por sismo transversal.

UBICACIÓN A	CARGA	P (ton)	Mx(ton*m)	My(ton*m)
	TR72L	149	0	0
	TR224L	234	0	0
	TR475L	289	0	0
	TR975L	344	0	0
	TR2475L	455	0	0
	TR72T	153	0	581
	TR224T	242	0	930
	TR475T	299	0	1138
	TR975T	356	0	1358
	TR2475T	466	0	1739
UBICACIÓN C	CARGA	P (ton)	Mx(ton*m)	My(ton*m)
	TR72L	145	258	0
	TR224L	228	412	0
	TR475L	282	505	0
	TR975L	335	602	0
	TR2475L	443	773	0
	TR72T	151	48	74
	TR224T	239	76	118
	TR475T	294	94	145
	TR975T	351	112	173
	TR2475T	459	145	225
UBICACIÓN D	CARGA	P (ton)	Mx(ton*m)	
	TR72L	122	383	
	TR224L	191	612	
	TR475L	237	750	
	TR975L	282	894	
	TR2475L	372	1152	

UBICACIÓN F	CARGA	P (ton)	Mx(ton*m)
	TR72L	30	173
	TR224L	46	275
	TR475L	57	339
	TR975L	67	403
	TR2475L	90	524

Tabla 5.6: Carga axial y momentos por sismo

### 5.1.6 Análisis de la fuerza cortante en las patas del arco

Antes de proceder con el análisis inelástico analizaremos la resistencia al corte en las patas de arco.

La verificación se hará en las secciones A, B y C (fig. 5.3) y en la interfaz de la articulación (fig. 4.6).

Las fuerzas cortantes actuantes en las secciones indicadas se muestran en la tabla 5.7 donde  $V_y$  es la dirección vertical de la sección y  $V_x$  es la horizontal.

En la articulación lo crítico es el corte en la dirección perpendicular al eje del puente, en la tabla se muestra la fuerza cortante resultante al combinar la carga de gravedad con el sismo en dirección transversal.

<b>SECCIÓN A</b>	<b>CARGA</b>	<b>Vy (ton)</b>	<b>Vx(ton)</b>
	<b>GRAVEDAD</b>	31	
	<b>HL 93</b>	26	
	<b>72L</b>	26	
	<b>224L</b>	41	
	<b>475L</b>	50	
	<b>975L</b>	60	
	<b>2475L</b>	77	
	<b>72T</b>	14	44
	<b>224T</b>	22	70
	<b>475T</b>	27	86
	<b>975T</b>	33	102
	<b>2475T</b>	31	131
<b>SECCIÓN B</b>	<b>CARGA</b>	<b>Vy (ton)</b>	<b>Vx(ton)</b>
	<b>GRAVEDAD</b>	48	
	<b>HL 93</b>	26	
	<b>72L</b>	20	
	<b>224L</b>	32	
	<b>475L</b>	39	
	<b>975L</b>	47	
	<b>2475L</b>	61	
	<b>72T</b>	13	41
	<b>224T</b>	20	66
	<b>475T</b>	25	80
	<b>975T</b>	30	96
	<b>2475T</b>	39	123
<b>SECCIÓN C</b>	<b>CARGA</b>	<b>Vy (ton)</b>	<b>Vx(ton)</b>
	<b>GRAVEDAD</b>	45	
	<b>HL 93</b>	32	
	<b>72L</b>	26	
	<b>224L</b>	40	
	<b>475L</b>	50	
	<b>975L</b>	59	
	<b>2475L</b>	78	
	<b>72T</b>	21	38
	<b>224T</b>	33	61
	<b>475T</b>	41	75
	<b>975T</b>	48	89
	<b>2475T</b>	63	114

ARTICULACIÓN	GRAVEDAD + SISMO	V (ton)
	GRAVEDAD + 72T	63
	GRAVEDAD + 224T	88
	GRAVEDAD + 475T	104
	GRAVEDAD +975T	120
	GRAVEDAD + 2475T	148

**Tabla 5.7: Fuerza cortante actuante en las patas del arco (cajón individual)**

El cortante resistente en las secciones A,B,C se obtiene tomando en cuenta la contribución del concreto y el acero.

La resistencia de la rótula se calcula utilizando corte fricción tomando en cuenta solo el aporte de las barras que pasan por la rótula, utilizando la expresión  $V=u*As*fy$  donde  $u=0.6$ ,  $As=50\text{cm}^2$  y  $fy = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ .

Este criterio puede ser considerado muy conservador ya que este no es un fenómeno de tracción diagonal y se tiene un concreto sometido a efectos triaxiales, que como hemos dicho anteriormente puede resistir compresiones del orden de los  $1,000 \text{ kg/cm}^2$ , aun así, lo usamos ya que no tenemos certezas sobre este valor y por tratarse de una de las secciones más vulnerables del puente.

#### CORTANTE RESISTENTE

SECCIÓN	Vy(ton)	Vx(ton)
A	141	282
B	152	296
C	358	332
ARTICULACIÓN	V(ton)	126

**Tabla 5.8: Cortante resistente en secciones críticas**

Comparando los resultados de las tablas 5.7 y 5.8 vemos que la resistencia al corte en la dirección transversal del puente está condicionada por la resistencia de la rótula y no por las patas que tienen cortantes resistentes mayores que los actuantes.

En el caso de la articulación el corte resistente es mayor hasta para sismos con 975 años de periodo de retorno. Para sismos con 2,475 años de periodo de retorno el corte actuante en la rótula excede en 17% al cortante resistente.

### 5.1.7 Verificación de la cimentación

Calcularemos la presión que se transmite al terreno para el caso mas crítico que es cuando actúa la carga de gravedad mas el sismo en la dirección transversal para un periodo de retorno de 2475 años.

La carga axial es  $P = P_{\text{gravedad}} + P_{2475T} = 2 \cdot (655t + 466t) = 2242 \text{ t}$

El Momento actuante es  $M = M_{2475T} = 2 \cdot 1739 \text{ t} \cdot \text{m} = 3478 \text{ t} \cdot \text{m}$

Las características de la zapata son  $B=10.6\text{m}$   $L=12\text{m}$

El área es  $A=127.2 \text{ m}^2$

El módulo es  $S=254.4 \text{ m}^3$

Las presiones que se le transmiten al suelo  $w_{1,2} = P/A \pm M/S$

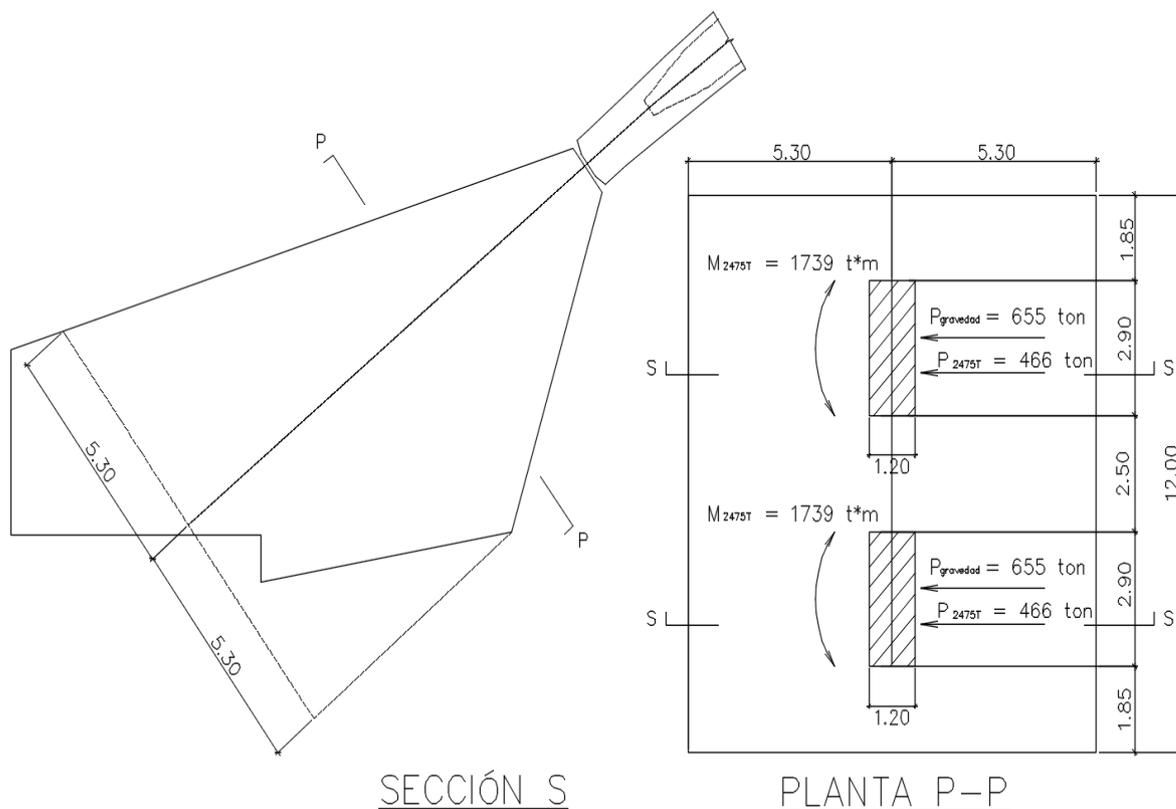
$$w_{1,2} = 2242t / 127.2\text{m}^2 \pm 3478 \text{ t} \cdot \text{m} / 254.4\text{m}^3$$

$$w_{1,2} = 17.6 \text{ t/m}^2 \pm 13.7 \text{ t/m}^2$$

$$w_1 = 31.3 \text{ t/m}^2 = 3.13 \text{ kg/cm}^2$$

$$w_2 = 3.9 \text{ t/m}^2 = 0.39 \text{ kg/cm}^2$$

Las presiones transmitidas son menores que la capacidad admisible que se espera para un suelo tipo C , como referencia tenemos la capacidad admisible del estudio para el puente mellizo [25] que da una capacidad portante igual a  $7.16 \text{ kg/cm}^2$ .



**Figura 5.10: Verificación de la cimentación para la combinación de cargas de gravedad mas el sismo en la dirección transversal para un periodo de retorno de 2,475 años.**

### 5.1.8 Deflexión por cargas de gravedad y sobrecarga vehicular

Se muestran los resultados de la deflexión (cm) del puente en el centro de luz, el encuentro entre el arco y el tablero y a la mitad del primer tramo del tablero.

UBICACIÓN	d (gravedad)	d (sobrecarga)
E	-1.22	-1.05
F,D	-1.03	-1.54
G	-3.68	-2.15

**Tabla 5.9: Deflexión por cargas de gravedad y sobrecarga vehicular en centímetros**

### 5.1.9 Resumen

Se ha comprobado que el puente es adecuado para tomar las cargas ocasionadas por el peso propio y la sobre carga vehicular y que hay una reserva importante para tomas cargas sísmicas.

Hay que resaltar que las secciones correspondientes al arco están sometidas a compresión pura cuando solo actúan las cargas de gravedad y que en ningún caso se excedo el valor de  $0.3f'c$ .

La forma en que el puente fue concebido hace que el arco sea muy estable frente a cargas de servicio.

Las deflexiones por cargas de gravedad y sobrecarga vehicular son pequeñas por el uso de grandes secciones transversales tubulares para el tablero y el arco.

Estas secciones tubulares hacen que el puente sea ligero y además que sea muy rígido.

En relación a la fuerza cortante se ha verificado que el puente desarrollar el mecanismo plástico que hemos definido hasta para sismos con periodo de retorno de 975 años y que para sismos más intensos ocurrirá antes una falla por corte en la base del puente.

Se verificó que en el caso extremo se transmitirán al suelo presiones menores que  $4 \text{ kg/cm}^2$  lo que garantiza que la cimentación se mantendrá estable.

Sabiendo esto, desarrollaremos el análisis inelástico, inclusive para sismos con TR de 2,475 años.

## 5.2 Análisis no lineal

### 5.2.1 Análisis no lineal estático

En el análisis no lineal estático para el sismo en la dirección longitudinal las rótulas se forman en el extremo superior de las patas y en el tablero (Fig. 5.11)

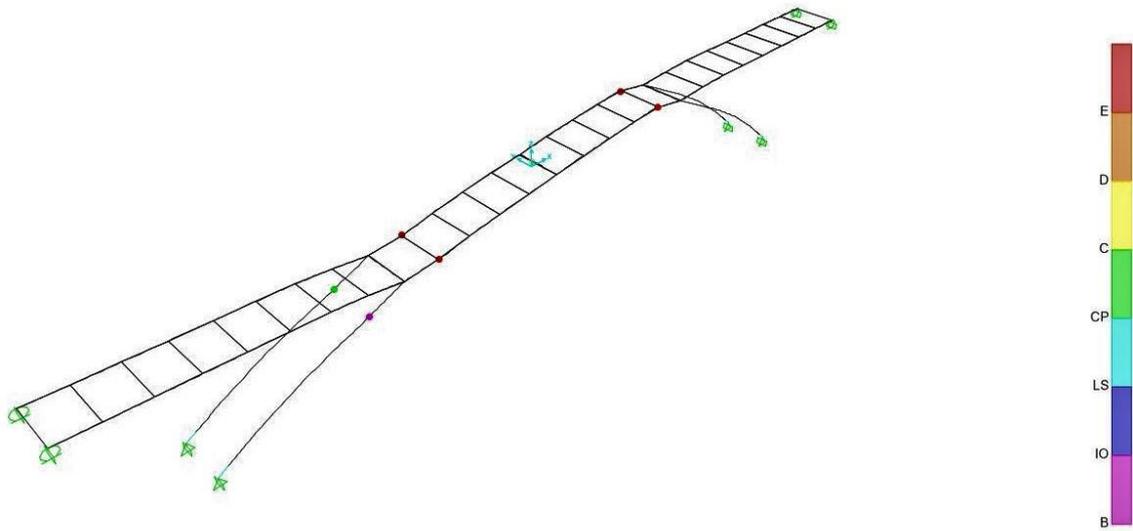


Figura 5.11: Rótulas plásticas en la dirección longitudinal

En el análisis no lineal estático para el sismo en la dirección transversal las rótulas se forman en la base de las patas del arco (Fig. 5.12)

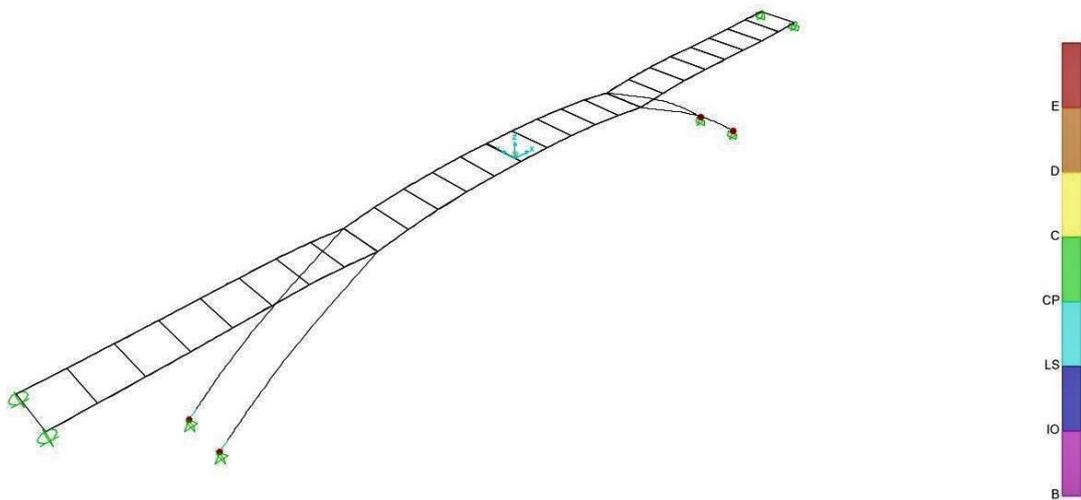


Figura 5.12: Rótulas plásticas en la dirección transversal

## 5.2.2 Obtención de la curva de capacidad

La curva de capacidad para la dirección longitudinal tiene los siguientes valores:

Paso	Desplazamiento (cm)	Cortante (ton)
0	0	0
1	1.25	279.35
2	2.50	558.70
3	3.75	838.05
4	5.00	1117.40
5	6.25	1396.76
6	7.03	1571.53
7	7.51	1640.49
8	8.76	1704.84
9	10.01	1765.74
10	11.26	1828.47
11	12.50	1835.35

Tabla 5.10: Valores de la curva de capacidad longitudinal.

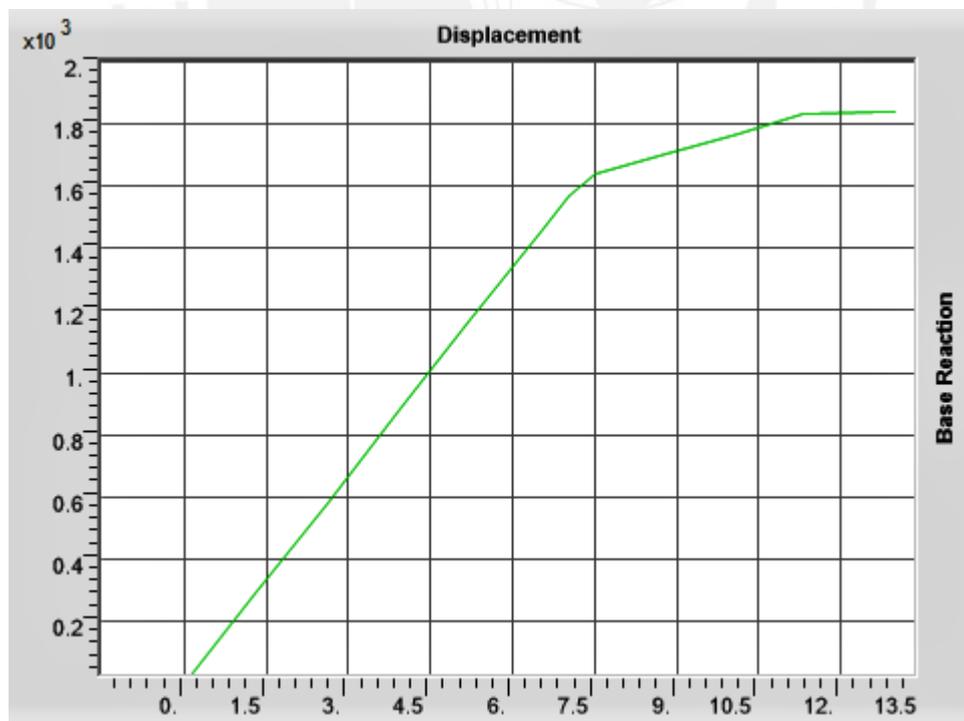


Figura 5.13: Curva de Capacidad en la dirección longitudinal.

La curva de capacidad para la dirección transversal tiene los siguientes valores:

Paso	Desplazamiento (cm)	Cortante (ton)
0	0	0
1	2.50	125.56
2	5.00	251.12
3	6.36	319.26
4	9.29	405.08
5	11.79	474.59
6	15.19	568.61
7	18.42	657.63
8	20.92	726.51
9	23.42	795.39
10	25.00	839.19

Tabla 5.11: Valores de la curva de capacidad transversal.

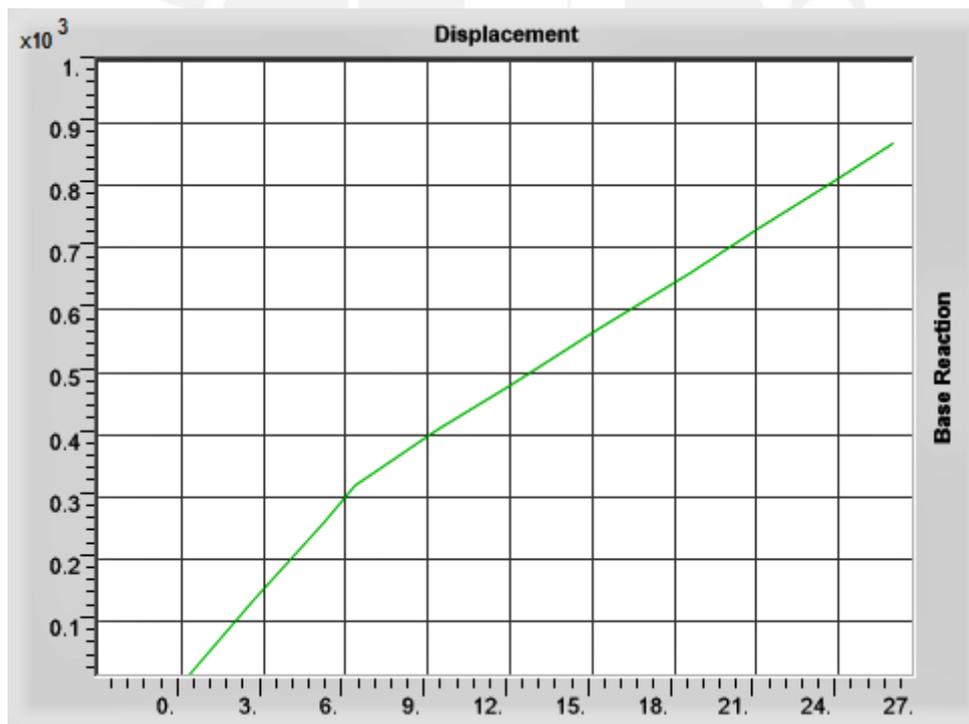


Figura 5.14: Curva de Capacidad en la dirección transversal.

### 5.2.3 Sectorización de la curva de capacidad

Luego de obtener la curva de capacidad, la representamos bilinealmente y realizamos la sectorización de acuerdo a los estados de daño definidos en 2.2.3 se obtienen las siguientes tablas:

DIRECCION LONGITUDINAL		
Nivel de daño según ATC-40	Desplazamiento	(cm)
Inmediata ocupación (IO)	dy	7.42
Daño controlado (DC)	dy + 0.3 (du - dy)	8.77
Seguridad de vida (SV)	dy + 0.6 (du - dy)	10.11
Estabilidad Estructural (EE)	dy + 0.8 (du - dy)	11.04
Colapso	du	11.90

Tabla 5.12: Desplazamientos correspondientes a umbrales de daño en la dirección longitudinal.

Con esta información procedemos a dibujar la curva sectorizada.

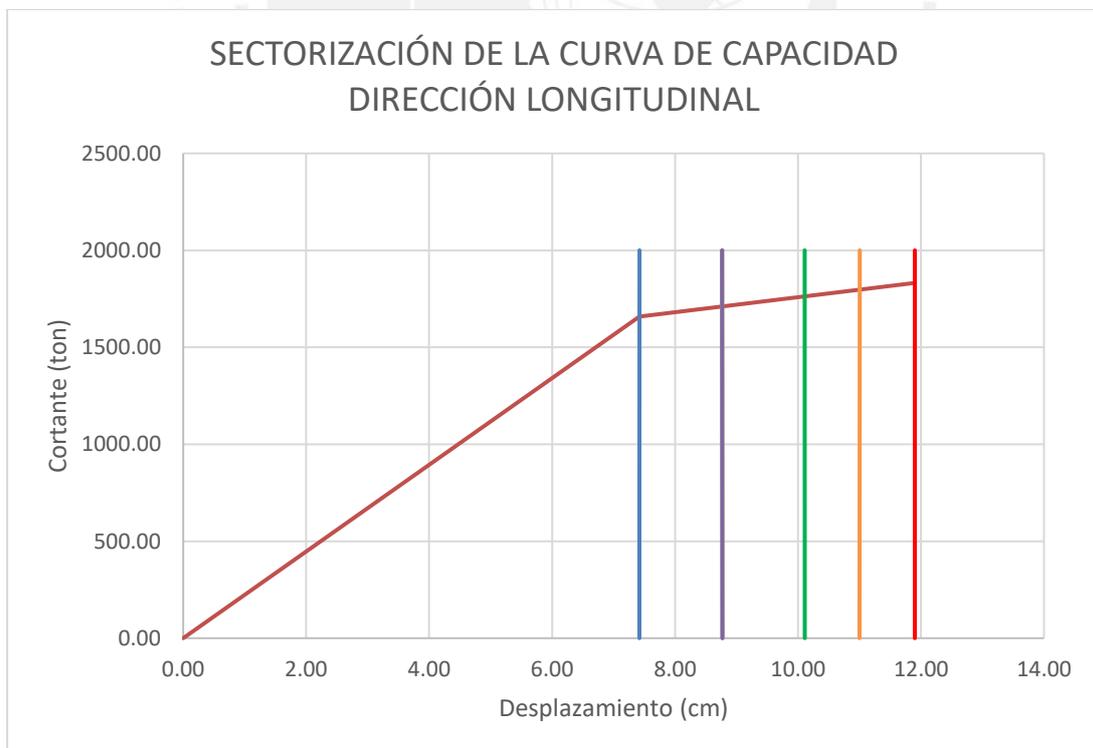
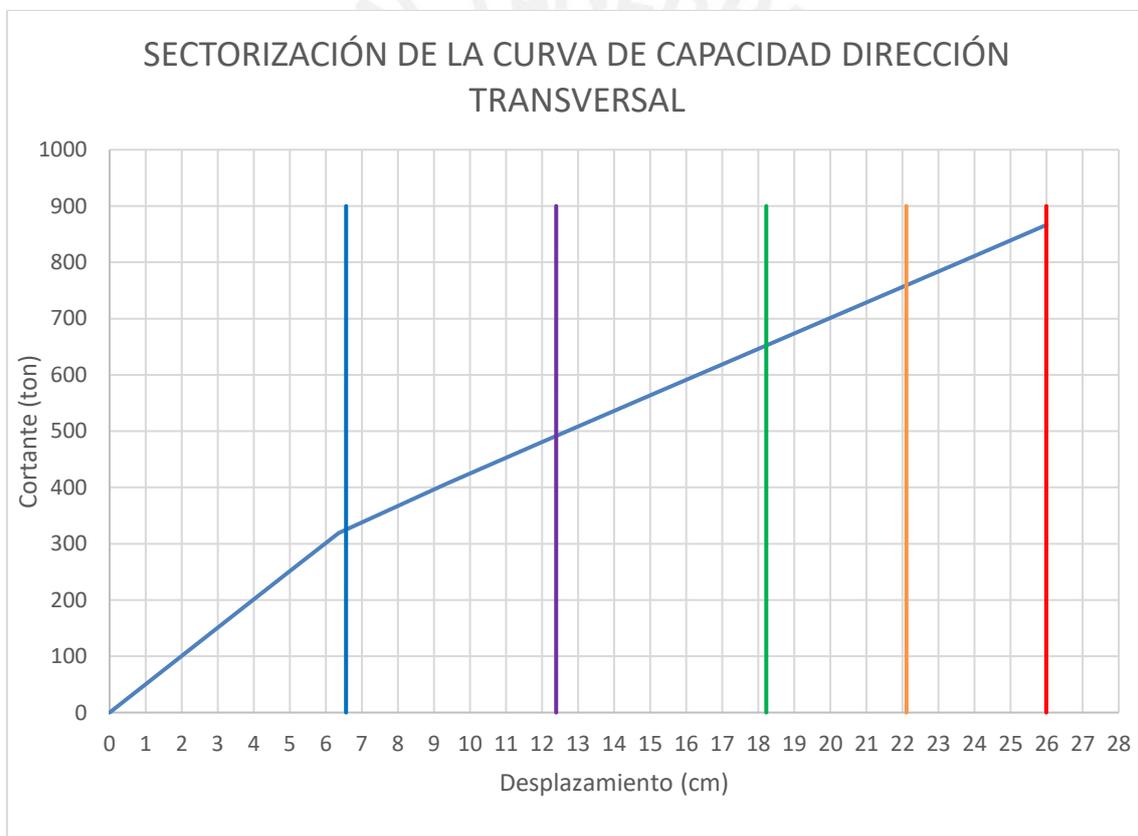


Figura 5.15: Sectorización de la curva de capacidad en la dirección longitudinal.

DIRECCION TRANSVERSAL		
Nivel de daño según ATC-40	Desplazamiento	(cm)
Inmediata ocupación (IO)	$dy$	6.56
Daño controlado (DC)	$dy + 0.3 (du - dy)$	12.39
Seguridad de vida (SV)	$dy + 0.6 (du - dy)$	14.72
Estabilidad Estructural (EE)	$dy + 0.8 (du - dy)$	22.10
Colapso	$du$	25.99

**Tabla 5.13: Desplazamientos correspondientes a umbrales de daño en la dirección transversal.**

Con esta información procedemos a dibujar la curva sectorizada.



**Figura 5.16: Sectorización de la curva de capacidad en la dirección transversal.**

#### 5.2.4 Punto de desempeño para los niveles de amenaza definidos

En las tablas 5.14 y 5.15 se presentan los puntos de desempeño obtenidos con el SAP 2000 usando el método del espectro de capacidad del ATC-40.

Nivel de amenaza	V (ton)	D (cm)	Nivel de daño según ATC-40
TR 72	674.17	3.02	IO
TR 224	1077.32	4.82	IO
TR 475	1320.50	5.91	IO
TR 975	1573.07	7.043	IO
TR 2475	1693.87	8.553	DC

Tabla 5.14: Puntos de desempeño para cinco niveles de amenaza en la dirección longitudinal.

Nivel de amenaza	V (ton)	D (cm)	Nivel de daño según ATC-40
TR 72	311.77	6.21	IO
TR 224	418.78	9.78	DC
TR 475	485.28	12.17	DC
TR 975	558.60	14.83	SV
TR 2475	691.84	19.657	EE

Tabla 5.15: Puntos de desempeño para cinco niveles de amenaza en la dirección transversal.

Estos resultados se comparan con los umbrales de daño de las tablas 5.11 y 5.12 para definir el desempeño del puente.

	OPERACIONAL	FUNCIONAL	SEGURIDAD DE VIDA	CERCA AL COLAPSO
TR 72	X			
TR 224		X		
TR 475		X		
TR 975			X	
TR 2475				X

Tabla 5.16: Desempeño sísmico del puente según el análisis estático no lineal.

### 5.2.5 Análisis dinámico tiempo historia incremental

Las tablas 5.17 y 5.18 muestran los desplazamientos (cm) obtenidos con el análisis dinámico no lineal para los acelerogramas escogidos escalados a los cinco niveles de amenaza de la tesis.

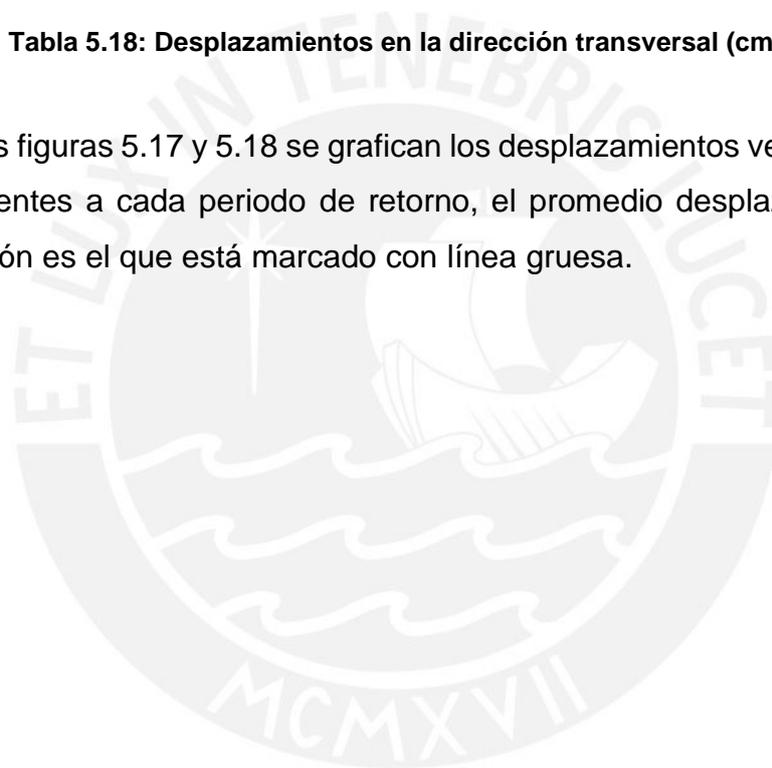
	TR 72	TR 224	TR 475	TR 975	TR 2475
<b>51NE</b>	1.80	2.88	3.46	3.24	5.45
<b>51NW</b>	1.32	2.08	2.57	3.15	3.81
<b>66NE</b>	1.80	2.89	3.49	4.26	5.55
<b>66NW</b>	1.93	2.71	4.02	3.68	4.18
<b>70NE</b>	1.82	3.25	3.79	4.21	5.60
<b>70NW</b>	1.74	2.93	3.81	4.73	5.60
<b>71NE</b>	0.81	1.28	1.58	3.39	5.10
<b>71NW</b>	1.92	3.49	3.78	3.57	5.86
<b>74NE</b>	1.51	2.73	4.00	4.91	5.03
<b>74NW</b>	1.87	2.95	3.81	4.34	5.53
<b>PROM</b>	1.65	2.72	3.43	3.95	5.17

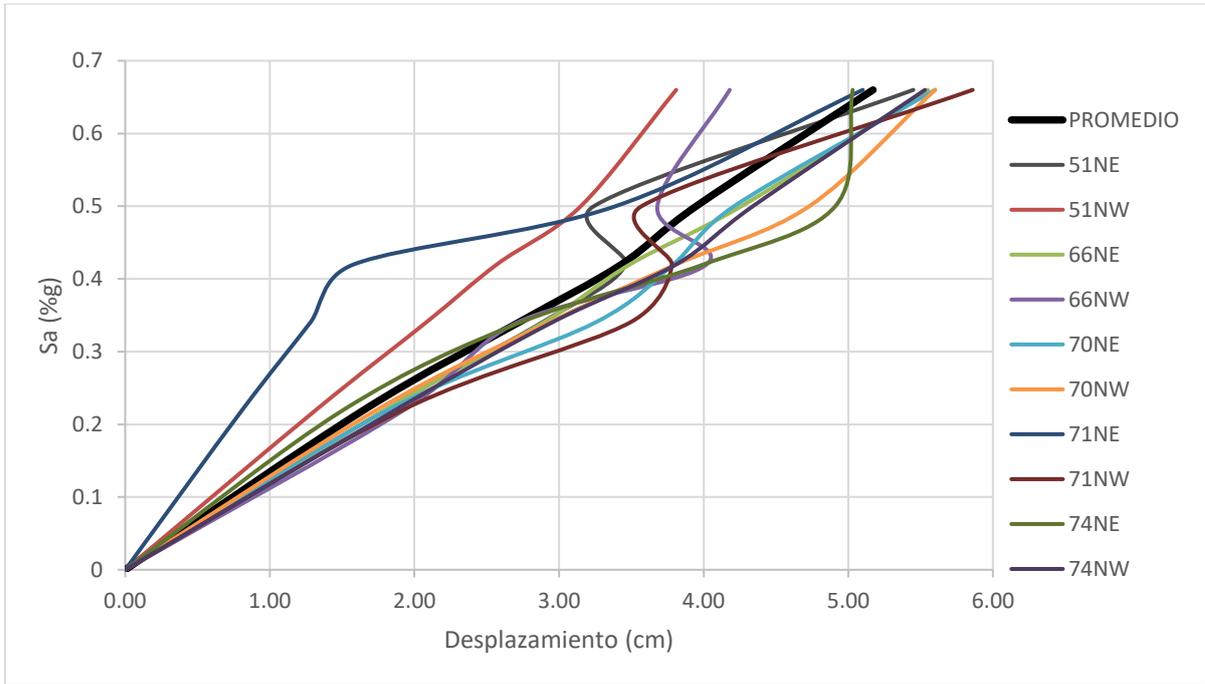
Tabla 5.17: Desplazamientos en la dirección longitudinal (cm)

	<b>TR 72</b>	<b>TR 224</b>	<b>TR 475</b>	<b>TR 975</b>	<b>TR 2475</b>
<b>51NE</b>	7.28	10.14	11.15	10.93	20.28
<b>51NW</b>	4.99	7.09	8.81	11.35	12.38
<b>66NE</b>	7.33	11.63	12.17	13.87	16.47
<b>66NW</b>	7.18	8.49	10.31	12.78	13.03
<b>70NE</b>	7.54	10.16	10.00	14.88	14.23
<b>70NW</b>	7.58	9.70	10.19	11.95	17.42
<b>71NE</b>	3.09	4.86	6.02	12.05	13.62
<b>71NW</b>	7.51	10.58	12.28	11.55	15.31
<b>74NE</b>	6.38	8.78	13.54	13.20	14.12
<b>74NW</b>	7.37	10.76	12.63	13.39	18.67
<b>PROM</b>	6.63	9.22	10.71	12.60	15.55

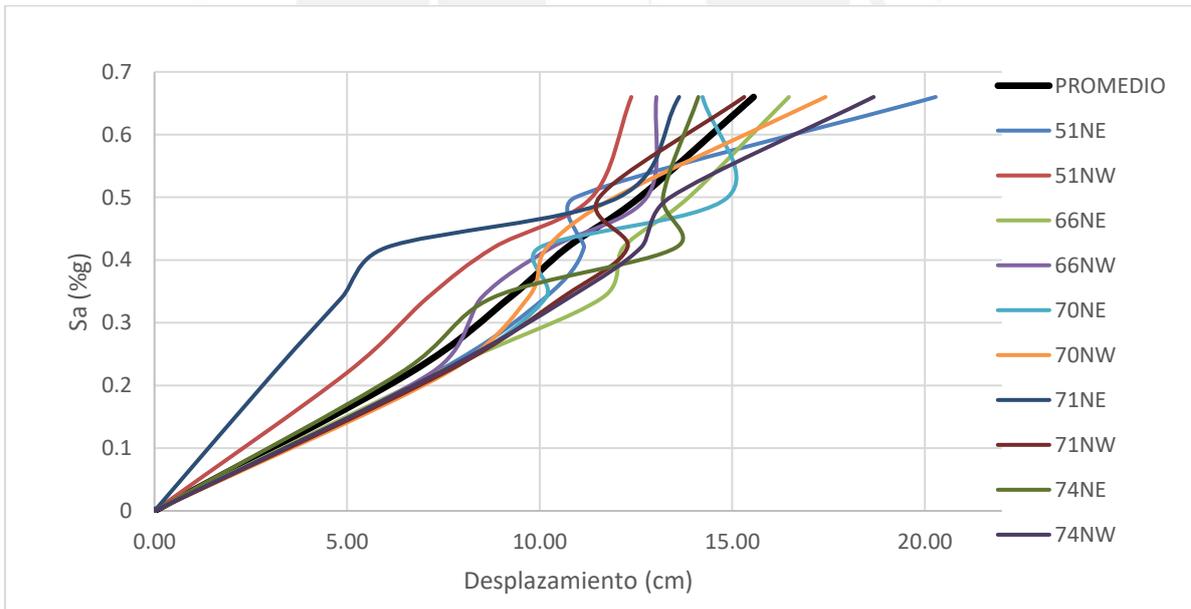
**Tabla 5.18: Desplazamientos en la dirección transversal (cm)**

En las figuras 5.17 y 5.18 se grafican los desplazamientos versus los PGA correspondientes a cada periodo de retorno, el promedio desplazamientos en cada dirección es el que está marcado con línea gruesa.





**Figura 5.17: Desplazamientos análisis dinámico en la dirección longitudinal.**



**Figura 5.18: Desplazamientos análisis dinámico en la dirección transversal.**

De manera similar a lo realizado con los resultados del análisis pushover comparamos los desplazamientos promedio obtenidos en el análisis dinámico no lineal con los umbrales de daño y obtenemos el desempeño del puente.

NIVEL DE AMENAZA	Desplazamiento longitudinal (cm)	Nivel de daño según ATC-40
TR 72	1.65	IO
TR 224	2.72	IO
TR 475	3.43	IO
TR 975	3.95	IO
TR 2475	5.17	IO

**Tabla 5.19: Desplazamientos promedio dirección longitudinal**

NIVEL DE AMENAZA	Desplazamiento transversal (cm)	Nivel de daño según ATC-40
TR 72	6.63	DC
TR 224	9.22	DC
TR 475	10.71	DC
TR 975	12.60	SV
TR 2475	15.55	EE

**Tabla 5.20: Desplazamientos promedio dirección transversal**

	OPERACIONAL	FUNCIONAL	SEGURIDAD DE VIDA	CERCA AL COLAPSO
TR 72		X		
TR 224		X		
TR 475		X		
TR 975			X	
TR 2475				X

**Tabla 5.21: Desempeño sísmico del puente según resultados del análisis dinámico no lineal.**

## 6. CONCLUSIONES

El comportamiento en el sentido longitudinal es el característico de los puentes en arco, es decir es esencialmente elástico y poco dúctil. Hasta un periodo de retorno de 975 el puente se comportaría elásticamente y para un periodo de retorno mayor el puente tendría daño controlado.

El desempeño sísmico está condicionado por la respuesta del puente en la dirección transversal.

El desempeño en la dirección transversal se resume así:

El puente no se daña para sismos frecuentes con periodo de retorno de 72 años.

El puente se mantiene funcional, con daño controlado en sismos con periodo de retorno de hasta 475 años.

El puente garantiza la vida, es decir, no colapsa durante sismos con periodo de retorno de hasta 975 años.

El puente puede colapsar en el caso de la ocurrencia de un sismo con periodo de retorno mayor a 975 años.

Sabemos por el resultado del análisis para fuerza cortante que el puente presentaría una falla por corte en la base para sismos de más de 975 años de periodo de retorno y aunque no fuera así, es decir si no ocurriera la falla por corte el puente colapsaría igual.

Estos resultados son compatibles con el comportamiento del puente a lo largo de sus 52 años de vida útil. El puente se ha comportado satisfactoriamente para las cargas de servicio a las que ha sido sometido.

Una recomendación para mejorar la resistencia en la zona de la rótula es hacer un encamisetado que se diseñaría para que tome el 100% del cortante actuante máximo. Este encamisetado le quitaría al puente su condición de bi articulado lo que obligaría a hacer un nuevo análisis y verificación de la cimentación y de las patas del arco.

El sismo de mayor intensidad al que ha sido sometido es el Sismo del 3 de octubre de 1974. Según lo que se puede leer en la página web del Instituto Geofísico del Perú (<https://www.gob.pe/institucion/igp/noticias/73974-instituto-geofisico-del-peru-se-cumplen-45-anos-del-ultimo-terremoto-que-afecto-lima-el-03-de-octubre-de-1974>); “este temblor que comprendió las zonas de Lima, Mala, Cañete, Chincha y Pisco, duró cerca de 2 minutos afectó casas antiguas de adobe y quincha en el área litoral entre 12° y 14°S. En Lima sufrieron daños edificios públicos, iglesias, monumentos históricos, en varios barrios con diferente intensidad entre V y VII (MMI); en locales próximos a cerros y de suelo poco consolidado (La Molina), se observó intensidades VII - IX (MMI) como consecuencia de la amplificación de las vibraciones causadas por el terreno”. No hay registros de reparaciones al puente como consecuencia de este sismo.

## 7. REFERENCIAS

1. Álvarez, JJ., Aparicio, A. (2003). Comportamiento sísmico de puentes arco. Un panorama del estado del conocimiento. Revista de ingeniería sísmica, N° 68, 21-53.
2. Tavera, H. (2014). Escenario de Sismo y Tsunami en el borde occidental de la región central del Perú. Instituto Geofísico del Perú.
3. Priestley M., Seible F., Calvi. (1996). Seismic Design and Retrofit of Bridges. John Wiley & Sons Inc., New York – EE.UU.
4. Structural Engineers Association of California (1995). Vision 2000 a Framework for Performance Based Structural Engineering.
5. Applied Technology Council. (1996). ATC 40 Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings.
6. NCHRP SYN 440. (2013). Performance Based Seismic Bridge Design. Washington, USA.
7. Franetović, M., Mandić Ivanković, A., Radić, J. (2014). Seismic assessment of existing reinforced-concrete arch bridges, GRAĐEVINAR, 66 (8), 691-703, doi: <https://doi.org/10.14256/JCE.1073.2014>
8. Aguiar, R., Marcial, M., Caiza, Pablo. (2015). Seismic performance of the New Research and Postgraduate Center at Universidad de Fuerzas Armadas - ESPE, without isolation systems. Revista CIENCIA Vol.17,3 327-345.
9. Bommer J., Acevedo A. (2004). The use of real earthquake accelerograms as input to dynamic analysis, Journal of Earthquake Engineering, Imperial College Press, London-UK.
10. Vanvatsikos D, Cornell C. (2002). Applied incremental Dynamic Analysis, 12th European Conference in Earthquake Engineering a London, UK.
11. Park R., Paulay, T. (1975). Reinforced concrete structures. John Wiley & Sons. New York. USA.
12. Moehle, J. (2015). Seismic design of Reinforced Concrete Buildings. McGraw Hill.
13. Paulay, T., Priestley, M. (1992). Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. John Wiley & Sons. New York. USA
14. Hernández Vélez, A. Dealer, CSI en Puerto Rico. Manual de análisis no lineal estático "Pushover" usando SAP 2000 V14.

15. AASHTO (2010). Standard Specifications for Highway Bridges. American Association of State Highway and Transportation Officials. Washington, DC-USA.
16. FEMA 356. (2000). Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. Washington, D.C., USA.
17. CALTRANS (2010). Caltrans Seismic Design Criteria. Versión 1.6. California Department of Transportation.
18. Beyer, Lily (2012). Arched Bridges. University of New Hampshire Scholar's Repository.
19. Billington, David P. (1985). The tower and the bridge. The new art of Structural Engineering. Princeton University Press. Princeton, New Jersey.
20. Álvarez JJ., Hernández, H. Aparicio, A. (2006). Evaluación de la respuesta de grandes puentes en arco ante movimientos sísmicos fuertes. Revista de Ingeniería Sísmica N° 75, 23-46.
21. Kazuhiko, K., y Mizoguti, A. (2000). Seismic Response of a Reinforced Concrete Arch Bridge. 12<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 1824, New Zealand, 8pp.
22. Dangol, J. Suwal, R. (2016). Seismic Performance Evaluation of a Reinforced Concrete Arch Bridge. Journal of the Institute of Engineering. 120-126. TUTA/IDE/PCU.
23. Shi, Z., Kosa K., Zhang, J., Sasaki, T.. (2012). Damage and Seismic Evaluation of a RC Rigid – Frame arch Bridge Damaged in Wenchuan Earthquake. International Symposium on Earthquake Engineering, JAEE Vol. 1.
24. GEOINGENIERIA Consultores Generales (2014). Estudio de peligro sísmico para la construcción del puente mellizo Villena.
25. GEOINGENIERIA Consultores Generales (2014). Estudio de geología y geotecnia en la Bajada Balta.
26. Hancock, J. (2006). The Influence of Duration and the Selection and Scaling of Accelerograms in Engineering Design and Assessment.