

81190



FACULTAD DE INGENIERÍA
DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO

**EFFECTOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA
CONSIDERANDO LA FLEXIBILIDAD DEL SUELO Y EL
DESPRENDIMIENTO PARCIAL DE LA CIMENTACIÓN**

JUAN CARLOS BOTERO PALACIO

TESIS

PRESENTADA A LA DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE
POSGRADO DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA DE LA
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

COMO REQUISITO PARA OBTENER
EL GRADO DE

DOCTOR EN INGENIERÍA

280318

DIRECTOR DE TESIS: DR. DAVID MURIÀ VILA

CIUDAD UNIVERSITARIA, JUNIO DEL 2000



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

A Cristina por su apoyo incondicional

A mis padres, Andrés y Judith

A mi hermana, Margarita

A Felipe y Esperanza

A los familiares y amigos

A Néstor Maya Uribe

A todos ellos, Gracias

... Así salieron del sitio en que hasta entonces habían sido prisioneros. Al cruzar las cimas sufrieron, con dolor indecible, el frío de aquellos lugares, porque el fuego que traían consigo se extinguió. Esto fue una fatalidad y una prueba. Tuvieron que detenerse. A punto estuvieron de regresar. Balam Quitzé, le dijo desesperado a Tojil: "Danos otra vez el fuego que nos legaste, porque mis gentes parecen de frío". Tojil le respondió: "No debes afligirte, ni desesperarte, porque en su hora tendrán el fuego que habéis perdido, fortalece, mientras tanto, tu paciencia; las privaciones que tenéis no se prolongarán mucho tiempo". Al notar tan resignado dolor, Tojil, en la oscuridad que le era propicia, con una piedra golpeo el cuero de su sandalia, y de ella, al instante, brotó una chispa, luego un brillo y enseguida una llama y el nuevo fuego lució esplendoroso ...

*POPOL VUH
Antiguas leyendas del Quiche*

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN
2. ANÁLISIS DE LOS MODELOS DE DOS RESORTES Y DE WINKLER
 - 2.1. Modelo de dos resortes
 - 2.1.1. Ecuaciones dinámicas del movimiento
 - 2.1.2. Condiciones para el inicio del desprendimiento
 - 2.1.3. Condiciones para la terminación del desprendimiento
 - 2.1.4. Aplicación del modelo de dos resortes a un edificio instrumentado
 - 2.2. Modelo de Winkler
 - 2.2.1. Ecuaciones dinámicas del movimiento
 - 2.2.2. Aplicación del modelo de Winkler a un edificio instrumentado
 - 2.3. Comparación de resultados obtenidos
 - 2.4. Comentarios
3. DESCRIPCIÓN DEL MODELO PROPUESTO
 - 3.1. Ecuaciones dinámicas del movimiento
 - 3.2. Condiciones para el inicio del desprendimiento
 - 3.3. Evaluación de las funciones de impedancia de la cimentación
 - 3.4. Evaluación de las rigideces y amortiguamientos verticales y de cabeceo cuando ocurre el desprendimiento
4. DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS DE CONTACTO EN LA CIMENTACIÓN
 - 4.1. Introducción
 - 4.2. Distribuciones de fuerzas de contacto en la cimentación
 - 4.2.1. Distribución de fuerzas de contacto ocasionada por una fuerza vertical
 - 4.2.2. Distribución de fuerzas de contacto ocasionada por un momento de volteo
 - 4.3. Modelo de distribución de fuerzas propuesto
 - 4.3.1. Distribución de fuerzas F_{vi}
 - 4.3.2. Distribución de fuerzas F_{ci}
 - 4.3.3. Inicio del desprendimiento
5. VALIDACIÓN DEL MODELO PROPUESTO
 - 5.1. Validación de la distribución de fuerzas de contacto
 - 5.1.1. Descripción del modelo de elementos finitos
 - 5.1.2. Distribución de fuerzas de contacto ocasionada por una fuerza vertical
 - 5.1.3. Distribución de fuerzas de contacto ocasionada por un momento
 - 5.1.4. Inicio del desprendimiento
 - 5.1.5. Desprendimiento de la cimentación
 - 5.2. Validación de las respuestas estructurales

- 5.2.1. Vibración libre de estructuras sometidas a una velocidad inicial
- 5.2.2. Vibración libre de estructuras sometidas a un ciclo de pulsos rectangulares
 - 5.2.2.1. Diseño de estructuras
 - 5.2.2.2. Estructuras existentes
- 5.2.3. Influencia de los efectos $P-\Delta$ en la respuesta de una estructura

6. ESTUDIO PARAMÉTRICO

- 6.1. Definición de parámetros adimensionales
- 6.2. Selección de valores paramétricos
- 6.3. Tipo de suelo
- 6.4. Tipo de excitación
- 6.5. Resultados obtenidos
 - 6.5.1. Zona del lago
 - 6.5.2. Zona de transición

7. APLICACIÓN DEL MODELO PROPUESTO

- 7.1. Revisión de los mecanismos de falla
 - 7.1.1. Mecanismo de falla de la cimentación
 - 7.1.2. Mecanismo de falla por volteo
- 7.2. Aplicación del modelo propuesto al edificio JAL
 - 7.2.1. Descripción del edificio JAL
 - 7.2.2. Modelación y resultados del edificio JAL
- 7.3. Aplicación del modelo propuesto al edificio ZAC
 - 7.3.1. Descripción del edificio ZAC
 - 7.3.2. Modelación y resultados del edificio ZAC

8. DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES

9. RECONOCIMIENTO

10. REFERENCIAS

APÉNDICE A: EFECTO DE LAS ACELERACIONES VERTICALES

APÉNDICE B: PROGRAMA DE CÓMPUTO DEL MODELO PROPUESTO

APÉNDICE C: CÁLCULO DE LA RIGIDEZ Y EL AMORTIGUAMIENTO
DINÁMICO DE UNA CIMENTACIÓN EMBEBIDA CON PILOTES
DE FRICCIÓN

RESUMEN

Para evaluar los efectos inerciales de interacción suelo-estructura (ISE), es necesario estimar la importancia de la flexibilidad del suelo, y el posible desprendimiento parcial de la cimentación. Los efectos producidos por la flexibilidad del suelo han sido ampliamente estudiados, sin embargo, los causados por el desprendimiento de la base han sido poco estudiados, y las investigaciones desarrolladas sobre el tema, indican que se pueden obtener reducciones importantes en las deformaciones de entrepiso, respecto a las que se presentarían cuando no se considera dicho efecto.

No obstante, los modelos propuestos en la literatura, no toman en cuenta: la dependencia de la rigidez dinámica con la frecuencia de excitación y su reducción asociada a la pérdida del área de contacto, la distribución de la rigidez en la base (necesaria para evaluar el acoplamiento entre los movimientos de cabeceo y vertical), la variación de la inercia rotacional al variar el centro de rotación, y la posibilidad de falla del suelo que permanece en contacto.

Para tomar en cuenta los anteriores aspectos, se realizó una investigación sobre los efectos ISE incluyendo la flexibilidad del suelo y el desprendimiento parcial de su cimentación, en la cual se desarrolló un modelo dinámico que permite evaluar la respuesta, en el dominio del tiempo, de edificios con diferentes tipos de cimentación.

Una vez definido el modelo dinámico, se propuso el empleo de una distribución de fuerzas de contacto y se determinó el instante en el que se inicia el desprendimiento. Al ocurrir dicho efecto, se produce una reducción gradual del área de contacto, lo que hace necesario calcular paso a paso, las rigideces dinámicas de la cimentación, provocando un cambio de su centro de rotación. Esto implica que para cada instante de tiempo en que la cimentación permanece desprendida, se debe evaluar el acoplamiento entre los movimientos de cabeceo y vertical. Luego se realizó un proceso de validación con el objeto de obtener respuestas confiables del modelo propuesto.

Para definir la influencia de las características del modelo, se realizó un estudio paramétrico. Los resultados obtenidos para las zonas del lago y de transición de la ciudad de México, indican que el desprendimiento se puede presentar en diferentes tipos de estructuras y está asociado a la resonancia del sistema, de tal forma que la amplitud de la excitación y el período dominante del sitio, son factores determinantes en la ocurrencia de dicho efecto. Se pudo determinar que los parámetros más influyentes en la reducción de las deformaciones máximas de entrepiso son, en su orden de importancia, la rigidez relativa entre el suelo y la estructura, la profundidad relativa, la profundidad de desplante y la relación de aspecto.

Por último se realizó la aplicación del modelo propuesto para dos estructuras reales, en las cuales se verificó la capacidad de la cimentación.

ABSTRACT

In order to compute the inertial effects in the soil-structure interaction (SSI), it is necessary to evaluate the importance of soil flexibility and the possible partial uplift at the foundation. Rigorous analysis procedures have been developed to include SSI effects arising from soil flexibility, however, few works have studied what could have happened to structures that present uplift. All of them show that important reductions in structural deformations are obtained in contrast to the behavior of the same structure without considering the uplift effect.

Nevertheless, the proposed models in the literature do not consider: (1) the frequency dependence of the dynamic stiffness and the reduction associated with the reduction of the contact area, (2) the distribution of the dynamic stiffness along the base (necessary to evaluate the coupling between the rocking and vertical motions), (3) the variation of the rotational inertia with the center of rotation, (4) and the possibility of soil failure.

To take into account these aspects, an investigation on the SSI effects was carried out including the soil flexibility and the foundation partial uplift. A dynamic model was developed in this work which allow to evaluate the time domain response of buildings founded in soft soils using different types of foundation.

Once the dynamic model was defined, it proposed a contact distribution of stresses and it determined the instant that uplift start. At happen the uplift, there is a gradual reduction of the contact area that makes necessary to compute step by step the dynamic stiffness of the foundation, yielding a change of the center of rotation. Therefore, it is necessary to propose at each instant a distribution of stiffness at the base, in order to evaluate the coupling between the rocking and vertical motions. A validation of model that permit to obtain response trusty of the proposed model was developed.

Results indicate that the uplift effect could be present in several structures during earthquakes, causing important reductions in structural deformations, which could be considered as beneficial, provided that the soil does not fail.

In order to determine the influence of model parameters in the response, it was carried out a parametric study. The results obtained for the lake and transition zones in Mexico City, indicates that the uplift could be presented in several types of structures. The uplift is associated with the resonance of the system, so the amplitude of the excitation and the dominant period of the place, are decisive factors in the uplift occurrence. It was determined that the most influential parameters in the reduction of the structure deformations are, in their order of importance, the relative rigidity between the soil and the structure, the relative depth, the depth of embedment and the aspect ratio.

Lastly it was carried out the application of the model proposed for two real structures, in which the capacity of the foundation was verified.

1. INTRODUCCIÓN

Para calcular la respuesta de un edificio sometido a cualquier excitación, es necesario evaluar la importancia de los efectos inerciales de interacción suelo-estructura (ISE) debidos a la flexibilidad del suelo. Para este caso existe un gran número de investigaciones que permiten modelar dicho efecto. Sin embargo, cuando una estructura es sometida a una excitación, se genera un momento de volteo en la base que puede ser mayor que el momento resistente de la cimentación y generar el desprendimiento parcial.

Existen evidencias que permiten afirmar que el desprendimiento parcial de la cimentación se ha presentado en algunas estructuras ante sismos intensos, como los de Arvin Tehachapi en 1952, Alaska en 1964, Valle Imperial en 1979 (Psycharis y Jennings, 1983). También hay informes que señalan efectos de desprendimiento en estructuras que han sido instrumentadas en su cimentación (Ganev *et al*, 1995).

Una de las primeras investigaciones que tomó en cuenta la pérdida de contacto parcial con el suelo fue presentada por Housner (1963) quien estudió el comportamiento dinámico de bloques rígidos e hizo notar los posibles efectos benéficos cuando ocurre dicho efecto. Posteriormente, Weissmann (1972) presentó un procedimiento para calcular el giro necesario para el inicio el desprendimiento. Este estudio compara los valores del giro crítico obtenidos mediante el empleo de una fundación apoyada sobre un semi-espacio y otra apoyada en un medio de Winkler.

Meek (1975) realizó una investigación sobre los efectos de desprendimiento, en estructuras flexibles no amortiguadas apoyadas en suelos rígidos. Estas estructuras fueron modeladas mediante un oscilador de un grado de libertad. Los resultados indican que se obtienen reducciones importantes en las deformaciones de entrepiso, respecto a las que presentaría la misma estructura cuando no se considera dicho efecto. Luego extendió el anterior estudio a estructuras de varios niveles con muros de concreto reforzado (Meek, 1978). En este estudio se evidencian notables reducciones en las deformaciones de entrepiso cuando ocurre el desprendimiento.

Pruebas de marcos de acero con columnas realizadas en una mesa vibradora (Huckelbridge y Clough, 1978) para estudiar el efecto de desprendimiento de la base, mostraron que al ocurrir este efecto, se produjo una reducción en los daños respecto a los presentados por una estructura similar, a la cual se le impidió el desprendimiento. En estos análisis no se consideró la flexibilidad del suelo.

El primer modelo que toma en cuenta la flexibilidad del suelo y el desprendimiento de la cimentación, es conocido como el modelo de dos resortes. Psycharis y Jennings (1983), Psycharis (1983 y 1991) desarrollaron expresiones mediante procedimientos energéticos, para evaluar el comportamiento de estructuras rígidas, y estructuras flexibles de uno y varios grados de libertad, cuando ocurre desprendimiento. Un modelo más complejo que

representa la flexibilidad del suelo, es conocido como el modelo de Winkler, y emplea una distribución uniforme de fuerzas de contacto (Psycharis y Jennings, 1983). Los resultados obtenidos con los anteriores modelos indican la ocurrencia de reducciones importantes en las deformaciones de entrepiso.

Yim y Chopra (1984 a y 1984 b) y Chopra y Yim (1985) demostraron que los efectos benéficos que se pueden presentar en estructuras apoyadas en suelo flexible susceptibles al desprendimiento, dependen de los parámetros del sistema y de las características de la excitación. Dowrick (1987) sugiere que la flexibilidad necesaria para reducir la respuesta de sistemas con aislamiento, puede ser obtenida al permitir que parte de la estructura se desprenda del suelo durante un movimiento sísmico.

No obstante, los modelos anteriores no toman en cuenta: la dependencia de la rigidez y el amortiguamiento suelo-estructura con la frecuencia de excitación y su reducción asociada a la pérdida del área de contacto, la distribución real de fuerzas de contacto en la base y la variación de la inercia rotacional al ir cambiando el centro de rotación.

Con base en lo anterior, en esta investigación se pretende estudiar el comportamiento estructural de edificios, mediante un modelo analítico que permita evaluar la importancia de los efectos inerciales de interacción suelo-estructura debidos a la flexibilidad del suelo y del desprendimiento parcial de su cimentación en la respuesta estructural. En dicho modelo se tomará en cuenta la distribución de fuerzas de contacto en la base. También se considerarán las variaciones de las rigideces y amortiguamientos dinámicos asociados a los efectos ISE en función de la reducción del área de contacto y de la frecuencia de excitación. Se evaluarán los términos de acoplamiento entre los movimientos de cabeceo y vertical. Además, se incluirán los cambios del eje de rotación de la cimentación y de su inercia rotacional ocasionados por la pérdida paulatina de rigidez y amortiguamiento asociada a dichos efectos. En este estudio se desprecian los efectos cinemáticos de interacción suelo-estructura.

Los alcances del estudio son:

- Hacer una revisión detallada de los modelos de dos resortes y de Winkler, con el fin de determinar sus alcances y limitaciones.
- Desarrollar un modelo dinámico que permita obtener la respuesta de edificios desplantados en suelos blandos, en el cual se incluyan los efectos ISE por la flexibilidad del suelo y el desprendimiento parcial de la cimentación.
- Evaluar las rigideces y amortiguamientos asociadas a los efectos ISE, considerando en forma aproximada, sus variaciones con la frecuencia de excitación, y la reducción del área de contacto cuando ocurre el desprendimiento.

- Definir una distribución de fuerzas de contacto necesaria para establecer el instante en que se inicia el desprendimiento y para evaluar las reducciones del área cuando se presenta dicho efecto.
- Calcular los términos de acoplamiento entre los movimientos de cabeceo y de traslación vertical, los cuales son los responsables de definir la respuesta de una estructura cuando se presenta el desprendimiento.
- Definir la influencia que presenta el componente de aceleración vertical, en la respuesta del sistema.
- Elaborar programas de cómputo que permitan evaluar la respuesta estructural de edificios en el dominio del tiempo, mediante los procesos que definen el modelo de dos resortes, el modelo de Winkler y el modelo propuesto.
- Comparar las respuestas calculadas con el modelo propuesto y con las reportadas en la literatura cuando se consideran los efectos ISE con y sin el desprendimiento parcial de la base.
- Realizar aplicaciones prácticas del modelo propuesto, referente al diseño de nuevas estructuras o a la verificación de estructuras existentes.
- Verificar la influencia que pueden presentar los efectos $P-\Delta$ en la respuesta de algunas estructuras, cuando se considera o no el desprendimiento parcial de la cimentación.
- Realizar un estudio paramétrico para evaluar las variaciones que se presentan en los valores máximos de las respuestas estructurales de edificios típicos, construidos sobre diferentes tipos de suelos, cuando ocurre el desprendimiento parcial de la cimentación.
- Emplear el modelo propuesto para evaluar la respuesta estructural de dos edificios, con el fin de determinar las condiciones necesarias para que se presente el desprendimiento de la base y sus posibles efectos. En los dos casos se determinó la capacidad de la cimentación, para verificar la ocurrencia de un posible mecanismo de colapso.

2. ANÁLISIS DE LOS MODELOS DE DOS RESORTES Y DE WINKLER

Los modelos propuestos que consideran la flexibilidad del suelo y el desprendimiento parcial de la cimentación, corresponden al modelo de dos resortes y al modelo de Winkler (Psycharis y Jennings, 1983). En este trabajo se ilustran ambos modelos y se presenta la aplicación a un edificio instrumentado de la ciudad de México (Meli *et al*, 1994).

2.1. Modelo de dos resortes. Este modelo consiste en un oscilador simple en el cual se coloca en cada extremo de la cimentación un amortiguador y un resorte con el objeto de

simular, de una forma relativamente sencilla, los efectos ISE debidos a la flexibilidad del suelo. Este modelo asume que la cimentación es infinitamente rígida y está simplemente apoyada en el suelo. El sistema considerado se muestra en la fig 2.1, donde m_c es la masa efectiva de la superestructura asociada con el modo fundamental de vibración, m_c es la masa de la cimentación, H_c es la altura del centro de gravedad de la primera forma modal, B es la mitad del ancho de la base, K_c y C_c son la rigidez y el amortiguamiento de la estructura, respectivamente, y K_f y C_f son la rigidez y el amortiguamiento del sistema suelo-estructura, respectivamente.

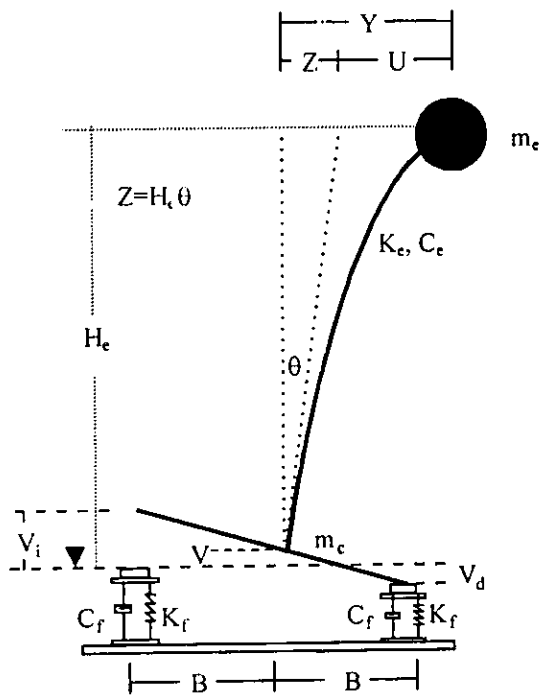


Fig 2.1. Modelo de dos resortes

La configuración deformada está definida por la deformación de entrepiso U , el desplazamiento horizontal debido al cabeceo Z y el desplazamiento vertical del centro de gravedad de la cimentación V . Conocidos los valores de V y Z se pueden definir los desplazamientos verticales del extremo derecho V_d y del extremo izquierdo V_i . El desplazamiento total de la masa Y , es la suma algebraica de U y Z .

2.1.1. Ecuaciones del movimiento del sistema. Cuando la estructura es excitada por una historia de aceleraciones, ésta describe un movimiento que está gobernado por el siguiente sistema de ecuaciones diferenciales:

$$[M]\{\ddot{X}\} + [C]\{\dot{X}\} + [K]\{X\} = \{R\} \dots \dots \dots (2.1)$$

$$\{R\}^T = -\{X_g, X_g, (1+\gamma)g\} \dots \dots \dots (2.2)$$

$$\{X\}^T = \{U, Z, V\} \dots \dots \dots (2.3)$$

Los valores de M, C y K son las matrices normalizadas de masa, amortiguamiento y rigidez, respectivamente, y quedan definidas de la siguiente forma:

$$[M] = \begin{bmatrix} 1 & 1 & 0 \\ 1 & 1 + \frac{\gamma}{3\alpha^2} & 0 \\ 0 & 0 & 1 + \gamma \end{bmatrix} \dots \dots \dots (2.4)$$

$$[C] = \begin{bmatrix} 2\xi\omega & 0 & 0 \\ 0 & \epsilon_1 \xi_f (1+\gamma) (\omega\beta) \alpha^2 & \epsilon_2 \xi_f (1+\gamma) (\omega\beta) \alpha \\ 0 & \epsilon_2 \xi_f (1+\gamma) (\omega\beta) \alpha & \epsilon_1 \xi_f (1+\gamma) (\omega\beta) \alpha \end{bmatrix} \dots \dots \dots (2.5)$$

$$[K] = \begin{bmatrix} \omega^2 & 0 & 0 \\ 0 & \epsilon_1 (1+\gamma) (\omega\beta)^2 2\alpha^2 & \epsilon_2 (1+\gamma) (\omega\beta)^2 2\alpha \\ 0 & \epsilon_2 (1+\gamma) (\omega\beta)^2 2\alpha & \epsilon_1 (1+\gamma) (\omega\beta)^2 2\alpha \end{bmatrix} \dots \dots \dots (2.6)$$

Donde: ω es la frecuencia circular de vibración de la estructura de un grado de libertad con base empotrada, α es la relación de esbeltez (H/B), β es la relación de frecuencias circulares del sistema suelo-estructura y de la estructura con base empotrada (ω_v/ω), γ es la relación de masas de la cimentación y de la estructura (m_c/m_e), ξ es la fracción de amortiguamiento crítico de la estructura, ξ_f es la fracción de amortiguamiento crítico del sistema suelo-estructura, g es la aceleración de la gravedad y X_g es la aceleración horizontal con la cual se excita el modelo. Los valores de ϵ_1 son iguales a 2 y 1, cuando no se considera o se considera desprendimiento, respectivamente; y los valores de ϵ_2 son iguales a -1 y 1, cuando el desprendimiento es hacia el lado izquierdo o derecho, respectivamente, y cuando no hay desprendimiento, es igual a 0.

2.1.2. Condiciones para el inicio del desprendimiento. Al construir una estructura, ésta presenta un desplazamiento vertical inicial V_o , debido a su peso propio. Cuando se le aplica una fuerza horizontal, ésta produce un momento de volteo en la base, el cual ocasiona una reducción en los desplazamientos verticales de alguno de sus extremos, de tal forma que si este valor es igual a cero, implica que el inicio del desprendimiento es inminente. Asociado a esta condición crítica de desprendimiento, es posible obtener valores críticos de la deformación de entrepiso U_{cr} , del desplazamiento por cabeceo Z_{cr} y del desplazamiento total Y_{cr} (Yim y Chopra, 1984).

Además se considera que la capacidad portante del suelo en el extremo que no se desprende es lo suficientemente grande para resistir todo el peso de la estructura debido al desprendimiento del otro extremo de la cimentación.

2.1.3. Condiciones para la terminación del desprendimiento. Cuando la estructura desprendida parcialmente regresa a su posición inicial, se genera un impacto entre el suelo y la cimentación, el cual se asume como un choque perfectamente plástico. Esto implica que tanto la estructura como la cimentación, son capaces de absorber los esfuerzos adicionales generados por el golpeteo con el suelo, sin que se produzcan daños.

2.1.4. Aplicación del modelo de dos resortes a un edificio instrumentado. Para calcular la respuesta de este modelo en el dominio del tiempo, se elaboró un programa de cómputo, el cual emplea el método β de Newmark. La selección de este método se debe a la necesidad de resolver las ecuaciones paso a paso, debido a que el sistema global de ecuaciones que controlan el movimiento no es lineal, ya que cambia cuando se desprende alguno de sus extremos.

Para lograr una aplicación práctica del modelo de dos resortes, se utilizaron los valores que representan las características geométricas y dinámicas de un edificio instrumentado (edificio JAL) de la ciudad de México y que son descritas ampliamente por Meli *et al* (1994). Como excitación del modelo, se empleó el componente N90E del registro SCT, correspondiente al terremoto del 19 de septiembre de 1985. La rigidez y el amortiguamiento de cabeceo fueron calculados por Meli *et al* (1994) con el programa DYNA 2 (Novak *et al*, 1983), el cual considera las propiedades dinámicas de los estratos del suelo y las características de la cimentación. Con estos valores se calcularon los siguientes datos: α igual a 3.024, β igual a 6.25, γ igual a 0.202, ξ igual a 0.01, ξ_f igual a 0.25 y ω igual a 2.45 rad/s.

En la fig 2.2 se presenta la respuesta en el dominio del tiempo del edificio JAL definida por los valores de U , Z , Y , V , V_i , V_d y el índice de desprendimiento, el cual puede tomar valores iguales a 1 ó 0, cuando ocurre o no el desprendimiento de la cimentación, respectivamente. Todos estos valores son positivos cuando el desprendimiento ocurre en el extremo izquierdo y negativos cuando es hacia el extremo derecho.

En esta figura se observa que la respuesta del modelo ante el registro SCT, la estructura presenta desprendimiento de la cimentación. El efecto de desprendimiento ocurre durante 10 s (entre los 50 y 60 s) y corresponde prácticamente a la fase más intensa de la excitación. Es importante resaltar, que las deformaciones de entrepiso U , se reducen en un 50 por ciento, aproximadamente. Esta reducción es benéfica para la estructura y podría ser una explicación por la cual el edificio no sufrió mayores daños durante el sismo de 1985. También se puede observar que el desplazamiento por cabeceo Z , aumenta en un 50 por ciento, aproximadamente, ya que al desprenderse un extremo el giro de la cimentación aumenta.

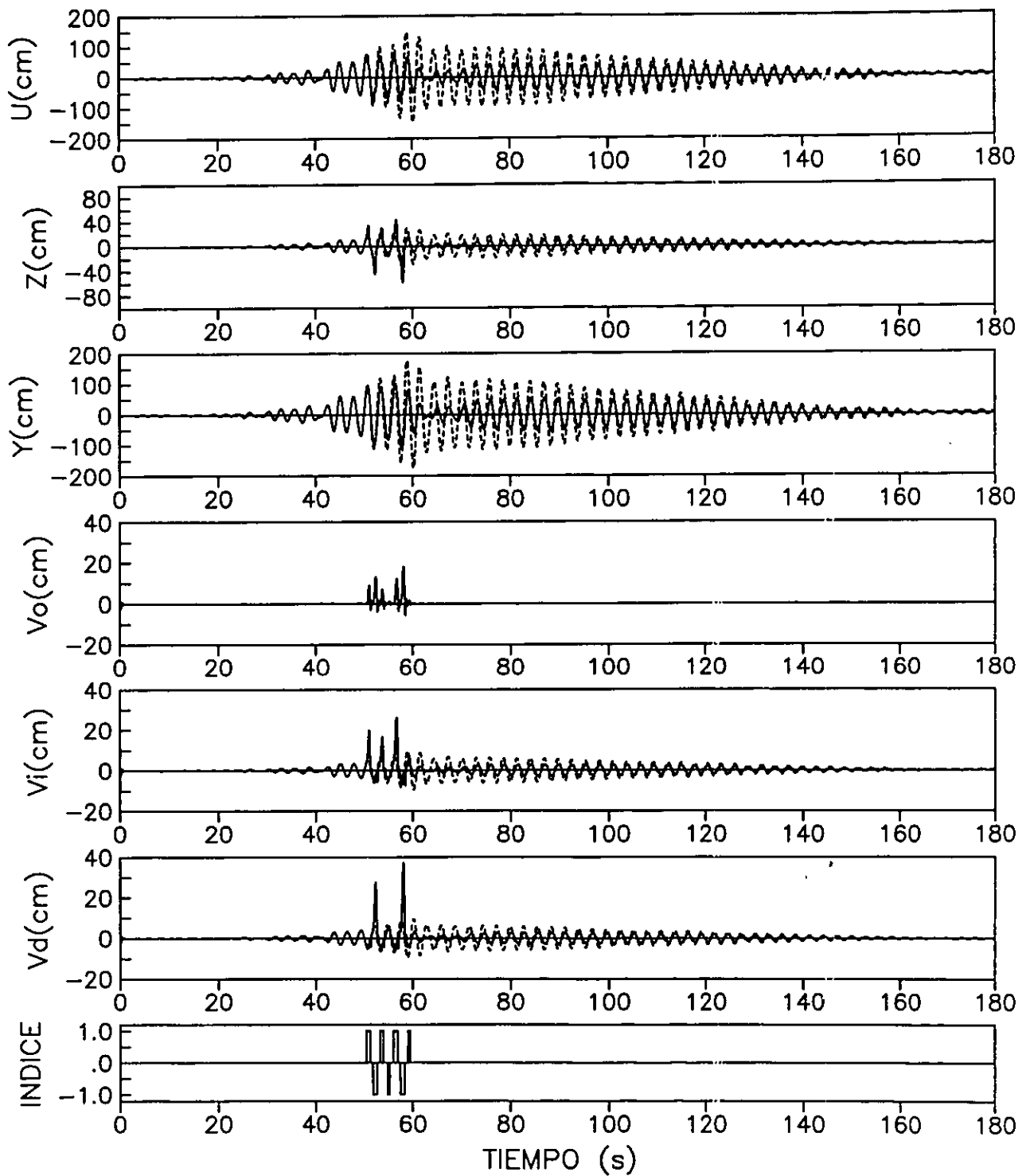


Fig 2.2. Respuesta del edificio JAL con el modelo de dos resortes
 — Con desprendimiento - - - Sin desprendimiento

2.2. Modelo de Winkler. Este modelo es similar al de dos resortes, con la diferencia de que se colocan amortiguadores y resortes uniformemente distribuidos a lo largo de la cimentación, con el objeto de simular los efectos ISE debidos a la flexibilidad del suelo. El sistema considerado se muestra en la fig 2.3.

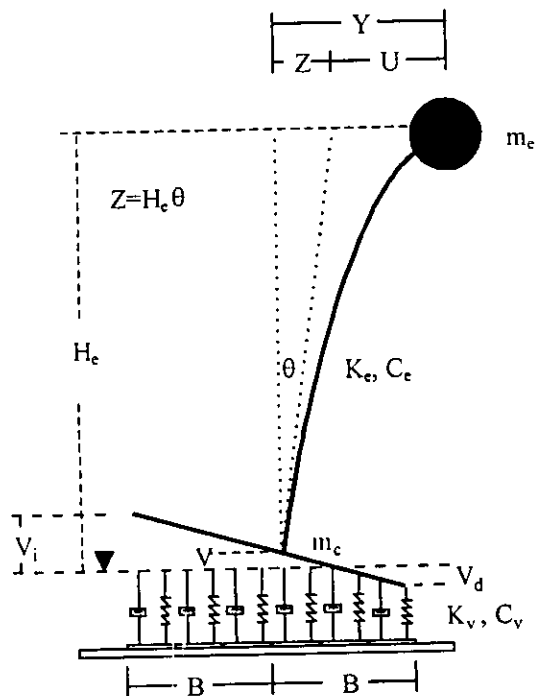


Fig 2.3. Modelo de Winkler

Los términos que representan la rigidez K_v y el amortiguamiento C_v , del sistema suelo-cimentación, son valores distribuidos por unidad de longitud y constituye la diferencia con el modelo de dos resortes (fig 2.1).

Tanto la excitación como la configuración deformada de este modelo, son iguales a las del caso anterior, las cuales fueron definidas en las ecs 2.2 y 2.3.

2.2.1. Ecuaciones del movimiento del sistema. El movimiento está gobernado por el sistema de ecuaciones diferenciales de la ec 2.1, pero las matrices M , C y K difieren del caso anterior y se definen:

$$[M] = \begin{bmatrix} 1 & 1 & 0 \\ 1 & 1 + \frac{\gamma}{3\alpha^2} & 0 \\ 0 & 0 & 1 + \gamma \end{bmatrix} \dots \dots \dots (2.7)$$

$$[C] = \begin{bmatrix} 2\xi\omega & 0 & 0 \\ 0 & (1 + \epsilon_1^3)\xi_v(1 + \gamma)(\omega\beta) & (1 - \epsilon_1^2)\epsilon_2\xi_v(1 + \gamma)(\omega\beta) \\ 0 & (1 - \epsilon_1^2)\epsilon_2\xi_v(1 + \gamma)(\omega\beta) & (1 + \epsilon_1)\xi_v(1 + \gamma)(\omega\beta) \end{bmatrix} \dots \dots \dots (2.8)$$

$$[K] = \begin{bmatrix} \omega^2 & 0 & 0 \\ 0 & (1 + \varepsilon_1^3)(1 + \gamma)(\omega\beta)^2 & (1 - \varepsilon_1^2)\varepsilon_2(1 + \gamma)(\omega\beta)^2 \\ 0 & (1 - \varepsilon_1^2)\varepsilon_2(1 + \gamma)(\omega\beta)^2 & (1 + \varepsilon_1)(1 + \gamma)(\omega\beta)^2 \end{bmatrix} \quad (2.9)$$

Donde: ω es la frecuencia circular de vibración de la estructura de un grado de libertad con base empotrada, α es la relación de esbeltez (H/B), β es la relación de frecuencias circulares del sistema suelo-estructura y de la estructura con base empotrada (ω_v/ω), γ es la relación de masas de la cimentación y la estructura (m_c/m_e), ξ es la fracción de amortiguamiento crítico de la estructura, ξ_v es la fracción de amortiguamiento crítico del sistema suelo-estructura, g es la aceleración de la gravedad y X_g es la aceleración horizontal con la cual se excita el modelo. Los valores de ε_1 son iguales a 1 y a $\varepsilon_2 V\alpha/Z$, cuando no se considera o se considera desprendimiento, respectivamente; y los valores de ε_2 son iguales a -1 y 1, cuando el desprendimiento es hacia el lado izquierdo o derecho, respectivamente, y cuando no hay desprendimiento, éste valor es igual a 0. Las hipótesis asumidas para el inicio y la terminación del desprendimiento, son iguales a las del caso anterior.

2.2.2. Aplicación del modelo de Winkler a un edificio instrumentado. Para calcular la respuesta de este modelo en el dominio del tiempo, también se elaboró un programa de cómputo, el cual emplea el método β de Newmark. La selección de este método se debe a la necesidad de resolver las ecuaciones paso a paso, debido a que el sistema global de ecuaciones que controlan el movimiento no es lineal, ya que cambia cuando se desprende alguno de sus extremos. Además, cuando ocurre el desprendimiento, el sistema de ecuaciones varía en cada paso.

Para la excitación de éste modelo, también se empleó el componente N90E del registro SCT de 1985. Las características del edificio son las mismas, únicamente varían los valores de la rigidez y del amortiguamiento del sistema suelo-estructura, debido a que en este caso se consideran resortes y amortiguadores distribuidos uniformemente a lo largo de toda la base. Los valores calculados son iguales a los del modelo anterior, excepto β y ξ_f que son iguales a 10.83 y 0.43, respectivamente.

En la fig 2.4 se presenta la respuesta en el dominio del tiempo del edificio JAL definida por los valores de U , Z , Y , V , V_i , V_d y el índice de desprendimiento, el cual se define como la relación entre la parte de la cimentación que pierde contacto con el suelo, respecto al ancho total de la base. Todos estos valores son positivos cuando el desprendimiento ocurre en el extremo izquierdo y negativos cuando es hacia el extremo derecho.

En esta figura se observa que la respuesta del modelo ante el registro SCT, la estructura presenta desprendimiento de la cimentación. El efecto de desprendimiento ocurre durante 60 s (entre los 40 y 60 s y entre los 80 y 120 s). Es importante resaltar, que la deformación máxima de entrepiso U , se redujo en un 65 por ciento, aproximadamente, siendo mayor a la presentada por el modelo de dos resortes, mientras que el desplazamiento por cabeceo Z , aumenta en un 55 por ciento, aproximadamente.

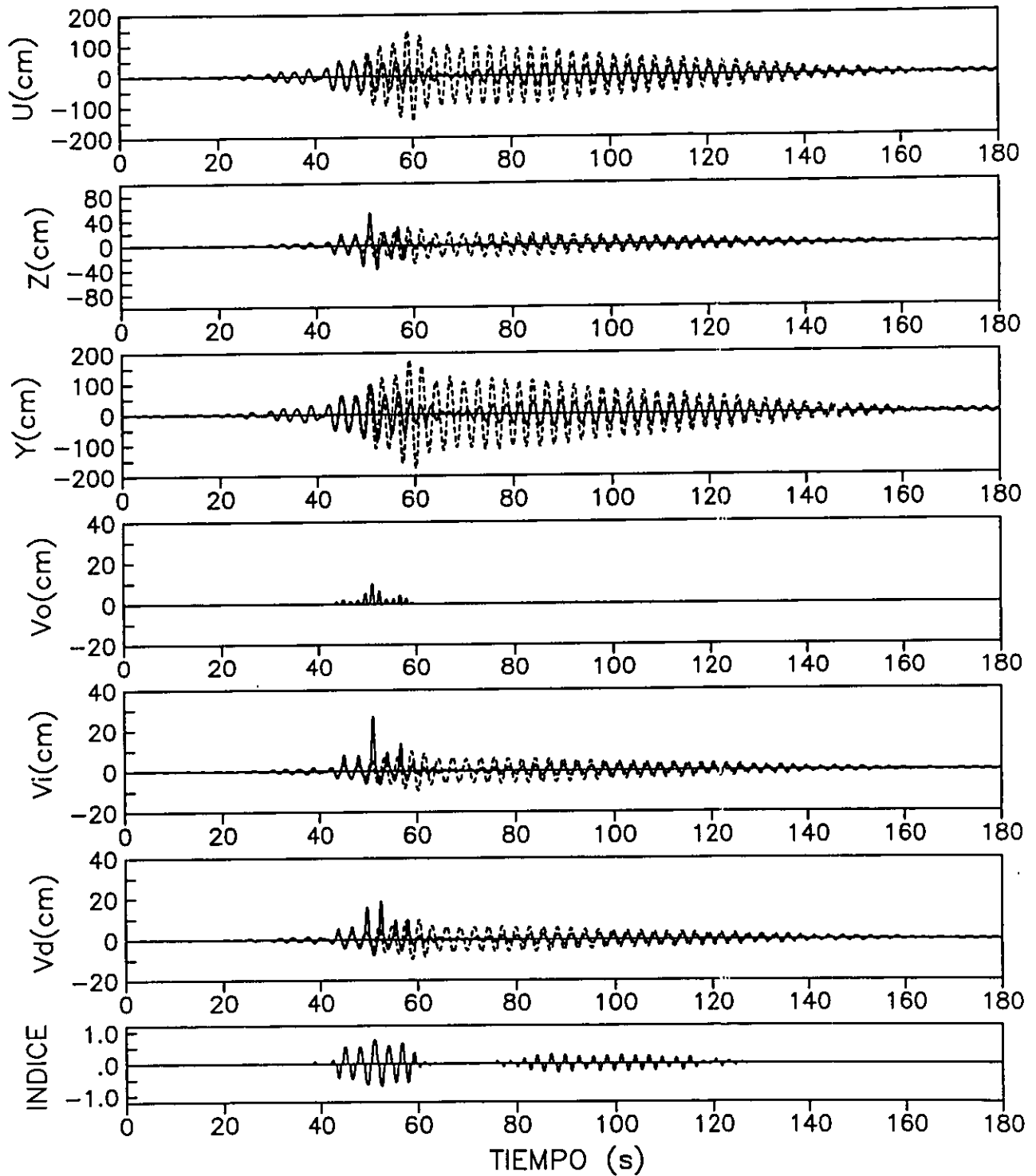


Fig 2.4. Respuesta del edificio JAL con el modelo de Winkler
 — Con desprendimiento - - - Sin desprendimiento

2.3. Comparación de resultados obtenidos. La tabla 2.1 muestra un resumen de los valores máximos obtenidos con los dos modelos para el edificio JAL, donde U/H es la distorsión de entrepiso, Z/H es el giro de la cimentación y Δt es la suma de los intervalos de tiempo donde ocurre el desprendimiento. Los valores máximos no necesariamente ocurren en el mismo instante.

Tabla 2.1. Comparación de los valores máximos obtenidos para el edificio en estudio

	Modelo de dos resortes		Modelo de Winkler	
	Con desprendimiento	Sin desprendimiento	Con desprendimiento	Sin desprendimiento
U (cm)	79.50	148.30	52.37	148.30
Z (cm)	58.00	28.80	51.81	28.80
Y (cm)	109.50	177.10	95.86	177.10
V_i(cm)	26.00	9.50	25.34	9.50
V_d(cm)	37.00	9.50	17.23	9.50
U/H	0.0260	0.0490	0.0173	0.0490
Z/H	0.0192	0.0095	0.0171	0.0095
Δt (s)	10	0	60	0

Al utilizar el modelo de dos resortes, tanto la deformación máxima de entrepiso U , como el desplazamiento total de la estructura Y , se reducen considerablemente, siendo esto benéfico para la estructura en la dirección analizada. Sin embargo, cuando se emplea el modelo de Winkler ocurre una mayor reducción de éstos parámetros.

También se puede ver que el desplazamiento horizontal por cabeceo y los desplazamientos verticales de ambos extremos aumentan mucho más cuando se utiliza el modelo de dos resortes respecto al modelo de Winkler. Este aumento es debido a que giro de la cimentación es mayor.

La variación de los valores máximos presentados, hace notar la diferencia entre asumir dos resortes puntuales y una serie de resortes distribuidos uniformemente en la cimentación.

2.4. Comentarios. Los resultados obtenidos por los dos modelos analizados muestran que el desprendimiento de la cimentación en ciertas estructuras puede resultar benéfico para el comportamiento estructural. Sin embargo, cuando una parte de la cimentación se desprende hay una redistribución de fuerzas en la parte que permanece en contacto, por lo que los elementos estructurales de los extremos deberán resistir esfuerzos adicionales, no considerados en el diseño, y el suelo en contacto deberá tener la capacidad de resistir el peso del edificio.

Luego de analizar las hipótesis y los procedimientos utilizados por ambos modelos, fue posible identificar las siguientes limitaciones:

- En los dos casos presentados, se asume que tanto las rigideces de los resortes como los amortiguamientos asociados a los efectos ISE, son constantes e independientes de la

frecuencia de excitación y del área de contacto; sin embargo, estos valores sí son dependientes de dichos parámetros.

- Ninguno de los modelos toma en cuenta la variación de la inercia rotacional, al reducirse el ancho de la base en contacto, cuando ocurre el desprendimiento.
- En modelo de dos resortes considera fuerzas puntuales en la cimentación y el modelo de Winkler asume una distribución uniforme de fuerzas de contacto, la cual no es consistente con la distribución real de fuerzas en la base (Borowicka, 1936).
- Los dos modelos analizados consideran que la cimentación está simplemente apoyada en el suelo y que no presenta movimientos de traslación horizontal. Esto no es válido cuando se pretende analizar una estructura que está cimentada mediante cajón con o sin pilotes.
- El modelo de dos resortes presenta solamente un resorte en cada extremo de la cimentación. Esto indica que cuando se desprende un extremo de la cimentación, el peso total de la estructura, debe ser resistido por el extremo que permanece en contacto. En el caso del modelo de Winkler ocurre lo mismo, pero con la diferencia de que el peso total de la estructura, debe ser resistido por el suelo bajo el área que permanece en contacto. En ambos casos, no se impone ninguna limitación respecto a la capacidad portante del suelo.

3. DESCRIPCIÓN DEL MODELO PROPUESTO

Para tomar en cuenta las limitaciones señaladas en el capítulo anterior, se propone un modelo que consiste en un oscilador simple en el cual se colocan resortes y amortiguadores a lo largo de una base infinitamente rígida, con el objeto de modelar los efectos ISE. El sistema estudiado se muestra en la fig 3.1, donde m_e es la masa equivalente de la superestructura asociada al modo fundamental de vibración, m_c es la masa de la cimentación, H_e es la altura equivalente de la estructura medida de la base de la cimentación al centro de gravedad de la primera forma modal, B es la mitad de la dimensión menor de la cimentación rectangular, K_e y C_e son la rigidez y el amortiguamiento de la estructura, respectivamente, y $S(\omega)$ es la función de impedancia del sistema suelo-cimentación para excitaciones armónicas con frecuencia circular ω .

La configuración deformada está definida por la deformación de la estructura U , el desplazamiento de traslación horizontal X , el desplazamiento de m_e debido al cabeceo Z , y el desplazamiento vertical del centro de la cimentación V . Conocidos estos valores y la posición del centro de rigidez (X_{cg}, Y_{cg}) de la cimentación, se pueden definir los desplazamientos verticales del extremo derecho V_d y del extremo izquierdo V_i .

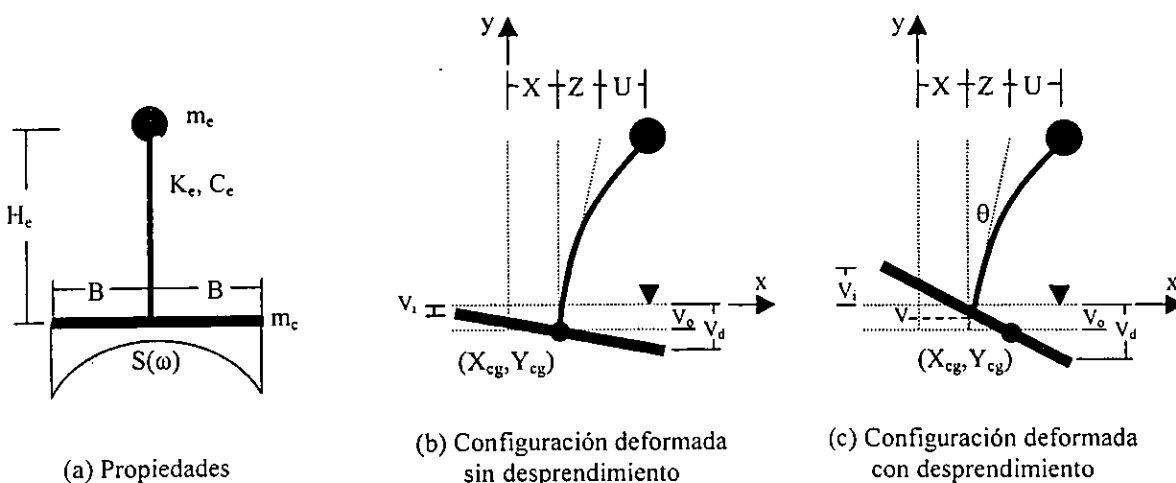


Fig 3.1. Modelo propuesto

3.1. Ecuaciones dinámicas del movimiento. Cuando la estructura es excitada por una historia de aceleraciones, ésta describe un movimiento que está gobernado por la siguiente ecuación diferencial, la cual considera los efectos P- Δ :

$$[M]\{P\} + [C]\{P\} + [K]\{P\} = \{R\} \dots\dots\dots (3.1)$$

$$\{R\}^T = \{R_u, R_x, R_z, R_v\} \dots\dots\dots (3.2)$$

$$\{P\}^T = \{U, X, Z, V\} \dots\dots\dots (3.3)$$

$$R_u = -m_e X_g + m_e (g + Y_g + V) \left(\frac{U + Z}{H_e} \right) \dots\dots\dots (3.4)$$

$$R_x = -(m_e + m_c) X_g \dots\dots\dots (3.5)$$

$$R_z = - \left(\frac{m_e H_e + m_c D}{H_e} \right) X_g + m_e (g + Y_g + V) \left(\frac{U + Z}{H_e} \right) \dots\dots\dots (3.6)$$

$$R_v = -(m_e + m_c) (g + Y_g) \dots\dots\dots (3.7)$$

Donde: g es la aceleración de la gravedad, X_g es el componente horizontal de la excitación. Y_g es la aceleración vertical, la cual no se tomará en cuenta en los siguientes análisis, ya que se determinó su poca influencia en la respuesta del sistema (Apéndice A). D es la altura del cajón de cimentación (igual a cero para cimentaciones superficiales). M, C y K son las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez, respectivamente:

$$[M] = \begin{bmatrix} m_e & m_e & m_e & 0 \\ m_e & m_e + m_c & \frac{m_e H_e + m_c D}{H_e} & 0 \\ m_e & \frac{m_e H_e + m_c D}{H_e} & \frac{m_e H_e^2 + J_c}{H_e^2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m_e + m_c \end{bmatrix} \dots\dots\dots (3.8)$$

$$[C] = \begin{bmatrix} C_e & 0 & 0 & 0 \\ 0 & C_{xx}^* & C_{xc}^* H_e & 0 \\ 0 & C_{cx}^* H_e & C_{cc}^* H_e^2 & -C_{cv}^* H_e \\ 0 & 0 & -C_{vc}^* H_e & C_{vv}^* \end{bmatrix} \dots\dots\dots (3.9)$$

$$[K] = \begin{bmatrix} K_e & 0 & 0 & 0 \\ 0 & K_{xx}^* & K_{xc}^* H_e & 0 \\ 0 & K_{cx}^* H_e & K_{cc}^* H_e^2 & -K_{cv}^* H_e \\ 0 & 0 & -K_{vc}^* H_e & K_{vv}^* \end{bmatrix} \quad (3.10)$$

$$C_{xc}^* = C_{cx}^* \quad (3.11)$$

$$C_{cv}^* = C_{vc}^* \quad (3.12)$$

$$K_{xc}^* = K_{cx}^* \quad (3.13)$$

$$K_{cv}^* = K_{vc}^* \quad (3.14)$$

Donde: J_c es el momento polar de inercia de la cimentación, C_{ij}^* y K_{ij}^* son los valores de amortiguamiento y rigidez asociados a los efectos ISE, respectivamente. Los subíndices i y j , representan los diferentes componentes del movimiento (x = horizontal, c = cabeceo y v = vertical).

3.2. Condiciones para el inicio del desprendimiento. Una estructura con peso propio P , es equilibrada mediante fuerzas de contacto, distribuidas en forma no uniforme a lo largo de la cimentación. El modelo propuesto desprecia el asentamiento producido por los efectos de consolidación del suelo. Cuando se le aplica a la estructura un momento de volteo M_{desp} , ésta gira respecto a su centro, provocando aumento y reducción de fuerzas a lo largo de su cimentación. Esto implica que el inicio del desprendimiento (fig 3.2), ocurre cuando la fuerza de contacto resultante en el extremo de la cimentación que se descarga es igual a cero ($F_t=0$) debido a que el suelo no admite esfuerzos de tensión. F_{vi} y F_{ci} son funciones que, definen la distribución de fuerzas de contacto en la cimentación, las cuales se describen en el siguiente capítulo.

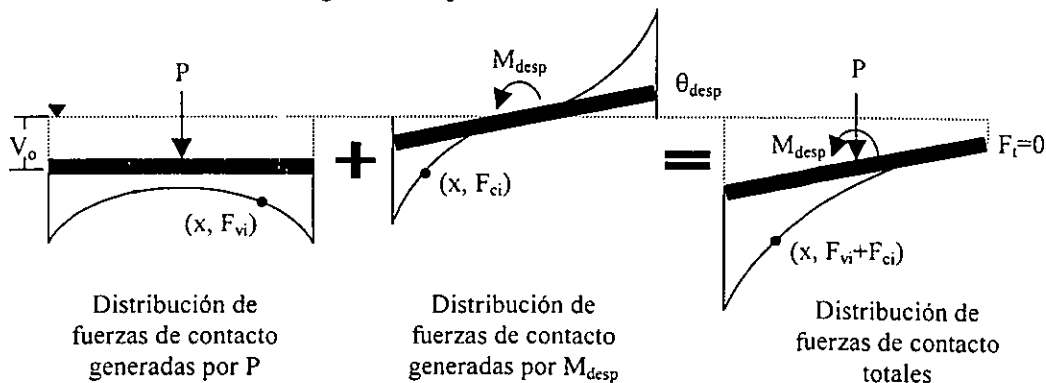


Fig 3.2. Criterio para el inicio del desprendimiento

Al aumentar el momento de volteo, la base de la cimentación se reduce una longitud L_d (igual a cero cuando no hay desprendimiento) y la mitad del ancho que permanece en contacto B_c , será:

$$B_c = B - \frac{L_d}{2} \dots\dots\dots (3.15)$$

Por último se debe mencionar que los desplazamientos en un punto dado de la cimentación debidos a la fuerza P , se rigen por una trayectoria lineal, mientras que los generados por el momento M_{desp} , siguen una variación angular. Por tal motivo, los desplazamientos resultantes en el extremo que inicia el desprendimiento, no necesariamente deben ser iguales a cero.

3.3. Evaluación de las funciones de impedancia de la cimentación. Cuando una cimentación de masa despreciable es sometida a una excitación armónica con frecuencia circular ω , la amplitud de la fuerza $P_o(a_o)$ será igual a la función de impedancia $S(a_o)$ por su desplazamiento $U_o(a_o)$:

$$P_o(a_o) = S(a_o) U_o(a_o) \dots\dots\dots (3.16)$$

$$S(a_o) = K_{ij}^e [k(a_o) + ia_o c(a_o) + i2\zeta_s k(a_o)] \dots\dots\dots (3.17)$$

$$a_o = \frac{\omega B_c}{V_s} \dots\dots\dots (3.18)$$

Donde: a_o es la frecuencia circular de excitación normalizada, V_s es la velocidad de las ondas de cortante del suelo y ζ_s es el amortiguamiento efectivo del sitio. La función de impedancia $S(a_o)$ es un término complejo que se obtiene al multiplicar la rigidez estática K_{ij}^e , por los factores de rigidez y amortiguamiento dinámico $k(a_o)$ y $c(a_o)$, y por el factor complejo de normalización $(1 + i2\zeta_s)$, que intenta aislar el efecto del amortiguamiento material en dichos factores (Gazetas, 1983). La parte real de $S(a_o)$ representa la rigidez e inercia del suelo y la imaginaria, el amortiguamiento material por comportamiento histerético y el amortiguamiento geométrico por radiación de ondas. Físicamente representan los resortes y amortiguadores equivalentes del suelo, asociados a los efectos ISE (fig 3.3).

$$K_{ij} = K_{ij}^e k(a_o) \dots\dots\dots (3.19)$$

$$C_{ij} = K_{ij}^e \left[c(a_o) + \frac{2\zeta_s k(a_o)}{a_o} \right] \frac{B_c}{V_s} \dots\dots\dots (3.20)$$

Las ecs 3.19 y 3.20 permiten evaluar las rigideces y amortiguamientos del sistema suelo-estructura de una cimentación que permanece en contacto total con el suelo, a partir de la rigidez estática y los factores de rigidez y amortiguamiento dinámico. Estos valores dependen de la frecuencia de excitación y de las características de la cimentación.

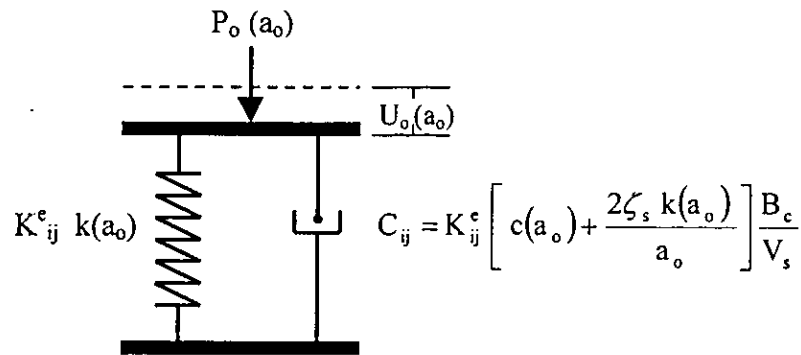


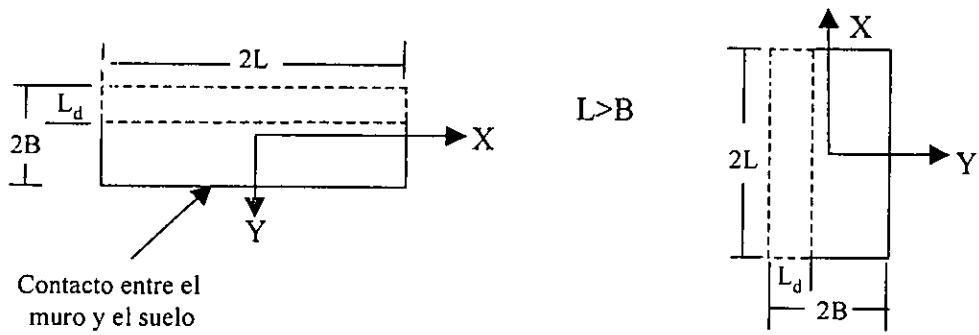
Fig 3.3. Representación de la función de impedancia (Wolf, 1994)

Debido al efecto no lineal que induce el desprendimiento parcial de la cimentación, se emplea una solución aproximada del problema, para el cálculo de la frecuencia circular de excitación ω . Si el modelo es sometido a una excitación armónica, las rigideces y amortiguamientos del sistema, se calculan con la frecuencia de la señal, pero si la excitación es sísmica, las constantes de los resortes y amortiguadores se obtienen con la frecuencia del sistema (Murià-Vila *et al*, 1993) la cual se calcula mediante un proceso iterativo (CFE, 1993).

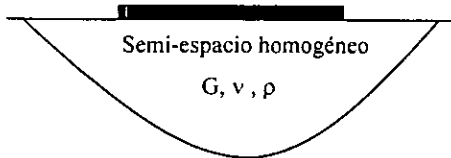
Respecto a la definición de las características de las cimentaciones implementadas en el programa de cómputo, se debe mencionar que corresponden a cimentaciones típicas que se construyen en el medio, las cuales se ilustran en la fig 3.4:

Fundación superficial. Se analizaron cimentaciones apoyadas en semi-espacio y en estrato blando sobre base rígida, como se ilustra en las figs 3.4(b) y 3.4(c), respectivamente. Se utilizaron las expresiones y gráficas definidas por Gazetas (1991 y 1993), para evaluar las rigideces estáticas y los factores de rigidez y amortiguamiento dinámico, para cada modo de vibración. Las gráficas fueron implementadas en el programa de cómputo desarrollado, mediante el uso del polinomio de Lagrange. Al ocurrir el desprendimiento parcial de la cimentación, el área de contacto se reduce y es necesario calcular paso a paso los valores de rigidez estática y de la función de impedancia.

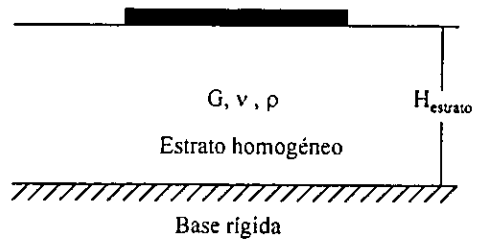
Fundación embebida. Se analizaron los mismos casos para cimentaciones superficiales, los cuales se ilustran en las figs 3.4(d) y 3.4(e). Se utilizaron las expresiones y gráficas definidas por Gazetas (1991) para calcular sus rigideces y amortiguamientos dinámicos. Cuando ocurre el desprendimiento de la



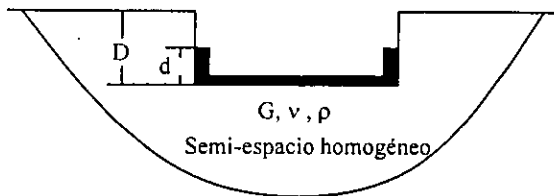
(a) Planta de la cimentación



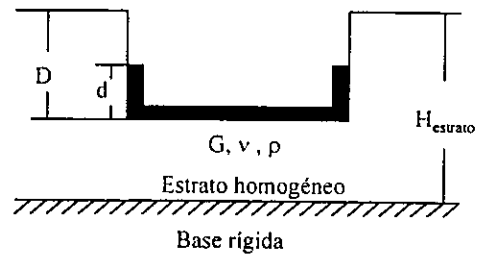
(b) Cimentación superficial en semi-espacio



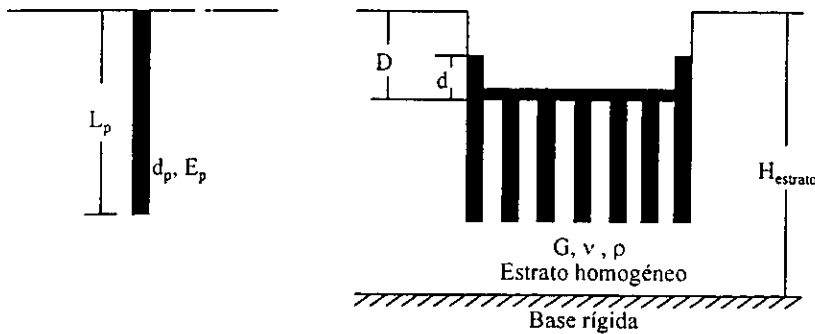
(c) Cimentación superficial en estrato sobre base rígida



(d) Cimentación embebida en semi-espacio



(e) Cimentación embebida en estrato sobre base rígida



(f) Cimentación embebida con pilotes de fricción

Donde:
 G : Módulo de cortante
 v : Coeficiente de Poisson
 ρ : Densidad del suelo
 d_p : Diámetro de cada pilote
 E_p : Módulo elástico del pilote

Fig 3.4. Características de las cimentaciones estudiadas.

cimentación, el área de contacto se reduce y el muro del extremo desprendido no contribuye a la rigidez del sistema, por lo que es necesario calcular paso a paso los valores de rigidez estática y la función de impedancia, teniendo en cuenta que parte de los muros perimetrales no está en contacto con el suelo.

Fundación embebida con pilotes de fricción. Para el cálculo de las rigideces y amortiguamientos dinámicos de este tipo de cimentación, se adoptó la propuesta de Novak (1974), la cual consiste en la suma de las rigideces y amortiguamientos de la fundación embebida y del grupo de pilotes:

$$K_{ij} = K_{ij}(\text{cajón}) + K_{ij}^g(\text{pilotes}) \dots\dots\dots (3.21)$$

$$C_{ij} = C_{ij}(\text{cajón}) + C_{ij}^g(\text{pilotes}) \dots\dots\dots (3.22)$$

Donde: K_{ij}^g y C_{ij}^g son las rigideces y amortiguamientos del grupo de pilotes, calculados mediante el procedimiento definido Dobry y Gazetas (1988) el cual fue generalizado por Wolf (1994). En la fig 3.4(f) se ilustra las características de esta cimentación. Cuando ocurre el desprendimiento, se asume que el cajón de cimentación pierde contacto con el suelo y sus rigideces disminuyen, mientras que los pilotes no presentan pérdida de contacto con suelo.

3.4. Evaluación de las rigideces y amortiguamientos verticales y de cabeceo cuando ocurre el desprendimiento. En el inciso 3.2 se estableció el criterio para determinar el inicio del desprendimiento, el cual esta asociado a un momento M_{desp} . Cuando la cimentación de una estructura es sometida a un momento M mayor que M_{desp} , la cimentación comienza a perder contacto con el suelo en uno de sus extremos, ocasionando una reducción del área de contacto, lo cual produce una redistribución de fuerzas en la base, una reducción de las rigideces y amortiguamientos asociados a los efectos ISE y una variación del centro de rotación de la cimentación.

Esto implica que es necesario evaluar estas rigideces y amortiguamientos para una cimentación que se desprende parcialmente una longitud L_d , las cuales no se pueden obtener directamente con las expresiones propuestas en la literatura, ya que éstas corresponden a cimentaciones que presentan un contacto total con el suelo.

Sin embargo, debido a que la base es infinitamente rígida, la distribución de fuerzas ocasionadas por la fuerza P y el momento M_o (fig 3.5) en la superficie de contacto en una cimentación desprendida, es igual a la que presenta otra cimentación de ancho igual a $2B_c$ (ec 3.15), cuando inicia el desprendimiento. Por tal motivo, se propone calcular las rigideces y amortiguamientos de una cimentación desprendida (fig 3.5), mediante el traspaso de fuerzas al sistema global de coordenadas, a partir de las que presenta otra cimentación (K_{cc} y K_{vv}) de ancho igual a $2B_c$, pero bajo la condición de que está iniciando el desprendimiento (cimentación equivalente). Los valores de K_{cc} y K_{vv} si se pueden calcular directamente con las expresiones propuestas en la literatura, ya que la cimentación equivalente, aún está en contacto total con el suelo.

Es importante mencionar que las fuerzas horizontales del sistema desprendido, no sufren ninguna variación, respecto al sistema de cimentación equivalente. Esto implica que la rigidez horizontal K_{xx} , que se calcula mediante las expresiones definidas en la literatura, debe ser igual a la rigidez K_{xx}^* del sistema con desprendimiento.

Para lograr igualdad de condiciones es necesario tener en cuenta que la fuerza P , y la rigidez vertical K_{vv} , son iguales en ambos casos. Esto significa que el desplazamiento en la mitad de la base de la cimentación desprendida, es igual al desplazamiento en el centro de la cimentación equivalente. Además, el momento M que desprende parcialmente la cimentación una longitud L_d , es mayor que el necesario para que la cimentación equivalente inicie su desprendimiento (M_o), pero para obtener igualdad de condiciones, el giro θ , en ambos casos debe ser igual. Esto implica que sus rigideces de cabeceo deben ser diferentes.

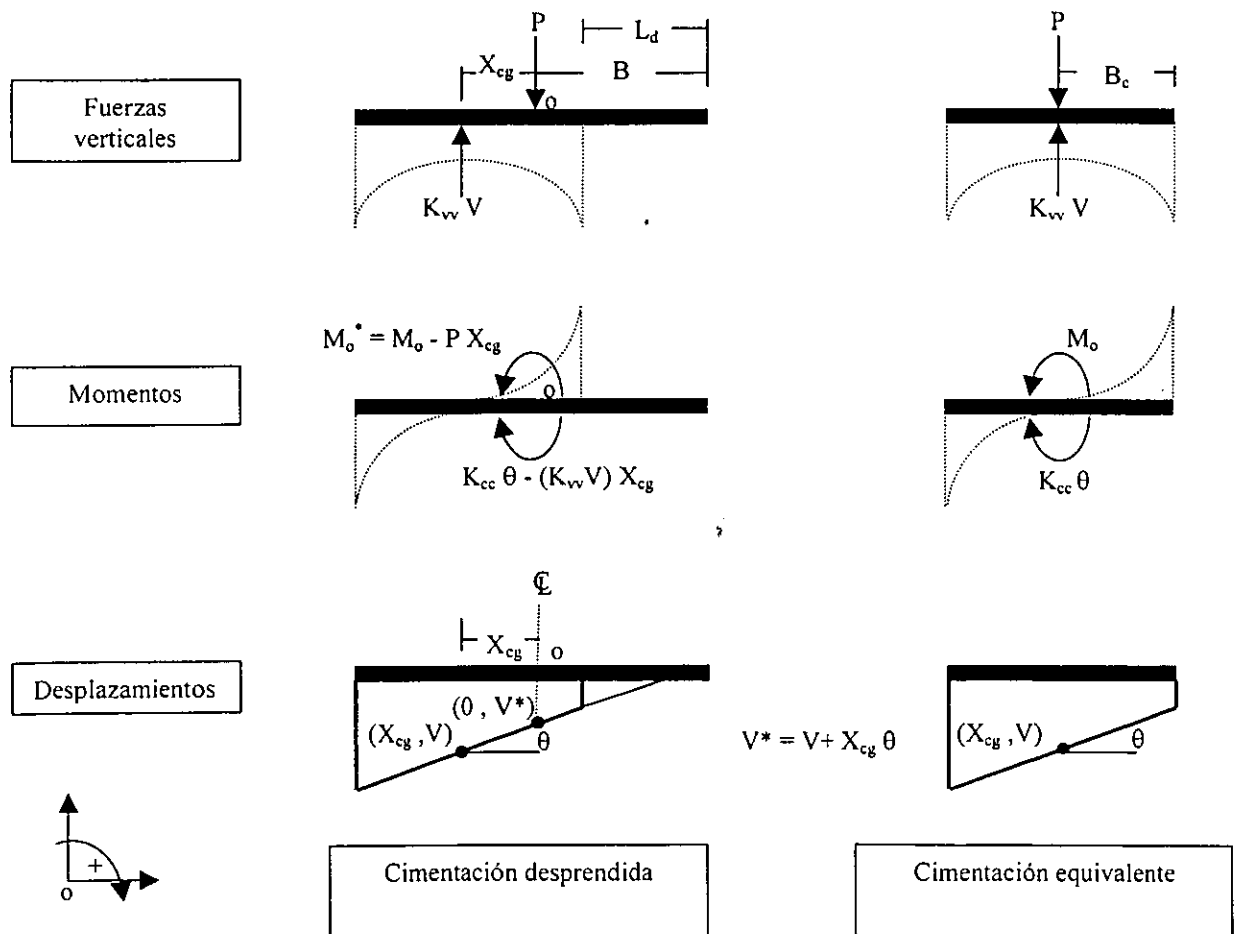


Fig 3.5. Relación entre la cimentación desprendida y una equivalente

Con base en los criterios anteriores, se realizará la deducción matemática de las rigideces para una cimentación parcialmente desprendida, despreciando inicialmente las fuerzas viscosas, ya que estas se pueden obtener en forma similar a las elásticas.

Al utilizar los diagramas de cuerpo libre para la cimentación desprendida de la fig 3.5, es posible definir:

$$P = K_{vv} V \dots\dots\dots (3.23)$$

$$M_o^* = K_{cc} \theta - K_{vw} X_{cg} V \dots\dots\dots (3.24)$$

Donde:

$$M_o^* = M_o - P X_{cg} \dots\dots\dots (3.25)$$

$$V = V^* - X_{cg} \theta \dots\dots\dots (3.26)$$

Teniendo en cuenta que interesa conocer el desplazamiento vertical en el centro de la cimentación desprendida V^* , sustituimos la ec 3.26 en las ecs 3.23 y 3.24:

$$P = -K_{vw} X_{cg} \theta + K_{vv} V^* \dots\dots\dots (3.27)$$

$$M_o^* = K_{cc} \theta + K_{vv} X_{cg}^2 \theta - K_{vw} X_{cg} V^* \dots\dots\dots (3.28)$$

Expresando las ecs 3.27 y 3.28, en forma matricial:

$$\begin{bmatrix} K_{cc} + K_{vv} X_{cg}^2 & -K_{vw} X_{cg} \\ -K_{vw} X_{cg} & K_{vv} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \theta \\ V^* \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} M_o^* \\ P \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (3.29)$$

Donde:

$$K_{cc}^* = K_{cc} + K_{vv} X_{cg}^2 \dots\dots\dots (3.30)$$

$$K_{cv}^* = -K_{vw} X_{cg} \dots\dots\dots (3.31)$$

$$K_{vv}^* = K_{vv} \dots\dots\dots (3.32)$$

$$X_{cg} = \pm \frac{L_d}{2} \dots\dots\dots (3.33)$$

Los valores de K_{cc}^* , K_{cv}^* y K_{vv}^* , representan las rigideces asociadas a los efectos ISE correspondientes a los componentes de cabeceo, acoplamiento y vertical, respectivamente, de una cimentación parcialmente desprendida, y X_{cg} es la distancia entre el centro de giro de la cimentación y la mitad de la base.

Por analogía de la ec 3.29, se puede definir la matriz de amortiguamiento:

$$\begin{bmatrix} C_{cc} + C_{vv} X_{cg}^2 & -C_{vv} X_{cg} \\ -C_{vv} X_{cg} & C_{vv} \end{bmatrix} \dots\dots\dots (3.34)$$

Donde:

$$C_{cc}^* = C_{cc} + C_{vv} X_{cg}^2 \dots\dots\dots (3.35)$$

$$C_{cv}^* = -C_{vv} X_{cg} \dots\dots\dots (3.36)$$

$$C_{vv}^* = C_{vv} \dots\dots\dots (3.37)$$

Los valores de C_{cc}^* , C_{cv}^* y C_{vv}^* , representan los amortiguamientos correspondientes a los componentes de cabeceo, acoplamiento y vertical, respectivamente, de una cimentación parcialmente desprendida.

Las anteriores expresiones permiten calcular las rigideces y amortiguamientos asociados a los efectos ISE de una estructura que pierde contacto parcial con el suelo, a partir de una cimentación equivalente. Además, es posible calcular la rigidez y el amortiguamiento de acoplamiento entre el movimiento vertical y el de cabeceo, en cada instante en el cual la cimentación permanece desprendida.

4. DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS DE CONTACTO EN LA CIMENTACIÓN

4.1. Introducción. En la literatura existe un modelo que considera una ley de distribución de rigideces y amortiguamientos a lo largo de la cimentación y el efecto de desprendimiento parcial de ésta, el cual fue propuesto por Psycharis (1983) y es conocido como el modelo de Winkler. Este modelo consiste en un oscilador de un grado de libertad, con base infinitamente rígida, en la cual se colocan resortes y amortiguadores verticales, uniformemente distribuidos en la cimentación, con rigidez, K_w , y amortiguamiento, C_w . Con estos valores y con la definición de equilibrio estático para una cimentación rígida, se obtienen las rigideces de cabeceo, K_{cc} , acoplamiento, K_{cv} , y vertical, K_{vv} (fig 4.1).

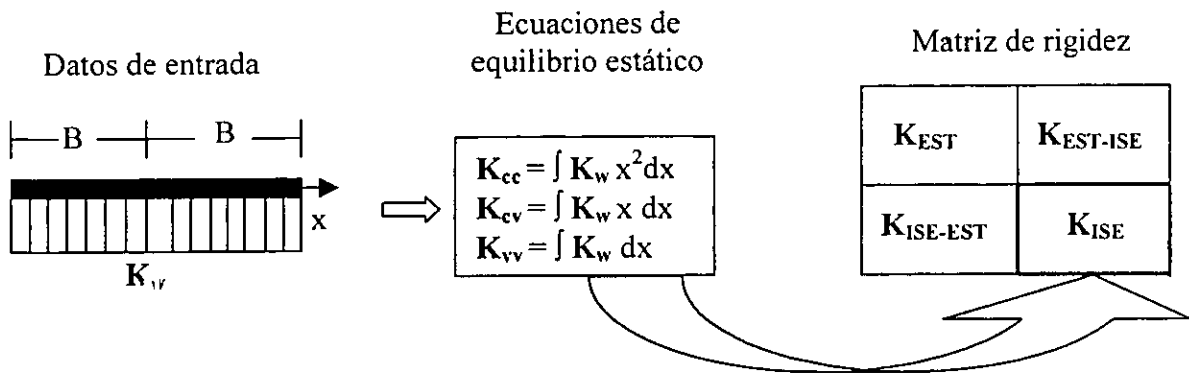


Fig 4.1. Diagrama de funcionamiento del modelo de Winkler

Sin embargo, una distribución de rigidez y amortiguamiento uniforme, no corresponde a la que se presenta en una cimentación rígida apoyada en suelo blando, por lo tanto, los valores de K_{cc} , K_{cv} y K_{vv} , resultan ser diferentes a las rigideces ISE propuestas en la literatura. Por tal motivo fue necesario asumir una distribución no uniforme de fuerzas de contacto, conservando la hipótesis de que la cimentación es infinitamente rígida, por lo cual, los desplazamientos verticales de la cimentación son lineales. Al utilizar una distribución de fuerzas de contacto, es posible calcular el instante en que se inicia el desprendimiento de la cimentación y obtener mediante equilibrio, la rigidez de cabeceo y de acoplamiento entre los componentes vertical y de cabeceo del sistema suelo-cimentación con desprendimiento.

4.2. Distribuciones de fuerzas de contacto en la cimentación. La mayoría de las soluciones disponibles en la literatura para suelos blandos, se refieren a cimentaciones sometidas a la acción de vibraciones estacionarias, las cuales se han obtenido suponiendo que la distribución de esfuerzos de contacto corresponde a cargas estáticas, independientes de la frecuencia de excitación. En realidad, la distribución de esfuerzos de contacto, sí depende de la frecuencia (Elorduy, 1967; Kobori, 1962). Sin embargo, la comparación de soluciones exactas con soluciones basadas en la distribución para condiciones estáticas, resultan ser satisfactorias hasta frecuencias un poco mayores que la de resonancia (Newmark y Rosenblueth, 1971).

Debido a la no-linealidad del problema de desprendimiento, se utilizó como aproximación, la frecuencia de excitación igual a la de resonancia para el cálculo de las rigideces ISE dinámicas. Por tal motivo, es posible utilizar distribuciones de fuerzas de contacto obtenidas bajo condiciones estáticas, teniendo en cuenta que las frecuencias bajas rigen la respuesta estructural de un sistema con efectos ISE, y las frecuencias mayores, correspondientes a los modos superiores, no se ven afectadas por los efectos ISE, siempre y cuando, el modo fundamental se aproxime a una línea recta (Bielak, 1969).

Con base en lo anterior, se utilizará una distribución estática de fuerzas de contacto (fig 4.2), donde P y M , son la fuerza vertical y el momento que transmite la estructura a la cimentación, F_{vi} y F_{ci} , son las fuerzas de contacto en cada punto "i" de la base, ocasionadas por P y M , y f_{vi} y f_{ci} son sus funciones de distribución, respectivamente. α y β son parámetros de distribución. La fig 4.2 indica que es necesario conocer las funciones f_{vi} y f_{ci} que definen la distribución de fuerzas de contacto en la cimentación.

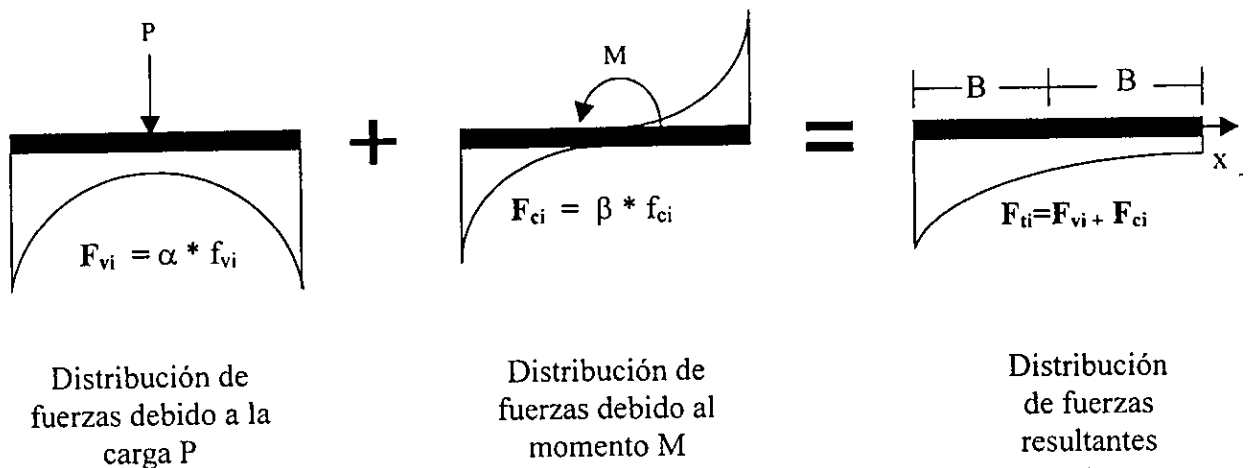


Fig 4.2. Distribución de fuerzas de contacto en la cimentación

4.2.1. Distribución de fuerzas de contacto ocasionada por una fuerza vertical. Borowicka (1936) propuso una distribución de esfuerzos de contacto σ_i , para una franja de cimentación rígida apoyada en un semi-espacio infinito, la cual es sometida a una fuerza vertical P .

$$\sigma_i = \frac{2P}{\pi A \cdot \left[1 - \left(\frac{x}{B}\right)^2\right]} \dots\dots\dots (4.1)$$

Donde: A es el área de la cimentación y B es la mitad de la dimensión de la base.

Esta expresión indica que la distribución de esfuerzos de contacto no depende de las propiedades del suelo. Sin embargo, existe una distribución modificada propuesta por Muskhelishvili (1963), la cual sí incluye estos parámetros:

$$\sigma_i = \frac{P}{\pi A \sqrt{1 - \left(\frac{x}{B}\right)^2}} \frac{1 + \hat{Y}}{\sqrt{\hat{Y}}} \cos\left(\frac{\text{Ln} \hat{Y}}{2\pi} \text{Ln} \frac{1 + \frac{x}{B}}{1 - \frac{x}{B}}\right) \dots\dots\dots (4.2)$$

Donde:

$$\hat{Y} = \frac{\lambda + 3G}{\lambda + G} \dots\dots\dots (4.3)$$

$$\lambda = \frac{2}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \dots\dots\dots (4.4)$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \dots\dots\dots (4.5)$$

Los valores de λ y G , son conocidos como los parámetros de Lamé, y E es el módulo de elasticidad del suelo. Si el coeficiente de Poisson ν , es igual a 0.5, se puede ver que el valor de \hat{Y} es igual a uno y la ec 4.2, se convierte en la propuesta por Borowicka (ec 4.1).

Debido a que la cimentación es infinitamente rígida, resulta evidente pensar que la función que define la forma de la distribución de fuerzas de contacto f_{vi} , es igual a la de esfuerzos:

$$f_{vi} = \frac{1}{\sqrt{1 - \left(\frac{x}{B}\right)^2}} \cos\left(\frac{\text{Ln} \hat{Y}}{2\pi} \text{Ln} \frac{1 + \frac{x}{B}}{1 - \frac{x}{B}}\right) \dots\dots\dots (4.6)$$

La distribución de fuerzas F_{vi} se puede expresar como el producto del parámetro de distribución α y de la función de distribución f_{vi} . Teniendo en cuenta que la integral sobre el área de contacto de la distribución de fuerzas F_{vi} , es igual a P , es posible obtener el valor de α , que representa la fuerza de contacto en el centro de la cimentación:

$$P = \int_A F_{vi} dA = \int_A \alpha f_{vi} dA \dots\dots\dots (4.7)$$

Donde:

$$\alpha = \frac{P}{\int_A f_{vi} dA} \dots\dots\dots (4.8)$$

Con las ecs 4.6 y 4.8 es posible definir la distribución de fuerzas de contacto en la cimentación F_{vi} cuando se le aplica una fuerza vertical P . Es importante ver que P representa al peso total de la estructura, el cual es un valor constante.

4.2.2. Distribución de fuerzas de contacto ocasionada por un momento de volteo. La distribución de los esfuerzos de contacto σ_i , dependiente de los parámetros del suelo para una franja de cimentación rígida, apoyada en un semi-espacio infinito, sometida a un momento M , se obtiene mediante expresiones propuestas por Muskhelishvili (1963):

$$\sigma_i = \frac{-Mx}{2\pi B^4 \sqrt{1 - \left(\frac{x}{B}\right)^2}} \frac{1 + \hat{Y}}{\hat{Y}} \cos\left(\frac{\text{Ln } \hat{Y}}{2\pi} \text{Ln} \frac{1 + \frac{x}{B}}{1 - \frac{x}{B}}\right) \dots\dots\dots (4.9)$$

El valor de \hat{Y} es igual al definido en la ec 4.3. Al igual que en el caso anterior, es posible definir una función f_{ci} , que representa la forma en que se distribuyen las fuerzas de contacto:

$$f_{ci} = \frac{x}{\sqrt{1 - \left(\frac{x}{B}\right)^2}} \cos\left(\frac{\text{Ln } \hat{Y}}{2\pi} \text{Ln} \frac{1 + \frac{x}{B}}{1 - \frac{x}{B}}\right) \dots\dots\dots (4.10)$$

La distribución de momentos, $M_i = F_{ci} \cdot x$, se puede expresar como el producto del parámetro de distribución β , la función de distribución f_{ci} , y su distancia al centro. Teniendo en cuenta que la integral sobre el área de contacto de la distribución de momentos M_i , es igual a M , es posible obtener el valor de β :

$$M = \int_A F_{ci} \cdot x dA = \int_A \beta f_{ci} \cdot x dA \dots\dots\dots (4.11)$$

Donde:

$$\beta = \frac{M}{\int_A f_{ci} \cdot x dA} \dots\dots\dots (4.12)$$

Con las ecs 4.10 y 4.12 es posible definir la distribución de fuerzas de contacto en la cimentación F_{ci} , cuando se le aplica un momento M . Es importante ver que M representa el momento inducido por la estructura debido a la excitación, el cual varía con el tiempo, por lo tanto la distribución de fuerzas, F_{ci} , también es variable con el tiempo.

Por último se debe mencionar, que a pesar de que las funciones F_{vi} y F_{ci} , evaluadas en los extremos de la cimentación tienden a un valor infinito, sus integrales resultan ser finitas.

4.3. Modelo de distribución de fuerzas propuesto. Con el objeto de considerar las distribuciones estáticas de las fuerzas de contacto en la cimentación; se realiza una adaptación de los estudios presentados en el inciso anterior.

4.3.1. Distribución de fuerzas F_{vi} . Se utiliza una función simétrica de distribución de fuerzas de contacto F_{vi} cuando se aplica una fuerza vertical P (fig 4.3), la cual es similar a la obtenida por Borowicka ($\nu=0.5$). Esto resulta ser válido si se tiene en cuenta que debido a la rapidez con que actúan las fuerzas sísmicas, el suelo responde bajo una condición no-drenada. Para esta condición específica, el valor del coeficiente de Poisson se puede asumir muy cercano a 0.5 (Bishop y Hight, 1977).

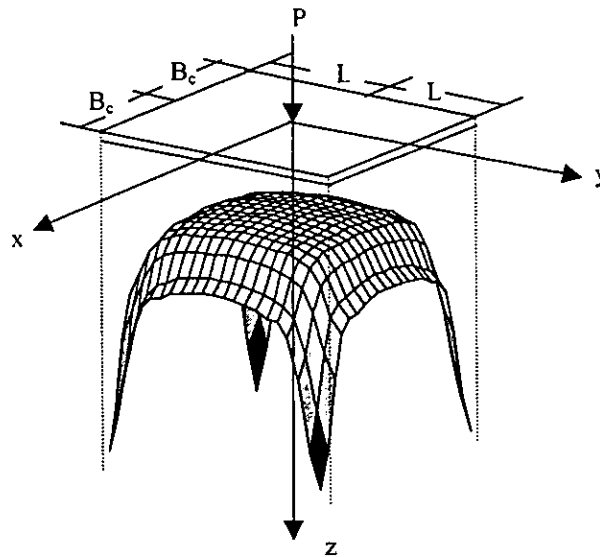


Fig 4.3. Distribución de fuerzas ocasionada por una fuerza vertical P

La distribución de fuerzas de contacto F_{vi} , en cada punto (x,y) se puede definir mediante la siguiente expresión:

$$F_{vi}(x,y) = \frac{\alpha}{\sqrt{1-\left(\frac{x}{B_c}\right)^2} \sqrt{1-\left(\frac{y}{L}\right)^2}} \dots\dots\dots (4.13)$$

Teniendo en cuenta que la integral de F_{vi} sobre el área es igual a la fuerza P , se tiene:

$$P = \int_A F_{vi} dA = \int_{-B}^B \int_{-L}^L \frac{\alpha}{\sqrt{1-\left(\frac{x}{B_c}\right)^2} \sqrt{1-\left(\frac{y}{L}\right)^2}} dx dy \dots\dots\dots (4.14)$$

Al desarrollar la integral, es posible obtener el valor del parámetro de distribución α :

$$\alpha = \frac{P}{B_c L \pi^2} \dots \dots \dots (4.15)$$

Al sustituir la ec 4.15 en la 4.13, se tiene:

$$F_{vi}(x,y) = \frac{P}{B_c L \pi^2 \sqrt{1 - \left(\frac{x}{B_c}\right)^2} \sqrt{1 - \left(\frac{y}{L}\right)^2}} \dots \dots \dots (4.16)$$

Con la ec 4.16 se puede obtener la fuerza de contacto por unidad de área en cada punto de la cimentación, cuando se aplica una carga vertical P. B_c corresponde a la mitad de la base en contacto.

Elorduy (1967) presentó distribuciones de fuerzas de contacto para cimentaciones rectangulares, dependientes de la frecuencia de excitación. Teniendo en cuenta que para valores de frecuencias bajas ($a_0 \leq 0.6$), la distribución es similar a la estática, se realizó una comparación de los resultados obtenidos mediante la ec 4.16 y los presentados por Elorduy, para una frecuencia normalizada $a_0=0.6$ (fig 4.4). La frecuencia a_0 se define como el producto entre la frecuencia de excitación y el ancho de la base en contacto, dividido por la velocidad de las ondas de corte. Es importante mencionar que para estructuras susceptibles de desprendimiento, los valores típicos de a_0 , son en su mayoría inferiores a 0.6.

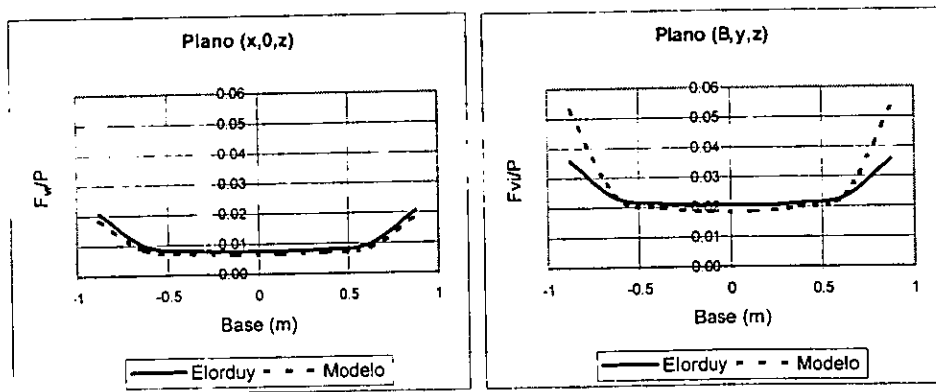


Fig 4.4. Comparación de los resultados obtenidos con los presentados por Elorduy (1967)

La fig 4.4 se puede observar que las distribuciones de fuerzas definidas en el plano que pasa por el centro de la cimentación (plano x,0,z), presentan una correlación aceptable. Sin embargo, en las distribuciones obtenidas en el plano de los extremos de la cimentación que es perpendicular al del caso anterior (plano B-y-z), presenta diferencias

notables. Teniendo en cuenta que interesa resolver el problema del desprendimiento considerando estructuras planas definidas en los planos que pasan por el centro de la cimentación, se puede tomar como válido el procedimiento propuesto.

Por último se debe mencionar que se utilizará la misma distribución de fuerzas de contacto propuesta, para cualquier tipo de cimentación. Esta suposición se realiza teniendo en cuenta que los valores paramétricos ISE que se utilizaran en la presente investigación, no alteran en forma significativa las distribuciones de fuerzas (Poulos y Davis, 1974).

4.3.2. Distribución de fuerzas F_{ci} . Al igual que el caso anterior, se define una función de distribución de fuerzas de contacto F_{ci} cuando se aplica un momento M , asumiendo que no se presenta acoplamiento entre los movimientos de cabeceo generados alrededor de los ejes x y y (fig 4.5). Esto se debe a que el análisis del desprendimiento se realiza en estructuras planas.

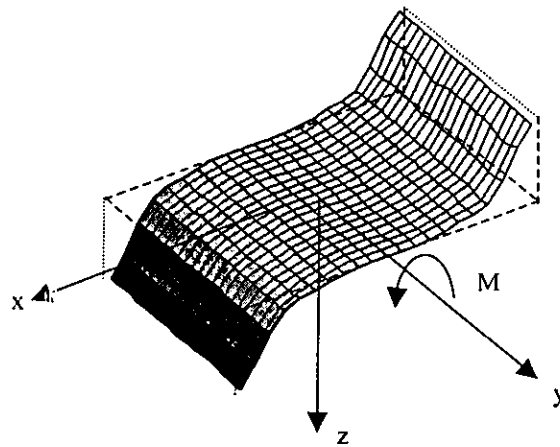


Fig 4.5. Distribución de fuerzas ocasionada por un momento de volteo M

La distribución de fuerzas de contacto F_{ci} , se puede definir mediante la siguiente expresión:

$$F_{ci} = \frac{\beta x}{1 - \left(\frac{x}{B_c}\right)^2} \dots\dots\dots (4.17)$$

Teniendo en cuenta que la integral de F_{ci} sobre el área por su distancia al centro, es igual al momento M , se tiene:

$$M = \int_A F_{ci} x dA = \int_{-B}^B \frac{\beta x^2}{1 - \left(\frac{x}{B_c}\right)^2} (2L dx) \dots\dots\dots (4.18)$$

Al desarrollar la integral, es posible obtener el valor del parámetro de distribución β :

$$\beta = \frac{M}{B_c^3 L \pi} \dots\dots\dots (4.19)$$

Al sustituir la ec 4.19 en la 4.17, se tiene:

$$F_{ci} = \frac{Mx}{B_c^3 L \pi \sqrt{1 - \left(\frac{x}{B_c}\right)^2}} \dots\dots\dots (4.20)$$

Con la ec 4.20 se puede obtener la fuerza de contacto por unidad de área en cada punto de la cimentación, cuando se aplica un momento de volteo M.

4.3.3. Inicio del desprendimiento. En el inciso 3.2 se estableció el criterio para evaluar el inicio del desprendimiento, el cual ocurre cuando la resultante de fuerzas de contacto en un extremo es igual a cero. Esto implica que la magnitud de la fuerza $F_{vi}(x = \pm B)$ es igual a la de $F_{ci}(x = \pm B)$. Teniendo en cuenta que interesa analizar el desprendimiento en la dirección x, y que las distribuciones F_{vi} y F_{ci} en la dirección y, son diferentes, se deben integrar las ecs 4.16 y 4.20 respecto al eje y, para poder establecer la igualdad de condiciones. Mediante este procedimiento, es posible definir el valor del momento necesario para iniciar el desprendimiento M_{desp} :

$$M_{desp} = \frac{PB}{2} \dots\dots\dots (4.21)$$

Una vez que se inicia el desprendimiento, es necesario evaluar en cada instante de tiempo, la distancia respecto al centro de la cimentación, que presenta valores iguales de F_{vi} y F_{ci} , con el objeto de establecer la longitud de desprendimiento L_d :

$$L_{d(i)} = B + \frac{L_{d(i-1)}}{2} - x_i \dots\dots\dots (4.22)$$

Donde:

$$x_i = \frac{P \left(B - \frac{L_{d(i-1)}}{2} \right)^2}{2 \left(M_i - \frac{PL_{d(i-1)}}{2} \right)} \dots\dots\dots (4.23)$$

Es importante mencionar que las ecs 4.22 y 4.23, fueron obtenidas utilizando el criterio de la cimentación reducida iniciando el desprendimiento, el cual fue definido en el inciso 3.4.

Mediante la utilización del anterior procedimiento es posible modelar la distribución de fuerzas resultantes de contacto en la base, la cual es necesaria para determinar el instante en que se inicia el desprendimiento y para evaluar la reducción del área.

Todos los planteamientos analíticos del modelo propuesto y la definición de la distribución de fuerzas de contacto, se han implementado en un programa de cómputo (Apéndice B), el cual constituye una herramienta para el estudio de respuestas de edificios susceptibles al desprendimiento.

5. VALIDACIÓN DEL MODELO PROPUESTO

Con el objeto de obtener respuestas confiables del modelo propuesto, es necesario validar los procedimientos descritos anteriormente y sus resultados. Para tal efecto, se realizaron dos tipos de validación: la primera consiste en la comparación de las distribuciones de fuerzas de contacto obtenidas en forma analítica y las que presenta un modelo de elementos finitos con el programa de cómputo SAP90 (Wilson y Habibullah, 1992) y la segunda consiste en la comparación de las respuestas estructurales obtenidas con el modelo propuesto y con el modelo de Winkler.

5.1. Validación de la distribución de fuerzas de contacto.

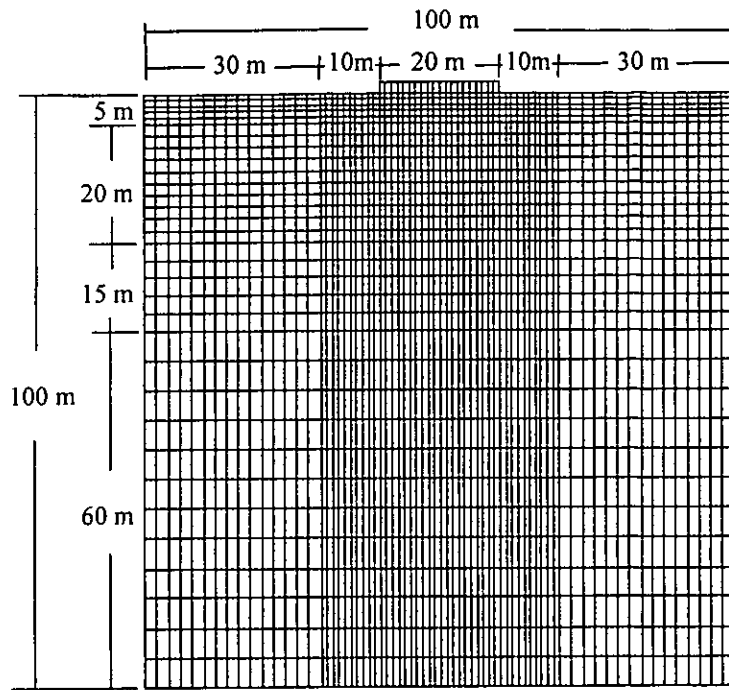
5.1.1. Descripción del modelo de elementos finitos. Para comparar los resultados del modelo propuesto con los obtenidos de un modelo de elementos finitos, se realizó un caso de aplicación que consistió en una malla cuadrada de 100m de longitud (fig 5.1), la cual es generada por elementos sólidos de cuatro nudos, que tratan de representar en forma aproximada, un semi-espacio infinito, mediante el uso de las propiedades del suelo. Para este caso, la longitud total de los lados de la malla resulta ser apropiada, si se tiene en cuenta que al aumentar su dimensión, la variación en los esfuerzos y deformaciones de contacto son imperceptibles. Se colocaron apoyos fijos en la periferia de la malla que restringen el movimiento en el plano estudiado, teniendo en cuenta que la influencia de la cimentación sobre los extremos de la malla, es mínima. Adicionalmente, se colocó una placa de 20m ligada al suelo, constituida por 20 elementos sólidos, los cuales tienen un módulo de elasticidad muy superior al del semi-espacio, con el objeto de simular una cimentación infinitamente rígida.

El análisis del modelo se realizó empleando un estado de deformación plana, el cual resulta ser representativo para el tipo de problema que se pretende analizar (Timoshenko y Goodier, 1934).

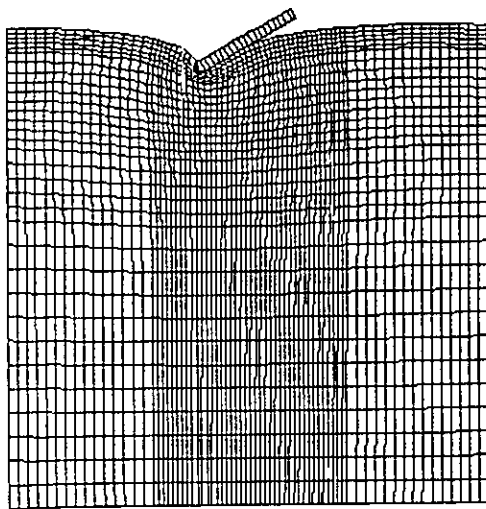
Se utilizaron diferentes propiedades de suelos, representadas por el módulo de cortante G , por la relación de Poisson ν , y por el módulo de elasticidad E , las cuales se presentan en la tabla 5.1.

Tabla 5.1. Propiedades de los modelos analizados

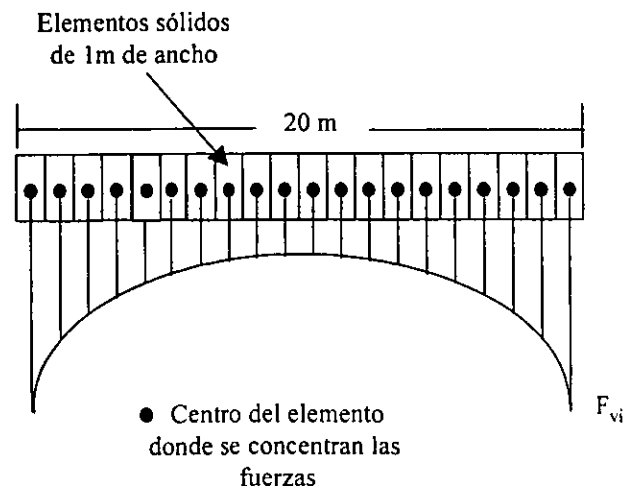
	Tipo de suelo	$G(t/m^2)$	ν	$E(t/m^2)$
1	Arcilla blanda	500	0.49	1500
2	Arcilla blanda	500	0.45	1450
3	Arcilla media	1000	0.49	3000
4	Arcilla media	1000	0.45	2900
5	Arena suelta	1500	0.33	4000
6	Arena densa	3000	0.33	8000



(a) Descripción geométrica del modelo



(b). Deformación del modelo con desprendimiento



(c). Placa rígida de cimentación

Fig 5.1. Descripción del modelo de elementos finitos

Estos modelos fueron sometidos a una carga vertical P de $100t$ y a un momento M definido en la tabla 5.2. El primer tipo de análisis consistió en aplicar la carga P , sin momento, con el objeto de poder aislar el efecto de la fuerza vertical. Luego se sometió el modelo a un momento M_{desp} , correspondiente al instante en que se inicia el desprendimiento. Posteriormente, se aumentó el momento para lograr un desprendimiento del 20, 50 y 70 por ciento. La modelación de desprendimiento se realizó desligando los nudos correspondientes de la cimentación (fig 5.1b). Los resultados obtenidos corresponden a la aplicación de cargas estáticas.

Tabla 5.2. Momentos aplicados a la cimentación en t-m

Tipo de suelo		M_{desp}	$M_{desp-20\%}$	$M_{desp-50\%}$	$M_{desp-70\%}$
1	Arcilla blanda	628	---	870	---
2	Arcilla blanda	519	623	777	877
3	Arcilla media	628	---	870	---
4	Arcilla media	519	623	777	877
5	Arena suelta	507	---	766	---
6	Arena densa	507	---	766	---

De la tabla 5.2, se puede ver que los momentos aplicados a la cimentación para lograr cierta configuración deformada, resultan ser iguales para los tipos de suelo que presentan igual coeficiente de Poisson, sin verse afectados por el módulo de cortante.

5.1.2. Distribución de fuerzas de contacto ocasionada por una fuerza vertical. Con el objeto de comparar la distribución de fuerzas de contacto producidas por una carga P , se utilizaron los resultados del primer tipo de análisis del modelo de elementos finitos y los obtenidos mediante las ecs 4.6 y 4.8. Esto resultados se presentan en la fig 5.2, donde la distribución de Borowicka se obtiene con \hat{Y} igual a uno.

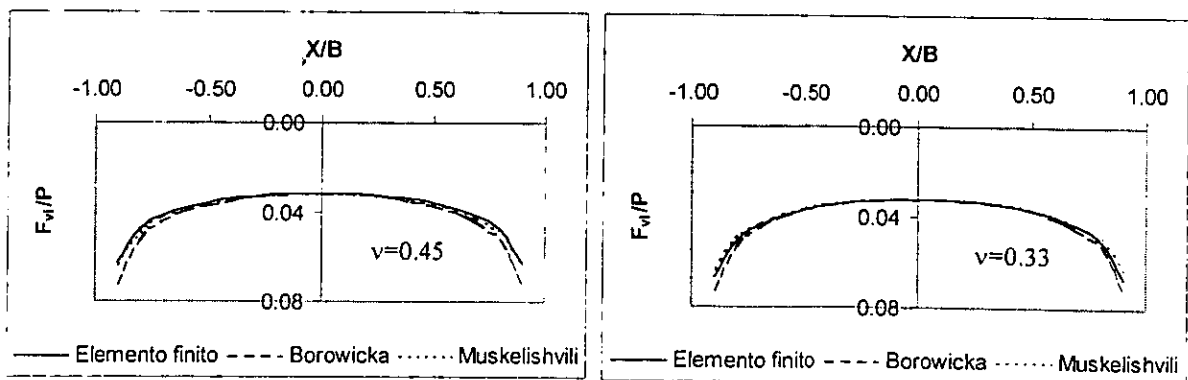


Fig 5.2. Distribución de fuerzas de contacto ocasionado por una fuerza vertical P

La fig 5.2. indica las distribuciones obtenidas analíticamente presentan una correlación aceptable, respecto a las obtenidas por el modelo de elementos finitos. Sin embargo, la definida por Muskhelishvili tiene una mejor correlación.

Es importante mencionar que en los extremos de la cimentación, el modelo de elementos finitos presenta un valor definido, mientras que en las distribuciones de Borowicka y Muskelishvili, este valor tiende a infinito. Por tal motivo, se presentan los resultados hasta un valor correspondiente al 90 por ciento del ancho de la cimentación.

5.1.3. Distribución de fuerzas de contacto ocasionada por un momento. Para comparar los resultados de la distribución de fuerzas de contacto del modelo de elementos finitos, se utilizaron los resultados correspondientes a la aplicación de un momento M_{desp} , eliminando el efecto de la fuerza vertical P , y los obtenidos mediante las ecs 4.10 y 4.12. Estos resultados se presentan en la fig 5.3, donde la distribución de Borowicka se obtiene utilizando \bar{Y} igual a uno.

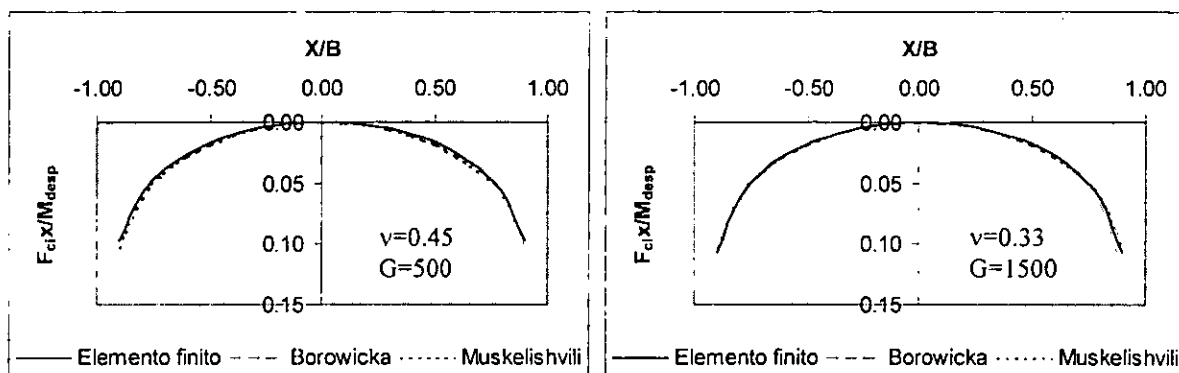


Fig 5.3. Distribución de momentos ocasionado por un momento de volteo M_{desp}

En la fig 5.3, al igual que el caso anterior, se puede ver que las distribuciones obtenidas analíticamente presentan una correlación aceptable, respecto a las obtenidas por el modelo de elementos finitos. Sin embargo, la definida por Muskelishvili tiene una mejor correlación.

5.1.4. Inicio del desprendimiento. En el inciso 3.2, se presentó el criterio para definir el inicio del desprendimiento de la cimentación. Este criterio fue utilizado para definir los momentos necesarios que se deberían aplicar a la cimentación modelada mediante elementos finitos, para lograr su desprendimiento (tabla 5.2).

En la fig 5.4 se presentan las gráficas de la distribución de fuerzas de contacto y sus desplazamientos, ocasionadas por la carga P y el momento M , y su resultante, cuando se inicia el desprendimiento de la cimentación. En esta figura se puede ver que las fuerzas resultantes en el extremo derecho son iguales a cero, lo cual indica el inicio del desprendimiento. Adicionalmente, se puede observar que en el extremo donde se inicia el desprendimiento, los desplazamientos son diferentes de cero. Esto implica que el criterio para el inicio del desprendimiento solo se puede calcular mediante las fuerzas de contacto y no mediante los desplazamientos de la cimentación.

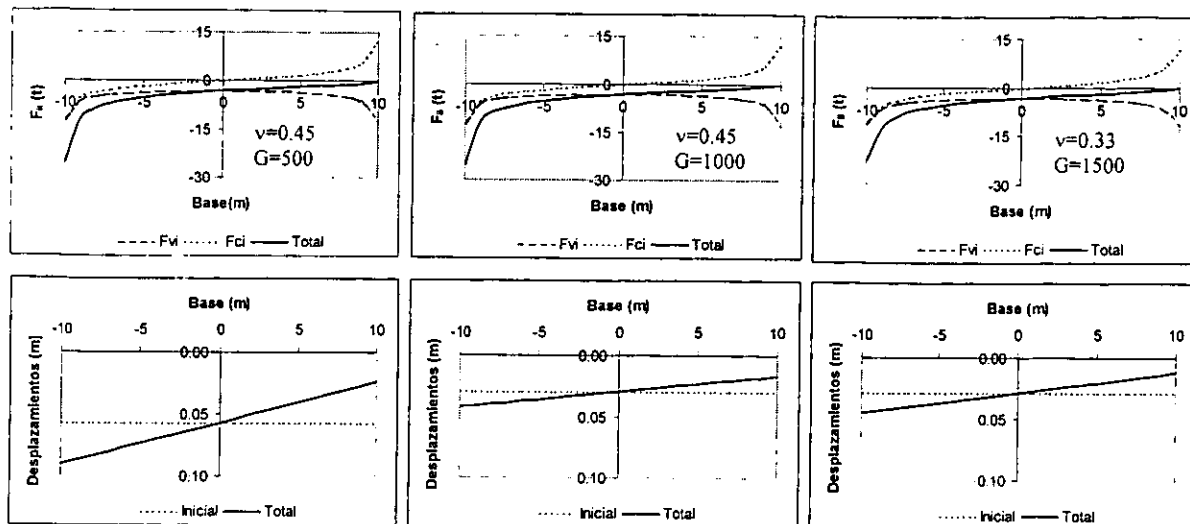


Fig 5.4. Distribución de fuerzas y de desplazamientos al inicio del desprendimiento

Es posible ver que las fuerzas de contacto con igual módulo de Poisson y diferente módulo de cortante, resultan similares entre sí. Sin embargo, los desplazamientos en la cimentación, no lo son, debido a que las rigideces ISE se ven afectadas por el módulo G.

Al comparar las distribuciones de fuerzas estimadas con diferentes módulos de Poisson, se puede ver que las diferencias en los elementos extremos de la base, no son significativas (aproximadamente 6 por ciento). Se debe mencionar que las fuerzas de los elementos extremos del modelo de elementos finitos, están concentradas en la mitad de cada elemento sólido que constituye la placa de cimentación (fig 5.1c).

5.1.5. Desprendimiento de la cimentación. Para la obtención de las rigideces ISE de una cimentación desprendida a partir de una equivalente, con igual área de contacto, se elaboró un ejemplo numérico utilizando, para los dos casos, los valores del modelo de elementos finitos, los cuales son presentados en la fig 5.5.

El sistema de ecuaciones para la cimentación equivalente, obtenido con los valores del modelo de elementos finitos es:

$$\begin{bmatrix} 40701 & 0 \\ 0 & 1256 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} -0.006799 \\ -0.079620 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -277 \\ -100 \end{Bmatrix}$$

El sistema de ecuaciones para la cimentación desprendida, obtenido con los valores del modelo de elementos finitos es:

$$\begin{bmatrix} 72110 & 6280 \\ 6280 & 1256 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} -0.006799 \\ -0.045623 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -777 \\ -100 \end{Bmatrix}$$

El anterior sistema de ecuaciones resulta ser igual al que se encuentra mediante la ec 3.29.

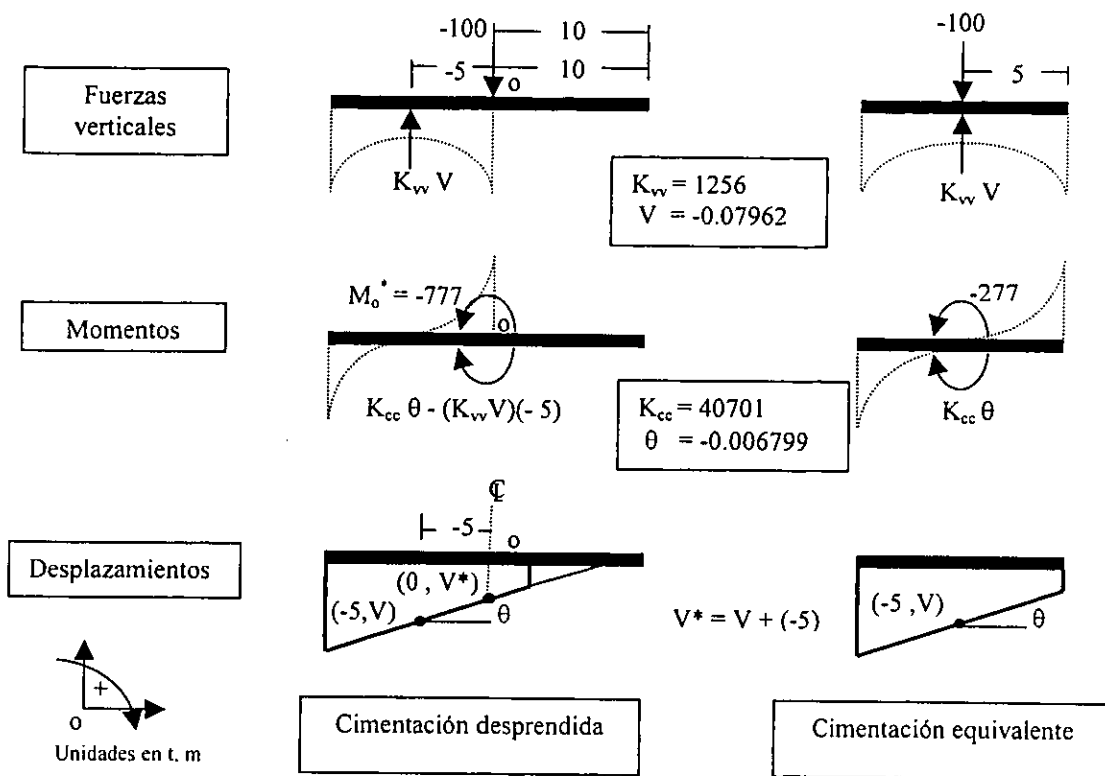


Fig 5.5. Valores obtenidos por el modelo de elementos finitos, para una cimentación desprendida y una equivalente

Como verificación, se presenta la fig 5.6, la cual muestra la distribución de fuerzas de contacto y los desplazamientos de las cimentaciones analizadas, en donde se puede ver que tanto las fuerzas como los desplazamientos de la cimentación equivalente, son iguales a los de la cimentación desprendida, pero desfasados una distancia X_{cg} .

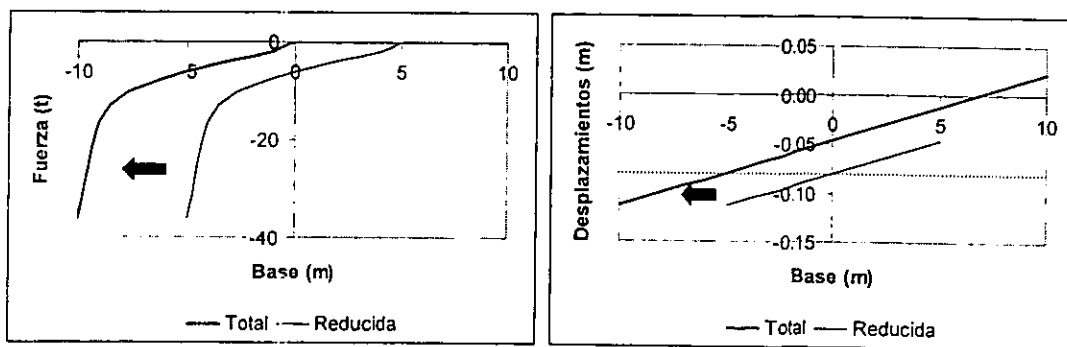


Fig 5.6 Comparación de resultados de una cimentación desprendida y una equivalente iniciando el desprendimiento

En la fig 5.7 es posible ver la distribución de fuerzas de contacto resultantes del modelo de elementos finitos, con un suelo tipo 2 (tabla 5.1), el cual fue sometido a la acción de una fuerza vertical P y a diferentes momentos M , para lograr el inicio del desprendimiento, y una pérdida en la longitud de contacto del 20, 50 y 70 por ciento. Resultados similares fueron presentados por Kikuchi y Oden (1988).

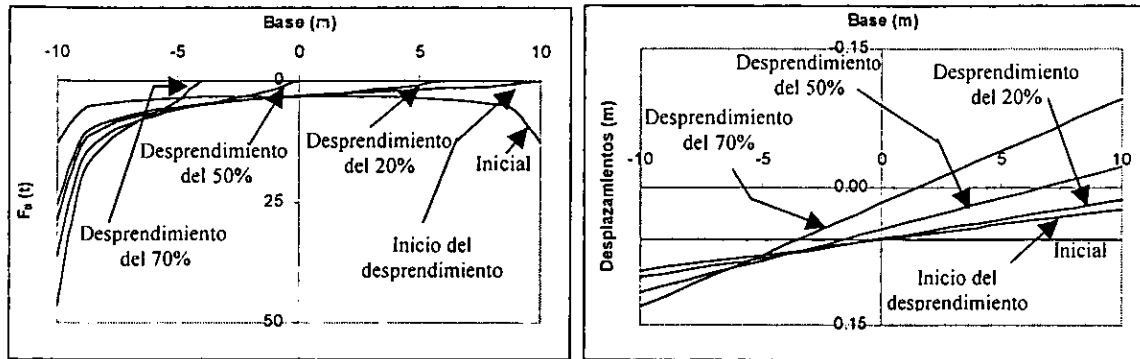


Fig 5.7. Distribución de fuerzas y desplazamientos de contacto para una cimentación desprendida

Con los resultados presentados en la validación, se pudo verificar la confiabilidad de los procesos analíticos propuestos, si se tiene en cuenta que la correlación de éstos, respecto al modelo de elementos finitos utilizado, es aceptable.

5.2. Validación de las respuestas estructurales. Este proceso de validación consiste en comparar las respuestas estructurales obtenidas, con las que presenta el modelo de Winkler considerando el desprendimiento, el cual fue desarrollado por Yim y Chopra (1983). Se pretende identificar y justificar, las variaciones en las respuestas de ambos modelos. Para lograr esto, es necesario tener en cuenta las diferencias de los modelos y tratar de establecer condiciones que reduzcan, dentro de lo posible, estas diferencias.

La primera diferencia, está relacionada con el criterio para iniciar el desprendimiento: el modelo de Winkler utiliza desplazamientos nulos en los extremos de la cimentación y el modelo propuesto usa fuerzas resultantes nulas. Para reducir esta diferencia, se emplea un coeficiente de Poisson igual a 0.45, teniendo en cuenta que para valores cercanos a 0.5, los desplazamientos son aproximadamente iguales a cero.

La segunda diferencia tiene que ver con la distribución de fuerzas de contacto en la cimentación y el procedimiento para obtener las rigideces asociadas a los efectos ISE: el modelo de Winkler calcula las rigideces y amortiguamientos de cabeceo y verticales, a partir de una distribución uniforme, mientras que el modelo propuesto recurre a una distribución no uniforme. Para lograr iguales desplazamientos verticales iniciales, se

distribuyeron uniformemente las rigideces y amortiguamientos verticales asociados a los efectos ISE. Se debe mencionar que las rigideces y amortiguamientos de cabeceo, no pueden ser iguales para cada uno de los modelos, debido a las diferentes hipótesis que los definen.

Tomando en cuenta los criterios anteriores, se estudiaron estructuras definidas por Yim y Chopra (1983), empleando el modelo propuesto y el modelo de Winkler. El primer caso consiste en excitar una estructura con una velocidad inicial, para luego dejarla vibrar libremente, con el objeto de poder comparar las respuestas obtenidas con el modelo propuesto y las presentadas por Yim y Chopra (1983). Para el segundo caso, se aplica una excitación propuesta por Meek (1975), la cual consiste en un ciclo de pulsos rectangulares de duración igual al período de la estructura con base rígida y diferentes amplitudes. En este caso se realizan dos planteamientos prácticos: uno de diseño estructural y otro de revisión estructural.

5.2.1. Vibración libre de estructuras sometidas a una velocidad inicial

Se estudia una de las estructuras definidas por Yim y Chopra (1983), la cual presenta una relación de esbeltez α , igual a 10 y una relación entre la frecuencia vertical del sistema y la de la estructura, igual a 8. La cimentación se consideró superficial, con masa despreciable, la cual está apoyada en un semi-espacio. La estructura es excitada mediante una velocidad inicial, de tal forma que se produzca el desprendimiento, para luego dejarla vibrar libremente.

La fig 5.8 muestra las respuestas de dicha estructura, donde U es la deformación de la estructura, Z es el desplazamiento de la masa por efectos de cabeceo, Y es la suma de U y Z , V_i y V_d , son los desplazamientos del extremo izquierdo y derecho de la cimentación, respectivamente. El índice de desprendimiento representa la relación entre la longitud de contacto y el ancho total de la base. Las ordenadas están normalizadas respecto a sus valores críticos correspondientes al inicio del desprendimiento, identificados mediante el subíndice "cr" y las abscisas se normalizaron respecto al período de la estructura T_e , el cual no es especificado por Yim y Chopra (1983).

En la fig 5.8(a) se puede ver que durante los intervalos de desprendimiento, se producen oscilaciones de alta frecuencia, las cuales son atribuibles a la influencia del acoplamiento entre el modo de vibración de cabeceo con el vertical (Yim y Chopra, 1983), ocasionado por la pérdida de rigidez de la cimentación. La fig 5.8 (b) muestra que las amplitudes de estas vibraciones se reducen notablemente por el efecto del amortiguamiento. Se debe mencionar que los ciclos de la respuesta con desprendimiento, resultan ser diferentes entre sí, debido al efecto no lineal que se presenta.

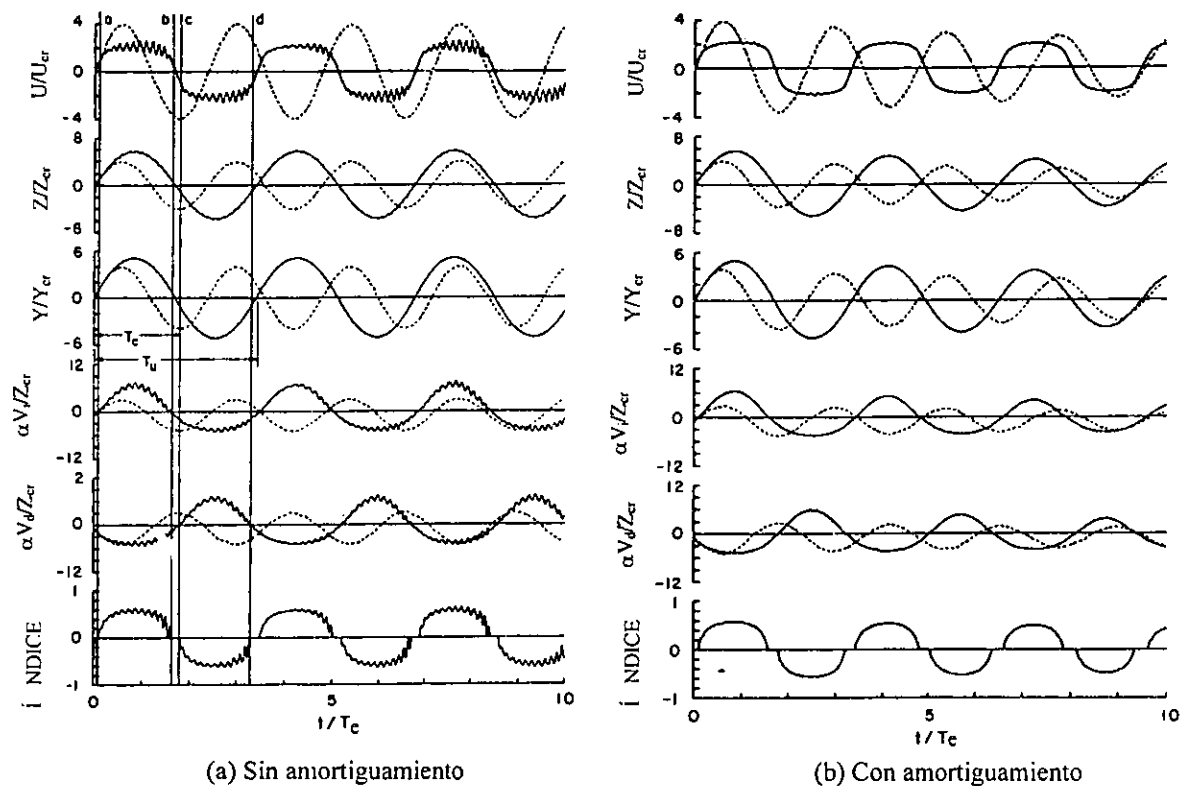


Fig 5.8. Respuesta de la estructura presentada por Yim y Chopra (1983)
 ————— Con desprendimiento - - - - - Sin desprendimiento

En la fig 5.9 se ilustran las respuestas de la estructura analizada, obtenidas con el modelo de Winkler, mediante un programa de cómputo desarrollado en esta investigación. En estas respuestas también se evidencian las vibraciones de alta frecuencia en los intervalos donde ocurre el desprendimiento, pero sus amplitudes resultan ser menores que las presentadas en la fig 5.8(a). Esta diferencia puede ser ocasionada por la influencia que tiene el período de la estructura T_e en la respuesta del sistema. Para ilustrar este efecto, se muestra en la fig 5.10 la respuesta de la misma estructura, pero con diferentes valores de T_e , donde se puede notar que las frecuencias y amplitudes de la deformación U en la zona desprendida, varían en función de dicho parámetro y son ocasionadas por la pérdida de rigidez de la cimentación.

Con base en lo anterior, no fue posible lograr respuestas totalmente iguales a las presentadas por Yim y Chopra, porque no se proporciona el período de la estructura.

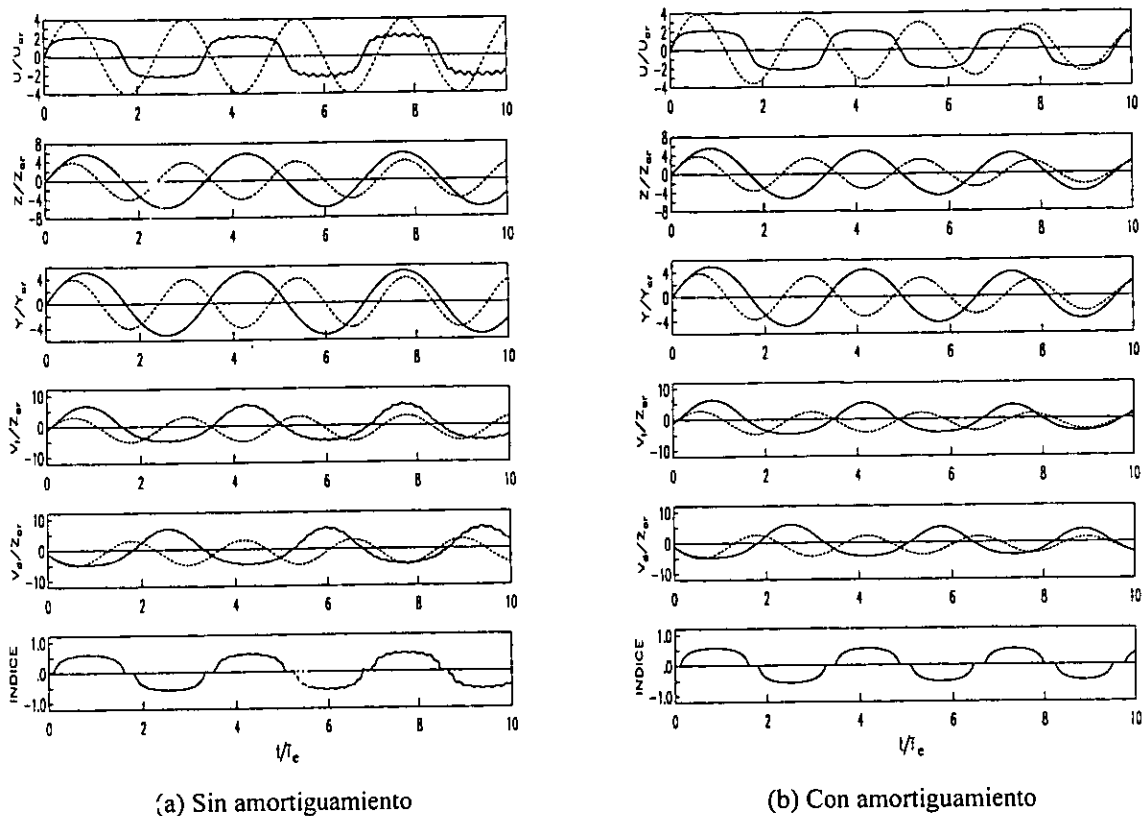
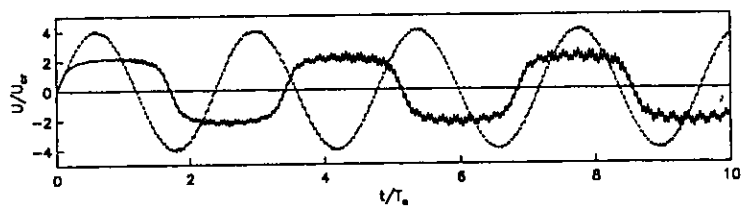
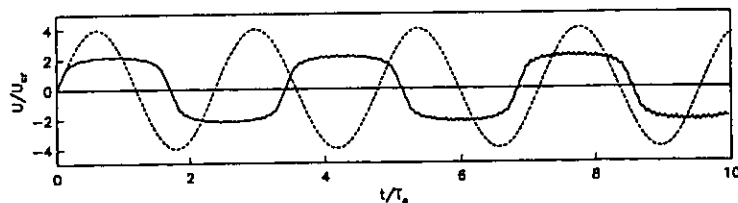


Fig 5.9. Respuesta de la estructura obtenida con el modelo de Winkler
 — Con desprendimiento - - - Sin desprendimiento



(a) Estructura con $T_e = 6.28s$



(b) Estructura con $T_e = 0.42s$

Fig 5.10. Deformaciones U para diferentes períodos de la estructura

En la fig 5.11 se presenta las respuestas de la misma estructura, calculada con el modelo propuesto. Tanto la forma como los niveles de amplitud, son similares a los mostrados en las figs 5.8 y 5.9. Sin embargo, el período del sistema suelo-estructura varía en un 30 por ciento, aproximadamente, debido a que el modelo propuesto presenta una rigidez de cabeceo diferente a la que se calcula en el modelo de Winkler e incluye movimientos de traslación horizontal, los cuales afectan el período del sistema.

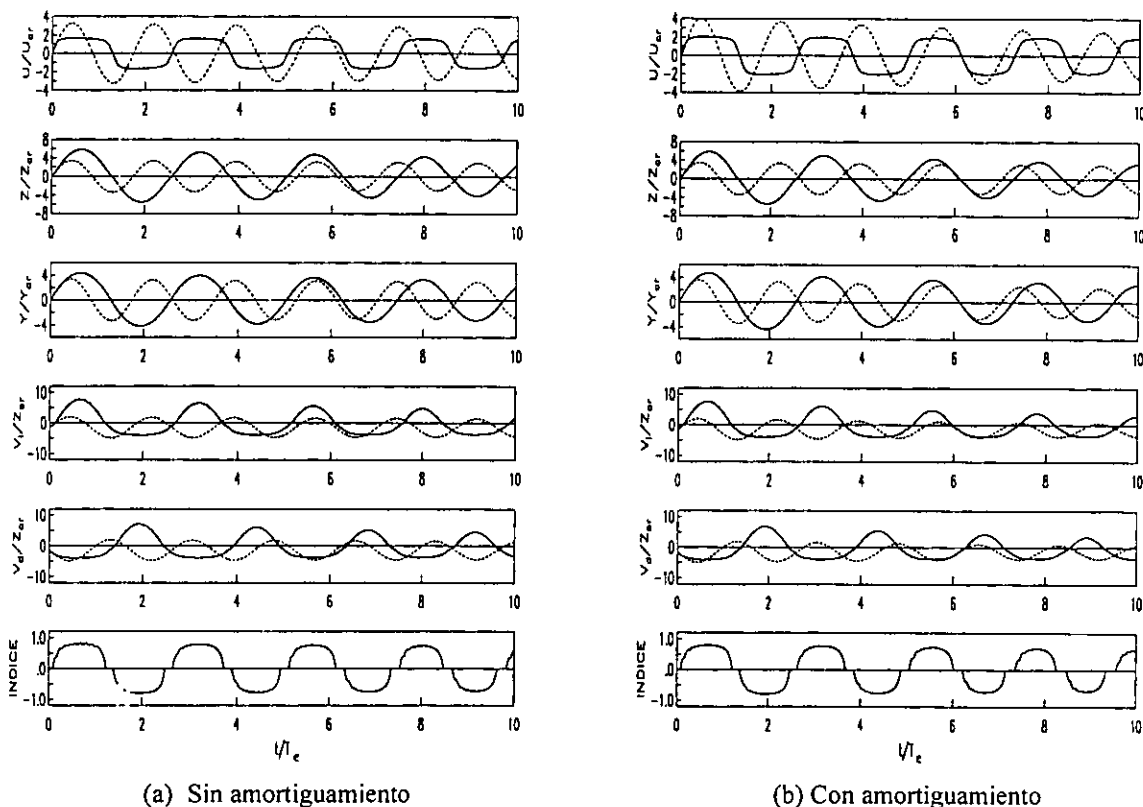


Fig 5.11. Respuesta de la estructura obtenida con el modelo propuesto
 — Con desprendimiento - - - Sin desprendimiento

5.2.2. Vibración libre de estructuras sometidas a un ciclo de pulsos rectangulares

Se pretende ilustrar las diferencias en las respuestas de dos estructuras obtenidas con el modelo propuesto y el modelo de Winkler, cuando se pretende diseñar o revisar estructuras, considerando el desprendimiento parcial de la cimentación.

En ambos casos, se emplearon estructuras con período igual a 5.0s, las cuales fueron sometidas a un ciclo de pulsos rectangulares, con amplitudes A iguales a uno, cinco y diez por ciento de la gravedad y con una duración T igual a 2.5s y 5.0s (fig 5.12). Los valores de amplitud fueron seleccionados con base en valores representativos de sismos de moderada intensidad. El primer valor de T es igual a la mitad del período de la

estructura y el segundo es el período de la estructura, los cuales fueron asumidos con el objeto de comparar y determinar su influencia en la respuesta.

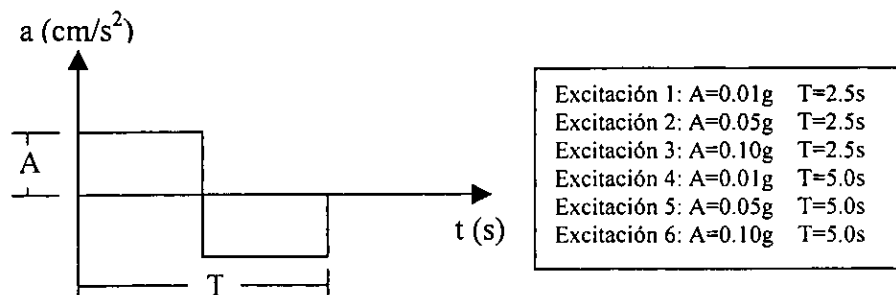


Fig 5.12. Definición del tipo de excitación

5.2.2.1. Diseño de estructuras

Se pretende estudiar las respuestas obtenidas con los dos modelos, con el objeto de determinar la influencia del desprendimiento. En este caso se conocen las características de la estructura a diseñar y las propiedades del suelo. Se desea encontrar la variación del período del sistema y las amplitudes de la respuesta. Para esto se recurre a dos estructuras con igual período ($T_e = 5.0s$), pero con relaciones de esbeltez de 10 y 5, y relaciones entre la frecuencia vertical y la de la estructura, de 8 y 12, respectivamente.

En las figs 5.13 y 5.14 se presentan las respuestas de las deformaciones de entrepiso U obtenidas mediante el modelo propuesto y el modelo de Winkler, para las estructuras con relación de esbeltez igual a 10 y 5, y con relación de frecuencias igual a 8 y 12, respectivamente, sometidas a los seis tipos de excitación. Las formas y amplitudes son similares, notándose diferencias en el período del sistema debido a que las rigideces de cabeceo no son iguales en ambos modelos.

En las tres primeras gráficas de la fig 5.13, correspondientes a las respuestas utilizando excitaciones con T igual a 2.5s y diferentes amplitudes A , no se presenta desprendimiento. Sin embargo, en las dos últimas de la misma figura, si ocurre dicho efecto. Esto se debe a que la duración de la excitación es igual al período de la estructura con base rígida, lo cual hace que se incrementen las amplitudes de la respuesta, haciéndola más susceptible a la ocurrencia del desprendimiento.

De igual forma se presenta las respuestas de los desplazamientos Z de la masa de la estructura debido al cabeceo (figs 5.15 y 5.16). Las ordenadas de Z obtenidas con el modelo propuesto, son mayores a las del modelo de Winkler, debido a las diferencias entre las rigideces de cabeceo.

En las figs 5.17 y 5.18 se ilustran los desplazamientos totales de la masa de la estructura Y, donde se puede notar que dicha respuesta está gobernada por los desplazamientos de cabeceo.

Otra verificación que se realizó fue la de obtener los períodos y amortiguamientos del sistema, para las dos estructuras analizadas, utilizando las expresiones propuestas en el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (CFE, 1993):

$$T_{ISE}^2 = T_e^2 + T_h^2 + T_c^2 \dots\dots\dots (5.1)$$

$$\xi_{ISE} = \xi_e \left(\frac{T_e}{T_{ISE}} \right)^3 + \frac{\xi_h}{1 + 2\xi_h^2} \left(\frac{T_h}{T_{ISE}} \right)^2 + \frac{\xi_c}{1 + 2\xi_c^2} \left(\frac{T_c}{T_{ISE}} \right)^2 \dots\dots\dots (5.2)$$

Donde T_e , T_h y T_c , son los períodos de la estructura, horizontal y de cabeceo, respectivamente, y ξ_e , ξ_h y ξ_c , son sus fracciones de amortiguamiento crítico, las cuales se definen así:

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{m_e}{K_e}} \dots\dots\dots (5.3)$$

$$T_h = 2\pi \sqrt{\frac{m_e}{K_h}} \dots\dots\dots (5.4)$$

$$T_c = 2\pi \sqrt{\frac{m_e H_e^2}{K_c}} \dots\dots\dots (5.5)$$

$$\xi_h = \frac{\pi C_h}{T_{ISE} K_h} \dots\dots\dots (5.6)$$

$$\xi_c = \frac{\pi C_c}{T_{ISE} K_c} \dots\dots\dots (5.7)$$

Donde:

- m_e : masa de la estructura.
- H_e : altura de la estructura
- K_e : rigidez de la estructura
- K_h : rigidez horizontal de los efectos ISE
- K_c : rigidez de cabeceo de los efectos ISE
- C_h : amortiguamiento horizontal de los efectos ISE
- C_c : amortiguamiento de cabeceo de los efectos ISE

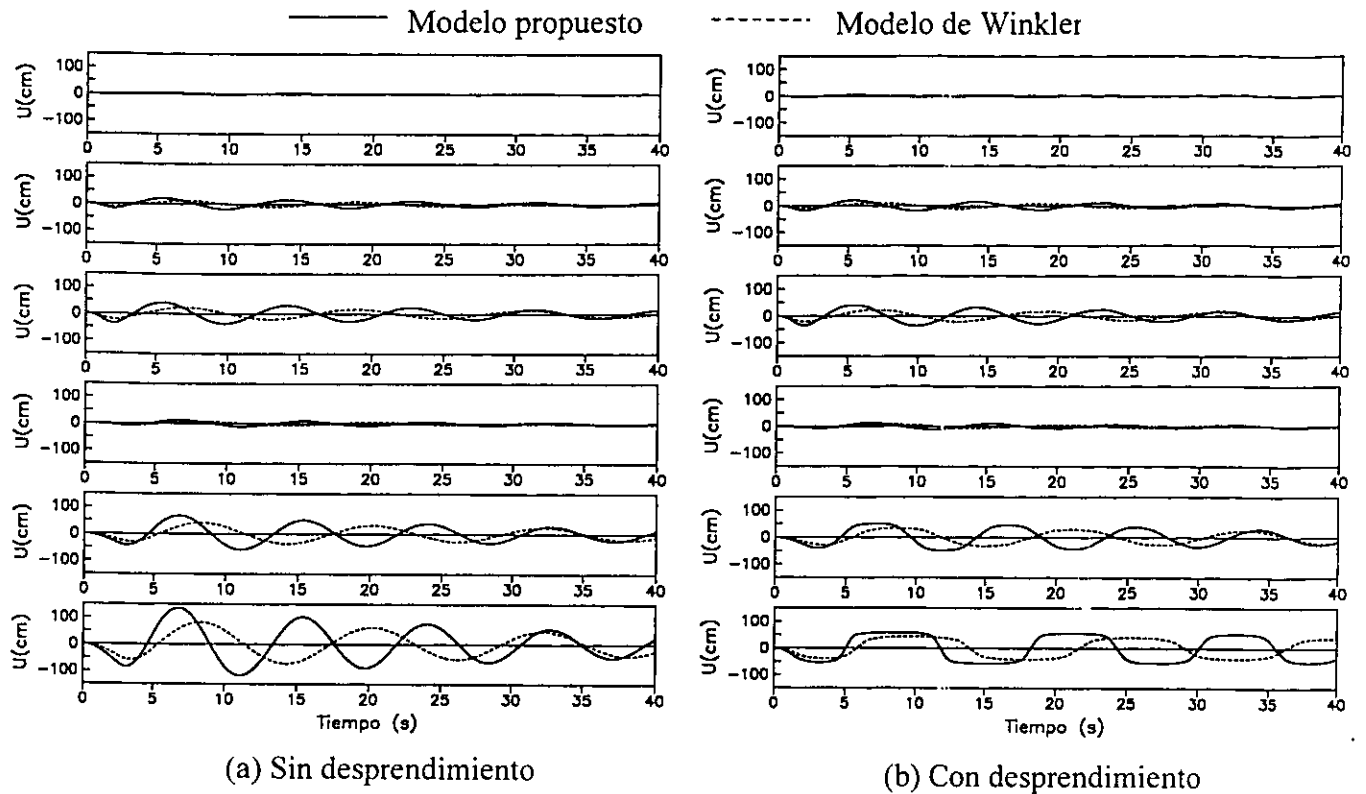


Fig 5.13. Deformaciones U de la estructura con relación de esbeltez igual a 10

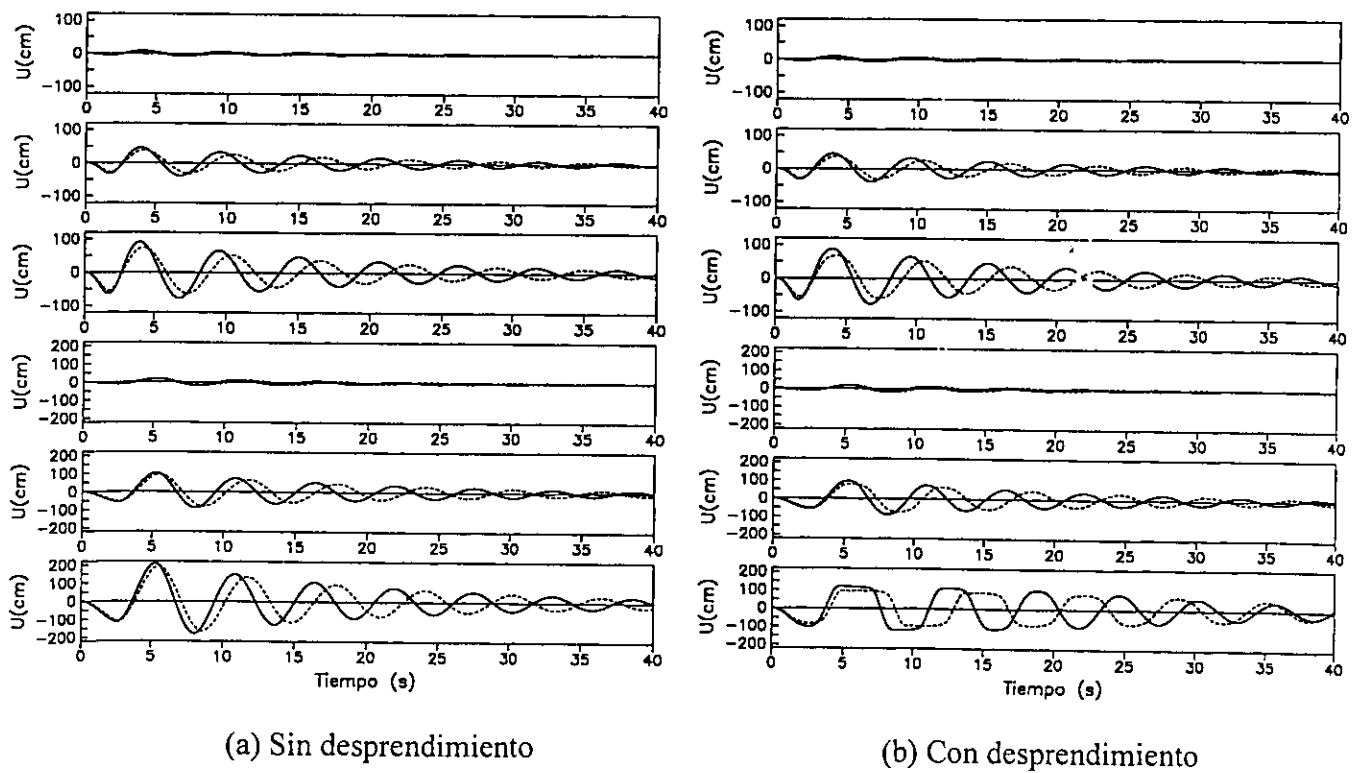


Fig 5.14. Deformaciones U de la estructura con relación de esbeltez igual a 5

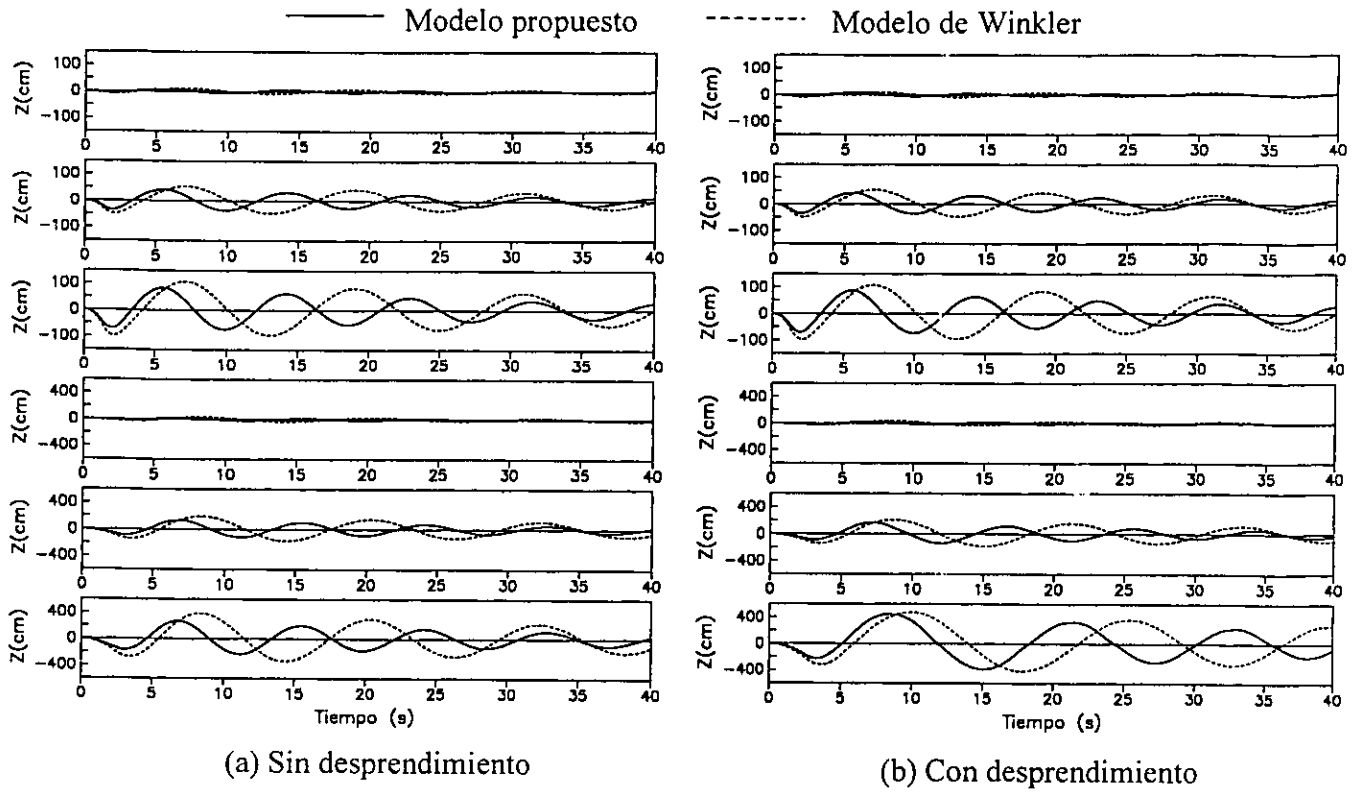


Fig 5.15. Desplazamientos Z de la estructura con relación de esbeltez igual a 10

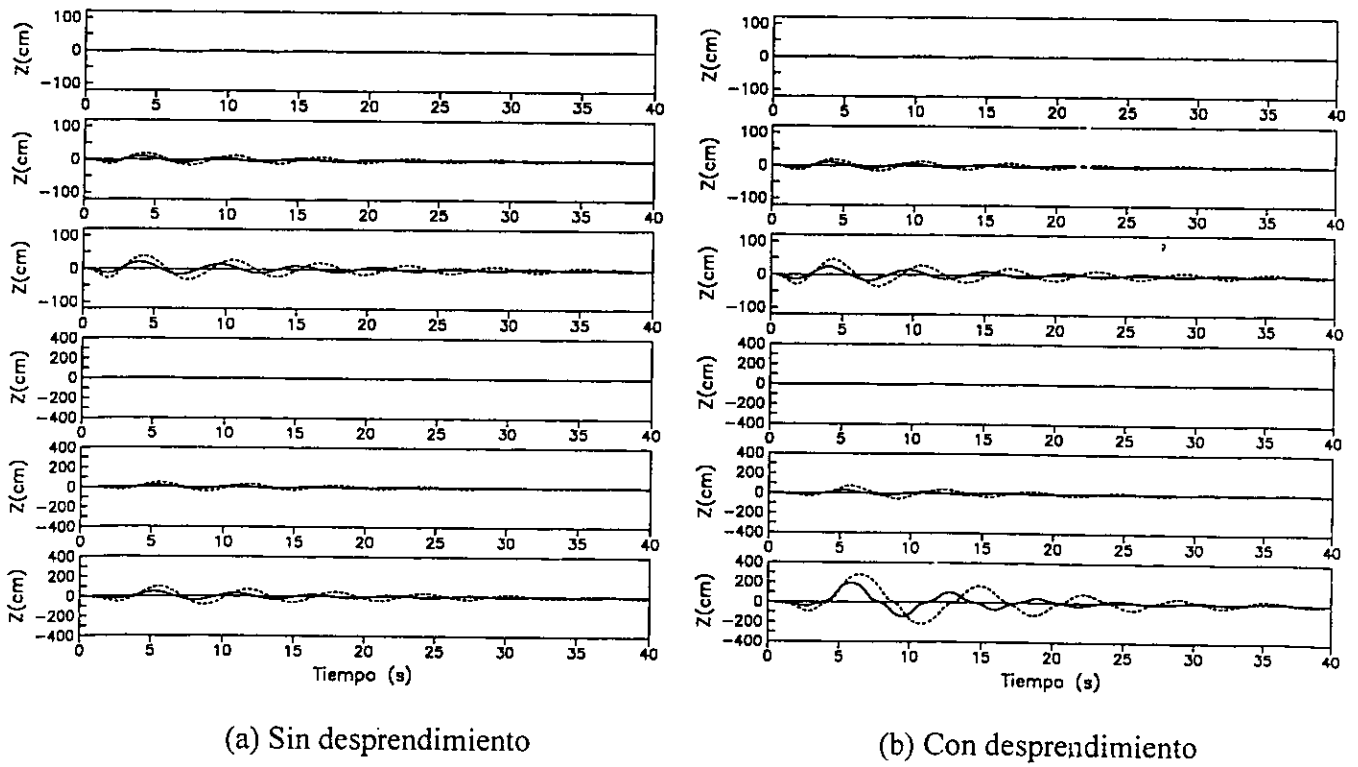


Fig 5.16. Desplazamientos Z de la estructura con relación de esbeltez igual a 5

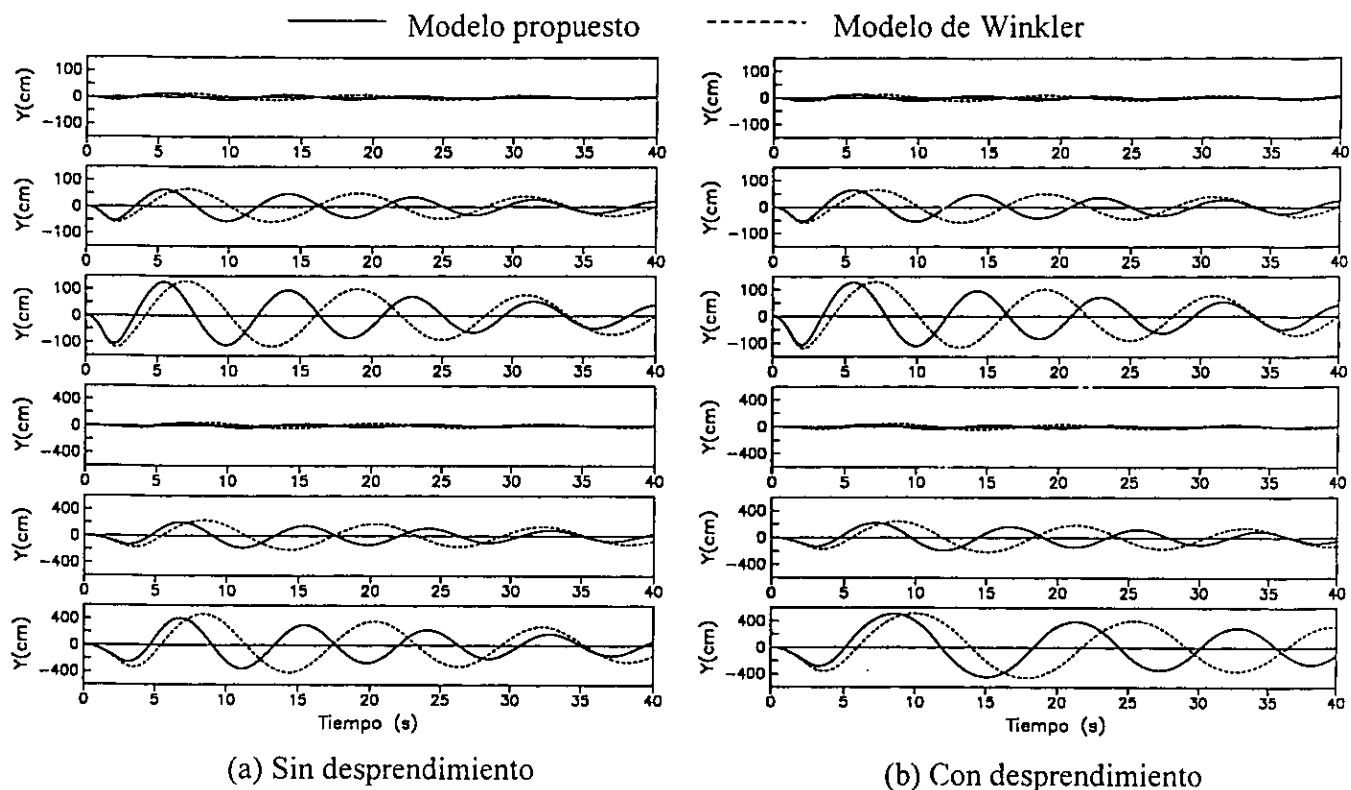


Fig 5.17. Desplazamientos Y de la estructura con relación de esbeltez igual a 10

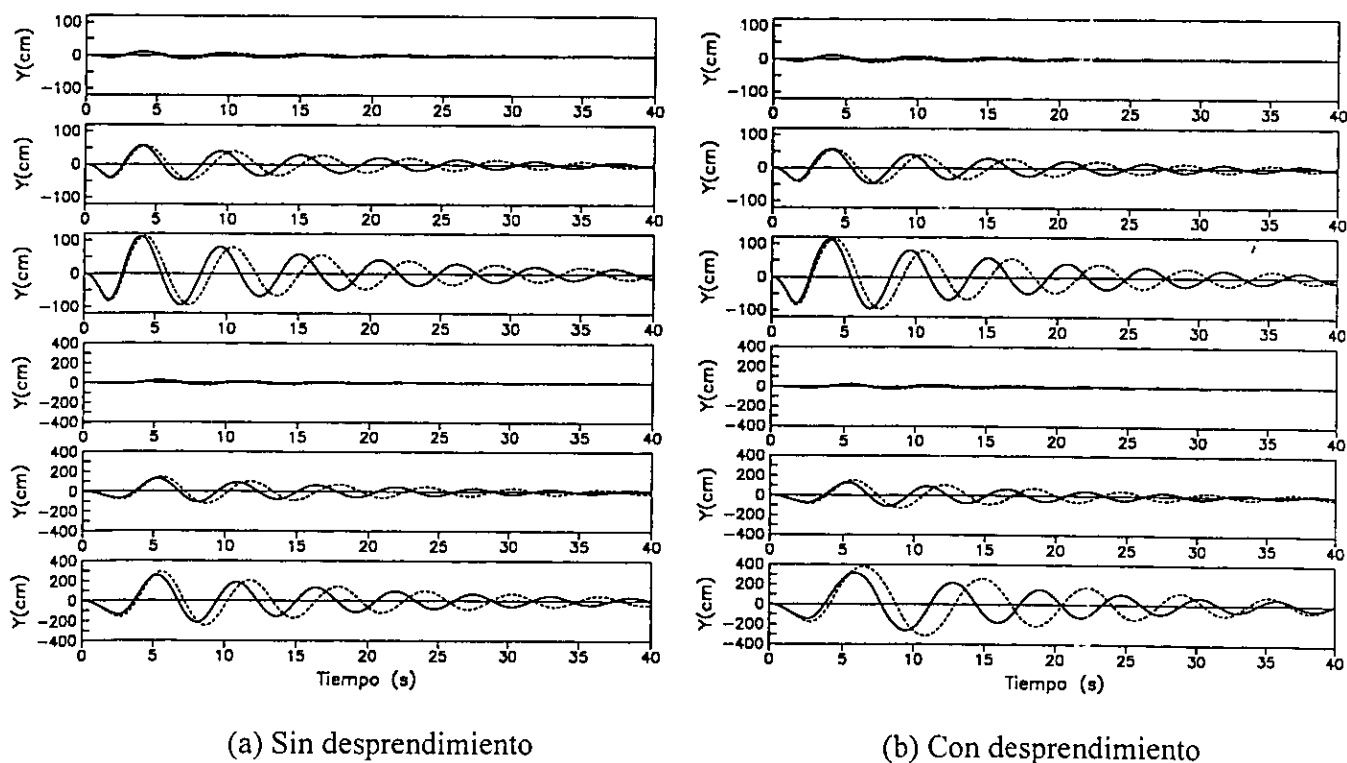


Fig 5.18. Desplazamientos Y de la estructura con relación de esbeltez igual a 5

En la tabla 5.3 se muestran los valores de los períodos y amortiguamientos obtenidos con las expresiones 5.1 a la 5.7 los cuales se identifican mediante la letra "e" y los obtenidos directamente de las figuras presentadas, identificados con la letra "f". La fracción de amortiguamiento crítico se calculó a partir del decremento logarítmico.

Tabla 5.3. Comparación de períodos y amortiguamientos de estructuras sometidas a un ciclo de pulsos rectangulares

	Modelo propuesto		Modelo de Winkler	
	10	5	10	5
Relación de esbeltez	10	5	10	5
Relación de frecuencias	8	12	8	12
T_e	5.00	5.00	5.00	5.00
T_h	0.74	0.49	---	---
T_c	7.03	2.34	10.82	3.61
$T_{ISE} (e)$	8.66	5.54	11.92	6.17
$T_{ISE} (f)$	8.66	5.54	11.94	6.18
ξ_e	0.05	0.05	0.05	0.05
ξ_h	0.08	0.13	---	---
ξ_c	0.05	0.08	0.06	0.14
$\xi_{ISE} (e)$	0.04	0.05	0.05	0.07
$\xi_{ISE} (f)$	0.04	0.05	0.04	0.06

Los períodos del sistema obtenidos con el modelo propuesto, sin considerar el desprendimiento, aumentan 11 y 37 por ciento, respecto a los del modelo de Winkler, y al tomar en cuenta el desprendimiento, éstos se incrementan 16 y 18 por ciento. Los amortiguamientos del sistema aumentaron 25 y 40 por ciento. Esto se debe a las diferencias entre ambos modelos para calcular la rigidez y el amortiguamiento de cabeceo. Esto implica que los modelos utilizan suelos diferentes para representar los efectos ISE. Además, el modelo de Winkler no considera movimientos de traslación horizontal de la cimentación.

Se puede ver que los períodos y amortiguamientos calculados mediante las expresiones 5.1 a la 5.7, resultan ser similares a los obtenidos con los modelos estudiados.

Es importante mencionar que los períodos del sistema con desprendimiento, cambian en función del amortiguamiento, teniendo en cuenta que al reducir las ordenadas de la zona desprendida, se disminuye el intervalo en cual se presenta dicho efecto. Estos períodos se incrementaron hasta 33 por ciento, respecto al sistema sin desprendimiento, para el modelo propuesto, y hasta 30 por ciento, para el modelo de Winkler.

El aumento del período del sistema con el desprendimiento, puede ser benéfico a la estructura, si ésta se encuentra en la zona descendente del espectro de respuesta, haciéndose evidente en la variación de las deformaciones U de la estructura, las cuales alcanzaron reducciones hasta del 40 por ciento, aproximadamente, en el caso más favorable. Esto es válido mientras no se presente un mecanismo de falla de la cimentación o el volteo de la estructura, si se tiene en cuenta que los desplazamientos por cabeceo Z , aumentaron en un 60 por ciento, aproximadamente, en el caso más desfavorable.

5.2.2.2. Estructuras existentes

Se pretende revisar las respuestas obtenidas con los dos modelos, con el objeto de determinar la influencia del desprendimiento. En este caso se suponen conocidas las características del sistema suelo-estructura. Para esto se recurre a dos estructuras con igual período y amortiguamiento del sistema ($T_{ISE} = 8.66s$ y $\xi_{ISE} = 0.04$) y de cabeceo, pero con relaciones de esbeltez de 10 y 5. Con este criterio, fue necesario variar el período y amortiguamiento de la estructura, así como la relación entre las frecuencias verticales del sistema y de la estructura.

En las figs 5.19(a) y 5.20(a) se presentan las respuestas de las deformaciones de entrepiso U obtenidas mediante el modelo propuesto y el modelo de Winkler, sin considerar el desprendimiento, para las estructuras con relación de esbeltez igual a 10 y 5, sometidas a los seis tipos de excitación. Las formas y amplitudes de las respuestas de ambos modelos son iguales, debido a que el período y amortiguamiento del sistema, también lo es. Al igualar los anteriores parámetros, no se pueden lograr rigideces y amortiguamientos verticales similares en ambos modelos, por lo que el inicio del desprendimiento no ocurre en el mismo instante. Esto se evidencia en las figs 5.19(b) y 5.20(b), donde el período del modelo propuesto, considerando el desprendimiento, es menor que el del modelo de Winkler.

De igual forma se presenta las respuestas de los desplazamientos Z de la masa de la estructura debido al cabeceo (figs 5.21 y 5.22). Las ordenadas de Z obtenidas con el modelo propuesto, son similares a las del modelo de Winkler, presentándose variaciones en el período del sistema desprendido.

En las figs 5.23 y 5.24 se ilustran los desplazamientos totales de la masa de la estructura Y , donde se puede notar que dicha respuesta está gobernada por las deformaciones U y los desplazamientos Z .

En la tabla 5.4 se muestran los valores de los períodos y amortiguamientos obtenidos, cuando no se considera el desprendimiento.

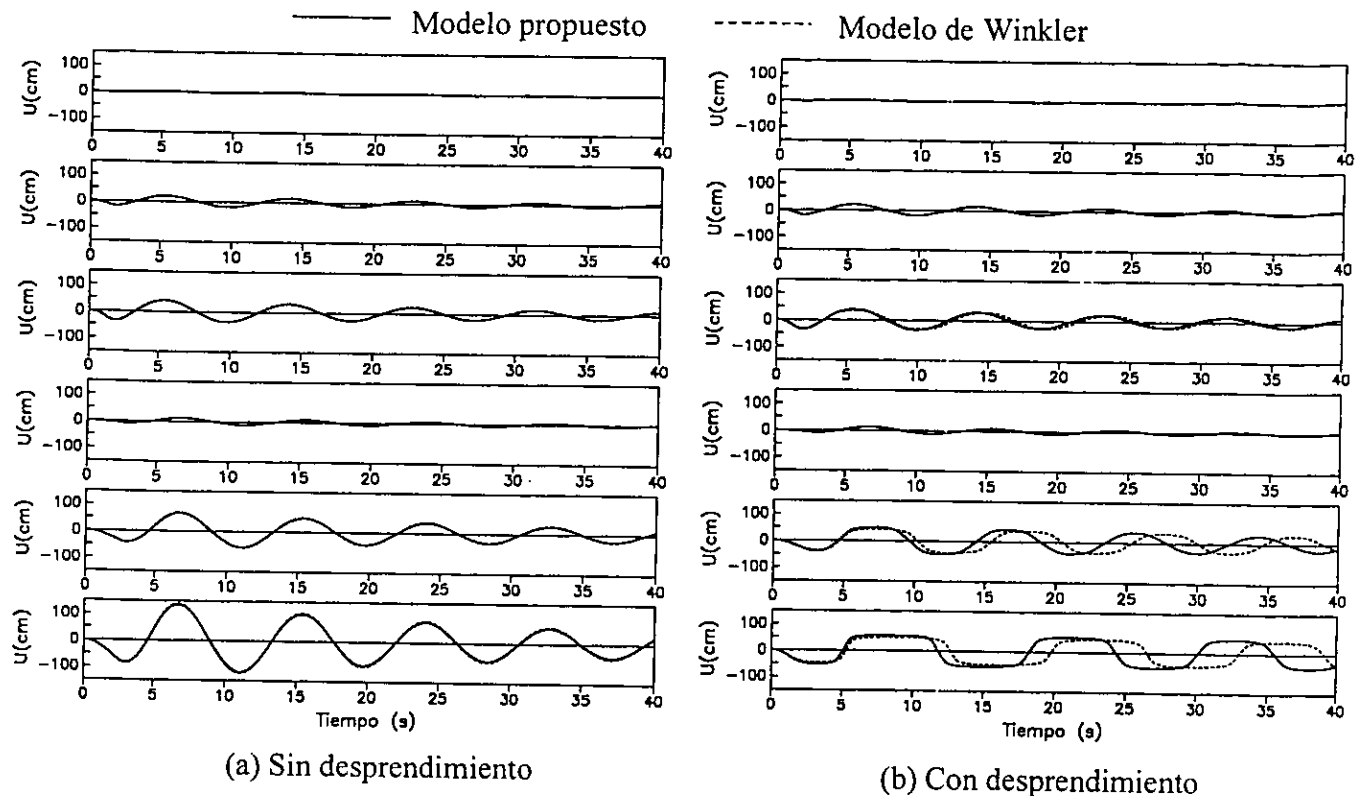


Fig. 5.19. Deformaciones U de la estructura con relación de esbeltez igual a 10

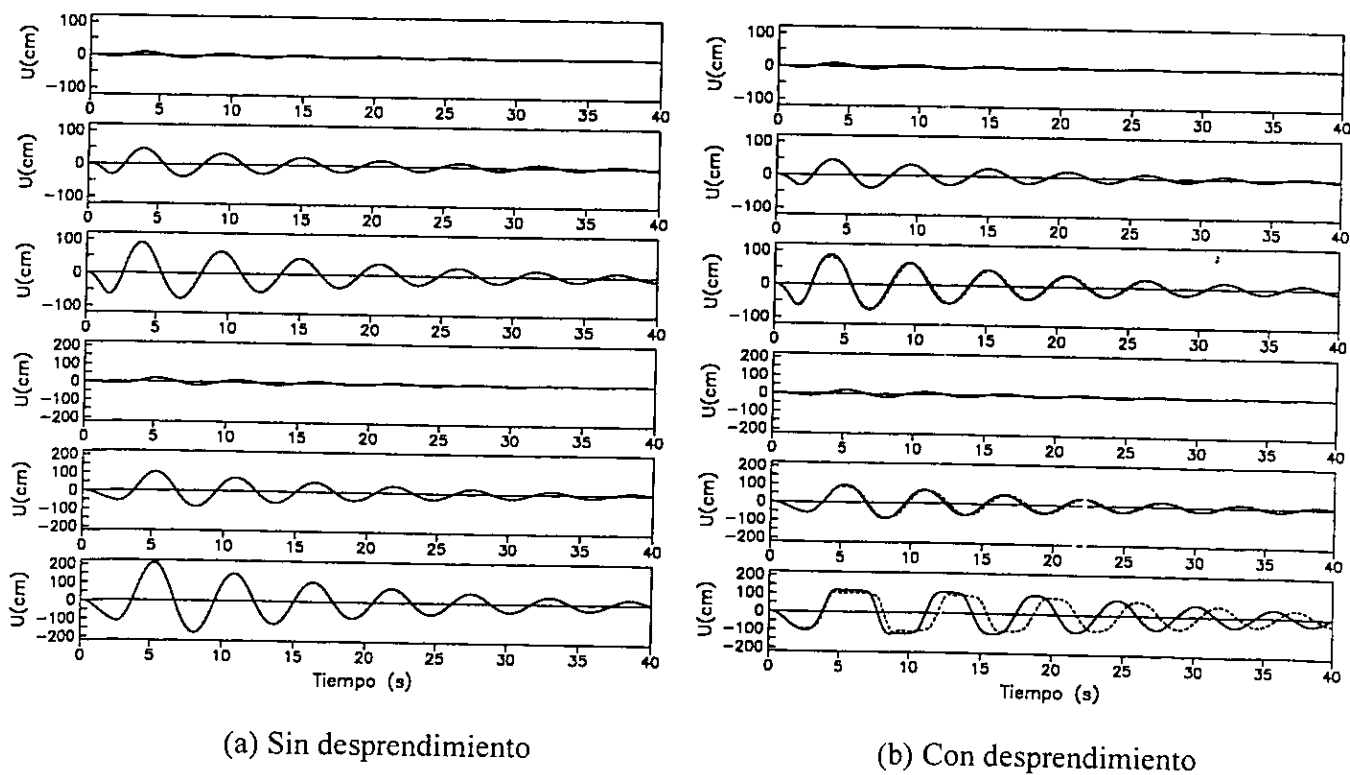


Fig. 5.20. Deformaciones U de la estructura con relación de esbeltez igual a 5

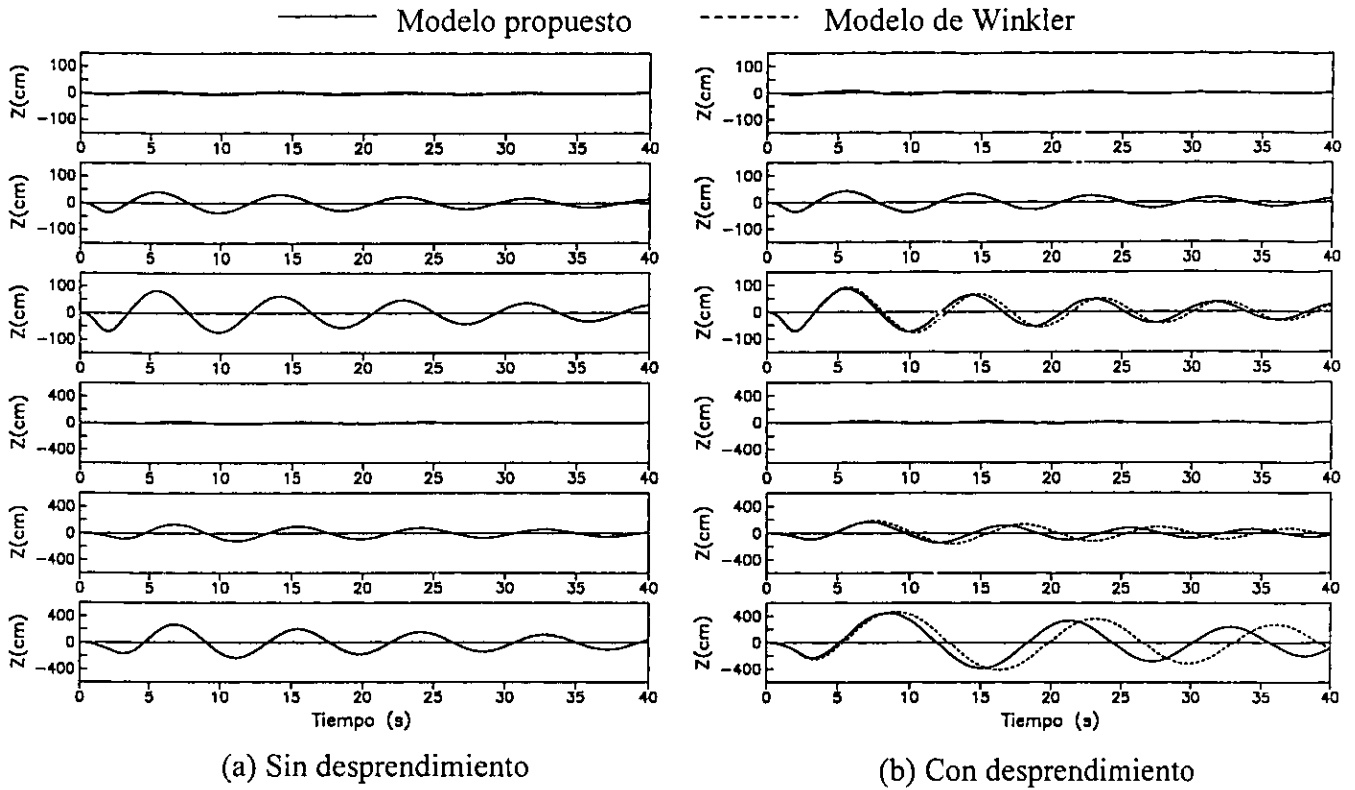


Fig. 5.21. Desplazamientos Z de la estructura con relación de esbeltez igual a 10

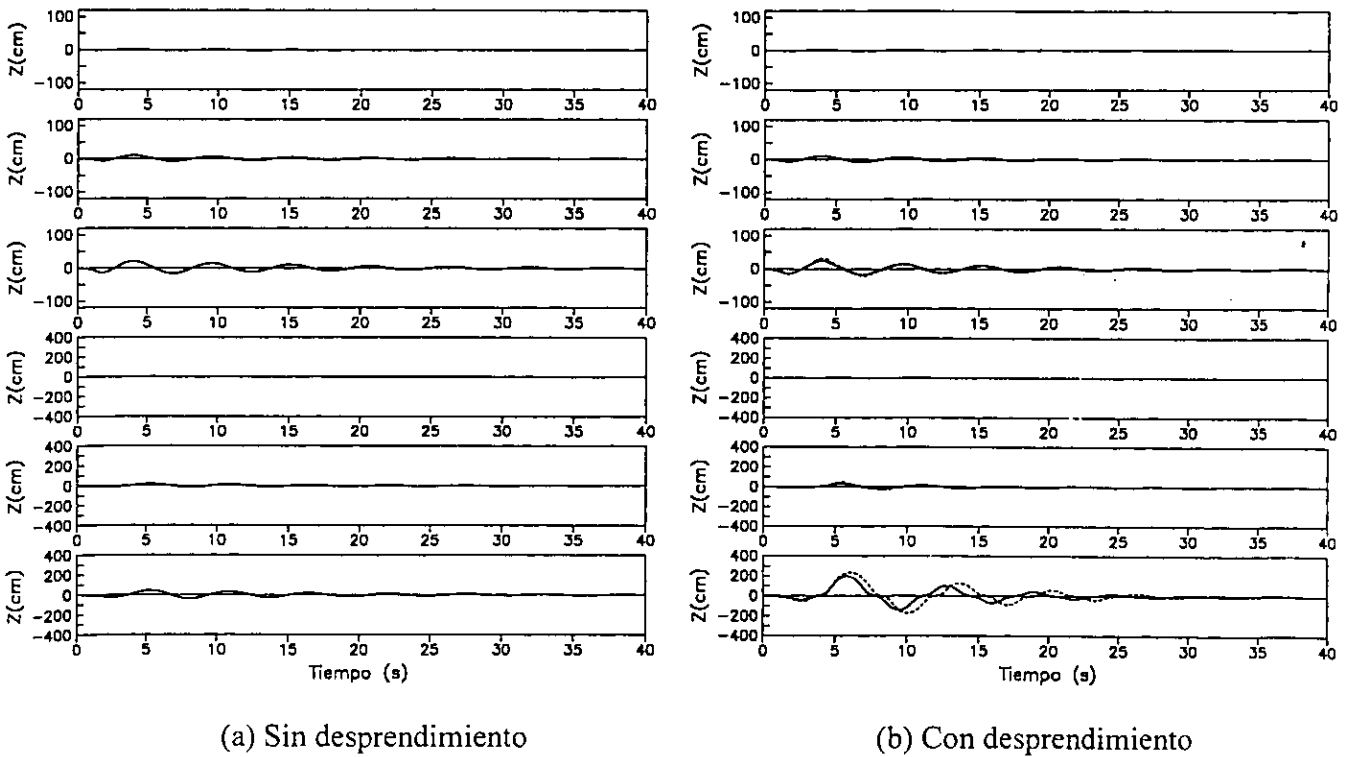
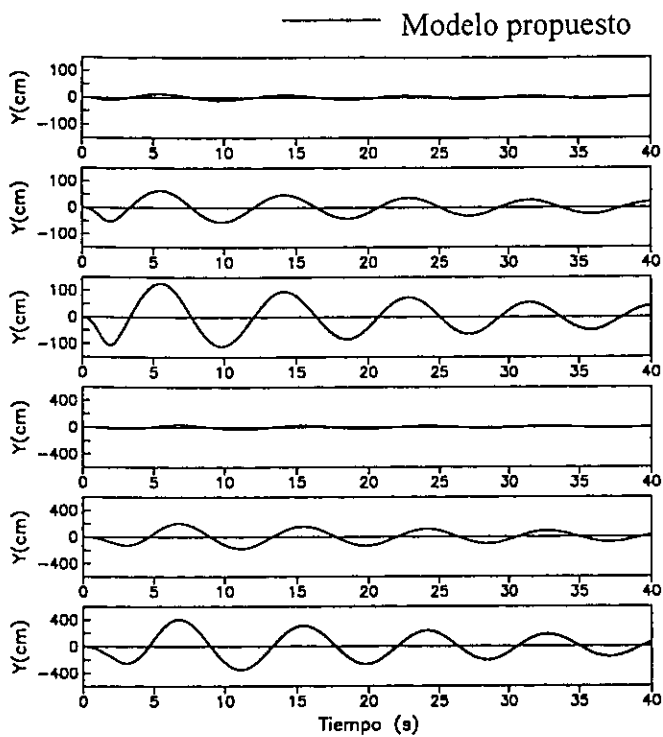
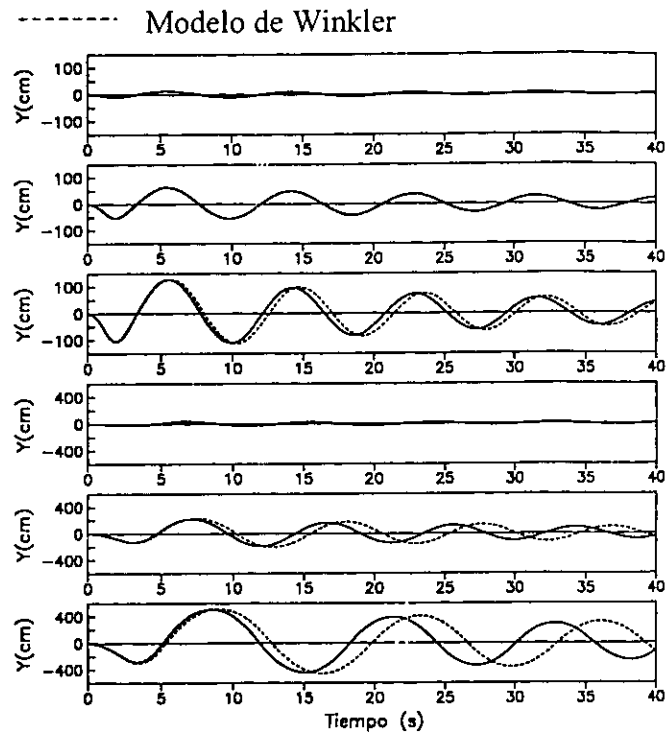


Fig. 5.22. Desplazamientos Z de la estructura con relación de esbeltez igual a 5

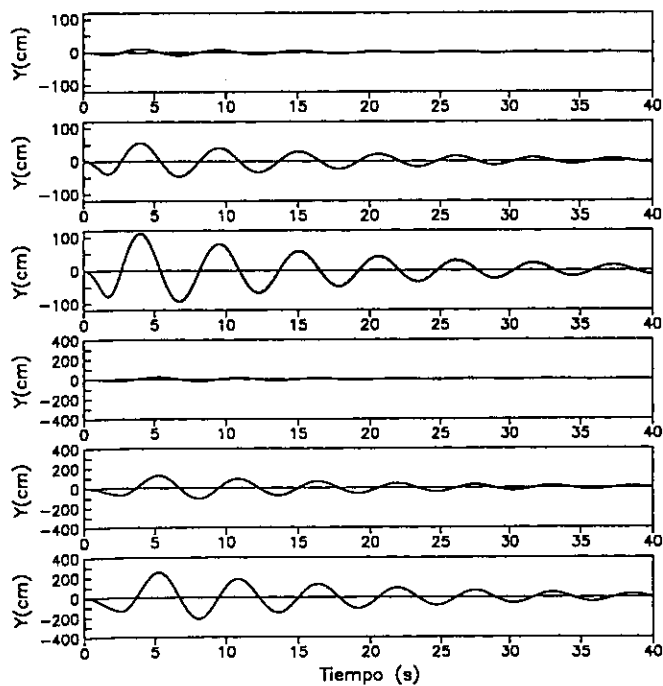


(a) Sin desprendimiento

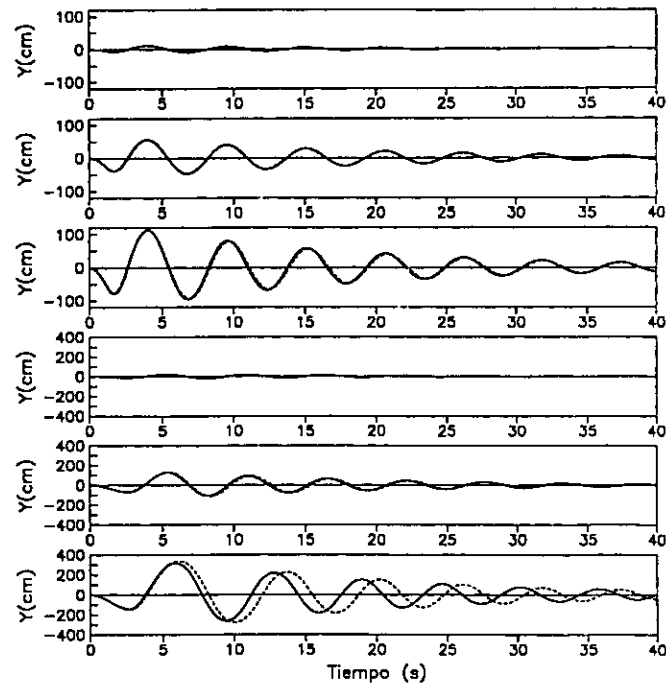


(b) Con desprendimiento

Fig. 5.23. Desplazamientos Y de la estructura con relación de esbeltez igual a 10



(a) Sin desprendimiento



(b) Con desprendimiento

Fig. 5.24. Desplazamientos Y de la estructura con relación de esbeltez igual a 5

Tabla 5.4. Comparación de períodos y amortiguamientos de estructuras sometidas a un ciclo de pulsos rectangulares

	Modelo propuesto		Modelo de Winkler	
	10	5	10	5
Relación de esbeltez	10	5	10	5
Relación de frecuencias	8	12	12.46	18.55
T_e	5.00	5.00	5.06	5.02
T_h	0.74	0.49	---	---
T_c	7.03	2.34	7.03	2.34
$T_{ISE} (e)$	8.66	5.54	8.66	5.54
$T_{ISE} (f)$	8.66	5.54	8.66	5.54
ξ_e	0.05	0.05	0.04	0.05
ξ_h	0.08	0.13	---	---
ξ_c	0.05	0.08	0.05	0.08
$\xi_{ISE} (e)$	0.04	0.05	0.04	0.05
$\xi_{ISE} (f)$	0.04	0.05	0.04	0.05

Los períodos y amortiguamientos del sistema y de cabeceo, sin desprendimiento, son iguales para ambas estructuras, debido a que fueron utilizados como criterio de igualdad. Para lograr la similitud en las respuestas, fue necesario variar el período y amortiguamiento de la estructura con base rígida, así como la relación entre la frecuencia vertical del sistema y la de la estructura. Cuando se considera el desprendimiento, el período del sistema obtenido con el modelo propuesto, aumenta hasta un 10 y 14 por ciento, respecto al del modelo de Winkler.

El período de la estructura con base rígida aumentó uno por ciento, por lo que para efectos prácticos, se puede considerar que es la misma estructura. Sin embargo, la relación de frecuencias se incrementó 56 por ciento, lo que implica un suelo más rígido. Además, hay que tener en cuenta que al igualar la rigidez de cabeceo, la rigidez y los desplazamientos verticales no son iguales para ambos modelos, y esto ocasiona diferencias en la respuesta debido a que el inicio del desprendimiento no ocurre en el mismo instante; si la rigidez vertical aumenta, los desplazamientos iniciales se reducen y el inicio del desprendimiento será más probable respecto al que se presentaría si la rigidez vertical disminuye. Esto implica que la definición del inicio del desprendimiento no se puede realizar mediante el concepto de desplazamientos, ya que éste depende de las demandas sísmicas.

Esto hace notar las limitaciones que presenta el modelo de Winkler, al tratar de obtener mediante una distribución uniforme de fuerzas, las rigideces y amortiguamientos asociados a los efectos ISE, las cuales no son congruentes con los planteamientos ISE.

5.2.3. Influencia de los efectos P-Δ en la respuesta de una estructura.

Se pretende evaluar los efectos P-Δ en las respuestas estructurales de un edificio cuando ocurre el desprendimiento, calculadas mediante el modelo propuesto. Para lograr esto se recurre a las mismas estructuras y excitaciones (fig 5.12) empleadas en el inciso anterior.

La solución de un sistema que toma en cuenta los efectos P-Δ equivale a tener el mismo sistema, pero con menor rigidez estructural y de cabeceo. Esto implica que el período de la estructura y el de cabeceo deben aumentar, así como el del sistema suelo-estructura.

En la fig 5.25 se presenta la variación del período fundamental de las estructuras estudiadas. Para la estructura tipo 1 (relación de esbeltez igual a 10), se puede ver que el período del sistema aumenta en 40 y 9 por ciento debido a los efectos P-Δ, cuando se considera o no el desprendimiento de la cimentación, respectivamente. Para la estructura tipo 2 (relación de esbeltez igual a 5), el aumento del período debido a los efectos P-Δ, es del 5 por ciento, cuando no hay desprendimiento. Cuando ocurre el desprendimiento total, el sistema se vuelve inestable.

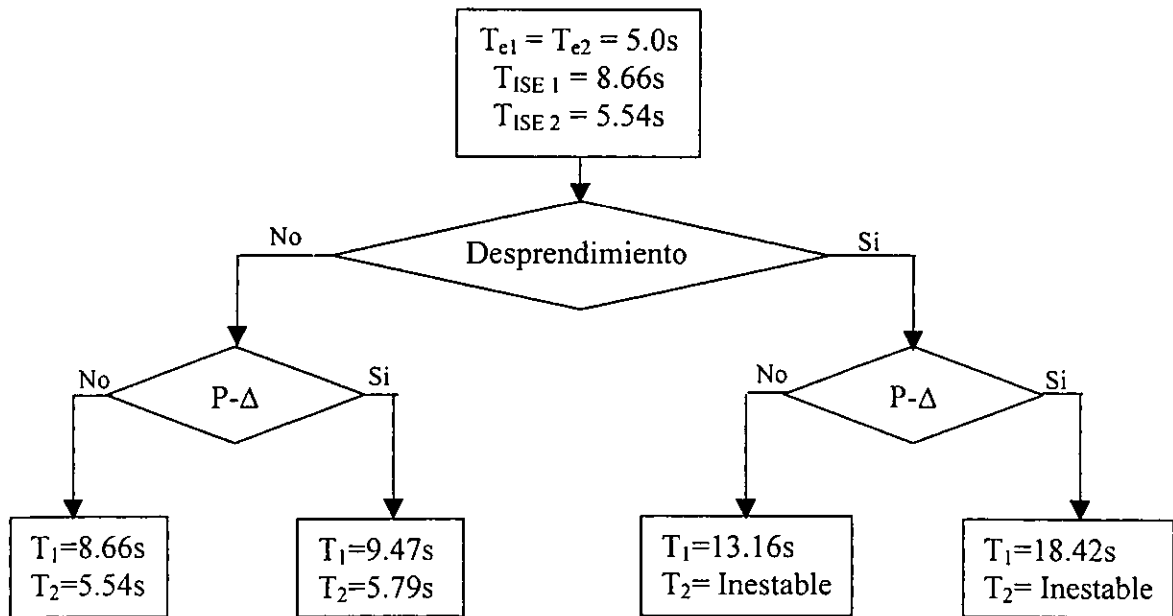


Fig 5.25. Variación del período fundamental de las estructuras estudiadas

En las figs 5.26 y 5.27 se presentan las deformaciones U de una estructura con relación de esbeltez igual a 10 y 5 respectivamente, sometida a los diferentes tipos de excitación. Se hace evidente el incremento del período del sistema cuando se toma en cuenta los efectos P-Δ. En las figs 5.28 a la 5.31 se presentan las respuestas Z y Y, para las dos estructuras estudiadas. Al igual que en las dos anteriores, es posible ver el aumento de los períodos del sistema. La variación en las amplitudes de la respuesta con o sin efectos P-Δ, resulta ser despreciable.

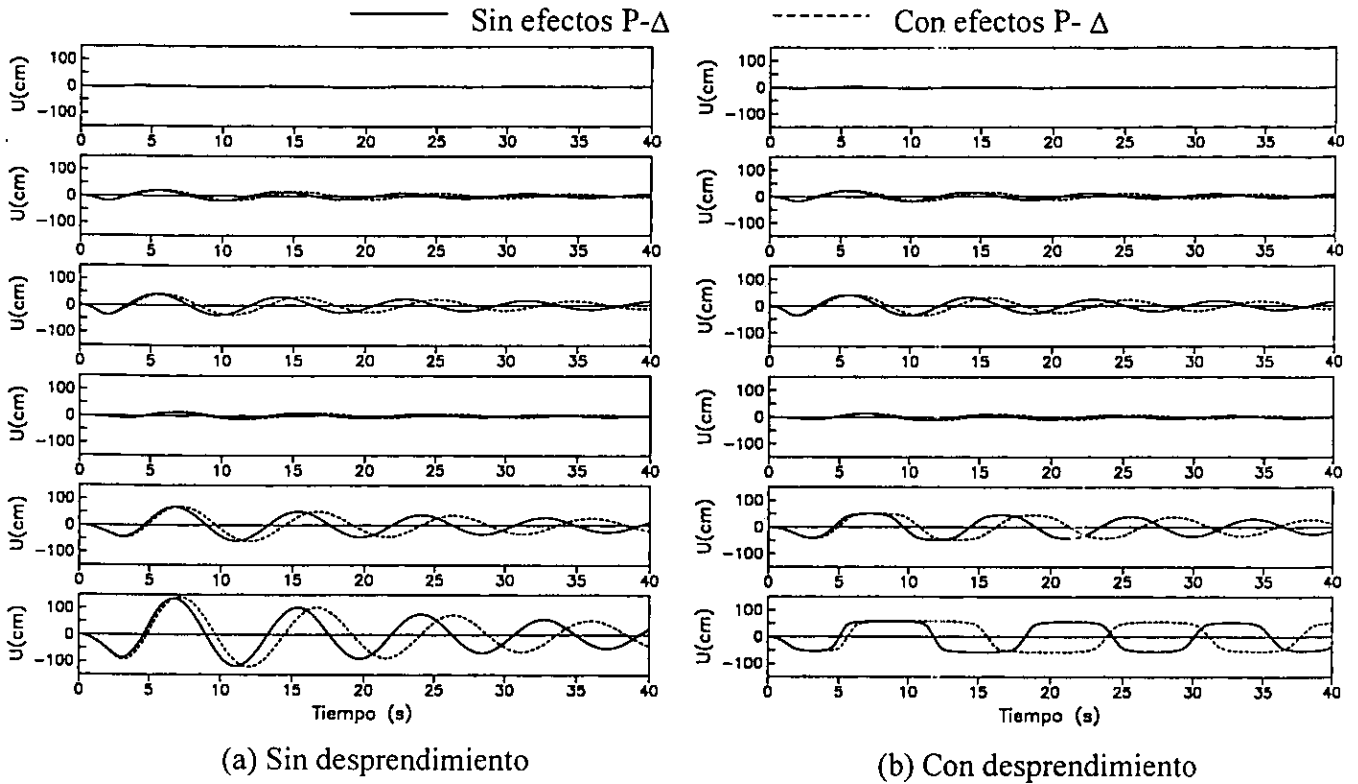


Fig 5.26. Deformaciones U de la estructura con relación de esbeltez igual a 10

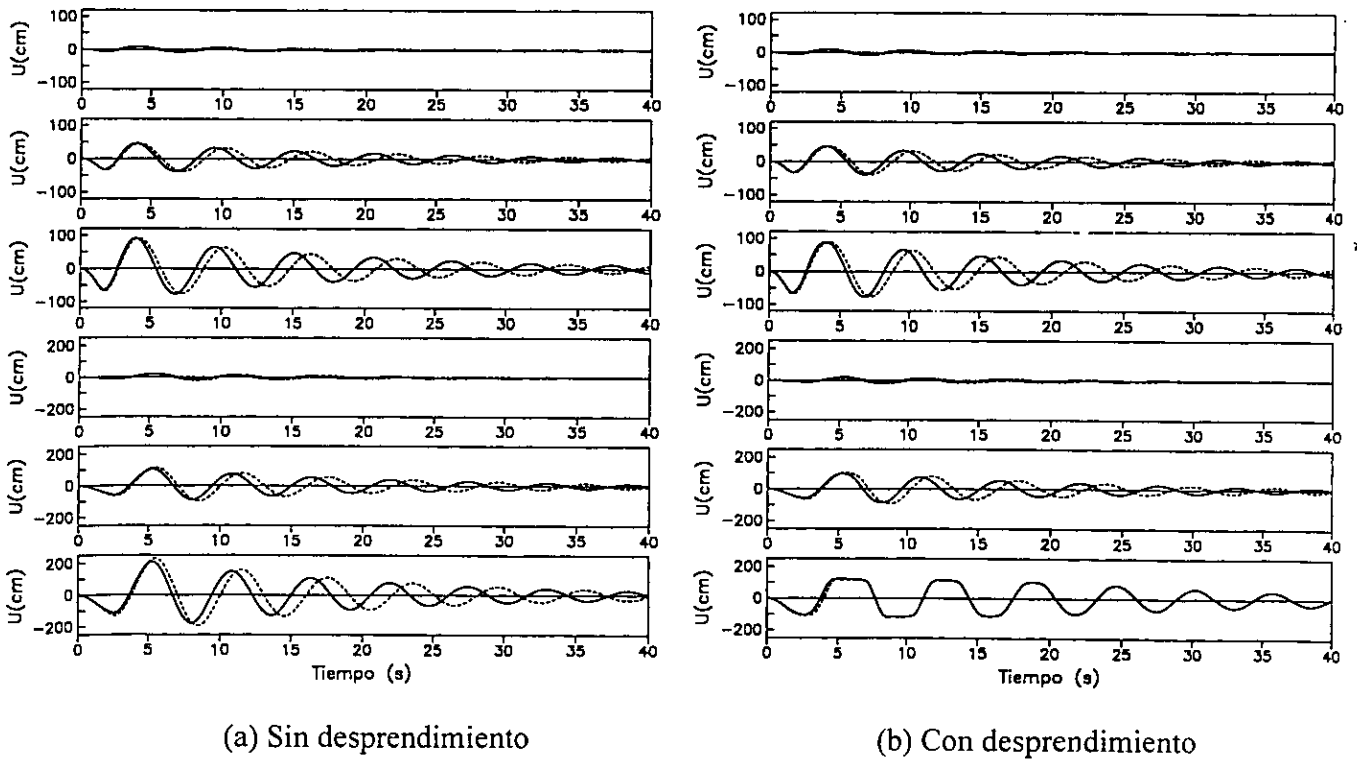


Fig 5.27. Deformaciones U de la estructura con relación de esbeltez igual a 5

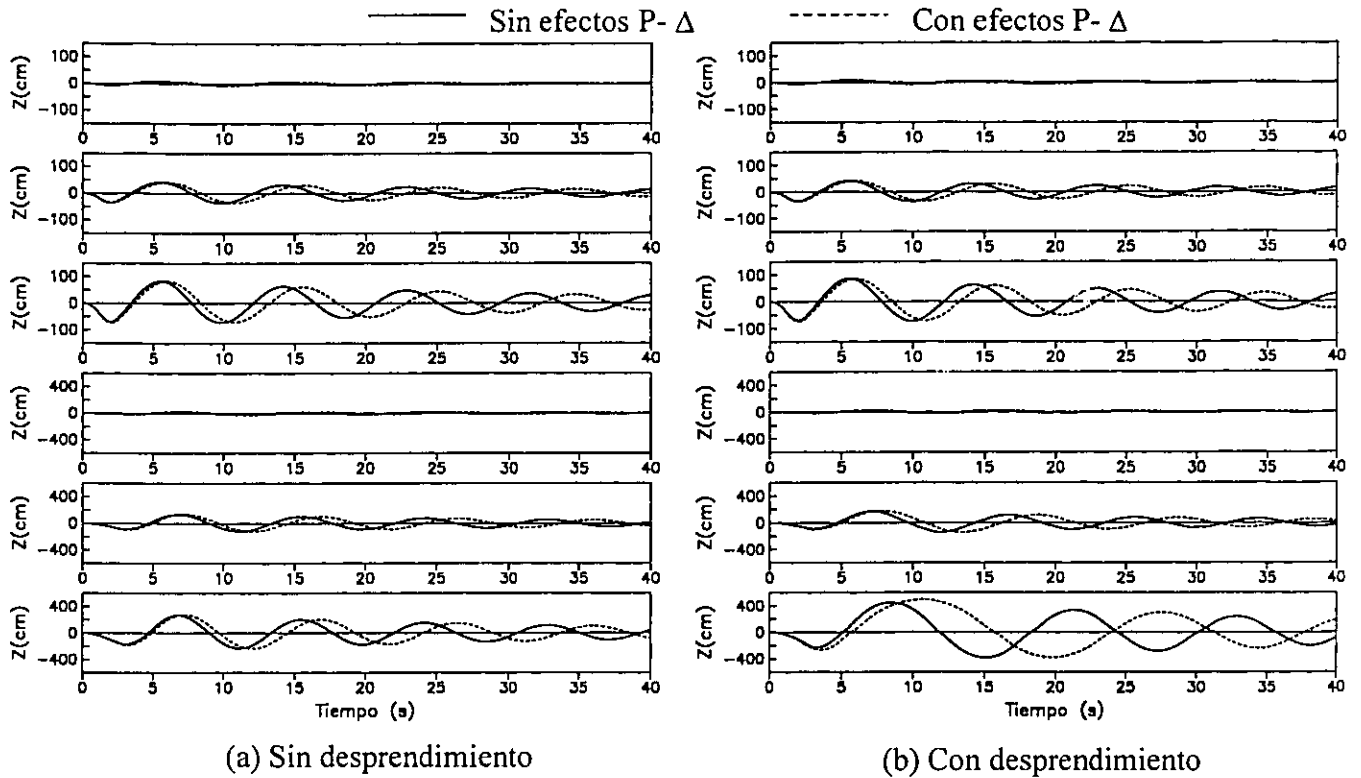


Fig 5.28. Desplazamientos Z de la estructura con relación de esbeltez igual a 10

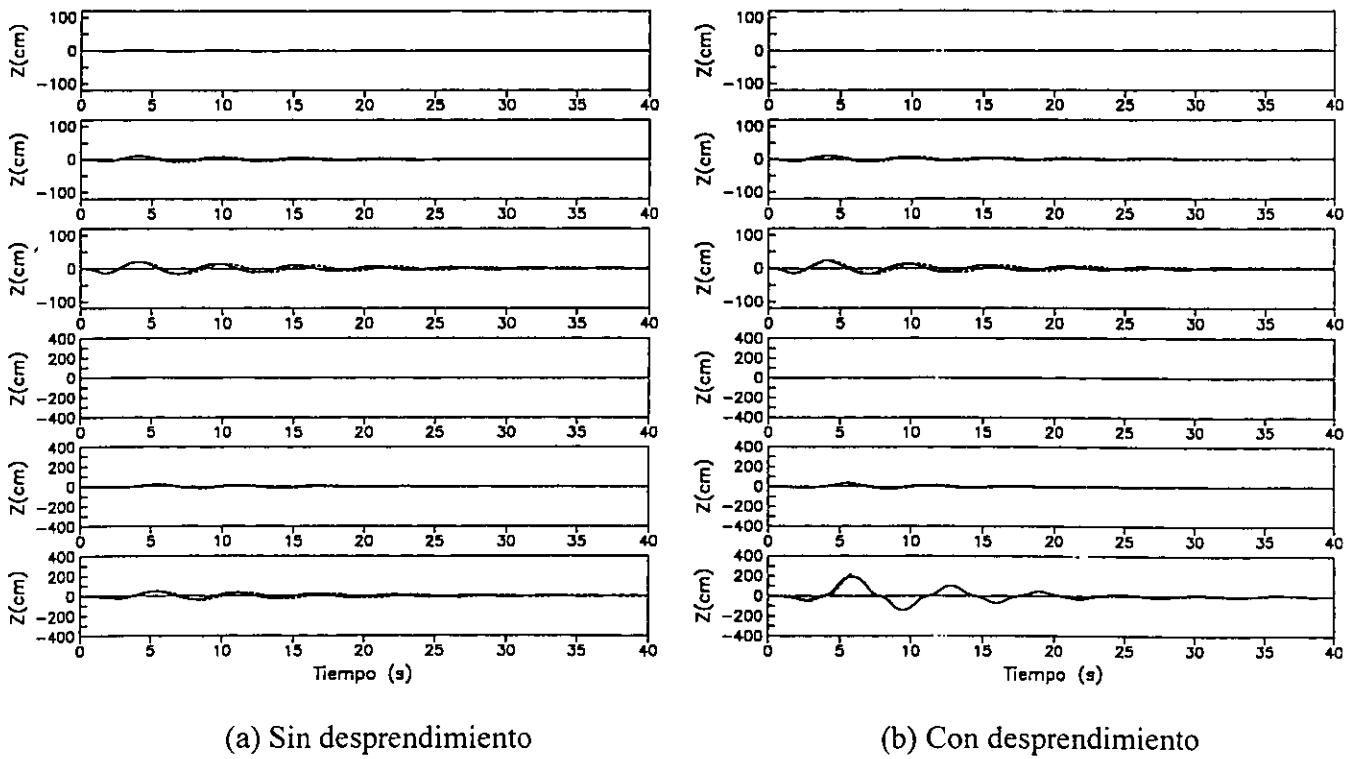


Fig 5.29. Desplazamientos Z de la estructura con relación de esbeltez igual a 5

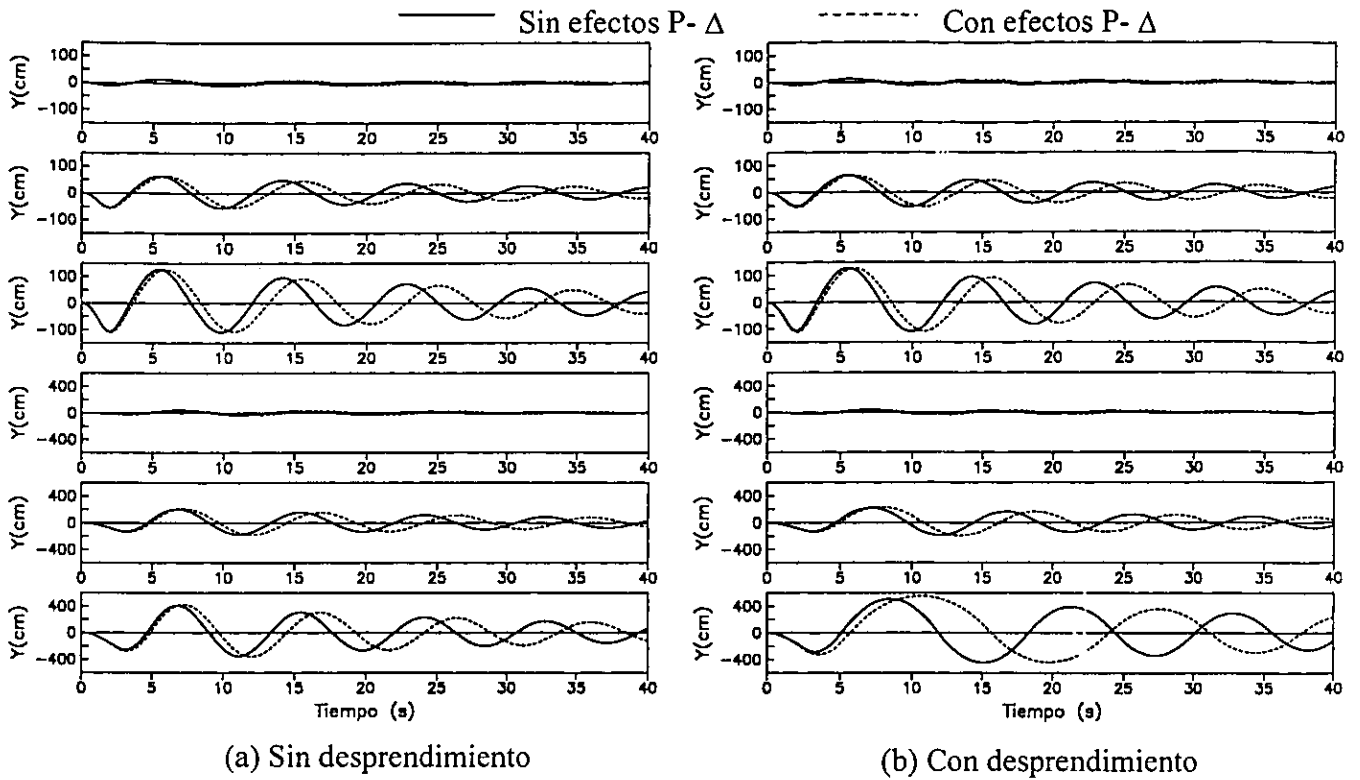


Fig 5.30. Desplazamientos Y de la estructura con relación de esbeltez igual a 10

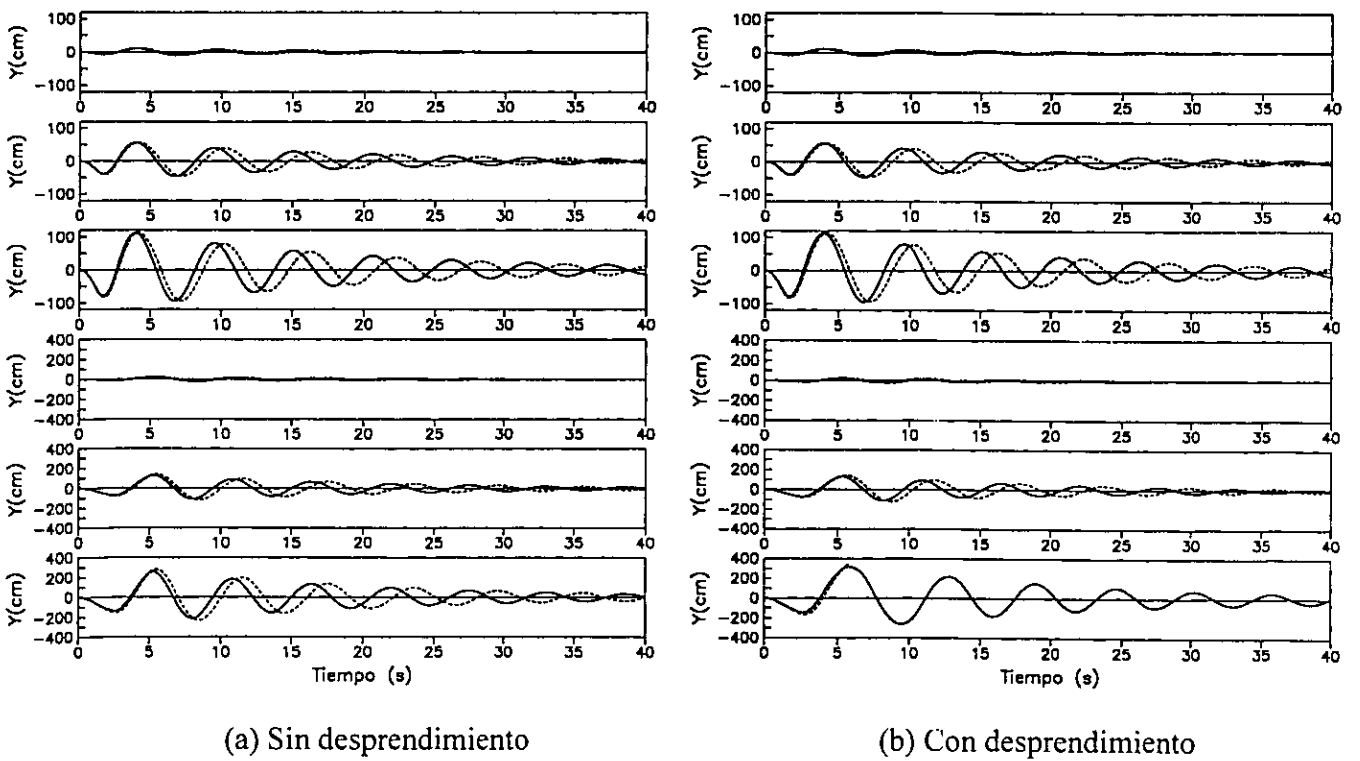


Fig 5.31. Desplazamientos Y de la estructura con relación de esbeltez igual a 5

En la fig 5.27, 5.29 y 5.31 se puede ver que al someter la estructura a la excitación tipo 6 ($A=0.10g$ y $T=5.0s$), se presenta una inestabilidad en la respuesta ocasionada por la pérdida total de la superficie de contacto. Esto ocurre debido a que aún no se han establecido límites que determinan los posibles mecanismos de colapso. La determinación de estos mecanismos se presentará en el último capítulo.

Para verificar lo anterior se presenta en la tabla 5.5 los porcentajes longitud de desprendimiento para las estructuras estudiadas.

Tabla 5.5. Porcentaje de desprendimiento

Relación de esbeltez	Tipo de excitación	% desprendimiento con efectos P- Δ	% desprendimiento sin efectos P- Δ
10	1	0	0
	2	0	0
	3	25	25
	4	0	0
	5	61	58
	6	85	83
5	1	0	0
	2	0	0
	3	39	38
	4	0	0
	5	62	52
	6	100	94

Los porcentajes de longitud desprendida, para las dos estructuras sometidas a la excitación tipo 6, superan el 83 por ciento. Esto significa que menos del 20 por ciento de la base, debe resistir el peso total del suelo. Esto hace pensar que muy probablemente se presente el colapso de la estructura por falla del suelo.

Los resultados obtenidos son congruentes con los esperados. Los efectos P- Δ se pueden interpretar como una pérdida de rigidez del sistema, lo que genera un aumento de su período. Esto se hizo evidente en los casos estudiados.

6. ESTUDIO PARAMÉTRICO

Estudios previos (Meek, 1975; Psycharis, 1983) indican que la ocurrencia del desprendimiento puede generar reducciones importantes en las derivas de entrepiso y reducir los daños en algunas estructuras ante sismos de gran intensidad.

Posteriormente, Yim y Chopra (1983) realizaron un estudio paramétrico para el modelo de Winkler, en donde establecen los parámetros más influyentes en la ocurrencia del desprendimiento. En orden descendente son: la frecuencia natural de vibración de un sistema con base empotrada, la relación de esbeltez, la relación entre las masas de la cimentación y la estructura, la relación entre las frecuencias de excitación y de vibración de la estructura, y los amortiguamientos de la estructura y del suelo.

En el capítulo cinco se ilustraron las limitaciones que presenta el modelo de Winkler, al tratar de obtener mediante una distribución uniforme de fuerzas, las rigideces y amortiguamientos asociados a los efectos ISE, las cuales no son congruentes con los planteamientos ISE. Esto implica que el modelo de Winkler despreziona la influencia que pueden tener algunos parámetros que relacionan las características del suelo y la cimentación, con las de la estructura, los cuales afectan directamente las rigideces y amortiguamientos ISE, así como la respuesta estructural del sistema.

Con base en lo anterior y con el objetivo de conocer la influencia de los parámetros asociados a los efectos ISE que gobiernan la respuesta estructural de edificios, y de determinar las características de las estructuras más susceptibles a la ocurrencia del desprendimiento, se hace necesario realizar un estudio paramétrico mediante el uso de espectros de respuesta, que permitan evaluar las variaciones en las deformaciones estructurales máximas de edificios que presentan desprendimiento parcial de su cimentación, respecto a la que presentaría la misma estructura sin considerar dicho efecto.

6.1. Definición de parámetros adimensionales. Para el desarrollo de este estudio, se deben identificar las relaciones que influyen en la respuesta de estructuras susceptibles al desprendimiento de la cimentación, a fin de ponderar la participación de cada una de ellas en la respuesta.

Cuando se presenta dicho efecto, la variación de las características de la estructura, dependen de sus valores iniciales y por tal motivo, es posible emplear los parámetros que gobiernan la respuesta ISE de edificios por la flexibilidad del suelo (Wolf, 1994; Avilés y Pérez-Rocha, 1996). Estos valores fueron definidos para cimentaciones circulares de radio R . Sin embargo, es posible emplear las mismas relaciones para cimentaciones rectangulares, sustituyendo R , por la dimensión menor de la semi-base, B . Estas relaciones se definen así:

- Relación de masas, R_M : Es el cociente entre la masa de la cimentación, m_c , y la de la estructura, m_e , el cual puede variar entre 0 y 0.5. Para cimentaciones superficiales apoyadas en un semi-espacio y dentro de los intervalos de interés en edificios, las respuestas estructurales son insensibles a las variaciones de este parámetro (Veletsos y Meek, 1974). Esta afirmación también resulta ser válida para cimentaciones embebidas en un suelo estratificado (Avilés y Pérez-Rocha, 1996).

$$R_M = \frac{m_c}{m_e} \dots\dots\dots (6.1)$$

- Densidad relativa, ρ_R : Es la relación entre la densidad de la estructura y la del suelo, ρ_s , y varía entre 0.1 y 0.2. Veletsos y Meek (1974) sugieren un ρ_R igual a 0.15, como valor razonable para cimentaciones superficiales apoyadas en un semi-espacio. Avilés y Pérez-Rocha (1996), consideran que este valor también es representativo para cimentaciones embebidas apoyadas en estratos de suelo. La variación de este parámetro tiene poca influencia en la respuesta de sistemas suelo-estructura (Veletsos, 1977).

$$\rho_R = \frac{m_e}{4\rho_s BLH_e} \dots\dots\dots (6.2)$$

- Coeficientes de amortiguamiento, ξ_e y ξ_s : Es la fracción del amortiguamiento crítico de la estructura, ξ_e , y del suelo, ξ_s . Su influencia en la respuesta de sistemas suelo-estructura es determinante. Su intervalo puede variar entre 1 y 20 por ciento tanto para el suelo como para la estructura (Novak y Hifnawy, 1983; Murià-Vila y Toro, 1998; Celebi, 1998), siendo el 5 por ciento un valor usualmente empleado.
- Relación de Poisson, ν : La respuesta de sistemas suelo-estructura depende significativamente de este parámetro y los valores típicos son de 0.33 para suelos granulares y de 0.45 para suelos plásticos. Sin embargo, Bishop y High (1977) recomiendan valores de esta relación cercanos a 0.5 para análisis de sistemas sometidos a eventos sísmicos, ya que por la alta velocidad con que se aplican las fuerzas, el suelo responde bajo una condición no-drenada, lo cual se asemeja a un suelo incompresible.
- Profundidad relativa, P_R : Es el cociente entre la profundidad del estrato de suelo, H_{estrato} , y la mitad del ancho total de la cimentación, B . Los efectos de sitio en la interacción inercial son parcialmente función de este parámetro. Su intervalo de variación se encuentra comprendido entre 2 y 10.

$$P_R = \frac{H_{\text{estrato}}}{B} \dots\dots\dots (6.3)$$

- Profundidad de desplante, P_D : Es la relación entre la profundidad embebida de la cimentación, D , y la mitad de la base, B . El alargamiento del período y el aumento del

amortiguamiento de estructuras con base flexible son función decreciente de este parámetro y su variación está entre 0 y 1.

$$P_D = \frac{D}{B} \dots\dots\dots (6.4)$$

- Relación de esbeltez, R_E : Es la relación entre la altura de la estructura, H_e , y la mitad de la base, B . Sus valores típicos varían entre 2 y 5. Su influencia en la respuesta de sistemas suelo-estructura es fundamental. El período y el amortiguamiento del sistema son funciones crecientes y decrecientes de este parámetro, respectivamente. Este parámetro es directamente proporcional al período de la estructura, y su relación depende del sistema estructural del edificio.

$$R_E = \frac{H_e}{B} \dots\dots\dots (6.5)$$

- Relación de aspecto, R_A : Relaciona las longitudes características de una cimentación rectangular, B y L . Sus valores generalmente varían entre 1 y 4.

$$R_A = \frac{L}{B} \dots\dots\dots (6.6)$$

- Rigidez relativa, R_R : Es la relación entre la rigidez relativa de la estructura y el suelo, la cual puede variar entre 0 y 2; para valores menores a 0.2, los efectos de la interacción inercial son despreciables.

$$R_R = \frac{H_e T_s}{H_{\text{estrato}} T_e} \dots\dots\dots (6.7)$$

Su influencia en la respuesta de sistemas suelo-estructura es determinante y permite medir la importancia de la interacción inercial. A medida que aumenta el valor de R_R , los efectos inerciales ISE son mayores. Además, establece la proporcionalidad entre el período de la estructura con base rígida, T_e , y su altura, H_e , lo cual implica que la relación de esbeltez, R_E , es variable en función de T_e . Esto permite representar estructuras con diferentes sistemas estructurales. También es posible modelar un edificio desplantado sobre diferentes tipos de suelo, ya que al disminuir la rigidez del sistema suelo-estructura, el valor de R_R aumenta.

6.2. Selección de valores paramétricos. Una vez definidas las relaciones que influyen en la respuesta de sistemas suelo-estructura, se seleccionaron valores para estos parámetros que permitan caracterizar estructuras susceptibles a la ocurrencia del desprendimiento. Estos valores son presentados en la tabla 6.1.

Tabla 6.1. Valores paramétricos seleccionados

Parámetro	Valor
Relación de masas	0.10
Densidad relativa	0.15
Amortiguamiento del suelo	0.05
Amortiguamiento de la estructura	0.05
Coefficiente de Poisson	0.49
Profundidad relativa	2 y 5
Profundidad de desplante	0.1 y 0.3
Relación de aspecto	1, 2 y 4
Rigidez relativa	0.5, 1.0 y 1.5

Debido a la poca influencia que presenta la relación de masas y la densidad relativa en la respuesta de un sistema suelo-estructura, sólo se utilizará un valor representativo, los cuales son congruentes con estructuras típicas construidas en el medio.

Los amortiguamientos del suelo y de la estructura, fueron seleccionados teniendo en cuenta que son valores usualmente empleados en análisis dinámicos. El coeficiente de Poisson asumido es muy cercano al que corresponde a una condición no-drenada del suelo (0.5).

Teniendo en cuenta que las profundidades relativas y de desplante, la relación de aspecto y la rigidez relativa, son parámetros determinantes en la respuesta de sistemas suelo-estructura, se emplearon varias relaciones con el fin de comparar y determinar la influencia que presenta cada parámetro en su respuesta estructural.

En la tabla 6.1 no se definieron valores para la relación de esbeltez, debido a que dicho parámetro es directamente proporcional al período de la estructura con base rígida, T_e . Esto implica que al aumentar T_e , la relación de esbeltez, R_E , también se incrementa, lo cual permite representar estructuras con diferentes sistemas estructurales.

6.3. Tipo de suelo. Luego de seleccionar los valores paramétricos adimensionales, es necesario definir las propiedades geotécnicas que intervienen en la respuesta de sistemas suelo-estructura.

Con el objeto de evaluar la respuesta de edificios desplantados en suelos blandos y en suelos consistentes, se utilizaron las propiedades geotécnicas de las zonas del lago y de transición de la ciudad de México, respectivamente. Sus valores son presentados en la tabla 6.2, donde T_s es el período dominante del sitio, G es el módulo cortante, V_s es la velocidad de transmisión de las ondas de corte, H_{estrato} es la profundidad del estrato equivalente y γ es la densidad relativa del suelo.

Tabla 6.2. Propiedades geotécnicas seleccionadas (RCDF, 1995)

	Zona del lago	Zona de transición
T_s (s)	2	1
G (t/m^2)	615	1400
V_s (m/s)	70	100
H_{estrato} (m)	35	25
γ (t/m^3)	1.23	1.37

6.4. Tipo de excitación. El modelo propuesto fue excitado con un acelerograma sintético (Guerrero *et al.*, 1998), el cual es obtenido a partir de un registro sísmico real, considerando la etapa de máximas demandas del movimiento y de las características dinámicas del sitio. En la fig 6.1 se ilustran las características de la señal, donde T_s es el período dominante del terreno, T_d es la duración significativa del movimiento y A_{max} es la aceleración máxima del terreno dependiente de las propiedades del sitio y del sismo en cuestión.

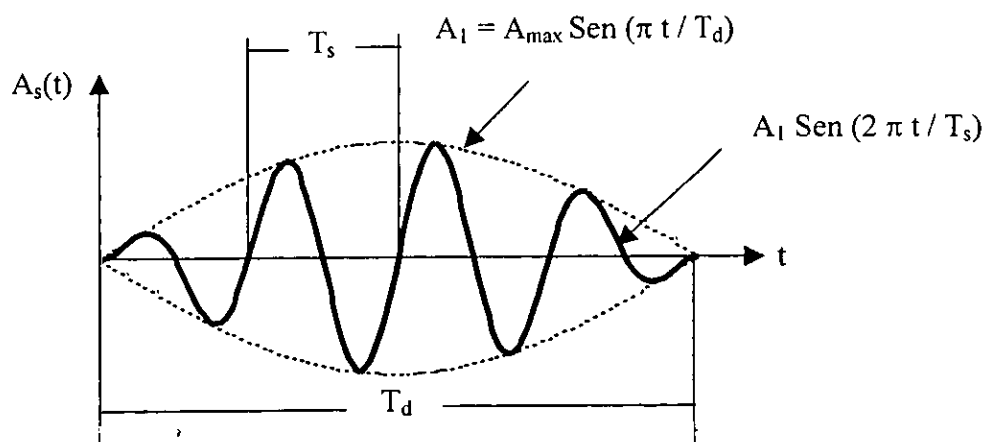


Fig 6.1. Modelo del acelerograma sintético

Para cada una de las zonas seleccionadas se generó un registro sintético de aceleraciones con diferentes valores de A_{max} . Se emplearon amplitudes máximas de 20, 15 y 10 por ciento de la aceleración de la gravedad para la zona del lago, y de 15, 10 y 5 por ciento para la zona de transición. La selección de los valores mayores de cada zona se realizó de tal forma, que fueran cercanos a los máximos esperados (23 y 16 por ciento de la aceleración de la gravedad; Ordaz, 2000).

Para generar cada una de las señales utilizadas en las diferentes zonas, se empleó el período dominante del sitio, T_s , definido en la tabla 6.2.

Sólo faltaría por definir la duración significativa correspondiente a la fase intensa de un evento sísmico, T_d , la cual no se debe asumir en forma arbitraria. En la literatura existen varios métodos que pretenden definir este parámetro. Los primeros estudios acerca de este parámetro consideran la influencia de la magnitud del sismo (Housner, 1965). Además de la magnitud, se presentaron estudios donde se toma en cuenta la distancia epicentral y las condiciones de sitio (Esteva y Rosenblueth, 1964; Seed *et al*, 1969)

Posteriormente, Arias (1969) asumió que los sismos se pueden simular mediante procesos aleatorios de potencia uniformemente distribuida por unidad de tiempo (fig 6.2), y define T_d como la duración de un proceso equivalente de igual energía total que el proceso real, donde su potencia es constante por unidad de tiempo e igual a la potencia máxima esperada del proceso real.

Con base en lo anterior y una vez definido el sismo real de referencia, se puede obtener un acelerograma básico que tenga una amplitud máxima igual a la del sismo y un período, T_s , igual al período dominante del sitio. Luego se ajusta el valor de la duración significativa, T_d , de tal forma que se produzca una intensidad de Arias igual a la que presenta el sismo de referencia. Una vez obtenido el acelerograma básico, es posible escalarlo con el objetivo de generar acelerogramas con amplitudes iguales a las seleccionadas anteriormente.

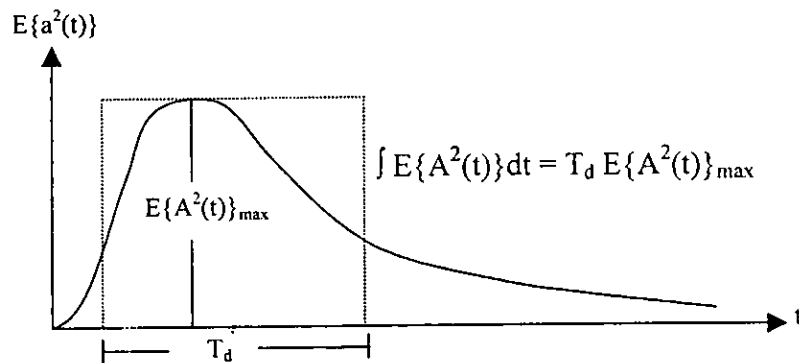


Fig 6.2. Definición de la duración efectiva, T_d (Arias, 1975)

La intensidad de Arias, I_A , del sismo de referencia se puede calcular mediante la ec 6.8, donde $A(t)$ es la función que define las amplitudes de la aceleración y g es la aceleración de la gravedad:

$$I_A = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_f} A^2(t) dt \dots \dots \dots (6.8)$$

Para los tipos de suelo seleccionados, se definieron como sismos de referencia los registros de aceleraciones del terremoto del 19 de septiembre de 1985. Para la zona del lago se utilizó el registro de la SCT y para la zona de transición se usó el registro de Viveros. Con

estos sismos y empleando los criterios anteriores, se obtuvieron valores de T_d , iguales a 33.26 s y 17.38 s, para las zonas del lago y de transición, respectivamente. Con estos valores de T_d , es posible definir totalmente el acelerograma sintético.

6.5. Resultados obtenidos. El programa de cómputo desarrollado en esta investigación fue modificado con el objetivo de calcular espectros de respuesta para sistemas suelo-estructura considerando la flexibilidad del suelo y el desprendimiento parcial de la cimentación.

En la fig 6.3 se explica el formato gráfico para la presentación de resultados. En el eje de las abscisas se ubica la relación entre el período de la estructura con base rígida, T_e , y el período dominante del sitio, T_s , donde se debe tener en cuenta que a medida que disminuye esta relación, el sistema suelo-estructura se hace más flexible. En las ordenadas se ilustra la relación entre la deformación espectral de la estructura, U , y la deformación máxima espectral de un sistema con base rígida, U_{max} , obtenida para cada una de las diferentes excitaciones.

Es importante aclarar que las relaciones T_e/T_s y U/U_{max} , no pretenden normalizar los valores obtenidos, sólo son empleadas para comparar los resultados.

En la parte superior derecha de la gráfica se muestran los valores de la profundidad relativa, P_R , la profundidad de desplante, P_D , y la relación de aspecto, R_A . En el centro de la gráfica ($T_e/T_s=1$) se ilustra el espectro de respuesta de sistemas donde se desprecia los efectos ISE debido a la flexibilidad del suelo ($R_R = 0$), el cual es utilizado como referencia. Los espectros ubicados a la izquierda del espectro de referencia, corresponden en su orden descendente, a los sistemas con rigidez relativa, R_R , iguales a 0.5, 1.0 y 1.5, respectivamente.

Para cada valor de rigidez relativa pueden aparecer hasta cuatro espectros, que corresponden: uno a sistemas sin desprendimiento y hasta tres con desprendimiento, obtenidos mediante el empleo de excitaciones con amplitudes máximas, A_{max} , iguales al 10, 15 y 20 por ciento de la aceleración de la gravedad, para la zona del lago, y del 5, 10 y 15 por ciento, para la zona de transición.

Cuando sólo aparecen tres espectros, significa que sistemas excitados con la señal de menor amplitud, no producen desprendimiento. De igual forma, cuando hay dos espectros para cada valor de rigidez, implica que únicamente la señal de mayor amplitud, produce desprendimiento. De esta forma, para cada grupo de espectros con igual rigidez relativa, el que presenta una mayor ordenada, U/U_{max} , corresponde al espectro obtenido considerando la flexibilidad del suelo y despreciando los efectos de desprendimiento parcial de la cimentación.

Para lograr una mejor interpretación de los resultados, se debe tener en cuenta que para una combinación de valores paramétricos, sólo se puede obtener un espectro de respuesta, el cual presenta una ordenada máxima asociada a una estructura con período de base rígida, T_{e1} . Al variar alguno de los parámetros, la posición del valor pico del espectro cambia,

debido a que esta ordenada máxima se produce en otra estructura con período T_{e2} , diferente al caso anterior.

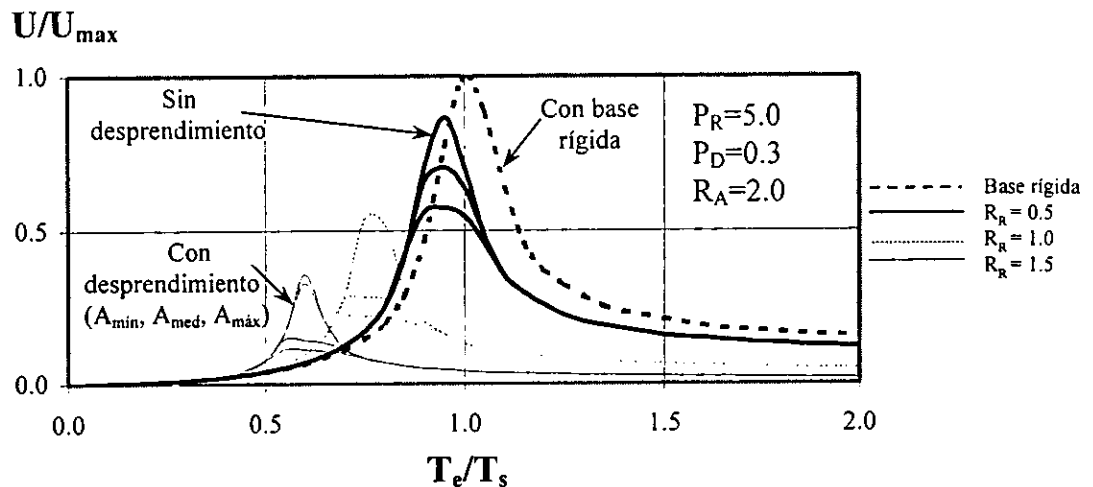


Fig 6.3. Formato para la presentación de resultados paramétricos

6.5.1. Zona del lago. En la fig 6.4 se presentan los resultados obtenidos empleando las propiedades geotécnicas de la zona del lago (tabla 6.2) y sin considerar los efectos $P-\Delta$, para todas las posibles combinaciones de los valores paramétricos definidos en la tabla 6.1.

Con estos resultados se puede ver que el parámetro más influyente en la respuesta de sistemas suelo-estructura sin desprendimiento, corresponde a la rigidez relativa, R_R . La ordenada máxima espectral de un sistema con efectos ISE ($R_R \neq 0$) es menor que la presentada por sistemas con base rígida ($R_R = 0$), y su relación de períodos T_e/T_s es menor que uno; esto se debe a que al aumentar el valor de la rigidez relativa, el sistema suelo-estructura se hace más flexible, el período del sistema se alarga, y su amortiguamiento se incrementa.

También se aprecia que al aumentar la relación de aspecto, R_A , y la profundidad relativa, P_R , ocurren mayores reducciones en los valores máximos espectrales, U/U_{max} , mientras que al incrementarse la profundidad de desplante, P_D , disminuyen las reducciones espectrales. Estas variaciones en las amplitudes se deben a los cambios que producen dichos parámetros en las rigideces, amortiguamientos y períodos del sistema suelo-estructura.

Respecto al desprendimiento parcial de la cimentación, se hace notar que las estructuras más susceptibles a la ocurrencia de dicho efecto son aquellas donde el período del sistema es similar al del sitio. Esto implica que la relación entre períodos T_e/T_s , está cerca a la zona de resonancia donde se ubican los picos máximos de los espectros de respuesta de sistemas que no consideran desprendimiento, ocasionando reducciones en la relación de deformaciones estructurales, U/U_{max} .

Para estructuras con desprendimiento, es posible ver que el aumento en la amplitud de la excitación, A_{max} , genera un mayor momento de volteo, provocando una mayor reducción

del área de contacto y un incremento en la flexibilidad del sistema suelo-estructura, lo cual produce mayores reducciones en la relación U/U_{\max} , y obviamente se incrementa la probabilidad de falla de la cimentación.

En la tabla 6.3 se ilustran los valores máximos espectrales para la zona del lago para las diferentes amplitudes de excitación y de valores paramétricos. Para estos mismos valores, se muestran en la tabla 6.4 los porcentajes de reducciones máximas espectrales obtenidas para sistemas suelo-estructura, respecto al espectro con base rígida de referencia. Las reducciones por flexibilidad del suelo son obtenidas al despreciar los efectos de desprendimiento parcial, y las reducciones por desprendimiento, son las que se producen en el sistema luego de restar las generadas por la flexibilidad del suelo.

Al apreciar los valores de la tabla 6.4, se puede ver que las reducciones de la relación U/U_{\max} por flexibilidad del suelo, varían entre 13 y 26 por ciento, 38 y 63 por ciento, y del 59 y 84 por ciento, para valores de R_R iguales a 0.5, 1.0 y 1.5, respectivamente.

Para analizar la influencia de cada parámetro, se observan sus variaciones considerando los demás valores constantes. Las reducciones por flexibilidad del sistema suelo-estructura, debido a la variación de los parámetros P_R , R_A , y P_D , alcanzan valores máximos cercanos al 16, 13 y 9 por ciento, respectivamente.

Respecto a las reducciones de la relación U/U_{\max} producidas por el desprendimiento parcial de la cimentación, se ve que éstas dependen de la amplitud de la excitación y también se ven afectadas por la variación de la rigidez relativa, R_R , de tal forma que al aumentar el valor de dicho parámetro, la reducción por desprendimiento se reduce.

Para sistemas excitados por el acelerograma sintético con una amplitud igual al 5 por ciento de la gravedad, se obtienen reducciones hasta del 23 por ciento. Para excitaciones con amplitudes del 15 y 20 por ciento de la gravedad, se logran disminuciones que oscilan entre 7 y 54 por ciento, y 12 y 60 por ciento, respectivamente.

Se observa que para los mismos niveles de excitación e igual rigidez relativa, el parámetro que más afecta las reducciones de U/U_{\max} , corresponde a la profundidad relativa. También se ve que tanto la profundidad de desplante, P_D , como la relación de aspecto, R_A , no generan reducciones importantes en los valores máximos espectrales.

En la fig 6.5 se muestran los resultados obtenidos tomando en cuenta los efectos $P-\Delta$. Las tablas 6.5 y 6.6 presentan las ordenadas y las reducciones espectrales, respectivamente. Al comparar estos valores con los alcanzados sin considerar dicho efecto (tablas 6.3 y 6.4), se puede determinar que las máximas diferencias entre ambas respuestas son inferiores al 9 y 17 por ciento, cuando se considera o no el desprendimiento de la cimentación, respectivamente. Sin embargo, en la mayoría de los casos las diferencias entre las respuestas, son menores al 5 por ciento.

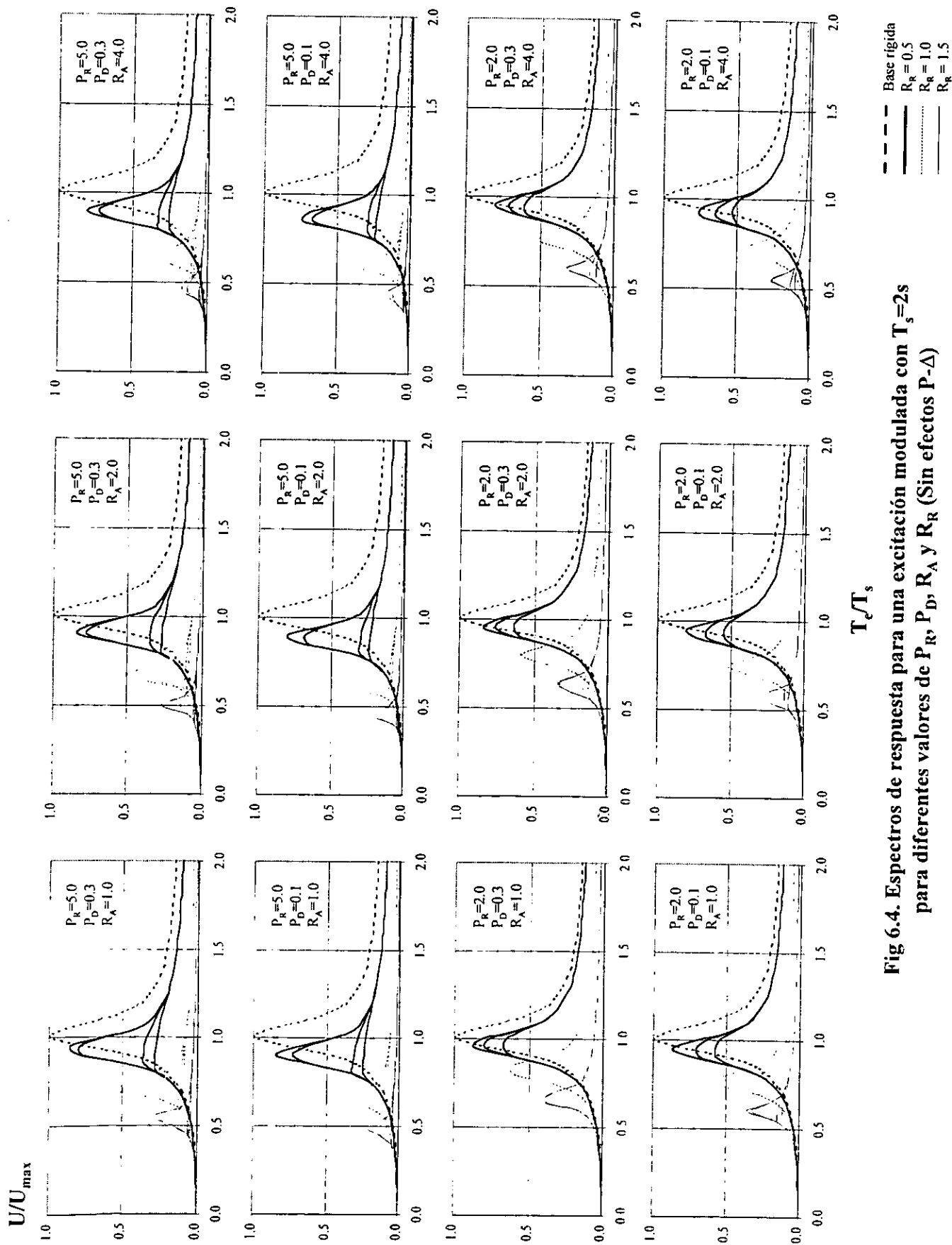


Fig 6.4. Espectros de respuesta para una excitación modulada con $T_s=2s$ para diferentes valores de P_R, P_D, R_A y R_R (Sin efectos $P-\Delta$)

Tabla 6.3. Valores máximos espectrales para la zona del lago sin efectos P-Δ (T_s = 2s)

P _R	P _D	R _A	R _R = 0.5						R _R = 1.0						R _R = 1.5					
			T _d /T _s	U/U _{max}			T _d /T _s	U/U _{max}			T _d /T _s	U/U _{max}			T _d /T _s	U/U _{max}				
				Sin Despr	0.05 g	0.15 g		0.20 g	Sin Despr	0.05 g		0.15 g	0.20 g	Sin Despr		0.05 g	0.15 g	0.20 g		
2.0	0.1	1.0	0.95	0.87	0.87	0.70	0.57	0.75	0.54	0.54	0.28	0.22	0.60	0.36	0.33	0.15	0.11			
2.0	0.1	2.0	0.95	0.80	0.80	0.67	0.55	0.75	0.52	0.51	0.26	0.21	0.55	0.25	0.25	0.13	0.10			
2.0	0.1	4.0	0.95	0.75	0.75	0.64	0.52	0.70	0.44	0.44	0.25	0.19	0.55	0.26	0.26	0.12	0.10			
2.0	0.3	1.0	0.95	0.87	0.87	0.80	0.67	0.85	0.62	0.62	0.34	0.27	0.65	0.41	0.39	0.18	0.14			
2.0	0.3	2.0	0.95	0.84	0.84	0.76	0.64	0.80	0.59	0.58	0.32	0.25	0.65	0.34	0.33	0.16	0.13			
2.0	0.3	4.0	0.95	0.81	0.81	0.72	0.61	0.75	0.49	0.49	0.30	0.23	0.60	0.32	0.31	0.15	0.12			
5.0	0.1	1.0	0.90	0.85	0.73	0.31	0.25	0.65	0.46	0.27	0.11	0.09	0.50	0.23	0.13	0.05	0.04			
5.0	0.1	2.0	0.90	0.80	0.68	0.30	0.24	0.65	0.38	0.25	0.10	0.08	0.50	0.20	0.12	0.05	0.04			
5.0	0.1	4.0	0.85	0.74	0.66	0.29	0.23	0.60	0.38	0.23	0.10	0.08	0.45	0.16	0.10	0.05	0.04			
5.0	0.3	1.0	0.95	0.86	0.78	0.36	0.28	0.70	0.53	0.31	0.13	0.11	0.55	0.29	0.16	0.06	0.05			
5.0	0.3	2.0	0.90	0.83	0.77	0.34	0.27	0.70	0.44	0.30	0.12	0.10	0.50	0.27	0.14	0.06	0.05			
5.0	0.3	4.0	0.90	0.81	0.73	0.33	0.26	0.65	0.43	0.26	0.11	0.09	0.45	0.16	0.13	0.05	0.04			

Tabla 6.4. Porcentajes de reducciones de los valores máximos espectrales para la zona del lago sin efectos P- Δ ($T_s = 2s$) por flexibilidad del suelo y por desprendimiento de la cimentación

P _R	P _D	R _A	R _R = 0.5				R _R = 1.0				R _R = 1.5			
			Por flexibilidad		Por desprendimiento		Por flexibilidad		Por desprendimiento		Por flexibilidad		Por desprendimiento	
			0.05 g	0.15 g	0.20 g	0.05 g	0.15 g	0.20 g	0.05 g	0.15 g	0.20 g	0.05 g	0.15 g	0.20 g
2.0	0.1	1.0	13	0	16	29	46	1	26	32	64	3	21	24
2.0	0.1	2.0	20	0	14	26	48	0	25	31	75	0	11	14
2.0	0.1	4.0	25	0	11	22	56	0	19	24	74	0	14	17
2.0	0.3	1.0	13	0	7	19	38	0	28	35	59	2	22	26
2.0	0.3	2.0	16	0	8	20	41	1	28	34	66	1	18	21
2.0	0.3	4.0	19	0	9	20	51	0	20	26	68	1	17	20
5.0	0.1	1.0	15	12	54	60	54	20	35	37	77	10	18	19
5.0	0.1	2.0	20	12	50	56	63	12	27	29	80	9	16	16
5.0	0.1	4.0	26	8	44	51	62	15	28	30	84	6	12	12
5.0	0.3	1.0	14	8	50	58	47	22	40	43	71	13	23	24
5.0	0.3	2.0	17	6	48	56	56	14	31	34	73	13	21	22
5.0	0.3	4.0	19	8	48	55	57	17	32	34	84	3	11	12

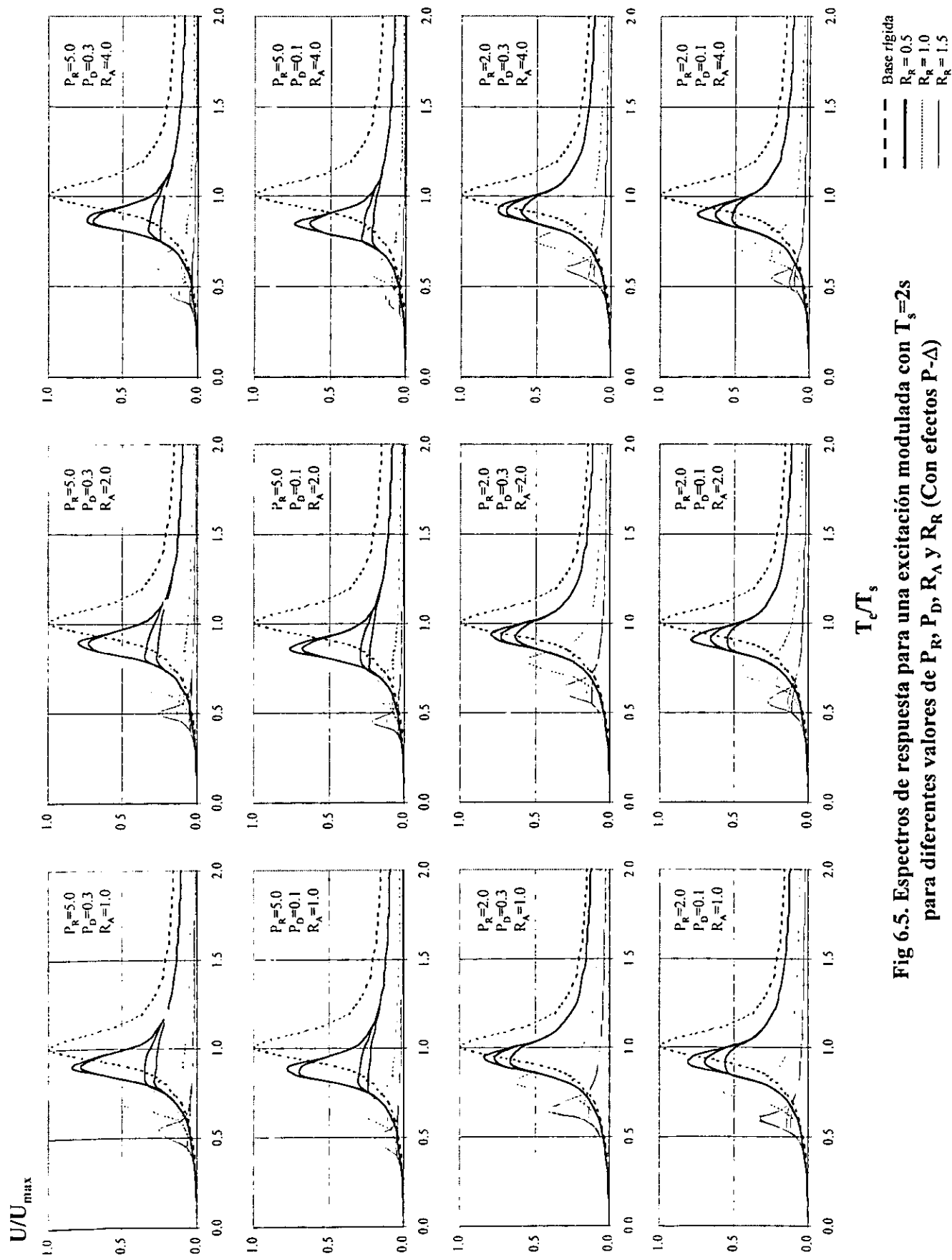


Fig 6.5. Espectros de respuesta para una excitación modulada con $T_s=2s$ para diferentes valores de P_R , P_D , R_A y R_R (Con efectos $P-\Delta$)

Tabla 6.5. Valores máximos espectrales para la zona del lago con efectos P-Δ (T_s = 2s)

P _R	P _D	R _A	R _R = 0.5						R _R = 1.0						R _R = 1.5					
			T _e /T _s	U/U _{max}			T _e /T _s	U/U _{max}			T _e /T _s	U/U _{max}			T _e /T _s	U/U _{max}				
				Sin Despr	0.05 g	0.15 g		0.20 g	Sin Despr	0.05 g		0.15 g	0.20 g	Sin Despr		0.05 g	0.15 g	0.20 g		
2.0	0.1	1.0	0.95	0.79	0.79	0.68	0.56	0.75	0.57	0.56	0.28	0.22	0.60	0.35	0.32	0.14	0.11			
2.0	0.1	2.0	0.95	0.78	0.78	0.66	0.54	0.75	0.48	0.48	0.26	0.20	0.55	0.27	0.26	0.13	0.10			
2.0	0.1	4.0	0.95	0.75	0.75	0.63	0.52	0.70	0.45	0.45	0.25	0.19	0.55	0.25	0.25	0.12	0.10			
2.0	0.3	1.0	0.95	0.84	0.84	0.77	0.66	0.85	0.63	0.62	0.34	0.26	0.65	0.42	0.39	0.18	0.14			
2.0	0.3	2.0	0.95	0.79	0.79	0.72	0.62	0.80	0.57	0.56	0.31	0.25	0.65	0.31	0.31	0.16	0.13			
2.0	0.3	4.0	0.95	0.74	0.74	0.69	0.59	0.75	0.51	0.51	0.29	0.23	0.60	0.31	0.30	0.15	0.12			
5.0	0.1	1.0	0.90	0.77	0.68	0.30	0.24	0.65	0.46	0.26	0.11	0.09	0.50	0.20	0.13	0.05	0.04			
5.0	0.1	2.0	0.90	0.76	0.67	0.29	0.23	0.65	0.35	0.25	0.10	0.08	0.50	0.21	0.12	0.05	0.04			
5.0	0.1	4.0	0.85	0.73	0.63	0.28	0.22	0.60	0.35	0.22	0.09	0.08	0.45	0.13	0.11	0.04	0.04			
5.0	0.3	1.0	0.95	0.84	0.78	0.35	0.27	0.70	0.54	0.31	0.13	0.10	0.55	0.25	0.15	0.06	0.05			
5.0	0.3	2.0	0.90	0.80	0.73	0.33	0.26	0.70	0.43	0.29	0.12	0.10	0.50	0.26	0.13	0.06	0.05			
5.0	0.3	4.0	0.90	0.72	0.68	0.32	0.25	0.65	0.39	0.26	0.11	0.09	0.45	0.18	0.13	0.05	0.04			

Tabla 6.6. Porcentajes de reducciones de los valores máximos espectrales para la zona del lago con efectos P- Δ ($T_s = 2s$) por flexibilidad del suelo y por desprendimiento de la cimentación

P _R	P _D	R _A	R _R = 0.5				R _R = 1.0				R _R = 1.5			
			Por flexibilidad		Por desprendimiento		Por flexibilidad		Por desprendimiento		Por flexibilidad		Por desprendimiento	
			0.05 g	0.15 g	0.20 g	0.05 g	0.15 g	0.20 g	0.05 g	0.15 g	0.20 g	0.05 g	0.15 g	0.20 g
2.0	0.1	1.0	21	0	11	23	44	1	28	35	65	3	20	24
2.0	0.1	2.0	22	0	12	24	52	0	22	28	73	0	13	16
2.0	0.1	4.0	25	0	12	24	55	0	21	26	75	0	13	15
2.0	0.3	1.0	16	0	7	19	37	1	29	37	58	3	24	28
2.0	0.3	2.0	21	0	7	17	43	0	25	32	69	0	15	18
2.0	0.3	4.0	26	0	5	15	49	0	22	28	69	1	16	19
5.0	0.1	1.0	23	9	47	53	54	20	35	38	80	7	14	15
5.0	0.1	2.0	24	8	46	52	65	11	25	27	79	10	16	17
5.0	0.1	4.0	27	10	45	51	65	13	26	28	87	3	9	10
5.0	0.3	1.0	16	6	49	57	46	23	41	44	75	10	19	20
5.0	0.3	2.0	20	7	47	54	57	14	31	33	74	13	20	21
5.0	0.3	4.0	28	3	40	47	61	12	28	30	82	5	13	14

6.5.2. Zona de transición. De igual forma se presentan en la fig 6.5 los resultados obtenidos empleando las propiedades geotécnicas de la zona de transición (tabla 6.2) y sin considerar los efectos P- Δ , para los diferentes valores paramétricos.

Los resultados obtenidos para este caso resultan ser similares a los presentados para la zona del lago. En la tabla 6.5 se ilustran los valores máximos espectrales, para las diferentes amplitudes de excitación y de valores paramétricos. Para estos mismos valores, se muestran en la tabla 6.6 los resultados de las reducciones máximas espectrales obtenidas para sistemas suelo-estructura, respecto al espectro con base rígida de referencia.

Las reducciones de la relación U/U_{\max} por flexibilidad del suelo varían entre 13 y 26 por ciento, 39 y 63 por ciento, y 59 y 84 por ciento, para valores de R_R iguales a 0.5, 1.0 y 1.5, respectivamente.

En forma similar se puede ver que las reducciones por flexibilidad del sistema suelo-estructura, debido a la variación de los parámetros P_R , R_A , y P_D , pueden alcanzar valores máximos cercanos al 16, 13 y 9 por ciento, respectivamente.

Respecto a las reducciones de la relación U/U_{\max} producidas por el desprendimiento parcial de la cimentación, se aprecia que para sistemas excitados con el acelerograma sintético de una amplitud igual al 5 por ciento de la gravedad, se obtienen reducciones hasta del 21 por ciento. Para excitaciones con amplitudes del 10 y 15 por ciento de la gravedad, se logran disminuciones que oscilan entre el 1 y 39 por ciento, y el 6 y 52 por ciento, respectivamente.

En la fig 6.7 se ilustran los resultados encontrados tomando en cuenta los efectos P- Δ y en las tablas 6.9 y 6.10 se presentan las ordenadas y las reducciones espectrales, respectivamente. Al comparar estos valores con los alcanzados sin considerar dicho efecto (tablas 6.7 y 6.8), se puede determinar que en esta zona las máximas diferencias son inferiores al 5 y 7 por ciento, cuando se considera o no, el desprendimiento de la cimentación, respectivamente. También se cumple que en la mayoría de los casos las diferencias entre las respuestas, son menores al 5 por ciento.

Al comparar los resultados obtenidos para la zona del lago ($T_s=2s$) y la de transición ($T_s=1s$), se puede ver que para iguales condiciones paramétricas e iguales amplitudes de excitación, las diferencias entre las ordenadas U/U_{\max} son inferiores al 9 por ciento. Estas diferencias son debidas a la influencia que ejerce la frecuencia de excitación en el sistema suelo-estructura, si se tiene en cuenta que es el único valor que cambia durante el proceso de cálculo.

Se determinó que las características de la excitación son factores determinantes en la ocurrencia del desprendimiento de la cimentación. De igual forma, se demostró que los parámetros que más influyen en la reducción de la relación U/U_{\max} son en orden de importancia, la rigidez relativa, la profundidad relativa, la profundidad de desplante y la relación de aspecto.

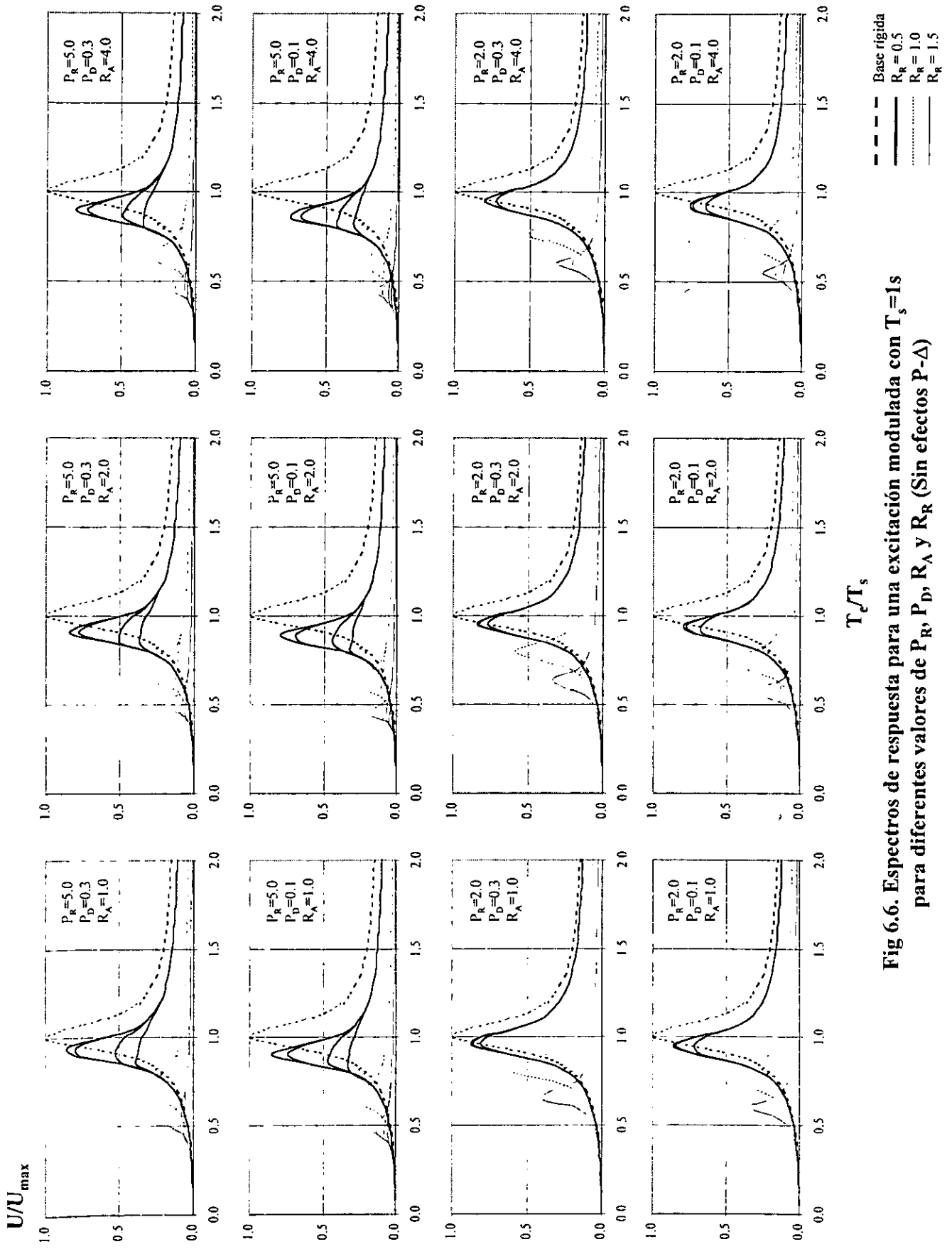


Fig 6.6. Espectros de respuesta para una excitación modulada con $T_s=1s$ para diferentes valores de P_R, P_D, R_A y R_R (Sin efectos $P-\Delta$)

Tabla 6.8. Porcentajes de reducciones de los valores máximos espectrales para la zona de transición sin efectos P- Δ ($T_s = 1s$) por flexibilidad del suelo y por desprendimiento de la cimentación

P _R	P _D	R _A	R _R = 0.5				R _R = 1.0				R _R = 1.5			
			Por flexibilidad		Por desprendimiento		Por flexibilidad		Por desprendimiento		Por flexibilidad		Por desprendimiento	
			0.05 g	0.10 g	0.15 g	0.15 g	0.05 g	0.10 g	0.15 g	0.15 g	0.05 g	0.10 g	0.15 g	0.15 g
2.0	0.1	1.0	14	0	2	15	46	0	14	25	64	3	15	21
2.0	0.1	2.0	20	0	2	13	48	0	15	25	75	0	6	11
2.0	0.1	4.0	26	0	1	9	56	0	9	18	74	0	9	14
2.0	0.3	1.0	13	0	1	6	39	0	13	26	59	2	15	22
2.0	0.3	2.0	16	0	1	7	41	1	15	27	66	1	10	17
2.0	0.3	4.0	19	0	1	8	51	0	9	19	68	1	11	16
5.0	0.1	1.0	15	11	39	52	54	19	30	34	77	9	15	17
5.0	0.1	2.0	20	11	36	48	63	11	22	26	80	8	13	15
5.0	0.1	4.0	26	7	32	44	62	14	24	28	84	5	9	11
5.0	0.3	1.0	15	7	33	48	47	21	34	39	71	12	19	22
5.0	0.3	2.0	17	6	33	47	57	13	25	30	73	12	18	20
5.0	0.3	4.0	19	8	33	46	57	16	27	31	84	3	8	10

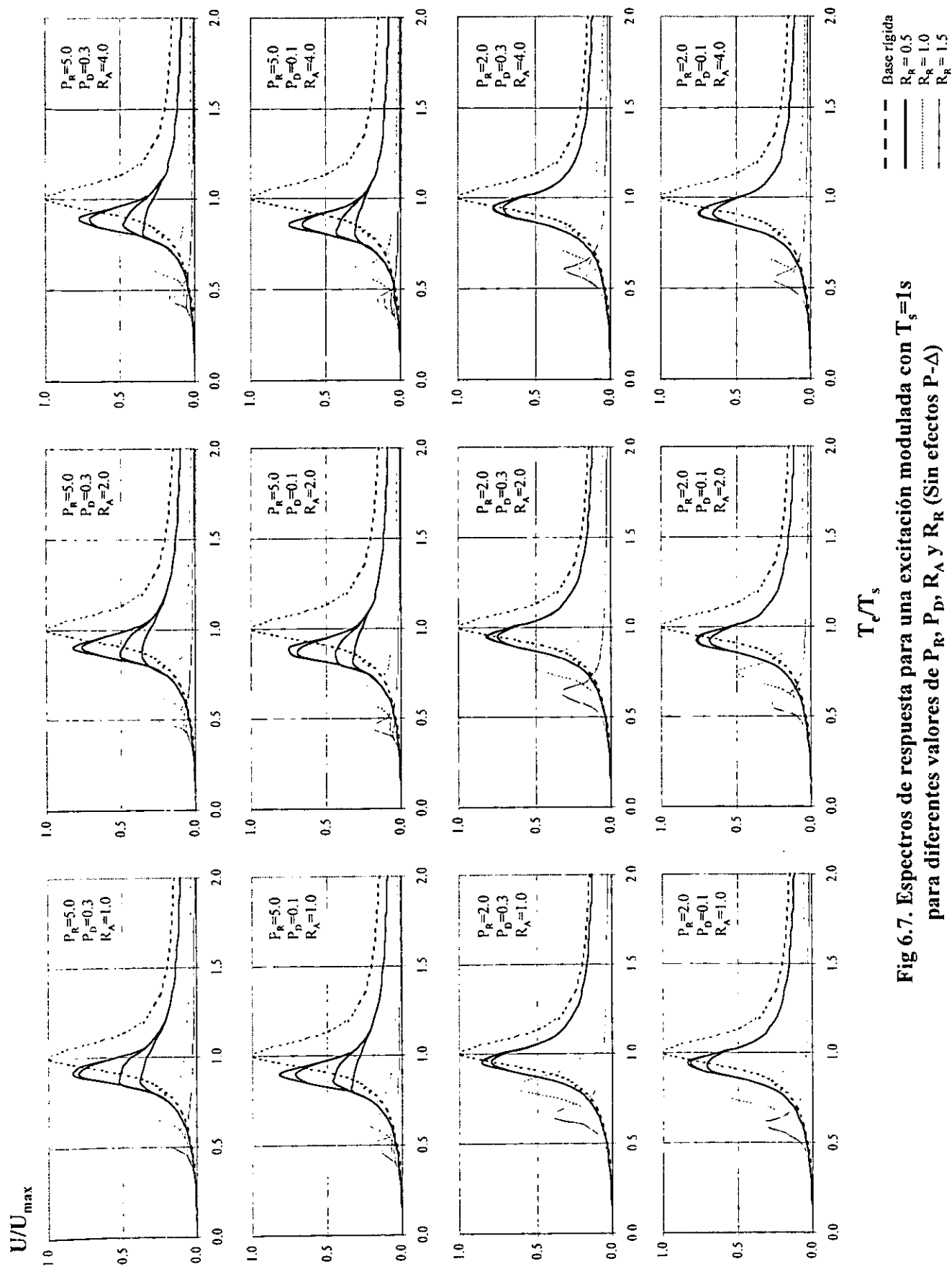


Fig 6.7. Espectros de respuesta para una excitación modulada con $T_s=1s$ para diferentes valores de P_R , P_D , R_A y R_R (Sin efectos $P-\Delta$)

Tabla 6.9. Valores máximos espectrales para la zona de transición con efectos P-Δ (T_s = 1s)

P _R	P _D	R _A	R _R = 0.5						R _R = 1.0						R _R = 1.5					
			T _s /T _s		U/U _{max}			T _s /T _s	U/U _{max}		T _s /T _s	U/U _{max}			T _s /T _s	U/U _{max}				
			Sin Despr	0.05 g	0.10 g	0.15 g	Sin Despr		0.05 g	0.10 g		0.15 g	Sin Despr	0.05 g		0.10 g	0.15 g			
2.0	0.1	1.0	0.95	0.83	0.81	0.70	0.75	0.55	0.54	0.40	0.29	0.60	0.35	0.33	0.20	0.15				
2.0	0.1	2.0	0.95	0.76	0.74	0.67	0.75	0.50	0.50	0.36	0.27	0.60	0.25	0.25	0.19	0.14				
2.0	0.1	4.0	0.95	0.75	0.74	0.65	0.70	0.44	0.44	0.35	0.25	0.55	0.26	0.25	0.17	0.13				
2.0	0.3	1.0	0.95	0.86	0.85	0.80	0.85	0.61	0.61	0.48	0.35	0.65	0.41	0.39	0.25	0.19				
2.0	0.3	2.0	0.95	0.82	0.81	0.75	0.80	0.58	0.57	0.43	0.32	0.65	0.32	0.32	0.23	0.17				
2.0	0.3	4.0	0.95	0.78	0.77	0.71	0.75	0.50	0.50	0.40	0.30	0.60	0.31	0.30	0.21	0.15				
5.0	0.1	1.0	0.90	0.83	0.72	0.45	0.32	0.65	0.46	0.27	0.16	0.50	0.21	0.13	0.07	0.06				
5.0	0.1	2.0	0.90	0.74	0.67	0.43	0.31	0.65	0.34	0.26	0.15	0.45	0.21	0.12	0.07	0.05				
5.0	0.1	4.0	0.85	0.74	0.66	0.41	0.30	0.60	0.37	0.23	0.14	0.45	0.15	0.11	0.06	0.05				
5.0	0.3	1.0	0.95	0.81	0.78	0.52	0.37	0.70	0.54	0.32	0.19	0.55	0.27	0.16	0.09	0.07				
5.0	0.3	2.0	0.90	0.82	0.76	0.49	0.36	0.70	0.40	0.30	0.18	0.50	0.26	0.14	0.08	0.06				
5.0	0.3	4.0	0.90	0.77	0.70	0.47	0.34	0.65	0.41	0.27	0.16	0.45	0.17	0.13	0.08	0.06				

Tabla 6.10. Porcentajes de reducciones de los valores máximos espectrales para la zona de transición con efectos P- Δ ($T_s = 1s$) por flexibilidad del suelo y por desprendimiento de la cimentación

P _R	P _D	R _A	R _R = 0.5						R _R = 1.0						R _R = 1.5					
			Por flexibilidad		Por desprendimiento				Por flexibilidad		Por desprendimiento				Por flexibilidad		Por desprendimiento			
					0.05 g	0.10 g	0.15 g	0.15 g			0.05 g	0.10 g	0.15 g	0.15 g			0.05 g	0.10 g	0.15 g	0.15 g
2.0	0.1	1.0	17	0	2	13	45	1	15	26	65	3	15	20						
2.0	0.1	2.0	24	0	1	9	50	0	14	23	75	0	6	12						
2.0	0.1	4.0	25	0	1	10	56	0	10	19	74	0	8	13						
2.0	0.3	1.0	14	0	1	6	39	0	13	26	59	2	15	22						
2.0	0.3	2.0	18	0	1	7	42	0	15	26	68	1	9	16						
2.0	0.3	4.0	22	0	1	7	50	0	9	20	69	1	11	16						
5.0	0.1	1.0	17	11	37	50	54	19	30	35	79	8	14	16						
5.0	0.1	2.0	26	7	31	44	66	9	19	24	79	9	14	16						
5.0	0.1	4.0	26	8	33	44	63	14	23	27	85	4	8	10						
5.0	0.3	1.0	19	3	30	44	46	22	35	40	73	11	18	20						
5.0	0.3	2.0	18	6	33	47	60	11	23	28	74	12	18	20						
5.0	0.3	4.0	23	7	30	43	59	15	26	30	83	4	9	11						

7. APLICACIÓN DEL MODELO PROPUESTO

Para realizar una aplicación práctica del modelo propuesto en esta investigación, es necesario evaluar, en forma sencilla, los posibles modos de falla que se pueden presentar durante una excitación sísmica, ya que éstos son determinantes y van a controlar la respuesta global del sistema.

Luego de revisar los criterios para definir los límites que evitan la ocurrencia de mecanismos de falla, se evaluaron las respuestas sísmicas de dos edificios. El primero es el edificio JAL construido en la zona del lago de la ciudad de México, y el segundo corresponde al edificio Zacatecas (ZAC), el cual estaba ubicado en la colonia Roma y colapsó durante el sismo del 19 de septiembre de 1985.

7.1. Revisión de los mecanismos de falla.

7.1.1. Mecanismo de falla de la cimentación. Uno de los objetivos fundamentales del análisis de una cimentación es el de satisfacer las condiciones básicas de resistencia, las cuales conducen a verificar la máxima carga requerida para producir la falla del suelo por cortante.

Los primeros análisis estáticos para determinar la capacidad de carga, Q , de cimentaciones continuas superficiales (donde D es menor que B), cargadas verticalmente, generalmente conducen a la expresión clásica propuesta por Terzaghi (1943), de acuerdo con la superficie de falla propuesta por Prandtl (Terzaghi, 1943), para una masa de suelo con una cohesión, c , un peso volumétrico, γ , y una sobre carga, q , al nivel de desplante (fig 7.1), donde N_c , N_q y N_γ son factores de capacidad de carga, que dependen del ángulo de fricción interna, ϕ .

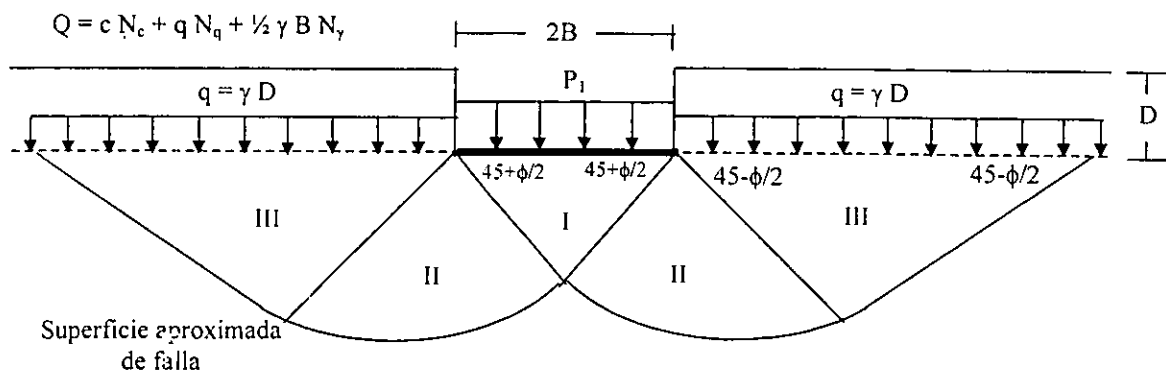


Fig 7.1. Mecanismo de falla propuesto por Prandtl

Meyerhof (1953) retoma este análisis y propone utilizar un ancho reducido, B' , cuando se presentan cargas excéntricas y además propone factores de inclinación que deben modificar los factores de capacidad de carga, para incluir el efecto de cargas inclinadas en la cimentación.

Posteriormente, se han desarrollado muchos estudios donde se proponen formas de la superficie aproximada de falla, expresiones para evaluar los factores de capacidad de carga, los mecanismos de falla para diversos tipos de suelo y condiciones de carga (Prakash y Chummar, 1967; Andersen y Lauritzen, 1988; Sarma e Iossifelis, 1990; Richards et al, 1993; Dormieux y Peker, 1995).

Teniendo en cuenta la cantidad de procedimientos presentados en la literatura, se escogió un método que permite determinar la capacidad de carga del suelo para condiciones estáticas y sísmicas (Romo y García, 1995), debido a que este método emplea una espiral logarítmica como superficie crítica de falla, la cual fue considerada como adecuada para reproducir los mecanismos de falla generados durante el sismo del septiembre de 1985. Cuando el ángulo de fricción interno es igual a cero, la espiral toma una forma circular, la cual es semejante a la superficie de falla observada en el edificio ZAC luego de su colapso.

En la fig 7.2 se presentan las características geométricas de modelo a emplear, donde se puede apreciar que el centro de la espiral logarítmica, O , está localizado sobre la vertical que pasa por el extremo opuesto a aquel de donde parte la espiral, a una altura H_o respecto de la base de la estructura.

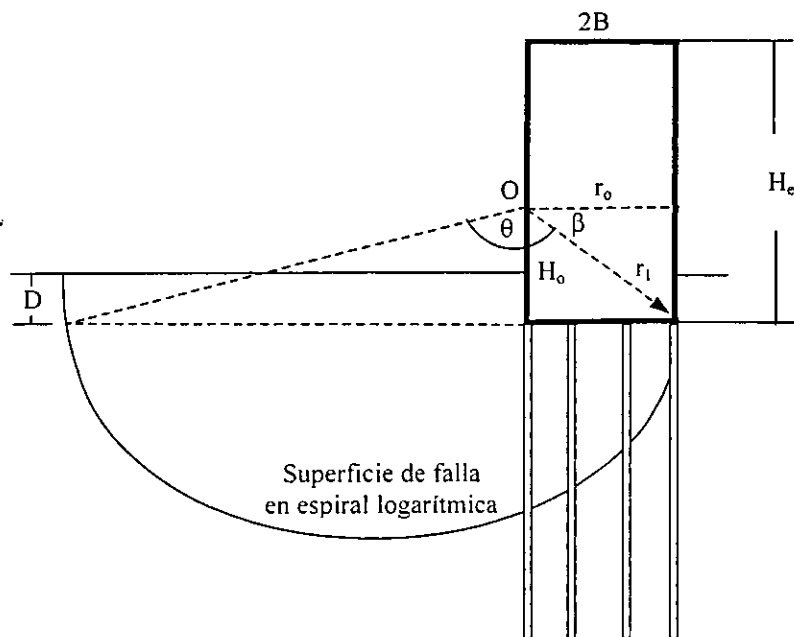


Fig 7.2. Mecanismo de falla propuesto por Romo y García (1995)

En la ec 7.1 se presenta la expresión que evalúa la capacidad de carga, q , ante solicitaciones sísmicas de una cimentación continua descansando sobre un depósito de suelo, donde B es la mitad del ancho de la cimentación, A_e es la aceleración máxima horizontal que soportará la estructura, g es la aceleración de la gravedad, H_e es la altura de la estructura, y M_R son los momentos resistentes del sistema debidos a la cohesión, al peso de la cuña del suelo y al peso del suelo por encima del nivel de desplante (Romo y García, 1995):

$$q = \frac{1}{2B} \left(\frac{\sum M_R}{B + (A_e/g)(H_e - H_o)} \right) \dots\dots\dots(7.1)$$

La capacidad de carga, q , depende de los parámetros geométricos de la estructura y de la superficie de falla del suelo, de la magnitud de la aceleración máxima horizontal de la estructura, así como de los parámetros índice y mecánicos del suelo para la condición de carga analizada.

Un procedimiento que permite tomar en cuenta la flexibilidad del sistema suelo-estructura en el valor de A_e , consiste en evaluar el período del sistema y usar este valor en un espectro de diseño o del sitio, para determinar así, el valor máximo de A_e . Una vez obtenido este valor, se calcula mediante un proceso iterativo la posición más desfavorable del centro de giro, H_o , que proporciona la capacidad de carga mínima para las condiciones del problema.

Posteriormente, se calcula paso a paso las demandas de momentos motores, las cuales deben ser inferiores a la resultante de momentos resistentes. Cuando esta condición deja de cumplirse, se produce un giro de la masa de suelo, provocando asentamientos diferenciales en la estructura. En la presente investigación se asume que en este instante, la cimentación alcanzó un mecanismo de colapso por falla en la cimentación.

Para aplicar este método al modelo propuesto en esta investigación, se debe tener en cuenta que para cada instante en que la cimentación permanece desprendida, es necesario calcular, mediante el proceso iterativo descrito, la capacidad de carga de la cimentación con ancho reducido ($2B_c$), de tal forma que se puedan evaluar los momentos resistentes y compararlos con los momentos que desestabilizan el sistema, para determinar el inicio del mecanismo de falla.

7.1.2. Mecanismo de falla por volteo. El modelo propuesto toma en cuenta, en forma implícita, los límites que determinan la falla por volteo. Esto se debe a que al excitar el modelo, se generan desplazamientos horizontales de la masa de la estructura, los cuales son controlados por la dirección de la aplicación de la fuerza sísmica, haciendo que ésta se mueva hacia ambos lados de la posición inicial. Cuando dicha fuerza no es suficiente para lograr que la masa desplazada de la estructura regrese a la posición inicial, se hace inminente el mecanismo de falla por volteo.

La fig 7.3 se ilustra la forma en que se produce el volteo. Al aplicarse una fuerza sísmica, F_s , a la masa de la estructura, ésta se desplaza generando una reducción del momento resistente. Cuando la resultante del peso de la estructura pasa por el punto O, el momento resistente se anula, y ante cualquier incremento de la fuerza sísmica, se producirá el volteo.

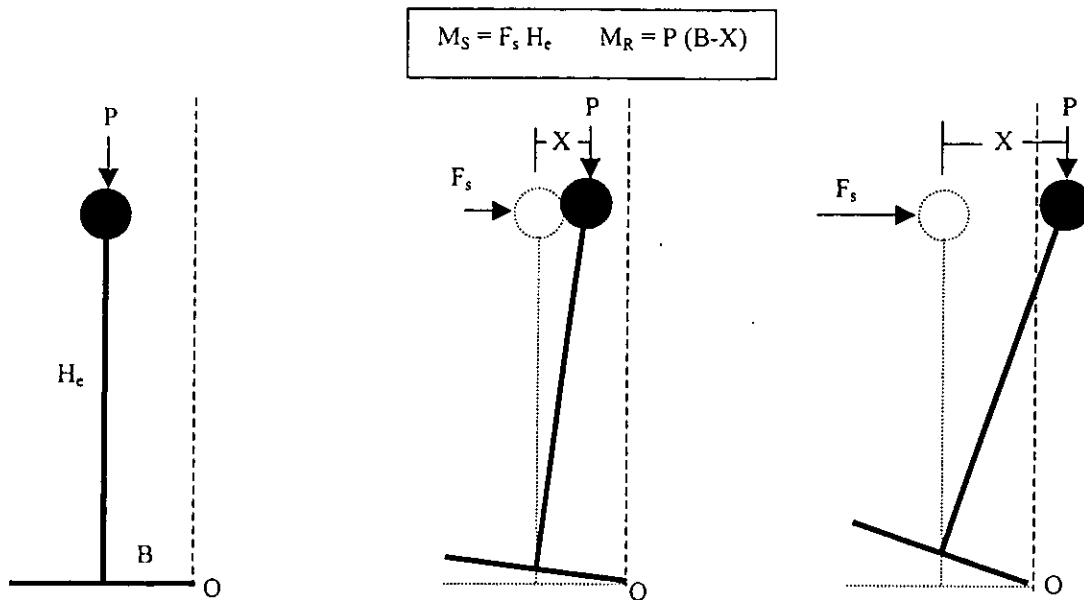


Fig 7.3 Mecanismo de falla por volteo

Para que el peso de la estructura alcance el umbral que define el entorno de estabilidad, se debe producir un giro de cabeceo igual a:

$$\theta = \left(\frac{B}{H_c} \right) = \frac{1}{R_E} \dots \dots \dots (7.2)$$

La ec 7.2 permite deducir que al aumentar la relación de esbeltez de una estructura, el valor del giro crítico que controla el volteo, θ_c , se reduce, haciendo a la estructura más vulnerable.

7.2. Aplicación del modelo propuesto al edificio JAL.

7.2.1. Descripción del edificio JAL. El edificio JAL está localizado en la zona del lago de la ciudad de México. Su estructura principal es de 14 niveles, con un apéndice y un cuerpo anexo de tres niveles, los cuales están unidos en la planta del sótano, y separados en los demás niveles, por una junta de construcción de 15 cm. Los tres primeros niveles corresponden a estacionamientos, y los otros pisos son destinados a oficinas.

El edificio es de concreto reforzado con columnas y losas reticulares, el cual es considerado como regular, tanto en planta como en elevación (fig 7.4). La planta de los

niveles de oficinas es rectangular, y tiene 32.5 m de largo por 20 m de ancho en la dirección longitudinal y transversal, respectivamente. Las alturas de entrepiso son constantes e iguales a 3.15 m. Las plantas que abarcan el cuerpo anexo son de 20 m por 40 m. Los estacionamientos están escalonados y se comunican entre sí por medio de rampas. Las alturas de entrepiso de los estacionamientos varían entre 2.50 y 4.45 m.

La cimentación del edificio está compuesta por un cajón de concreto reforzado con una losa reticular de 80 cm de espesor y esta desplantado a una profundidad de 3.30 m. La losa de cimentación está apoyada sobre 54 pilotes de fricción de sección triangular, con 60 cm de lado y 28 m de longitud, los cuales atraviesan la capa arcillosa de suelo. Además, existen 10 pilotes cuadrados de 40 cm de lado y 26 m de longitud, intercalados con los anteriores, de tal forma que no están conectados directamente con la losa de cimentación; el extremo superior se encuentra a una profundidad de 9 m. La distribución de los pilotes se muestra en la fig 7.5.

Con base en los resultados de dos ensayos de cono de penetración (fig 7.6), se estableció que la velocidad equivalente de las ondas de corte de los estratos de suelo en que se apoya el edificio, es de 68 m/s (Meli *et al.*, 1998). El espesor de los estratos blandos es de 31 m y la profundidad a la que se encuentra suelo firme es de 38.5 m.

Durante los sismos de 1985, la estructura del edificio y sus elementos no estructurales, solo sufrieron daños moderados. Muchos de los muros de mampostería se agrietaron, así como varias columnas, especialmente en el séptimo piso (Murià-Vila y Moreno, 1993).

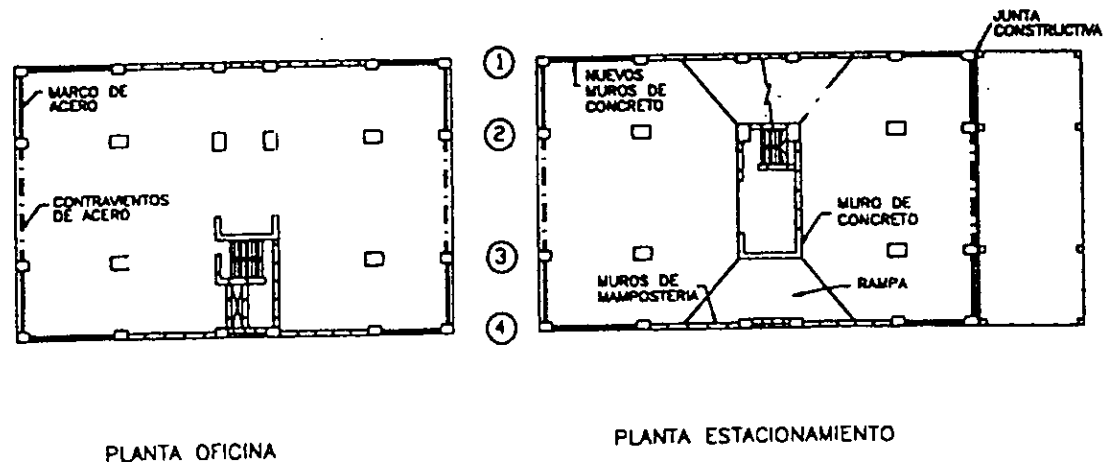
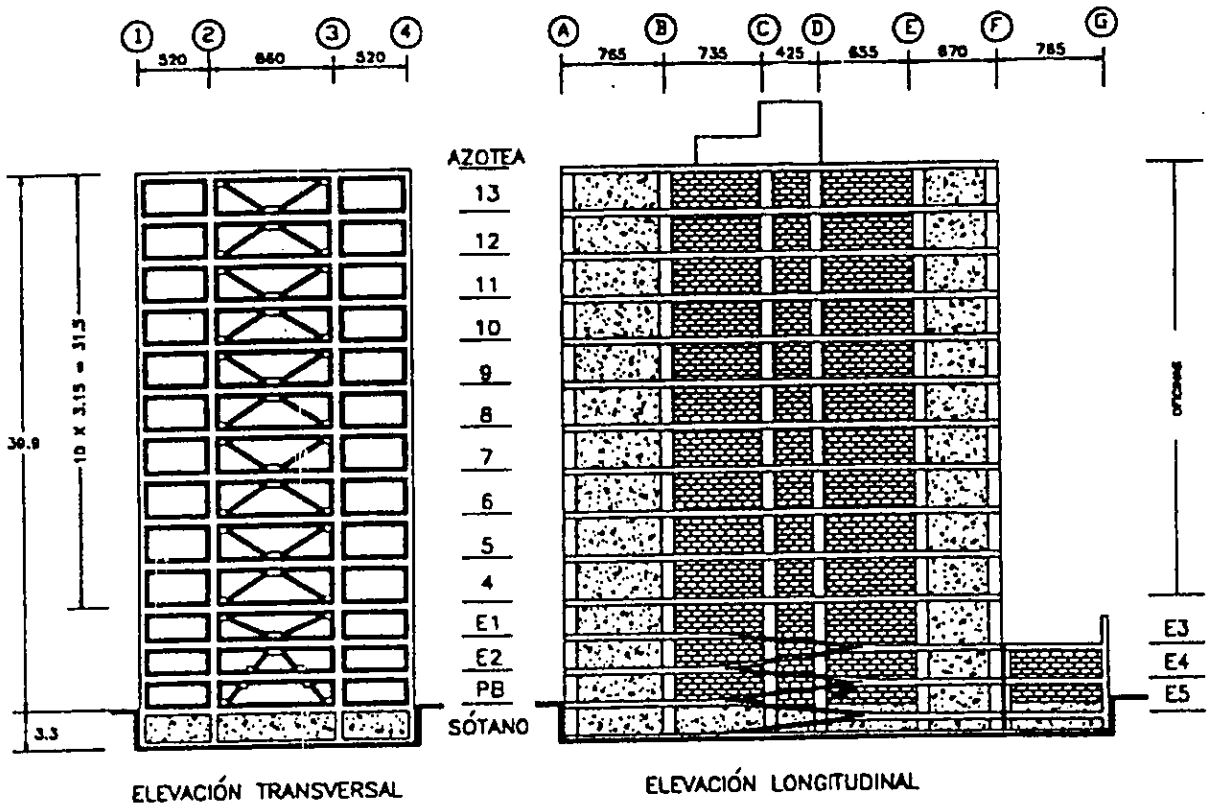
Posteriormente, el edificio fue reforzado mediante la colocación de muros estructurales en la dirección longitudinal y se incrementaron las secciones de las columnas, y en 1992 el edificio fue instrumentado (Meli *et al.*, 1998).

7.2.2. Modelación y resultados del edificio JAL. Se utilizaron los valores que representan las características geométricas y dinámicas del edificio JAL asociadas a un sistema de un grado de libertad, las cuales fueron estimadas en forma analítica (Peña, 1996). En la tabla 7.1 se presentan los valores que se supone, tenía el edificio JAL antes de la ocurrencia del sismo de 1985.

En cuanto a la modelación de la cimentación se debe comentar que se empleó una distribución simétrica de pilotes equivalente, debido a que ésta es una de las restricciones que presenta el modelo propuesto. Para este edificio se empleó una cimentación con cajón y pilotes de fricción.

Como excitación se empleó el componente N90E del acelerograma correspondiente al terremoto del 19 de septiembre de 1985, registrado en la estación de la SCT. La amplitud máxima de este sismo fue de 168 gal y su período dominante fue de 2s.

Para determinar la capacidad de carga del suelo, se empleó una aceleración máxima de 0.17g, la cual corresponde a la ordena máxima del registro del SCT.



ACOTACIONES EN MM

Fig 7.4. Características geométricas del edificio JAL

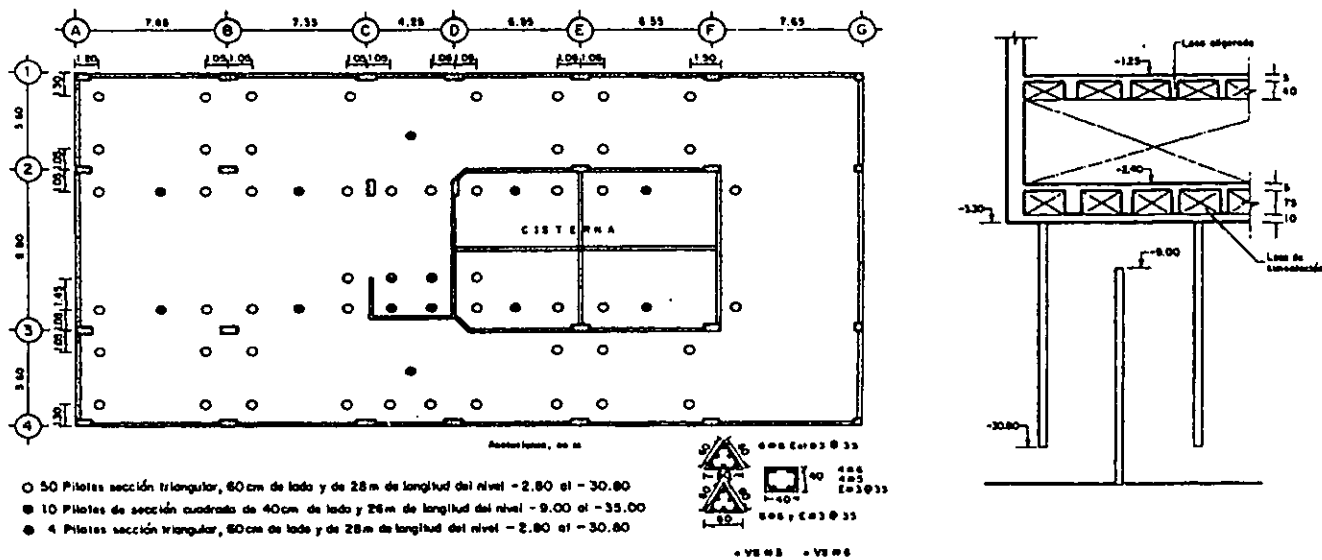


Fig 7.5. Características de la cimentación

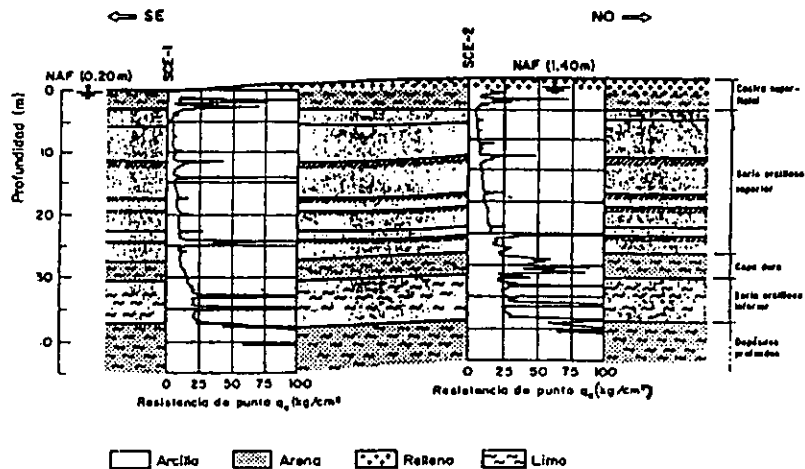


Fig 7.6. Perfil estratigráfico

Tabla 7.1. Supuestas propiedades del edificio JAL antes del sismo de 1985, empleadas en el modelo propuesto para la dirección transversal

	PROPIEDADES	VALORES
ESTRUCTURA	Masa (m_e)	8.60 t-s ² /cm
	Rigidez lateral (K_e)	84.88 t/cm
	Constante de amortiguamiento (C_e)	2.70 t-s/cm
	Altura equivalente (H_e)	2800 cm
	Período con base rígida (T_e)	2.00 s
CIMENTACIÓN	Masa del cajón sin pilotes	1.15 t-s ² /cm
	Ancho total (2B)	2000 cm
	Largo total (2L)	4000 cm
	Profundidad del cajón (D)	330 cm
PILOTES	Masa adicional de los pilotes	0.58 t-s ² /cm
	Diámetro equivalente (d_p)	45 cm
	Módulo de elasticidad (E_p)	126.5 t/cm ²
	Longitud (L_p)	2800 cm
SUELO	Módulo cortante (G)	0.0564 t/cm ²
	Velocidad de onda de corte (V_s)	6800 cm/s
	Altura del estrato (H_{estrato})	3850 cm
	Peso volumétrico	1.20 t/m ³
	Cohesión	0.00033 t/cm ²
	Ángulo de fricción interna	0°
	Coeficiente de Poisson	0.49
Fracción de amortiguamiento (ξ_s)	0.05	

Se debe mencionar que la masa total de la cimentación, m_c , es la suma de las masas del cajón de cimentación y de los pilotes, y es igual a 1.73 t-s²/cm (Fuentes, 2000).

Para comparar las respuestas entre el modelo propuesto y el de Winkler, se utilizaron los valores anteriores para generar las historias de las deformaciones de la estructura, U . Para lograr una equivalencia entre ambos modelos, se igualaron las rigideces y amortiguamientos de cabeceo, de tal forma que se logrará un período ISE similar.

En la fig 7.7(a) se presenta la respuesta de U , con y sin desprendimiento, del modelo de Winkler. Las figs 7.7(b) y 7.7(c) muestran los valores de U , obtenidos con el modelo propuesto, considerando o despreciando los efectos P- Δ .

Las respuestas producidas por ambos modelos, sin considerar el desprendimiento, son similares, debido a que se establecieron períodos ISE semejantes.

Las respuestas con desprendimiento no son iguales producto de las diferencias que presentan entre sí los modelos, si se tiene en cuenta que el modelo de Winkler emplea una rigidez total ISE equivalente, la cual disminuye al reducirse el área de contacto, mientras que el modelo propuesto asume, que el cajón de cimentación puede perder contacto con el

suelo y que los pilotes pueden sufrir deslizamientos sin que se altere la rigidez efectiva del grupo, lo que implica que éstos no se desprenden.

Lo anterior hace que las reducciones de las rigideces ISE totales sean pequeñas, ya que las del cajón de cimentación, son mucho menores a las que aporta el grupo de pilotes. Por tal motivo, las reducciones de las deformaciones de la estructura, U , son pequeñas debido a que los pilotes impiden que se flexibilice el sistema suelo-estructura. Es importante comentar, que a pesar de que no hay reducciones de las deformaciones U empleando el modelo propuesto, sí ocurre desprendimiento (tabla 7.2).

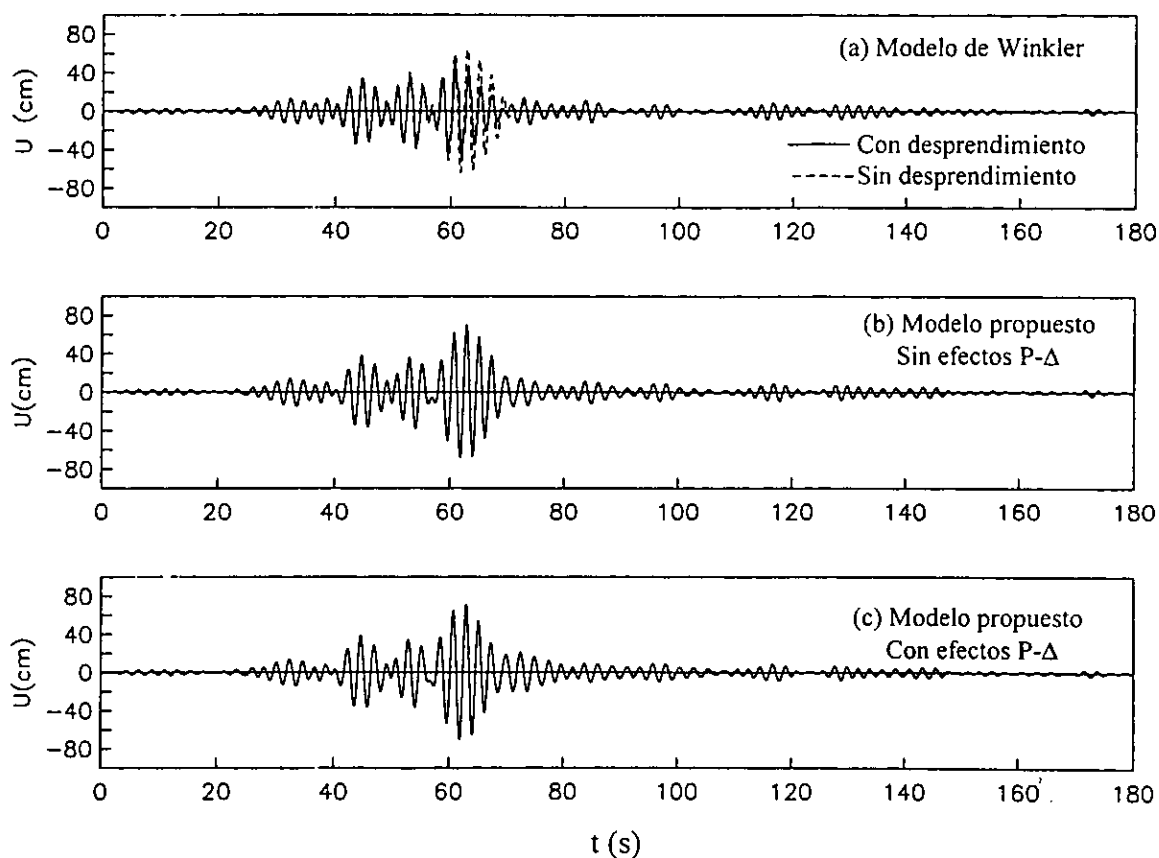


Fig 7.7. Respuestas U del modelo de Winkler y del propuesto para el JAL ($T_c=2s$)

En la tabla 7.2 se muestran los valores máximos de las deformaciones U , y del porcentaje de longitud desprendida. Tanto en las gráficas anteriores como en la tabla 7.2, se puede ver que las variaciones de las respuestas al considerar o despreciar los efectos $P-\Delta$ son inferiores al uno por ciento, por lo que se pueden despreciar dichos efectos.

Los períodos del sistema obtenidos con el modelo del Winkler y con el propuesto, son iguales a 2.23s y 2.30s, respectivamente. Es importante recordar que las diferencias entre ambos modelos se deben a que el modelo de Winkler no considera el movimiento de translación horizontal. El período del sistema para este caso fue estimado en 2.20s (Peña, 1996).

Tabla 7.2. Valores máximos obtenidos para el edificio JAL ($T_e=2s$)

Tipo de análisis	Deformación U de la estructura (cm)		Porcentaje de longitud desprendida
	Con desprendimiento	Sin desprendimiento	
Modelo de Winkler	48.87	64.27	76
Modelo propuesto sin efectos P- Δ	70.24	70.61	37
Modelo propuesto con efectos P- Δ	70.63	70.94	37

Las reducciones en la deformación de la estructura U, para el modelo de Winkler y el propuesto, alcanzan valores inferiores al 24 y 0.5 por ciento, respectivamente. Con los porcentajes de longitud desprendida se puede ver que el modelo propuesto presenta valores máximos del 37 por ciento, mientras que el de Winkler llega al 76 por ciento. Como se explicó anteriormente, estas diferencias son ocasionadas por la forma en que se define el desprendimiento en ambos modelos.

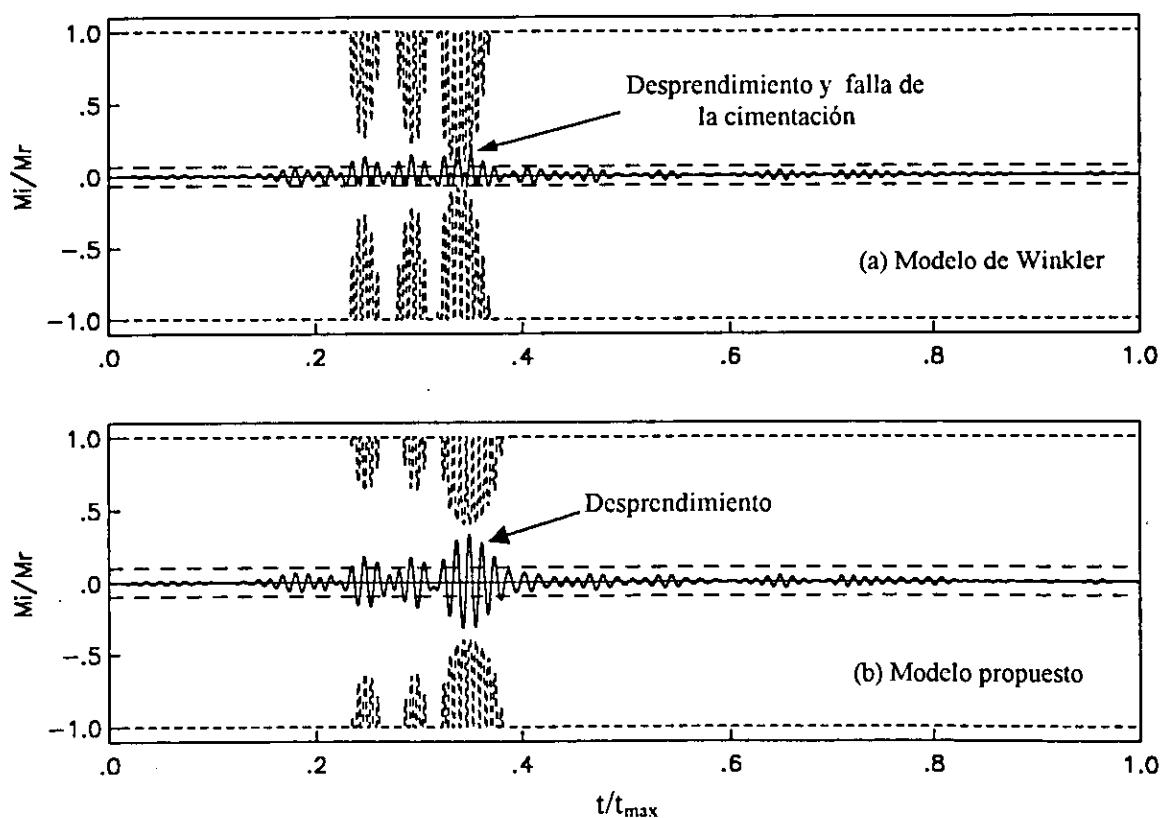


Fig 7.8. Historia de momentos actuantes en la cimentación ($T_e=2s$)

En la fig 7.8 se presenta la historia de momentos que se desarrollan en la cimentación para el modelo de Winkler y el propuesto, normalizados respecto al momento resistente máximo. La línea punteada trazada en las ordenadas ± 0.07 y ± 0.10 , para los modelos de Winkler y propuesto, respectivamente, corresponden al momento necesario para iniciar el

desprendimiento, y la ubicada en la ordenada ± 1.0 representa el momento resistente máximo, el cual comienza a disminuir, en el instante en que se produce el desprendimiento.

En esta gráfica se aprecia que con el modelo de Winkler se produce la falla de la cimentación, lo cual no fue cierto durante el sismo de 1985. Con el modelo propuesto, la cimentación resiste el movimiento inducido por el terremoto, sin que se genere el mecanismo de falla. Esto se debe a que al aplicar criterios diferentes para determinar el inicio del desprendimiento, el modelo de Winkler presenta una mayor reducción del área de contacto, por lo que se aumenta la posibilidad de falla de la cimentación.

Los momentos desarrollados con el modelo de Winkler son inferiores a los del modelo propuesto, si se tiene en cuenta que en el primero ocurre una mayor reducción de rigideces ISE, ocasionando que para un instante de igual cabeceo, los momentos actuantes disminuyan en mayor proporción que los del modelo propuesto.

Como se comentó anteriormente, el edificio JAL sufrió daños en la estructura durante el sismo de 1985, lo que hizo que el período fundamental aumentara y en consecuencia, se alejara del período dominante del sitio. Por tal motivo, se realizó un nuevo análisis empleando las supuestas propiedades que tenía el JAL, antes del sismo de 1985, pero ahora se asume que la estructura presenta agrietamiento. Esto ocasiona que el período T_e aumente a 2.60s, y que la rigidez lateral del edificio y la constante de amortiguamiento disminuyan a 50.22 t/cm y a 2.08 t-s/cm, respectivamente.

Los modelos fueron excitados con el mismo registro de aceleraciones. En la fig 7.9 se presentan las respuestas de las deformaciones U , empleando el modelo de Winkler y el propuesto, las cuales resultan ser similares a las obtenidas en el caso anterior. En este caso se utilizó el modelo sin efectos $P-\Delta$.

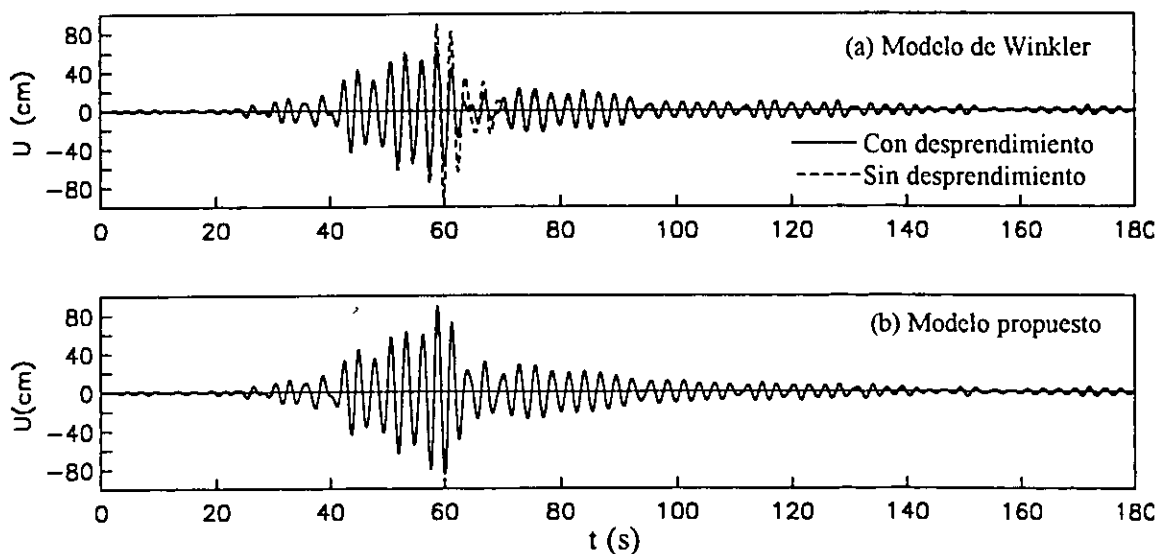


Fig 7.9. Respuestas U del modelo de Winkler y del propuesto para el JAL ($T_e=2.6s$)

En la tabla 7.3 se muestran los valores de la deformación U , y el porcentaje de la longitud desprendida, los cuales son semejantes a los del caso anterior.

Tabla 7.3. Valores máximos obtenidos para el edificio JAL ($T_e=2.6s$)

Tipo de análisis	Deformación U de la estructura (cm)		Porcentaje de longitud desprendida
	Con desprendimiento	Sin desprendimiento	
Modelo de Winkler	65.83	89.45	68
Modelo propuesto	87.77	89.00	30

Al igual que en el caso anterior se presenta en la fig. 7.10 la historia de los momentos que se desarrollaron en la cimentación para el modelo de Winkler y el propuesto, normalizados respecto al momento resistente.

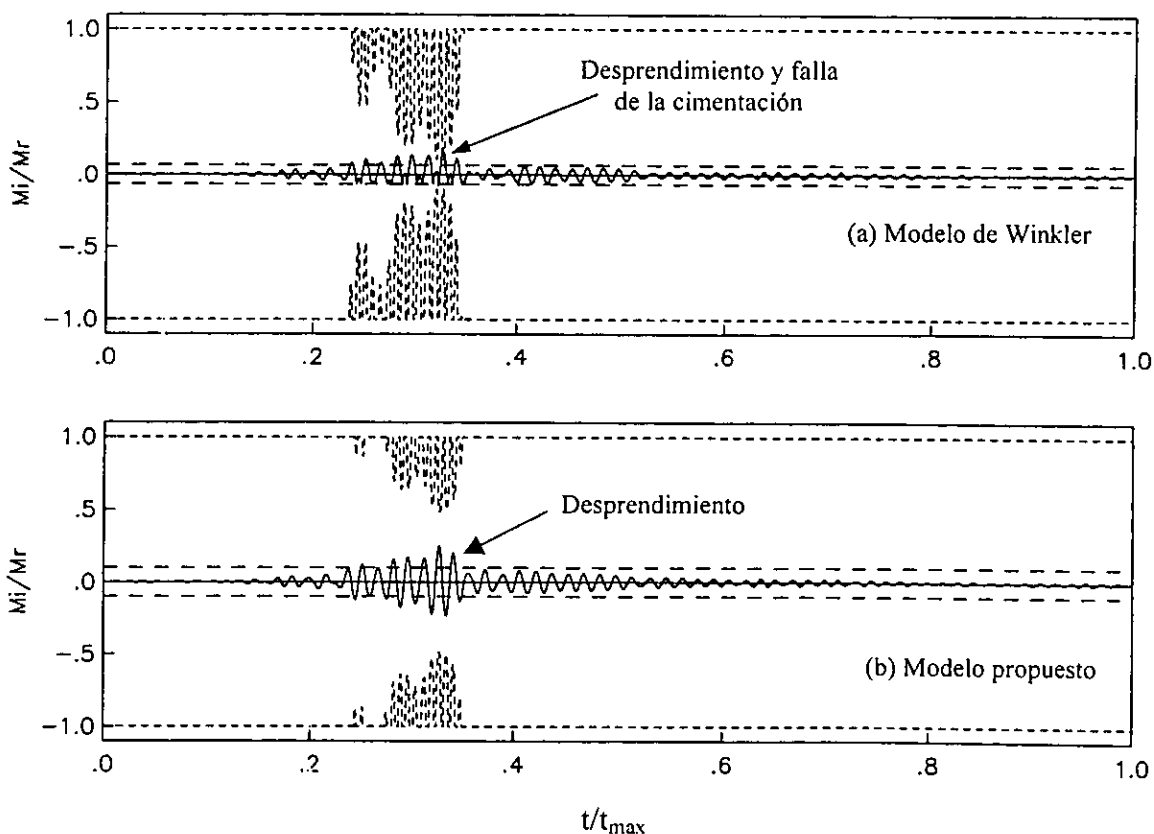


Fig 7.10. Historia de momentos actuantes en la cimentación ($T_e=2.6s$)

En esta gráfica se aprecia que tanto el modelo de Winkler como el propuesto, presentan desprendimiento, pero sólo el primero genera un mecanismo de falla de la cimentación.

Como se mencionó anteriormente, durante el sismo de 1985 el edificio JAL sufrió daños moderados, tanto en los elementos estructurales como en los no estructurales. En 1993, el edificio fue rehabilitado mediante la colocación de muros estructurales y el incremento de

las secciones de columnas. Esto generó un aumento en las masas de la estructura y del cajón de cimentación, las cuales alcanzaron valores de $9.46 \text{ t-s}^2/\text{cm}$ y $1.18 \text{ t-s}^2/\text{cm}$, respectivamente (Fuentes, 2000). El período T_e se estimó en 2.2s (Murià-Vila y Rodríguez, 1999), por lo que la rigidez lateral y la constante de amortiguamiento de la estructura, resultaron iguales a 77.16 t/cm y 2.70 t-s/cm , respectivamente.

Utilizando los valores anteriores, se estudio el nuevo comportamiento del JAL luego de la primera rehabilitación de 1993, usando como excitación, el registro de aceleraciones del SCT-85. En la fig 7.11 se presentan las deformaciones U de la estructura para el modelo de Winkler y el propuesto, donde se aprecian las diferencias en las respuestas de los modelos estudiados.

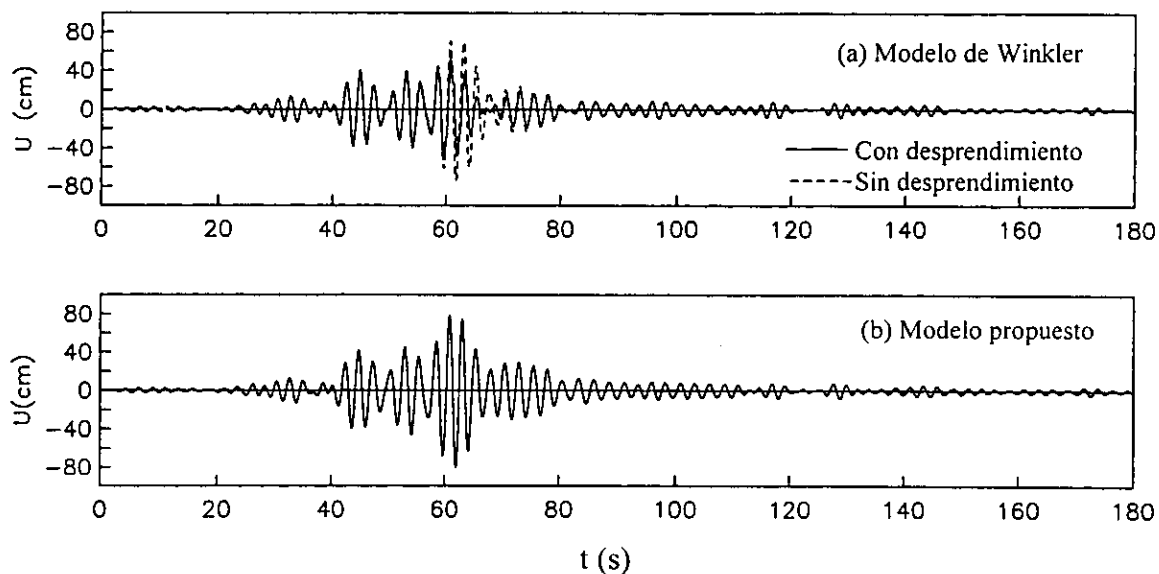


Fig 7.11. Respuestas U del modelo de Winkler y del propuesto para el JAL ($T_e=2.2\text{s}$)

Los valores de las deformaciones máximas U y el porcentaje de la base desprendida, son presentados en la tabla 7.4. Los resultados son similares a obtenidos en los casos anteriores.

Tabla 7.4. Valores máximos obtenidos para el edificio JAL ($T_e=2.2\text{s}$)

Tipo de análisis	Deformación U de la estructura (cm)		Porcentaje de longitud desprendida
	Con desprendimiento	Sin desprendimiento	
Modelo de Winkler	54.54	70.99	70
Modelo propuesto	80.04	80.49	36

Los resultados del modelo del Winkler y del propuesto, indican que los períodos del sistema son iguales a 2.41s y 2.48 s , respectivamente, mientras que el período ISE encontrado en forma experimental es igual a 2.40s (Fuentes, 2000).

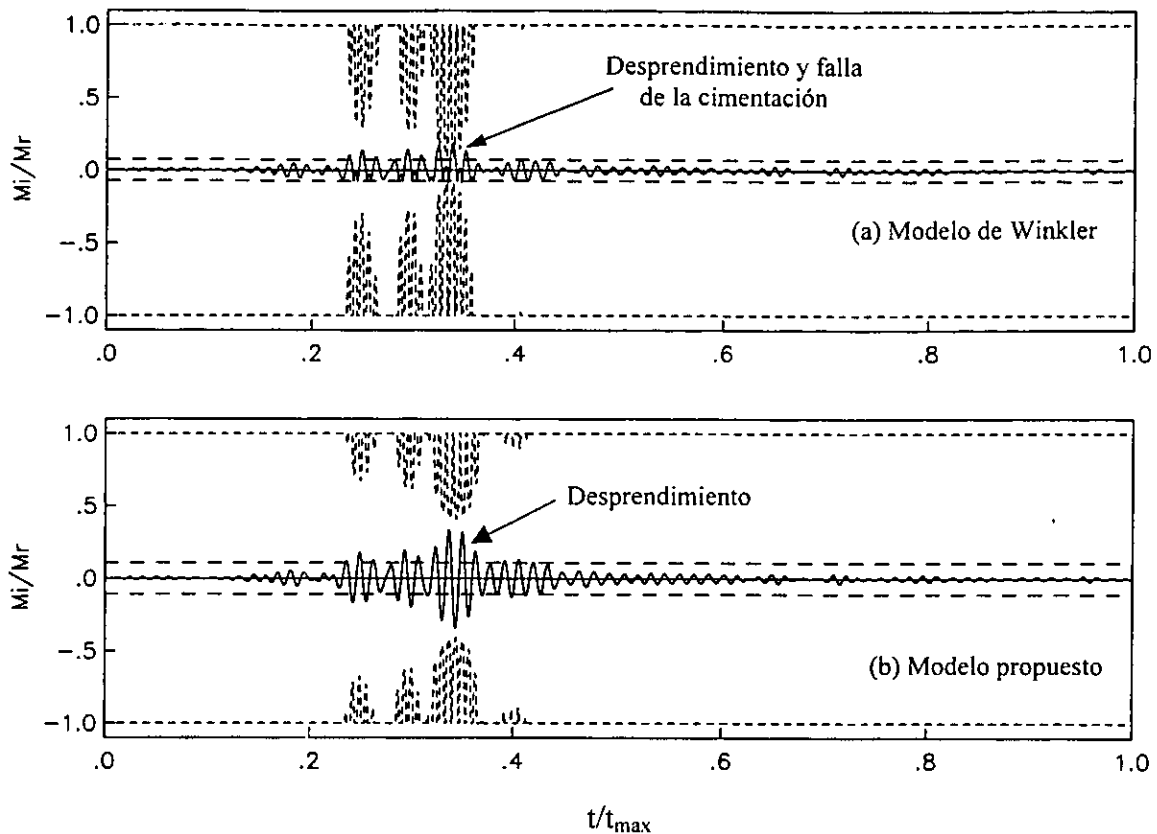


Fig 7.12. Historia de momentos actuantes en la cimentación ($T_c=2.2s$)

Durante el sismo del 14 de septiembre de 1995, el edificio JAL sufrió daños moderados por lo que fue necesario someterlo a una nueva rehabilitación, en la cual se colocaron diagonales de acero en la elevación de la estructura, con el objeto de aumentar la rigidez lateral del edificio en la dirección longitudinal. El período de la estructura aumentó a 3.30 s (Fuentes, 2000), por lo que la rigidez lateral y la constante de amortiguamiento, alcanzaron valores de 34.29 t/cm y 1.80 t-s/cm.

En la fig 7.13 se muestra la respuesta del JAL luego de que se realizara la primera rehabilitación después del sismo de 1995. Los resultados presentados en la tabla 7.5 indican que al utilizar el modelo propuesto, el edificio JAL no se desprende, mientras que el modelo de Winkler produce un desprendimiento del 10 por ciento. Las deformaciones U se redujeron en un 35 por ciento, aproximadamente, respecto a los casos anteriores.

Tabla 7.5. Valores máximos obtenidos para el edificio JAL ($T_c=3.3s$)

Tipo de análisis	Deformación U de la estructura (cm)		Porcentaje de longitud desprendida
	Con desprendimiento	Sin desprendimiento	
Modelo de Winkler	48.01	48.10	10
Modelo propuesto	46.51	46.51	0

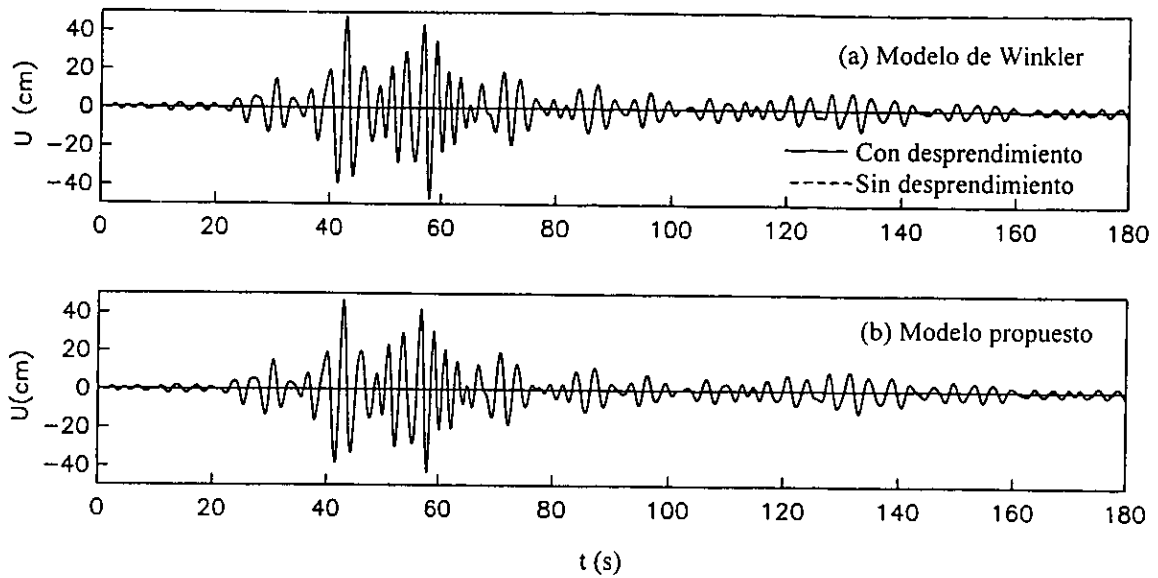


Fig 7.13. Respuestas U del modelo de Winkler y del propuesto para el JAL ($T_e=3.3s$)

Pruebas experimentales realizadas en el edificio JAL, determinaron que el período del sistema es de 3.57s, mientras que los períodos obtenidos con el modelo de Winkler y con el modelo propuesto, son iguales a 3.44s y 3.49s, respectivamente.

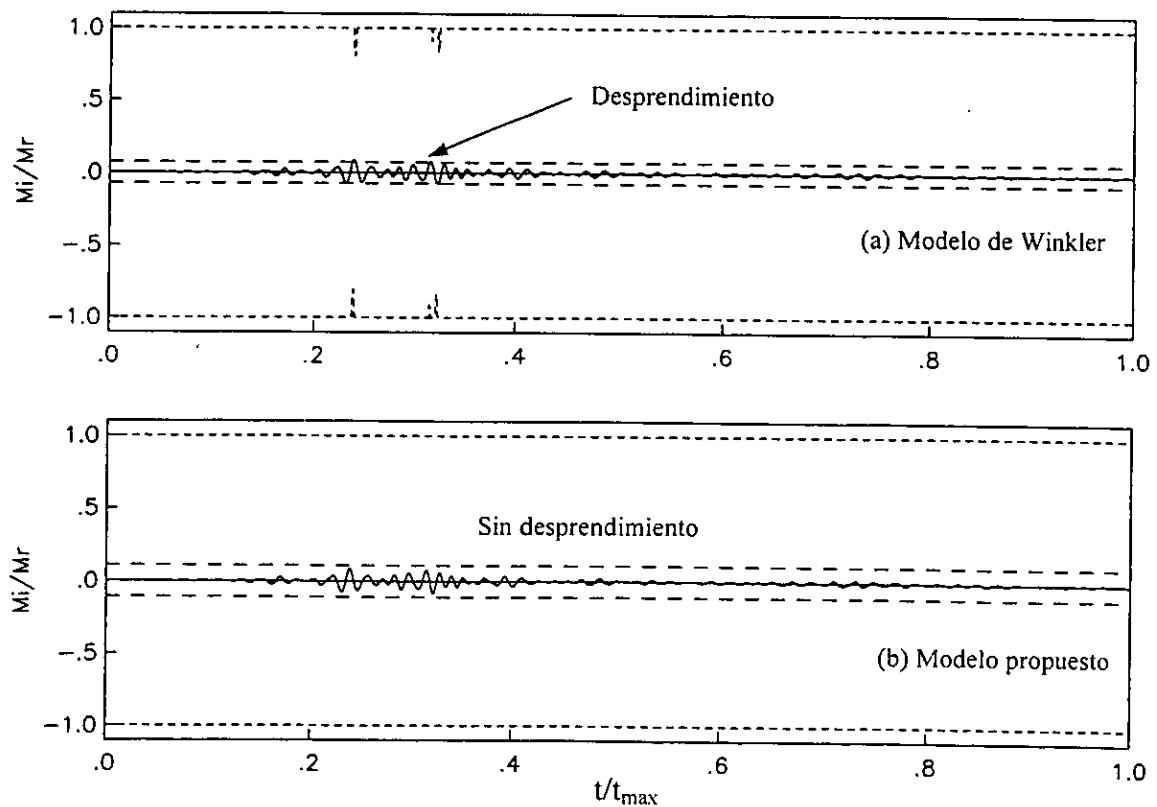


Fig 7.14. Historia de momentos actuantes en la cimentación ($T_e=3.3s$)

En la fig 7.14 se presentan las historias de los momentos actuantes en la cimentación, en donde se observa que en ninguno de los casos analizados se produce la falla de ésta y que sólo con el modelo de Winkler, se produce desprendimiento de la base.

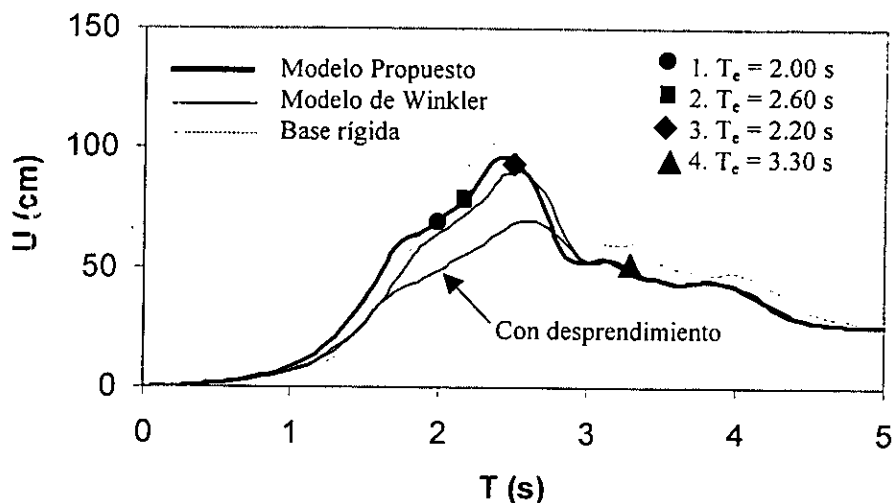


Fig 7.15. Espectros de respuesta empleando las características del edificio JAL

En la fig 7.15 se ilustran los espectros de respuesta obtenidos con las características del edificio JAL, utilizando el modelo propuesto y el de Winkler. Los puntos señalados sobre la curva espectral, corresponden a los casos analizados. Se aprecia que en el primer modelo, las reducciones en las deformaciones de la estructura por efectos del desprendimiento, son insignificantes, mientras que las obtenidas con el modelo de Winkler, alcanzan valores del 27 por ciento, aproximadamente.

7.3. Aplicación del modelo propuesto al edificio ZAC.

7.3.1. Descripción del edificio ZAC. El edificio ZAC fue una de las estructuras que falló durante el sismo de 1985 en la ciudad de México, y estaba localizado en la colonia Roma (zona del lago). Contaba con 11 niveles de concreto reforzado con sistema de piso de losa plana y su planta era considerada como irregular (fig 7.16). Una descripción detallada del edificio fue presentada por Malagón (1992).

El edificio tenía una cimentación semi-compensada, con cajón de cimentación y 23 pilotes de fricción colocados debajo de los ejes de columna (fig 7.17). En cuanto a la relación entre la forma de la planta de la cimentación y la distribución de pilotes, es asimétrica, la cual resultó ser insuficiente ante las demandas del sismo de 1985, ya que su colapso se debió a la falla de la cimentación (fig 7.18) y no a la falta de capacidad de cortante en los miembros de la superestructura (Malagón, 1992).

El sismo del 19 de septiembre de 1985 en la ciudad de México, mostró que efectivamente puede haber fallas del suelo de apoyo de las cimentaciones, en las que los edificios, sin sufrir daños estructurales graves, experimentaron rotaciones, así como asentamientos

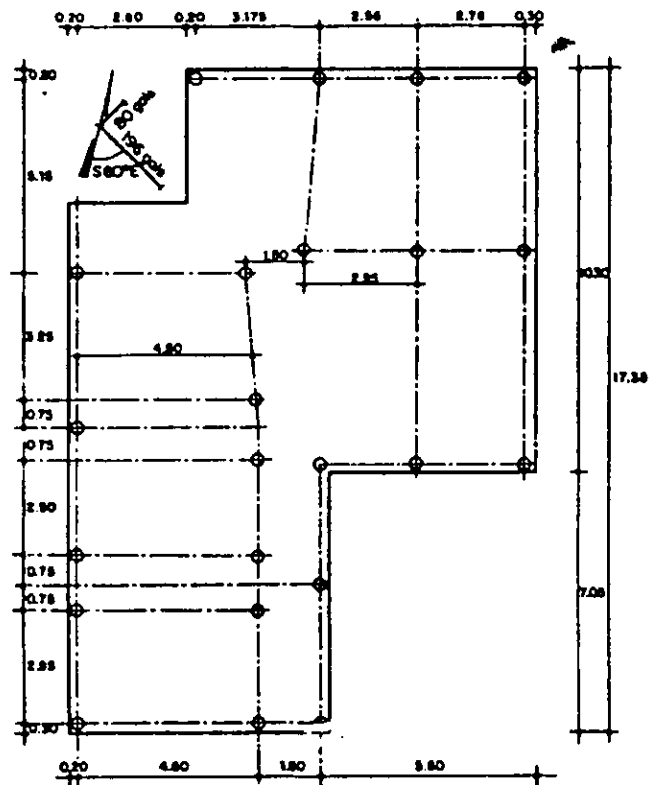
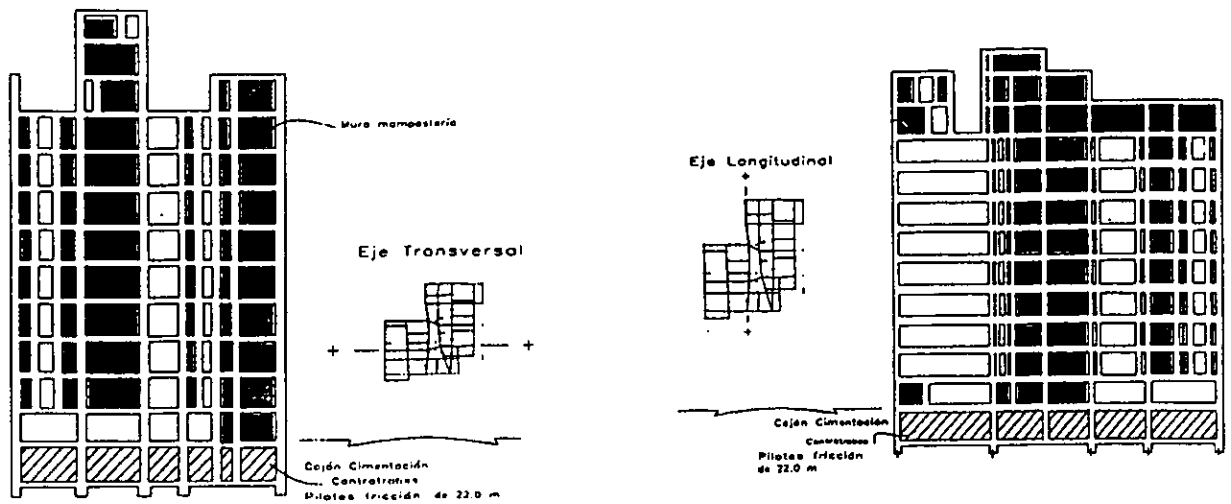


Fig 7.16. Características geométricas del edificio ZAC

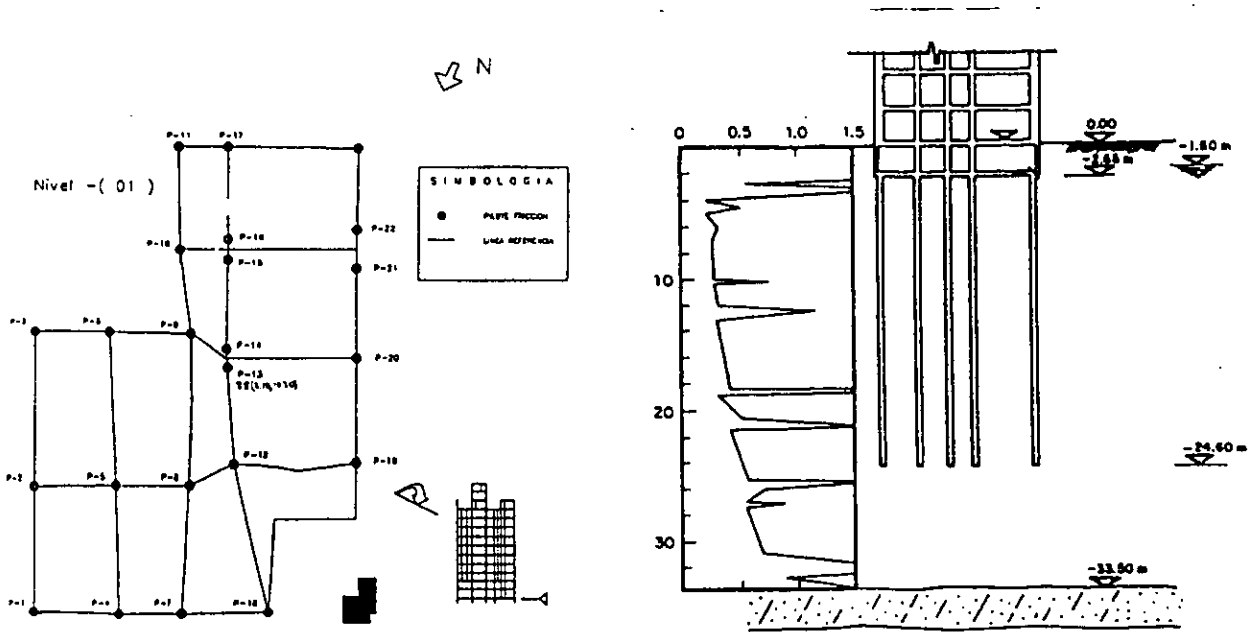


Fig 7.17. Características de la cimentación

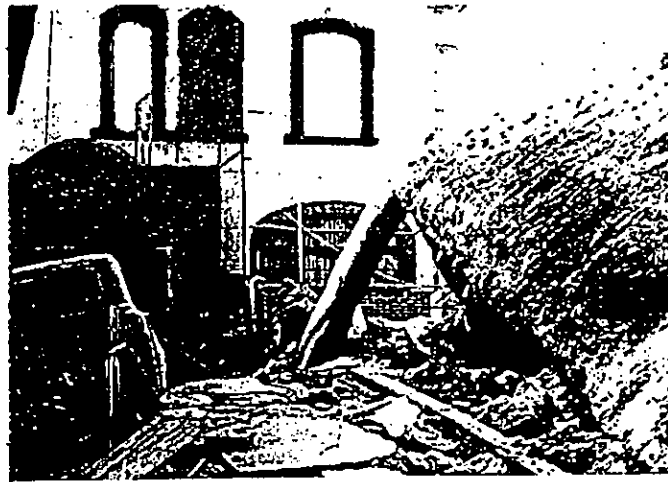


Fig 7.18. Mecanismo de falla de la cimentación

totales y diferenciales importantes (llegando incluso al volteo), impidiendo su posterior reutilización o aún reparación, en muchos casos (Romo y García, 1996).

7.3.2. Modelación y resultados del edificio ZAC. Se utilizaron los valores que representan las características geométricas y dinámicas del edificio ZAC asociadas a un sistema de un grado de libertad, las cuales fueron definidas por Malagón (1992) y por Romo y García, (1995), y son presentadas en la tabla 7.6.

Para modelar la cimentación se empleó una distribución simétrica de pilotes equivalente. Teniendo en cuenta que este edificio presenta una base irregular, se realizó el análisis con una base rectangular equivalente, con igual área e igual momento de inercia mínimo al del polígono real de la cimentación (Avilés, 1991). Para este edificio se utilizó una cimentación con cajón y pilotes de fricción.

Los modelos fueron excitados con el componente N90E del acelerograma del terremoto del 19 de septiembre de 1985, registrado en la estación de la SCT. Para determinar la capacidad de carga del suelo, se usó una aceleración máxima de 0.17g, la cual corresponde a su ordena máxima.

Tabla 7.6. Propiedades del edificio ZAC antes del sismo de 1985.

	PROPIEDADES	VALORES
ESTRUCTURA	Masa (m_e)	2.28 t-s ² /cm
	Rigidez lateral (K_e)	63.34 t/cm
	Constante de amortiguamiento (C_e)	1.20 t-s/cm
	Altura equivalente (H_e)	2816 cm
	Período con base rígida (T_e)	1.19 s
CIMENTACIÓN	Masa del cajón sin pilotes	0.23 t-s ² /cm
	Ancho total (2B)	1200 cm
	Largo total (2L)	1800 cm
	Profundidad del cajón (D)	265 cm
PILOTES	Masa adicional de los pilotes	0.15 t-s ² /cm
	Diámetro equivalente (d_p)	40 cm
	Módulo de elasticidad (E_p)	115 t/cm ²
	Longitud (L_p)	2200 cm
SUELO	Módulo cortante (G)	0.0615 t/cm ²
	Velocidad de onda de corte (V_s)	7000 cm/s
	Altura del estrato (H_{estrato})	3500 cm
	Peso volumétrico	1.23 t/m ³
	Cohesión	0.00033 t/cm ²
	Ángulo de fricción interna	0 °
	Coefficiente de Poisson	0.49
	Fracción de amortiguamiento (ξ_s)	0.05

La masa total de la cimentación, m_c , es igual a $0.38 \text{ t-s}^2/\text{cm}$. Los modelos estudiados fueron alimentados con los valores anteriores para generar las respuestas dinámicas cuando ocurre el desprendimiento parcial de la cimentación.

En la fig 7.19 se ilustran las deformaciones de la estructura, en donde se aprecia que en ninguno de los modelos estudiados ocurren reducciones importantes de U . Esto se puede verificar con los valores dados en la tabla 7.7. Las reducciones son inferiores al uno por ciento. También se puede apreciar las diferencias que presentan los modelos, en cuanto a los porcentajes de longitud de desprendimiento.

Tabla 7.7. Valores máximos obtenidos para el edificio ZAC

Tipo de análisis	Deformación U de la estructura (cm)		Porcentaje de longitud desprendida
	Con desprendimiento	Sin desprendimiento	
Modelo de Winkler	12.87	13.02	64
Modelo propuesto	13.06	13.13	32

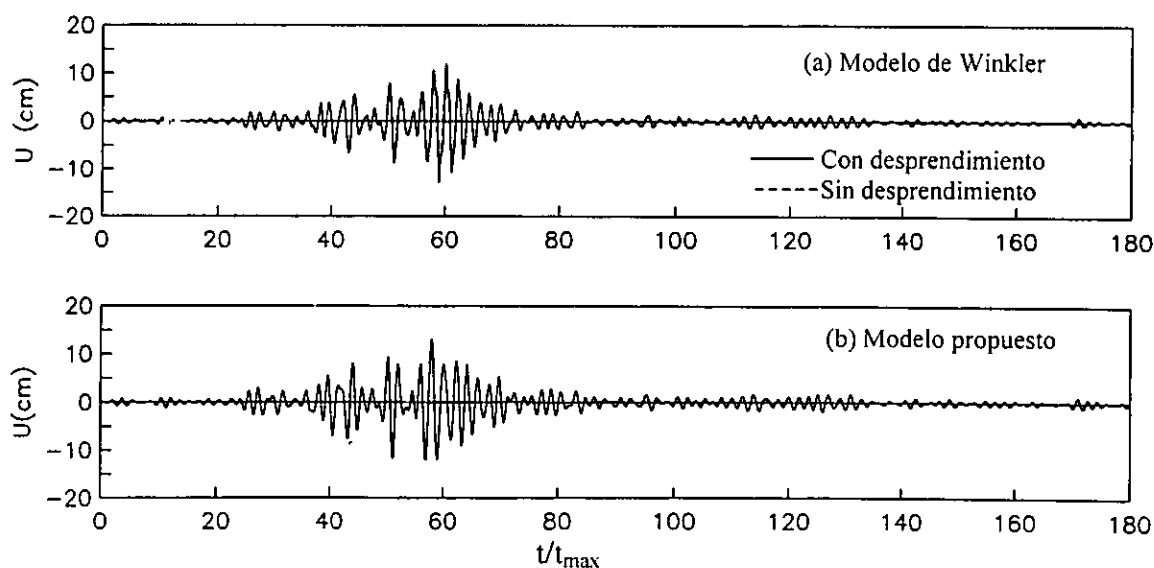


Fig 7.19. Respuestas del modelo de Winkler y del propuesto para el ZAC

Se realizó el análisis para determinar la falla de la cimentación. Los resultados son presentados en la fig 7.20, la cual emplea el mismo formato de la fig 7.8. En la zona donde ocurre el desprendimiento, se aprecia que para ambos modelos, la demanda de momento es mayor que el momento resistente, por lo que se hace evidente el inicio de un mecanismo de falla de la cimentación. Esto concuerda con lo ocurrido en la realidad, donde el edificio ZAC colapsó.

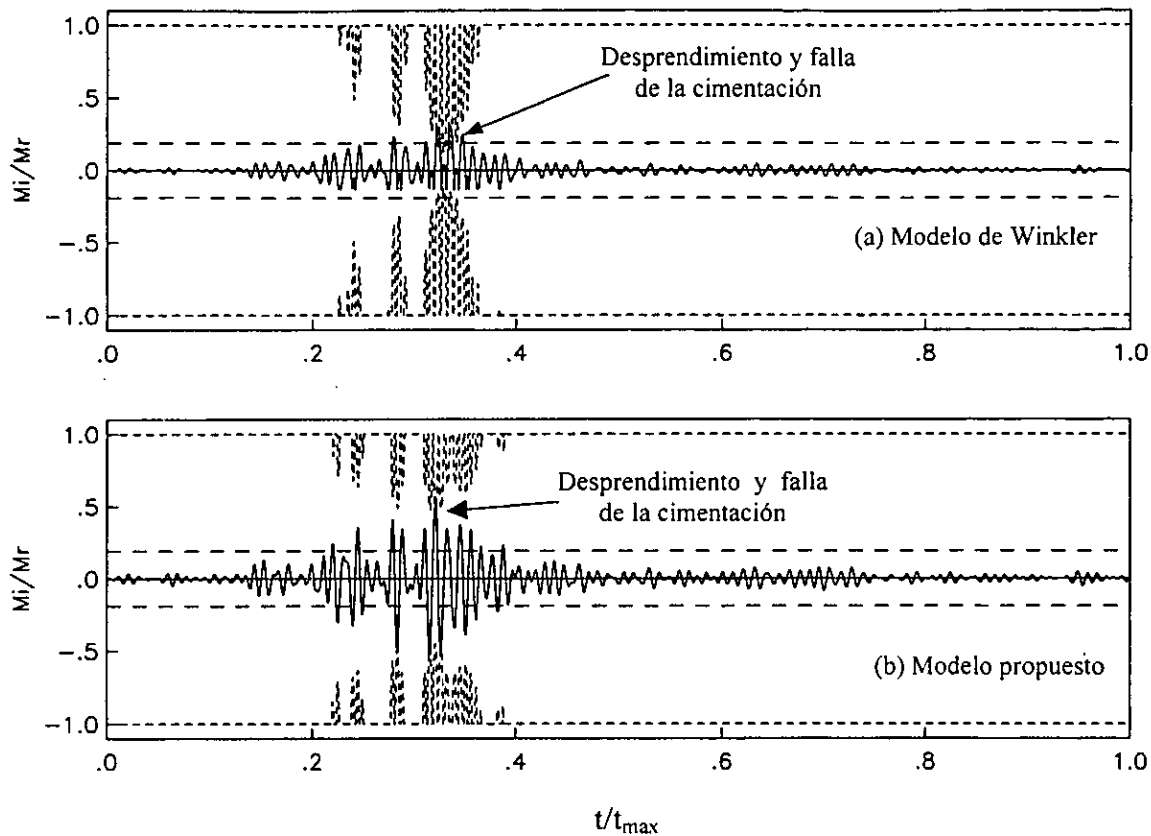


Fig 7.20. Historia de momentos actuantes en la cimentación para el edificio ZAC

Las respuestas mostradas en la fig 7.20 no indican el volteo de la estructura, debido a que este efecto está gobernado por el desplazamiento y rotación del bloque de suelo limitado por la línea que define la superficie de falla, y el modelo propuesto sólo determina el instante en que se inicia el mecanismo de falla de la cimentación.

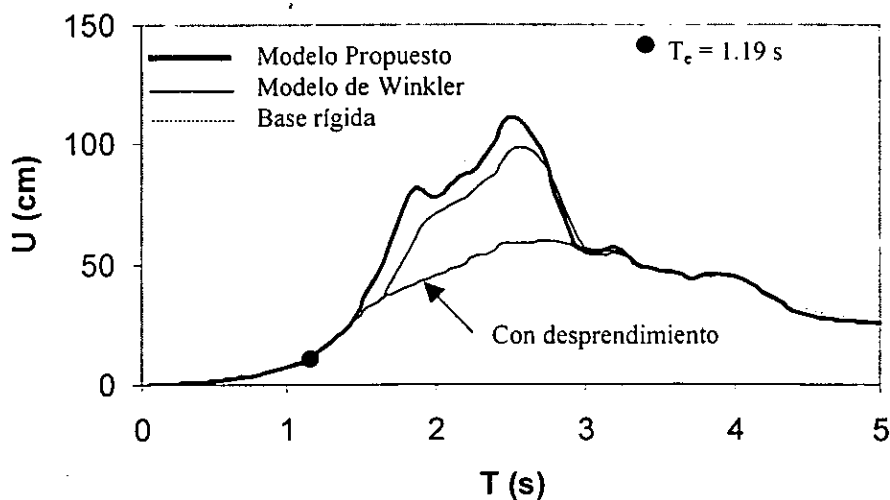


Fig 7.21. Espectros de respuesta empleando las características del edificio ZAC

En la fig 7.21 se muestran los espectros de respuesta obtenidos con las características del edificio ZAC, utilizando el modelo propuesto y el de Winkler. El punto señalado sobre la curva espectral, corresponden al caso analizado, donde es posible visualizar los bajos niveles de deformación a los que podría haber tenido el edificio, sino se hubiera generado el mecanismo de falla de la cimentación.

Los resultados presentados permiten visualizar las diferencias existentes entre el modelo propuesto y el de Winkler, en cuanto al criterio para determinar el inicio del desprendimiento y al procedimiento para calcular las reducciones de las rigideces ISE cuando la cimentación está desprendida.

Se determinaron los períodos del sistema del modelo propuesto y se comparan con los obtenidos en forma analítica o experimental, los cuales resultan ser aceptables.

Para los tres primeros casos estudiados del edificio JAL, se pudo determinar que los porcentajes de longitud desprendida son iguales a 37, 30 y 36 por ciento, respectivamente, mientras que en el edificio ZAC, este valor fue del 32 por ciento. En los tres casos del JAL no se presentó falla en la cimentación, mientras que el ZAC sí evidencia el colapso de la cimentación. Considerando la similitud de las longitudes desprendidas, es posible afirmar que la falla de la cimentación se produce por un efecto combinado entre la capacidad de resistencia de la cimentación y la reducción del área de contacto.

8. DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES

En la presente investigación se realizaron estudios analíticos que permiten evaluar la importancia de los efectos inerciales de interacción suelo-estructura (ISE), considerando la flexibilidad del suelo y el desprendimiento parcial de la cimentación.

Mediante una revisión de la literatura existente se encontró que la modelación de la flexibilidad del suelo y el desprendimiento de la base, podrían ser representados por una cimentación con dos resortes en los extremos o mediante una fundación de Winkler, la cual está conformada por resortes y amortiguadores, uniformemente distribuidos en la base.

Luego de revisar detalladamente ambos modelos, se determinaron sus limitaciones respecto a la forma en que se obtienen las rigideces y amortiguamientos asociados a los efectos ISE, las cuales no son congruentes con los planteamientos ISE.

Con base en lo anterior, se desarrolló un modelo analítico que representa un avance respecto a los definidos en la literatura. Este modelo evalúa las rigideces y amortiguamientos del sistema mediante los planteamientos ISE y considera en forma aproximada la dependencia de la rigidez dinámica con la frecuencia de excitación. Además, toma en cuenta la reducción de la rigidez y el amortiguamiento ISE asociada a la pérdida del área de contacto y la distribución de fuerzas necesaria para evaluar los términos de acoplamiento entre los movimientos de cabeceo y vertical, para determinar el inicio del desprendimiento y para evaluar la variación de la inercia rotacional al cambiar el centro de rotación.

Para el desarrollo del modelo propuesto se definen hipótesis que permiten evaluar la respuesta de una estructura mediante el empleo de un oscilador simple unido a una base infinitamente rígida. Para este modelo se plantearon las ecuaciones dinámicas que rigen su respuesta cuando se somete a cualquier excitación horizontal. Este modelo desprecia la excitación vertical, ya que se presentó un planteamiento en donde se demuestra la poca influencia que ejerce esta excitación en la respuesta. Se demostró que las aceleraciones verticales representan, como máximo, el 7 por ciento de la aceleración total que se le induce al sistema.

Teniendo en cuenta que el modelo se apoya en un determinado suelo, se presentó un proceso analítico para obtener distribuciones estáticas de fuerzas de contacto en la cimentación. Se sustentó mediante estudios presentados en la literatura, la poca influencia que ejercen las bajas frecuencias de excitación en la distribución de fuerzas, teniendo en cuenta que éstas rigen la respuesta sísmica de una estructura con efectos ISE, susceptible de desprendimiento.

9. RECONOCIMIENTO

Este estudio contó con el patrocinio de la Dirección General de Apoyo al Personal Académico de la UNAM. El autor hace un reconocimiento muy especial a David Murià Vila por gran su apoyo profesional y humano, por su dedicación y su paciencia, por su dirección del presente trabajo. También se agradece a Gabriel Auvinet Guichard, Javier Avilés López, José Alberto Escobar Sánchez, Juan Diego Jaramillo Fernández, Roberto Meli Piralla, Mario G. Ordaz Schroeder y Efraín Ovando Shelley, sus valiosos comentarios y las sugerencias aportados a esta investigación. Manifiesto un gran sentido de gratitud al Instituto de Ingeniería de la UNAM por su gran apoyo institucional. Agradezco también a la Universidad EAFIT, especialmente a Roberto Rochel Awad, por su confianza y apoyo necesario para concluir este proyecto.

10. REFERENCIAS

- Andersen K. H. y Lauritzsen R., (1988)**, "Bearing capacity for foundations with cyclic loads", Boletín 175, Norwegian Geotechnical Institute.
- Arias A., (1969)**, "A measure of earthquake intensity", Seismic Design for Power Plants, Massachusetts Institute of Technology Press, Cambridge.
- Avilés E., (1991)**, "Capacidad de carga de cimentaciones superficiales sobre suelos blandos en condiciones sísmicas", Tesis de maestría, UNAM-DEPFI.
- Avilés J. y Pérez-Rocha L. E., (1996)**, "Evaluation of interaction effects on the system period and the system damping due to foundation embedment and layer depth", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 15, 11-27.
- Bielak J., (1969)**, "Base moment for a class of linear systems", Proc. ASCE, 95, EM5, 1053-1062.
- Bishop A. W. y Hight D. W., (1977)**, "The value of poisson's ratio in saturated soils and rocks stressed under undrained conditions", Géotechnique 27, No. 3, 369-384.
- Borowicka H., (1936)**, "Influence of rigidity of a circular foundation slab on the distribution of pressures over the contact surface", Proc. IICOSOMEF, Vol. 2, 144-149, Cambridge, Mass.
- Celebi M., (1998)**, "Radiation damping observed from recorded seismic responses of buildings", 11th European Conference on Earthquake Engineering, Paris.
- CFE, (1993)**, "Manual de diseño de obras civiles. Diseño por sismo", Sección C, Tomo I, Tema 1, Capítulo 3, México D.F.
- Chopra A. K. y Yim C-S., (1985)**, "Simplified earthquake analysis of structures with foundation uplift", Journal of Structural Engineering, Vol. 111, No. 4, 906-930.
- Dobry R. y Gazetas G., (1988)**, "Simple method for dynamic stiffness and damping of floating pile groups", Geotechnique, Vol. 38, No. 4, 557-574.
- Dobry R., Idriss I.M. y Ng E., (1978)**, "Duration characteristics of horizontal components of strong-ground motion earthquake records", Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 68, No. 5, 1487-1520.
- Dormieux L. y Pecker A., (1995)**, "Seismic bearing capacity of foundations on cohesionless soil", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 121, No. 3, 300-303.

- Dowrick D. J., (1987),** "Earthquake resistant design for engineers and architects", John Wiley & Sons.
- Elorduy J., (1967),** "Sobre el comportamiento dinámico de bases rígidas sujetas a perturbaciones armónicas", Tesis doctoral, UNAM, México.
- Esteva L. y Rosenblueth E., (1964),** "Espectros de temblores a distancias moderadas y grandes", Boletín Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, Vol.2, 1-18.
- Fuentes L. R., (2000),** "Modelos calibrados de un edificio instrumentado", Tesis de maestría, DEPFI - UNAM, México (En revisión).
- Ganev T., Yamazaki F. y Katayama T., (1995),** "Observation and numerical analysis of soil-structure interaction of a reinforced concrete tower", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 24, 491-503.
- Gazetas G., (1983),** "Analysis of machine foundation vibrations: state of the art", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 2, No. 1, 2-42.
- Gazetas G., (1991),** "Foundation vibrations", Foundation Engineering Handbook, 2nd Edition.
- Guerrero R., Reinoso E. y Ordaz M., (1998),** "Acelerogramas analíticos empleados para estimar el comportamiento estructural de edificios en la zona del lago de la ciudad de México", Ingeniería Sísmica, No. 58, México.
- Housner G. W., (1963),** "The behavior of inverted pendulum structures during earthquakes", Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 53, No. 2, 403-417.
- Housner G.W., (1965),** "Intensity of earthquake ground shaking near the causative fault", Proc. 3rd World Conf. Earthquake Eng., Auckland, New Zealand, Vol. 3, 94-109.
- Huckelbridge A. A. y Clough R. W., (1978),** "Seismic response of uplifting building frame", Journal of Structural Division (ASCE), Vol. 104, No. ST8, 1211-1229.
- Kikuchi N. y Oden J. T., (1988),** "Contact problems in elasticity: a study of variational inequalities and finite element methods", Siam, Philadelphia.
- Kobori T., (1962),** "Dynamical response of rectangular foundations on an elastic space", Proc. Japan National Symposium on Earthquake Engineering.
- Malagón, M. D., (1992),** "Revisión analítica del modo de falla por volteo de un edificio a raíz de los sismos de 1985", Tesis de licenciatura, UNAM-DEPFI.

- Meek J. W., (1975),** "Effects of foundation tipping on dynamic response", *Journal of the Structural Division (ASCE)*, Vol. 101, No. ST7, 1297-1311.
- Meek J. W., (1978),** "Dynamic response of tipping core buildings", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 6, 437-454.
- Meli, R., Faccioli, E., Murià-Vila, D., Quaas, R. y Paolucci, R., (1998),** "A Study of site effects and seismic response of an instrumented building in Mexico City", *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 2, No. 1, 89-111.
- Meli R., Murià-Vila D., Quaas R., Faccioli E. y Paolucci R., (1994),** "Estudio de los efectos de sitio y la respuesta estructural de un edificio en la ciudad de México ante sismos", Informe de Actividades del Tercer Año, patrocinado por el CONACYT y CEE.
- Meyerhof, G. G., (1953),** "The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads", *Proceedings of Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 1, Zurich, 440-445.
- Murià-Vila D., González A. R. y Espinosa A. J-M., (1993),** "Efectos de interacción suelo-estructura en la respuesta sísmica de un edificio instrumentado", *Series del Instituto de Ingeniería (UNAM)*, No. 555.
- Murià-Vila, D. y Moreno, S., (1993),** "Determinación de las propiedades dinámicas y los efectos de interacción suelo-estructura de un edificio de 14 niveles", Informe interno de Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Murià-Vila, D. y Rodríguez G., (1999),** "Análisis de registros sísmicos obtenidos de 1993 a 1998 en el edificio Jal", *Series del Instituto de Ingeniería, UNAM (En revisión)*
- Murià-Vila D. y Toro A. M., (1998),** "Effects of several events recorded at a building founded on soft soil", *11th European Conference on Earthquake Engineering, Paris.*
- Muskelishvili N. I., (1963),** "Some basic problems of the mathematical theory of elasticity", Noordhoff, Groningen.
- Newmark N. M. y Rosenblueth E., (1971),** "Fundamentals of earthquake engineering", Prentice-Hall INC.
- Novak M., (1974),** "Dynamic stiffness and damping of piles", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 11, No. 4, 574-598.
- Novak M. y El Hifnawy L., (1983),** "Effects of soil-structures interaction on damping of structures", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 11, 595-621.

Novak M., Sheta M., El Sharnouby B. y El Hifnawy L., (1983), "A computer program for calculation of response of rigid foundations to dynamic load".

Ordaz M., (2000), Comunicación personal.

Peña A., (1996), "Modelo matemático de una estructura alta", Tesis de licenciatura, UNAM, México.

Poulos H. G. y Davis E. H., (1974), "Elastic solutions for soil and rock mechanics", John Wiley & Sons.

Prakash S. y Chummar A. V., (1967), "Response of footings to lateral loads", Proceedings of the International Symposium on Wave Propagation and Dynamic Properties of Earth Materials, University of New Mexico Press, Albuquerque, 679-691.

Psycharis I. N. y Jennings P. C., (1983), "Rocking of slender rigid bodies allowed to uplift". Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 11, 57-76.

Psycharis I. N., (1983), "Dynamic of flexible systems with partial lift-off", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 11, 501-521.

Psycharis I. N., (1991), "Effect of base uplift on dynamic response of SDOF structures", Journal of Structural Engineering, Vol. 117, No. 3, 733-754.

RCDF, (1995), "Reglamento de construcciones del Distrito Federal: normas técnicas complementarias para el diseño por sismo", México D.F.

Richards R. J., Elms D. G. y Budhu M., (1993), "Seismic bearing capacity and settlements of foundations", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 119, No. 4, 662-674.

Romo M. P. y García J. A., (1996), "Procedimiento para el análisis de movimientos permanentes por sismo en cimentaciones superficiales y profundas", Series del Instituto de Ingeniería – UNAM, No. 581.

Sarma S. K. e Iossifelis I. S., (1990), "Seismic bearing capacity factors of shallow strip footings", Géotechnique, Vol. 40, No. 2, 265-273.

Seed H. B., Idriss I.M. y Kiefer F.W., (1969), "Characteristics of rock motions during earthquakes", Journal of Soil Mechanics Foundations, ASCE, Vol.95, SM5, 1199-1218.

- Singh S.K., Ordaz M., Anderson J.G., Rodríguez M., Quass R., Mena E., Ottaviani M. y Almora D., (1989),** "Analysis of near-source strong-motion recordings along the Mexican subduction zone", *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 79, No. 6, 1697-1717.
- Terzaghi, K., (1943),** "Theoretical soil mechanics", John Wiley & sons, Nueva York.
- Timoshenko S. y Goodier J. N., (1934),** "Theory of elasticity", McGraw-Hill INC.
- Veletsos A. S. y Meek J. W., (1974),** "Dynamic behaviour of building-foundation system", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 3, 121-138.
- Veletsos A. S., (1977),** "Dynamics of structure-foundation systems", *Structural and Geotechnical Mechanics*, Prentice-Hall, New Jersey.
- Wilson E. L. y Habibullah A., (1992),** "SAP90™: A series of computer programs for the finite element analysis of structures", Computers & Structures INC., Version 5.40.
- Weissmann G. F., (1972),** "Tilting foundations", *Journal of the Soils Mechanics and Foundations Division*, Vol. 98, No. SM1, 59-78.
- Wolf J.P., (1994),** "Foundation vibration analysis using simple physical models", Prentice Hall.
- Yim C-S. y Chopra A. K., (1983),** "Effects of transient foundation uplift on earthquake response of structures", EERC, Report No. UCB/EERC-83/09, University of California, Berkeley.
- Yim C-S. y Chopra A. K., (1984a),** "Dynamics of structures on two-spring foundation allowed to uplift", *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 110, No. 7, 11241146.
- Yim C-S. y Chopra A. K., (1984b),** "Earthquake response of structures with partial uplift on Winkler foundation", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 12, 263-281.

APÉNDICE A: EFECTO DE LA ACELERACIÓN VERTICAL

Con el objeto de verificar la influencia que ejerce la aceleración vertical en la respuesta sísmica de estructuras susceptibles al desprendimiento (fig 3.1), se analizan los componentes \ddot{R}_u , \ddot{R}_z y \ddot{R}_v del vector de excitación $\{\ddot{R}\}$ los cuales fueron definidos en las ecs 3.4, 3.6 y 3.7.

El segundo término de las ecs 3.4 y 3.6 es el resultado de considerar los efectos P- Δ en el análisis, lo cual indica que la aceleración vertical \ddot{Y}_g solamente afecta la respuesta del sistema, cuando se toma en cuenta dicho efecto.

Para determinar la importancia de la aceleración vertical \ddot{Y}_g , se asume que:

- No ocurre desprendimiento parcial de la cimentación, por lo cual la aceleración del centro de gravedad de la base \ddot{V} es igual a cero.
- El efecto de volteo se presenta cuando la resultante de las fuerzas verticales actúa fuera del tercio medio de la base, lo que implica que la suma de U y Z, es igual a dos tercios de B.

Remplazando estas condiciones en las ecs 3.4 y 3.6, se tiene:

$$\ddot{R}_u = m_e \left\{ \ddot{X}_g + (g + \ddot{Y}_g) \left(\frac{2}{3} \frac{B}{H_e} \right) \right\} \dots\dots\dots (A.1)$$

$$\ddot{R}_z = \left(m_e + \frac{m_c D}{H_e} \right) \ddot{X}_g + m_e (g + \ddot{Y}_g) \left(\frac{2}{3} \frac{B}{H_e} \right) \dots\dots\dots (A.2)$$

Las ecs A.1 y A.2 indican que la influencia de \ddot{Y}_g está determinada por la relación de esbeltez (H_e/B). El caso donde influye más la aceleración vertical corresponde a bajas relaciones de esbeltez. En este caso se asume igual a 3:

$$\ddot{R}_u = m_e \{ \ddot{X}_g + 0.22g + 0.22\ddot{Y}_g \} \dots\dots\dots (A.3)$$

$$\ddot{R}_z = \left(m_e + \frac{m_c D}{H_e} \right) \ddot{X}_g + m_e (0.22g + 0.22\ddot{Y}_g) \dots\dots\dots (A.4)$$

Además, se supone que la excitación vertical corresponde al 70 por ciento de la horizontal¹ y que ésta presenta una amplitud máxima del 20 por ciento de la aceleración de la gravedad:

$$\ddot{R}_u = m_e \{0.20g + 0.22g + 0.03g\} \dots\dots\dots (A.5)$$

$$\ddot{R}_z = \left(m_e + \frac{m_c D}{H_e} \right) 0.2g + m_e (0.22g + 0.03Y_g) \dots\dots\dots (A.6)$$

De estas expresiones se puede ver que la influencia de la aceleración horizontal y de la gravedad, son del 44 y 49 por ciento, respectivamente, mientras que la aceleración vertical corresponde al 7 por ciento de la aceleración total.

Por último se puede ver en la ec 3.7, que la aceleración vertical es el 12 por ciento de la aceleración total que se le induce al sistema.

¹ Para sismos registrados en zonas cercanas a su fuente, las aceleraciones verticales resultan ser importantes, incluso pueden alcanzar valores cercanos a los de aceleración horizontal (Sing et al, 1989).

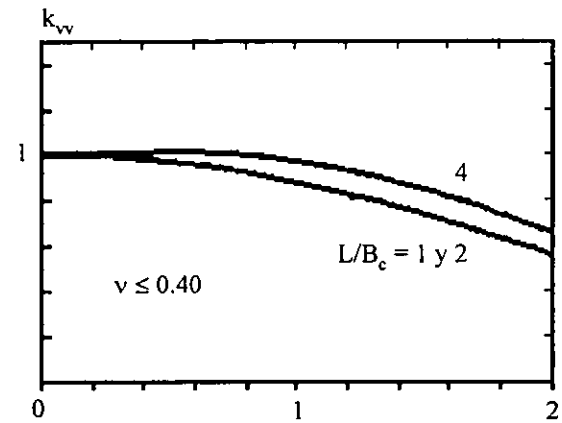
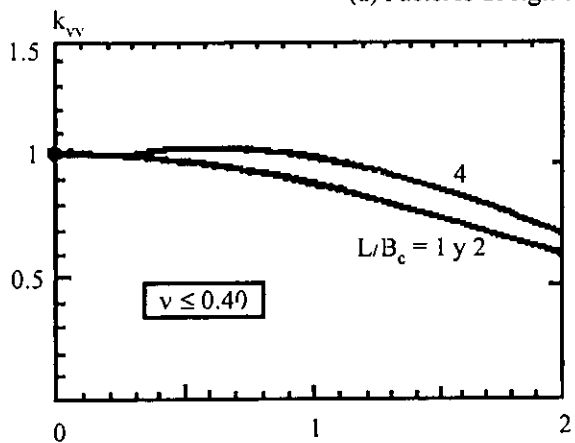
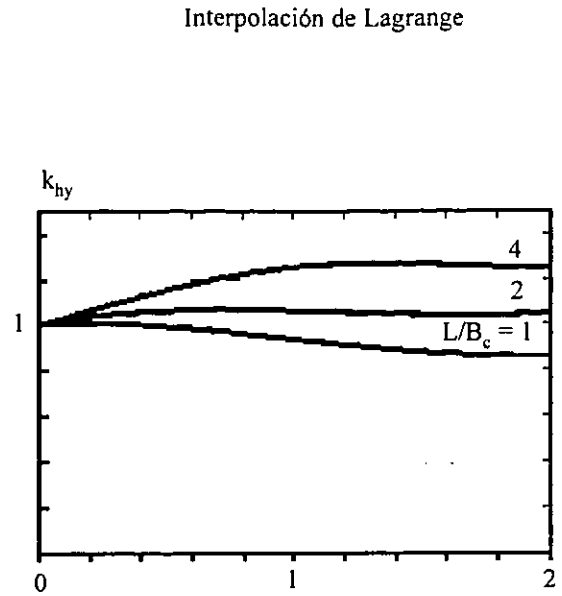
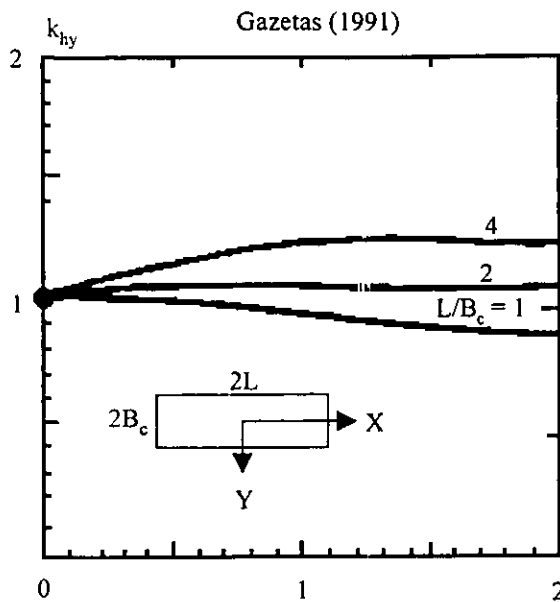
APÉNDICE B: PROGRAMA DE CÓMPUTO DEL MODELO PROPUESTO

El programa de cómputo desarrollado en esta investigación, calcula paso a paso con el método β de Newmark, la respuesta de una estructura apoyada en suelo blando, representada mediante un oscilador simple. Se comienza con la lectura de las propiedades de la estructura y del suelo, así como las características de la cimentación. Con estos valores, se calcula:

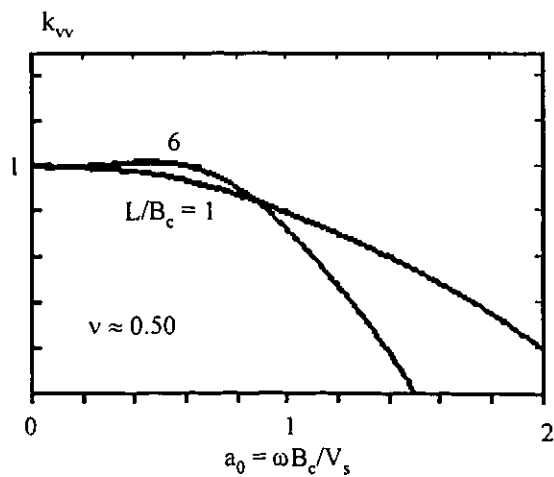
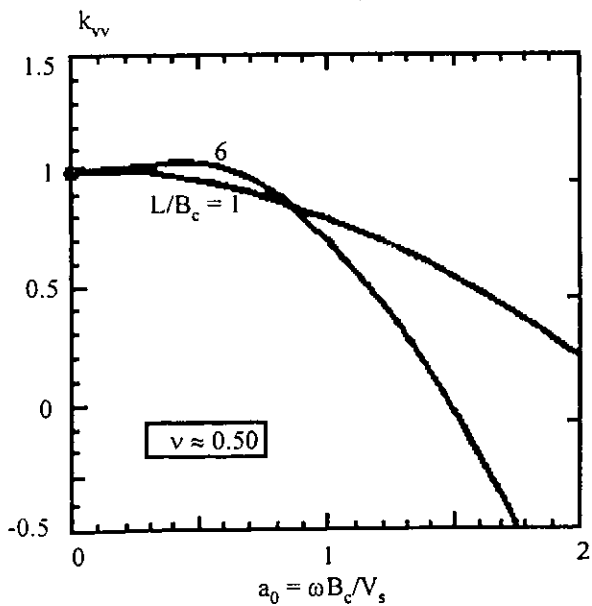
1. Las rigideces estáticas, K_{ij}^e empleadas en la ec 3.17. Estos valores se calculan empleando las expresiones reportadas por Gazetas (1991).
2. Los factores dinámicos de rigidez $k(a_0)$ y amortiguamiento $c(a_0)$ definidos en la ec 3.17, se obtienen en el programa de cómputo utilizando las expresiones definidas por Gazetas, o mediante la interpolación de Lagrange y una base de datos, la cual permite reproducir las gráficas de los factores dinámicos presentas por Gazetas (1991).

Con el objetivo de comparar las gráficas dadas por Gazetas (1991 y 1982) y las generadas mediante la interpolación de Lagrange, se muestra en la fig B.1 los factores dinámicos de rigidez y amortiguamiento, para cimentaciones superficiales apoyadas en semi-espacio, para algunas componentes del movimiento. De igual forma, se muestran las figs B.2 y B.3, para cimentaciones embebidas sobre semi-espacio y cimentaciones circulares apoyadas en un estrato sobre base rígida, respectivamente.

3. Las rigideces y amortiguamientos asociados a los efectos ISE (ecs 3.19 y 3.20; 3.21 y 3.22; 3.29 y 3.34).
4. Las matrices M , C y K (ecs 3.8 a 3.10) y se define una matriz equivalente, la cual se transforma en una matriz LU.
5. El vector de excitación (ecs 3.4 a 3.7).
6. La solución del sistema de ecuaciones y se obtienen los desplazamientos, velocidades y aceleraciones.
7. Se verifica la condición de desprendimiento (ec 4.21):
 - Si ocurre desprendimiento, se calcula L_d (ec 4.22) y se regresa al paso 1.
 - Si no hay desprendimiento, se regresa al paso 5.



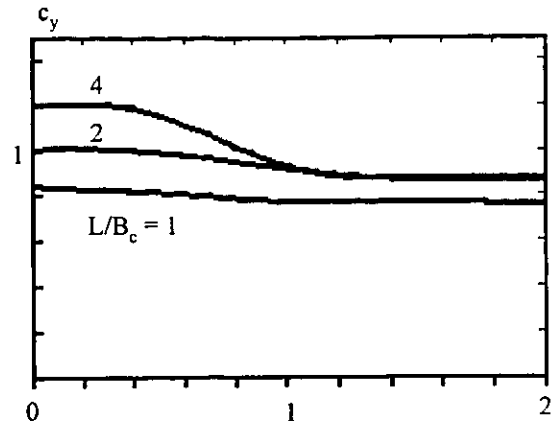
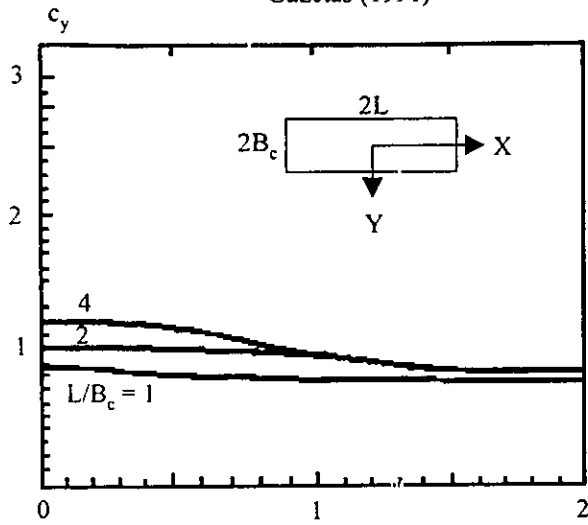
(b) Factores de rigidez dinámica vertical con $v \leq 0.40$



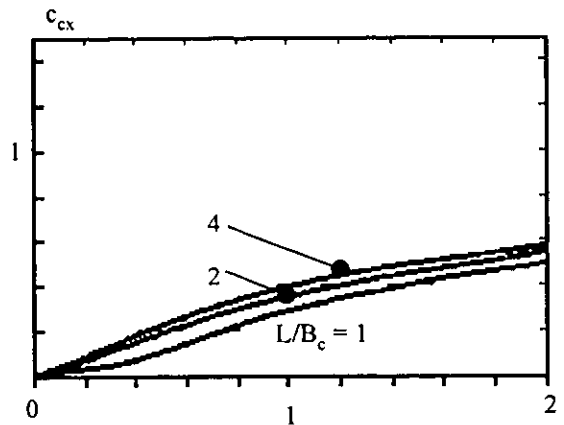
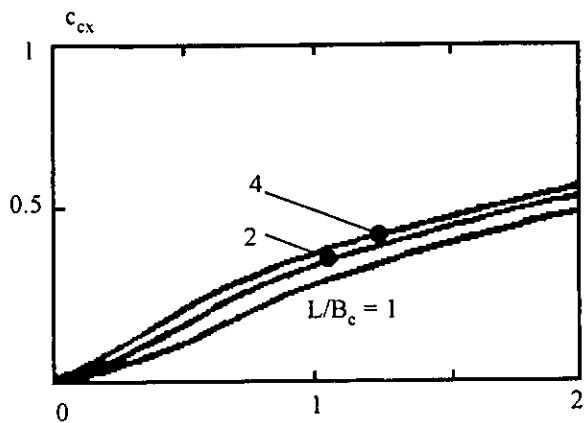
(c) Factores de rigidez dinámica vertical con $v \approx 0.50$

Gazetas (1991)

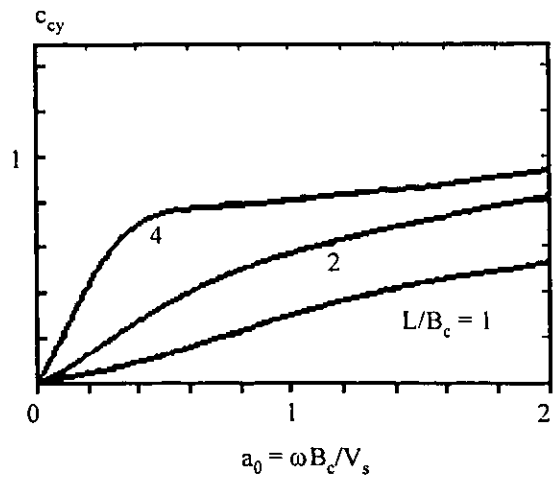
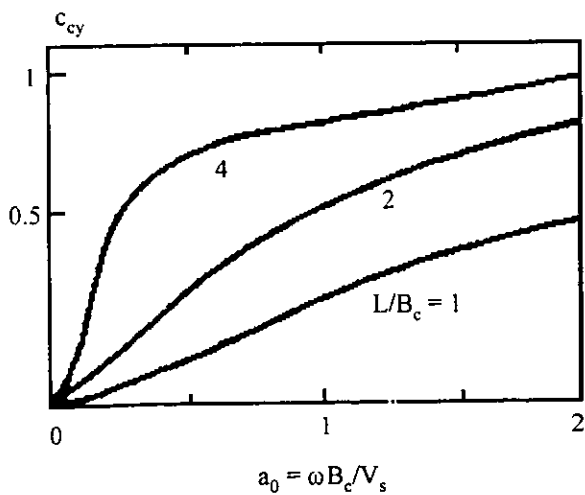
Interpolación de Lagrange



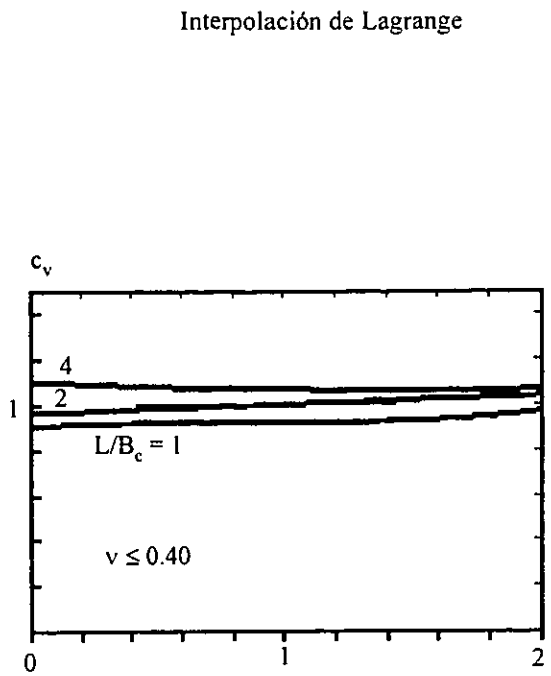
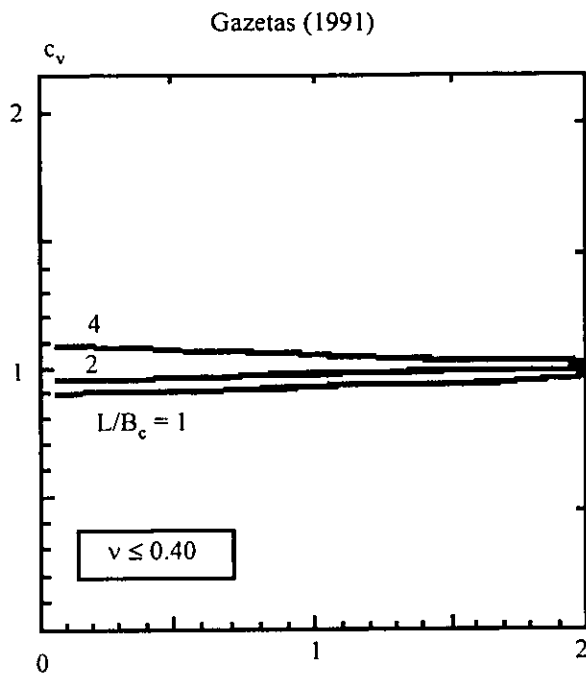
(d) Factores de amortiguamiento dinámico horizontal en dirección y



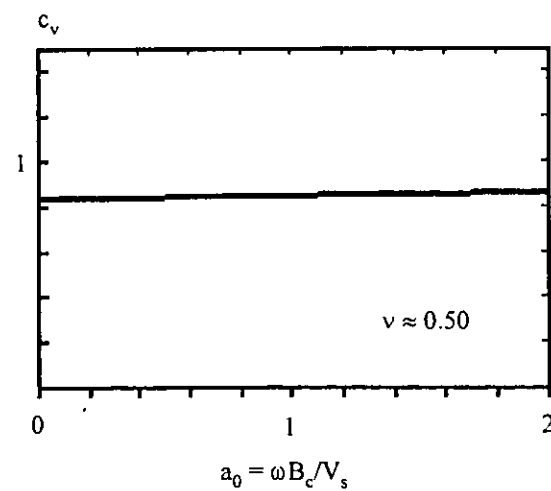
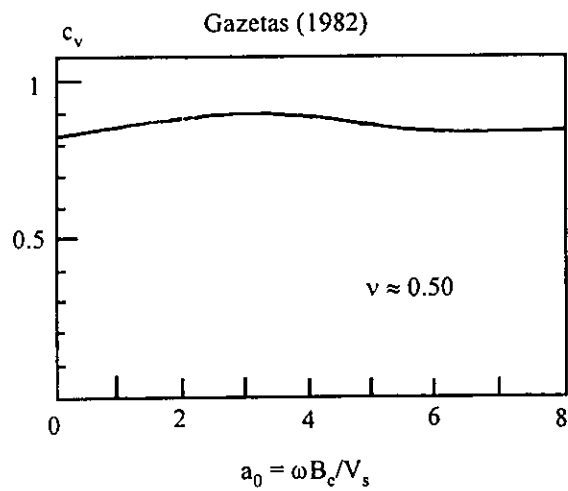
(e) Factores de amortiguamiento dinámico de cabeceo en dirección x



(f) Factores de amortiguamiento dinámico de cabeceo en dirección y

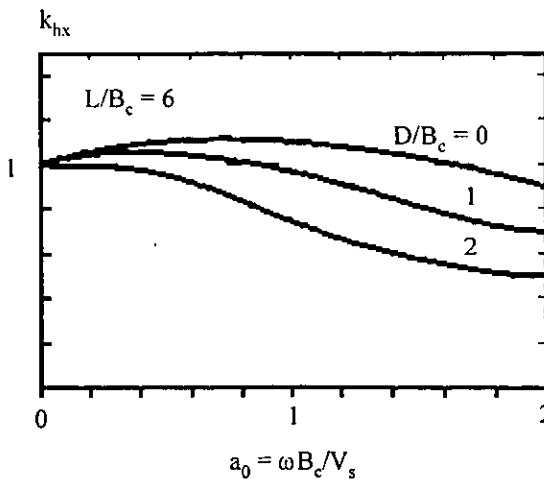
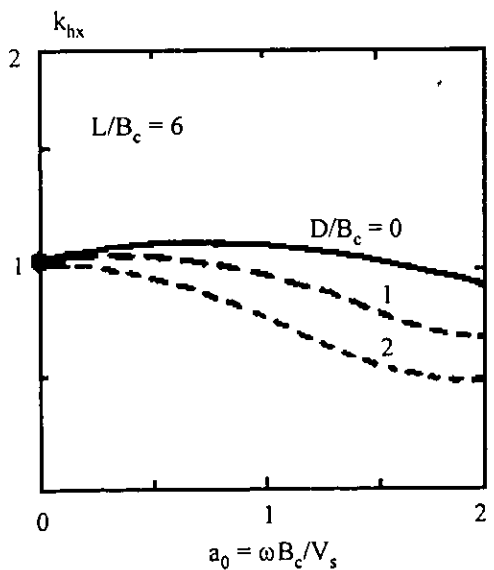
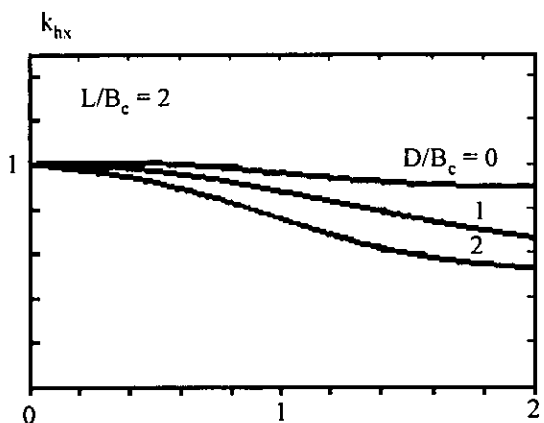
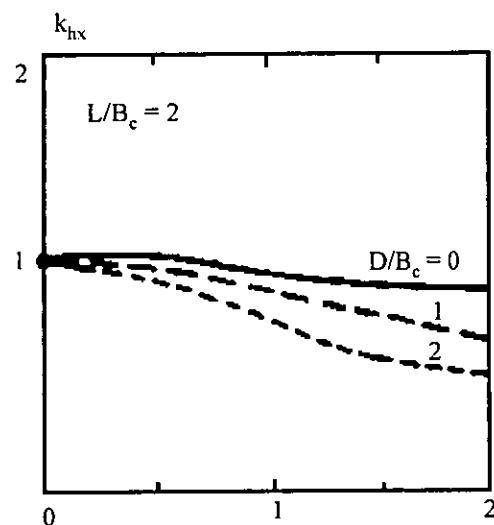
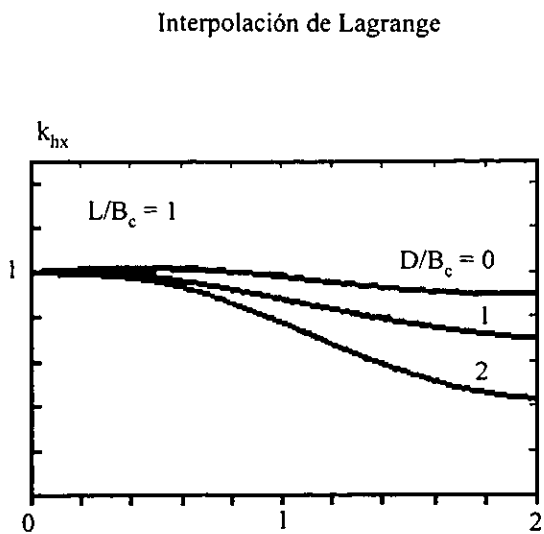
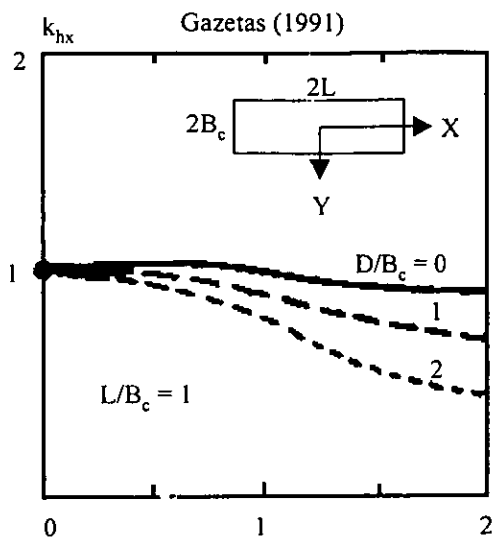


(g) Factores de amortiguamiento dinámico vertical con $\nu \leq 0.40$

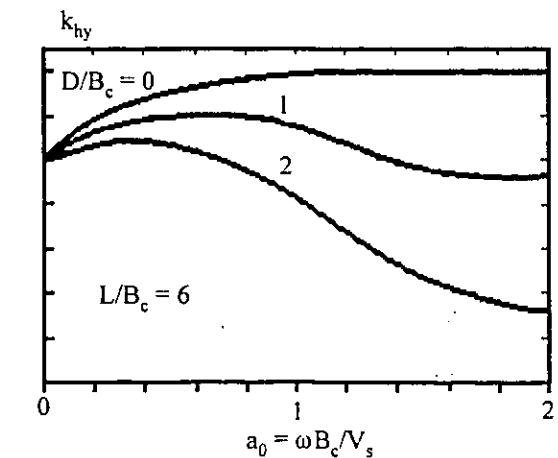
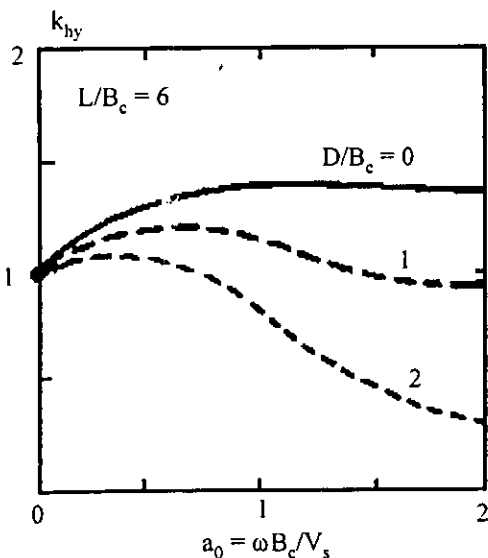
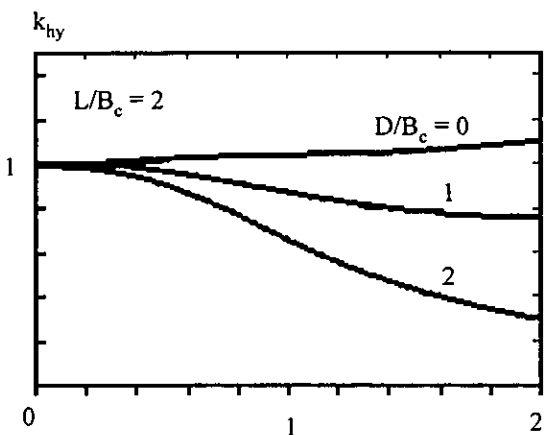
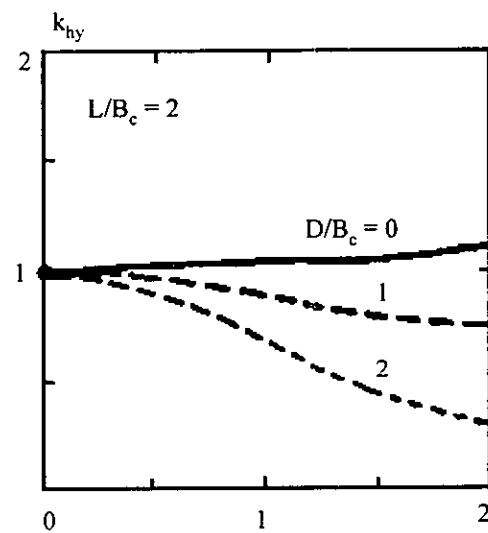
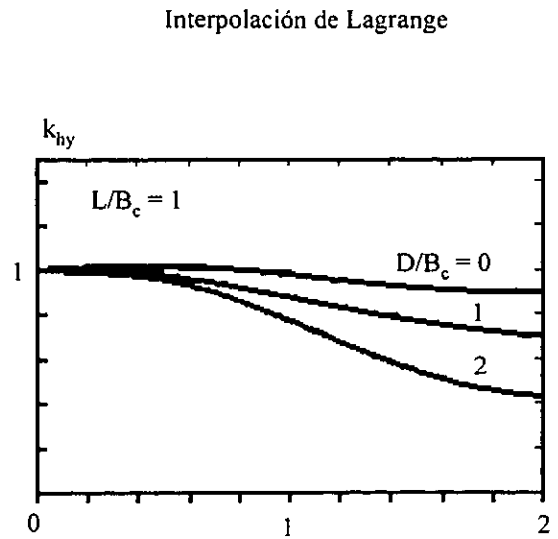
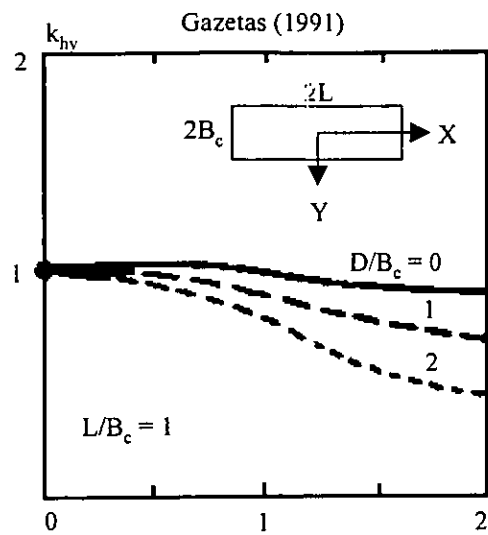


(h) Factores de amortiguamiento dinámico vertical con $\nu \approx 0.50$

Fig B.1. Factores dinámicos de rigidez y amortiguamiento para cimentaciones superficiales en semi-espacio



(a) Factores de rigidez dinámica horizontal en dirección x

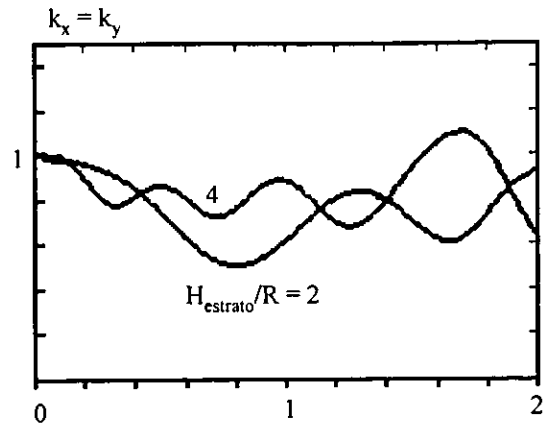
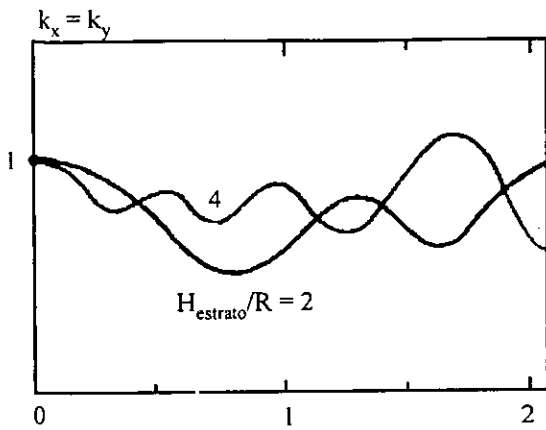


(b) Factores de rigidez dinámica horizontal en dirección y

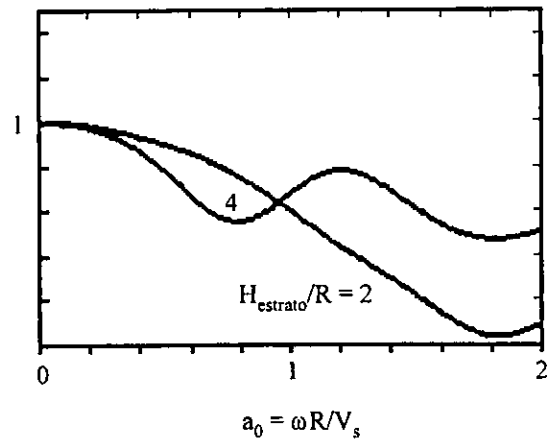
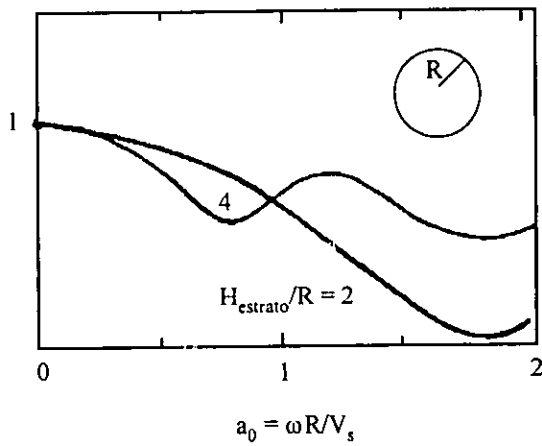
Fig B.2. Factores dinámicos de rigidez para cimentaciones embebidas en semi-espacio

Gazetas (1991)

Interpolación de Lagrange



(a) Factores de rigidez dinámica horizontal



(b) Factores de rigidez dinámica vertical

Fig B.3. Factores dinámicos de rigidez para cimentaciones circulares superficiales en estrato

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

El programa principal recurre a las siguientes subrutinas para el proceso de cálculo:

- Subrutina "Rigidez estática": calcula las rigideces estáticas para los tipos de cimentación estudiados, mediante expresiones definidas por Gazetas (1991).
- Subrutina "Rigidez dinámica": evalúa las rigideces y amortiguamientos dependientes de la frecuencia de excitación (Gazetas, 1991), empleando la subrutina de Lagrange.
- Subrutina "Lagrange": se emplea el polinomio de Lagrange y se genera una base de datos que permite evaluar los factores adimensionales de amortiguamiento y rigidez, definidos por Gazetas (1991), los cuales son presentados mediante gráficas.
- Subrutina "Rigidez de grupo": calcula las rigideces y amortiguamientos de un grupo de pilotes de fricción. Se emplea la metodología propuesta por Dobry y Gazetas (1988) y generalizada por Wolf (1994).
- Subrutina "Forma LU": define las matrices M, C y K de la estructura a estudiar. Luego calcula una matriz equivalente definida por el método β de Newmark.
- Subrutina "Descomposición LU": transforma la matriz equivalente definida en la subrutina anterior, en el producto de una matriz triangular inferior (L) y una superior (U). Este tipo de factorización matricial es conocido como el método de descomposición LU.
- Subrutina "Solución": resuelve un sistema de ecuaciones $[LU] \{X\} = \{R\}$.

El programa permite escoger el tipo de cimentación, tipo de suelo en el que se apoya la estructura y la dirección de análisis. Además se puede considerar o no, el efecto de desprendimiento y los efectos P- Δ .

Archivo de datos: Para la ejecución del programa de cómputo, se requiere un archivo de datos en el que se definen las características de la excitación, las propiedades de la estructura y de la cimentación, y el tipo de análisis que se pretende realizar. También es necesario elaborar un archivo de las excitaciones, donde se colocan en dos columnas, las historias de aceleraciones horizontal y vertical. Las unidades empleadas para definir los datos de entrada son: t, cm, s. El archivo de datos emplea el siguiente formato:

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
INSTITUTO DE INGENIERIA

DATOS DE ENTRADA PARA EL MODELO DE DESPRENDIMIENTO
POR : JUAN CARLOS BOTERO PALACIO

NOMBRE DE LOS ARCHIVOS

- A. Archivo de resultados (Máximo 8 caracteres sin extensión)
VWMC26VL
B. Archivo de excitación
A10G-50V.EXC

CARACTERISTICAS DE LA EXCITACION

- A. Número de puntos
2001
B. Incremento de tiempo [s]
0.02
C. Frecuencia circular de excitación [rad/s]
3.141592

CARACTERISTICAS DE LA ESTRUCTURA

- A. Número de pisos
1
B. Nivel Me[t-s²/cm] Ce[t-s/cm] Ke[t/cm] He[cm]
1 15.00 2.000 25.00 5000.00

CARACTERISTICAS DE LA CIMENTACION

- A. Masa [t-s²/cm]
0.400
B. Longitud mayor(2L) con dirección paralela a X [cm]
4000
C. Longitud menor(2B) con dirección paralela a Y [cm]
2000
D. Profundidad de la losa de cimentación [cm]
350.00
E. Altura del cajón [cm]
350.00
F. Módulo de rigidez del suelo [t/cm²]
0.0500
G. Relación de Poisson del suelo
1. Suelo arcilloso saturado (0.49)
2. Suelo arcilloso parcialmente saturado (0.45)
3. Suelo granular (0.33)
OPCION
2

- H. Velocidad de ondas de cortante del suelo [cm/s]
7000.00
- I. Profundidad del estrato de suelo [cm]
4000.00
- J. Relación de amortiguamiento crítico del suelo
0.05

OPCIONES PARA LA CIMENTACION

- A. Tipo de cimentación
1. Cimentación superficial
 2. Cimentación con cajón
 3. Cimentación con cajón y pilotes
- OPCION
3
- B. Tipo de suelo
1. Semi-espacio
 2. Un estrato sobre suelo rígido
- OPCION
2
- C. Tipo de rigidez para considerar los efectos ISE.
1. Rigidez dinámica, con excitación armónica ($W_h = cte$)
 2. Rigidez dinámica, con excitación variable ($W_h = W_{var}$)
- OPCION
1

CONSIDERACIONES DEL ANALISIS A REALIZAR

- A. Dirección de análisis.
1. Desplazamientos en el eje X, y cabeceo alrededor del eje Y
 2. Desplazamientos en el eje Y, y cabeceo alrededor del eje X
- OPCION
2
- B. Tipo de análisis para desprendimiento
1. Si considera desprendimiento
 2. No considera desprendimiento
- OPCION
1
- C. Efectos P-Delta
1. Si considera los efectos P-Delta
 2. No considera los efectos P-Delta
- OPCION
1

CARACTERISTICAS DE LOS PILOTES

- A. Longitud del pilote [cm]
2750.00

B. Diámetro del pilote [cm]
45.00
C. Módulo elástico del pilote [t/cm²]
200.0
D. Número de pilotes
6
E. Ubicación de los pilotes

Item	Dist.X [cm]	Dist.Y [cm]
1	-1900.00	-0900.00
2	0000.00	-0900.00
3	1900.00	-0900.00
4	-1900.00	0900.00
5	0000.00	0900.00
6	1900.00	0900.00

FIN DE ARCHIVO

Archivos de resultados: El programa genera 21 archivos que contienen las respuestas del modelo en el dominio del tiempo. Estos archivos contienen la historia de: aceleraciones, velocidades y desplazamientos del sistema, rigideces, amortiguamientos y frecuencias ISE, áreas de contacto y centros de giro de la cimentación, y fuerzas de excitación. Además se genera un archivo con los valores máximos y mínimos de las respuestas obtenidas.

APÉNDICE C: CÁLCULO DE LA RIGIDEZ Y EL AMORTIGUAMIENTO DINÁMICO DE UNA CIMENTACIÓN EMBEBIDA CON PILOTES DE FRICCIÓN.

Para el cálculo de las rigideces y amortiguamientos dinámicos de una cimentación embebida con pilotes de fricción ($K_j^d (total)$ y $C_j^d (total)$), se utilizó el procedimiento propuesto por Novak (1974), que consiste en la suma de las rigideces y amortiguamientos de la fundación embebida en estrato blando sobre base rígida ($K_j^d (cajón)$ y $C_j^d (cajón)$) y del grupo de pilotes ($K_j^g (pilotes)$ y $C_j^g (pilotes)$):

$$K_j^d (total) = K_j^d (cajón) + K_j^g (pilotes) \dots\dots\dots (C-1)$$

$$C_j^d (total) = C_j^d (cajón) + C_j^g (pilotes) \dots\dots\dots (C-2)$$

Para calcular la rigidez y el amortiguamiento dinámico de una cimentación embebida, se emplearon las definiciones propuestas por Gazetas (1991). En cuanto al cálculo de la rigidez y del amortiguamiento dinámico de un grupo de pilotes, para cada modo de vibración "j", se empleó un método definido por Dobry y Gazetas (1988), el cual fue generalizado por Wolf (1994).

Este método toma en cuenta la influencia que ejerce cada pilote sobre el resto de pilotes de la cimentación. Inicialmente se obtienen los valores de rigidez estática y los factores de rigidez dinámica para un pilote simple (Gazetas, 1991).

Para la rigidez vertical del grupo se calcula el factor de interacción dinámica, α_v , que determina la influencia que tiene un pilote sobre el resto:

$$\alpha_v(\omega) = \frac{r_p}{d_{jk}} e^{-\zeta_j \omega \frac{d_{jk}}{v_j}} e^{-i\omega \frac{d_{jk}}{v_j}} \dots\dots\dots (C-3)$$

Donde r_p es el radio de cada pilote, d_{jk} es la distancia el pilote j al pilote k.

Utilizando la definición de factor de interacción, se obtienen las fuerzas aplicadas en cada pilote, P_k , y los desplazamientos que ocasiona sobre resto de los pilotes, u_{jk} , debidos a su propio desplazamiento:

$$P_k = S(\omega)u_{kk}(\omega) \dots\dots\dots (C-4)$$

$$u_{jk} = \alpha_v(d_{jk}, \omega)u_{kk} \dots\dots\dots (C-5)$$

Aplicando el principio de superposición, se obtienen los desplazamientos totales de cada pilote:

$$u_j(\omega) = \sum_{k=1}^{j-1} \alpha_v(d_{jk}, \omega) u_{kk} + u_{jj}(\omega) + \sum_{k=j+1}^n \alpha_v(d_{jk}, \omega) u_{kk} \quad \dots\dots\dots (C-6)$$

Escrito en forma matricial, se tiene:

$$\{u(\omega)\} = [G(\omega)]\{P(\omega)\} \quad \dots\dots\dots (C-7)$$

Donde $\{u\}$ es el vector de desplazamientos de cada pilote calculado mediante la ec. C-6, $[G]$ es una matriz de $(n \times n)$ pilotes que contiene los valores de α_v , y $\{P\}$ es el vector de fuerzas.

Se utiliza una ecuación de compatibilidad que garantice que todos los desplazamientos verticales son iguales a u_0 :

$$u_j(\omega) = u_0(\omega) \quad \dots\dots\dots (C-8)$$

En forma matricial es posible escribir los desplazamientos de todos los pilotes, donde $\{A\}$ es un vector de unos:

$$\{u(\omega)\} = \{A\}u_0(\omega) \quad \dots\dots\dots (C-9)$$

Utilizando la ecuación de equilibrio es posible obtener la fuerza total de la cimentación:

$$P_0(\omega) = \sum_{j=1}^n P_j(\omega) \quad \dots\dots\dots (C-10)$$

Escrito en forma matricial:

$$P_0(\omega) = \{A\}^T \{P(\omega)\} \quad \dots\dots\dots (C-11)$$

Eliminando $\{P\}$ y $\{u\}$ de las ecs. C-7, C-9 y C11, se obtiene:

$$P_0(\omega) = S_v(\omega)u_0(\omega) \quad \dots\dots\dots (C-12)$$

Donde $S_v(\omega)$ es la rigidez dinámica vertical del grupo de pilotes.

$$S_v(\omega) = \{A\}^T [G]^{-1} \{A\} \quad \dots\dots\dots (C-13)$$

El valor de $S_v(\omega)$ es un valor complejo y es básicamente la suma de todos los términos de la inversa de la matriz $[G]$.

De igual forma se puede calcular la rigidez dinámica horizontal, pero la matriz [G] debe ser ensamblada utilizando los siguientes valores de α_h , los cuales dependen del ángulo θ que forma el pilote j con el k, respecto a la horizontal:

$$\alpha_h(\theta, \omega) = \cos^2 \theta \alpha_h(0^\circ, \omega) + \sin^2 \theta \alpha_h(90^\circ, \omega) \dots\dots\dots (C-14)$$

Donde:

$$\alpha_h(0^\circ, \omega) = \sqrt{\frac{r_p}{d_{jk}}} e^{-\zeta_p \omega \frac{d_{jk}}{V_p}} e^{-i\omega \frac{d_{jk}}{V_p}} \dots\dots\dots (C-15)$$

$$\alpha_h(90^\circ, \omega) = \sqrt{\frac{r_p}{d_{jk}}} e^{-\zeta_p \omega \frac{d_{jk}}{V_p}} e^{-i\omega \frac{d_{jk}}{V_p}} \dots\dots\dots (C-16)$$

V_p es la velocidad de las ondas de dilatación y se define mediante la utilización de la analogía de Lysmer presentada por Gazetas (1991).

Para el cálculo de la rigidez de cabeceo del grupo de pilotes se toma en cuenta la fuerza vertical por su distancia al centro de giro y el momento de cabeceo, para cada pilote. Con lo anterior es posible calcular, de manera similar, ésta rigidez, teniendo en cuenta que en el vector $\{A\}$ se colocan las distancias del centro de giro a cada uno de los pilotes en la dirección de análisis. De esta forma los desplazamientos verticales por efecto del cabeceo, se pueden escribir así:

$$\{u_{jk}(\omega)\} = \{A\} \theta_0 \dots\dots\dots (C-17)$$

Se define luego la ecuación de momentos:

$$M_0 = \{A\}^T \{P\} + nS_{cp}^d \theta_0 \dots\dots\dots (C-18)$$

Donde S_{cp}^d es la rigidez dinámica de cabeceo de cada pilote.

Sustituyendo la ec. C-17 en la ec. C-7, y premultiplicando por $[A]^T$:

$$\{A\}^T [G]^{-1} \{A\} \theta_0 = \{A\}^T \{P\} \dots\dots\dots (C-19)$$

Si se reemplaza la ec. C-18 en la ec. C-19, se obtiene el valor del momento de la cimentación:

$$M_0 = \left[\{A\}^T [G]^{-1} \{A\} + nS_{cp}^e \right] \theta_0 \dots\dots\dots (C-20)$$

Por definición, se tiene que la rigidez dinámica de cabeceo del grupo de pilotes es:

$$S_c(\omega) = \left[\{A\}^T [G]^{-1} \{A\} + nS_{cp}^d \right] \dots\dots\dots (C-21)$$

Con este método es posible evaluar el efecto de grupo de una cimentación con pilotes de fricción. Este procedimiento fue implementado en el programa de cómputo para obtener la respuesta de una estructura con cimentación embebida con pilotes de fricción, apoyada en un estrato blando sobre base rígida.