



**UNIVERSIDAD MICHOCANA DE
SAN NICOLÁS DE HIDALGO**



**DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO DE
LA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**

**MAESTRÍA EN INGENIERÍA
EN EL ÁREA DE ESTRUCTURAS**

**SEGURIDAD SÍSMICA DE PUENTES
SEGMENTADOS DURANTE SU CONSTRUCCIÓN**

TESIS

**QUE PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRA EN INGENIERÍA**

PRESENTA:

INGENIERA CIVIL SARAÍ REGALADO ESTRADA

DIRECTOR DE TESIS:

DOCTOR EN INGENIERÍA MANUEL JARA DÍAZ

MORELIA, MICHOACÁN, MÉXICO

AGOSTO 2014

A mi Dios por guiarme y acompañarme en todo momento

A mis padres y hermanos por su apoyo incondicional, ¡los amo!

*A mis profesores por su dedicación para mi formación, en especial al
Dr. Manuel Jara, gracias por su paciencia y enseñanzas*

*A todas aquellas personas que de alguna u otra manera contribuyeron,
me motivaron y ayudaron a finalizar este trabajo, ¡gracias por todo!*

RESUMEN

En este trabajo se estudia el efecto de los movimientos sísmicos en puentes especiales durante su fase constructiva. Se consideran puentes prefabricados construidos en etapas, como es el caso de los puentes construidos con el método de doble voladizo. Para el estudio se toma en cuenta el caso de puentes cercanos al epicentro, para incluir el efecto de la componente vertical. En inicio se describe la tipología de puentes y los métodos constructivos que se usan con más frecuencia en la actualidad. Se seleccionarán registros de movimientos sísmicos ocurridos en México, y se estudiará el efecto de las principales variables que intervienen tales como: magnitud, distancia, tipo de terreno, tipo de sismo y la profundidad del foco, tomando al final como resultados los que causan mayor efecto en las estructuras. Se identificarán las etapas críticas en la construcción por medio de análisis lineales y los elementos que resultan más afectados. Se hará el análisis no lineal a cada uno de los puentes mencionados en las etapas críticas que se obtuvieron en los capítulos previos tomando en cuenta los parámetros principales identificados. Por último se obtendrán los resultados finales de los análisis anteriores, los cuales nos dirán que tipo de sismo, de acuerdo a su magnitud y características mencionadas anteriormente, afecta más a los puentes en su etapa constructiva.

Palabras clave: componente sísmica vertical, etapas de construcción de puentes, análisis no lineal.

ABSTRACT

In this work the effect of earthquakes in special bridges during construction phase is studied. Prefabricated bridges constructed in stages are considered, as in the case of the bridges built with dual cantilever method. For the study the case of bridges near the epicenter is considered in order to take into account the effect of the vertical component. To begin with, types of bridges and the construction methods used more often are described. Records of earthquakes occurred in Mexico will be selected, and the effect of the main variables involved such as magnitude, distance, soil type, type of earthquake and the depth of focus will be studied, in order to consider the results that cause the most unfavorable effect on the structures. Critic stages in building are identified by doing linear analysis and locating the elements that are most affected. Nonlinear analysis will be made to each one of the studied bridges at critical stages obtained in the previous chapters taking into account the main parameters identified. At last, the final results of the above mentioned analyzes are obtained, which will tell us what kind of earthquake, according to its magnitude and features mentioned above, affects the most the bridges on a given construction stage.

Keywords: vertical seismic component, bridge's construction stages, nonlinear analysis.

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN	6
1. PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCIÓN DE PUENTES	
SEGMENTADOS	8
Puentes Construidos en Voladizo.....	8
Puentes Construidos Mediante Lanzamientos por Incrementos Sucesivos o Empujados.....	11
Puentes Atirantados.....	15
Puentes en Arco	19
2. DEMANDA SÍSMICA.....	25
Sismicidad en México	25
Registros Sísmicos	27
Espectros de Respuesta.....	38
3. IDENTIFICACIÓN DE PARÁMETROS PRINCIPALES.....	41
Descripción del Modelo.....	42
Etapas de Construcción	50
Resultado de los Análisis	76
4. ANÁLISIS DE LOS PUENTES DURANTE LA CONSTRUCCIÓN.....	94
Selección de Sismos para el Análisis	94
Análisis No Lineal.....	97
Modelo de Takeda	98
Modelo Histerético Pivot	98
Elementos Links	99
Relación Momento-Curvatura	101
Ductilidad en las Pilas.....	102
Efecto de la Carga Axial sobre las Pilas	109
5. ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	115
Respuesta Histerética de las Pilas	121
Efecto de la Carga Axial sobre las Pilas	123

Capacidad a Cortante.....	123
Ductilidad	125
CONCLUSIONES	128
REFERENCIAS.....	129

INTRODUCCIÓN

La infraestructura de un país y su desarrollo constituyen la base más importante para su crecimiento económico y los puentes son elementos fundamentales para lograr dicho desarrollo. A través del tiempo los puentes han ido desarrollándose de diferentes materiales según las necesidades y condiciones bajo las que se proyecta. En la actualidad, gracias a los avances tecnológicos y a los diferentes métodos constructivos que existen, se han creado nuevos y mejores proyectos, tanto en materiales como en diseño, estética y funcionalidad.

Durante los últimos años los puentes como elementos estructurales se han visto expuestos a sismos los cuales les provocan un daño tanto en su etapa constructiva como en la terminal. México por su ubicación geográfica ha experimentado temblores de gran magnitud, la interacción de las placas de Cocos, Rivera y Norte América ocasionan que se generen sismos de subducción que se originan en las fronteras de estas placas, por otro lado también en nuestro país se registran sismos de profundidad intermedia. Por lo tanto las acciones sísmicas son fenómenos que se han convertido en una amenaza de gran importancia. Ya que a ciencia cierta no se puede predecir cuándo ocurrirá un temblor, es importante el estudio de estos para minorar los daños que se puedan producir en la etapa constructiva del puente.

El objetivo general del presente trabajo es estudiar el efecto de los movimientos sísmicos en puentes especiales durante su fase constructiva. Se considerará un puente prefabricado construido en etapas utilizando el método de Doble Voladizo o Voladizo Balanceado, por lo que en este trabajo se describen las características y propiedades geométricas del puente. Para este estudio se decidió tomar algunos de los datos reales del Puente Xalapa, el cual se encuentra en Xalapa, Veracruz. Se considera que el puente este cercano al epicentro, para incluir el efecto de la componente vertical ya que es una de las variables menos estudiadas en ingeniería sísmica y esto se refleja en las recomendaciones simples de algunos códigos, normas o reglamentos de construcción para la consideración de la componente sísmica en dirección vertical en la respuesta de las estructuras.

Para lograr el objetivo general se pretende en principio clasificar los principales métodos que se emplean para la construcción de puentes segmentados de grandes claros. Se describe la tipología de puentes y los métodos constructivos que se usan con más frecuencia en la actualidad. Dentro de los métodos constructivos se consideran los puentes empujados, los construidos en doble voladizo, puentes tipo arco y puentes atirantados.

Se estimara la demanda sísmica para puentes ubicados cerca de la costa del pacifico mexicano. Se seleccionarán registros de movimientos sísmicos ocurridos en México, se estudiará el efecto de las principales variables que intervienen tales como: magnitud, distancia, tipo de terreno, tipo de

sismo y la profundidad del foco, tomando al final como resultados los que causan mayor efecto en las estructuras.

También se van a identificar las etapas críticas en la construcción y los elementos que pueden resultar afectados sometiendo al modelo a análisis lineales y no lineales utilizando registros sísmicos seleccionados. Para el análisis del modelo se utilizó el programa de computo SAP2000. Con la información anterior se definen los casos en los que las componentes sísmicas tienen mayor impacto en las diferentes etapas constructivas obteniendo a su vez las formas modales, periodos, participación de masa e información de los elementos mecánicos que se presentan en los elementos estructurales como son pilas y losas.

Se estudian 9 etapas constructivas del modelo con distintas alturas y longitudes de los claros. Actualmente es posible realizar análisis dinámicos no lineales de manera que se puede evaluar la energía disipada debido a deformaciones inelásticas de los elementos estructurales. Para nuestro estudio se consideró un análisis de plasticidad concentrada, donde se colocaron elementos links, en la base de las pilas, los cuales tienen propiedades histeréticas. Para el análisis no lineal se utilizó el ciclo de histerésis Pivot el cual, al finalizar el análisis, nos da información para conocer la ductilidad de los elementos estructurales, en este caso de las pilas, y saber el efecto de la carga axial sobre los mismo.

Por último se obtendrán los resultados finales de los análisis anteriores, los cuales nos dirán que tipo de sismo, de acuerdo a su magnitud y características mencionadas anteriormente, afecta más a los puentes en su etapa constructiva.

CAPÍTULO I

PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCIÓN DE PUENTES SEGMENTADOS

Puentes Construidos en Voladizo

Estos puentes se caracterizan por el tipo de superestructura que los constituyen, están formados por segmentos o dovelas prefabricados o colados en sitio mediante cimbra móvil, que se van colocando sucesivamente a partir de un elemento de la subestructura. Esta operación va formando un voladizo de longitud creciente, así, hasta encontrarse con el extremo de otro voladizo que parte de un elemento de subestructura adyacente, o hasta que se apoya en un estribo o en un apoyo provisional.

Estos puentes pueden ser en doble voladizo cuando se construyen a partir de una pila y el avance se realiza en forma simétrica respecto a ese elemento; o en voladizo sencillo cuando se construyen a partir de un estribo y se cuenta con un elemento de anclaje o de un contrapeso para el equilibrio de momentos alrededor de ese estribo (ver figura 1.1.a).



Figura 1.1.a Proceso constructivo mediante Voladizo Balanceado.

Los puentes construidos por este procedimiento generalmente utilizan cables de presfuerzo longitudinal, también puede que se utilice presfuerzo transversal aunque este último no es

necesario en todos los casos. El concreto que forma a las dovelas puede ser de masa normal o aligerada.

Los puentes construidos por el sistema de dovelas en voladizo normalmente son adecuados para claros que van de 60 a 200 m.

- Construcción mediante Voladizo Balanceado o Doble Voladizo.

La construcción de puentes mediante Voladizo Balanceado se relaciona con los puentes de grandes claros y a la vez está basada en las características funcionales, topográficas y económicas que determina la necesidad de un gran claro, así como el costo o la imposibilidad de disponer pilas intermedias dentro de zonas montañosas de gran altura.

El primer puente que se construyó por este método fue el de Santa Catalina, que se encuentra ubicado sobre el Rio Peixe, cerca de Herval, en Brasil, en el año 1931, por el Ing. Baumgarten.

Existen dos posibilidades para la construcción de este tipo de puentes: la industrialización de tableros construidos "In Situ" o el sistema de prefabricación. La industrialización del tablero colado "In Situ", se basa principalmente en la repetición de procesos de fabricación de elementos iguales y la utilización de algunos otros elementos auxiliares que ayuden a optimizar los rendimientos, como podría ser la utilización de cimbras, encofrados fijos y la prefabricación del acero.

Cuando se trata de estructuras de concreto con claros medios o grandes, existe una limitación para la prefabricación de estos elementos que sería el problema de los pesos al momento de manejarse y/o trasladarse; en estos casos se opta por dividir la estructura en elementos que se puedan ensamblar en la obra.

En la construcción de puentes con claros inferiores a 50 m, se ha observado que existen diferentes métodos constructivos eficientes basados en la prefabricación de vigas o dovelas y en la construcción in situ mediante métodos industriales, empuje de tableros o cimbras autolanzables; para el caso de puentes con claros superiores a los 50 m los sistemas constructivos utilizados pueden ser, tableros metálicos o mixtos, montados con grúa o mediante empuje, o tableros de dovelas prefabricadas montadas por avance en voladizo.

El procedimiento de construcción de puentes de concreto mediante voladizos balanceados con carro de avance para colar In Situ, se inicio después de la Guerra Mundial para reconstruir la gran cantidad de puentes destruidos. De acuerdo con la experiencia de todos los puentes construidos, se considera que el intervalo óptimo desde el punto de vista económico se encuentra entre los 125 m y los 175 m.

El sistema constructivo In Situ no es más que la ejecución de la estructura vertiendo el concreto sobre una cimbra que aloja el acero, activo o pasivo, que ha sido previamente dispuesto. Desde el punto de vista de la ejecución de un puente, no siempre es aplicable, ya que se debe tener en cuenta los requerimientos de apuntalamiento de la cimbra que a su vez depende del emplazamiento y de la geometría del puente.

El método constructivo por voladizos balanceados con dovelas coladas In Situ consiste en la construcción equilibrada o balanceada, a un lado y otro de cada pila, de tramos de tablero. El tablero se subdivide en dovelas cuya longitud es normalmente de entre 3 m y 5 m, que se van construyendo una enseguida de otra. Así los voladizos van aumentando, ayudándose de cimbras metálicas, que encuentran su apoyo en la parte del tablero ya construida (figura 1.1.b).

Para construir las dovelas se utilizan carros de avance que se apoyan en la parte que ya está construida. Colando las dovelas sucesivamente sobre los carros, se va avanzando en forma de “T” desde las pilas hacia el centro de cada vano, conectando allí con el voladizo anterior mediante otra dovela. Una vez terminados los voladizos de una pila, se pasa a la pila siguiente y se repite todo el proceso anterior.

Al inicio de cada voladizo hay que construir la primera dovela sobre la parte superior de la pila. A esta dovela se le conoce como dovela 0 o dovela de pila, se construye con una cimbra convencional montada sobre la pila. La dovela debe tener la suficiente longitud para que se puedan montar los carros de avance sobre ella. A partir de esta dovela, la construcción se continúa con los carros de avance que cuelgan de la cimbra para la siguiente dovela de la parte ya construida. El colado se hace de tal manera que no se presente más del peso de una dovela como carga desequilibrada a cada lado de la pila.



Figura 1.1.b Puente Guillermo Gaviria Correa.

Las dovelas prefabricadas se empezaron a utilizar tiempo después de que se hicieran las primeras construcciones de tableros colados In Situ. La diferencia con éstos, es que las dovelas se prefabrican en una zona aledaña al puente, llamada *fábrica*, y que después se montan en obra.

Este sistema constructivo generalmente lo utilizan para la construcción de puentes muy largos, o para varios puentes, en los cuales se pueda amortizar las costosas instalaciones.

Este procedimiento se inició en la U.R.S.S a finales de la década de los años cincuenta y luego fue aplicado en otros países, especialmente en Francia.

Las dovelas prefabricadas con junta de resina se utilizan en la construcción de tableros para calzadas de 12 m de ancho, claros entre 80 m y 125 m, y en tableros para dos calzadas de autovía de hasta 27 m de ancho, con un rango que va de los 75 m a 106 m de claro.

El sistema constructivo de dovelas prefabricadas consiste en dividir el tablero en elementos obtenidos al cortarlo por planos perpendiculares a su eje, cada elemento tiene la sección transversal del tablero. Por lo general los elementos pesan entre 50 y 100 toneladas.

En éste método en las juntas entre dovelas no se deja conexión de acero pasivo, por lo que la continuidad del tablero se logra mediante el pretensado.

Las juntas para este sistema son en seco y con resina epoxi. Una de las características de las juntas en seco es que la transmisión del esfuerzo cortante entre las dovelas se realiza por el contacto directo entre el concreto de los dos elementos.

En las juntas con resina epoxi, antes del montaje, se extiende sobre una de las dos superficies que van a entrar en contacto con la capa de resina; antes de montar las dovelas, se coloca entre ambas un pretensado provisional que reparte la resina en toda la superficie. La función de la resina es mejorar el contacto entre las dovelas y proporcionar impermeabilidad a la junta.

Las dovelas con junta de resina por lo general se utilizan para la construcción de tableros por avance en voladizo, tableros viga y para tableros atirantados.

Puentes Construidos Mediante Lanzamientos por Incrementos Sucesivos o Empujados

Es el sistema de construcción de puentes más simple y económico que existe actualmente en el mundo. Este procedimiento fue desarrollado en Alemania en los años setenta e introducido en México en 1979 en la construcción del puente "Río Tula".

Son los puentes cuya superestructura está formada por dovelas o segmentos, los cuales son fabricados en el sitio o en un taller. Cada dovela se ensambla con la dovela anterior, en una plataforma localizada por detrás del estribo de una margen o una ladera. Cuando la nueva dovela queda unida a la anterior, todo el conjunto se empuja hacia delante para dejar libre el espacio que ocupará otra dovela más. El empujado se realiza por etapas sucesivas hasta llegar al estribo en la margen o ladera opuesta.

El empuje puede realizarse desde ambas márgenes, si fuese así, el conjuntos de dovelas se concentraría en un punto intermedio de la longitud del puente. Ver figura 1.2.a.

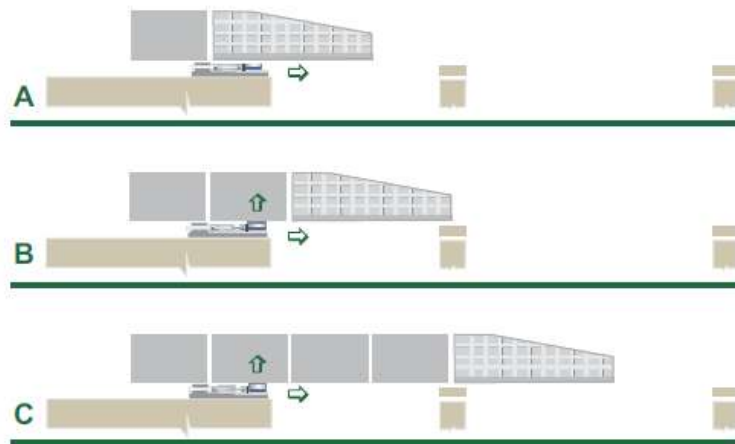


Figura 1.2.a Proceso de Lanzamiento Por Incrementos Sucesivos.

Los claros más usuales utilizados en este sistema van entre 30 y 60 m. porque resulta más económico. Por lo general se recomienda, ya que es muy ventajoso desde el punto de vista de diseño, que todos los claros sean iguales, excepto los extremos, aunque es preferible que los extremos no excedan el 75% de la longitud de los claros tipo. La superestructura más común es de sección cajón, con una relación de esbeltez de 15 a 17, siendo el primer valor para claros mayores y el segundo valor para claros menores.

- Estructuras complementarias

Los elementos auxiliares que se necesitan para la construcción de un puente de este tipo de sistema son:

1. Nariz de Lanzamiento
2. Parque de Prefabricación
3. Sistema de Empujado
4. Apoyos Deslizantes

- Nariz de lanzamiento

Se trata de una estructura metálica provisional que se sujeta a la punta del conjunto de dovelas que serán empujadas. Tiene por objeto reducir la longitud de dicho conjunto que trabajará en voladizo durante el lanzamiento, aparte de anticipar la condición de trabajo como tramo libremente apoyado, y ayudará a reducir el momento que se genera por estar en voladizo. La nariz de lanzamiento por lo general tiene una longitud más o menos entre el 50 y el 100% del claro máximo, su peso varía entre 1 y 2 t/m, o más, si su longitud es mayor de 30 m. Ver figura 1.2.b.

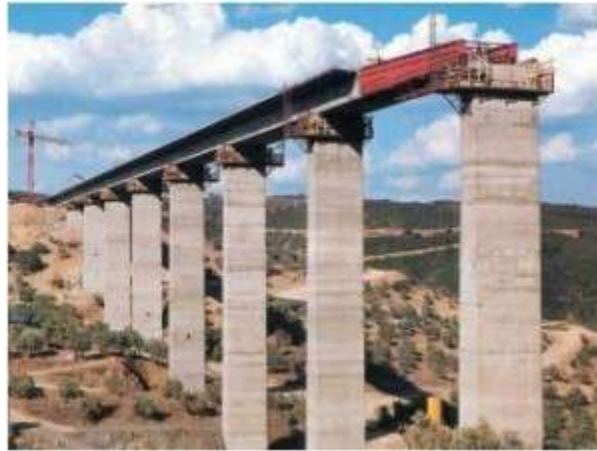


Figura 1.2.b Nariz de Lanzamiento.

- Parque o Patio de Prefabricación

Es el lugar donde se construyen, deslizan, ensamblan y se empujan las dovelas o segmentos de la superestructura del puente, generalmente se ubica por detrás del estribo en que se iniciará el lanzamiento de la superestructura. Figura 1.2.c.



Figura 1.2.c Dovela en el Parque de Prefabricación.

- Sistema de Empujado

Los equipos de empuje están compuestos por un cilindro vertical que levanta el puente, conectado a unos cilindros horizontales que lo empujan.

El cilindro vertical asciende 4 ó 5 mm, recibiendo gran carga vertical y en consecuencia transmite una carga horizontal por el rozamiento que existe con el concreto. Enseguida se ponen a trabajar los cilindros horizontales que van empujando hacia adelante a las dovelas haciendo que se muevan en conjunto el cilindro vertical más el puente, aproximadamente una distancia de 25 cm. Cuando termina este ciclo el cilindro vertical desciende, se libera del puente y el conjunto horizontal se retrae junto con el cilindro vertical.

Este ciclo tarda aproximadamente 2 minutos y el lanzamiento de una dovela del puente de 20 m tarda aproximadamente 3 horas. Algún error de alineamiento puede incrementar el tiempo de construcción.

El equipo de lanzamiento permite, además de mover el puente hacia adelante, regresarlo a voluntad. Esta operación es importante para la ejecución de la obra, por que así se pueden corregir ciertos errores en el alineamiento, al aproximar la nariz a las pilas o ante cualquier maniobra falsa.

- Apoyos Deslizantes

En todos los puntos donde el puente se apoya, ya sean pilas o estribos, en el parque de prefabricación, se colocaran apoyos deslizantes. Estos apoyos están formados por un bloque de concreto armado de 15 a 35 cm de espesor y nivelado, aquí se coloca una chapa de acero especial inoxidable tensada. Sobre esta chapa se colocan unas almohadillas de neopreno-teflón de 10 a 13 mm de espesor. La parte del neopreno esta en contacto con el concreto de la losa inferior y la de teflón con el acero inoxidable. En su movimiento, el puente arrastra la almohadilla hacia adelante hasta que la expulsa, también puede volver a introducirse por detrás.

Lateralmente se ponen en el apoyo una guía metálica y almohadillas verticales, para encarrilar al puente en su movimiento longitudinal. Ya que el proceso de lanzamiento se termina, se levanta el puente con gatos especiales pequeños, que se apoyan en unos nichos en la parte superior de las pilas y se sustituyen los apoyos provisionales por los apoyos definitivos.

- Apoyos Provisionales

Son los elementos provisionales de la subestructura que se construyen con el fin de reducir el claro en que trabaja la pila. Se ubican generalmente en el centro del claro entre dos pilas definitivas, estos elementos se quitan o se demuelen cuando termina el empujado.

- Atirantamiento Provisional

En algunos casos, en la parte delantera de la superestructura empujada, se coloca un sistema provisional de soporte en una torre que esta articulada en su base, en la unión con el tablero de la que se anclan tirantes en abanico que soportan a las dovelas frontales. Este sistema se desmantela y se retira al término del empujado.

- Bases de Apoyo Provisionales

Son elementos prismáticos, prefabricados, de concreto reforzado en los cuales se colocan los apoyos deslizantes.

- Guías Laterales

Son dispositivos que se colocan en el área de montaje y en las coronas de la subestructura del puente con el fin de evitar que la superestructura se deslice durante el empujado. Después en la subestructura se podrán conservar para restringir desplazamientos laterales de la superestructura, por acciones de sismo o viento.

Puentes Atirantados

Son aquellos puentes donde el tablero de la superestructura es soportada por medio de tirantes o cables que van de forma inclinada y que se anclan a uno o varios mástiles o torres, estos producen una fuerza axial de compresión en la sección transversal del tablero. Un ejemplo de puente atirantado se muestra en la figura 1.3.a.

El diseño y construcción de los puentes atirantados se empezaron a dar a conocer por sus características novedosas, practicidad y economía. Se consideran como una evolución de los puentes colgantes ya que fueron una alternativa en el ahorro del acero. Los puentes atirantados comenzaron su desarrollo a mitad del siglo XX y desde entonces han evolucionado rápidamente.

Los puentes atirantados son principalmente un desarrollo estructural para salvar grandes claros de manera practica, ingeniosa y económica. Se distinguen de los puentes colgantes por que en estos los cables principales se disponen de pila a pila, sosteniendo el tablero mediante cables secundarios verticales, y porque los puentes colgantes trabajan principalmente a tensión, y los atirantados tienen partes que trabajan a tensión y otras a compresión.

Este tipo de puentes se componen de tres partes principales: tablero, mástil y tirantes. El tablero es soportado elásticamente en varios puntos a lo largo de su longitud por cables inclinados, fijados al mástil, las cargas permanentes y móviles son transmitidas al mástil o torre; mediante los tirantes con una estructura reticulada, con tirantes tensionados los cuales transmiten las fuerzas de carga del tablero, la inclinación de los tirantes comprime el tablero del puente rigidizándolo y dándole mayor resistencia, bajo el mismo principio del concreto presforzado. Se sabe que el mástil y el tablero quedan comprimidos, por lo que aumenta su capacidad de carga y su resistencia a esfuerzos de cargas cortantes y dinámicas, el mástil o torre de un puente atirantado se construye con una esbeltez proporcional al alcance de los tirantes y el claro a cubrir, el mástil es el que recibe y transmite las cargas como acciones verticales al suelo de cimentación, además de ser el responsable por la estabilidad general de la estructura, pues pequeñas distorsiones de su posición, generarían sobreesfuerzo en unos tirantes, y relajamiento en otros, con posibles graves

consecuencias, como pandeo o rotación alrededor del eje longitudinal del puente. Este tipo de estructuras es altamente hiperestático, bastante sensible a la secuencia constructiva, sin embargo debido a la flexibilidad del tablero, este acepta una considerable gama de fuerzas de instalación de los tirantes.



Figura 1.3.a PUENTE BALUARTE BICENTENARIO, en la carretera Mazatlán-Durango, sobre la Sierra Madre Occidental.

● Tipos de puentes atirantados

- Puente atirantado de pilón lateral: En este tipo de puente, el pilón no está situado en el mismo plano de la pista (longitudinal), sino un poco a un lado, este diseño permite puentes con pistas con curvatura.
- Puente atirantado asimétrico: Este tipo de puentes usan un pilar en un extremo del puente al que llegan los cables. Estos puentes no son muy diferentes respecto a los atirantados normales. La fuerza de los cables puede ser compensada continuando estos hasta unos contrapesos en el suelo. Los cables, pueden ser sustituidos por pilares de concreto pretensado trabajando a compresión. Figura 1.3.b.



Figura 1.3.b PUENTE DE HISPANOAMERICA, de Valladolid, situado en la Avenida de Zamora, cruza el rio Pisuerga.

- Puentes atirantados de pilón contrapeso: Es un puente similar al anterior, a excepción de que los cables no continúan hasta el contrapeso, sino que están anclados al pilón, y el pilón sujeta la fuerza de los cables, debido a su propio peso y su anclaje en el terreno. Figura 1.3.c.



Figura 1.3.c PUENTE DEL ALAMILLO, cruza el rio Guadalquivir, diseñado por Santiago Calatrava.

- Componentes estructurales

- Mástil

También se le conoce como torre o pilón, es el elemento del puente en donde se anclan los tirantes que soportan al tablero (ver figura 1.3.d).

- Tirantes

Son elementos flexibles e inclinados que soportan al tablero, se conectan en diferentes puntos a lo largo del tablero así como en los extremos opuestos a diferentes puntos en la altura de los mástiles. Los tirantes normalmente están constituidos por cables formados por torones de acero de alta resistencia, utilizados para presfuerzo. La sección transversal del tirante tiene diferentes formas y consiste en un ducto en donde se alojan los cables, este ducto cuenta con un sistema de protección anticorrosivo.

- Subestructura

La subestructura de los puentes atirantados generalmente esta constituida por estribos y pilas. Las pilas principales se prolongan por encima del tablero uniéndose con los mástiles. A veces se construyen elementos provisionales de subestructura para facilitar el montaje y se retiran cuando termina la construcción del puente.

- Tablero

Se trata de un elemento que conforma parte de la superestructura formada por el sistema de piso, que soporta la superficie de rodadura de las cargas móviles, y que está integrado por losas, largueros, diafragmas o piezas de puente y elementos portantes que son soportados por los tirantes.

La sección del tablero puede ser cerrada, formada por un cajón de una o varias celdas, o abierta, formada por una losa sobre vigas de alma llena múltiples.

En la fabricación del tablero se pueden utilizar elementos de concreto reforzado y presforzado o elementos de acero estructural. También se pueden utilizar secciones mixtas formadas por acero y concreto, trabajando en conjunto.

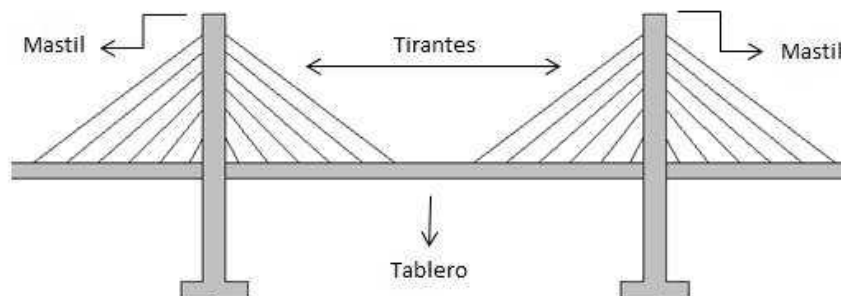


Figura 1.3.d Principales componentes de un puente atirantado.

Puentes en Arco

Son estructuras cuya directriz tiene una forma curva o poligonal. La carga muerta genera esfuerzos axiales con excentricidades nulas o muy pequeñas respecto a la directriz. La carga que actúa en una sola parte del claro o las cargas accidentales generan esfuerzos axiales con excentricidades grandes respecto a la directriz y por lo tanto sollicitaciones de flexión, lo cual debe evitarse en la medida de lo posible. Según su forma, los puentes de arco pueden ser circulares, circulares compuestos, parabólicos o poligonales.

Los arcos circulares también son llamados de *medio punto* si comprenden una media circunferencia. Si abarcan un segmento de circunferencia de menor extensión se denominan *rebajados*.

Los arcos circulares están formados por varios segmentos de circunferencia de curvatura variable.

Por la posición de la estructura curva con respecto a la rasante, los puentes de arco pueden ser de *paso inferior* si la rasante queda por debajo, de *paso superior* si la rasante está por encima del arco y de *paso intermedio* si la rasante queda por encima del arco en los apoyos y por debajo en el centro del claro. En las figuras 1.4.a y b se muestran las tres posiciones del arco con respecto al tablero.



Figura 1.4.a Puente de tablero superior.

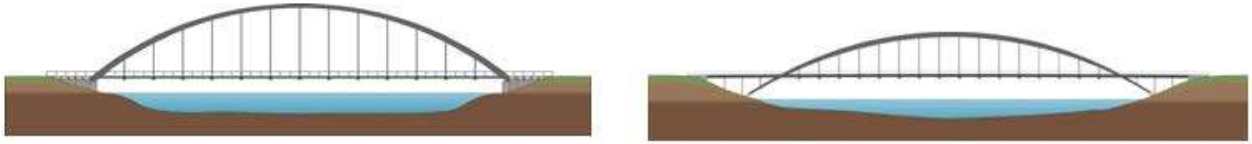


Figura 1.4.b Puente de tablero inferior y puente de tablero intermedio.

- Puentes con tablero superior

El método de construcción que se ha aplicado para los puentes arco de concreto desde hace mucho tiempo ha sido la cimbra.

Hoy en día los métodos de avance en voladizo son los únicos empleados en la construcción de arcos con claros importantes. Los métodos de construcción de puentes arco son:

a) Construcción sobre cimbra

La construcción sobre cimbra fue el procedimiento que más se utilizó hasta finales del siglo XIX. Durante mucho tiempo la ejecución de los puentes arco de concreto empleó cimbras fijas para el colado de sus secciones. Claros cada vez más grandes y obstáculos naturales complicados, fueron dificultando cada vez más el diseño y el montaje de estos elementos, haciendo que los arcos pasaran a convertirse en una solución excepcional.

La construcción del arco sobre cimbra es un método sencillo y cómodo una vez ejecutada ésta, sus elevados costos han hecho que se abandone para la construcción de puentes con grandes claros, aunque aún se conserva en otras tipologías.

b) Construcción con armadura rígida (Autocimbra)

A finales del siglo XIX, Joseph Melan desarrolló un procedimiento para la construcción de puentes arco de concreto para evitar el uso de la cimbra clásica. El método consiste en construir primero un arco metálico, más ligero, que se emplea como cimbra autoportante y se utiliza, a la vez, como armadura del arco definitivo, colando sus secciones sobre la estructura metálica.

Lo que quiso hacer J. Melan fue transferir los problemas de construcción de un arco más pesado, el de concreto, a uno más ligero, el de acero, utilizando para su montaje los procedimientos que se empleaban en la época para la construcción de arcos metálicos, tales como el avance por voladizos sucesivos mediante atirantamiento provisional.

Este método logra que la estructura parcial y final coincidan en su comportamiento. El inconveniente que se presenta tiene que ver con la cantidad de acero que requiere el arco metálico inicial, muy superior a la armadura precisa para resistir las tracciones debidas a la flexión. Por lo que se trata de un método caro, aunque en la actualidad todavía se llega a utilizar.

c) Construcción por abatimiento.

El procedimiento consiste en la construcción vertical de los dos semi arcos que constituyen el total del puente, y una vez terminados, abatirlos mediante un giro alrededor de su extremo inferior. Enseguida, una vez situados en su posición, se continúa con el cierre en clave. Para poder realizar este giro es necesario desplazar el conjunto mediante cilindros hidráulicos dispuestos horizontalmente, hasta que el peso del semi arco actúa a favor, esto crea un efecto de desequilibrio que hace que sea más fácil el proceso, a partir de este momento es necesario el empleo de retenidas para lograr un descenso controlado del conjunto. La figura 1.4.c ilustra el procedimiento de construcción mediante abatimiento.



Figura 1.4.c Construcción por abatimiento, puente "Arcos de Alconétar".

Cada uno de los semi arcos queda sometido a esfuerzos de flexión, que van creciendo cuando se incrementa su proyección horizontal, provocando que aparezcan puntos de retenida importantes en posiciones intermedias que, en su posición final, antes del cierre, se asimilaran en su consumo de acero a los métodos de avance en voladizo atirantados.

d) Traslación horizontal o vertical

Normalmente es utilizado para arcos con tablero inferior.

e) Construcción por voladizos sucesivos atirantados con torre provisional

- Mediante cable colgado: En este caso se construyen torres provisionales en los estribos donde se cuelgan cables, de los cuales penden las dovelas que se empalman hasta cerrar el arco.
- Mediante carro de avance.

El método consiste en el atirantamiento de las secciones coladas desde una torre provisional. En este procedimiento las estructuras por las que atraviesa el arco en construcción no tienen nada que ver con la estructura final, ya que se trata de un sistema de atirantamiento auxiliar.

f) Construcción por voladizos sucesivos con diagonales temporales (Ménsula triangulada).

Este método crea una estructura triangulada avanzando en ménsula desde los arranques del arco. Para resistir la tracción debida a la flexión en los arranques por el trabajo en voladizo, hasta que se produce el cierre en clave, se debe anclar el cordón superior por medio de un sistema de retenidas, transmitiendo al terreno la tracción generada. Ya que se cierra la clave se liberan los anclajes de retenida y se elimina la triangulación provisional.

Los sistemas de avance en ménsula triangulada con diagonales temporales tienen la ventaja de que cuentan con mayor rigidez interna, como se utilizan tirantes de menor longitud, son más fáciles de colocar, más rígidos y menos sensibles a los efectos térmicos. Una de las desventajas que presenta este sistema es la de algunos tiempos muertos en el ciclo de ejecución de las dovelas del arco, ya que cuando se alcanza la posición de las pilas es necesario detener el avance para proceder a su colado y al del tablero.

- **PUENTES CON TABLERO INFERIOR**

Para los puentes arco con el tablero inferior se emplean los siguientes procedimientos de construcción:

- a) El tablero se construye mediante cimbra, apoyos provisionales y después se monta el arco metálico apoyándolo sobre apoyos provisionales, se suelda y el interior se rellena con concreto.

● Elementos que componen el puente

Los elementos característicos de un puente en arco son los siguientes (ver figuras 1.4.d y e):

- Directriz

Línea que une los centros de figura de las secciones transversales del arco. Queda caracterizada por el claro (distancia entre ejes de apoyo) y la flecha (distancia vertical entre ejes de apoyo y parte superior de la directriz).

- Arranques

Secciones extremas inferiores del arco donde se une a los apoyos.

- Clave o corona

Punto más alto de la directriz.

- Intradós

Superficie o cara inferior del claro (lado cóncavo).

- Extradós

Superficie o cara exterior del arco (lado convexo).

- Diafragmas

Elementos transversales sobre el extradós del arco en el que se apoya la superestructura o tablero.

- Tímpanos

Muros extremos laterales que cubren el espacio entre tablero y extradós que van en sentido longitudinal del camino.

- Péndolas

Elementos verticales que suspenden el tablero del arco en los puentes de paso inferior.

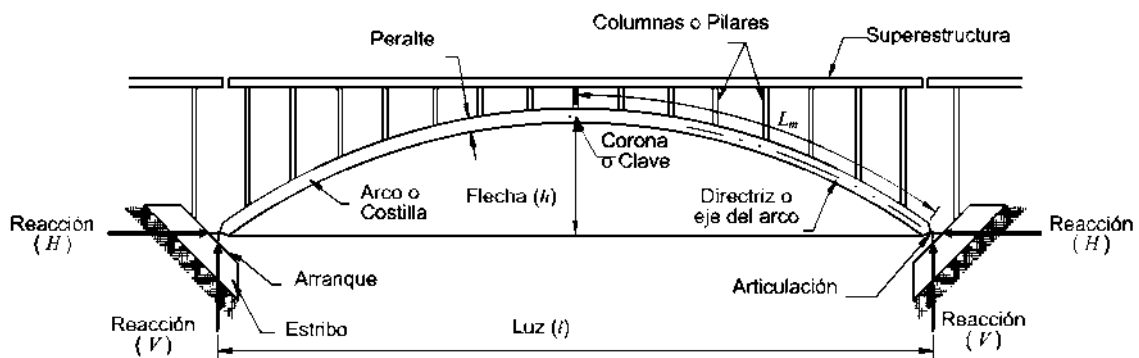


Figura 1.4.d Diferentes Elementos de un Puente Arco.



Figura 1.4.e Puente Oparno, República Checa.

CAPÍTULO II

DEMANDA SÍSMICA

Sismicidad en México

El territorio mexicano se encuentra dividido entre cinco placas tectónicas:

- La placa de Norteamérica, abarca la mayor parte del país.
- La placa Pacífica, donde se encuentra la Península de Baja California
- Las placas de Rivera y Cocos localizadas en el litoral del Pacífico al sur del país.

Las placas de Cocos, Rivera y Norte América hacen que se produzcan sismos de subducción en sus fronteras. La mayor actividad sísmica se presenta sobre las costas del Pacífico, abarcando desde el estado de Jalisco hasta Chiapas.



Figura 2.1.a Placas tectónicas en México y el mundo.

En la figura 2.1.b se muestran los sismos con magnitudes mayores o iguales a 4.5 localizados en la República Mexicana entre 1964 y 1995. Los puntos rojos representan sismos de subducción los cuales se presentan a profundidades menores de 40 Km, estos ocurren cuando las placas oceánicas se introducen por debajo de las placas de los continentes debido a que el espesor de la

placa de los continentes es mayor que la de las placas oceánicas. Los epicentros de este tipo de eventos ocurren cerca de la costa como se aprecia en la figura.

Por otra parte, los puntos azules representan sismos con profundidades mayores a 40 Km (sismos de fallamiento normal). Estos sismos se generan cuando las placas oceánicas se introducen por debajo de las placas continentales generando de esta manera esfuerzos de tensión que crecen hasta lograr la falla de la placa. La profundidad de los sismos de fallamiento normal es mayor de 40 km, razón por la cual también se les conoce como sismos de profundidad intermedia. Como se observa en la figura este tipo de sismos normalmente tienen sus epicentros en el interior del continente.

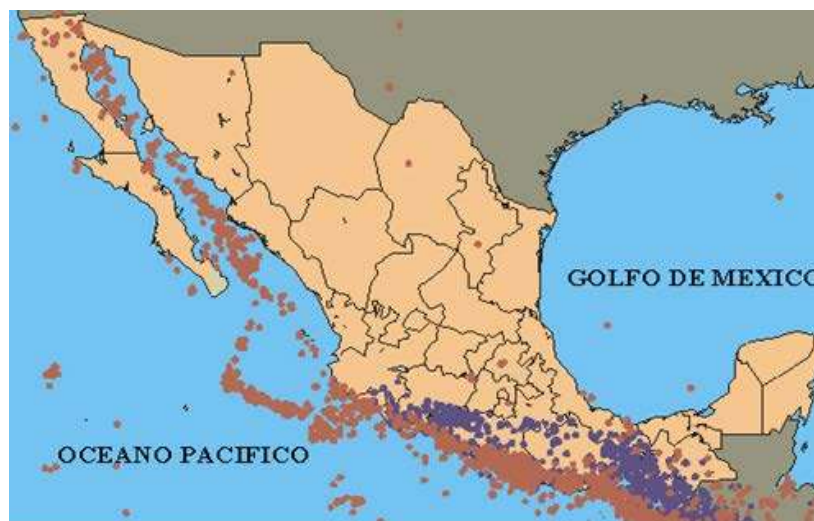


Figura 2.1.b Sismos de subducción y fallamiento normal.

La República Mexicana se ha dividido tradicionalmente en zonas de distinta sismicidad. En la figura 2.1.c se muestra la distribución geográfica de las zonas, las cuales pueden identificarse mediante las siguientes características:

- La zona A es una zona donde no se tienen registros históricos de sismos, no se han reportado sismos en los últimos 80 años.
- La zona B y C son zonas intermedias, donde se registran sismos no tan frecuentes.
- La Zona D es una zona donde se han reportado grandes sismos, donde la ocurrencia de sismos es muy frecuente.



Figura 2.1.c Regionalización sísmica de la República Mexicana.

Registros Sísmicos

Para estimar la demanda sísmica en los modelos estructurales se llevará a cabo un análisis sísmico no lineal, motivo por el cual es necesario contar con registros sísmicos debidos a eventos que se hayan originado en la costa del Pacífico mexicano. Se seleccionaron sismos con magnitudes M_b mayores o iguales a 5.5, los cuales se obtuvieron de la Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes, (1999). Según la profundidad de los sismos seleccionados se dividieron en dos grupos:

Sismos de subducción, de los cuales se eligieron 22 sismos que cumplieran con la condición mencionada anteriormente. En la siguiente tabla se muestran las características generales de cada uno de los sismos y en la figura 2.2.a se muestra la localización de los epicentros.

Tabla II.a Sismos seleccionados de subducción.

Sismos de Subducción					
Fecha	Latitud	Longitud	Profundidad	Mb	Ms
11/05/1962	17.25	99.58	5	-	7.2
19/05/1962	17.12	99.57	33	-	7.2
23/08/1965	15.38	96.12	33	6.9	-
02/08/1968	16.07	98.1	33	6.3	7.1
29/11/1978	16	96.69	19	-	7.8
14/03/1979	17.49	101.26	28	7	-
25/10/1981	17.88	102.15	14	6.1	7.3
07/06/1982	16.17	98.36	18	5.9	6.9
07/06/1982	16.26	98.51	24	6.3	7
19/09/1985	18.081	102.942	15	6.8	8.1
21/09/1985	18.021	101.479	15	6.3	7.6
30/04/1986	18.024	103.057	20	6.2	7
25/04/1989	16.603	99.4	19	6.3	6.9
10/09/1993	14.14	92.82	14	6.3	7.3
24/10/1993	16.54	98.98	19	6.2	6.6
14/09/1995	16.31	98.88	22	6.4	7.2
09/10/1995	18.74	104.67	5	6.5	7.3
25/02/1996	15.83	98.25	5	5.9	6.9
15/07/1996	17.45	101.16	20	5.7	6.5
11/01/1997	17.91	103.04	16	6.5	6.9
01/05/1997	18.91	107.25	15	6.1	6.8
30/09/1999	15.95	97.03	16	6.5	7.5



Figura 2.2.a Ubicación de los epicentros de los sismos de subducción seleccionados.

Se identificaron 143 estaciones que se eligieron por la característica de estar a una distancia menor o igual a 100 km del epicentro. Este requisito se debe a que se considera, con base en estudios previos realizados por diversos autores, que el efecto de la componente vertical es poco importante para distancias alejadas del epicentro. También se decidió utilizar registros de estaciones ubicadas en suelo rocoso. Al final se seleccionaron 34 registros, mismos que se muestran en la tabla II.b.

Con la información de los acelerogramas de cada uno de los registros se obtuvieron las aceleraciones máximas del suelo (AMS) para las dos componentes horizontales y para la componente vertical. También se determinaron los valores de las pseudoaceleraciones máximas para los espectros de cada una de las tres componentes del sismo. Los espectros de respuesta se obtuvieron con ayuda del programa SeismoSignal. Este programa ayuda de manera fácil y eficiente a procesar los datos de movimientos fuertes, con una interfaz visual sencilla de utilizar. SeismoSignal calcula espectros de respuesta, aceleración, velocidad, desplazamientos, Intensidad de Arias entre otros parámetros, permite el filtrado de contenido de frecuencia no deseada de la señal dada y por otro lado nos permite obtener resultados gráficos y numéricos para ser copiados en cualquier aplicación de Windows por ejemplo en Excel y Word. Los resultados se muestran en la siguiente tabla II.c, (las unidades están en cm/seg^2).

Tabla II.b Registros seleccionados de sismos de subducción.

REGISTROS SELECCIONADOS DE SISMOS DE SUBDUCCIÓN						
SISMO	CLAVE DEL ACELEROGRAMA	NOMBRE DE LA ESTACIÓN	COORDENADAS		DISTANCIA AL EPICENTRO (KM)	TIPO DE SUELO
			LATITUD	LONGITUD		
19/09/1985	CALE8509.191	CALETA DE CAMPOS	18.073	102.755	19.803	ROCA
	VILE8509.191	VILLITA MARGEN DER	18.016	102.205	78.329	ROCA
21/09/1985	AZIH8509.211	AERO ZIHUATANEJO	17.603	101.455	46.586	ROCA
	PAPN8509.211	PAPANOA	17.328	101.04	90.125	ROCA
	UNIO8509.211	LA UNION	17.982	101.805	34.778	ROCA
	VILE8509.211	VILLITA MARGEN DER	18.016	102.205	76.833	ROCA
30/04/1986	ARTG8604.301	ARTEAGA	18.356	102.293	88.750	ROCA
	CALE8604.301	CALETA DE CAMPOS	18.073	102.755	32.411	ROCA
	VILD8604.301	VILLITA MARGEN DER	18.016	102.205	90.169	ROCA
25/04/1989	COPL8904.251	COPALA	16.605	98.974	45.433	ROCA
	COYC8904.251	COYUCA	16.968	100.084	83.372	ROCA
	CPDR8904.251	CERRO DE PIEDRA	16.769	99.633	30.947	ROCA
	OCLL8904.251	OCOTILLO	17.038	99.875	69.986	ROCA
	OCTT8904.251	EL OCOTITO	17.25	99.511	72.963	ROCA
	SMR28904.251	SAN MARCOS	16.776	99.408	19.272	ROCA
	VIGA8904.251	LAS VIGAS	16.757	99.236	24.477	ROCA
	VNTA8904.251	LA VENTA	16.923	99.816	56.833	ROCA
	XALT8904.251	XALTIANGUIS	17.095	99.72	64.472	ROCA
24/10/1993	COPL9310.241	COPALA	16.605	98.974	7.262	ROCA
	CPDR9310.241	CERRO DE PIEDRA	16.769	99.633	74.102	ROCA
	OCTT9310.241	EL OCOTITO	17.25	99.511	97.099	ROCA
	SMR29310.241	SAN MARCOS	16.776	99.408	52.627	ROCA
	VIGA9310.241	LAS VIGAS	16.757	99.236	36.434	ROCA
	VNTA9310.241	LA VENTA	16.923	99.816	98.688	ROCA
14/09/1995	COPL9509.141	COPALA	16.605	98.974	34.327	ROCA
	VIGA9509.141	LAS VIGAS	16.757	99.236	62.561	ROCA
15/07/1996	ATYC9607.151	ATOYAC	17.211	100.431	81.932	ROCA
	AZIH9607.151	AERO ZIHUATANEJO	17.603	101.455	35.624	ROCA
	NUXC9607.151	NUXCO	17.207	100.758	50.572	ROCA
	PAPN9607.151	PAPANOA	17.328	101.04	18.624	ROCA
	PETA9607.151	PETATLAN	17.542	101.271	15.606	ROCA
	UNIO9607.151	LA UNION	17.982	101.805	90.367	ROCA
11/01/1997	CALE9701.111	CALETA DE CAMPOS	18.073	102.755	35.187	ROCA
	VILD9701.111	VILLITA MARGEN DER	18.016	102.205	89.150	ROCA

Tabla II.c Aceleraciones y pseudoaceleraciones máximas del suelo.

SISMO	CLAVE DEL ACELEROGRAMA	AMS			V/A	PSA	PSV	PSA	PSV/PSA
		NS	V	EW					
19/09/1985	CALE8509.191	128.773	88.806	150.594	0.590	381.509	228.949	427.747	0.535
	VILE8509.191	115.776	56.356	106.567	0.487	418.928	220.801	481.492	0.459
21/09/1985	AZIH8509.211	125.177	97.547	142.416	0.685	393.015	357.703	515.833	0.693
	PAPN8509.211	201.998	160.853	249.413	0.645	847.319	697.362	916.033	0.761
	UNIO8509.211	81.572	61.307	45.680	0.752	270.448	150.288	140.502	0.556
	VILE8509.211	43.838	20.697	32.231	0.472	113.425	63.716	95.779	0.562
30/04/1986	ARTG8604.301	19.501	21.970	24.546	0.895	87.860	61.503	76.402	0.700
	CALE8604.301	93.889	34.821	75.869	0.371	223.693	112.214	309.140	0.363
	VILD8604.301	27.857	20.143	21.885	0.723	117.913	81.508	91.946	0.691
25/04/1989	COPL8904.251	54.785	29.590	103.788	0.285	225.343	96.485	405.662	0.238
	COYC8904.251	81.153	48.679	38.830	0.600	289.541	130.285	158.830	0.450
	CPDR8904.251	94.296	63.710	99.041	0.643	351.171	294.274	312.810	0.838
	OCLL8904.251	33.682	34.006	32.149	1.010	87.129	92.781	95.590	0.971
	OCTT8904.251	208.427	192.451	129.919	0.923	863.302	666.718	564.217	0.772
	SMR28904.251	134.243	100.653	173.103	0.581	283.582	340.437	454.218	0.750
	VIGA8904.251	303.607	118.573	328.475	0.361	915.996	433.101	1052.406	0.412
	VNTA8904.251	59.997	39.909	28.760	0.665	167.542	105.694	118.785	0.631
XALT8904.251	57.767	74.659	57.504	1.292	162.762	319.531	167.952	1.903	
24/10/1993	COPL9310.241	302.582	121.818	181.991	0.403	743.180	400.498	720.825	0.539
	CPDR9310.241	41.193	42.547	63.211	0.673	157.627	96.383	162.058	0.595
	OCTT9310.241	55.882	42.485	64.910	0.655	210.980	228.821	300.454	0.762
	SMR29310.241	58.297	46.260	63.170	0.732	209.719	203.752	257.232	0.792
	VIGA9310.241	249.111	146.138	353.302	0.414	906.313	488.674	1568.279	0.312
	VNTA9310.241	15.280	11.972	17.459	0.686	55.909	33.303	58.730	0.567
14/09/1995	COPL9509.141	75.029	47.486	72.383	0.633	220.073	123.666	195.493	0.562
	VIGA9509.141	77.969	58.726	99.339	0.591	352.157	170.356	440.606	0.387
15/07/1996	ATYC9607.151	26.650	18.168	25.026	0.682	102.222	79.721	86.722	0.780
	AZIH9607.151	38.394	26.431	30.616	0.688	119.679	88.466	115.205	0.739
	NUXC9607.151	45.611	23.694	47.029	0.504	170.350	64.172	144.830	0.377
	PAPN9607.151	294.725	140.299	269.202	0.476	1145.568	525.707	1063.224	0.459
	PETA9607.151	128.840	110.022	177.420	0.620	608.433	483.339	602.714	0.794
	UNIO9607.151	18.586	13.780	15.803	0.741	86.713	50.903	56.441	0.587
11/01/1997	CALE9701.111	390.141	356.985	341.427	0.915	1321.811	1196.639	1180.360	0.905
	VILD9701.111	175.738	106.929	130.156	0.608	666.408	343.288	361.147	0.515

Los valores de aceleración máxima del suelo (AMS) de los registros seleccionados es de 390 cm/s² para las componentes horizontales y de 357 cm/s² para la componente vertical. Ambas aceleraciones se produjeron durante el sismo del 11 de enero de 1997.

Por lo que corresponde al valor máximo de la relación entre la componente vertical del sismo y el de la máxima componente horizontal (V/A), se encontró un valor máximo de 1.29 para el registro del sismo del 25 de abril de 1989.

Con respecto a los valores espectrales, se obtuvo una aceleración máxima de 1568 cm/s² para las componentes horizontales y un máximo de 1197 cm/s² para la componente vertical. La máxima relación entre la componente vertical y las componentes horizontales PSV/PSA es de 1.9 para el sismo del 25 de abril de 1989.

El máximo valor de la relación V/A supera ampliamente al valor que fue propuesto inicialmente por Newmark con fines de diseño 2/3, y que es recomendado en muchos códigos de puentes vigentes a la fecha.

Sismos de falla normal, de los cuales se eligieron 6 sismos que cumplieran con la condición mencionada anteriormente ($M_b > 5.5$). En la siguiente tabla se muestran las características generales de cada uno de los sismos y en la figura 2.2.b se muestra la localización de los epicentros.

Tabla II.d Sismos seleccionados de falla normal.

Sismos de Falla Normal					
Fecha	Latitud	Longitud	Profundidad	Mb	Ms
06/07/1964	18.03	100.77	100	6.7	-
30/01/1973	18.27	102.88	43	-	7.5
28/08/1973	18.29	96.45	84	6.8	-
18/10/1973	19.42	105.06	45	6.5	5.5
03/09/1993	13.98	92.79	69	5.8	6.8
15/06/1999	18.18	97.51	69	6.4	6.5



Figura 2.2.b Ubicación de los epicentros de los sismos de fallamiento normal seleccionados.

Se identificaron 24 registros de estaciones con la característica de estar a una distancia menor o igual a 100 km del epicentro, por las razones expuestas anteriormente. Al igual que en el caso de sismos de subducción, solamente se escogieron estaciones ubicadas en suelo rocoso. En total se seleccionaron 3 registros que cumplieran con las condiciones mencionadas, mismos que se muestran en la tabla II.e

Tabla II.e. Registro seleccionados de sismos de falla normal.

REGISTROS SELECCIONADOS DE SISMOS DE FALLA NORMAL						
SISMO	CLAVE DEL ACELEROGRAMA	NOMBRE DE LA ESTACIÓN	COORDENADAS		DISTANCIA AL EPICENTRO (KM)	TIPO DE SUELO
			LATITUD	LONGITUD		
22/05/1997	UNIO9705.221	LA UNION	17.982	101.805	47.600	ROCA
	VILE9705.221	VILLITA MARGEN DER	18.016	102.205	60.600	ROCA
15/06/1999	CSER9906.151	CIUDAD SERDAN	18.991	97.384	91.218	ROCA

Con la información de los acelerogramas de cada uno de los registros, se obtuvieron las aceleraciones máximas del suelo para las tres componentes del sismo y se determinaron las pseudoaceleraciones para las dos componentes horizontales y para la componente vertical. Los resultados se muestran en la siguiente tabla, (las unidades están es cm/seg^2).

Tabla II.f Aceleraciones y pseudoaceleraciones máximas del suelo.

SISMO	CLAVE DEL ACELEROGRAMA	AMS			V/A	PSA	PSV	PSA	PSV/PSA
		NS	V	EW					
22/05/1997	UNIO9705.221	46.197	26.490	46.891	0.565	188.202	78.636	135.061	0.418
	VILE9705.221	34.995	21.086	24.984	0.603	138.112	91.577	103.721	0.663
15/06/1999	CSER9906.151	195.398	111.624	159.826	0.571	764.729	438.961	713.879	0.574

Las principales observaciones de los valores indicados en la tabla anterior son las siguientes: los valores de aceleración máxima del suelo (AMS) de las componentes horizontales es de 195 cm/s^2 y para la componente vertical de 112 cm/s^2 . Ambas aceleraciones se produjeron durante el sismo del 15 de junio de 1999.

Por lo que corresponde al valor máximo de la relación entre la componente vertical del sismo y el de la máxima componente horizontal (V/A), se encontró un valor máximo de 0.6 para el registro del sismo del 22 de mayo de 1997.

Con respecto a los valores espectrales, se obtuvo una aceleración máxima de 765 cm/s^2 para las componentes horizontales y un máximo de 439 cm/s^2 para la componente vertical. La máxima relación entre la componente vertical y las componentes horizontales PSV/PSA es de 0.66 para el sismo del 22 de mayo de 1997.

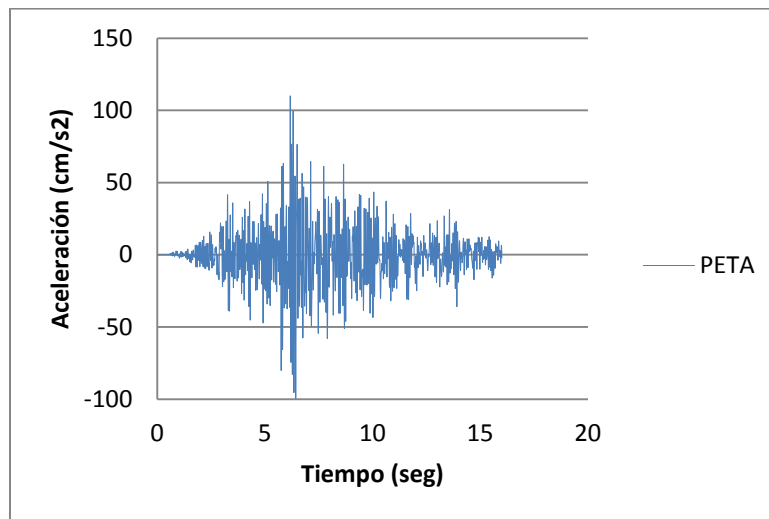
A continuación se hace una selección de los 7 sismos de subducción con valores de PSV/PSA mas altos, los cuales se enlistan en la siguiente tabla, mostrando cada uno de esos sismos su respectiva aceleración máxima en dirección vertical y en el caso de la componente horizontal se tomó la AMS más alta de las dos componentes horizontales, (las unidades están es cm/seg^2).

Tabla II.g Valores de aceleraciones máximas del suelo, componente vertical y horizontal.

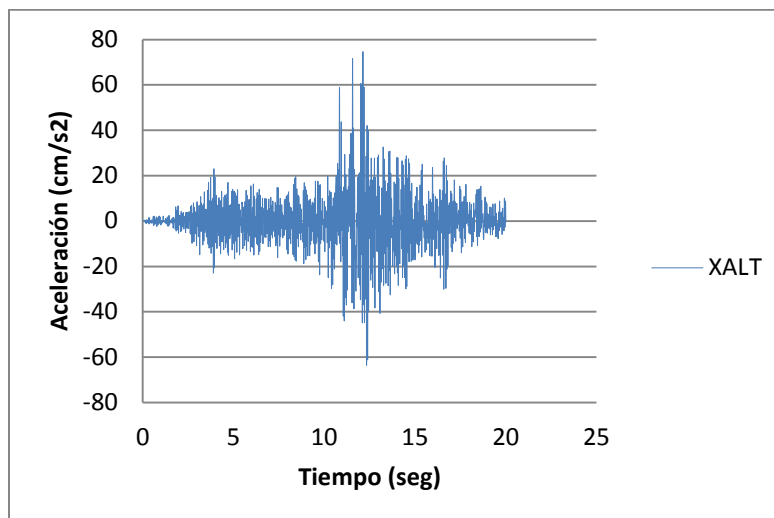
Sismo	AMS V	AMS H
XALT8904.251	74.6592	57.7668
CPDR8904.251	63.7096	99.0410
OCLL8904.251	34.0062	33.6823
SMR29310.241	46.2604	63.1702
ATYC9607.151	18.1684	26.6497
PETA9607.151	110.0217	177.4202
CALE9701.111	356.9848	390.1410

A continuación se muestran los acelerogramas de las componentes vertical y horizontal máxima, correspondientes a tres estaciones. Se observa la diferencia en el contenido de frecuencias en los acelerogramas de las dos componentes, ya que los registros de aceleración vertical (figura 2.2.c) son más cerrados que los registros de aceleraciones horizontales (figura 2.2.d). El tiempo de arribo de las ondas verticales es ligeramente menor que el que se obtiene para los acelerogramas horizontales.

- a) Registro correspondiente a la estación PETA durante el sismo del 15 de julio de 1996
Aceleración máx.=110.0217 cm/s^2 , tiempo = 6.17 seg.



- b) Registro correspondiente a la estación XALT durante el sismo del 25 de abril de 1989
Aceleración máx.=74.6592 cm/s^2 , tiempo = 12.13 seg.



- c) Registro correspondiente a la estación CALE durante el sismo del 11 de enero de 1997
Aceleración máx.=356.9848 cm/s², tiempo = 6.43 seg.

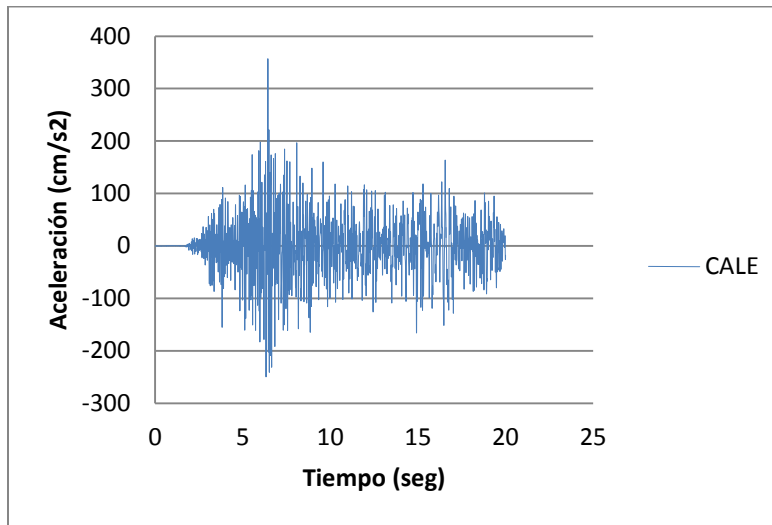
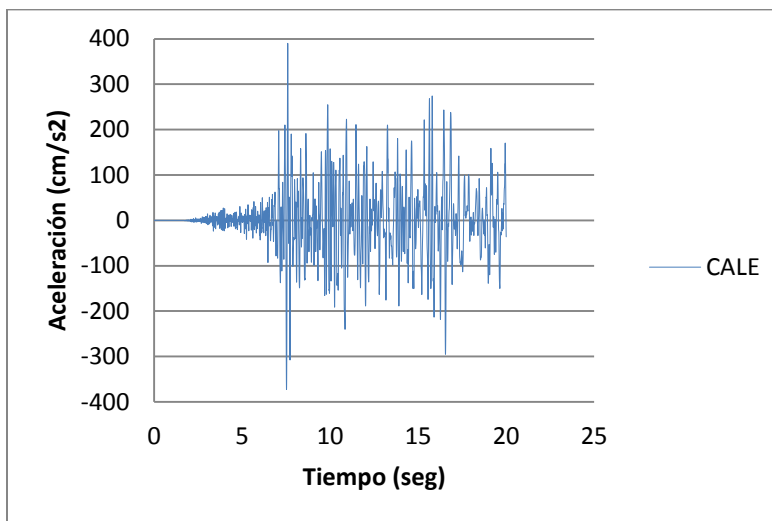
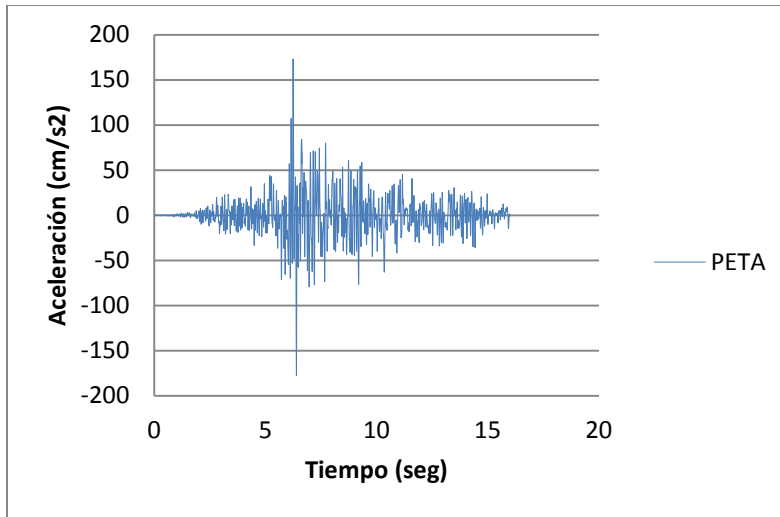


Figura 2.2.c Acelerogramas de la componente vertical registrados en tres estaciones.

- a) Registro correspondiente a la estación CALE durante el sismo del 11 de enero de 1997
Aceleración máx.=390.1410 cm/s², tiempo = 7.58 seg.



- b) Registro correspondiente a la estación PETA durante el sismo del 15 de julio de 1996
Aceleración máx.=177.4202 cm/s^2 , tiempo = 6.24 seg.



- c) Registro correspondiente a la estación CPDR durante el sismo del 25 de abril de 1989
Aceleración máx.=99.0410 cm/s^2 , tiempo = 8.24 seg.

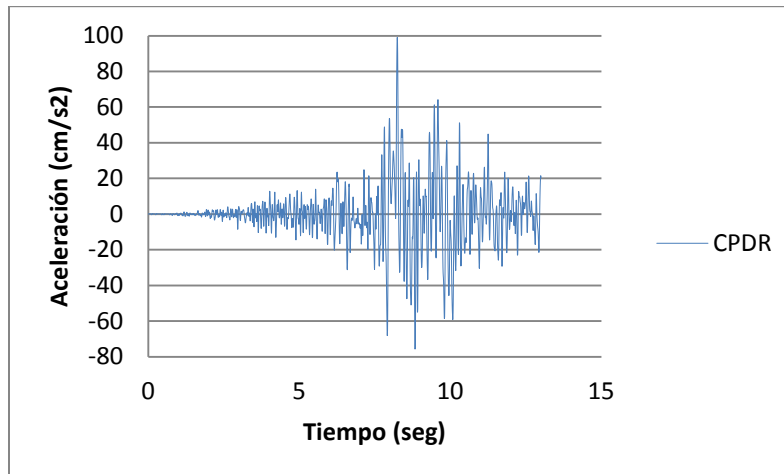
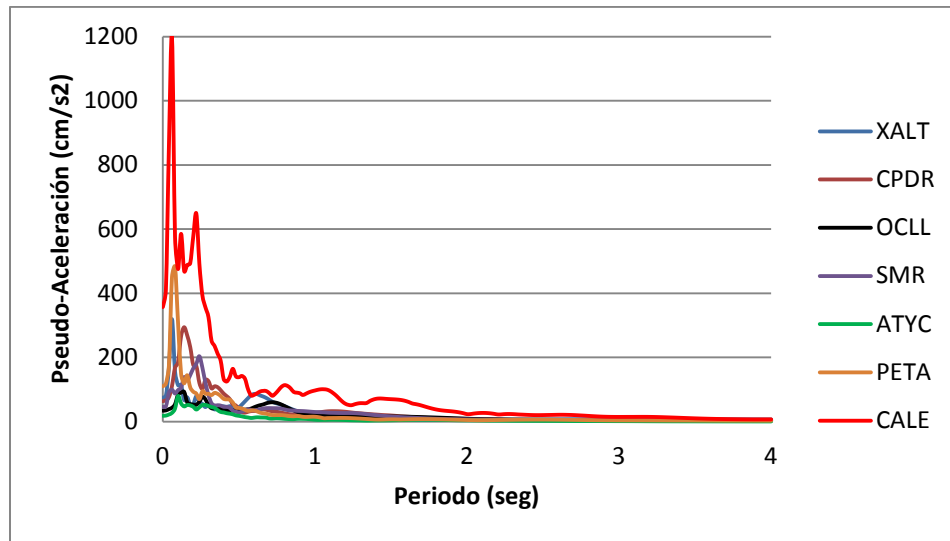


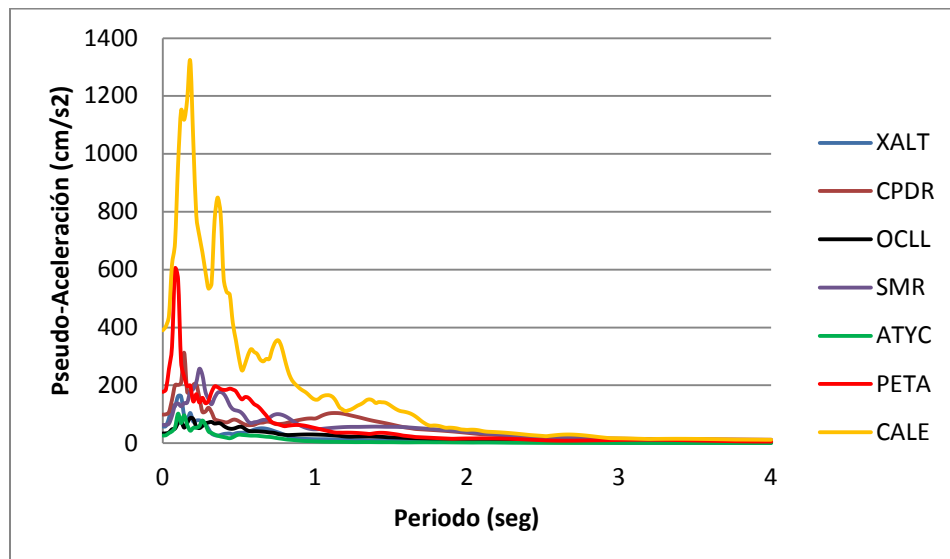
Figura 2.2.d Acelerogramas de la máxima componente horizontal registrados en tres estaciones.

Espectros de Respuesta

Uno de los objetivos de obtener los espectros de respuesta, es el de observar la relación que existe entre la componente vertical y la máxima componente horizontal para periodos distintos al del terreno, mismas que se presentan en las tablas II.c y II.f. Los espectros de respuesta de pseudo-aceleraciones se obtuvieron con ayuda del programa SeismoSignal y se muestran en las figura 2.3.a.



a)



b)

Figura 2.3.a Espectros de respuesta para cada uno de los sismos seleccionados
a) componente vertical b) componente horizontal.

En la parte superior de la figura se observan los espectros de aceleración vertical de los siete registros que se utilizan en el estudio. El espectro que alcanza el valor más alto es el de la estación de CALE, correspondiente al sismo del 11 de enero de 1997. Todos los espectros tienen sus picos en periodos bajos debido a los contenidos de frecuencia típicos de acelerogramas verticales. La caída de los espectros es muy rápida, de manera que las aceleraciones para periodos largos, mayores a 2 s, es muy baja.

En la parte inferior de la figura se muestran los espectros de aceleración horizontal para la componente más importante. El espectro que alcanza el valor más alto corresponde a la misma estación y sismo que en el caso del espectro de la componente vertical. Aunque los valores de los periodos para los cuales se alcanzan los valores más altos también son bajos, son ligeramente mayores que los de la componente vertical.

La tabla II.h indica los valores de los máximos valores espectrales y el periodo para el cual se producen. En el caso de la componente vertical, los picos de los espectros están comprendidos entre 0.06 y 0.24 s. Para la componente horizontal se obtuvieron valores del periodo para la respuesta pico entre 0.08 y 0.24 s.

Tabla II.h Valores máximos de las pseudo-aceleraciones
a) componente vertical b) componente horizontal.

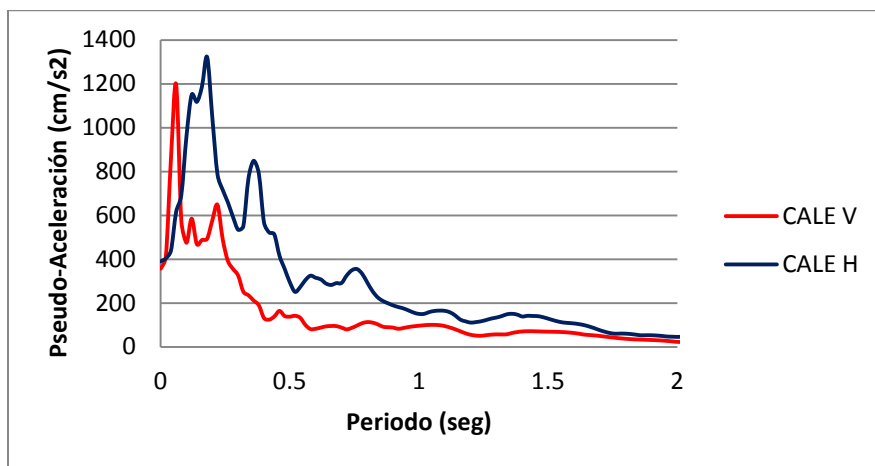
Sismo	Periodo (seg)	Pseudo-Aceleración (cm/s ²)
XALT8904.251	0.06	319.531
CPDR8904.251	0.14	294.274
OCLL8904.251	0.14	92.781
SMR29310.241	0.24	203.752
ATYC9607.151	0.1	79.721
PETA9607.151	0.08	483.339
CALE9701.111	0.06	1196.639

a)

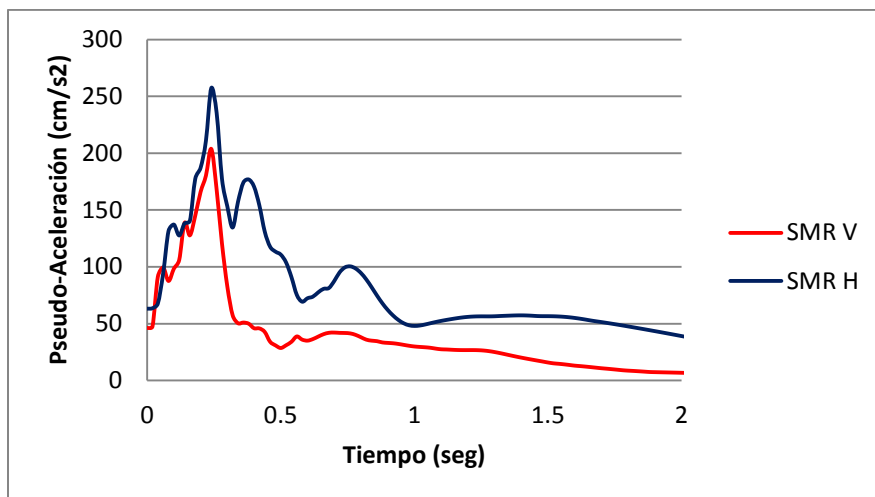
Sismo	Periodo (seg)	Pseudo-Aceleración (cm/s ²)
XALT8904.251	0.1	162.7617
CPDR8904.251	0.14	812.81
OCLL8904.251	0.18	87.1286
SMR29310.241	0.24	257.2321
ATYC9607.151	0.1	102.222
PETA9607.151	0.08	602.7141
CALE9701.111	0.18	1321.8106

b)

La gráfica de la siguiente figura compara los espectros de respuesta de la componente vertical y horizontal, para la estación CALE. Se observa que el espectro de la componente horizontal está desplazado hacia la región de periodos más altos con respecto al espectro vertical. Ambos espectros cuentan con un segundo pico a la derecha del valor máximo, y tienen un patrón semejante. En la parte inferior de la figura se comparan los espectros de respuesta para las componentes vertical y horizontal registrados en la estación SMR, del sismo del 24 de octubre de 1993. En este caso los picos de los periodos prácticamente coinciden, aunque el valor de la intensidad para periodos largos es mayor en el espectro asociado a la componente horizontal. El espectro vertical cae más rápidamente y la diferencia entre ambos espectros es evidente en la parte descendente de ambos.



a)



b)

Figura 2.3.b Espectros de respuesta de pseudo-aceleración de la máxima componente horizontal y de la componente vertical, para las estaciones de CALE (a) y SMR (b).

CAPÍTULO III

IDENTIFICACIÓN DE PARÁMETROS PRINCIPALES

Para el estudio del efecto del comportamiento sísmico de puentes segmentados durante la fase de construcción, se decidió estudiar la respuesta de un puente de gran longitud, construido por el método de doble voladizo, procedimiento que fue descrito en el capítulo 1. En las últimas décadas se han construido muchos puentes siguiendo este procedimiento, razón por la cual se consideró adecuado estudiar un puente bajo esas condiciones. Por ejemplo, en la autopista Durango-Mazatlán, terminada hace pocos meses, se construyeron cinco puentes en doble voladizo, con longitudes de 260 metros a 400 metros. El puente San Marcos en la Autopista México-Tuxpan es otro ejemplo notable de un puente en doble voladizo construido recientemente en México, (ver figura 3.a).



Figura 3.a Puente San Marcos, Autopista Mexico-Tuxpan.

Tabla III.a Puentes construidos con el método de doble voladizo (Poon 2013).

Puentes Construidos en Doble Voladizo		
Puente	Ubicación (km)	Longitud (m)
Rio Chico	037 + 140	400
Botijas	146 + 800	330
Pueblo Nuevo	132 + 950	322
Arroyo Nevería	033 + 288	300
Pinta	052 + 680	260

Dado que el objetivo de la tesis no está orientado al estudio de un puente en particular, se decidió estudiar un puente con características similares a los que se han construido en los últimos años en las carreteras nacionales. Para ello se tomó como modelo el puente Xalapa, que fue construido mediante la técnica de doble voladizo. El modelo que se estudia no pretende ser igual al del puente real, más bien, se utilizarán medidas generales del puente para que cumpla con la idea de ser un puente semejante a los que se están construyendo en el país.

Descripción del Modelo

Para la elaboración del puente tipo, construido por el método basado en doble voladizo, se tomaron en cuenta algunos datos reales del Puente Xalapa, el cual se encuentra en Xalapa, Veracruz y que se muestra en la figura 3.1.a. De este puente se utilizó la siguiente información: la longitud total del puente, la longitud de los claros, la altura de las pilas y las secciones cajón que conforman la superestructura del mismo. Los datos correspondientes se describen a continuación.



Figura 3.1.a Puente Xalapa.

La longitud total del puente es de 470 m conformado por 4 claros, 2 externos de 90 m y 2 internos de 145 m cada uno.

Las alturas de las pilas son de 25 m, 70 m y 138 m. Se trata de pilas rectangulares huecas de 0.60 m, 0.80 m y de 1.0 m de espesor, respectivamente, y sección variable a excepción de la pila más alta. Ver figura 3.1.b.

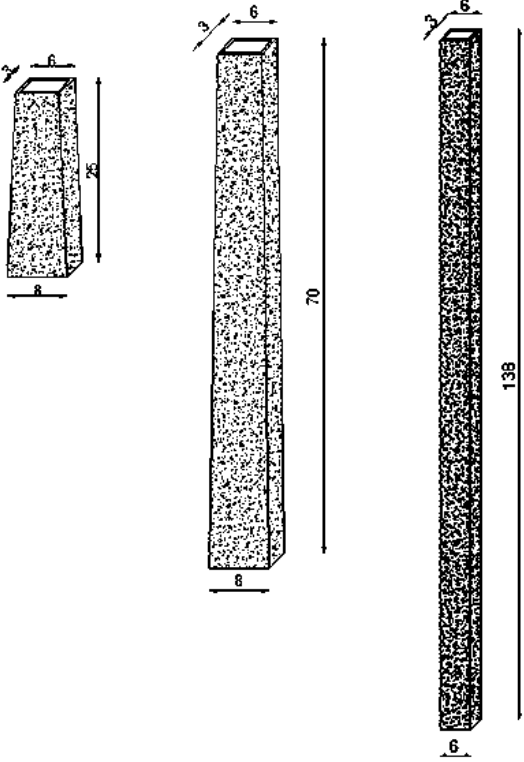


Figura 3.1.b Dimensiones de las pilas que se utilizaron en el modelo. Cotas en metros.

Para la superestructura del Puente Xalapa se utilizaron dos secciones cajón las cuales se muestran en la siguiente figura:

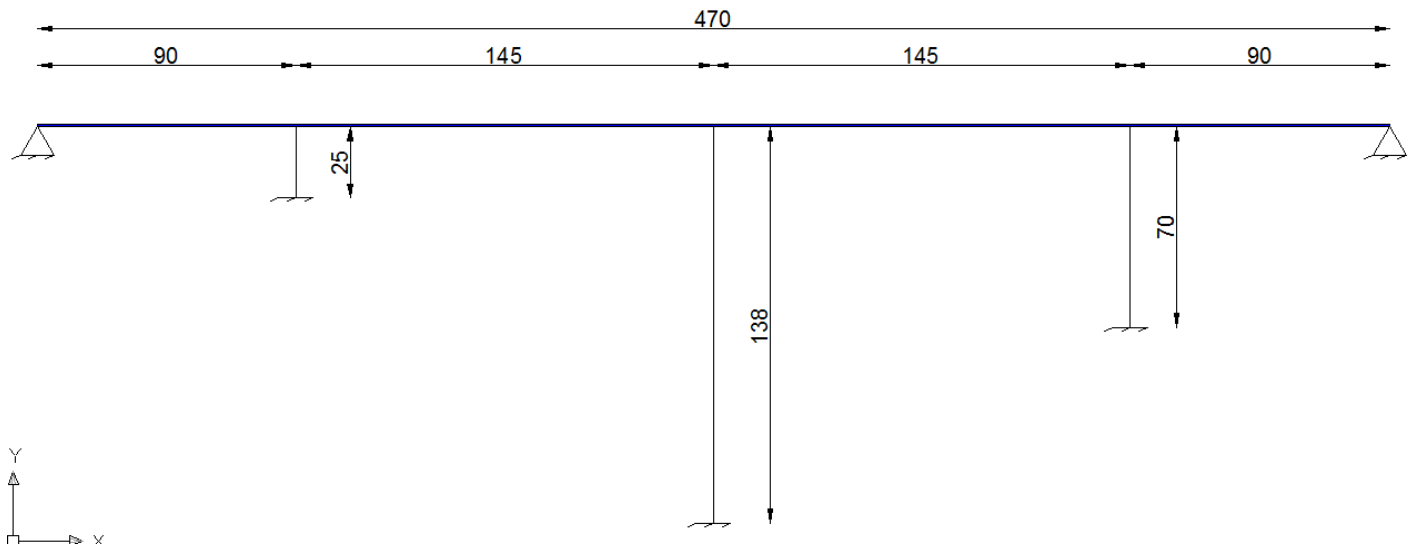


Figura 3.1.d Longitud total y altura de pilas del puente tipo. Cotas en metros.

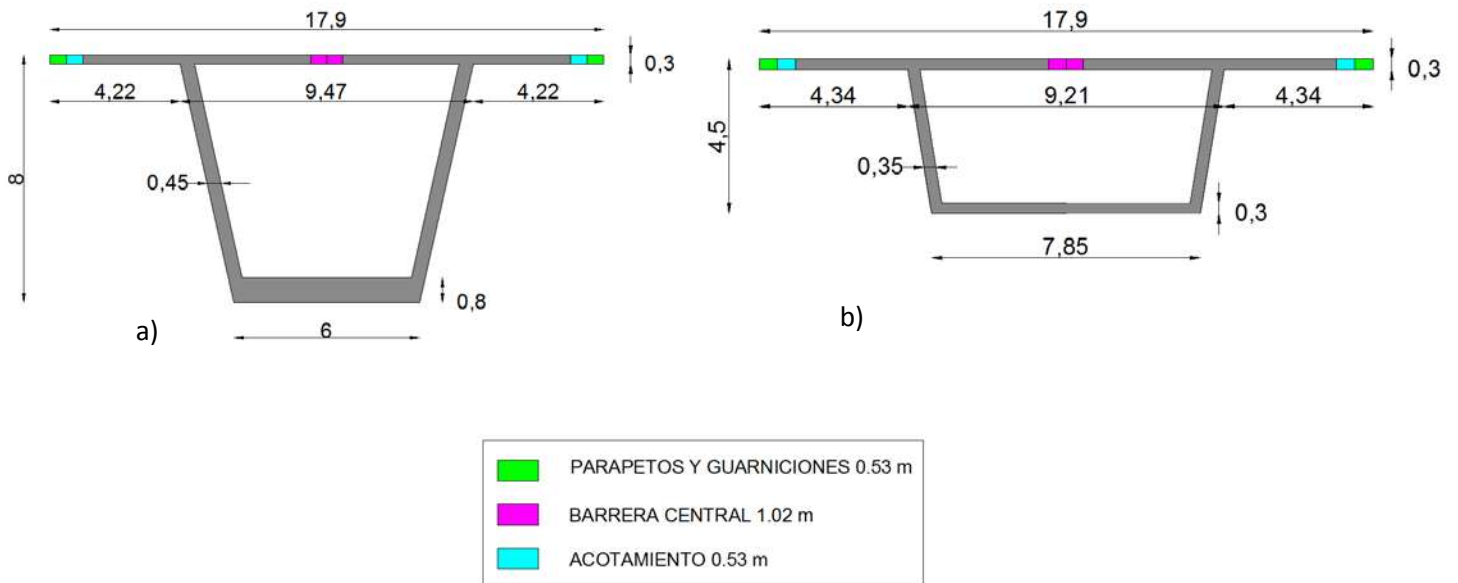


Figura 3.1.e Secciones cajón utilizadas en el modelo del puente tipo. a) Cerca de la pila, b) A la mitad del claro. Cotas en metros.

Se colocaron 5 diafragmas de 0.40 cm de espesor, en los extremos del puente y cerca de las pilas, (figura 3.1.f).

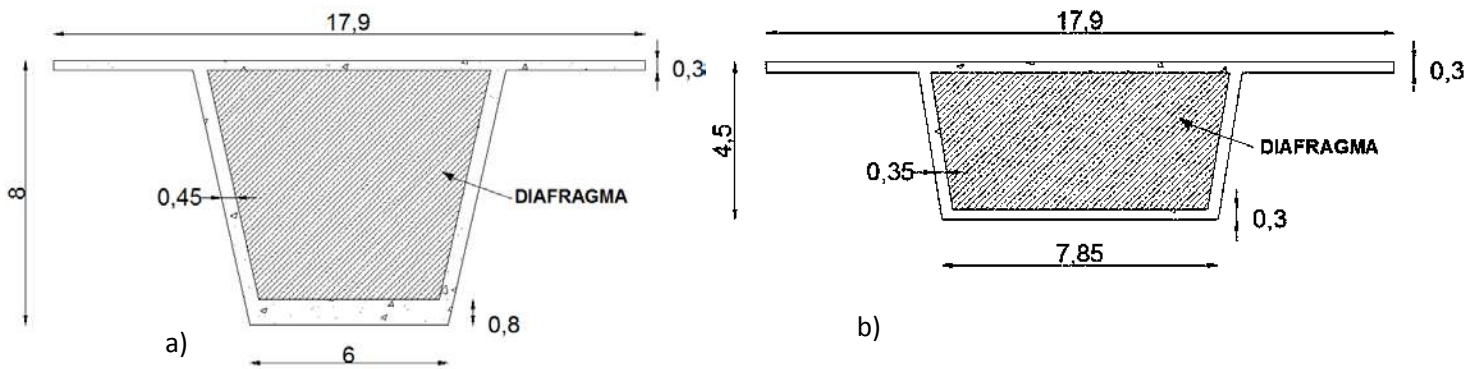


Figura 3.1.f Diafragmas a) Cerca de las pilas, b) En los extremos del puente. Cotas en metros.

El modelo matemático se realizó con ayuda del software SAP2000, como se muestra en la figura 3.1.g. Las columnas se representaron por elementos barras y se dividieron en secciones (a cada metro) para discretizarlas. El cajón se modeló mediante elementos Shell, conformando la superestructura 10925 áreas en total. Las dimensiones de los elementos Shell son de 1.5 x 0.5 m aproximadamente y se utilizaron los espesores ya vistos en las figuras anteriores. El puente se encuentra simplemente apoyado en los estribos y las pilas se consideraron empotradas en su base. La conexión entre las pilas y el tablero es continua, es decir, los elementos mecánicos del tablero se transmiten directamente a las pilas.

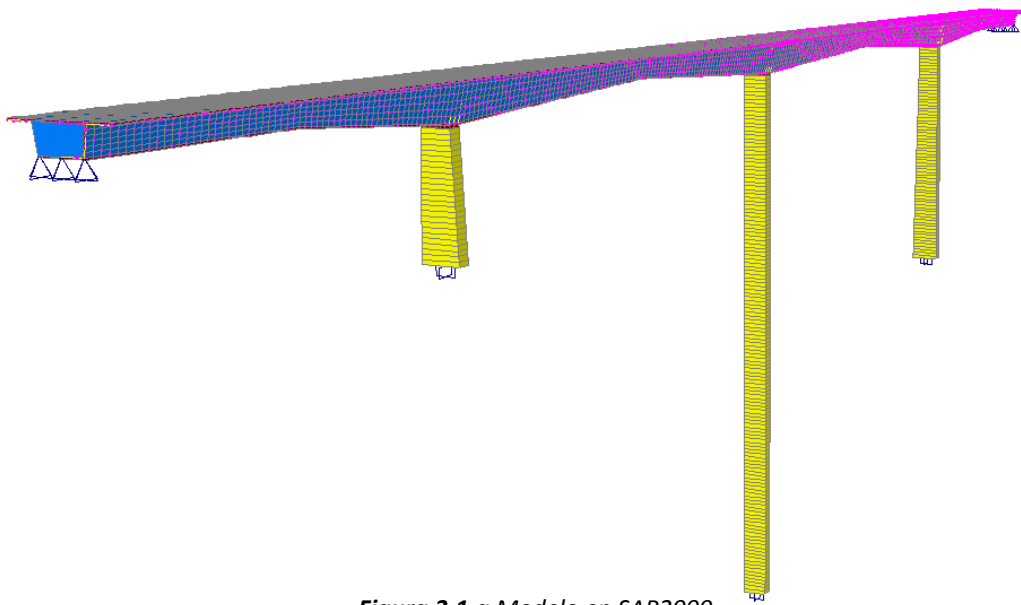


Figura 3.1.g Modelo en SAP2000.

Para el modelo se utilizó concreto en todo el puente con un $f'c= 350 \text{ kg/cm}^2$ en pilas, diafragmas, losa y sección cajón.

Inicialmente se realizó un análisis modal para determinar los periodos, configuración modal y factores de participación de masa de los distintos modos de vibrar de la estructura completa. Los principales modos se muestran en las figuras que siguen. En la tabla III.b, se presentan los valores de los primeros periodos y se observa que el primer periodo es de 3.95 s, muy alejado de la zona donde se concentra la energía del sismo como se observa en los espectros que se presentaron en el capítulo 2. Con respecto a los modos verticales, el primero (cuarto modo del puente) tiene un periodo de 1.39 s, el cual es considerablemente mayor al de los picos espectrales. El primer modo de torsión aparece hasta el quinto modo de la estructura y tiene un valor de 1.18 s.

Tabla III.b Configuración modal del puente completo.

MODO	DIRECCIÓN	PERIODO
1	1er modo transversal	3.95
2	1er modo longitudinal	1.84
3	2do modo transversal	1.54
4	2do modo longitudinal acoplado con 1er modo vertical	1.39
5	3er modo transversal acoplado con torsión del tablero	1.18
6	3er modo longitudinal acoplado con 2do modo vertical	0.98
7	4to modo transversal acoplado con torsión del tablero	0.87
8	5to modo transversal acoplado con torsión del tablero	0.66

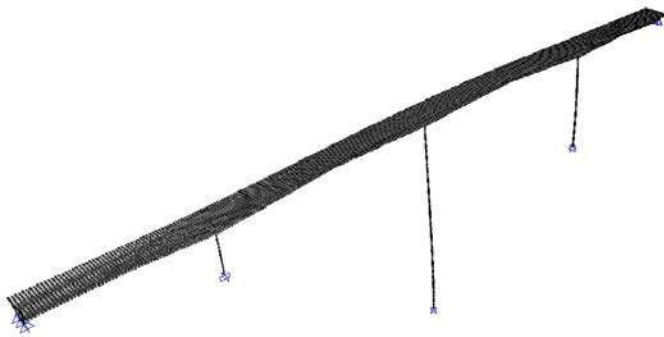
En la siguiente tabla se muestran los factores de participación de masa de los primeros 8 modos, siguiendo con el modo 11 ya que a partir de este se observa un cambio significativo (0.08 a 0.22) en los valores de la participación de masa en dirección X. De igual forma que en el caso anterior se observó el cambio para los modos del 11 al 19 en las direcciones X y Z, en el caso de las rotaciones solamente se presentó para la dirección Y. Para los modos siguientes del 19 al 34 se identificó el cambio en la dirección vertical (0.69 a 0.84). Los valores se hacen más o menos constantes del modo 34 al 50 (último modo).

Tabla III.c Participación de masa del puente completo.

Modo	Periodo	SumUX	SumUY	SumUZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	3.95	0	0.6351	0	0.6674	0	0.6052
2	1.84	0.0759	0.6351	6.78E-07	0.6674	0.0034	0.6052
3	1.54	0.0759	0.6360	6.78E-07	0.6678	0.0034	0.6833
4	1.39	0.0827	0.6360	0.0001	0.6678	0.0142	0.6833
5	1.18	0.0827	0.6360	0.0001	0.6835	0.0142	0.6867
6	0.98	0.0828	0.6360	0.1951	0.6836	0.1329	0.6867
7	0.87	0.0828	0.8180	0.1951	0.8431	0.1329	0.7864
8	0.66	0.0828	0.8216	0.1951	0.8476	0.1329	0.8054
11	0.5721	0.2272	0.8408	0.2054	0.8691	0.1701	0.8123
19	0.3414	0.8575	0.8933	0.6914	0.9162	0.7328	0.8417
34	0.1809	0.8947	0.9130	0.8414	0.9333	0.8266	0.8914
50	0.1672	0.8986	0.9237	0.8474	0.9402	0.8335	0.9006

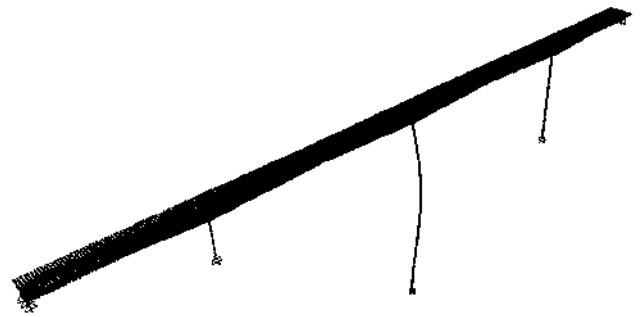
● Modos de vibrar

Modo 1 , T= 3.95 seg.



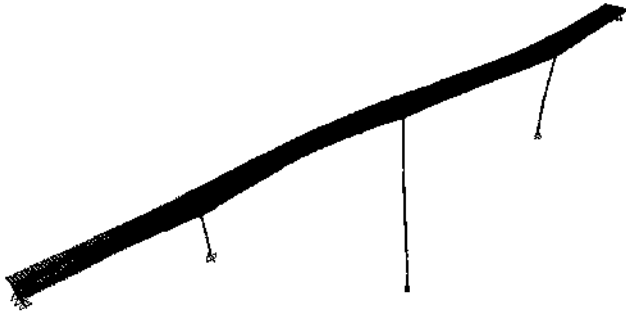
Movimiento transversal de las pilas.

Modo 2 , T= 1.84 seg.



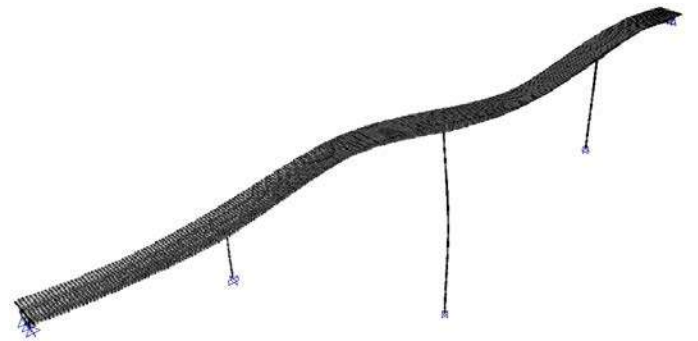
Movimiento longitudinal de la pila central.

Modo 3 , T= 1.54 seg.



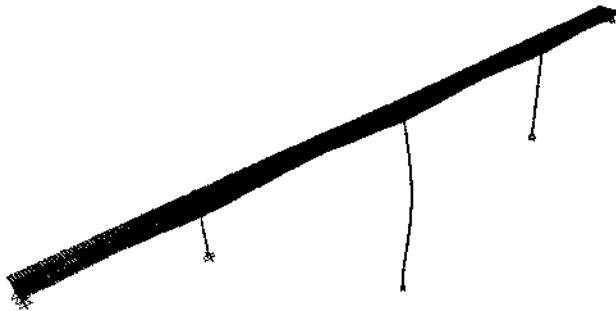
Movimiento transversal de las pilas.

Modo 4 , T= 1.39 seg.



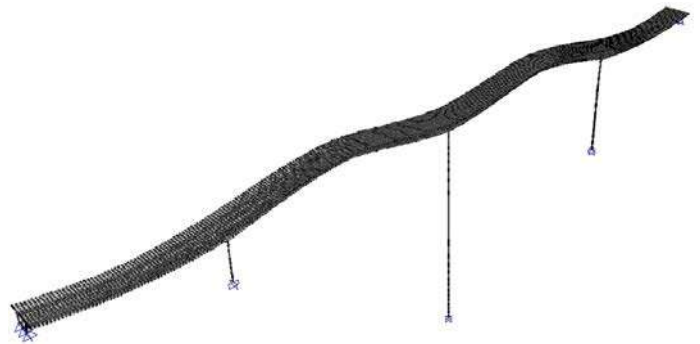
*Movimiento longitudinal de pilas
y vertical del tablero.*

Modo 5 , T= 1.18 seg.



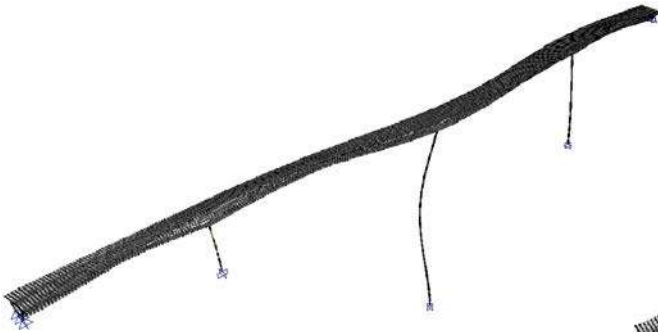
*Movimiento transversal de pilas
y torsión en tablero.*

Modo 6 , T= 0.98 seg.



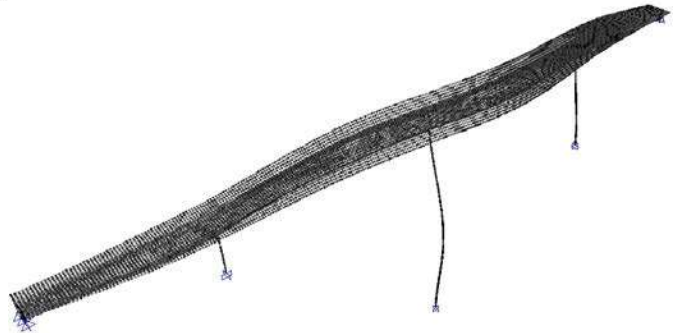
*Movimiento longitudinal de pilas
y vertical del tablero.*

Modo 7 , T= 0.87 seg.



*Movimiento transversal de pilas
y torsión en tablero.*

Modo 8 , T= 0.66 seg.



*Movimiento transversal de pilas
y torsión en tablero.*

Figura 3.1.h Modos de vibrar del modelo completo.

Etapas de Construcción

Para estudiar el efecto del sismo durante la construcción del puente, se decidió considerar 9 etapas distintas, las cuales se analizaron utilizando un análisis elástico lineal con ayuda del programa Sap2000, para obtener índices los cuales nos indican el porcentaje con el que influye la componente vertical en cierta etapa constructiva del puente. Para obtener los índices se utilizaron las siguientes combinaciones:

$$\frac{(SV + ST + SL)}{(ST + SL)}$$

$$\frac{(SV + ST + SL) - (ST + SL)}{CM}$$

$$\frac{(SV + ST + SL + CM)}{(ST + SL + CM)}$$

Donde:

SV= sismo en dirección vertical

ST= sismo en dirección transversal

SL= Sismo en dirección longitudinal

CM= Carga muerta

El primer índice se propone para estimar la influencia de la componente vertical con respecto a las componentes horizontales. La segunda relación nos permite determinar el efecto de la componente vertical con respecto al efecto de la carga muerta del puente en construcción. El tercer índice muestra el efecto de la componente vertical con respecto al efecto combinado de las componentes horizontales más la carga muerta del puente en construcción. En algunas ocasiones, los reducidos valores de los esfuerzos en alguna sección del puente hace que alguno de los índices se eleve exageradamente y en esos casos otro de los índices nos proporciona el efecto de la componente vertical.

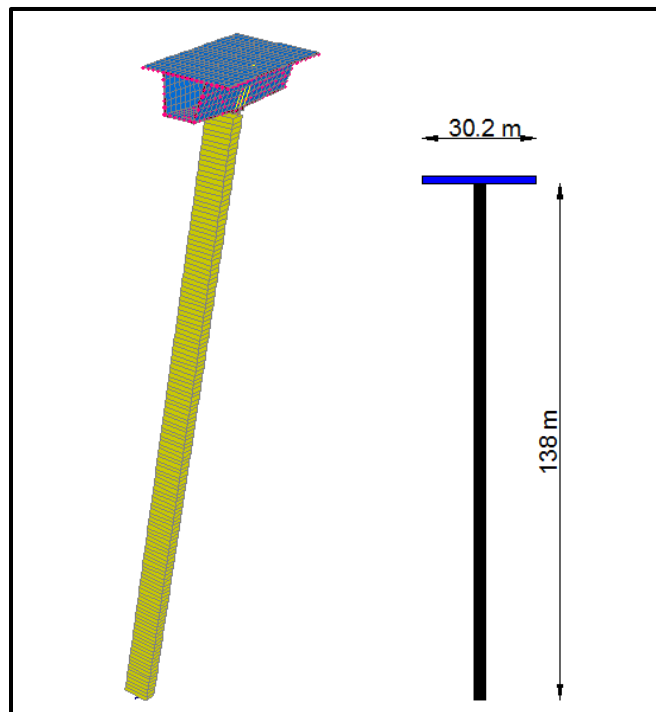
Para su cálculo se ocuparon los valores de los momentos y cortantes de cada uno de los elementos estructurales (losa tapa, losa base y pilas), en el caso de las pilas también se consideró la fuerza axial. Se tomaron los valores máximo positivo y máximo negativo de cada uno de estos esfuerzos.

A continuación se muestran los resultados de los análisis de cada una de las 9 etapas:

a) Etapa 1

La primera etapa que fue considerada consiste en la construcción del tablero del puente en ambos lados de la pila de mayor altura. Después de colocar un par de dovelas de cada lado de la pila se alcanza una longitud total del tablero de 30.2 metros, como se ilustra en la figura siguiente. De acuerdo con el análisis modal de este sistema se obtiene un periodo de 16.9 s para el primer modo de vibrar. La configuración del primer modo consiste en el desplazamiento longitudinal de la pila como se observa en la misma figura. El segundo modo consiste en el desplazamiento transversal de la pila y tiene un periodo de 9.8 s. Debido a la alta flexibilidad de la pila, trabajando prácticamente como un voladizo, es que los periodos resultan muy elevados. Se espera que la contribución de ambos modos a la respuesta de este modelo de puente sea muy pequeña dado el periodo tan alto.

- Modos de vibrar de la pila grande L= 30.21 m.



Modo 1 , T= 16.98 seg.



Movimiento longitudinal de la pila

Modo 2 , T= 9.64 seg.



Movimiento transversal de la pila

Modo 3 , T= 2.09 seg.



Movimiento longitudinal de la pila

Modo 4 , T= 1.71 seg.



Rotación de la sección cajón

Modo 5 , T= 1.15 seg.



Movimiento transversal de la pila

Modo 6 , T= 0.79 seg.



Movimiento longitudinal de la pila

Modo 7 , T= 0.45 seg.



Movimiento longitudinal de la pila

Modo 8 , T= 0.39 seg.

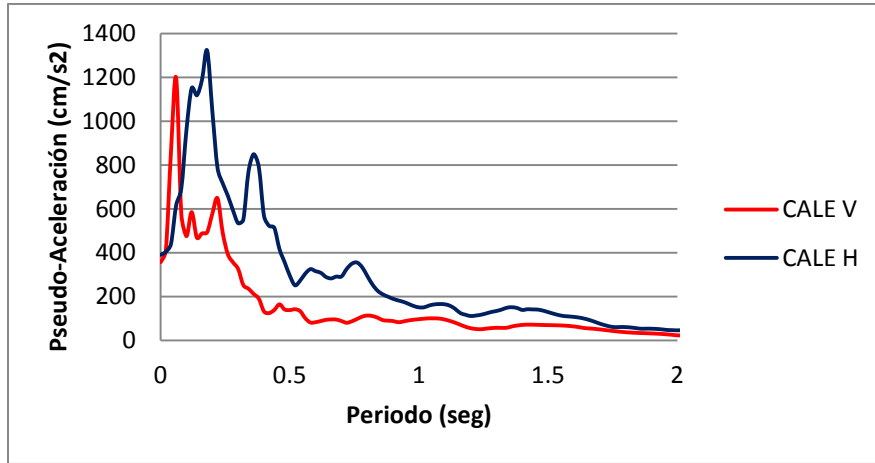


Movimiento transversal de la pila

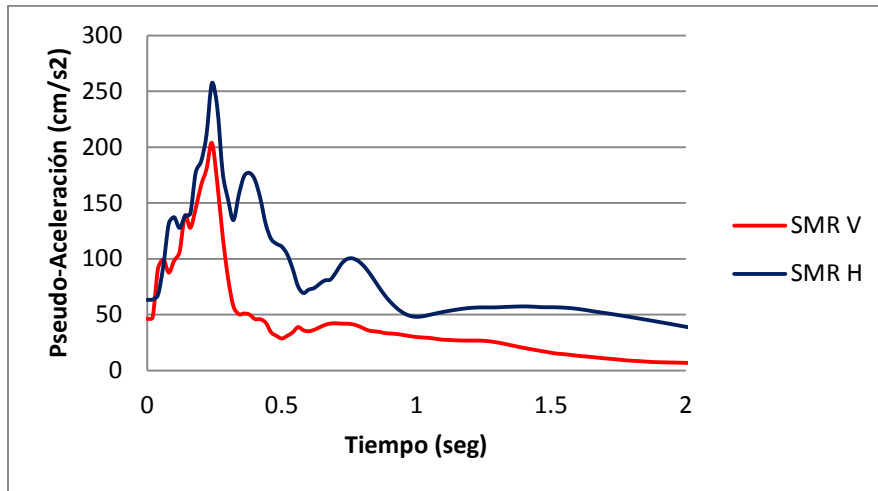
Figura 3.2.a Modos de vibrar de la pila grande. Longitud de volado, 30.21 m.

En la figura 3.2.a se muestra el tercer y cuarto modos de vibrar del modelo. El tercer modo es el segundo modo longitudinal de la pila y tiene un periodo de 2.09 s. El cuarto modo es la rotación del cajón y se produce con un periodo de 1.71 s. Estos valores siguen correspondiendo a valores bajos de la aceleración espectral.

En la misma figura se muestran las configuraciones de los modos cinco a ocho y los valores de los periodos, que van de 1.15 a 0.39 s., mismos que quedan dentro de ordenadas significativas de los espectros de respuesta horizontales e incluso de los espectros verticales. Los espectros se presentan en el capítulo dos, pero se reproducen en la figura 3.2.b para dos registros sísmicos.



a)



b)

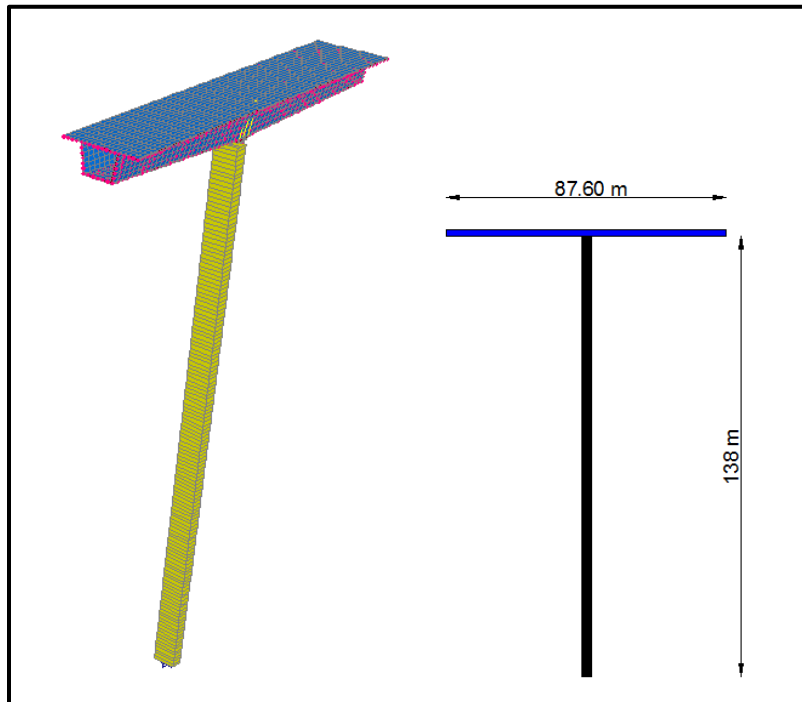
Figura 3.2.b Espectros de respuesta de pseudoaceleración de la máxima componente horizontal y de la componente vertical, para las estaciones de CALE (a) y SMR (b).

b) Etapa 2

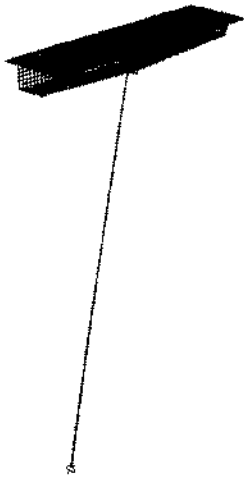
La segunda etapa que fue considerada consiste en la misma pila de 138 metros, pero con dovelas adicionales, de manera que la superestructura queda con una longitud de 87.6 metros en total como se observa en la figura 3.2.c. A partir del análisis modal el periodo del primer modo se incrementa notablemente hasta un valor de 26 segundos. En las configuraciones modales (1 al 6), los periodos son muy altos, con valores mayores a 1.24 s.

Las configuraciones de los modos siete y ocho se ilustran en la misma figura. En este caso, los valores del periodo quedan dentro de las ordenadas importantes de los espectros de respuesta de las tres componentes sísmicas.

- Modos de vibrar de la pila grande $L= 87.60$ m.

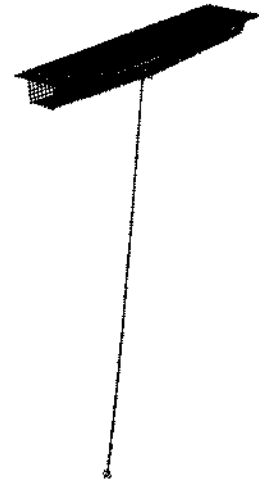


Modo 1 , T= 26.02 seg.



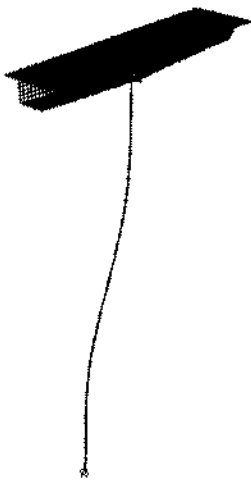
Movimiento longitudinal de la pila

Modo 2 , T= 14.40 seg.



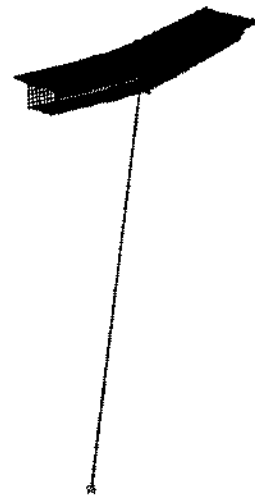
Movimiento transversal de la pila

Modo 7 , T= 0.55 seg.



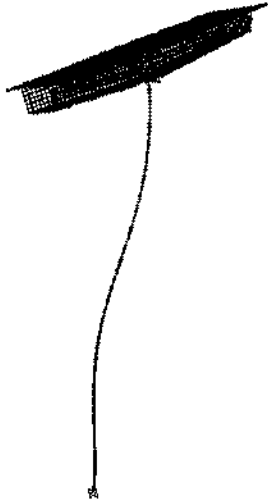
Movimiento longitudinal de la pila

Modo 8 , T= 0.47 seg.



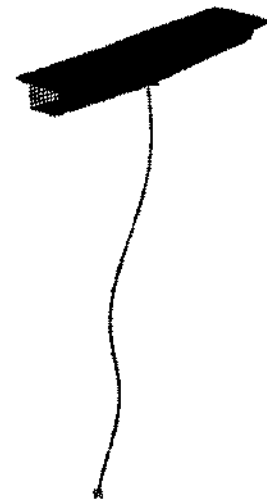
Movimiento vertical de la sección cajón

Modo 9 , T= 0.44 seg.



Movimiento transversal de la pila

Modo 10 , T= 0.28 seg.



Movimiento longitudinal de la pila

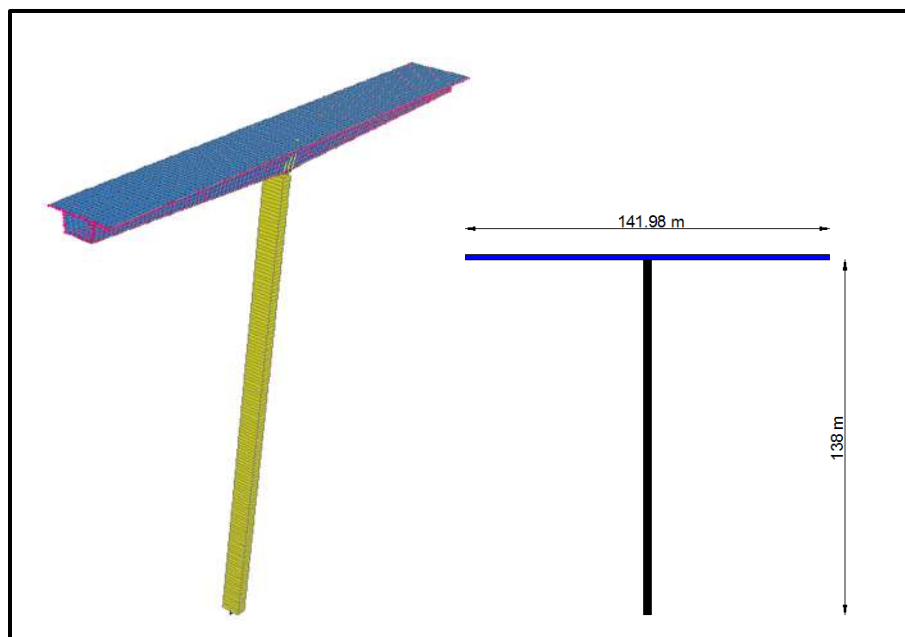
Figura 3.2.c Modos de vibrar de la pila grande. Longitud de volado, 87.60 m.

c) Etapa 3

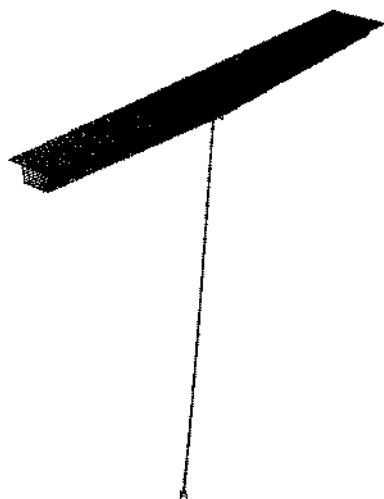
Como último caso para la pila más alta, se consideró una longitud del tablero de 142 metros como se ilustra en la figura 3.2.d. Como es de esperarse, el periodo se incrementa a valores muy altos, para los primeros siete modos. A partir del modo ocho se obtienen valores del periodo ubicados dentro de la zona de mayor concentración de la energía sísmica.

El periodo del modo ocho corresponde al movimiento longitudinal de la pila y tiene un valor de periodo bajo, así que es importante considerar este caso en el análisis no lineal del puente. El modo siete tiene un valor mayor, pero está relacionado con el movimiento vertical del tablero, por lo que también debe revisarse durante la etapa del análisis no lineal.

- Modos de vibrar de la pila grande L= 141.98 m.

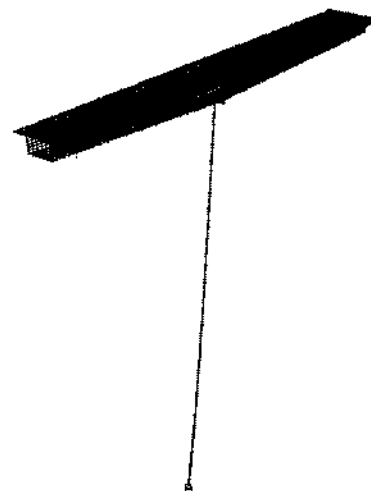


Modo 1 , T= 33.38 seg.



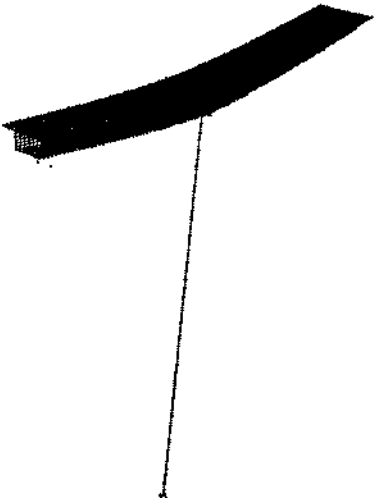
Movimiento longitudinal de la pila

Modo 2 , T= 17.62 seg.



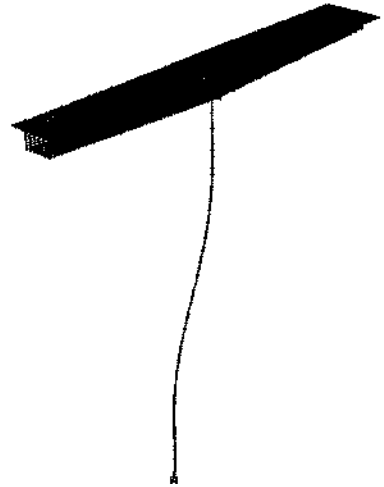
Movimiento transversal de la pila

Modo 7 , T= 0.94 seg.



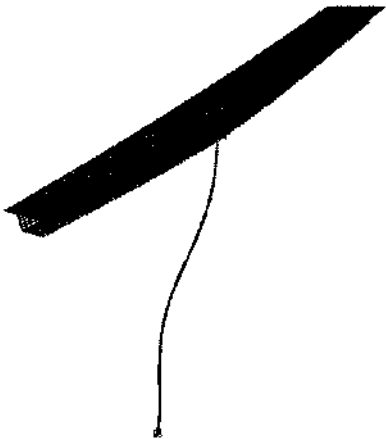
Movimiento vertical de la sección cajón

Modo 8 , T= 0.55 seg.



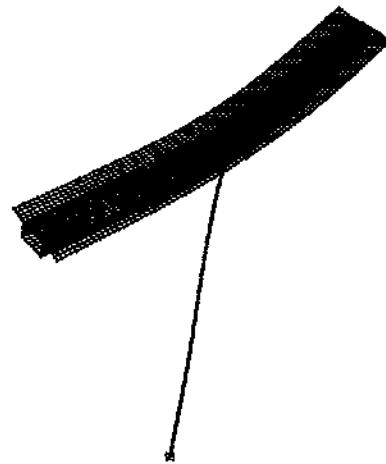
Movimiento longitudinal de la pila

Modo 9 , T= 0.48 seg.



Movimiento transversal de la pila

Modo 10 , T= 0.42 seg.



Movimiento vertical de la sección cajón

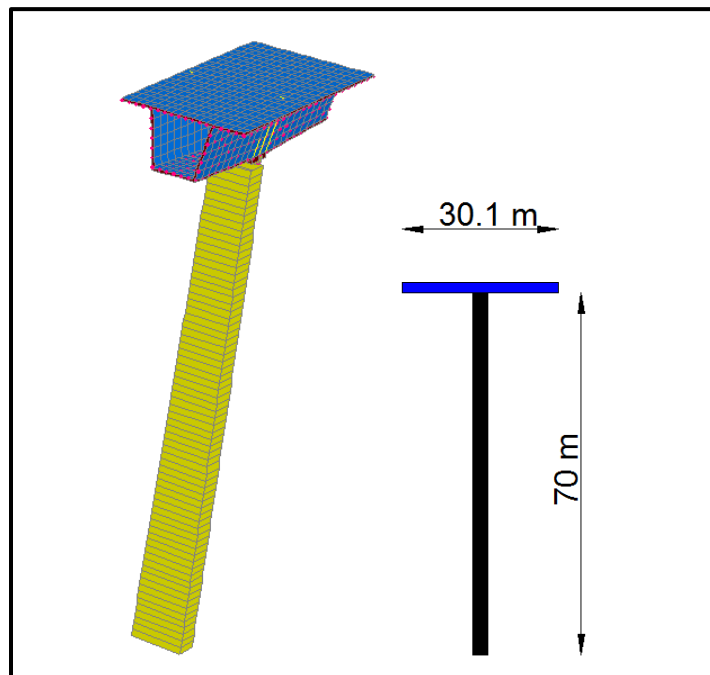
Figura 3.2.d Modos de vibrar de la pila grande. Longitud de volado, 142 m.

d) Etapa 4

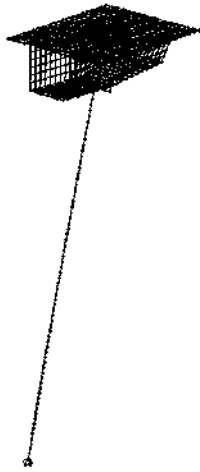
La etapa cuatro consiste en el análisis de la pila intermedia, cuya altura es de 70 metros, con una superestructura de 30.1 metros de longitud, como se observa en la figura siguiente. Los resultados del análisis modal de esta etapa de construcción del puente, indican que el primer modo de vibrar, al igual que en el caso de la pila más alta, consiste en el desplazamiento longitudinal de la pila con un periodo de 5.52 s, menor que el de la etapa 1. El segundo modo consiste en el desplazamiento transversal de la pila y tiene un periodo de 2.59 s. A pesar de que la pila intermedia no es tan alta como la pila de las primeras tres etapas, los periodos siguen siendo muy altos y podemos considerar que la respuesta de los primeros cuatro modos será reducida debido a su relación con los periodos dominantes del espectro de respuesta.

A partir del quinto modo, los periodos son bajos y coinciden con los periodos dominantes de los acelerogramas. El periodo cinco es de 0.33 s y está relacionado con el segundo modo longitudinal de la pila. El sexto modo está definido por el segundo modo transversal de la pila, el tercero con el movimiento vertical del tablero y el octavo, con un periodo de 0.18 s con la torsión de la superestructura.

- Modos de vibrar de la pila mediana $L= 30.10$ m.

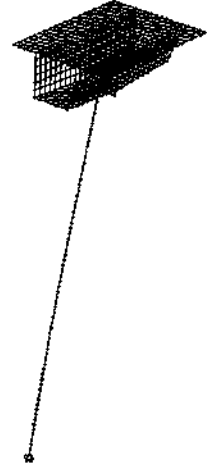


Modo 1 , T= 5.52 seg.



Movimiento longitudinal de la pila

Modo 2 , T= 2.59 seg.



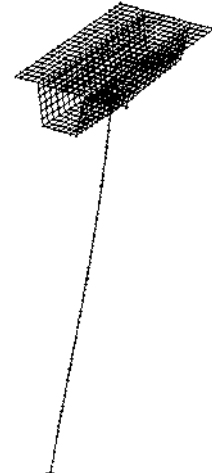
Movimiento transversal de la pila

Modo 3 , T= 1.11 seg.



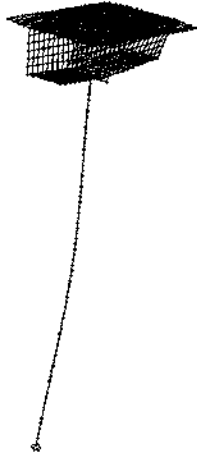
Rotación de la sección cajón

Modo 4 , T= 0.77 seg.



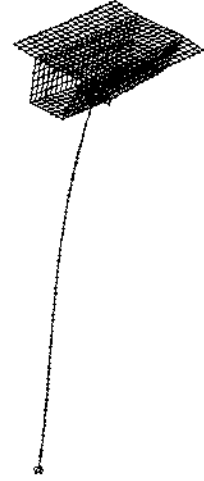
Movimiento longitudinal de la pila

Modo 5 , T= 0.33 seg.



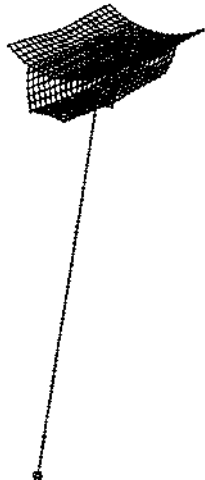
Movimiento longitudinal de la pila

Modo 6 , T= 0.31 seg.



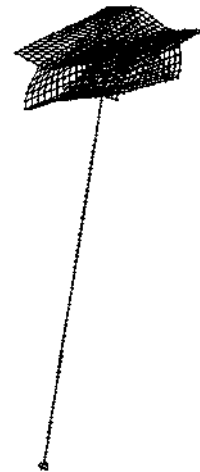
Movimiento transversal de la pila

Modo 7 , T= 0.185 seg.



Movimiento vertical del tablero

Modo 8 , T= 0.184 seg.



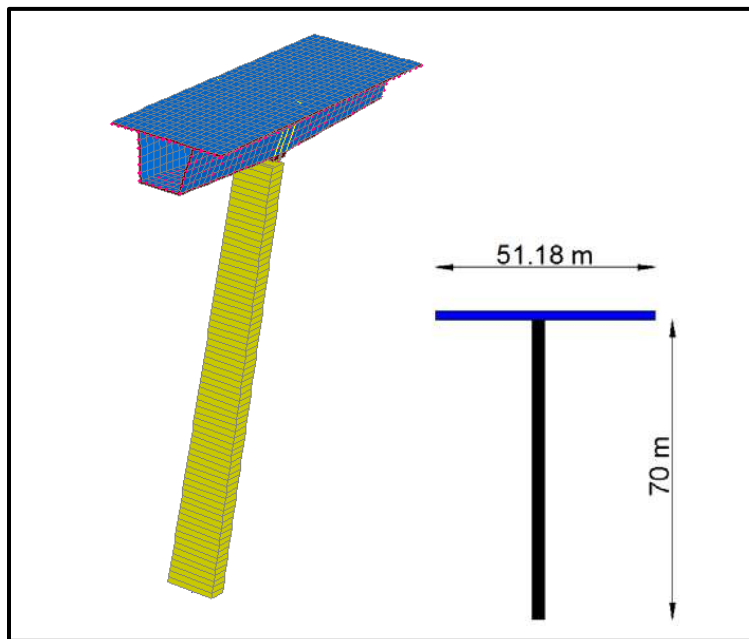
Movimiento torsional de la sección cajón

Figura 3.2.e Modos de vibrar de la pila mediana. Longitud de volado, 30.1 m.

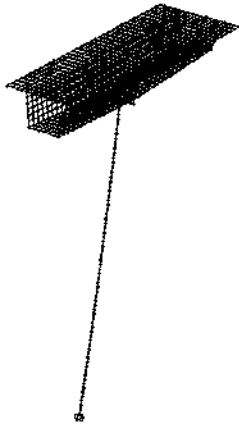
e) Etapa 5

En la etapa cinco, la superestructura tiene una longitud de 51.2 metros (ver figura 3.2.f) y un primer periodo de 7.02 s. Las configuraciones modales son iguales a las del caso anterior, pero con periodos más altos. Sin embargo, las conclusiones de la etapa anterior se siguen aplicando a esta etapa constructiva.

- Modos de vibrar de la pila mediana $L = 51.18 \text{ m}$.

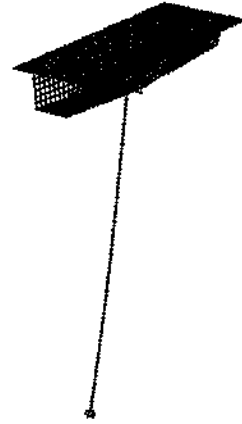


Modo 1 , T= 7.02 seg.



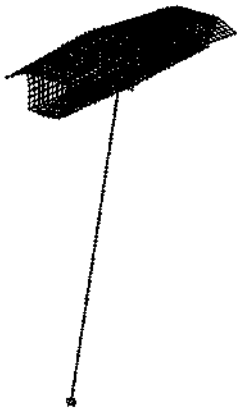
Movimiento longitudinal de la pila

Modo 2 , T= 3.21 seg.



Movimiento transversal de la pila

Modo 7 , T= 0.22 seg.



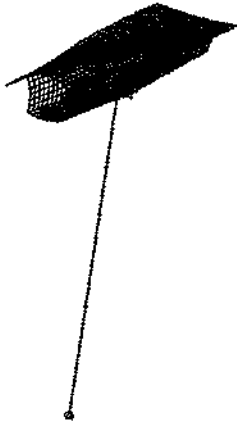
Movimiento vertical del tablero

Modo 8 , T= 0.19 seg.



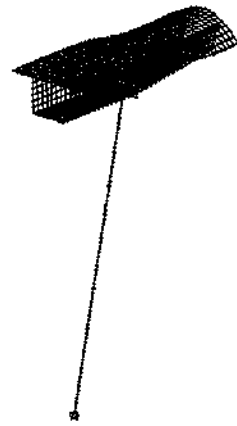
Movimiento torsional de la sección cajón

Modo 9 , T= 0.179 seg.



Movimiento vertical del tablero

Modo 10 , T= 0.174 seg.



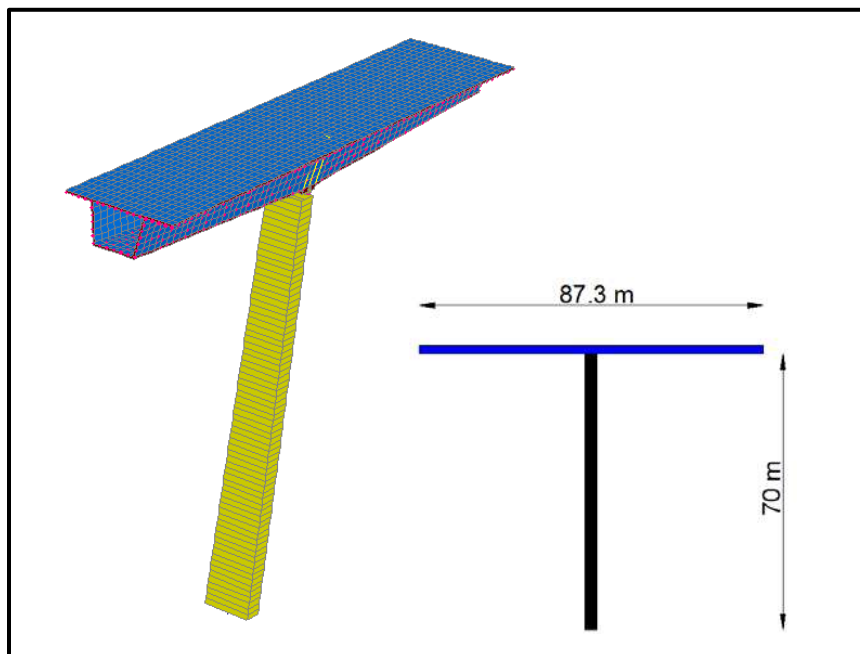
Movimiento vertical del tablero

Figura 3.2.f Modos de vibrar de la pila mediana. Longitud de volado, 51.18 m.

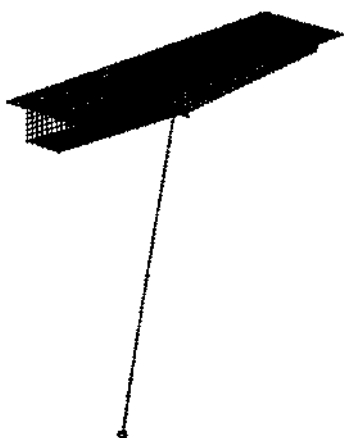
f) Etapa 6

Finalmente, la última etapa de la pila intermedia es con un tablero de 87.3 metros de longitud total. A diferencia de los modelos anteriores, el segundo modo está relacionado con el giro del tablero alrededor del eje vertical, con un periodo de 4.71 s, lo cual lo mantiene lejos de las altas intensidades espectrales. Nuevamente, es a partir del quinto periodo donde se esperan respuestas importantes por la magnitud de los periodos, que para el modo cinco es de 0.41 s. Los modos cinco a ocho corresponden a configuraciones longitudinal y transversal de la pila, así como al movimiento vertical y la torsión del tablero.

- Modos de vibrar de la pila mediana L= 87.30 m.

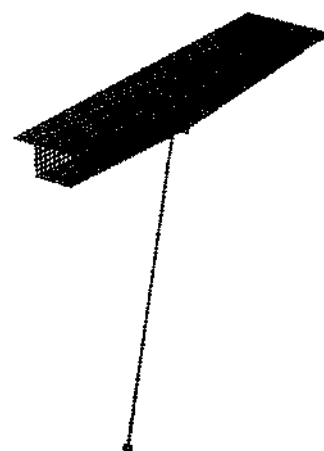


Modo 1 , T= 9.50 seg.



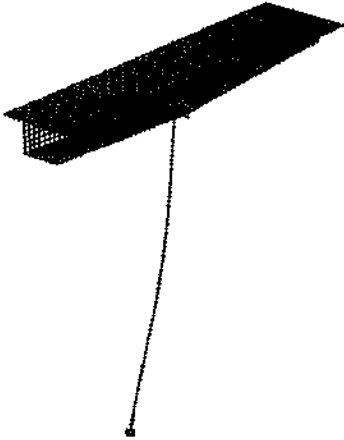
Movimiento longitudinal de la pila

Modo 2 , T= 4.71 seg.



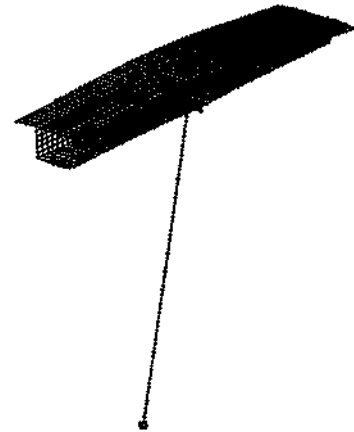
Rotación de la sección cajón

Modo 5 , T= 0.41 seg.



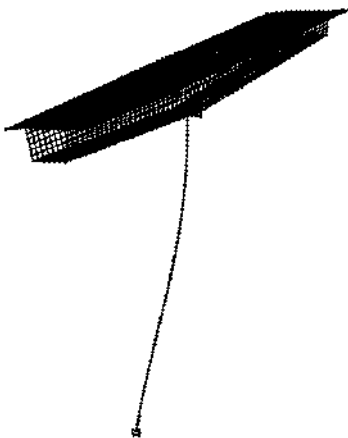
Movimiento transversal de la pila

Modo 6 , T= 0.39 seg.



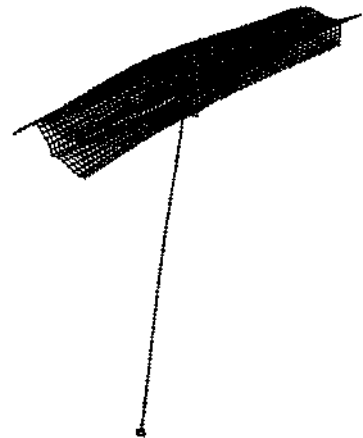
Movimiento vertical de la sección cajón

Modo 7 , T= 0.38 seg.



Movimiento transversal de la pila

Modo 8 , T= 0.20 seg.



Movimiento torsional de la sección cajón

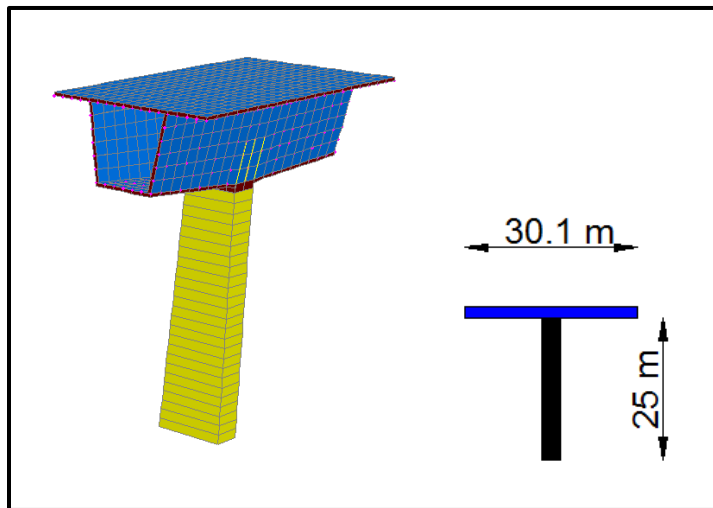
Figura 3.2.g Modos de vibrar de la pila mediana. Longitud de volado, 87.3 m.

g) Etapa 7

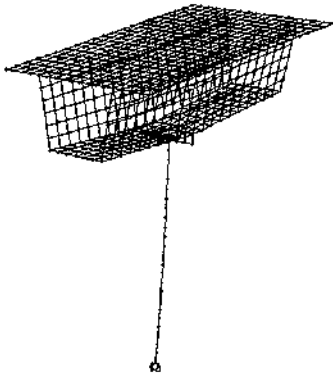
Las últimas tres etapas son modelos de la pila de menor altura y con distintas longitudes de tablero. La etapa siete es para una longitud de 30.1 m y altura de pila de 25 m. En este caso el periodo del primer modo es de 1.51 s y la configuración modal corresponde al desplazamiento longitudinal de la pila. El segundo modo es la rotación del tablero con respecto al eje vertical, acoplado con el movimiento transversal de la pila. Este modo tiene un periodo de 0.69 s, por lo que puede llevar a aceleraciones de importancia.

Los modos tres a ocho tienen periodos comprendidos entre 0.68 y 0.16 s y están relacionados con los movimientos longitudinal y transversal de la pila, así como a los primeros modos en dirección vertical y de torsión del tablero.

- Modos de vibrar de la pila chica $L=30.10$ m.

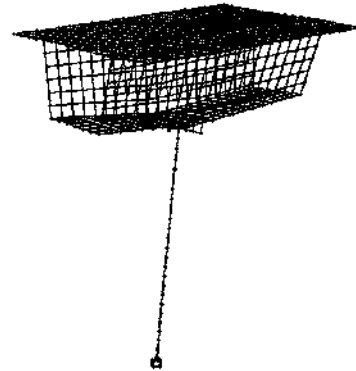


Modo 1 , T= 1.51 seg.



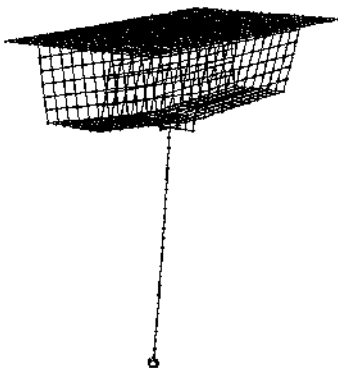
Movimiento longitudinal de la pila

Modo 2 , T= 0.69 seg.



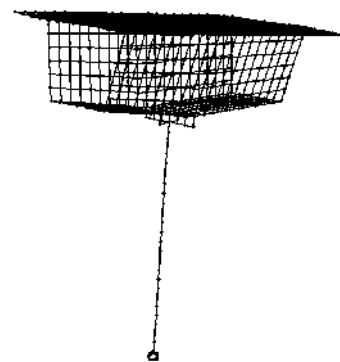
Rotación de la sección cajón y pila

Modo 3 , T= 0.68 seg.



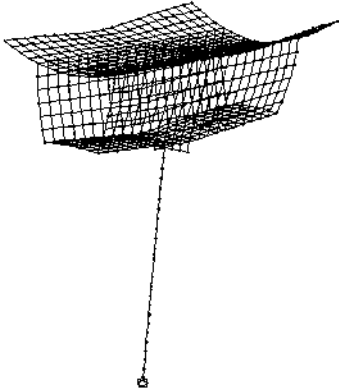
Movimiento transversal de la pila

Modo 4 , T= 0.37 seg.



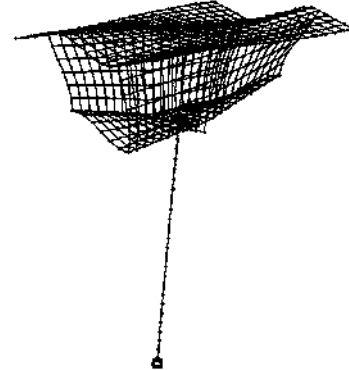
Movimiento longitudinal de la pila

Modo 5 , T= 0.179 seg.



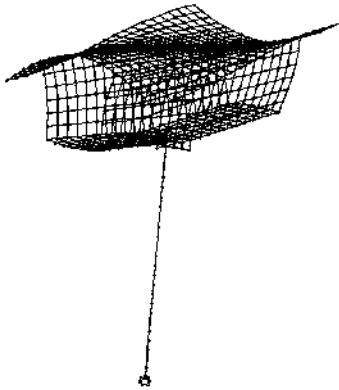
Movimiento vertical de la losa tapa

Modo 6 , T= 0.177 seg.



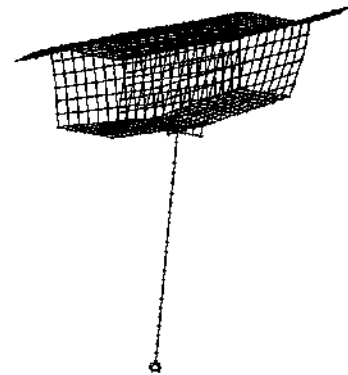
Movimiento torsional de la sección cajón

Modo 7 , T= 0.170 seg.



Movimiento torsional de la losa tapa

Modo 8 , T= 0.165 seg.



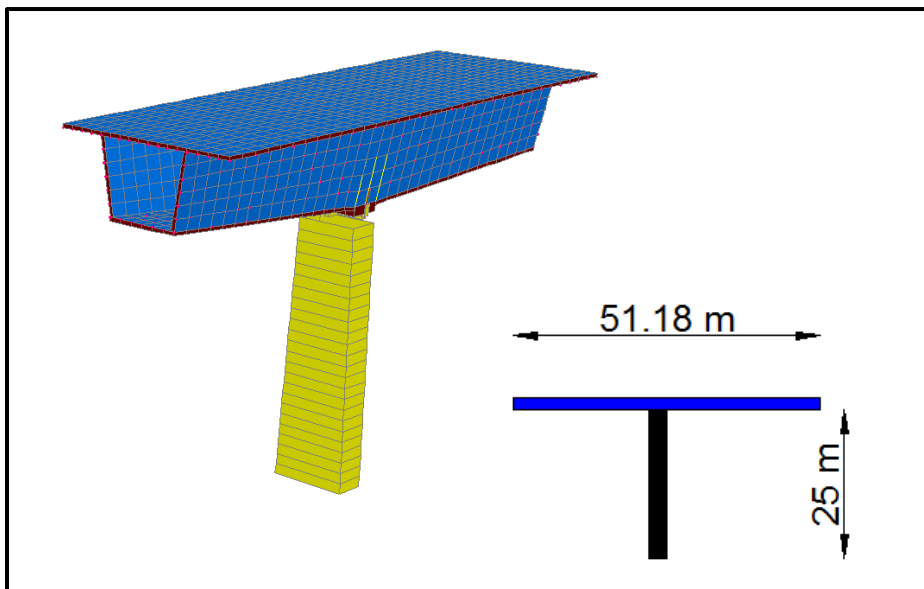
Movimiento vertical de la losa tapa

Figura 3.2.h Modos de vibrar de la pila chica. Longitud de volado, 30.1 m.

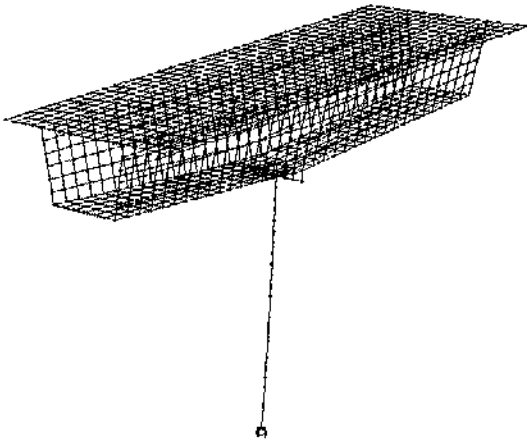
h) Etapa 8

En esta etapa, la superestructura tiene una longitud de 51.2 m y la pila de 25 m. Los cuatro primeros modos tienen periodos entre 2.2 y 0.65 s. A partir del cuarto modo, las configuraciones modales corresponden a los primeros modos de torsión del tablero y a la respuesta vertical de la superestructura, con periodos prácticamente iguales en torno a 0.18 s como se observa en la figura 3.2.i.

- Modos de vibrar de la pila chica $L = 51.18$ m.

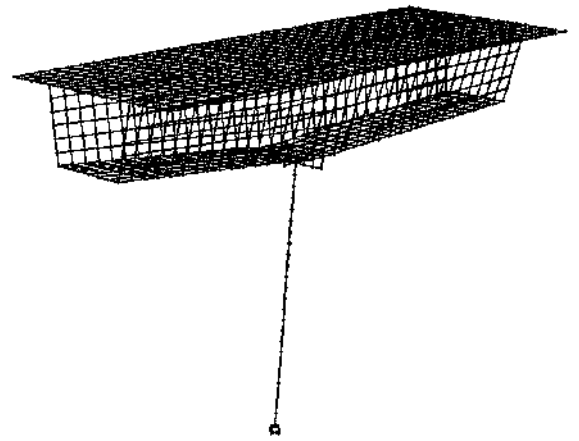


Modo 1 , T= 2.22 seg.



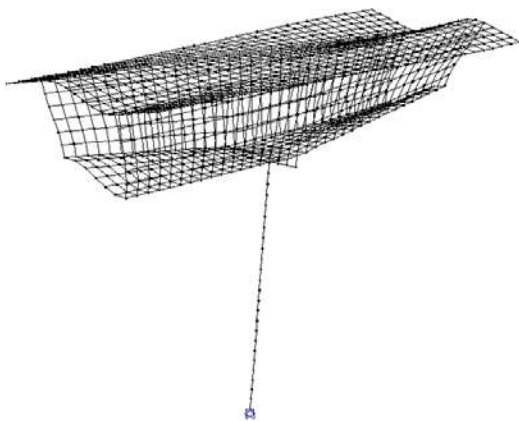
Movimiento longitudinal de la pila

Modo 2 , T= 1.35 seg.



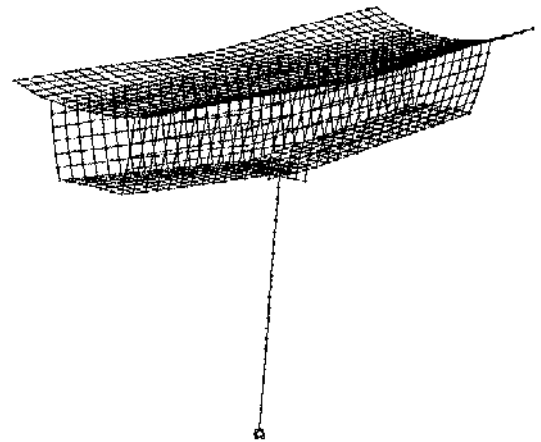
Rotación de la sección cajón y pila

Modo 5 , T= 0.19 seg.



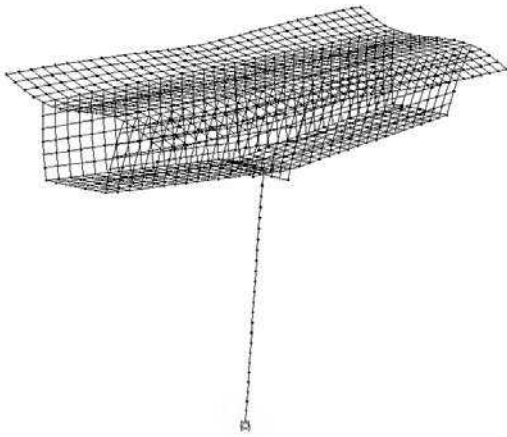
Movimiento torsional de la sección cajón

Modo 6 , T= 0.189 seg.



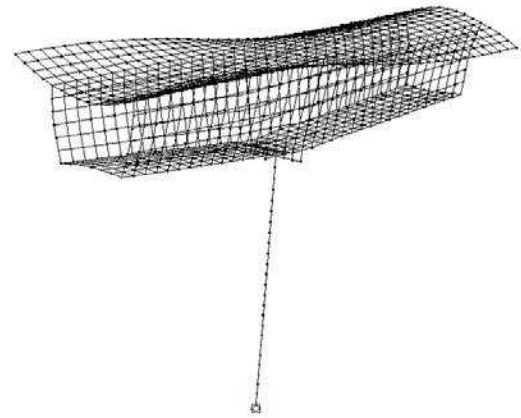
Movimiento vertical de la losa tapa

Modo 7 , T= 0.182 seg.



Movimiento torsional de la sección cajón

Modo 8 , T= 0.177 seg.



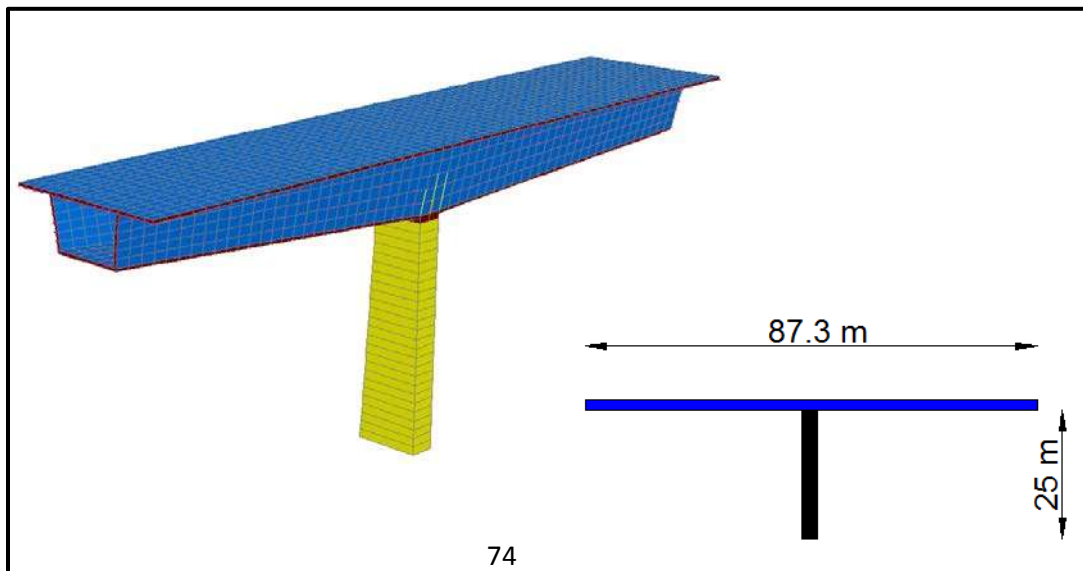
Movimiento torsional de la sección cajón

Figura 3.2.i Modos de vibrar de la pila chica. Longitud de volado, 51.2 m.

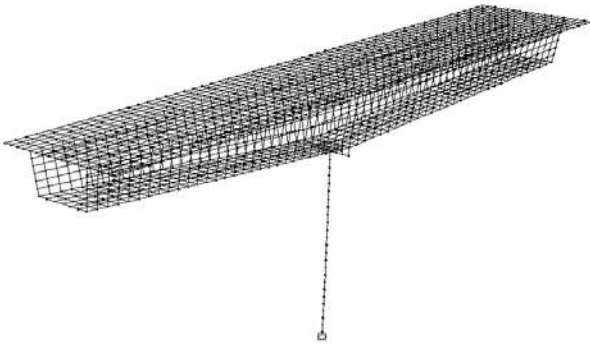
i) Etapa 9

Esta es la última etapa de construcción que se considera en el estudio y es para la pila más baja con una longitud de tablero de 87.3 m. Las configuraciones modales y valores de periodos son semejantes a los comentarios hechos para las otras etapas, tal y como se observa en las figuras que se muestran a continuación.

- Modos de vibrar de la pila chica L= 87.30 m.

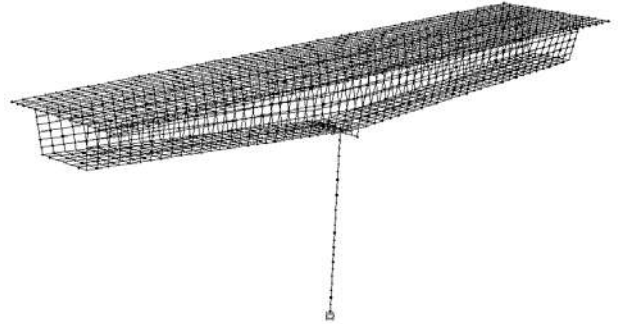


Modo 1 , T= 3.84 seg.



Movimiento longitudinal de la pila

Modo 2 , T= 2.86 seg.



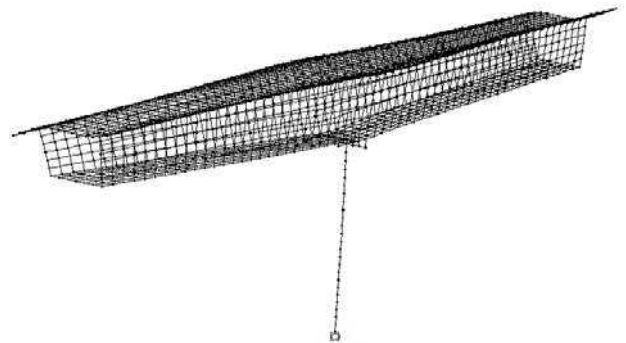
Rotación de la sección cajón y pila

Modo 5 , T= 0.36 seg.



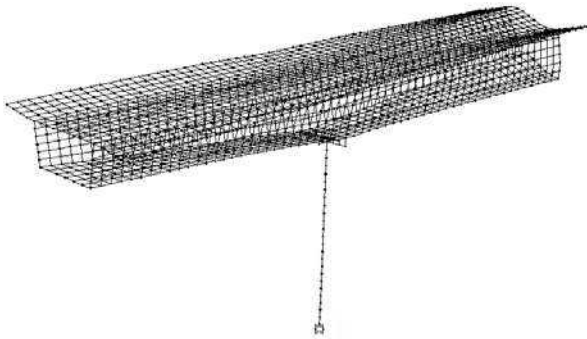
Movimiento vertical de la sección cajón

Modo 6 , T= 0.22 seg.



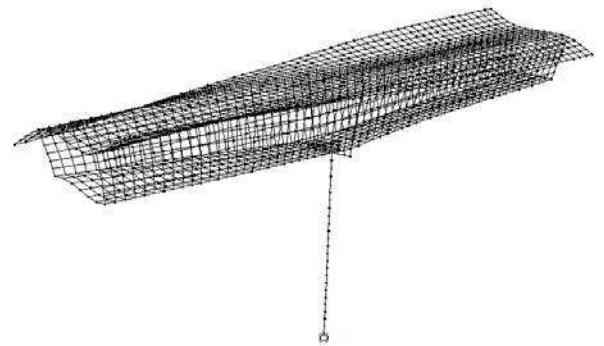
Movimiento torsional de la sección cajón

Modo 7 , T= 0.19 seg.



Movimiento torsional de la sección cajón

Modo 8 , T= 0.18 seg.



Movimiento torsional de la sección cajón

Figura 3.2.j Modos de vibrar de la pila chica. Longitud de volado, 87.3 m.

Resultado de los Análisis

Los modelos de las nueve etapas constructivas, más el modelo del puente terminado, fueron analizados con un método modal espectral, con el propósito de identificar las partes del puente que se ven mayormente afectadas por las tres componentes sísmicas durante la etapa constructiva. La demanda sísmica se obtuvo con el registro de la estación XALT del sismo del 25 de abril de 1989, pues el evento que tiene una relación $V/A = 1.29$, que es la más alta de todos los registros seleccionados. La relación de aceleraciones espectrales vertical y horizontal PSV/PSA es de 1.9 que también resulta ser la mayor de todos los casos considerados. Bajo estas condiciones, los valores de los índices que se describieron anteriormente, y que se obtuvieron para cada uno de los elementos estructurales del puente, en cada una de las 9 etapas de construcción, se muestran a continuación en las siguientes tablas.

Pila grande, etapa 1

Tabla III.d Índices de los momentos y cortantes correspondientes a las losas con L= 30.21 m.

Elemento Estructural	Índice	Momentos (ton-m)			Cortantes (ton)	
		M11	M22	M12	V13	V23
Losas Tapa	$\frac{(SV + ST + SL)}{(ST + SL)}$	3.4307	4.2640	3.9886	3.1935	4.2000
		2.9462	3.3979	3.9919	3.5185	3.9211
	$\frac{(SV + ST + SL) - (ST + SL)}{CM}$	0.0161	0.0175	0.0368	0.0181	0.0172
		0.0909	0.0599	0.0368	0.0181	0.0171
	$\frac{(SV + ST + SL + CM)}{(ST + SL + CM)}$	1.0160	1.0174	1.0250	1.0169	1.0170
		1.0256	1.0290	1.0250	1.0169	1.0170
Losas Base	$\frac{(SV + ST + SL)}{(ST + SL)}$	1.3667	1.3690	1.2251	1.7663	1.3969
		1.3745	1.3166	1.2235	1.4986	1.3996
	$\frac{(SV + ST + SL) - (ST + SL)}{CM}$	0.0121	0.0160	0.0124	0.0124	0.0126
		0.0116	0.0108	0.0123	0.0124	0.0126
	$\frac{(SV + ST + SL + CM)}{(ST + SL + CM)}$	1.0117	1.0112	1.0112	1.0117	1.0108
		1.0116	1.0105	1.0112	1.0116	1.0108

Pila grande, etapa 2

Tabla III.e Índices de los momentos y cortantes correspondientes a las losas con L= 87.6 m.

Elemento Estructural	Índice	Momentos (ton-m)			Cortantes (ton)	
		M11	M22	M12	V13	V23
Losas Tapa	$\frac{(SV + ST + SL)}{(ST + SL)}$	3.0966	5.7474	3.8768	3.9231	5.5185
		3.3677	6.1030	4.0334	2.8095	4.8125
	$\frac{(SV + ST + SL) - (ST + SL)}{CM}$	0.0114	0.0155	0.0211	0.0129	0.0155
		0.0653	0.0807	0.0223	0.0129	0.0155
	$\frac{(SV + ST + SL + CM)}{(ST + SL + CM)}$	1.0114	1.0154	1.0160	1.0113	1.0147
		1.0168	1.0255	1.0160	1.0113	1.0148
Losas Base	$\frac{(SV + ST + SL)}{(ST + SL)}$	1.3076	1.3905	1.2251	1.5576	1.3886
		1.3932	1.3287	1.2274	2.1303	1.3925
	$\frac{(SV + ST + SL) - (ST + SL)}{CM}$	0.0058	0.0140	0.0073	0.0075	0.0072
		0.0063	0.0061	0.0073	0.0075	0.0072
	$\frac{(SV + ST + SL + CM)}{(ST + SL + CM)}$	1.0057	1.0058	1.0057	1.0058	1.0059
		1.0058	1.0060	1.0057	1.0058	1.0059

Pila grande, etapa 3

Tabla III.f Índices de los momentos y cortantes correspondientes a las losas con L= 141.98 m.

Elemento Estructural	Índice	Momentos (ton-m)			Cortantes (ton)	
		M11	M22	M12	V13	V23
Losas Tapa	$\frac{(SV + ST + SL)}{(ST + SL)}$	2.2333	2.9712	2.1176	2.0278	2.6774
	$\frac{(SV + ST + SL) - (ST + SL)}{CM}$	1.9705	2.5976	2.0407	2.6087	3.2083
	$\frac{(SV + ST + SL) - (ST + SL)}{CM}$	0.0053	0.0068	0.0082	0.0053	0.0074
	$\frac{(SV + ST + SL + CM)}{(ST + SL + CM)}$	0.0123	0.0236	0.0076	0.0053	0.0075
	$\frac{(SV + ST + SL + CM)}{(ST + SL + CM)}$	1.0029	1.0068	1.0078	1.0023	1.0073
	$\frac{(SV + ST + SL + CM)}{(ST + SL + CM)}$	1.0030	1.0043	1.0078	1.0023	1.0075
Losas Base	$\frac{(SV + ST + SL)}{(ST + SL)}$	1.2127	1.2324	1.1278	1.5534	1.2258
	$\frac{(SV + ST + SL) - (ST + SL)}{CM}$	1.2125	1.2267	1.1305	1.3090	1.2384
	$\frac{(SV + ST + SL) - (ST + SL)}{CM}$	0.0021	0.0048	0.0019	0.0021	0.0023
	$\frac{(SV + ST + SL + CM)}{(ST + SL + CM)}$	0.0016	0.0022	0.0019	0.0021	0.0023
	$\frac{(SV + ST + SL + CM)}{(ST + SL + CM)}$	1.0021	1.0024	1.0014	1.0020	1.0023
	$\frac{(SV + ST + SL + CM)}{(ST + SL + CM)}$	1.0019	1.0022	1.0014	1.0020	1.0023

Los valores más importantes que se observan en la tabla III.f se resumen en la siguiente tabla, en la que se destacan los índices de 3.21 y 2.97 para el cortante en el tablero y el momento en la losa superior del cajón. Sin embargo, el incremento que reporta este índice es el que resulta al comparar el efecto de las tres componentes sísmicas, con respecto a las componentes horizontales, es decir, el incremento debido a la inclusión de la componente vertical en la acción sísmica. Los otros índices dan valores muy bajos o cercanos a 1.0, lo que indica que, con respecto a los efectos de la carga muerta, el incremento por la acción sísmica puede considerarse nulo.

- Losa de 141.98 m (etapa 3)

Elemento estructural	Elemento mecánico	Índices		
		3C/2C	(3C-2C) / CM	(3C+CM)/(2C+CM)
Losa tapa	Momento	2.97	0.02	1.01
	Cortante	3.21	0.01	1.01
Losa base	Momento	1.23	---	1.00
	Cortante	1.55	---	1.00

Enseguida se presentan los valores más relevantes de las tablas III.d y III.e. Como se observa, los comentarios de la tabla anterior, que se refieren a la tercera etapa de construcción, también se aplican a las etapas 1 y 2. La influencia de la componente vertical es mayor que la de las componentes horizontales, índice 3C/2C, pero con respecto a la magnitud de los elementos mecánicos producidos por la carga muerta, el efecto sísmico es poco importante.

- Losa de 87.60 m (etapa 2)

Elemento estructural	Elemento mecánico	Índices		
		$3C/2C$	$(3C-2C) / CM$	$(3C+CM)/(2C+CM)$
Losa tapa	Momento	6.10	0.08	1.03
	Cortante	5.52	0.02	1.02
Losa base	Momento	1.39	0.01	1.01
	Cortante	2.13	0.01	1.01

- Losa de 30.21 m (etapa 1)

Elemento estructural	Elemento mecánico	Índices		
		$3C/2C$	$(3C-2C) / CM$	$(3C+CM)/(2C+CM)$
Losa tapa	Momento	4.26	0.09	1.03
	Cortante	4.20	0.02	1.02
Losa base	Momento	1.37	0.02	1.01
	Cortante	1.77	0.01	1.01

La tabla III.g, muestra los valores de los tres índices que se obtuvieron del análisis modal espectral con el sismo del 25 de abril de 1989 en la estación XALT. En ella se presentan los valores de momentos, cortantes y fuerza axial en la pila, para las primeras tres etapas de construcción. En algunos casos los índices resultan con valores muy altos, por ejemplo, el incremento en fuerza axial sobre la pila entre dos componentes y tres componentes es muy elevado, debido a que las dos componentes horizontales producen valores de carga axial casi nulas y en cambio la componente vertical es significativa. En otros casos, el índice asociado al momento en la pila también es desproporcionado, porque la carga muerta no produce un momento de importancia y el índice se incrementa mucho.

Tabla III.g Índices de la fuerza axial, cortantes y momentos de la pila grande.

Longitud del tablero	Índice	Fuerza Axial (ton)	Cortantes (ton)		Momentos (ton-m)	
		P	V2	V3	M2	M3
30.21 m	$\frac{(SV + ST + SL)}{(ST + SL)}$	552249.168	1	1	1.000	1.000
	$\frac{(SV + ST + SL) - (ST + SL)}{CM}$	637817.346	1	1	1.000	1.000
	$\frac{(SV + ST + SL) - (ST + SL)}{CM}$	-0.023	0	0	36697.248	1.300
	$\frac{(SV + ST + SL + CM)}{(ST + SL + CM)}$	0.008	0	0	7930.786	-1.550
	$\frac{(SV + ST + SL + CM)}{(ST + SL + CM)}$	0.988	1	1	1.000	1.000
		1.008	1	1	1.000	1.000
87.60 m	$\frac{(SV + ST + SL)}{(ST + SL)}$	979915.865	1.000	1.000	1.000	1.000
	$\frac{(SV + ST + SL) - (ST + SL)}{CM}$	544983.216	1.000	1	1.000	1.000
	$\frac{(SV + ST + SL) - (ST + SL)}{CM}$	-0.009	-1352447.931	-677506.775	4086.637	0.274
	$\frac{(SV + ST + SL + CM)}{(ST + SL + CM)}$	0.004	1351533.991	0	-25980.161	-0.256
	$\frac{(SV + ST + SL + CM)}{(ST + SL + CM)}$	0.993	1.000	1.000	1.000	1.000
		1.004	1.000	1	1.000	1.000
141.98 m	$\frac{(SV + ST + SL)}{(ST + SL)}$	349980.469	1	1	1.000	1.000
	$\frac{(SV + ST + SL) - (ST + SL)}{CM}$	338428.972	1.000	1	1.000	1.000
	$\frac{(SV + ST + SL) - (ST + SL)}{CM}$	-0.002	0	0	27950.978	0.043
	$\frac{(SV + ST + SL + CM)}{(ST + SL + CM)}$	0.002	361663.653	0	-47637.952	-0.060
	$\frac{(SV + ST + SL + CM)}{(ST + SL + CM)}$	0.998	1	1	1.000	1.000
		1.002	1.000	1	1.000	1.000

En la tabla siguiente se muestran los principales resultados de la tabla anterior, eliminando aquellos que tienen grandes incrementos por las razones expuestas. Se observa que en la etapa 1, el momento en la pila que produce únicamente la componente vertical alcanza un valor de 130% del momento que produce la carga muerta, es decir, tiene un impacto que excede ampliamente los factores de carga que se aplican comúnmente en este tipo de estructuras, sino se hace una consideración explícita en el diseño sobre el efecto de la componente vertical. En la etapa 2 se produce un incremento del momento debido a carga muerta del orden del 27%, que también puede exceder los factores de carga que se usan comúnmente en el diseño.

Pila grande L = 138 m

Longitud del tablero	Elemento mecánico	Índices		
		$3C/2C$	$(3C-2C) / CM$	$(3C+CM)/(2C+CM)$
30.21 m (etapa 1)	Axial	---	0.01	1.00
	Cortante	1.00	---	1.00
	Momento	1.00	1.3	1.00
87.60 m (etapa 2)	Axial	---	---	1.00
	Cortante	1.00	---	1.00
	Momento	1.00	0.27	1.00
141.98 m (etapa 3)	Axial	---	---	1.00
	Cortante	1.00	---	1.00
	Momento	1.00	0.04	1.00

A partir de los resultados del análisis modal espectral y de los valores indicados en las tablas anteriores, se hacen las siguientes observaciones de carácter general:

Pila

1. La carga axial sobre la pila en las primeras tres etapas de construcción es poco importante cuando se incluye la componente vertical del sismo, si se le compara con la fuerza que se produce con la condición de carga muerta.
2. La fuerza cortante sobre la pila no aumenta apreciablemente cuando se incluye la componente vertical.
3. El momento flexionante que produce la componente vertical con respecto al momento que produce la carga muerta alcanza un valor del 130%.

Superestructura

1. En todos los casos, la fuerza cortante sobre la losa se incrementa notablemente al considerar la componente vertical del sismo si se le compara con la fuerza cortante que producen las componentes horizontales; sin embargo, el valor de la fuerza cortante que producen las tres componentes actuando de manera simultánea es poco significativa en comparación con la fuerza que produce la condición de carga muerta.

2. El momento debido a la componente vertical del sismo alcanza un valor del 3% del momento debido a la carga muerta, por lo que está comprendido dentro del 20% que recomienda Caltrans para estimar el efecto de la componente vertical del sismo.

Pila mediana, etapa 4

Los valores de los índices para las etapas de construcción cuatro a seis que se obtuvieron para cada uno de los elementos estructurales del puente, se muestran a continuación en las siguientes tablas. Los resultados se obtuvieron del análisis modal espectral con el sismo del 25 de abril de 1989 en la estación XALT.

Tabla III.h Índices de los momentos y cortantes correspondientes a las losas con $L= 30.10$ m.

Elemento Estructural	Índice	Momentos (ton-m)			Cortantes (ton)	
		M11	M22	M12	V13	V23
Losas Tapa	$\frac{(SV + ST + SL)}{(ST + SL)}$	4.9019	5.4388	5.1481	4.8776	7.2791
		4.5211	5.1486	4.6966	4.7692	5.5932
	$\frac{(SV + ST + SL) - (ST + SL)}{CM}$	0.0354	0.0353	0.0884	0.0520	0.0437
		0.2527	0.1592	0.0817	0.0506	0.0439
	$\frac{(SV + ST + SL + CM)}{(ST + SL + CM)}$	1.0351	1.0354	1.0869	1.0514	1.0434
		1.0296	1.0333	1.0874	1.0499	1.0434
Losas Base	$\frac{(SV + ST + SL)}{(ST + SL)}$	1.4304	1.3964	1.2826	1.5332	1.5246
		1.3829	1.5622	1.3022	1.6994	1.5085
	$\frac{(SV + ST + SL) - (ST + SL)}{CM}$	0.0127	0.0275	0.0108	0.0130	0.0149
		0.0139	0.0170	0.0116	0.0177	0.0149
	$\frac{(SV + ST + SL + CM)}{(ST + SL + CM)}$	1.0123	1.0124	1.0112	1.0129	1.0145
		1.0137	1.0165	1.0111	1.0173	1.0145

Pila mediana, etapa 5

Tabla III.i Índices de los momentos y cortantes correspondientes a las losas con $L= 51.18$ m.

Elemento Estructural	Índice	Momentos (ton-m)			Cortantes (ton)	
		M11	M22	M12	V13	V23
Losas Tapa	$\frac{(SV + ST + SL)}{(ST + SL)}$	3.1675	3.8351	4.9241	3.1395	4.1667
		3.0938	4.4101	5.5407	3.1395	4.0217
	$\frac{(SV + ST + SL) - (ST + SL)}{CM}$	0.0145	0.0174	0.0523	0.0205	0.0196
		0.0931	0.1014	0.0541	0.0177	0.0205
	$\frac{(SV + ST + SL + CM)}{(ST + SL + CM)}$	1.0144	1.0173	1.0279	1.0199	1.0195
		1.0515	1.0249	1.0279	1.0172	1.0195
Losas Base	$\frac{(SV + ST + SL)}{(ST + SL)}$	1.4130	1.4831	1.2994	1.5693	1.4671
		1.3950	1.4861	1.2937	1.5344	1.4625
	$\frac{(SV + ST + SL) - (ST + SL)}{CM}$	0.0068	0.0180	0.0059	0.0077	0.0074
		0.0083	0.0076	0.0058	0.0144	0.0074
	$\frac{(SV + ST + SL + CM)}{(ST + SL + CM)}$	1.0069	1.0068	1.0063	1.0076	1.0075
		1.0085	1.0075	1.0063	1.0140	1.0075

Pila mediana, etapa 6

Tabla III.j Índices de los momentos y cortantes correspondientes a las losas con $L= 87.30$ m.

Elemento Estructural	Índice	Momentos (ton-m)			Cortantes (ton)	
		M11	M22	M12	V13	V23
Losas Tapa	$\frac{(SV + ST + SL)}{(ST + SL)}$	2.9597	5.3400	4.3861	2.7903	4.8667
		3.2865	6.0991	4.5149	2.9286	4.7826
	$\frac{(SV + ST + SL) - (ST + SL)}{CM}$	0.0130	0.0220	0.0368	0.0250	0.0239
		0.0655	0.1243	0.0368	0.0152	0.0239
	$\frac{(SV + ST + SL + CM)}{(ST + SL + CM)}$	1.0134	1.0220	1.0168	1.0061	1.0217
		1.0200	1.0271	1.0168	1.0148	1.0217
Losas Base	$\frac{(SV + ST + SL)}{(ST + SL)}$	1.2323	1.2902	1.2017	1.3657	1.2871
		1.2806	1.2037	1.1988	1.3487	1.2874
	$\frac{(SV + ST + SL) - (ST + SL)}{CM}$	0.0030	0.0086	0.0030	0.0036	0.0037
		0.0051	0.0026	0.0030	0.0205	0.0037
	$\frac{(SV + ST + SL + CM)}{(ST + SL + CM)}$	1.0030	1.0030	1.0022	1.0035	1.0027
		1.0045	1.0028	1.0022	1.0083	1.0027

Al igual que en las tres primeras etapas, en algunos casos los índices resultan con valores muy altos debido a que el efecto de las dos componentes horizontales del sismo producen valores muy bajos en la misma sección.

Los valores más importantes de las tres tablas anteriores se incluyen en las tablas que siguen. En la etapa 4, el índice que compara el efecto de la componente vertical con respecto al efecto que producen las dos componentes horizontales (3C/2C) es de 7.28 en el caso más alto; no obstante, al considerar el efecto de la componente vertical con respecto al efecto de la carga muerta, se obtiene un índice de 0.25 para el momento en la losa superior del cajón.

- Losa de 30.10 m (etapa 4)

Elemento estructural	Elemento mecánico	Índices		
		3C/2C	(3C-2C) / CM	(3C+CM)/(2C+CM)
Losa tapa	Momento	5.44	0.25	1.04
	Cortante	7.28	0.05	1.05
Losa base	Momento	1.56	0.03	1.02
	Cortante	1.70	0.02	1.02

En las etapas cinco y seis se observa nuevamente un incremento importante de la componente vertical del sismo con respecto a los elementos mecánicos que producen las componentes horizontales, pero con respecto al efecto que produce la carga muerta, la influencia es menor. Se

obtuvo un incremento del 10 y del 12% del momento debido a la condición de carga muerta al incluir el efecto de la componente vertical en las etapas cinco y seis respectivamente.

- Losa de 51.18 m (etapa 5)

Elemento estructural	Elemento mecánico	Índices		
		$3C/2C$	$(3C-2C) / CM$	$(3C+CM)/(2C+CM)$
Losa tapa	Momento	4.41	0.10	1.05
	Cortante	4.17	0.02	1.02
Losa base	Momento	1.49	0.02	1.01
	Cortante	1.57	0.01	1.01

- Losa de 87.30 m (etapa 6)

Elemento estructural	Elemento mecánico	Índices		
		$3C/2C$	$(3C-2C) / CM$	$(3C+CM)/(2C+CM)$
Losa tapa	Momento	6.10	0.12	1.03
	Cortante	4.87	0.03	1.02
Losa base	Momento	1.29	0.01	1.00
	Cortante	1.37	0.02	1.01

La tabla III.k muestra los valores de los tres índices para las etapas cuatro a seis para la pila de mediana altura. En ella se presentan los valores de momentos, cortantes y fuerza axial en la pila. Nuevamente, el incremento en fuerza axial sobre la pila entre dos componentes y tres componentes es muy elevado debido a que las dos componentes horizontales producen valores de carga axial casi nulas y en cambio la componente vertical es significativa. El índice asociado al cortante en la pila es desproporcionado en algunos casos porque la carga muerta no produce un momento de importancia y el índice se incrementa mucho.

Tabla III.k Índices de la fuerza axial, cortantes y momentos de la pila mediana.

Longitud del tablero	índice	Fuerza Axial (ton)	Cortantes (ton)		Momentos (ton-m)	
		P	V2	V3	M2	M3
30.10 m	$\frac{(SV + ST + SL)}{(ST + SL)}$	223.227	1.083	1	1.000	1.016
	$\frac{(SV + ST + SL) - (ST + SL)}{CM}$	318.857	1.052	1.000	1.000	1.024
	$\frac{(SV + ST + SL) - (ST + SL)}{CM}$	-0.017	-19389515.594	0	-53806.833	-0.010
	$\frac{(SV + ST + SL + CM)}{(ST + SL + CM)}$	0.010	18434644.418	-535905.681	9041.591	0.014
51.18 m	$\frac{(SV + ST + SL)}{(ST + SL)}$	322.992	1.081	1	1.000	1.025
	$\frac{(SV + ST + SL) - (ST + SL)}{CM}$	398.443	1.053	1.000	1.000	1.028
	$\frac{(SV + ST + SL) - (ST + SL)}{CM}$	-0.012	19502473.887	0	8793.970	-0.003
	$\frac{(SV + ST + SL + CM)}{(ST + SL + CM)}$	0.008	-16068686.305	-329272.308	-68329.347	0.003
87.30 m	$\frac{(SV + ST + SL)}{(ST + SL)}$	182.030	1.055	1	1.000	1.053
	$\frac{(SV + ST + SL) - (ST + SL)}{CM}$	144.093	1.074	1	1.000	1.041
	$\frac{(SV + ST + SL) - (ST + SL)}{CM}$	-0.007	-1166020.171	0	20644.096	-0.001
	$\frac{(SV + ST + SL + CM)}{(ST + SL + CM)}$	0.004	986068.111	0	1484.781	0.002
87.30 m	$\frac{(SV + ST + SL + CM)}{(ST + SL + CM)}$	0.993	1.055	1	1.000	0.999
	$\frac{(SV + ST + SL + CM)}{(ST + SL + CM)}$	1.004	1.074	1	1.000	1.002

A manera de resumen se presenta la tabla siguiente, en donde se observa el gran incremento de carga axial en el índice 3C/2C por el valor casi nulo de carga axial sobre la pila en el caso de dos componentes sísmicas. Los otros índices alcanzan un valor máximo de 8% para el cortante en la pila, con respecto a los valores producidos por la carga muerta.

Pila mediana L=70 m

Longitud del tablero	Elemento mecánico	Índices		
		3C/2C	(3C-2C) / CM	(3C+CM)/(2C+CM)
30.10 m (etapa 4)	Axial	318.85	0.01	1.00
	Cortante	1.08	---	1.08
	Momento	1.02	0.01	1.01
51.18 m (etapa 5)	Axial	398.44	0.01	1.01
	Cortante	1.08	---	1.08
	Momento	1.03	---	1.00
87.30 m (etapa 6)	Axial	182.03	---	1.00
	Cortante	1.07	---	1.07
	Momento	1.05	---	1.00

Se puede concluir de manera general lo siguiente:

Pila

1. La carga axial sobre la pila se incrementa de forma notable cuando se incluye la componente vertical del sismo, comparada con la fuerza que se produce con las componentes horizontales.
2. La fuerza cortante sobre la pila debido a las tres componentes más la carga muerta se incrementa un máximo de 8% con respecto a la fuerza cortante debido a las dos componentes más la carga muerta.
3. De igual manera el momento flexionante y el cortante no se afecta de manera significativa. Solamente alcanzan un valor del 5% cuando se incluye la componente vertical.

Superestructura

1. En todos los casos, la fuerza cortante sobre la losa se incrementa de forma importante cuando se incluye la componente vertical del sismo, comparada con el momento debido a las componentes horizontales.
2. El momento sobre la losa también se incrementa, sobre todo en las losas más grandes al considerar la carga vertical.
3. El momento debido a la componente vertical alcanza un valor del 25% del momento debido a la carga muerta, superior al valor que recomienda Caltrans para considerar el efecto del sismo vertical.
4. El momento debido a las tres componentes más la carga muerta, alcanza un valor máximo del 5% del momento debido a las dos componentes más la carga muerta, por lo que se podría tomar como insignificante.

Los resultados que se encontraron para las etapas de construcción siete a nueve, que tienen que ver con la pila de menor altura, se presentan en las tablas siguientes. Los resultados se obtuvieron con el mismo registro usado en las etapas anteriores. Los valores siguen el mismo patrón y se aplican los mismos comentarios de las etapas anteriores.

Pila chica, etapa 7

Tabla III.l Índices de los momentos y cortantes correspondientes a las losas con $L= 30.10$ m.

Elemento Estructural	Índice	Momentos (ton-m)			Cortantes (ton)	
		M11	M22	M12	V13	V23
Losa Tapa	$\frac{(SV + ST + SL)}{(ST + SL)}$	2.4387	2.5590	2.8748	2.5205	5.6000
	$\frac{(SV + ST + SL) - (ST + SL)}{CM}$	2.3203	2.4990	2.7608	2.4800	2.8300
	$\frac{(SV + ST + SL) - (ST + SL)}{CM}$	0.0215	0.0231	0.0584	0.0287	0.0335
	$\frac{CM}{CM}$	0.1576	0.1030	0.0553	0.0304	0.0296
	$\frac{(SV + ST + SL + CM)}{(ST + SL + CM)}$	1.0207	1.0201	1.0479	1.0279	1.0264
Losa Base	$\frac{(SV + ST + SL)}{(ST + SL)}$	1.4234	1.4172	1.3753	1.6603	1.4753
	$\frac{(SV + ST + SL) - (ST + SL)}{CM}$	1.5370	1.4569	1.3680	1.6792	1.4866
	$\frac{(SV + ST + SL) - (ST + SL)}{CM}$	0.0164	0.0361	0.0182	0.0288	0.0172
	$\frac{CM}{CM}$	0.0260	0.0168	0.0182	0.0210	0.0172
	$\frac{(SV + ST + SL + CM)}{(ST + SL + CM)}$	1.0140	1.0141	1.0117	1.0213	1.0137
	$\frac{(SV + ST + SL + CM)}{(ST + SL + CM)}$	1.0157	1.0149	1.0117	1.0144	1.0138

Pila chica, etapa 8

Tabla III.m Índices de los momentos y cortantes correspondientes a las losas con $L= 51.18$ m.

Elemento Estructural	Índice	Momentos (ton-m)			Cortantes (ton)	
		M11	M22	M12	V13	V23
Losa Tapa	$\frac{(SV + ST + SL)}{(ST + SL)}$	2.3074	4.8253	4.3423	2.4157	5.0435
	$\frac{(SV + ST + SL) - (ST + SL)}{CM}$	2.2047	3.3605	4.4113	2.4578	3.3784
	$\frac{(SV + ST + SL) - (ST + SL)}{CM}$	0.0166	0.0315	0.0693	0.0242	0.0274
	$\frac{CM}{CM}$	0.1009	0.0953	0.0697	0.0270	0.0260
	$\frac{(SV + ST + SL + CM)}{(ST + SL + CM)}$	1.0164	1.0200	1.0434	1.0240	1.0259
Losa Base	$\frac{(SV + ST + SL)}{(ST + SL)}$	1.0710	1.0461	1.0437	1.0267	1.0257
	$\frac{(SV + ST + SL)}{(ST + SL)}$	1.2080	1.1526	1.1384	1.3064	1.1927
	$\frac{(SV + ST + SL) - (ST + SL)}{CM}$	1.1640	1.1718	1.1379	1.2665	1.1923
	$\frac{(SV + ST + SL) - (ST + SL)}{CM}$	0.0086	0.0137	0.0071	0.0178	0.0074
	$\frac{CM}{CM}$	0.0086	0.0068	0.0071	0.0090	0.0074
	$\frac{(SV + ST + SL + CM)}{(ST + SL + CM)}$	1.0083	1.0084	1.0067	1.0168	1.0072
	$\frac{(SV + ST + SL + CM)}{(ST + SL + CM)}$	1.0099	1.0065	1.0067	1.0088	1.0072

Pila chica, etapa 9

Tabla III.n Índices de los momentos y cortantes correspondientes a las losas con L= 87.30 m.

Elemento Estructural	Índice	Momentos (ton-m)			Cortantes (ton)	
		M11	M22	M12	V13	V23
Losas Tapa	$\frac{(SV + ST + SL)}{(ST + SL)}$	1.7431	2.8691	4.1583	1.9333	4.7674
	$\frac{(SV + ST + SL) - (ST + SL)}{CM}$	2.2712	4.1058	3.9487	1.9103	4.8605
	$\frac{(SV + ST + SL) - (ST + SL)}{CM}$	0.0062	0.0106	0.0322	0.0099	0.0223
	$\frac{CM}{CM}$	0.0445	0.0815	0.0303	0.0160	0.0228
	$\frac{(SV + ST + SL + CM)}{(ST + SL + CM)}$	1.0063	1.0100	1.0090	1.0095	1.0133
	$\frac{(SV + ST + SL + CM)}{(ST + SL + CM)}$	1.0213	1.0263	1.0090	1.0067	1.0133
Losas Base	$\frac{(SV + ST + SL)}{(ST + SL)}$	1.2261	1.2681	1.1941	1.3617	1.2840
	$\frac{(SV + ST + SL) - (ST + SL)}{CM}$	1.2795	1.2170	1.1937	1.3896	1.2813
	$\frac{(SV + ST + SL) - (ST + SL)}{CM}$	0.0039	0.0101	0.0039	0.0273	0.0047
	$\frac{CM}{CM}$	0.0067	0.0035	0.0039	0.0052	0.0047
	$\frac{(SV + ST + SL + CM)}{(ST + SL + CM)}$	1.0036	1.0036	1.0027	1.0071	1.0032
	$\frac{(SV + ST + SL + CM)}{(ST + SL + CM)}$	1.0049	1.0030	1.0027	1.0040	1.0032

En las tablas que se muestran a continuación se presentan los valores más importantes de las tres tablas anteriores. En las tres etapas se compara el efecto de la componente vertical con respecto al efecto que producen las dos componentes horizontales (3C/2C) y se llega a un valor máximo de 5.04 para el cortante y de 4.83 para el momento en la etapa ocho. Recordemos que este índice refleja el incremento debido a la componente vertical con respecto a lo que producen las componentes horizontales. Al comparar el incremento de la componente vertical con el efecto que produce la carga muerta, se observa un valor máximo de 16% en el momento de la losa superior del cajón, para la etapa siete. Este incremento es del 10 y del 8% para las etapas ocho y nueve respectivamente.

- Losa de 30.10 m (etapa 7)

Elemento estructural	Elemento mecánico	Índices		
		3C/2C	(3C-2C) / CM	(3C+CM)/(2C+CM)
Losa tapa	Momento	2.56	0.16	1.07
	Cortante	5.6	0.03	1.03
Losa base	Momento	1.54	0.04	1.02
	Cortante	1.68	0.03	1.02

- Losa de 51.18 m (etapa 8)

Elemento estructural	Elemento mecánico	Índices		
		3C/2C	(3C-2C) / CM	(3C+CM)/(2C+CM)
Losa tapa	Momento	4.83	0.10	1.07
	Cortante	5.04	0.03	1.03
Losa base	Momento	1.21	0.01	1.01
	Cortante	1.31	0.02	1.01

- Losa de 87.30 m (etapa 9)

Elemento estructural	Elemento mecánico	Índices		
		3C/2C	(3C-2C) / CM	(3C+CM)/(2C+CM)
Losa tapa	Momento	4.11	0.08	1.03
	Cortante	4.86	0.02	1.01
Losa base	Momento	1.28	0.01	1.00
	Cortante	1.39	0.03	1.01

Los índices en la pila chica que resultan del análisis de las etapas siete a nueve se muestran en la tabla siguiente. Un resumen con los valores más importantes se presenta posteriormente.

Tabla III.o Índices de la fuerza axial, cortantes y momentos de la pila chica.

Longitud del tablero	Índice	Fuerza Axial (ton)	Cortantes (ton)		Momentos (ton-m)	
		P	V2	V3	M2	M3
30.10 m	$\frac{(SV + ST + SL)}{(ST + SL)}$	247.402	1.103	1	1.000	1.030
	$\frac{(SV + ST + SL) - (ST + SL)}{CM}$	153.382	1.102	1	1.000	1.041
	$\frac{(SV + ST + SL) - (ST + SL)}{CM}$	-0.025	241236413.043	0	42553.191	0.021
	$\frac{(SV + ST + SL + CM)}{(ST + SL + CM)}$	0.014	-226870748.299	0	-73583.517	-0.022
	$\frac{(SV + ST + SL + CM)}{(ST + SL + CM)}$	0.978	1.103	1	1.000	1.012
51.18 m	$\frac{(SV + ST + SL)}{(ST + SL)}$	159.017	1.055	1.000	1.000	1.019
	$\frac{(SV + ST + SL) - (ST + SL)}{CM}$	130.150	1.068	1	1.000	1.020
	$\frac{(SV + ST + SL) - (ST + SL)}{CM}$	-0.013	2031019202.363	-355745.286	278164.117	0.005
	$\frac{(SV + ST + SL + CM)}{(ST + SL + CM)}$	0.009	-2670229007.634	0	29163.966	-0.005
	$\frac{(SV + ST + SL + CM)}{(ST + SL + CM)}$	0.989	1.055	1.000	1.000	1.004
87.30 m	$\frac{(SV + ST + SL)}{(ST + SL)}$	1.009	1.068	1	1.000	0.993
	$\frac{(SV + ST + SL)}{(ST + SL)}$	225.183	1.034	1	1.000	1.036
	$\frac{(SV + ST + SL) - (ST + SL)}{CM}$	181.560	1.038	1	1.000	1.031
	$\frac{(SV + ST + SL) - (ST + SL)}{CM}$	-0.010	-24189915.093	0	3351.955	0.002
	$\frac{(SV + ST + SL + CM)}{(ST + SL + CM)}$	0.007	30783839.779	0	-7119.387	-0.002
87.30 m	$\frac{(SV + ST + SL + CM)}{(ST + SL + CM)}$	0.991	1.034	1	1.000	1.002
	$\frac{(SV + ST + SL + CM)}{(ST + SL + CM)}$	1.007	1.038	1	1.000	0.998

Pila chica L=25 m

Longitud del tablero	Elemento mecánico	Índices		
		$3C/2C$	$(3C-2C) / CM$	$(3C+CM)/(2C+CM)$
30.10 m (etapa 7)	Axial	247.40	0.002	1.01
	Cortante	1.10	---	1.10
	Momento	1.04	---	1.01
51.18 m (etapa 8)	Axial	159.02	---	1.00
	Cortante	1.07	---	1.07
	Momento	1.02	---	1.00
87.30 m (etapa 9)	Axial	225.18	---	1.00
	Cortante	1.04	---	1.04
	Momento	1.04	---	1.00

Las principales observaciones de los resultados son:

Pila

1. La carga axial sobre la pila se incrementa de forma notable cuando se incluye la componente vertical del sismo, comparada con la fuerza que se produce con las componentes horizontales.
2. La fuerza cortante sobre la pila se incrementa un máximo de 10% cuando se incluye la componente vertical en la etapa 7.
3. El momento no se afecta de manera significativa.
4. El efecto de la componente vertical con respecto a la carga muerta alcanza un porcentaje del 10%.

Superestructura

1. En todos los casos, la fuerza cortante sobre la losa se incrementa de forma importante cuando se incluye la componente vertical, comparada con el momento debido a las componentes horizontales.
2. El momento sobre la losa también se incrementa, sobre todo en las losas más grandes al considerar el efecto del sismo vertical.

3. El momento debido a la componente vertical alcanza un valor del 16% del momento debido a la carga muerta, por lo que está comprendido dentro del 20% que recomienda Caltrans.
4. El momento debido a las tres componentes más la carga muerta, alcanza un valor máximo del 7% del momento debido a las dos componentes más la carga muerta.

Puente completo

Por último se presentan los índices que se obtuvieron para el caso del puente completo mediante el análisis modal espectral con el sismo del 25 de abril de 1989 en la estación XALT. La primera tabla muestra los índices para la losa superior y la losa inferior del tablero. La segunda tabla indica el valor del índice para las tres pilas del puente.

Tabla III.p Índices de los momentos y cortantes correspondientes al puente completo.

Elemento Estructural	Índice	Momentos (ton-m)			Cortantes (ton)	
		M11	M22	M12	V13	V23
Losa Tapa	$\frac{(SV + ST + SL)}{(ST + SL)}$	1.2628	1.2421	1.1799	1.3294	1.2885
		1.4040	1.2511	1.1638	1.5143	1.3350
	$\frac{(SV + ST + SL) - (ST + SL)}{CM}$	0.0064	0.0020	0.0048	0.0070	0.0037
		0.0159	0.0033	0.0046	0.0080	0.0041
	$\frac{(SV + ST + SL + CM)}{(ST + SL + CM)}$	1.0062	1.0058	1.0034	1.0069	1.0054
		1.0081	1.0022	1.0034	1.0071	1.0054
Losa Base	$\frac{(SV + ST + SL)}{(ST + SL)}$	1.4925	1.4116	1.2891	1.6240	1.7154
		1.6927	1.5681	1.2783	1.4267	1.3887
	$\frac{(SV + ST + SL) - (ST + SL)}{CM}$	0.0031	0.0027	0.0024	0.0045	0.0044
		0.0117	0.0062	0.0024	0.0031	0.0033
	$\frac{(SV + ST + SL + CM)}{(ST + SL + CM)}$	1.0023	1.0024	1.0022	1.0029	1.0024
		1.0022	1.0025	1.0022	1.0023	1.0024

Tabla III.q Índices de la fuerza axial, cortantes y momentos de las pilas del puente completo.

Pila	Índice	Fuerza Axial (ton)	Cortantes (ton)		Momentos (ton-m)	
		P	V2	V3	M2	M3
25 m	$\frac{(SV + ST + SL)}{(ST + SL)}$	3.296	2.527	1	1.000	1.724
		3.304	1.770	1	1.000	2.451
	$\frac{(SV + ST + SL) - (ST + SL)}{CM}$	-0.004	0.012	0	10475.592	0.034
		0.003	-0.012	0	90909.091	0.012
	$\frac{(SV + ST + SL + CM)}{(ST + SL + CM)}$	0.996	1.012	1	1.000	1.009
		1.003	0.988	1	1.000	1.012
138 m	$\frac{(SV + ST + SL)}{(ST + SL)}$	15.684	1.074	1	1.000	1.136
		11.726	1.089	1	1.000	1.075
	$\frac{(SV + ST + SL) - (ST + SL)}{CM}$	-0.003	0.654	0	89197.225	0.206
		0.002	-0.528	0	67854.114	0.303
	$\frac{(SV + ST + SL + CM)}{(ST + SL + CM)}$	0.997	1.066	1	1.000	1.046
		1.002	1.107	1	1.000	1.060
70 m	$\frac{(SV + ST + SL)}{(ST + SL)}$	3.271	1.424	1	1.000	1.553
		2.387	1.564	1.000	1.000	1.448
	$\frac{(SV + ST + SL) - (ST + SL)}{CM}$	-0.004	-0.078	0	56427.870	0.055
		0.002	0.109	-547045.952	29785.772	0.042
	$\frac{(SV + ST + SL + CM)}{(ST + SL + CM)}$	0.996	0.904	1	1.000	1.050
		1.002	1.091	1.000	1.000	1.008

En las dos tablas siguientes se muestra el resumen de los valores más importantes. En las tres pilas, el incremento de la carga axial por el efecto de la componente vertical es muy alto con respecto al que producen las dos componentes horizontales. En la pila más alta, el cortante se incrementa en 11% cuando se incluye la componente vertical del sismo con respecto al cortante que se produce con carga muerta. En el caso de los momentos sobre las pilas, el caso más importante se produce en la pila más alta, aunque el incremento es apenas del 6%. En la losa tapa los efectos del sismo vertical son de poca importancia y no alteran de manera apreciable los momentos al considerar las componentes horizontales y la carga muerta.

Resumen de resultados del análisis

Pila	Elemento mecánico	Índices		
		$3C/2C$	$(3C-2C) / CM$	$(3C+CM)/(2C+CM)$
25 m	Axial	3.30	---	1.00
	Cortante	2.53	---	1.01
	Momento	2.45	---	1.01
138 m	Axial	15.68	---	1.00
	Cortante	1.09	---	1.11
	Momento	1.14	---	1.06
70 m	Axial	3.27	---	1.00
	Cortante	1.56	---	1.09
	Momento	1.55	---	1.05

Elemento estructural	Elemento mecánico	Índices		
		$3C/2C$	$(3C-2C) / CM$	$(3C+CM)/(2C+CM)$
Losa tapa	Momento	1.40	---	1.01
	Cortante	1.51	---	1.01
Losa base	Momento	1.69	---	1.00
	Cortante	1.72	---	1.00

A manera de conclusiones de la etapa del análisis lineal en el puente completo se observa que:

1. Los incrementos de carga axial, cortante y momento sobre las pilas son significativos en los tres elementos, cuando se incluye la componente vertical, comparada con la fuerza que se produce con las componentes horizontales.
2. Los otros índices se incrementan poco.
3. En el tablero, la fuerza cortante y el momento flexionante producidos por la carga vertical son del orden del 50% de los que se obtienen con las dos componentes horizontales. Los otros índices no se ven afectados al considerar la componente vertical.

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS DE LOS PUENTES DURANTE LA CONSTRUCCIÓN

En este capítulo se describe el análisis de las distintas etapas de construcción de un puente construido mediante el método de doble voladizo. Se estudiaron 9 etapas del modelo, para pilas con distintas alturas y longitudes de los claros. Para realizar el análisis de los modelos, por cuestión de tiempo de cómputo, se realizaron en el programa SAP2000 modelos más sencillos utilizando elementos barra a los cuales se les proporcionaron las mismas propiedades geométricas que las de los modelos complejos vistos en el capítulo 2. Como el peso de los elementos equivalentes y el de la estructura real no son iguales, se modificó la masa de los elementos estructurales para que el periodo de los modelos fuese igual al de los modelos complejos.

Selección de Sismos para el Análisis

El modelo se analizó con distintos registros de aceleración, para ello se eligieron los 7 registros con los valores de la relación PSV/PSA más altos, independientemente del valor del periodo. También se consideraron los registros con los valores de aceleración vertical más altos del espectro, para tres periodos fijos del espectro: en el primer caso se eligieron los valores de la relación espectral más alta para periodos iguales a 3.9 s, que corresponde al periodo del primer modo del puente completo sencillo; en el segundo caso, se eligieron los registros con los mayores valores espectrales para periodos de 1.5 s que es el periodo de la pila chica con voladizo de 30.10 m; y en el último caso, para periodos de 2.2 s que es el periodo de la pila chica con voladizo de 51.18 m. Los registros y valores correspondientes se enlistan en las siguientes tablas.

Tabla IV.a Registros seleccionados para el análisis a) Valores de PSV/PSA más altos, b) Valores de PSV más altos en un periodo de 3.9 s, c) y d) Registros con valores de PSV más altos en periodos de 2.2 y 1.5 s.

Sismo	Clave del acelerograma	PSV/PSA
25/04/1989	XALT8904.251	1.9025
25/04/1989	OCLL8904.251	0.9706
11/01/1997	CALE9701.111	0.9053
25/04/1989	CPDR8904.251	0.8379
15/07/1996	PETA9607.151	0.7943
24/10/1993	SMR29310.241	0.792
15/07/1996	ATYC9607.151	0.7798

a)

Clave del acelerograma	PSV con T=3.9 s
VILE8509.191	26.1719
COPL9310.241	24.9259
CALE8509.191	20.1774
PAPN8509.211	14.0445
AZIH8509.211	12.6
OCTT8904.251	9.0169
VILD9701.111	8.4949

b)

Clave del acelerograma	PSV con T=1.5 s
AZIH8509.211	76.7305
CALE9701.111	70.3895
VILE8509.191	52.0283
COPL9509.141	49.4906
COPL9310.241	41.6464
VIGA9310.241	40.0614
VILE8509.211	34.746

c)

Clave del acelerograma	PSV con T=2.2 s
COPL9310.241	58.6561
CALE8509.191	48.1519
AZIH8509.211	38.2926
COPL9509.141	35.8358
SMR28904.251	23.4575
CALE9701.111	22.7982
VIGA9310.241	22.1289

d)

Los resultados que se presentan a continuación se obtuvieron mediante el análisis de los modelos a los cuales se les aplicaron los 7 registros con PSV/PSA más altos.

Dado que el tiempo de análisis de cada modelo es considerable, fue necesario reducir el tiempo de los registros sísmicos, considerando para ello la Intensidad de Arias. La intensidad de Arias es una medida de la energía del terreno, fue propuesta por el investigador chileno Arturo Arias en 1970. Existe el concepto de *Duración Significante* el cual nos relaciona la duración con la fase de máxima energía del movimiento, y queda representado por el tiempo transcurrido entre los instantes en los que se alcanza el 5% y el 95% del valor de la intensidad de Arias. La IA es una medida que representa la capacidad de producir daño de un sismo específico mediante un valor escalar y se representa con la siguiente expresión:

Donde:

$a(t)$ =La aceleración a lo largo del registro

t =La duración total del sismo

g =Aceleración de gravedad

$$IA = \frac{\pi}{2g} \int_0^t a^2(t) dt$$

Para este trabajo se calculó la intensidad de Arias para todos los registros que se usaron en el análisis mediante el programa SeimoSignal. En la figura 4.1.a se muestra la gráfica de la intensidad de Arias para el sismo del 25 de abril de 1989 registrado por la estación XALT8904.251.

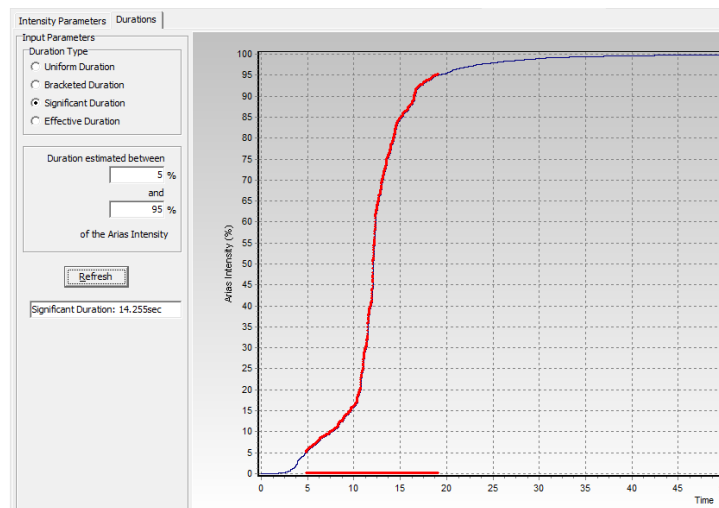


Figura 4.1.a Grafica de intensidad de Arias, duración estimada entre el 5% y 95%. Componente vertical.

Los tiempos de duración, de los 7 registros de aceleración, obtenidos mediante los valores de intensidad de Arias se enlistan en la siguiente tabla.

Tabla IV.b Duración estimada de los registros mediante la intensidad de Arias entre 5% y 95%.

Acelerograma	Intensidad de Arias (m/s)		
	N	V	N
XALT8904.251	20	20	20
OCLL8904.251	14	15	15
CALE9701.111	22	20	22
CPDR8904.251	15	13	15
PETA9607.151	15	16	15
SMR29310.241	16	16	16
ATYC9607.151	56	55	56

Análisis No Lineal

Actualmente es posible realizar análisis dinámicos no lineales con una gran cantidad de programas de computadora comerciales, de manera que se puede evaluar la energía disipada debido a deformaciones inelásticas de los elementos estructurales. Para esto es necesario definir el daño y contar con modelos que nos permitan simular la respuesta no lineal del material, en nuestro caso, el del concreto.

Cuando se evalúa la capacidad sísmica de una estructura, es indispensable conocer el comportamiento cíclico de los materiales que la componen. Las curvas esfuerzo-deformación bajo cargas cíclicas, para diferentes elementos y materiales los conocemos como ciclos histeréticos.

En caso de que se realice un análisis no lineal de plasticidad concentrada, deben seleccionarse los puntos donde se considera que se va a concentrar el comportamiento no lineal. Una vez definida la posición de las articulaciones plásticas, se asigna a dichas articulaciones el comportamiento no lineal definido mediante el ciclo histerético que mejor corresponda al material del que está formado el elemento, al tipo de elemento (no es lo mismo una viga que una columna), al tipo de falla esperado, al nivel de carga axial, a la pérdida de adherencia del acero de refuerzo, entre otros factores.

Para nuestro modelo en estudio se consideró un análisis de plasticidad concentrada. Las pilas del puente se representaron como elementos barra, se utilizaron elementos links los cuales se colocaron en la base de las pilas. Los links tienen características no lineales y van a definir los ciclos histeréticos de los elementos estructurales durante su incursión en el intervalo inelástico. El

análisis se llevara a cabo mediante el programa SAP2000, el cual cuenta con varios modelos histeréticos; en nuestro caso se consideraron inicialmente dos de ellos para el análisis no lineal de las pilas, los cuales se describen a continuación.

Modelo de Takeda

El ciclo histerético de Takeda es un ciclo bilineal con degradación de resistencia. Fue presentado por Takeda y colaboradores en 1970, basado en observaciones y resultados experimentales obtenidos en la mesa vibradora de la Universidad de Illinois. Este modelo empírico contiene una serie de reglas para seguir los procesos de carga y descarga. Es uno de los más complejos y es muy utilizado y tomado como patrón para la propuesta de modelos más simplificados.

El modelo de Takeda fue simplificado por diversos autores por medio de curvas bilineales como el modelo *Takeda Modificado* propuesto por Otani en 1979 donde la rigidez de las pendientes de descarga y recarga son controlados por los parámetros α y β respectivamente. En la figura 4.2.a se muestra el ciclo de Takeda modificado por Otani.

La degradación de la rigidez de descarga es mayor a medida que aumenta el valor de α , haciendo los ciclos histeréticos más cerrados lo que provoca que exista menor disipación de energía. Por otro lado el parámetro beta controla la rigidez de la recarga.

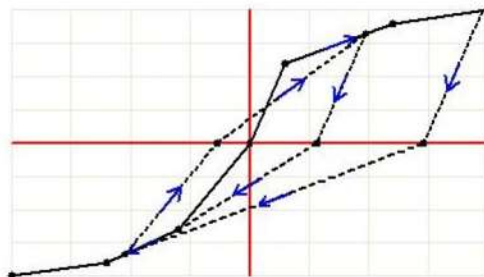


Figura 4.2.a Ciclo de Takeda bilineal modificado en 1979 por Otani (Saiidi y Sozen).

Modelo Histerético Pivot

Este modelo es similar al modelo Multi-Lineal Takeda, pero tiene parámetros adicionales para controlar la degradación del ciclo. Este modelo se describe detalladamente en (Dowell, Seible y Wilson, 1998).

El modelo Pivot dispone del uso de dos pivotes en cada dirección (es decir 4 en total). El primer pivote le indica al programa en qué dirección debe girar la sección cuando está descargando desde

una dirección de máximo momento hasta la posición de cero momento de solicitación. Dependiendo del momento máximo alcanzado la devolución a cero (descarga) debe estar más inclinada o no. El factor beta del modelo Pivot ubica ese primer punto de pivote en una posición múltiple del momento de fluencia en la dirección opuesta, por ejemplo 1.3 sería ubicar el pivote (beta) a 1.3 veces el momento de fluencia y cada vez que la sección se descarga la pendiente de descarga busca el pivote hasta llegar a momento cero. Desde la posición de momento nulo la sección entonces busca el segundo pivote para aumentar el momento en la dirección opuesta, por ejemplo en un punto ubicado a (alfa) 0.3 veces el momento de fluencia y para cambiar nuevamente de dirección hacia la dirección previa. Con los otros dos pivotes se logra el mismo comportamiento pero en otro sentido. Durante todo el tiempo de carga y descarga está sucediendo este comportamiento dentro de una envolvente que es el diagrama esfuerzo-deformación.

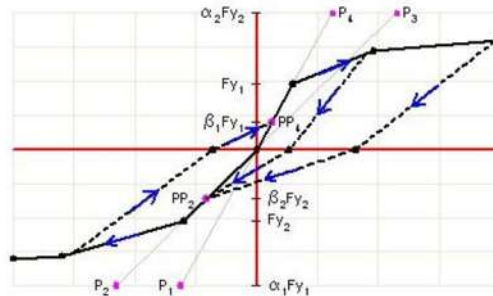


Figura 4.2.b Modelo histerético Pivot de Dowell, Seible y Wilson, 1998).

Elementos Links

Para el análisis no lineal del modelo en estudio se optó por colocar elementos *Links* los cuales en un programa como el SAP2000 pueden emplearse para representar una articulación plástica, y por lo tanto, sirven para modelar el comportamiento no lineal de los elementos. Estos tienen una longitud pequeña respecto a la longitud de la pila. En estos links vamos a colocar las propiedades inelásticas (no lineales) de los elementos mediante la definición de los puntos principales obtenidos del diagrama Momento-Curvatura. Las propiedades inelásticas del modelo dependen principalmente de la resistencia del concreto, su capacidad de deformación, cuantía del acero, geometría y la longitud de las pilas (en nuestro caso). Tomando como base cada uno de estos factores se calcularon las curvas momento-curvatura de los elementos de la estructura. Otra de las propiedades que se define en los elementos link son las histeréticas, es decir, como es que se va a comportar el resorte flexionante ante cargas reversibles como son las que le aplica un sismo a una estructura.

Inicialmente se eligió el modelo de histéresis de Takeda porque se ha utilizado en muchos análisis científicos, pero finalmente se optó por utilizar el modelo Multi-Lineal Pivot para representar la

degradación mediante los parámetros adicionales α y β que ayudan al control de dicha rigidez. El rangos de valores para representar el comportamiento de elementos de concreto armado van de 1 a 10 para α , de 0.25 a 0.75 para β y de 0 a 10 para el parámetro η (Hopper 2009). Para este estudio se utilizó $\alpha=10$, $\beta=0.7$ y $\eta=0$.

A continuación se muestra la representación de la definición de los links en SAP2000.

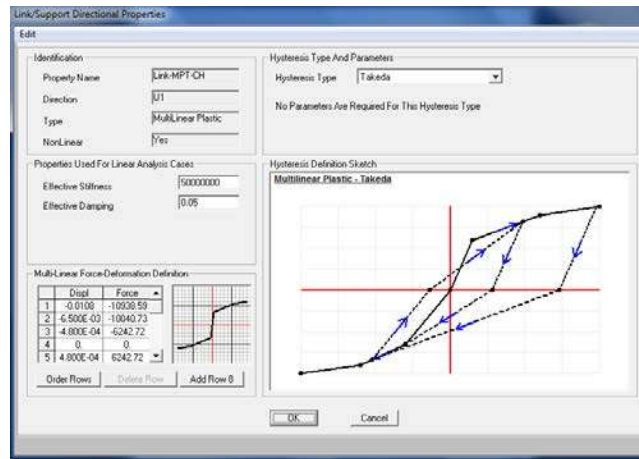


Figura 4.2.c Representación de la definición de los link en SAP2000 (Takeda).

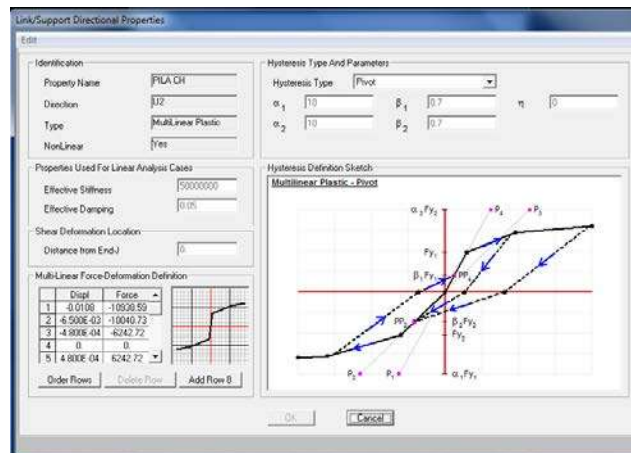


Figura 4.2.d Representación de la definición de los link en SAP2000 (Pivot).

Relación Momento-Curvatura

Para la realización de un análisis no lineal mediante un modelo de plasticidad concentrada, es necesario conocer la relación momento-curvatura de las secciones de los elementos estructurales, nos referimos con esto a las propiedades de la sección de concreto armado, en nuestro caso sería la de las pilas (figura 4.2.e).

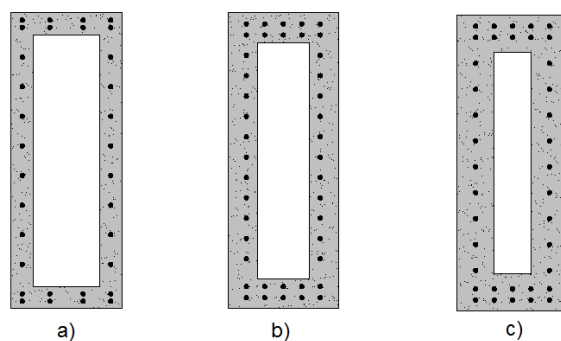


Figura 4.2.e Secciones de las pilas analizadas a) Pila chica 32 var #12
b) Pila mediana 42 var #12 c) Pila grande 38 var #12.

La curvatura es el ángulo en que se deforma la sección bajo un determinado momento aplicado. La relación momento-curvatura debe llevarse hasta la falla para poder determinar la capacidad de ductilidad por curvatura y la máxima capacidad a flexión del elemento. Aunque la falla no es una variable que esté definida con precisión, se acostumbra considerar la máxima capacidad de deformación del concreto, considerando el nivel de confinamiento que tenga el elemento. Para este estudio se utilizó el diagrama momento-curvatura de cada una de las pilas, para asignarle esta información a los links (figuras 4.2.c y 4.2.d) que serán utilizados en la zona de formación de articulaciones plásticas, es decir, en la base de los elementos. Ya con estos valores se realiza el análisis, el cual nos arroja información para el cálculo de la ductilidad del elemento y la obtención de los ciclos histeréticos. Si un elemento tiene muy poca capacidad de ductilidad por curvatura va a presentar una falla frágil cuando la estructura pase del intervalo lineal al no lineal, lo cual no es deseable. Es más favorable cuando la estructura tiene un valor alto de capacidad de ductilidad por curvatura ya que así se consigue que la estructura tenga mayor disipación de energía, de esta manera será posible tener una redistribución de momentos para que trabajen todos los elementos y se cuente con mayor capacidad antes de la falla de la estructura.

Ductilidad en las Pilas

La ductilidad de un elemento puede estimarse con distintos parámetros. Cuando la respuesta se expresa en términos del momento y la curvatura asociada (M-φ), la ductilidad se conoce como *ductilidad de curvatura* (μ_ϕ) y se define como:

Dónde:

ϕ_u Curvatura última

ϕ_y Curvatura de fluencia

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y}$$

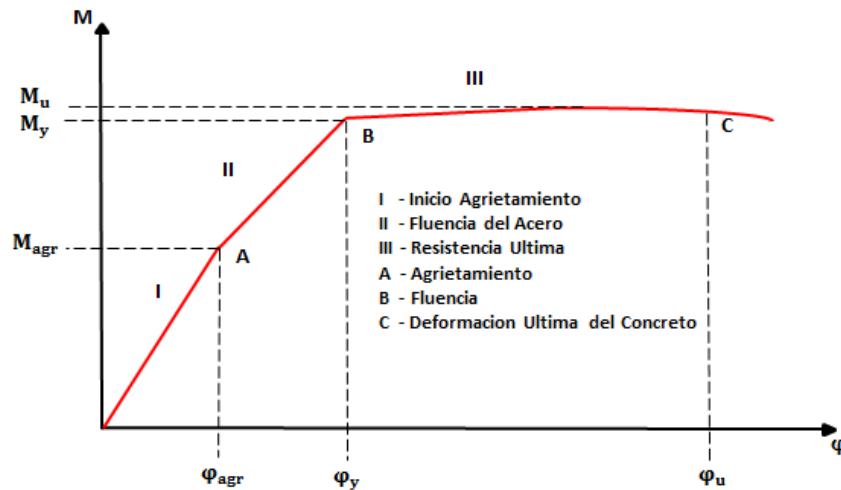


Figura 4.2.f Diagrama Momento-Curvatura.

Si la respuesta se expresa en términos del desplazamiento Δ , la ductilidad se conoce como *ductilidad de desplazamiento* (μ_Δ) y se define como:

Dónde:

Δ_u Desplazamiento último

Δ_y Desplazamiento de fluencia

L_p Longitud de articulación plástica

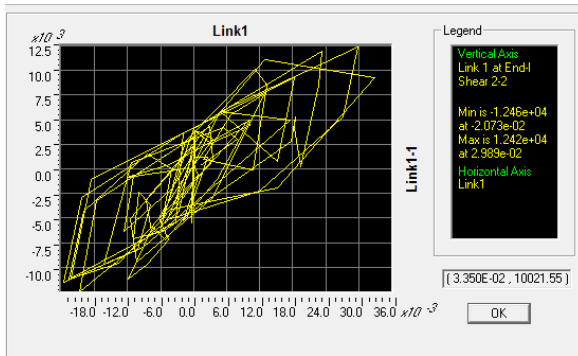
L Longitud total del elemento

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = 1 + \left(\frac{\phi_u - \phi_y}{\phi_y} \right) \frac{3L_p(1 - 0.5L_p)}{L^2}$$

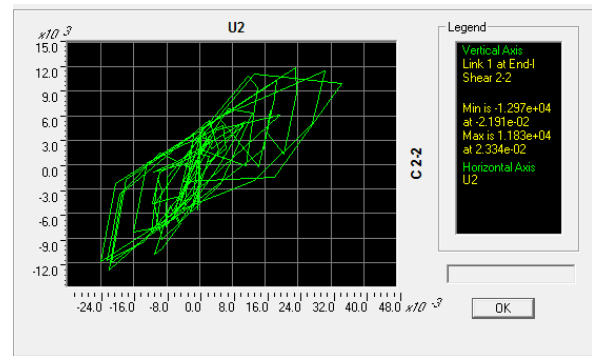
Para este trabajo se calculó la ductilidad de desplazamiento en la base de cada una de las pilas, para las diferentes etapas de construcción propuestas. Los elementos se analizaron con dos de los registros sísmicos (XALT Y CPDR) tomando en cuenta las dos componentes horizontales (SL y ST) y la suma de las tres componentes (SL+ST+SV). El análisis se llevó hasta una intensidad sísmica tal, que se produjera una degradación de rigidez correspondiente a una reducción de la fuerza máxima en la pila del 20%. Para ello fue necesario aplicar factores de escala a los registros que variaron desde 1.5 hasta 2.5.

A continuación se muestran algunos de los ciclos histeréticos obtenidos para cada una de las pilas en distintas etapas de construcción. Las etapas que se muestran son: etapa 3 (pila alta con tablero de 141.98 m de longitud); etapa 5 (pila mediana con tablero de 51.18 m); y etapa 7 (pila chica con tablero de 31.1 m de longitud), (figura 4.2.g).

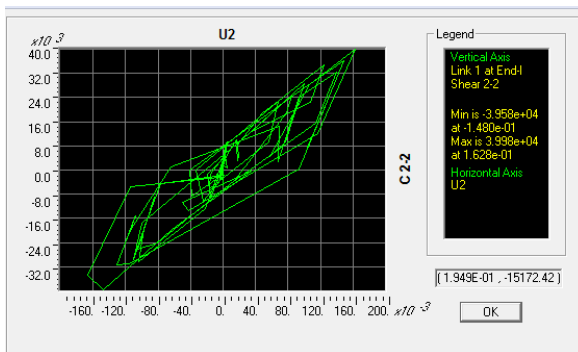
Pila chica con voladizo de 30.1 m



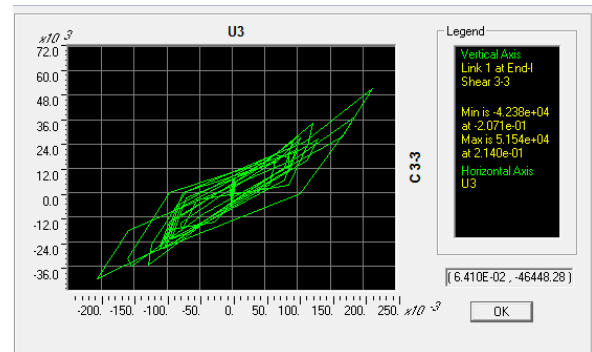
a) XALT, componente en dirección longitudinal (SL), factor de escala igual a 2



b) XALT, componentes horizontales más la vertical (SL+ST+SV), factor de escala igual a 2

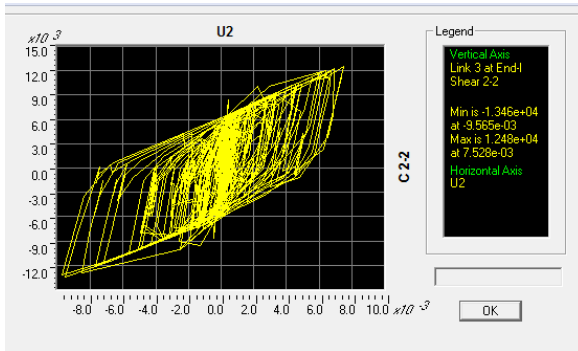


c) CPDR, componente en dirección longitudinal (SL), factor de escala igual a 1.5

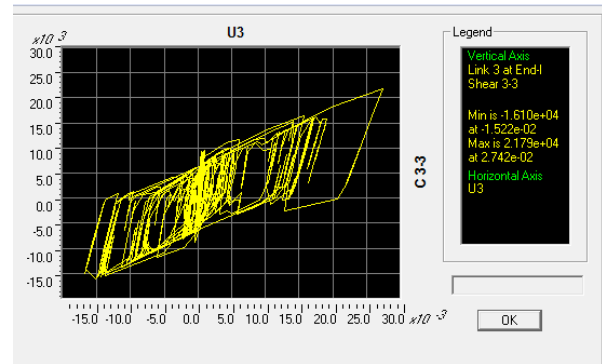


d) CPDR, componentes horizontales más la vertical (SL+ST+SV), factor de escala igual a 2

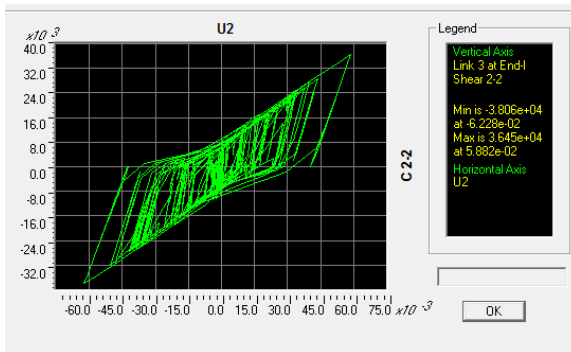
Pila mediana con voladizo de 51.18 m



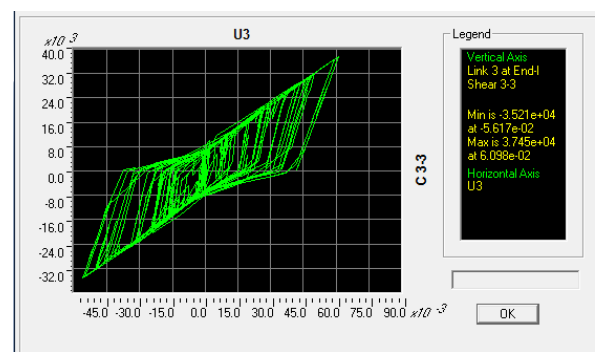
e) XALT, componente en dirección longitudinal (SL), factor de escala igual a 2.5



f) XALT, componentes horizontales más la vertical (SL+ST+SV), factor de escala igual a 2.5

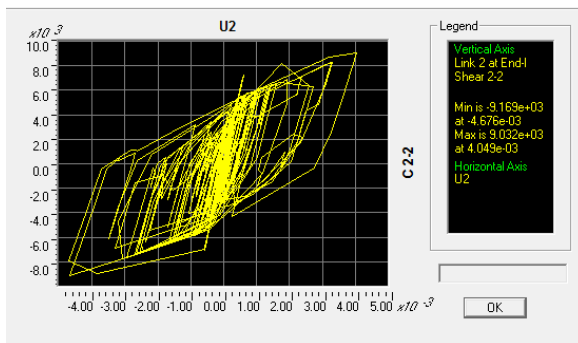


g) CPDR, componente en dirección longitudinal (SL), factor de escala igual a 2.5

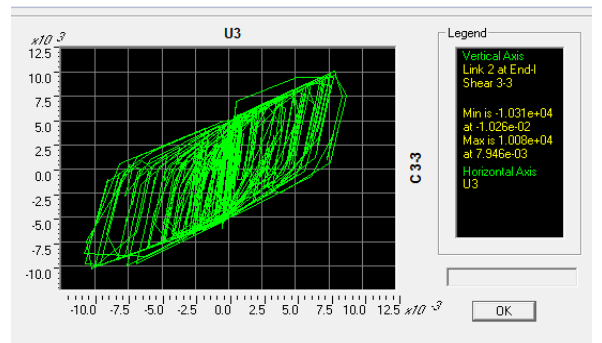


h) CPDR, componentes horizontales más la vertical (SL+ST+SV), factor de escala igual a 2.5

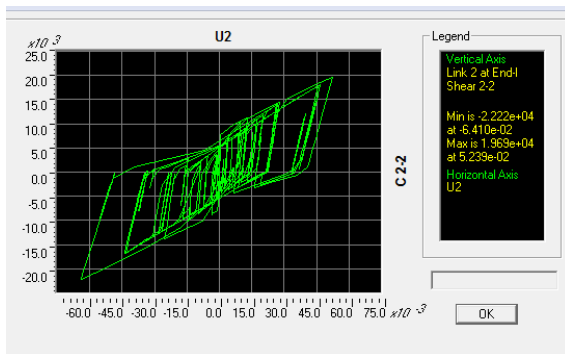
Pila grande con voladizo de 141.98 m



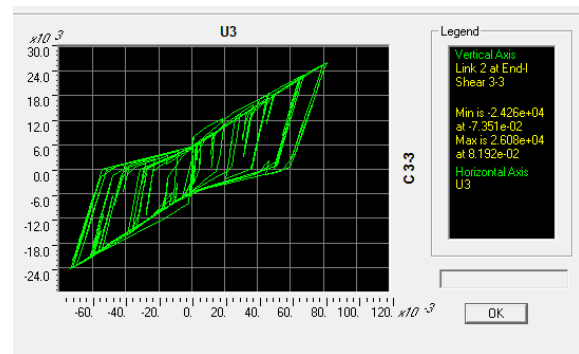
j) XALT, componente en dirección longitudinal (SL), factor de escala igual a 2.5



i) XALT, componentes horizontales más la vertical (SL+ST+SV), factor de escala igual a 2.5



l) CPDR, componente en dirección longitudinal (SL), factor de escala igual a 2.5



k) CPDR, componentes horizontales más la vertical (SL+ST+SV), factor de escala igual a 2.5

Figura 4.2.g Ciclos histeréticos obtenidos para cada una de las pilas en distintas etapas de construcción.

En la tabla IV.c se muestran los valores de curvatura de fluencia, curvatura última y la longitud de articulación plástica de cada una de las pilas y en las tablas IV.d, IV.e y IV.f se resumen los resultados de la ductilidad de desplazamiento de cada uno de los elementos analizados, así como el valor del desplazamiento máximo observado en las figuras anteriores.

Tabla IV.c Curvatura de fluencia, curvatura última y longitud de articulación plástica de los miembros estructurales.

Elemento	Curvatura de Fluencia (ϕ_f) (rad/m)	Curvatura última (ϕ_u) (rad/m)	Longitud de articulación plástica (L_p)
Pila chica	0.00048	0.01079	2.35 m
Pila mediana	0.00051	0.01096	5.95 m
Pila grande	0.00064	0.00899	11.39 m

Tabla IV.d Ductilidad de desplazamiento de la pila chica para voladizos de a) 30.10 m b) 51.18 m c) 87.30 m.

Acelerograma	Caso de análisis	Desplazamiento máximo (m)	Ductilidad ($\mu\Delta$)
XALT8904.251	SL	0.0329	1.2249
	ST	0.2445	9.0978
	SL+ST+SV	0.0349	1.2994
CPDR8904.251	SL	0.1628	6.0578
	ST	0.2873	10.6904
	SL+ST+SV	0.2140	7.9629

a)

Acelerograma	Caso de análisis	Desplazamiento máximo (m)	Ductilidad ($\mu\Delta$)
XALT8904.251	SL	0.1050	3.9070
	ST	0.0626	2.3293
	SL+ST+SV	0.1050	3.9070
CPDR8904.251	SL	0.1590	5.9164
	ST	0.3264	12.1453
	SL+ST+SV	0.1603	5.9647

b)

Acelerograma	Caso de análisis	Desplazamiento máximo (m)	Ductilidad ($\mu\Delta$)
XALT8904.251	SL	0.1377	5.1238
	ST	0.1604	5.9685
	SL+SL2+SV	0.0852	3.1699
CPDR8904.251	SL	0.3359	12.4988
	ST	0.3300	12.2793
	SL+ST+SV	0.6512	24.2311

c)

Tabla IV.e Ductilidad de desplazamiento de la pila mediana para voladizos de a) 30.10 m b) 51.18 m c) 87.30 m.

Acelerograma	Caso de análisis	Desplazamiento máximo (m)	Ductilidad ($\mu\Delta$)
XALT8904.251	SL	0.0107	< 1
	ST	0.0202	< 1
	SL+ST+SV	0.0244	< 1
CPDR8904.251	SL	0.0226	< 1
	ST	0.0605	< 1
	SL+ST+SV	0.0446	< 1

a)

Acelerograma	Caso de análisis	Desplazamiento máximo (m)	Ductilidad ($\mu\Delta$)
XALT8904.251	SL	0.0075	< 1
	ST	0.0177	< 1
	SL+ST+SV	0.0274	< 1
CPDR8904.251	SL	0.0588	< 1
	ST	0.0602	< 1
	SL+ST+SV	0.0610	< 1

b)

Acelerograma	Caso de análisis	Desplazamiento máximo (m)	Ductilidad ($\mu\Delta$)
XALT8904.251	SL	0.0074	< 1
	ST	0.0136	< 1
	SL+ST+SV	0.0131	< 1
CPDR8904.251	SL	0.0599	< 1
	ST	0.0734	< 1
	SL+ST+SV	0.0729	< 1

c)

Tabla IV.f Ductilidad de desplazamiento de la pila grande para voladizos de a) 30.21 m b) 87.6 m c) 141.98 m.

Acelerograma	Caso de análisis	Desplazamiento máximo (m)	Ductilidad ($\mu\Delta$)
XALT8904.251	SL	0.0019	< 1
	ST	0.0126	< 1
	SL+ST+SV	0.0188	< 1
CPDR8904.251	SL	0.0284	< 1
	ST	0.0847	< 1
	SL+ST+SV	0.0850	< 1

a)

Acelerograma	Caso de análisis	Desplazamiento máximo (m)	Ductilidad ($\mu\Delta$)
XALT8904.251	SL	0.0030	< 1
	ST	0.0233	< 1
	SL+ST+SV	0.0203	< 1
CPDR8904.251	SL	0.0396	< 1
	ST	0.1058	< 1
	SL+ST+SV	0.0707	< 1

b)

Acelerograma	Caso de análisis	Desplazamiento máximo (m)	Ductilidad ($\mu\Delta$)
XALT8904.251	SL	0.0040	< 1
	ST	0.0217	< 1
	SL+ST+SV	0.0079	< 1
CPDR8904.251	SL	0.0524	< 1
	ST	0.0729	< 1
	SL+ST+SV	0.0819	< 1

c)

Se puede observar que, en particular, para la pila chica se estimó una demanda de ductilidad con valor de 24.23, analizándola con el sismo del 25 de abril de 1989 tomando el registro de la estación CPDR8904.251, lo cual indica que el elemento estructural tiene una sollicitación muy alta, misma que no podría ser alcanzada por el elemento ni aún con un buen detallado. Lo anterior se debe a que la intensidad sísmica considerada es extremadamente alta, y que fue aplicada con el propósito de llevar a la estructura a valores extremos de intensidad. Por otro lado las pilas de 70 y 138 m no presentaron ductilidad ya que los valores de demanda de ductilidad resultaron menores a la unidad.

Efecto de la Carga Axial sobre las Pilas

Uno de los efectos más importantes de la demanda sísmica durante la construcción de los puentes está relacionado con la componente vertical, y en específico con el nivel de carga axial que experimentan las pilas durante el temblor.

El incremento de la carga axial con respecto a la resistencia de las pilas lo definimos en términos del índice de carga axial η que relaciona la demanda de carga P entre la resistencia del elemento, definida como $0.85 \cdot f'c \cdot Ag$.

$$\eta = \frac{P}{P_R} = \frac{P_{max}}{0.85 f'c Ag}$$

Para determinar el efecto del sismo en las distintas etapas de construcción se usaron dos niveles de intensidad sísmica. El primer nivel es equivalente a un sismo que produce una aceleración máxima en el terreno de 1.8 veces la aceleración de la gravedad, que es un nivel de aceleración que se ha producido en diversos sismos registrados a distancias relativamente cortas del epicentro. El segundo nivel se trata de una intensidad menor, la cual equivale a un sismo que produce una aceleración máxima en el terreno de 0.49 veces la aceleración de la gravedad. Los factores de escala que resultaron para los siete registros considerados se muestran en la tabla IV.g.

Tabla IV.g Factores de escala utilizando 1.8 y 0.49 veces la aceleración de la gravedad respectivamente.

Sismo	AMS V (cm/s ²)	FE
XALT8904.251	74.6592	23.651
CPDR8904.251	63.7096	27.716
OCLL8904.251	34.0062	51.926
SMR29310.241	46.2604	38.171
ATYC9607.151	18.1684	97.191
PETA9607.151	110.0217	16.050
CALE9701.111	356.9848	4.946

Sismo	AMS V (cm/s ²)	FE
XALT8904.251	74.6592	6.438
CPDR8904.251	63.7096	7.545
OCLL8904.251	34.0062	14.135
SMR29310.241	46.2604	10.391
ATYC9607.151	18.1684	26.457
PETA9607.151	110.0217	4.369
CALE9701.111	356.9848	1.347

Para obtener los índices de carga axial η para cada una de las intensidades descritas, se requirió de modificar el factor de escala de los registros, el cual se calculó tomando en cuenta que 1g es igual a 9.81 m/s², es decir, para aumentar los valores de aceleración se multiplicó 9.81*100*1.8g y se dividió entre la aceleración máxima del suelo en dirección vertical y de igual manera para la intensidad equivalente a 0.49.

Una vez que se hizo el análisis con los factores de escala calculados, en la tabla IV.h se resumieron los índices de carga axial η para cada una de las pilas con sus diferentes longitudes de voladizo, tomando en cuenta los 7 registros seleccionados.

Tabla IV.h Índices de carga axial para las tres pilas con una intensidad equivalente a 0.49

Pila chica				
Volado	Sismo	Pmax (ton)	tiempo (s)	η
30.10 m	XALT8904.251	4.85E+03	1.93E+01	0.1386
	CPDR8904.251	5.60E+03	9.00E+00	0.1601
	OCLL8904.251	2.71E+03	7.60E+00	0.0774
	SMR29310.241	4.22E+03	1.10E+01	0.1207
	ATYC9607.151	9.88E+03	4.63E+01	0.2823
	PETA9607.151	6.40E+03	1.31E+01	0.1830
	CALE9701.111	5.30E+03	1.04E+01	0.1515
51.18 m	XALT8904.251	3.00E+03	1.92E+01	0.0857
	CPDR8904.251	5.51E+03	1.20E+01	0.1575
	OCLL8904.251	5.00E+03	7.20E+00	0.1429
	SMR29310.241	5.68E+03	1.57E+01	0.1622
	ATYC9607.151	1.77E+04	4.45E+01	0.5065
	PETA9607.151	3.94E+03	1.54E+01	0.1126
	CALE9701.111	3.20E+03	1.80E+01	0.0915
87.30 m	XALT8904.251	2.44E+03	1.93E+01	0.0696
	CPDR8904.251	6.67E+03	1.04E+01	0.1907
	OCLL8904.251	2.91E+03	8.00E+00	0.0833
	SMR29310.241	6.95E+03	1.55E+01	0.1985
	ATYC9607.151	1.21E+04	5.36E+01	0.3464
	PETA9607.151	3.27E+03	9.90E+00	0.0935
	CALE9701.111	3.21E+03	7.40E+00	0.0916

Pila mediana				
Volado	Sismo	Pmax (ton)	tiempo (s)	η
30.10 m	XALT8904.251	1.31E+03	1.35E+01	0.0292
	CPDR8904.251	5.00E+03	7.80E+00	0.1118
	OCLL8904.251	4.41E+03	1.49E+01	0.0985
	SMR29310.241	6.61E+03	1.44E+01	0.1478
	ATYC9607.151	9.65E+03	5.11E+01	0.2156
	PETA9607.151	1.92E+03	1.32E+01	0.0430
	CALE9701.111	4.13E+03	2.00E+01	0.0923
51.18 m	XALT8904.251	2.97E+03	1.66E+01	0.0663
	CPDR8904.251	1.09E+04	1.19E+01	0.2432
	OCLL8904.251	2.86E+03	6.80E+00	0.0638
	SMR29310.241	5.58E+03	1.17E+01	0.1246
	ATYC9607.151	1.28E+04	5.02E+01	0.2854
	PETA9607.151	2.67E+03	1.28E+01	0.0597
	CALE9701.111	2.53E+03	1.25E+01	0.0566
87.30 m	XALT8904.251	3.63E+03	1.79E+01	0.0811
	CPDR8904.251	5.76E+03	1.21E+01	0.1286
	OCLL8904.251	5.79E+03	7.80E+00	0.1294
	SMR29310.241	4.15E+03	9.60E+00	0.0928
	ATYC9607.151	1.09E+04	4.94E+01	0.2425
	PETA9607.151	2.48E+03	1.34E+01	0.0555
	CALE9701.111	3.27E+03	1.18E+01	0.0731

Pila grande				
Volado	Sismo	Pmax (ton)	tiempo (s)	η
30.21 m	XALT8904.251	2.46E+03	1.91E+01	0.0591
	CPDR8904.251	4.84E+03	1.28E+01	0.1162
	OCLL8904.251	4.60E+03	8.30E+00	0.1104
	SMR29310.241	3.78E+03	9.70E+00	0.0906
	ATYC9607.151	1.44E+04	4.72E+01	0.3453
	PETA9607.151	1.31E+03	6.40E+00	0.0314
	CALE9701.111	4.60E+03	1.96E+01	0.1104
87.60 m	XALT8904.251	2.42E+03	1.27E+01	0.0582
	CPDR8904.251	4.30E+03	1.05E+01	0.1031
	OCLL8904.251	7.20E+03	1.39E+01	0.1730
	SMR29310.241	5.28E+03	1.21E+01	0.1268
	ATYC9607.151	8.36E+03	5.26E+01	0.2008
	PETA9607.151	4.44E+03	1.56E+01	0.1065
	CALE9701.111	2.87E+03	1.95E+01	0.0688
141.98 m	XALT8904.251	2.11E+03	1.40E+01	0.0506
	CPDR8904.251	5.45E+03	1.24E+01	0.1308
	OCLL8904.251	2.58E+03	1.18E+01	0.0620
	SMR29310.241	5.13E+03	1.17E+01	0.1231
	ATYC9607.151	4.08E+03	4.68E+01	0.0979
	PETA9607.151	2.78E+03	1.20E+01	0.0667
	CALE9701.111	2.21E+03	1.73E+01	0.0531

Los valores del índice de carga axial η que se indicaron con amarillo en las tablas anteriores, son los valores más altos de cada una de las pilas.

En la tabla IV.i se muestran los valores de la fuerza axial debida a carga muerta para cada una de las pilas.

Tabla IV.i Fuerza axial debida a la carga muerta.

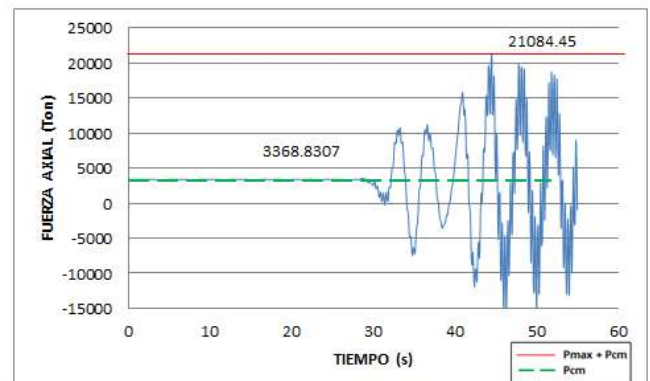
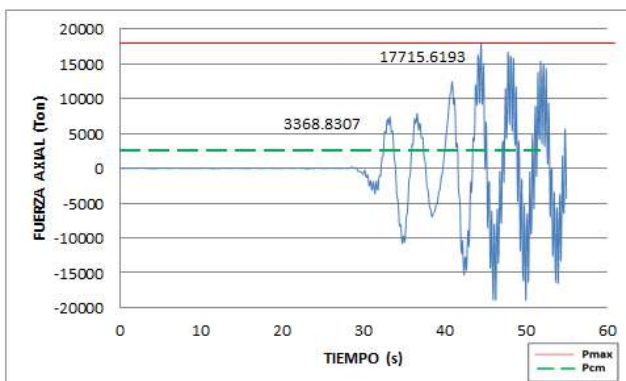
Pila chica	
Volado	P (ton)
30.10 m	2522.12
51.18 m	3368.83
87.30 m	4511.49

Pila mediana	
Volado	P (Ton)
30.10 m	2624.04
51.18 m	3385.91
87.30 m	4567.70

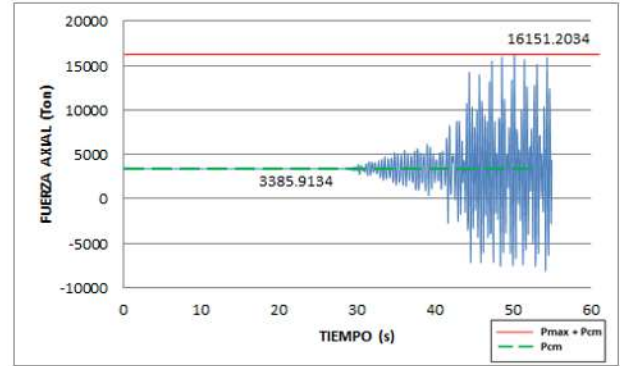
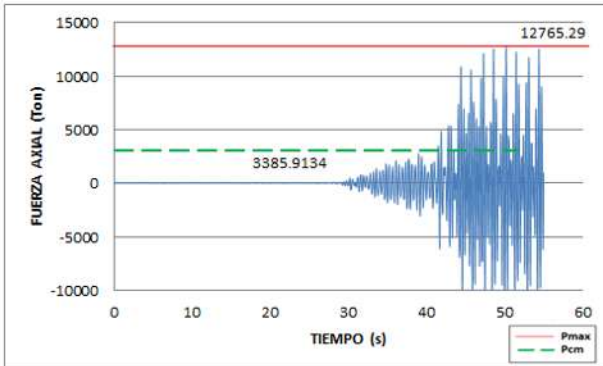
Pila grande	
Volado	P (Ton)
30.21 m	3217.74
87.60 m	5079.20
141.98 m	6658.19

Las gráficas del lado izquierdo en la figura 4.2.h, muestran la variación de la carga axial en el tiempo, la línea roja indica el valor de la fuerza axial máxima y la línea verde discontinua la fuerza axial debida a la carga muerta. En el caso de las gráficas que se muestran del lado derecho la línea roja indica el valor máximo de la fuerza axial producida por la componente vertical del sismo más la fuerza axial debida a carga muerta.

- Pila chica con voladizo de 51.18 m, registro ATYC9607.151, $\eta = 0.5065$



- Pila mediana con voladizo de 51.18 m, registro ATYC9607.151, $\eta = 0.2854$



- Pila grande con voladizo de 30.21 m, registro ATYC9607.151, $\eta = 0.3453$

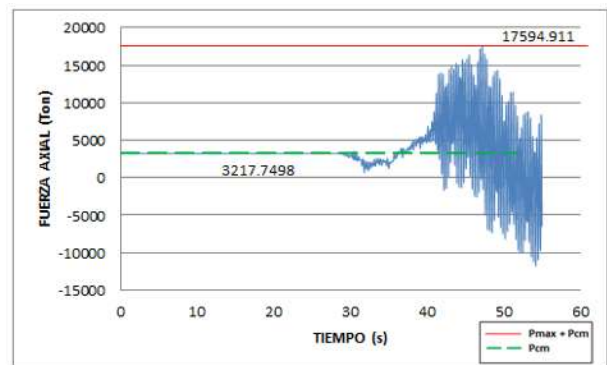
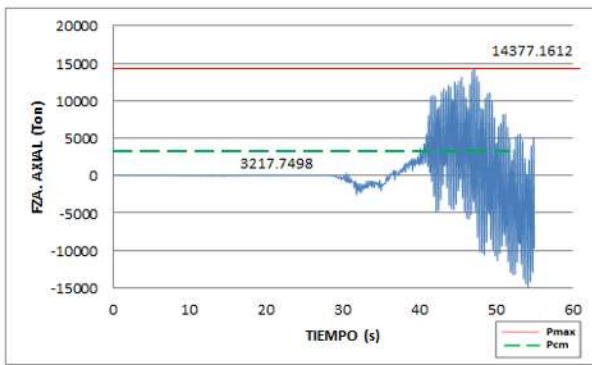


Figura 4.2.h Variación de la carga axial en el tiempo.

Se observa que en buena parte de la historia de carga, el nivel de carga axial supera ampliamente al valor de carga axial debida a la carga muerta.

El efecto de la carga axial producida por la componente vertical del sismo, en la relación momento – curvatura, se muestra en la figura 4.2.i, que fueron obtenidas para los valores de carga axial debida a carga muerta y carga axial máxima correspondientes al registro ATYC9607.151 vistos en los casos anteriores (figura 4.2.h). De acuerdo con las gráficas se observa que la carga axial incrementa notablemente la resistencia de la pila a costa de reducir la ductilidad también de manera importante. Este efecto se observa para las tres pilas.

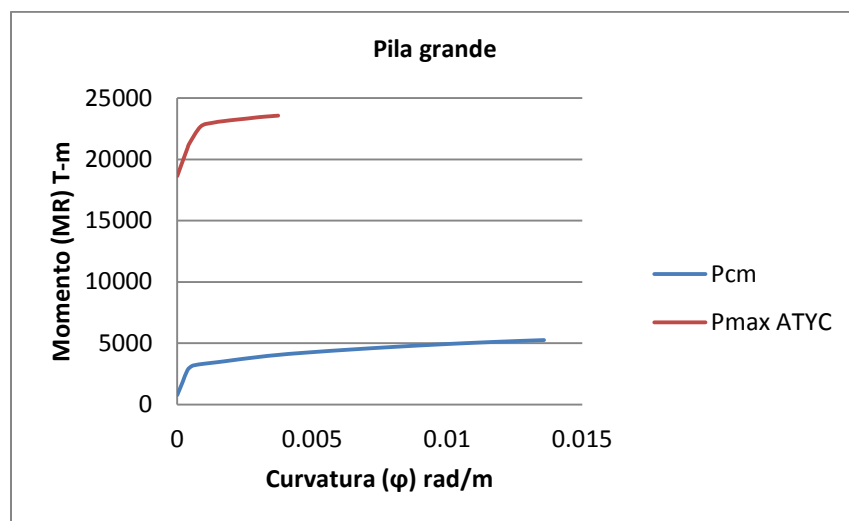
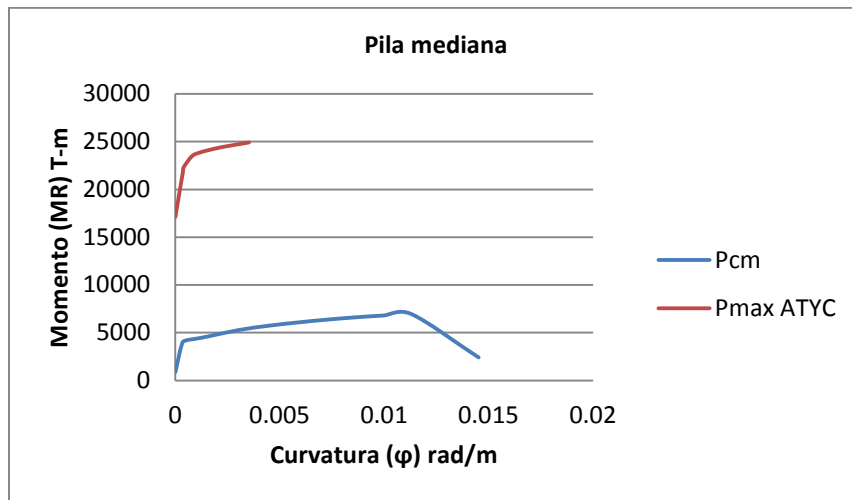
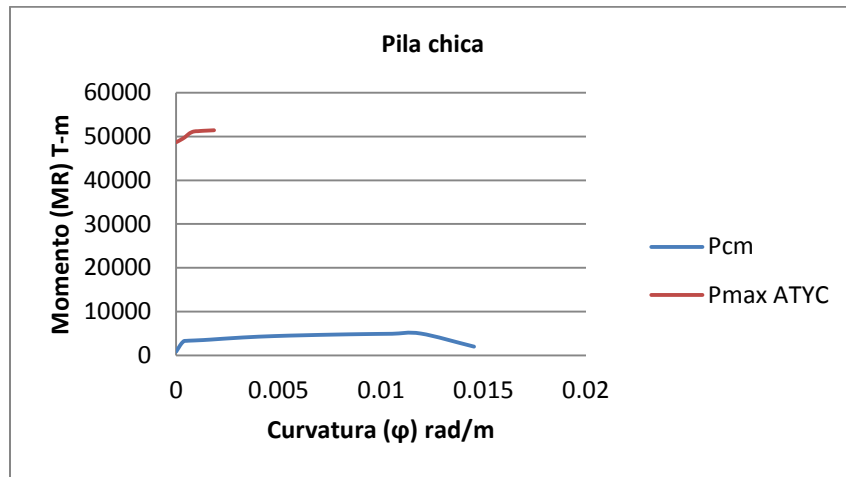


Figura 4.2.i Efecto de la carga axial en la relación momento-curvatura.

CAPÍTULO V

ANÁLISIS DE RESULTADOS

En este capítulo se describen los principales resultados obtenidos durante el análisis lineal y no lineal de las distintas etapas de construcción del puente. Las características de los modelos y de las consideraciones del análisis se presentan en los capítulos tres y cuatro para los casos lineal y no lineal respectivamente.

Relación entre las Propiedades Dinámicas de la Estructura y de los Registros

En primer lugar se presentan los valores de las propiedades dinámicas de los distintos modelos de los puentes que se estudiaron, con el propósito de ver su relación con el contenido de frecuencias de los registros sísmicos y el efecto en la respuesta de pilas y tablero. Se consideraron 50 modos de vibrar en los modelos de análisis, lo cual llevó a valores de participación de masa mayores o iguales al 85% en todos los casos. En la tabla siguiente se muestran los periodos en los que la participación de masa alcanzó un valor considerable en las direcciones principales de la respuesta. En el caso del puente completo, los modos 1, 6, 11 y 19 tuvieron un porcentaje de participación de masa importante en las direcciones transversal (Y) y de rotación alrededor del eje longitudinal del puente (RX) en el modo 1, vertical (Z) en los modos 6 y 19, y longitudinal (X) en el modo 11 y 19.

Tabla V.a Participación de masa del puente completo.

Modo	Periodo	SumUX	SumUY	SumUZ	SumRX
1	3.95	0	0.6351	0	0.6674
6	0.98	0.0828	0.6360	0.1951	0.6836
11	0.5721	0.2272	0.8408	0.2054	0.8691
19	0.3414	0.8575	0.8933	0.6914	0.9162

A continuación, de igual manera, que en el caso del puente completo, se presentan los periodos en los que la participación de masa alcanzó un valor considerable en las direcciones principales de la respuesta, en cada una de las etapas constructivas.

En la etapa 1, la fuerza cortante sobre la losa se incrementa notablemente al considerar la componente vertical del sismo; por otra parte, los modos en los que se tiene una mayor

participación de masa corresponden a los modos 1, 8 y 10 en la dirección longitudinal (X) y de rotación alrededor del eje longitudinal y vertical del puente (RX, RZ) en los modos 8 y 10, transversal (Y) en los modos 8 y 10, vertical (Z) en el modo 10 y para la rotación alrededor del eje transversal del puente (RY) en el modo 10. El periodo correspondiente a una participación de masa importante en la dirección vertical es de 0.269 s, que se aproxima a las máximas ordenadas espectrales para los registros considerados. Los valores se presentan en la tabla siguiente.

Etapa 1: Pila alta con tablero de longitud de 30.21 m.

Modo	Periodo	SumUX	SumUY	SumUZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	16.98	0.7050	0	3.563E-19	0	0.1720	0.0001
8	0.3965	0.9237	0.9094	1.473E-12	0.9985	0.1750	0.9095
10	0.2691	0.9431	0.9094	0.8106	0.9992	0.8437	0.9095

En la etapa 2, se observó que los modos en los que se tiene una mayor participación de masa corresponden a los modos 1, 6, 8 y 12 en la dirección longitudinal (X) y de rotación alrededor del eje longitudinal y vertical del puente (RX, RZ) en los modos 6, 8 y 12, transversal (Y) en los modos 6, 8 y 12, vertical (Z) en el modo 8 y 12 y para la rotación alrededor del eje transversal del puente (RY) en el modo 12. El periodo 8 es de 0.47 s, y la participación de masa en la dirección vertical para ese modo es 0.72, lo que explica el elevado cortante que se produce cuando se considera la componente vertical del sismo.

Etapa 2: Pila alta con tablero de longitud de 87.60 m.

Modo	Periodo	SumUX	SumUY	SumUZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	26.0256	0.7664	0	3.235E-18	2.276E-20	0.2155	0.0001
6	1.2438	0.9244	0.9107	3.043E-13	0.9982	0.2189	0.9113
8	0.4736	0.9505	0.9107	0.7249	0.9986	0.7851	0.9113
12	0.2137	0.9642	0.9523	0.8742	0.9997	0.9018	0.9527

Para la etapa 3, el periodo del modo 11 es de 0.33 s, lo que lo aproxima al máximo de los valores espectrales de la componente vertical y explica el elevado cortante que se produce en esta etapa en comparación con el que se origina por las componentes horizontales. En la tabla que sigue se observó que de igual manera que en las etapas anteriores los modos en los que se tiene mayor participación de masa corresponden a los modos 1, 6 y 11 en la dirección longitudinal (X) y de rotación alrededor del eje longitudinal y vertical del puente (RX, RZ) en los modos 6 y 11, transversal (Y) en los modos 6 y 11, vertical (Z) en el modo 11 y para la rotación alrededor del eje transversal del puente (RY) en el modo 11.

Etapa 3: Pila alta con tablero de longitud de 141.98 m.

Modo	Periodo	SumUX	SumUY	SumUZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	33.3874	0.7296	2.906E-20	1.297E-17	7.152E-20	0.2362	0.0001
6	1.2892	0.9429	0.9315	9.957E-13	0.9985	0.2424	0.9329
11	0.3287	0.9629	0.9511	0.8818	0.9995	0.9104	0.9521

En la etapa 4, se observó que nuevamente en la dirección longitudinal (X) se tiene mayor participación de masa, para los modos 1, 2, 7 y 10 y de rotación alrededor del eje longitudinal y vertical del puente (RX, RZ) en los modos 2, 7 y 10, transversal (Y) en los modos 7 y 10, vertical (Z) en el modo 10 y para la rotación alrededor del eje transversal del puente (RY) en el modo 10. La participación de masa es de 0.3 y 0.79 para los modos 7 y 10. Los periodos para dichos modos son de 0.19 y 0.16 s, valores ubicados dentro de la zona espectral máxima para la componente vertical.

Etapa 4: Pila mediana con tablero de longitud de 30.10 m.

Modo	Periodo	SumUX	SumUY	SumUZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	5.5296	0.7290	0	0.000001	8.277E-10	0.0868	0.00004
2	2.5932	0.7290	0.7372	0.000001	0.8878	0.0868	0.7369
7	0.1856	0.9030	0.8647	0.3063	0.9509	0.3717	0.8648
10	0.1634	0.9037	0.8647	0.7916	0.9512	0.8101	0.8648

Etapa 5, los modos donde se presenta mayor participación de masa es en el 1, 2 y 7 en la dirección longitudinal (X) y de rotación alrededor del eje longitudinal y vertical del puente (RX, RZ) en los modos 2 y 7, transversal (Y) para los mismos modos 2 y 7, vertical (Z) y rotación alrededor del eje transversal del puente (RY) en el modo 7. En esta etapa, la máxima participación modal en la dirección vertical se presenta en el modo 7, para el cual se tiene un periodo de 0.23 s, próximo a las componentes de mayor respuesta en el espectro vertical.

Etapa 5: Pila mediana con tablero de longitud de 51.18 m.

Modo	Periodo	SumUX	SumUY	SumUZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	7.0287	0.7435	0	0.00001	5.698E-09	0.0925	0.00004
2	3.2192	0.7435	0.7943	0.00001	0.9172	0.0925	0.7928
7	0.2284	0.9239	0.8903	0.7511	0.9625	0.7749	0.8903

Etapa 6, el modo 6 corresponde al de mayor participación de masa vertical (0.62), para un periodo de 0.4 s, que ya no se encuentra tan próximo a las ordenadas importantes de los espectros verticales de respuesta. En la tabla siguiente se presentan los modos donde ocurre la mayor participación de masa, en el 1, 4 y 6 en la dirección longitudinal (X) y de rotación alrededor del eje longitudinal y vertical del puente (RX, RZ) en los modos 4 y 6, vertical (Z) y rotación alrededor del eje transversal del puente (RY) en el modo 6 y transversal (Y) para los modos 4 y 6.

Etapa 6: Pila mediana con tablero de longitud de 87.30 m.

Modo	Periodo	SumUX	SumUY	SumUZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	9.5074	0.6736	0	0.00008	4.007E-08	0.0917	0.00004
4	2.4509	0.8920	0.8477	0.0003	0.9415	0.1082	0.8478
6	0.3979	0.9448	0.8477	0.6194	0.9418	0.6601	0.8478

En la etapa 7, los modos donde se tiene una mayor participación de masa es en el 1, 4 y 12 en la dirección longitudinal (X) y en la rotación alrededor del eje transversal del puente (RY), vertical (Z) y rotación alrededor del eje longitudinal y vertical del puente (RX, RZ) en el modo 12. La participación de masa vertical adquiere importancia a partir del modo 12 cuyo periodo es muy cercano a los máximos espectrales para la componente vertical.

Etapa 7: Pila chica con tablero de longitud de 30.10 m.

Modo	Periodo	SumUX	SumUY	SumUZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	1.5153	0.6975	0	0.00001	6.922E-09	0.5448	0.0007
4	0.3767	0.8994	0.8030	0.00009	0.8539	0.6547	0.8049
12	0.1170	0.8997	0.8373	0.6798	0.8809	0.8562	0.8389

Para la etapa 8, los valores de participación de masa son de 0.69 para un periodo de 0.16, por lo que se ubican en la zona donde se concentra la energía de la componente vertical. En la tabla se observa que los modos en los que se tiene una mayor participación de masa corresponden a los modos 1, 4 y 9 en la dirección longitudinal (X) y en la rotación alrededor del eje transversal del puente (RY) para esos mismos modos, vertical (Z) y rotación alrededor del eje longitudinal y vertical del puente (RX, RZ) en el modo 9.

Etapa 8: Pila chica con tablero de longitud de 51.18 m.

Modo	Periodo	SumUX	SumUY	SumUZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	2.2292	0.5228	0	0.00007	3.583E-08	0.4518	0.0005
4	0.6550	0.9294	0.8451	0.0002	0.8865	0.6759	0.8492
9	0.1626	0.9295	0.8890	0.6866	0.9201	0.8751	0.8919

En la última etapa, los modos en los que se tiene mayor participación de masa corresponden a los modos 1, 4, 5 y 22 en dirección longitudinal (X) y en la rotación alrededor del eje transversal del puente (RY) para esos mismos modos, vertical (Z), rotación alrededor del eje longitudinal y vertical del puente (RX, RZ) y transversal (RY) en el modo 22. Los valores de participación de masa de los modos 5 y 22 son importantes y corresponden a periodos de 0.37 y 0.12 s.

Etapa 9: Pila chica con tablero de longitud de 87.30 m.

Modo	Periodo	SumUX	SumUY	SumUZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	3.8409	0.2718	0	0.0003	1.463E-07	0.3184	0.0002
4	1.0320	0.9528	0.8780	0.0005	0.9111	0.6951	0.8870
5	0.3663	0.9528	0.8780	0.5869	0.9114	0.8612	0.8870
22	0.1230	0.9528	0.9362	0.8627	0.9553	0.9395	0.9408

Al estudiar la respuesta de la superestructura para las etapas 1, 2 y 3 se observó que la fuerza cortante sobre la losa se incrementa notablemente al considerar la componente vertical del sismo si se le compara con la fuerza cortante que producen las componentes horizontales; sin embargo, el valor de la fuerza cortante que producen las tres componentes actuando de manera simultánea es despreciable en comparación con la fuerza que produce la condición de carga muerta. El momento debido a las tres componentes más la carga muerta alcanza un valor del 3% del momento debido a la combinación de las dos componentes más la carga muerta.

Por lo que respecta a la pila de longitud igual a 138 m, se observa que el momento que produce únicamente la componente vertical alcanza un valor de 130% del momento que produce la carga muerta, es decir, tiene un impacto que excede ampliamente los factores de carga que se aplican comúnmente en este tipo de estructuras, sino se hace una consideración explícita en el diseño sobre el efecto de la componente vertical.

Para las etapas 4, 5 y 6 se observó que de igual manera la fuerza cortante sobre la losa tiene un incremento al considerar la componente vertical del sismo. El momento debido a la componente vertical alcanza un valor del 25% del momento debido a carga muerta, superior al valor que se recomienda para considerar el efecto del sismo vertical. El momento debido a las tres componentes más la carga muerta, alcanza un valor máximo del 5% del momento debido a las dos componentes más la carga muerta, por lo que se podría tomar como insignificante.

Por otro lado en el caso de la pila mediana de longitud igual a 70 m, el cortante debido a las tres componentes más la carga muerta, alcanza un valor máximo del 8% del cortante debido a las dos componentes más la carga muerta, por lo que también resulta insignificante. En este caso la carga axial sobre la pila se incrementa de forma notable, el momento flexionante y el cortante solamente alcanzan un valor del 5% cuando se incluye la componente vertical del sismo.

En las últimas etapas 7, 8 y 9 se observó que en la superestructura el momento debido a la componente vertical alcanza un valor del 16% del momento debido a la carga muerta y el momento debido a las tres componentes más la carga muerta, alcanza un valor máximo del 7% del momento debido a las dos componentes más la carga muerta. La fuerza cortante sobre la losa se incrementa de forma importante cuando se incluye la componente vertical.

En la pila chica de longitud igual a 25 m, la carga axial sobre la pila se incrementa de forma notable cuando se incluye la componente vertical del sismo, la fuerza cortante sobre la pila se incrementa un máximo de 10% cuando se incluye la componente vertical en la etapa 7 y el momento no se afecta de manera significativa. El efecto de la componente vertical con respecto a la carga muerta alcanza un porcentaje del 10%.

Por último al estudiar la respuesta de la superestructura del puente completo se observó que la fuerza cortante y el momento flexionante producidos por la carga vertical son del orden del 50% de los que se obtienen con las dos componentes horizontales. En el caso de las pilas los incrementos de carga axial, cortante y momentos son significativos en los tres elementos, cuando se incluye la componente vertical, comparada con la fuerza que se produce con las componentes horizontales. Los otros índices no se ven afectados al considerar el sismo en dirección vertical.

Respuesta Histerética de las Pilas

Los distintos modelos se analizaron con dos de los registros sísmicos (XALT Y CPDR) tomando en cuenta las dos componentes horizontales (SL y ST), y posteriormente la suma de las 3 componentes (SL+ST+SV). Inicialmente se utilizaron factores de escala de cierta intensidad sísmica, con el propósito de llevar a los elementos a niveles cercanos a su capacidad máxima.

Para la etapa 7, pila chica con voladizo de 30.1 m se escalaron los registros hasta lograr una reducción de la fuerza máxima del 20%. Para ello, el registro de la componente horizontal de la estación XALT se escaló hasta un valor de aceleración máxima igual a 2, lo que llevó a un cortante máximo de 9936 t para una deformación de 0.0329 m. Al incluir la componente vertical, además de las horizontales, la fuerza cortante máxima fue de 9464 t y el desplazamiento máximo alcanzado fue de 0.0349. Cuando se aplicó el registro de la estación CPDR, la escala para la componente en dirección longitudinal fue de 1.5 y para la combinación de las tres componentes fue de 2. Los valores de cortante y desplazamiento máximo fueron de 39980 t y 0.1628 m respectivamente en dirección longitudinal, en el caso de las tres componentes los valores de cortante y desplazamiento máximo fueron de 51540 t y 0.2140 m respectivamente. Al comparar ambos casos, se observa que el efecto de la componente vertical fue el de incrementar en 30% la fuerza cortante y el desplazamiento.

Para las otras etapas, los registros se escalaron hasta obtener la misma reducción de resistencia (20%), de manera que el valor de aceleración máxima de la componente horizontal máxima del terreno para cada etapa es la que se indica en la tabla V.b.

Tabla V.b Aceleración máxima de la componente horizontal.

ETAPA	AMT (cm/s ²)	
	XALT	CPDR
1	144.4175	247.6025
2	173.301	247.6025
3	144.4175	247.6025
4	144.4175	247.6025
5	144.4175	247.6025
6	144.4175	247.6025
7	115.534	148.5615
8	144.4175	247.6025
9	404.369	198.082

Al analizar los modelos con los registros escalados se obtuvieron los resultados que se muestran en la tabla siguiente cuando se utilizó el registro de CPDR8904.251.

Tabla V.c Cortante y desplazamiento máximo presentado en cada etapa de construcción.

ETAPA	Componente en dirección longitudinal (SL)		Componentes en dirección longitudinal, transversal y vertical (SL+ST+SV)		V (SL/CM) %	V (3C/CM) %
	V (t)	Δ (m)	V (t)	Δ (m)		
1	14500	0.0284	26740	0.0850	4.50	8.31
2	16930	0.0396	23650	0.0707	3.33	4.65
3	19690	0.0524	26080	0.0819	2.95	3.91
4	19560	0.0226	29800	0.0446	7.45	11.35
5	36450	0.0588	37450	0.0602	10.76	11.06
6	36970	0.0599	43010	0.0729	8.09	9.41
7	39980	0.1628	51540	0.2140	15.85	20.43
8	29920	0.1590	32200	0.1603	8.88	9.55
9	60360	0.3359	143400	0.6512	13.37	31.78

A partir de los resultados de la tabla anterior se observa que el porcentaje de cortante aumenta cuando se incluye la componente vertical comparada con la fuerza que se genera por la carga axial debida a carga muerta. El desplazamiento aumenta un 48% cuando se incluye el sismo vertical para el mismo caso.

La tabla V.d muestra los valores máximos de ductilidad de desplazamiento μ_{Δ} que se alcanzaron en las pilas durante las distintas etapas de construcción cuando se aplicó en el análisis el registro de la estación CPDR8904.251. En la segunda columna se indica el valor máximo de ductilidad alcanzada cuando se aplica la componente longitudinal del sismo y en la tercera columna se presenta el valor de la ductilidad al considerar las tres componentes del sismo.

Tabla V.d Ductilidad de desplazamiento (μ_{Δ}) en cada una de las etapas de construcción.

ETAPA	Ductilidad (μ_{Δ}) (SL)	Ductilidad (μ_{Δ}) (SL+ST+SV)
1	< 1	< 1
2	< 1	< 1
3	< 1	< 1
4	< 1	< 1
5	< 1	< 1
6	< 1	< 1
7	6.0578	7.9629
8	5.9164	5.9647
9	12.4988	24.2311

Se observa que cuando se incluye la componente vertical los valores de ductilidad de desplazamiento aumentan notablemente. En el caso de la última etapa (pila chica de 25 m de altura con voladizo de 87.30 m) el valor de ductilidad aumenta casi un 50% alcanzando una demanda de ductilidad de 24.23.

Efecto de la Carga Axial sobre las Pilas

Como se desprende de los resultados anteriores, el efecto máximo del sismo se refleja en la carga axial sobre las pilas. El máximo incremento de la carga axial para cada pila se muestra en la tabla siguiente, donde se observa que el índice de resistencia η queda comprendido entre 29% para la pila mediana y 51% para la pila chica. Si tomamos en cuenta que el valor de η para carga muerta es del orden del 10%, como se muestra en la tabla, entonces la carga axial en las pilas aumenta entre 510 y 410%. Este incremento se produce con un sismo escalado para una aceleración máxima del terreno de 0.49 g. Si los efectos de esbeltez no reducen la resistencia de la pila, el resultado de incrementar la carga axial sobre la columna tiene otros dos efectos principales que deben tenerse en cuenta en el diseño de los elementos como se comenta a continuación.

Tabla V.e Incremento de la carga axial para cada pila.

Elemento	Volado (m)	η (CM)	η (SV)	η (SV/CM)
Pila chica (25 m)	51.2	0.10	0.51	5.1
Pila mediana (70 m)	51.2	0.07	0.29	4.1
Pila alta (138 m)	30.2	0.08	0.35	4.4

Capacidad a Cortante

El primer efecto de la variación de la carga axial en la pila tiene que ver con la reducción de la capacidad del elemento para resistir cortante, ya que la falla se produce por efecto de tensión diagonal, misma que se modifica con el nivel de carga axial en el elemento. Existen diversas expresiones para evaluar la resistencia de un elemento sometido a fuerza cortante, sin embargo, las expresiones de los reglamentos de construcción son generalmente conservadoras, como es el caso de las propuestas del ACI 2011 y de las NTC 2004, motivo por el cual se considera la expresión de Priestley et al (1994) en este estudio, para evaluar la reducción de capacidad que produce la variación de la carga axial sobre las pilas. La expresión de Priestley combina la degradación de la resistencia en función de la carga axial y la reducción por efecto de la variación en la intensidad de la carga axial aplicada. La resistencia a cortante de acuerdo con este modelo es la contribución de los siguientes tres factores:

$$V_n = V_c + V_s + V_p$$

Donde:

$$V_c = k\sqrt{f'_c} 0.80A_g \quad V_s = \frac{A_v f_y \cot 30}{s} \quad V_p = P \tan \alpha$$

A_g = Área de la sección gruesa

k = Factor que depende de la ductilidad por curvatura

A_v = Área del refuerzo transversal en una capa y en la dirección en donde esta aplicada la fuerza cortante

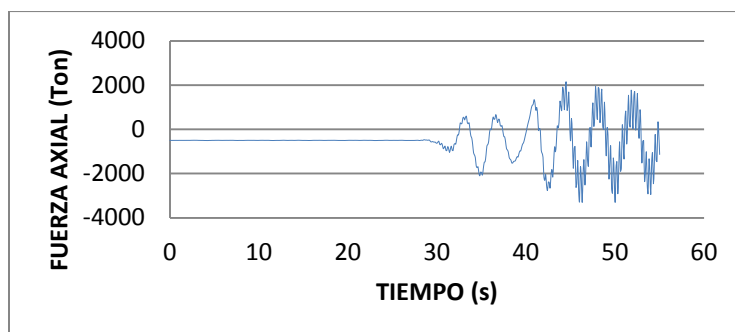
s = separación del refuerzo transversal

α = Ángulo que se forma entre el centroide de la zona de compresión por flexión y el punto de aplicación de la carga axial

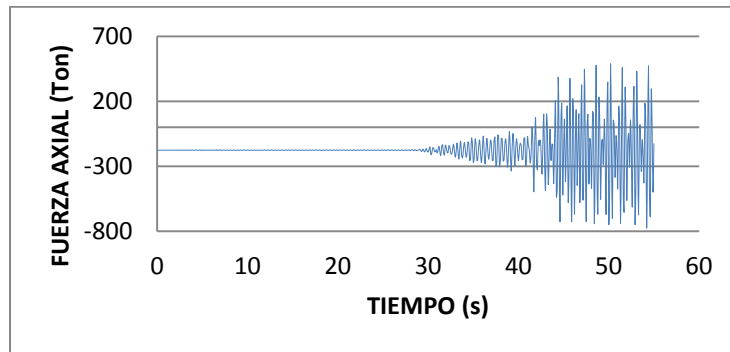
Nota: la expresión para el cálculo de V_s se aplica únicamente para columnas con sección rectangular

En las figuras siguientes se presentan las gráficas de la variación de la capacidad en el tiempo para cada una de las pilas tomando el registro (ATYC9607.151) con mayor influencia en cada una de ellas.

Pila chica con voladizo de 51.18 m, registro ATYC9607.151



Pila mediana con voladizo de 51.18 m, registro ATYC9607.151



Pila grande con voladizo de 30.21 m, registro ATYC9607.151

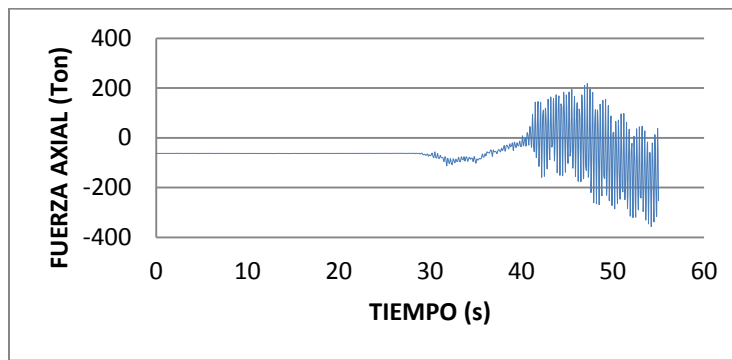


Figura 5.3.a Variación de la capacidad a cortante de las pilas por efecto de la carga axial en el tiempo.

Se puede observar que en los tres casos, la variación de la carga axial disminuye a lo largo de la historia del tiempo haciendo que exista una reducción de la capacidad del elemento para resistir cortante.

Ductilidad

El aumento del nivel de carga axial en la pila se refleja también en la relación momento-curvatura del elemento. A mayor carga de compresión, la resistencia puede ser mayor, pero la capacidad de deformación se reduce notablemente. En las figuras siguientes se muestran las relaciones momento-curvatura para las tres pilas, considerando el nivel de carga máxima cuando se aplica la componente vertical del sismo y cuando solo se considera la carga muerta. En el caso de la pila de 25 m (figura 5.3.b), se obtiene un incremento muy importante del momento resistente por efecto de la componente vertical del sismo pero la capacidad de curvatura se reduce de 0.015 a 0.002 rad/m. Debe considerarse que el valor de la carga axial máxima se produce únicamente en un instante de tiempo, no obstante, el incremento de carga axial se observa prácticamente en toda la historia de carga como se describió anteriormente.

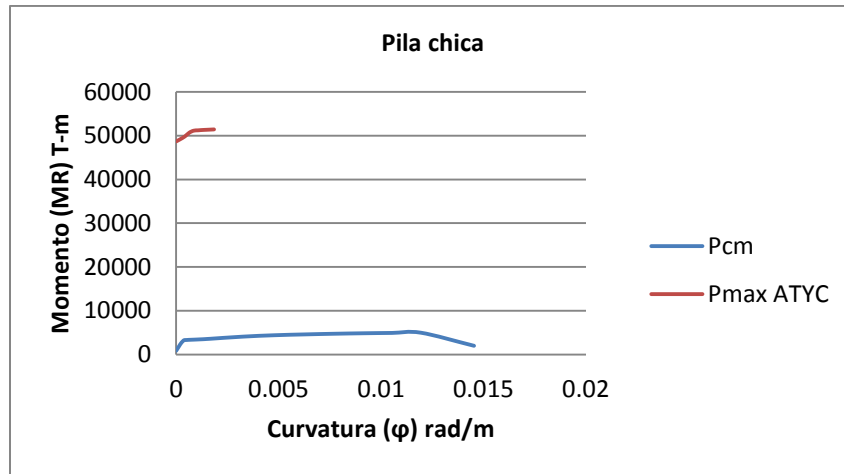


Figura 5.3.b Efecto de la carga axial en la relación momento-curvatura.

En el caso de la pila de 70 m (figura 5.3.c), el momento resistente se incrementa casi cinco veces por efecto de la componente vertical del sismo pero la reducción en la capacidad de curvatura es de 0.014 a 0.004 rad/m. El efecto fue menos drástico que en el caso de la pila chica, debido a que el aumento en el valor de la carga axial fue también menor, como se muestra en la tabla V.e ($\eta = 0.51$ y 0.29 respectivamente). También se obtuvo un incremento de la carga axial prácticamente durante toda la historia de carga.

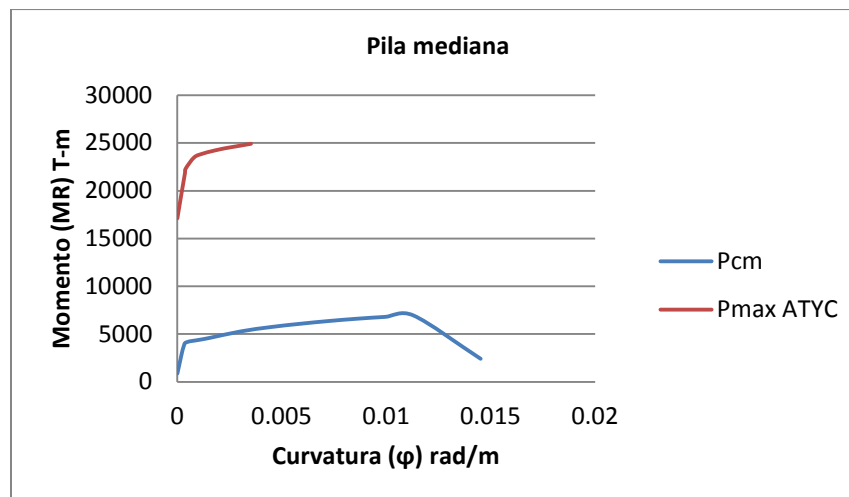


Figura 5.3.c Efecto de la carga axial en la relación momento-curvatura.

Por último, en la pila de 138 m (figura 5.3.d), el momento resistente y la capacidad de curvatura se incrementa de manera semejante al caso de la pila mediana. Esto obedece a que el incremento de carga axial es semejante para ambas pilas.

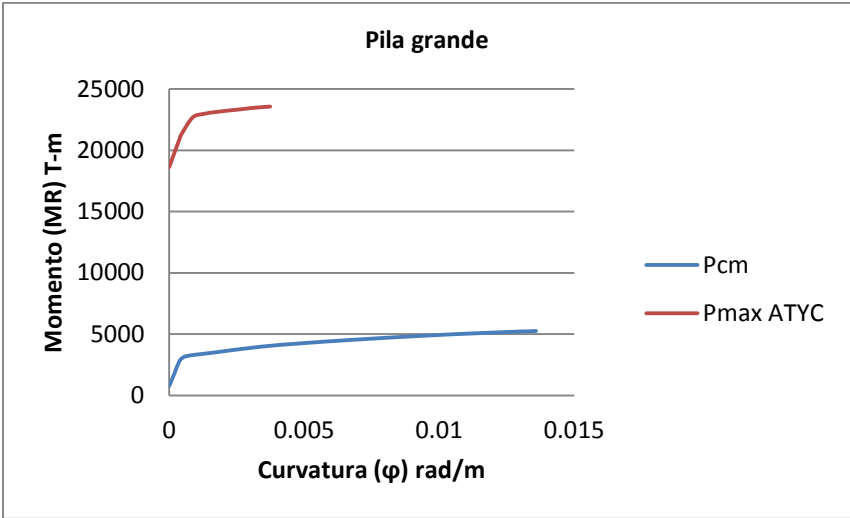


Figura 5.3.d Efecto de la carga axial en la relación momento-curvatura.

CONCLUSIONES

1. El efecto de la componente vertical es importante para distancias cercanas al epicentro. En este caso se vio reflejada cuando se eligieron registros de estaciones ubicadas a una distancia menor o igual a 100 km del epicentro.
2. En la superestructura de todas las etapas constructivas, la influencia de la componente vertical es mayor que la de las componentes horizontales, provocando que los valores de los elementos mecánicos de cortante y momento flexionante se eleven mucho.
3. La pila más alta de 138 m de longitud no se ve influenciada por la componente vertical, a comparación de las otras dos pilas (25 y 70 m), donde la componente vertical hace que la carga axial sobre estas incremente notablemente.
4. La pila mediana y alta (70 y 138 m) no presentaron ductilidad haciendo que en algún momento su falla pueda ser crítica.
5. Uno de los efectos más importantes de la demanda sísmica durante la construcción de los puentes está relacionado con la componente vertical, y en específico con el nivel de carga axial que experimentan las pilas durante el temblor. Los valores más altos que alcanzaron los índices de carga axial para cada una de las pilas van del 20 al 50%.
6. La carga axial supera ampliamente al valor de carga axial debida a la carga muerta en todas las etapas constructivas lo cual también se ve reflejado en la relación momento-curvatura donde se vio que la carga axial incrementaba la resistencia de la pila.

REFERENCIAS

Álvarez O. (2012), “ Efecto del Movimiento Sísmico Vertical Durante la Construcción de Puentes de Claros Medios y Largos”. Tesis para obtener el grado de Maestro en Ingeniería, Facultad de Ingeniería Civil, UMSNH.

Kunnath S., Abrahamson N., Chai Y.H., Zong Z and Yilmaz Z. (1994). “Effects of Vertical Ground Motions on Seismic Response of Highway Bridges”, University of California, Davis, CA.

Juan del Avellano Ingeniero Civil, “ Construcción de Puentes de Concreto Mediante el Sistema de Lanzamiento por Incrementos Sucesivos ”, MEXPRESA.

Instituto Mexicano del Transporte, Normativa SCT, Carreteras, Proyecto, Proyecto de Puentes y Estructuras, Proyecto de Nuevos Puentes y Estructuras Similares, Consideraciones para Puentes Especiales, M- PRY- CAR- 6- 01- 008/4.

Marlio G. (2011), “ Estudio Comparativo de Puentes Construidos por Voladizos Sucesivos”. Tesis para obtener el grado de Maestro en Ingeniería Estructural y de la Construcción, Escola Técnica Superior d’ Enginyers de Camins, Canals i Ports de Barcelona, UPC.

Simon B. “Incrementally Launched Concrete Bridges”, Current Practice Sheet No 13, Concrete Bridge Development Group.

Sociedad mexicana de Ingeniería Sísmica, A.C. (1999). Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes. México.

Orozco M. (2013), “ Modelos de Pérdida de Puentes de Longitud Media”. Tesis para obtener el grado de Maestro en Ingeniería, Facultad de Ingeniería Civil, UMSNH.

Manual Sap2000.

Navega D. , Delgado L. (2008) ,” Análisis de la Influencia de la Rigidez Posfluencia y el Amortiguamiento Viscoso en la Respuesta no Lineal de un Pórtico Plano de Concreto Armado Mediante el Análisis Dinámico no Lineal con el Programa Sap2000.” Trabajo Especial de Grado para optar al Título de Ingeniero Civil de La Universidad Rafael Urdaneta, Maracaibo.

García L. (1998), “Dinámica Estructural Aplicada al Diseño Sísmico” Profesor de Ingeniería Civil, Universidad de los Andes, Facultad de Ingeniería, Departamento de Ingeniería Civil, Bogotá, Colombia.

Modelo de Takeda de estructuras de hormigón. <http://www.arqhys.com/arquitectura/modelo-takeda-estructuras.html>

Sonzognio V., "Modelos Numéricos del Comportamiento Histerético y Estimación del Daño Estructural en Pórticos Sismorresistentes de Hormigón Armado" Investigador asistente del CONICET, Instituto de Desarrollo Tecnológico para la Industria Química (INTEC), Santa Fe-Argentina.

Vera B. (2002), "Determinación de Parámetros para un Modelo de Estrangulamiento por Deslizamiento de Refuerzo". Tesis para la obtención del grado de Magister Scientiae en Ingeniería Estructural, Universidad de los Andes, Facultad de Ingeniería, Postgrado en Ingeniería Estructural.

Bonilla N. (2009), "Canalones Dalla como Sistema Arriostrante de Estructuras Industriales de Hormigón Prefabricado ". Tesis para optar al grado de Magister en Ciencias de la Ingeniería, Pontificia Universidad Católica de Chile, Escuela de Ingeniería, Santiago de Chile.

Medina E. (2010), "Evaluación de Métodos de Análisis Inelástico en Sap para Estructuras de Hormigón Armado". Tesis para optar al grado de Magister en Ciencias de la Ingeniería, Pontificia Universidad Católica de Chile, Escuela de Ingeniería, Santiago de Chile.

Godínez E., Tena A., Pérez L. (2005), "Vulnerabilidad de Estructuras con Base en Marcos de Concreto Reforzado en el Valle de México ante un Escenario Similar al Sismo de Septiembre de 1985". Revista de Ingeniería Sísmica No. 7371-101.

Capítulo 5. Modelaje Matemático de Sistemas Estructurales Provistos con Dispositivos Disipadores. http://cdigital.dgb.uanl.mx/te/1080124346/1080124346_07.pdf

Navega D., Delgado L. (2008), "Análisis de la Influencia de la Rigidez Postfluencia y el Amortiguamiento Viscoso en la Respuesta No Lineal de un Pórtico Plano de Concreto Armado Mediante el Análisis Dinámico No Lineal Realizado con el Programa Sap2000". Trabajo Especial de Grado para optar al Título de Ingeniero Civil, República Bolivariana de Venezuela, Universidad Rafael Urdaneta, Facultad de Ingeniería, Escuela de Ingeniería Civil. Maracaibo.

Diogo M. (2009), "Estudo Sísmico de Edifícios Antigos Reforço e análise não linear". Para obtener el grado de Maestro en Ingeniería Civil, Instituto Superior Técnico, Universidad Técnica de Lisboa. <https://fenix.tecnico.ulisboa.pt/downloadFile/395139477983/dissertacao.pdf>

Ingeniería, Revista de la Universidad de Costa Rica, Enero/Julio 2006- Volumen 16- Numero (1). <file:///C:/Users/Sarai/Downloads/645-1001-1-PB.pdf>

Diagrama Momento - Curvatura. <http://cdigital.udem.edu.co/TESIS/CD-ROM27732008/06.Capitulo1.pdf>

SeismoSignal. <http://www.seismosoft.com/en/SeismoSignal.aspx>

Puente San Marcos, Puebla, México.

http://www.highestbridges.com/wiki/index.php?title=San_Marcos_Bridge

Capítulo 5. Comportamiento Sísmico de Edificios Aporticados de Hormigón Armado.
<http://www.tdx.cat/bitstream/handle/10803/6230/06CAPITULO5.pdf;jsessionid=E9EFEECCD4F48DC9105B3CA3244D8463.tdx2?sequence=6>

Bay C. (2007), "Análisis Estructural II", Ingeniero Civil, Universidad Tecnológica Nacional, Facultad Regional San Rafael.

Perea T., Esteva L. (2005), "Componente Vertical de Registros Sísmicos en México y su Efecto en la Respuesta Sísmica No Lineal de Edificios". Revista de Ingeniería Sísmica No. 72 45-79.

Carvajal J. (2010), "Aplicación del Método de Diseño LRFD (Load Reduction, Factor Design) Contemplado en Norma COVENIN 1618-1998 con Utilización del Programa Sap2000 al Diseño Estructural de una Nave Industrial para Planta Piloto de Producción de Arrabio Y/O Hrd, En C.V.G Ferrominera Orinoco, C.A. Puerto Ordaz, Estado. Bolívar." Para obtener el título de Ingeniero Civil, Universidad de Oriente Núcleo de Bolívar, Escuela de Ciencias de la Tierra, Departamento de ingeniería Civil, Ciudad Bolívar.

Vielma J., Quintero W., Rivero P. (2006),"Factor de Reducción de Respuesta por Ductilidad de Estructuras con Comportamiento Histerético", Revista Sul-Americana de Engenharia Estrutural.

Novelli V. (2008), "THE UNLOADING STIFFNESS OF REINFORCED CONCRETE MEMBERS". A Dissertation Submitted in Partial Fulfillment of the Requirements for the Master Degree in Earthquake Engineering & Engineering Seismology, Istituto Universitario di Studi Superiori di Pavia, Università degli Studi di Pavia.

Hernández E., Cuellar E. (2009), "Proyecto del Puente Vehicular el Bejuco de la Carretera Tepic-Mazatlán, Tramo Ent. San Blas-Villa Unión, KM 62+745.00, Origen Tepic, Nayarit.". Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil, Instituto Politécnico Nacional, Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura Unidad Zacatenco, Zacatenco, México DF.

Hopper M. (2009), "ANALYTICAL MODELS FOR THE NONLINEAR SEISMIC RESPONSE OF REINFORCED CONCRETE FRAMES". A Thesis in Architectural Engineering, submitted in Partial Fulfillment of the Requirements for the Degree of Master of Science, The Pennsylvania State University, The Graduate School, College of Engineering