

## ESTIMACIÓN DE DAÑOS PROBABLES EN UN PUENTE CON PILAS ESBELTAS DEBIDO A EFECTOS SÍSMICOS

**Guillermo M. Gerbaudo<sup>a</sup>, Alejandro A. Lopaczek<sup>b</sup> y Alejandro Rubira<sup>c</sup>**

<sup>a</sup>*Profesor, Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales, Universidad Nacional de Córdoba, Córdoba, Argentina, ggerbaudo@efn.uncor.edu*

<sup>b</sup>*Alumno de Maestría, Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales, Universidad Nacional de Córdoba, Córdoba, Argentina, alejandrolopaczek@gmail.com*

<sup>c</sup>*Alumno Graduado, Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales, Universidad Nacional de Córdoba, Córdoba, Argentina*

**Keywords:** Pushover, Análisis no lineal en el tiempo, Método del espectro de capacidad.

**Resumen.** Hoy en día, el desarrollo de hormigones y acero de alta resistencia permite el diseño de estructuras sismorresistentes con mayor aprovechamiento de los materiales y con secciones de hormigón armado de menor dimensión. Estas estructuras desarrollan menores fuerzas inerciales debido a una menor masa, pero en contraposición resultan más esbeltas y por lo tanto, contraproducentes para la estabilidad del puente. Este trabajo consiste en la estimación de daños probables debidos a la acción sísmica en un puente de hormigón armado con pilas esbeltas. El análisis se basa en un puente diseñado recientemente en la provincia de Jujuy, Argentina. Se estiman los daños en la infraestructura del puente, más específicamente en las pilas, debido a la fisuración del hormigón y/o la eventual rotulación en la zona de máximo momento. Otros de los daños que se pretende evaluar es la pérdida de apoyo del tablero del puente y el choque del tablero del puente con los toques antisísmicos debido al desplazamiento relativo entre las pilas y las vigas principales del tablero. La estimación del daño se realiza mediante modelos numéricos de elementos finitos y se utilizan dos tipos de análisis: Método del espectro de capacidad y Análisis dinámico no lineal en el tiempo.

## 1 INTRODUCCIÓN

Hoy en día, el desarrollo de hormigones y acero de alta resistencia permite el diseño de estructuras sismorresistentes con mayor aprovechamiento de los materiales y con secciones de hormigón armado de menor dimensión. Estas estructuras desarrollan menores fuerzas inerciales debido a una menor masa, pero en contraposición resultan más esbeltas y por lo tanto, contraproducentes para la estabilidad del puente. Muchos puentes hoy en día se encuentran vulnerables a esos efectos, incluso para sismos de poca magnitud, lo que ocasiona fallas e incluso el colapso al ocurrir un sismo. Las fallas se presentan, en general, en la infraestructura del puente, más específicamente en las pilas, plasmadas a través de fisuras en el hormigón. Otras de las fallas que puede presentarse es el desplazamiento relativo entre las pilas y las vigas principales del tablero cuando predomina el sismo en dirección longitudinal al eje del puente, dando como resultado el desplome del tablero del puente. En caso que el sismo predomine en la dirección transversal al puente se puede producir el choque entre las vigas principales y los topes antisísmicos que se colocan para evitar el desplome lateral del tablero, aunque en los sismos de gran magnitud suele ocurrir rotura por corte del tope antisísmico (ECTCFE 1995).

Este trabajo consiste en la estimación de daños probables debidos a la acción sísmica en un puente de hormigón armado con pilas esbeltas. El análisis se basa en un puente diseñado recientemente en la provincia de Jujuy, Argentina. Se estiman los daños en la infraestructura del puente, más específicamente en las pilas, debido a la fisuración del hormigón y/o la eventual rotulación en la zona de máximo momento. Otros de los daños que se pretende evaluar es la pérdida de apoyo del tablero del puente y el choque del tablero del puente con los topes antisísmicos debido al desplazamiento relativo entre las pilas y las vigas principales del tablero. La estimación del daño se realiza mediante modelos numéricos de elementos finitos y se utilizan dos tipos de análisis: Método del espectro de capacidad y análisis dinámico no lineal en el tiempo. El método del espectro de capacidad se aplica al análisis individual de una pila para analizar su incursión en el campo plástico. El análisis dinámico no lineal se aplica al modelo del puente en conjunto para evaluar la posibilidad de impactos con los topes transversales.

## 2 DESCRIPCIÓN DEL CASO DE ANÁLISIS

El presente trabajo se desarrolla sobre la base de un puente sobre el río Chico en Jujuy. Este puente posee una longitud total de 224 m, compuesta por ocho tramos de 27,90 m cada uno. A continuación se describen las principales características del puente.

### 2.1 Superestructura

La superestructura del puente se divide en ocho tableros de 27,90 m de longitud por 12,40 m de ancho. El tablero está compuesto por cinco vigas principales de 1.60 m de altura, dos vigas secundarias, una losa de 0,20 m de espesor, carpeta de rodamiento, dos defensas New Jersey y dos veredas peatonales (Figura 1). Las vigas secundarias tienen la función de distribuir las cargas entre las vigas principales para que trabajen en conjunto. En cada tramo del puente se disponen dos vigas transversales (de 0,30 m x 1,30 m) coincidentes con los extremos de las vigas principales (Figura 2).

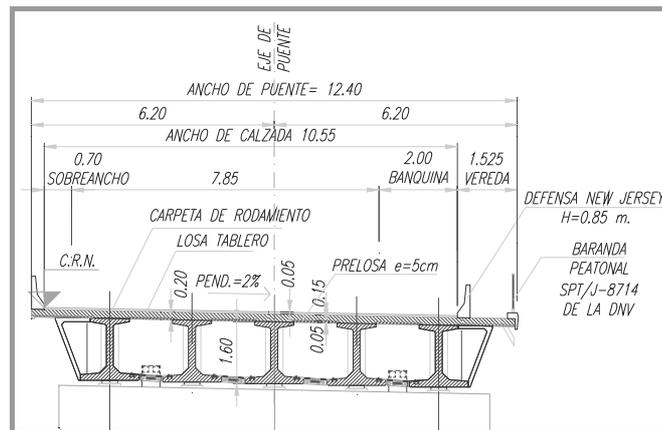


Figura 1: Sección transversal del tablero del puente

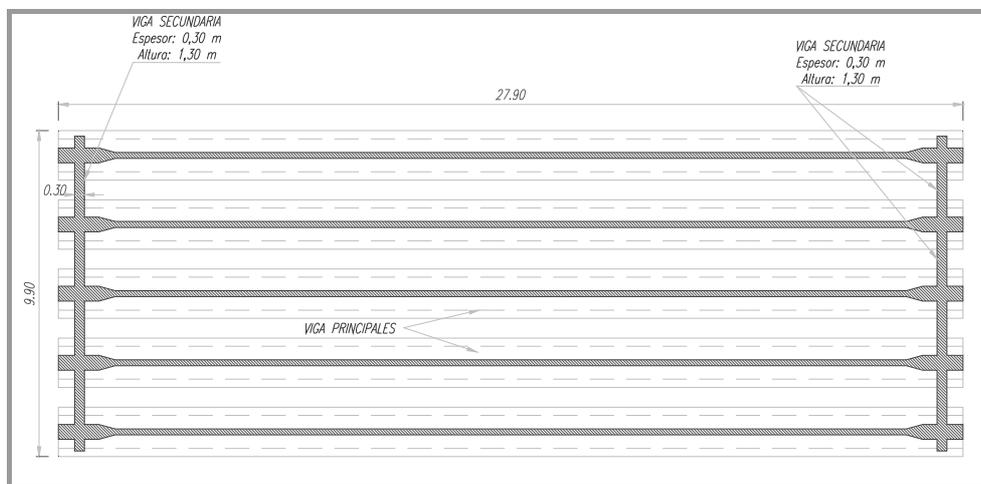


Figura 2: Planta del tablero del puente

## 2.2 Infraestructura

El perfil de suelos está integrado por una fina cubierta aluvial de gravas y bloques, que se apoyan sobre un afloramiento rocoso, una secuencia alternada de conglomerados y arcillitas débilmente cementadas, de compacidad muy densa. Las pilas se han fundado superficialmente, mediante un macizo de hormigón sobre el cual se apoyará la zapata, cuyo plano de fundación esté ubicado aproximadamente a partir de los 2,0 m de profundidad respecto al nivel de terreno natural (Figura 3).

Las pilas del puente son tipo pórtico, se componen de una viga de cabecera y tres columnas de sección circular de 1,8 m de diámetro. Las vigas principales del tablero se apoyan sobre la viga de cabecera mediante apoyos de neopreno. Sobre la viga cabecera se disponen dos topes antisísmicos para prevenir, en casos extremos, el desplome del tablero. Las pilas se fundan directamente sobre una base de 14,00 m de largo por 6,50 de ancho y 1,50 m de espesor. La zapata apoya sobre hormigón simple de 15,00 m de largo por 7,50 m de ancho y de espesor 2,00 m. Las alturas de las columnas de las pilas son variables porque la cota de fundación no es la misma para todas ellas por la irregularidad del terreno.

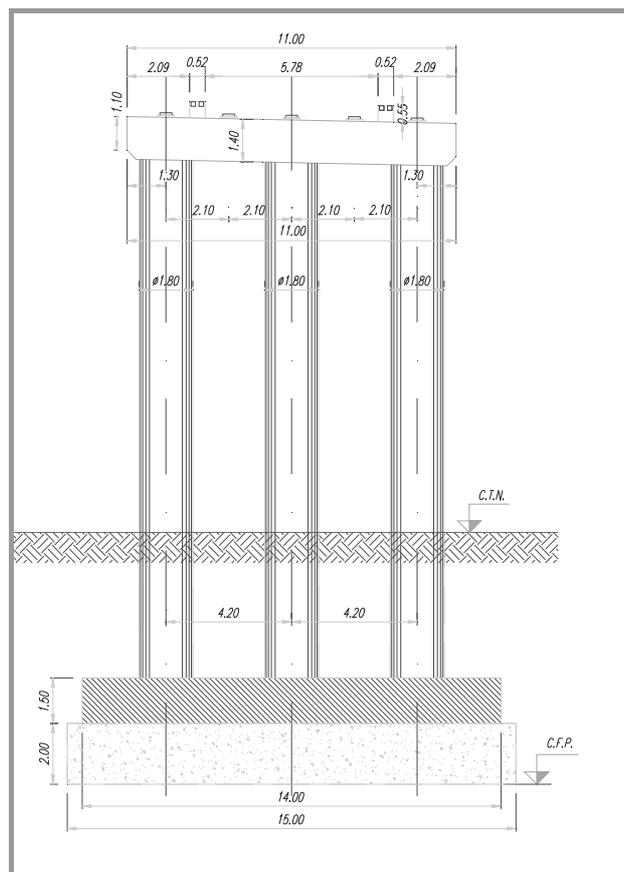


Figura 3: Pila del puente

Los estribos del puente son los denominados “abiertos”, los cuales se caracterizan por no contener el empuje del suelo del terraplén. Los mismos están compuestos por pilotes-columnas, es decir que los pilotes de fundación continúan hasta la viga dintel. Los estribos tienen fundación profunda, mediante pilotes de 1,50 m de diámetro.

### 2.3 Materiales

Los materiales de los diferentes componentes estructurales del puente se resumen en la [Tabla 1](#).

Designación	Material	Módulo de elasticidad
Vigas Long. tablero	Hormigón H-30	3400000 [t/m <sup>2</sup> ]
Vigas Transv. tablero	Hormigón H-21	2750000 [t/m <sup>2</sup> ]
Losa tablero		
Vigas de cabecera		
Columnas de pilas		
Pilotes de estribos		
Bases de pilas		

Tabla 1: Materiales de los componentes del Puente

### 3 DESCRIPCIÓN DEL MODELO DE PILA INDIVIDUAL

El modelo de pila individual consiste en la representación de cada una de las pilas del puente de manera aislada bajo la acción de las cargas que la superestructura le trasmite. El objetivo de este modelo es evaluar los daños probables en cada pila. A continuación se describen las principales características del modelo.

#### 3.1 Geometría

Las columnas y la viga cabecera se modelan mediante elementos tipo barra, la zapata de la pila se modela mediante un emparrillado plano, y el suelo por medio de resortes lineales. La Figura 4 muestra la geometría del modelo.

La pila individual se analizará mediante un método estático no lineal, que permitirá simular el comportamiento de la estructura más allá del límite elástico cuando se la somete a movimientos sísmicos.

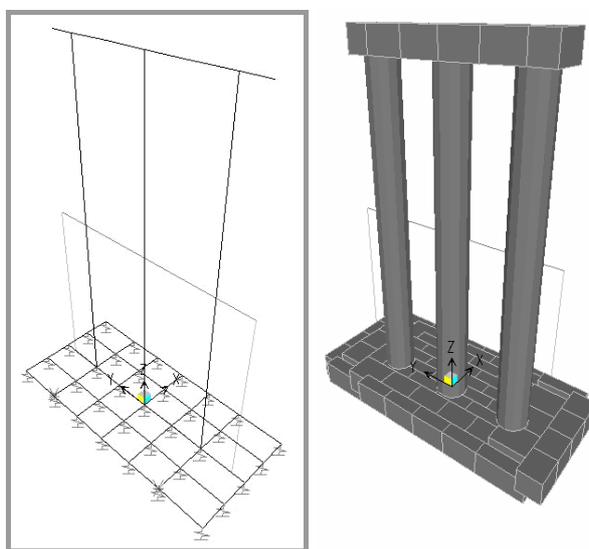


Figura 4: Modelo de la Pila del puente

#### 3.2 Condiciones de borde y vínculos

El emparrillado plano que representa la base se apoya sobre un conjunto de resortes lineales cuya rigidez depende de la rigidez global de la base y del área de influencia de cada resorte. La rigidez global de la base se obtuvo mediante la siguiente relación para una base rectangular.

$$K = \frac{G}{(1-\nu)} \beta_z \sqrt{BL} \quad (1)$$

donde  $G$  es el módulo de corte del suelo,  $\nu$  es la relación de Poisson del suelo,  $B$  y  $L$  son las dimensiones en planta de la fundación y  $\beta_z$  es un coeficiente que es función de la relación de las dimensiones de la base ( $L/B$ ).

#### 3.3 Rótulas plásticas

Las rótulas plásticas describen el comportamiento no lineal de los elementos de hormigón armado, y son los puntos donde se concentran las deformaciones plásticas de la estructura para disipar la mayor cantidad de energía. En primer lugar deben definirse las posibles

ubicaciones de las rótulas y en segundo lugar establecerse sus propiedades. Es necesario definir para cada rótula dos propiedades: el diagrama momento sobre el momento de fluencia ( $M/M_y$ ) versus curvatura sobre curvatura de fluencia ( $\phi/\phi_y$ ), y la longitud de la rótula plástica.

En la dirección transversal, la pila trabaja como un pórtico de hormigón armado, por lo tanto, es esperable que se rotule la sección inferior (SI) y la sección superior de las columnas de la pila. También se espera que se formen las rótulas en los extremos de la viga cabecera (Figura 5). En la dirección longitudinal de análisis se espera la formación de rótulas en la sección inferior SI de las columnas de la pila.

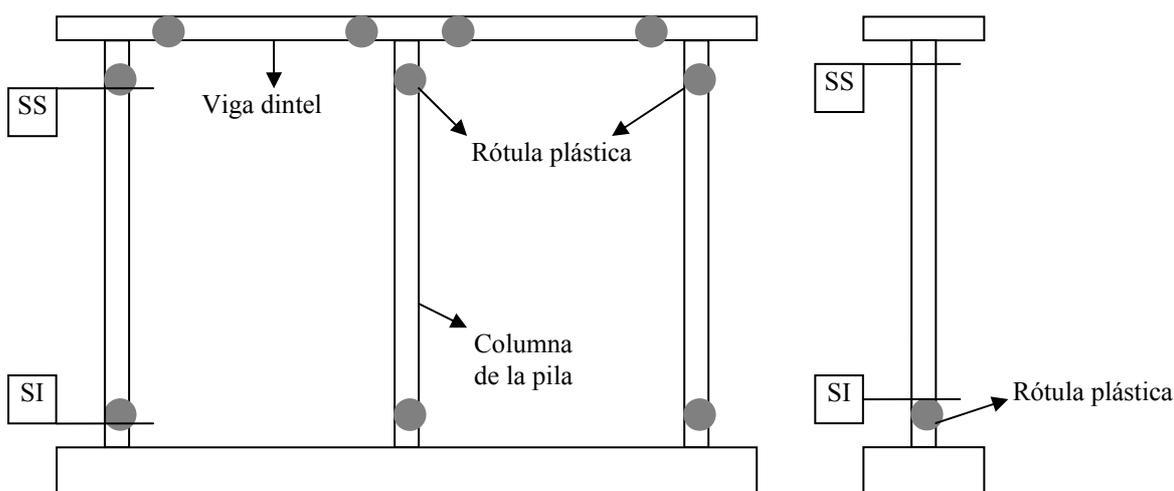


Figura 5 Ubicación de las rótulas plásticas

La longitud de rótula plástica de las columnas de la pila y de la viga cabecera se obtuvieron mediante la expresión empírica de Mattock que se explica a continuación:

$$LR = 0,5d + 0,05z \quad (2)$$

donde “d” es la altura efectiva de la sección transversal y “z” es la distancia desde la sección crítica hasta el punto de inflexión del diagrama de momento flector del elemento en estudio.

Un diagrama de momento-curvatura típico puede verse en la Figura 6, donde para este caso la abscisa es el momento solicitante dividido por un factor de escala (momento de fluencia para un esfuerzo normal nulo) y la ordenada es la curvatura plástica de la sección dividida por un factor de escala (curvatura de fluencia para un esfuerzo axial nulo).

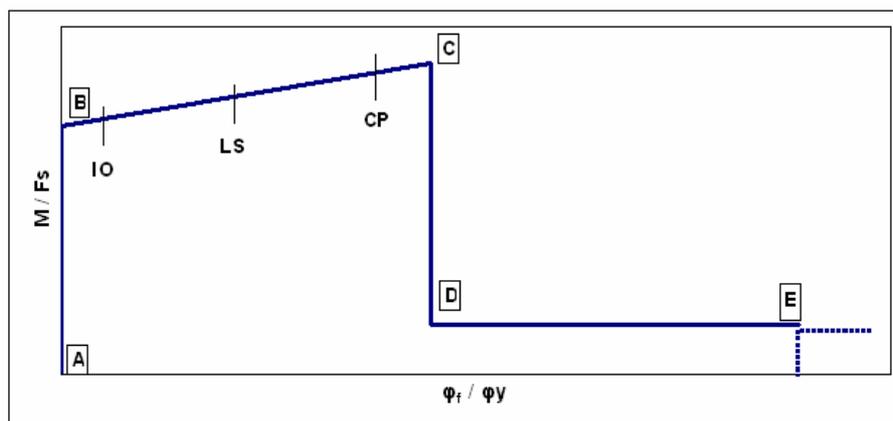


Figura 6: Diagrama simplificado del comportamiento de la rótula

La primera recta del diagrama (A-B) corresponde al comportamiento elástico del elemento determinado por las propiedades de la sección y material asignado. En el punto "B" se alcanza el momento de fluencia de la sección. Luego la rótula se deforma aumentando levemente su momento debido al endurecimiento del acero hasta llegar a el punto "C" que corresponde al inicio de la falla de la sección que se produce para una ductilidad rotacional ( $Duct\phi$ ) de la sección a definir. Luego del punto "C" la sección pierde abruptamente su capacidad flexional hasta alcanzar una capacidad residual que se mantiene hasta el punto "E" donde se pierde totalmente la capacidad flexional de la rótula. El punto "E" se produce para una valor de ductilidad del doble del punto "C".

En la [Tabla 2](#) y [Tabla 3](#) se presentan las coordenadas de los diagramas momento-curvatura para la viga cabecera y las columnas de la pila.

	$M/M_y$	$\phi/\phi_y$
A	0,00	0,00
B	1,00	0,00
C	1,25	1,00 x Duct $\phi$
D	0,20	1,00 x Duct $\phi$
E	0,20	2,00 x Duct $\phi$

Tabla 2: Coordenadas de los puntos del diagrama  $M/M_y$  vs  $\phi/\phi_y$  para la viga dintel

	$M/My$	$\phi/\phi_y$
A	0,00	0,00
B	$My$ (con esfuerzo axial) / $My$ (sin esfuerzo axial)	0,00
C	$1,25 \times My$ (con esfuerzo axial) / $My$ (sin esfuerzo axial)	1,00 x Duct $\phi$
D	$0,20 \times My$ (con esfuerzo axial) / $My$ (sin esfuerzo axial)	1,00 x Duct $\phi$
E	$0,20 \times My$ (con esfuerzo axial) / $My$ (sin esfuerzo axial)	2,00 x Duct $\phi$

Tabla 3: Coordenadas de los puntos del diagrama  $M/M_y$  vs  $\phi/\phi_y$  para las columnas

### 3.4 Acciones sísmicas

La zona donde se encuentra ubicado el puente pertenece a la zona 3 del Reglamento INPRES - CIRSOC 103 (1991) que corresponde a una elevada peligrosidad sísmica. Según su destino y funciones, se clasifica dentro del grupo "A" por cumplir funciones esenciales en caso de ocurrencia de sismos destructivos. El factor de riesgo para el grupo A es 1,3 y los suelos se clasifican como del tipo I (muy compacto). De acuerdo a estas características se define el sismo de diseño. En la [Figura 7](#) se muestra el espectro de diseño para el puente en estudio y en la [Tabla 4](#) se presentan los parámetros del espectro.

ZONA SISMICA	SUELO	$a_s$	b	$T_1$	$T_2$
3	1	0,25	0,75	0,20	0,35

Tabla 4: Parámetros del espectro de diseño

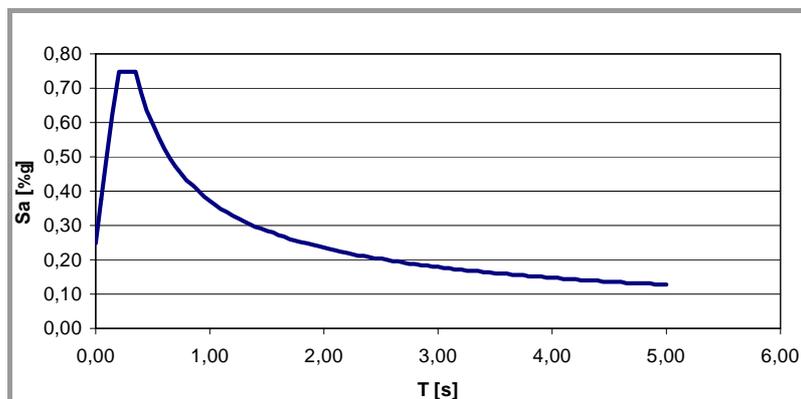


Figura 7: Espectro de diseño

### 3.5 Espectro de demanda

El espectro de demanda es una representación gráfica de la aceleración máxima de respuesta versus el desplazamiento máximo, correspondiente a diferentes periodos y para nivel de amortiguamiento dado.

La demanda sísmica se caracteriza usando los espectros de respuestas elásticas, los cuales en ordenada presentan aceleraciones como fracción de la gravedad y en abscisa el periodo. El periodo del espectro se cambia a un nuevo formato correspondiente a desplazamientos espectral; es decir que cada punto  $(S_{a_i}, T_i)$  del espectro corresponde a un punto  $(S_{a_i}, S_{d_i})$  del espectro de demanda mediante la siguiente expresión:

$$S_{d_i} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{a_i} \cdot g \quad (3)$$

donde  $S_{a_i}$  es la aceleración espectral del espectro de capacidad,  $g$  es la aceleración de la gravedad y  $T_i$  es el periodo del espectro de respuesta.

La ventaja de este formato es que la capacidad y la demanda pueden superponerse en el mismo diagrama, permitiendo una solución gráfica del nivel de desempeño de una estructura.

Para la determinación del comportamiento de la estructura, es necesario seleccionar una serie de eventos sísmicos discretos que pueden ocurrir y que representan el rango de severidad sísmica. Estos eventos sísmicos discretos se denominan “sismos de diseño”. Su definición varía de un sitio a otro, depende de la sismicidad de la región en la cual está localizada la estructura.

El ATC-40 (1996) utiliza tres niveles de intensidad sísmica para el análisis de estructuras:

*Sismo frecuente:* Corresponde a un movimiento sísmico que tiene una probabilidad de 50% de ser excedido en un periodo de 50 años, o un periodo de retorno de 72 años. Este sismo se califica como un sismo frecuente ya que puede ocurrir más de una vez durante la vida de la estructura. La magnitud de este sismo puede tomarse, aproximadamente, como la mitad del sismo de diseño utilizado en los códigos.

*Sismo de diseño:* Representa un movimiento sísmico poco frecuente de intensidad entre moderada y severa, y se entiende que puede ocurrir menos de una vez durante la vida de la estructura. Se define como el movimiento sísmico que tiene una probabilidad de 10% de ser excedido en 50 años, es decir, tiene un periodo de retorno de 475 años. Este sismo como su nombre indica, es el que establecen los códigos para el diseño de estructuras convencionales.

*Sismo extremo:* Corresponde al máximo movimiento sísmico esperable en el sitio donde se encuentra localizada la estructura, con una probabilidad de 5% de ser excedido en un periodo de 50 años, es decir, con un periodo de retorno de aproximadamente 975 años. Este nivel de intensidad varía entre 1.25 y 1.50 veces el valor del sismo de diseño.

A estos niveles establecidos por el manual ATC-40 se le suman dos niveles más:

*Sismo moderado:* Es igual a 0.75 veces el sismo de diseño.

*Sismo extraordinario:* Este sismo es igual a 2 veces el de diseño.

En la [Tabla 5](#) y [Figura 8](#) se presentan los valores que definen las intensidades sísmicas.

Sismo	$a_s$	b	$T_1$	$T_2$
Frecuente	0,125	0,375	0,200	0,350
Moderado	0,188	0,563	0,200	0,350
Diseño	0,250	0,75	0,200	0,350
Extremo	0,375	1,125	0,200	0,350
Extraordinario	0,500	1,500	0,200	0,350

Tabla 5: Valores que definen los espectros de respuesta del sitio

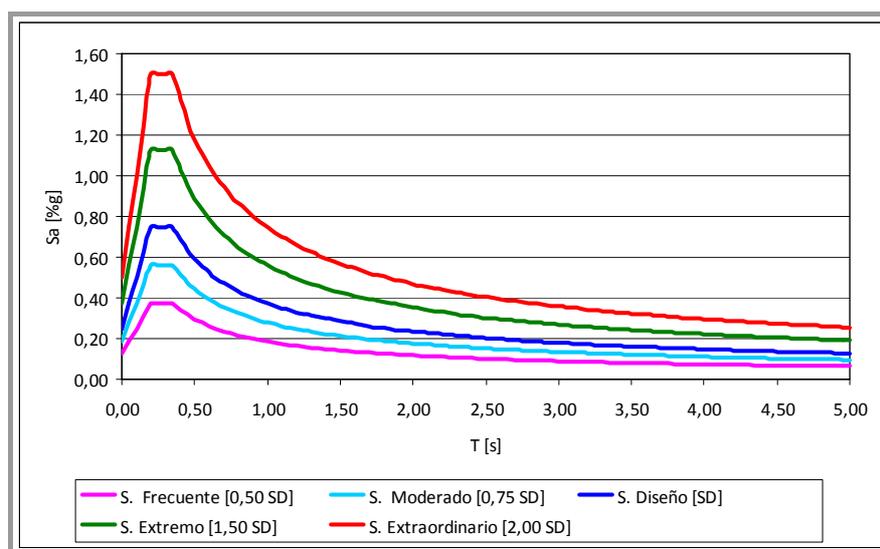


Figura 8: Espectros de respuesta

### 3.6 Niveles de desempeño

El nivel de desempeño describe un estado límite de daño discreto. Representa una condición límite o tolerable establecida en función de tres aspectos fundamentales:

- I. Los posibles daños físicos sobre los componentes estructurales,
- II. La amenaza sobre la seguridad de las personas, inducida por estos daños y,
- III. La funcionalidad del puente posterior al terremoto.

A continuación se presenta una descripción detallada de los niveles recomendados por [Dutta-Mander \(2000\)](#) definidos en términos de la demanda de ductilidad de la pila y se los compara con los límites establecidos en el manual ATC-40 (1996). Este manual define tres niveles o estados de daño discretos: ocupación inmediata (IO), seguridad de la vida (LS) y

prevención del colapso (CP). Adicionalmente, se establecen dos rangos extremos: fluencia y colapso. La [Tabla 6](#) resume los límites establecidos.

Fluencia (F): Este límite corresponde al estado en el cual ninguna rótula de la pila supera la capacidad de fluencia. En correspondencia con los límites de la bibliografía, éste estado se denomina “Sin Daño”.

Ocupación inmediata (IO): Los daños producidos corresponden a la fisuración de la columna y pérdida de recubrimiento. La pila continúa resistiendo cargas laterales y verticales. El límite se corresponde con la bibliografía como “Daño Leve”.

Seguridad de vida (LS): Los daños después del sismo no agotan por completo los márgenes de seguridad existentes frente a un posible colapso parcial o total de la estructura. El riesgo de la vida de las personas debido a un fallo de los elementos estructurales es moderado. Los daños producidos, adicionalmente al límite IO, es la pérdida de anclaje y adherencia de la armadura longitudinal. El límite se denomina “Daño Moderado”.

Prevención de colapso (CP): Este nivel corresponde al estado de daño límite en el cual el sistema estructural está muy cerca de experimentar un colapso parcial o total. Se producen daños sustanciales, pérdida de rigidez y resistencia en los elementos estructurales. A pesar que el sistema resistente a cargas verticales continúa funcionando, hay un alto riesgo que se produzca el colapso por causa de posibles réplicas. El estado se denomina “Daño extenso”.

Colapso (C): Se origina el colapso de la pila con la pérdida total de sustentabilidad estructural.

Límites de Dutta-Mander			ATC-40
Estado de daño	Descripción	Demanda de ductilidad	
Sin daño	Fluencia	1.00	F
Daño leve	Fisura, pérdida recubrimiento	2.01	IO
Daño moderado	Pérdida de anclaje	6.03	LS
Daño extenso	Incipiente colapso	11.07	CP
Colapso	Colapso de la pila	23.65	C

Tabla 6: Niveles de desempeño estructural

## 4 DESCRIPCIÓN DEL MODELO GLOBAL DEL PUENTE

### 4.1 Geometría

El modelo numérico de la superestructura utiliza elementos finitos tipo viga con los cuales se genera un emparrillado plano que considera las rigideces de vigas principales, vigas transversales y losa de tablero. La [Figura 9](#) muestra el modelo descripto. La representación del tablero mediante emparrillado plano es comúnmente utilizada en las oficinas de proyecto, ya que permiten obtener las solicitaciones para el diseño de los elementos de manera directa. Otra alternativa consiste en modelar la losa mediante elementos tipo cáscara. En este trabajo se modeló mediante un emparrillado debido a que los autores del artículo lo han utilizado ampliamente en numerosas ocasiones.

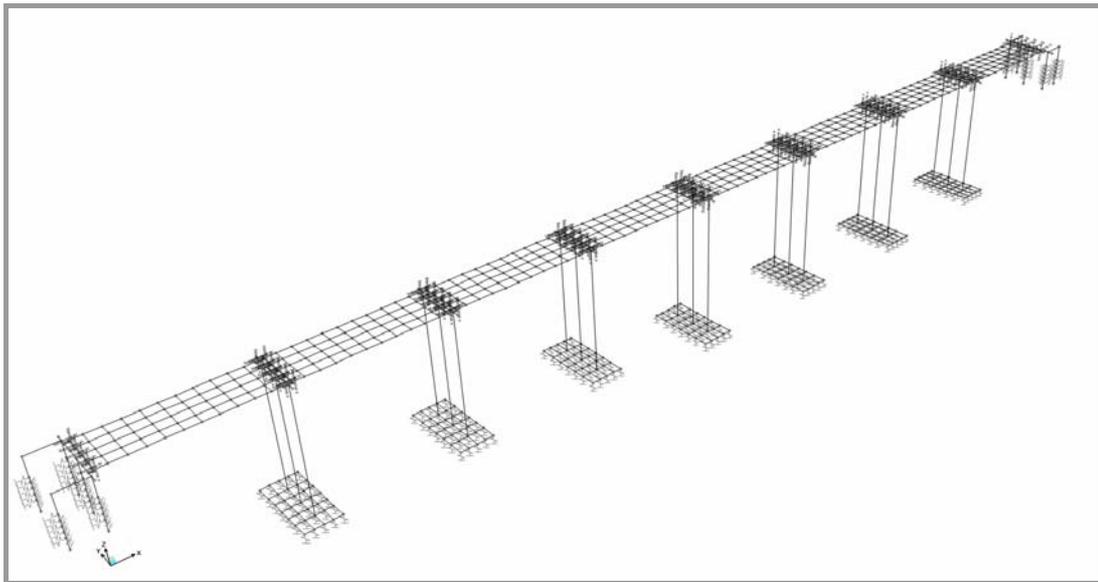


Figura 9: Modelo global del puente

Para considerar degradación de rigidez debido a cargas cíclicas se adoptan coeficientes de reducción de inercia que se indican en la [Tabla 7](#):

Designación	Coef. reducción de inercia
Viga principal	$0,9 \cdot I_g$
Viga transversal	1
Viga dintel	$0,6 \cdot I_g$
Losa de tablero	$0,6 \cdot I_g$
Pilas	$0,6 \cdot I_g$

Tabla 7: Coeficientes de reducción de rigidez

La infraestructura del puente se modela similarmente a lo descrito para el modelo individual.

Se analizan cuatro sistemas distintos dentro del cual se diferencian dos grupos: un caso se modela con pilas de 1,80 m de diámetro, y otro con pilas de 1,20 m de diámetro. En la [Tabla 8](#) se muestran las características de cada modelo.

Nombre	Modelo	Característica distintiva	Esbeltez
P18a	Pilas 1,80 Puente poco esbelto	Altura pila mayor: 19,35 m	43
P12a	Pilas 1,20 Puente poco esbelto		64
P18b	Pilas 1,80 Puente esbelto	Altura pila mayor: 29,35 m	65
P12b	Pilas 1,20 Puente esbelto		98

Tabla 8: Modelos realizados para análisis comparativos

## 4.2 Condiciones de borde y vínculos

### *Condiciones de borde y vínculos en pilas*

Las columnas que conforman cada pila poseen fundación directa; las bases de fundación se modelan con emparillados planos, e incorporan resortes en sentido vertical a fin de representar interacción con el suelo de fundación. Para obtener la rigidez equivalente de

resortes se usaron expresiones disponibles en la bibliografía y áreas de influencia según la geometría de las zapatas.

#### *Condiciones de borde y vínculos en estribos*

Se incorpora confinamiento lateral en pilotes de estribos mediante resortes lineales laterales con rigidez acorde al estudio de suelos del sitio. El comportamiento lateral se analiza en base al empuje de suelo plausible de producirse acorde al funcionamiento de estribos abiertos y su relación con el terraplén de relleno.

#### *Condiciones de vínculos entre superestructura e infraestructura*

Las vigas cabeceras de pilas y estribos poseen cinco apoyos elastoméricos que soportan cada viga principal del tablero y dos topes antisísmicos provistos en sus laterales con planchas de neopreno a fin de suavizar un posible impacto. Cada tope antisísmico cumple la función tanto transversal como longitudinalmente. En los estribos también existe la posibilidad de eventuales impactos del tablero contra el muro frontal y/o el muro lateral.

En el modelo numérico se modelan los apoyos elastoméricos con rigidez en sentido lateral y vertical. Los topes antisísmicos de hormigón tienen una rigidez prácticamente infinita, y se incorporan al modelo mediante elementos tipo "gap" no lineales. Estos elementos se activan al superar 0,05 m de desplazamiento relativo entre viga cabecera y viga principal de tablero. Este valor corresponde a la holgura dejada ex profeso en el proyecto. En la [Figura 10](#) se muestran estos elementos en el modelo numérico y cómo ambos contribuyen en forma paralela. Para materializar el vínculo se emplean barras rígidas (sin masa) que permite disponer los elementos indicados y respetar la longitud del vano.

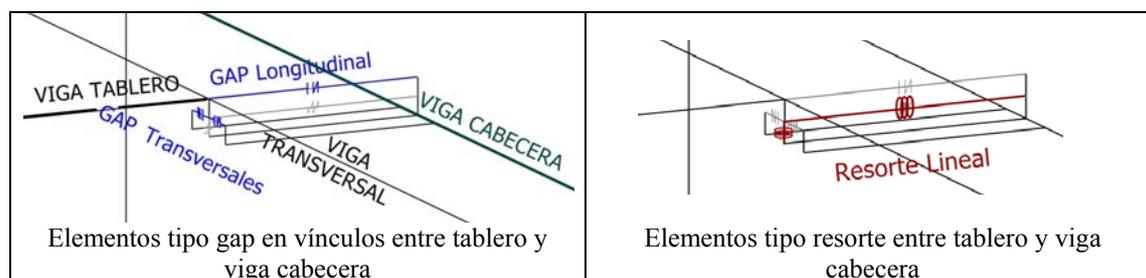


Figura 10: Disposición de gaps y resortes en el apoyo de una viga longitudinal del tablero

### 4.3 Acciones

Las acciones de cargas que se asumen para el modelo global son las mismas que las consideradas para el modelo de la pila individual. Sin embargo, el caso global es un análisis dinámico no lineal modal en el tiempo, para lo cual se emplea un registro sísmico de Tabas (Irán 1978) y un registro generado para la provincia de San Juan (Argentina) escalados para zona 4 del Reglamento CIRSOC 103 (1991).

## 5 RESULTADOS

### 5.1 Resultados del modelo de la pila individual

En la [Figura 11](#) y en la [Tabla 9](#) se muestran los puntos de desempeño obtenidos para cada nivel sísmico y las demandas de ductilidad de desplazamiento ( $\mu_D$ ) correspondiente a la pila solicitada longitudinalmente. La pila solicitada longitudinalmente incursiona en la fluencia para un desplazamiento de 8 cm, en tanto que su colapso es inminente a los 80 cm, resultando en una ductilidad global disponible de 10.

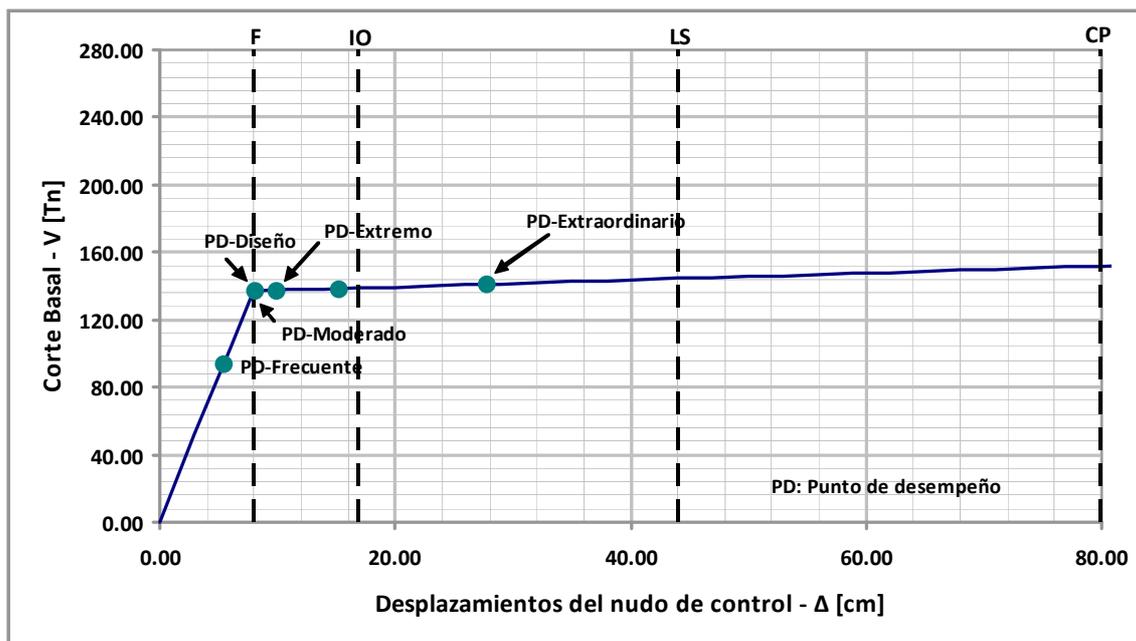


Figura 11: Puntos de desempeño – Análisis longitudinal

	Frecuente	Moderado	Diseño	Extremo	Extraordinario
Despl. [cm]	5,40	8,10	9,90	15,20	27,80
Corte basal [t]	93,65	137,08	137,45	138,54	141,11
Periodo [s]	1,12	1,13	1,25	1,55	2,07
Ductilidad $\mu_D$	0,70	1,00	1,30	1,90	3,50

Tabla 9: Resultados para cada punto de desempeño en la dirección longitudinal

En las pilas que superan el límite de fluencia (F) se producen fisuras hasta llegar a la pérdida del recubrimiento para el límite de ocupación inmediata (IO). El único caso que supera el límite IO corresponde al sismo extraordinario, en el que se alcanza un daño cercano al moderado. En la [Figura 12](#) y [Tabla 10](#) se muestran los resultados para el análisis transversal. La pila solicitada transversalmente incursiona en la fluencia para un desplazamiento de 6 cm, en tanto que su colapso es inminente a los 57 cm, resultando en una ductilidad global disponible de 9.5.

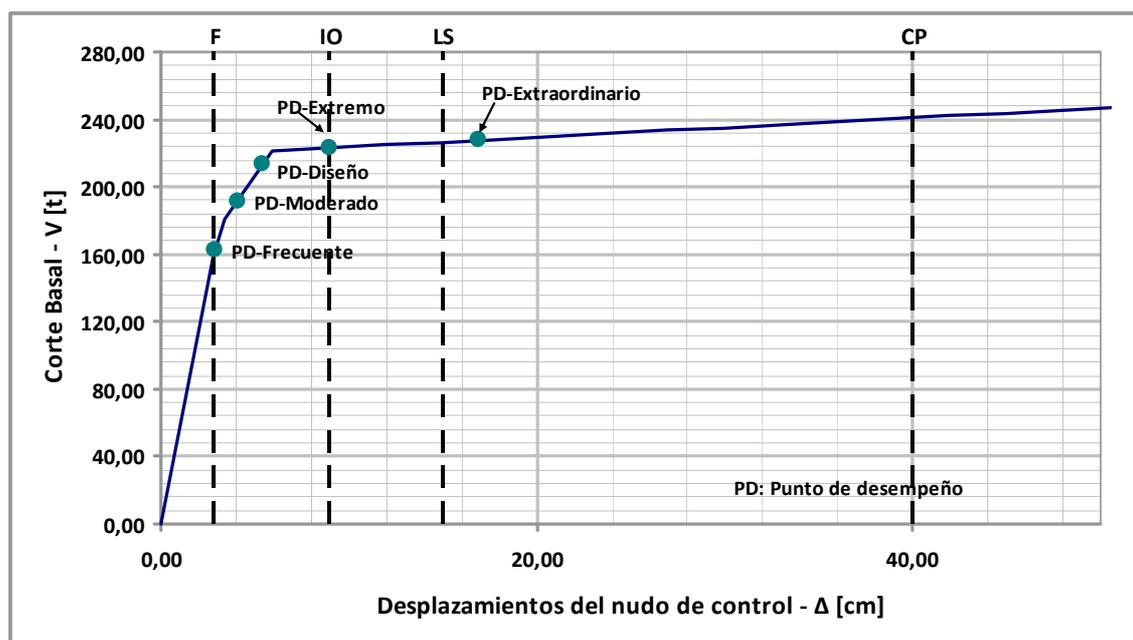


Figura 12: Puntos de desempeño – Análisis transversal

	Frecuente	Moderado	Diseño	Extremo	Extraordinario
Despl. [cm]	2,90	4,10	5,40	9,00	16,90
Corte basal [t]	162,42	191,35	213,47	223,11	227,65
Periodo [s]	0,62	0,66	0,72	0,92	1,26
Ductilidad $\mu_D$	1,00	1,50	2,00	3,30	6,20

Tabla 10: Resultados para cada punto de desempeño en la dirección transversal

En este caso la demanda de ductilidad es superior a la demanda debida a la acción longitudinal. Las pilas superan el límite de fluencia (F), es decir, que comienzan a plastificarse los materiales y por lo cual se producen pequeñas fisuras. Se supera el límite IO para el sismo extraordinario. En general se tendrá un funcionamiento estructural de las pilas aceptable y las reparaciones requeridas serán mínimas.

## 5.2 Resultados del modelo global del puente

Se presenta en primera instancia, el corte basal en pilas para la acción de sismo (E). El objetivo es analizar cómo influye la esbeltez de cada pila en la distribución del corte entre ellas. Por ello las solicitaciones se normalizan respecto a los máximos en cada caso. En la [Figura 13](#) se observan las solicitaciones que se obtienen para las pilas de 19,35 m de altura; mientras que la [Figura 14](#) muestra resultados para el caso de pilas de 29,35 m.

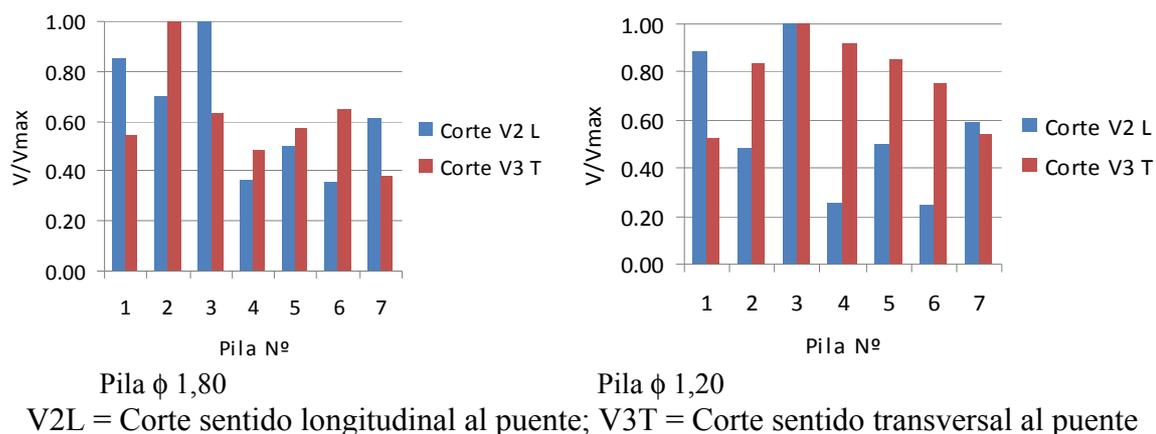


Figura 13: Corte Normalizado en Pilas. Resultados del modelo con pila de 19,35 m

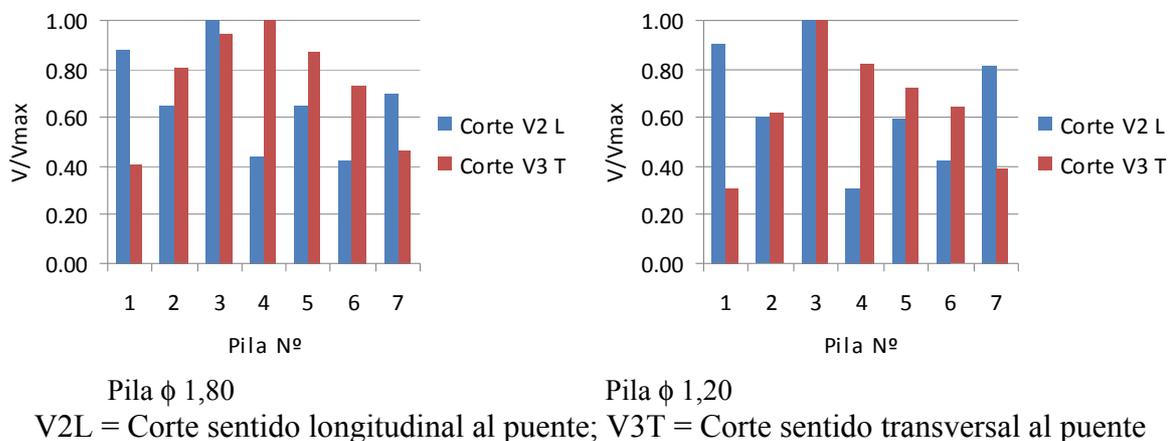


Figura 14: Corte Normalizado en Pilas. Resultados del modelo con pila de 29,35 m

Finalmente se presentan respuestas de los vínculos entre superestructura e infraestructura; es decir los desplazamientos relativos en los apoyos ubicados en pilas y estribos versus tiempo. La Figura 15 muestra el resultado en los elementos gaps dispuestos longitudinalmente en pilas para el caso P12b (Pila más esbelta) bajo la acción sísmica de Tabas Irán; es evidente que existe contacto con el tope antisísmico al superarse el umbral de 0,05m. Las cargas que toman los elementos gap al hacer contacto con los topes antisísmicos se muestran en la Figura 16; se destaca que los valores numéricos de las fuerzas no son representativos pues la única finalidad es determinar si existe contacto o no contacto. Se destaca que para los casos de pilas menos esbeltas no se detecta el impacto con los topes antisísmicos. Las Figuras 17 y 18 muestran similares resultados para el análisis con el acelerograma generado para la provincia de San Juan.

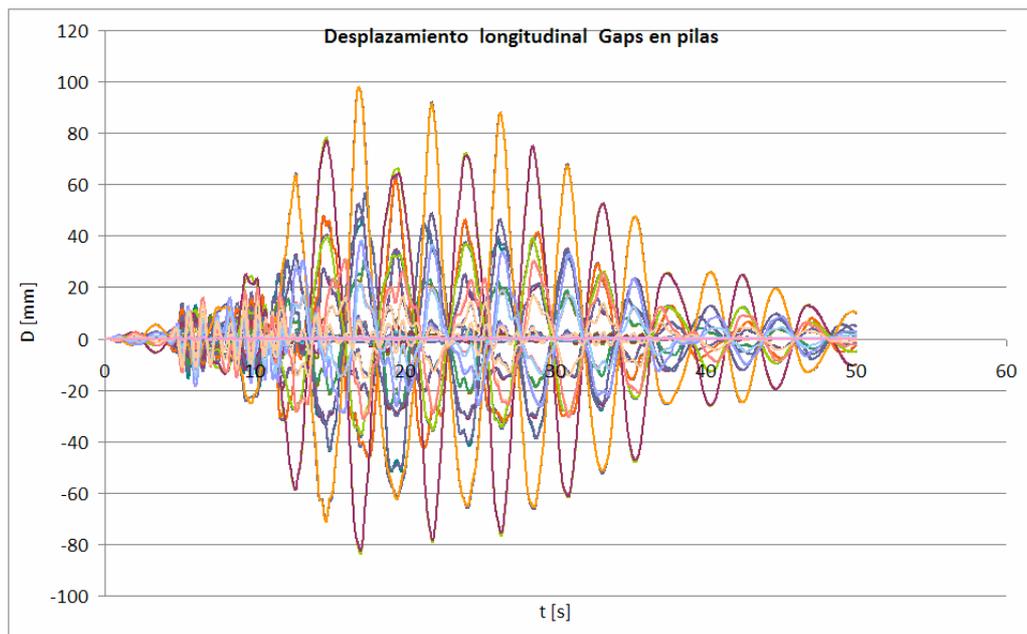


Figura 15: Historia tiempo-desplazamiento en elementos gaps de pilas, sentido longitudinal, Caso P12b, sismo de Tabas

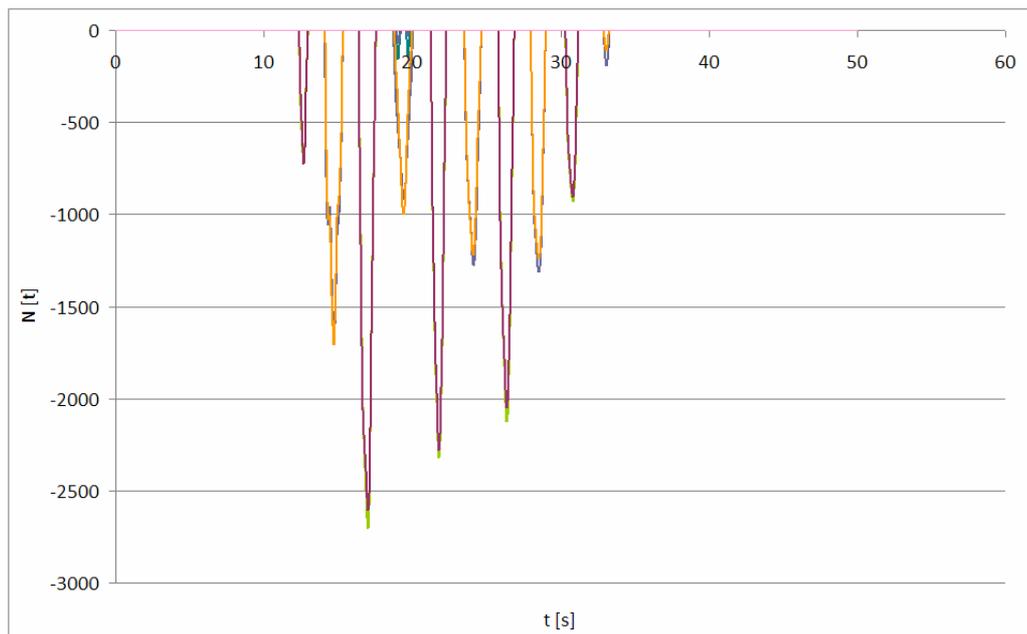


Figura 16: Historia tiempo-carga en gaps de pilas, sentido longitudinal, caso P12b, sismo de Tabas

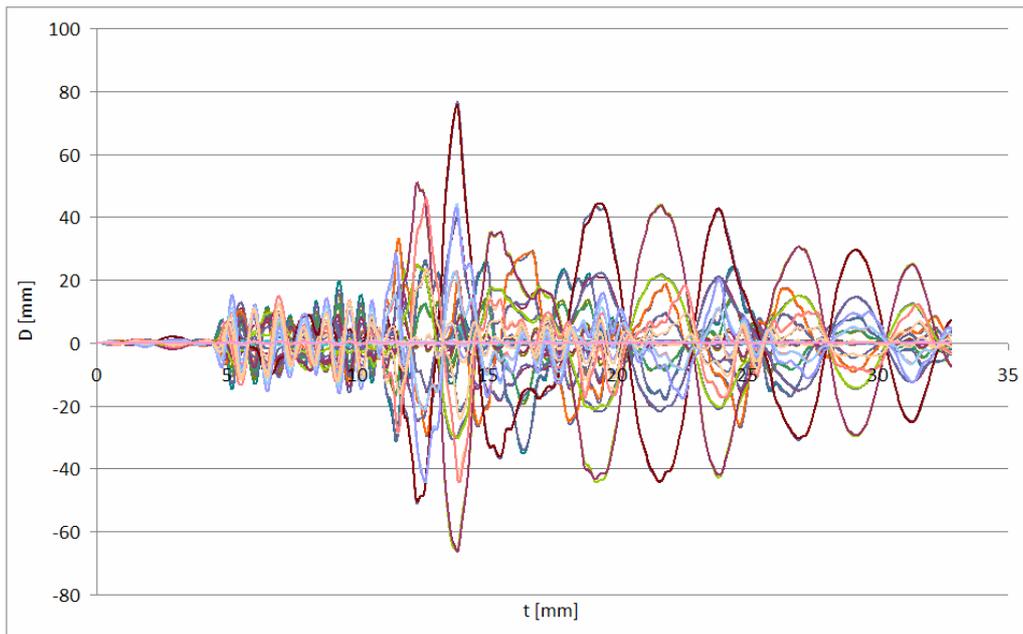


Figura 17: Historia tiempo-desplazamiento en elementos gaps de pilas, sentido longitudinal, caso P12b, sismo de San Juan

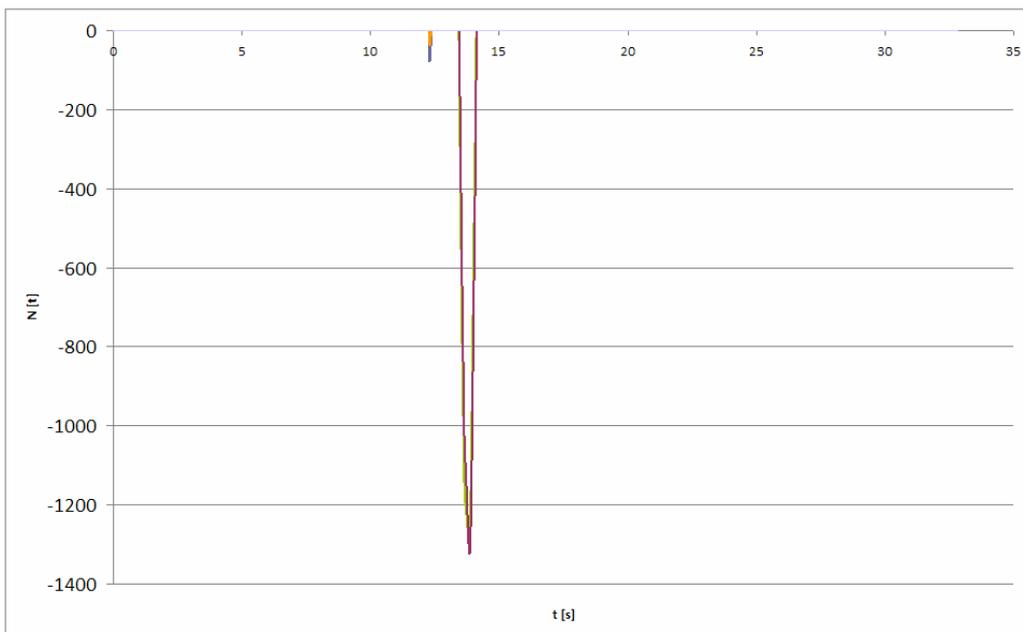


Figura 18: Historia tiempo-carga en gaps de pilas, sentido longitudinal, caso P12b, sismo de San Juan

## 6 CONCLUSIONES

En este trabajo se ha presentado una estimación del daño probable en un puente con pilas esbeltas debido a los efectos sísmicos. El análisis consta de dos partes; en la primera parte se analiza el desempeño individual de la pila más esbelta y en la segunda parte se analiza el puente de manera global, considerando el sistema compuesto por el conjunto de pilas y estribos conectados por la superestructura.

Del análisis de los resultados numéricos de la pila se concluye que el daño esperable

corresponde a la fisuración y pérdida del recubrimiento de la armadura longitudinal (límite IO) para el sismo máximo probable (2 veces el sismo de diseño) actuando en la dirección longitudinal del puente. En el caso del mismo sismo actuando en la dirección transversal del puente, es posible que exista pérdida de anclaje de la armadura por estar próximo al daño moderado (límite LS). La sobre-resistencia de fluencia real, en ambos casos, es superior al 40% superior a la resistencia de diseño mientras que la capacidad resistente es el doble. La ductilidad global disponible en ambas direcciones es superior a nueve ( $\mu = 9$ ), lo cual resulta ser ampliamente mayor a los factores de reducción por ductilidad establecidos por el reglamento (2 en la dirección longitudinal y 5 en la dirección transversal).

A partir del análisis de los resultados del sistema global se concluye que deben tomarse precauciones al diseñar de manera individual las pilas del puente cuando presenta diferentes alturas debido a que la modelación demuestra que las pilas de menor altura pueden verse solicitadas por más del doble del corte horizontal debido al sismo respecto a las pilas más esbeltas y por lo tanto, recibir mayores esfuerzos que los previstos en el diseño.

Finalmente, la modelación de los apoyos permitió estudiar la interacción del tablero con las pilas. Los análisis realizados demuestran que a medida que aumenta la esbeltez de las pilas es más probable que se produzcan impactos entre el tablero y lo topes antisísmicos de la pila.

## REFERENCES

- ATC. "Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings". Technical report, ATC-40. Applied Technology Council, Redwood City, California, 1996.
- Dutta, A. and Mander, J.B. Seismic Vulnerability Analysis of Highway Bridges, 2000.
- ECTCFE, Education Committee of the Technical Council on Forensic Engineering. Failures in Civil Engineering: Structural, Foundation and Geoenvironmental Case Studies, 1995.
- FEMA, HAZUS-MH MR1 Technical Manuals. Washington D.C., 2003.
- INPRES-CIRSOC 103. "Normas Argentinas para construcciones sismo resistentes". Partes I y II, 1991.
- Mander, J. B., M. Priestley, J. N. and Park R., "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete". Journal of Structural Engineering Volume 114:8(1804), 1988.
- SEAOC. "Vision 2000 Report on performance based seismic engineering of building". Structural Engineers Association of California, Volume I, Sacramento, 1995.
- Whitman, R. V., T. Anagnos, C. A. Kircher, H. J. Lagorio, R. S. Lawson and S. Philips. "Development of a National Earthquake Loss Estimation Methodology." Earthquake Spectra **13**(4): 643-661, 1997.