



Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo

Facultad de Ingeniería Civil

División de Estudios de Postgrado

Maestría en INGENIERÍA EN EL ÁREA EN ESTRUCTURAS

Tesis

“Comportamiento Sísmico del Puente Pinzandarán

Considerando Aisladores de Base”

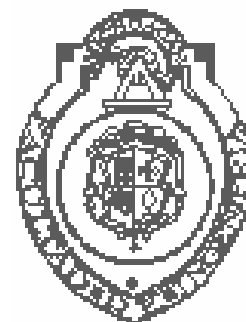
Que presenta:

Ing. Juan Gerardo Ponce de León López

Director de tesis:

Dr. Hugo Hernández Barrios

Morelia, Mich., a marzo de 2007.



ÍNDICE

Introducción

1 Descripción y características del puente Pinzandarán	
1.1 Autopista siglo XXI	1
1.2 Ubicación del puente Pinzandarán	2
1.3 Características del arroyo Pinzandarán	4
1.4 Características de las pilas	5
1.4.1 Cimentación de las pilas	6
1.5 Descripción de las armaduras del puente	7
1.6 Descripción de los claros intermedios del puente Pinzandarán	11
2 Sistemas de control de vibración	
2.1 Tipos de sistemas de control de vibración	14
2.2 Comparativa de un puente con aisladores y un puente tradicional	15
2.3 Aislador de base	16
2.3.1 Apoyos laminados	16
2.3.2 Apoyos laminados con corazón de plomo	17
2.3.3 Apoyo de neopreno de alto amortiguamiento	18
2.3.4 Apoyo deslizante	18
2.3.5 Sistema péndulo de fricción	18
2.3.3 Combinación de sistemas de aisladores de base	19
2.4 Disipadores de energía	19
2.4.1 Amortiguamiento por fluencia de metales	19
2.4.2 Amortiguadores por fluencia de plomo	20
2.4.3 Amortiguadores por fricción	20
2.4.4 Amortiguadores viscoelásticos	21
2.4.5 Disipadores viscosos	21
2.4.6 Amortiguadores de masa	21
2.5 Modelo Matemático	22
2.5.1 Propiedades del amortiguamiento viscoso	22
2.5.2 Propiedades del elemento GAP	23
2.5.3 Propiedades del elemento HOOK	23
2.5.4 Propiedades elásticas multilíneas	24
2.5.5 Propiedades plásticas WEN	24
2.5.6 Propiedades plásticas multi-línea	25
2.5.7 Propiedades del aislador Rubber	26
2.5.8 Propiedades de aislador de péndulo de fricción	27
2.6 Simplificación del comportamiento del aislador	30

3 Interacción suelo-estructura	
3.1 Concepto de interacción suelo estructura	31
3.2 Sistema equivalente utilizado en el puente Pinzandarán	34
3.3 Modelo propuesto en el MDOC-SISMO (1993)	35
3.3.1 Rigidez estática	35
3.3.2 Rigidez dinámica	36
3.3.3 Coeficientes de rigidez y amortiguamiento	
4 Resultados de la comparación entre el modelo empotrado con aisladores y el modelo empotrado sin aisladores	
4.1 Modelado del puente	39
4.2 Simplificación del modelo	39
4.3 Comportamiento del puente Pinzandarán considerando aisladores y sin considerar la interacción suelo estructura	52
4.4 Comportamiento del puente Pinzandarán considerando interacción suelo estructura y sin considerar aisladores	54
4.5 Comportamiento del puente Pinzandarán con y sin aisladores y considerando la interacción suelo-estructura	59
Conclusiones	
Apéndice	
Bibliografía	

INTRODUCCIÓN

Todo país que busca un desarrollo sustentable requiere, entre otras cosas, de redes de comunicación óptimas. México es un país en vías de desarrollo que requiere de sistemas carreteros confiables y de calidad. Hoy por hoy, el uso de puentes hace que la comunicación sea más efectiva, haciendo que las distancias se reduzcan al salvar un claro de un río o una barranca y evitando con ello dar recorridos innecesarios.

Por tal motivo es importante el diseño de estructuras que tomen en cuenta todos y cada uno de los efectos que puedan alterar su comportamiento e incluso evitar que se colapsen. La interacción suelo-estructura en ocasiones puede tener influencia en sistemas estructurales como los puentes.

El objetivo de este trabajo es entonces evaluar la importancia de los efectos de colocar un sistema de aislamiento de base en el puente Pinzandarán, haciendo un análisis detallado para identificar el comportamiento estructural de dicho puente al interactuar bajo fuerzas sísmicas que puedan afectar las condiciones de la estructura. Alternativamente se analiza el puente incorporándole la interacción suelo-estructura para identificar los efectos que se producen en la respuesta sísmica del mismo.

Por lo anterior se hace necesario que se analicen las propiedades dinámicas de la estructura con un modelo que considere la interacción suelo-estructura, otro considerando la incorporación de los aisladores y estos resultados se compararán con uno realizado mediante un sistema tradicional, empotrado en la cimentación, todo esto con el fin de identificar la importancia que tiene el tener en cuenta tanto la interacción del suelo con la estructura y de los aisladores de base en el puente Pinzandarán cuando se somete a efectos sísmicos.

El análisis del puente pinzandarán considerando aisladores de base, obedece a una petición verbal del personal de la SCT-puentes –Michoacán para ver si es conveniente el colocar aisladores de base multirrotacional, al igual que en el puente Infiernillo IV ubicado en la misma autopista, y mejorar así su comportamiento bajo una excitación sísmica.

CAPÍTULO 1

DESCRIPCIÓN Y CARACTERÍSTICAS DEL PUENTE PINZANDARÁN

1.1 AUTOPISTA SIGLO XXI

La autopista Siglo XXI, Morelia-Lázaro Cárdenas, es de gran importancia ya que une al Puerto de Lázaro Cárdenas con la ciudad de Morelia, cuenta con dos carriles en 272 kilómetros de longitud, con 15 puentes y 194 pasos vehiculares, habiendo requerido para su construcción una inversión de más de cuatro mil ochocientos millones de pesos. El interés de unir al Puerto Lázaro Cárdenas con la ciudad de Morelia es debido a que el puerto ha tenido un gran desarrollo gracias a la industria siderúrgica y por el potencial del propio puerto, considerado la principal entrada de productos extranjeros por vías marítimas, debido a que las navieras más importantes del mundo han decidido emplear este puerto como punto de distribución para los productos ofertados.

El ahorro en tiempo para distribuir miles de productos provenientes del extranjero y de los elaborados y producidos en Michoacán, es una de las principales ventajas que ha tenido la realización de tan importante obra. Esta autopista apoya de manera directa el desarrollo de un gran número de pobladores de zonas rurales en los municipios de Morelia, Pátzcuaro, Villa Escalante, Tingambato, Ziracuaretiro, Uruapan, Taretan, Nuevo Urecho, Gabriel Zamora, Francisco Mújica, La Huacana, Churumuco, Arteaga, Lázaro Cárdenas y el municipio de La Unión, en el Estado de Guerrero.

La autopista en el Estado de Michoacán recorre: Cuitzeo, el Infiernillo, Pátzcuaro, Zirahuén, Tierra Caliente, la Región Purépecha, Tepalcatepec y en La Costa, donde se encuentran 63 de los 113 municipios de Michoacán, y viven el 61.5 % de la población del Estado.

Por otro lado, se ha logrado el impulso del desarrollo turístico de las playas de Michoacán y Guerrero, destacando localidades como Playa Azul, Ixtapa y el mismo Lázaro Cárdenas, entre otras.

Es de considerar la disminución en los tiempos de traslado que aporta la autopista a más de 300 mil vehículos de la región, un ejemplo claro de esto es actualmente el tiempo de recorrido de Morelia a Lázaro Cárdenas, que se ha logrado reducir de siete a tres horas, además de la seguridad y comodidad que da la autopista a todos los usuarios.

1.2 UBICACIÓN DEL PUENTE PINZANDARÁN

El puente Pinzandarán (figura 1.1) se localiza al sur del estado de Michoacán, a 137 km de la ciudad de Lázaro Cárdenas entre Nueva Italia e Infiernillo y forma parte de la autopista Siglo XXI, Morelia-Lázaro Cárdenas. En la figura 1.2 se puede observar un croquis de localización del puente. Dicho puente cruza el arroyo del mismo nombre cuyas características se mencionan más adelante. La longitud del puente es de 313.33 metros y está formado por dos carriles, uno en cada sentido logrando un ancho de calzada de 12 metros. Por otro lado el puente descansa en 7 apoyos dando como resultado 6 claros de los cuales el primero y sexto se logran por medio de armaduras metálicas y los cuatro claros restantes se logran por medio de vigas de concreto reforzado, los apoyos centrales son pilas de concreto reforzado cuyas dimensiones se mencionaran más adelante, las pilas se apoyan sobre zapatas aisladas de concreto reforzado las cuales a su vez se apoyan sobre el terreno natural.

El puente Pinzandarán se encuentra ubicado aproximadamente a 40 km de la costa de Michoacán, en una zona altamente sísmica, razón por la cual es importante analizar su comportamiento sísmico.



Figura 1.1 Vista del puente Pinzandarán

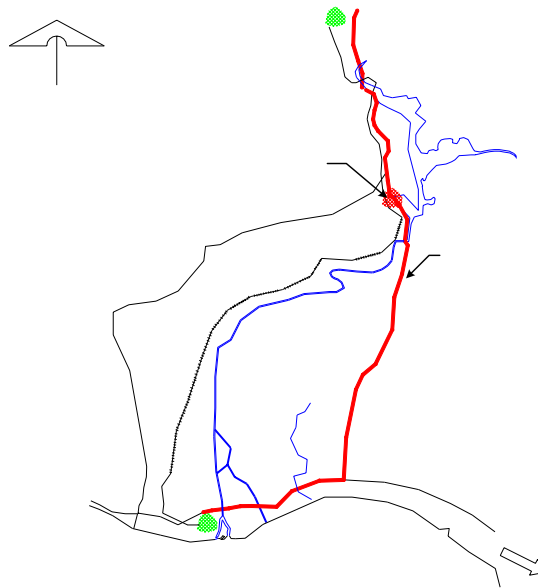


Figura 1.2 Croquis de localización del puente Pinzandarán

1.3 CARACTERÍSTICAS DEL ARROYO PINZANDARÁN

El arroyo Pinzandarán (figura 1.3) tiene las siguientes características topográficas e hidráulicas: la topografía es muy accidentada con pendientes muy pronunciadas y un desnivel de aproximadamente veinticinco metros, como se puede ver en el croquis de la rasante que se presenta en la figura 1.4.

En cuanto a las características hidráulicas del sitio se sabe que el caudal del Arroyo Pinzandarán tiene un gasto de diseño de $20 \text{ m}^3/\text{s}$, este gasto se logra recolectar por medio de una cuenca cuya área es de 2 km^2 . La velocidad máxima con la cual la corriente cruza el puente es de 3.5 m/s . En la figura 1.4 se puede ver el nivel de embalse de campo y de diseño.



Figura 1.3 Vista de parte del Arroyo Pinzandarán

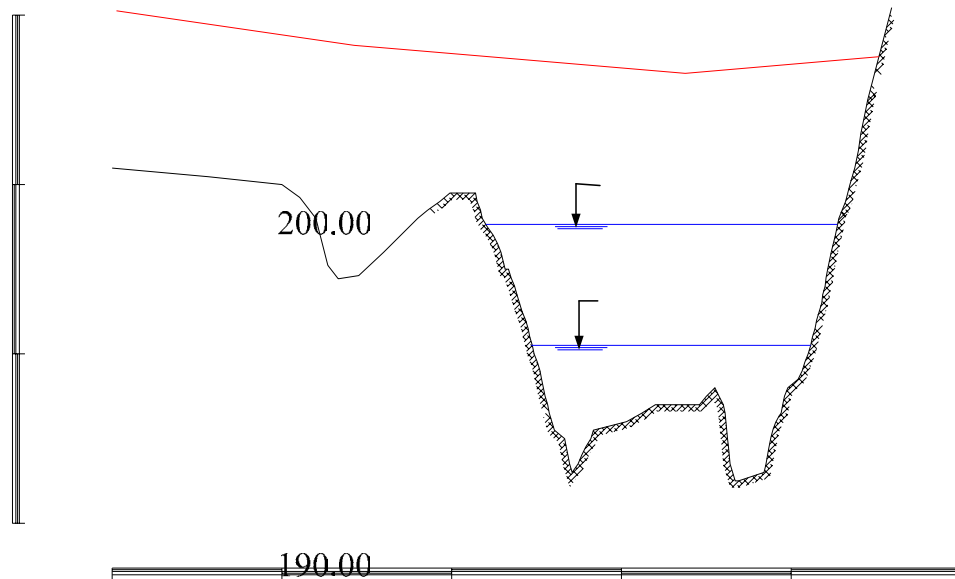


Figura 1.4 Croquis de localización del puente Pinzandarán

1.4 CARACTERÍSTICAS DE LAS PILAS

El puente Arroyo Pinzandarán está estructurado a base de siete apoyos, los cuales transmiten la carga a la cimentación. La distribución de estos apoyos se muestra en la figura 1.5, en la cual se puede ver que en la estación 136+525.59 (apoyo 1) descansa el puente sobre el terreno natural (figura 1.6.a), posteriormente en la estación 136+627.32 (apoyo 2) el puente descansa en 4 pilas de concreto reforzado cuyas secciones son de 56x100 cm y su longitud es de 17.50 m (figura 1.6.b), más adelante en la estación 136+642.90 (apoyo 3) el puente descansa en tres pilas de concreto reforzado con sección de 52x140 cm y su longitud es de 18.50 m (figura 1.6.c), en las estaciones 136+674.14 y 136+705.17 (apoyos 4 y 5) se localizan pila de concreto reforzado con una sección de 88x360 cm y las longitudes son 29.50 m y 27.00 m, respectivamente (figura 1.6.d). La última pila se encuentra en la estación 136+736.69 (apoyo 6) y consiste de una pila de concreto reforzado con sección de 92x540 cm y longitud de 26.00 m (figura 1.6.e) y por último en la estación 136+850.92 (apoyo 7) el puente se apoya sobre el terreno natural (figura 1.6.f). En la tabla 1.1 se muestra un resumen de estas dimensiones.

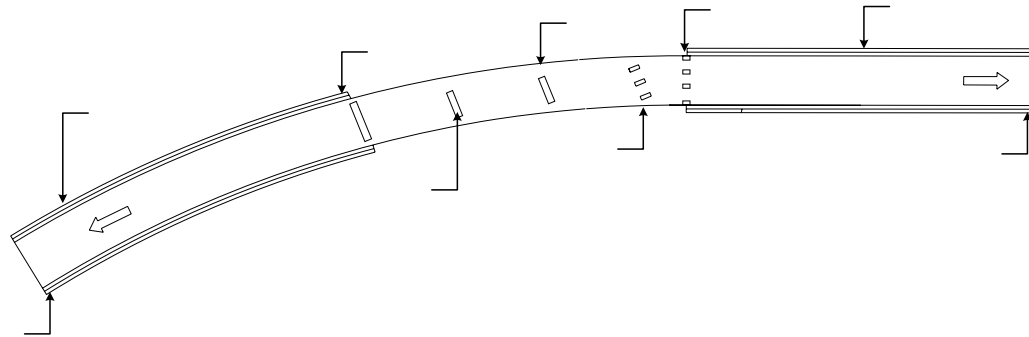


Figura 1.5 Localización de los apoyos del puente Pinzandarán

Tabla 1.1 Características geométricas de las pilas del puente Pinzandarán

Elemento	Estación	Secc. Transversal		Longitud (m)
		Base (cm)	Ancho (cm)	
Apoyo 2	136+642.90	56	100	17.50
Apoyo 3	136+736.69	52	140	18.50
Apoyo 4	136+674.14	88	360	29.50
Apoyo 5	136+705.17	88	360	27.00
Apoyo 6	136+736.69	92	540	26.00

Est = 136+850.92

1.4.1 CIMENTACIÓN DE LAS PILAS

La cimentación de las columnas son de tipo aislada y corridas y tiene las dimensiones que se pueden ver en la tabla 1.2.

Tabla 1.2 Dimensiones de la cimentación del puente Pinzandarán

Elemento	Base (m)	Altura (m)	Espesor (m)
Estribo	7.00	18.00	2.00
Apoyo 2	11.00	17.40	3.00
Apoyo 3	12.00	15.50	2.50
Apoyo 4	12.00	17.00	3.00
Apoyo 5	12.00	17.00	3.00
Apoyo 6	12.00	17.00	3.00



(a) Apoyo 1



(b) Apoyo 2



(c) Apoyo 3



(d) Apoyos 4 y 5



(e) Apoyo 6



(f) Apoyo 7

Figura 1.6 Vistas de los apoyos del puente Pinzandarán

1.5 DESCRIPCIÓN DE LAS ARMADURAS DEL PUENTE

El puente Pinzandarán tiene seis claros, de los cuales el primero y el sexto están formados por medio de un sistema de armaduras metálicas, las dimensiones de estos dos claros son 101.73 m. En la figura 1.7 se pueden ver las dos armaduras.

El sistema de armaduras que forma el piso del puente (figura 1.8) sostiene la losa de concreto sobre la cual circulan los vehículos y transmiten las cargas a dos armaduras paralelas al puente (figura 1.9).



Figura 1.7 Primero y sexto claro del puente Pinzandarán

Las losas sobre las cuales circulan los vehículos están elaboradas de concreto reforzado con un $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$. Entre la losa de concreto y la cubierta (Figura 1.10) se tiene gálibo mínimo necesario para el paso de vehículos de siete metros. Las armaduras del sistema de piso están formadas por vigas de sección I y de cajón.



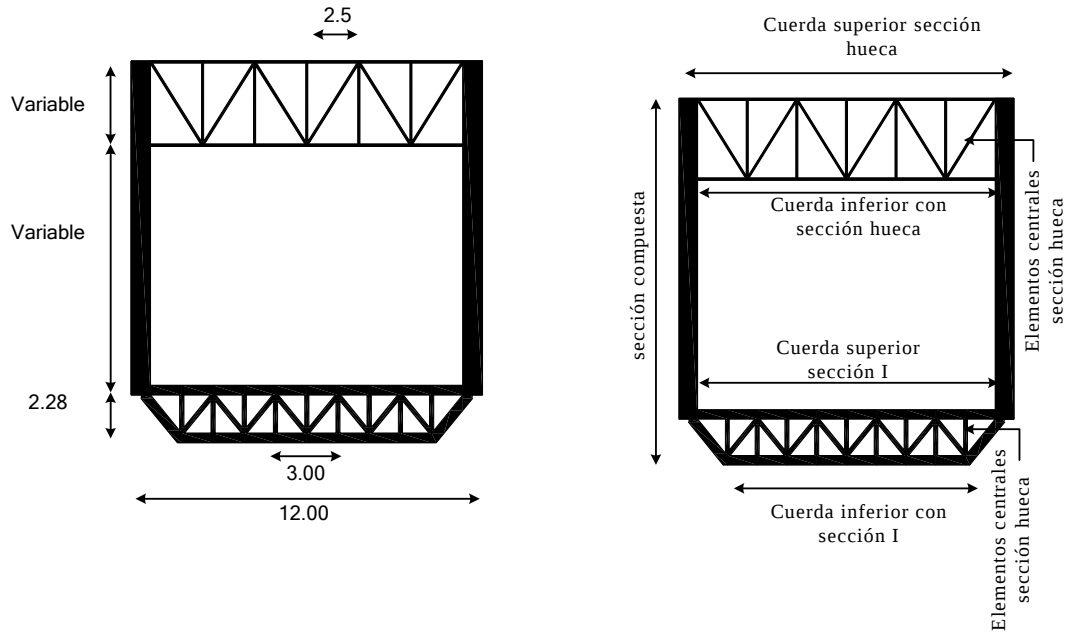
**1.8 Armadura inferior del puente Pinzandarán
en el primer y sexto claro**



Figura 1.9 Armadura paralela al eje del puente

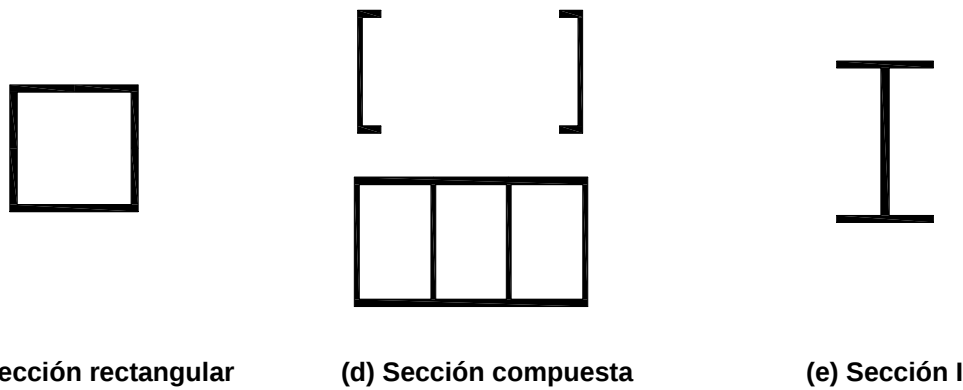
En la figura 1.10 se describen algunas dimensiones de la armadura. En la figura 1.10 (a) se observa la posición y longitud de algunos de los elementos de acero que forman la armadura, el gálibo varia conforme se va recorriendo el puente, pero la diferencia de alturas más pequeña es de siete metros. En la figura 1.10 (b) se muestra las diferentes secciones que conforman la armadura. En las figuras 1.10 (c), (d) y (e) se pueden ver las diferentes características físicas de las secciones empleadas para la armadura.

El peso de la losa y de los vehículos es transmitido a las dos armaduras paralelas al eje del puente, estas armaduras son de acero y sus elementos se unen por medio de soldadura. Gracias a las características de estas armaduras laterales se logran librar un claro de 101.73 metros. En la figura 1.11 se muestra estas armaduras laterales. Por otro lado en la figura 1.12 se observa la posición y longitud de los elementos que forman las armadas laterales del puente.



(a) Dimensiones de la sección transversal (b) Secciones de los elementos que conforman la armadura de la armadura

Figura 1.10 Dimensiones y tipos de secciones utilizadas en el puente Pinzandarán



(c) Sección rectangular (d) Sección compuesta (e) Sección I

Figura 1.10 Tipos de secciones utilizadas en el puente Pinzandarán



Figura 1.11 Armaduras laterales de puente Pinzandarán

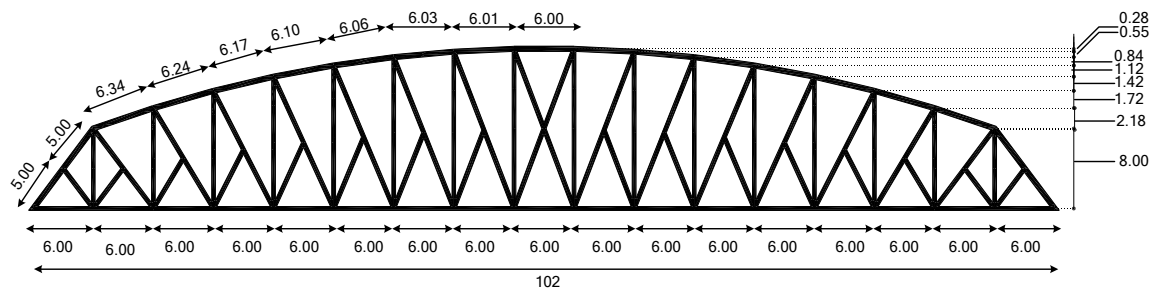


Figura 1.12 Armadura lateral del claro primero y sexto del puente Pinzandarán

1.6 DESCRIPCIÓN DE LOS CLAROS INTERMEDIOS DEL PUENTE PINZANDARÁN

El claro que va de la estación 136+627.32 a la estación 136+642.90 (del apoyo 2 al 3) tiene una longitud de 15.58 metros, y se logra librar por medio de 4 vigas metálicas tipo I de 135m centímetros de peralte, estas vigas son contraventeadas en cuatro puntos a lo largo del claro por medio de perfiles metálicos tipo ángulo de 2 1/2" x 3/8" (ver figuras 1.14 y 1.15).



Figura 1.14 Claro del apoyo 2 al 3 del puente Pinzandarán

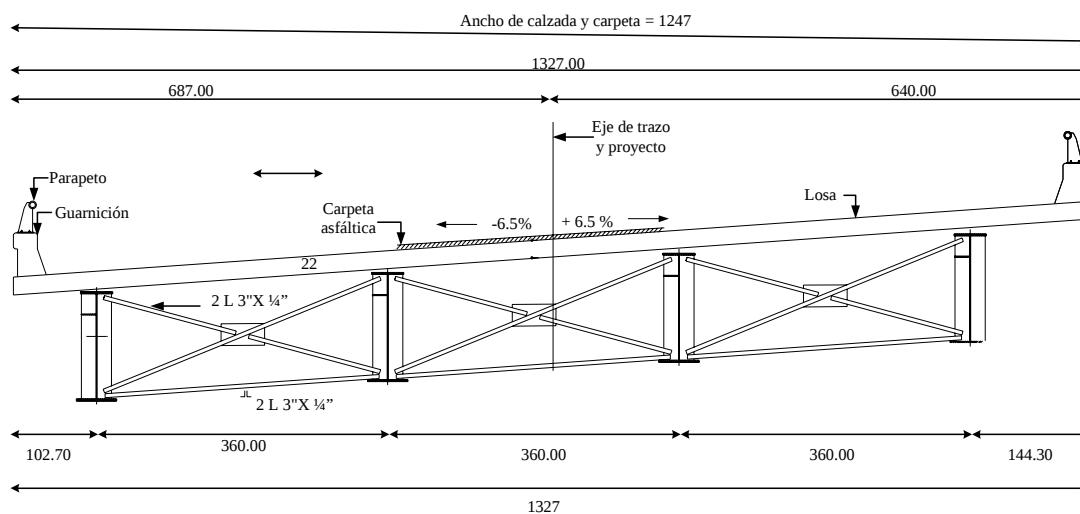


Figura 1.15 Sección transversal de la superestructura entre el apoyo 2 y 3

Los tres claros que van de la estación 136+642.90 a la estación 136+850.92, del apoyo 3 al 6 (ver figura 1.16), se logran librar por medio de 9 vigas de concreto reforzado paralelas al eje del puente y cuya posición se puede ver en la figura 1.17, con un concreto de $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$ y presforzadas. Estas vigas tienen un peralte de 1.35 m (figura 1.18).



Figura 1.16 Claro del apoyo 3 al 6 del puente Pinzandarán

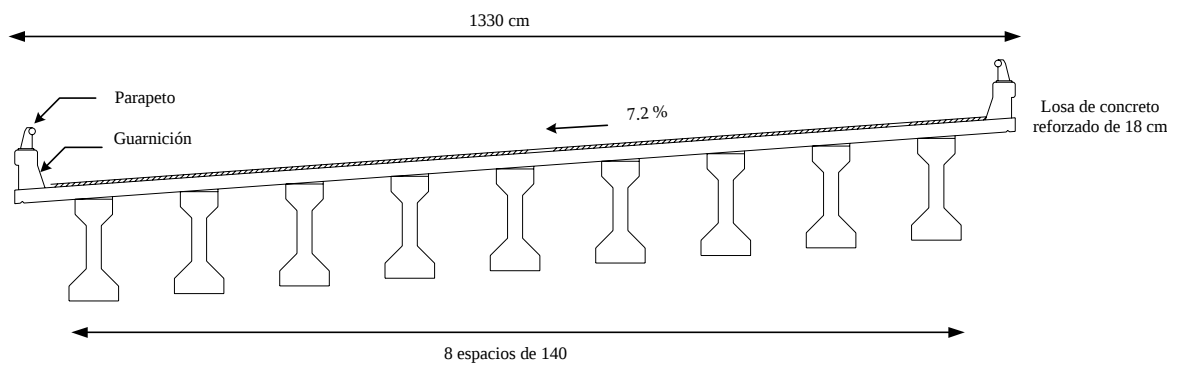


Figura 1.17 Sección transversal de la superestructura entre el apoyo 3 y 6

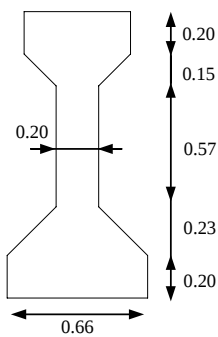


Figura 1.18 Sección de viga de concreto presforzado del puente Pinzandarán

CAPÍTULO 2

SISTEMAS DE CONTROL DE VIBRACIONES

2.1 TIPOS DE SISTEMAS DE CONTROL DE VIBRACIÓN

En los últimos años han tenido un gran desarrollo los sistemas de control de vibraciones, especialmente desde el sismo de Kobe en Japón (Jerome, 2003). Los sistemas de control de vibraciones tienen como función, aumentar la capacidad de la estructura para disipar energía y/o incrementar su periodo y con esto disminuir las pseudos aceleraciones a las cuales es sometida la estructura, logrando disminuir así la fuerza aplicada en la estructura debida a un evento sísmico (Chopra, 1995). Dentro de los sistemas de control de vibración se encuentran tres grandes grupos: sistemas activos, sistemas pasivos y sistemas híbridos. En la figura 2.1 se presentan los dispositivos que conforman cada uno de los sistemas.

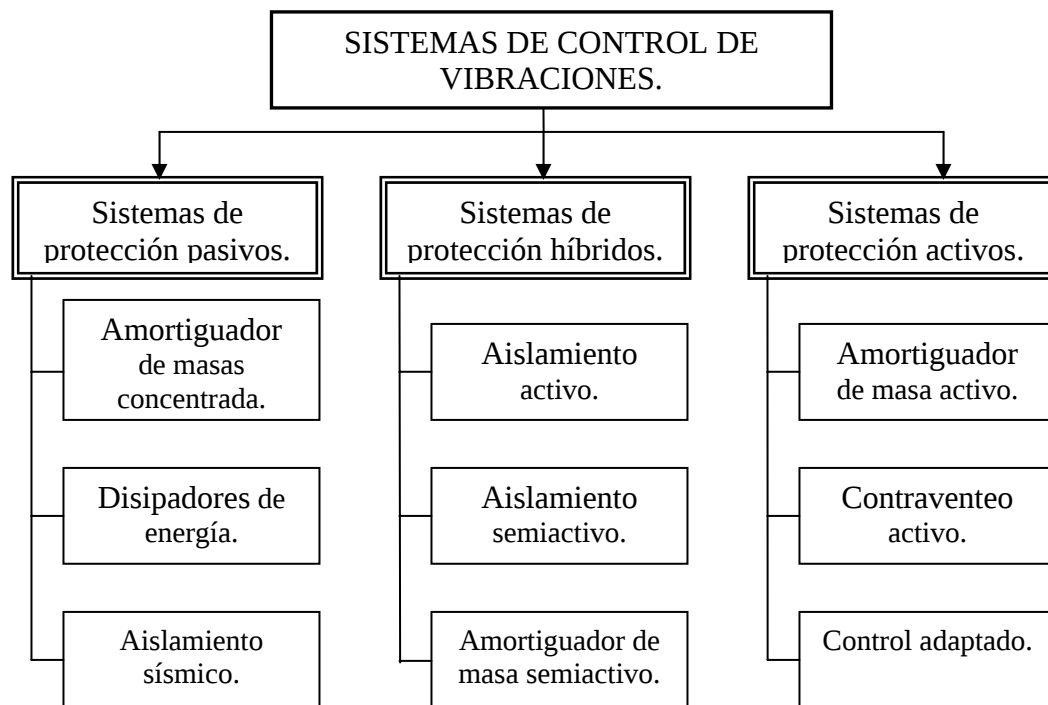


Figura 2.1 Clasificación de sistemas de control de vibraciones (Bucle, 2000)

A la fecha los sistemas de control pasivo son los que han sido empleados con mayor frecuencia y el más comúnmente empleado es el aislador de base.

Las estructuras frecuentemente son dañadas por los sismos, una de las razones quizás la más importante de que estos daños se produzcan, es la relación entre el periodo de vibrar de la estructura y las frecuencias contenidas en los sismos que producen tales daños. La

solución que se le puede dar a este problema es el cambio del periodo fundamental de la estructura, lo cual se puede lograr por medio de la utilización de aisladores de base.

Por otro lado, las estructuras pueden estar sometidas a solicitaciones sísmicas menores, al incrementarse su amortiguamiento. El amortiguamiento tiene la función de absorber parte o la totalidad de la energía del sismo. Por lo general, en la ingeniería el amortiguamiento es considerado de tipo viscoso, pero en realidad, el amortiguamiento se puede deber a histéresis, fricción o un comportamiento inelástico. El uso de un amortiguamiento viscoso es por la facilidad que proporciona el empleo de éste en la solución de problemas, es por eso que cualquiera de los amortiguamientos mencionados se representa por lo general con un modelo viscoso equivalente.

Tanto el incremento del periodo de vibrar como la disipación de energía, se pueden lograr por medio de elementos artificiales, los cuales son llamados aisladores y disipadores de energía, respectivamente.

El incremento del periodo de vibrar de la estructura no en todos los casos es favorable, ya que el periodo de la estructura puede estar debajo del periodo de vibrar del terreno por lo tanto, cuando se coloca un aislador es necesario tener conocimiento de los posibles movimientos sísmicos a los cuales estará sometida la estructura.

Otro de los aspectos en que se debe tener cuidado al colocar un aislador, es que al incrementarse la flexibilidad de la estructura, los desplazamiento que sufre la misma aumentan, es por eso que en el diseño de aisladores uno de los puntos más importantes a conocer es el desplazamiento que va a sufrir la estructura, ya que este desplazamiento puede ser perjudicial para la misma. El incremento del desplazamiento de un puente puede traer como consecuencia un incremento excesivo en el efecto $P-\Delta$, produciendo un incremento en los momentos de segundo orden.

Los puentes son elementos muy importantes para la comunicación, en eventos sísmicos es necesario que estos permanezcan en servicio, ya que esto permitirá que en el caso de un desastre la ayuda pueda llegar más fácilmente.

2.2 COMPARATIVA DE UN PUENTE CON AISLADORES Y UN PUENTE SIN ELLOS

En el diseño de puentes sin dispositivos de control de vibraciones, por economía se espera que algunas zonas del puente por lo general el final de las pilas, tengan un comportamiento no lineal, esta ductilidad se logra obtener por medio de cuidadosos detalles en la construcción del puente y da como resultado una disminución en las fuerzas de diseño. La consecuencia de esta ductilidad es que se permite que el puente, en este caso las pilas sufran daños, que no ocasionarán el colapso pero si tienen que ser reparadas. En el caso de puentes con aisladores y disipadores el punto crítico se localiza en los mismos dispositivos, el resto de la estructura permanece en un comportamiento por lo general lineal, la ventaja de esto es que los disipadores y aisladores son elementos más fáciles de

reparar. En la figura 2.2 se hace una comparativa simplificada del comportamiento sísmico de un puente con y sin aisladores y/o disipadores.

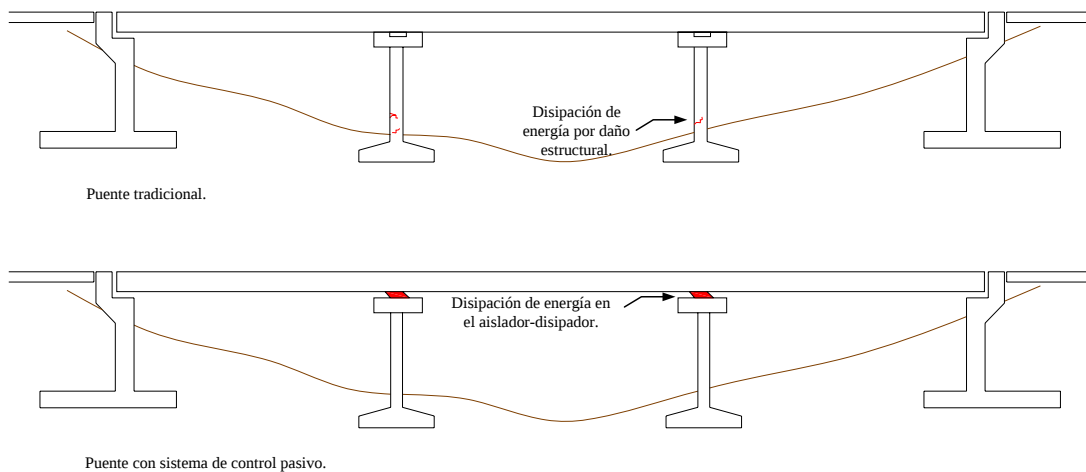


Figura 2.2 Respuesta sísmica de un puente convencional y de un puente con aislamiento sísmico

La adecuada aplicación del criterio de control pasivo conduce a sistemas que se comportan en forma elástica durante grandes sismos.

2.3 AISLADORES DE BASE

Los aisladores de base tienen la finalidad de incrementar el periodo de vibrar de la estructura. Los aisladores pueden dividirse en dos grupos: (a) apoyos laminados y (b) apoyos deslizantes.

2.3.1 APOYOS LAMINADOS

Este tipo de aisladores son por lo general de forma rectangular o cilíndrica y están elaborados con elastómero (hule natural o neopreno) como se puede ver en la figura 2.3. Dentro de los inconvenientes de este tipo de aisladores está su gran deformabilidad ante carga vertical, la solución a este problema es mediante la colocación de placas de acero, el número de placas de acero y su espesor son proporcionales a la carga vertical que se le va a aplicar al aislador, por otro lado, el esfuerzo horizontal aplicado al aislador es directamente proporcional al área del mismo e inversamente proporcional al espesor de las placas del elastómero. El espesor total del elastómero influye en el desplazamiento y periodo de vibrar de la estructura (Hall, 2003). En la figura 2.3 se muestran las partes de un apoyo laminar.

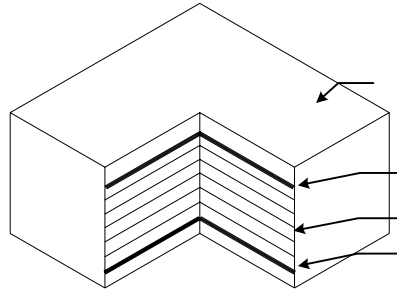


Figura 2.3 Aislador laminar

2.3.2 APOYOS LAMINADOS CON CORAZÓN DE PLOMO

Los apoyos laminados con corazón de plomo (Figura 2.4) tienen casi las mismas características del aislador laminar, la única diferencia que para lograr disipar energía ante un evento sísmico, se le coloca en el centro del aislador un corazón de plomo, el cual funciona como un disipador de energía ya que le da un comportamiento bilineal a la respuesta (figura 2.5). La razón por la cual se utiliza plomo es por que tiene un bajo esfuerzo de fluencia del orden de 10 MPa, gran rigidez, G , aproximadamente igual a 130 MPa y comportamiento elástico-plástico y un buen desempeño ante fatiga al someterlo a ciclos plásticos (Hall 2003).

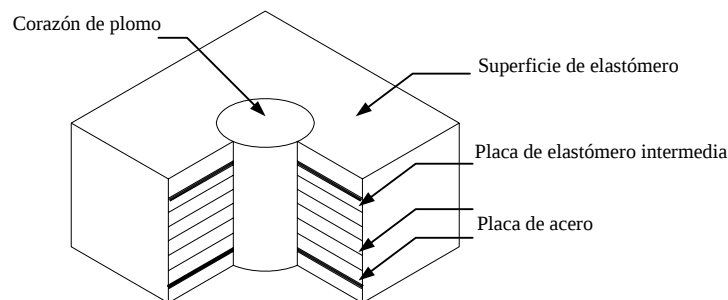


Figura 2.4 Aislador laminar con corazón de plomo

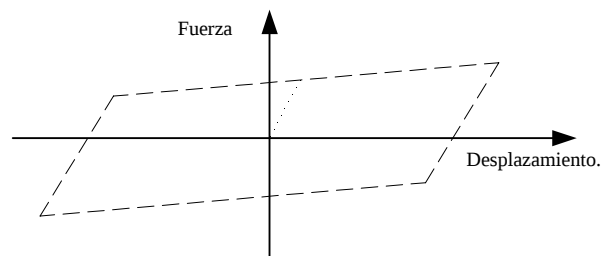


Figura 2.5 comportamiento bilineal de un aislador laminar con corazón de plomo

2.3.3 APOYO DE NEOPRENO DE ALTO AMORTIGUAMIENTO

Los apoyos laminados no tienen una gran capacidad de disipar energía, el amortiguamiento de un aislador de neopreno está alrededor de un 5%. Como alternativa se han fabricado aisladores de este tipo con amortiguamiento del orden de 15 a 20%, con lo anterior se logran disminuir las deformaciones y disipar mas energía (Jara, 2002).

2.3.4 APOYO DESLIZANTE

Este tipo de aislador trabaja a base de fricción, la construcción de estos dispositivos consiste en colocar entre la estructura y la cimentación un material que separe a ambos. Por lo general se coloca teflón que se desliza en una superficie de acero inoxidable. La fricción que se logra con este tipo de superficies depende de la carga axial que se le este aplicando a las mismas y de la velocidad con que se aplica la carga, (Bazán, 1991) el coeficiente de fricción para estos apoyos es del orden de 0.03 para velocidades de deformación lenta, como las producidas por cambios volumétricos y de 0.1 y 0.15 ó aun más para fuerzas sísmicas, los cuales se pueden reducir a 0.02 en el caso de apoyos lubricados. Este tipo de apoyos tiene la ventaja de tener un alto amortiguamiento histerético, pero tiene la desventaja de no contar con una fuerza de recuperación en el caso de que se produzca una deformación muy grande y además requiere de un continuo mantenimiento para su lubricación, por lo general este tipo de aisladores se combina con otros dispositivos que permitan en el reacomodo del mismo cuando este sufre desplazamientos grandes.

2.3.5 SISTEMA PÉNDULO DE FRICCIÓN

Este es un sistema de aislamiento por fricción ya que en el caso de que la fricción sea vencida, el resto de la fuerza es resistida por medio de la geometría dado que la superficie en que se desliza es curva, a demás esta forma curva permite desplazar el sistema a su posición inicial cuando el sismo ha terminado, este tipo de sistema se puede ver en la figura 2.6.

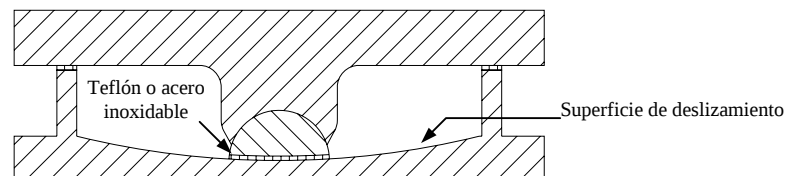


Figura 2.6 Sistema de péndulo de fricción

2.3.6 COMBINACIÓN DE SISTEMAS DE AISLADORES DE BASE

Un ejemplo claro de la combinación de sistemas de aisladores de base, es el experimento elaborado en EERC. Este consistió en estructurar una edificio de la siguiente manera: las columnas interiores se apoyaron sobre superficies deslizantes y las columnas exteriores se apoyaron sobre apoyos laminados, dando como resultado que las columnas interiores proporcionan amortiguamiento y las exteriores capacidad y control de torsiones (Hall, 2003).

2.4 DISIPADORES DE ENERGÍA

Los disipadores de energía transforman en calor la energía cinemática producida por los sismos, los disipadores se pueden dividir en dos grupos: los disipadores de energía histeréticos y los disipadores de energía viscosos. Los dispositivos histeréticos logran disipar la energía por medio de:

- Plastificación de algún metal
- Extrusión de algún metal (plomo o acero)
- Fricción

2.4.1 AMORTIGUAMIENTO POR FLUENCIA DE METALES

La característica que tiene este tipo de amortiguador, es que su comportamiento elasto-plástico es estable. En la figura 2.7 se muestran los más comunes, la fluencia del metal se logra por esfuerzos de torsión y de flexión. Una de las características que tienen estos amortiguadores es su gran resistencia a la fatiga ante ciclos plásticos, por otro lado se debe buscar en estos dispositivos lo siguiente:

- Evitar posibles pandeos utilizando piezas compactas
- Limitar las concentraciones de esfuerzos en la conexión entre los disipadores y la estructura
- Diseñar el amortiguador con un gran volumen de la pieza que fluya al mismo tiempo.

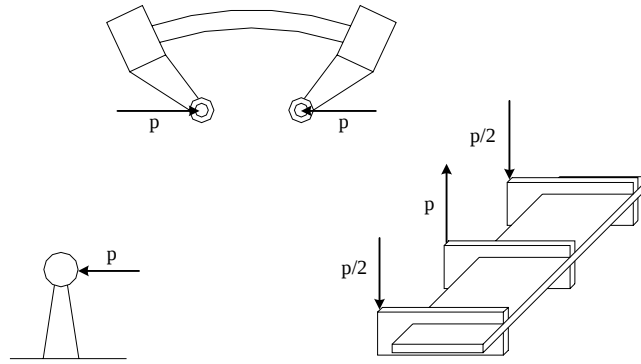


Figura 2.7 a) viga sometida a flexión, b) viga en voladizo sometida a flexión, c) viga a torsión

2.4.2 AMORTIGUADORES POR EXTRUSIÓN DE PLOMO

Este dispositivo consiste en hacer pasar un metal a través de un orificio de menores dimensiones, con lo cual el área inicial del metal se reduce al pasar a través de este, produciendo una deformación plástica del material y como consecuencia un amortiguamiento. Luego del evento sísmico se espera que el elemento metálico se recupere por efecto de recristalización y crecimiento del grano, el plomo logra lo anterior con facilidad por eso es que es muy utilizado en este tipo de amortiguadores (figura 3.8).

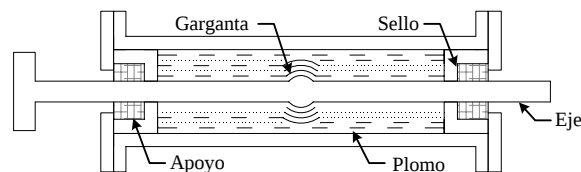


Figura 2.8 Amortiguador por Extrusión de plomo

2.4.3 AMORTIGUADORES POR FRICCIÓN

Este tipo de dispositivos trabajan por medio del rose de dos placas que pueden ser entre otras de acero-acero, latón-acero o bronce impregnado de grafito-acero inoxidable. La fuerza de fricción (F) durante o antes de iniciar el deslizamiento es:

$$F = \mu N \quad (2.1)$$

2.4.4 AMORTIGUADORES VISCOELÁSTICOS

Los amortiguadores viscoelásticos están formados por lo común por capas de polímeros intercaladas con placas metálicas, la energía que disipa este tipo de dispositivos es el área de la elipse que define su comportamiento como se muestra en la figura 2.9.

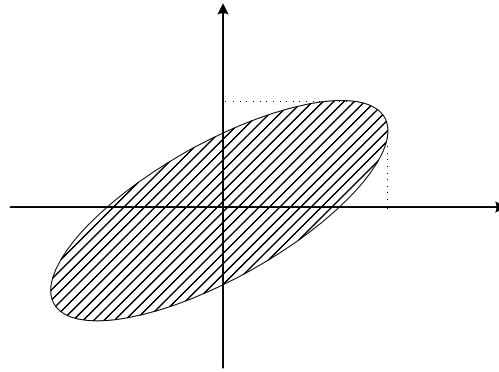


Figura 2.9 Grafica tensión-deformación para un material viscoelástico

2.4.5 DISIPADORES VISCOSOS

Estos tipos de disipadores tienen la característica de que la energía que disipan es proporcional a la velocidad con la cual se transmite la energía y en algunos casos también depende de la frecuencia de la estructura. Un disipador de este tipo consiste en general de un pistón instalado en una caja con un componente de silicón o aceite, el cual pasa a través de orificios generando el amortiguamiento, en la figura 2.10 se muestra un disipador de este tipo.

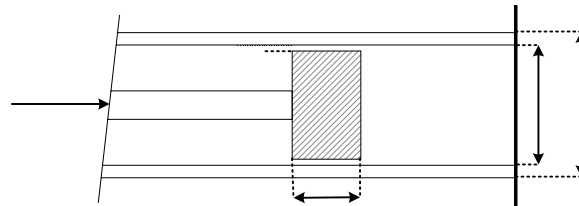


Figura 2.10 Amortiguador de fluido viscoso

2.4.6 AMORTIGUADOR DE MASAS

Consiste en la colocación de una masa sobre una estructura de interés, esta masa tiene rigidez y amortiguamiento propio, las características anteriores deben de ser tales que ayuden a disipar la energía.

2.5 MODELO MATEMÁTICO

El análisis del puente Pinzandarán se realizó por medio del programa comercial SAP 2000 (versión 9.0.3) Los elementos usados para modelación la superestructura fueron elementos barras y elementos placa.

Por otro lado los aisladores fueron modelados con elementos Link, contenidos en la paquetería del SAP 2000 y cuyas características son las siguientes:

En los elementos Link existen 3 tipos diferentes de comportamiento: lineal, no lineal y dependiente de la frecuencia. En cada uno de estos elementos se tienen seis diferentes grados de libertad. Los elementos Link están compuesto por los siguientes miembros:

- Multilinear Plastic
- Damper
- Gap
- Hook
- Plastic (Wen)
- Rubber Isolator
- Friction Isolator
- T/c Friction Isolator

2.5.1 PROPIEDADES DEL AMORTIGUAMIENTO VISCOSO

En este tipo de elemento Link es posible asignar seis distintos amortiguamientos desacoplados, este tipo de elementos representa el amortiguamiento viscoso del disipador, puede tener un comportamiento lineal o no lineal, la relación fuerza-deformación se representa por medio de la variable K. Este amortiguamiento es basado en el modelo de Maxwell de viscoelasticidad (Malvern, 1969).

La relación no lineal fuerza-deformación está dada por la siguiente expresión:

$$f = K d_k = C d_c^{C_{exp}} \quad (2.2)$$

Donde K, representa la rigidez del resorte (constante), C es el coeficiente de amortiguamiento, Cexp es el exponente de amortiguamiento y en la práctica oscila entre 0.2 y 2; d_k es la deformación del resorte y d_c es la deformación debida al amortiguamiento.

En la figura 2.11 se presenta el modelo propuesto en el programa SAP 2000 (versión 9.0.3) para un amortiguamiento viscoso.

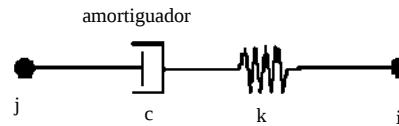


Figura 2.11 Modelo del amortiguador viscoso

2.5.2 PROPIEDADES DEL ELEMENTO GAP

El elemento GAP se puede aplicar en cada grado de libertad y funciona solo a compresión, por otro lado es posible aplicar una abertura inicial, este elemento fue utilizado en el modelo junto con el elemento Hook para representar las juntas en la unión viga columna, todas las deformaciones internas son independientes, en este tipo de elemento se puede indicar un comportamiento lineal o no lineal. La relación fuerza deformación está dada por la expresión siguiente:

$$f=k(d+abertura) \quad \text{Si}(d+abertura)<0 \quad (2.3)$$

En la figura 2.12 se presenta el modelo del programa SAP 2000 para modelar el elemento Gap.

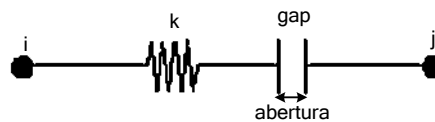


Figura 2.12 Modelo del elemento Gap

2.5.3 PROPIEDADES DEL ELEMENTO HOOK

Este elemento sólo trabaja a tensión y al igual que el elemento GAP se puede aplicar en cada grado de libertad y todas las deformaciones internas son independientes. En este tipo de elemento se puede especificar un comportamiento lineal o no lineal. La relación fuerza deformación está dada por la expresión siguiente:

$$f=k(d+abertura) \quad \text{Si}(d+abertura)>0 \quad (2.4)$$

Donde K es la constante del resorte y D es la abertura inicial.

En la figura 2.13 se presenta el modelo del programa SAP 2000 (versión 9.0.3) para el elemento Hook.

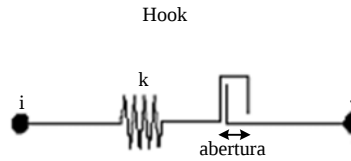


Figura 2.13 Modelo del elemento Hook

2.5.4 PROPIEDADES ELÁSTICAS MULTILINEALES

Para cada grado de libertad es posible especificar propiedades elásticas, estas propiedades pueden ser representadas por medio de múltiples líneas curvas, todas las deformaciones internas son independientes y puede especificar un comportamiento lineal o no lineal. En este modelo no hay disipación de energía.

2.5.5 PROPIEDADES PLÁSTICAS WEN

En este tipo de elementos para cada grado de libertad se pueden especificar propiedades plásticas independientes. Este modelo está basado en lo propuesto por Wen (1976) en donde todas las deformaciones internas son independientes. La fluencia en un grado de libertad no afecta al resto. Se puede tener un comportamiento lineal o no lineal. La relación fuerza-deformación está dada por la siguiente expresión y el modelo se muestra en la figura 2.14.

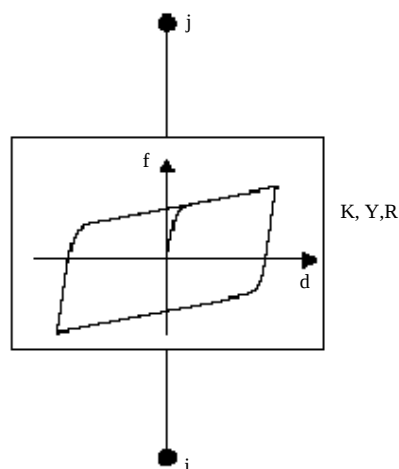
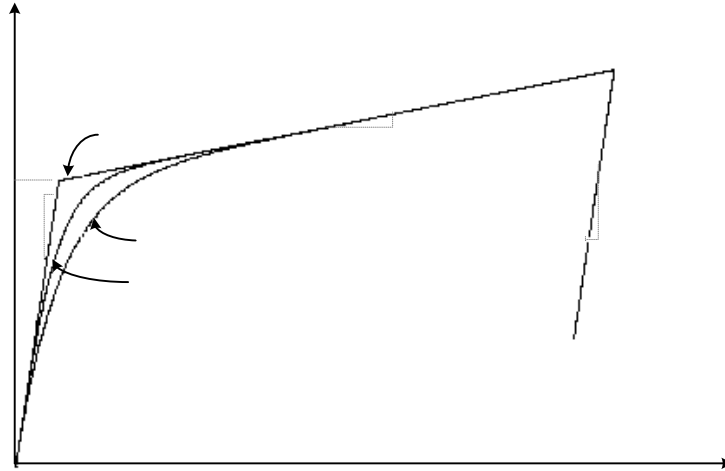


Figura 2.14 Relación fuerza-deformación del modelo plástico de Wen

$$f = Rkd + (1-R)YZ \quad (2.5)$$

Donde k es la constante del resorte elástico, y representa la fuerza de fluencia, R es la relación de la rigidez del elemento después de fluir y antes de fluir, Z es una variable que depende de la histéresis, d es la deformación del modelo.

En la figura 2.15 se puede ver el comportamiento del modelo plástico propuesto por Wen (1976).



2.15 Elementos que conforman la grafica fuerza-deformación de un elemento multilínea

2.5.6 PROPIEDADES PLÁSTICAS MULTI-LINEAL

Este elemento es comúnmente utilizado en metales ya que la rigidez va variando a lo largo de las sollicitaciones. En cada grado de libertad se pueden asignar sus propias características, todas las deformaciones son independientes la deformación en un grado de libertad no afecta a los demás, el elemento puede tener características lineales o no lineales. En la Figura 2.16 se ve el comportamiento de este modelo.

y

k

Exp 2

Exp 1

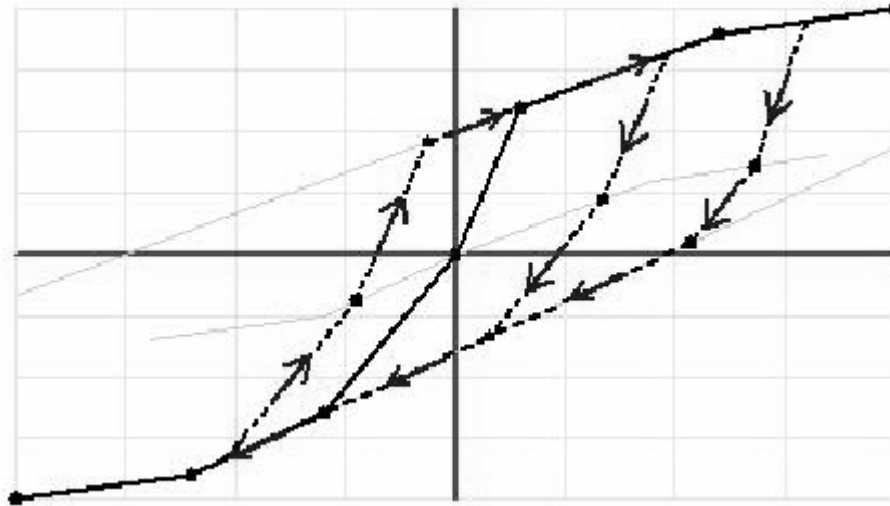


Figura 2.16 Relación fuerza-desplazamiento del elemento multilíneo

2.5.7 PROPIEDADES DEL AISLADOR RUBBER

Este elemento es un aislador biaxial histérico como se puede ver en la figura 2.17. Se utilizó para representar la interacción suelo estructura en el modelo analítico del puente Pinzandarán. El modelo plástico está basado en las propiedades del modelo histérico propuestas por Wen (1976) y Park, Wen y Ang (1986) y recomendados para análisis de aisladores de base por Nagarajaiah, Reinhorn y Constantinou (1991). En este modelo en cada grado de libertad se puede especificar un comportamiento lineal o no lineal, la relación fuerza-deformación en un elemento no lineal puede expresarse de la siguiente manera:

$$\begin{aligned} f_{u_2} &= R_2 k_2 d_{u_2} + (1 - R_2) Y_2 Z_2 \\ f_{u_3} &= R_3 k_3 d_{u_3} + (1 - R_3) Y_3 Z_3 \end{aligned} \quad (2.6)$$

Donde k_2 , k_3 es la constante del resorte, Y_2 , Y_3 son las fuerza de fluencia, R_2 , R_3 es la relación entre el esfuerzo después de la fluencia y el esfuerzo antes de la fluencia, Z_2 y Z_3 son las variables que dependen de la histéresis.

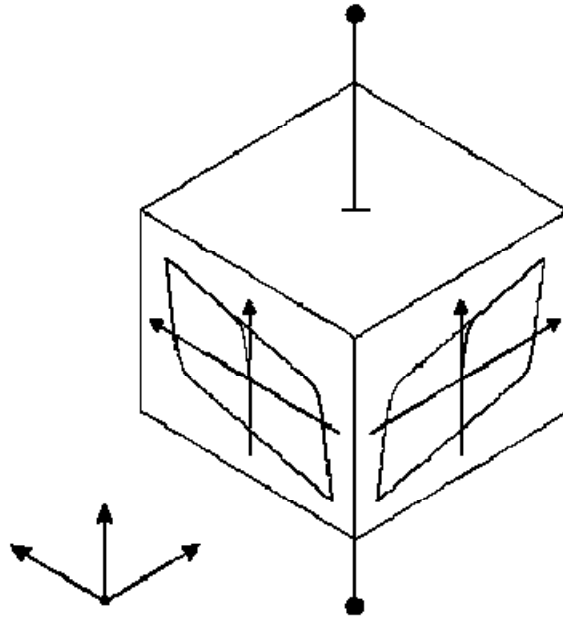


Figura 2.17 propiedades del aislador rubber

$$\begin{Bmatrix} \dot{Z}_2 \\ \dot{Z}_3 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1-a_2 Z_2^2 & -a_3 Z_2 Z_3 \\ -a_2 Z_2 Z_3 & 1-a_3 Z_3^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \frac{k_2}{Y_2} \dot{du}_2 \\ \frac{k_3}{Y_3} \dot{du}_3 \end{Bmatrix} \quad (2.7) \quad \begin{matrix} fu_3 \\ du_3 \end{matrix}$$

Donde:

$$a_2 = \begin{cases} 1 & \text{si } du_2 \cdot Z_2 > 0 \\ 0 & \text{para los demás} \end{cases} \quad (2.8)$$

$$a_3 = \begin{cases} 1 & \text{si } du_3 \cdot Z_3 > 0 \\ 0 & \text{para los demás} \end{cases} \quad \begin{matrix} 1 \\ 3 \end{matrix} \quad \begin{matrix} 2 \\ 2 \end{matrix}$$

2.5.8 PROPIEDADES DE AISLADOR CON FORMA DE PÉNDULO DE FRICCIÓN

Este elemento es un aislador biaxial de péndulo de fricción que tiene dos propiedades de fricción para las dos deformaciones por cortante. Este tipo de elemento puede utilizarse para modelar un elemento GAP y la fricción entre elementos en contacto. En este modelo la fuerza de fricción es directamente proporcional a la fuerza axial que se aplica al elemento. En la figura 2.18 se muestra el comportamiento de este modelo.

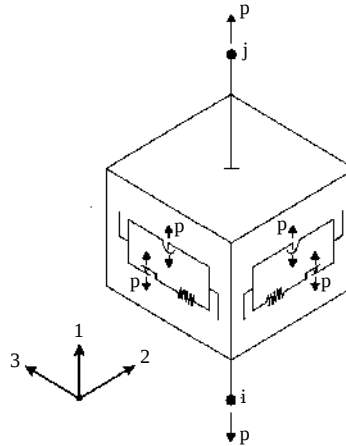


Figura 2.18 representación del aislador de péndulo de fricción

2.5.9 PROPIEDADES DEL ELEMENTO LINEAL

En este elemento como su nombre lo indica la grafica esfuerzo-deformación es lineal y este elemento se utilizó en el modelo del puente Pinzandarán para representar la interacción suelo-estructura.

2.6 AISLADOR UTILIZADO EN EL PUENTE PINZANDARÁN

Se propone utilizar en el puente Pinzandarán un aislador del tipo multirrotacional deslizante como el que se muestra en la figura 2.19. Este tipo de aislador disipa energía por medio de fricción. El comportamiento de estos elementos es bilineal en dos direcciones ortogonales y tiene una rigidez inicial de 37.8 t/mm y después del punto de fluencia se tiene una rigidez de 0.402 t/mm, el punto de fluencia de este tipo de aislador se logra al aplicar una carga de 30 t. En la figura 2.20 se pueden ver estas propiedades.



Figura 2.19 Aislador multirrotacional deslizante propuesto en el modelo del puente Pinzandarán

El aislador multirrotacional deslizante fue sometido a 20 ciclos de desplazamiento cada uno llegando a un desplazamiento de 85 mm. En esta prueba se aprecia una estabilidad de cada uno de los ciclos así como un comportamiento bilineal, los resultados se muestran las figuras 2.21 y 2.22 (Gómez, et al,).

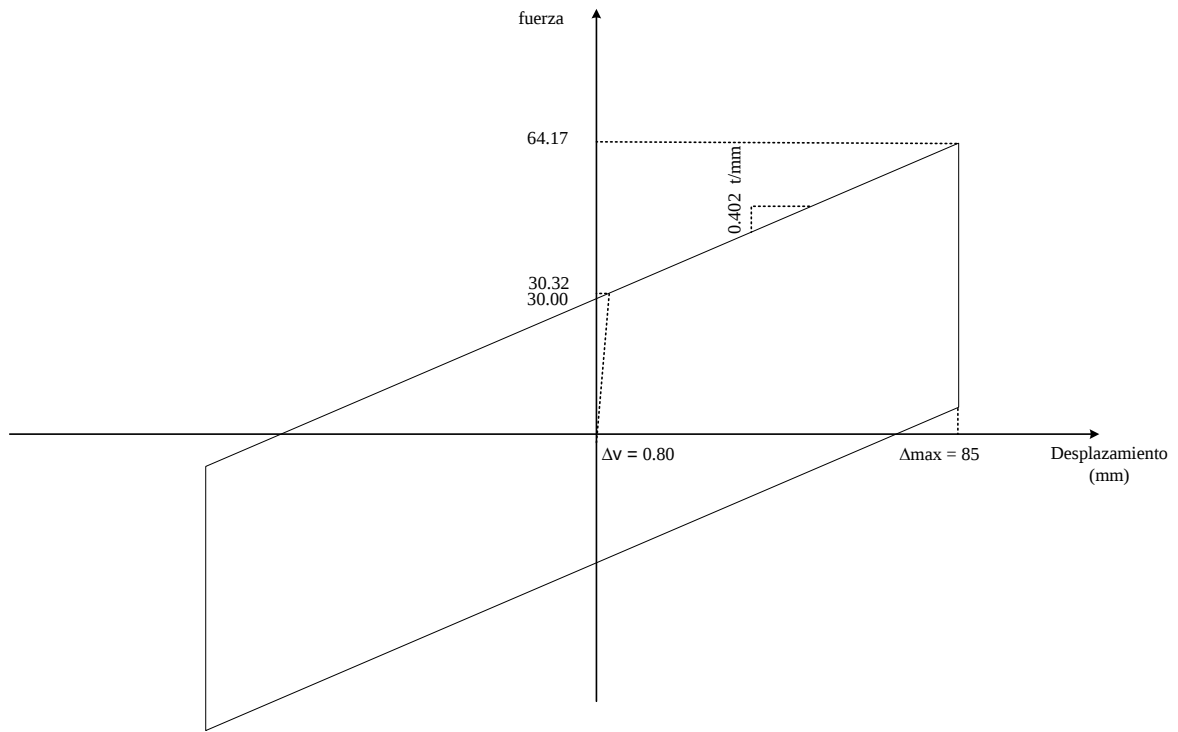


Figura 2.20 Ciclo histerético del aislador propuesto

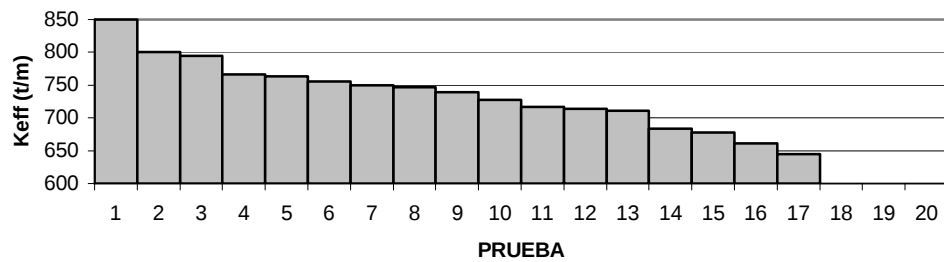


Figura 2.21 Rigideces efectivas obtenidas en 20 ciclos

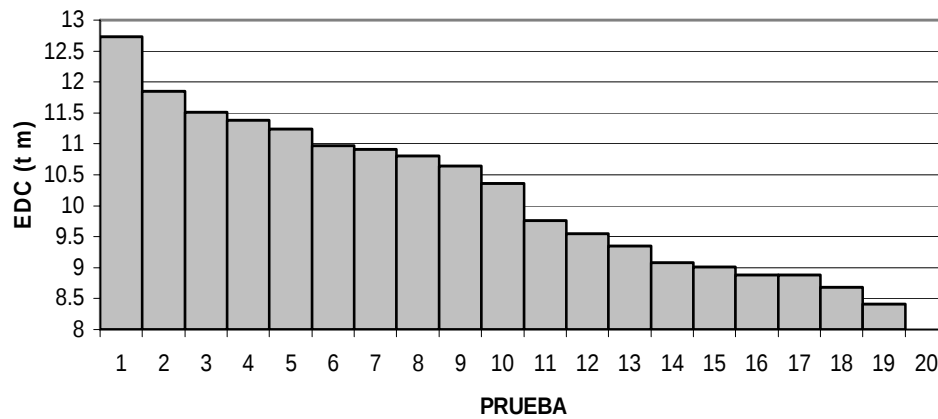


Figura 2.22 Energía disipada registrada en 20 ciclos

2.6 SIMPLIFICACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DEL AISLADOR

Para simplificar el análisis no lineal del puente se puede sustituir el modelo bilineal del aislador por un modelo lineal, este modelo lineal debe tener como características una rigidez efectiva y un amortiguamiento equivalente (Priestley, 1996). La rigidez efectiva es la rigidez secante correspondiente al desplazamiento último como se ve en la figura 2.23 y el amortiguamiento debe ser igual a el área de un ciclo histerético.

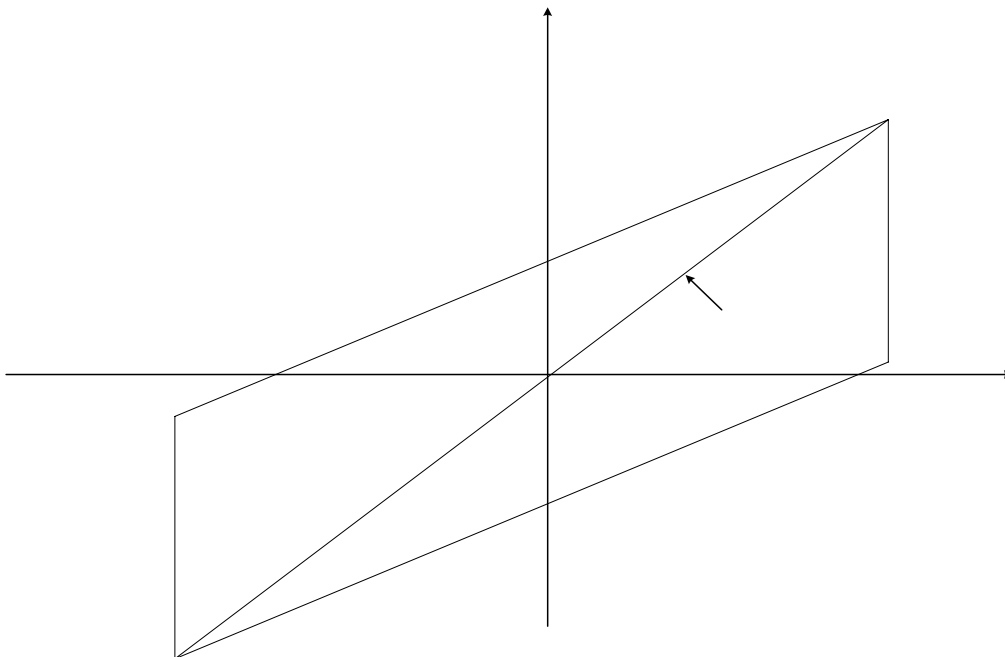


Figura 2.23 Obtención de la rigidez efectiva y amortiguamiento equivalente

CAPÍTULO 3

INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

3.1 CONCEPTO DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

Cuando en un análisis sísmico se considera la interacción suelo-estructura, se toman en cuenta tanto las características del suelo como las de la cimentación y la estructura, con esto se logra un análisis integral por medio del cual se puede obtener las propiedades mecánicas y dinámicas de los elementos que conforman la estructura en estudio. Esta interacción consiste en un conjunto de efectos cinemáticos e inerciales, los cuales se explicarán más adelante.

El primer estudio serio que se hizo del fenómeno de interacción entre el suelo y la estructura fue realizado por Reissner (1936) el cual analizó la respuesta de un disco en la superficie del suelo sujeto a fuerzas armónicas.

El fenómeno de interacción suelo-estructura es de importancia en suelos blandos, pudiendo presentar los siguientes efectos:

- Alargamiento del periodo fundamental
- Modificación del amortiguamiento asociado
- Reducción de la ductilidad
- Modificaciones de componentes rotacionales y torsionales en la cimentación (Bazán y Meli, 1991)

La interacción inercial consiste en considerar la flexibilidad que tiene el suelo. En la práctica cuando no se toma en cuenta la interacción suelo-estructura se considera a la estructura como empotrada, en suelos blandos esto no es correcto ya que éste sufre deformaciones apreciables. Una manera simple de ver la importancia de la interacción suelo-estructura es el ejemplo proporcionado por Hall (2003). Considerando un sistema de un grado de libertad con una masa concentrada “m” la cual puede moverse horizontalmente (figura 3.1), conectada a una base elástica por medio de una viga flexible de rigidez K, la cimentación tiene una rigidez horizontal K_x y rotacional K_θ .

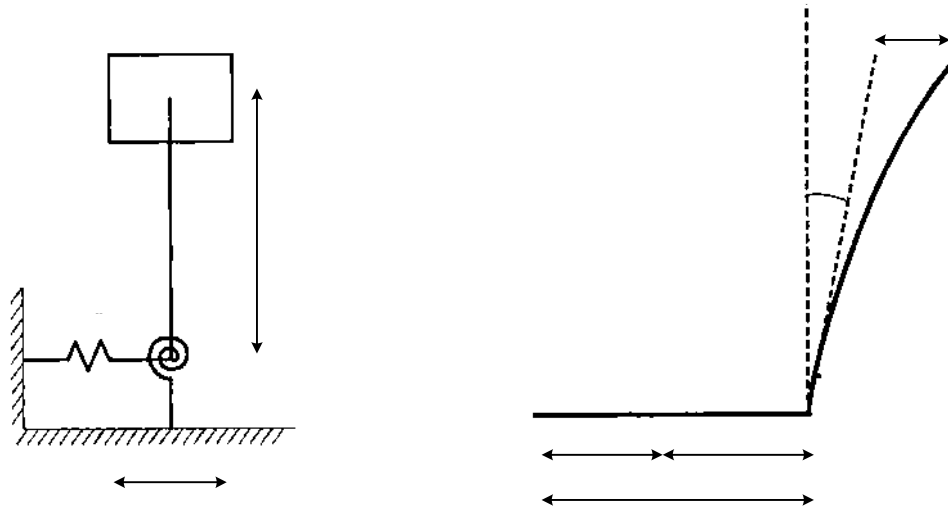


Figura 3.1 Modelo considerando la interacción suelo-estructura

El desplazamiento horizontal de la masa bajo un movimiento se puede escribir de la siguiente manera:

$$u = u_g + u_f + \phi_f h + u_e \quad (3.1)$$

Donde u_g es el desplazamiento del suelo, u_f es el desplazamiento horizontal de la cimentación, ϕ_f es la rotación de la cimentación y u_e es la deformación de la barra a flexión.

La aceleración de la masa es:

$$\ddot{u} = \ddot{u}_g + \ddot{u}_f + \ddot{\phi}_f h + \ddot{u}_e \quad (3.2)$$

Del equilibrio:

$$K_x u_f = K u_e \quad (3.3)$$

$$K_\phi \phi_f = K u_e h \quad (3.4)$$

Derivando (3.3) y despejando $\ddot{u}_f$

$$\ddot{u}_f = \frac{K}{K_x} \ddot{u}_e \quad (3.5)$$

Y derivando (3.4) y despejando $\ddot{\phi}_f$

$$\ddot{\phi}_f = \frac{K h}{K_\phi} \ddot{u}_e \quad (3.6)$$

Sustituyendo en la ecuación (3.2), se tiene:

$$\ddot{u} = \ddot{u}_g + \left(\frac{K}{K_x} + \frac{Kh^2}{K_\phi} + 1 \right) \ddot{u}_e \quad (3.7)$$

La ecuación de equilibrio (3.3) se convierte en:

$$M\ddot{u}_g + M \left(\frac{K}{K_x} + \frac{Kh^2}{K_\phi} + 1 \right) \ddot{u}_e + Ku_e \quad (3.8)$$

$$M \left(\frac{K}{K_x} + \frac{Kh^2}{K_\phi} + 1 \right) \ddot{u}_e + ku_e = -M\ddot{u}_g \quad (3.9)$$

Considerando un sistema empotrado:

$$(K_x \rightarrow \infty, K_\phi \rightarrow \infty, \delta = \phi = 0) \quad (3.10)$$

$$M\ddot{u}_e + Ku_e = -M\ddot{u}_g \quad (3.11)$$

En ambos sistemas la frecuencia natural puede ser muy diferente (ecuación 3.6 y 3.7), esto también se puede ver en la siguiente expresión:

$$w_n^2 = \frac{K}{M} \frac{1}{\left(\frac{K}{K_x} + \frac{Kh^2}{K_\phi} + 1 \right)} = \frac{w_n^2 \text{base_rigida}}{1 + \frac{K}{K_x} + \frac{kh^2}{K_\phi}} \quad (3.12)$$

La interacción cinemática se origina cuando la cimentación es muy rígida, ya que no puede tomar la forma del suelo deformado, lo anterior produce que las ondas sufran una difracción al chocar con la cimentación, al ocurrir lo anterior hay una superposición de las ondas, lo que produce una disminución del movimiento de traslación, a este fenómeno se le llama filtrado de la excitación. La interacción cinemática también produce que la cimentación tenga cabeceos y torsiones, la observación del comportamiento de los edificios durante los temblores, indican que la amplitud horizontal máxima de una cimentación es siempre menor que la del terreno adyacente, y que la diferencia se hace mayor con el acortamiento de la longitud de la onda (Rosenblueth,).

Hall (2003), ejemplifica el fenómeno de interacción cinemática colocando dos ligeros botes flotando en el océano (figura 3.2), uno corto y otro largo, pero ambos igual de ligeros, el primero puede seguir la superficie de las olas sin modificarlas, mientras que el segundo por ser tan largo provoca su propio movimiento y cambia las características del océano en su vecindad.

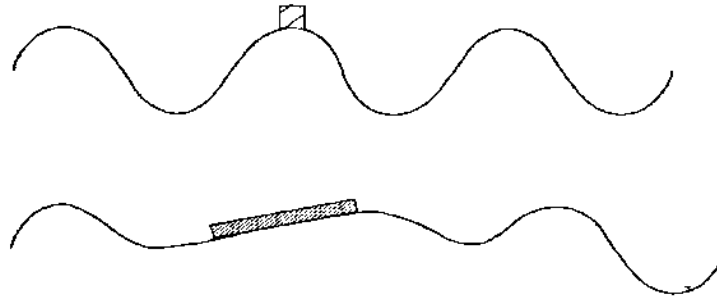


Figura 3.2 Efecto de la interacción cinemática

3.2 SISTEMA EQUIVALENTE UTILIZADO EN EL PUENTE PINZANDARÁN

Para modelar el puente Pinzandarán se utiliza una estructura considerando la interacción suelo-estructura que consiste en sustituir el suelo por un conjunto de resortes que expresan su rigidez (figura 3.3). En este modelo sólo se toman en cuenta los efectos inerciales del fenómeno de interacción suelo-estructura.

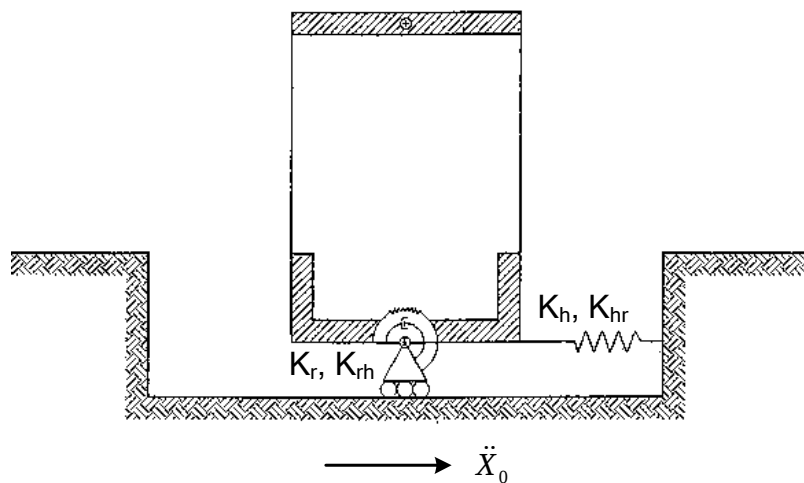


Figura 3.3 Sistema equivalente para tomar en cuenta la interacción suelo-estructura

3.3 MODELO PROPUESTO EN EL MDOC-SISMO (1993)

3.3.1 RIGIDEZ ESTÁTICA

El Manual de Diseño de obras Civiles (MDOC-sismo, 1993) y las Normas Técnicas Complementarias para sismo (NTC-RCDF, 2004) sugieren considerar la interacción suelo-estructura por medio de la rigidez estática para los modos de traslación: horizontal, rotación y de acoplamiento, ambas referencias proponen se apliquen las siguientes ecuaciones:

$$K_h^o = \frac{8G_s R_h}{2-v_s} \left(1 + \frac{1}{2} \frac{R_h}{H_s}\right) \left(1 + \frac{2}{3} \frac{D}{H_s}\right) \left(1 + \frac{5}{4} \frac{D}{H_s}\right) \quad (3.13)$$

$$K_r^o = \frac{8G_s R_r^3}{3(1-v_s)} \left(1 + \frac{1}{6} \frac{R_r}{H_s}\right) \left(1 + 2 \frac{D}{R_r}\right) \left(1 + 0.71 \frac{D}{H_s}\right) \quad (3.14)$$

$$k_v^o = \frac{4G_s R_v}{1-v_s} \left(1 + 1.28 \frac{R_v}{H_s}\right) \left(1 + 0.5 \frac{D}{R_v}\right) \left(1 + \left(0.85 - 0.28 \frac{D}{R_v}\right) \frac{D/H_s}{1-D/H_s}\right) \quad (3.15)$$

Donde G_s es el módulo de rigidez efectiva del depósito de suelo, v_s es el coeficiente de Poisson efectivo del sitio, H_s es la Profundidad del deposito del suelo, D es la profundidad de desplante la cimentación; R_h , R_r son los radios de círculos equivalentes a la superficie de desplante con igual área y momento de inercia de dicha superficie.

Por otro lado el módulo de rigidez efectivo del depósito del suelo se obtiene con la siguiente expresión:

$$G_s = B_s^2 \rho_s \quad (3.16)$$

Donde B_s es la velocidad efectiva de propagación de onda del suelo y ρ_s es la densidad efectiva del suelo.

Las funciones para obtener la rigidez estática son aplicables en cimentaciones circulares, para casos en que la cimentación en estudio no cumpla este requisito, es valido cambiar la sección de la cimentación por una circular equivalente que tenga como característica la misma área y momento de inercia de la cimentación en estudio, se logra con las siguientes expresiones:

$$R_h = \left(\frac{A}{\pi}\right)^{\frac{1}{2}} \quad R_r = \left(\frac{4I}{\pi}\right)^{\frac{1}{4}} \quad (3.17)$$

Donde A es el área de la cimentación en estudio y I es la inercia de la cimentación.

3.3.2 RIGIDEZ DINÁMICA

La rigidez dinámica también es conocida como funciones de impedancia y son definidas como la relación en estado estacionario entre la fuerza excitadora y el desplazamiento resultante, para una cimentación rígida carente de masa y sometida a una excitación armónica.

Un ejemplo en el cual se pueden ver las funciones de impedancia es aplicando a un oscilador una carga armónica $p(t)=Pe^{i\omega t}$. La ecuación de movimiento es:

$$M\ddot{x}+C\dot{x}+Kx=p(t) \quad (3.18)$$

En el estado estacionario se tiene una respuesta también armónica:

$$(K+i\omega C-\omega^2 M)x=P \quad (3.19)$$

Obteniendo la función de impedancia:

$$\tilde{K}(\omega)=\frac{P}{X}=(k-\omega^2 M)+i\omega C \quad (3.20)$$

La parte real de la ecuación (3.20) expresa la rigidez e inercia del sistema y la parte imaginaria la energía disipada a través de su amortiguamiento.

La función de impedancia que el modelo del MDOC (Sismo, 1993) proporciona para tomar en cuenta la interacción suelo-estructura es la siguiente:

$$\tilde{K}_m(\omega)=K_m^0 [K_m(\eta_m)+i\eta_m C_m(\eta_m)](1+i2\zeta_s) \quad (3.21)$$

Donde ω es la frecuencia de excitación, K_m^0 es la rigidez estática, K_m es el coeficiente de rigidez, C_m es el Coeficiente de amortiguamiento, η_m es la Frecuencia normalizada, ζ_s es el amortiguamiento efectivo.

La función de impedancia indica que la rigidez dinámica puede expresarse como la rigidez estática por un factor dinámico complejo $[k_m(\eta_m)+i\eta_m C_m(\eta_m)]$ que considera las características dinámicas y de amortiguamiento del sistema. Por otro lado el factor de normalización $(1+i2\zeta_s)$ intenta aislar el efecto del amortiguamiento material en los coeficientes de rigidez y amortiguamiento. Por ultimo el resorte K_m y el amortiguador C_m que representan el suelo ficticio que se utilizará en el modelo del puente se relacionan con los coeficientes de rigidez y amortiguamiento por medio de las siguientes expresiones:

$$K_m = K_m^0 (K_m - 2\zeta_s \eta_m c_m) \quad (3.22)$$

$$wC_m = K_m^0 (\eta_m c_m + 2\zeta_s k_m) \quad (3.23)$$

La parte real de la función de impedancia, representada por el resorte K_m expresa la rigidez e inercia del suelo. La dependencia de la frecuencia es sólo en el término que representa la inercia ya que la rigidez del suelo es independiente de ésta. La parte imaginaria representada por el amortiguador C_m expresa los amortiguamientos material y geométrico del suelo, el primero es prácticamente independiente de la frecuencia y se debe a un comportamiento histerético, mientras que el segundo es dependiente de la frecuencia y se debe a un comportamiento viscoso producto de la irradiación de ondas.

Las frecuencias normalizadas se determinan por medio de la siguiente expresión:

$$\eta_{h,r} = \frac{wR_{h,r}}{\beta_s} \quad (3.24)$$

En donde w es la frecuencia efectiva de la estructura, $R_{h,r}$ radio de la cimentación circular y β_s es la velocidad efectiva de propagación del suelo.

3.3.3 Coeficientes de rigidez y amortiguamiento

El MDOC (1993) establece los siguientes coeficientes de rigidez y amortiguamiento para los modos de traslación horizontal, rotación y acoplamiento:

$$K_h = 1 \quad (3.25)$$

$$K_r = \begin{cases} 1-0.2\eta_r; & \text{si } \eta_r \leq 2.5 \\ 0.5; & \text{si } \eta_r \geq 2.5 \text{ y } v_s \leq \frac{1}{3} \\ 1-0.2\eta_r; & \text{si } \eta_r \geq 2.5 \text{ y } v_s \geq 0.45 \end{cases} \quad (3.26)$$

$$K_{hr} = K_h \quad (3.27)$$

$$C_h = \begin{cases} \frac{0.65\zeta_s \eta_{hs}}{1-(1-2\zeta_s)\eta_{hs}^2}; & \text{si} & \eta_{hs} = \frac{\eta_h}{\eta_s} \leq 1 \\ 0.576 & \text{si} & \eta_{hs} = \frac{\eta_h}{\eta_s} > 1 \end{cases} \quad (3.28)$$

$$C_r = \begin{cases} \frac{0.5\zeta_s \eta_{rp}}{1-(1-2\zeta_s)\eta_{rp}^2}; & \text{si} & \eta_{rp} = \frac{\eta_r}{\eta_p} \\ \frac{0.3\eta_r^2}{1+\eta_{rp}^2}; & \text{si} & \eta_{rp} = \frac{\eta_r}{\eta_p} > 1 \end{cases} \quad (3.29)$$

$$C_{hr} = C_h \quad (3.30)$$

Donde η_s y η_p son las Frecuencias fundamentales (adimensionales), expresadas como:

$$\eta_p = \frac{\pi R_r}{2H_s} \frac{\alpha_s}{\beta_s} \quad \eta_s = \frac{\pi R_h}{2H_s} \quad (3.31)$$

La relación de velocidades efectivas de propagación de ondas de compresión y cortante del sitio es:

$$\frac{\alpha_s}{\beta_s} = \left[\frac{2[1-\nu_s]}{1-2\nu_s} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (3.32)$$

CAPÍTULO 4

MODELO NÚMERICO DEL PUENTE PINZANDARÁN

4.1 MODELADO DEL PUENTE

El puente Pinzandarán se modeló por medio del programa SAP 2000 (versión 9.0.3), los elementos que conforman el puente como son pilas, vigas y armaduras se modelaron por medio de elementos tipo barra y cascaron, para representar los aisladores se utilizaron elementos tipo Link. En este trabajo se realizó un análisis no lineal, pero esta no linealidad sólo se tomó en cuenta en el funcionamiento de los aisladores, es decir no se considero la no linealidad geométrica del modelo. El modelo del puente Pinzandarán se muestra en la figura 4.1.

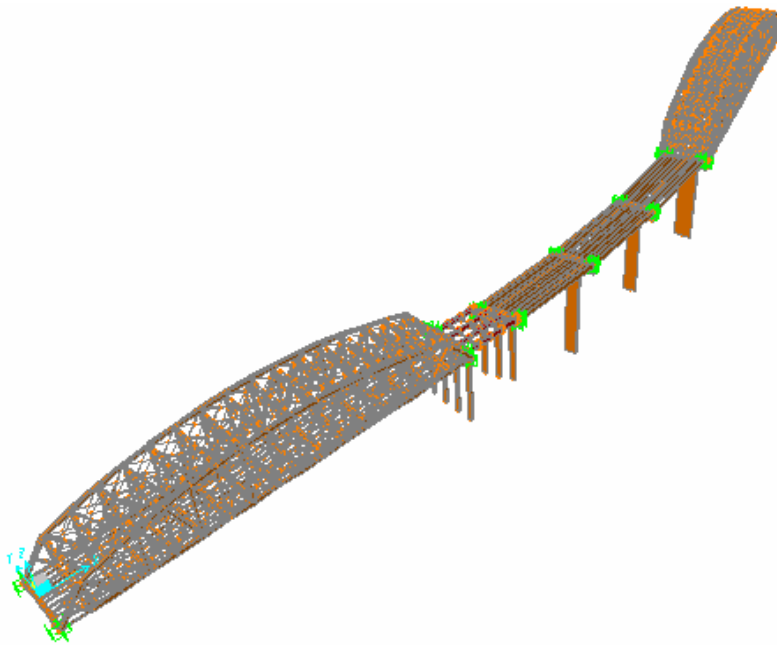


Figura 4.1 Modelo del puente Pinzandarán

4.2 SIMPLIFICACIÓN DEL MODELO

El modelo completo del puente Pinzandarán fue simplificado eliminando las armaduras del primer y ultimo tramo, disminuyendo así el tiempo de ejecución del programa. Para tomar en cuenta los efectos de los elementos eliminados, se concentro la masa de cada una de las armaduras en el centro de gravedad de la losa a la cual se encontraban conectadas y se rigidizaron estas losas por medio de vigas con un modulo de elasticidad muy grande para evitar la flexión, dando como resultado el modelo que se muestra en la figura 4.2.

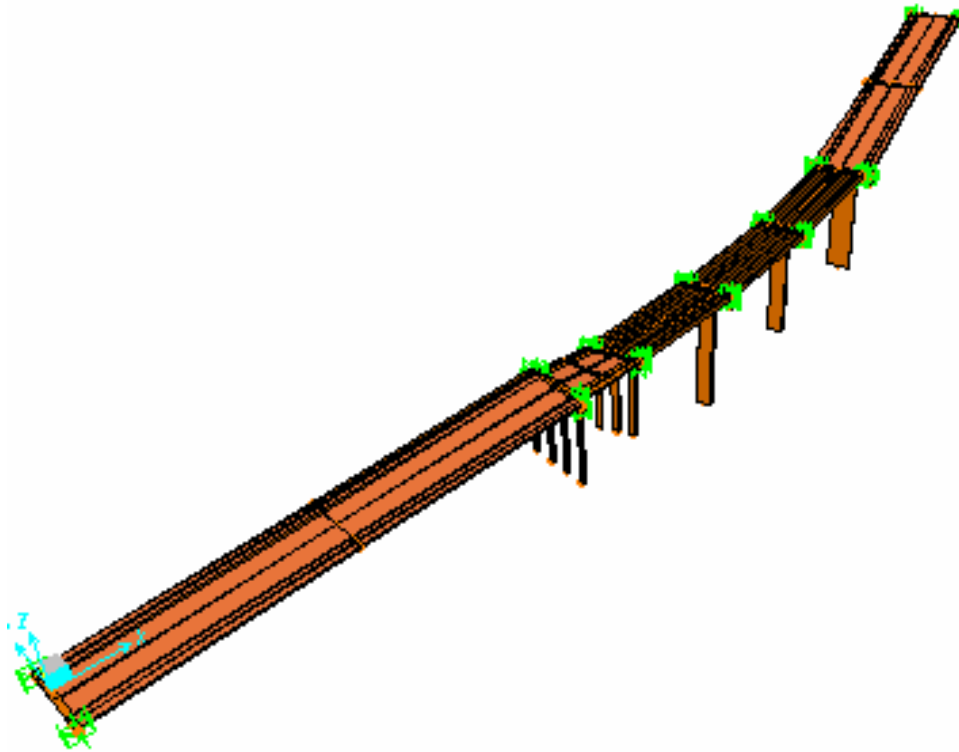


Figura 4.2 Modelo simplificado del puente Pinzandarán

Al analizar el modelo se consideraron los siguientes elementos: 5 pilas y 11 aisladores, los nombres asignados a cada una de las pilas seleccionadas se pueden ver en la figura 4.3, como podemos ver en esta figura las 5 pilas fueron seleccionadas a todo lo largo del modelo.

Para analizar el comportamiento de los aisladores se seleccionaron 11 de ellos, a los cuales se les asigno los nombres que se ven en la figura 4.4, como podemos observar en la figura se seleccionaron dos aisladores por apoyo, con el fin de considerar el comportamiento de los mismos a todo lo largo del puente. Dentro del análisis sísmico el puente se sometió a aceleraciones en dos direcciones ortogonales y estas direcciones se pueden ver en la figura 4.5, en esta figura se puede observar que para facilitar la comprensión de los resultados cuando se hace un análisis en la dirección longitudinal del puente, se le nombrara como un análisis en la dirección u1 y cuando el análisis se hace en la dirección perpendicular al puente se le nombrará como un análisis en la dirección u2.

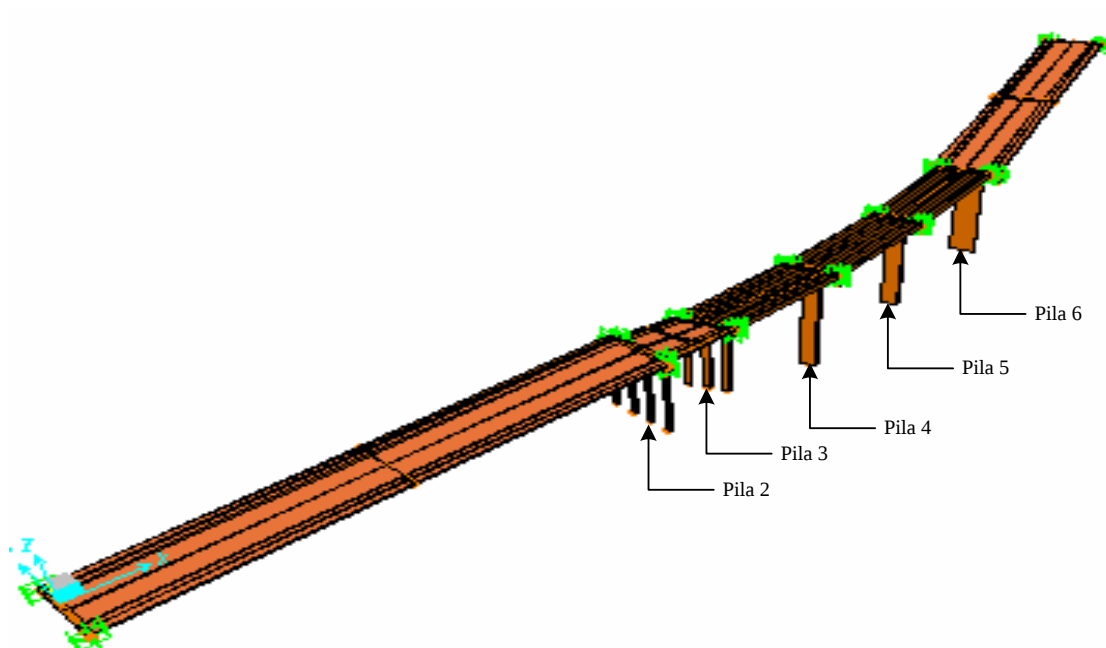


Figura 4.3 Nombres asignados a las pilas del puente Pinzandarán para su análisis

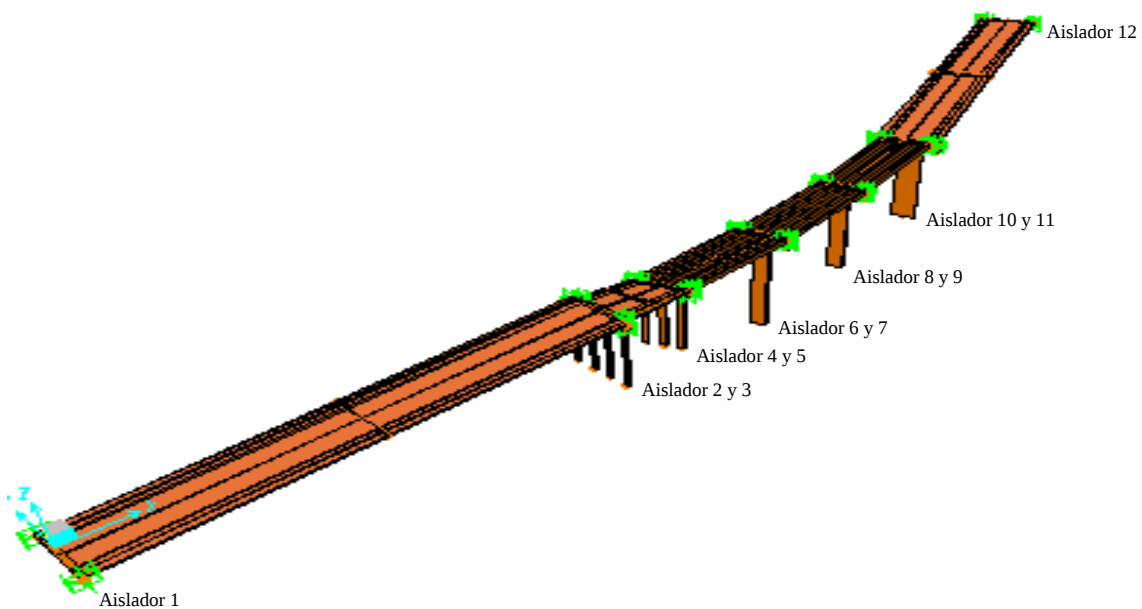


Figura 4.4 Ubicación de los aisladores en estudio

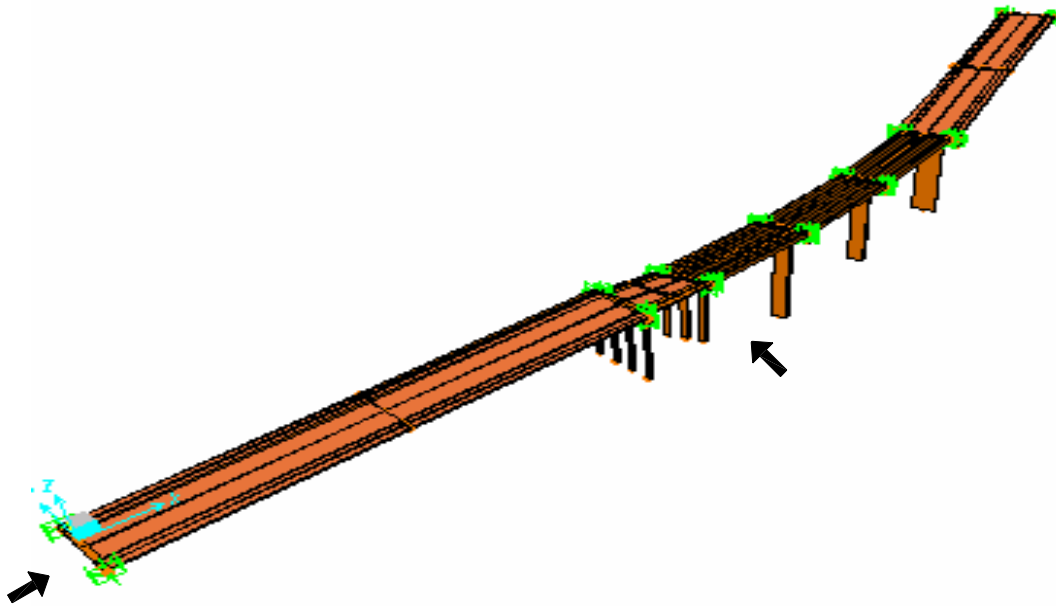
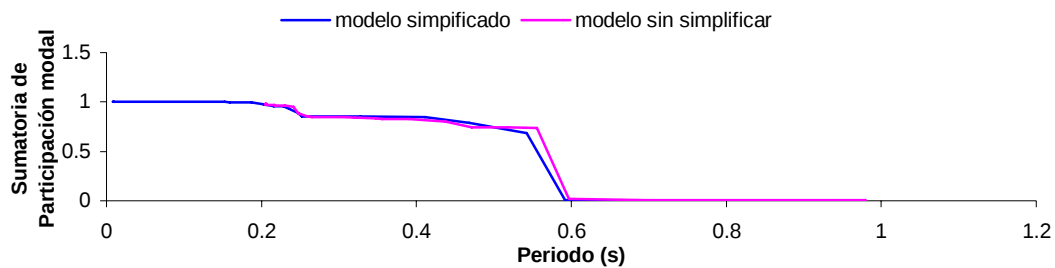


Figura 4.5 Dirección de los análisis sísmicos en el modelo del puente Pinzandarán

Para validar el modelo simplificado primero se realizó una comparación entre los dos modelos (modelo completo y el simplificado) y esta comparación consistió en ver sus modos de vibrar y la sumatoria de la participación de la masa de cada uno de estos modos, como podemos ver en la figura 4.6 en el eje horizontal se colocaron los periodos de la estructura en sus primeros noventa modos de vibrar y en el eje vertical se graficó la sumatoria de la participación de la masa en cada uno de los modos, se puede ver que el comportamiento modal de los dos modelos en la dirección u1 y en la dirección u2 es muy similar por lo que hasta este momento podemos concluir que el modelo simplificado es válido.



Participación modal en la dirección u1
u1

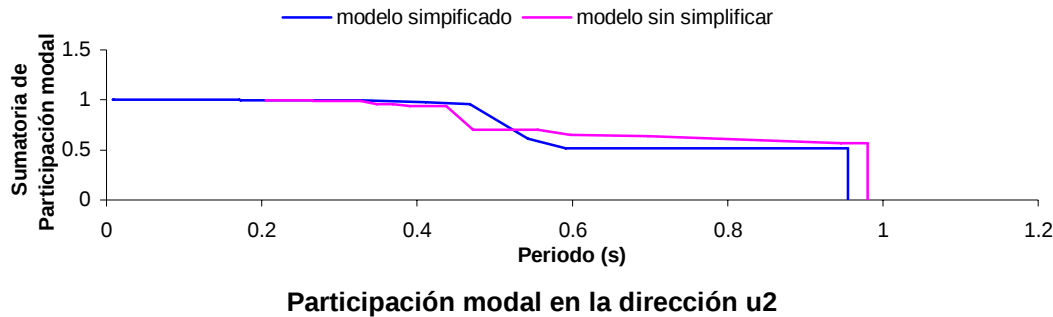


Figura 4.6 Comparación de la participación de la masa en el modelo completo y el simplificado

Otra comparación que se realizó para validar el modelo simplificado se puede ver en la figura 4.7. En esta figura se observa la fuerza cortante máxima que actúa en cada una de las pilas seleccionadas del puente tanto en el modelo completo como en el simplificado. Estas fuerzas cortantes máximas se obtuvieron aplicándoles a los dos modelos el acelerograma de Manzanillo en la dirección u2 ya que es el acelerograma y la dirección que produce esfuerzos cortantes más grandes en las pilas, se puede observar que existe muy poca diferencia entre ambos resultados, esto era de esperarse ya que como vimos en la figura 4.6 los modos de vibrar en la dirección u2 tienen un comportamiento muy similar en ambos modelos (completo y simplificado).

En la figura 4.8 se muestran el desplazamiento en el cabezal de cada una de las pilas seleccionadas en los dos modelos, cuando son excitados con el acelerograma de Manzanillo en la dirección u2, los resultados muestran que en ambos modelos se obtienen desplazamientos similares.

Otro de los puntos que se tomaron en cuenta para la validación del modelo es el comportamiento de los aisladores y para lograr esto se graficó el comportamiento de los 11 aisladores seleccionados sometidos al acelerograma de Manzanillo en la dirección u2 y los resultados se pueden ver en la figura 4.9, para el modelo simplificado; y en la figura 4.10 para el modelo completo, en estas figuras se puede observar que el comportamiento de cada uno de los aisladores en ambos modelos es similar y además se puede ver que pocos aisladores rebasan el desplazamiento de un centímetro y considerando que el acelerograma de Manzanillo es el que produce mayores sollicitaciones de los acelerogramas que vamos a utilizar para analizar el puente, se puede decir que posiblemente este tipo de aisladores no sean eficientes para el puente Pinzandarán.

Los resultados de ambos modelos sometidos al sismo de Manzanillo, en la dirección u1, se muestran en las figuras 4.11 a 4.14. Se puede ver que los resultados de fuerza cortante, desplazamiento y el comportamiento de los aisladores, en ambos modelos son similares; por lo que se puede valorar el considerar el modelo simplificado en el análisis con el fin de optimizar el tiempo de cómputo.

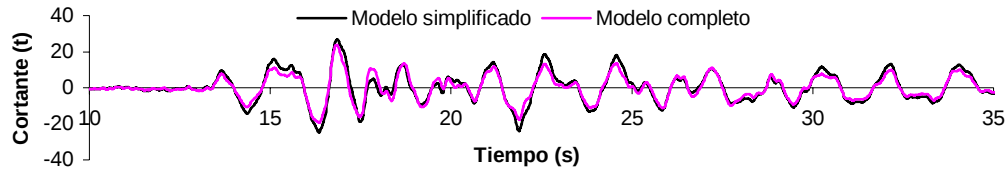
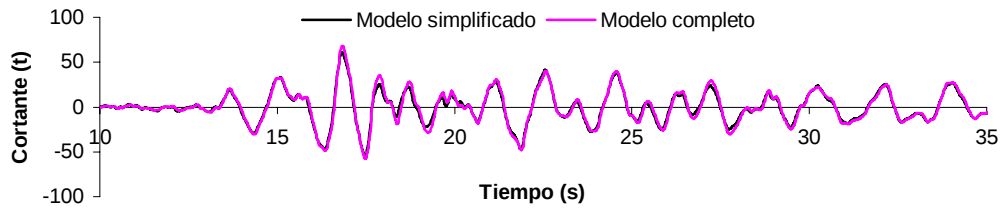
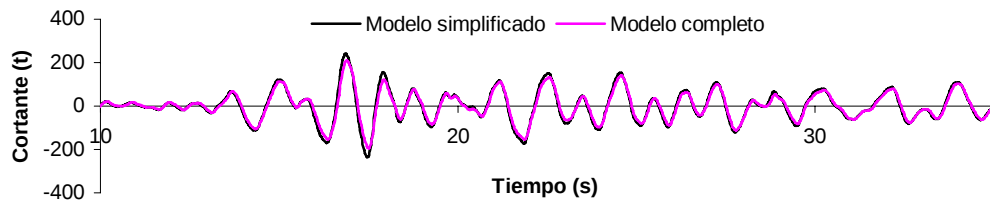
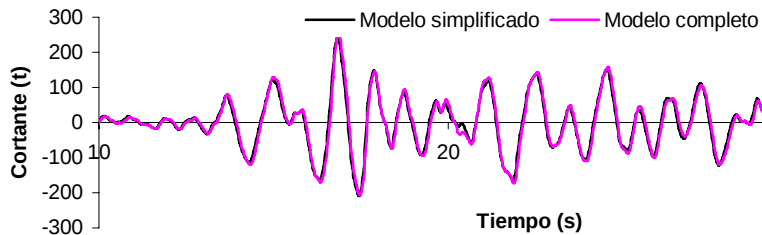
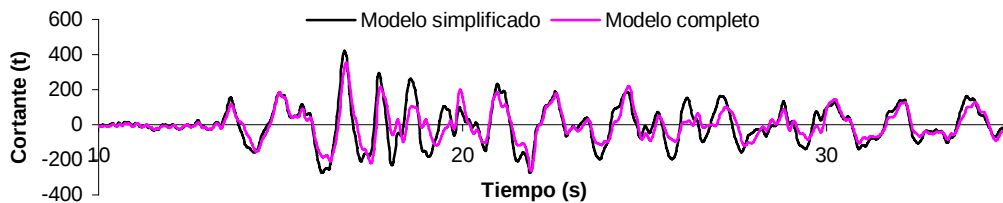
**a) Pila 2****b) Pila 3****c) Pila 4****d) Pila 5****e) Pila 6**

Figura 4.7 Cortante producido por el acelerograma de Manzanillo en la dirección u2

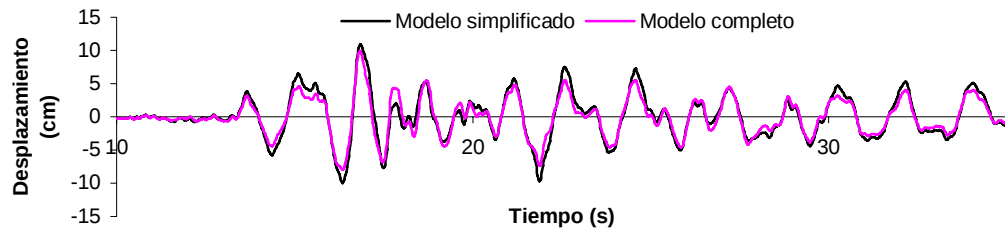
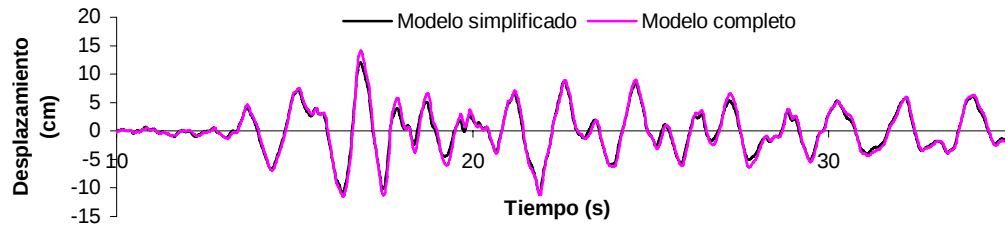
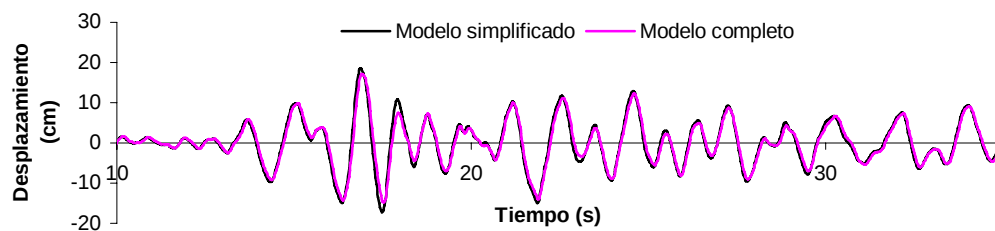
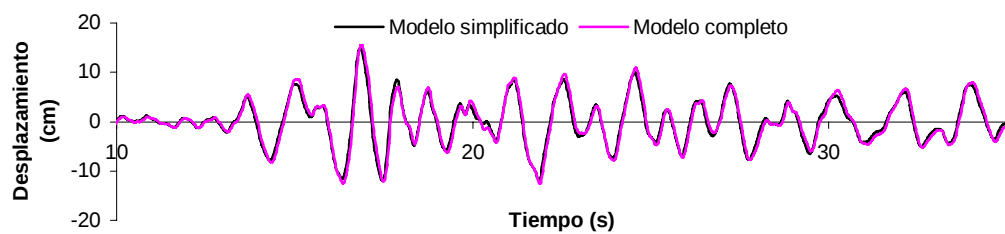
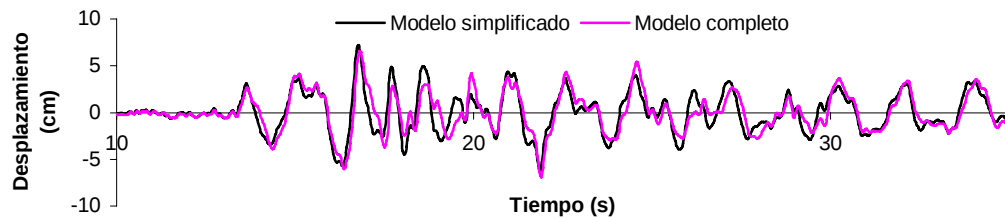
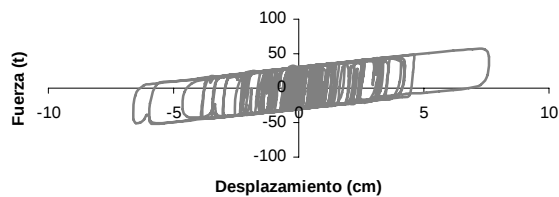
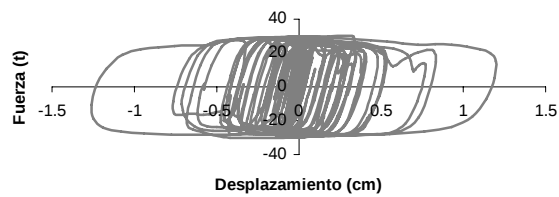
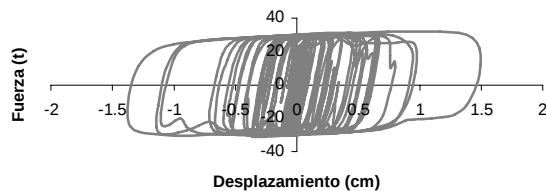
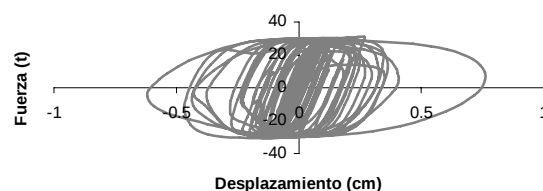
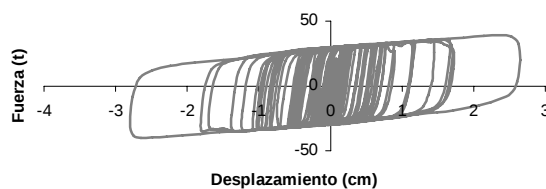
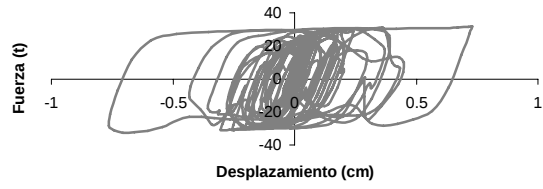
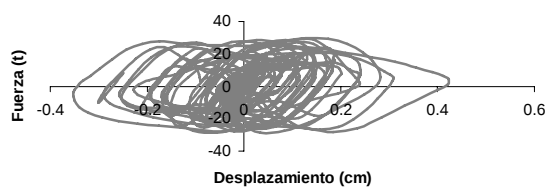
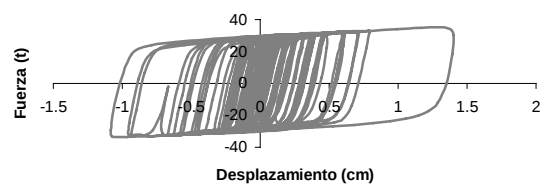
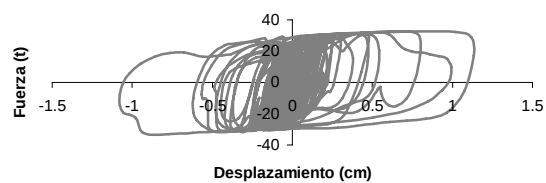
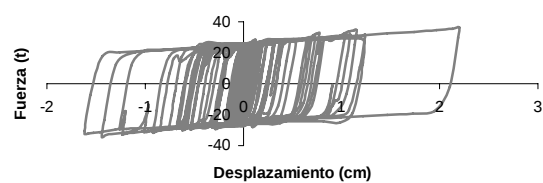
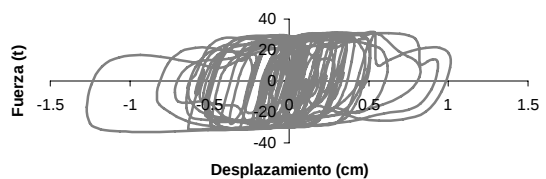
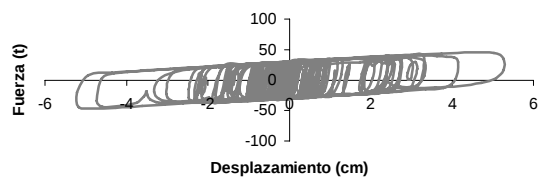
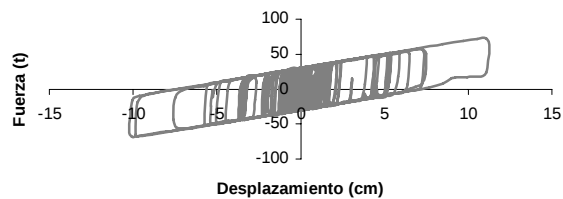
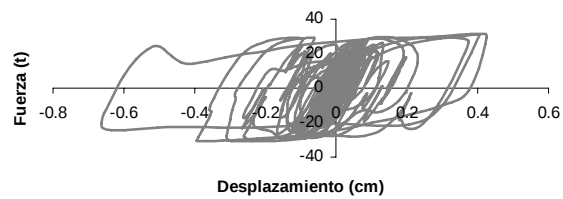
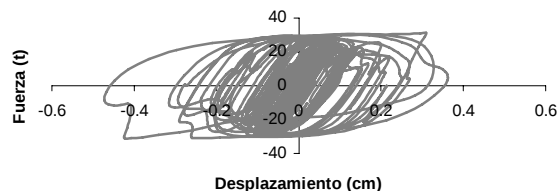
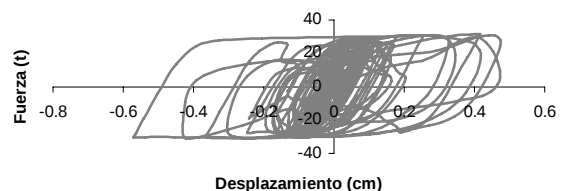
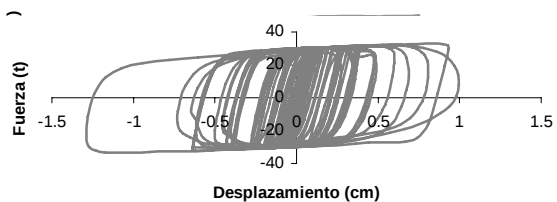
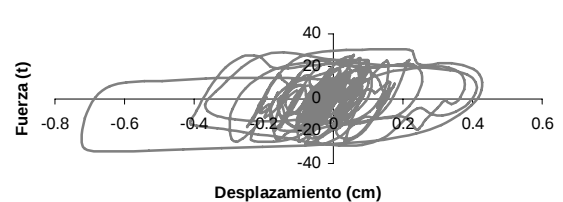
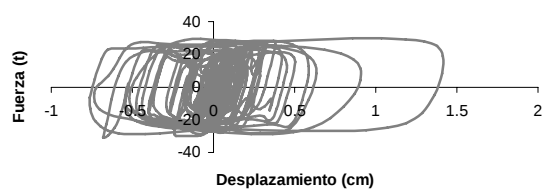
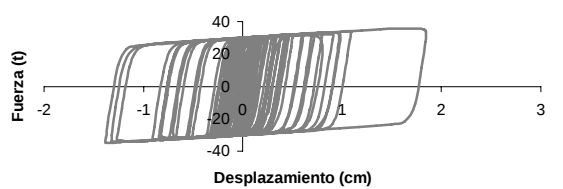
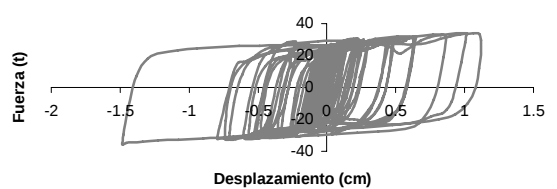
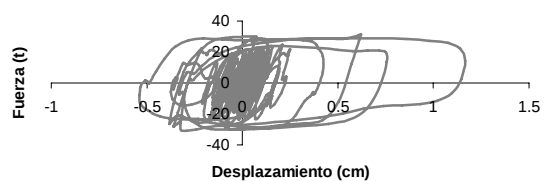
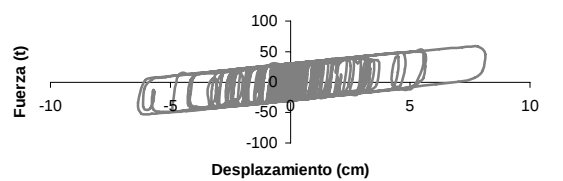
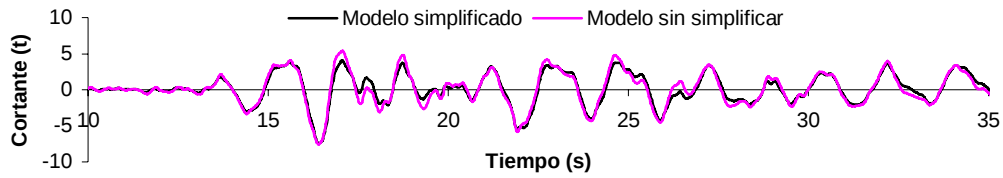
**a) Pila 2****b) Pila 3****c) Pila 4****d) Pila 5****e) Pila 6**

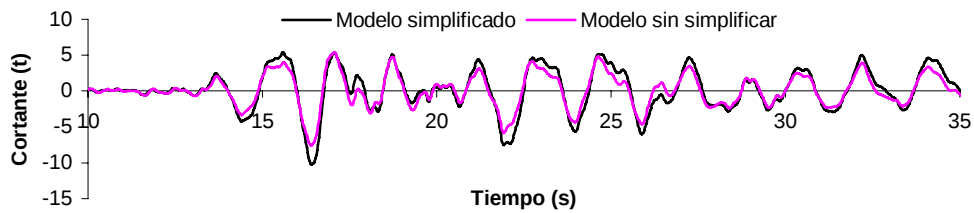
Figura 4.8 Desplazamiento producido por el acelerograma de Manzanillo en la dirección u2

**Disipador 1****Disipador 2****Disipador 3****Disipador 4****Disipador 5****Disipador 6****Disipador 7****Disipador 8****Disipador 9****Disipador 10****Disipador 11****Disipador 12****Figura 4.9 Comportamiento de los aisladores en el modelo completo (Manzanillo u2)**

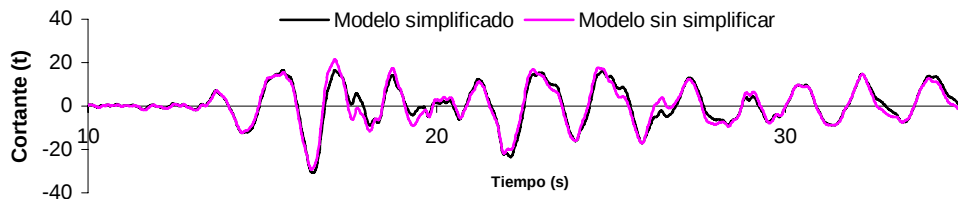
**Disipador 1****Disipador 2****Disipador 3****Disipador 4****Disipador 5****Disipador 6****Disipador 7****Disipador 8****Disipador 9****Disipador 10****Disipador 11****Disipador 12****Figura 4.10 Comportamiento de los aisladores en el modelo simplificado (Manzanillo u2)**



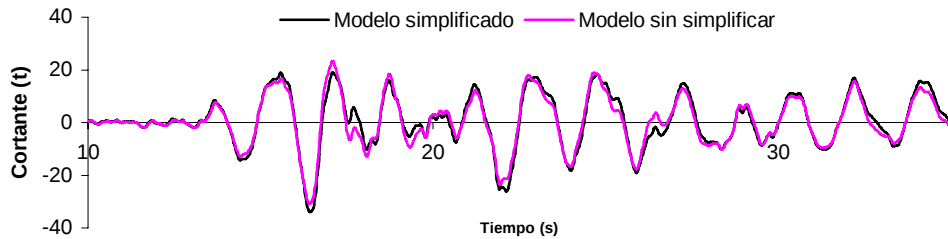
a) Pila 2



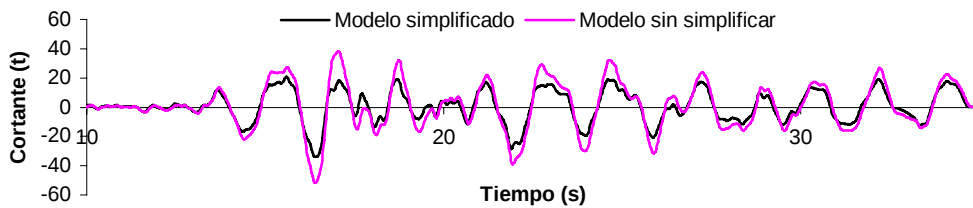
b) Pila 3



c) Pila 4



d) Pila 5



e) Pila 6

Figura 4.11 Cortante producido por el acelerograma de Manzanillo en la dirección u1

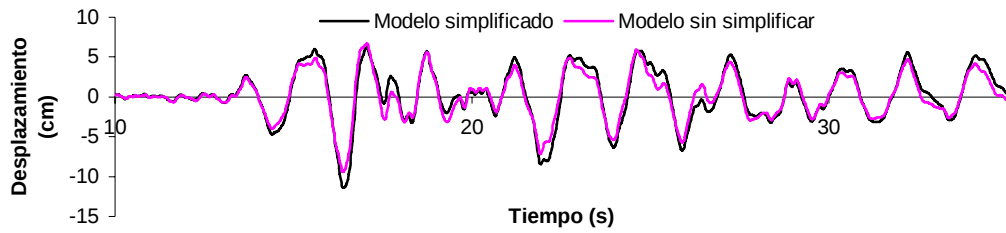
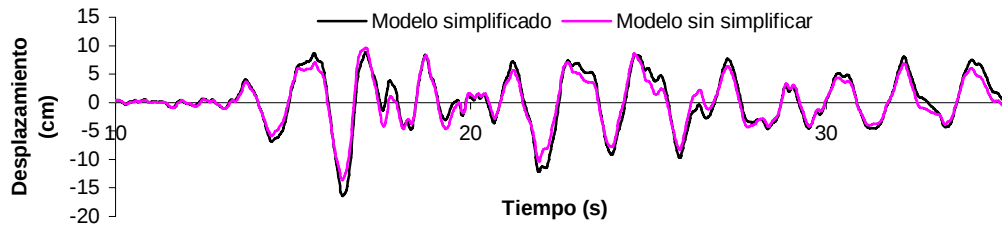
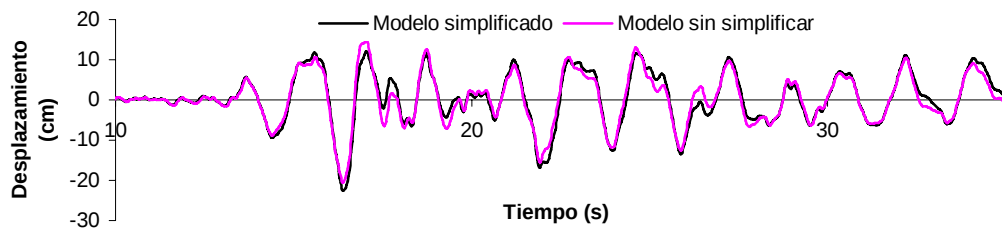
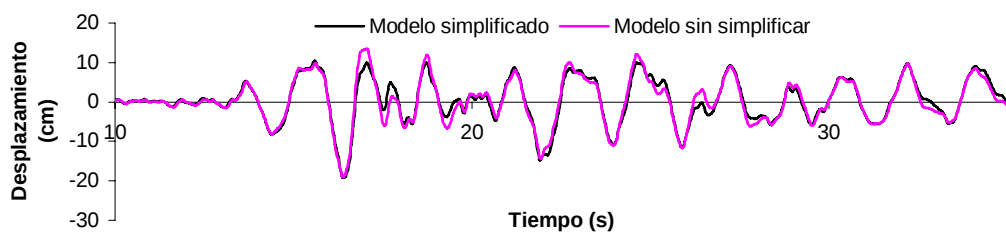
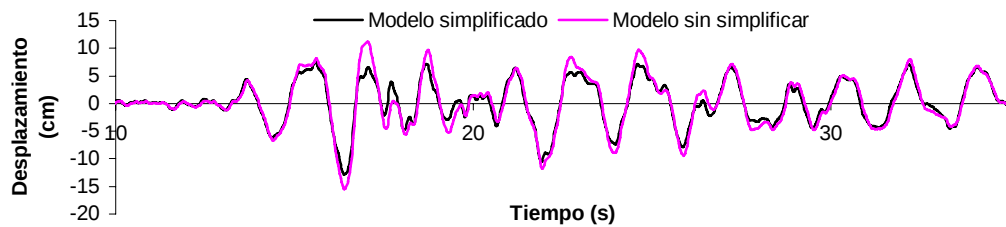
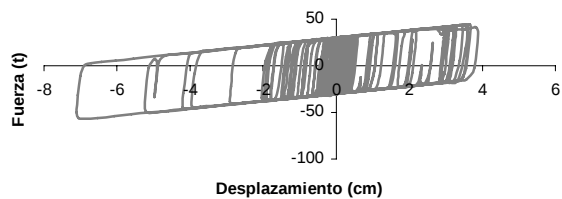
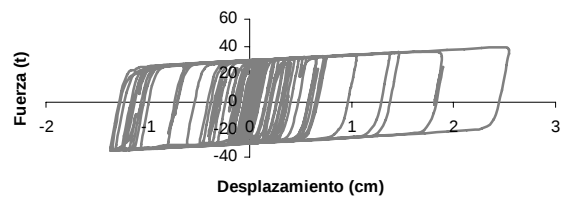
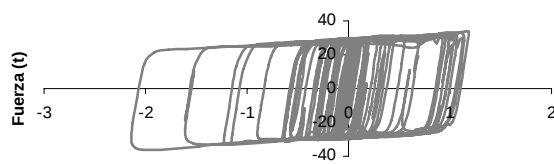
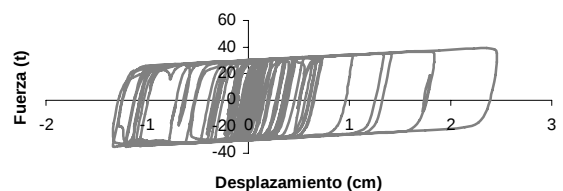
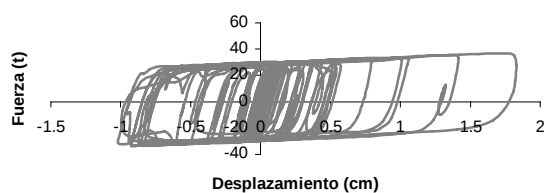
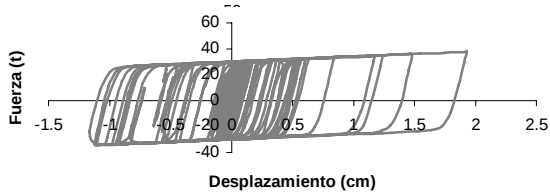
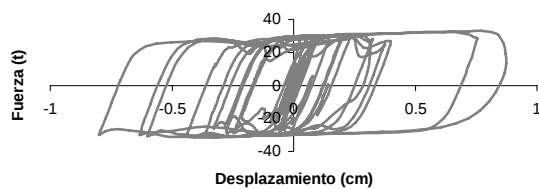
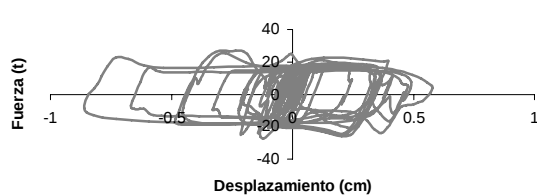
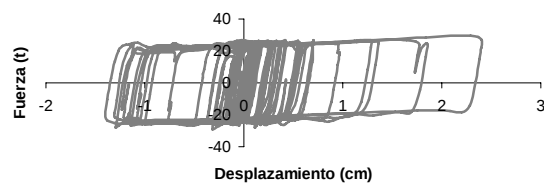
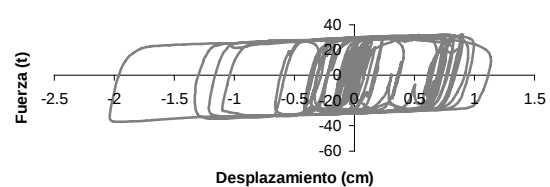
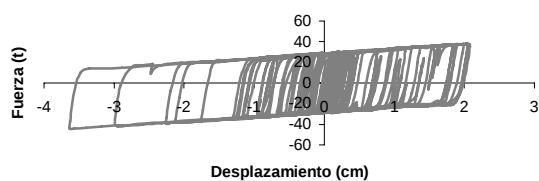
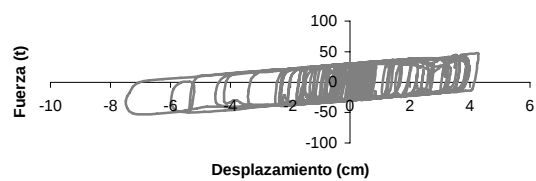
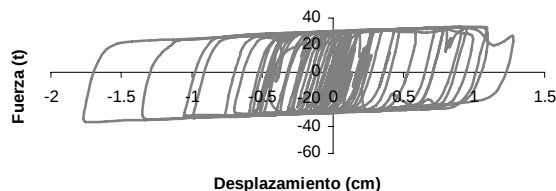
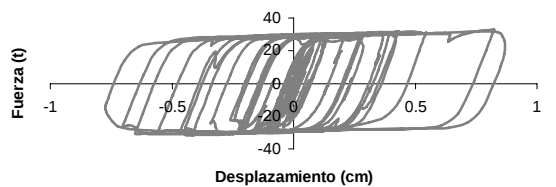
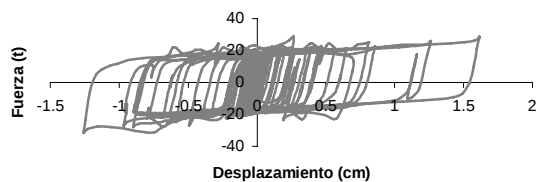
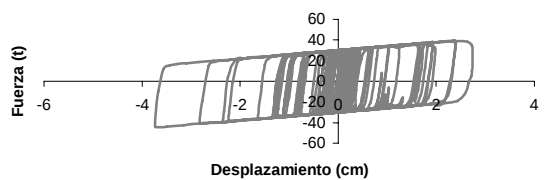
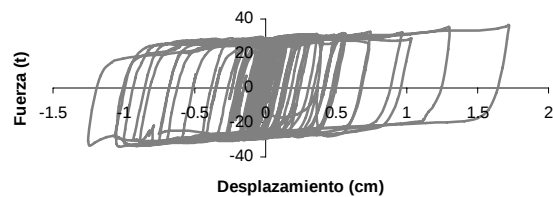
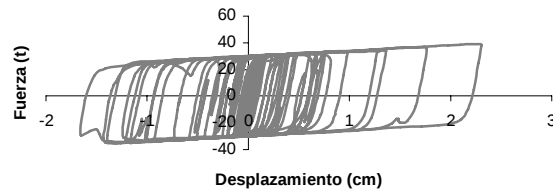
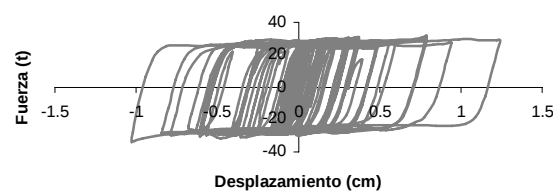
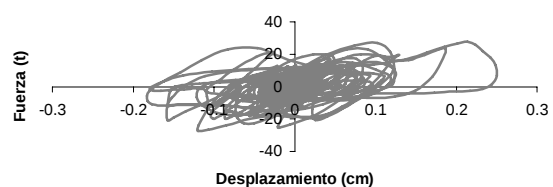
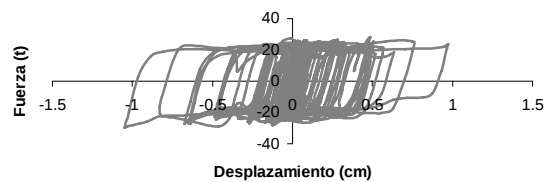
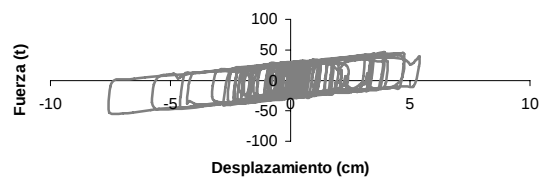
**a) Pila 2****b) Pila 3****c) Pila 4****d) Pila 5****e) Pila 6**

Figura 4.12 Desplazamiento producido por el acelerograma de Manzanillo en la direccion u1

**Disipador 1****Disipador 2****Disipador 3****Disipador 4****Disipador 5****Disipador 6****Disipador 7****Disipador 8****Disipador 9****Disipador 10****Disipador 11****Disipador 12****Figura 4.13 Comportamiento de los aisladores en el modelo simplificado (manzanillo u1)**

**Disipador 1****Disipador 3****Disipador 5****Disipador 7****Disipador 9****Disipador 11****Disipador 2****Disipador 4****Disipador 6****Disipador 8****Disipador 10****Disipador 12****Figura 4.14 Comportamiento de los aisladores en el modelo completo (manzanillo u1)**

4.3 COMPORTAMIENTO DEL PUENTE PINZANDARÁN CONSIDERANDO AISLADORES

En este capítulo se analizará el comportamiento del puente Pinzandarán al colocarle aisladores, para hacer esta comparación se analizó un modelo del puente con aisladores y el mismo modelo sin ellos, ambos con los apoyos de las columnas empotrados, El análisis sísmico realizado es del tipo modal considerando los primeros doce modos de vibrar y para tomar en cuenta el comportamiento de los aisladores se realizó la simplificación indicada en el Capítulo 2. Para realizar la comparación, los modelos se analizaron en la dirección u2, ya que en esta dirección se producen los cortantes más desfavorables en las pilas, lo anterior se puede ver comparando la figura 4.7 con la figura 4.11. Para este análisis se utilizaron todos los acelerogramas previamente descritos y los resultados se resumen en el apéndice A, En este apéndice se observa que los acelerogramas que producen mayores fuerzas cortantes en las pilas son los registrados en Cales y Manzanillo y las fuerzas cortantes de estos dos acelerogramas se resumen en la tabla 4.1. En esta tabla se observa que en las pilas dos y seis hay un cambio considerable en las fuerzas cortantes máximas ya que con la colocación de aisladores el esfuerzo se incrementa notablemente, contrario a lo esperado. Esto se debe al tipo de apoyo que se tiene en los estribos (empotrado) por lo que es importante ver qué tan cierto es que el estribo está en esta condición en la realidad. Además en la misma tabla se puede observar que cuando se aplica el acelerograma de Manzanillo (en la dirección u2) el cortante máximo producido en la pila 5 se incrementa de 95.82 t a 248.88 t lo cual nos indica que el uso de este tipo de aisladores no es recomendable para el puente Pinzandarán, ya que este incremento en el cortante de la pila es muy grande.

Tabla 4.1 Comparación de la fuerza cortante entre un modelo con aislador y otro sin aislador en la dirección u2

Registro	Modelo	Fuerza cortante (t) dirección u2				
		Pila 2	Pila 3	Pila 4	Pila 5	Pila 6
MANZANILLO	Modelo con aisladores	23.89	68.25	208.13	248.88	351.50
	Modelo sin aisladores	0.33	21.81	102.70	95.82	25.25
CALES	Modelo con aisladores	6.55	18.11	80.63	89.38	97.16
	Modelo sin aisladores	0.32	20.48	100.72	89.33	8.61

En las figuras 4.15 y 4.16 se pueden ver los modos de vibrar de ambos modelos (con y sin aisladores) y la sumatoria de la participación modal de cada uno de ellos. Para realizar esta grafica se tomaron en cuenta los primeros 90 modos de vibrar de la estructura, estas figuras nos muestran que al tomar los primeros doce modos de vibrar en el análisis se logra considerar gran parte del comportamiento de la estructura.

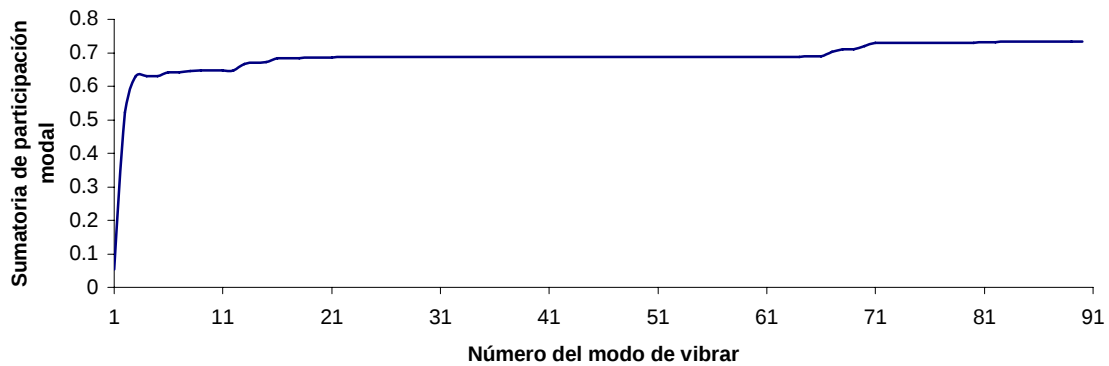


Figura 4.15 Modos de vibrar del modelo sin aisladores (dirección u2)

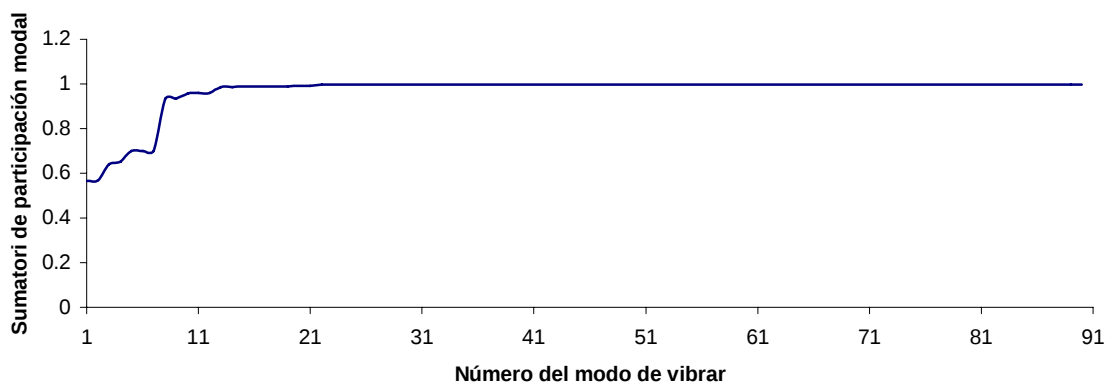


Figura 4.16 Modos de vibrar del modelo con aisladores (dirección u2)

4.4 COMPORTAMIENTO DEL PUENTE PINZANDARÁN CONSIDERANDO INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

El terreno donde se desplanta el puente Pinzandarán está formado por dos estratos, el primer estrato tiene una profundidad de 10 metros y está formado a base de limos, los cuales por medio de un análisis de mecánica de suelos se obtuvo que su velocidad de propagación de onda es de 150 m/s, el segundo estrato está formado por roca sana; con estos datos y las dimensiones de las zapatas de cada una de las pilas (tabla 1.2) se obtuvieron las propiedades de los resortes que representan al suelo, las cuales se pueden ver en la tabla 4.2. En la primera columna de esta tabla se indica el nombre de la pila o estribo de interés, en la segunda columna se puede ver la rigidez del resorte en dirección vertical (K_v), en la tercera y cuarta columna se tiene las rigideces horizontales en la dirección paralela y perpendicular al puente (K_{h-2}, K_{h-3}), en la quinta columna se colocó la rigidez a cabeceo con respecto al eje 2 para saber cual es este eje en la figura 4.17 se indica la dirección de los ejes 1, 2 y 3, por último en la columna seis se colocan los valores de la rigidez a cabeceo de los resortes con respecto al eje 3.

Un ejemplo de cómo se obtuvieron los valores de los resortes, es el que se muestra a continuación ya que se obtiene la rigidez de los resortes colocados en la pila 2:

Primero se obtiene el módulo de rigidez efectiva con la ecuación 3.16,

β_s = Velocidad de propagación de onda.	150	m/s
ρ_s = Densidad específica del suelo.	0.153	t/m ³
G_s = Módulo de rigidez efectivo.	3442.5	t/m ²

$$G_s = 150^2 \times 153$$

Se obtienen los radios de círculos equivalentes ecuación 3.17

A = Área de la cimentación.	191.4	m ²
I = Inercia de la cimentación.	4829	m ³
R_h = Radio de círculo equivalente.	7.81	m.
R_r = Radio de círculo equivalente.	8.86	m.

$$R_v = R_h \quad R_h = \left(\frac{191.4}{\pi} \right)^{\frac{1}{2}} \quad R_r = \left(\frac{4 \times 4829}{\pi} \right)^{\frac{1}{4}}$$

Se determina la rigidez estática por medio de las ecuaciones 3.13, 3.14 y 3.15

Hs = Profundidad del deposito del suelo =	10	m.
D = Profundidad de desplante de la cimentación =	1.5	m.
νs = coeficiente de poisson.	0.45	

$$K_h^o = \frac{8(3442.5)(7.81)}{2-0.45} \left(1 + \frac{1}{2} \frac{7.81}{10}\right) \left(1 + \frac{2}{3} \frac{1.5}{10}\right) \left(1 + \frac{5}{4} \frac{1.5}{10}\right)$$

$$K_r^o = \frac{8(3442.5)(8.86)^3}{3(1-0.45)} \left(1 + \frac{1}{6} \frac{8.86}{10}\right) \left(1 + 2 \frac{1.5}{8.86}\right) \left(1 + 0.71 \frac{1.5}{10}\right)$$

$$k_v^o = \frac{4(3442.5)(7.81)}{1-0.45} \left(1 + 1.28 \frac{7.81}{10}\right) \left(1 + 0.5 \frac{1.5}{7.81}\right) \left(1 + \left(0.85 - 0.28 \frac{1.5}{7.81}\right) \frac{1.5/10}{1-1.5/10}\right)$$

$K_h^o =$	258294.12	t/m.
$K_r^o =$	19701667.78	t/m
$K_v^o =$	488361.72	t/m.

Se tienen los siguientes datos:

ζe = Amortiguamiento de la estructura.	0.05	
ζs = Amortiguamiento del suelo.	0.05	
w = frecuencia efectiva.	5.417	rad/s

Se determinan las frecuencias normalizadas:

$$\eta_{h,r} = \frac{w R_{h,r}}{\beta_s}$$

$$\eta_p = \frac{\pi R_r}{2 H_s} \frac{\alpha_s}{\beta_s}$$

ηp =	4.61
ηs =	1.39
ηh =	0.28
ηr =	0.32
ηhs =	0.20
ηrp =	0.07

Se determinan los coeficientes de amortiguamiento por medio de las ecuaciones 3.28, 3.29 y 3.30:

Ch =	0.0068
Cr =	0.0017
Cv =	0

Obteniendo los coeficientes de rigidez con las ecuaciones 3.25, 3.26 y 3.27:

K_h = Coeficiente de rigidez horizontal	1
K_r = Coeficiente de rigidez de rotación	0.94
K_v = Coeficiente de rigidez vertical	1

Por ultimo se obtienen las propiedades de los resortes con la ecuación 3.22:

$$K_h = 258294(1 - 2 \times 0.05 \times 0.28 \times 0.0068)$$

$$K_r = 19701667(1 - 0.2 \times 0.32) - 2 \times 0.05 \times 0.32 \times 0.0017$$

$$K_v = 488361(1 - 2 \times 0.05 \times 0.28 \times 0)$$

K_h = Rigidez horizontal	258244.324	t/m
K_r = Rigidez de rotación	18440508.6	t-m
K_v = Rigidez vertical	488361.724	t/m

Tabla 4.2 Valor de los resortes que representan al suelo

	K_v t	K_{h-2} t	K_{h-3} t	K_{r-2} t-m	K_{r-3} t-m
Estribos	365488	203685	203685	14434402	3979619
Pila 2	488362	258244	258244	18440508	9748148
Pila 3	478551	253972	253972	15371174	10775769
Pila 4	411726	224513	224513	12643995	7240202
Pila 5	411726	224513	224513	12643995	7240202
Pila 6	511066	268071	268071	18665082	11486106

En la figura 4.17 se indican los nombres de cada uno de los apoyos y la dirección de los ejes 1, 2 y 3. Con el fin de facilitar la comprensión de los resultados.

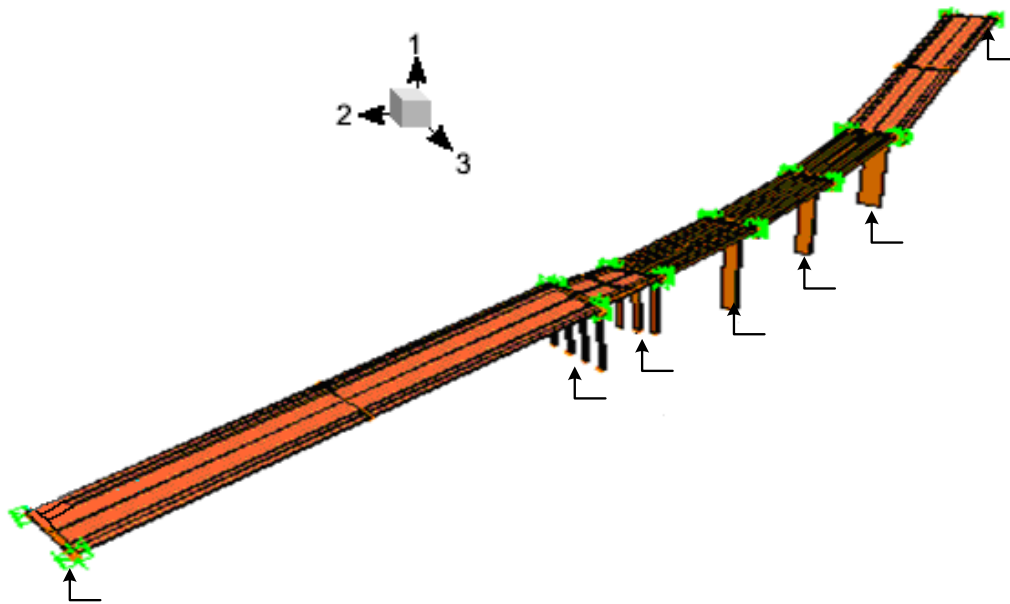
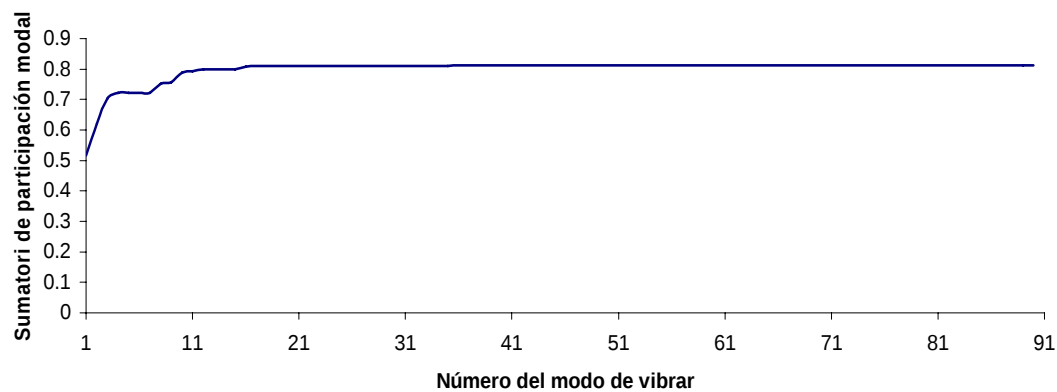
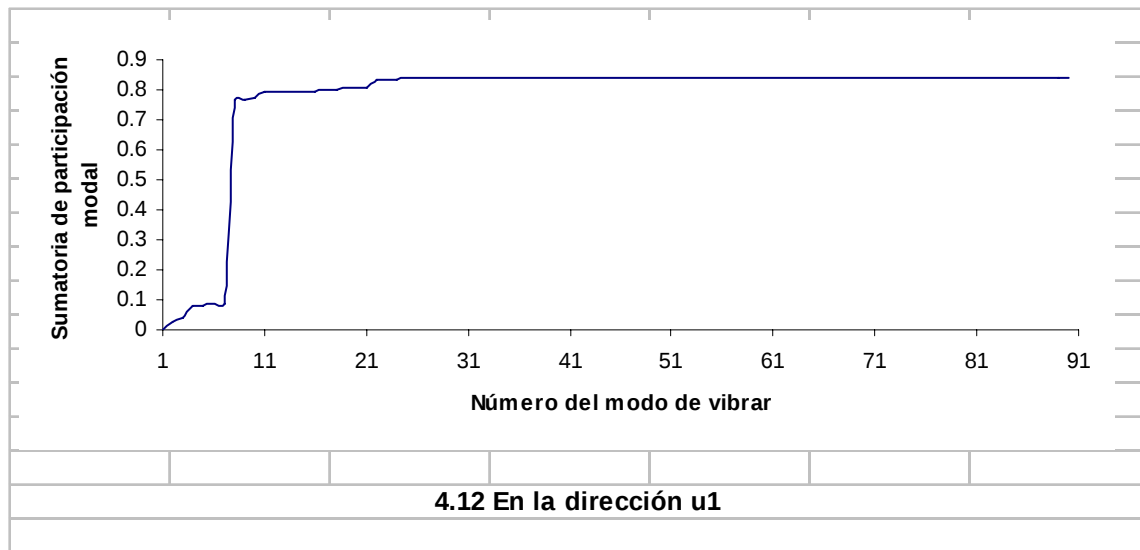


Figura 4.17 Nombres asignados a cada uno de los apoyos

Obtenidas las propiedades de los resortes que representan el suelo, se realizaron dos modelos: un modelo considerando la interacción suelo-estructura por medio de los resortes y otro modelo considerando la base empotrada, el modelo considerando la interacción suelo-estructura tiene los modos de vibrar que se muestran en la figura 4.18, en esta figura se pueden ver los noventa primeros modos de vibrar y la sumatoria de sus factores de participación y se puede afirmar que al tomar en cuenta en el análisis los primeros doce modos de vibrar se están considerando los modos que aportan más al desplazamiento.

Estribo



En la dirección u_2

Figura 4.18 Modos de vibrar del modelo considerando interacción suelo-estructura

Los resultados de la comparación del modelo considerando la interacción suelo-estructura y del modelo sin considerar la interacción se puede ver en el apéndice A y en la tabla 4.3 se muestran los mismos resultados pero solamente para los acelerogramas de Cales y Manzanillo en la dirección perpendicular al puente (u_2) dado que son los que dan como resultado esfuerzos cortantes más grandes. Como podemos ver en esta tabla en la pila dos y seis al tomar en cuenta la interacción suelo-estructura los esfuerzos cortantes se incrementan y esto se debe al tipo de apoyo que se tiene en los estribos, ya que se produce un empotramiento en estos, a demás en la pila 4 y 5 se puede ver que al tomar en cuenta la interacción suelo-estructura incrementa los esfuerzos cortantes máximos al aplicar el acelerograma de manzanillo mientras que cuando se aplicando el acelerograma de Cales la variación en los esfuerzos cortantes máximos en las pilas 4 y 5 se incrementa pero este incremento es menor.

En la tabla 4.4 se ve que cuando los acelerogramas de Manzanillo y Cales son aplicadas en la dirección u1 en la pila 2 y en la pila 6 el cortante tiene una gran variación pero como ya se menciono esto más que tener que ver con la interacción suelo-estructura se debe al empotramiento derivado de las condiciones de apoyo en los estribos, además en todas las pilas y con los dos acelerogramas (Manzanillo y Cales) se observa un incremento en la fuerza cortante al considerar en el modelo la interacción suelo-estructura.

Tabla 4.3 Comparación entre el modelo que considera la interacción suelo-estructura y el modelo con base empotrada (dirección u2)

Registro	Modelo	Fuerza cortante (t) dirección u2				
		Pila 2	Pila 3	Pila 4	Pila 5	Pila 6
MANZANILLO	Con interacción	32.49	91.30	244.47	191.19	364.93
	Sin interacción	0.33	21.81	102.70	95.82	25.25
CALES	Con interacción	19.63	64.59	154.17	105.67	153.91
	Sin interacción	0.32	20.48	100.72	89.33	8.61

Tabla 4.4 Comparación entre el modelo que considera la interacción suelo-estructura y el modelo con base empotrada (dirección u1)

Registro	Modelo	Fuerza cortante (t) dirección u2				
		Pila 2	Pila 3	Pila 4	Pila 5	Pila 6
MANZANILLO	Con interacción	5.83	5.99	14.49	19.66	38.94
	Sin interacción	1.27	1.39	3.78	1.34	10.92
CALES	Con interacción	1.92	2.18	4.99	5.89	12.70
	Sin interacción	0.38	0.47	1.31	0.76	3.34

4.5 COMPORTAMIENTO DEL PUENTE PINZANDARÁN CON Y SIN AISLADORES Y CONSIDERANDO LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

Para comparar el comportamiento del puente Pinzandarán considerando aisladores y sin éstos y además evitando el empotramiento en sus estribos, se realizaron dos modelos: el primer modelo se le colocó los aisladores y se tomó en cuenta la interacción suelo estructura (el tomar en cuenta la interacción sirve para eliminar el empotramiento), el segundo modelo se eliminan estos aisladores y se considera la interacción suelo-estructura, los resultados de estos modelos se pueden ver en el apéndice A. En la Tabla 4.5 se muestra los resultados obtenidos al aplicar los acelerogramas de Cales y Manzanillo para la dirección u2 y en la Tabla 4.6 para la dirección u1. Como podemos ver cuando se aplica el acelerograma de manzanillo en la dirección u2, el utilizar aisladores antes de beneficiar perjudica ya que el cortante en las pilas aumenta, el problema de esto es que este acelerograma es el que produce mayor fuerza cortante en las pilas por lo que el uso de estos aisladores no es recomendable para el puente Pinzandarán, por otro lado en la dirección u1 también se incrementan las fuerzas cortantes al considerar los aisladores.

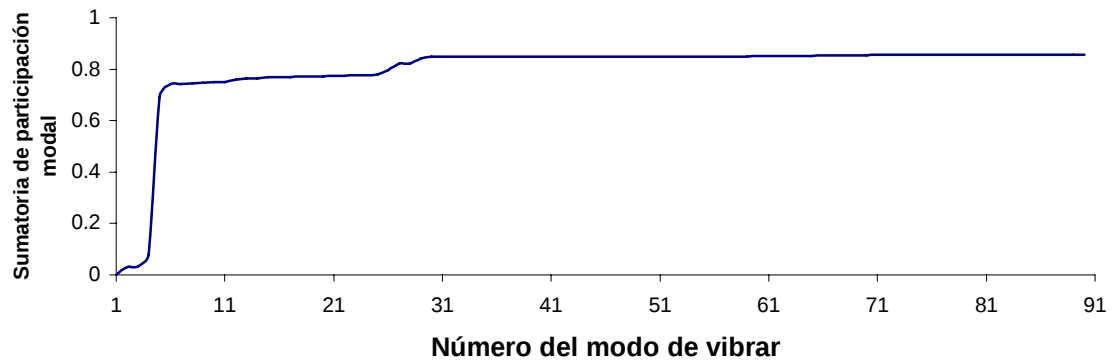
Tabla 4.5 Comparación del modelo con aisladores y sin estos tomando en cuenta la interacción suelo-estructura (dirección u2)

Registro	Modelo	Fuerza cortante (t) dirección u2				
		Pila 2	Pila 3	Pila 4	Pila 5	Pila 6
MANZANILLO	Modelo sin aislador	32.49	91.30	244.47	191.19	364.93
	Modelo con aisladores	44.33	117.06	275.76	224.84	414.36
CALES	Modelo sin aislador	19.63	64.59	154.17	105.67	153.91
	Modelo con aisladores	11.10	33.46	88.33	81.64	164.97

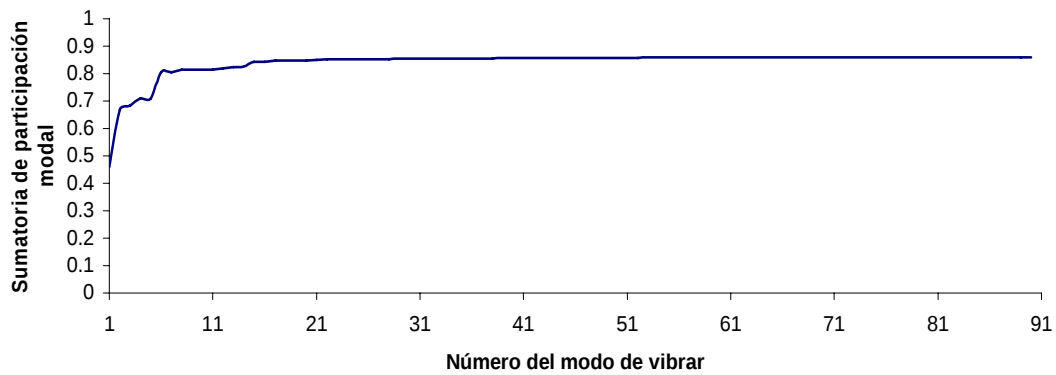
Tabla 4.6 Comparación del modelo con aisladores y sin estos tomando en cuenta la interacción suelo-estructura (dirección u1)

Registro	Modelo	Fuerza cortante (t) dirección u1				
		Pila 2	Pila 3	Pila 4	Pila 5	Pila 6
MANZANILLO	Modelo sin aisladores	2.68	2.41	10.40	9.23	26.61
	Modelo con aisladores	4.87	7.57	25.06	27.42	48.55
CALES	Modelo sin aislador	0.78	0.85	2.45	2.17	6.40
	Modelo con aisladores	1.81	2.79	8.79	9.68	18.37

Por último analizaremos los noventa modos de vibrar del modelo con aisladores y con interacción suelo-estructura. En la figura 4.12 se observa que al tomar en el análisis los primeros doce modos de vibrar se consideran los modos que más contribuyen al desplazamiento.



Aceleración en la dirección u_1



Aceleración en la dirección u_2

Figura 4.19 Modos de vibrar del modelo considerando interacción suelo-estructura y aisladores

CAPITULO 5

RESULTADOS DE LA COMPARACIÓN ENTRE EL MODELO CONSIDERANDO LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA Y EL MODELO EMPOTRADO.

El terreno donde se desplanta el puente Pinzandaran esta formado por un estrato de 10 metros de limos. antes de llegar a un estrato de roca sana, por medio del laboratorio se obtuvo su modulo de rigidez efectivo siendo este de 3442.5 t/m^2 , con estos dato y las dimensiones de las zapatas de cada una de las pilas se calculo los resortes que representan el comportamiento del suelo, dando como resultado resortes tanto de traslación como vertical y de rotación, los valores resultantes de estos resortes se muestran en la tabla 5.1, por otro lado en la figura 5.1 se indican los nombres de cada uno de los apoyos, en la figura 5.2 se indica en que direcciones trabajan los resortes.

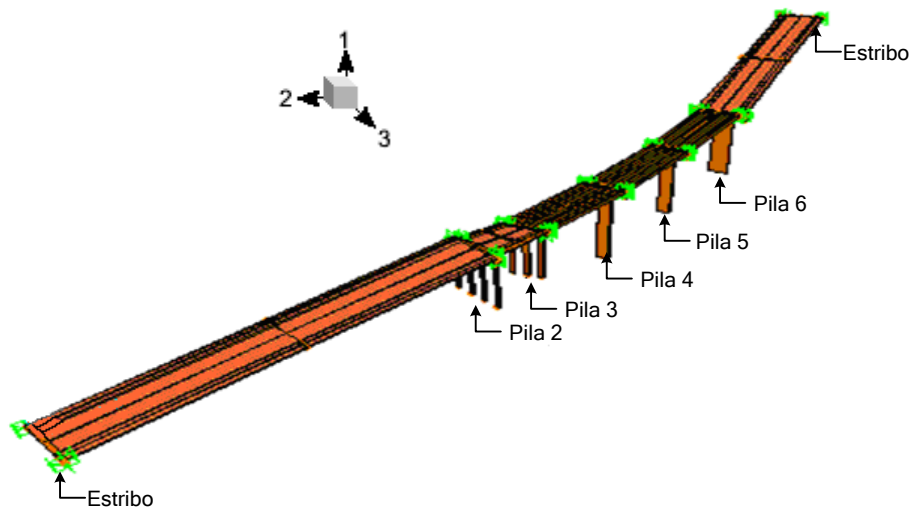


Figura 5.1 Nombre asignado a cada uno de los apoyos

Ya teniendo las propiedades de los resortes que representan el suelo, se hicieron las comparaciones con un modelo empotrado, tanto en la dirección U1 como en la U2 dando como resultado las siguientes graficas.

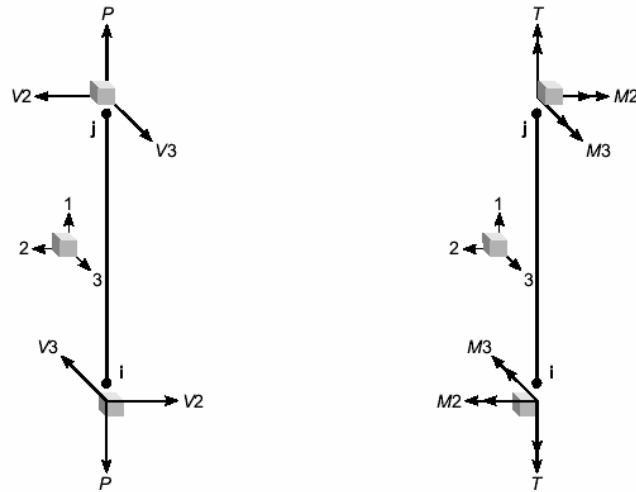
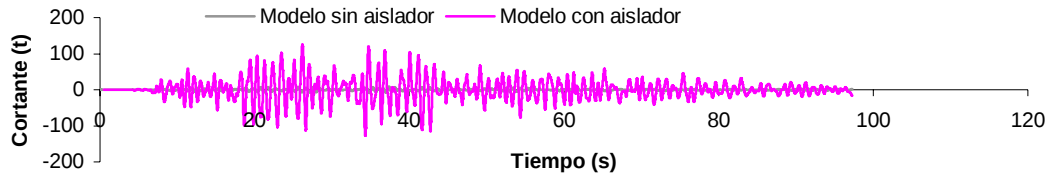
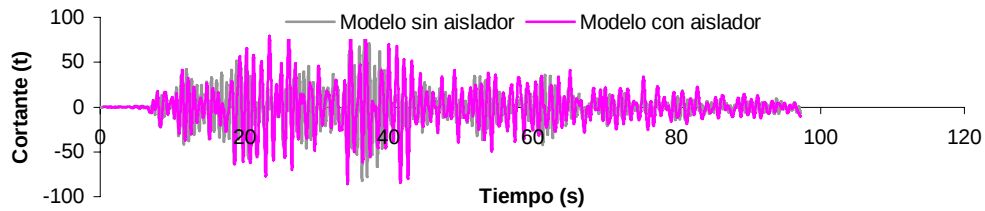
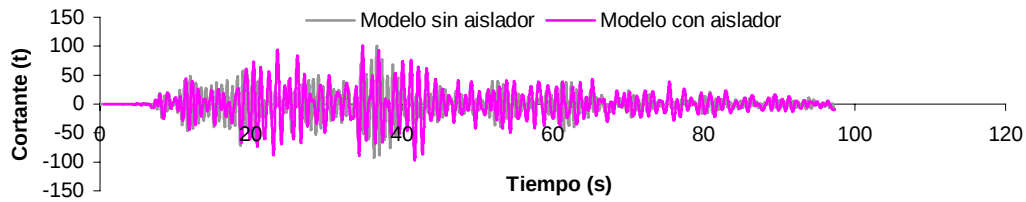
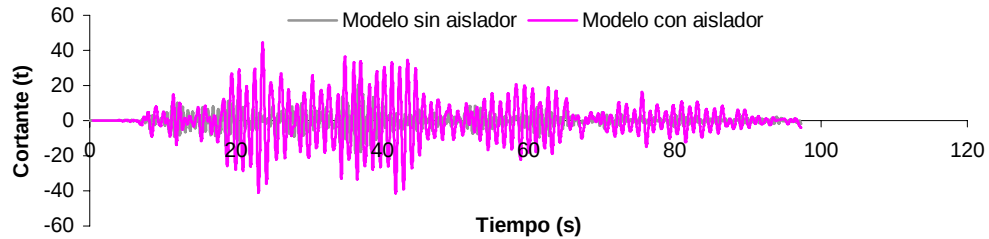
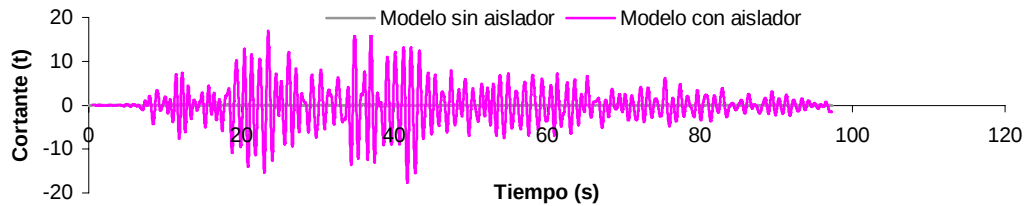
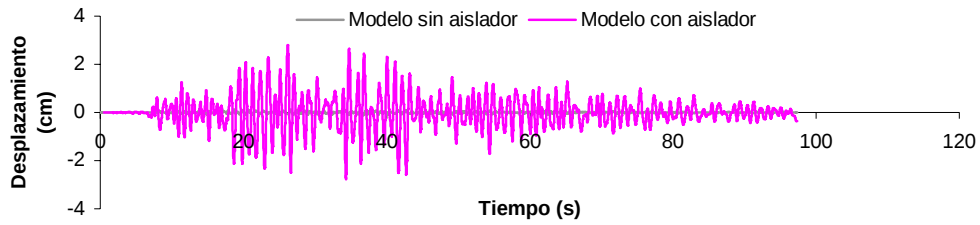


Figura 5.2 Direcciones en las que trabajan los resortes.

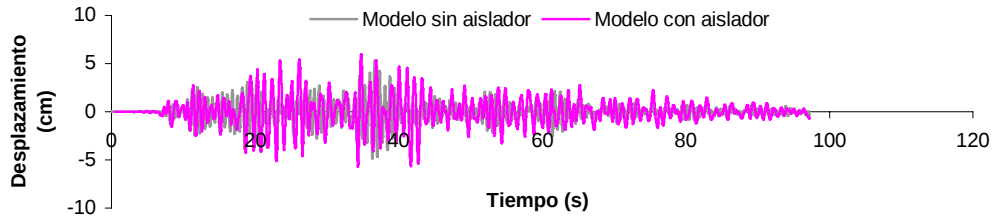
Tabla 5.1 Valor de los resortes que representan al suelo.						
	P	V_2	V_3	T	M_2	M_3
	t	t	t	t-m	t-m	t-m
Estribos	365488	203685	203685	---	3979619	14434402
Pila 2	488362	258244	258244	---	9748148	18440508
Pila 3	478551	253972	253972	---	10775769	15371174
Pila 4	411726	224513	224513	---	7240202	12643995
Pila 5	411726	224513	224513	---	7240202	12643995
Pila 6	511066	268071	268071	---	11486106	18665082

**a) Pila 2****b) Pila 3****c) Pila 4****d) Pila 5****e) Pila 6**

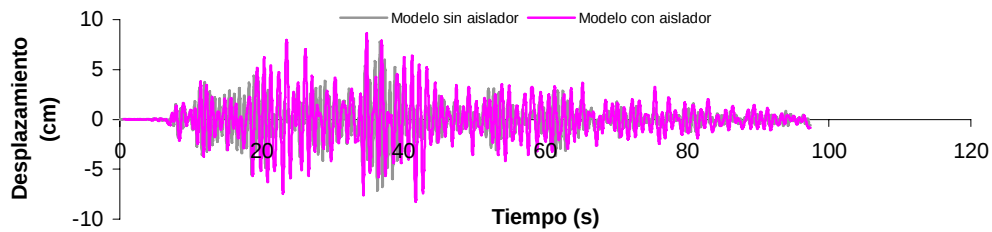
**Comparación del cortante considerando la interacción suelo estructura y sin considerarla
acelerograma CALES U2**



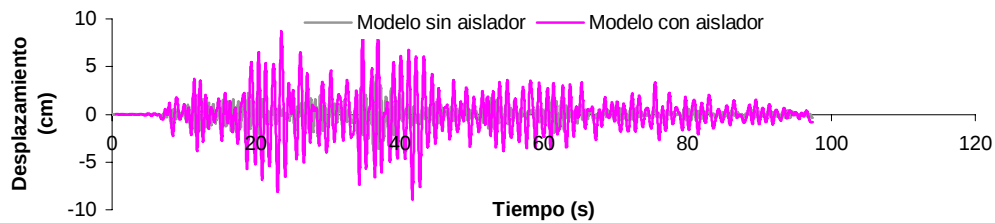
a) Pila 2



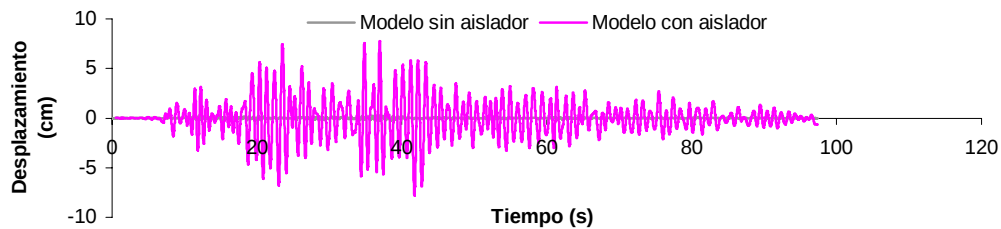
b) Pila 3



c) Pila 4

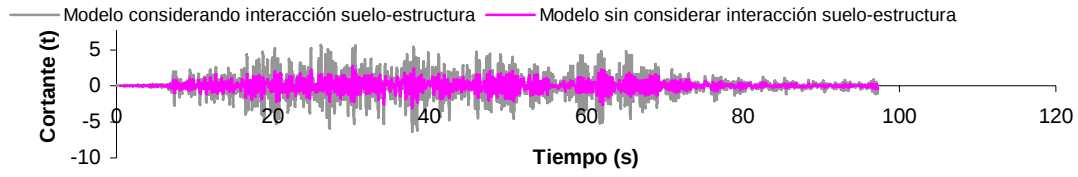
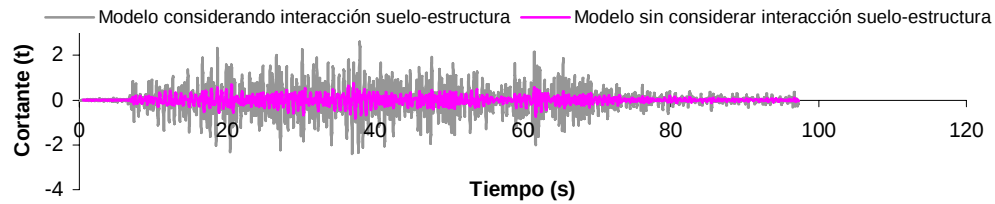
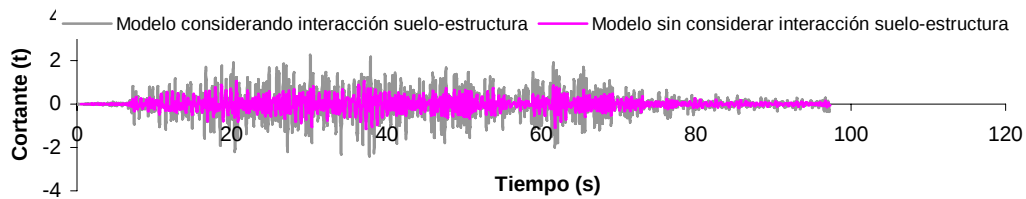
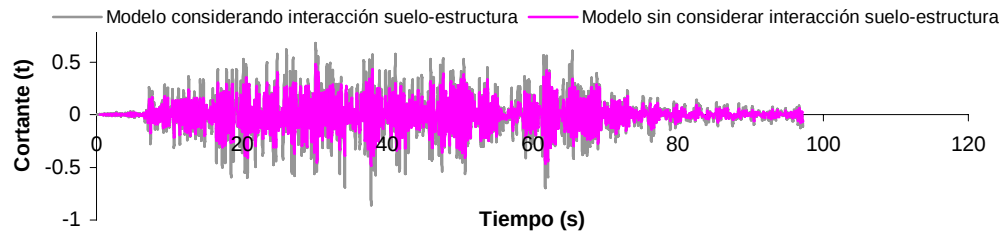
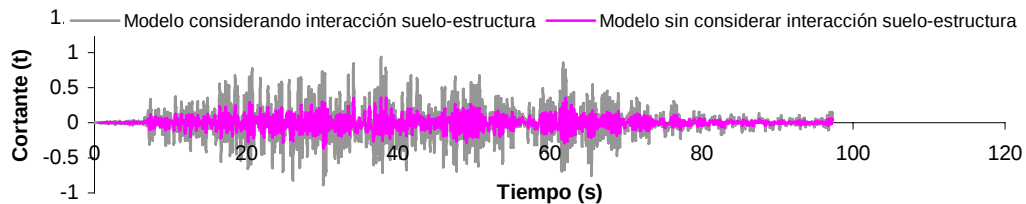


d) Pila 5

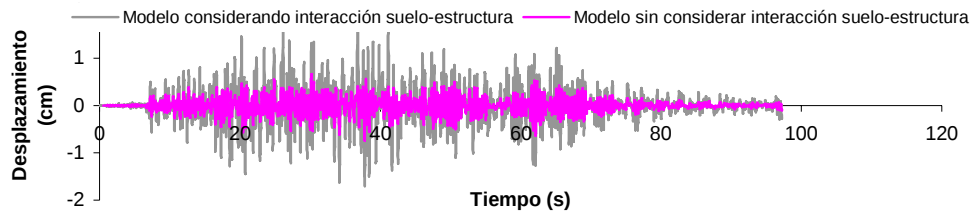
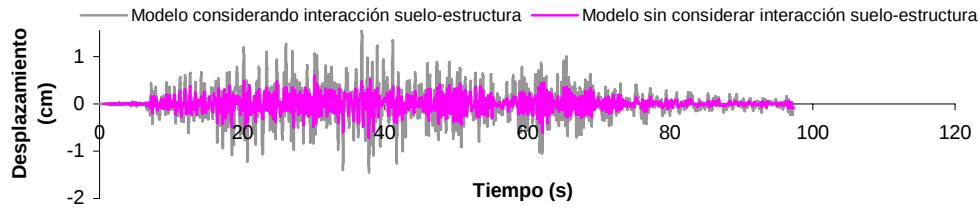
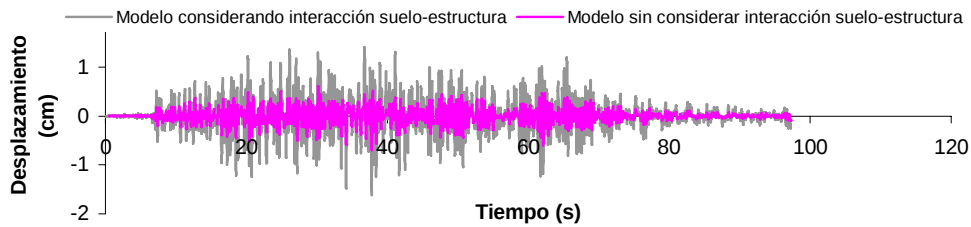
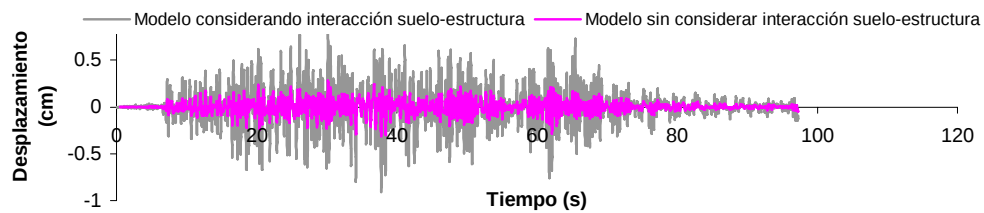
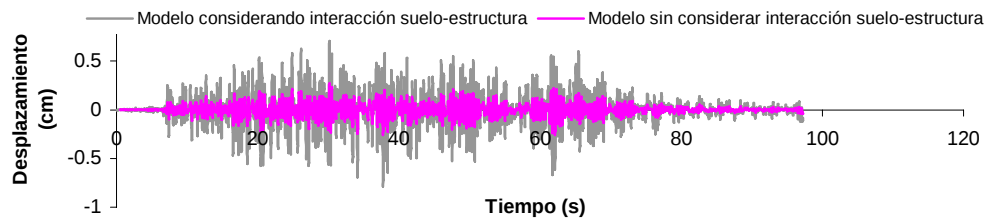


e) Pila 6

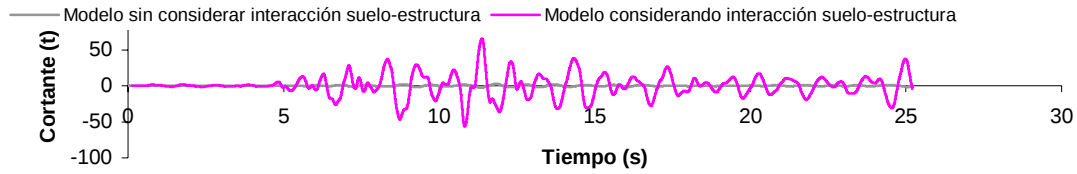
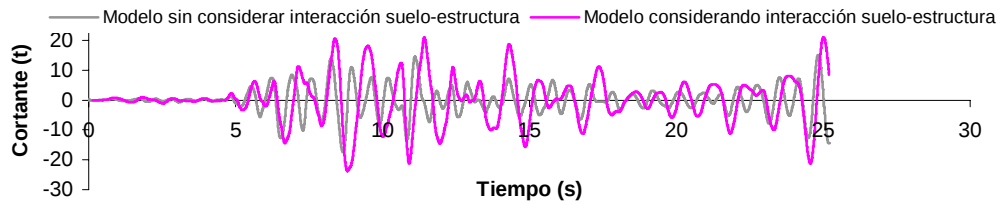
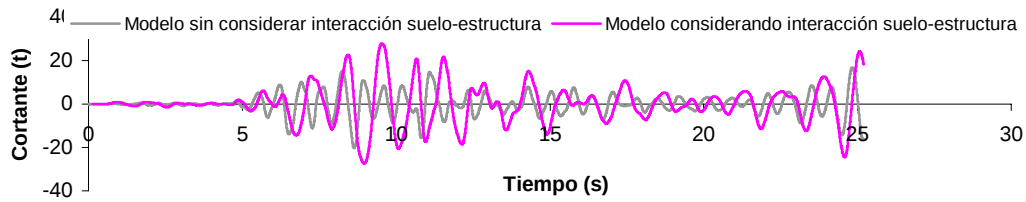
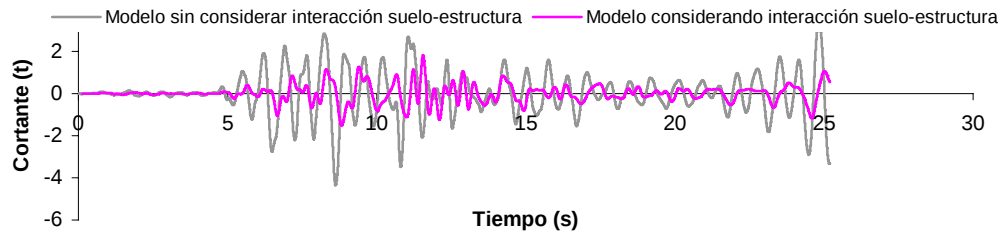
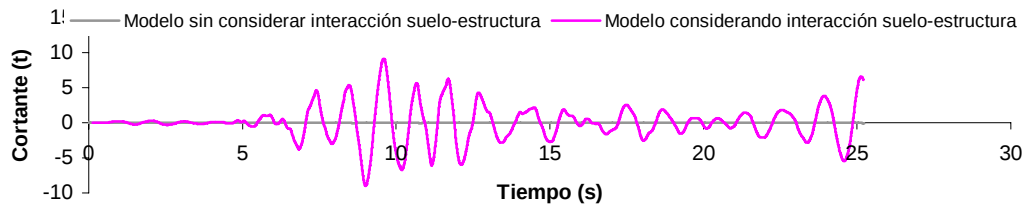
**Comparación del desplazamiento considerando la interacción suelo estructura y sin considerarla
acelerograma CALES U2**

**a) Pila 2****b) Pila 3****c) Pila 4****d) Pila 5****e) Pila 6**

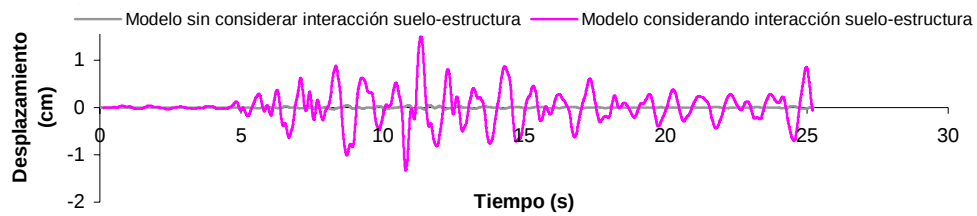
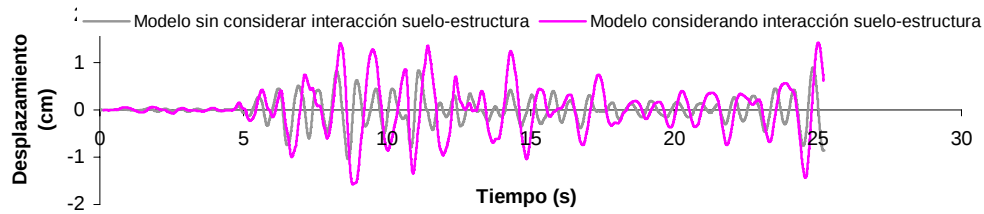
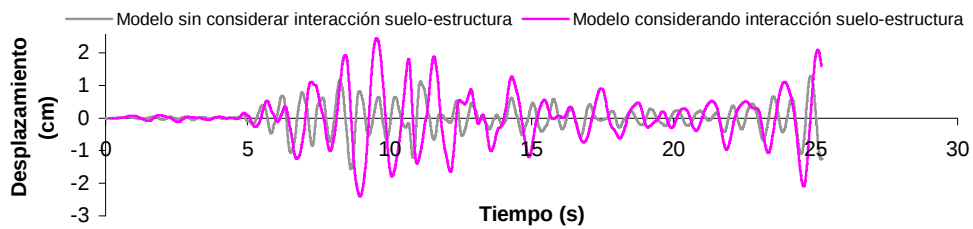
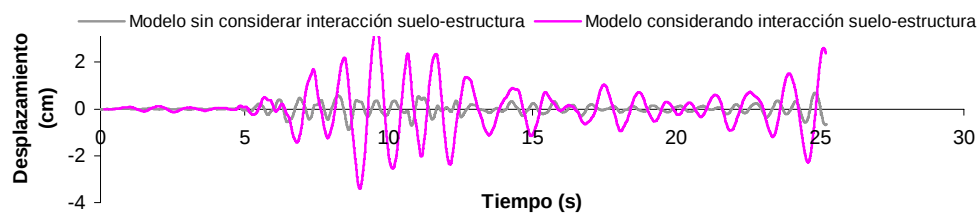
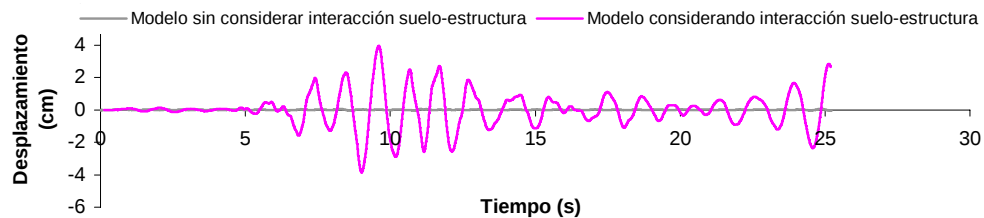
**Comparación del cortante considerando la interacción suelo estructura y sin considerarla
acelerograma CALES U1**

**a) Pila 2****b) Pila 3****c) Pila 4****d) Pila 5****e) Pila 6**

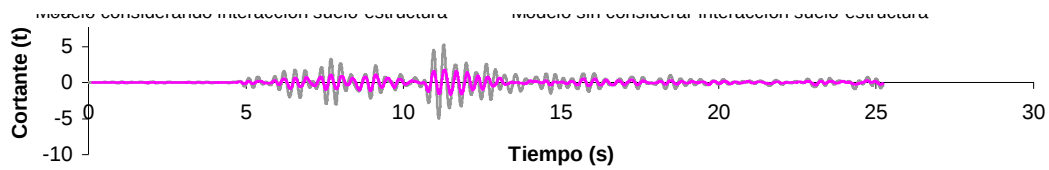
**Comparación del desplazamiento considerando la interacción suelo estructura y sin considerarla
acelerograma CALES U1**

**a) Pila 2****b) Pila 3****c) Pila 4****d) Pila 5****e) Pila 6**

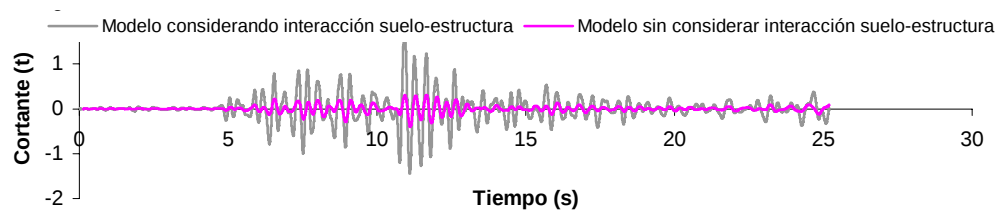
**Comparación del cortante considerando la interacción suelo estructura y sin considerarla
acelerograma CALES 8604 U2**

**a) Pila 2****b) Pila 3****c) Pila 4****d) Pila 5****e) Pila 6**

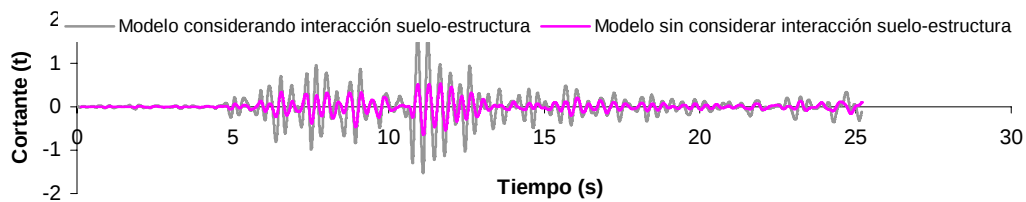
**Comparación del desplazamiento considerando la interacción suelo estructura y sin considerarla
acelerograma CALES 8604 U2**



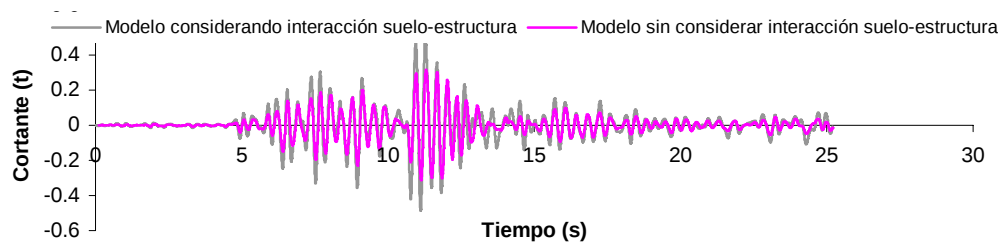
a) Pila 2



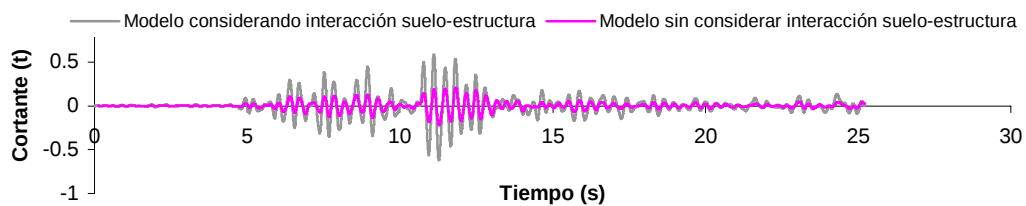
b) Pila 3



c) Pila 4

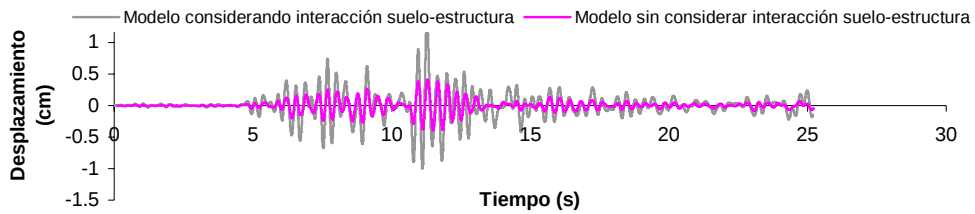


d) Pila 5

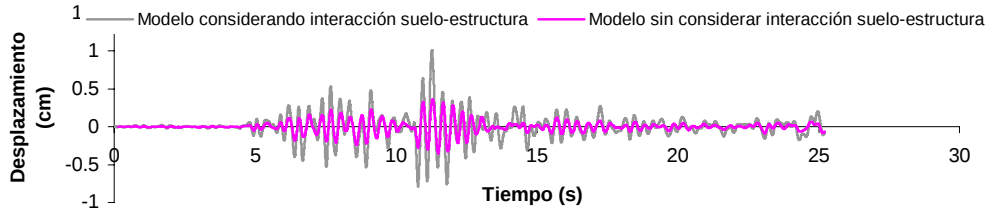


e) Pila 6

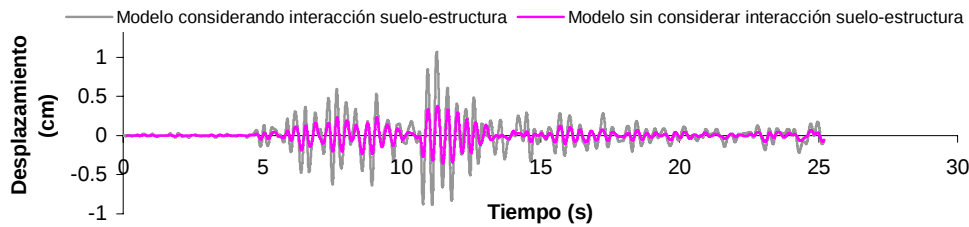
**Comparación del cortante considerando la interacción suelo estructura y sin considerarla
acelerograma CALES 8604 U1**



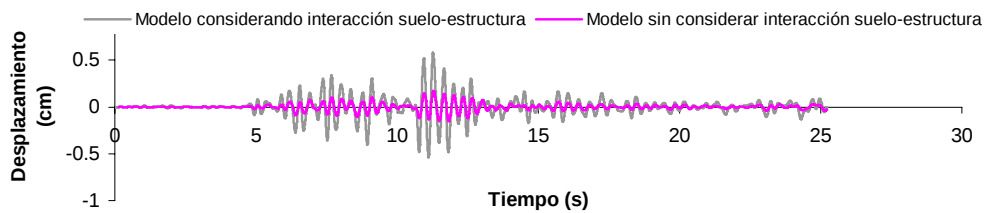
a) Pila 2



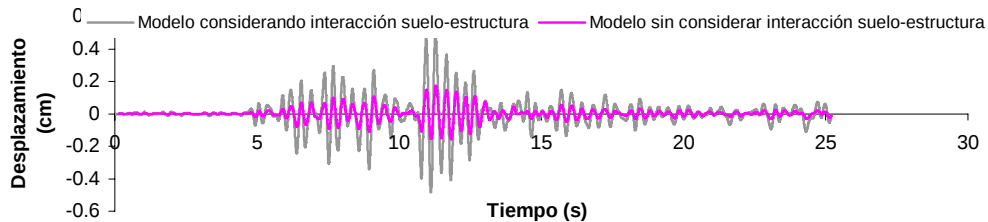
b) Pila 3



c) Pila 4

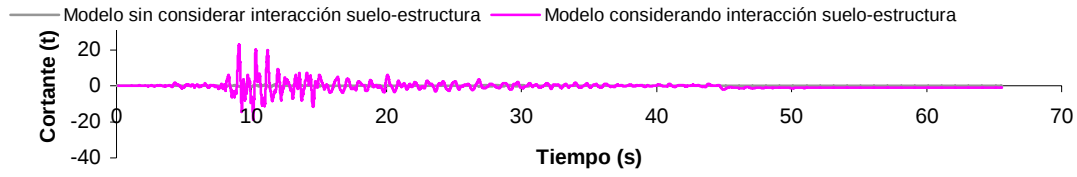
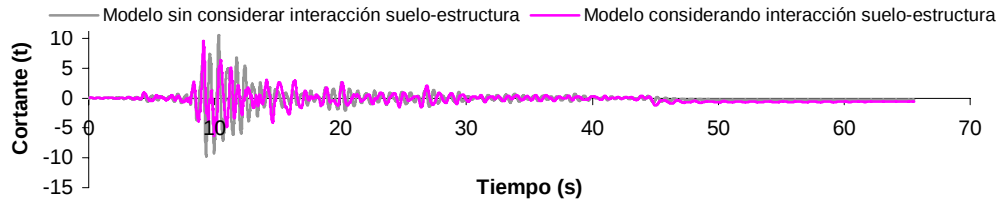
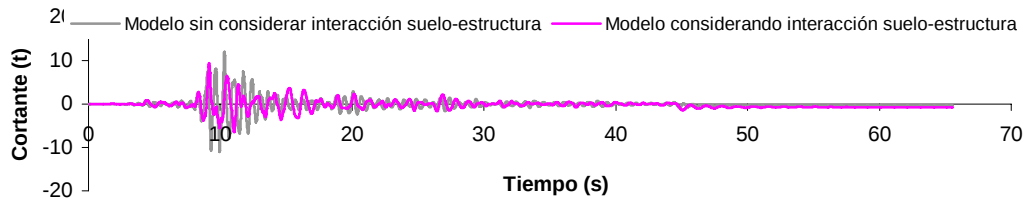
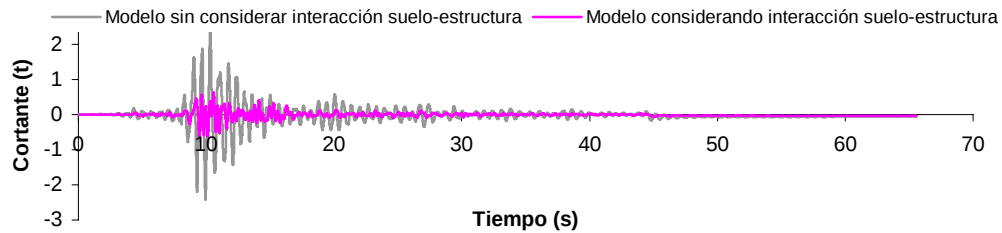
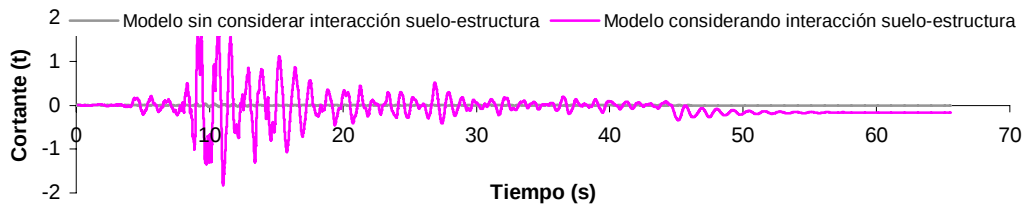


d) Pila 5

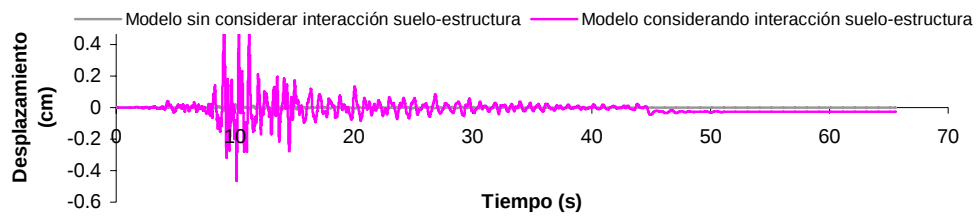
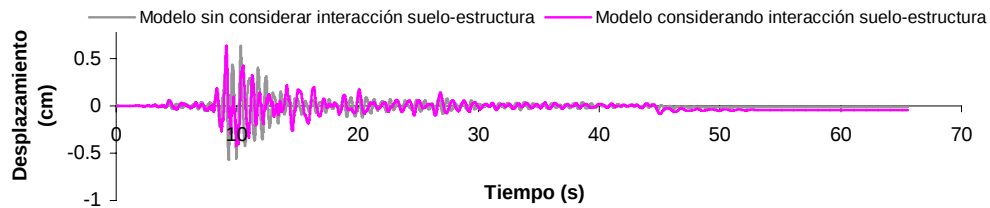
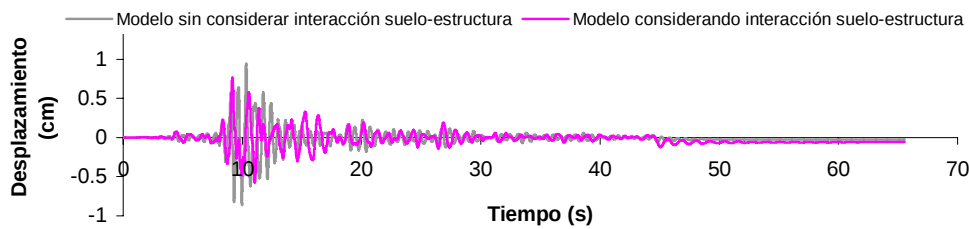
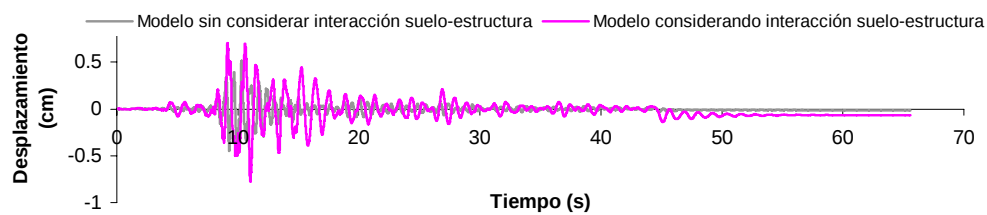
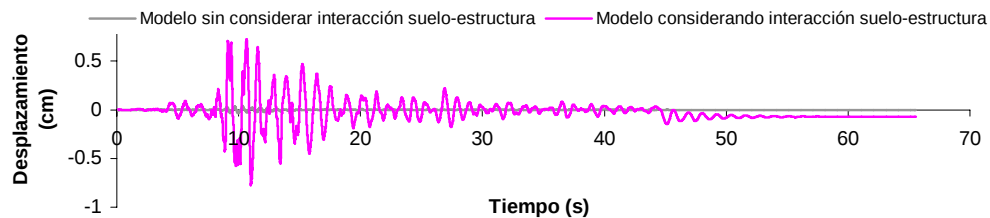


e) Pila 6

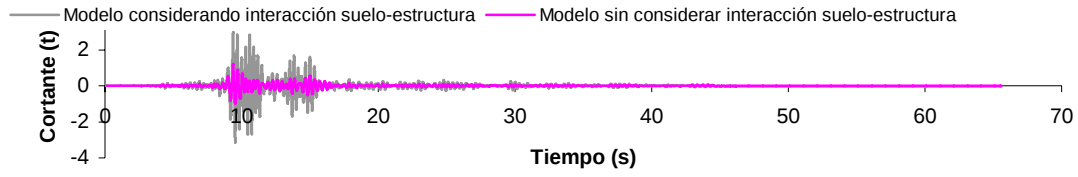
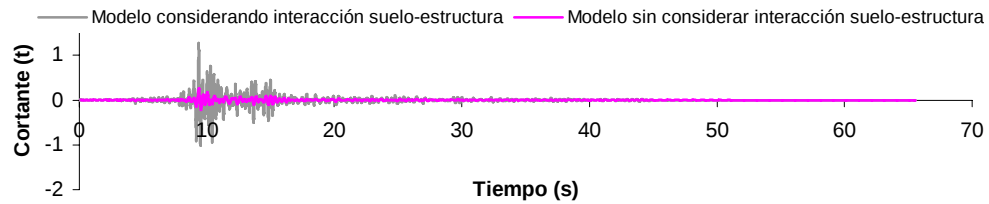
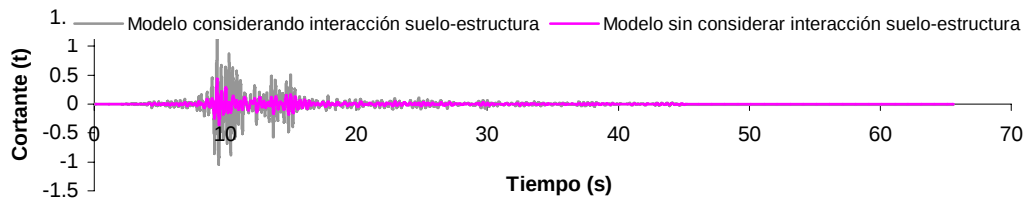
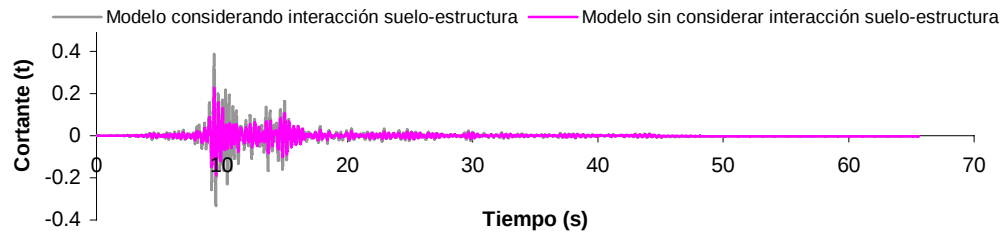
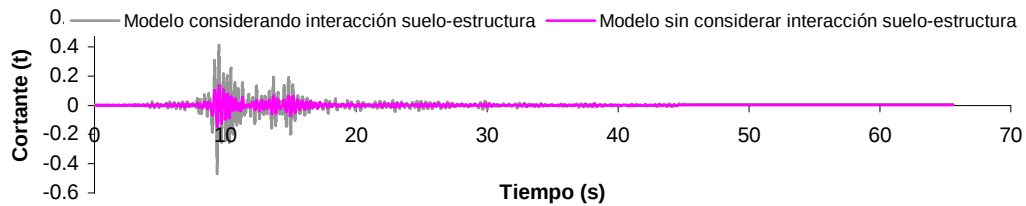
**Comparación del desplazamiento considerando la interacción suelo estructura y sin considerarla
acelerograma CALES 8604 U1**

**a) Pila 2****b) Pila 3****c) Pila 4****d) Pila 5****e) Pila 6**

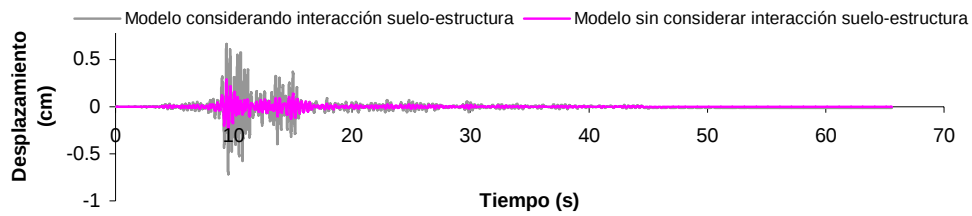
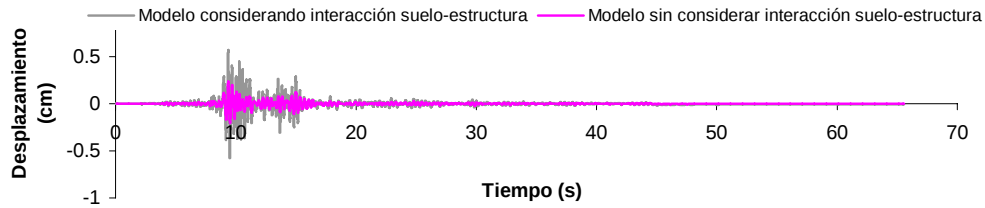
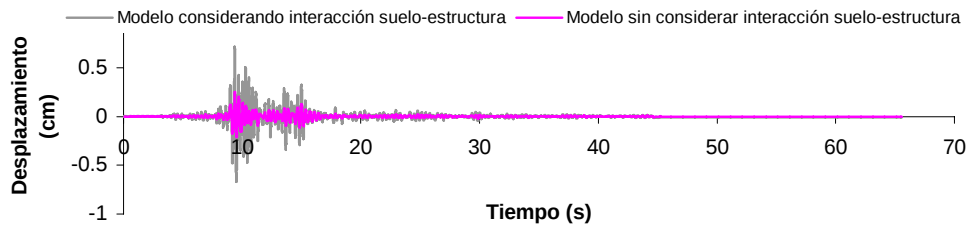
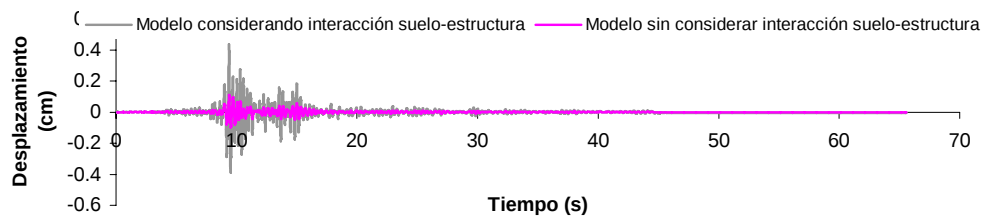
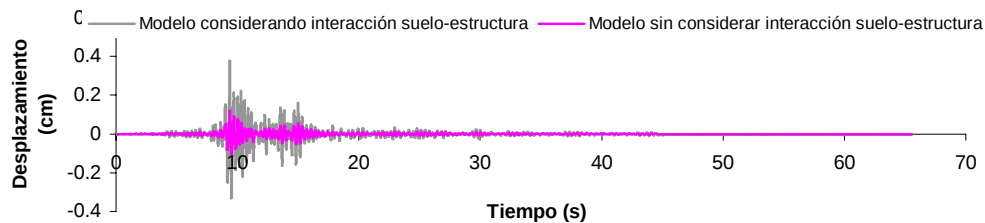
**Comparación del cortante considerando la interacción suelo estructura y sin considerarla
acelerograma CALES 9701 U2**

**a) Pila 2****b) Pila 3****c) Pila 4****d) Pila 5****e) Pila 6**

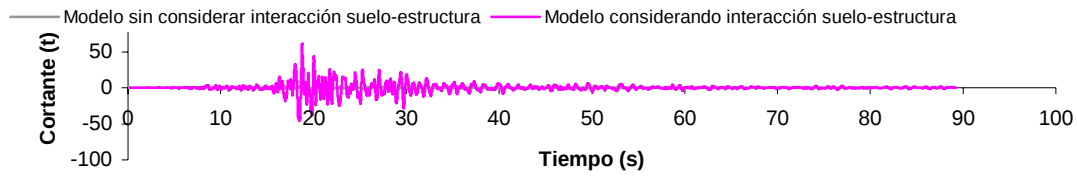
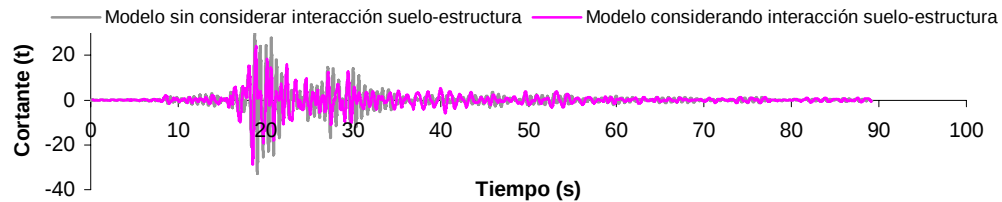
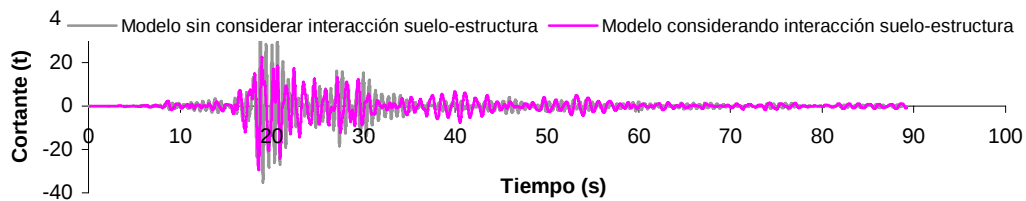
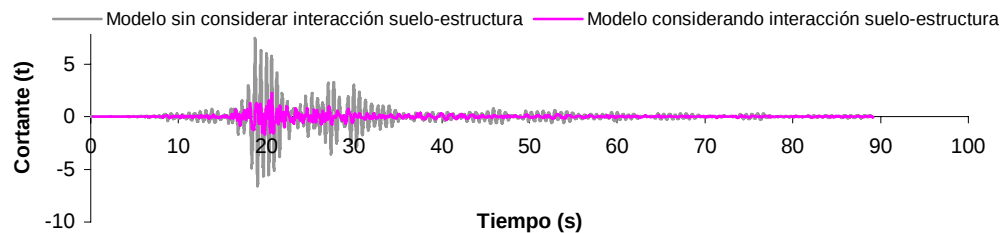
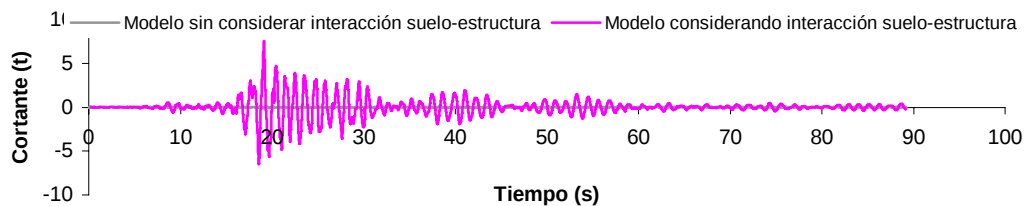
**Comparación del desplazamiento considerando la interacción suelo estructura y sin considerarla
acelerograma CALES 9701 U2**

**a) Pila 2****b) Pila 3****c) Pila 4****d) Pila 5****e) Pila 6**

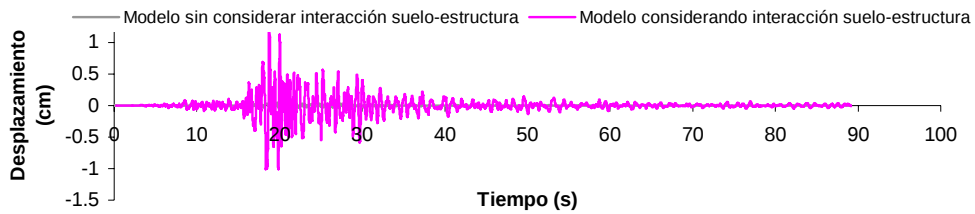
**Comparación del cortante considerando la interacción suelo estructura y sin considerarla
acelerograma CALES 9701 U1**

**a) Pila 2****b) Pila 3****c) Pila 4****d) Pila 5****e) Pila 6**

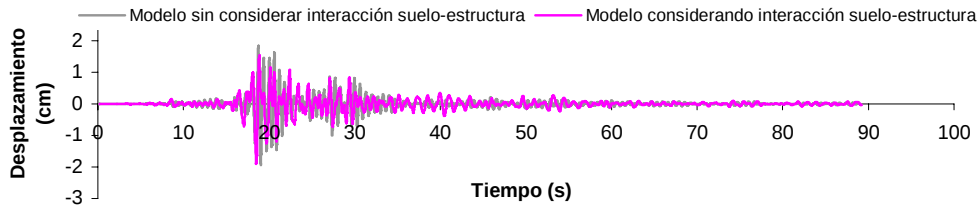
**Comparación del desplazamiento considerando la interacción suelo estructura y sin considerarla
acelerograma CALES 9701 U1**

**a) Pila 2****b) Pila 3****c) Pila 4****d) Pila 5****e) Pila 6**

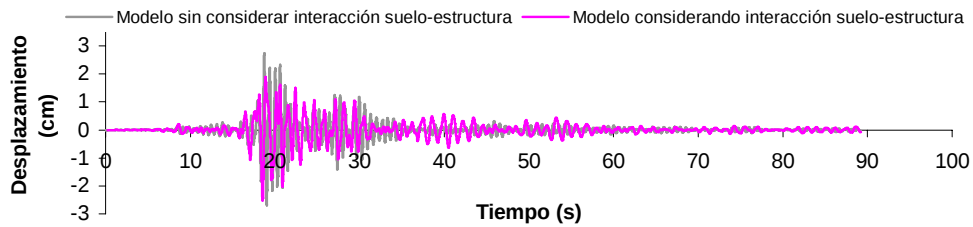
**Comparación del cortante considerando la interacción suelo estructura y sin considerarla
acelerograma INPT 9701 U2**



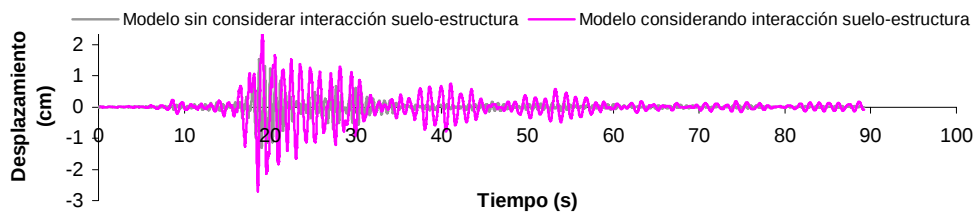
a) Pila 2



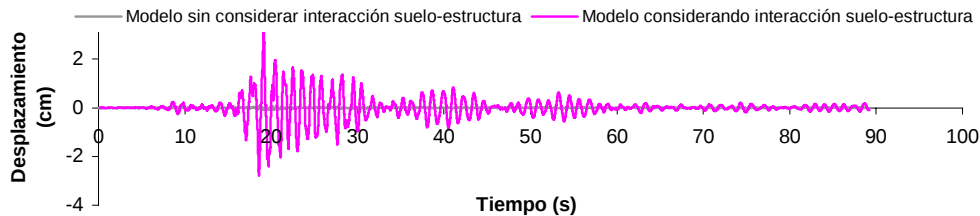
b) Pila 3



c) Pila 4

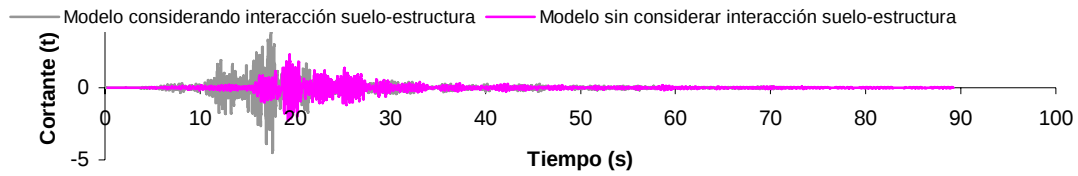
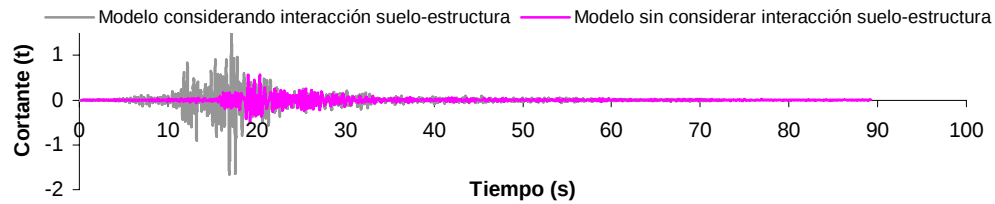
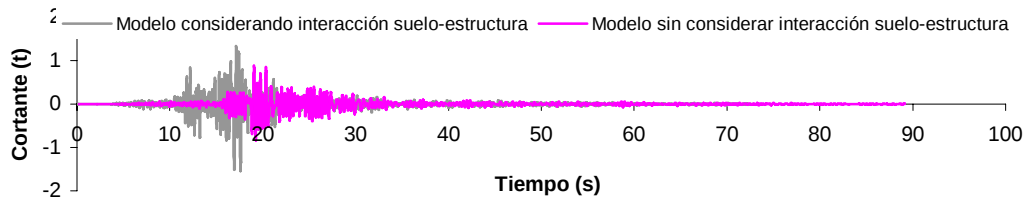
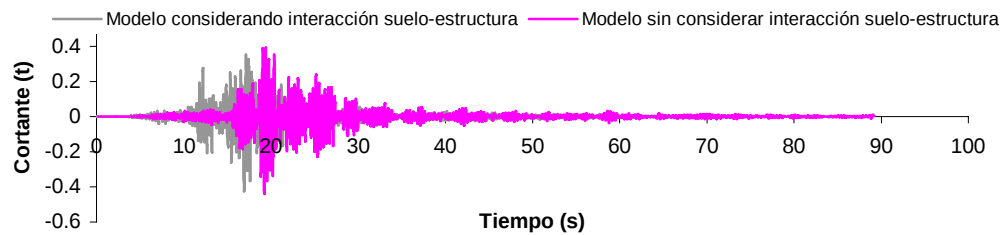
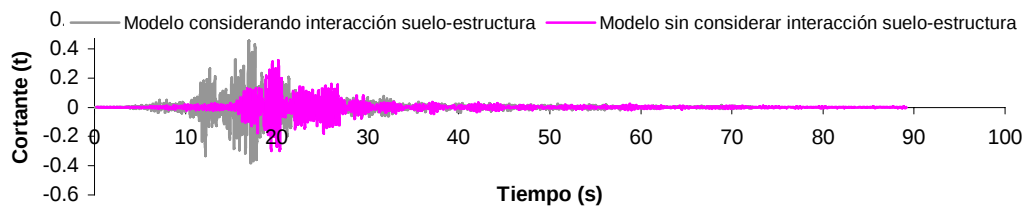


d) Pila 5

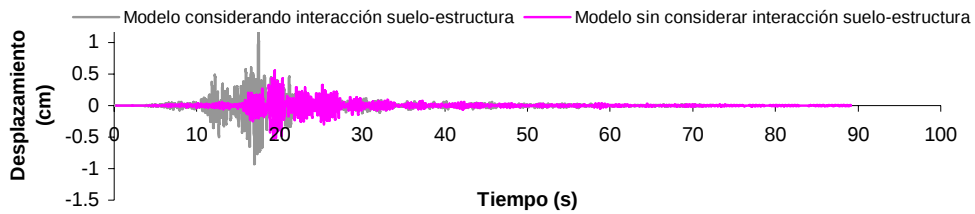


e) Pila 6

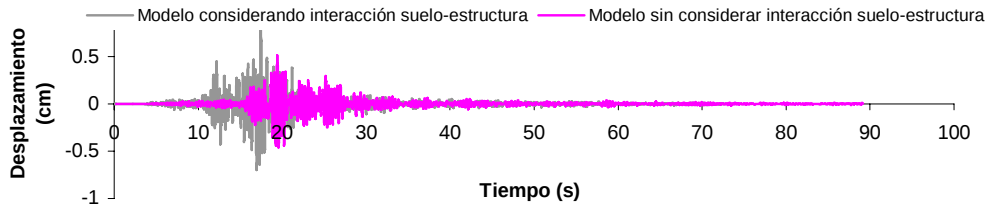
**Comparación del desplazamiento considerando la interacción suelo estructura y sin considerarla
acelerograma INPT 9701 U2**

**a) Pila 2****b) Pila 3****c) Pila 4****d) Pila 5****e) Pila 6**

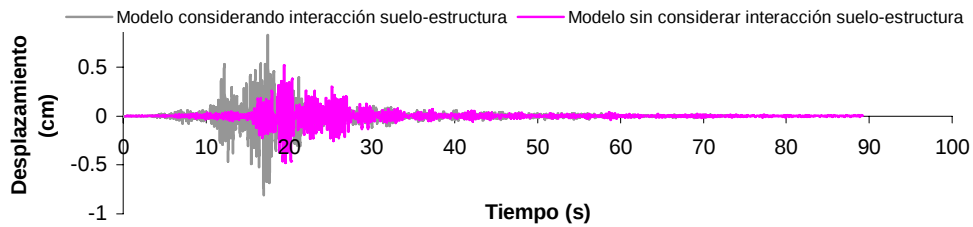
**Comparación del cortante considerando la interacción suelo estructura y sin considerarla
acelerograma INPT 9701 U1**



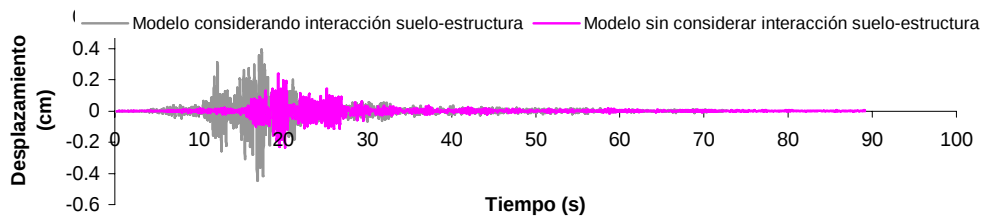
a) Pila 2



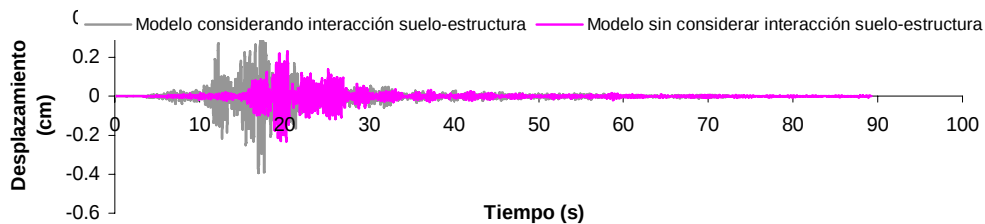
b) Pila 3



c) Pila 4

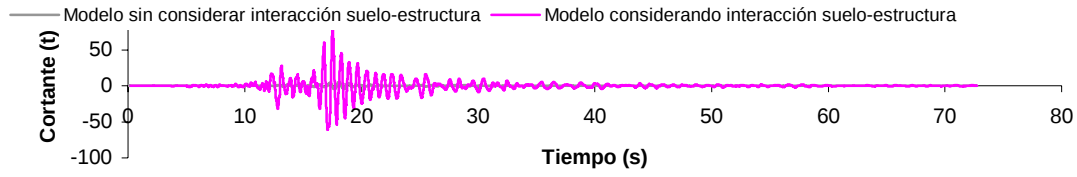
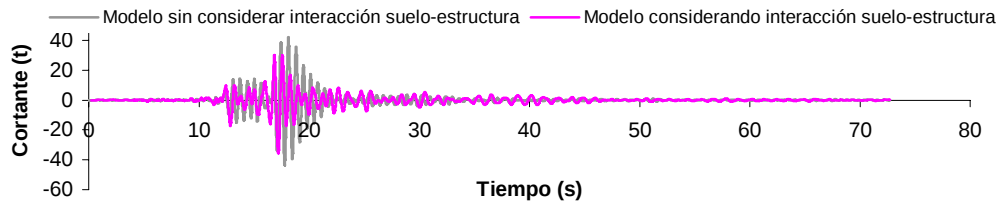
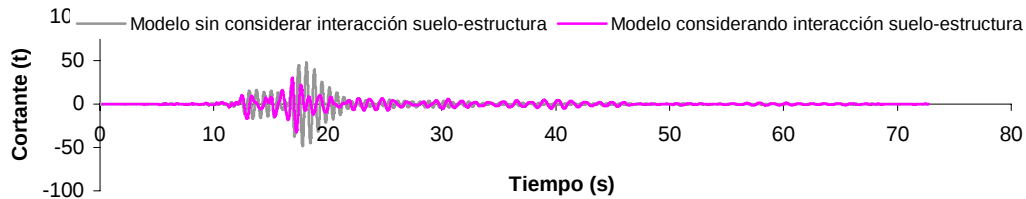
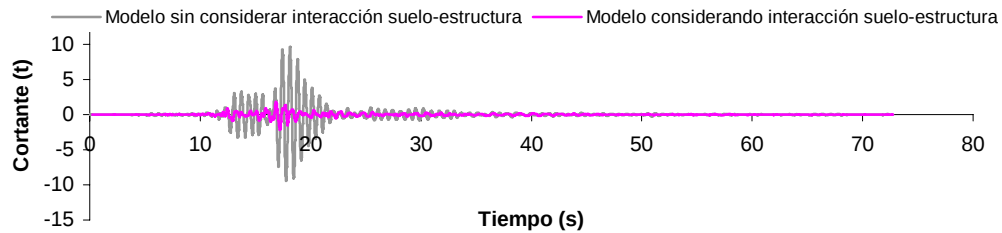
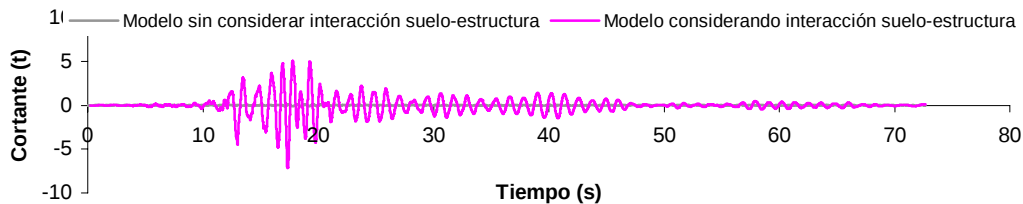


d) Pila 5

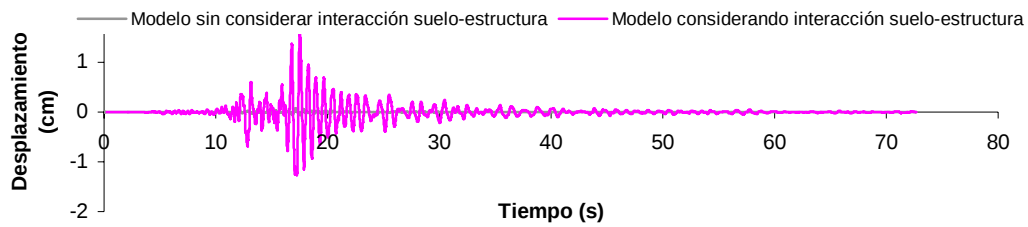
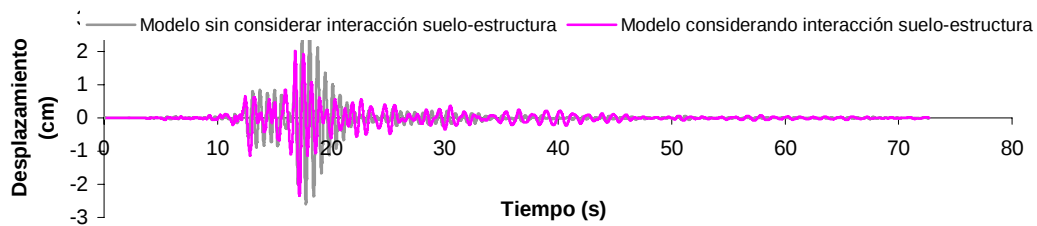
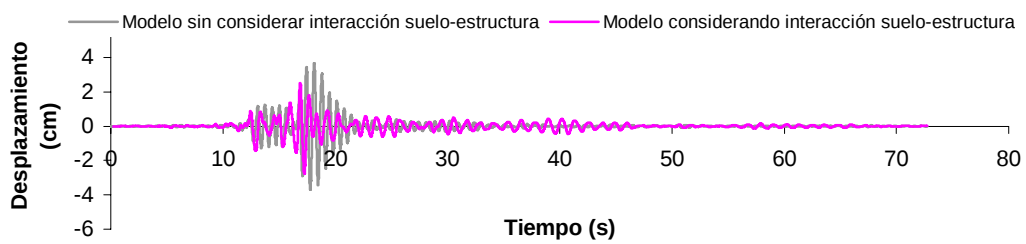
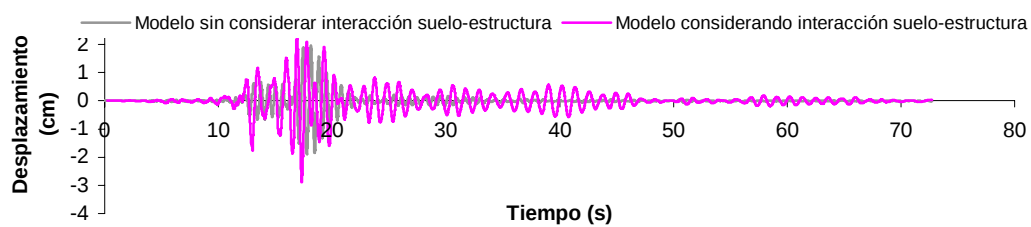
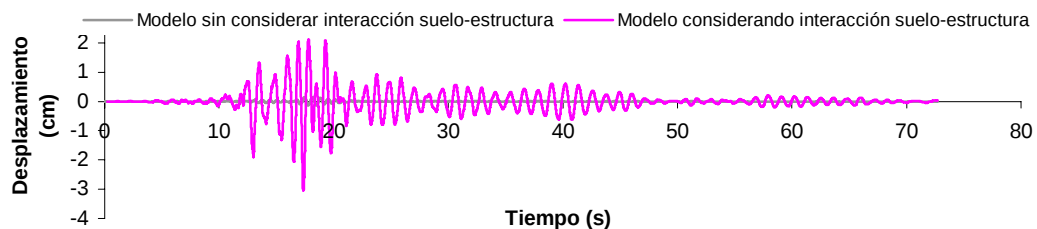


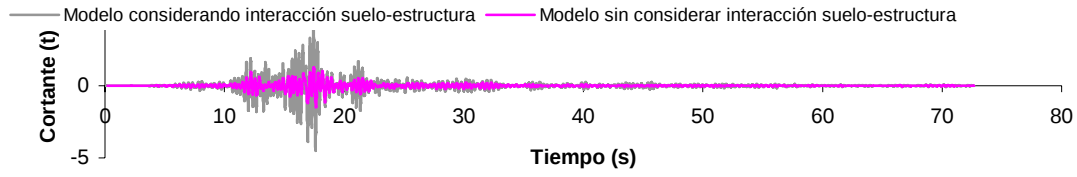
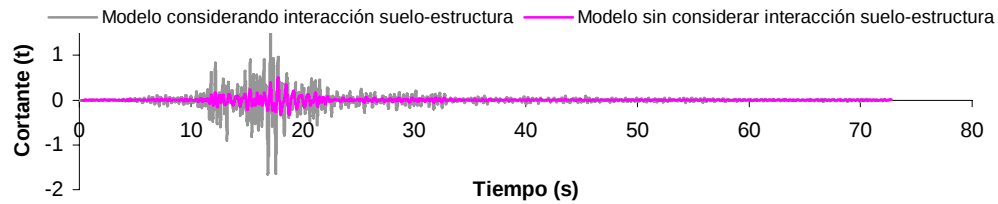
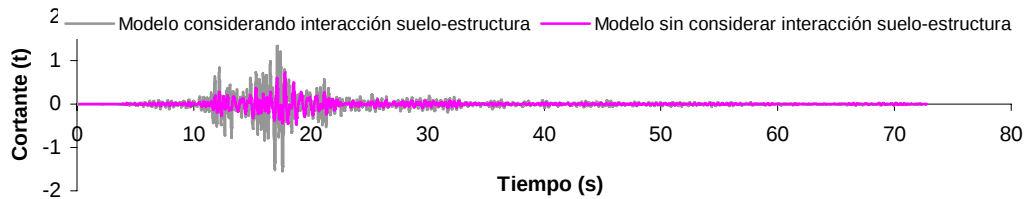
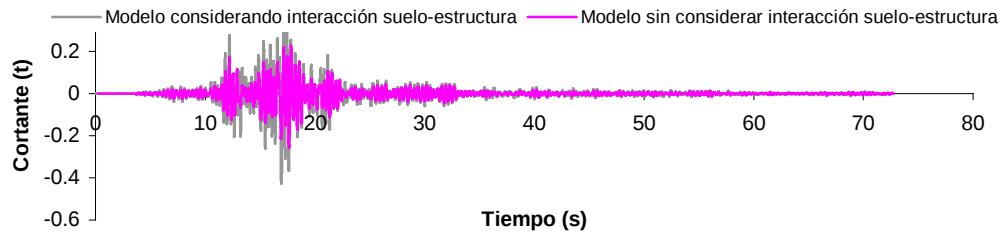
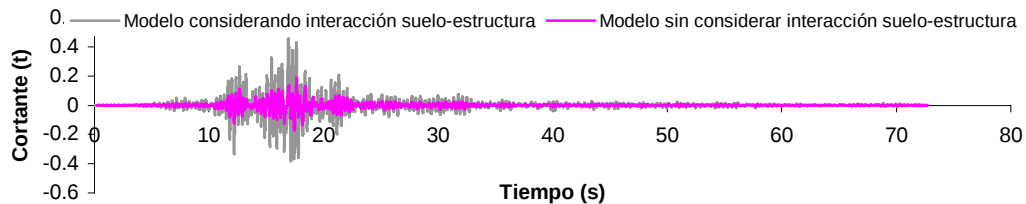
e) Pila 6

**Comparación del desplazamiento considerando la interacción suelo estructura y sin considerarla
acelerograma INPT 9701 U1**

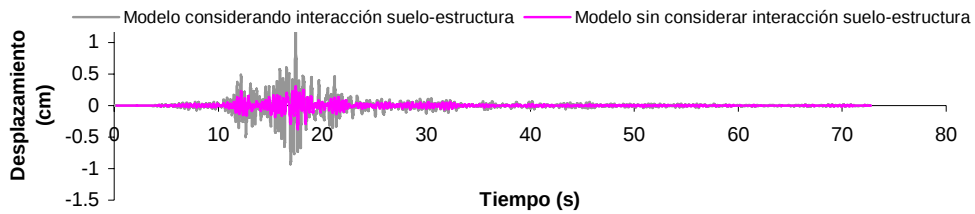
**a) Pila 2****b) Pila 3****c) Pila 4****d) Pila 5****e) Pila 6**

**Comparación del cortante considerando la interacción suelo estructura y sin considerarla
acelerograma INPT 9705 U2**

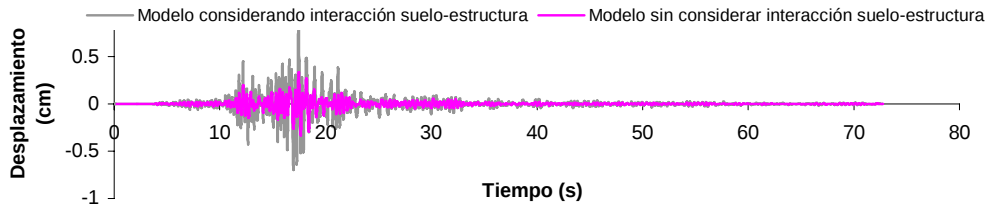
**a) Pila 2****b) Pila 3****c) Pila 4****d) Pila 5****e) Pila 6**

**a) Pila 2****b) Pila 3****c) Pila 4****d) Pila 5****e) Pila 6**

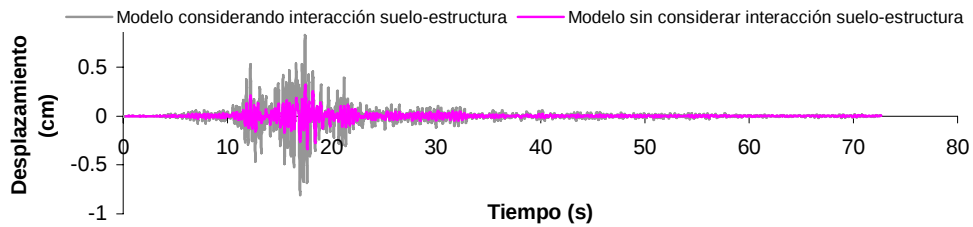
**Comparación del cortante considerando la interacción suelo estructura y sin considerarla
acelerograma INPT 9705 U1**



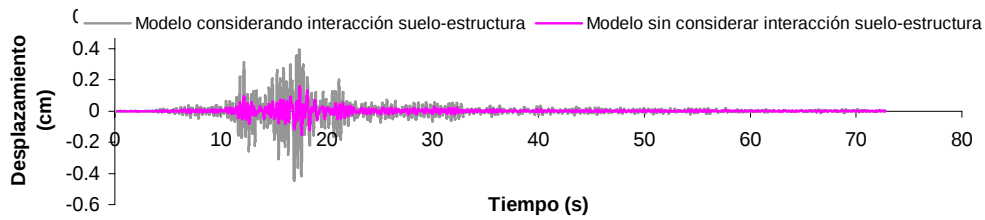
a) Pila 2



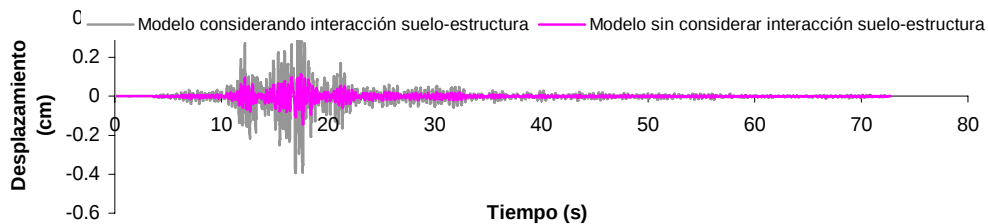
b) Pila 3



c) Pila 4

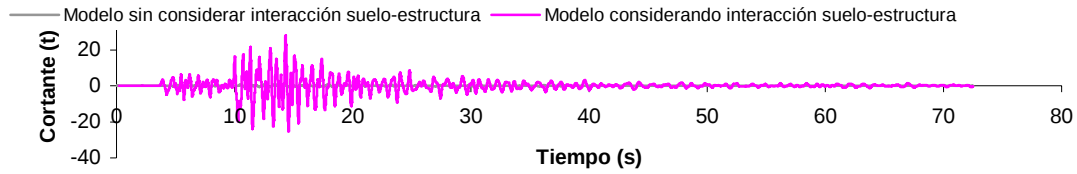
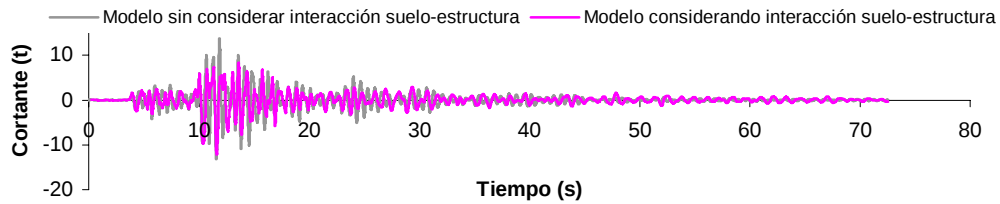
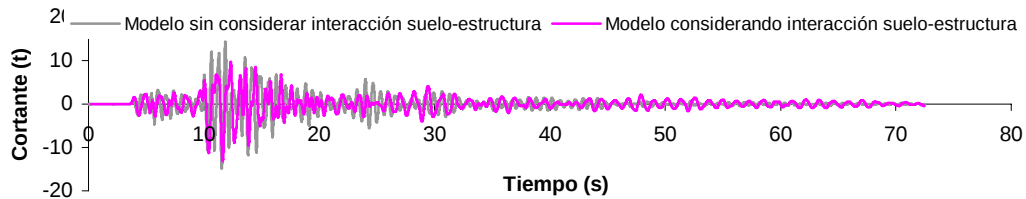
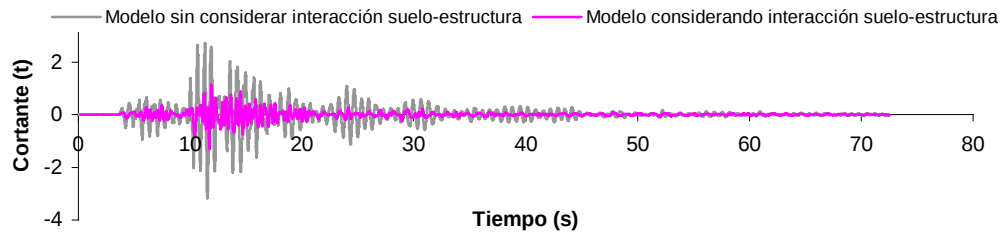
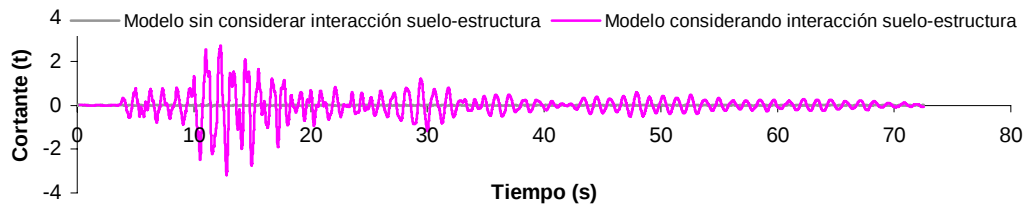


d) Pila 5

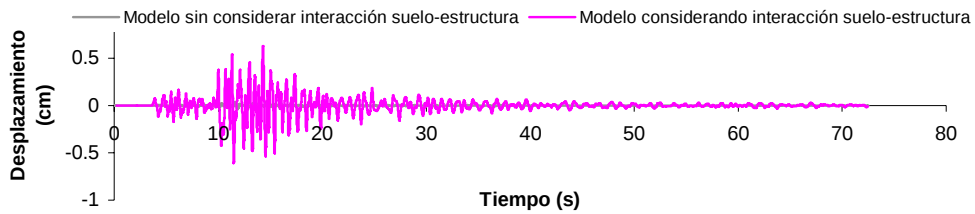
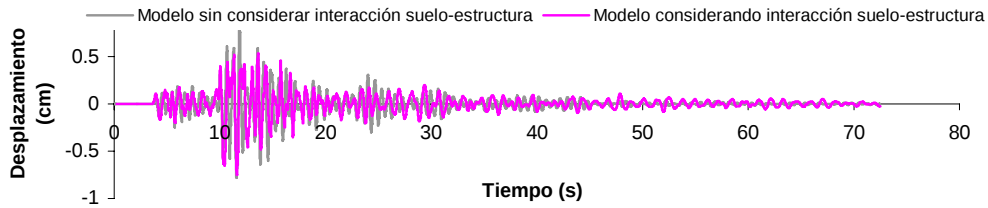
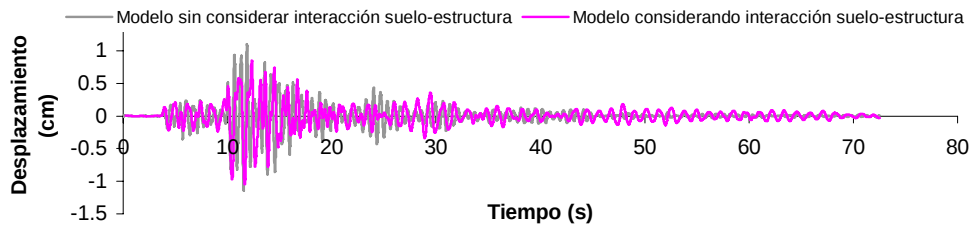
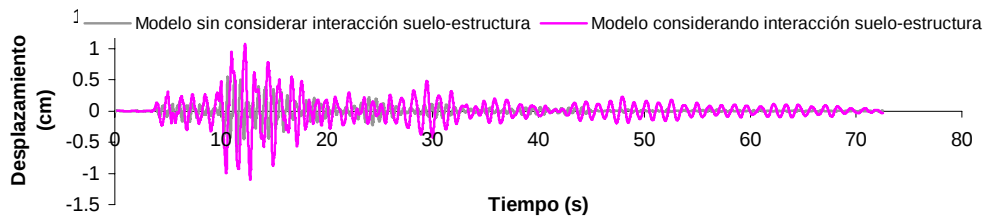
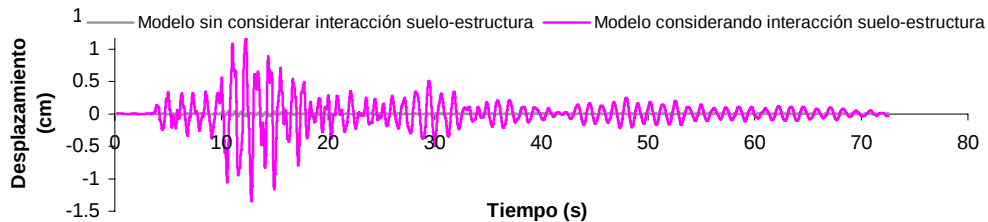


e) Pila 6

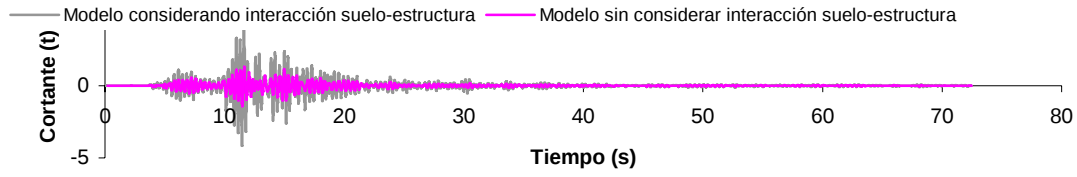
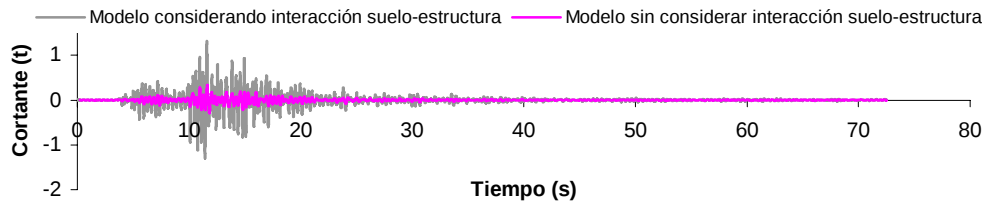
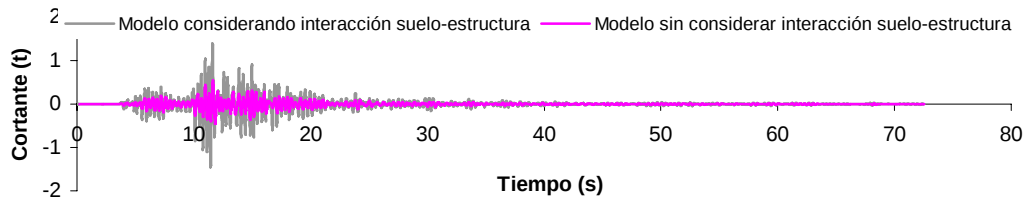
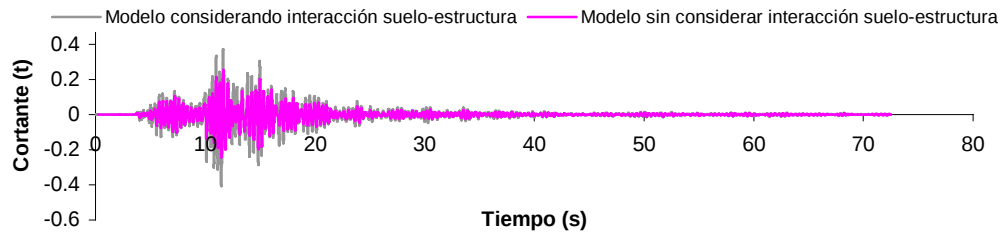
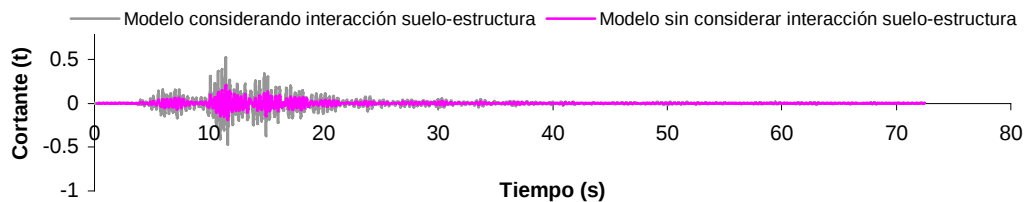
**Comparación del desplazamiento considerando la interacción suelo estructura y sin considerarla
acelerograma INPT 9705 U1**

**a) Pila 2****b) Pila 3****c) Pila 4****d) Pila 5****e) Pila 6**

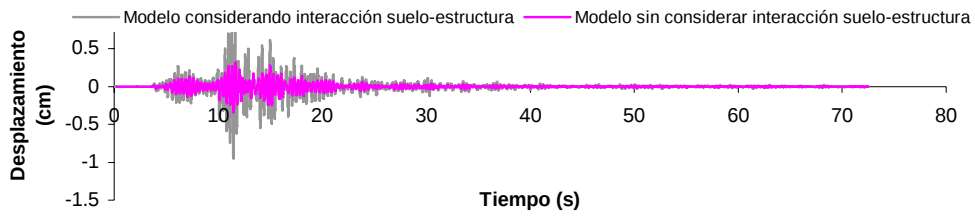
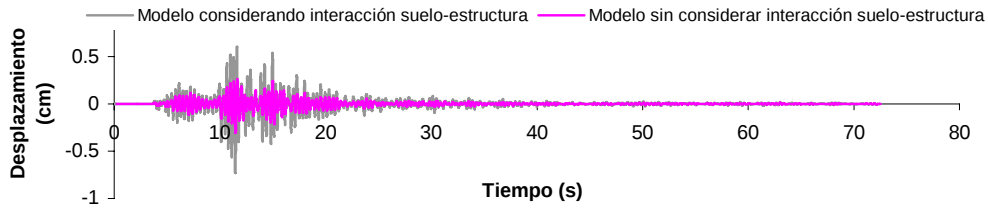
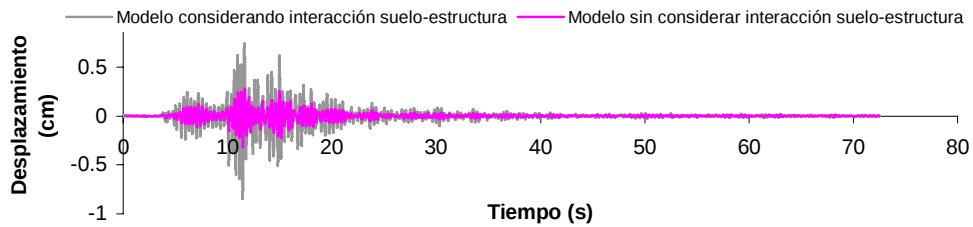
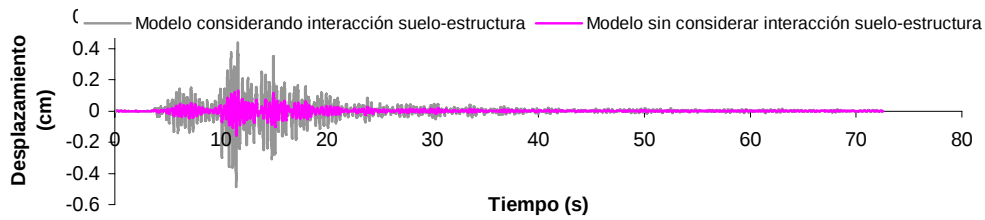
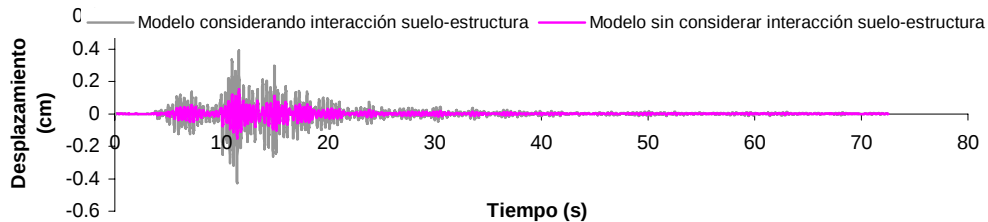
**Comparación del cortante considerando la interacción suelo estructura y sin considerarla
acelerograma INPT 9906 U2**

**a) Pila 2****b) Pila 3****c) Pila 4****d) Pila 5****e) Pila 6**

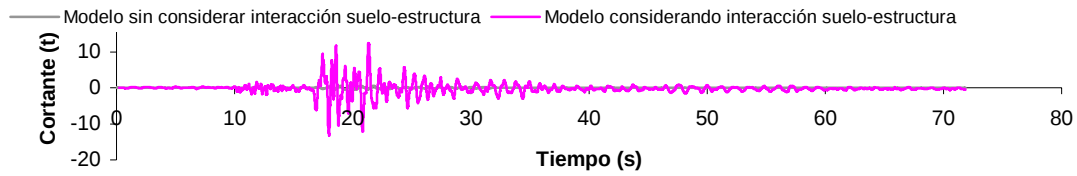
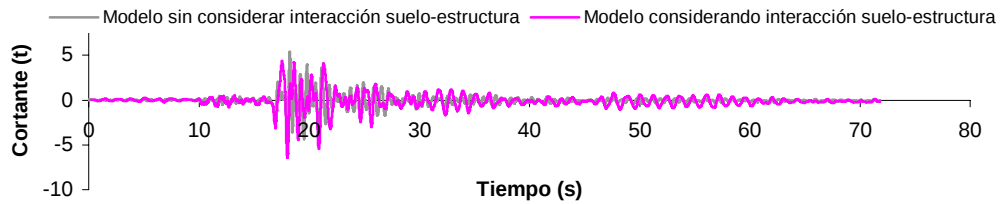
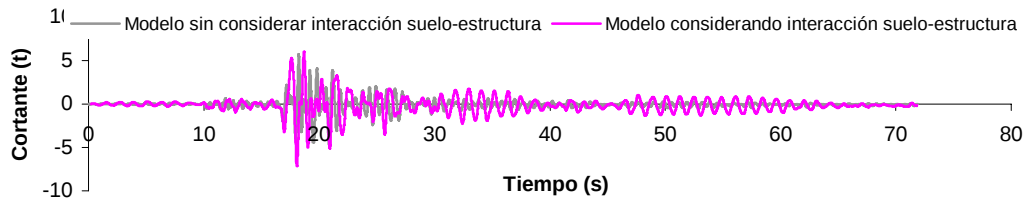
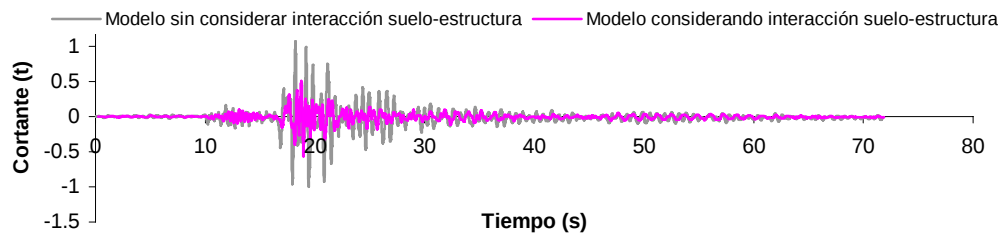
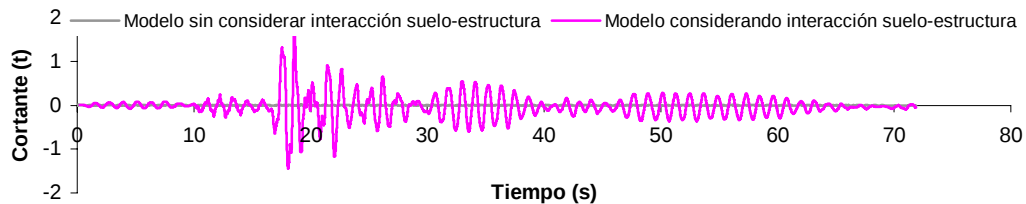
**Comparación del desplazamiento considerando la interacción suelo estructura y sin considerarlo
acelerograma INPT 9906 U2**

**a) Pila 2****b) Pila 3****c) Pila 4****d) Pila 5****e) Pila 6**

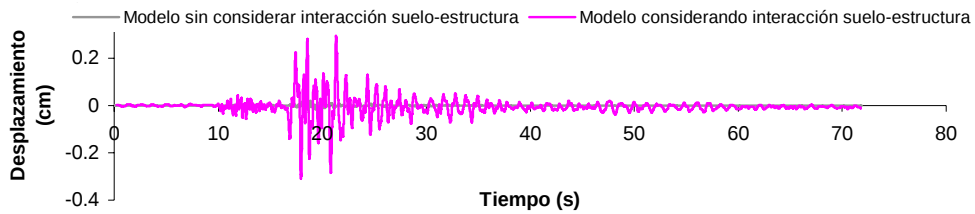
**Comparación del cortante considerando la interacción suelo estructura y sin considerarla
acelerograma INPT 9906 U1**

**a) Pila 2****b) Pila 3****c) Pila 4****d) Pila 5****e) Pila 6**

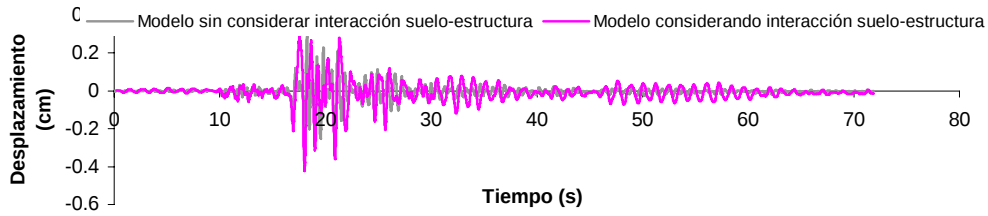
**Comparación del desplazamiento considerando la interacción suelo estructura y sin considerarla
acelerograma INPT 9906 U1**

**a) Pila 2****b) Pila 3****c) Pila 4****d) Pila 5****e) Pila 6**

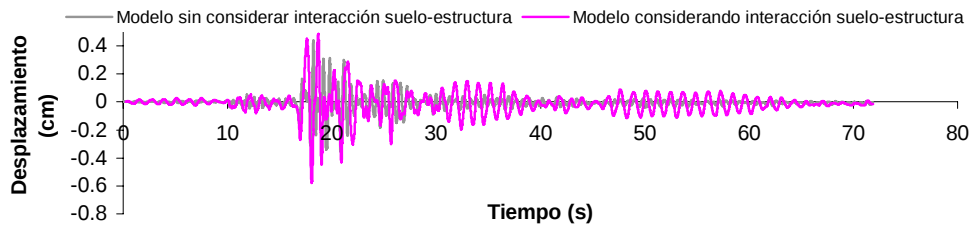
**Comparación del cortante considerando la interacción suelo estructura y sin considerarla
acelerograma INPT 9912 U2**



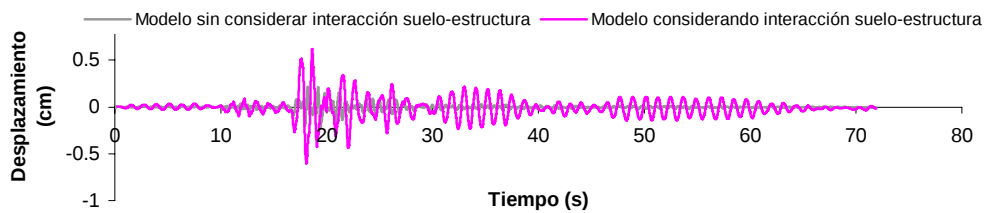
a) Pila 2



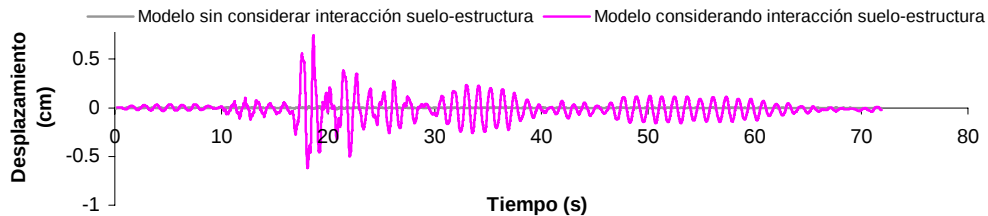
b) Pila 3



c) Pila 4

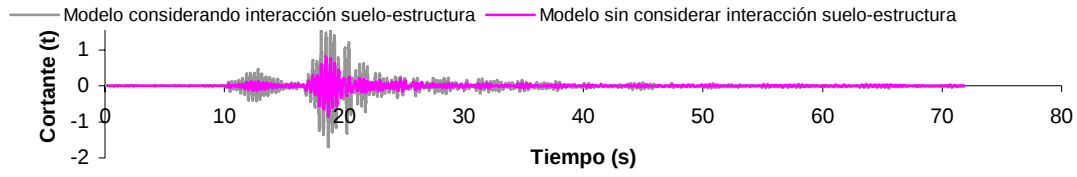
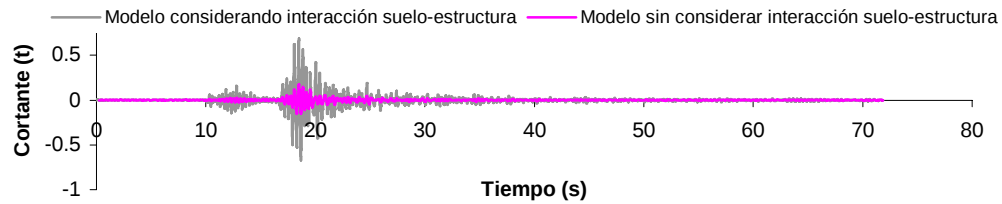
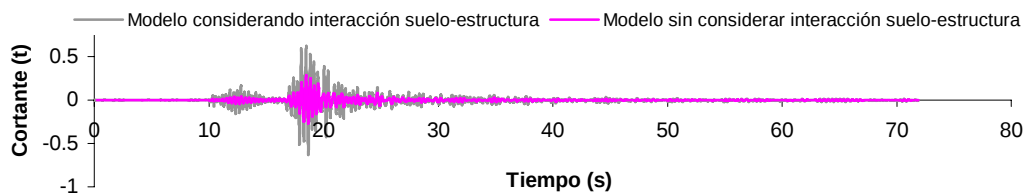
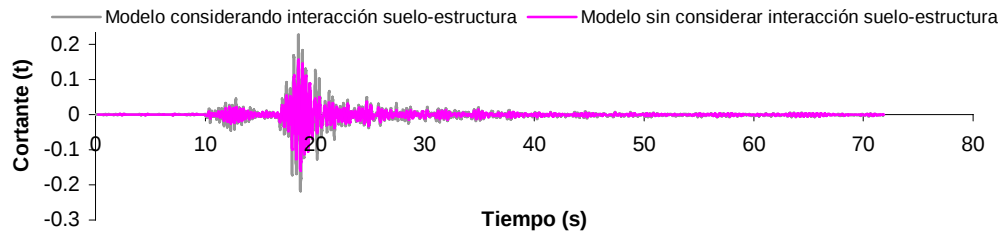
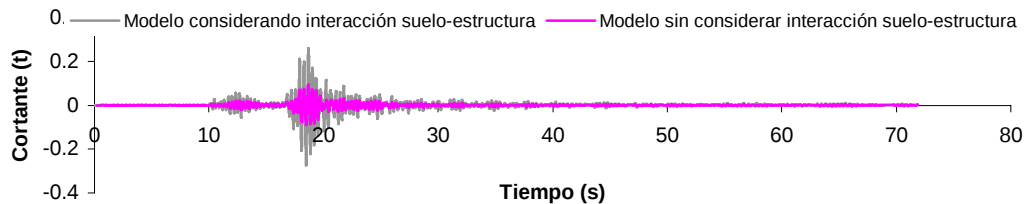


d) Pila 5

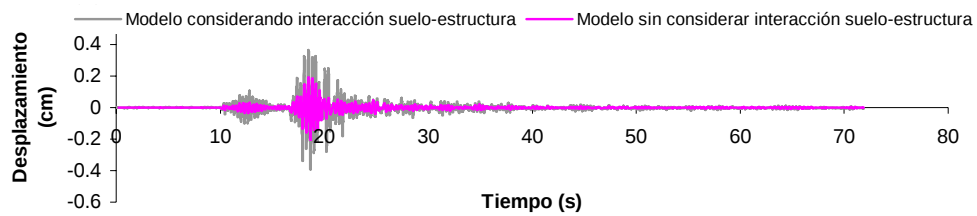


e) Pila 6

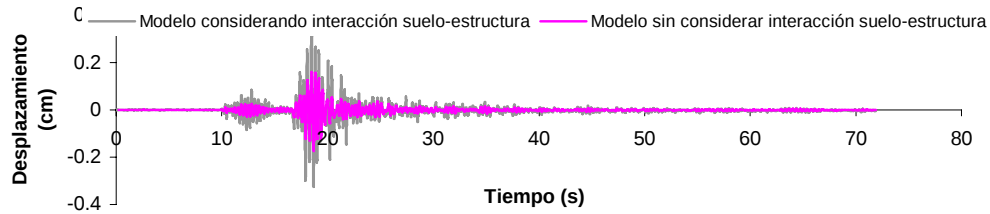
**Comparación del desplazamiento considerando la interacción suelo estructura y sin considerarla
acelerograma INPT 9912 U2**

**a) Pila 2****b) Pila 3****c) Pila 4****d) Pila 5****e) Pila 6**

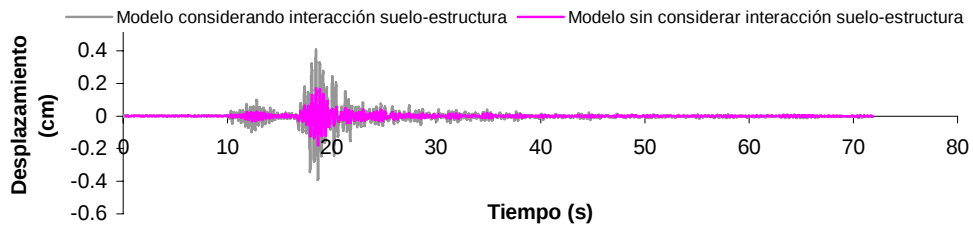
**Comparación del cortante considerando la interacción suelo estructura y sin considerarla
acelerograma INPT 9912 U1**



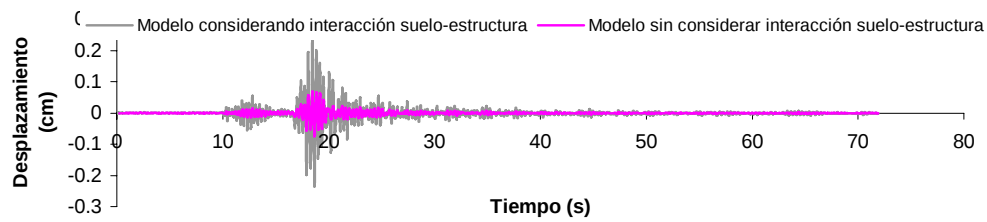
a) Pila 2



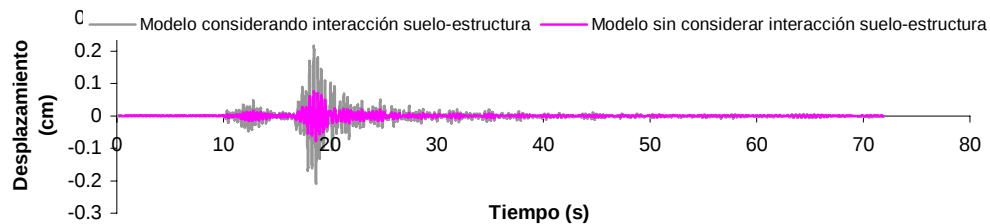
b) Pila 3



c) Pila 4

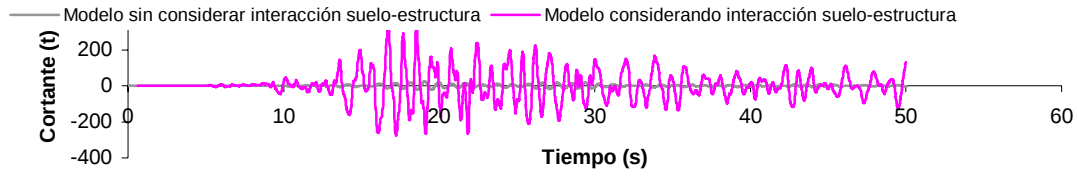
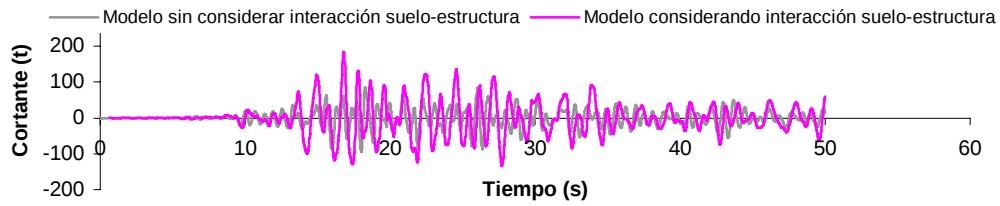
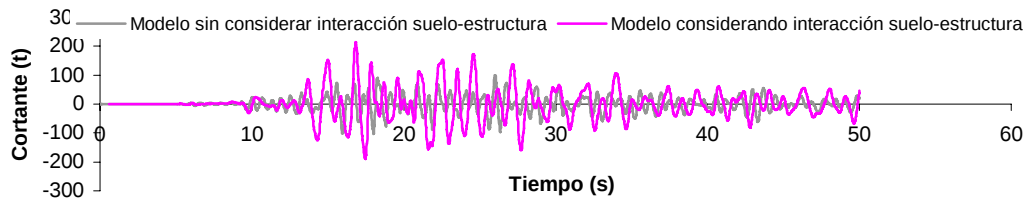
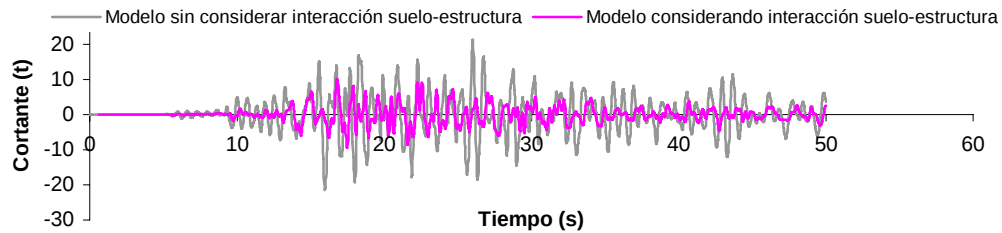
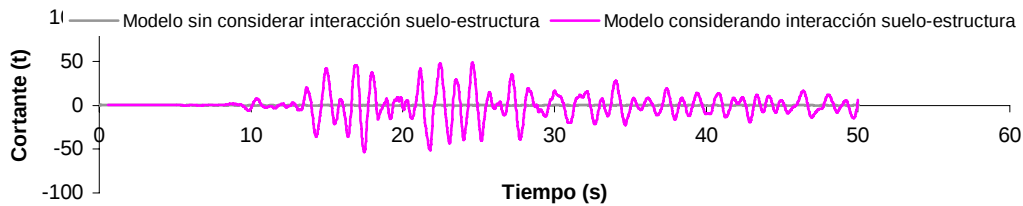


d) Pila 5

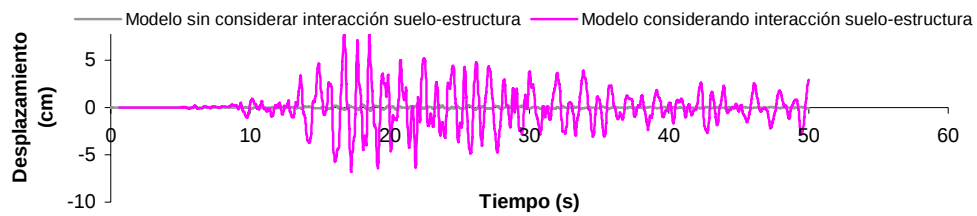
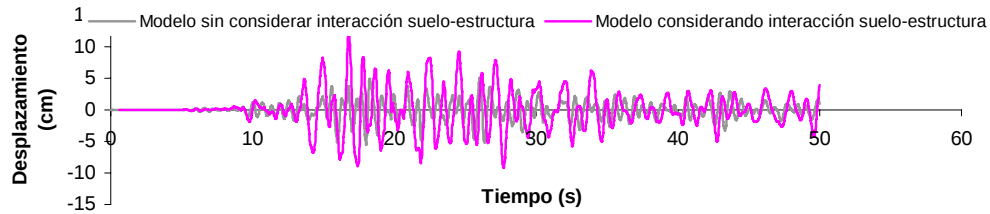
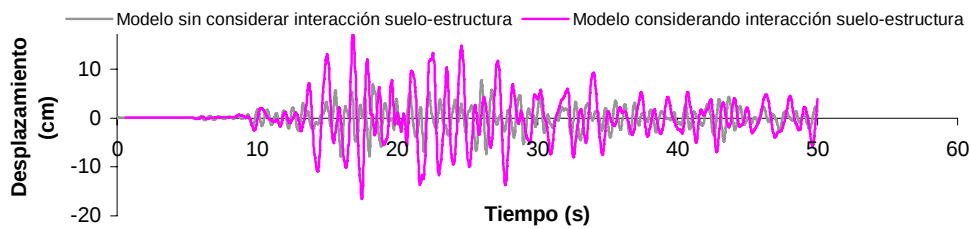
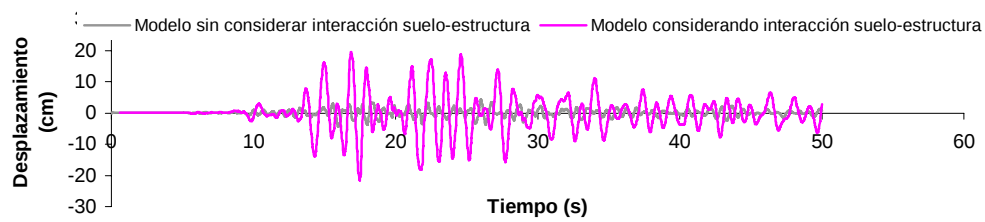
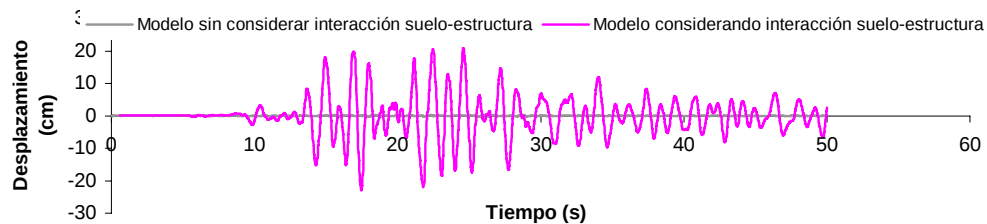


e) Pila 6

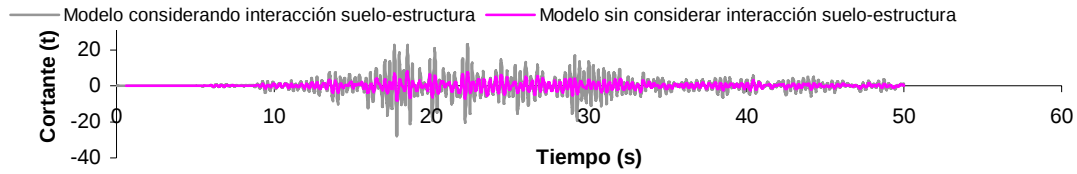
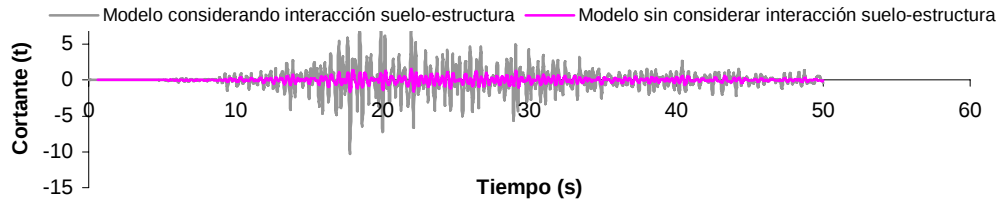
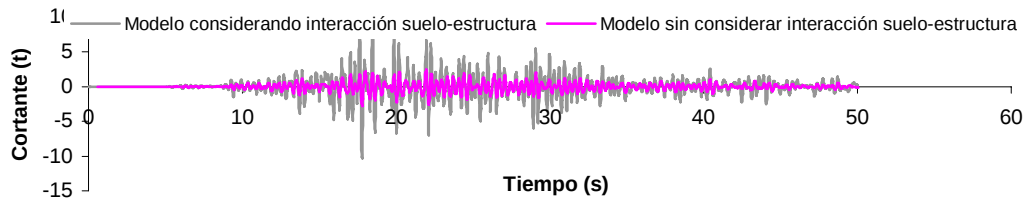
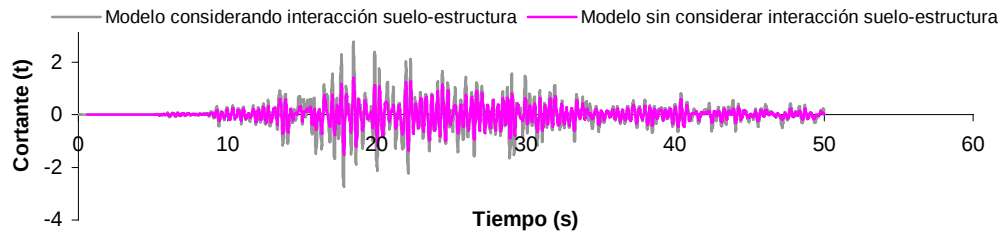
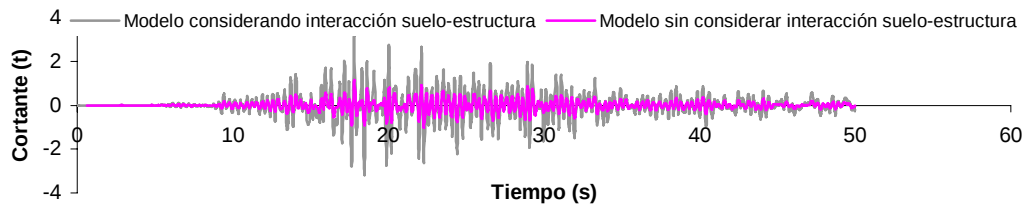
**Comparación del desplazamiento considerando la interacción suelo estructura y sin considerarla
acelerograma INPT 9912 U1**

**a) Pila 2****b) Pila 3****c) Pila 4****d) Pila 5****e) Pila 6**

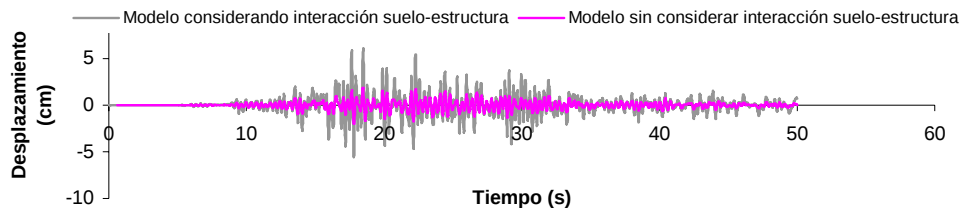
**Comparación del cortante considerando la interacción suelo estructura y sin considerarla
acelerograma MANZANILLO U2**

**a) Pila 2****b) Pila 3****c) Pila 4****d) Pila 5****e) Pila 6**

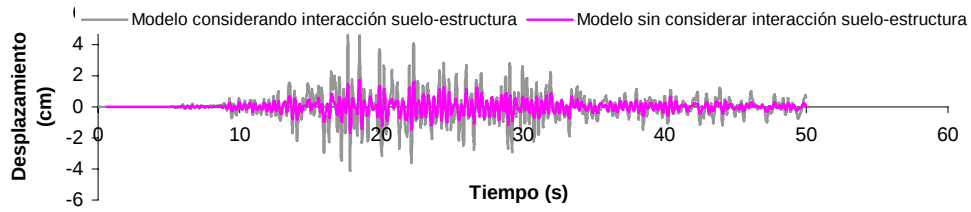
**Comparación del desplazamiento considerando la interacción suelo estructura y sin considerarla
acelerograma MANZANILLO U2**

**a) Pila 2****b) Pila 3****c) Pila 4****d) Pila 5****e) Pila 6**

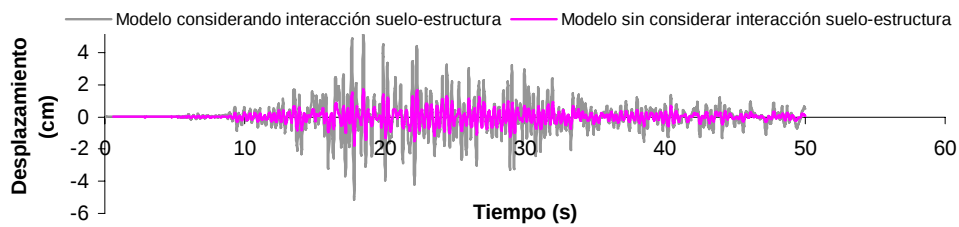
**Comparación del cortante considerando la interacción suelo estructura y sin considerarla
acelerograma MANZANILLO U1**



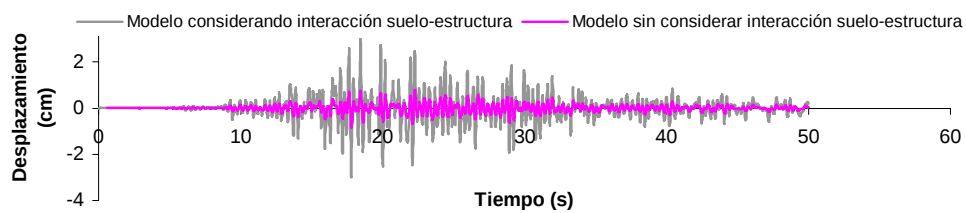
a) Pila 2



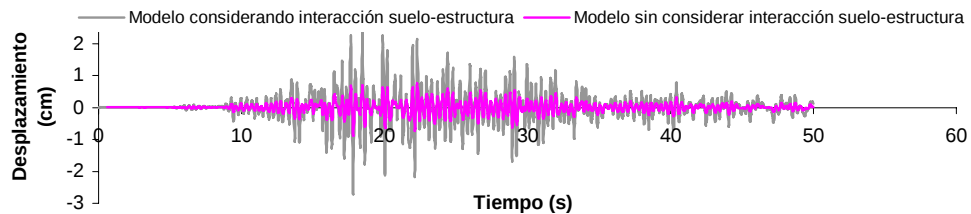
b) Pila 3



c) Pila 4

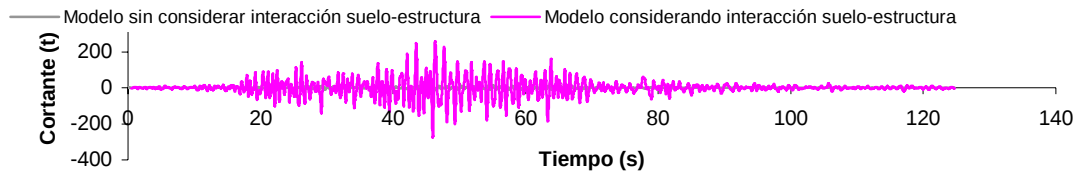
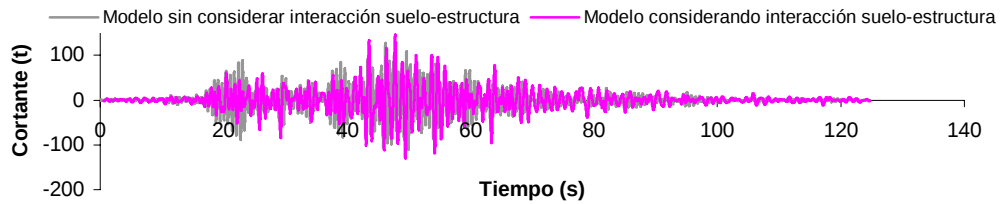
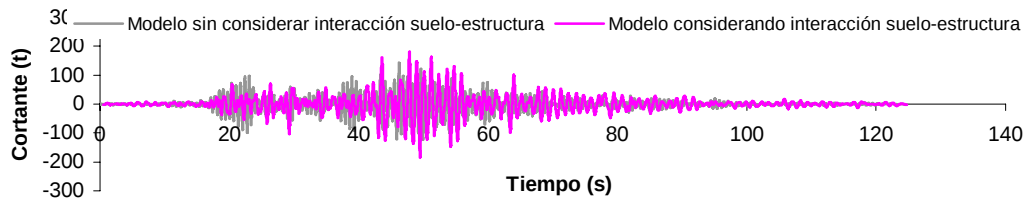
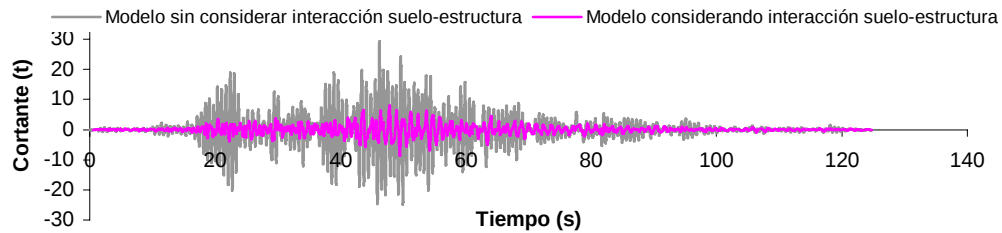
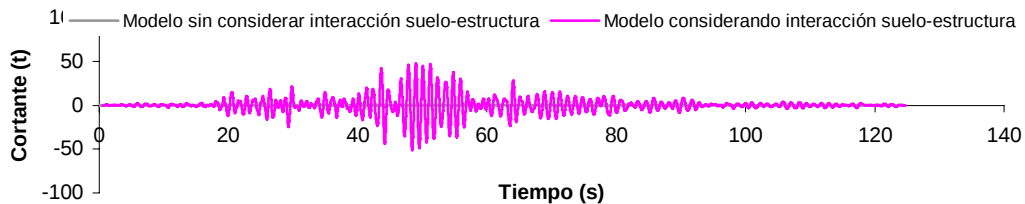


d) Pila 5

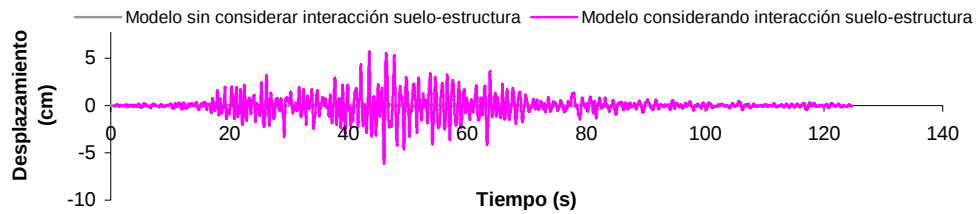


e) Pila 6

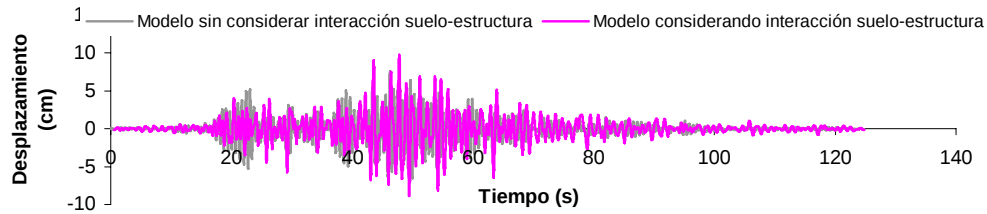
**Comparación del desplazamiento considerando la interacción suelo estructura y sin considerarla
acelerograma MANZANILLO U1**

**a) Pila 2****b) Pila 3****c) Pila 4****d) Pila 5****e) Pila 6**

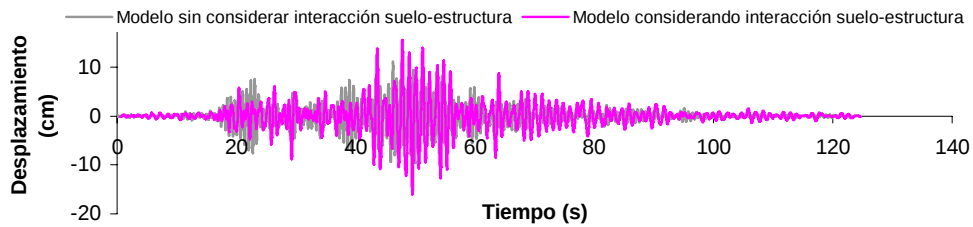
**Comparación del cortante considerando la interacción suelo estructura y sin considerarla
acelerograma UNION U2**



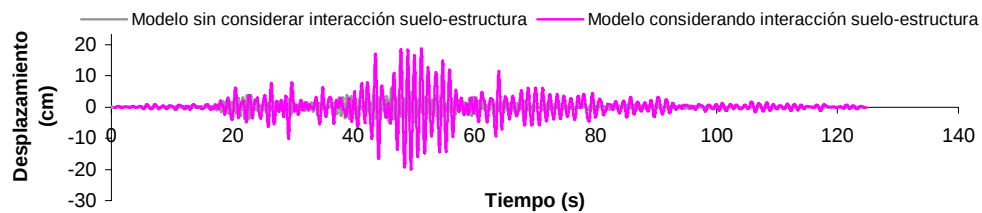
a) Pila 2



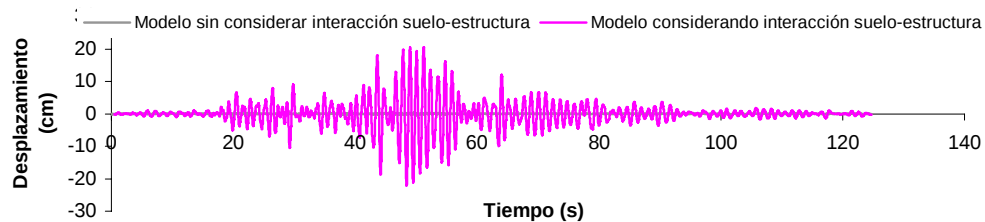
b) Pila 3



c) Pila 4

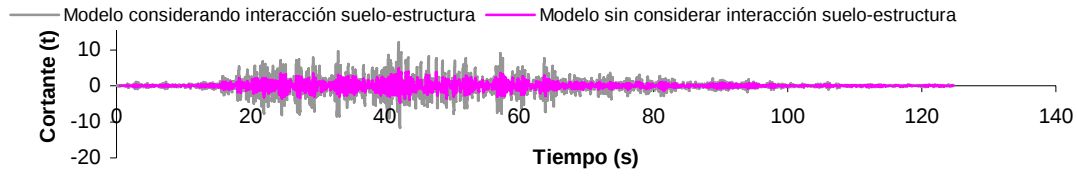
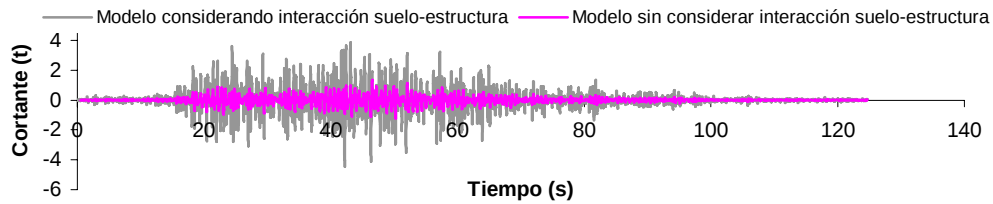
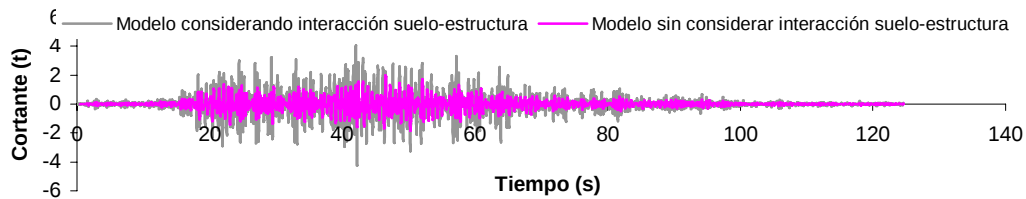
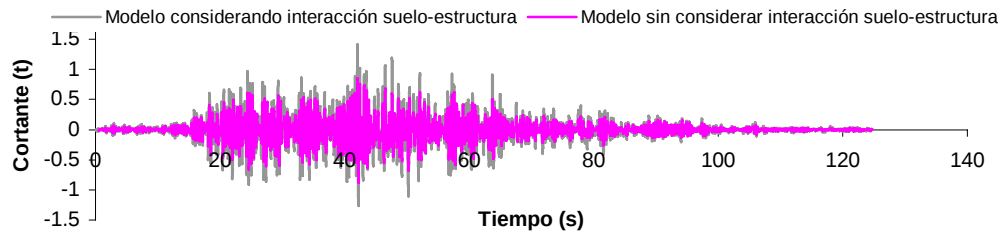
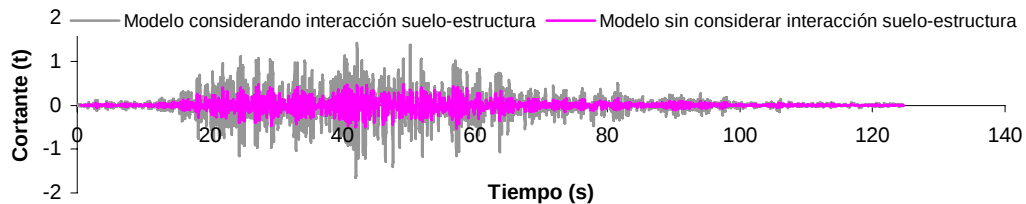


d) Pila 5

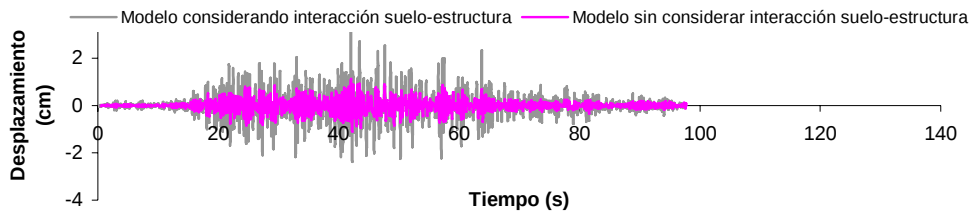
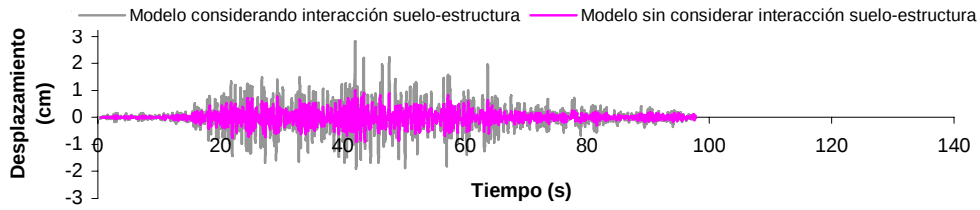
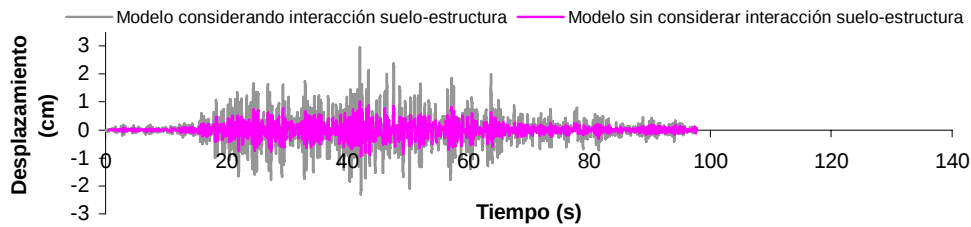
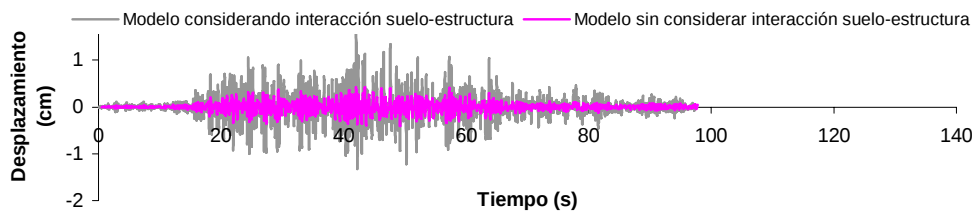
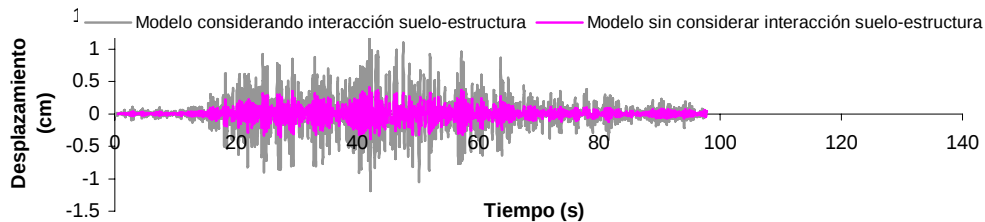


e) Pila 6

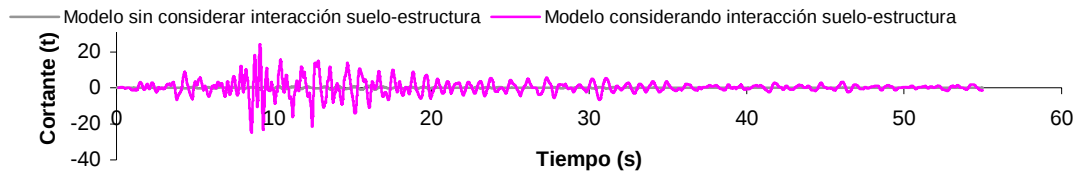
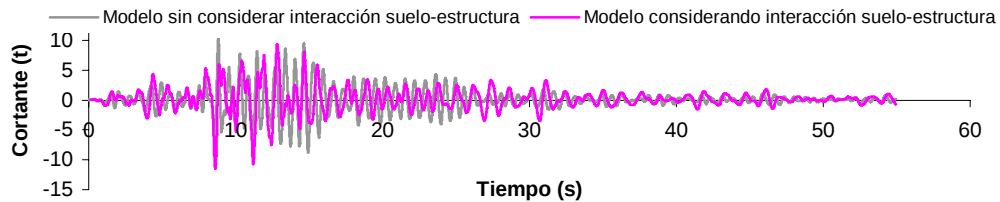
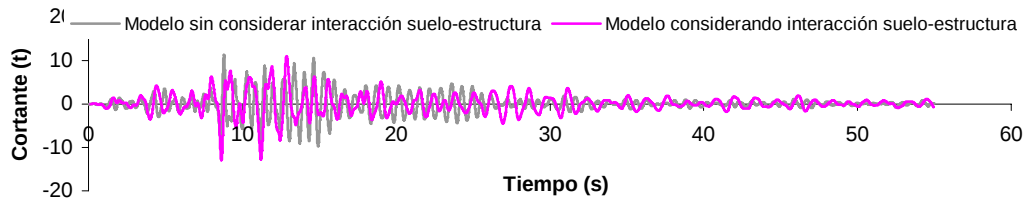
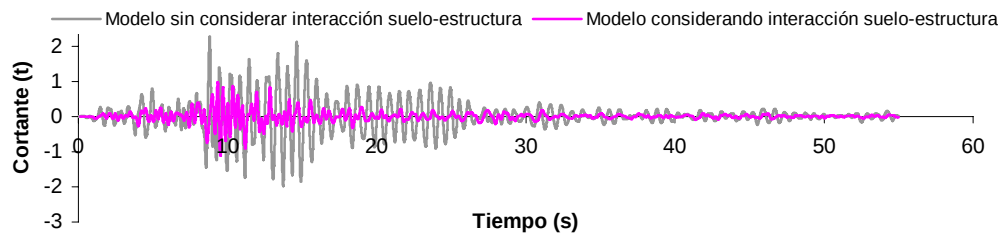
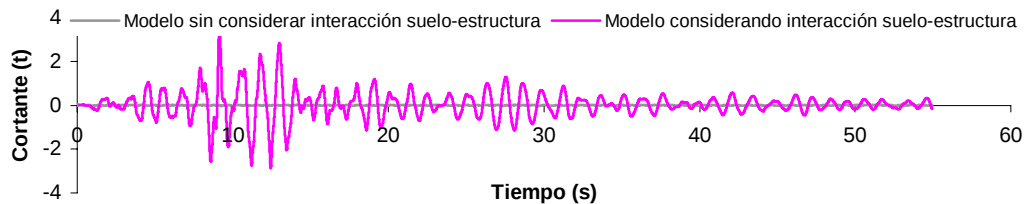
**Comparación del desplazamiento considerando la interacción suelo estructura y sin considerarla
acelerograma UNION U2**

**a) Pila 2****b) Pila 3****c) Pila 4****d) Pila 5****e) Pila 6**

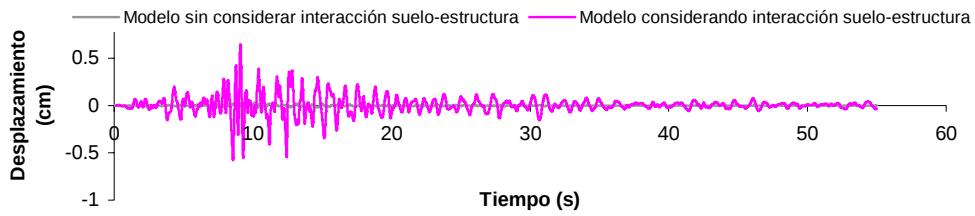
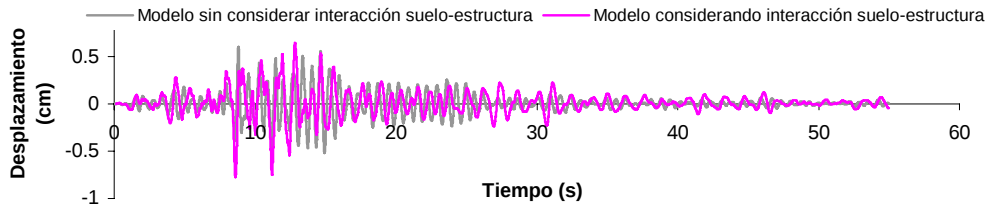
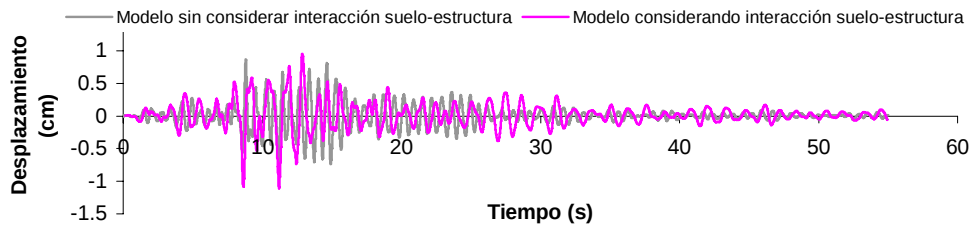
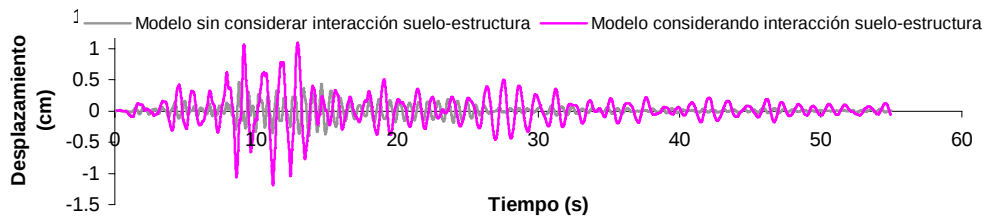
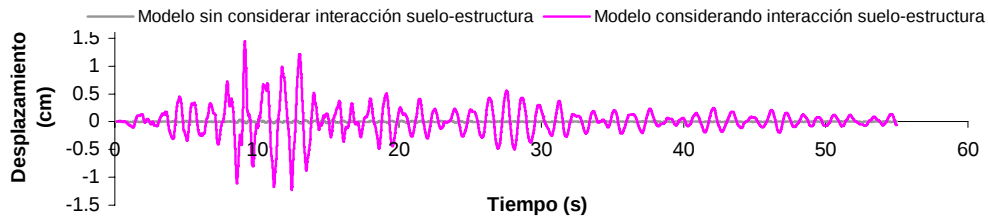
**Comparación del cortante considerando la interacción suelo estructura y sin considerarla
acelerograma UNION U1**

**a) Pila 2****b) Pila 3****c) Pila 4****d) Pila 5****e) Pila 6**

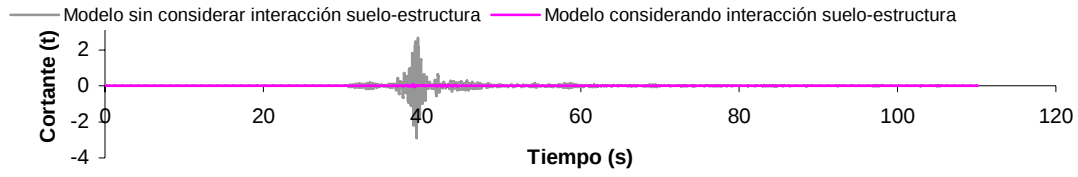
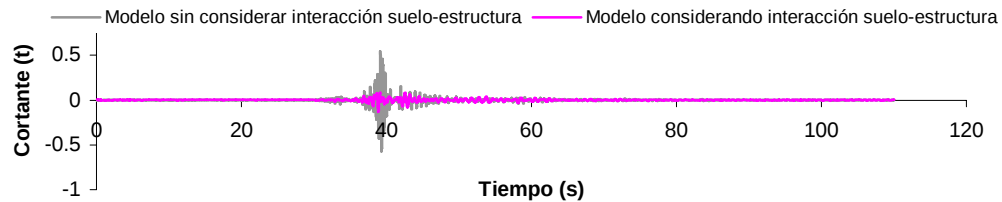
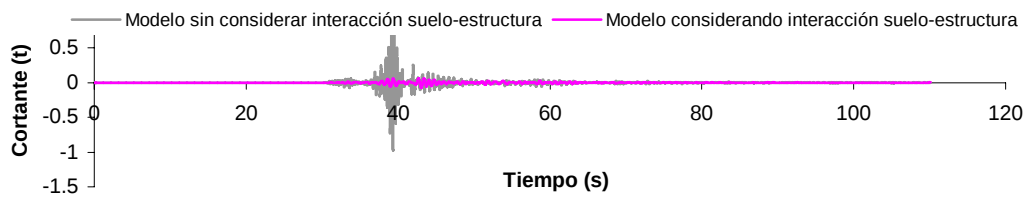
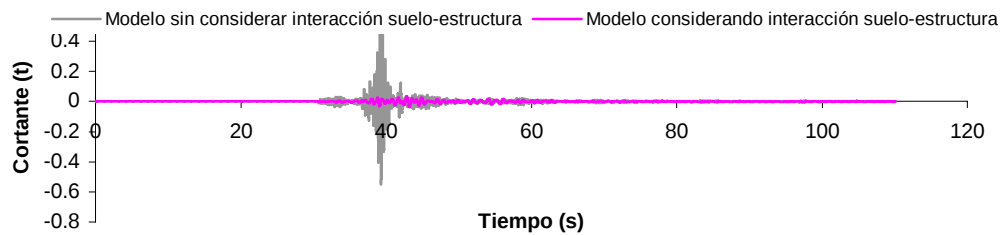
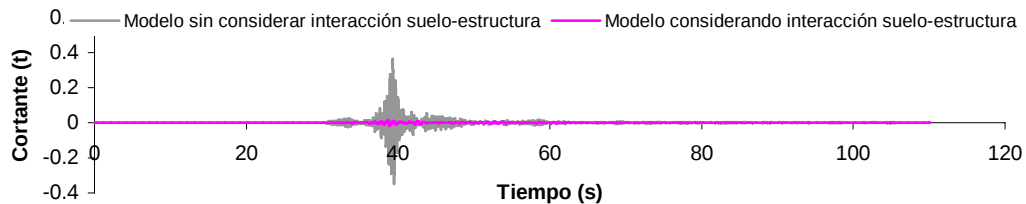
**Comparación del desplazamiento considerando la interacción suelo estructura y sin considerarla
acelerograma UNION U1**

**a) Pila 2****b) Pila 3****c) Pila 4****d) Pila 5****e) Pila 6**

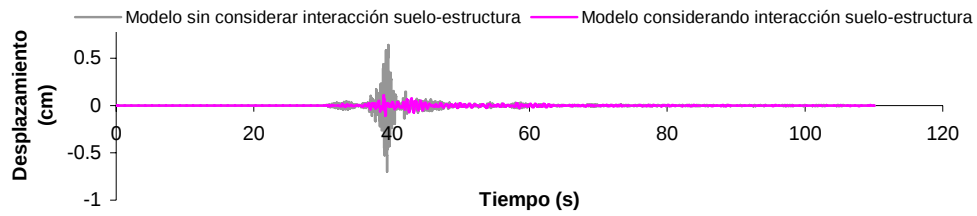
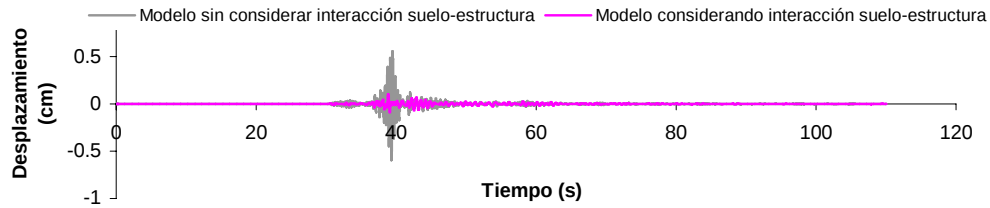
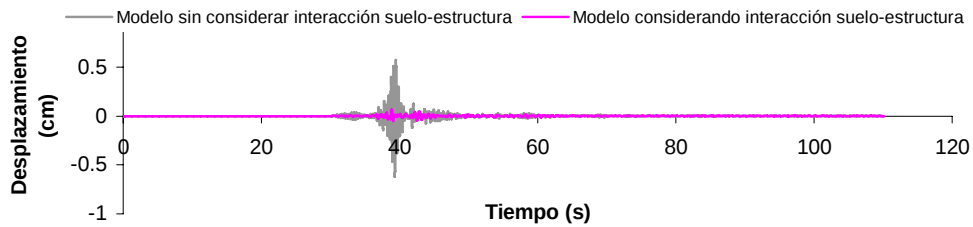
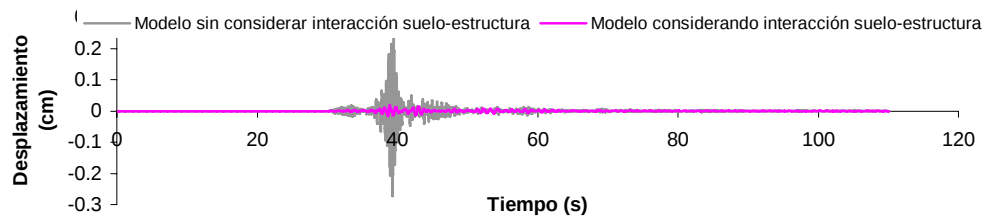
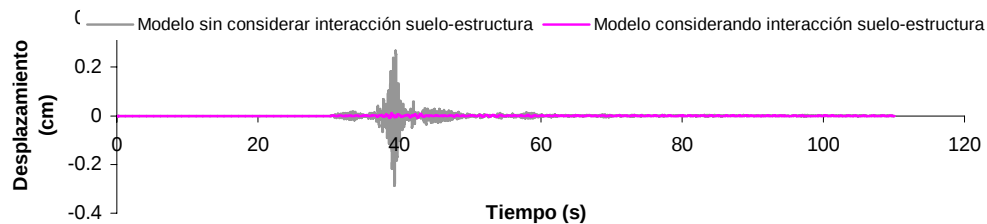
**Comparación del cortante considerando la interacción suelo estructura y sin considerarla
acelerograma UNION 9412 U2**

**a) Pila 2****b) Pila 3****c) Pila 4****d) Pila 5****e) Pila 6**

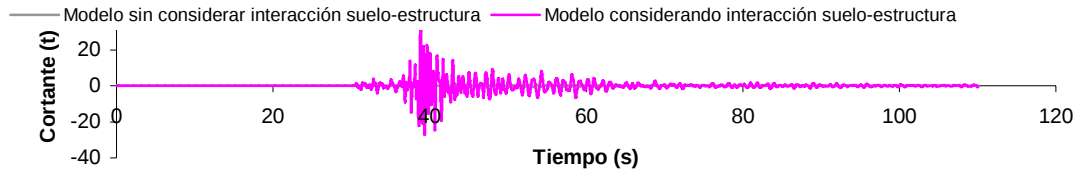
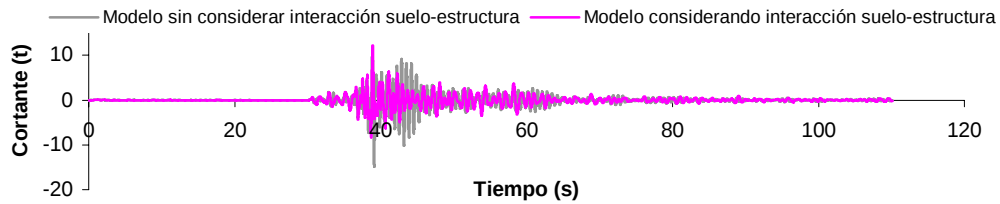
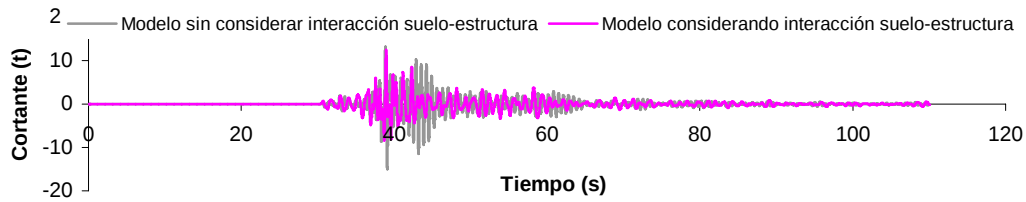
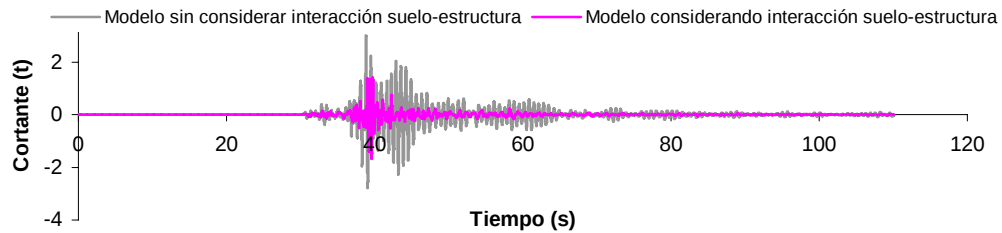
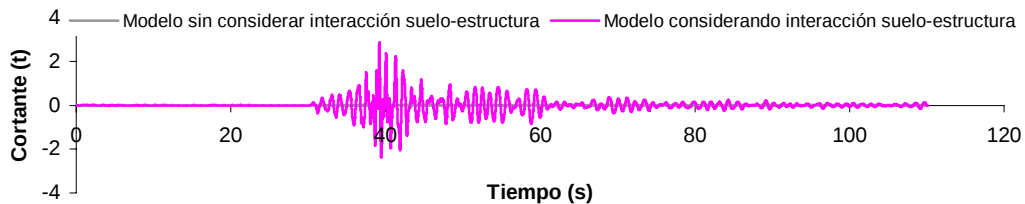
**Comparación del desplazamiento considerando la interacción suelo estructura y sin considerarla
acelerograma UNION 9412 U2**

**a) Pila 2****b) Pila 3****c) Pila 4****d) Pila 5****e) Pila 6**

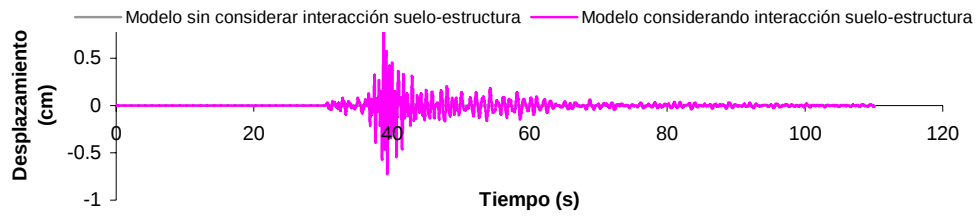
**Comparación del cortante considerando la interacción suelo estructura y sin considerarla
acelerograma UNION 9412 U1**

**a) Pila 2****b) Pila 3****c) Pila 4****d) Pila 5****e) Pila 6**

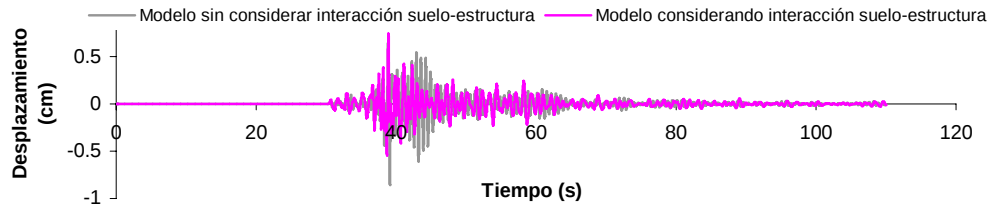
**Comparación del desplazamiento considerando la interacción suelo estructura y sin considerarla
acelerograma UNION 9412 U1**

**a) Pila 2****b) Pila 3****c) Pila 4****d) Pila 5****e) Pila 6**

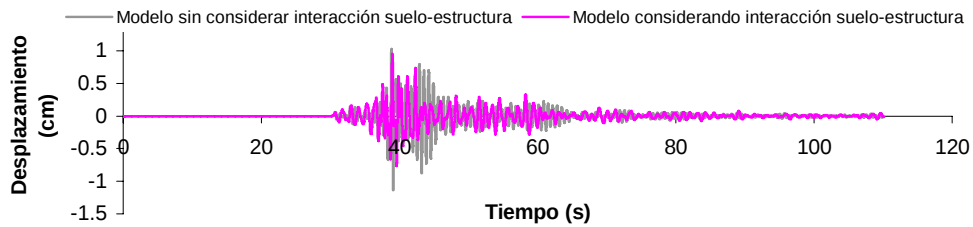
**Comparación del cortante considerando la interacción suelo estructura y sin considerarla
acelerograma UNION 9906 U2**



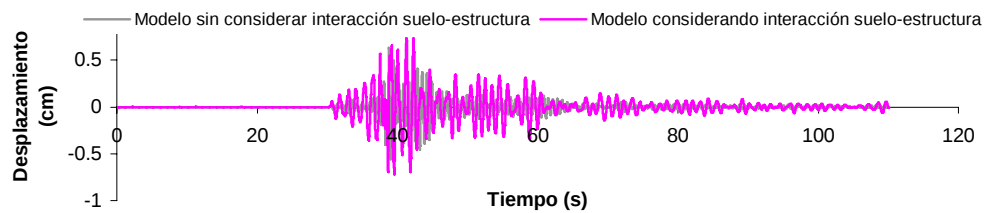
a) Pila 2



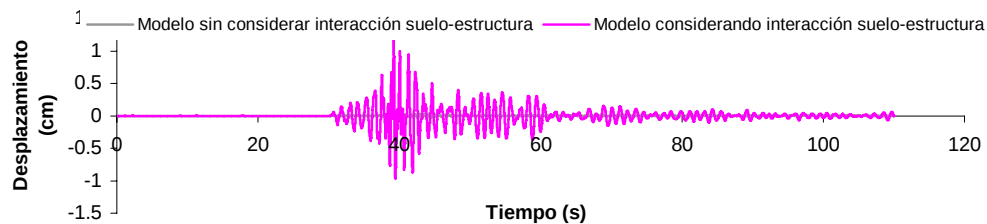
b) Pila 3



c) Pila 4

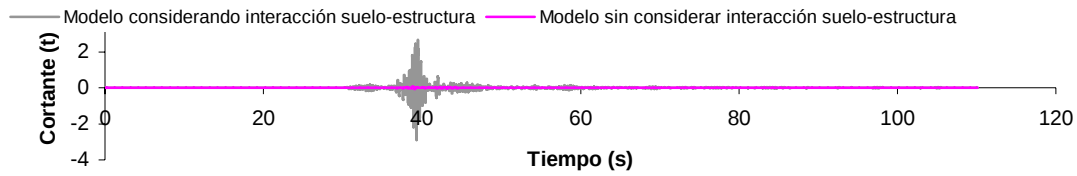
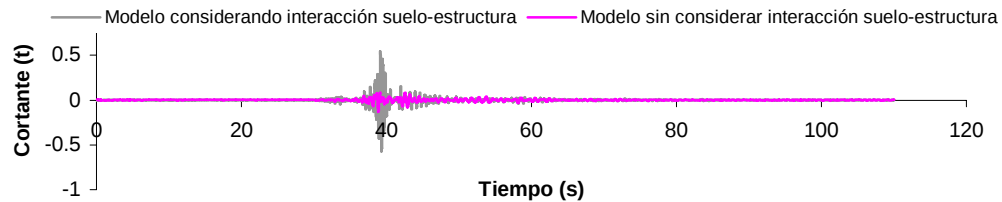
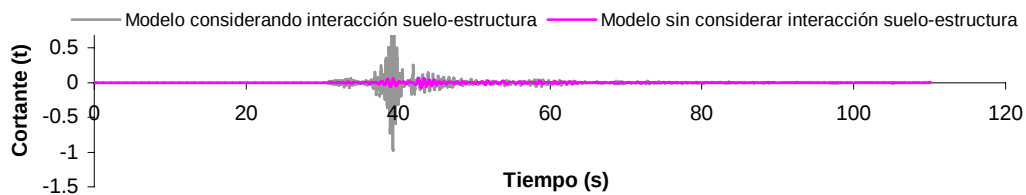
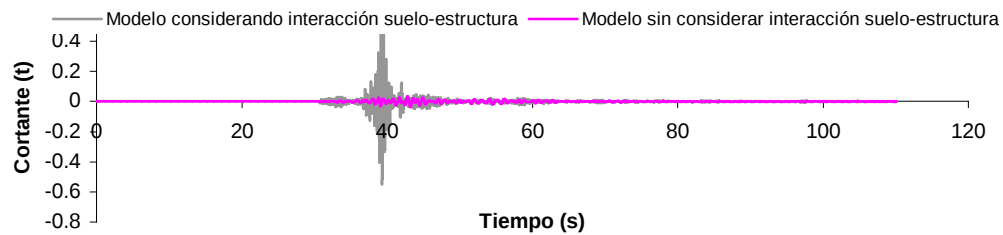
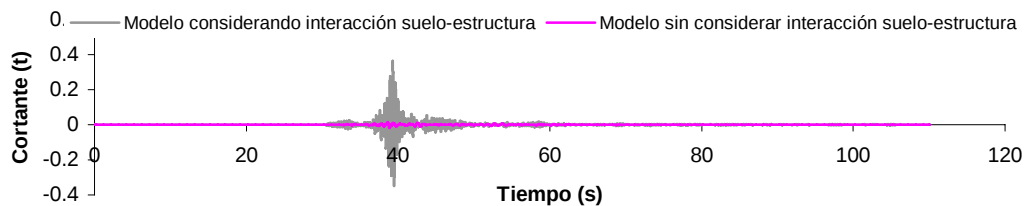


d) Pila 5

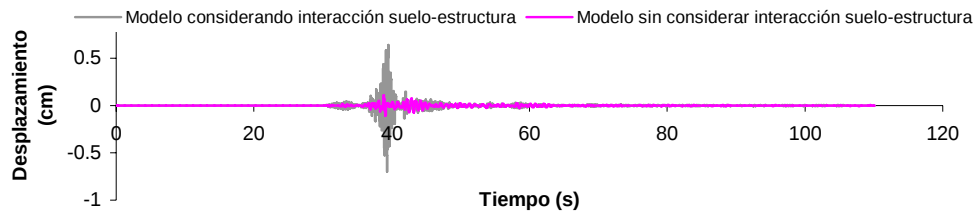


e) Pila 6

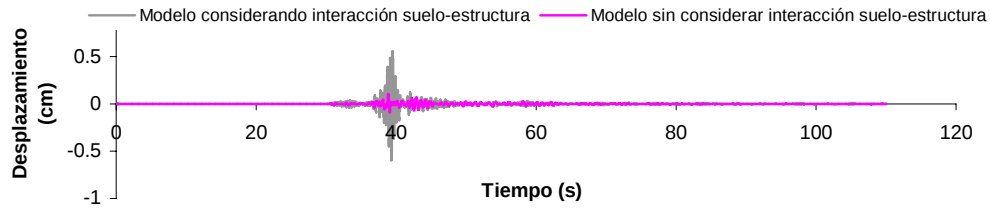
**Comparación del desplazamiento considerando la interacción suelo estructura y sin considerarla
acelerograma UNION 9906 U2**

**a) Pila 2****b) Pila 3****c) Pila 4****d) Pila 5****e) Pila 6**

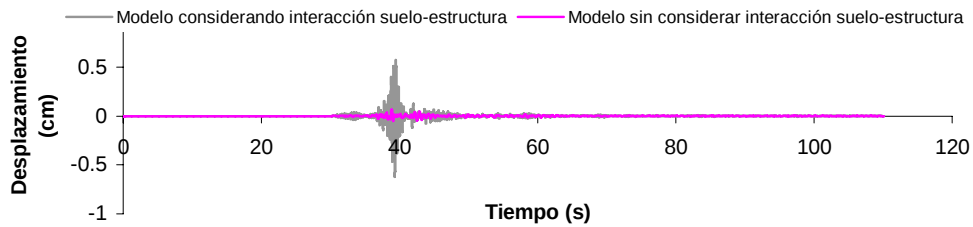
**Comparación del cortante considerando la interacción suelo estructura y sin considerarla
acelerograma UNION 9906 U1**



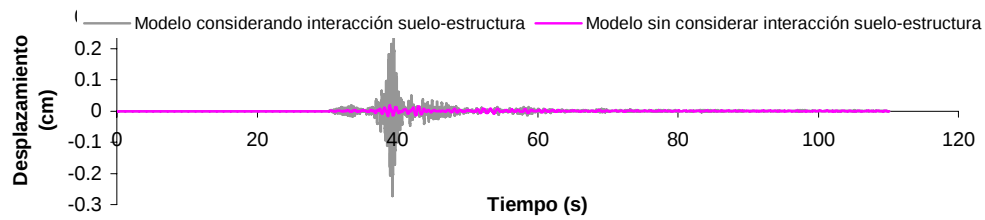
a) Pila 2



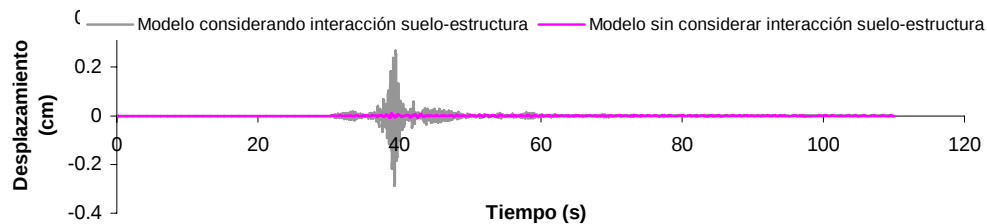
b) Pila 3



c) Pila 4



d) Pila 5



e) Pila 6

**Comparación del desplazamiento considerando la interacción suelo estructura y sin considerarla
acelerograma UNION 9906 U1**

CONCLUSIONES

Al analizar el beneficio de incorporarle aisladores de base al puente Pinzandarán se vio que tales beneficios no existen ya que comparando dos modelos uno considerando la interacción y otro sin considerarla se vio que al aplicar el acelerograma de Manzanillo que es el que produce fuerzas cortantes más grandes en las pilas, contrario a lo esperado se incrementaron las fuerzas cortantes que actúan en las pilas, con lo cual se incrementan también los posibles daños en las mismas.

Otro punto importante es que si no se tiene cuidado al modelar los estribos se puede producir un empotramiento que para el puente Pinzandarán subestima las fuerzas cortantes en la pila 2 y la pila 6.

Si revisamos las gráficas de los aisladores podemos ver que el comportamiento de éstos es casi lineal por lo que no existe una gran disipación de energía, que es la causa de por qué este tipo de aisladores no son adecuados para el puente Pinzandarán, una opción para mejorar el funcionamiento de los aisladores para este caso en particular podría ser que éste tenga un punto de fluencia menor para que así el aislador disipe mayor cantidad de energía, además produciría que la estructura en general tenga una rigidez menor provocando que su periodo aumente y con esto lograr una disminución en las fuerzas cortantes máximas producidas por el sismo.

En la literatura se recomienda que al colocar aisladores se produzca un aumento en el periodo del orden de tres, para que el aislador tenga un buen rendimiento y en el caso de los aisladores utilizados en el puente Pinzandarán el incremento en el periodo fue muy poco: de 1.258 segundos (en el modelo que considera la interacción suelo-estructura) a 1.403 (en el modelo que considera la interacción suelo-estructura y aisladores).

INDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Vista del puente Pinzandarán	3
Figura 1.2 Croquis de localización del puente Pinzandarán	3
Figura 1.3 Vista de parte del Arroyo Pinzandarán	4
Figura 1.4 Croquis de localización del puente Pinzandarán	5
Figura 1.5 Localización de los apoyos del puente Pinzandarán	6
Figura 1.6 Vistas de los apoyos del puente Pinzandarán	7
Figura 1.7 Primero y sexto claro del puente Pinzandarán	8
Figura 1.8 Armadura inferior del puente Pinzandarán en el primer y sexto claro	8
Figura 1.9 Armadura paralela al eje del puente	9
Figura 1.10 Dimensiones y tipos de secciones utilizadas en el puente Pinzandarán	10
Figura 1.11 Armaduras laterales de puente Pinzandarán	11
Figura 1.12 Armadura lateral del claro uno y sexto del puente Pinzandarán	11
Figura 1.14 Claro del apoyo 2 al 3 del puente Pinzandarán	12
Figura 1.15 Elementos del claro del apoyo 2 al 3 del puente Pinzandarán	12
Figura 1.16 Claro del apoyo 3 al 6 del puente Pinzandarán	13
Figura 1.17 Elementos del claro del apoyo 3 al 6 del puente Pinzandarán	13
Figura 1.18 Sección de viga de concreto presforzado del puente Pinzandarán	13
 Figura 2.1 Clasificación de sistemas de control de vibraciones (Bucle, 2000)	 14
Figura 2.2 Respuesta sísmica de un puente convencional y de un puente con aislamiento sísmico	16
Figura 2.3 Aislador laminar	17
Figura 2.4 Aislador laminar con corazón de plomo	17
Figura 2.5 comportamiento bilineal de un aislador laminar con corazón de plomo	17
Figura 2.6 Sistema de péndulo de fricción	18
Figura 2.7 a) viga sometida a flexión, b) viga en voladizo sometida a flexión, c) viga a torsión	20
Figura 2.8 Amortiguador por Extrusión de plomo	20
Figura 2.9 Grafica tensión-deformación para un material vicoelástico	21
Figura 2.10 Amortiguador de fluido viscoso	21
Figura 2.11 Modelo del amortiguador	23
Figura 2.12 Modelo del elemento Gap	23
Figura 2.13 Modelo del elemento Hook	24
Figura 2.14 Relación fuerza-deformación del modelo plástico de Wen	24
Figura 2.15 Elementos que conforman la grafica fuerza-deformación de un elemento multilínea	25
Figura 2.16 Relación fuerza-desplazamiento del elemento multilínea	26
Figura 2.17 propiedades del aislador rubber	27
Figura 2.18 representación del aislador de péndulo de fricción	28
Figura 2.19 Aislador multirrotacional deslizante propuesto en el modelo del puente Pinzandarán	28
Figura 2.20 Ciclo histerético del aislador propuesto	29
Figura 2.21 Rigideces efectivas obtenidas en 20 ciclos	29
Figura 2.22 Energía disipada registrada en 20 ciclos	30
Figura 2.23 Obtención de la rigidez efectiva y amortiguamiento equivalente	30

Figura 3.1 Modelo considerando la interacción suelo-estructura	32
Figura 3.2 Efecto de la interacción cinemática	34
Figura 3.3 Sistema equivalente para tomar en cuenta la interacción suelo-estructura	34
Figura 4.1 Modelo del puente Pinzandarán	39
Figura 4.2 Modelo simplificado del puente Pinzandarán	40
Figura 4.3 Nombres asignados a las pilas del puente Pinzandarán para su análisis	41
Figura 4.4 Ubicación de los aisladores en estudio	41
Figura 4.5 Dirección de los análisis sísmicos en el modelo del puente Pinzandarán	42
Figura 4.6 Comparación de la participación de la masa en el modelo completo y el simplificado	43
Figura 4.7 Cortante producido por el acelerograma de Manzanillo en la dirección u2	44
Figura 4.8 Desplazamiento producido por el acelerograma de Manzanillo en la dirección u2	45
Figura 4.9 Comportamiento de los aisladores en el modelo completo (Manzanillo u2)	46
Figura 4.10 Comportamiento de los aisladores en el modelo simplificado (Manzanillo u2)	47
Figura 4.11 Cortante producido por el acelerograma de Manzanillo en la dirección u1	48
Figura 4.12 Desplazamiento producido por el acelerograma de Manzanillo en la dirección u1	49
Figura 4.13 Comportamiento de los aisladores en el modelo simplificado (manzanillo u1)	50
Figura 4.14 Comportamiento de los aisladores en el modelo completo (manzanillo u1)	51
Figura 4.15 Modos de vibrar del modelo sin aisladores (dirección u2)	53
Figura 4.16 Modos de vibrar del modelo con aisladores (dirección u2)	53
Figura 4.17 Nombres asignados a cada uno de los apoyos	57
Figura 4.18 Modos de vibrar del modelo considerando interacción suelo-estructura	58
Figura 4.19 Modos de vibrar del modelo considerando interacción suelo-estructura y aisladores	61

INDICE DE TABLAS

Tabla 1.1 Características geométricas de las pilas del puente Pinzandarán	6
Tabla 1.2 Dimensiones de la cimentación del puente Pinzandarán	6
Tabla 4.1 Comparación de la fuerza cortante entre un modelo con aislador y otro sin aislador en la dirección u2	52
Tabla 4.2 Valor de los resortes que representan al suelo	56
Tabla 4.3 Comparación entre el modelo que considera la interacción suelo-estructura y el modelo con base empotrada (dirección u2)	59
Tabla 4.4 Comparación entre el modelo que considera la interacción suelo-estructura y el modelo con base empotrada (dirección u1)	59
Tabla 4.5 Comparación del modelo con aisladores y sin estos tomando en cuenta la interacción suelo-estructura (dirección u2)	60
Tabla 4.6 Comparación del modelo con aisladores y sin estos tomando en cuenta la interacción suelo-estructura (dirección u1)	60

BIBLIOGRAFIA

Hall W. S., (2003), "Twenty Five Years of Boundary Elements for Dynamic Soil-Structure Interaction.", Boundary Element Methods for Soil-Structure Interaction, London, Pp 1-57.

Jerome J. C., (2003), "Introduction to Structural Motion Control", Pretice Hall, New Jersey, Pp. 313-319

Jara M. y Casas J. R., (2002), "Criterio de Diseño de Puentes con Aisladores y Disipadores de Energía", Monografía de Ingeniería Sísmica, CIMNE, Barcelona, España, Pp. 41.

Bucle I. G., (2000), " Passive Control of Seismic Loads", Twelfth World Conference on Earthquaker Engineering. Nueva Zelanda. Artículo nº 2825.

Sap 2000 Versión 9.0.3, (2000), University of California, Bekeley.

Priestley, M. J. N., Seible, F., y Calvi, G. M., (1996), "Seismic Design and Retrofit of Bridges", Estados Unidos, Pp.466-467.

Chopra A. K., (1995), "Isolation Systems", Dynamics of Structures, New Jersey, Pp. 683.

MDS-CFE, (1993), "Diseño por Sismo", Manual de Diseño de Obras Civiles, Comisión Federal de Electricidad e Instituto de Investigaciones Eléctricas, México.

Bazán E. y Meli R., (1991), "Interacción Suelo-Estructura", Manual de Diseño Sísmico de Edificios, México, Pp. 146-148.

Nagarajaiah S., Reinhom A. M. y Constantinou M. C., (1991), " Nonlinear Dynamic Analysis of Three-dimensional Base Isolated Structures", Nacional Center for Earthquaker Engineeringresearch, State University of New Cork at Buffalo.

Wen Y. K., (1976) "Method for Random Vibration of Hysteretic Systems" Journal of the Engineering Mechanics Division.

Malvern L. E., (1969), "Introduction to the Mechanics of a Continuous Medium", Prentice-Hall, New Jersey.

E. Rosenblueth, "Interacción Cinemática" Diseño de Estructuras Resistentes a Sismo, México, Pp. 320.